



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el
antiguo cauce del río Turia, entre el Puente de la
Exposición y el Puente de las Flores de Valencia

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Martínez Fernández, Juan

Tutor/a: Garrido de la Torre, María Elvira

Cotutor/a externo: DE LA FUENTE GARCIA, LAURA

CURSO ACADÉMICO: 2023/2024



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN EL ANTIGUO CAUCE
DEL RÍO TURIA, ENTRE EL PUENTE DE LA EXPOSICIÓN Y EL PUENTE DE LAS
FLORES DE VALENCIA

Presentado por

Juan Martínez Fernández

Para la obtención del

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Curso: 2023/2024

Tutor: María Elvira Garrido de la Torre

Fecha: 15/05/2024

Cotutor: Carlos Hidalgo Signes



Especial mención:

Este trabajo ha sido posible gracias a la colaboración necesaria de la tutora María Elvira Garrido de la Torre y el cotutor Carlos Hidalgo Signes. Sin ellos hubiese sido mucho más laborioso llegar a concluir el análisis de este depósito. Reconocer la labor encomiable de los tutores de prácticas de las empresas TYPESA (Albert Canet) e INYPSA (José Antonio García), gracias a ellos se ha tenido acceso a información de laboratorio y tratamiento de datos de zonas cercanas para posteriormente adecuarlos al proyecto. No se puede olvidar el apoyo recibido y el constante interés de mi familia para la conclusión de los estudios.

Gracias al apoyo de todos.



DOCUMENTOS DEL TFG

Memoria

Anejos

Anejo N°1 – Objetivos de Desarrollo Sostenible

Anejo N°2 – Planos

Anejo N°3 – Cálculos

Anejo N°4 – Anejo fotográfico parcela

MEMORIA



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	ANTECEDENTES	2
1.1.1	Antecedentes históricos.....	2
1.1.2	Antecedentes climáticos.....	3
1.1.3	Antecedentes geográficos.....	6
1.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	8
1.3	OBJETO Y ALCANCE.....	9
1.4	DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA.....	9
1.5	OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE.....	10
2.	ESTUDIOS PREVIOS.....	12
2.1	GEOMORFOLOGÍA	12
2.2	SISMOLOGÍA.....	13
2.3	HIDROGEOLOGÍA.....	15
3.	MARCO GEOLÓGICO.....	19
4.	RECONOCIMIENTO Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO	21
4.1	ENSAYOS DE CAMPO	21
4.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	25
4.3	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	26
5.	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y ELECCIÓN DE ALTERNATIVA ÓPTIMA.....	30
5.1	ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y CONDICIONANTES.....	30
5.1.1	Tipología del depósito.....	30
5.1.2	Conexión con la red de saneamiento.....	30
5.1.3	Volumen y forma del tanque de tormentas.....	31
5.1.4	Ubicación en la parcela	32
5.1.5	Función del depósito	33
5.1.6	Profundidad del depósito y conexión al colector.....	34
5.1.7	Diseño en planta	36
5.2	COMPROBACIONES TÉCNICAS	37
5.2.1	E.L.U.: Capacidad portante	38
5.2.2	E.L.S.: Deformabilidad	38
5.2.3	E.L.S.: Flotabilidad	39
5.3	EXCAVACIÓN.....	41
5.3.1	Sistema de contención: tablestacas.....	41
5.3.2	Estabilidad hidráulica.....	42
6.	RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.....	46



ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Red de acequias en la ciudad medieval. Fuente: Ciclo integral del agua. https://www.ciclointegraldelagua.com/castellano/historia-era-moderna.php	2
Imagen 2. Red de acequias en el siglo XV. Fuente: Ciclo Integral del Agua. https://www.ciclointegraldelagua.com/castellano/historia-era-moderna.php	3
Imagen 3. Datos de precipitación y horas de sol en 2008. Fuente: AEMET.....	4
Imagen 4. Datos de precipitación y horas de sol en 2018. Fuente: AEMET.....	4
Imagen 5. Vista del caudal del río Turia por el Paseo de la Pechina. Fotografiado desde la actual ubicación de Nuevo Centro. Fuente: Wikipedia.....	5
Imagen 6. Trabajos de limpieza en la calle Pintor Sorolla el 2 de noviembre de 1957. Fuente: Wikipedia.	5
Imagen 7. Alturas alcanzadas en la riada de Valencia de 1957. Fuente: www.valenciabonita.es	6
Imagen 8. Vista satélite de la parcela donde se plantea la implantación del tanque de tormentas. fuente: Google Maps.....	7
Imagen 9. Estaciones de Control Medioambiental próximas a la parcela de actuación. Fuente: Ciclo Integral del Agua.....	8
Imagen 10. Vista de la parcela seleccionada marcada en azul con indicaciones del acceso a la misma y referencias del alrededor para su ubicación. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen satélite Google Maps.....	12
Imagen 11. Mapa de peligrosidad sísmica peninsular. Fuente: NCSE-02.	13
Imagen 12. Coeficientes del terreno. Fuente NCSE-02	14
Imagen 13. Ubicación de los sondeos y perfil estratigráfico simplificado del terreno bajo el sondeo S1. Fuente propia.	14
Imagen 14. Mapa hidrogeológico de España. Zona de Valencia (hoja 56 - 8/7). Fuente: IGME.....	16
Imagen 15. Localización del piezómetro y valores registrados.....	17
Imagen 16. Mapa geológico de Valencia. 1/50.000. Fuente: IGME	19
Imagen 17. Mapa geológico regional de la Comunidad Valenciana. 1/400.000. Fuente: IGME.....	20
Imagen 18. Ubicación de los sondeos y de las penetraciones dinámicas en la parcela. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen satélite Google maps.	22
Imagen 19. Datos obtenidos en las penetraciones dinámicas y ensayos SPT. Fuente propia.....	23
Imagen 20. Perfil estratigráfico simplificado representativo de toda la parcela. Fuente: Elaboración propia.	29
Imagen 21. Ubicación del colector Norte y su futura ampliación respecto al croquis inicial del depósito de tormentas objeto de este estudio. Fuente: Elaboración propia sobre imagen satélite de Google Maps	31
Imagen 22. Croquis inicial de dimensionamiento del depósito. Fuente propia.....	32
Imagen 23. Croquis final de dimensionamiento del depósito. Fuente propia.....	33
Imagen 24. Esquema final del depósito sobre el terreno. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen satélite Google Earth.	33
Imagen 25. Secciones transversales del Colector Norte tramo I. La sección de la izquierda pertenece a las cercanías del Puente Exposición. Fuente: TFG Colector Norte de Pablo Cabo López, año 2017.	34
Imagen 26. Distancias al punto de toma y salida del depósito pertenecientes al colector. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen satélite Google Maps.....	35
Imagen 27. Esquema final de la planta del depósito: Fuente: Elaboración propia.....	37
Imagen 28. Esquema de cálculo de la longitud del tablestacado. Fuente: Elaboración propia.	42
Imagen 29. Orientación inicial del rango de aplicación de los sistemas freáticos. Fuente: Cashman y Preene, 2012.	43
Imagen 30. Aplicabilidad del sistema de control del nivel freático en función de la permeabilidad del terreno. Fuente: Justo Alpañes y Bauzá, 2010.....	43
Imagen 31. Aptitud del sistema de control del nivel freático. Fuente: Powers, 2012 (y blog de Víctor Yepes Piqueras).	44
Imagen 32. Elementos e instalación de pozos de drenaje en distintas obras. Fuente: www.wellpoint.es (Empresa instaladora de pozos de drenaje).	44
Imagen 33. Esquema hipotético desfavorable de levantamiento de fondo. Fuente: Elaboración propia.	45



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cotas medias de los puntos de interés de la obra (MSNM).	13
Tabla 2. Resumen de Sondeos y penetraciones dinámicas (DPSH) realizadas.	22
Tabla 3. Ensayos realizados sobre las muestras obtenidas.	26
Tabla 4. Nomenclatura empleada para definir los parámetros del terreno.	27
Tabla 5. Resumen de los ensayos de las muestras tomadas desde la superficie a una profundidad de 3,80 m.	27
Tabla 6. Resumen de los ensayos de las muestras tomadas entre las profundidades de 3,80 a 5,45 m y 13,00 a 16,30 m.	27
Tabla 7. Resumen de los ensayos de las muestras tomadas entre las profundidades de 5,45 a 13,00 m.	28
Tabla 8. Resumen de los ensayos de las muestras tomadas entre las profundidades 13,00 a 16,30 m.	28
Tabla 9. Resumen de los ensayos de las muestras tomadas a partir de la profundidad de 20,30 m.	28
Tabla 10. Ensayos químicos del agua extraída de la muestra de suelos.	29
Tabla 11. Ensayo químico del agua tomada del sondeo 1 bajo el nivel freático.	29
Tabla 12. Resumen de las propiedades del terreno modelizado.	29
Tabla 13. Dimensiones en metros de los elementos del depósito diseñado.	37
Tabla 14. Resumen de los asientos consecutivos y no acumulados que se producen en el depósito.	39



1. INTRODUCCIÓN

Los depósitos de tormenta son infraestructuras capaces de almacenar agua en épocas o momentos de lluvias intensas para que sean utilizadas en momentos posteriores donde la demanda de agua continúa, con especial intensidad en las grandes ciudades. También se emplean para el almacenaje de aguas con contaminantes en episodios tormentosos para evitar el colapso de las estaciones depuradoras donde los colectores llevan sus aguas. Valencia es una ciudad situada en la costa mediterránea de la Península Ibérica que goza del llamado “clima mediterráneo”. Este clima se caracteriza por tener temperaturas suaves amortiguadas con la humedad y junto con la orografía característica de Valencia se conforman lluvias escasas y concentradas en periodos cortos de gran intensidad. Estos episodios de acumulación de lluvias en un breve intervalo son los conocidos en la región de Valencia como “gota fría” o DANA (Depresión Aislada en Niveles Altos). Este fenómeno consiste en un chorro de aire polar procedente de la circulación de aire frío del Polo Norte que se rompe, se traslada sobre la zona mediterránea y queda rodeado por aire de mayor temperatura. La convergencia de estos aires a diferentes temperaturas y la disipación de energía debido al fenómeno es lo que conocemos como DANA. Con el fin de minimizar daños de la DANA y aprovechamiento de agua de pluviales se construirán los depósitos de tormenta.

No es casualidad pues que los dos mayores tanques de tormenta conocidos en el mundo se encuentren en Madrid, ya que esta ciudad también sufre las consecuencias de los episodios tormentosos. Estos tanques de tormenta son los de Arroyofresno y Butarque. Cada uno de ellos puede almacenar hasta 400.000 metros cúbicos de agua (Fuente: Pedro Cáceres, El Ágora Diario, 17 abril de 2020).

Analicemos con detenimiento la función del tanque de tormenta. Al tanque deben de llegar las primeras aguas de lluvias en episodios de gran intensidad. Esto conlleva que la escorrentía de agua inicial y con gran poder de arrastre llevará consigo gran cantidad de contaminantes que producimos en nuestra vida diaria. Luego la función del tanque de tormenta se puede tomar como doble: almacenamiento de agua y retención de la misma para dar cabida a las depuradoras de agua a su tratamiento. En este punto hay distintos objetivos principales a seguir. Hay perspectivas que quieren separar las primeras aguas pluviales para después almacenar las más limpias para su uso directo, otras opciones son almacenarlas hasta que la planta depuradora tenga capacidad para tratarlas y las últimas y más novedosas es incluir una pequeña estación de tratamiento y cloración junto a ellas para no sobrealimentar a las depuradoras y que una vez salgan de las instalaciones de los depósitos sean aptas para su uso.

Se continúa viendo que junto con la evolución de los depósitos de tormenta deben de ir la evolución y mejora de la red de alcantarillado y saneamiento de la ciudad de Valencia. Actualmente, la Comunidad Valencia se encuentra en un punto donde se están clasificando y contabilizando el número, diseño y estado de la red de saneamiento con iniciativas de capital público municipal. Aunque pueda parecer extraño en un primero momento, se desconoce la totalidad de infraestructuras instaladas para saneamiento. La red de alcantarillado de la ciudad de Valencia y sus municipios proviene en sus inicios de la época romana y en la actualidad se está trabajando en un mapeo de la red de alcantarillado de la provincia. Dicho de otro modo, se desconoce el funcionamiento integral y estado de la misma.

A consecuencia del punto anterior hay que tener especial cuidado con puntos de contaminación o deterioro de la infraestructura sanitaria, ya que al sur de la ciudad de Valencia se encuentra uno de los parques protegidos más importantes de Europa, La Albufera. La Albufera, en los últimos años, se ha ido degradando paulatinamente y se sospecha que uno de los motivos puede ser que las aguas contaminadas procedentes de la escorrentía de lluvia se incluyan en su ciclo y lo perjudiquen. Este parque tiene una gran importancia porque además de ser parte de la historia de la cultura valenciana con sus arrozales y cabañas típicas valencianas, es una zona con gran diversidad de fauna y flora con algunas especies que solo se encuentran allí. Además, es una zona de parada y descanso para ciertas aves migratorias y zona de anidación como la del chorlitejo patinegro que se está aumentando su área de protección en la actualidad.

En resumen, por el aumento de la zona urbanizada y con ello el incremento de la escorrentía urbana, con el incipiente aumento del cambio climático que puede agudizar la situación sufrida en la actualidad y en unión a la protección de la biodiversidad de la actividad antrópica, el Ayuntamiento de Valencia planea construir varios depósitos de tormenta. En el caso que nos ocupa, este se sitúa dentro antiguo cauce del río Turia y permitirá el almacenamiento y uso de agua de pluviales, motivo que justifica el desarrollo de este trabajo final de grado.



En el desarrollo del trabajo final de grado, aunque no se entrará en el diseño y resistencia estructural del tanque de tormenta, se estudiará tanto su conveniencia desde el punto de vista geotécnico como su localización óptima. Con ello se pretende aumentar aprovechamiento actual del agua y la mejora de la red de pluviales y saneamiento.

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 Antecedentes históricos

A lo largo del tiempo se fueron construyendo infraestructuras de canalización, almacenamiento y aprovechamiento del agua. La ciudad de Valencia cuenta con la peculiaridad de haber vivido la transición de diferentes culturas lo que conlleva que se han ido construyendo infraestructuras en función de las necesidades y conocimientos de cada época. En la actualidad con el aumento de la zona urbana, el cambio de usos del suelo, el aumento poblacional y la agricultura y ganadería de alta intensidad, entre otros factores, deja muchas de estas estructuras obsoletas o con un bajo rendimiento.

Actualmente todavía existen acequias y canales de la época romana, algunos de ellos todavía en servicio. Con la llegada posterior de los musulmanes la red de acequias y canales sufrió un auge ya que esta cultura tenía un conocimiento y unas técnicas de control más avanzados. Cabe mencionar aquí como obras más voluminosas e importantes los acueductos cuyos restos o incluso estructuras completas pueden observarse a lo largo del territorio español y en particular en la ciudad de Valencia bajo las calles Brasil, Quart y Caballeros llegando hasta el entorno de la catedral. Como curiosidad y acorde con todas las actuaciones que lleva el Ayuntamiento de Valencia en la actualidad, se está trabajando en la zona norte de la ciudad (Alboraya, Massalfassar, etc) en el reacondicionamiento de todos los canales de riego, así como en pequeños pasos de retención y cloración del agua para evitar episodios de bacilocos como los sufridos en el verano del año 2020 en Port Saplaya.

Con la llegada de los cristianos a la ciudad de Valencia, la construcción de murallas y fosos para lidiar con futuras invasiones fue lo que conformó una primera red de pluviales y sobre todo alcantarillado para tratar de mantener la higiene y evitar infecciones en el interior de la ciudad. En las imágenes 1 y 2 puede apreciarse una representación de dicha red que se publica en el ciclo integral del agua y su evolución hasta el siglo XV.

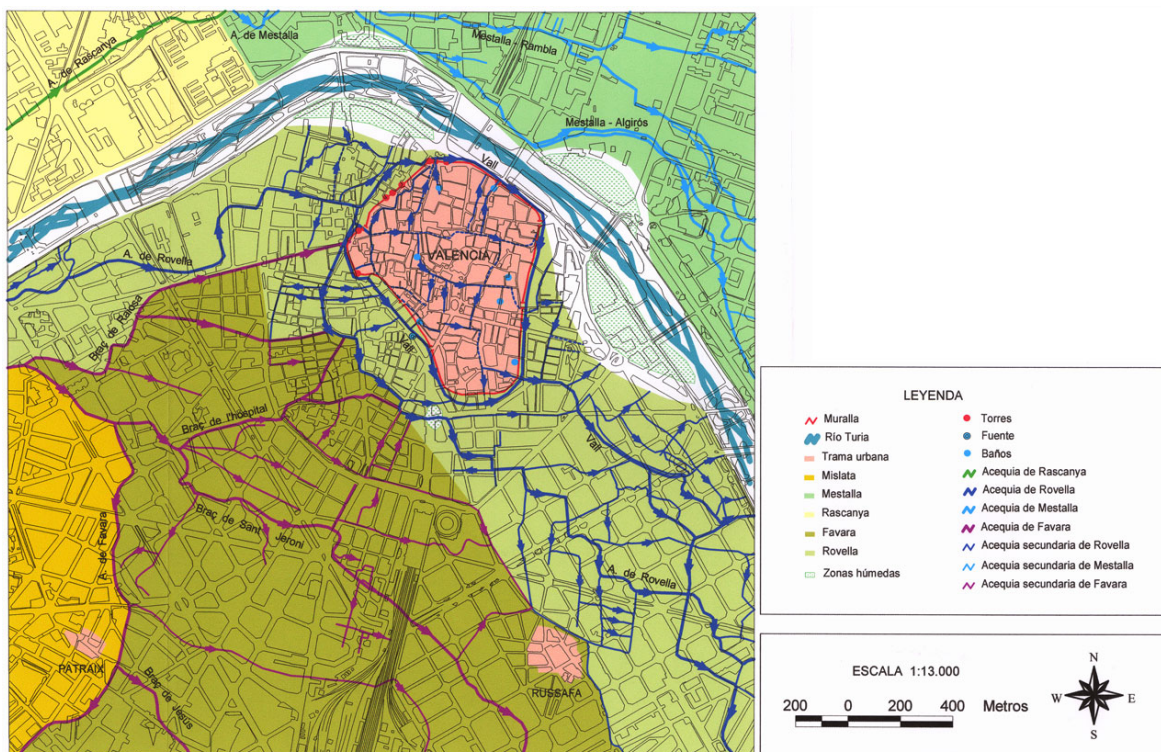


IMAGEN 1. RED DE ACEQUIAS EN LA CIUDAD MEDIEVAL. FUENTE: CICLO INTEGRAL DEL AGUA. [HTTPS://WWW.CICLOINTEGRALDELAGUA.COM/CASTELLANO/HISTORIA-ERA-MODERNA.PHP](https://www.ciclointegraldelagua.com/castellano/historia-era-moderna.php)

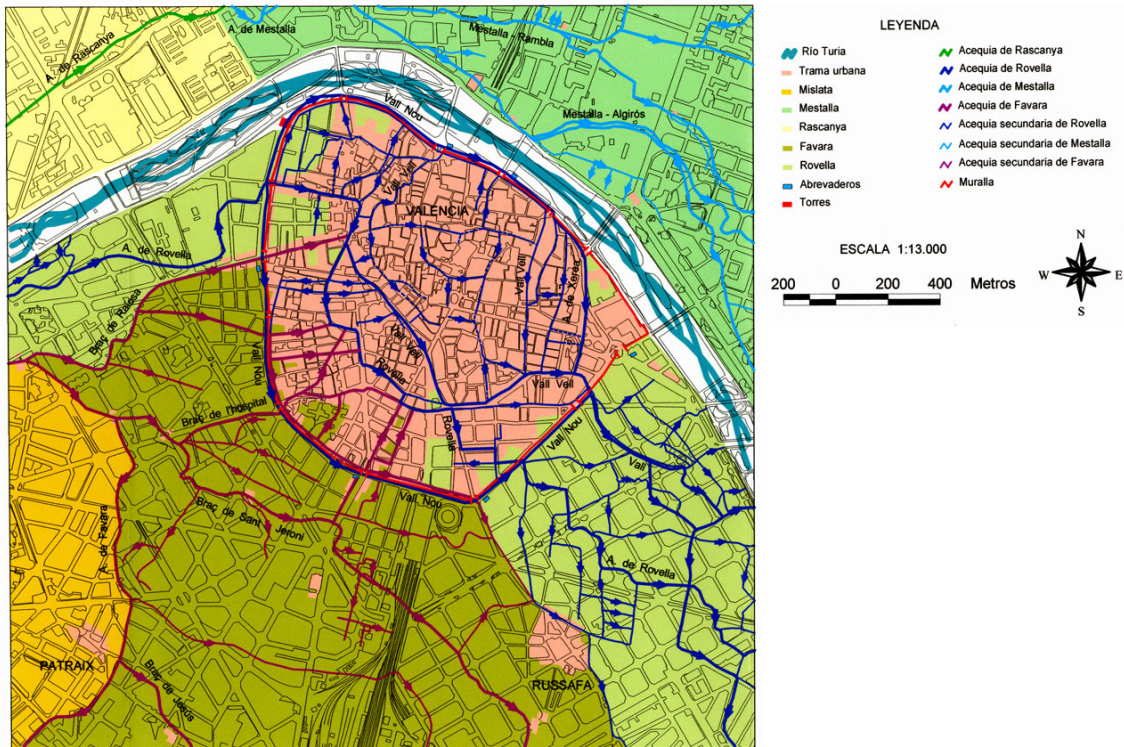


IMAGEN 2. RED DE ACEQUIAS EN EL SIGLO XV. FUENTE: CICLO INTEGRAL DEL AGUA. [HTTPS://WWW.CICLOINTEGRALDELAGUA.COM/CASTELLANO/HISTORIA-ERA-MODERNA.PHP](https://www.ciclointegraldelagua.com/castellano/historia-era-moderna.php)

Si se sigue avanzando hasta la edad moderna, la ciudad de Valencia se conforma con una red de calles y carreteras asfaltadas lo que aumenta la impermeabilización de la ciudad. Todo ello junto con un aumento del área urbana, el desvío del cauce del río en el conocido como “Plan Sur” y un aumento de las lluvias torrenciales como se analizará con detenimiento en el siguiente punto, aumenta el riesgo de daño de la ciudad y su entorno natural. A todo esto, debe unirse una correcta gestión de las aguas residuales urbanas y un correcto abastecimiento de agua potable que minimice las pérdidas.

1.1.2 Antecedentes climáticos

En cuanto a la climatología de la zona, puede observarse, con los datos que ofrece el Instituto Valenciano de Meteorología y la Agencia Española de Meteorología entre otros, el levante mediterráneo cuenta con un clima suave, seco y soleado, con precipitaciones escasas, irregulares y episodios tormentosos, con un potencial riesgo de transición a clima desértico con informes continuados de ello. Debido a la orografía de la zona que se detallará más adelante, se puede caracterizar como la zona más árida de la comunidad Valenciana y a su vez una de las características más importantes es la existencia de lluvias torrenciales periódicas.

Como ya se ha mencionado, uno de los fenómenos climatológicos más característicos en los últimos tiempos son las DANAS ya que conllevan una gran precipitación en un intervalo de tiempo muy corto. A continuación, se presenta una pequeña cronología de titulares en prensa de DANAS de los últimos años: “La DANA deja casi 128 litros por metro cuadrado en Carlet en 24 horas” (R.D., Levante, 22 de noviembre 2021); “La DANA provoca una tormenta descomunal en la ciudad” (D.V., ABC, 27 de noviembre 2020); “Las cifras de la gota fría más catastrófica en 140 años en la Comunitat Valenciana” (M.C.V., Las Provincias, 14 de septiembre 2019). Estos son algunos de los episodios tormentosos más relevantes en los últimos años, en el que resalta el del año 2019 por alcanzar la cifra de 425 litros por metro cuadrado en 48 horas en la localidad de Orihuela en la provincia de Alicante.

Estos episodios tormentosos conllevan la paralización del normal funcionamiento de la ciudad, a lo que se suman numerosos daños materiales, y lo que es más importante de todo, el riesgo de pérdidas de vidas humanas. Todo ello se puede contrastar y cotejar en las gráficas que pueden obtenerse en AEMET (Agencia Española de Meteorología) mostradas en estudios y de las que se muestra las más destacables a continuación. En las imágenes 3 y 4 puede comprobarse la comparativa entre los años 2008 y 2018, donde la precipitación máxima diaria paso de 112,8 l/m² en 2008 a 136 l/m² en 2018. Además, puede comprobarse como estos episodios tormentosos tienden a suceder entre los



meses de octubre y noviembre, siendo también habituales, pero menos intensos, en primavera. Esto es debido a que los veranos son extremadamente cálidos en la zona del mediterráneo con ambiente húmedo. Al finalizar el verano y con la llegada de los aires fríos de la zona norte de Europa en las capas altas de la atmósfera da lugar a acumulación de nubes donde la condensación rápida del agua provoca altas intensidades de precipitaciones. Parte de las precipitaciones discurrirán por las numerosas ramblas, barrancos, ríos y, también, por avenidas y red de alcantarillado de la ciudad de Valencia.

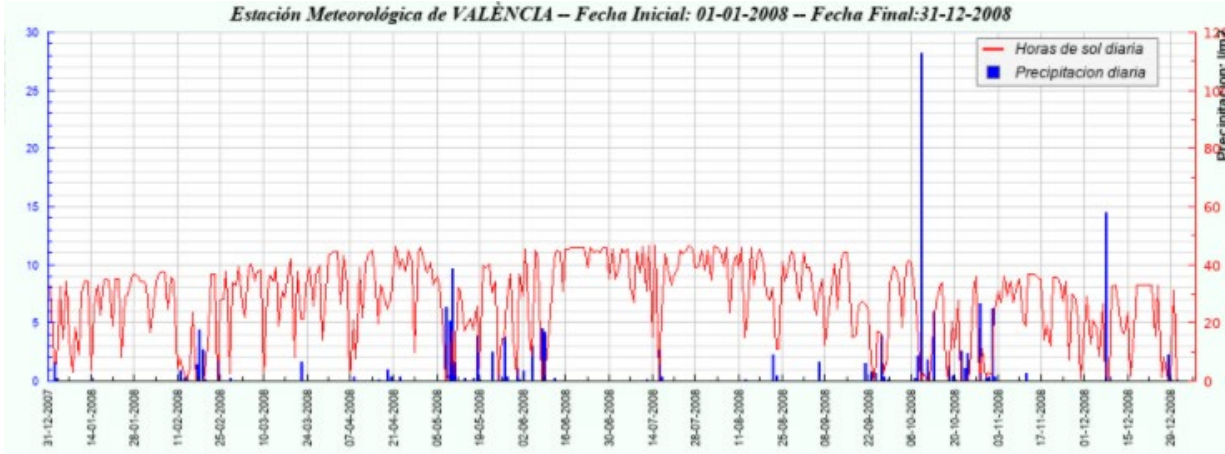


IMAGEN 3. DATOS DE PRECIPITACIÓN Y HORAS DE SOL EN 2008. FUENTE: AEMET.

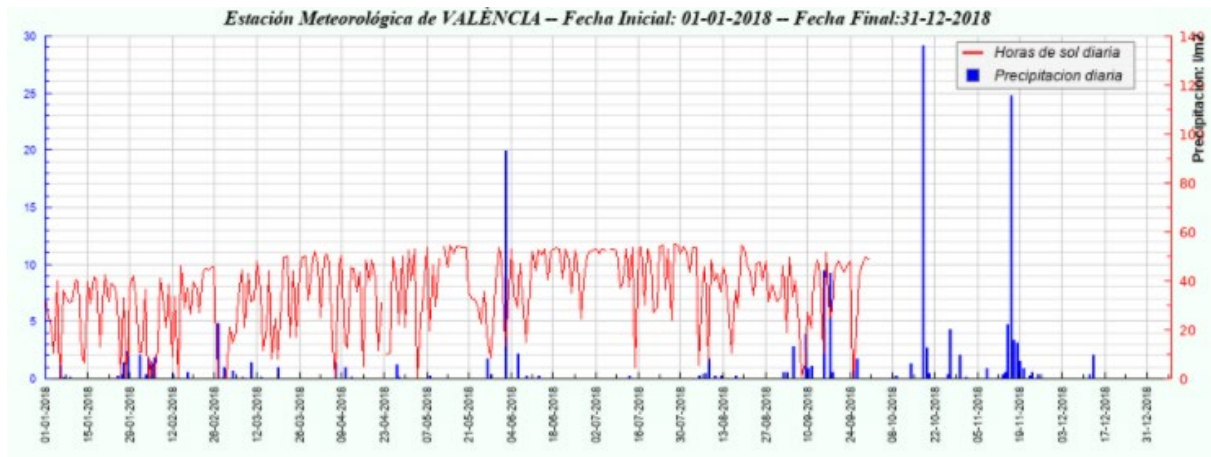


IMAGEN 4. DATOS DE PRECIPITACIÓN Y HORAS DE SOL EN 2018. FUENTE: AEMET.

Por último, no puede olvidarse el episodio de lluvia tormentosa más importante conocido en la ciudad de Valencia y que marcó un punto de inflexión tanto en las vidas de sus ciudadanos como en el desarrollo futuro que sufriría la ciudad. La Gran Riada de Valencia, conocida como “la riuà”, tuvo lugar en el 14 de octubre de 1957. En ella, la ciudad de Valencia quedó totalmente sumergida en agua a excepción de la Catedral de Valencia, lo que demuestra la correcta ubicación de su emplazamiento y del antiguo casco de la ciudad. Es posible que la ligera elevación de esta zona fuera la que originó la curva del antiguo cauce del río Turia a su paso por el casco urbano. La riada ocasionó al menos 81 muertes e importantes daños materiales que emplearon mucho tiempo y mano de obra para ser restaurados. En la imagen 5 se puede ver los efectos devastadores de la inundación desde el paseo de la pechina donde el agua alcanzó visualmente la primera planta de los edificios



IMAGEN 5. VISTA DEL CAUDAL DEL RÍO TURIA POR EL PASEO DE LA PECHINA. FOTOGRAFIADO DESDE LA ACTUAL UBICACIÓN DE NUEVO CENTRO. FUENTE: WIKIPEDIA

Los días anteriores a la Gran Riada de Valencia había estado lloviendo de manera intensa en toda la zona y aunque el día 13 de octubre de 1957 no llovió mucho en la ciudad de Valencia, la tormenta continuaba descargando con intensidad en la cuenca del río Palancia, es decir, fuera de la cuenca hidrográfica del río Turia. Los expertos anunciaban de la crecida del nivel del río, aunque no de manera alarmante. Como consecuencia de la continua lluvia en el interior de la provincia de Valencia se generaron dos ondas de crecida, la primera de $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ y con una velocidad media de $3,25 \text{ m/s}$ y una segunda, más violenta, de $3700 \text{ m}^3/\text{s}$ y $4,16 \text{ m}^2$ arrasando todo lo que se encontraba a su paso. El nivel de las aguas llegó a alcanzar desde los $5,20 \text{ m}$ en la calle Doctor Olóriz hasta los $0,40 \text{ m}$ en la Avenida Reino de Valencia.

En la imagen número 6 puede verse el estado de las calles de la ciudad cuando comenzaron los trabajos de limpieza que la mayoría de ellos fueron de iniciativa vecinal. Una vez que disminuyó el nivel del agua, las calles quedaron repletas de lodos y fangos arrastrados por el agua que debían ser recogidos para evitar la proliferación de epidemias y facilitar el acceso de los vecinos a las viviendas y comercios.



IMAGEN 6. TRABAJOS DE LIMPIEZA EN LA CALLE PINTOR SOROLLA EL 2 DE NOVIEMBRE DE 1957. FUENTE: WIKIPEDIA.

En la imagen 7 puede verse la altura alcanzada por el agua durante la inundación en distintos puntos referentes de la ciudad. Aquí puede verse como la calle Doctor Olóriz, que se encuentra en el barrio de Marchalenes, fue la que mayor altura de agua recibió. Esto se debe a que está situada en uno de los puntos más bajos de la ciudad y a que se encuentra detrás de la mota del meandro que tiene el antiguo cauce del río. El agua, una vez superada la cota de la mota, quedaba estancada y acumulada provocando la mayor cota registrada en la ciudad durante la inundación.

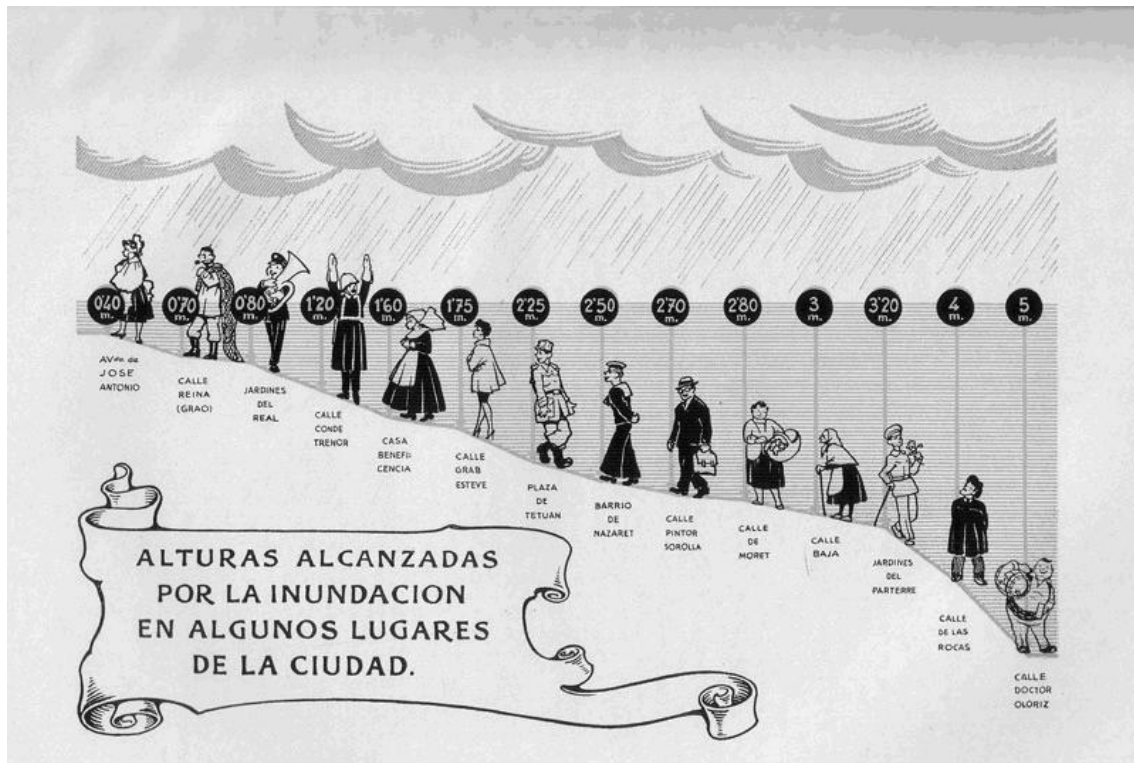


IMAGEN 7. ALTURAS ALCANZADAS EN LA RIADA DE VALENCIA DE 1957. FUENTE: WWW.VALENCIABONITA.ES

En los 636 años transcurridos desde 1321 hasta 1957, se han registrado 25 episodios de riadas en Valencia. A pesar de la tardanza de las ayudas por parte del gobierno, se decidió elaborar un plan de defensa de Valencia que redujese el daño por avenidas. Se plantearon tres soluciones: la Norte, Centro y Sur. La solución final adoptada fue el Plan Sur, era la más costosa y colosal. Suponía la excavación de un nuevo trazado desde las afueras de Quart de Poblet hasta el norte de Pinedo, cruzando por medio de l'Horta de Valencia.

En 1973 se finalizan las obras, iniciadas en 1969, y las aguas dejan de circular por el viejo cauce del Turia y lo hacen por el Nuevo Cauce. Posteriormente se modificaron los viales marginales de tal manera que pasaron a ser la V-30.

Como curiosidad, durante todo el tiempo que duraron las obras del Plan Sur, se estableció que todas las comunicaciones postales que se enviaban desde Valencia tenían que llevar un sello adicional de correos por valor de 25 céntimos de peseta, para con ello sufragar en gran medida la actuación.

Para concluir se realiza la siguiente reflexión, cualquier episodio tormentoso puede ocasionar un daño personal y material irreparable, además de suponer un no aprovechamiento de un recurso escaso como es el agua. Esto pone de manifiesto la necesidad de contar con una red de infraestructuras capaces de reducir el daño ocasionado por las tormentas a la par de almacenar el agua para su posterior tratamiento y uso. Uniendo todos estos conceptos se obtiene que un tanque de tormentas juega un papel fundamental en la dinámica urbana, tanto en su defensa frente a tormentas como en el posterior aprovechamiento hidráulico.

1.1.3 Antecedentes geográficos

La ejecución de la infraestructura se plantea en una parcela ubicada dentro del antiguo cauce del río Turia, concretamente en el tramo IX del Jardín del Turia que delimita entre los paseos de la Ciudadela y Alameda y entre los puentes de la Exposición y de las Flores.



IMAGEN 8. VISTA SATÉLITE DE LA PARCELA DONDE SE PLANEA LA IMPLANTACIÓN DEL TANQUE DE TORMENTAS. FUENTE: GOOGLE MAPS.

Como se ha mencionado, la parcela pertenece al antiguo cauce del río Turia que actualmente son los Jardines del Turia. La ciudad de Valencia se encuentra dividida en 19 distritos. La parcela queda ubicada en el distrito 6, en el barrio de Mestalla (Imagen 8). Para definir las categorías de los usos del suelo se consulta la planificación del Plan General de Ordenación Urbana de Valencia donde se encuentra que la parcela pertenece a la clase de suelo urbano (SU) y posee una calificación de Parque Metropolitano (GEL-1).

En cuanto a las Estaciones de Control Medioambiental son pequeñas estaciones fijas de toma de datos y muestras con el fin de conocer la calidad medioambiental y los parámetros climáticos del momento, así como generar un histórico para su posterior estudio. Estas estaciones contienen:

- Pluviómetros para conocer la cantidad, intensidad y homogeneidad de la lluvia en el área metropolitana
- Caudalímetros para conocer los caudales circulantes por la red de colectores. Actualmente se están instalando por parte del Ciclo Integral del Agua caudalímetros con tecnología radar en los colectores para conocer con una mayor precisión y fiabilidad el comportamiento de los mismos ante distintas situaciones. Estos equipos proporcionan mejoras desde el punto de vista de la seguridad y la fiabilidad, ya que, con una razonable inversión previa en obra civil, son instalados desde el exterior en las claves de los colectores, no necesitando acceder al interior de los mismos para su colocación y mantenimiento posterior.
- Estaciones Fijas de Control de Contaminación y toma de Muestras (ECM). Estas estaciones controlan parámetros tales como la temperatura, conductividad, P.H., oxígeno disuelto, turbidez y el ion de amonio entre otros. Además, toman muestras de las aguas circulantes por los colectores (o cauces controlados en su caso) en cualquier circunstancia de forma inmediata, como testigo y su posterior análisis en laboratorio. Estas muestras pueden tomarse en función del tiempo, en función del nivel, por parámetros de calidad o por orden telemática desde el centro de control
- Por último, las ECM también incluyen piezómetro, lo que permite conocer la profundidad a la que se encuentra el nivel freático en los distintos puntos en los que esté instalado.

Una vez conocidas lo que son y lo que incluyen las Estaciones de Control Medioambiental, se puede ver que justo al norte de la parcela seleccionada para la construcción del depósito de tormenta y contigua a ella está localizada la ECM Alameda. Un poco más al norte está la ECM C.N. Tránsitos y la ECM C.N. Cauce. En la imagen 9 puede verse visualmente donde se ubican exactamente estas Estaciones de Control Medioambiental:



IMAGEN 9. ESTACIONES DE CONTROL MEDIOAMBIENTAL PRÓXIMAS A LA PARCELA DE ACTUACIÓN. FUENTE: CICLO INTEGRAL DEL AGUA.

Tras conocer esta información y observando la disposición de las Estaciones de Control Medioambiental todo indica que próximo a la zona de actuación existen colectores principales de la red de drenaje de agua sanitaria. El Colector Norte atraviesa el antiguo cauce del Turia al norte de la parcela seleccionada lo que será de gran utilidad para la conexión del depósito a este.

Por último, en este apartado se mencionan las infraestructuras que deben tenerse en cuenta y que se encuentran en las inmediaciones de la parcela seleccionada. Antes de comenzar con la enumeración, se recuerda que la parcela está enclavada en el tramo IX del Jardín del Turia delimitado por el Puente de la Exposición y el Puente de las Flores. Estos puentes en sí mismos son estructuras principales de la ciudad ya que comunican ambos márgenes del antiguo cauce del río y tienen una densidad de tráfico rodado y peatonal elevado durante todo el día. Justo al este, fuera del cauce y en el Paseo de la Alameda aparece el emblemático edificio de Palau Alameda, recientemente restaurado y convertido en un restaurante y lugar de ocio respetando la arquitectura original. Al sur, en el tramo XI del río Turia se encuentra el Palau de la Música y la Fuente del Palau de la Música inaugurado el 25 de abril de 1987, constituyéndose como el motor musical y cultural de la ciudad, actualmente en reformas. Como último edificio reseñable, se encuentra el Museo Histórico Militar de Valencia, es un joven museo que muestra objetos, armas y testimonios relacionados con la Historia del Ejército Español para dar a conocer sus tradiciones y actividades. Para terminar y no menos importante, no puede olvidarse que al norte de la parcela seleccionada se ubica la parada de metro Alameda. Es nudo de las líneas de metro 3,5,7 y 9. Esta infraestructura da movilidad urbana sostenible a un gran número de viajeros.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La función principal de un depósito de tormentas es la de almacenar, tratar y gestionar el agua en los episodios de lluvia torrencial que provienen de la red de drenaje y colectores. Estos episodios siempre han sido característicos en la cuenca mediterránea pero cada vez son más frecuentes debido al cambio climático que está sucediendo. Además, los tanques funcionan como almacenamiento adicional como se ha mencionado anteriormente, funcionando como elementos auxiliares de las depuradoras cuando estas llegan a su límite de capacidad de tratamiento. Las primeras aguas de lluvia contienen mayor concentración de sustancias tóxicas provenientes del arrastre de la urbe, permitiendo que sean tratadas y no vertidas incontroladamente a medios naturales o acuáticos preservando así su equilibrio.

La estructura de hormigón armado cuenta con solera, un muro perimetral, muros interiores en el caso de varias cámaras y pilares interiores que garantizan la estabilidad y resistencia del tanque de tormentas. La solera es una losa de hormigón armado que funciona como suelo de depósito, losa de cimentación con funciones de impermeabilización y protección al depósito. La accesibilidad al depósito es importante para la realización de tareas de mantenimiento y limpieza. El acceso al depósito será a través de una rampa ya existente para facilitar la accesibilidad de pequeños vehículos, material y personal para cubrir esta necesidad. Adicionalmente, y es lo más común en este tipo de obras, se implantará un acceso vertical por cada cámara dentro del depósito mediante escalera. Los accesos verticales irán provistos de una puerta con candado que daría acceso a diversas tareas tales como buzos para realizar inspecciones de



estanqueidad y pequeños mantenimientos preventivos y otras tareas menores que se realizarán con el depósito en carga. Por último, se dotará del equipo necesario para detectar filtraciones (drenes), nivel piezométrico (piezómetros o piezómetros de cuerda vibrante) y control de desplazamientos y/o deformaciones (mediante control topográfico y extensómetros de varillas). Este punto es de gran importancia para garantizar la vida útil del depósito queda fuera del alcance de este estudio, pero no puede dejar de mencionarse para no olvidar la gran importancia que conlleva.

Como datos de partida y un importante condicionante, se exige que el tanque de tormentas sea capaz de albergar una capacidad de 40.000 m³. Otro condicionante es, que el colector Norte tiene que ser interceptado para almacenar el agua proveniente de las lluvias que se encuentra a una profundidad (a la altura de la estación de metro Alameda) de 7,33 metros respecto a la superficie del terreno (+1,152 metros cota SIRA). La altura del colector es de entre 2,4 y 2,9 metros dependiendo del tramo, lo que también condiciona la profundidad máxima y las dimensiones del depósito para garantizar su funcionalidad hidráulica, aspecto que queda fuera del alcance de este trabajo.

1.3 OBJETO Y ALCANCE

El objeto general de este trabajo es el estudio de la zona afectada y colectores adyacentes, análisis de la excavación de la zona elegida del tanque de tormentas y su cimentación en el antiguo cauce del Río Turia en la ciudad de Valencia. Se pretenden perseguir dos objetivos: uno de ellos técnico para dar solución a la implantación de este tipo de estructuras dentro del casco urbano con una solución geotécnica óptima, funcional, capaz y económica; y el otro un objetivo académico que consiste en dar cumplimiento a los requisitos para la obtención de la titulación de Ingeniería Civil.

El resultado del estudio, teniendo en cuenta los datos recopilados analizados para este caso y los condicionantes generales y particulares de este proyecto, debe tener el siguiente alcance:

- Seleccionar y justificar la ubicación del depósito dentro del antiguo cauce del río Turia, convenientemente integrado, en su recorrido de más de 7 kilómetros en el casco urbano.
- Estimar las características geomecánicas del terreno, necesarias para el diseño estable y resistente de la estructura.
- Realizar las comprobaciones de los estados límites últimos y de servicio de la estructura del terreno mediante el análisis geotécnico.
- De ser necesario, determinar el tipo de contención más adecuado durante el proceso de excavación del terreno y analizar la influencia del nivel freático.

1.4 DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

Recabar, seleccionar y aplicar la información de partida es el primer paso para garantizar un buen punto de partida y la obtención de resultados precisos en los diferentes estadios de redacción y construcción de cualquier proyecto. Esta información puede ser obtenida de información preexistente de la zona de estudio o adyacentes, de realización de estudios y proyectos similares o bien generada directamente empleando medios técnicos para la toma de muestras y el posterior análisis de las mismas in situ y en laboratorio. Dada la entidad del presente estudio queda descartada la toma de muestras dado a su elevado coste. La información recopilada debe ser contrastada y analizada ya que factores como la antigüedad, calidad de los estudios, área de extensión, aplicación y métodos empleados para su obtención pueden ser susceptibles de modificaciones y mejoras al paso del tiempo.

Con el propósito de investigar las propiedades físico-mecánicas del subsuelo, se ha contado con una campaña geotécnica revisada por los tutores, facilitada por la empresa TYPESA en su sede de Valencia y adaptada y empleada a este caso práctico. La campaña geotécnica está compuesta por tres (3) sondeos rotativos y dos (2) penetraciones dinámicas realizados en distintos puntos del interior de la parcela (Ver punto 5 de este proyecto, Reconocimiento y parametrización del terreno).

Con los datos mencionados se llevarán a cabo tantos perfiles estratigráficos como sean necesarios (con la información se realiza un perfil estratigráfico completo y representativo del lugar real) con el fin de analizar la viabilidad de la construcción del depósito en la parcela seleccionada que contendrá, además de los datos obtenidos y los condicionantes solicitados y detectados, la solución de compromiso para su ubicación (Ver Anejo Planos).



Para realizar el estudio, incluyendo lo citado hasta ahora, se han empleado todos los criterios necesarios que tienen que ser considerados durante el proceso de análisis para garantizar un estudio adecuado de la solución. La fuente consultada para adquirir algunos criterios es la Directiva Marco 2000/60/CE y su transposición a la legislación estatal en el Real Decreto 1290/2012, del 7 de septiembre. En esta directiva figuran, entre otros, objetivos para la protección y mejora de las masas de agua superficiales y subterráneas y de los ecosistemas asociados a ella que pudieren existir. La finalidad es reducir progresivamente la contaminación, garantizar el suministro suficiente y de calidad (en buen estado) de agua y acciones para reducir o eliminar los efectos que las sequías e inundaciones provocan en el medio y en la población.

En cuanto a la normativa local, se consulta el Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOUV). En el aparece el artículo 10.1 de la Ley del Suelo, el cual debe tenerse en cuenta para valorar su alcance en la ubicación del depósito dentro del lugar de destino. Obviamente esto será de importancia para la posterior ordenación y usos del suelo. En el recién mencionado plan, la parcela se clasifica como Suelo No Urbanizable (SNU), con una calificación de Zona Urbana Residencial (ZUR) y siendo esta parcela perteneciente al distrito El Pla del Real. Según el ámbito territorial del tomo II se considera fuera del centro histórico y el uso dominante asignado a la parcela es No Urbanizable (NU). En cuanto a su clasificación, sabemos que su situación se encuentra, para uso y disfrute de la ciudadanía y no puede ser urbanizado ya que es un Bien de Relevancia Local del distrito número 6. Para poder realizar actividades de levantamiento del terreno y construcción del depósito, sólo pueden realizarse a través de la aprobación de programas de actuación urbanística. Por ello, ni el ámbito de planeamiento ni sus determinaciones concretas pueden venir prefijados de antemano, sin embargo, se permite la ejecución de este tipo de obra ya que será un bien de interés común y no se va a ver afectado su uso en superficie, siempre y cuando se tenga en cuenta todas las premisas que aparecen en esta normativa.

1.5 OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Con el objeto de erradicar la pobreza del planeta y conseguir un desarrollo sostenible mundial que sea capaz de instaurarse como movimiento dinámico, la Asamblea General de las Naciones Unidas (AGNU) adoptó en 2015 una serie de propósitos con los que se prevé una mejora estratégica en el terreno del medioambiente, económico y también social a nivel global, en un plazo de 15 años.

Según los cálculos de la Organización mundial de la salud, se estima que en el año 2030 ya habrá cerca de 8.500 millones de personas en el planeta, las cuales necesitarán ver cubiertas sus necesidades más primordiales como es el acceso regular al agua limpia. Este proyecto está estrechamente ligado al aprovechamiento de este recurso primario y participa en el desarrollo de los siguientes objetivos de la ODS (Naciones Unidas, 2015):

- *Garantizar la disponibilidad y la gestión sostenible del agua y el saneamiento para todos.*
- *Garantizar las pautas de consumo y de producción sostenibles.*

Al tratarse de un sistema que permite el almacenamiento y mejora de la calidad del agua, se podría reutilizar en los ámbitos o aspectos donde sean más requeridos como pudieran ser el uso doméstico, industrial, regadío, limpieza, etc. Es decir, representa una mejora de la gestión sostenible del agua en una zona de España que, además presenta problemas crónicos de sequía, y en especial en la cuenca mediterránea.

- *Conseguir que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.*

Una de las principales funciones de los depósitos es la prevención de inundaciones y laminación de avenidas, aportando seguridad a la ciudad e incrementando la vida útil de sus infraestructuras. Además, hay que destacar la importancia de cuidar y preservar los parques y jardines, que son el pulmón verde de la ciudad, ya que contrarrestan el ambiente contaminado por las emisiones de gases de los vehículos de motor y la industria, mediante el aporte de aire puro a nuestra ciudad.

- *Proteger, restaurar y promover la utilización sostenible de los ecosistemas terrestres, gestionar de manera sostenible los bosques, combatir la desertificación y detener y revertir la degradación de la tierra, y frenar la pérdida de diversidad biológica.*

La captación del agua por escorrentía contribuye a disminuir que el agua de lluvia, llena de contaminantes como son el gasoil que vierte el parque automovilístico, aceites o desechos urbanos entre otros y termine directamente en el medio natural, en este caso el mar Mediterráneo. También que, por falta de capacidad en las EDAR se realicen vertidos



incontrolados con el fin de salvaguardar las instalaciones y puedan ser filtrados con anterioridad, dando un nuevo uso e impulsando un nuevo uso a esa agua.



2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1 GEOMORFOLOGÍA

La parcela que se ha seleccionado para el emplazamiento del tanque de tormentas que constituye a su vez un condicionante de este trabajo, recepcionará el agua de la escorrentía producida en la ciudad de Valencia en episodios tormentosos tiene una extensión aproximada de 7.700 m² (110 x 70 m). Esta parcela se encuentra dentro del cauce del río Turia (tramo IX del río Turia) entre el Paseo de la Alameda y el Paseo de la Ciudadela a la altura del Palacio Alameda. Al norte y próxima a la parcela se encuentra la parada de metro Alameda de la ciudad de Valencia. A su vez, la parcela se encuentra entre los puentes de Exposición (al norte) y de Las Flores (al sur).



IMAGEN 10. VISTA DE LA PARCELA SELECCIONADA MARCADA EN AZUL CON INDICACIONES DEL ACCESO A LA MISMA Y REFERENCIAS DEL ALREDEDOR PARA SU UBICACIÓN.
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE IMAGEN SATÉLITE GOOGLE MAPS.

La parcela ha sido empleada durante los últimos años para la ubicación de mercados medievales y mercadillos de venta durante las festividades de la zona. Gracias a la losa de hormigón existente que la recubre en su gran parte y a la rampa de acceso que permite la entrada de vehículos pesados, la parcela también se usa como ubicación de escenarios durante conciertos, instalación de carpas para eventos publicitarios y celebración de eventos deportivos, todos ellos autorizados por el ayuntamiento de Valencia. Además, antiguamente se ubicaba en este punto también la Feria de Navidad de Valencia que incluía atracciones y puestos de comida (actualmente y durante unos años, la Feria de Navidad de Valencia con atracciones se está instalando en la antigua Estación del Grao de Valencia junto al Tinglado N.º 2 del Puerto de Valencia).

El terreno de la parcela es de origen fluvial por ser el antiguo cauce del río Turia que atravesaba la ciudad de Valencia. Actualmente el río Turia circula por el desvío del Plan Sur. No obstante, si se superara el umbral de desvío de la mota, el agua volvería a circular por el antiguo cauce hasta su desembocadura. Además del terreno de origen fluvial, encontramos rellenos antrópicos para el acondicionamiento del antiguo cauce como parque natural y losas de hormigón que forman el paseo peatonal dentro del cauce al igual como la que se ubica en la parcela seleccionada. Además, se incluyen instalaciones y servicios de agua y electricidad para el uso de este espacio de forma recreativa.

La vía de acceso a la obra se realizaría por el cruce del puente del Paseo de La Alameda y el Puente de las Flores. En este punto, existe una rampa de acceso de vehículos al antiguo cauce del río Turia para su mantenimiento y para la organización de eventos en la explanada como hemos comentado anteriormente. El acceso puede observarse en la imagen 10. Gracias a la configuración actual del acceso a obra, la circulación de los vehículos involucrados en la actuación no generará un impacto significativo en la normal circulación del tráfico en la ciudad de Valencia fuera de las maniobras de entrada y salida del emplazamiento.



Por otra parte, se debe mencionar que la ciudad de Valencia posee un sistema de referencia implementado por el Ayuntamiento de Valencia (Cota SIRA). Este sistema de referencia viene heredado por el histórico de documentos y estudios generados en la ciudad. Al emplear este sistema de referencia se garantiza la alineación del documento con los estudios existentes y su futura comparación y uso si fuese necesario. A continuación, se muestra la Tabla 1 que contiene las cotas MSNM representativas de la zona de actuación y puntos adyacentes de interés:

TABLA 1. COTAS MEDIAS DE LOS PUNTOS DE INTERÉS DE LA OBRA (MSNM).

	Cotas (m)
Cruce del Paseo de la Alameda con Puente de las Flores	8,04
Cruce del Paseo de la Alameda con el Puente de la Exposición	9,28
Cota media de la parcela de ubicación del futuro depósito	6,28
Cota media del Paseo de la Ciudadela	8,58
Cota media del Paseo de la Alameda	9,24
Cruce del Paseo de la Ciudadela con Puente de las Flores	9,88
Cruce del Paseo de la Ciudadela con el Puente de la Exposición	10,19

La cota del Paseo de la Alameda será relevante en el desarrollo del estudio de alternativas porque debajo de ella transcurre el Colector Norte del antiguo Cauce del Turia del que se captará el agua para ser almacenada, tratada, y bombeada de nuevo aguas abajo del colector en caso de que no pueda almacenarse para su posterior uso.

2.2 SISMOLOGÍA

En este punto se analiza el riesgo sísmico de la zona y su implicación en el diseño del depósito. Para ello se analizan las recomendaciones que se encuentran en la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02), aprobada por Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre.

Para el empleo de la normativa se debe calcular la aceleración básica del punto de actuación. La fórmula empleada en el estudio, según normativa, es la siguiente:

$$0,04 * g \leq a_b < 0,08 * g \rightarrow a_b = 0,077 * g$$

Siendo g la aceleración de la gravedad en la tierra ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

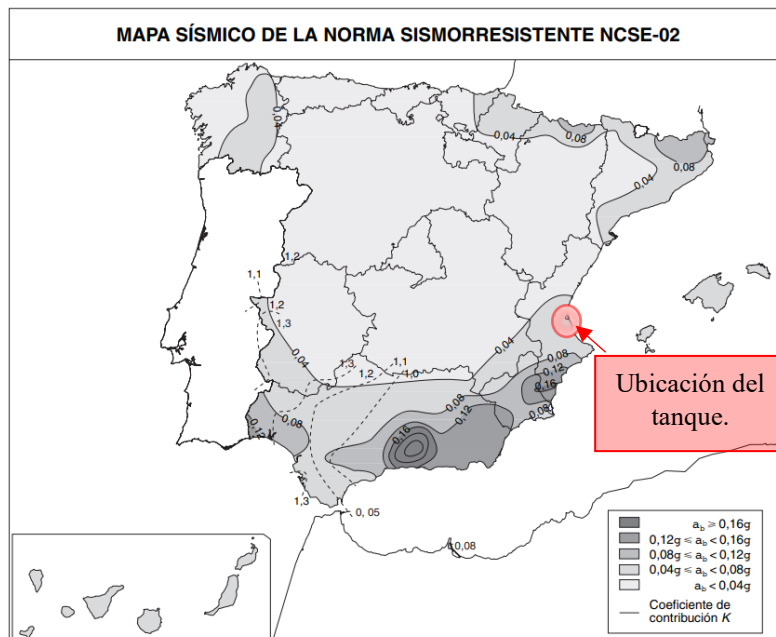


IMAGEN 11. MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA PENINSULAR. FUENTE: NCSE-02.



Para la clasificación de los terrenos que se encuentran en el área de actuación emplearemos los datos aportados por la campaña geotécnica realizada (que se analiza en este mismo documento en el apartado N.º 4) y la normativa NCSE-02 mencionada. Con todo esto, la clasificación de los terrenos comprende los tipos II, III y IV. Por otra parte, se facilita un coeficiente un coeficiente C medio de 1,612 que se desprende del estudio geotécnico y una aceleración de cálculo a_b de valor $0,077g$, que está muy próxima a la aceleración básica máxima para esta zona como puede comprobarse en la Imagen 11.

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

IMAGEN 12. COEFICIENTES DEL TERRENO. FUENTE NCSE-02

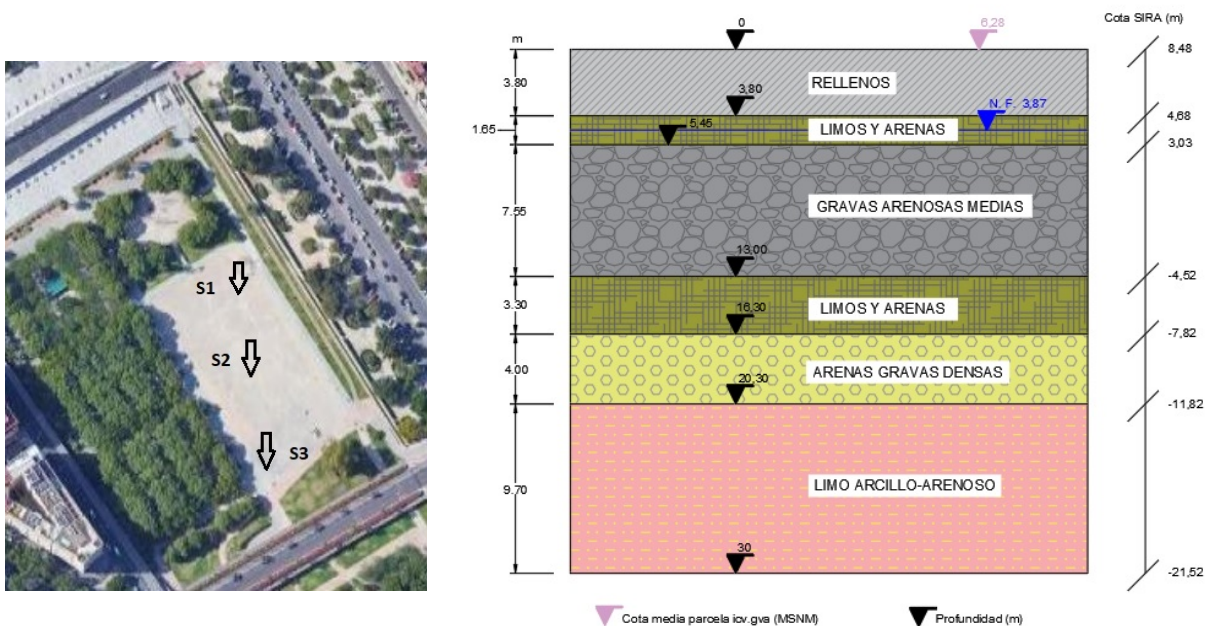


IMAGEN 13. UBICACIÓN DE LOS SONDEOS Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO SIMPLIFICADO DEL TERRENO BAJO EL SONDEO S1. FUENTE PROPIA.

A partir del terreno estimado en el perfil estratigráfico en los 30 primeros metros bajo la superficie como aparece representado en la Imagen 13 y con el coeficiente C_i correspondiente a cada tipo de terreno como muestra la imagen 12, se realiza el cálculo del coeficiente C del terreno de la siguiente manera:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n c_i * e_i}{30} = \frac{(4) * 1,3 + (1,65 + 7,55 + 3,30 + 9,70) * 1,6 + (3,8) * 2}{30} = 1,611$$

siendo:

- c_i el coeficiente del terreno en cada estrato (NCSR-02).
- e_i el espesor de cada estrato.

Como puede observarse el valor de C calculado ($C_{\text{calc.}} = 1,611$) con el valor de C que aparece en el estudio geotécnico ($C_{\text{est.}} = 1,612$) son muy similares, por lo que se acepta ambos valores como válidos.

A continuación, se clasifica la construcción en función del uso al que va destinado y los posibles daños que pudiese generar su destrucción parcial o total. Los tanques de tormentas no están catalogados de un servicio imprescindible y su fallo total no generaría daños catastróficos. También se tiene en cuenta que se encuentra en el antiguo cauce del río



Turia y en caso de rotura afectaría a esta zona lúdica y recreativa y supondría daños físicos y económicos importantes. Debido a todo ello se considera conveniente clasificar la obra de importancia normal y adjudicar un coeficiente de riesgo $\rho = 1$ (parámetro adimensional).

Por otra parte, se calcula el coeficiente de amplificación del terreno de la siguiente manera:

Si:
$$\rho * a_b \leq 0,1 * g \rightarrow 1 * 0,077 * g < 0,1 * g$$

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,612}{1,25} = 1,29$$

siendo:

- S el coeficiente de amplificación del terreno

Con todo ello, finalmente se obtiene que la aceleración de cálculo de terreno:

$$a_c = S * \rho * a_b = 1,29 * 0,077 * g = 0,099 * g \approx 0,1 * g$$

siendo:

- P el coeficiente adimensional de riesgo en función de la zona sísmica y de C.
- a_b la aceleración básica de cálculo.

Finalmente será necesario tener en cuenta las acciones sísmicas en el diseño de la estructura ya que, según la NCSE-02, cuando la aceleración de cálculo se mayor a $0,06 * g$ la normativa aconseja tenerla en cuenta.

2.3 HIDROGEOLOGÍA

El área objeto de estudio pertenece a la unidad hidrogeológica 08.25 de la plana de Valencia Norte perteneciente a la Confederación Hidrográfica del Júcar (en adelante CHJ) con una superficie de 350 km^2 aproximadamente (ver siguiente imagen). En esta zona de la plana de Valencia las cotas del terreno son inferiores a los 100 m.s.n.m. Esta información ha sido obtenida del “Informe Inicial del Comportamiento de los acuíferos ante actuaciones de sequía para uso agrícola” que fue emitido por la CHJ en mayo de 2006.



MAPA HIDROGEOLOGICO DE ESPAÑA

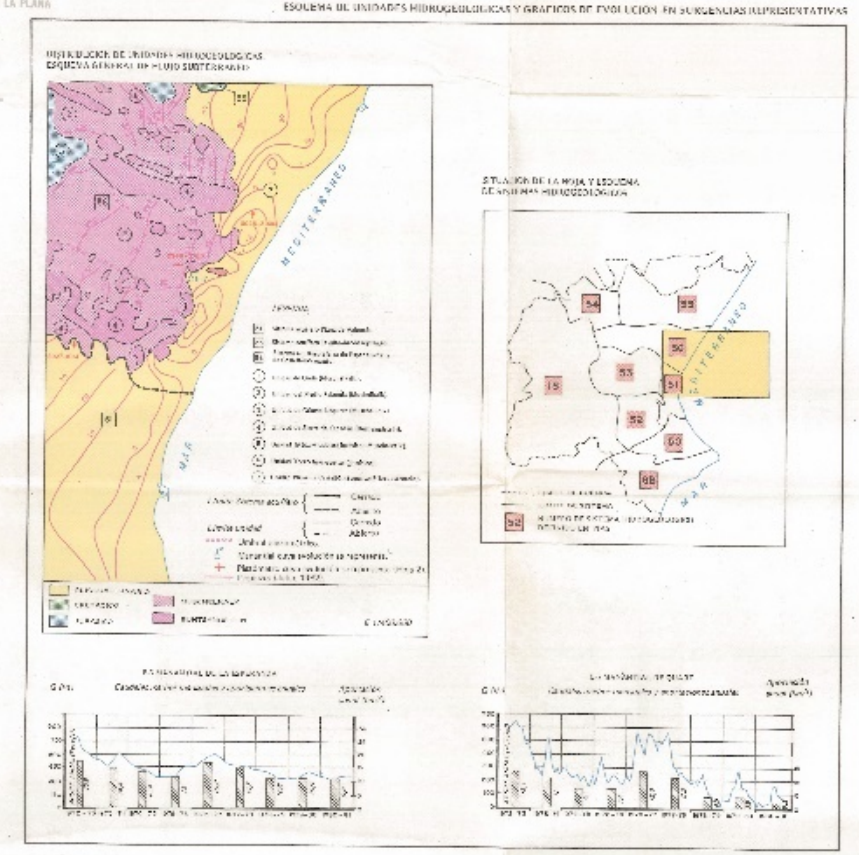
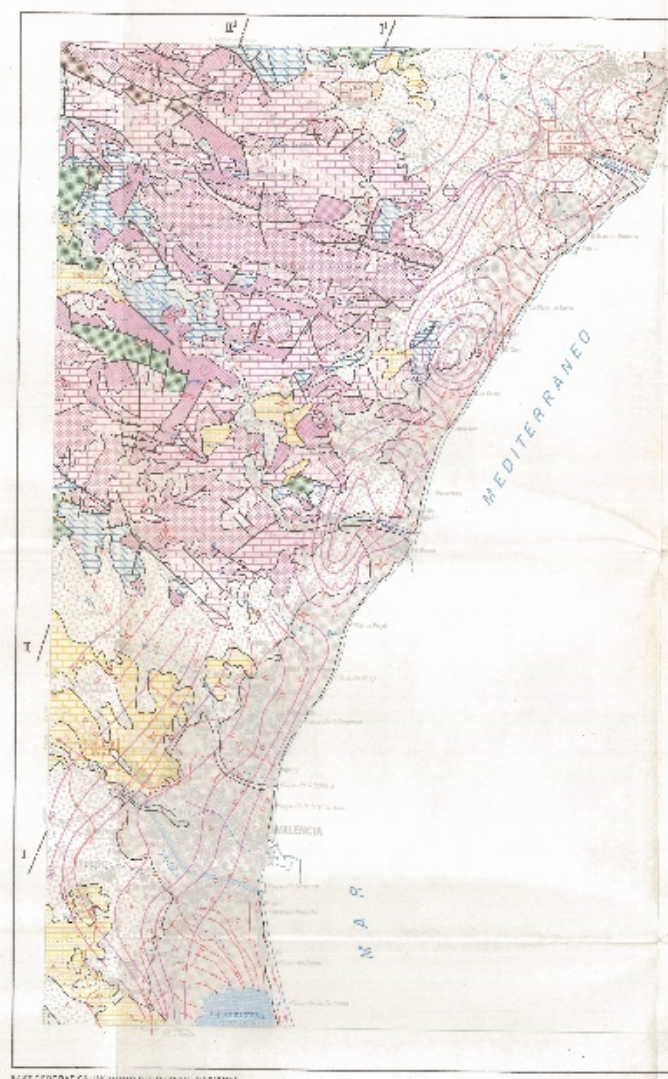
HOJA 1: MAPA BASICO ESCALA 1:200.000

INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

VALENCIA

56

LEYES DE SIMBOLOS		EXPLICACION DE SIMBOLOS	
PERIODO	PRECAMBRIANICO	<p>1. Gneises, micaesquistos, cuarcitas, etc. con granitoides intrusivos. Los gneises son de tipo de gneis micáceo y gneis de tipo granítico.</p>	<p>1. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	TARDIOPRECAMBRIO		
EROSION	TRIASICO	<p>3. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	<p>3. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	JURASICO		
CRETACEO	APERTINENSE	<p>5. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	<p>5. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	SARRENIENSE		
TERCIARIO	PORTUGALIZANTE	<p>7. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	<p>7. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	KINNERUIGIENSE		
CUATERNARIO	DOGGER	<p>9. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	<p>9. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	PLA		
CUATERNARIO	MULTIPLAZO	<p>11. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	<p>11. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	KOEFER		
CUATERNARIO	MISCIENKAL	<p>13. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	<p>13. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>
	RINTANUSIEN		
FALESIEN		<p>15. Gneises y micaesquistos con granitoides intrusivos.</p>	



SIMBOLOS DE LINEAS Y PUNTOS		MAPA DE BOVEDAS	
—	Linea de límite de zona hidrogeológica	<p>MAPA DE BOVEDAS</p> <p>1:50.000</p>	
—	Linea de límite de zona hidrogeológica		
—	Linea de límite de zona hidrogeológica	<p>MAPA DE BOVEDAS</p> <p>1:50.000</p>	
—	Linea de límite de zona hidrogeológica		

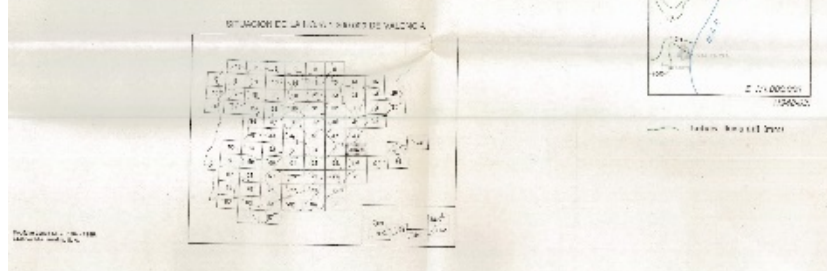
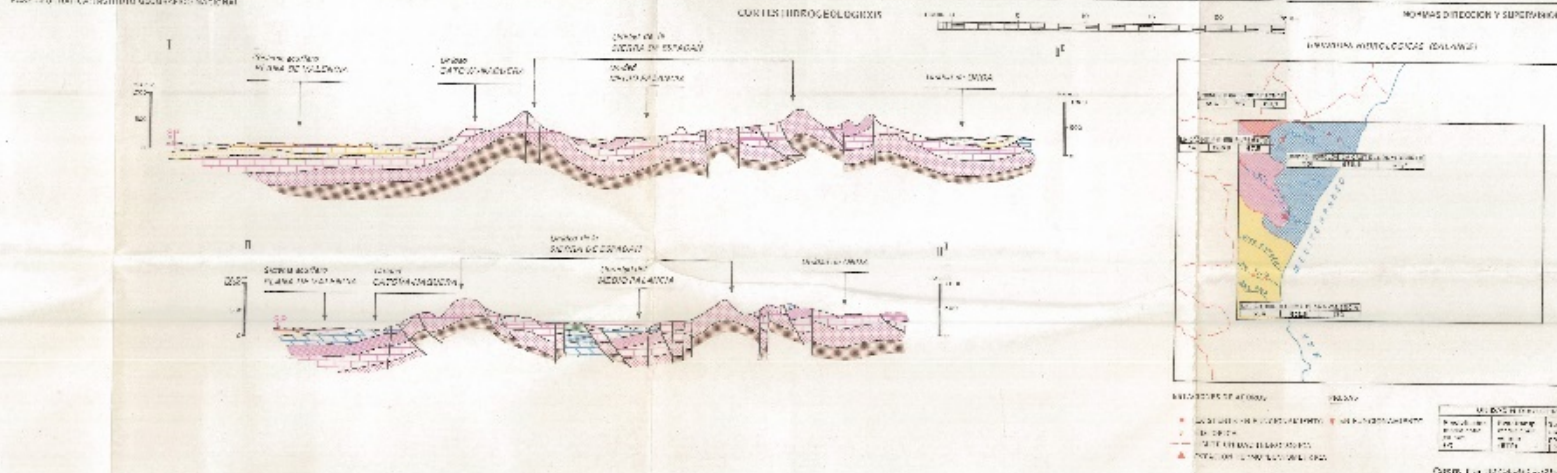


IMAGEN 14. MAPA HIDROGEOLOGICO DE ESPAÑA. ZONA DE VALENCIA (HOJA 56 - 8/7). FUENTE: IGME.



El flujo de agua subterránea se dirige desde el interior hacia la zona marina en sentido perpendicular a la costa, es decir, fluye de oeste a este. Según el Instituto Geológico y Minero Español (en adelante IGME) y apoyando gráficamente esta descripción con la Imagen 14, el acuífero de la Plana Norte es de tipo multicapa. Consecuencia de ello es que se trata de una zona de transición mixta continental-marina formada por arenas, gravas, arcillas orgánicas y limos. Sus características son deltaicas ya que son depósitos de terreno que se van acumulando por las lluvias y la escorrentía de los ríos y barrancos a lo largo del tiempo. En este caso, la actuación se encuentra dentro del antiguo cauce del río Turia y las aportaciones de material son del flujo de agua en régimen continuo (aunque se encuentra desviado en la actualidad desde el conocido “Plan Sur” como ya se ha comentado). En el tramo más bajo del río sus depósitos de material están formados por arenas limosas y gravas debidas a la cercanía con la desembocadura al mar.

En el perfil geológico de la parcela se han visto distintos tipos de materiales con permeabilidades distintas asociadas a ellos. Por una parte, la permeabilidad vertical estará controlada por los materiales más compactos y cohesivos con valores de $1 \cdot 10^{-8}$ m/s mientras que la permeabilidad horizontal estará controlada por los materiales menos cohesivos, granulares y porosos con valores comprendidos entre $1 \cdot 10^{-4}$ y $1 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Para el control piezométrico en la Plana de Valencia Norte se cuentan con registros desde el año 1970. La nomenclatura y los registros individuales de los piezómetros puede consultarse en el informe de “Apoyo a la caracterización de las masas de agua subterránea en riesgo de no cumplir los objetivos medioambientales en 2015” perteneciente a la Demarcación Hidrográfica del Júcar, accesible desde la web de IGME. En este caso, el presente estudio se apoya en el piezómetro 292820001 ubicado en el antiguo cauce del río Turia obteniendo niveles del nivel freático de 1 y 2 m.s.n.m como puede comprobarse en la imagen 15:

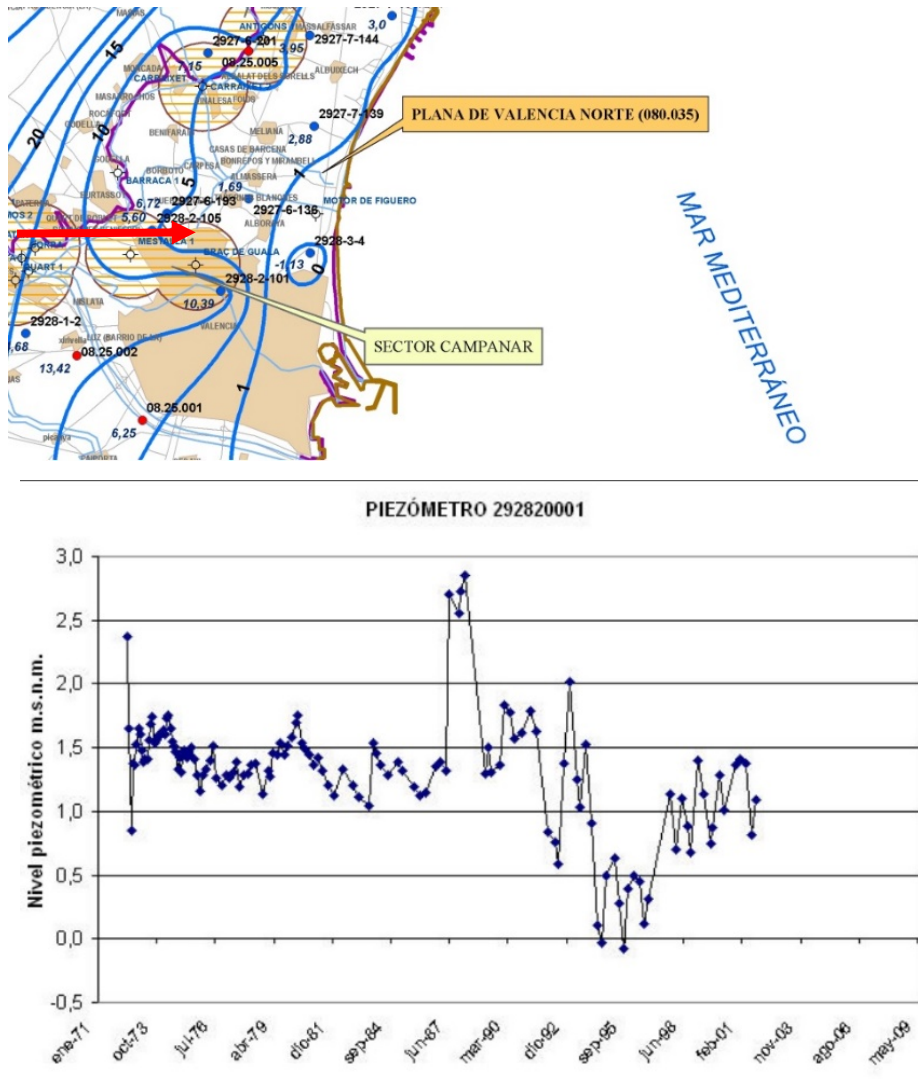


IMAGEN 15. LOCALIZACIÓN DEL PIEZÓMETRO Y VALORES REGISTRADOS.



Es cierto que la información obtenida tiene valores registrados hasta el año 2006 y en la actualidad se encuentra un poco desfasada. En este estudio sería recomendable ponerse en contacto con la CHJ con el fin de realizar una campaña de recogida de información, comprobación del funcionamiento de los piezómetros y puesta a punto o sustitución si fuese necesario para revisar las conclusiones obtenidas y resumidas en este proyecto

En los sondeos realizados en la parcela seleccionada se observa como el nivel freático se encuentra muy próximo a la superficie (+1.7 m.s.n.m. aprox. o +3.87 m en conta SIRA) a causa de que se encuentra dentro del antiguo cauce del río y su baja cota en comparación con el terreno colindante urbano. No obstante, está en concordancia con la horquilla entre +1 - +2 m.s.n.m. de valores promedio observados en el piezómetro de referencia. La influencia del agua es importante en la correcta ejecución y posterior funcionamiento de la estructura planteada. Para ello será necesario implementar un sistema de control del nivel freático en el proyecto de construcción del depósito para evitar fallos de este debido a deslizamientos, inestabilidades hidráulicas, flotabilidad, etc. Este sistema se diseñará en base al terreno que se encuentre en la excavación, siendo recomendable un mínimo de cuatro (4) piezómetros ubicados próximos a los vértices del depósito como es habitual en estas estructuras y varios puntos de control topográfico en las aristas de la losa superior del depósito. Nuevamente esta actuación queda fuera del alcance de este estudio, no obstante, se aprovecha la ocasión para recordar su relevancia y recomendar un equipo mínimo en base a la experiencia de este tipo de obras.



3. MARCO GEOLÓGICO

En la información y estudios del Instituto Geológico y Minero de España la zona de actuación pertenece a la era Cenozoica y dentro de ella, al periodo Cuaternario. Esta zona se ubica en la época del Pleistoceno según la escala temporal de la serie estratigráfica dentro del Cuaternario. Concretamente se ubica en el Pleistoceno superior también conocido como “Tarantiense”.

El cuaternario se forma gracias a una dilatada llanura prelitoral, mayormente ocupada por la Albufera de Valencia y sedimentos asociados, además de los limos y sedimentos de inundación del río Turia. La estratigrafía está formada por lechos horizontales y discontinuos normalmente de arcillas, margas, cantos rodados, gravas y arenas de naturaleza silíceo o calcárea. En este periodo que ocupa una gran extensión superficial se distinguen tres tipos de depósitos y concretamente nos localizamos en zona de depósitos mixtos. Como puede verse en el perfil estratigráfico de la Imagen 13, los limos procedentes de inundación y del flujo del agua son los que conforman en mayor parte el material de la zona.

Los depósitos limosos se encuentran bastante localizados por la zona lo que tiene sentido porque nos encontramos en la parte baja del cauce del Turia, en sus llanuras de inundación y en el delta del río. Estos depósitos ocupan los alrededores de la ciudad de Valencia otorgando gran fertilidad a los terrenos y debido a la actividad hortícola han ido evolucionando a lo largo del tiempo. Estos depósitos limosos se caracterizan por colores grises y pardos procedente del material de excavación del río en su parte alta y están entremezclados normalmente con arenas. Posteriormente, en la parte baja del río, han sido colocados formando niveles de terrazas.

A continuación, en la imagen 16 se puede analizar la hoja número 722 del Mapa Geológico de España (MAGNA), en la que concuerda como los limos de inundación forman la localización de la parcela. Esta información ha sido contrastada con el Mapa Geológico de la Comunidad Valenciana que se adjunta en la imagen 17, siendo concordantes ambas informaciones.

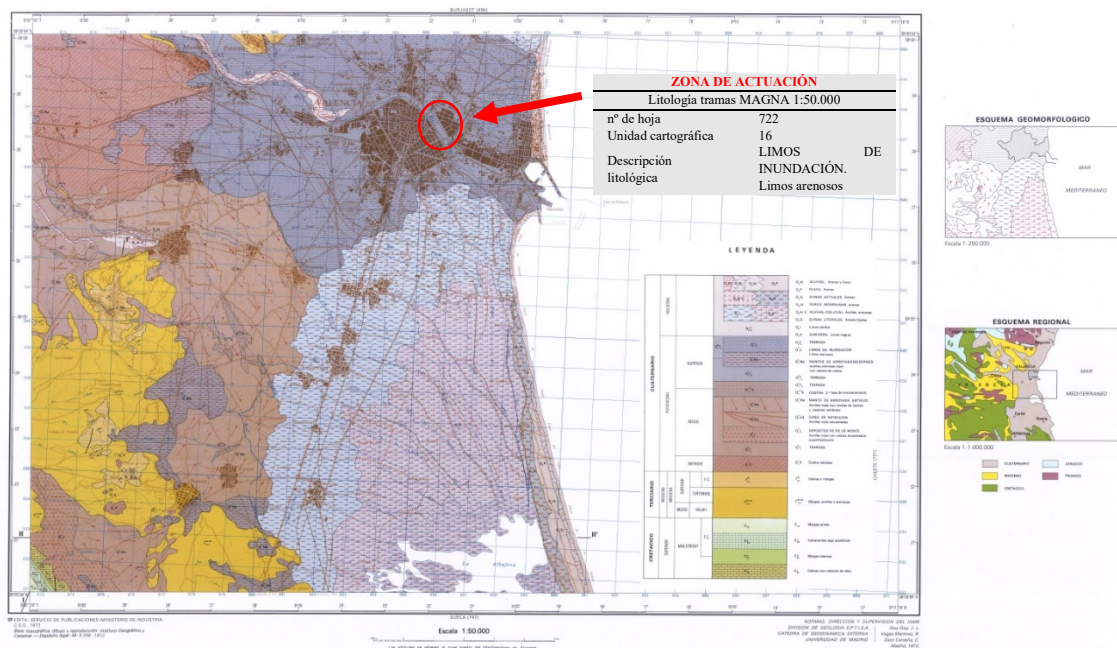


IMAGEN 16. MAPA GEOLÓGICO DE VALENCIA. 1/50.000. FUENTE: IGME

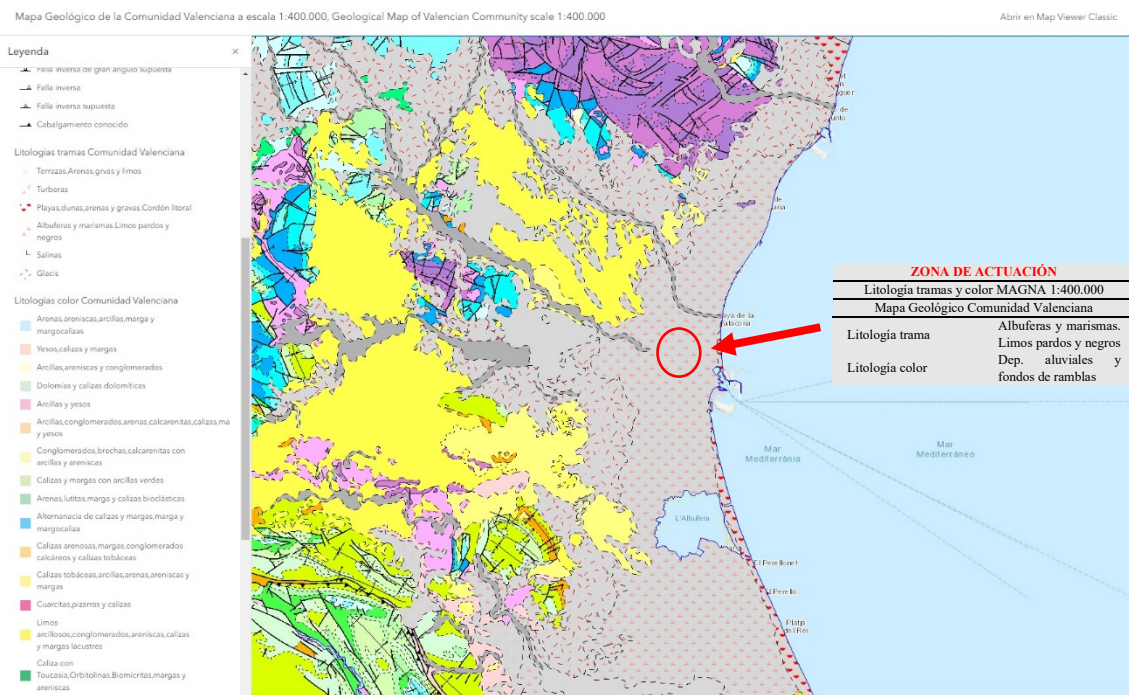


IMAGEN 17. MAPA GEOLÓGICO REGIONAL DE LA COMUNIDAD VALENCIANA. 1/400.000. FUENTE: IGME

En toda la región de Valencia, numerosos estudios geológicos y sondeos realizados desde los años 30 manifiestan la existencia de nivel de arcillas con turbas de gran potencia. Esto significa que el mar y las llanuras de inundación ocupaban anteriormente esta zona y las turbas proceden de material orgánico en descomposición. Esta información está acorde con testimonios de personas e información antigua de que el mar en varios momentos ha llegado hasta prácticamente la zona donde actualmente se ubica el Ayuntamiento de Valencia.

En conclusión, se demuestra que es un terreno mayormente heterogéneo mezclando material de aportación fluvial y marino a lo largo de la escala temporal. La ubicación del depósito debe ser cuidadosamente seleccionada dentro de la parcela ya que pueden encontrarse variaciones del material o incluso lentejones como ya se tiene evidencia. Mediante el reconocimiento geotécnico se lleva a cabo un análisis y estudio del terreno existente bajo la parcela con el fin de tratar de encontrar un material homogéneo lo suficientemente potente para apoyar la estructura y que tenga unas características mecánicas y geotécnicas homogéneas. De este modo se evitarán asentamientos diferenciales de la estructura, diferente capacidad portante del terreno, desplazamientos y sobretensiones entre otros. Además, deben tenerse en cuenta los servicios ubicados en la zona, los colectores a los que irá conectado el tanque, así como otros factores condicionantes y de protección existentes en la zona.



4. RECONOCIMIENTO Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO

4.1 ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo que se realizan en todos los estudios de alternativas de obras y en la fase inicial de redacción de los proyectos constructivos se llevan a cabo con la finalidad de obtener conclusiones y datos sobre el terreno donde se va a ubicar la futura estructura (tanto el terreno que se va a retirar como aquel donde va a transmitir las cargas la infraestructura). Para ello se realizan diversas tareas entre las que se puede destacar:

- Reconocimientos visuales tanto de la zona de actuación como del entorno próximo e inmediato.
- Toma de muestras del suelo, que puede estar inalteradas o no, y su posterior traslado a laboratorio para su análisis.
- Determinación del nivel freático y estudio de su variabilidad a lo largo del tiempo. También se toman muestras de agua para su análisis en laboratorio.
- Estudio de acuíferos próximos, su funcionamiento dinámico y posible afección en la actuación que se pretende llevar a cabo.
- Obtener las características geomecánicas del suelo que aparece en la parcela de trabajo para su uso en cálculos.

Estos ensayos son una práctica fundamental y habitual que se lleva a cabo antes del desarrollo de una obra, inclusive en su fase de proyecto ya que, unidos al resto de técnicas de reconocimiento y conocimientos de obras anteriores son las que condicionan en gran medida la tipología, dimensiones y fases de proyecto tanto en la forma y dimensiones de la infraestructura, como la cimentación (transmisiones de cargas), como de los métodos de contención (taludes, pantallas,...) de los terrenos colindantes. Por otra parte, se reduce la incertidumbre de los posibles imprevistos que puedan surgir en la realización de obra como problemas de inestabilidad, erosión, filtraciones y maquinaria a emplear entre otros. Esto garantiza el diseño de un programa de trabajos adecuado y acorde a la obra y condicionantes pudiendo facilitar una fecha de entrega con amplia garantía de éxito. Las técnicas de reconocimiento son muy diversas, pero concretamente en este proyecto se ha realizado tres sondeos rotativos y dos penetraciones dinámicas.

Los sondeos rotativos permiten el acceso a la información mediante la extracción del testigo y la observación directa del subsuelo, así como la obtención de muestras a diferentes alturas y la realización de ensayos en caliente o “in situ”. Para este estudio se han llevado a cabo tres sondeos rotativos (S1, S2 y S3) posicionados en una de las diagonales del rectángulo que forma la parcela seleccionada (Imagen 18). El tipo de sondeo rotativo es el método más habitual que se emplea en el reconocimiento geotécnico del terreno y su uso está indicado en terrenos relativamente blandos y cohesivos, como es nuestro caso. Los sondeos a rotación están equipados con una barrena helicoidal hueca que permite la extracción de muestras inalteradas y la realización de ensayos in situ en su interior. En este caso las sondas empleadas iban sobre orugas tipo TP-50 y han investigado un total de 73,2 metros verticales entre los tres sondeos. Finalmente se instala un piezómetro en el sondeo S1 para controlar variaciones del nivel freático en la futura cimentación del depósito.

Paralelamente se realizan los ensayos “in situ” que son técnicas sencillas que permiten, desde la superficie del terreno y durante el ensayo, la caracterización mecánica y geotécnica del subsuelo a través de la toma de datos y propiedades de muestras de este. Se caracterizan por ser ensayos económicos, rápidos y sencillos que proporcionan información que permite contrastar y complementar las potencias de los materiales que se encuentran bajo la superficie en condiciones naturales. En la parcela se han realizado dos (2) pruebas de penetración dinámicas hasta rechazo (DPSH) y durante la perforación de los sondeos se han realizado quince (15) ensayos de penetración estándar (SPT) con los que se recogen y almacenan las muestras alteradas según la normativa UNE ISO 22476-3. Además, se han extraído un total de trece (13) muestras inalteradas en el interior de los sondeos.

Lo primero de todo y más importante que garantiza un buen estudio es ubicar y localizar los mejores puntos para la realización de los ensayos. En la siguiente Tabla 2 se resumen los datos más importantes de la distribución de los ensayos de campo que son la nomenclatura de los ensayos realizados, su ubicación en coordenadas, la profundidad alcanzada en cada uno de los ensayos, así como si ha sido posible la determinación del nivel freático y a qué cota:



TABLA 2. RESUMEN DE SONDEOS Y PENETRACIONES DINÁMICAS (DPSH) REALIZADAS.

TIPO DE ENSAYO	COORDENADAS UTM (ETRS89 30N)		PROFUNDIDAD (m)	COTA SIRA* (m)	COTA m.s.n.m.** (aprox.)	COTA N.F. (m)***	
	X	Y				SIRA	m.s.n.m
S-1	4.372.377,82	726.581,85	24,50	8,48	6,33	3,87	2,72
S-2	4.372.339,27	726.593,48	22,40	8,43	6,28	3,72	2,57
S-3	4.372.288,69	726.603,75	25,20	8,46	6,31	3,84	2,69
P-1	4.372.312,71	726.630,94	9,60	-	-	-	-
P-2	4.372.407,78	726.515,96	0,80	-	-	-	-

*COTA SIRA: COTA EN BASE DEL SISTEMA DE REFERENCIA DEL AYUNTAMIENTO DE VALENCIA Y CON LA QUE SE HAN REFERENCIADO LOS ESTUDIOS DE CAMPO EN ESTA CAMPAÑA GEOTÉCNICA. ESTA ES UNA PARTICULARIDAD CULTURAL DE LA CIUDAD DE VALENCIA, YA QUE LAS COTAS DE LOS ESTUDIOS ANTIGUOS (Y POR CONGREGACIÓN DE DATOS CON LOS MODERNOS) SE REFERENCIABAN MEDIANTE ESTA REFERENCIA.

** COTA M.S.N.M.: COTA NORMALIZADA SOBRE EL NIVEL MEDIO DEL MAR DE ALICANTE. SI BIEN ES CIERTO QUE LA CONVERSIÓN NO ES EXACTA ENTRE COTA SIRA Y COTA M.S.N.M. EN TODOS LOS ESTUDIOS CONSULTADOS DE OTROS PROYECTOS, SE HA ESTIMADO UNA DIFERENCIA MEDIA ENTRE AMBAS DE 1,15 METROS.

***COTA N.F.: COTA A LA QUE SE HA ENCONTRADO EL NIVEL FREÁTICO EN CADA UNO DE LOS SONDEOS DURANTE LA PERFORACIÓN DE ESTOS. LA PROFUNDIDAD A LA QUE FUE HALLADO PUEDE OBTENERSE MEDIANTE DIFERENCIAS DE COTAS.

Como puede observarse, durante la realización de los ensayos de campo no se realizó el registro de cota de los ensayos de las dos penetraciones dinámicas. Si bien esto es un fallo que no debería haberse cometido se ha decidido no realizar la topografía de los puntos nuevamente porque la parcela y los 5 puntos donde se han realizado todos los ensayos tienen una diferencia de cota máxima menor a los 25 centímetros. Por ello no se cree necesario aumentar el gasto en esta parte del proyecto y estimando su altura para la obtención de conclusiones estaremos del lado de la seguridad. Además, se cuenta con ensayos SPT realizados paralelamente durante los tres sondeos, lo que nos brinda información exacta y puntual de las zonas de trabajo.

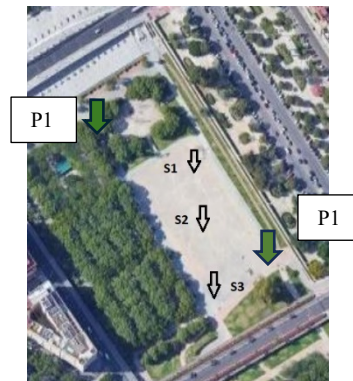


IMAGEN 18. UBICACIÓN DE LOS SONDEOS Y DE LAS PENETRACIONES DINÁMICAS EN LA PARCELA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE IMAGEN SATÉLITE GOOGLE MAPS.

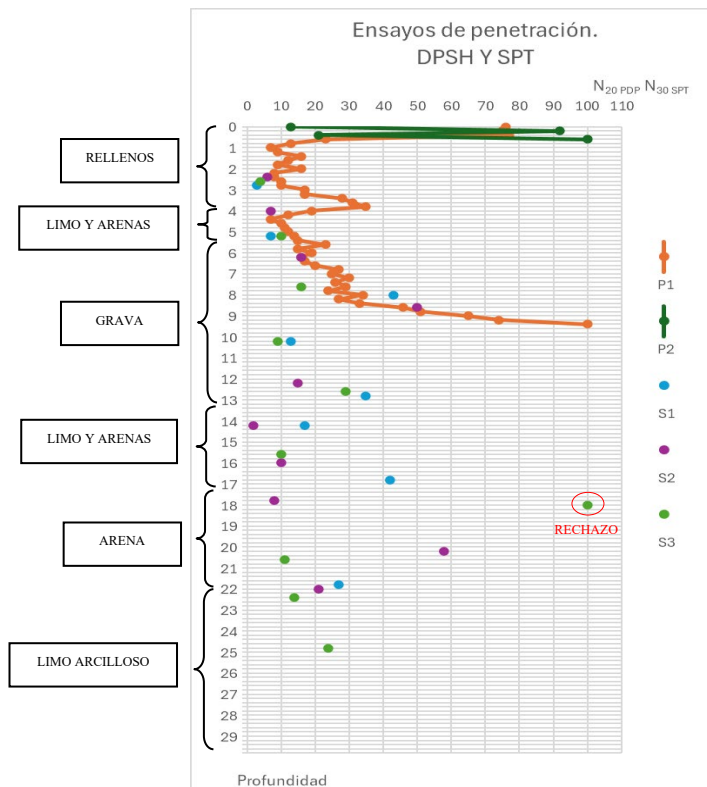


IMAGEN 19. DATOS OBTENIDOS EN LAS PENETRACIONES DINÁMICAS Y ENSAYOS SPT. FUENTE PROPIA.

En la imagen 19 se puede observar los resultados obtenidos en los ensayos de campo de penetración dinámica (P1 y P2) y ensayos SPT en los sondeos (S1, S2 y S3). En el caso de los dos ensayos de penetración dinámica se llevaron a cabo con registro continuo y fueron realizados con el tipo de prueba superpesada (DPSH). Estos últimos, en comparación con el ensayo SPT, proporcionan mayor precisión en los perfiles y la posibilidad de apuntar pequeños cambios que pueden darse entre los estratos.

A continuación se describen brevemente los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos:

- P1:

En la penetración dinámica 1 se aprecia que el primer estrato probablemente constituido por rellenos antrópicos está muy compactado. Esto es debido a que se encuentra afectado por las cargas superficiales que ha soportado y al paso de vehículos en esa zona. Estos rellenos antrópicos son heterogéneos y están constituidos en su mayoría por hormigón, limos, arenas y gravas.

Después se observa un estrato de menos compactidad de espesor inferior a los dos metros. En el se aprecia un pequeño aumento de su resistencia frente a la parte más baja de la capa anterior de rellenos. A partir de esta capa se detecta un estrato potente de unos 7,5 metros donde va aumentando su capacidad resistente conforme aumenta la profundidad. El ensayo alcanza su resistencia máxima a unos 9 metros de profundidad respecto a la superficie del terreno.

- P2:

En este ensayo apenas se han llegado a los 80 centímetros de profundidad. Esta zona está más próxima a la parada de metro Alameda y al Puente de la Exposición por que se encuentra muy compactada. Este ensayo no aporta información adicional al estudio.

- Ensayos SPT en S1, S2, S3:

En estos ensayos se observa una capacidad de resistencia del terreno frente a la hincada de las tomamuestras más o menos homogénea. Podemos ver como en la localización del sondeo S1 la resistencia que ofrece el terreno es un poco superior que en el resto de los sondeos.



Paralelamente, como puede verse en los sondeos S3 y S2 se obtienen dos puntos donde se ofrece más resistencia a la hinca, incluso el resultado de unos de ellos es de “RECHAZO”. Esto indica la probabilidad de presencia de lentejones de terreno de diferente material de espesor pequeño porque en los ensayos anteriores y posteriores se obtienen resultados similares. La naturaleza de este lentejón es granular debido a su alta resistencia a la perforación, lo que se podrá comprobar con la extracción de testigos de los sondeos.

- Sondeo S1:

El primer sondeo realizado en la parcela se localiza al noreste de esta. En el estrato más superficial aparecen los rellenos antrópicos heterogéneos compuestos por hormigón, limos, arenas hasta una profundidad de 3,8 metros. El segundo estrato que se registra está formado por arenas y limos de consistencia media y permeabilidad media-alta. El porcentaje de limo y arena varía en función de la profundidad describiéndose como arenas limosas y limos arenosos y se hayan hasta una profundidad de 5,45 metros.

Seguidamente se detecta un tercer estrato de gravas arenosas con pasadas limosas, de compacidad media, permeabilidad media-alta y sin cohesión. Se detectan gravas, bolos y gravillas dispersas de un tamaño máximo de 6 cm y el estrato se localiza hasta una profundidad de 13 metros. A continuación, se pasa a un estrato de arenas y limos, al igual que el segundo, hasta una profundidad de 16,30 metros. El penúltimo estrato registrado está compuesto por arenas y gravas de compacidad densa, permeabilidad media-alta y sin cohesión. El porcentaje de gravas es variable en función de la profundidad y se registra hasta una profundidad de 20,30 metros. Por último, el estrato que cierra el registro está compuesto de un limo arcillo-arenoso de plasticidad baja-media y una consistencia firme-muy firme.

El nivel freático se localizó a una profundidad de 4,61 metros por debajo de la cota de la boca del sondeo. Todos los materiales que se extrajeron por debajo de esta cota se encontraban húmedos.

- Sondeo S2:

Este segundo sondeo se localiza en el punto medio de la parcela. Los cuatro primeros estratos son de características similares a los cuatro primeros estratos del sondeo S1, siendo sus profundidades de suelo de estrato 3 metros, 5,30 metros, 13,10 metros y 15,40 metros respectivamente.

A continuación, aparece un estrato de composición limo arcillo-arenoso hasta una profundidad de 18 metros seguido del estrato de arena y gravas que encontramos hasta una profundidad de 21,40 metros y se finaliza con un estrato limo arcillo-arenoso nuevamente hasta una profundidad de 23 metros donde se finaliza el sondeo.

En resumen, se encuentra un pequeño lentejón de 2,6 metros de espesor de limo arcillo-arenoso en mitad del estrato de arena y gravas a una profundidad de 16 metros sobre superficie. Las características de los materiales encontrados en estos estratos son idénticas a los descritos en el sondeo S1, no encontrándose ningún nuevo material.

El nivel freático se registra a una profundidad de 4,71 metros por debajo de la cota de boca del sondeo.

- Sondeo S3:

El sondeo S3 se ubicó en la esquina más al sudoeste de la parcela. En este sondeo se encuentra la misma distribución de materiales descritos en el sondeo S1 con el mismo orden y las profundidades registradas del cambio de material son las siguientes:

- Rellenos antrópicos heterogéneos hasta una profundidad de 4,40 metros.
- Gravas arenosas hasta una profundidad de 13,20 metros.
- Arenas y limos hasta una profundidad de 16,30 metros.
- Arenas y gravas hasta una profundidad de 21,70 metros
- Limo arcillo-arenoso hasta una profundidad de final de sondeo de 25,20 metros.

La distribución de material en este sondeo confirma la hipótesis de la existencia de un lentejón limo arcillo-arenoso que se planteó en el sondeo S2 en mitad de la parcela. El nivel freático en el sondeo S3 se detectó a una profundidad de 4,62 metros por debajo de la cota de sondeo.

Para concluir con el análisis de los sondeos, se observa la aparición del nivel freático a unas profundidades similares lo que se apoya en el régimen estacionario del agua. La cota media del nivel freático referida al sistema de referencia del Ayuntamiento de Valencia SIRA es +3,87 metros, que traducida al nivel medio del mar en Alicante es de +1,70



M.S.N.M. aproximadamente. Estos datos están en consonancia con los registros del nivel freático que dispone el ayuntamiento. Para encontrarnos del lado de la seguridad tomaremos un nivel freático a la cota de +4,10 metros SIRA (o lo que es lo mismo de +2 M.S.N.M. aproximadamente).

4.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio parten de la ejecución de los ensayos de campo que tienen como nexo común la campaña geotécnica realizada que se planifica con anterioridad. Además, es muy recomendable, antes de planificar la campaña geotécnica y decidir que ensayos de laboratorio realizar, consultar otros estudios de zonas colindantes con el fin de obtener información previa y aprovechar los recursos disponibles y la información sintetizada con anterioridad. Los ensayos y parametrización del terreno en laboratorio son estrictamente necesarios para obtener las características identificativas del terreno y poder obtener valores que nos ayudarán a realizar los cálculos y un correcto diseño de la obra a ejecutar, que en el caso que nos compete se trata de un depósito de tormentas. Estos ensayos se ejecutan sobre muestras que se han extraído en los ensayos de campo como se ha mencionado y las pruebas que se ejecutan sobre estas muestras van en función de las características del terreno extraído.

Cabe mencionar que es recomendable dejar un pequeño excedente de presupuesto para la campaña geotécnica y los ensayos realizados, ya que la incertidumbre del material que se va a extraer deja de manifiesto una necesidad de realizar algún ensayo adicional a los planificados con el objeto de clasificar correctamente el terreno y poder diseñar con fiabilidad la infraestructura.

Los ensayos que se han ejecutado en este estudio se llevan a cabo sobre muestras obtenidas en los tres sondeos ejecutados en la parcela (S1, S2 y S3).

Los tres tipos de muestras que han sido obtenidas del terreno y que se emplearán para parametrizarlo son:

- M.I.: Muestra inalterada. Se caracteriza por mantener las propiedades (a excepción de la carga) del punto de obtención, principalmente su estructura y parámetros resistentes.
- M.A.: Muestra alterada. Se obtiene de los ensayos SPT de los sondeos. Su estructura puede estar alterada y por ello solo es aconsejable realizar unos tipos de ensayos.
- T.C.: Testigo continuo. Obtención de muestras para su observación y clasificación.

Los ensayos realizados sobre las muestras obtenidas son los siguientes:

- Ensayos de identificación física:
 - o Granulometría mediante tamizado y por sedimentación con el método del densímetro según Norma UNE 103-101-95 y Norma UNE 103-102-95 respectivamente.
 - o Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande según Norma UNE 103.103/94
 - o Determinación del límite plástico de un suelo por medio del ensayo del límite plástico con secado al aire según Norma UNE 103.104/93
 - o Determinación de la densidad de un suelo mediante el método de la balanza hidrostática según norma UNE 103-301/94.
 - o Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo mediante el método del picnómetro según Norma UNE 103-302-94.
- Ensayos de identificación de tipo químico:
 - o Contenido en carbonatos en los suelos mediante el método del calcímetro de Bernard según Norma UNE 103-200/93.
 - o Contenido en materia orgánica mediante el método del permanganato potásico según Norma UNE 103-204-93.
- Ensayos de resistencia mediante aparato triaxial para determinar los parámetros resistentes de las muestras de suelo:



- Ensayo consolidado sin drenaje en la rotura (conocido como ensayo CU) con medida de las presiones intersticiales según Norma UNE 103-402/98.
- Ensayo no consolidado sin drenaje en la rotura (conocido como ensayo UU) según Norma UNE 103-402/98.
- Ensayo de cambio de volumen:
 - Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro, a través del método de Taylor y la curva edométrica según Norma UNE 103.405/94.
- Otros ensayos:
 - Ensayo de permeabilidad de Lefranc. Aunque no es un ensayo de laboratorio propiamente dicho, ya que se realiza *in situ* durante la ejecución del sondeo o una vez finalizado este, se decide incluir en este apartado para presentar los datos en su conjunto. Se pueden realizar mediante dos métodos, carga constante o carga variable, y se rige por la norma ASTM D-2573.

4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Para la obtención de los parámetros geotécnicos de los estratos se han obtenido diferentes muestras de los mismos en los sondeos realizados en la campaña de campo y se ha realizado una doble correlación (en dos fases) de los parámetros obtenidos para asegurar la concordancia de los mismos obtener de forma precisa las propiedades geomecánicas del terreno objeto de estudio. La selección de los parámetros servirá para llevar a cabo los análisis geomecánicos de los terrenos que quedan por debajo de la losa inferior del tanque de tormentas que será el primer punto de partida para plantear las dimensiones del mismo y la profundidad de cimentación de la infraestructura.

La primera de las correlaciones se realiza mediante la comparación de los valores obtenidos en los ensayos de campo y de laboratorio en función de la similitud del material del estrato de cada sondeo, comparando los parámetros obtenidos en cada uno de ellos. La finalidad es obtener unos valores representativos de cada tipología de terreno que se encuentra reduciendo su variabilidad y el número de valores que se obtienen de estos ensayos.

La segunda fase del análisis es la comparación de los datos entre sondeos y penetraciones dinámicas en función de las distancias de separación entre ellos. Dicho de mejor modo, aquellos estratos que se encuentren próximos entre los sondeos y que se sospeche con fundamentos que forman una unidad litográfica sus valores deberán guardar parentesco entre ellos. Esta doble correlación garantiza nuevamente la reducción de valores numéricos por uno representativo y la sencillez a la hora de obtener y presentar los resultados del estudio.

A continuación, se muestra la Tabla 3 resumen de las muestras obtenidas (M.A. y M.I.) en la perforación de los sondeos con la que se realizará la doble correlación:

TABLA 3. ENSAYOS REALIZADOS SOBRE LAS MUESTRAS OBTENIDAS.

MUESTRAS OBTENIDAS EN LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA PARA SU ESTUDIO Y TIPOS DE ESTUDIO REALIZADOS.													
SONDEO	TIPO MUESTRA	PROF. (m)	IDENTIFICACIÓN		RESISTENCIA Y COMPRESIBILIDAD					QUÍMICOS			
			Granul.	Límites Att.	R.C.S.	Corte directo	Edom.	Dens. Seca y hum.	Hum.	Dens. Rel.	M. O.	Sulf. EHE	Agr. EHE
S1	SPT	2,50									X	X	
S1	MI	5,00	X	X		X		X	X	X			
S1	MA	7,70	X	X					X				
S1	MA	12,50							X				
S1	MI	14,00	X	X	X		X		X	X			
S1	MA	17,10	X	X					X				
S1	MI	21,50	X	X	X				X				
S1	TP	24,30	X	X	X		X		X	X			
S2	MI	2,20	X	X			X		X	X	X	X	
S2	MA	8,50							X				
S2	MI	15,80	X	X	X				X	X	X		
S2	MI	17,60	X	X	X		X		X	X	X		
S2	MI	21,80	X	X					X				
S3	MI	2,50	X	X	X		X		X	X	X		



MUESTRAS OBTENIDAS EN LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA PARA SU ESTUDIO Y TIPOS DE ESTUDIO REALIZADOS.													
SONDEO	TIPO MUESTRA	PROF. (m)	IDENTIFICACIÓN		RESISTENCIA Y COMPRESIBILIDAD						QUÍMICOS		
			Granul.	Límites Att.	R.C.S.	Corte directo	Edom.	Dens. Seca y hum.	Hum.	Dens. Rel.	M. O.	Sulf. EHE	Agr. EHE
S3	MA	5,00	X	X						X			
S3	MA	8,10									X	X	
S3	MA	10,60	X	X						X			
S3	MI	15,40	X	X		X				X	X		
S3	MA	20,50	X	X						X			
S3	MI	22,30	X	X	X				X	X			
S3	MI	24,60	X	X			X			X	X		
S1	AGUA												X

Las características geomecánicas de los materiales que se han encontrado en la estratigrafía se han decidido homogenizar en función de la pertenencia de las muestras a los estratos, como se ha mencionado anteriormente. En la tabla 5 puede verse la leyenda de la nomenclatura que se va a emplear para la presentar estos valores:

TABLA 4. NOMENCLATURA EMPLEADA PARA DEFINIR LOS PARÁMETROS DEL TERRENO.

NOMENCLATURA EMPLEADA			
G	Gravas (% retiene UNE 5)	ΔH carga	Incremento altura carga
S	Arenas (% pasa UNE 5)	ΔH desc	Incremento altura descarga
M+C	Arcillas y limos (% pasa UNE 0,08)	M.O.	Materia orgánica
W	Humedad	Ac. B-Gully	Acidez Baumann-Gully
LL	Límite líquido	c'	Cohesión efectiva
LP	Límite plástico	Φ'	Ángulo de rozamiento efectivo
IP	Índice de plasticidad	ρ_{ap}	Densidad aparente
ρ	Densidad húmeda	D_{sec}	Densidad seca ensayos
ρ_d	Densidad seca	Cu	Resistencia a corte sin drenaje
e_0	Índice de huecos	Gs	Peso específico relativo de las partículas
Cc	Índice de compresión	S.U.C.S	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
Cs	Índice de hinchamiento	γ_{ap}	Peso específico aparente
γ_{sat}	Peso específico saturado	d	Profundidad en el sondeo

En las siguientes tablas puede observarse las características geomecánicas obtenidas en los ensayos en función del tipo de estrato.

TABLA 5. RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LAS MUESTRAS TOMADAS DESDE LA SUPERFICIE A UNA PROFUNDIDAD DE 3,80 M.

NIVEL 0 - RELLENOS									
Sondeo	d	S.U.C.S	%G	%S	%M+C	LL	LP	IP	W (%)
S-2	2,20	ML	14,40	20,26	65,34	-	-	NP	11,27
S-3	2,50	CL	17,66	21,89	60,45	27,0	18,6	8,4	19,53
Ensayo de corte directo drenado (CD)									
Sondeo	d	c'	Φ'	ρ_{ap} (kPa)	D_{sec}	e_0	$e_{0\ final}$	Sat (%)	G_s
S-2	2,20	0	31,4	16,84	14,48	0,85	0,74	51,6	2,673
S-3	2,50	0	24,3	16,62	10,74	1,54	0,95	99,0	2,684
RESUMEN									
Φ'	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	k (m/s)					
27°	0	16,73	10,61	10 ⁻⁵					

TABLA 6. RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LAS MUESTRAS TOMADAS ENTRE LAS PROFUNDIDADES DE 3,80 A 5,45 M Y 13,00 A 16,30 M.

NIVEL 1 y 3 - LIMOS Y ARENAS									
Sondeo	d	S.U.C.S	%G	%S	%M+C	LL	LP	IP	W (%)
S-1	5,00	-	0,00	22,25	77,75	-	-	NP	20,6
S-1	14,00	SC-SL	9,96	59,73	30,31	-	-	NP	15,60
S-2	15,80	CL	1,68	6,86	91,46	27,2	16,5	10,8	20,5
S-3	5,00	GC-GM	44,61	40,71	14,69	-	-	NP	4,94
S-3	15,40	ML-CL	20,57	24,88	54,56	19,9	15,1	4,8	18,39
Ensayo de corte directo drenado (CD)									
Sondeo	d	c'	Φ'	ρ_{ap} (kPa)	D_{sec}	e_0	$e_{0\ final}$	Sat (%)	G_s
S-1	5	5	34,7	20,30	16,83	0,58	0,58	94,2	2,662
S-3	15,40	0	33,5	20,88	17,14	0,55	0,48	99,8	2,684



NIVEL 1 y 3 – LIMOS Y ARENAS											
RESUMEN											
Φ'	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	k (m/s)							
27°	0	20,75	17,35	10 ⁻⁵							
ENSAYO R.C.S.											
Sondeo	d	RCS (kPa)									
S-1	14,00	25									
S-2	15,80	45									
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN (S-1 A 14,00 m)											
q (kPa)	0,05	0,1	0,2	0,5	1	2	4	8	4	2	0,5
e	0,493	0,490	0,482	0,466	0,452	0,432	0,411	0,386	0,388	0,389	0,396

TABLA 7. RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LAS MUESTRAS TOMADAS ENTRE LAS PROFUNDIDADES DE 5,45 A 13,00 M.

NIVEL 2 – GRAVAS ARENOSAS MEDIAS									
Sondeo	d	S.U.C.S	%G	%S	%M+C	LL	LP	IP	W (%)
S-1	7,70	GM-GW	48,44	42,69	8,87	-	-	NP	3,99
S-1	12,50	-	-	-	-	-	-	-	4,43
S-2	8,50	-	-	-	-	-	-	-	5,43
S-3	10,60	GM-GW	52,23	39,36	8,42	-	-	NP	5,68
RESUMEN									
Φ'	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	k (m/s)					
33°	0	19,00	16,00	10 ⁻⁵					

TABLA 8. RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LAS MUESTRAS TOMADAS ENTRE LAS PROFUNDIDADES 13,00 A 16,30 M.

NIVEL 4 – ARENAS Y GRAVAS DENSAS									
Sondeo	d	S.U.C.S	%G	%S	%M+C	LL	LP	IP	W (%)
S-1	17,10	SC-SM	4,21	69,19	26,61	-	-	NP	6,42
S-2	17,60	SC-SM	9,29	74,43	16,28	-	-	NP	17,2
RESUMEN									
Φ'	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	k (m/s)					
37°	0	19,90	16,90	10 ⁻⁵					
ENSAYO R.C.S.									
Sondeo	d	RCS (kPa)							
S-2	17,60	10							

TABLA 9. RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LAS MUESTRAS TOMADAS A PARTIR DE LA PROFUNDIDAD DE 20,30 M.

NIVEL 5 – LIMO ARCILLO-ARENOSO											
Sondeo	d	S.U.C.S	%G	%S	%M+C	LL	LP	IP	W (%)		
S-1	21,50	-	5,82	3,81	90,37	-	-	NP	23,61		
S-1	24,30	CL	0,00	2,34	97,66	32,3	16,4	18,8	19,42		
S-2	21,80	CL	0,18	16,69	83,13	24,5	13,9	10,6	20,6		
S-3	20,50	CL-ML	28,99	30,86	40,15	21,5	14,6	6,9	12,83		
S-3	22,30	CL	4,10	11,29	84,61	24,8	16,2	8,7	19,1		
S-3	24,60	CL	0,00	2,39	97,61	40,6	19,6	21	20,14		
Ensayo de corte directo drenado (CD)											
Sondeo	d	c' (kPa)	Φ'	ρ_{app} (kPa)	D_{sec}	e_0	$e_{0\ final}$	Sat (%)	G_s		
S-3	24,60	15	28,6	21,19	18,11	0,49	0,44	93,2	2,705		
RESUMEN											
Φ'	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	k (m/s)							
29°	15	20,85	17,45	10 ⁻⁸							
ENSAYO R.C.S.											
Sondeo	d	RCS (kPa)									
S-1	21,50	40									
S-1	24,30	180									
S-3	22,30	75									
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN (S-1 A 24,30 m)											
q (kPa)	0,05	0,1	0,2	0,5	1	2	4	8	4	2	0,5
e	0,527	0,527	0,527	0,522	0,513	0,498	0,473	0,439	0,442	0,448	0,462



TABLA 10. ENSAYOS QUÍMICOS DEL AGUA EXTRAÍDA DE LA MUESTRA DE SUELOS.

ENSAYOS QUÍMICOS			
Sondeo	d	M.O	Sulf. EHE (Dur. horm. SO_4^{2-})
S-1	2,50	1,17%	0,0054% (54 ppm ó mg/kg)
S-2	2,20	0,61%	0,0046% (46 ppm ó mg/kg)
S-3	8,10	0,31%	0,0063% (63 ppm ó mg/kg)

TABLA 11. ENSAYO QUÍMICO DEL AGUA TOMADA DEL SONDEO 1 BAJO EL NIVEL FREÁTICO.

ENSAYO QUÍMICO MUESTRA DE AGUA SONDEO S-1	
Valor de PH	7,3
Residuo seco a 110 °C	1015,5
Contenido de amonio (mg NH_4/l)	2,32
Contenido de magnesio (mg Mg^{2+}/l)	0,2
Dióxido de carbono agresivo (mg CO_2/l)	12,50
Contenido en Sulfato (mg SO_4^{2-}/l)	374,6

Como se puede observar de la tabla 5 a la tabla 11, si se clasificasen los datos en función de la profundidad a la que se han tomado las muestras, la clasificación del material puede ser compleja. Esto es debido a dos motivos. El primero de ellos es que la muestra ha sido tomada muy cerca de la franja de transición de un material a otro y pueden estar mezclados con propiedades diferentes. La otra posibilidad es la aparición de un pequeño lentejón de material entre los estratos identificados. Todo ello es concordante con la naturaleza de sedimentación del suelo al ser el antiguo cauce del río Turia. Finalmente, en lo que refiere a la parametrización del terreno y tratamiento de datos obtenidos en laboratorio se concluyen los siguientes valores medios de las principales características de cada tipo de estrato:

TABLA 12. RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO MODELIZADO.

PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO					
ESTRATO	Φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	k (m/s)
Nivel 0 - Rellenos	27	0	16,5	13,0	$1 \cdot 10^{-5}$
Nivel 1 y 3 - Limos y arenas	30	5	20,00	17,00	$1 \cdot 10^{-6}$
Nivel 2 - Gravias arenosas medias	33	0	19,00	16,00	$5 \cdot 10^{-5}$
Nivel 4 - Arenas y gravas densas	37	0	19,00	16,00	$1 \cdot 10^{-5}$
Nivel 5 - Limo arcillo-arenoso	29	15	20,50	17,00	$1 \cdot 10^{-8}$

Con toda la información planteada se presenta en la imagen 20 perfil estratigráfico simplificado que permite estudiar con suficiente detalle el dimensionamiento y las verificaciones de seguridad del depósito.

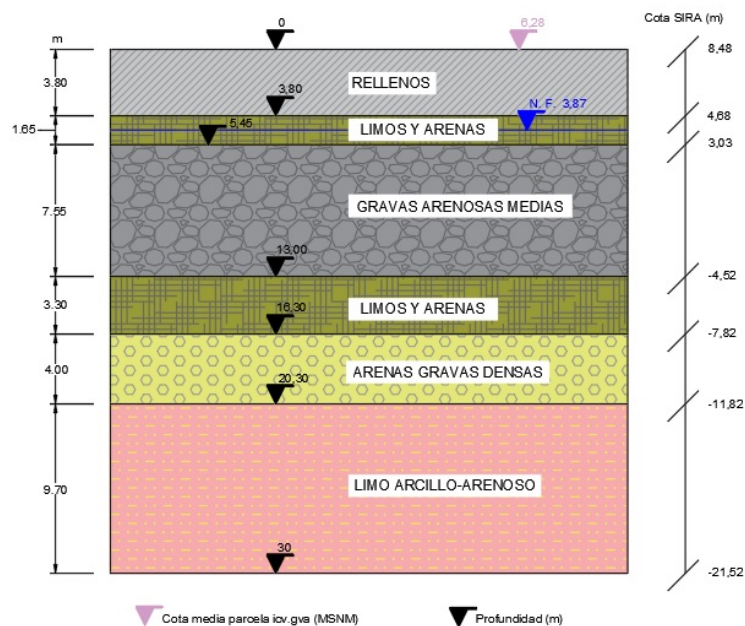


IMAGEN 20. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SIMPLIFICADO REPRESENTATIVO DE TODA LA PARCELA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.



5. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y ELECCIÓN DE ALTERNATIVA ÓPTIMA

En el análisis de alternativas se plantean distintas opciones plausibles de dimensionamiento, localización, tipología del depósito en otros factores. La ubicación de la red de colectores de saneamiento de la ciudad de Valencia junto con la futura conexión del depósito ha sido el condicionante más importante para la localización de la parcela de actuación. Además, el volumen mínimo de agua a tratar, la protección de la flora existente en el parque y el movimiento diferencial que sufrirá la estructura, de lleno a vacío, van a ser claves en su diseño como se detalla a continuación.

5.1 ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y CONDICIONANTES

Para llevar a cabo un análisis exhaustivo y sencillo de exponer se analizarán los distintos factores por separado, eligiendo la solución de compromiso que aúne todos los puntos en su rango de elección. Para ello, se ha consultado el “Manual nacional de recomendaciones para el diseño de tanques de tormentas”, elaborado en conjunto por varios departamentos ministeriales del que se destaca el antiguo Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) que actualmente es el Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación (MAPA). El texto fue redactado en el marco legal del Real Decreto 1290/2012.

5.1.1 Tipología del depósito

Los tanques de tormenta pueden ser de varios tipos. En forma de balsa a cielo abierto (este tipo de balsas se encuentran repartidas por todo el territorio nacional, de gran relevancia durante la época veraniega del año y que ayudan al reparto del agua potable y de riego). Otra tipología son las estructuras o tanques de hormigón que pueden estar enterrados, total o parcialmente, o cimentados en superficie como es el caso del depósito de agua potable de Sagunto. Por último, existe una tercera forma de almacenar agua en túneles construidos a tal efecto o baterías de tubos colocados paralelamente, aunque esta última opción es la menos habitual.

Dada la situación de la parcela donde se ubicará el depósito y que se pretende continuar usando dicho espacio de forma lúdico-deportiva, tal y como se ha explicado anteriormente, en este caso el depósito debe ser diseñado como una estructura de hormigón totalmente enterrada.

5.1.2 Conexión con la red de saneamiento

En relación con la tipología de depósitos de tormentas en función de su conexión con la red de saneamiento existen dos alternativas. Por una parte, están los depósitos dispuestos en línea (on-line) que son aquellos ubicados a continuación del colector o en su directriz. En este tipo de depósitos se intercepta el total del flujo circulante por el colector.

Por otra parte, existen los tanques dispuestos en paralelo (off-line), que son aquellas estructuras externas al colector y que se conectan a ellos mediante aliviaderos, válvulas o bombeos.

En el caso que nos compete se encuentra el colector norte que ya está construido y que atraviesa el antiguo cauce del río por el Norte de la parcela de actuación. También está proyectado por la parte norte del antiguo cauce (Paseo de la Alameda) una segunda derivación de este mismo colector. En la siguiente imagen puede interpretarse mejor la información expuesta en este párrafo:

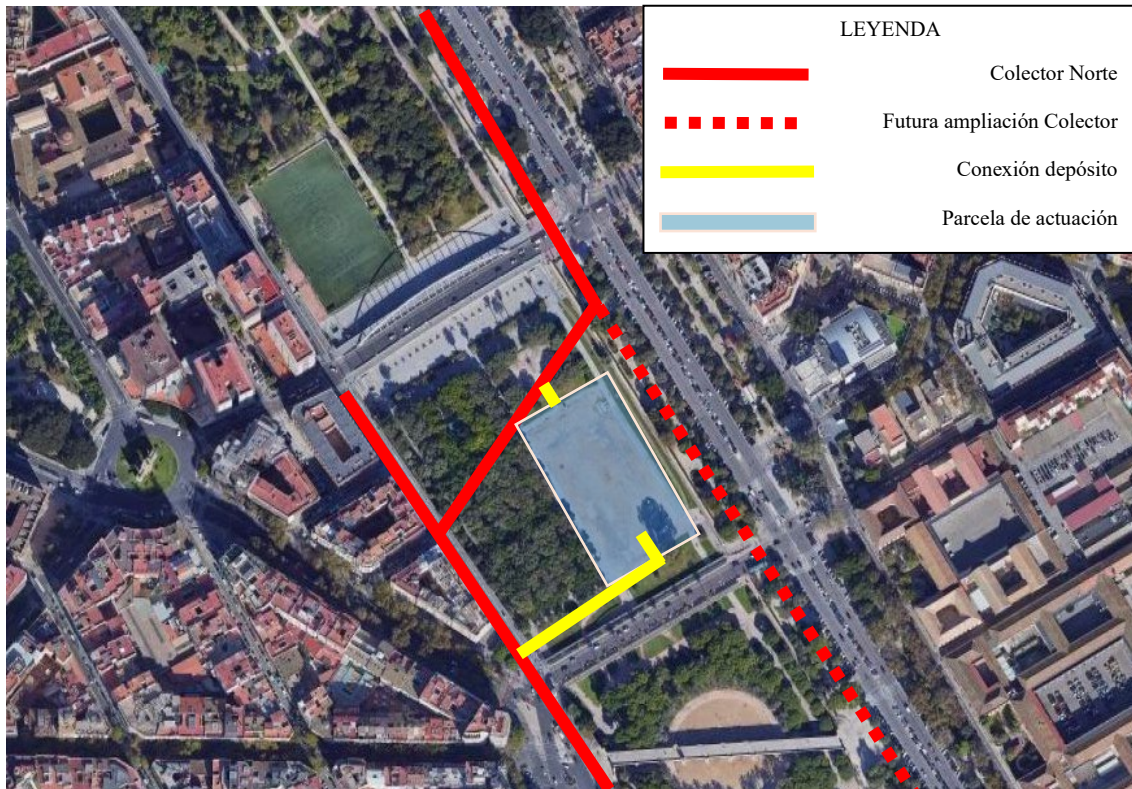


IMAGEN 21. UBICACIÓN DEL COLECTOR NORTE Y SU FUTURA AMPLIACIÓN RESPECTO AL CROQUIS INICIAL DEL DEPÓSITO DE TORMENTAS OBJETO DE ESTE ESTUDIO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA SOBRE IMAGEN SATÉLITE DE GOOGLE MAPS.

Como se observa en la imagen 21, la conexión idónea del depósito con la red existente es siendo el propio depósito una estructura externa al colector, luego será un depósito en paralelo o “*off-line*”. El llenado del depósito se realizaría mediante la apertura de una válvula activada telemáticamente dejando un registro para su inspección y mantenimiento. A su vez se prevé que el llenado del depósito sea mediante bombeo hasta la cota de la directriz de la conexión de entrada y mediante bombeo igualmente hasta su cota máxima (la cota del Colector norte en su rama oeste comienza en 1,152 metros en cota SIRA) y el vaciado sea mediante gravedad y bombeo aguas abajo de la válvula de la tubería de vaciado. Ambas conexiones, tanto la de llenado como la de vaciado, serán dobles con doble valvulería en cada conducto, cumpliendo así las recomendaciones de depósitos y balsas emitidas por el Ministerio MAPA.

El tramo oeste del colector comienza aguas arriba de la confluencia con su ramal este. Esto es debido a que además de las aguas que ya circulen por el colector, se unirán en este punto las aguas recogidas provenientes del centro urbano de la ciudad.

5.1.3 Volumen y forma del tanque de tormentas

El volumen del depósito viene impuesto por las consideraciones y demandas del Ayuntamiento de Valencia siendo el volumen de diseño de almacenamiento de agua de 40.000 m³. Además, desde esta institución se solicita que existan tres cámaras de almacenamiento independientes debidamente separadas dentro del depósito para cuando se realicen operaciones de limpieza y mantenimiento en una de ellas, las otras dos puedan seguir operándose en condiciones de seguridad. Para ello las cámaras estarán unidas con dos conductos con doble válvula entre ellas y el compartimento este estará bypassada con el conducto de entrada para permitir el mantenimiento de la cámara norte.

Con estas condiciones se plantea una primera hipótesis de un depósito con tres cámaras, dos de ellas iguales, ocupando un total de superficie útil para el almacenamiento de 50 metros de ancho por 90 metros de longitud. Una cámara tendrá dimensiones de 50 metros de largo por 30 de ancho y las otras dos de 60 metros de largo por 25 de ancho. La altura libre del depósito será de 9 metros otorgando un volumen total útil de 40.500 m³, cumpliendo así las demandas del Ayuntamiento (ver imagen 22).

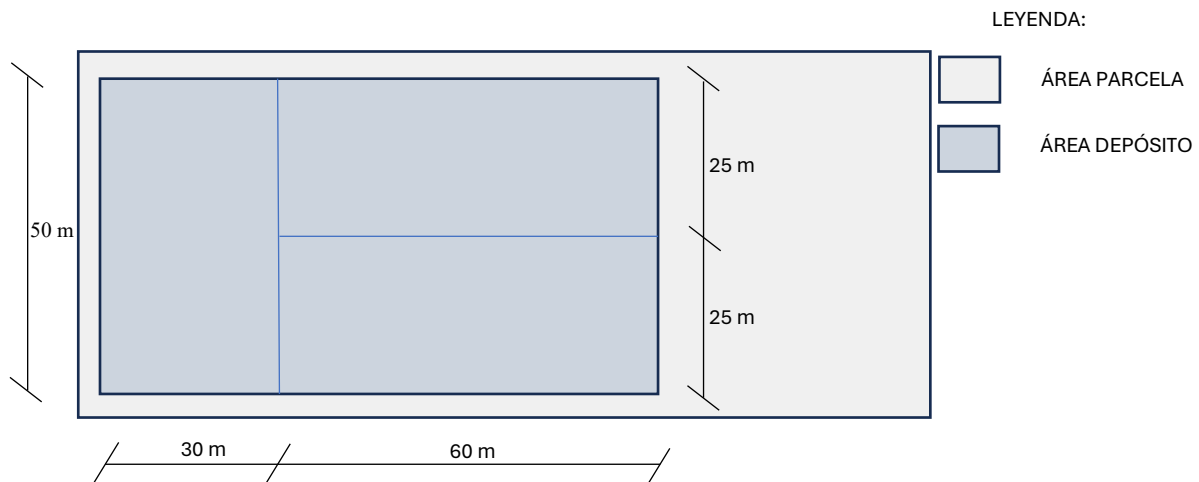


IMAGEN 22. CROQUIS INICIAL DE DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO. FUENTE PROPIA.

El condicionamiento clave para el diseño del depósito ha sido la colocación estratégica próxima al colector norte que permita la conexión a este en una parcela libre y que no vaya a sufrir cargas estructurales la superficie del terreno sobre él. Podría darse una mayor altura con el objetivo de no ocupar toda la parcela, pero esta mayor altura implicaría una mayor profundidad de excavación, sostenimiento de taludes y problemas de estabilidad por flotación al estar en mayor profundidad respecto del nivel freático, lo que implicaría un mayor coste y un aumento del tiempo de ejecución.

El depósito será fabricado “in situ” ya que si se opta por realizarlo con elementos prefabricados se necesitaría una amplia superficie de acopio y maniobra. Si se construyese con paneles de hormigón prefabricado el tráfico de vehículos pesados se vería aumentado e influiríamos en mayor medida en el normal funcionamiento de la ciudad en ese punto. Por estos motivos se ha decidido ejecutarlo in situ mediante vertidos de hormigón con su correspondiente armadura, encofrado y acondicionamiento del terreno del trasdós.

5.1.4 Ubicación en la parcela.

La parcela fue cuidadosamente seleccionada por varios motivos: (i) constituye un área libre y con rampa de acceso ya creada para los vehículos de obra, (ii) su conexión al colector norte es muy próxima por lo que no hace necesaria la ejecución en zanja para conectar el depósito con el colector. Este último factor ha sido clave para su emplazamiento. Y (iii) el arbolado del paseo del Turia se encuentra protegido y no puede dañarse ni tocarse salvo causa debidamente justificada y sin que exista otra alternativa. Con todas estas hipótesis la única ubicación que era posible plantear es la existente teniendo en cuenta dejar suficiente espacio para no dañar la vegetación.

En cuanto a la ubicación del depósito, en los planteamientos iniciales de diseño del depósito se estimó una necesidad de almacenamiento de agua de 14.000 m³. Para lograr este objetivo bastaba con unas dimensiones de 50*60 metros y una altura de 5 metros, lo que genera un depósito de 15.000 m³. Este diseño inicial permitía el estudio de elección de colocación del depósito en tres puntos diferentes de la parcela, siendo sus ubicaciones aproximadas sobre el sondeo 1, sondeo 2 y sondeo 3 respectivamente.

Posteriormente se estimaron nuevas condiciones debido a la demanda de almacenamiento de agua en este punto, entre las que se encontraba aumentar el almacenamiento del depósito al triple del volumen inicial, aproximadamente. Esta información fue comunicada al Ayuntamiento de Valencia quién realizó comprobaciones con sus técnicos llegando a las mismas conclusiones y actualizando la información del proyecto. Por este motivo durante el dimensionamiento se trata de ocupar el máximo de parcela posible para disminuir la altura del depósito y con ello disminuir el movimiento de tierras que es una de las actividades que tienen un gran impacto sobre el presupuesto final de la obra. Paralelamente, al tener menos altura de excavación se tendrá una menor altura de pantalla de contención de tierras como se detallará más adelante.

Con todo ello, el depósito se decide colocar lo más centrado posible con respecto a la losa de hormigón existente en superficie y próximo al norte de la parcela, para permitir el acceso y maniobra de vehículos y acopio de materiales en



el sur. A su vez, de este modo se disminuye la posible afección al Puente de las Flores (ver imagen 12). La estación de metro Alameda y el túnel se encuentran lo suficientemente alejados también para no sufrir ninguna afección estructural en su normal funcionamiento. La distancia de seguridad a la que se encuentra el futuro depósito respecto de la estación de metro supera los cien (100) metros y la distancia de seguridad respecto el Puente de las Flores es de (25) metros en los puntos más desfavorables. Si bien esta distancia es pequeña frente a otras opciones se considera que es la mínima necesaria para garantizar la seguridad estructural del puente y la no interferencia entre ambas infraestructuras. Durante la ejecución del depósito se deberán instalar y se tomarán de referencia puntos de control topográficos del puente para asegurar la certeza de estos cálculos.

En resumen, el depósito ocupará casi toda el área disponible de la parcela seleccionada. De este modo se consigue lograr el cumplimiento de todos los condicionantes enumerados. Las dimensiones finales adoptadas pueden verse en las imágenes 23 y 24.

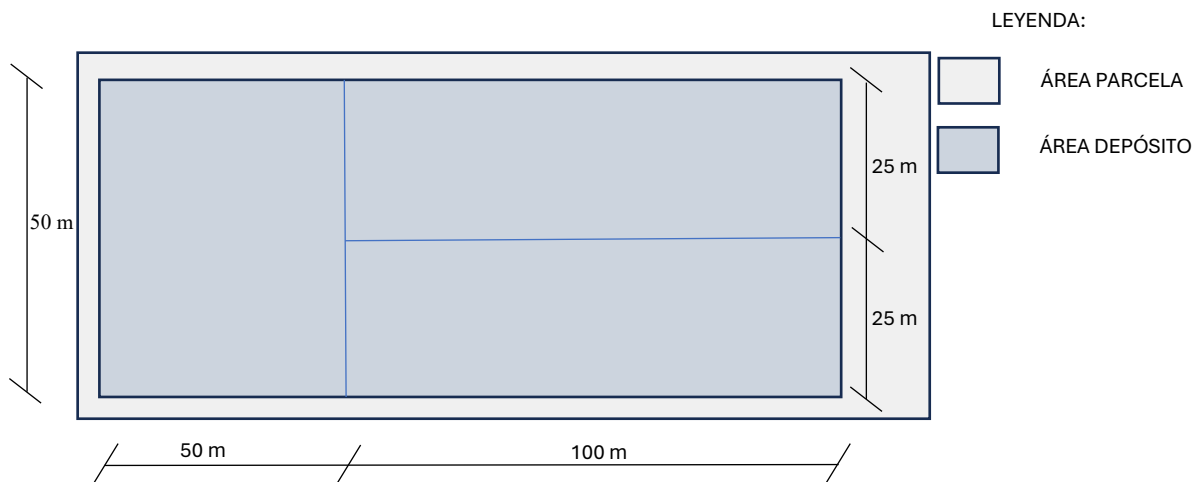


IMAGEN 23. CROQUIS FINAL DE DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO. FUENTE PROPIA.



IMAGEN 24. ESQUEMA FINAL DEL DEPÓSITO SOBRE EL TERRENO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE IMAGEN SATÉLITE GOOGLE EARTH.

5.1.5 Función del depósito.

Desde el punto de vista funcional, los tanques de tormenta pueden clasificarse en tres tipologías distintas:

- Depósitos Anti-DSU (Anti-Descarga del Sistema Unitario), también conocidos comúnmente como Tanques de Tormenta. Su principal cometido es evitar el vertido de sustancias contaminantes a los cauces de los ríos, arroyos, ramblas o incluso al mar como es el caso que nos ocupa. Por lo general, se encuentran cerca del



medio receptor, en la parte final de la cuenca tributaria y los contaminantes que reciben son los arrastrados por la escorrentía y canalizados por los colectores urbanos en episodios tormentosos.

- Depósitos Anti-Inundación. Son aquellos que pretenden evitar inundaciones debidas a la deficiencia hidráulica de la red de saneamiento que queda en déficit de dimensionamiento ante episodios tormentosos de gran magnitud, como son los que caracterizan a todo el litoral del levante de la península Ibérica.
- Depósitos Mixtos. Como su propio nombre indica juntan ambas características. Son aquellos que, aunque su función principal es la de evitar inundaciones, cuentan con elementos de regulación y control necesarios para hacer frente a los vertidos de contaminantes provenientes de la escorrentía o incluso vertidos accidentales.

El tipo de depósito seleccionado es mixto porque evitará o disminuirá las afecciones ocasionadas en caso de alerta por inundaciones y se le requerirá una retención del agua contaminada y su tratamiento que es la principal función que se persigue con este depósito. De este modo se mejora la calidad de agua y su relación con el entorno del antiguo cauce de Valencia, que es una gran zona verde que caracteriza la ciudad y se le conoce como el gran pulmón de Valencia. El agua retenida y tratada en la planta depuradora de aguas residuales (EDAR) podría ser empleada para el riego y lavado de calles, con lo que se dará un nuevo uso a este bien escaso. Esto será posible gracias a su almacenamiento en el nuevo tanque y su conexión con el Colector Norte.

En la actualidad este depósito no existe y no existe ninguna estructura de contención de agua. En episodios intensos de tormenta el agua, que transporta los contaminantes en suspensión y mediante arrastre, no puede ser tratada en las estaciones depuradoras porque sobrepasa su capacidad y se realizan vertidos al mar. Actualmente se toman muestras de los vertidos realizados para dejar registro de las concentraciones de contaminantes y llevar un estudio de su impacto al medio ambiente. Con la construcción del depósito se consigue almacenar toda esta agua, liberarla poco a poco y comunicarla con la estación depuradora, para que pueda ser tratada en su totalidad. Así se evitarán los vertidos incontrolados o que el agua vertida al mar cumpla con los requisitos necesarios para su retorno al medio natural. Además, está agua tratada y con la calidad necesaria podría ser reutilizada para riego y limpieza de la ciudad.

5.1.6 Profundidad del depósito y conexión al colector

Desde el punto de vista geotécnico, la altura del depósito y la profundidad a la que va a ser cimentado son las variables más importantes una vez que fijado tanto el emplazamiento y el volumen. Fijar las dimensiones del depósito y la profundidad de apoyo en el terreno son las variables que más tiempo han requerido en este estudio. Para el análisis del plano de apoyo donde se ubicará el depósito es necesario conocer las características geotécnicas del terreno. Para ello se ha realizado una campaña geotécnica que consistió en tres sondeos y dos penetraciones dinámicas. Con toda esta información se realiza un perfil estratigráfico completo que se considera representativo de toda la parcela. En la realización de este perfil estratigráfico se ha tenido en cuenta toda esta información.

Otro factor importante para el diseño del depósito es la conexión con el Colector Norte. Este colector está formado por una doble cámara de hormigón. Las cámaras del colector están conectadas entre sí y con pilares de carga en mitad de la sección. Se conoce que la pendiente del colector oscila entre los valores de 0.000555 y 0.001 m/m. La conexión del depósito con el colector se realizará en el tramo que atraviesa el antiguo cauce del río. En este tramo, para evitar la sedimentación del flujo debido a la disminución de velocidad provocada por los cambios de dirección se empleó acertadamente en su diseño y ejecución una pendiente de 0.001 m/m. Se conocen las cotas de la solera y clave del colector en su comienzo en la margen derecha del curso fluvial. La imagen 25 muestra dos secciones distintas del colector y el punto donde se tiene información del proyecto construcción:



IMAGEN 25. SECCIONES TRANSVERSALES DEL COLECTOR NORTE TRAMO I. LA SECCIÓN DE LA IZQUIERDA PERTENECE A LAS CERCANÍAS DEL PUENTE EXPOSICIÓN. FUENTE: TFG COLECTOR NORTE DE PABLO CABO LÓPEZ, AÑO 2017.



Se conoce que la cota del punto más bajo de esta sección perteneciente al Puente Exposición es de +1,152 metros en cota SIRA (-0,998 m.s.n.m.) según los planos firmados de Proyecto Construcción del Colector Norte tramos I, II y III. Conociendo la pendiente del colector y la distancia a los puntos de toma de entrada y salida de agua del depósito, se pueden conocer sus respectivas cotas.

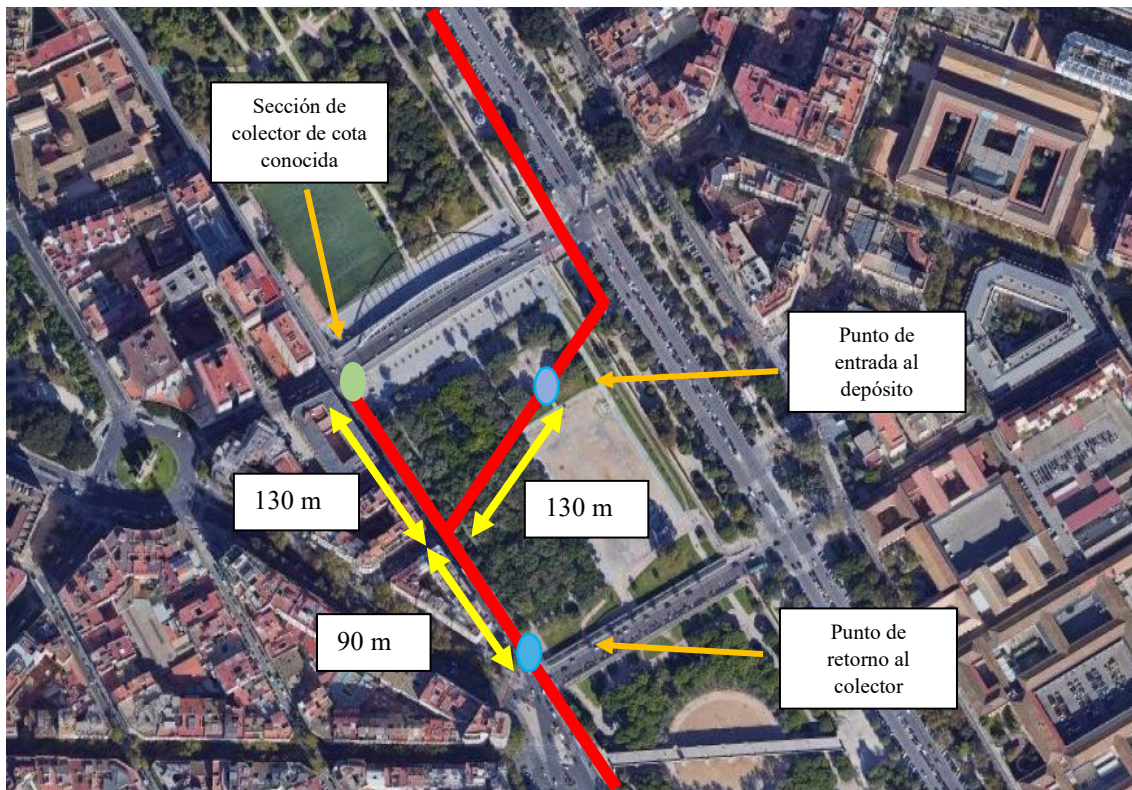


IMAGEN 26. DISTANCIAS AL PUNTO DE TOMA Y SALIDA DEL DEPÓSITO PERTENECIENTES AL COLECTOR. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE IMAGEN SATÉLITE GOOGLE MAPS.

En la imagen 26 se observa que para la toma de entrada al depósito estamos distanciados 260 metros, 130 metros en bajada y 130 metros en subida con lo que se sitúa a la misma cota la toma de agua al depósito con el punto que se tiene de referencia. En cuanto a la cota de salida realizamos el siguiente cálculo:

$$Cota_{Reentrada\ hacia\ colector} = 1,152 - 0,001 * (130 + 90) = 0,932\ m$$

$$Cota_{Salida\ de\ colector\ a\ depósito} = 1,152\ m$$

La cota media de superficie de la parcela de construcción es de 8,48 metros en cota SIRA (6,30 m.s.n.m. aprox.). El depósito se ha diseñado con una profundidad de apoyo en el terreno de 8 metros bajo la cota de superficie para poder albergar el volumen solicitado. Esto conlleva que el punto más alto del depósito para su llenado, teniendo en cuenta el resguardo y el espesor del muro del techo, está por encima de la cota de toma, por ello se requerirá de un bombeo de entrada.

$$Cota_{entrada\ y\ salida\ depósito} = 8,48 - (0,2 + 1,0 + 0,1 + 5,5) = 1,68\ m$$

Situación distinta ocurre con la salida, el punto más bajo del depósito estará más alto (1,68 m cota SIRA) que la conexión con el colector (0,932 m cota SIRA) por lo que no requiere bombeo para su vaciado total ahorrando de este modo energía y mantenimiento de equipos. No obstante, sí se dejará instalado el hueco para llevar un equipo auxiliar de bombeo para el vaciado del depósito en caso de averías, mantenimiento o emergencias.

En cuanto al plano de cimentación del depósito, este se decide realizar sobre el nivel 2 que corresponde a un estrato de gravas arenosas medias. Esta decisión se ha llevado a cabo tras el estudio pormenorizado del dimensionamiento del depósito asegurando su estabilidad estructural. Además, se consigue un espesor medio homogéneo de 5 metros por debajo del plano de cimentación. En contra partida se usa toda la extensión disponible de la parcela a cambio también de un vaciado mediante gravedad de forma operativa.



Si se observa el perfil estratigráfico de la imagen 20, los estratos más potentes que ofrezcan un plano de cimentación homogéneo son las gravas arenosas medias, las arenas y gravas densas y el estrato limo arcillo-arenoso inferior. Este último fue descartado debido a la profundidad a la que se encuentra y la gran dimensión del tablestacado de contención de tierras que sería necesario. Entre las opciones de apoyo en el terreno en el nivel 3 de gravas arenosas media y el nivel 5 de arenas y gravas densas, la elección final fue el estrato más potente de gravas arenosas medias que permite diseñar el plano de cimentación en distintas alturas para garantizar el volumen almacenado y la estabilidad estructural del propio depósito. Otra razón es minimizar la profundidad de excavación puesto que se sabe que con una excavación más profunda aumentan los costes de movimientos de tierras y aumenta la probabilidad de encontrarnos discrepancias entre el terreno real y el perfil estratigráfico deducido de los trabajos de campo y laboratorio.

Estas conclusiones han sido empleadas para realizar los cálculos correspondientes que aseguren el correcto dimensionamiento y funcionamiento del depósito.

5.1.7 Diseño en planta

El diseño en planta viene condicionado principalmente por la vegetación del tramo IX del antiguo cauce del río seleccionado para su ubicación. Como se ha comentado, la vegetación del parque se considera bien de interés común y debe evitarse afectarla salvo causa justificada, lo que nos deja disponible el 40% de la parcela. Por otra parte, la capacidad del depósito junto con su altura y el plano de apoyo en el terreno tienen una conexión directa con su diseño en planta.

Teniendo en cuenta todo esto, la parcela cuenta con un área de 35.000 m² aproximadamente de los que solo pueden ser empleados 13.000 m² para evitar la afección a la vegetación del parque. La extensión final del área del depósito es de 7.700 m², lo que genera un espacio de ocupación del subsuelo del 50% del máximo teórico disponible. Esta zona se encuentra catalogada como espacio urbano no urbanizable, cuyo uso actual y después de la actuación será como parque y área recreativa. Al ser una infraestructura de interés común que evitará los daños causados en la zona por tormentas se permite la actuación exclusivamente de esta obra. Dentro de la parte disponible de la parcela el depósito se ubica lo más centrado posible dejando espacio de acceso y maniobra a los vehículos y maquinaria.

La forma seleccionada exige la existencia de tres cámaras independientes interconectadas entre ellas con la capacidad de vaciado y llenado de dos de ellas dejando una tercera cerrada para su mantenimiento o reparación. El volumen exigido es de 40.000 m³. Con todo ello se diseña un depósito con tres cámaras independiente e interconectadas entre ellas como se ha solicitado con las siguientes dimensiones entre los planos medios de los muros: superficie en planta de 150 metros de largo por 50 metros de ancho. La parte proporcional de los muros perimetrales del depósito, los muros interiores y los pilares se descuentan de la capacidad de almacenaje de agua. Con todo ello se diseña una primera cámara de dimensiones 50*50 metros cuadrados. Luego existen dos cámaras gemelas de 100*25 metros cuadrados.

Estas dimensiones se han obtenido entre los planos medios de los muros que conforman el depósito. La altura libre hasta nivel máximo de llena será de 5,6 metros desde el fondo de la cámara lo que supone un volumen total de 40.234 m³ consiguiendo el objetivo buscado. La luz máxima entre pilares con la que se ha diseñado el depósito es de 5 metros entre sus ejes con unas dimensiones de 0,4*0,4 metros en planta y una altura total de 5,7 metros teniendo en cuenta que quedarían 10 centímetros superiores de aireación en caso de llenado completo.

En resumen, el problema se ha resuelto con un depósito mixto, enterrado, construido con hormigón armado in situ paralelo en su mayor longitud a las avenidas que existen a cada lado del antiguo curso fluvial, tomando agua por su lado noroeste y vertiéndola por su lado sureste. Se apoya en el terreno a una profundidad de 8 metros a partir de la cota media de la parcela. Cuenta con tres cámaras, dos de ellas de 25*100 metros y una tercera de 50*50 metros (distancias medidas entre ejes). Los espesores son: un metro la losa superior, la losa inferior de 1,1 metros, todos los muros tienen un espesor de 0,8 metros. La altura libre del depósito es de 5,7 metros siendo su altura útil de 5,6 metros. Y como dato final se cuenta con 233 pilares en total repartidos por las tres cámaras.

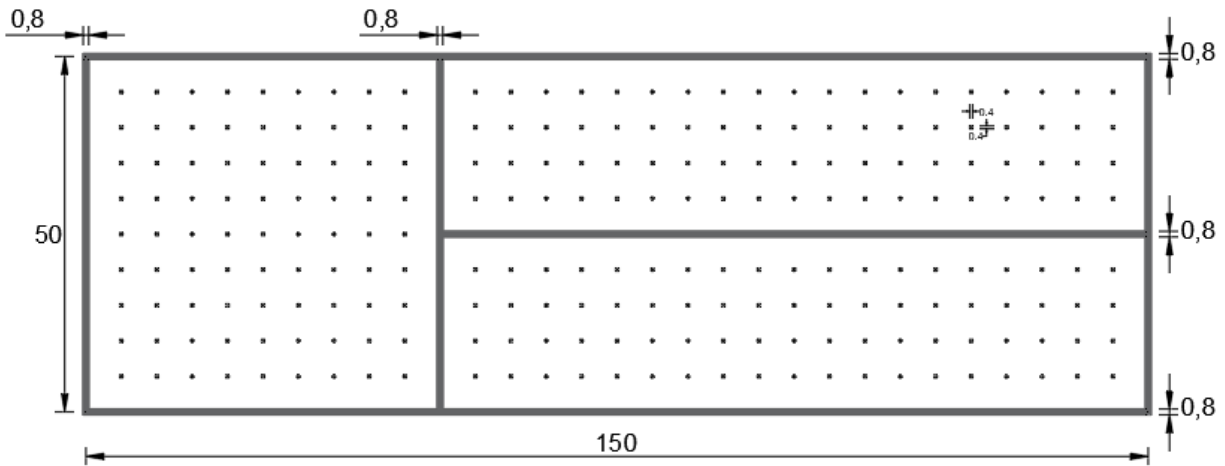


IMAGEN 27. ESQUEMA FINAL DE LA PLANTA DEL DEPÓSITO: FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

5.2 COMPROBACIONES TÉCNICAS

El depósito se cimentará directamente sobre un estrato de gravas arenoso. Es un suelo que no experimenta importantes movimientos diferenciales de expansiones y asiento por futuros cambios del nivel freático (como hemos podido ver en el punto 2.3 Hidrogeología, este nivel freático no sufre alteraciones significativas en los años registrados). No obstante, se comprobarán estados límites de servicio de deformación excesiva por asientos y por flotabilidad (ELS) y el correspondiente a la capacidad portante (ELU) para asegurar el correcto desempeño.

El depósito va a ser enterrado a una profundidad de 8 metros, será una cimentación directa mediante una losa y se comporta como tal. Con las características fijadas de la infraestructura, la condición analizada en estado límite último (ELU) es el fallo por hundimiento de la infraestructura en el terreno debido a su propio peso. En cuanto al estudio en estado límite de servicio (ELS), se estudian los asientos provocados en el terreno debido al peso y la flotabilidad de la infraestructura en sus distintas etapas de uso y la variación del nivel freático. Como veremos, este último punto ha sido el de mayor análisis y que condiciona por completo la cimentación.

En las comprobaciones y cálculos se han empleado las distintas dimensiones con las que ha ido evolucionando el diseño del depósito. A continuación, en la tabla 13 se muestra un resumen de las dimensiones finales con las que cuenta el depósito:

TABLA 13. DIMENSIONES EN METROS DE LOS ELEMENTOS DEL DEPÓSITO DISEÑADO.

DIMENSIONES ELEMENTOS DEL TANQUE DE TORMENTAS (m)	
Losa de cubierta	150,8*50,8*1
Losa de cimentación	150,8*50,8*1,1
Muros perimetrales	$2*(150,8*0,8*5,7) + 2*(49,2*0,8*5,7)$
Muros interiores	$49,2*0,8*5,7 + 99,2*0,8*5,7$
Pilares	233*0,4*0,04*5,7

Las características geomecánicas aplicadas en los cálculos pueden consultarse en la tabla nº12 del apartado 4.3 “Parámetros Geotécnicos”.

Para el acabado superior del depósito, se coloca un relleno de material granular de 20 centímetros de espesor para evitar el contacto directo de la losa superior con el exterior y permitirá la nivelación con el terreno colindante con un acabado homogéneo. La explanada se podrá continuar utilizando para eventos lúdicos como hasta el momento y a la vez se protegerá el hormigón de una abrasión externa directa. Visualmente, una vez terminada la obra, no se habrá diferencia en la explanada y se contará con accesos de dos por dos metros al interior de cada una de las cámaras desde la superficie. Todos los cálculos que se presentan resumidos a continuación pueden consultarse con detalle en el anejo de cálculos adjunto al proyecto.



5.2.1 E.L.U.: Capacidad portante

En este apartado se estudia la posibilidad de sobrepasar la máxima presión media que puede transmitir una cimentación al terreno si alcanzar en un estado posible y ficticio último la condición de hundimiento. Para justificar que el hundimiento de la infraestructura no ocurrirá produciendo el colapso de esta se debe cumplir la siguiente condición:

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

Siendo:

F el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

$q_h = p_{vh}$, es la presión vertical de hundimiento

q es la carga del terreno que se descarga por excavación (q_0)

q_t es la presión total de cálculo transmitida al terreno

En primer lugar, se tratará de obtener la presión vertical de hundimiento para lo que se seguirán las indicaciones de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (GCOC, 2004) a falta de una guía geotécnica propia para este tipo de infraestructuras. La GCOC recomienda que, si ha sido posible definir las características resistentes del terreno gracias al reconocimiento y campañas geotécnicas, este cálculo se realice mediante el método analítico, para ello se empleará la teoría de la Plasticidad y en especial, la solución de Brinch-Hansen (1973).

En este caso el nivel 2 en un terreno de naturaleza granular y se puede obtener la q_{adm} , que es la carga neta transmitida máxima al terreno antes de su hundimiento (también conocida como q_{vhadm}), en función del número de golpes que resiste el estrato en los ensayos SPT y de penetración realizados en la campaña geotécnica. La siguiente fórmula se emplea para el cálculo de q_{adm} :

$$q_{adm}(kPa) = 8 * N_{SPT} * \left(1 + \frac{D}{3 * B'}\right) * \left(\frac{B' + 0,3}{B'}\right) \quad \text{para } B' > 1,2m \text{ con } s \leq 25mm$$

En ella se desprecia el efecto de la profundidad de excavación, asumiendo una cimentación superficial del lado de la seguridad (es decir $D=0$) y el golpeo medio del estrato de gravas arenosas medias es $N_{SPT} = 23,7$ golpes obteniendo:

$$q_{adm} = 191,88 \text{ kPa} = q_{neta \text{ de hundimiento}}$$

Esta carga de hundimiento neta transmitida al terreno ya tiene en cuenta un factor de seguridad $F=3$.

Por otra parte, el terreno transmite una tensión a la cota de cimentación de 8 metros de 145,14 kPa por lo que la carga vertical transmitida que provocaría el fallo lo haríamos de la siguiente manera:

$$q_{tv} = q_{adm} + q_0 = 191,88 + 145,14 = 337,02 \text{ kPa}$$

El depósito, en su estado más desfavorable de carga (lleno conservando el resguardo de 10 centímetros) transmite una carga de 125,50 kPa (126 kPa con otras pequeñas variaciones de dimensionamiento). Es decir, se va a descargar el terreno a cota de cimentación.

$$q_t < q_0 \rightarrow F = \infty$$

Trivialmente, en la situación de depósito vacío la carga transmitida al terreno es del orden de la mitad. Se concluye con todo lo expuesto que el depósito no sufrirá hundimiento debido a las tensiones transmitidas y la capacidad portante del terreno.

5.2.2 E.L.S.: Deformabilidad

La condición de deformabilidad se estudia mediante el conocido “método edométrico”. Este método supone una carga vertical y uniformemente repartida con los desplazamientos laterales impedidos. Se calculan dos pendientes de asientos conocidas como la pendiente de la rama de carga y pendiente de la rama de descarga. Si bien estos nombres son ciertos debe recordarse que la pendiente de rama de descarga también se emplea en rangos de carga donde el suelo no supere la máxima tensión soportada en su historia. En resumen, se asimila el suelo a dos comportamientos elásticos lineales separados llegado a su límite en la carga de rotura o hundimiento del apartado anterior.



Cómo se ha visto, las actuaciones generarán una descarga sobre el terreno que por lo que se puede considerar con respecto a su origen que se encuentra en un estado normalmente consolidado, luego nos moveremos situaciones con la pendiente de descarga. Partiendo de esto, se calculan con la Teoría de la Elasticidad los incrementos de presiones efectivas en el terreno originados por la cimentación. Estos incrementos se analizan en un punto cualquiera situado por debajo del plano de cimentación del depósito. En nuestro caso se ha seleccionado para facilidad de interpretación un punto inmediatamente inferior a la losa de cimentación, es decir, a cota de excavación.

Con este análisis se calculan los asentos de consolidación en condiciones edométricas obtenidos de las variaciones de presiones que se producen en los distintos procesos constructivos y su final puesta en servicio. Con ello se comprueba si en alguna fase en concreto de la construcción y vida útil de la infraestructura se produce alguna deformación que pueda poner en riesgo el normal funcionamiento del tanque de tormentas, en especial con la conexión del depósito a instalaciones exteriores. Se adelanta que este punto será crucial porque un movimiento vertical en las zonas de conexión sin calcular podría provocar la rotura total o parcial con el consiguiente fallo de llenado, vaciado y vertido descontrolado del flujo al terreno.

El problema de conexión del depósito a corto plazo no supone ningún problema. No ocurre lo mismo con el depósito una vez construido y puesto en servicio. Dado el gran volumen de almacenaje que tiene por diseño superior a los 40.000 m³ la variación de tensión transmitida al terreno es del orden de 56 kPa lo que produce un asiento considerable. Antes de analizar el problema se expone a en la tabla 14 un resumen de los asentos calculados en el terreno durante el proceso constructivo y funcionamiento del depósito, así como los datos empleados para su cálculo:

TABLA 14. RESUMEN DE LOS ASIENTOS CONSECUTIVOS Y NO ACUMULADOS QUE SE PRODUCEN EN EL DEPÓSITO.

SITUACIÓN	q _m (kN/m ²)	Δq (kN/m ²)	Asiento (cm)	Hinchamiento (cm)
Descarga del terreno	145,14	-145,14	-	16,91
Construcción depósito vacío	65,18	+65,18	7,59	-
Depósito en servicio vacío	69,18	+4	0,47	-
Depósito en servicio lleno	125,50	+56,32	6,56	-

$$\text{Hinchamiento instantáneo inicial} = 16,91 - 7,59 - 0,47 - 6,56 = 2,29 \text{ cm}$$

$$\text{Asiento final} = 1,5 * (7,59 + 0,47 + 6,56) = 21,93 \text{ cm}$$

En primer lugar, el asiento inicial que sufriría el terreno con la construcción del depósito y su puesta en servicio y lleno es de -2,29 cm, por lo que se trata de un hinchamiento. Este dato entra en consonancia con la descarga que sufrirá el terreno al excavar y construir el depósito como se ha mencionado.

Por otra parte, la deformación relativa del terreno entre las situaciones del depósito vacío y lleno es de 6,56 centímetros, asiento suficiente que podría generar inestabilidades en las conexiones entre el depósito y el colector norte, del que toma el agua y hacia el que se vacía el depósito. Por este motivo se deberá tener en cuenta las rigideces de los materiales para que puedan soportar esta variación de cota. En este estudio se propone la instalación de una válvula doble en serie de la que se bifurquen en las dos tomas de entrada al depósito con un registro accesible de dimensiones en planta de 2x2 metros para su mantenimiento y reparación en caso de que fuese necesario.

Para finalizar este apartado se comprueba que tras la excavación y antes de la construcción del depósito este sufre un hinchamiento total de 16,91 centímetros debido a la descarga del terreno. Este esponjamiento no supone un aumento del volumen de excavación ya que el asiento final está en el límite recomendado admisible (entre 50 y 75 mm máx.).

$$\text{Asiento total final} = 21,93 - 16,91 = 5,02 \text{ cm}$$

*Recordamos que para el diseño en planta del depósito se ha tenido en cuenta plano medio de los muros exteriores.

5.2.3 E.L.S.: Flotabilidad

A causa de la presencia del nivel freático muy próximo a la superficie y teniendo en cuenta que se trata de un terreno formado con los sedimentos del antiguo cauce del río Turia se debe verificar la condición de flotabilidad para que la estructura no se separe de su plano de cimentación. Para ello se analiza el empuje que ejerce el agua a causa del volumen desalojado por la presencia del depósito, en comparación con el peso que ejerce este mismo.

Para el estudio se plantea la situación más desfavorable que es aquella que ocurre cuando el depósito se encuentra vacío ya que su peso es el mínimo posible y por ende menor reacción en proporción al empuje del agua (durante la



construcción deben preverse sistemas de drenaje que evitarán la subida del nivel freático por encima del plano de cimentación).

Por otra parte, se estudia la hipótesis de que el nivel freático alcance la superficie. Si bien es cierto que en el histórico de registros desde que se desvió el cauce del río Turia por el Plan Sur no ha alcanzado este nivel, resulta un escenario posible que debido a grandes lluvias o un hipotético fallo del desvío del curso fluvial que dé lugar a que el agua vuelva a circular por su antiguo cauce natural. Si esta situación sucediese todo el depósito quedaría sumergido bajo el nivel freático y el empuje que ejerce el agua para levantarlo sería el máximo posible.

En un principio se supone un coeficiente de seguridad de 1,5, es decir que las fuerzas en dirección gravitatoria son una vez y media superiores a las fuerzas de empuje hidrostáticas verticales, en el escenario más desfavorable descrito. Como puede comprobarse en el anejo de cálculos, este estudio dio lugar a un redimensionamiento del depósito y cambio del plano de cimentación inicial además de ser necesario un refuerzo de la losa de cimentación mediante micropilotes. Esta situación encarecerá el presupuesto inicial, pero ofrecerá seguridad máxima y cumplirá la normativa vigente.

En el redimensionamiento se estudiaron una multitud de alternativas posibles, pero otorgando siempre un volumen mínimo de almacenaje de 40.000 m³ como requisito, adaptándose a la forma del solar disponible, separándose de las infraestructuras existentes como son el puente de Las Flores y la parada de metro Alameda.

Tras un laborioso cálculo en el que se han realizado las mencionadas comprobaciones técnicas para varias configuraciones distintas de esta infraestructura, se obtiene un depósito con las siguientes dimensiones y características:

- Unas dimensiones en planta de 50*150 metros medidas en las directrices de los muros exteriores.
- Una altura total del depósito de 7,8 metros con una capa de relleno de 20 centímetros sobre él.
- Unos espesores de muros perimetrales e interiores de 0,8 metros.
- Unos espesores la losa de cubrición y solera de 0,8 y 1,1 metros respectivamente.
- Peso específico del hormigón armado 26 kN/m³.
- Refuerzo de la losa de solera mediante micropilotes tipo *TITAN 196/130* del fabricante "*Ischebeck Ibérica*", o similares, con un total de 867 micropilotes separados 3 metros en ambas direcciones.

A continuación, se plantea la hipótesis de que pasaría si, tras un episodio tormentoso intenso, el nivel freático alcanzase la superficie dejando el depósito íntegramente bajo el mismo al mismo tiempo que este se encuentra totalmente vacío. Dicha situación es la más desfavorable posible tal y como se ha comentado.

En este punto se comenta un matiz respecto a esta hipotética situación. En un episodio de lluvia donde el nivel freático alcanzase la superficie el sistema de alcantarillado de la ciudad de Valencia estaría a pleno rendimiento circulando agua por el Colector Norte. Gracias a la conexión del depósito con el colector, este se estaría llenado de agua hasta su capacidad máxima, lo que aumentará el peso de la estructura y evitará la flotación. No obstante, se intenta modelizar la situación más desfavorable posible, que es un fallo en sistema de alcantarillado, del colector o de la propia admisión de agua al depósito, que provoca que el depósito permanezca vacío.

En esta situación sería admisible un factor de seguridad frente a la flotación igual o superior a la unidad. Como puede comprobarse en el anejo de cálculos finalmente se encuentra próximo a 1,3.

Se han planteado distintas posibilidades en lo que se refiere al número de micropilotes, podría reducirse hasta llegar a un coeficiente de seguridad más próximo a uno o emplear micropilotes de menor diámetro y con el fin de reducir los costes. La práctica constructiva y la experiencia en casos similares desaconsejan este diseño, manteniendo una máxima separación entre los micropilotes de 3 metros y un diámetro mínimo aproximado de 20 centímetros.

Con esta cimentación la capacidad portante del terreno frente al hundimiento aumenta y los asientos sobre él disminuyen gracias a la aportación de la resistencia por fuste de los micropilotes. No obstante, esta aportación extra se decide despreciar del lado de la seguridad, dando por válidos los cálculos de asientos y capacidad portante anteriores. También se desprecia la aportación de los micropilotes al peso propio de la estructura dada la gran diferencia determinada entre la carga transmitida y la carga de hundimiento.

Con todo lo expuesto se puede mantener el uso lúdico que tiene actualmente esta parcela ya que no perjudicará a la infraestructura debido al espesor de la losa de cubierta. En este aspecto, es importante remarcar una recomendación:



la imposibilidad de reubicar la “Feria de Navidad” con atracciones que transmiten grandes cargas concentradas al terreno (como pueden ser la noria y la montaña rusa) ya que estas afectarían la integridad del depósito.

Llegado este punto se descarta la posibilidad de redimensionar el depósito diseñando una planta de menores dimensiones y aumentando la profundidad para disminuir la superficie en planta de la construcción. Se ha llegado a esta conclusión debido a que con el dimensionamiento detallado puede realizarse el vaciado del depósito mediante gravedad ahorrando en costes energéticos. En caso de una cimentación más profunda, además de ser necesario un sistema de bombeo para el vaciado completo del depósito, debería ser instalado un tablestacado de contención del terreno de mayor longitud al que veremos en el siguiente apartado. De este modo, se mantiene un diseño en planta entre ejes de muros exteriores de 50*150 metros.

Por último, tiene que tenerse en cuenta los registros de entrada a las cámaras del propio depósito, así como otros para las conexiones de entrada y salida. Estos registros deben permitir la entrada de personal, pequeños vehículos y herramientas para su inspección, mantenimiento y limpieza.

5.3 EXCAVACIÓN

Otro aspecto que debe tenerse en cuenta es que la seguridad durante la construcción del tanque de tormentas puede verse comprometida debida a la inestabilidad de los taludes del terreno que configura la parcela y sus proximidades.

Según el Código Técnico de la Edificación DB SE-C, *“Esta actuación requiere especial atención de modo que la alteración de las características mecánicas del suelo sea la mínima. Una vez hecha la excavación hasta la profundidad necesaria se nivelará bien el fondo para que la superficie quede sensiblemente de acuerdo con el proyecto, y se limpiará y apisonará ligeramente”*.

Durante el análisis del problema, se pretendía realizar la excavación sobre un terreno lo más homogéneo posible para disminuir los efectos del asiento mientras se planea y se mejora la ejecución de la excavación. Las dimensiones de la excavación a realizar son de 50,8*150,8 metros teniendo en cuenta los espesores de las paredes del depósito.

Estas dimensiones junto con el emplazamiento de la parcela y el espacio disponible apuntan inequívocamente a una excavación con talud vertical y un sistema de contención de tierras mediante tablestacado. Cualquier solución de excavación mediante excavación en talud libre, además de generar mayor volumen de material excavado generará afecciones al arbolado del parque, podría afectar a los muros de encauzamiento que bordean los márgenes del antiguo cauce y las infraestructuras existentes aguas abajo, el puente de Las Flores, y aguas arriba, la estación de metro Alameda.

Por todas estas razones se recomienda la solución de excavación con taludes verticales con contención de tierras mediante tablestacado. La separación del tablestacado al eje del puente de las flores es de 25 metros (13 metros sobre la proyección al suelo de su tablero en el punto más desfavorable) y de 100 metros de las instalaciones de la estación de metro Alameda. Con estas condiciones, se considera que para la zona y dimensiones seleccionadas las vibraciones generadas por la instalación del tablestacado no generarán ningún peligro.

5.3.1 Sistema de contención: tablestacas

El sistema que se recomienda emplear para contener los terrenos inestables existentes en su trasdós, de un modo flexible, es la hinca de tablestacas. En este proyecto se decide emplear un sistema de tablestacas recuperables para continuar usándolas en otras obras con lo que se optimizan recursos.

Este tipo de contención de tierras en comparación con otros sistemas tiene un bajo coste, una mayor capacidad de impermeabilización, reduce el tiempo de ejecución y permite un control de calidad con mayor precisión ya que se trata de una solución estructural más sencilla. Además, en el caso de que las tablestacas llegasen a una profundidad igual o superior al estrato nivel 5 compuesto de limos y arcillas, se conseguiría reducir el agua filtrada a la excavación por su fondo. Esta reducción del agua filtrada permitiría una menor inversión en los equipos de bombeo de agua y de energía para conseguir el agotamiento de la excavación. Con las dimensiones de la excavación y con el carácter recuperable que deseamos se recomienda emplear tablestacas de acero.

Para determinar la longitud necesaria que deben de tener las tablestacas para que funcionen correctamente y resistan los esfuerzos que genera el terreno y el nivel freático, se estudian las presiones laterales que van a soportar. Estas presiones laterales se les conoce como empuje de tierras y se analizan mediante la teoría de Rankine. Después de



estudiar la naturaleza y distribución de los estratos se considera que el terreno en su conjunto no tiene cohesión para este análisis y no aparecen grietas de tracción en superficie en situación del empuje activo.

Para la determinación de la longitud mínima necesaria de las tablestacas, se han calculado los coeficientes de empuje de tierras respectivos para cada estrato y se han tomado momentos en el punto de giro de la tablestaca, “C” que figura en la imagen 28. El objetivo de todo ello es que el tablestacado tenga una longitud suficiente que movilice un empuje de tierras pasivo que equilibre el empuje activo para que no suceda el vuelco del sistema de contención (Método de Blum). Finalmente, se modela teniendo en cuenta las cotas relativas del terreno y asumiendo que no existe capilaridad en el terreno debido a su característica principalmente granular.

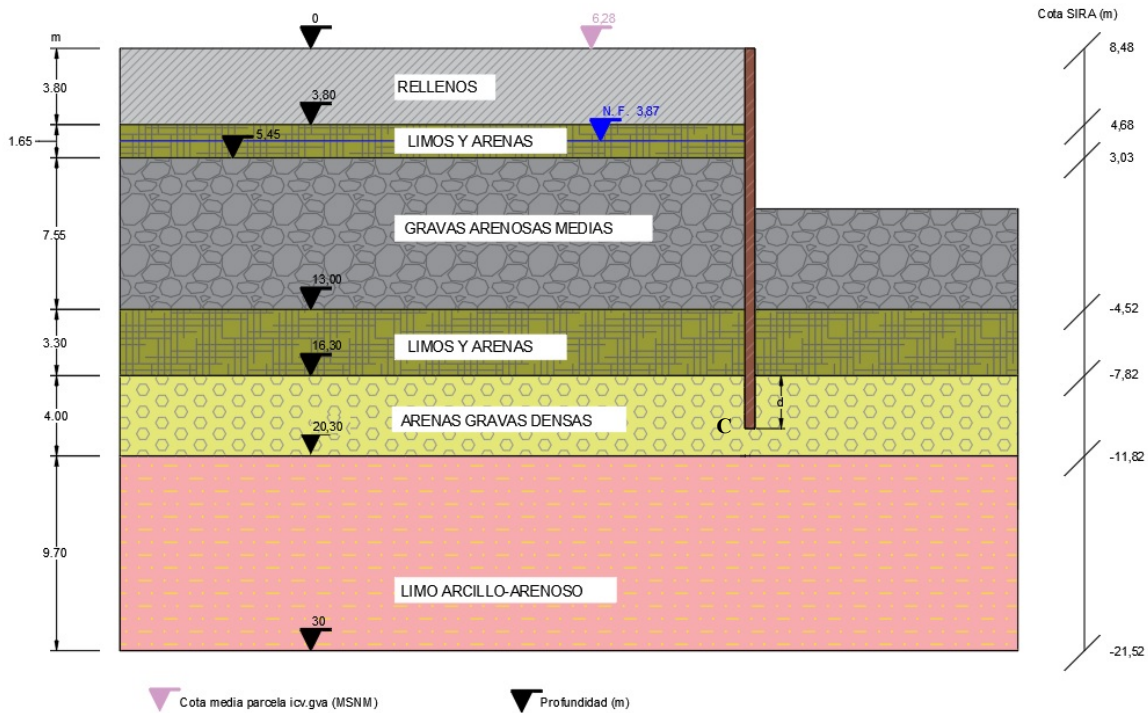


IMAGEN 28. ESQUEMA DE CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL TABLESTACADO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

La longitud total obtenida del tablestacado mínima es de 19,95 metros. Con esta longitud no se alcanza el estrato de limos y arcillas, situación deseable si se trata de garantizar que no se desarrolle una red de flujo de agua a través del terreno y permite minimizar el agotamiento del nivel freático en el interior de la excavación. Por otra parte, las recomendaciones prácticas en el uso de este método de cálculo aconsejan aumentar la longitud mínima de cálculo entre el 10-20%. De este modo se obtiene una longitud para el sistema de contención de tierras formado por tablestacas de:

$$L_{Tablestacado} = 19,95 * 1.15 = 22,95 \text{ m} \approx 23 \text{ metros}$$

De este modo si se alcanza el estrato de limos y arcillas con baja permeabilidad, pero no llega a atravesarse por completo con las tablestacas, evitando el flujo de agua hacia el interior de la excavación. No hay normativa al respecto de distancias mínimas de penetración en estratos, pero con estas condiciones es más complicado que se produzca esta inestabilidad hidráulica.

5.3.2 Estabilidad hidráulica

Para este análisis se ha considerado que se ha llevado a cabo el proceso de hinca del tablestacado que conforman las pantallas de contención de tierras mediante vibración. Este método de hinca se emplea debido a su alto rendimiento, tanto en el proceso de hinca como en la extracción. En comparación con el resto de los métodos es el que mayor rendimiento proporciona y es totalmente compatible con la naturaleza de los estratos que se han encontrado en la parcela de estudio.



Debe establecerse con un sistema de control del nivel freático. Como bien es sabido, el agua modifica el estado tensional del terreno mediante las tensiones totales y efectivas pudiendo provocar inestabilidades que compliquen la labor de los equipos de trabajo y del personal. Además del control del nivel freático mediante piezómetros que posteriormente pueden acompañar a la infraestructura durante su servicio, se preverá de un sistema de agotamiento capaz de drenar el agua en la excavación sin que el nivel freático se vea afectado en el trasdós de la pantalla de contención.

Para una orientación inicial se muestra la imagen 29. Se trata de un gráfico gráfico obtenido de *Cashman y Preene* que indica el rango de aplicación de los sistemas de control de nivel freático en función de la permeabilidad del terreno y de la reducción necesaria del nivel del agua:

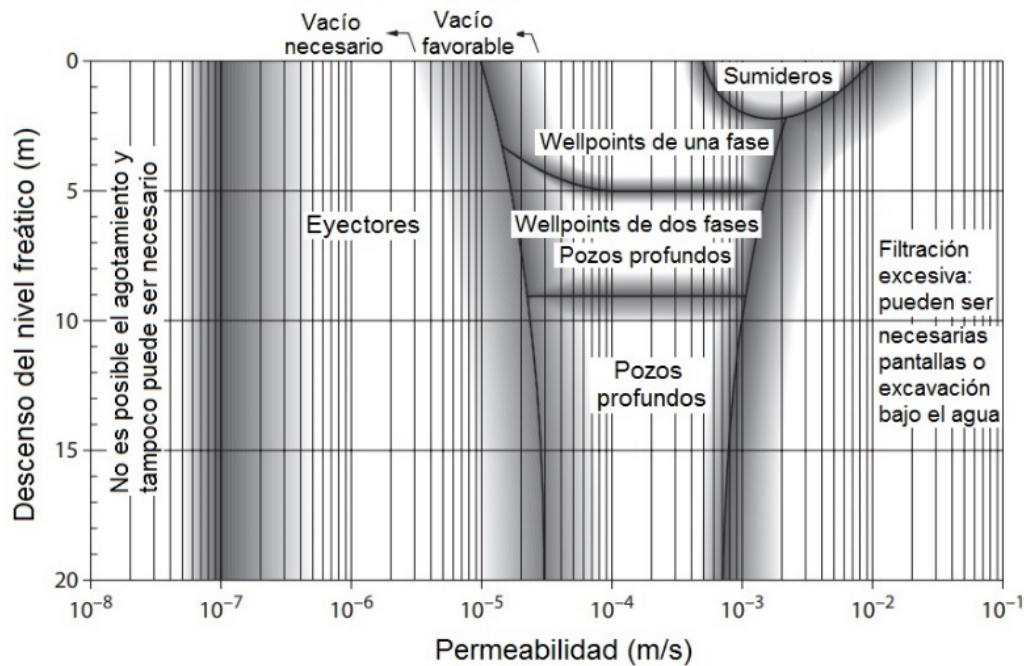


IMAGEN 29. ORIENTACIÓN INICIAL DEL RANGO DE APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS FREÁTICOS. FUENTE: CASHMAN Y PREENE, 2012.

La imagen anterior, obtenida del foro del catedrático en la UPV y doctor Víctor Yepes Piqueras, recoge el rango de aplicación de los sistemas de control freático en función de la permeabilidad del terreno y de la reducción requerida del nivel de agua. En la imagen 30, se resume de una forma más inteligible la información que transmite la imagen anterior:

Permeabilidad (m/s)	Sistema de control del nivel freático
$k < 10^{-9}$	Excavación en seco
$10^{-9} < k < 10^{-7}$	Agotamiento periódico de la excavación
$10^{-7} < k < 10^{-6}$	Rebajamiento (por vacío o electroósmosis)
$10^{-6} < k < 10^{-1}$	Campo normal de rebajamiento de la capa freática
$10^{-1} < k < 10$	Agotamiento desde la propia excavación, si ésta penetra menos de 3 m en el nivel freático
$k > 10$	El agotamiento no es prácticamente posible. Se precisan otros métodos constructivos

IMAGEN 30. APLICABILIDAD DEL SISTEMA DE CONTROL DEL NIVEL FREÁTICO EN FUNCIÓN DE LA PERMEABILIDAD DEL TERRENO. FUENTE: JUSTO ALPAÑES Y BAUZÁ, 2010.

En la imagen 31 obtenida del blog del profesor Víctor Yepes “*Selección del sistema de control del nivel freático*” (<https://victoryepes.blogs.upv.es/2020/03/26/seleccion-del-sistema-de-control-del-nivel-freatico/> los créditos iniciales son de Powers en 2012), muestra un resumen de gran interés para valorar qué método sería más adecuado en función de la granulometría del suelo, la hidrogeología, los requerimientos técnicos y la capacidad. Como podremos comprobar, los drenes horizontales suele ser el método más eficaz ante cualquier naturaleza y condición:



CONDICIONES	SISTEMAS WELLS POINTS	POZOS DE SUCCIÓN	POZOS PROFUNDOS	SISTEMAS CON EYECTORES	DRENES HORIZONTALES
Suelo					
Arenas limosas y arcillosas	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno	Bueno ^a
Gravas y arenas limpias	Bueno	Bueno	Bueno	Deficiente	Bueno
Suelos estratificados	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno	Bueno ^a
Arcilla o roca en subrasante	Regular a bueno	Deficiente	Deficiente	Regular a bueno	Bueno ^b
Hidrología					
Alta permeabilidad	Bueno	Bueno	Bueno	Deficiente	Bueno
Baja permeabilidad	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno	Bueno
Recarga próxima	Bueno	Deficiente	Deficiente	Regular a bueno	Bueno
Recarga lejana	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
Programa					
Necesidad de descenso del nivel rápido	Apto	Apto	Insatisfactorio	Apto	Apto
Descenso lento permisible	Apto	Apto	Apto	Apto	Apto
Excavación					
Poco profunda (< 6 m)	Apto	Apto	Apto	Apto	Apto
Profunda (> 6 m)	Requiere múltiples etapas	Requiere múltiples etapas	Apto	Apto	Equipo especial
Características					
Espaciado normal	1,5-3 m	6-12 m	15 m	3-6 m	-----
Rango de capacidad					
Por unidad	0,4-95 l/min	190-2270 l/min	0,4-11350 l/min	0,4-150 l/min	-----
Todo el sistema	Baja-19000 l/min	7500-95000 l/min	Baja-225000 l/min	Baja-3800 l/min	Baja-7500 l/min
Eficacia con diseño correcto					
	Buena	Buena	Regular	Deficiente	Buena

^a Si se rellena con arena o grava.
^b Si se sujetan en arcilla o roca.
 Fuente: Powers, J.P. (1992).

IMAGEN 31. APTITUD DEL SISTEMA DE CONTROL DEL NIVEL FREÁTICO. FUENTE: POWERS, 2012 (Y BLOG DE VÍCTOR YEPES PIQUERAS).

La conductividad hidráulica del terreno se obtiene mediante el ensayo Lefranc durante la propia ejecución de los sondeos. La permeabilidad del terreno en una sucesión de estratos horizontales con un flujo vertical ascendente viene determinada por aquel estrato que ofrezca mayor obstáculo a la circulación del agua. En este sentido, mediante las pantallas con las tablestacas se va a alcanzar el estrato limo-arcilloso que tiene la menor permeabilidad, $K = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s. De este modo se va a efectuar un recinto estanco del que hay que extraer el agua desde dentro de la excavación. Dicho de otro modo, un agotamiento del nivel freático. Como se puede observar en la tabla 28 necesitaremos un sistema de agotamiento periódico para evacuar el agua que lentamente vaya entrando de nuevo en la excavación debido al flujo. En consecuencia, el nivel freático en el trasdós de las pantallas no se verá afectado no produciendo asientos que puedan afectar a las estructuras colindantes como el puente o la parada de metro Alameda.

Este procedimiento se justifica debido a la baja permeabilidad del estrato que alcanzan las tablestacas y no se genera un flujo elevado de agua. Solo es necesario agotar la superficie que afecta al correcto vaciado de la excavación hasta la cota de cimentación de 8 metros más un agotamiento periódico del flujo lento que se genera en el terreno durante la duración de la excavación. Por otro lado, la experiencia en estos procesos recomienda reducir en medio más el agotamiento del nivel freático por debajo del plano de apoyo de la estructura para asegurar que siempre hay una tensión efectiva distinta de cero.

El sistema de agotamiento del nivel freático recomendado es el método denominado lanzas de drenaje, conocido en literatura inglesa como *wellpoints* o pozos de drenaje. Este sistema de agotamiento tiene como grandes bazas su simpleza, versatilidad adaptable para todos los tipos de terreno, una gran eficiencia y un menor coste comparado con otros sistemas de agotamiento. En la imagen 32 puede verse la composición de este tipo de agotamientos.



IMAGEN 32. ELEMENTOS E INSTALACIÓN DE POZOS DE DRENAJE EN DISTINTAS OBRAS. FUENTE: WWW.WELLPOINT.ES (EMPRESA INSTALADORA DE POZOS DE DRENAJE).



El agua que se extrae mediante la bomba de vacío durante la duración de la excavación es conducida al Colector Norte para que sea trasladada a la EDAR para ser depurada y no genere un impacto ambiental. Esta operación no es costosa debido a su cercanía y futura conexión con el depósito y proporciona un alto nivel de seguridad ambiental.

Una vez aclarado el planteamiento de la pantalla de contención de tierras y el sistema de agotamiento del nivel freático se procede a analizar las posibles inestabilidades hidráulicas que pueden suceder en el terreno objeto de este proyecto. Por un lado, debido a la existencia de suelos cohesivos no es posible que el suelo pierda completamente su resistencia a corte y se comporte como un fluido, es decir no se producirá el fallo conocido como sifonamiento. Por otro lado, el terreno cuenta con un potente estrato de fondo arcillo-limoso y es poco probable que este rompa y produzca el fenómeno conocido como levantamiento de fondo o “taponazo”. No obstante, se realiza una hipótesis del lado de la seguridad que consta de la rotura del terreno a la profundidad alcanzada por la pantalla queriendo levantar lo que queda por encima empleando las pantallas en forma de tubo. En la siguiente imagen puede verse con mayor claridad lo aquí expuesto:

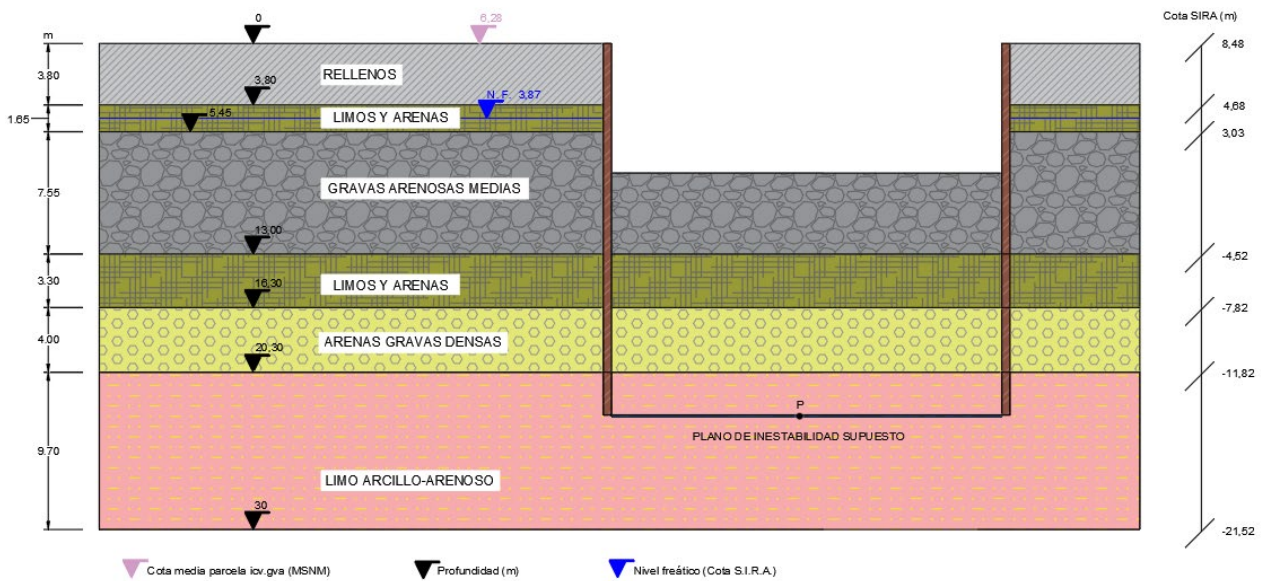


IMAGEN 33. ESQUEMA HIPOTÉTICO DESFAVORABLE DE LEVANTAMIENTO DE FONDO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

Para realizar esta comprobación se calcula, en el punto p supuesto, la presión total y la intersticial de contacto entre las arcillas y las arenas con gravas. Se toma esta decisión debido a que las arcillas tienen menos porosidad y por tanto pueden suponer una mayor barrera al flujo de agua. Para este caso se suponen que son impermeables y que debido a las vibraciones durante la introducción de la pantalla se ha producido un plano de separación en el punto más desfavorable. Este punto p se encuentra en la mitad del plano de rotura imaginario como puede verse en la imagen anterior.

El coeficiente mínimo recomendado para evitar el fenómeno del taponazo es de 1,20 según normativa. En nuestro caso se ha obtenido un coeficiente de 1,28. Lo que indica que las fuerzas en dirección de la gravedad son alrededor de un 30% superiores a las fuerzas de levantamiento que provocan el empuje del agua.

A modo resumen, se ejecuta un sistema de contención al abrigo de tablestacas asegurando un recinto interior estanco y un agotamiento del nivel freático hasta medio metro por debajo del plano de cimentación que abarque toda la superficie de excavación. Además, se realizará un bombeo periódico del agua filtrada a través del terreno ya que no es necesario un achique constante. La longitud de tablestacado a emplear será de 23 metros calculados con un modelo concreto de tablestaca de una marca comercial (ver anejo 3 - Cálculos) a modo de ejemplo. Este modelo puede sustituirse por uno de similares características del mismo u otro fabricante siempre que verifique las comprobaciones técnicas realizadas. Esta solución ha sido adoptada mediante el análisis con cálculos y una iteración de dimensionamiento del depósito que puede consultarse en el Anejo 3 - Cálculos que acompaña este proyecto.



6. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

El trabajo que aquí se ha expuesto contribuye a mitigar una problemática de saturación de las plantas depuradoras de aguas residuales de la ciudad de Valencia. Como bien sabemos la Comunidad Valenciana, y en especial Valencia, se caracteriza por un clima mediterráneo suave y húmedo que presenta lluvias torrenciales en primavera y verano de carácter fuerte. Estas lluvias, cuando son de gran intensidad, generan una enorme escorrentía en el casco urbano de la ciudad que termina en los colectores y ellos las direccionan a las estaciones depuradoras. Cuando estas aguas llegan a las estaciones depuradoras, si sobrepasan su capacidad, se receptionan las primeras aguas más sucias, ya que son las que mayores contaminantes llevan, dejando en vertido las siguientes con la suposición de que están lo suficientemente diluidas para no generar daño al entorno y al medio ambiente.

Con las infraestructuras conocidas como tanques de tormentas podremos almacenar este volumen de exceso de aguas para que sea vaciado lentamente y que las estaciones depuradoras de aguas residuales puedan asumirlo gradualmente. Además de impedir un vertido incontrolado, gracias a la depuración del agua esta puede ser empleada nuevamente para el riego de los jardines de la ciudad o incluso cargada en camiones para realizar tareas de limpieza de carreteras y aceras entre otras utilidades.

Para el estudio de alternativas. En principio se había realizado un dimensionamiento preliminar de un depósito de altura interior libre de 9 metros para ocupar una superficie menor del solar disponible. Posteriormente con los datos recogidos del estudio geotécnico, en especial del nivel freático y de la estratificación del terreno, estas dimensiones fueron variando notablemente. La cota de los colectores también ha sido clave para determinar la profundidad y dimensiones, ya que el llenado del depósito por gravedad era imposible debido a la profundidad del colector Norte. En cambio, se ha logrado que la planta del depósito este por encima del punto más bajo del colector norte, lo que significa que podrá vaciarse el depósito por gravedad una vez que las aguas circulantes vayan adquiriendo su cota mínima.

La normativa actual junto con los factores condicionante de volumen, separación en tres cámaras y que la vegetación del parque no pueda ser dañada salvo causa estrictamente justificada han terminado de configurar la disposición final del depósito.

Además, ninguna estructura cercana ni ningún edificio será afectado durante las obras. El puente de las Flores es que más cercano a la directriz de los muros del depósito. Sus 25 metros de separación respecto del eje del puente o los 13 metros de separación sobre la proyección vertical del tablero sobre el terreno parecen suficientes para no generar ninguna afección durante el apantallamiento.

El agua recogida en episodios tormentosos junto con el aumento incesante de la densidad poblacional sumado a la población pico que tiene la ciudad de Valencia en época estival genera una cantidad de agua a tratar que puede que no sea suficiente con la instalación de este depósito de grandes dimensiones en el pleno corazón de Valencia. En caso de llevarse a cabo este proyecto o uno similar, se sugiere el reestudio del agua circulante por el colector y el depósito por si fuesen necesarias más infraestructuras similares para poder dar el tratamiento adecuado al agua recogida.

En cuanto a la forma y dimensiones finales obtenidas del estudio realizado, se recomienda construir un tanque de tormentas de dimensiones 50*150 que conforman las directrices de los muros perimetrales en planta junto con una altura libre en el interior de 5,7 metros, dejando un resguardo de 10 centímetros y siendo la altura útil disponible de 5,6 metros. Los espesores de todos los muros son de 0,8 metros, mientras que los espesores de la losa cubrición y solera son de 1 y 1,1 metros respectivamente. El plano de cimentación se realizará a una profundidad de 8 metros sobre la cota media que la parcela seleccionada tiene actualmente. La excavación se realizará empleando medios convencionales una vez instalado el recinto cerrado compuesto por tablestacas con una longitud total de 23 metros, estando empotradas en el terreno 15 metros. Este recinto cerrado será estanco y permitirá el agotamiento del nivel freático empleando el sistema de pozos de drenaje.

Finalmente, la parcela quedará nivelada con un relleno de 20 centímetros de forma que la parte superior del terreno no presente irregularidades y quedando nivelada con el resto del parque a la cota inicial de la misma. De este modo el solar podrá seguir empleándose para actos lúdicos y festivos siempre y cuando no se transmitan cargas concentradas de gran intensidad.



Valencia, 15 de mayo de 2024

Firmado

Una firma manuscrita en tinta negra, que parece ser "JM Fernández", escrita con trazos fluidos y entrecruzados.

Juan Martínez Fernández
Estudiante de grado de Ingeniería Civil.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN EL ANTIGUO CAUCE
DEL RÍO TURIA, ENTRE EL PUENTE DE LA EXPOSICIÓN Y EL PUENTE DE LAS
FLORES DE VALENCIA

Presentado por

Juan Martínez Fernández

Para la obtención del

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

ANEJOS

Curso: 2023/2024

Tutor: María Elvira Garrido de la Torre

Fecha: 15/05/2024

Cotutor: Carlos Hidalgo Signes



ÍNDICE DE ANEJOS

ANEJO N°1 – Objetivos de Desarrollo Sostenible

ANEJO N°2 – Planos

ANEJO N°3 - Cálculos

ANEJO N°4 – Anejo fotográfico parcela

ANEJO N°1 – Objetivos de Desarrollo Sostenible



Anexo al Trabajo Fin de Grado/Máster

Relación del TFG/TFM “Diseño geotécnicos de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el Puente de la Exposición y el Puente de las Flores de Valencia” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

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

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



Descripción de la alineación del TFG con los ODS con un grado de relación más elevado:

El proyecto aquí presentado tiene que objetivo el aprovechamiento del agua y prevenir los daños causados a la ciudad de Valencia durante episodios tormentosos torrenciales. El agua se considera un recurso primario esencial el cual participa en el desarrollo de los siguiente Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS, Naciones Unidas,2015):

- *Garantizar la disponibilidad y la gestión sostenible del agua y el saneamiento para todos.*
- *Garantizar las pautas de consumo y de producción sostenibles.*

El deposito objeto de este estudio consiste en un sistema capaz de almacenar agua con contaminantes de arrastre para su posterior tratamiento en los sistemas de depuración que constituyen la urbe. El agua, una vez tratada, se podría reutilizar en las actividades o ámbitos que mayor demanda realizan de este bien. Estos ámbitos pueden ser: El uso doméstico no potable, uso industrial, regadío, limpieza urbana, etc. Dicho de otro modo, esta actuación representa una mejora de la gestión sostenible del agua en una zona de España que presenta problemas crónicos de sequía característicos del clima mediterráneo.

- *Conseguir que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.*

Los depósitos de tormentas tienen diversas funciones, la función principal y característica que encabeza la lista es la prevención de inundaciones y vertido incontrolado del agua proveniente de la ciudad tras una tormenta. Al prevenir las inundaciones y gestionar de forma eficiente el caudal circulante por los colectores se aporta seguridad a la ciudad y se incrementa indirectamente la vida útil del resto de infraestructuras.

Se destaca también la importancia de los jardines y los espacios verdes de la ciudad ya que ayudan a regenerar el aire, disminuir contaminación y crear un espacio agradable para la vida. En el caso que nos corresponde los jardines del Turia son el gran pulmón verde de la ciudad, regenerando el aire de la ciudad de Valencia y contrarrestando el ambiente contaminado por las emisiones de los vehículos a motor y la industria. Gracias a la implantación de este depósito de tormentas se aumenta el agua disponible para el regadío de jardines y su mantenimiento.

- *Proteger, restaurar y promover la utilización sostenible de los ecosistemas terrestres, gestionar de manera sostenible los bosques, combatir la desertificación y detener y revertir la degradación de la tierra frenando la pérdida de diversidad biológica.*
- *Conservar y utilizar en forma sostenible los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible.*

La interceptación del agua proveniente de escorrentía urbana contribuye a disminuir en gran medida que esta agua desemboque directamente en el medio natural, en el caso de este proyecto hacemos referencia al mar Mediterráneo. El agua proveniente de escorrentía urbana arrastra contaminantes como combustibles y aceites provenientes del parque automovilístico o desechos urbanos que no han sido correctamente tratados. Captar esta agua y tratarla con anterioridad asegura que pueda ser filtrada y que cumpla unos parámetros mínimos antes de ser retornada al medio natural.

- *Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación.*

Un tanque de tormentas supone una mejora de la red de saneamiento de las aguas residuales y pluviales. El sistema de tratamiento de aguas residuales y colectores de la ciudad de Valencia presenta deficiencias a causa del aumento poblacional (haciendo especial énfasis a periodos estivales debido a su carácter turístico) y a la mayor concentración de las lluvias en episodios tormentosos causados por el cambio climático. Estas infraestructuras funcionan como elementos auxiliares de la red existente cuando estas llegan a su límite de capacidad, aumentando la seguridad y la eficacia.

Anejo N°2 – Planos



ÍNDICE DE PLANOS

Plano N°1 – Localización

Plano N°2 – Ubicación de los sondeos y las penetraciones dinámicas de la campaña geotécnica

Plano N°3 – Planta del depósito sobre el terreno de la parcela

Plano N°4 – Modelización del terreno

Plano N°5 – Planta y cortes verticales del depósito

Plano N°6 – Perfil del terreno con pantalla de tablestacas para la contención del terreno. Corte en ancho

Plano N°7 – Esquema de posicionamiento de la cimentación de micropilotes bajo la losa de cimentación

Plano N°8 – Separación de los micropilotes en las esquinas de la losa de cimentación

Plano N°9 – Perfil del terreno con micropilotes instalados. Corte ancho

Plano N°10 – Proceso de construcción, detalles y características mecánicas de los micropilotes



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el
antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la
Exposición y el puente de las Flores de Valencia

PLANO Nº 1/10:

Localización

ESCALA:

VARIAS

AUTOR:

Juan Martínez Fernández

TUTOR:

Mª Elvira Garrido de la Torre

COTUTOR:

Calos Hidalgo Signes

FECHA:

15/05/2024

FIRMA:



LEYENDA:



Sondeo rotativo Nº



Penetración dinámica Nº



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:

Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia

PLANO Nº 2/10

Ubicación de los sondeos y las penetraciones dinámicas de la campaña geotécnica

ESCALA:

1:1000

AUTOR:

Juan Martínez Fernández

TUTOR:

Mª Elvira Garrido de la Torre

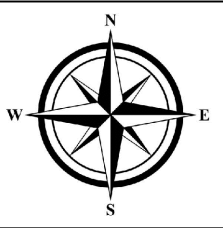
COTUTOR:

Calos Hidalgo Signes

FECHA:

15/05/2024

FIRMA:



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia

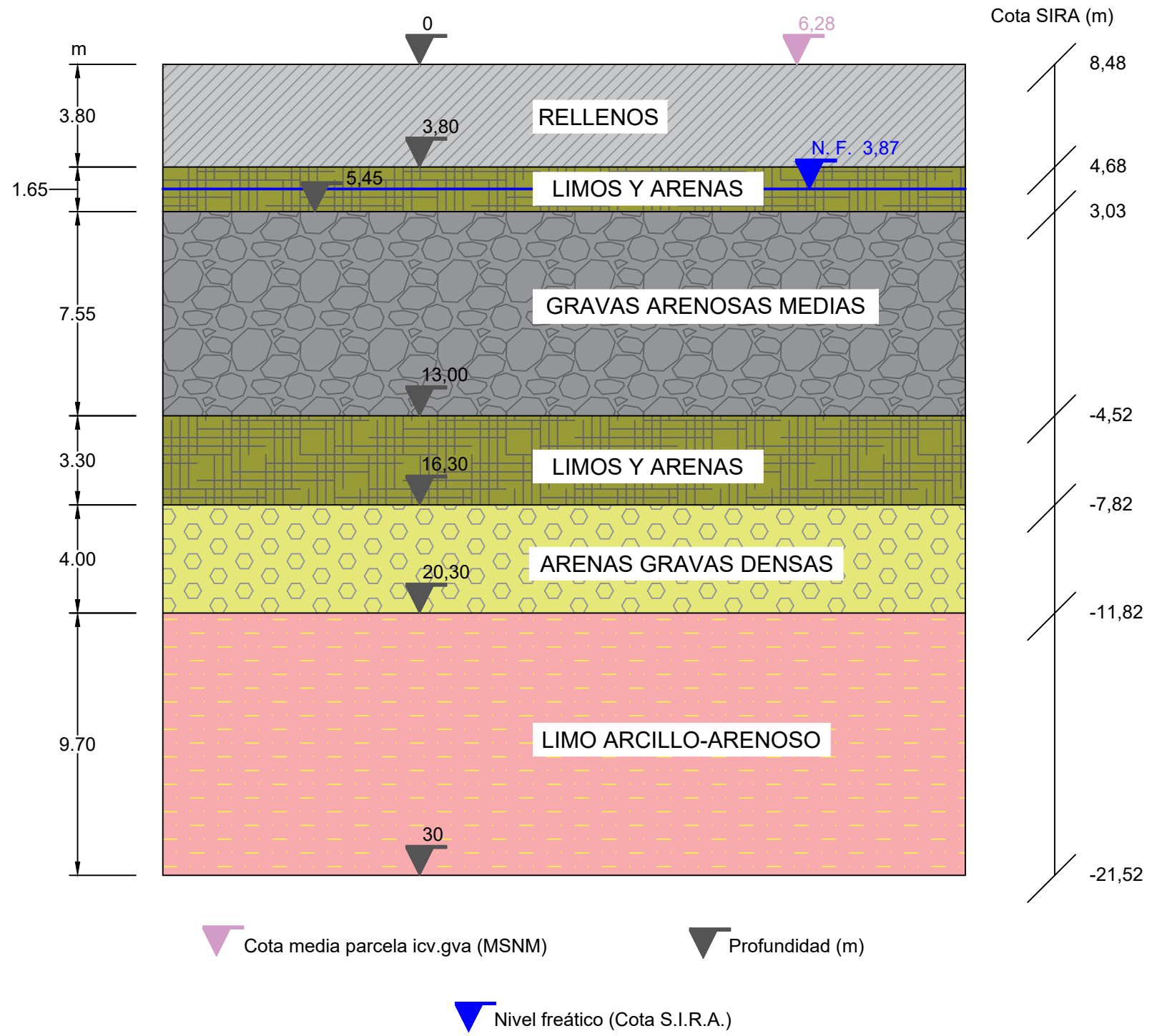
PLANO Nº 3/10
Planta del depósito sobre el terreno de la parcela

ESCALA:
1:1000

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Calos Hidalgo Signes

FECHA:
15/05/2024

FIRMA:



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia

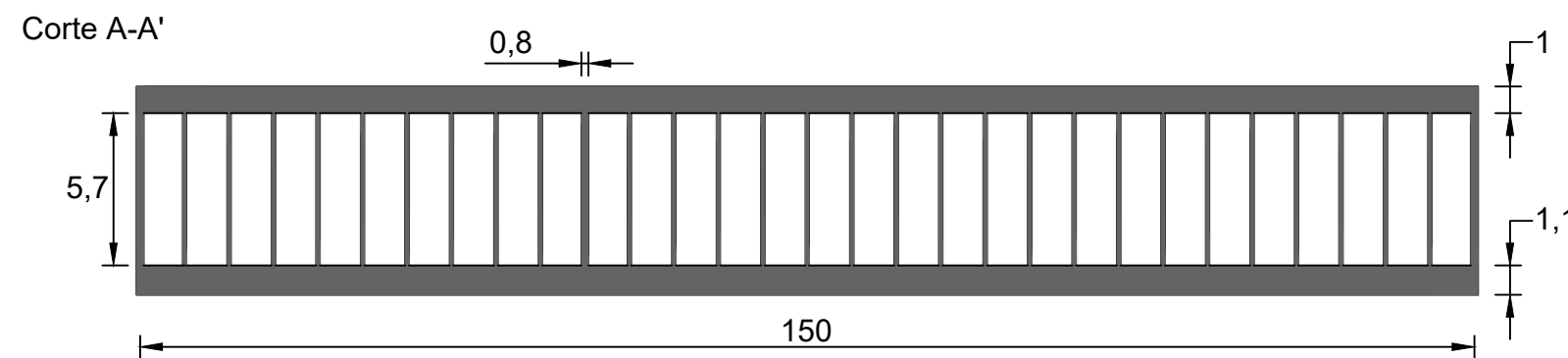
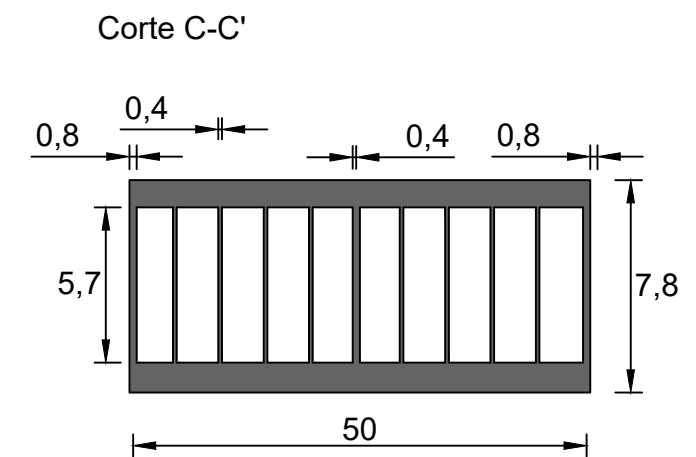
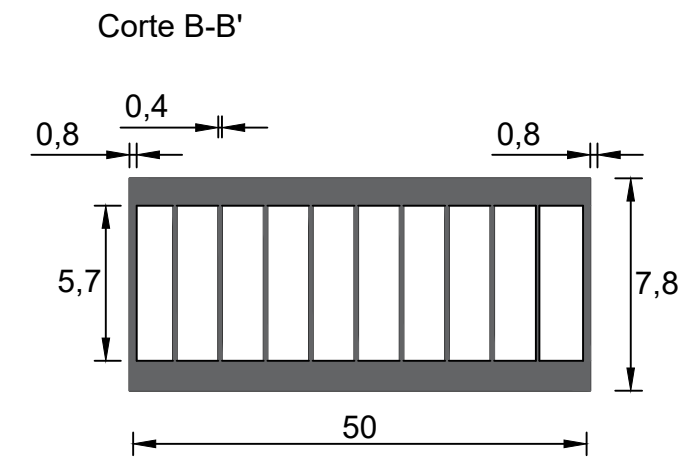
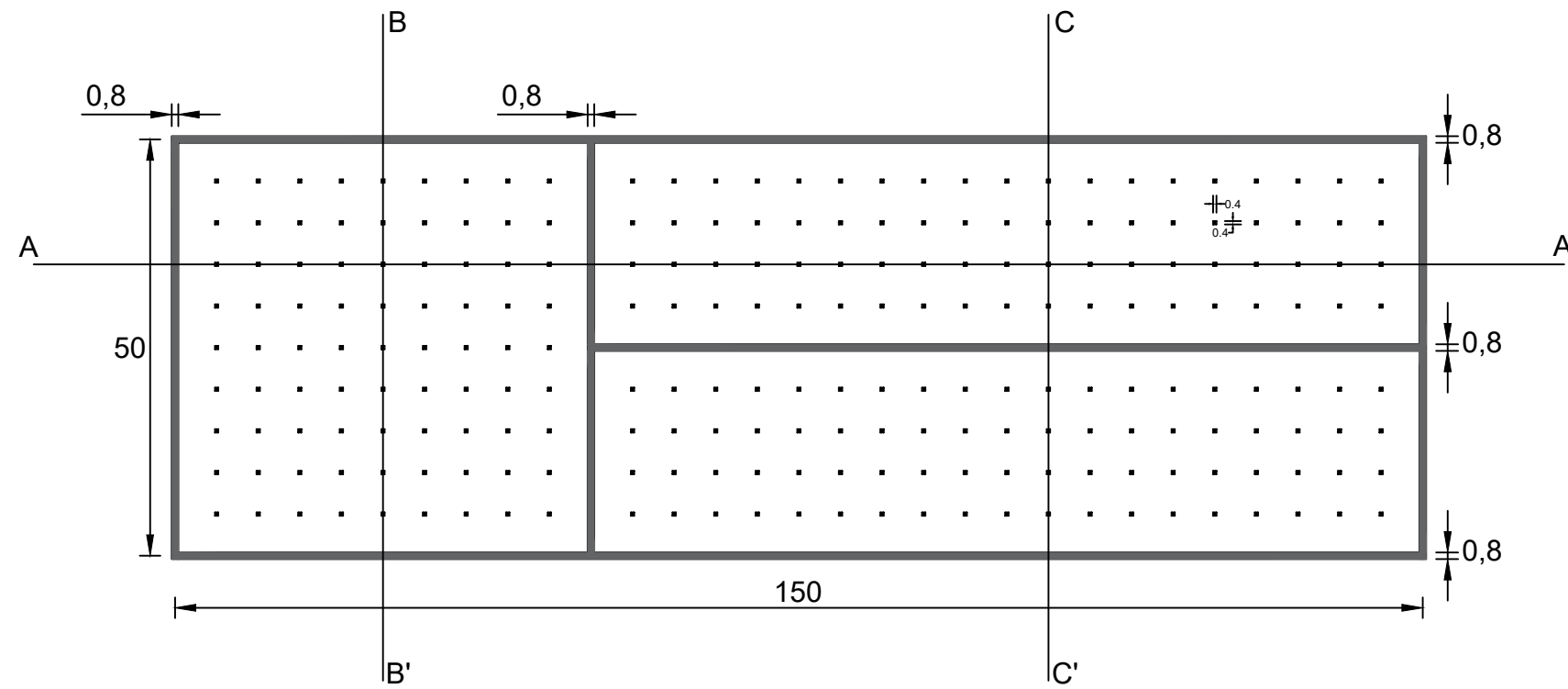
PLANO Nº 4/10
Modelización del terreno

ESCALA:
1:200

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Calos Hidalgo Signes

FECHA:
15/05/2024

FIRMA:



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el
antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la
Exposición y el puente de las Flores de Valencia

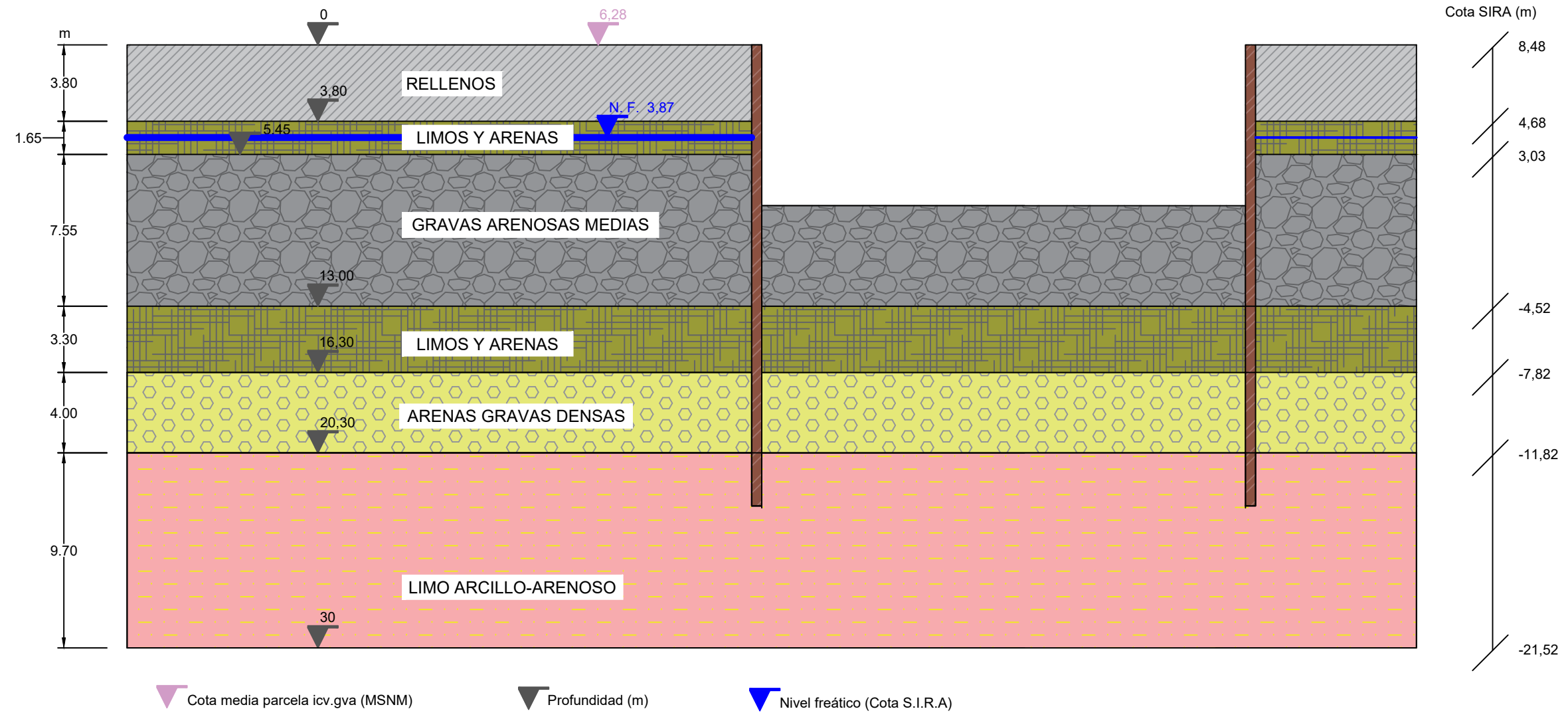
PLANO Nº 5/10
Planta y cortes verticales del
depósito

ESCALA:
H 1:1200
V 1:400

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Calos Hidalgo Signes

FECHA:
15/05/2024

FIRMA:



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
 DE INGENIEROS DE CAMINOS,
 CANALES Y PUERTOS
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
 VALENCIA



TÍTULO:
 Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el
 antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la
 Exposición y el puente de las Flores de Valencia

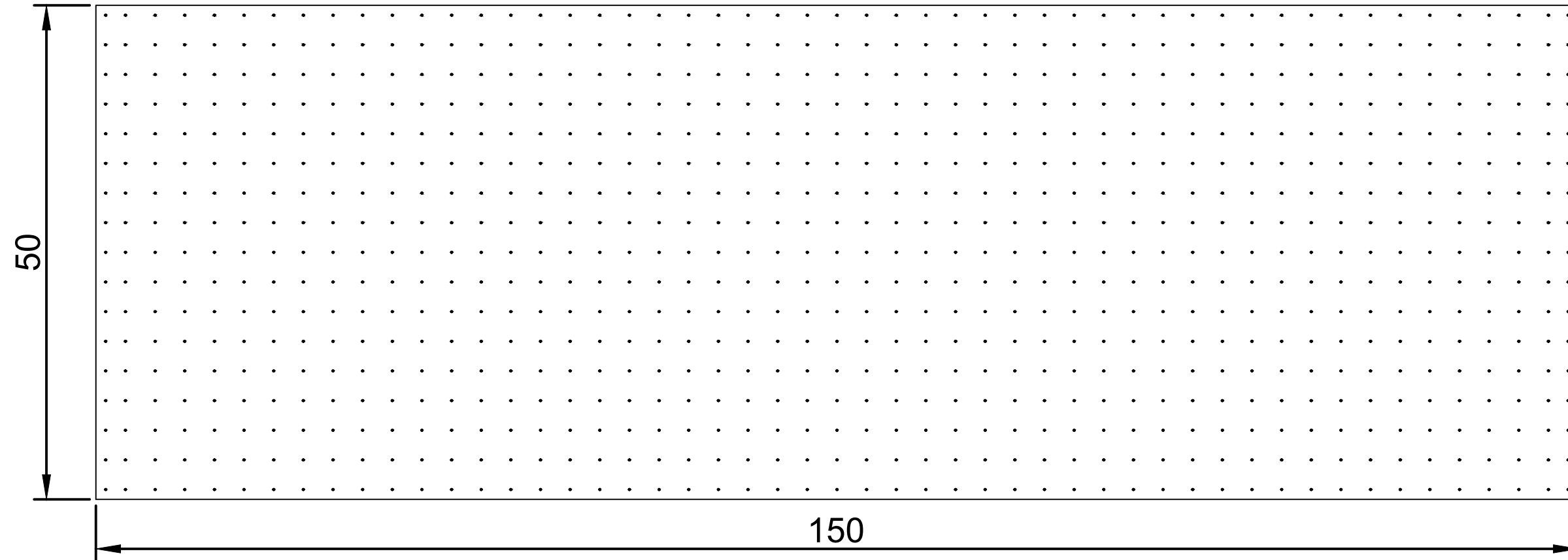
PLANO Nº 6/10:
 Perfil del terreno con pantalla de
 tablestacas para la contención del
 terreno. Corte en ancho.

ESCALA:
 1:250

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Calos Hidalgo Signes

FECHA:
 15/05/2024

FIRMA:



Cotas en metros



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia

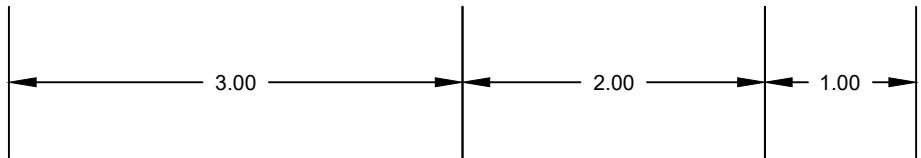
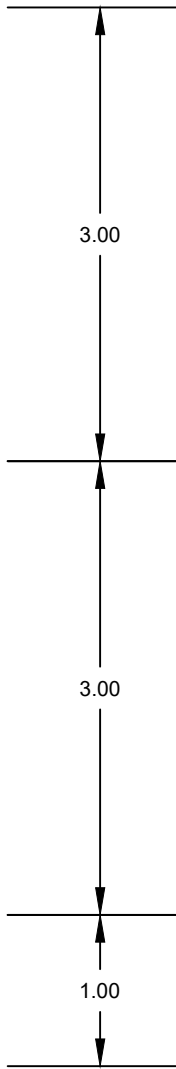
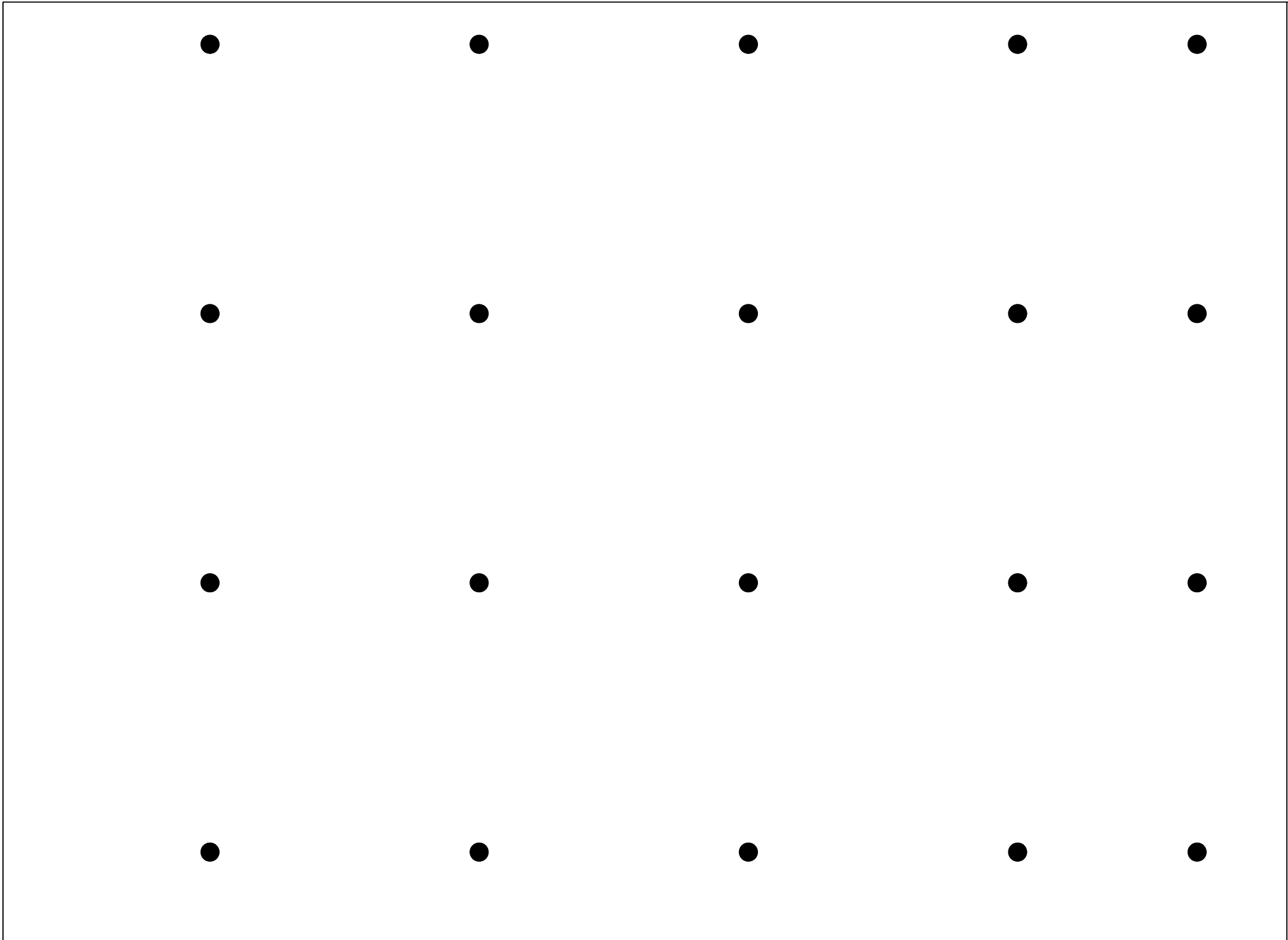
PLANO Nº 7/10:
Esquema de posicionamiento de la cimentación de micropilotes bajo la losa de cimentación

ESCALA:
1:500

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Carlos Hidalgo Signes

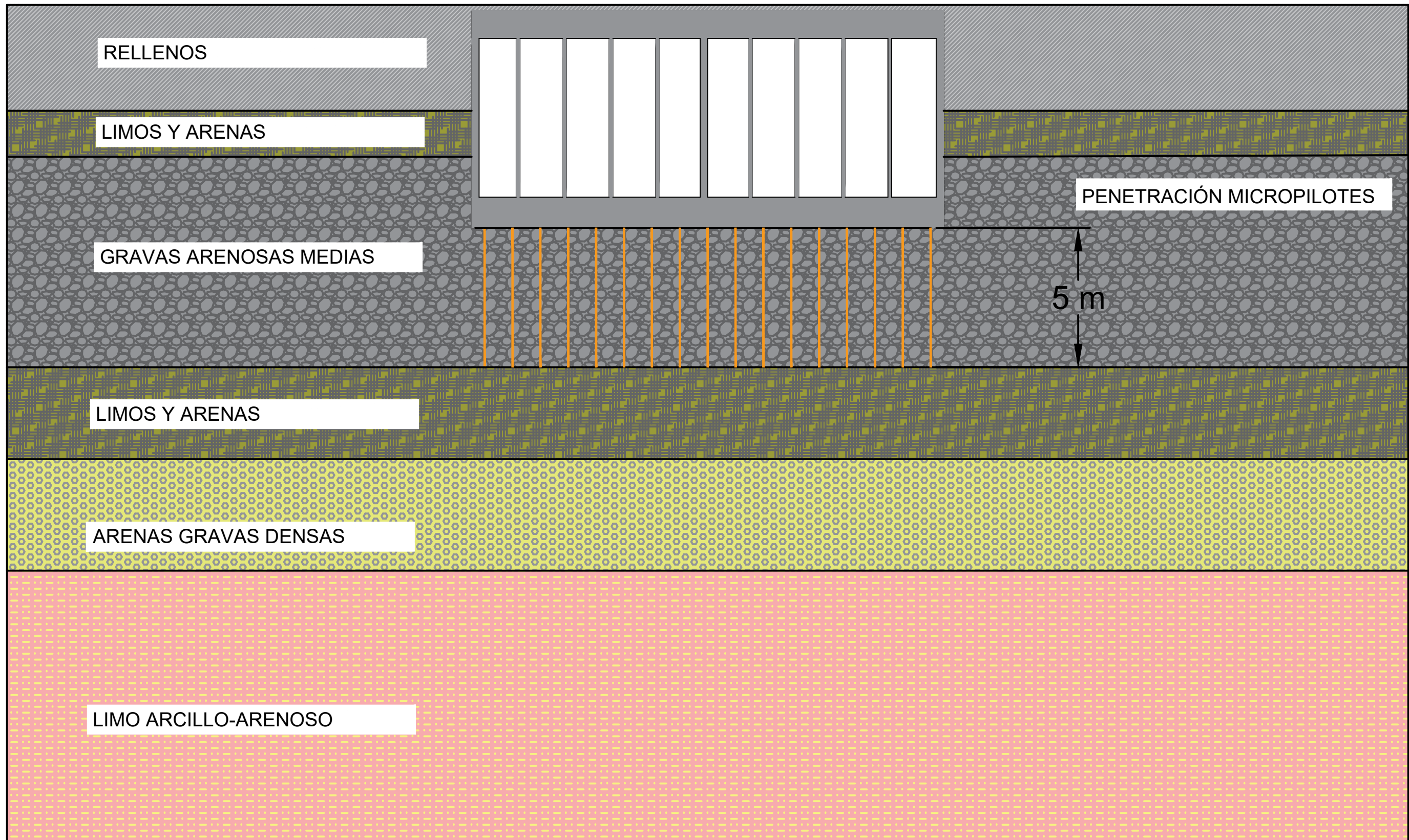
FECHA:
15/05/2024

FIRMA:



Cotas en metros

	<p>ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA</p>		<p>TÍTULO: Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia</p>	<p>PLANO Nº 8/10: Separación de los micropilotes en las esquinas de la losa de cimentación</p>	<p>ESCALA: 1:50</p>	<p>AUTOR: Juan Martínez Fernández TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre COTUTOR: Calos Hidalgo Signes</p>	<p>FECHA: 15/05/2024</p>	<p>FIRMA: </p>
--	---	--	---	---	--------------------------------	--	-------------------------------------	---------------------------



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia

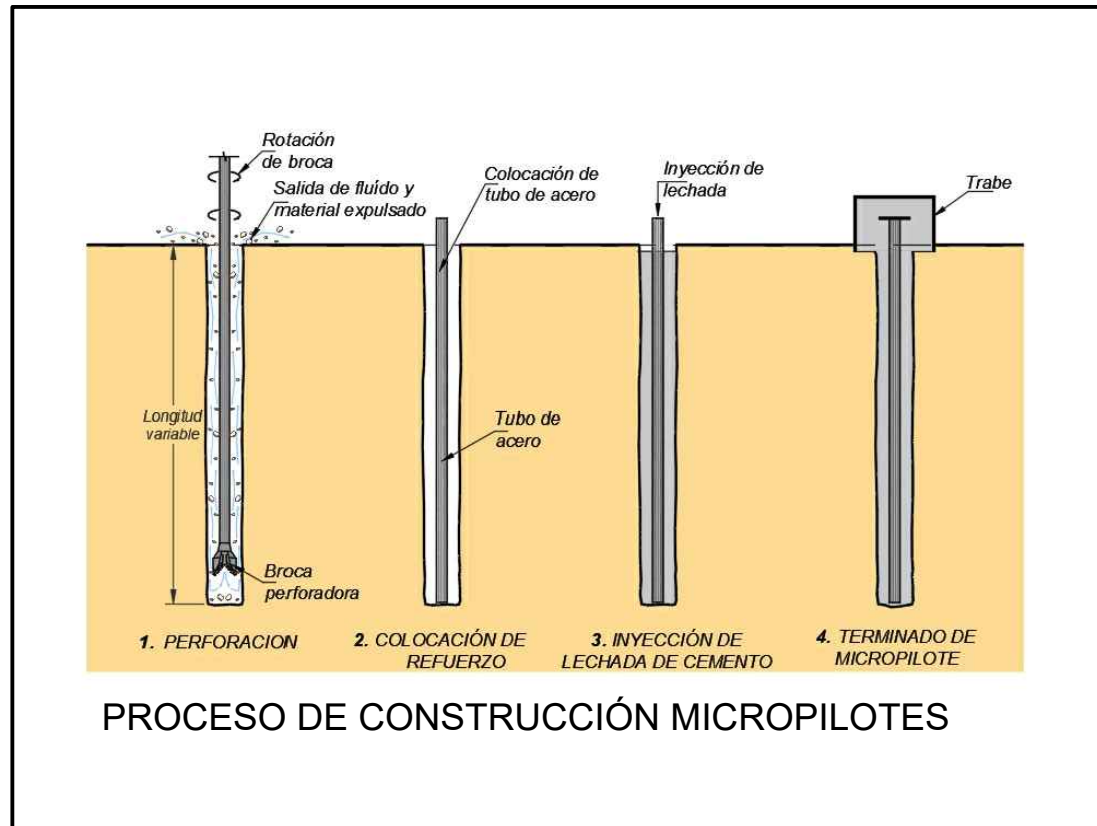
PLANO Nº 9/10:
Perfil del terreno con micropilotes instalados. Conte ancho.

ESCALA:
H 1:600
V 1:200

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Calos Hidalgo Signes

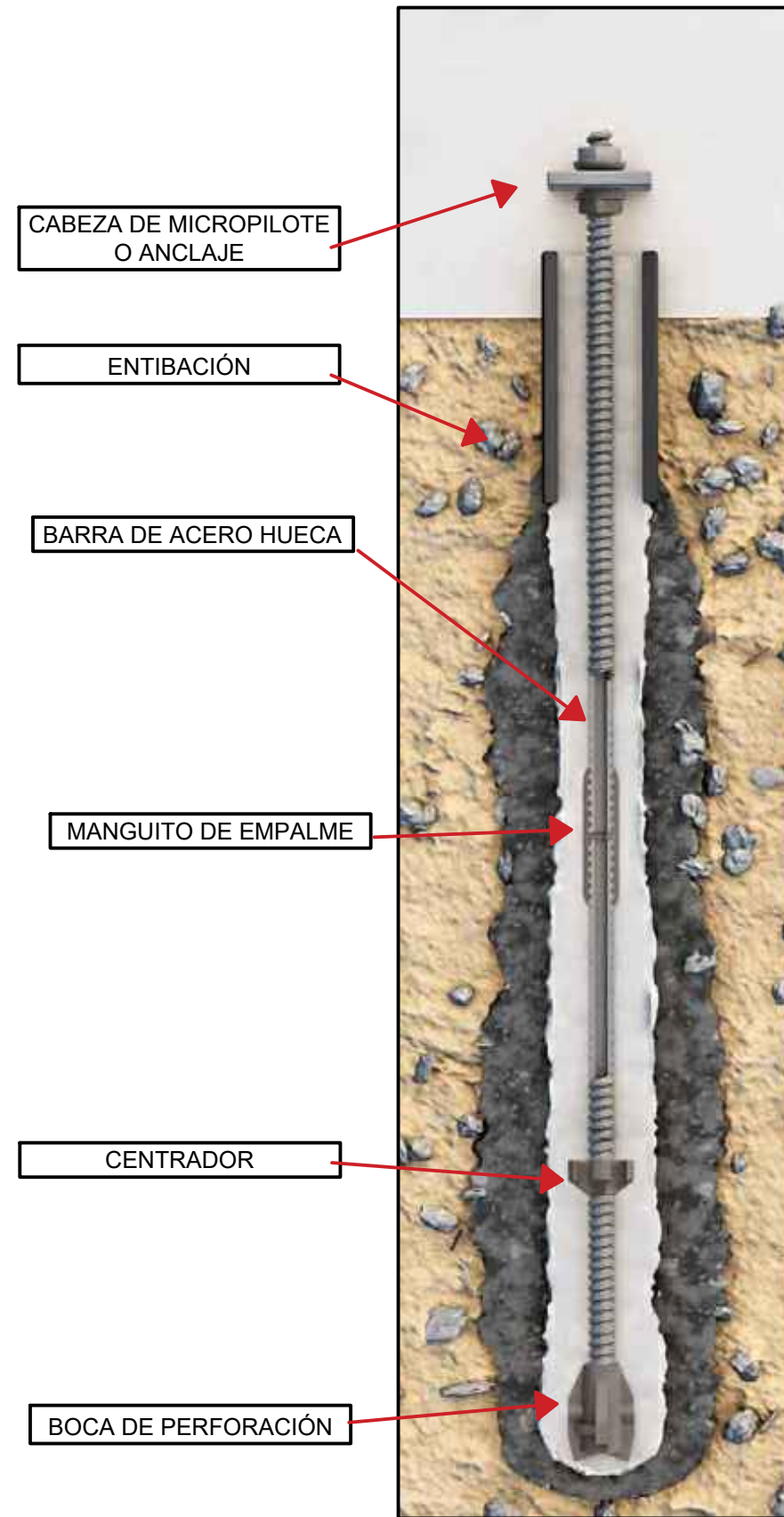
FECHA: 15/05/2024

FIRMA:



		Díametro nominal exterior Ø	Díametro nominal interior Ø	Sección de acero efectiva A_e	Resistencia carac. R_k (5%-fractil)	Carga de rotura F_{tk}	Módulo de rigidez axial $E \times A^*$	Rigidez a flexión $E \cdot I^*$	Peso	Longitud de barras disponibles	Rosca
		mm	mm	mm ²	kN	kN	10 ² kN	10 ⁶ kNm ²	kg/m	m	
TITAN	30/16	30	16	338	190	236	62	3,7	2,7	3	izda.
	30/11	30	11	415	255	326	83	4,6	3,3	2/3/4	izda.
	40/27	40	27	560	325	420	95	12	4,6	3	izda.
	40/20	40	20	730	430	523	135	15	6,1	3/4	izda.
	40/16	40	16	900	530	673	167	17	7,2	2/3/4	izda.
	52/29	52	29	1050	635	813	195	37	8,6	3/4	izda.
	52/26	52	26	1250	710	899	231	42	10,7	3/4	izda.
	73/56	73	56	1460	865	1056	272	138	11,2	3/4	dcha.
	73/53	73	53	1615	975	1258	299	143	13,9	3/4	dcha.
	73/45	73	45	2239	1220	1574	414	178	17,8	3/4	dcha.
	73/35	73	35	2714	1390	1864	502	195	21,2	3/4	dcha.
	103/78	103	78	3140	1770	2244	580	564	25,3	3/4	dcha.
	103/72	103	72	3780	2125	2700	690	628	29,2	3/4	dcha.
	103/51	103	51	5680	2540	3665	1022	794	44,3	3/4	dcha.
	103/43	103	43	6025	3132	4155	1083	838	47,2	3	dcha.
	127/103	127	103	3744	2015	2320	691	1114	28,4	3	dcha.
196/130	196	130	18077	6465	9601	3215	10906	127,3	3	dcha.	

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS MICROPILOTES ISCHEBECK



PARTES DE UN MICROPILOTE



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA



TÍTULO:
Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en el antiguo cauce del río Turia, entre el puente de la Exposición y el puente de las Flores de Valencia

PLANO Nº 10/10:
Proceso constructivo, detalles y características mecánicas de los micropilotes

ESCALA:
S/E

AUTOR: Juan Martínez Fernández
TUTOR: M^a Elvira Garrido de la Torre
COTUTOR: Calos Hidalgo Signes

FECHA:
15/05/2024

FIRMA:

Anejo N°3 – Cálculos



ÍNDICE

1.	CAPACIDAD PORTANTE	4
1.1	PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS	4
1.2	PRESIÓN VERTICAL DE HUNDIMIENTO	13
2.	DEFORMABILIDAD.....	21
3.	FLOTABILIDAD.....	25
3.1	CIMENTACIÓN SOBRE MICROPILOTES	26
4.	EXCAVACIÓN	35
4.1	ESTABILIDAD DE TALUDES	35
4.2	CÁLCULO DE EMPUJES	35
4.2.1	Modelos de tablestacado	46
4.3	INESTABILIDAD HIDRAÚLICA	49
5.	CONCLUSIONES	50



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Imagen 1. Estimación de Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974). Fuente: Tornaghi, 1981.....	7
Imagen 2. Estimación de Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974). Fuente: Tornaghi, 1981.....	9
Imagen 3. Carta de Plasticidad de Casagrande. Fuente: Libro de Braja M. Das.....	11
Imagen 4. Angulo de rozamiento en función del índice de plasticidad. Fuente: Apuntes de Geotécnica UPV.....	13
Imagen 5. Método de terrenos estratigráficos. Modelo Bicapa. Fuente: apuntes de Geotecnia UPV.....	15
Imagen 6. Perfil estratigráfico simplificado donde se ubica el depósito. Fuente: Elaboración propia.....	17
Imagen 7. Redimensionamiento del depósito. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen satélite de Google Maps.....	18
Imagen 8. Valores tabulados del parámetro C_s . Fuente: Apuntes de Geotecnia UPV.....	22
Imagen 9. Valores del coeficiente de Poisson en función de la cimentación. Fuente: Apuntes de Geotecnia UPV.	22
Imagen 10. Tabla de propiedades de micropilotes Ischebeck. Fuente: www.ischebeck.es	27
Imagen 11. Coeficiente F_r del cálculo de micropilotes. Fuente: Tabla 3.2 de la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.....	29
Imagen 12. Rozamiento unitario límite por fuste. Fuente: Figura 3.3 de la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.....	30
Imagen 13. Esquema de posicionamiento de los micropilotes dentro de la losa de cimentación. Fuente: Elaboración propia.	32
Imagen 14. Separaciones micropilotes en las esquinas de la losa de cimentación. Fuente: Elaboración propia.....	33
Imagen 15. Esquema de cálculo de la longitud de tablestacado, suposición 1. Fuente: Elaboración propia.....	35
Imagen 16. Distribución de empujes efectivos activos unitarios en kPa. Fuente: Elaboración propia.	38
Imagen 17. Distribución de empujes unitarios pasivos efectivos. Fuente: Elaboración propia.	40
Imagen 18. Esquema de cálculo de la longitud de tablestacado, suposición 2. Fuente: Elaboración propia.....	41
Imagen 19. Recálculo distribución de empujes efectivos activos unitarios en kPa. Fuente: Elaboración propia.....	43
Imagen 20. Distribución de empujes unitarios pasivos efectivos. Fuente: Elaboración propia.	45
Imagen 21. Tablestaca modelo KD VI. Fuente: www.tablestacas.com	46
Imagen 22. Tablestaca modelo HP290s-8. Fuente: www.tablestacas.com	47
Imagen 23. Características tablestacado modelo Hoesch 1805. Fuente: www.tablestacas.com	48
Imagen 24. Esquema hipotético desfavorable de levantamiento de fondo. Fuente: Elaboración propia.	49



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de los índices de huecos analizados en laboratorio para el estrato de rellenos.	4
Tabla 2. Resumen de los Gs analizados en laboratorio para el estrato de rellenos.	4
Tabla 3. Resumen del peso específico aparente analizado en laboratorio para el estrato de rellenos.	5
Tabla 4. Resumen de los índices de huecos analizados en laboratorio para el estrato de arenas y limos.	5
Tabla 5. Resumen de Gs analizados en laboratorio para el estrato de arenas y limos.	5
Tabla 6. Resumen del peso específico aparente analizado en laboratorio para el estrato de arenas y limos.	6
Tabla 7. Compacidad en función del número de golpes en el ensayo SPT.	6
Tabla 8. Granulometría de las gravas arenosas medias.	7
Tabla 9. Permeabilidad de las gravas arenosas medias.	8
Tabla 10. Compacidad en función del número de golpes en el ensayo SPT.	8
Tabla 11. Granulometría de las arenas y gravas muy densas.	9
Tabla 12. Compacidad en función del número de golpes en el ensayo SPT.	10
Tabla 13. Granulometría del limo arcillo-arenoso.	10
Tabla 14. Carga de rotura y consistencia a partir del N_{30} obtenido durante el sondeo.	11
Tabla 15. Ensayos edométricos realizados al limo arcillo-arenoso.	11
Tabla 16. Compacidad en función del N_{30} en el ensayo SPT realizado durante los sondeos.	12
Tabla 17. Ensayo de corte directo del limo arcillo-arenoso.	12
Tabla 18. Parámetros geotécnicos del suelo obtenidos a partir de los ensayos de los sondeos efectuados al terreno.	16
Tabla 19. Presiones verticales de hundimiento.	16
Tabla 20. Presiones verticales de hundimiento netas de los materiales.	17
Tabla 21. Carga transmitida al terreno con el predimensionamiento inicial. Primera iteración.	18
Tabla 22. Recálculo del peso del depósito.	19
Tabla 23. Presiones verticales de hundimiento netas recalculadas.	19
Tabla 24. Rango de valores de E' en función de la consistencia.	22
Tabla 25. Cargas transmitidas hitos de construcción del depósito.	23
Tabla 26. Última iteración en el cálculo del peso del depósito.	26
Tabla 27. Parámetros geotécnicos necesarios para el empuje activo.	36
Tabla 28. Empujes unitarios activos efectivos de cada estrato en función de d.	37
Tabla 29. Resumen de empujes activos unitarios según la geometría propuesta en la imagen anterior.	38
Tabla 30. Empujes unitarios pasivos activos en función de la profundidad y d.	40
Tabla 31. Empujes pasivos del terreno y del agua por metro lineal.	41
Tabla 32. Recálculo empujes unitarios activos efectivos de cada estrato en función de d.	43
Tabla 33. Resumen de empujes activos unitarios según la geometría propuesta en la imagen anterior.	44
Tabla 34. Recálculo empujes unitarios pasivos activos en función de la profundidad y d.	45
Tabla 35. Recálculo empujes pasivos del terreno y del agua por metro lineal.	46
Tabla 36. Características tablestacado modelo KD VI.	47
Tabla 37. Características tablestacado modelo HP290S.	47
Tabla 38. Características tablestacado modelos Hoesch.	48



1. CAPACIDAD PORTANTE

1.1 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS

En este punto se debe recordar que se ha realizado la parametrización del terreno en base a los resultados obtenidos de la campaña geotécnica descrita en la memoria de este documento. A continuación, se describen las características geomecánicas de cada uno de los cinco estratos deducidos de estos trabajos de campo y laboratorio. Aquellas propiedades que no se han podido determinar mediante ensayos de laboratorio se ha deducido en base a correlaciones comúnmente aceptadas en el ámbito de la ingeniería geotécnica.

- RELLENOS

Para este estrato se toman dos muestras de los sondeos S-2 y S-3 a unas profundidades respecto de la boca del sondeo de 2,20 y 2,50 metros respectivamente. Además, de cada muestra inalterada obtenida en campo se obtienen tres submuestras (M-1, M-2 y M-3) a las que se les somete a los mismos análisis para minimizar errores y descartar puntos anormales que se alejen de la media. Se realizaron ensayos de corte directo consolidado y drenado.

En cuanto a los índices de huecos iniciales que presenta el terreno en su forma natural tenemos los siguientes valores y el índice de huecos medio calculado mostrados en la tabla 1:

Tabla 1. Resumen de los índices de huecos analizados en laboratorio para el estrato de rellenos.

Sondeo	Molde	e_i	e_{medio}
S-2	M-1	0,90	1,20
	M-2	0,79	
	M-3	0,85	
S-3	M-1	1,81	
	M-2	1,37	
	M-3	1,45	

Para el peso específico de las partículas se procede del mismo modo que para el índice de huecos. En la tabla 2 se muestran los datos y el peso específico de las partículas medio calculado:

Tabla 2. Resumen de los Gs analizados en laboratorio para el estrato de rellenos.

Sondeo	Molde	G_{s_i}	$G_{s_{\text{medio}}}$
S-2	M-1	2,673	2,679
	M-2	2,673	
	M-3	2,673	
S-3	M-1	2,684	
	M-2	2,684	
	M-3	2,684	

El peso específico saturado se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_{sat} = \frac{P_s + P'_w}{V_T} = \frac{(\gamma_s * V_s + \gamma_w * V_w)}{V_s + V_w} = \frac{\gamma_s * 1 + \gamma_w * e}{1 + e}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_s = G_s * \gamma_w = 26,79 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{26,79 * 1 + 10 * 1,20}{1 + 1,20} = 17,63 \text{ kN/m}^3$$

El peso específico aparente se obtiene con la media de las densidades aparentes obtenidas en laboratorio y multiplicando por la gravedad (que para simplificar y del lado de la seguridad en los cálculos emplearemos un valor de $g=10 \text{ m/s}^2$). Los datos de partida y el peso específico medio obtenido puede verse en la tabla 3 que se muestra a continuación:



Tabla 3. Resumen del peso específico aparente analizado en laboratorio para el estrato de rellenos.

Sondeo	Molde	$\rho_{ap\ i}$	$\rho_{ap\ media}$
S-2	M-1	1,623	1,673
	M-2	1,729	
	M-3	1,700	
S-3	M-1	1,597	
	M-2	1,696	
	M-3	1,695	

$$\gamma_{ap} = \rho_{ap} * g = 1,673 * 10 = 16,73 \text{ kN/m}^3$$

El peso específico sumergido del estrato se obtiene mediante el principio de Arquímedes:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 17,63 - 10 = 7,63 \text{ kN/m}^3$$

- ARENAS Y LIMOS

Para este estrato se toman dos muestras de los sondeos S-1 y S-3 a unas profundidades respecto de la boca del sondeo de 5,00 y 15,40 metros respectivamente. Además, de cada muestra inalterada obtenida en campo se obtienen tres submuestras a las que se les somete a los mismos análisis para minimizar errores y descartar puntos anormales que se alejen de la media. Se realizaron ensayos de corte directo consolidado y drenado.

En cuanto a los índices de huecos iniciales que presenta el terreno en su forma natural tenemos los siguientes valores mostrados en la tabla 4:

Tabla 4. Resumen de los índices de huecos analizados en laboratorio para el estrato de arenas y limos.

Sondeo	Molde	e_i	e_{medio}
S-1	M-1	0,66	0,57
	M-2	0,62	
	M-3	0,47	
S-3	M-1	0,54	
	M-2	0,57	
	M-3	0,55	

Para el peso específico de las partículas se obtienen los siguientes datos que se detallan en la tabla 5:

Tabla 5. Resumen de G_s analizados en laboratorio para el estrato de arenas y limos.

Sondeo	Molde	G_{s_i}	$G_{s_{medio}}$
S-1	M-1	2,662	2,662
	M-2	2,662	
	M-3	2,662	
S-3	M-1	2,661	
	M-2	2,661	
	M-3	2,661	

El peso específico saturado se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_{sat} = \frac{P_s + P'_w}{V_T} = \frac{(\gamma_s * V_s + \gamma_w * V_w)}{V_s + V_w} = \frac{\gamma_s * 1 + \gamma_w * e}{1 + e}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_s = G_s * \gamma_w = 26,62 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{26,62 * 1 + 10 * 0,57}{1 + 0,57} = 20,59 \text{ kN/m}^3$$

El peso específico aparente se obtiene con la media de las densidades aparentes obtenidas en laboratorio y multiplicando por la gravedad (que para simplificar y del lado de la seguridad en los cálculos emplearemos un valor de $g=10 \text{ m/s}^2$). La toma de datos y el resultado medio del peso específico aparente se muestra en la tabla 6:



Tabla 6. Resumen del peso específico aparente analizado en laboratorio para el estrato de arenas y limos.

Sondeo	Molde	$\rho_{ap\ i}$	$\rho_{ap\ media}$
S-2	M-1	1,992	2,059
	M-2	1,994	
	M-3	2,104	
S-3	M-1	2,106	
	M-2	2,058	
	M-3	2,101	

$$\gamma_{ap} = \rho_{ap} * g = 2,059 * 10 = 20,59 \text{ kN/m}^3$$

(Aparente igual que saturada porque el suelo está saturado)

El peso específico sumergido del estrato se obtiene restando al peso específico saturado del suelo el peso específico del agua (principio de Arquímedes):

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 17,63 - 10 = 10,59 \text{ kN/m}^3$$

- **GRAVAS ARENOSAS MEDIAS**

Para este estrato se cuentan con diez (10) valores de golpeo obtenidos en los ensayos SPT que ha proporcionado unos valores comprendidos entre 9 y 50 golpes, obteniendo un resultado promedio de 23,7 golpes.

En las penetraciones dinámicas se han obtenidos unos valores N_{20} comprendidos entre 17 golpes y el rechazo, obteniendo un golpe medio de $N_{20, DPSH}$ de 24,3 golpes. A ambos valores promedio presentados se les asocia una compacidad media como puede deducirse de la tabla 7.

Tabla 7. Compacidad en función del número de golpes en el ensayo SPT.

N (SPT)	Compacidad
0-4	Muy floja
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
Más de 50	Muy densa

Se Considera un valor de cálculo N_{30} de 24 golpes.

Para la densidad relativa de las partículas se usa la fórmula de correlación de Bazaraa de 1967:

$$\frac{DR}{100} = 0,2236 * \sqrt{\frac{N_{30}}{a + b * \sigma'_{V0}}}$$

Siendo a y b constante de valor 3,25 y 0,05 respectivamente para tensiones efectivas superiores a 15 t/m² ó 1,00 y 0,20 respectivamente para tensiones efectivas inferiores a 15 t/m².

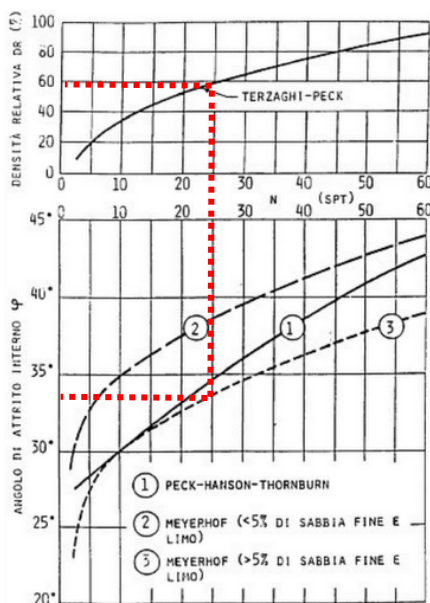


Imagen 1. Estimación de Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974). Fuente: Tornaghi, 1981.

Se estima una densidad relativa de cálculo (DR) del 55% como puede desprenderse de la imagen 1. Una vez determinada la densidad relativa de este nivel se prosigue con el cálculo de los parámetros mecánicos del suelo mediante correlación con fórmulas empíricas. Para ello en primer lugar se calcula el valor del ángulo de rozamiento.

Ángulo de rozamiento interno:

$$\phi = 25^\circ + 0,15 * DR = 33,3^\circ$$

$$\phi = 20^\circ + 3,5 * \sqrt{N_{30}} = 37,1^\circ$$

Deformabilidad:

$$E = 0,756 * N_{30} + 18,75 = 36,9 \text{ MPa}$$

$$E = 7 * \sqrt{N_{30}} = 34,3 \text{ MPa}$$

También se han realizado tres ensayos de granulometría obteniendo los resultados de la tabla 8:

Tabla 8. Granulometría de las gravas arenosas medias.

Sondeo	Prof. Muestra	SUCS	% Pasa UNE 5	% Pasa UNE 0,08	LL	LP	IP
S-1	7,70	GW-GM	52,0	8,9	-	-	NP
S-3	5,00	GM	55,0	14,7	-	-	NP
S-3	10,60	GP-GM	48,0	8,4	-	-	NP
PROMEDIO			51,7	10,7	-	-	NP

Las muestras se han clasificado como gravas limosas mal graduadas, gravas limosas bien graduadas y gravas limosas (GM-GP, GW-GM y GP según la clasificación de Casagrande).

Para este tipo de material se considera una densidad seca en base a la experiencia conocida de 16 kN/m^3 y una densidad saturada de 19 kN/m^3 .

Por último, también se llevaron a cabo cuatro (4) ensayos de permeabilidad de Lefranc, dos de carga variable y dos de carga constante cuyas permeabilidades obtenidas se muestran en la tabla 9:



Tabla 9. Permeabilidad de las gravas arenosas medias.

Sondeo	Prof. de ensayo	Permeabilidad (m/seg)
S-1	7,50-7,80	$>10^{-4}$
S-1	12,00-12,30	$6,4*10^{-6}$
S-2	10,00-10,20	$>10^{-4}$
S-3	6,00-6,50	$8,9*10^{-6}$

Luego la permeabilidad representativa adoptada para este terreno es de $5*10^{-5}$ m/s.

Resumen de los parámetros del terreno:

Ángulo de rozamiento efectivo	$\Phi = 33^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 0$ kPa
Densidad aparente	$\gamma = 19,0$ kN/m ³
Densidad seca	$\gamma_d = 16,0$ kN/m ³
Módulo de deformación	$E' = 35,0$ MPa
Permeabilidad	$k \approx 5*10^{-5}$ m/s

- **ARENAS Y GRAVAS MUY DENSAS**

Para este estrato se cuentan con cuatro (4) valores de golpeo obtenidos en los ensayos SPT que ha proporcionado unos valores comprendidos entre 11 golpes y rechazo, obteniendo un resultado promedio de 53 golpes.

En las penetraciones dinámicas no se han obtenidos valores porque no se han llegado a estas profundidades. Luego al valor promedio de 53 golpes se le asocia una compacidad muy densa como puede deducirse de la tabla 10.

Tabla 10. Compacidad en función del número de golpes en el ensayo SPT.

N (SPT)	Compacidad
0-4	Muy floja
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
Más de 50	Muy densa

Se estima un valor de cálculo N_{30} de 50 golpes.

Para la densidad relativa de las partículas se usa la fórmula de correlación de Bazaraa de 1967:

$$\frac{DR}{100} = 0,2236 * \sqrt{\frac{N_{30}}{a + b * \sigma'_{v0}}}$$

Siendo a y b constante de valor 3,25 y 0,05 respectivamente para tensiones efectivas superiores a 15 t/m² ó 1,00 y 0,20 respectivamente para tensiones efectivas inferiores a 15 t/m².

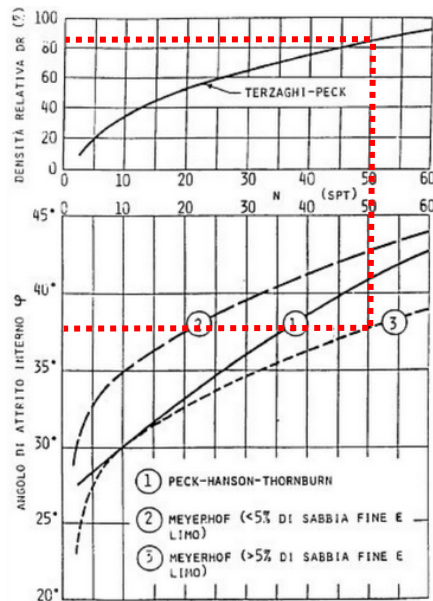


Imagen 2. Estimación de Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974). Fuente: Tornaghi, 1981

Se considera una densidad relativa de cálculo (DR) del 75% como puede contrastarse en la imagen 2. Una vez determinada la densidad relativa de este nivel proseguimos con el cálculo de los parámetros mecánicos del suelo mediante correlación con fórmulas empíricas. Para ello en primer lugar se calcula el valor del ángulo de rozamiento.

Ángulo de rozamiento interno:

$$\phi = 25^\circ + 0,15 * DR = 36,3^\circ$$

$$\phi = 20^\circ + 3,5 * \sqrt{N_{30}} = 44,7^\circ$$

Deformabilidad:

$$E = 0,756 * N_{30} + 18,75 = 56,6 \text{ MPa}$$

$$E = 7 * \sqrt{N_{30}} = 49,5 \text{ MPa}$$

También se han realizado tres ensayos de granulometría obteniendo los resultados mostrados en la tabla 11:

Tabla 11. Granulometría de las arenas y gravas muy densas.

Sondeo	Prof. Muestra	SUCS	% Pasa UNE 5	% Pasa UNE 0,08	LL	LP	IP
S-1	17,10	SM	96,0	26,6	-	-	NP
S-2	17,60	SM	91,0	16,3	-	-	NP
S-3	20,50	SM-SC	71,0	40,1	21,5	14,6	6,9
PROMEDIO			86,0	10,7	21,5	14,6	6,9

Las muestras se han clasificado como arenas limosas y arenas limo-arcillosas (SM Y SM-SC según la clasificación de Casagrande), con lo que coincide con la descripción del terreno efectuada.

Para este tipo de material se considera una densidad seca en base a la experiencia conocida de 16 kN/m^3 y una densidad saturada de 19 kN/m^3 .

En este caso no se han llevado a cabo ensayos de permeabilidad Lefranc. Con los resultados de la granulometría obtenida y en base a la experiencia sobre este material se estima una permeabilidad de cálculo de 10^{-5} m/s

Luego la permeabilidad representativa adoptada para este terreno es de $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.



Resumen de los parámetros del terreno:

Ángulo de rozamiento efectivo	$\Phi = 37^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 0 \text{ kPa}$
Densidad aparente	$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Densidad seca	$\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$
Módulo de deformación	$E' = 50,0 \text{ MPa}$
Permeabilidad	$k \approx 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

- LIMO ARCILLO-ARENOSO

Para este estrato se cuentan con seis (6) valores de golpeo obtenidos en los ensayos SPT que ha proporcionado unos valores comprendidos entre 8 y 27 golpes, obteniendo un resultado promedio de 17 golpes.

En las penetraciones dinámicas no se han obtenidos valores porque no se han llegado a estas profundidades. Luego al valor promedio de 17 golpes se le asocia una compacidad media como puede contrastarse en la tabla 12.

Tabla 12. Compacidad en función del número de golpes en el ensayo SPT.

N (SPT)	Compacidad
0-4	Muy floja
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
Más de 50	Muy densa

En este caso se han realizado seis ensayos de granulometría y humedad de muestras del terreno inalteradas obtenidas de los sondeos. Los resultados de laboratorio de las pruebas son las mostradas en la tabla 13:

Tabla 13. Granulometría del limo arcillo-arenoso.

Sondeo	Prof. Muestra	SUCS	% Pasa UNE 5	% Pasa UNE 0,08	LL	LP	IP	D_{hum} (kN/m ³)	D_{seca} (kN/m ³)	Hum (%)
S-1	21,50	ML	94,0	90,4	-	-	NP	20,6	16,7	23,6
S-1	24,30	CL	100,0	97,7	32,3	16,4	15,9	20,1	16,9	19,4
S-2	15,80	CL	98,0	91,5	27,2	16,5	10,7	20,1	16,7	20,5
S-2	21,80	CL	100,0	83,1	24,5	13,9	10,6	20,4	17,0	20,6
S-3	22,30	CL	96,0	84,6	24,8	16,2	8,6	20,6	17,3	19,1
S-3	24,60	CL	100,0	96,6	40,6	19,6	21,0	20,8	17,8	20,1
PROMEDIO			98,0	90,8	29,9	16,5	13,4	20,4	17,1	20,6

Las muestras se han clasificado como limo de baja plasticidad y arcilla de baja plasticidad (ML Y CL según la clasificación de Casagrande), con lo que coincide con la descripción del terreno efectuada. Se puede ver la representación de las muestras en la Carta de Plasticidad de Casagrande en la imagen 3.

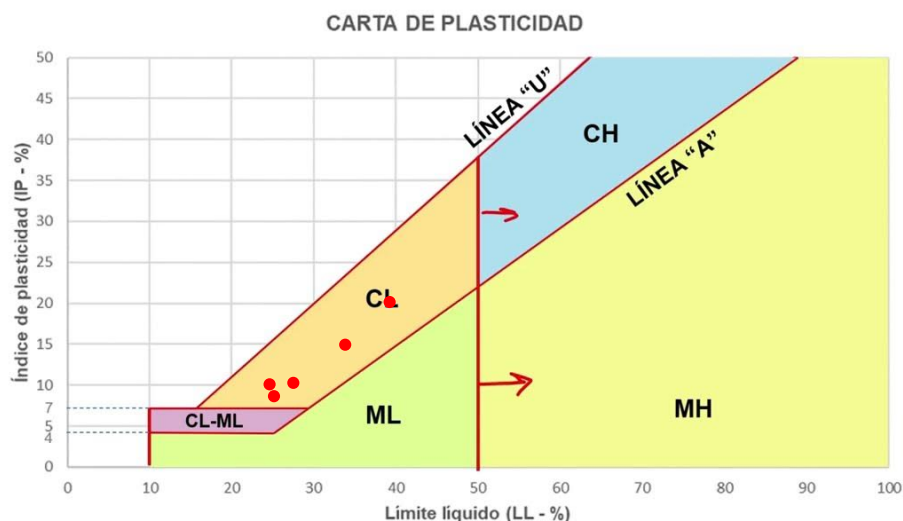


Imagen 3. Carta de Plasticidad de Casagrande. Fuente: Libro de Braja M. Das.

Por otra parte, se han realizado cuatro (4) ensayos de compresión simple. De estos, tres ensayos no han proporcionado resultados coherentes con la naturaleza del terreno debido a la gran cantidad de arena que se encuentra en la muestra. En el ensayo restante, que ha sido el único que otorga resultados concluyentes, se ha obtenido un valor de resistencia a la compresión simple q_u de 180 kPa.

Tabla 14. Carga de rotura y consistencia a partir del N_{30} obtenido durante el sondeo.

N_{30}	q_u (kPa)	Consistencia
<2	<25	Muy blanda
2-4	25-50	Blanda
4-8	50-100	Medianamente compacta
8-15	100-200	Compacta
15-30	200-400	Muy compacta
>30	>400	Dura

Con los valores obtenidos se concluye que el material va asociado a una consistencia firme-muy firme según la tabla 14.

Además, se han realizado dos (2) ensayos edométricos cuyos resultados se muestran en la tabla 15:

Tabla 15. Ensayos edométricos realizados al limo arcillo-arenoso.

Sondeo	Prof. boca	e_0	C_c	C_s	OCR
S-1	24,3	0,527	0,1129	0,010	1
S-2	17,6	0,641	0,0365	0,007	1

En las gráficas obtenidas en los ensayos de laboratorio se confirma que se trata de un suelo normalmente consolidado, es decir, actualmente está a su máxima carga histórica soportada.

Para determinar la cohesión no drenada o resistencia a corte sin drenaje (C_u) se pueden emplear fórmulas de correlación de Terzaghi y Peck comúnmente empleadas a partir de los valores de N_{30} o q_u . A continuación, en la tabla 16 se muestran las correlaciones entre ambos valores:



Tabla 16. Compacidad en función del N_{30} en el ensayo SPT realizado durante los sondeos.

N_{spt30}	q_u (kPa)
<2	< 12,5
2-4	12,5 - 25,0
4-8	25,0 - 50,0
8-15	50,0 - 100,0
15-30	100,0 - 200,0
>30	> 200,0

$Cu \approx 130 \text{ kPa}$ (en función de N_{30})

$$Cu = \frac{q_u}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ kPa}$$

A partir de las dos correlaciones anteriores se estima correcto adoptar un valor de cálculo para la resistencia a corte sin drenaje Cu de 110 kPa. A partir de la resistencia a corte sin drenaje se puede estimar el módulo de deformación elástico mediante las formulaciones conocidas y publicadas en la materia de geotecnia:

$$E' = 130 * Cu = 130 * 110 = 14.300 \text{ kPa} = 14,3 \text{ MPa}$$

$$E' = \frac{4 * (N_{30} + 12)}{10} = \frac{4 * (17 + 12)}{10} = 11,6 \text{ MPa}$$

$$E' = \frac{1 + \nu}{1,5} E_u = \frac{1 + \nu}{1,5} * (220 * Cu) = \frac{1 + 0,3}{1,5} * (220 * 110) \approx 21.000 \text{ kPa} = 21,0 \text{ MPa}$$

Siendo ν el coeficiente de Poisson que oscila entre valores 0,3 y 0,4 normalmente, si bien es cierto que su rango de oscilación real es mucho más amplio y será objeto de reestudio en caso de encontrar información o ensayos adicionales. Se adopta un valor de 0,3 para este ejercicio concluyendo que el módulo de deformación elástico de cálculo, E' , de este estrato es de 15 MPa.

Por otra parte, se ha realizado un ensayo (1) de corte directo consolidado y drenado (CD), en el que se han obtenido los parámetros resistentes mostrados en la tabla 7, en tensiones efectivas al ser un ensayo drenado:

Tabla 17. Ensayo de corte directo del limo arcillo-arenoso.

Sondeo	Prof. Sondeo	c' (kPa)	φ (°)
S-3	24,60	15,0	28,6

En las indicaciones detalladas en el manual TM 5-818-1 del U.S. Army Corp of Engineer (se puede observar la imagen 4 obtenida del manual), para el mayor índice de plasticidad obtenido para esta unidad estratigráfica se obtiene un ángulo de rozamiento aproximado entre 28-29°:

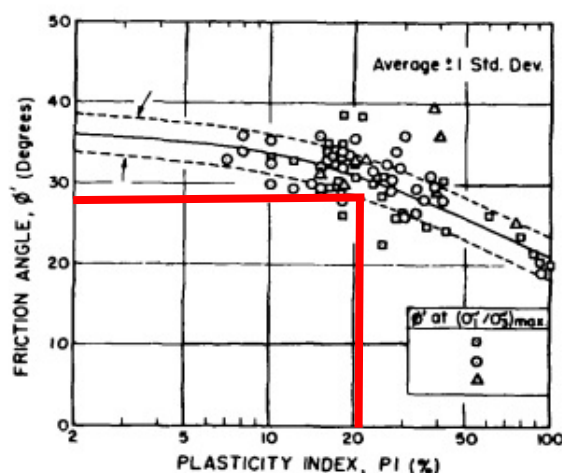


Imagen 4. Angulo de rozamiento en función del índice de plasticidad. Fuente: Apuntes de Geotécnica UPV.

En este caso se ha llevado a cabo un (1) ensayo de permeabilidad Lefranc de carga variable en el sondeo S-2 a una profundidad comprendida entre los 22,5 y 23,0 metros. La permeabilidad obtenida en este ensayo ha sido de $4,8 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Luego la permeabilidad representativa adoptada para este terreno es de $1 \cdot 10^{-8}$ m/s para encontrarnos del lado de la seguridad.

Resumen de los parámetros del terreno:

Ángulo de rozamiento efectivo	$\Phi = 29^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 15 \text{ kPa}$
Densidad aparente	$\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$
Densidad seca	$\gamma_d = 17,0 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a corte sin drenaje	$C_u = 110,0 \text{ kPa}$
Módulo de deformación	$E' = 15,0 \text{ MPa}$
Permeabilidad	$k \approx 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

1.2 PRESIÓN VERTICAL DE HUNDIMIENTO

A continuación, presentamos la fórmula de Brinch-Hansen (1973) que va a ser empleada en este estudio:

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

Siendo:

P_{vh} : Presión vertical de hundimiento

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

c : Cohesión de cálculo

γ : Peso específico del terreno.

B' : Anchura equivalente del cimiento.

N_q, N_c, N_γ : Factores de capacidad de carga. Adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.



d_q, i_q, s_q, t_q, r_q : Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación al talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c y γ indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica de Brinch-Hansen deben aplicarse.

- Factores de profundidad (d):

Todos son iguales a la unidad simulando una cimentación superficial y los cálculos obtenidos estarán del lado de la seguridad. ($d_q=d_c=d_\gamma=1$)

- Factores de inclinación (i):

Todos son iguales a la unidad dado que la carga es vertical y centrada, a pesar de que la cimentación no es simétrica en sus dos ejes. ($i_q=i_c=i_\gamma=1$)

- Factores de forma (s):

Todos los factores de forma son iguales a la unidad para estar del lado de la seguridad y suponiendo que no hay excentricidad como se ha comentado. ($s_q=s_c=s_\gamma=1$)

- Factores de proximidad de la cimentación a un talud (t):

Todos los factores de talud son iguales a la unidad ya que la cimentación no se encuentra a media ladera o talud. ($t_q=t_c=t_\gamma=1$)

- Factores de inclinación del plano de apoyo (r):

Todos los factores de inclinación del plano de apoyo son iguales a la unidad porque el plano de apoyo se proyecta a una cota o profundidad teórica con una inclinación nula. ($r_q=r_c=r_\gamma=1$)

- Factores de capacidad de carga (N):

Estos factores dependen del tipo de proceso que se analice y del ángulo de rozamiento efectivo del terreno.

- Cohesión del terreno (c):

Su valor se adaptará al tipo de proceso que se estudie. Es decir, si se trata de un caso drenado o no drenado (largo y corto plazo respectivamente).

- Peso específico del terreno (γ):

En este caso como el plano de cimentación está por debajo del nivel freático el peso específico del terreno es el peso sumergido ($\gamma=\gamma'$).

Después de presentar las hipótesis de cálculo tomadas para este caso, se comprueba que el terreno en la parcela seleccionada no es homogéneo. Por ende, se plantea un método aproximado de cálculo para terreno estratificados como es el *Modelo Bicapa* comúnmente utilizado en ingeniería geotécnica en caso como el que se presenta en este estudio:

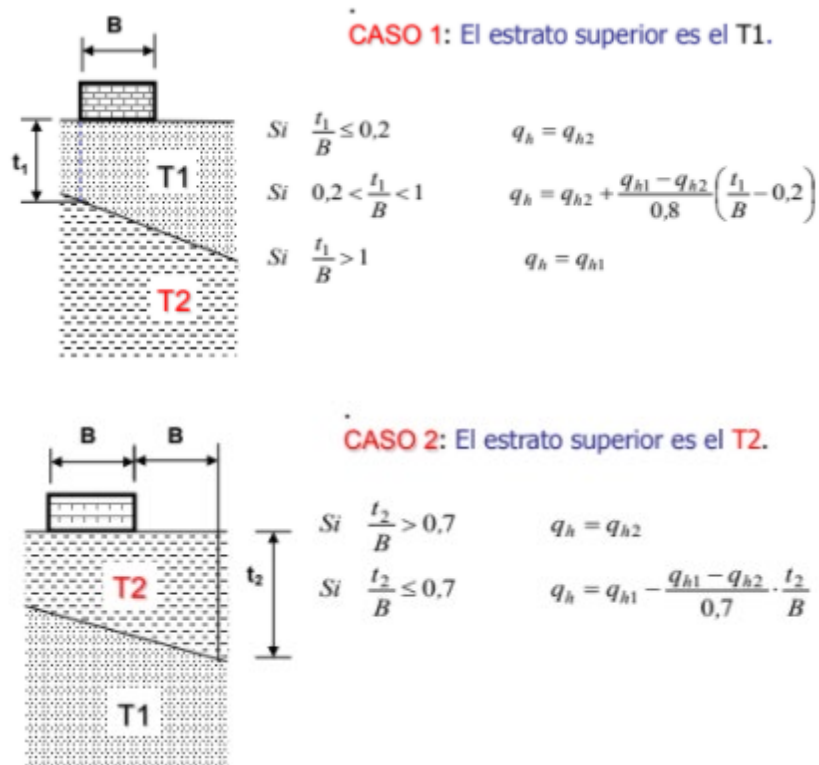


Imagen 5. Método de terrenos estratigráficos. Modelo Bicapa. Fuente: apuntes de Geotecnia UPV.

En este método se plantea el cálculo de la presión vertical de hundimiento mediante dos casos que deberán ser estudiados por separado (suponiendo que hay en cada caso solo un terreno) para posteriormente obtener una carga de hundimiento para el terreno heterogéneo. En nuestro caso se deberá estudiar la carga de hundimiento como si solo hubiese **Gravas Arenosas** por un lado y por otro lado como si solo hubiese el **Limo Arcilloso**.

Los estratos que conforman el terreno a estudiar son los que se han analizado y parametrizado anteriormente. En primer lugar, se ubican las gravas arenosas que no es un terreno cohesivo y en segundo lugar aparece un limo arcilloso que en este caso si se trata de un terreno cohesivo. Debido a esta combinación de terrenos tendremos que estudiar las soluciones para procesos a corto plazo (o no drenados) y a largo plazo (o drenados). Además, se plantean desde un principio varios planos de apoyo de la estructura sobre el terreno con el fin de minimizar la superficie ocupada por la estructura.

En los procesos de corto plazo o no drenados se considera la resistencia a corte sin drenaje (C_u) como la cohesión del terreno y la carga producida por la descarga de la excavación en términos totales (q_0).

Para los factores de capacidad de carga se emplean los siguientes coeficientes de ponderación:

$$N_q = 1, N_c = \pi + 2 \approx 5,14; N_\gamma = 0$$

Para los procesos drenados se emplea la cohesión efectiva c' (para las gravas arenosas solo existe el largo plazo ya que siempre dispondrán de drenaje por su propia constitución), la carga producida por la descarga de la excavación en términos efectivos q' , el ángulo de rozamiento efectivo Φ' y el peso específico sumergido γ' . Para este caso, los factores de capacidad de carga se obtienen como se muestra a continuación:

$$N_q = \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} * e^{\pi * \tan \Phi'}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \Phi'}$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \Phi'$$



Los parámetros empleados para el cálculo de la carga de hundimiento de los estratos afectados son que aparecen en la tabla 18:

Tabla 18. Parámetros geotécnicos del suelo obtenidos a partir de los ensayos de los sondeos efectuados al terreno.

Gravas Arenosas medias	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	N_{SPT}
	19	19	23,7
	c' (kN/m ²)	Φ' (°)	γ' (kN/m ³)
	0	33	9
Arenas y limos	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_u (kPa)
	20,5	50,5	75
	c' (kN/m ²)	Φ' (°)	γ' (kN/m ³)
	5	30	10,5
Arenas y gravas densas	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	N_{SPT}
	19	19	50
	c' (kN/m ²)	Φ' (°)	γ' (kN/m ³)
	0	37	9
Limo Arcilloso	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_u (kPa)
	20,5	20,5	110
	c' (kN/m ²)	Φ' (°)	γ' (kN/m ³)
	15	29	10,5

Por otra parte, debemos calcular la carga de hundimiento de los suelos granulares como la carga admisible máxima soportada del siguiente modo:

$$q_{adm}(kPa) = 12 * N_{SPT} * \left(1 + \frac{D}{3 * B'}\right) \quad \text{para } B' < 1,2m$$

$$q_{adm}(kPa) = 8 * N_{SPT} * \left(1 + \frac{D}{3 * B'}\right) * \left(\frac{B' + 0,3}{B'}\right) \quad \text{para } B' > 1,2m$$

Se adopta un peso específico aparente de los materiales de relleno empleados de 18 kN/m³. Este peso específico es poco superior al peso específico de los rellenos que hemos encontrado en la zona.

Tabla 19. Presiones verticales de hundimiento.

	p_{vh} (kN/m ²)		q_{adm} (kN/m ²)
	Largo plazo	Corto plazo	Suelos granulares
Gravas arenosas medias	7802,38	-	191,88
Arenas y limos	5756,35	406,00	-
Arenas y gravas densas	14987,57	-	404,81
Limo arcillo-arenoso	5208,08	585,90	-

Con los resultados obtenidos y representados en la tabla 19, se demuestra que los estratos granulares (compuestos principalmente por arenas y gravas) presentan exactamente el mismo valor de carga de hundimiento a largo plazo ya que el corto plazo (sin drenaje) no es posible contemplarlo debido a su gran permeabilidad. También se deduce como el proceso a corto plazo es el más restrictivo en suelos cohesivos por lo que seleccionamos el tipo de comportamiento no drenado para el diseño de la cimentación.

Para la selección del caso en el Modelo Bicapa, es necesario calcular la presión vertical de hundimiento neta que para su obtención se necesita la carga correspondiente al peso del terreno que hay por encima del plano base de la cimentación. Dicho de otro modo, es necesario calcular la carga del terreno que será excavado hasta llegar al plano de cimentación.

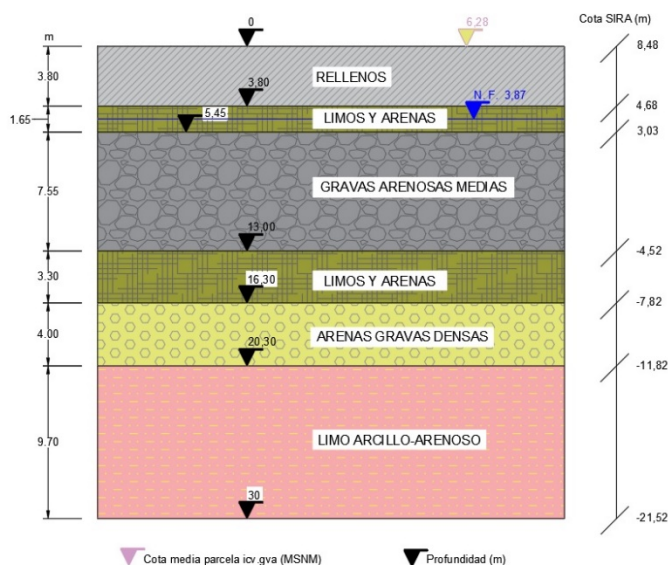


Imagen 6. Perfil estratigráfico simplificado donde se ubica el depósito. Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la profundidad del plano de apoyo de la estructura en el terreno y, en consecuencia, las dimensiones definitivas del depósito, se realizaron varias iteraciones. En un primer predimensionamiento se barajó la posibilidad de apoyar el depósito a una profundidad de 13 metros lo que permitía reducir considerablemente el área en planta del mismo. A continuación, se detalla el proceso del mismo ya que sus cálculos fueron modificados progresivamente hasta llegar a la solución final.

El plano de apoyo en cimentación se sitúa en un primer lugar justo en el comienzo del segundo estrato de limos y arenas, a una profundidad aproximada de 13 metros desde la superficie de la parcela. El nivel freático aparece a una profundidad de 4.61 metros o a una cota de +3.87 metros en el sistema SIRA (+1,67 m.s.n.m.). A continuación, se calcula el peso del terreno por encima del plano de cimentación:

$$q_0 = 3,80 * \gamma_{ap. \text{ rellenos}} + 1,65 * \gamma_{sat. \text{ limo y arenas}}^* + 7,55 * \gamma_{sat. \text{ gravas arenosas medias}}$$

De los ensayos se concluyó que: $\gamma_{ap. \text{ limo y arenas}} = \gamma_{sat. \text{ limo y arenas}}$

$$q_0 = 3,80 * 16,73 + 1,65 * 20,5 + 7,55 * 19,0 = 211,15 \text{ kPa}$$

La carga transmitida neta se calcula cómo:

$$p_{vhn} = p_{vh} - q_0$$

Dada que la fórmula empleada para calcular la carga admisible máxima en suelos granulares contiene los resultados obtenidos del ensayo SPT a la profundidad de los estratos, esta carga de hundimiento es directamente la neta. Es decir, no hay necesidad de restar el peso del terreno que hay por encima porque el golpeo N_{SPT} se ha obtenido en su estado inicial.

Luego los valores de la presión vertical de hundimiento neta a corto plazo de los estratos son los que figuran en la tabla 20:

Tabla 20. Presiones verticales de hundimiento netas de los materiales.

	p_{vhn} (kN/m ²)	q_{adm} (kN/m ²)
	Corto plazo suelos cohesivos	Suelos granulares
Gravas arenosas medias	-	191,88
Arenas y limos	192,35	-
Arenas y gravas densas	-	404,81
Limo arcillo-arenoso	372,25	-



Se ha calculado que la presión de hundimiento neta en este estrato de apoyo en este predimensionamiento es de 192,35 kPa. Se necesita calcular la tensión transmitida al terreno por parte de la estructura en su situación más desfavorable, es decir con el depósito lleno. Para este cálculo se realiza un diseño inicial (se recuerda nuevamente que se está calculado el hundimiento en una primera iteración) de volumen libre dentro del depósito de 50*90* 9 metros (ancho por largo por alto) suponiendo un espesor de losa y muros de 1,5 metros, espesor de losa de cubrición de 0,3 metros y pilares interiores de 0,3*0,3 metros con una densidad del hormigón de 22 kN/m³. Con este dimensionamiento se obtienen los resultados mostrados en la tabla 21:

Tabla 21. Carga transmitida al terreno con el predimensionamiento inicial. Primera iteración.

DESCRIPCIÓN	PESO (kN)
Muros largos	59251,5
Muros cortos	47025
Muro separador gemelos	18810
Losa cimentación	165280,5
Techo	33056,1
Pilares	2501,73
Peso del agua	445500
Relleno	153000
TOTAL	924424,83
Tensión transmitida (kN/m ²)	205,43

La carga transmitida es ligeramente superior a la soportada por el terreno dando al modo de fallo de hundimiento de la estructura en el terreno. Si bien es cierto que se está comprobando el modo de fallo de hundimiento con el estrato más desfavorable y con margen de seguridad, se decide optar por un redimensionamiento total del depósito para tratar de aprovechar la gran capacidad portante del estrato de gravas y arenas medias, ya que tienen un valor de $N_{SPT}=23,7$. Con este N_{SPT} , la carga de hundimiento del nivel 2 de gravas similar a la de arenas y limos. En contrapartida la superficie del depósito se ve claramente ampliada. Se cuentan con objetivos importantes como (i) tratar de disminuir la profundidad de excavación del depósito para ahorrar costes, (ii) mantener el ancho de excavación y evitar al máximo posible afectar a la vegetación y (iii) mantener división interior en tres cámaras del depósito.

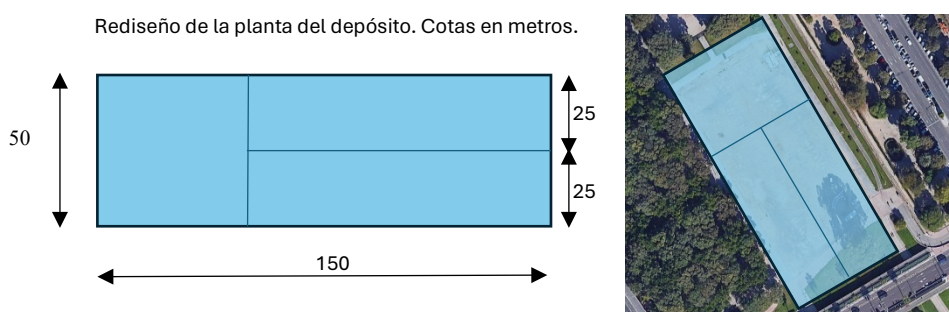


Imagen 7. Redimensionamiento del depósito. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen satélite de Google Maps.

Para esta segunda iteración, se propone un nuevo predimensionamiento. Se adquiere un espesor de losa de cimentación de un metro. Los muros son redimensionados con un espesor de 0,8 metros a excepción de los muros interiores que se diseñan con un espesor de 0,4 metros. La losa del techo se mantiene con espesor de 0,3 metros y la losa de solera se mantiene en 1,5 metros de espesor. Las dimensiones de los pilares son de 0,3*0,3 metros manteniendo la luz inicial en ambas direcciones de 5 metros (de esta forma se obtienen 233 pilares). La altura libre del depósito pasa a ser de 6 metros, siendo la altura útil de 5,5 metros, dejando un resguardo de 0,5 metros hasta el techo para su respiración. En cuanto a la superficie en planta se ocupa un total de 50 metros de ancho por 150 metros de largo, llegando prácticamente al máximo de la longitud de largo con la que puede diseñarse el depósito debido a los condicionantes de la parcela. El boceto en planta puede comprobarse en la imagen 7.



Con estas dimensiones se obtiene un volumen máximo teórico de agua a almacenar igual a:

$$V_{agua} = (150 * 50 - 0,4 * 50 - 0,4 * 99,8) * 5,5 \approx 40.920 m^3$$

Con esta segunda iteración se obtiene una de tensión de cálculo transmitida por la infraestructura de 105,67 kPa.

Tabla 22. Recálculo del peso del depósito.

DESCRIPCIÓN	PESO (kN)
Muros largos	31680
Muros cortos	10560
Muros separadores interiores	7909,44
Losa cimentación	165000
Techo	49500
Pilares	2768,04
Peso del agua	450120
Relleno	75000
TOTAL	792537,48
Tensión transmitida (kPa)	105,67

Como se puede ver en la tabla 22, se ha conseguido disminuir del orden de la mitad la tensión transmitida sobre el terreno a cambio de aumentar considerablemente la superficie a emplear. Gracias a este redimensionamiento, se puede ubicar el plano de cimentación a una profundidad de 8 metros bajo la superficie del terreno. De este modo, el espesor que quedará bajo la cimentación del estrato nivel 2 formado por gravas medias es de 5 metros.

A continuación, se vuelve a calcular el peso del terreno por encima del plano de cimentación ya que se ha disminuido la profundidad de excavación a cambio de aumentar el tamaño en superficie:

$$q_0^* = 3,80 * \gamma_{ap. \text{ rellenos}} + 1,65 * \gamma_{sat. \text{ limo y arenas}}^* + 2,55 * \gamma_{sat. \text{ gravas arenosas medias}}$$

$$q_0^* = 3,80 * 16,73 + 1,65 * 20,5 + 2,55 * 19 = 145,85 \text{ kPa}$$

Si ahora se obtienen las nuevas cargas transmitidas netas recalculadas para este nuevo planteamiento de la iteración 2 se obtienen los resultados mostrados en la tabla 23:

Tabla 23. Presiones verticales de hundimiento netas recalculadas.

	p_{vh} (kN/m ²)	q_{adm} (kN/m ²)
	Corto plazo	Suelos granulares
Gravas arenosas medias	-	191,88
Arenas y limos	260,15	-
Arenas y gravas densas	-	404,81
Limo arcillo-arenoso	440,05	-

Como puede comprobarse, las tensiones de hundimiento recalculadas de los estratos sobre los que se va a cimentar el depósito son superiores, del entorno del doble o superiores, a la tensión que se va a transmitir por la infraestructura al terreno.

Aunque ambas tensiones son muy similares y no sería necesario calcular la presión de hundimiento equivalente del modelo bicapa, se va a terminar de realizar el cálculo como ejercicio práctico. El estrato superior es ligeramente menos resistente que el inferior, luego estamos en el caso 2:

$$\frac{t_2}{B} = \frac{5}{50} = 0,1$$



Luego:

$$q_{hun\ equiv} = 260,15 - \frac{260,15 - 191,88}{0,7} * 0,1 \approx 250,40\ kPa$$
$$q_{hun\ equiv\ de\ diseño} = \frac{250,40}{1,5} \approx 166,93\ kPa$$

Concluimos de este apartado que, con el nuevo dimensionamiento del depósito, este **no experimenta fallo por hundimiento** en el caso más desfavorable.



2. DEFORMABILIDAD

Este apartado se ha calculado posteriormente a la flotabilidad por lo que las dimensiones del depósito empleadas en este cálculo son las finales. Como se podrá ver en el correspondiente apartado 3 de flotabilidad, el depósito será redimensionado nuevamente una tercera vez sin afectar a la profundidad de excavación. Esto será causado para tratar de evitar posibles modos de fallo.

Para el planteamiento de los asientos e hinchamientos que padecer el terreno durante la construcción, puesta en marcha y servicio del depósito, se emplea el conocido como “método edométrico” y junto con la teoría de la elasticidad se van a calcular los incrementos de tensiones efectivas en el terreno originados por la colocación del depósito. Para ello se cuenta con dos métodos de cálculo aproximado donde la diferencia principal entre ellos para ser aplicados es la permeabilidad del suelo.

Para permeabilidad alta suele emplearse el siguiente método de cálculo:

$$s_i = f_i * f_s * q'_b * B^{0,7} * I_c$$

Siendo:

f_i : Factor de corrección en caso de encontrar una capa rígida por debajo de la zapata. En nuestro caso este factor de corrección será la unidad.

f_s : Factor de corrección de forma.

$$f_s = \left(\frac{1,25 * \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 = \left(\frac{1,25 * \frac{150}{50}}{\frac{150}{50} + 0,25} \right)^2 = 1,3317$$

q_b : Presión efectiva bruta bajo la zapata

B: Es el ancho de la zapata. En nuestro caso es de 50 metros.

I_c : Índice de compresibilidad en función del N_{SPT} medio obtenido en los ensayos.

$$I_c = \frac{1,71}{N_{SPT\ medio}^{1,4}} = \frac{1,71}{23,7^{1,4}} = 0,0203398819$$

Por otra parte, tenemos el método de cálculo de asientos instantáneos para suelos de permeabilidad media donde se plantea la siguiente ecuación:

$$S_i = C_s * q_{tn} * B * \frac{1 - \nu^2}{E'}$$

Siendo:

C_s : Factor dependiente de la forma y dimensiones de la cimentación. Se encuentra tabulado en la imagen 8.

q_{tn} : Carga transmitida neta a la cimentación desde un origen temporal conocido para calcular el diferencial de asiento.

B: Ancho de cimentación

ν : Coeficiente de Poisson. Normalmente se emplean valores comprendidos entre 0,3-0,5. Tabulado en la imagen 9.

E' : Módulo de elasticidad efectivo del material. Calculado y correlacionado con consistencias, tabla 24.



TABLE 5.3 SHAPE AND RIGIDITY FACTORS, C_s , FOR CALCULATING SETTLEMENTS OF POINTS ON LOADED AREAS AT THE SURFACE OF AN ELASTIC HALFSPACE*.

a. Infinite Depth				
Shape and Rigidity	Center	Corner	Edge / Middle of Long Side	Average
Circle (flexible)	1.00		0.64	0.85
Circle (rigid)	0.79		0.79	0.79
Square (flexible)	1.12	0.56	0.76	0.95
Square (rigid)	0.82	0.82	0.82	0.82
Rectangle: (flexible)				
length / width				
2	1.53	0.76	1.12	1.30
5	2.10	1.05	1.68	1.82
10	2.56	1.28	2.10	2.24
Rectangle: (rigid)				
length / width				
2	1.12	1.12	1.12	1.12
5	1.6	1.6	1.6	1.6
10	2.0	2.0	2.0	2.0

Imagen 8. Valores tabulados del parámetro C_s . Fuente: Apuntes de Geotecnia UPV.

b. Limited Depth Over a Rigid Base						
H/B	Center of Rigid Circular Area Diameter = B	Corner of Flexible Rectangular Area				
		L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10	L/B = ∞ (strip)
		$\nu = 0.50$				
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
1.0	0.35	0.15	0.12	0.10	0.10	0.10
1.5	0.48	0.23	0.22	0.18	0.18	0.18
2.0	0.54	0.29	0.29	0.27	0.26	0.26
3.0	0.62	0.36	0.40	0.39	0.38	0.37
5.0	0.69	0.44	0.52	0.55	0.54	0.52
10.0	0.74	0.48	0.64	0.76	0.77	0.73

Imagen 9. Valores del coeficiente de Poisson en función de la cimentación. Fuente: Apuntes de Geotecnia UPV.

Tabla 24. Rango de valores de E' en función de la consistencia.

Consistencia	E' (MPa)
Blanda	2,5-15
Media a firme	15-50
Muy firme a dura	50-200

Antes de comenzar con el cálculo se recuerda que el suelo se encuentra normalmente consolidado (actualmente se encuentra en su punto de máxima carga). Esta situación es lógica ya que desde el Plan Sur de desvío del Río Turia de la ciudad de Valencia el lecho del antiguo cauce no ha soportado grandes cargas que le hayan provocado una tensión superior a la de consolidación.

Por otra parte, se presenta un pequeño cálculo del peso que se va a liberar del terreno antes de la excavación y que será comparado con el peso del depósito:

$$Peso_{\text{terreno exc.}} = 150 * 50 * (3,8 * 16,5 + 1,65 * 20,6 + 2,55 * 19) = 1.088.550 \text{ KN}$$

$$Peso_{\text{Dep construcción.vacío}} = 488.814,14 \text{ KN}$$

$$Peso_{\text{Dep servicio.vacío}} = 518.814,14 \text{ KN}$$

$$Peso_{\text{Dep.servicio lleno}} = 961.387,97 \text{ KN}$$

Como puede observarse, el depósito, tanto en su estado vacío como lleno al 100%, transmitirá menos carga que el terreno que tiene actualmente por encima con lo que las tensiones que soportará el terreno serán menores de las que ha registrado en su historia. Por este motivo no tendremos problemas estructurales del depósito en asentamientos de la cimentación y su asiento será homogéneo.

Llegados aquí, se podría dar por concluido el estudio de deformabilidad, pero dejaríamos olvidados dos problemas que sufre la implantación del depósito. El primero de ellos, de menor entidad, es la excavación extra que podría



necesitarse realizar para alcanzar la cota de cimentación debido al hinchamiento del terreno en la descarga. El segundo de ellos es la necesidad de una conexión flexible entre el depósito y las tuberías de entrada y salida a los conectores debido a la gran variación de peso del tanque entre su estado vacío y lleno. Las variaciones de peso del depósito y de la excavación durante la obra se han numerado en la tabla 25.

En cuanto a la mayoración de la excavación debida al hinchamiento, emplearemos el método de cálculo de asientos instantáneos para terrenos de permeabilidad media con los siguientes datos:

$B = 50\text{m}$; $C_s = 1,122$; $\nu = 0,3$ (Recomendación profesorado); $E' = 50\text{ MPa}$

Tabla 25. Cargas transmitidas hitos de construcción del depósito.

SITUACIÓN	q_m (kN/m ²)
Descarga del terreno	145,14
Construcción depósito vacío	65,18
Depósito en servicio vacío	69,18
Depósito en servicio lleno	125,50

$$S_{i1} = 1,28 * 145,14 * 50 * \frac{1 - 0,3^2}{50.000} \approx 0,1691\text{m} = 16,91\text{cm}$$

En vista de este resultado, habría que excavar alrededor de 17 cm más debido al esponjamiento para llegar a la cota topográfica de cimentación del depósito. Esto no será necesario debido a la compensación de asientos una vez se construya el depósito como se verá a continuación.

Durante la construcción del depósito sin tener en cuenta la capa de relleno superficial encima del depósito se va a producir un asiento de:

$$S_{i2} = 1,28 * 65,18 * 50 * \frac{1 - 0,3^2}{50.000} \approx 0,0759\text{m} = 7,59\text{cm}$$

El asiento que sufrirá el depósito una vez colocado el relleno de 20 centímetro sobre su losa de techo:

$$S_{i3} = 1,122 * (69,18 - 65,18) * 50 * \frac{1 - 0,3^2}{50.000} \approx 0,0047\text{m} = 0,47\text{cm}$$

Y, por último, el asiento que sufrirá el depósito una vez que esté lleno es de:

$$S_{i2} = 1,28 * (125,50 - 69,18) * 50 * \frac{1 - 0,3^2}{50.000} \approx 0,0656\text{m} = 6,56\text{cm}$$

Este último asiento coincide con la carrera de movimiento vertical que deberá ser capaz de soportar la unión de la tubería de entrada y salida con el depósito. Para este caso se plantea una caja de registro para la entrada y para la salida de dimensiones 2*2*2 que albergue en su interior un tramo semiflexible que una los tramos de conexión a los colectores con la entrada y salida del depósito. Este apartado sobrepasa el alcance de este estudio, dejándolo indicado para su empleo en el diseño de la conexión del depósito al colector.

El asiento total instantáneo del depósito es de:

$$s_{iT} = 7,59 + 0,47 + 6,56 = 14,62\text{ cm}$$

Del lado de la seguridad, el asiento total máximo en suelos granulares puedes estimarse en el entorno de $1,5 * s_i$. De este modo:

$$s_T = 1,5 * s_{iT} = 1,5 * 14,62 = 21,93\text{ cm}$$

El asiento máximo recomendado en losas de cimentación de la normativa de carreteras (que aplicaremos en este caso) es de 50 mm, aunque otros autores admiten asientos máximos de has 75 mm especialmente si la estructura se apoya sobre suelos granulares.

Si el esponjamiento del suelo es de 16,91 cm y el asiento con el depósito lleno es de 21,93 cm, resulta un asiento total desde el inicio de la excavación de:

$$s_{Tf} = 219,3 - 169,1 = 50,2\text{ mm}$$



El asiento total final del depósito desde el inicio de la obra es de 5,02 cm, es decir de 50,2 mm que es el valor límite máximo admisible. Lo que significa que no habrá que realizar la sobreexcavación de los 17 centímetros de esponjamiento.



3. FLOTABILIDAD

La flotabilidad de una estructura sucede cuando existe la posibilidad de que la columna de agua desalojada por la existencia de la propia estructura ejerza la suficiente fuerza para desplazarla en sentido vertical. Para el caso que aquí se estudia, el depósito de agua, el caso más desfavorable es cuando este se encuentre totalmente vacío ya que puede generar un comportamiento similar al barco sobre la superficie marina. Los cálculos se presentan del siguiente modo:

$$\text{Peso total del depósito} - \text{Peso del agua en su interior} = 342.417,5 \text{ kN}$$

$$\text{Columna de agua desalojada} = 50 * 150 * \gamma_w * 3,39 = 254.250 \text{ kN}$$

$$F = \frac{342.417,5}{254.250} \approx 1,34$$

Se acaba de comprobar que, si el nivel freático se mantiene constante en la zona desde que se tienen registros y a su cota actual, el depósito no fallará por flotación. No obstante, se va a suponer un aumento del nivel freático de un (1) metro sobre el nivel actual registrado, lo que corresponde con la variación regional del nivel freático habitualmente registrada. Se determina una presión de columna de agua de:

$$\text{Columna de agua desalojada} = 50 * 150 * \gamma_w * 4,5 = 337.500 \text{ kN}$$

$$F = \frac{342.417,5}{337.500} \approx 1,01$$

Tras este cálculo, se tiene un factor de seguridad frente a la flotabilidad muy próximo a la unidad. Por este motivo se realiza un nuevo redimensionamiento del depósito que conllevará una nueva iteración en los cálculos.

Los espesores de los muros interiores pasan a ser de 0,8 metros. Los espesores de los muros exteriores se mantienen en 0,8 metros. Los espesores de la losa de techo y la losa de cimentación son de 1 y 1,1 metros respectivamente. Los pilares pasan a tener una sección de 0,4*0,4 metros y la altura libre interior del depósito pasa a 5,7 metros con lo que queda un resguardo de 10 centímetros desde su llenado total. Por último, y el factor más decisivo, se empleará un hormigón de alta densidad de 26 kN/m³ sin entrar en hormigones especiales de densidad muy alta. Con el nuevo redimensionamiento (que será el diseño final del depósito), se obtiene un nuevo volumen máximo de agua almacenada de 40.234 m³ cumpliendo el objetivo almacenar 40.000 m³ para su posterior tratamiento.

Con estas nuevas dimensiones, el peso del depósito en vacío es de 518.814 kN. Los nuevos coeficientes de seguridad frente a la flotación son:

$$F = \frac{518.814}{254.250} \approx 2,04 \text{ Con el nivel freático medio registrado}$$

$$F = \frac{518.814}{465.545} \approx 1,14 \text{ En el caso de aumento del N.F. en 2,5 metros sobre el nivel actual}$$

$$F = \frac{518.814}{585000} \approx 0,8869 \text{ En el caso N.F. en superficie}$$

Como se puede comprobar, en el caso de que el nivel freático llegara a superficie el depósito flotaría en el caso de encontrarse vacío, siendo ese momento el escenario más desfavorable posible. Dado que el volumen de agua desalojada por el propio depósito ejerce una fuerza de flotación superior al propio peso del depósito en vacío (habiendo supuesto que la capa de 20 centímetros de relleno sobre el depósito ha desaparecido debido a la erosión del flujo).

Al redimensionar nuevamente el depósito ha cambiado su peso propio. Para calcular la nueva tensión transmitida al terreno, se tienen en cuenta las nuevas dimensiones y espesores expuestos en este apartado. Estos pesos y la tensión transmitida al terreno se presentan resumidos en la tabla 26:



Tabla 26. Última iteración en el cálculo del peso del depósito.

DESCRIPCIÓN	PESO (kN)
Muros largos	35757,70
Muros cortos	11666,30
Muros separadores interiores	17594,30
Losa cimentación	219094,30
Techo	199176,64
Pilares	5524,90
Peso del agua	442573,82
Relleno	30000
TOTAL	961387,97
Tensión transmitida (kPa)	125,50

La nueva tensión transmitida al terreno de 125,50 kPa sigue siendo muy inferior a la tensión de hundimiento calculada en el apartado anterior de 250,40 kPa que se sigue manteniendo ya que no hemos variado en el plano de apoyo de la cimentación (166,93 kPa en caso de aplicar un coeficiente de seguridad de 1,5).

Por todo ello se propone una cimentación sobre micropilotes que contribuyen con su resistencia a fuste a evitar la flotabilidad del depósito en esta situación.

3.1 CIMENTACIÓN SOBRE MICROPILOTES

Aunque esta cimentación no es necesaria para la resistencia de transferencia de esfuerzos al terreno ni para reducir el asiento que sufre el mismo, sí que será necesaria para que resista a tracción el caso hipotético de que el depósito flotase si este se encuentra vacío y el nivel freático se elevase hasta la superficie.

Los **micropilotes** son “*pilotes de pequeño diámetro de perforación, normalmente de 80 a 300 mm, compuestos por una barra, tubo de acero o de armadura de acero que constituye el núcleo portante, el cual se recubre normalmente de lechada inyectada de cemento que forma el bulbo. Esta inyección favorece el trabajo por rozamiento lateral del fuste. No obstante, también se denominan micropilotes a aquellos elementos hincados por golpeo o hincados mediante vibración, con un diámetro no superior a 150 mm*” (definición en el blog de Víctor Yepes, Doctor Ingeniero de Caminos en el área de Ingeniería del Terreno de la UPV).

Existen distintos tipos de inyección empleados con los micropilotes:

- **(IU) “Global única”**: se inyecta en una fase desde la base inferior del tubo de armado, desde donde asciende el material de relleno entre las paredes de este y la del encamisado si lo hay, o del terreno si no lo hay. La presión de inyección debe ser superior a la mitad de la presión límite del terreno e inferior a dicha presión límite. **Sería adecuado para rocas más o menos sanas, suelos cohesivos muy duros y suelos granulares.**
- **(IR) “Repetitiva única”**: la inyección se realiza en dos fases, la primera como en el caso IU y posteriormente a través de rejillas practicadas a lo largo del tubo. Una vez terminado el proceso, se realiza una inyección final de relleno de la armadura tubular. La presión en la boca del taladro debe cumplir lo mismo que en el tipo IU. La inyección se realiza entre 500 kPa y la mitad de la presión límite del terreno. Adecuado para rocas blandas y fisuradas y **materiales granulares gruesos de compacidad media.**
- **(IRS) “Representativa o repetitiva selectiva”**: a través de las válvulas antirretorno dispuestas a lo largo de la tubería de armado. Se puede inyectar más de dos veces, en función de la admisión de lechada. La presión de inyección es alta, entre 1000 kPa y la mitad de la presión límite del terreno. Acabado el proceso, se realiza una inyección final de relleno de la armadura tubular. Sería adecuada para suelos cohesivos no muy duros, suelos de consistencia baja o media y suelos granulares donde se intenta crear un bulbo.

Tras la descripción de los tipos de micropilotes existentes, se puede deducir que los micropilotes más adecuados a emplear en nuestro caso son lo de inyección única (IU) o inyección repetitiva (IR) recomendados para suelos



granulares y cohesivos de compacidad media. Los micropilotes no pueden superar los 30 centímetros de diámetro y las recomendaciones constructivas y la experiencia en obra recomienda que estos micropilotes no superen los 20 centímetros de diámetro si es posible.

Para el dimensionamiento de la cimentación por micropilotes se necesita la fuerza necesaria en dirección de la gravedad que deben ejercer el depósito junto con la cimentación para igualar el empuje de la flotabilidad. En este caso se va a emplear un coeficiente de seguridad de 1,15 donde se mayoren los esfuerzos que pretenden desestabilizar la estructura:

$$F = 1,15 = \frac{F_{gravitatoria}}{F_{antigravitatoria}} = \frac{F_{gravitatoria}}{585.000} \rightarrow F_{gravitatoria} = 672.750 \text{ kN}$$

Por ende, la fuerza que debe desarrollar la cimentación, compuesta por micropilotes, es la diferencia de la fuerza total y la fuerza que ejerce el propio depósito vacío:

$$F_{micropilotaje} = 672.750 - 518.814 = 153.936 \text{ kN}$$

La cimentación por micropilotes deberá ser capaz de desarrollar al menos ese esfuerzo para evitar la flotación del depósito. Para el dimensionamiento preliminar, se emplea el catálogo de micropilotes de la casa “Ischebeck Ibérica”. Con este ejemplo no se pretende que el constructor adjudicatario de la obra, en caso de que se realice este depósito con este dimensionamiento, tenga que elegir necesariamente este fabricante. Deberá realizar un análisis de mercado, costes, disponibilidad, entre otros, que garantice la viabilidad de la obra y que garantice la resistencia mínima declarada en la fórmula anterior, siempre respetando las características de cálculo empleadas en este estudio.

		Nominal outside diameter D_{steel}	Nominal inside diameter D_{steel}	Effective cross section A_{eff}	Characteristic load-carrying capacity R_k (5 % fractile)	Ultimate load F_u	Strain stiffness $E \times A^{1)}$	Bending stiffness $E \times I^{1)}$	Weight	Length	Left-/right-hand thread
		mm	mm	mm ²	kN	kN	10 ³ kN	10 ⁶ kNm ²	kg/m	m	
TITAN	30/16	30	16	336	190	236	62	3,7	2,7	3	left
	30/11	30	11	415	255	326	83	4,6	3,3	2/3/4	left
	40/27	40	27	560	325	420	95	12	4,6	3	left
	40/20	40	20	730	430	523	135	15	6,1	3/4	left
	40/16	40	16	900	530	673	167	17	7,2	2/3/4	left
	52/29	52	29	1050	635	813	195	37	8,6	3/4	left
	52/26	52	26	1250	710	899	231	42	10,7	3/4	left
	73/56	73	56	1460	865	1056	272	138	11,2	3/4	right
	73/53	73	53	1615	975	1258	299	143	13,9	3/4	right
	73/45	73	45	2239	1220	1574	414	178	17,8	3/4	right
	73/35	73	35	2714	1390	1864	502	195	21,2	3/4	right
	103/78	103	78	3140	1770	2244	580	564	25,3	3/4	right
	103/72	103	72	3780	2125	2700	690	628	29,2	3/4	right
	103/51	103	51	5680	2540	3665	1022	794	44,3	3/4	right
	103/43	103	43	6025	3132	4155	1083	838	47,2	3	right
	127/103	127	103	3744	2015	2320	691	1114	28,4	3	right
196/130	196	130	16077	6465	9601	3215	10906	127,3	3	right	

¹⁾ In the case of deformation calculations, the specified values shall be used. The values are determined from testing. It is not possible to calculate the modulus of elasticity, cross section or moment of inertia from these values.

Imagen 10. Tabla de propiedades de micropilotes Ischebeck. Fuente: www.ischebeck.es



Inicialmente se plantea una distribución homogénea de micropilotes en 6 filas de 16 micropilotes cada una obteniendo una resistencia mínima a desarrollar por cada micropilote de:

$$\frac{153.936 \text{ kN}}{6 * 16} \approx 1.603,50 \text{ kN por pilote}$$

Según la tabla presentada y suponiendo que los micropilotes van a trabajar cerca de su resistencia característica son los TITAN 73/35 y 103/78. Dado que el micropilote TITAN 73/35 tiene una resistencia característica de 1390 kN y está muy próxima a la resistencia a desarrollar, se elige por descarte el micropilote de inyección unitaria TITAN 103/78. En este dimensionamiento inicial se realiza la suposición de que los pilotes trabajan igual a compresión y a tracción (cosa que no es cierta como podrá comprobarse más adelante) y que desarrollan la tensión característica en ambos modos de trabajo

Máxima resistencia que podría desarrollar la cimentación de micropilotes TITAN 103/78 antes de la propia rotura de estos de los mismos (última carga):

$$R_{Cim.micropilotes} = 16 * 6 * 2.244 = 215.424 \text{ kN}$$

Y el coeficiente de seguridad frente a la flotabilidad con esta cimentación quedaría:

$$F = \frac{518.814 + 215.424}{585.000} \approx 1,26$$

Si esta fuese finalmente la máxima resistencia a tracción que aporta el sistema de cimentación mediante micropilotes, el nuevo coeficiente de seguridad está del lado de la seguridad en el caso más desfavorable de flotabilidad del depósito. Este primer predimensionamiento debe ser comprobado cómo se va a realizar a continuación.

En estructuras de cimentación, tanto en obras de nueva planta como de refuerzo o recalce los micropilotes se deben proyectar para que trabajen sometidos a esfuerzos axiales fundamentalmente de compresión y en ocasiones de tracción como en el caso aquí planteado caso. La resistencia a compresión y a tracción que resiste el micropilote antes de su propia rotura suele ser la misma por diseño.

Los modos de fallo que se deben comprobar son los de hundimiento, arranque, rotura del terreno por esfuerzos horizontales, fallo estructural de los micropilotes y fallo de la conexión con la estructura.

Todos los modos de fallo están calculados y tenidos en cuenta por el fabricante antes de ofrecer la resistencia característica, resistencia que se ha empleado para el predimensionamiento. Para el tanque de tormentas se tiene que comprobar la resistencia a compresión y/o tracción del micropilote y que el terreno sea capaz de desarrollar la resistencia suficiente frente al arranque del micropilote. Para ello se emplean los cálculos y recomendaciones que aparecen en la “Guía para para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera” del año 2005.

- **RESISTENCIA A COMPRESIÓN:**

Para el cálculo de la resistencia a compresión, se ha determinado que la losa de cimentación transmite una presión de 125,50 kPa que, por simplicidad y similitud, se admite que son 126 kPa. Además, se supone que losa y micropilotes trabajan como un sólido rígido único transmitiendo la misma presión al terreno. La propia losa de cimentación es capaz de evitar el hundimiento del depósito en el terreno, pero se procede a comprobar la propia estabilidad estructural de cada micropilote.

Antes de comenzar, se recuerda que estamos ante una primera iteración de cálculo, y por ende se calculan dos tipos de micropilote por separado que han sido marcados en la imagen 10 en colores rojo y verde respectivamente.

$$S_{mic.10cm} = \pi * 5^2 = 78,54 \text{ cm}^2$$

$$R_{punta mic.10cm} = S_{mic.10cm} * 126 \text{ kPa} = 0,007854 * 126 = 0,9896 \text{ kN} = 989,6 \text{ N}$$

$$R_{fuste máxima que desarrolla} = 250 \text{ kN (como veremos en el apartado siguiente de resistencia al arraque)}$$

$$S_{mic.20cm} = \pi * 10^2 = 314,1593 \text{ cm}^2$$

$$R_{punta mic.20cm} = S_{mic.20cm} * 126 \text{ kPa} = 0,03141593 * 126 = 3,9584 \text{ kN} = 3985,4 \text{ N}$$



A la vista de los cálculos puede verse que ningún modelo de micropilote planteado sufrirá su propia rotura debido a las cargas que soporta. El micropilote de menores dimensiones contemplado tiene de resistencia característica 1390 kN mientras que las resistencias a compresión máximas que desarrollará en el futuro tanque de tormentas no superarán los 260 KN.

- **RESISTENCIA AL ARRANQUE (TRACCIÓN):**

Empleando correlaciones empíricas, el rozamiento unitario por fuste de cálculo se obtiene mediante la expresión:

$$r_{f,c,d} = \frac{r_{f,lím}}{F_r}$$

Siendo:

$r_{f,c,d}$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión (tracción).

$r_{f,lím}$: Rozamiento unitario límite por fuste.

F_r : Coeficiente de minoración que tiene en cuenta la duración de la función estructural.

DURACIÓN	F_r
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración inferior o igual a seis (6) meses	1,45
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración superior a seis (6) meses	1,65

Imagen 11. Coeficiente F_r del cálculo de micropilotes. Fuente: Tabla 3.2 de la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.

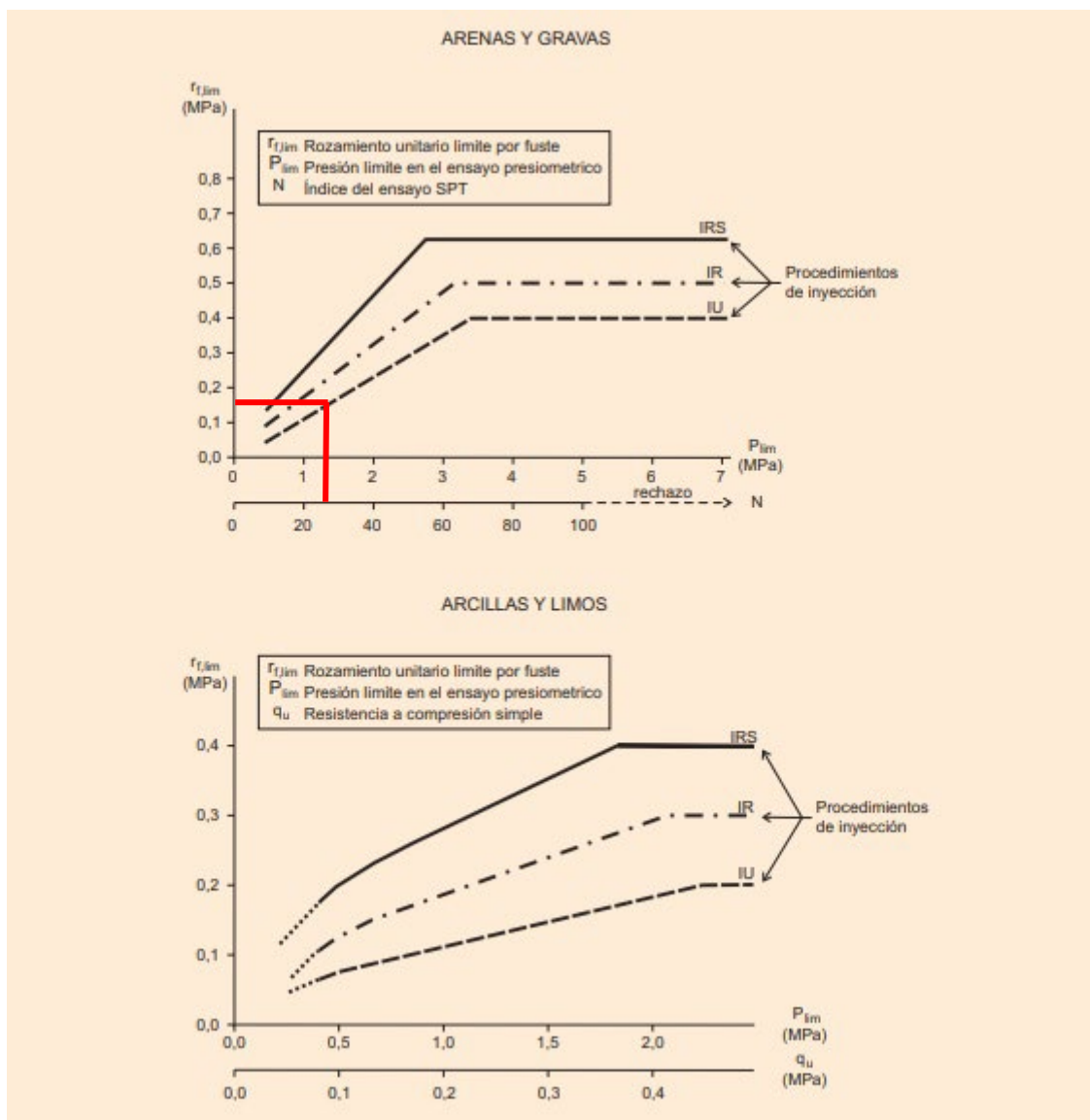


Imagen 12. Rozamiento unitario límite por fuste. Fuente: Figura 3.3 de la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.

$$r_{fc,d} = \frac{0,17}{1,65} \approx 103 \text{ kPa}$$

El micropilote, al estar trabajando a tracción para la comprobación de flotación, se calcula su capacidad de generar resistencia por fuste según plantea la guía en su apartado 3.4.2.3 de la siguiente manera:

$$r_{ft,d} = r_{fc,d} * \eta$$

Siendo:

$r_{ft,d}$: Rozamiento unitario por fuste frente a esfuerzos de tracción

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste frente a esfuerzos de compresión

η : Coeficiente que tiene en cuenta la existencia de cargas alternas sobre el micropilote:

- Micropilotes sometidos alternativamente a carga de tracción y compresión, $\eta = 0,60$.
- Micropilotes sometidos únicamente a carga de tracción, $\eta = 0,75$.

Luego:



$$r_{ft,d} = 103 * 0,75 = 77,25 \text{ kPa} \rightarrow \text{Únicamente para tracción}$$

$$r_{fct,d} = 103 * 0,60 = 61,80 \text{ kPa} \rightarrow \text{Para ciclos compresión/tracción}$$

Para la superficie de fricción del micropilote TITAN 103/78, se va a considerar toda su superficie exterior:

$$S_{ext.} = 2 * \pi * \text{radio} * \text{Longitud} = 2 * \pi * \left(\frac{10,3}{2}\right) * 500 = 16.719 \text{ cm}^2 = 1,6719 \text{ m}^2$$

Luego la resistencia a tracción durante el arranque del micropilote es aproximadamente:

$$F_{t,micropilote} = 77,25 * 1,6719 \approx 125 \text{ kN} \rightarrow \text{Sólo para tracción}$$

$$F_{ct,micropilote} = 61,80 * 1,6719 \approx 103 \text{ kN} \rightarrow \text{Para ciclos compresión/tracción}$$

Se acaba de comprobar que la fuerza a tracción que es capaz de movilizar el micropilote es de 125 kN (o 103 kN en ciclos combinados que es la situación más realista) que es muy inferior a 1368,19 kN, esfuerzo que se ha supuesto para el dimensionamiento inicial. Esta situación llevaría a instalar más de 1050 micropilotes en la superficie planteada para el depósito. Aunque sería posible un dimensionamiento en planta y la ejecución de la cimentación con estos micropilotes, se desaconseja la materialización de este diseño. Los motivos se desarrollan en los siguientes cálculos, pero principalmente es el uso habitual de micropilotes de 20 centímetros de diámetro para estos casos y la experiencia que se tiene en su instalación.

(Nota: Se han decidido dejar los cálculos iniciales de dimensionamiento para mostrar la importancia que tiene conocer los órdenes de magnitud y el ahorro de tiempo que supondría haber sido conocedores de esto antes del cálculo inicial.)

Para solventar esta situación de la flotación y disminuir el número de micropilotes necesarios, se va a emplear un coeficiente de seguridad para la flotación igual a la unidad. En este caso extremo e hipotético del nivel freático en superficie parece correcto y es aceptable desarrollar el dimensionamiento de este modo.

Se procede a calcular de nuevo la tracción necesaria a movilizar por la cimentación de micropilotes para el evitar el modo de fallo por flotación:

$$F = 1 = \frac{F_{gravitatoria}}{F_{antigravitatoria}} = \frac{F_{gravitatoria}}{585.000} \rightarrow F_{gravitatoria} = 585.000 \text{ kN}$$

$$F_{micropilotaaje} = 585.000 - 518.814 = 66.186 \text{ kN}$$

$$R_{t.por \text{ micropilote}} = \frac{66.186}{6 * 16} = 689,44 \text{ kN}$$

Puede comprobarse que la resistencia que debería desarrollar a tracción cada micropilote sería de 689,44 kN con la distribución propuesta. Si se vuelve al catálogo de productos del fabricante “Ischebeck Ibérica” (imagen 10), el micropilote TITÁN 196/130 es el que mayor superficie exterior ofrece. Por ello, se procede a calcular la capacidad de desarrollar tensiones de tracción para este micropilote:

$$S_{ext.,196/130} = 2 * \pi * \text{radio} * \text{Longitud} = 2 * \pi * \left(\frac{0,196}{2}\right) * 5 = 3,0788 \text{ m}^2$$

$$F_{t,micropilote \ 196/130} = 77,25 * 3,0788 \approx 238 \text{ kN} \rightarrow \text{para tracción}$$

$$F_{ct,micropilote \ 196/130} = 61,80 * 3,0788 \approx 190,27 \text{ kN} \rightarrow \text{para ciclos tracción/compresión}$$

Se comprueba de nuevo que los micropilotes no son capaces de desarrollar una resistencia que iguale la fuerza necesaria para evitar la flotación con la distribución propuesta inicialmente.

Tras una investigación bibliográfica se ha determinado que el diámetro del micropilote más empleado y recomendado es de 20 centímetros. Para el dimensionamiento de su colocación, la separación entre ellos no debe de ser superior a los tres metros en cualquiera de las direcciones y deben estar retranqueados respecto de las aristas exteriores de la losa de hormigón entre 0,5 y 1 metro. Con toda esta información se plantea la siguiente disposición empleando el ejemplo de micropilote TITAN 196/130 del fabricante “Ischebeck Ibérica” propuesto para los cálculos en este apartado.

El dimensionamiento y colocación de los micropilotes en planta se realiza de la siguiente manera:



- N° de filas:

Para conocer el número de filas se elimina un metro superior e inferior a nuestro ancho de cimentación, dividiéndose entre tres y se suma una unidad. De este modo llega a conseguirse que los micropilotes queden separados 3 metros entre ellos y un metro respecto del borde de la losa:

$$n^{\circ}_{filas} = \frac{50 - 1 - 1}{3} + 1 = 17 \text{ filas}$$

- N° columnas:

Para el número de columnas debe emplearse el total de longitud de la losa de cimentación dividido entre tres, para posteriormente sumarle una unidad. Los micropilotes extremos estarán retranqueados 1 metro respecto de los muros cortos exteriores, es decir que la primera y última columna distarán 2 metros respecto de la segunda columna y penúltima respectivamente. De este modo los micropilotes quedarán separados entre ellos 3 metros, excepto primero y segundo con penúltimo y último que estarán separados dos metros. De este modo se logra que los micropilotes extremos estén separados un metro respecto del borde de la losa:

$$n^{\circ}_{columnas} = \frac{150}{3} + 1 = 51 \text{ columnas}$$

El número total de micropilotes que se ejecutarán en esta losa de cimentación son de:

$$n^{\circ}_{total \text{ micropilotes}} = 17 * 51 = 867 \text{ micropilotes}$$

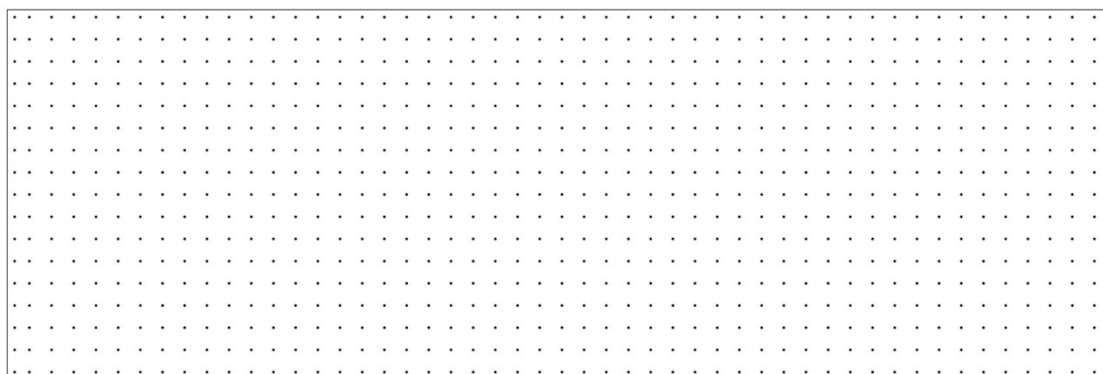


Imagen 13. Esquema de posicionamiento de los micropilotes dentro de la losa de cimentación. Fuente: Elaboración propia.

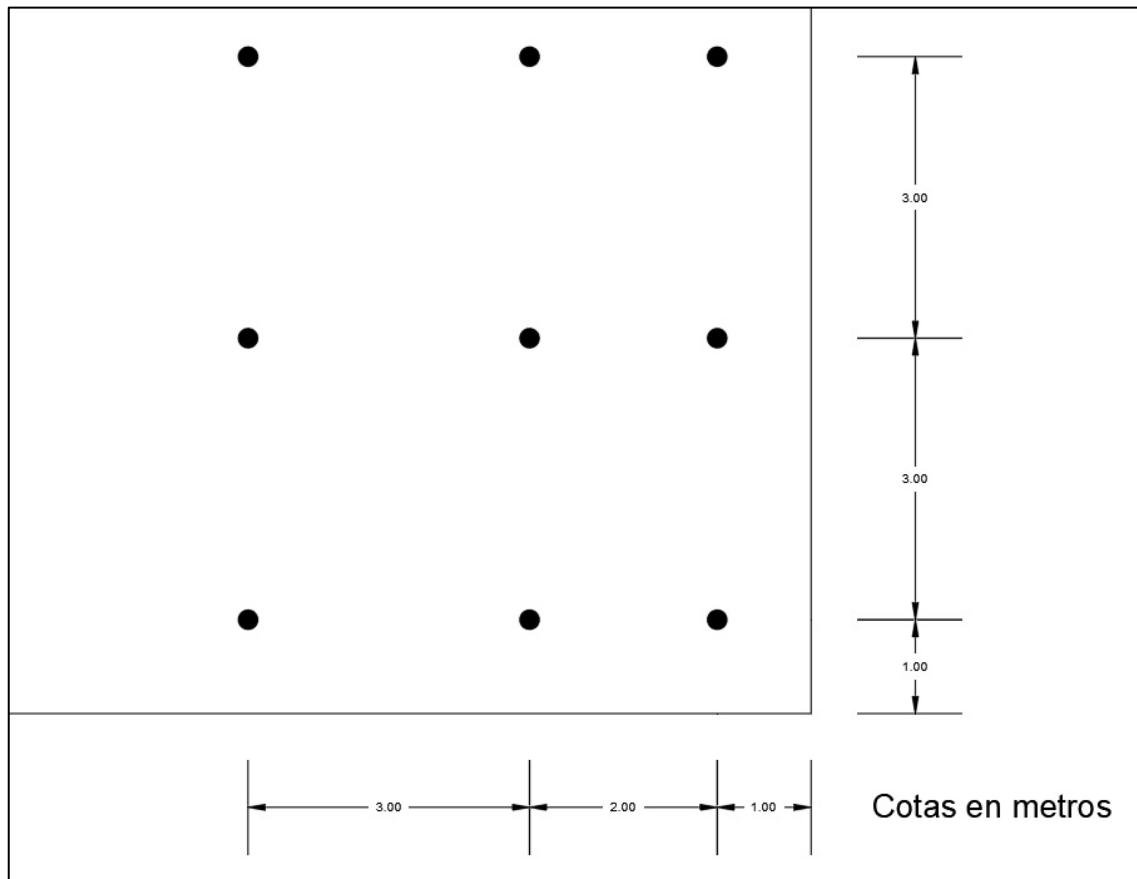


Imagen 14. Separaciones micropilotes en las esquinas de la losa de cimentación. Fuente: Elaboración propia.

La fuerza de tracción que debe generar cada uno de ellos para evitar la flotación del depósito es de:

$$R_{t,por\ micropilote} = \frac{66.186}{867} \approx 76,34\ kN$$

76,34 kN < 125 kN (103 kN ciclo combinado \varnothing 10 cm) < 238 kN (190,27 kN ciclos combinados \varnothing 20 cm)

Como se deduce finalmente, con esta distribución de cimentación mediante losa más micropilotes estos nunca llegarán a generar la máxima tensión que son capaces de movilizar para evitar la flotación, luego ambos modelos de micropilotes son adecuados. No obstante, por experiencia y habitualidad en su empleo, se recomienda el empleo de los **micropilotes de 20 centímetros de diámetro y 5 metros de longitud** como se ha mencionado anteriormente.

Para terminar, se va a calcular el coeficiente de seguridad final frente a la flotación con este diseño planteado:

$$R_{total\ micropilotes\ a\ tracción} = 190,27 * 867 \approx 164.964\ kN$$

$$F = \frac{518.814 + 164.964}{585.000} \approx 1,17$$

De este modo se evidencia que la flotación del depósito no se produce y se alcanza un coeficiente de seguridad frente a la flotación final superior a la unidad, lo que nos deja del lado de la seguridad.

- **ESTABILIDAD DEL PROPIO MICROPILOTE**

Como se ha visto, los micropilotes en compresión distan por mucho de trabajar en su tensión de rotura. Veamos que sucede si se realiza una última comprobación de resistencia del micropilote a tracción. Para ello se calcula la mínima área de acero que debería incorporar la barra que lleva dentro cada micropilote (o como en este caso, se comprueba si el área introducida por el fabricante es suficiente para resistir las tracciones generadas).



Para ello se supone que el acero trabaja a su límite elástico. Los límites elásticos del acero normalmente son entre 400 y 500 MPa. A pesar de que el fabricante seleccionado para los cálculos emplea acero con límite elástico 500 MPa, nosotros vamos a emplear el límite elástico inferior para estar del lado de la seguridad en esta comprobación.

$$\text{Minorar resistencia del límite elástico} \rightarrow \frac{400}{1.15} \approx 347,80 \text{ MPa}$$

Para el micropilote seleccionado, el fabricante dispone un diámetro interior del micropilote de 130 mm, que generan un área máxima de acero de 13.273 mm². Se realiza la suposición de que el área efectiva ocupada por el acero dentro del micropilote es del orden del 50% del área máxima disponible, por ende, el área ocupada por el acero es de 6.500 mm² aproximadamente. Luego la tensión máxima capaz de desarrollar cada micropilote a tracción suponiendo que no se arranca de la estructura y que el terreno es capaz de ejercer una fuerza infinita:

$$R_{T,acero \text{ micropilote}} = 347,80 * 10^3 * 6,5 * 10^{-3} = 2.260,70 \text{ kN} \rightarrow \text{superior a } 190,27$$

Cada micropilote es capaz de soportar una tensión de tracción superior a la máxima exigida para la comprobación de la estabilidad del propio micropilote. A modo curiosidad, la resistencia que es capaz de generar cada micropilote a tracción antes de su rotura (2.260,70 kN) es del orden de la tercera parte de la resistencia que es capaz de desarrollar a compresión antes de su rotura (6.465 kN)



4. EXCAVACIÓN

4.1 ESTABILIDAD DE TALUDES

Para el cálculo de la estabilidad de taludes se emplea el método que trata de contener una masa de terreno de grandes dimensiones potencialmente inestable frente al derrumbe o deslizamiento debido a las excavaciones efectuadas en el mismo. Para ello se comparan las fuerzas que provocan el movimiento frente a las fuerzas estabilizadoras y que contrarrestan el deslizamiento. Para este análisis queda totalmente descartada la posibilidad de excavación en talud abierto dado que resulta imposible realizarlo de este modo en el emplazamiento escogido y con las dimensiones del depósito sin afectar a las infraestructuras adyacentes o a las protecciones de los márgenes del antiguo cauce como se ha explicado anteriormente. Por tanto, que se trata de una excavación con talud vertical a una profundidad de 8 metros y con terreno de naturaleza permite concluir, sin mayor análisis técnico, que el terreno es inestable frente a la excavación.

En consecuencia, hay que emplear un sistema de contención. El sistema escogido es el de tablestacas ya que la hincada de ellas es adecuada para estos terrenos, se trata de una instalación recuperable que no ejercerá una barrera al flujo natural de agua a través del terreno una vez construido el depósito y no necesita un sobreancho de la explanada considerable para su instalación.

4.2 CÁLCULO DE EMPUJES

La obtención de la longitud de la tablestaca empotrada en los limos arcillosos se determina mediante el método de Blom previo a lo cual es necesario determinar la distribución de empujes en el trasdós y en el intradós de la tablestaca mediante la teoría de Rankine. Primero se calculan los empujes activos y pasivos del terreno sobre la tablestaca para su posterior comparación entre ellos. Para este análisis se emplean las cotas relativas del terreno y puede suponerse que no hay capilaridad en el mismo. Al tratarse de un terreno situado en un antiguo cauce fluvial, se admite que el peso específico aparente del terreno es el mismo que el saturado a excepción del estrato superior de rellenos antrópicos. Por último, como es lógico, se presupone que la construcción se realizará en una época estable en cuanto a la climatología y que el nivel freático estará estable a una cota conocida y habitual (ver imagen 15).

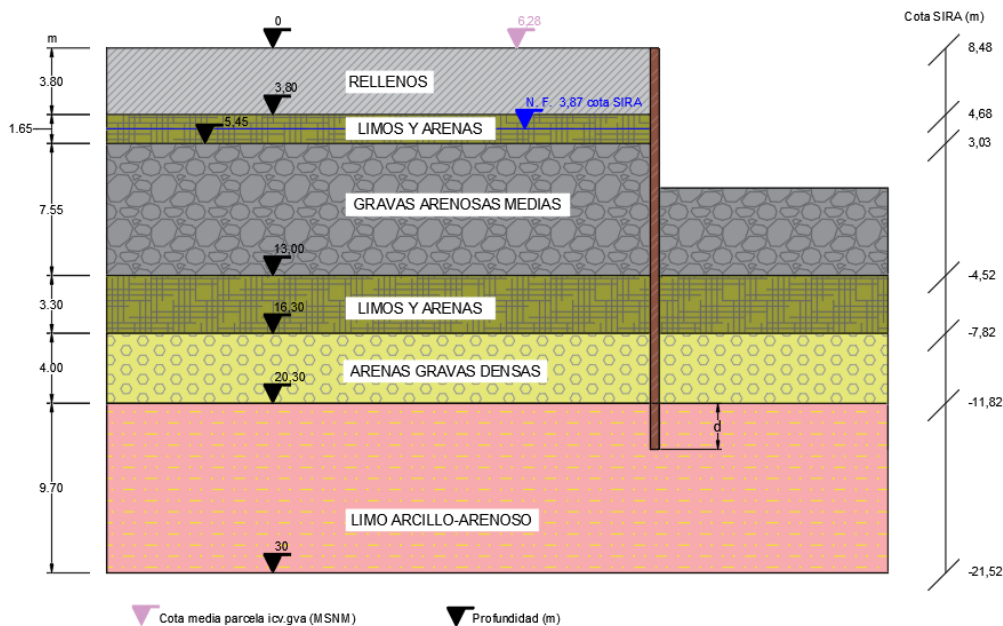


Imagen 15. Esquema de cálculo de la longitud de tablestacado, suposición 1. Fuente: Elaboración propia.



En este caso no existen grietas de tracción en la superficie del terreno a causa de la inexistencia de cohesión efectiva en los rellenos antrópicos que forman el estrato superior. Para la obtención de los empujes activos se necesita conocer de cada estrato el ángulo de rozamiento efectivo (Φ'), la cohesión efectiva (c'), el coeficiente activo del empuje de tierras (K_a) y los pesos específicos aparentes (γ_{ap}) y saturados (γ_{sat}). Estos datos aparecen de forma conjunta en la tabla 27.

Para solventar la fórmula de cálculo del coeficiente activo del empuje del terreno es la habitual para el caso en el que el terreno en el trasdós sea completamente horizontal. Esta, necesita conocer el ángulo de rozamiento efectivo como se puede ver a continuación:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\Phi'}{1 + \text{sen}\Phi'}$$

Tabla 27. Parámetros geotécnicos necesarios para el empuje activo.

	Φ' (°)	K_a	K_p	c'	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
RELLENOS	27	0,38	2,66	0	16,5	-
LIMOS Y ARENAS	30	0,33	3,00	5	20,6	20,6
GRAVAS ARENOSAS MEDIAS	33	0,29	3,39	0	19	19
LIMOS Y ARENAS	30	0,33	3,00	5	20,6	20,6
ARENAS Y GRAVAS DENSAS	37	0,25	4,02	0	19	19
LIMO ARCILLOARENOSO	29	0,35	2,88	15	20,5	20,5

Seguidamente se obtiene la distribución de presiones efectivas verticales (kPa) y con el planteamiento inicial deseable de que el tablestacado llega al estrato nivel 5 limoarcilloso, puesto que en caso de que el tablestacado se empotre en este último estrato, permitirá generar una barrera al flujo vertical de agua a través del terreno. A consecuencia de ello no sería necesario emplear métodos de agotamiento constantes durante la ejecución del tanque de tormentas. La distribución de presiones activas queda del siguiente modo:

- **TERRENO:**

$$\underline{0 \leq z \leq 3,80}$$

$$\sigma_v = 16,5 * z$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 16,5 * z$$

$$\underline{3,80 \leq z \leq 4,61}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * (z - 3,80) = 20,6 * z - 14,82$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 20,6 * z - 14,82$$

$$\underline{4,61 \leq z \leq 5,45}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * (z - 3,80) = 20,6 * z - 14,82$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 10,6 * z + 31,28$$

$$\underline{5,45 \leq z \leq 13}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * (z - 5,45) = 19 * z - 6,86$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 9 * z + 39,4$$

$$\underline{13 \leq z \leq 16,3}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * 7,55 + 20,6 * (z - 13) = 20,6 * z - 27,66$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 10,6 * z + 18,44$$



16,3 ≤ z ≤ 20,3

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * 7,55 + 20,6 * 3,30 + 19(z - 16,3) = 19 * z - 1,58$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 9 * z + 44,52$$

20,3 ≤ z ≤ d

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * 7,55 + 20,6 * 3,30 + 19 * 4 + 20,5(z - 20,3) = 20,5 * z - 32,03$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 10,5 * z + 14,07$$

Nota: d es la profundidad de empotramiento necesaria para lograr alcanzar el equilibrio de esfuerzos.

• **AGUA:**

0 ≤ z ≤ 4,61

$$u_v = 0$$

4,61 ≤ z ≤ 12,3 + d

$$u_v = 10 * z$$

Una vez planteada la distribución de tensiones efectivas en el terreno en función de la profundidad, tipo de material y existencia o no del nivel freático se calcula el empuje unitario activo efectivo para cada valor de z, mediante la fórmula:

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

Siendo:

K_a : Coeficiente activo del empuje de tierras.

c' : Cohesión efectiva del terreno.

σ'_v : Presión efectiva vertical en una profundidad dada.

Con todo este planteamiento inicial, se pasa a calcular el empuje activo del terreno al inicio y final de cada estrato (teniendo en cuenta la presencia del nivel freático como un nuevo cambio de estrato ya que influye en el cálculo de las tensiones efectivas), ya que la distribución del empuje dentro de cada tipología de estrato es lineal. Resolviendo la fórmula anterior obtenemos los resultados mostrados en la tabla 28 y representados gráficamente en la imagen 16:

Tabla 28. Empujes unitarios activos efectivos de cada estrato en función de d.

	Z	σ'_v	k_a	c'	e'_a
RELLENOS	0	0	0,38	0	0,00
	3,8	62,7	0,38	0	23,83
LIMOS Y ARENAS	3,8	62,7	0,33	5	14,95
	4,61	80,15	0,33	5	20,70
	5,45	89,05	0,33	5	23,64
GRAVAS ARENOSAS MEDIAS	5,45	89,05	0,29	0	25,82
	13	156,24	0,29	0	45,31
LIMOS Y ARENAS	13	156,24	0,33	5	45,81
	16,3	191,22	0,33	5	57,36
ARENAS Y GRAVAS DENSAS	16,3	191,22	0,25	0	47,81
	20,3	227,22	0,25	0	56,81
LIMO ARCILLOARENOSO	20,3	227,22	0,35	15	61,78
	20,3+d	10,5*d+227,22	0,35	15	61,78+3,675*d

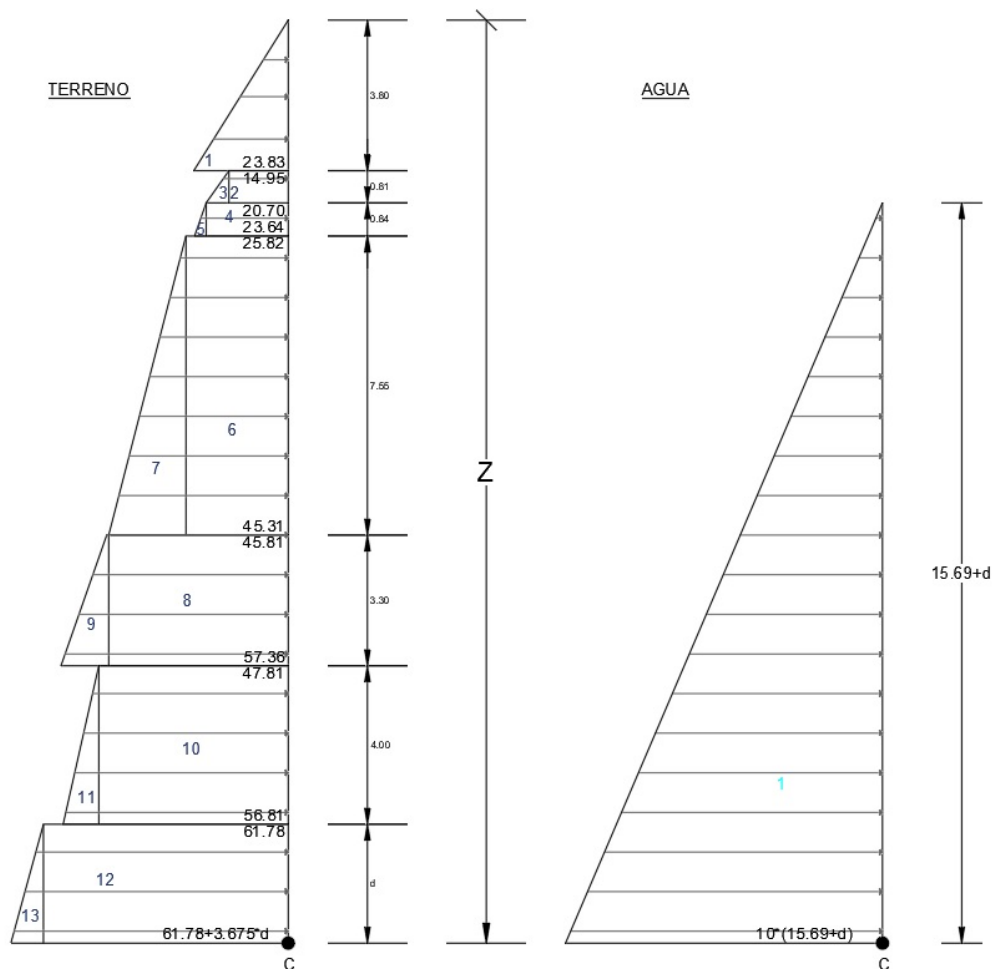


Imagen 16. Distribución de empujes efectivos activos unitarios en kPa. Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se calculan los empujes activos del terreno (E'_a) y el empuje activo del agua por unidad de longitud, cuyos resultados aparecen en la tabla 29:

Tabla 29. Resumen de empujes activos unitarios según la geometría propuesta en la imagen anterior.

Empujes activos del terreno y agua en kPa – E'_a (primera suposición)	
1	45,27
2	12,11
3	2,33
4	17,39
5	1,23
6	194,97
7	73,56
8	151,19
9	19,05
10	191,22
11	18,00
12	61,78*d
13	1,8375*d ²
Agua	1230,881+156,9*d+5*d ²



En contra partida aparecen los empujes pasivos que son los que tratarán de equilibrar el tablestacado de contención para lograr que el terreno sea estable en el área de actuación. Se requiere, al igual que en los empujes activos, del ángulo de rozamiento efectivo (Φ'), la cohesión efectiva (c'), el coeficiente de empujes de tierras pasivo (K_p), los pesos específicos aparentes y saturados (γ_{ap} y γ_{sat} respectivamente). El coeficiente de empujes pasivo se calcula como:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\Phi'}{1 - \text{sen}\Phi'}$$

Los datos y resultados del cálculo del coeficiente de empuje pasivo del terreno se pueden **consultar en la tabla 27**.

A continuación, se calcula la distribución de presiones efectivas verticales del terreno a partir del plano de cimentación, suponiendo que se ha realizado la excavación:

- **TERRENO:**

$$\underline{0 \leq z \leq 5}$$

$$\sigma_v = 19 * z$$

$$u_v = 10 * z$$

$$\sigma'_v = 9 * z$$

$$\underline{5 \leq z \leq 8,3}$$

$$\sigma_v = 19 * 5 + 20,6 * (z - 5) = 20,6 * Z - 8$$

$$u_v = 10 * z$$

$$\sigma'_v = 10,6 * z - 8$$

$$\underline{8,3 \leq z \leq 12,3}$$

$$\sigma_v = 19 * 5 + 20,6 * 3,3 + 19 * (z - 8,3) = 19 * Z + 5,28$$

$$u_v = 10 * Z$$

$$\sigma'_v = 9 * z + 5,28$$

$$\underline{12,3 \leq z \leq 12,3 + d}$$

$$\sigma_v = 19 * 5 + 20,6 * 3,3 + 19 * 4 + 20,5 * (z - 12,3) = 20,5 * Z \pm 13,17$$

$$u_v = 10 * z$$

$$\sigma'_v = 20,5 * z - 13,17$$

- **AGUA:**

$$\underline{0 \leq z \leq 12,3 + d}$$

$$u_v = 10 * z$$

Una vez obtenida la distribución de presiones efectivas pasivas se calculan los empujes pasivos efectivos unitarios para cada valor de z (del mismo modo que se hizo con los empujes activos) empleando la siguiente fórmula:

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

Siendo:

K_p : Coeficiente pasivo del empuje de tierras.

c' : Cohesión efectiva del terreno.

σ'_v : Presión efectiva vertical en una profundidad dada.

En la tabla 30 figura un resumen de los empujes pasivos calculados en el cambio de cada estrato teniendo en cuenta la presencia del nivel freático si fuese necesario (no es el caso en este estudio porque la excavación ha sobrepasado la profundidad del nivel freático, por tanto no hay cambio de comportamiento). Se acompaña también de la imagen 17 que es la representación de los esfuerzos pasivos generados por el terreno.



Tabla 30. Empujes unitarios pasivos activos en función de la profundidad y d.

	Z	σ'_v	k_p	c'	e'_p
GRAVAS ARENOSAS MEDIAS	0	0	2,66	0	0
	5	45	2,66	0	119,70
LIMOS Y ARENAS	5	45	3	5	152,32
	8,3	79,8	3	5	256,72
ARENAS Y GRAVAS DENSAS	8,3	79,8	4,02	0	320,80
	12,3	115,98	4,02	0	466,24
LIMO ARCILLOARENOSO	12,3	115,98	2,88	15	384,93
	12,3+d	115,98+d	2,88	15	384,93+30,24*d

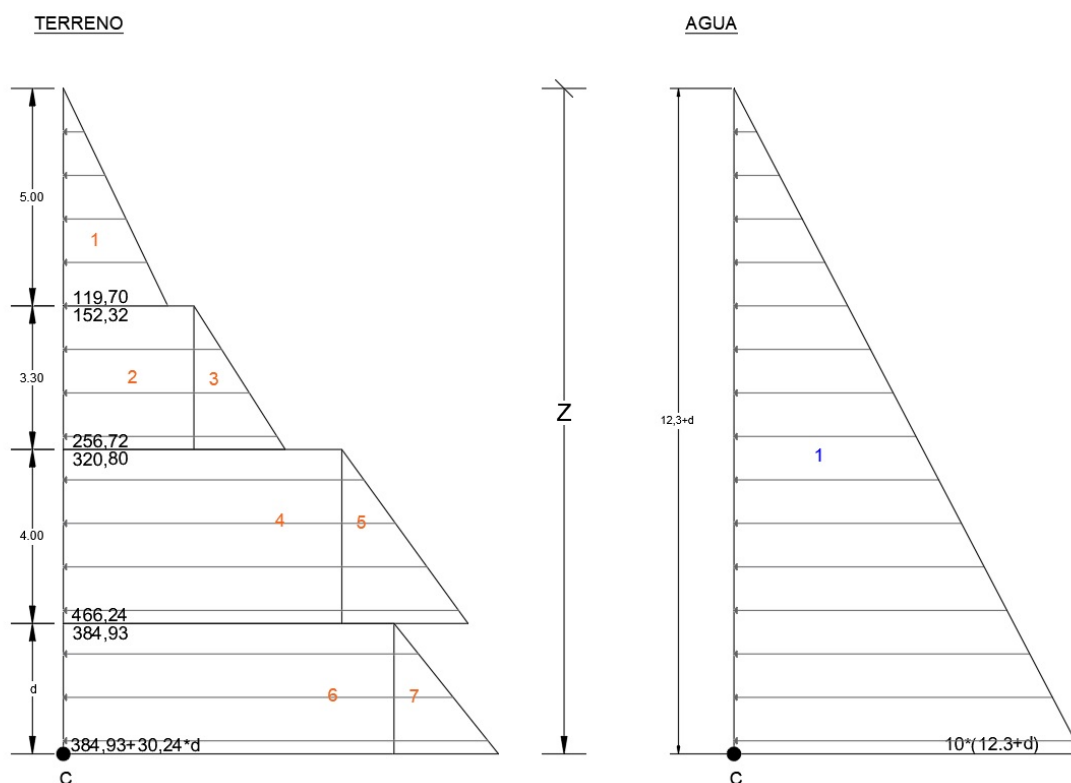


Imagen 17. Distribución de empujes unitarios pasivos efectivos. Fuente: Elaboración propia.

Con la distribución de empujes unitarios pasivos efectivos del terreno y del agua (e'_p) se calculan los empujes pasivos totales por unidad de longitud (E'_p) en función de las figuras geométricas que forman (rectángulo y triángulos) y que se han marcado con números en la imagen 17 y se numeran en la tabla 31.



Tabla 31. Empujes pasivos del terreno y del agua por metro lineal.

Empujes pasivos del terreno y agua en kPa – E'_p (primera suposición)	
1	299,25
2	502,66
3	172,26
4	1283,18
5	290,89
6	384,93*d
7	15,12*d ²
Agua	756,45+123*d+5*d ²

Por último, se realiza el equilibrio de esfuerzos pasivos y activos en el **punto C** marcado en las imágenes 16 y 17. Para ello se realiza el sumatorio de los momentos de cada empuje unitario por su correspondiente brazo en función de “d” ($M_{E'_a}$) e igualando el resultado al sumatorio de los momentos de los empujes unitarios pasivos por su correspondiente brazo en función de “d” ($M_{E'_p}$). Con ello se consigue determinar la longitud “d” mínima que equilibraría y garantiza la estabilidad de las tablestacas en la situación más desfavorable posible que corresponde al momento en que se finaliza la excavación y justo antes de comenzar a construir el depósito.

Los resultados de esta ecuación cúbica con una única incógnita que es “d” son:

$$d_1 \rightarrow -19,37 \text{ m}$$

$$d_2 \rightarrow -15,27 \text{ m}$$

$$d_3 \rightarrow -0,23 \text{ m}$$

Este resultado indica que la longitud mínima necesaria no atravesaría el estrato arcilloso. Se ha planteado de este modo para conseguir una barrera al flujo vertical del agua a través del terreno y eliminar o reducir el agotamiento del emplazamiento del terreno. Aunque la pantalla se quedado cerca del estrato arcillo-arenoso (23 centímetros por encima de él, ya que las otras dos opciones son irreales) se va a plantear nuevamente el método suponiendo que la longitud “d” queda dentro del estrato de arenas y gravas densas y para finalmente comprobar el cálculo y verificar su corrección correcto.

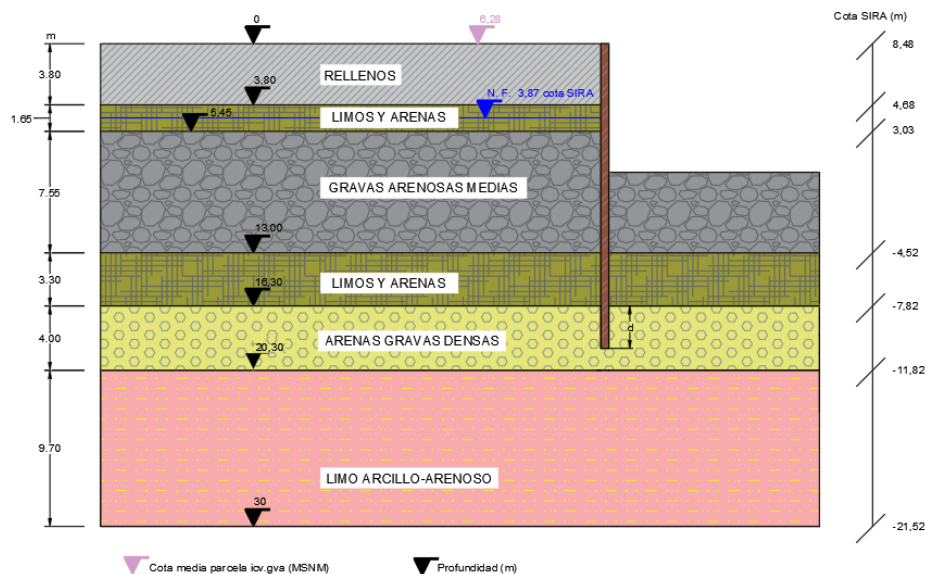


Imagen 18. Esquema de cálculo de la longitud de tablestacado, suposición 2. Fuente: Elaboración propia.



Los parámetros geotécnicos del terreno son idénticos ya que no se ha desplazado la ubicación y las dimensiones del tanque de tormenta son las mismas. A continuación, se replantea todo el cálculo siguiendo los pasos anteriores.

La distribución de presiones efectivas verticales en el trasdós de la pantalla (kPa):

- **TERRENO:**

$$\underline{0 \leq z \leq 3,80}$$

$$\sigma_v = 16,5 * z$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 16,5 * z$$

$$\underline{3,80 \leq z \leq 4,61}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * (z - 3,80) = 20,6 * z - 14,82$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 20,6 * z - 14,82$$

$$\underline{4,61 \leq z \leq 5,45}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * (z - 3,80) = 20,6 * z - 14,82$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 10,6 * z + 31,28$$

$$\underline{5,45 \leq z \leq 13}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * (z - 5,45) = 19 * z - 6,86$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 9 * z + 39,4$$

$$\underline{13 \leq z \leq 16,3}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * 7,55 + 20,6 * (z - 13) = 20,6 * z - 27,66$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 10,6 * z + 18,44$$

$$\underline{16,3 \leq z \leq d}$$

$$\sigma_v = 16,5 * 3,80 + 20,6 * 1,65 + 19 * 7,55 + 20,6 * 3,30 + 19(z - 16,3) = 19 * z - 1,58$$

$$u_v = 10 * (z - 4,61) = 10 * z - 46,1$$

$$\sigma'_v = 9 * z + 44,52$$

- **AGUA:**

$$\underline{0 \leq z \leq 4,61}$$

$$u_v = 0$$

$$\underline{4,61 \leq z \leq 12,3 + d}$$

$$u_v = 10 * z$$

Una vez planteada la distribución de tensiones efectivas en el terreno en función de la profundidad, tipo de material y existencia o no del nivel freático, se calcula el empuje unitario activo efectivo para cada valor de z, mediante la fórmula que hemos visto anteriormente:

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

Siendo:

K_a : Coeficiente activo del empuje de tierras.

c' : Cohesión efectiva del terreno.

σ'_v : Presión efectiva vertical en una profundidad dada.

Con este nuevo planteamiento se pasa a calcular el empuje activo del terreno al inicio y final de cada estrato (teniendo en cuenta la presencia del nivel freático como un nuevo cambio de estrato ya que influye en el cálculo de las tensiones efectivas) obteniendo resultados mostrados en la tabla 33 y representados gráficamente en la imagen 19.



Tabla 32. Recálculo empujes unitarios activos efectivos de cada estrato en función de d.

	Z	σ'_v	k_a	c'	e'_a
RELLENOS	0	0	0,38	0	0,00
	3,8	62,7	0,38	0	23,83
LIMOS Y ARENAS	3,8	62,7	0,33	5	14,95
	4,61	80,15	0,33	5	20,70
	5,45	89,05	0,33	5	23,64
GRAVAS ARENOSAS MEDIAS	5,45	89,05	0,29	0	25,82
	13	156,24	0,29	0	45,31
LIMOS Y ARENAS	13	156,24	0,33	5	45,81
	16,3	191,22	0,33	5	57,36
ARENAS Y GRAVAS DENSAS	16,3	191,22	0,25	0	47,81
	20,3	227,22	0,25	0	47,81+2,25*d

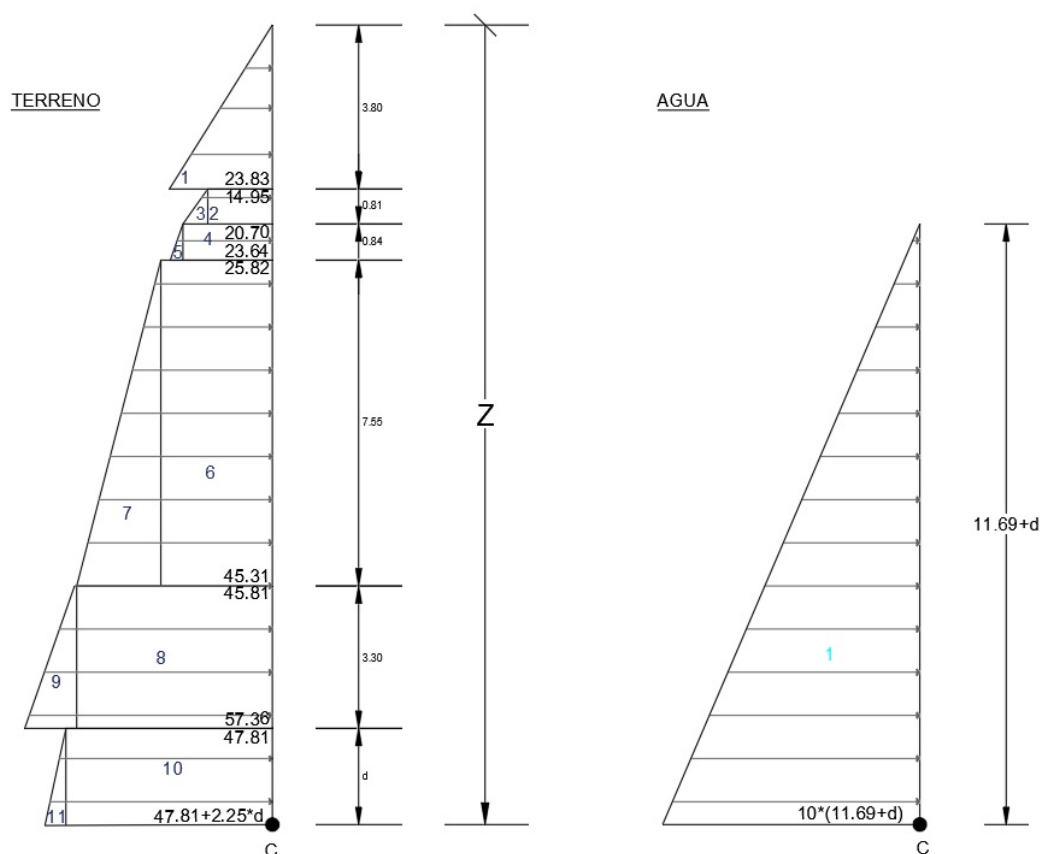


Imagen 19. Recálculo distribución de empujes efectivos activos unitarios en kPa. Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se calculan los empujes activos del terreno (E'_a) y el empuje activo del agua por unidad de longitud y mostrados en la tabla 33:



Tabla 33. Resumen de empujes activos unitarios según la geometría propuesta en la imagen anterior.

Empujes activos del terreno y agua en kPa - E' _a (segunda suposición)	
1	45,27
2	12,11
3	2,33
4	17,39
5	1,23
6	194,97
7	73,56
8	151,19
9	19,05
10	47,81*d
11	1,125*d ²
Agua	683,28+116,9*d+5*d ²

En contra partida se tienen los empujes pasivos que son los que tratarán de equilibrar el tablestacado de contención para lograr que el terreno sea estable en el área de actuación. Se requiere, al igual que en los empujes activos, del ángulo de rozamiento efectivo (Φ'), la cohesión efectiva (c'), el coeficiente de empujes de tierras pasivo (K_p), los pesos específicos aparentes y saturados (γ_{ap} y γ_{sat} respectivamente). El coeficiente de empujes pasivo se calcula como:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\Phi'}{1 - \text{sen}\Phi'}$$

Los datos y resultados del cálculo del coeficiente de empuje pasivo del terreno los podemos consultar en la tabla n°34.

A continuación, se calcula la distribución de presiones efectivas verticales del terreno a partir del plano de cimentación, suponiendo que se ha realizado la excavación:

- **TERRENO:**

$$0 \leq z \leq 5$$

$$\sigma_v = 19 * z$$

$$u_v = 10 * z$$

$$\sigma'_v = 9 * z$$

$$5 \leq z \leq 8.3$$

$$\sigma_v = 19 * 5 + 20,6 * (z - 5) = 20,6 * Z - 8$$

$$u_v = 10 * z$$

$$\sigma'_v = 10,6 * z - 8$$

$$8.3 \leq z \leq d$$

$$\sigma_v = 19 * 5 + 20,6 * 3,3 + 19 * (z - 8,3) = 19 * Z + 5,28$$

$$u_v = 10 * Z$$

$$\sigma'_v = 9 * z + 5,28$$

- **AGUA:**

$$0 \leq z \leq 8.3 + d$$

$$u_v = 10 * z$$

Una vez se tiene la distribución de presiones efectivas pasivas calculamos los empujes pasivos efectivos unitarios para cada valor de z (del mismo modo que hicimos con los empujes activos) empleando la siguiente fórmula:

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

Siendo:



K_p : Coeficiente pasivo del empuje de tierras.

c' : Cohesión efectiva del terreno.

σ'_v : Presión efectiva vertical en una profundidad dada.

En la tabla 34 puede consultarse un resumen de los empujes pasivos calculados en el cambio de cada estrato teniendo en cuenta la presencia del nivel freático si fuese necesario (no es el caso en este estudio), apoyado gráficamente a través de la imagen 20:

Tabla 34. Recálculo empujes unitarios pasivos activos en función de la profundidad y d.

	Z	σ'_v	k_p	c'	e'_p
GRAVAS ARENOSAS MEDIAS	0	0	2,66	0	0
	5	45	2,66	0	119,70
LIMOS Y ARENAS	5	45	3	5	152,32
	8,3	79,8	3	5	256,72
ARENAS Y GRAVAS DENSAS	8,3	79,8	4,02	0	320,80
	8,3+d	79,8+9*d	4,02	0	320,80+36,18*d

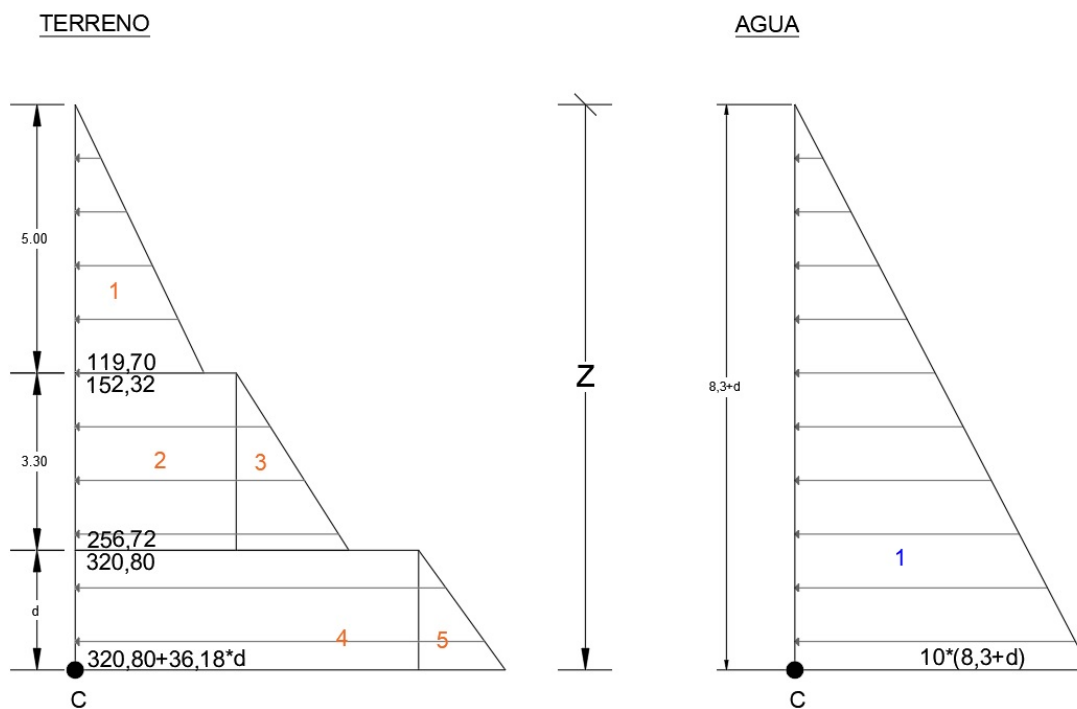


Imagen 20. Distribución de empujes unitarios pasivos efectivos. Fuente: Elaboración propia.

Con la distribución de empujes unitarios pasivos efectivos del terreno y del agua (e'_p) conocidos se procede a calcular los empujes pasivos totales por unidad de longitud (E'_p) en función de las figuras geométricas que forman y que se han marcado con números en la imagen 20 (rectángulos y triángulos). Los resultados pueden consultarse en la tabla 35.



Tabla 35. Recálculo empujes pasivos del terreno y del agua por metro lineal.

Empujes pasivos del terreno y agua en kPa – E'_p (segunda suposición)	
1	299,25
2	502,66
3	172,26
4	320,80*d
5	18,09*d ²
Agua	344,45+83*d+d*d ²

Por último, se procede a realizar el equilibrio de esfuerzos pasivos y activos en el **punto C** marcado en las imágenes 19 y 20. Para ello se realiza el sumatorio de los momentos de cada empuje unitario activo por su correspondiente brazo en función de “d” ($M_{E'a}$) e igualando el resultado al sumatorio de los momentos de los empujes unitarios pasivos por su correspondiente brazo en función de “d” ($M_{E'p}$). Con ello se obtiene la longitud “d” mínima que equilibraría y evitaría el vuelco del muro pantalla compuesto por tablestacas.

Los resultados de esta ecuación cúbica con una única incógnita que es “d” son:

$$d_1 \rightarrow -18,39 \text{ m}$$

$$d_2 \rightarrow \mathbf{3,65 \text{ m}}$$

$$d_3 \rightarrow -6,40 \text{ m}$$

La solución d igual a 3,65 metros corresponde en el rango del espesor del estrato planteado (entre 0 y 4 metros) y está en correlación con la solución negativa obtenida en el cálculo anterior, por lo tanto, se concluye un solución correcta y acorde al caso estudiado.

La longitud total mínima del tablestacado para soportar el talud vertical de la excavación es:

$$L_{min.} = 3,8 + 1,65 + 7,55 + 3,3 + 3,65 = 19,95 \text{ metros}$$

Dado que la teoría del cálculo de la longitud de tablestacado es empírica y no contempla variaciones en las condiciones del terreno, del lado de la seguridad se aumenta la longitud calculada un 15%.

$$L_{Tablestacado} = 19,95 * 1.15 = 22,95 \text{ m} \approx 23 \text{ metros}$$

La longitud de tablestacado a implantar en la obra es de 23 metros que esta del orden de tres veces la profundidad de excavación que es una regla de buena práctica aplicada en obra. Finalmente, el sistema de contención del terreno atravesará el estrato de arcillas, que era la situación deseable y que implica un sistema de agotamiento de la excavación reducido en comparación con el sistema que debería implantarse si el tablestacado fuese menor de 20 metros.

4.2.1 Modelos de tablestacado

En el mercado existen multitud de modelos de tablestacado que se pueden emplear. En este caso, el coste económico y puesta en obra será el factor determinante que la constructora licitadora que se adjudique el contrato deberá proponer y justificar el empleo del tipo elegido. No obstante, se proponen tres modelos de tablestacado que se emplean y han funcionado correctamente en otras obras de similares características.

- Modelo KD VI

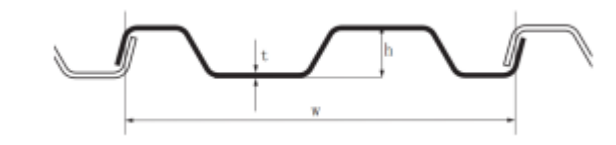


Imagen 21. Tablestaca modelo KD VI. Fuente: www.tablestacas.com



Tabla 36. Características tablestacado modelo KD VI.

Perfil	Dimensiones			Peso		Módulo de sección	Momento de inercia
	w	h	t	Pila individual	Pared		
	mm	mm	mm	Kg/m	Kg/m ²		
KD VI/6	600	78	6	37.5	62.5	182	726
KD VI/8	600	80	8	50	83.3	242	968
KD 6/6	600	78	6	37.5	62.5	184	718
KD 6/8	600	80	8.0	50.0	83.0	242	969

El modelo con las características recomendadas tiene un ancho de perfil de 600 mm, un espesor de pared de 8 mm que evitará el pandeo, un peso de 83,0 kg/m², un alto de pared (ancho máximo) de 80 mm y la unión entre ellos es de tipo solapa.

- Modelo HP290S-8

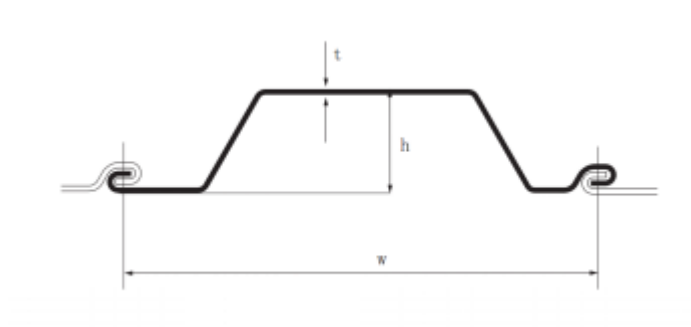


Imagen 22. Tablestaca modelo HP290s-8. Fuente: www.tablestacas.com

Tabla 37. Características tablestacado modelo HP290S.

Perfil	Dimensiones			Peso		Módulo de sección	Momento de inercia
	w	h	t	Pila individual	Pared		
	mm	mm	mm	kg/m	kg/m ²		
HP 290S-5	710	294	5.0	49.5	69.7	774	1,0920
HP 290S-6	710	296	6.0	59.4	83.7	933	1,3530
HP 290S-7	710	298	7.0	69.3	97.6	1,080	1,5701
HP 290S-8	710	300	8.0	79.2	111.5	1,230	1,7896
HP 290S-9	710	300	9.0	89.2	125.6	1,380	2,0896

En este caso, el modelo propuesto cuenta con un ancho de perfil de 710 mm, un alto de pared de 300 mm, un peso de 111,5 kg/m², un espesor de 8 mm y el tipo de unión es machihembrada.



- Modelo Hoesch 1805

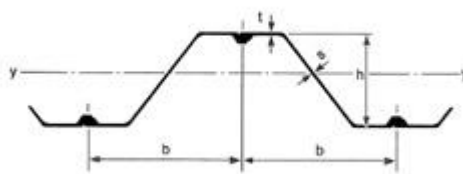


Imagen 23. Características tablestacado modelo Hoesch 1805. Fuente: www.tablestacas.com

Tabla 38. Características tablestacado modelos Hoesch.

Tipo	Anchura	Altura	Atrás	Web	Peso	Peso	Módulo de sección	Momento de inercia
	mm	mm	mm	mm	kg/m	kg/m ²	cm ³	cm ⁴
Hoesch 1706	675	380	8,7	8,4	74,8	110,8	1148	32300
Hoesch 1806	675	380	9,5	9,3	79,3	117,5	1215	34200
Hoesch 1856 K	675	380	10,1	10,0	83,5	123,7	1256	35340
Hoesch 1906	675	380	10,4	10,3	85,3	126,3	1283	36200
Hoesch 3406	675	485	13,5	10,8	112,1	166,1	2308	82940
Hoesch 3506	675	485	14,0	11,4	115,9	171,7	2363	84880
Hoesch 3606	675	485	14,5	12,0	119,5	177,0	2370	87300
Hoesch 3706	675	485	15,1	12,7	124,1	183,9	2497	89730
Hoesch 3806	675	485	15,5	13,2	127,2	188,5	2498	91665
Hoesch 1105	575	260	8,8	8,8	58,1	101,0	633	14300
Hoesch 1205	575	260	9,5	9,5	61,5	107,0	655	14800
Hoesch 1205 K	575	260	10,2	10,2	64,7	112,0	690	15600
Hoesch 1255	575	260	10,8	10,8	67,9	118,0	719	16250
Hoesch 1605	575	350	9,2	8,1	61,5	107,0	920	28000
Hoesch 1705	575	350	10,0	9,0	66,7	116,0	989	30100
Hoesch 1705 K	575	350	9,5	9,5	67,3	117,0	978	29750
Hoesch 1805	575	350	10,8	9,9	71,9	125,0	1035	31500
Hoesch 2305	575	350	11,5	8,4	81,8	142,3	1334	40600
Hoesch 2405	575	350	12,1	9,0	85,1	148,0	1380	42000
Hoesch 2505	575	350	12,5	9,5	87,4	152,0	1426	43400
Hoesch 2555 K	575	350	12,8	10,0	89,1	155,0	1460	44450
Hoesch 2555	575	350	13,0	10,0	90,9	158,0	1466	44625
Hoesch 2605	575	350	13,3	10,3	93,3	162,3	1495	45500

Dentro de este tipo de tablestacados, el modelo propuesto cuenta con un ancho de perfil total de 1150 mm, un alto de pared de 350 mm, un peso de 125 kg/m², un rango de espesor entre 9,9 a 10,8 mm y el tipo de unión entre ellas es machihembrada.



4.3 INESTABILIDAD HIDRAÚLICA

En este apartado se comprueba la inestabilidad hidráulica de levantamiento de fondo. En este caso solo se localiza un estrato arcilloso en el fondo del terreno estudiado con un espesor suficiente para suponer que no existirá taponazo. Aun no siendo necesario realizar este cálculo se va a suponer la situación más desfavorable posible que es suponer un plano de inestabilidad en el estrato arcilloso justo al final de la profundidad del tablestacado. Este plano de inestabilidad estaría producido por la introducción del mismo tablestacado. Además, se incluyen como hipótesis el nivel freático en superficie y todo el terreno saturado para comprobar si fuese posible que se produjese el efecto conocido como “taponazo”.

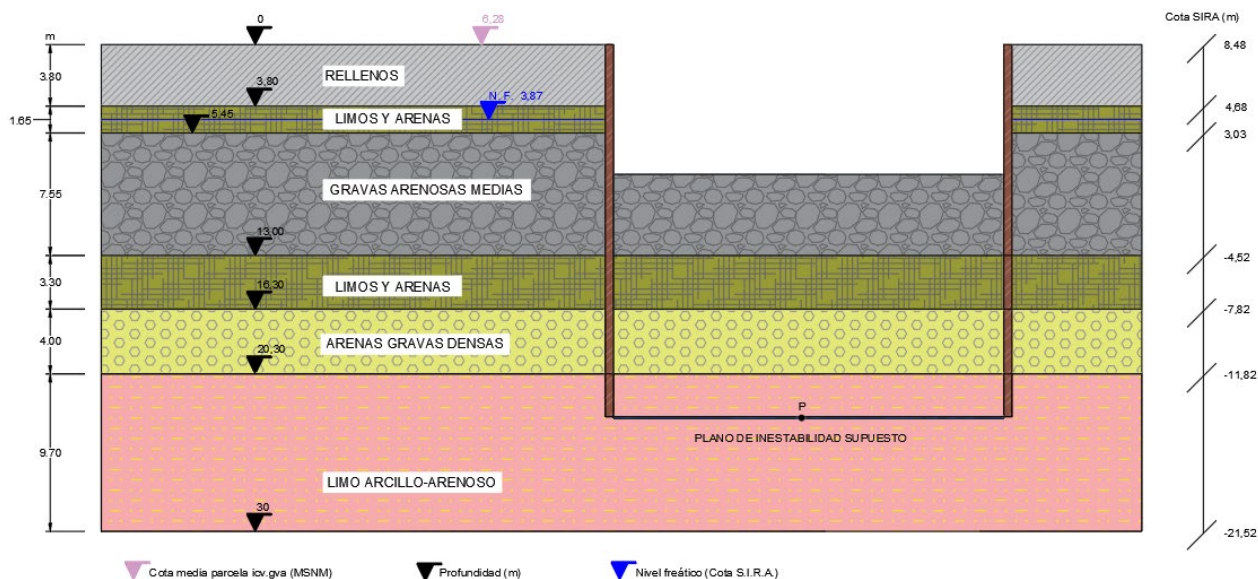


Imagen 24. Esquema hipotético desfavorable de levantamiento de fondo. Fuente: Elaboración propia.

$$\sigma_p = 19,0 * 5 + 20,6 * 3,3 + 19,0 * 4 + 20,5 * 2,7 = 294,33 \text{ kPa}$$

$$u_p = 23 * \gamma_w = 23 * 10 = 230 \text{ kPa}$$

$$F = \frac{294,33}{230} = 1,28$$

Se comprueba que, en el caso más desfavorable, el fenómeno conocido como “taponazo” que se trata del levantamiento del terreno de fondo cuando se ha realizado la excavación y todavía no se ha colocado la estructura no se producirá. El coeficiente obtenido es de 1,28 superior al mínimo recomendado de 1,20. Puesto que el nivel freático será inferior al supuesto junto con la cohesión del estrato arcilloso contribuirán a que este fenómeno no se produzca en el resto de los casos.



5. CONCLUSIONES

A modo resumen, en base a las comprobaciones y cálculos realizados se recomienda implantar un depósito de dimensiones 50*150 metros en planta, medidas realizadas sobre los ejes de los planos medios de los muros exteriores. La dimensión mayor del depósito irá en sentido del flujo del agua en el antiguo cauce del río Turia. La altura libre total del interior del depósito es de 5,7 metros. Teniendo en cuenta que el depósito tendrá un margen de seguridad de 10 centímetros de altura que a su vez servirá como cámara de respiración para el agua, la altura útil del depósito hasta su llenado total será de 5,6 metros. Los espesores de todos los muros serán de 0,8 metros y los espesores de la losa de cubrición y la losa de solera serán de 1 metro y 1,1 metros respectivamente. El depósito estará formado por tres cámaras, una de 50*50 metros en planta y otras dos cámaras gemelas de 100*25 metros en planta, distancias siempre medidas entre los ejes de los muros separadores.

El volumen total de agua que el depósito será capaz de almacenar es de 40.234 m³. Esta estructura se apoyará en el terreno sobre un estrato de gravas arenosas medias situado a 8 metros de profundidad de la superficie. Esta cimentación irá complementada mediante un sistema de micropilotes que evitarán la flotación del depósito cuando esté vacío y el nivel freático se posicione en superficie. La cimentación de micropilotes consta de 867 micropilotes distribuidos uniformemente bajo la losa de cimentación, con una longitud de 5 metros y un diámetro de 20 centímetros.

La excavación del terreno se realizará empleando medios convencionales protegido por un apantallamiento formado por tablestacas que alcanzan el nivel de limoarcilloso generando un recinto estanco. Gracias a ello se puede realizar el agotamiento del nivel freático del interior de la excavación mediante el sistema conocido como pozos de drenaje o “*wellpoints*”. El agua extraída durante la excavación se debe verter al colector Norte, al que irá conectado el depósito, en el ramal situado en la margen derecha del antiguo cauce del río.

El vaciado del depósito puede realizarse íntegramente por gravedad. No obstante, se prevé la instalación de un sistema que permita la incorporación de un equipo de bombeo auxiliar a la salida en caso de emergencias o mantenimientos.

Anejo N°4 – Anejo fotográfico parcela



Fotografía 1. Esquina noroeste de la parcela. Vistas al este.



Fotografía 2. Estado actual de la parcela. Vistas al sur.



Fotografía 3. Estación pluviométrica en la esquina noroeste.



Fotografía 4. Estación pluviométrica en la esquina noroeste.



Fotografía 5. Ubicación del muro sur del depósito.



Fotografía 6. Ubicación del muro norte del depósito



Fotografía 7. Ubicación del muro interior. Vistas al norte.



Fotografía 8. Ubicación muro este del depósito. Vistas al norte.



Fotografía 9. Esquina suroeste de la parcela. Vista al noroeste.



Fotografía 10. Esquina noreste de la parcela. Vistas al oeste.



Fotografía 11. Rampa de acceso a la parcela.