



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

Estudio de soluciones de la cimentación de una nave industrial en el polígono Centrovía (La Muela, Zaragoza).

Presentado por

Almonte Rodríguez, Tony

Para la obtención del

Grado de Ingeniería Civil

Curso: 2019/2020

Fecha: 02/12/2019

Tutor: Francisco Javier Torrijo Echarri



Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	4
1.1. OBJETO Y ALCANCE DEL TRABAJO.	4
1.2. ANTECEDENTES.....	4
1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO.	5
1.4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	5
1.5. PROBLEMÁTICA GEOTÉCNICA.	7
1.6. NORMATIVA EMPLEADA.	7
2. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.	8
2.1. GEOLOGÍA	8
2.2. HIDROGEOLOGÍA.	10
2.3. GEOMORFOLOGÍA.	12
2.4. MATERIALES PRESENTES EN EL ÁMBITO.....	12
3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.....	13
3.1. TRABAJOS REALIZADOS.....	13
3.1.1. TRABAJOS DE CAMPO.	14
3.1.2. TRABAJOS DE LABORATORIO.....	23
3.1.3. NIVEL FREÁTICO.	23
3.2. DESCRIPCIÓN Y PERFILES GEOTÉCNICOS.	24
4. ESTUDIO DE SOLUCIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	26
4.1. INTRODUCCIÓN.	26
4.2. ESTIMACIÓN DE CARGAS EN LA CIMENTACIÓN.....	27
4.3. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN EN FUNCIÓN DE LAS CARGAS Y DE LA TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA A CIMENTAR.	27
4.4. DESARROLLO DE CADA UNA DE LAS ALTERNATIVAS.	33
5. CARACTERIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA.....	47
6. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	49
7. PLANIFICACIÓN TEMPORAL DEL ESTUDIO.....	52
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	53
8. REFERENCIAS.	55
9. ANEXOS.....	56
ANEXO I: SITUACIÓN DE LAS PROSPECCIONES.	57
ANEXO II: ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.....	59
ANEXO III: TABLAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.....	68



ANEXO IV: PERFILES LITOLÓGICOS.....	72
ANEXO V: PROPUESTA DE CIMENTACIÓN.....	76
ANEXO VI: VALORACIÓN ECONÓMICA	78
ANEXO VII: PLIEGO DE CONDICIONES.....	86

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. OBJETO Y ALCANCE DEL TRABAJO.

El objeto de este trabajo es realizar un estudio de la solución óptima para la cimentación de una nave industrial ubicada en el polígono Centrovía de La Muela (Zaragoza), tratando de determinar la naturaleza del subsuelo y evaluar los parámetros físicos y mecánicos del terreno donde se proyecta la infraestructura, así como hacer una valoración económica de la solución adoptada.

Para ello, se ha recopilado la información existente sobre los condicionantes de diseño en cuanto a: geología de la zona, trabajos de campo, trabajos de laboratorio, descripción del subsuelo, parámetros geotécnicos del subsuelo. Y se ha llevado a cabo un estudio de soluciones para la cimentación, así como su valoración económica.

1.2. ANTECEDENTES.

De acuerdo con las exigencias y ordenanzas de la provincia de Zaragoza y el Código Técnico de la Edificación (CTE), las edificaciones deben contar con un estudio geotécnico que, basado en trabajos de campo y ensayos de laboratorio y una correcta interpretación de los resultados, formulen las recomendaciones constructivas y de cimentación de la obra.

Para obtener los datos necesarios con el fin de la realización de este Trabajo Final de Grado, se llevó a cabo un estudio en el cual se definió la geología y morfología del lugar donde se llevará a cabo la construcción de la estructura.

Durante la fase de campo, se caracterizó mecánicamente la superficie de cimentación, mediante ejecución de ensayos de penetración dinámica SPT y DPSH.

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio procedentes de las muestras obtenidas del terreno objeto de estudio, han permitido llevar a cabo el estudio de la resistencia y deformabilidad del terreno.

1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO.

El lugar donde se pretende construir la nave industrial es el polígono Centrovía situado en La Muela, Zaragoza, tal y como muestra en la siguiente imagen.

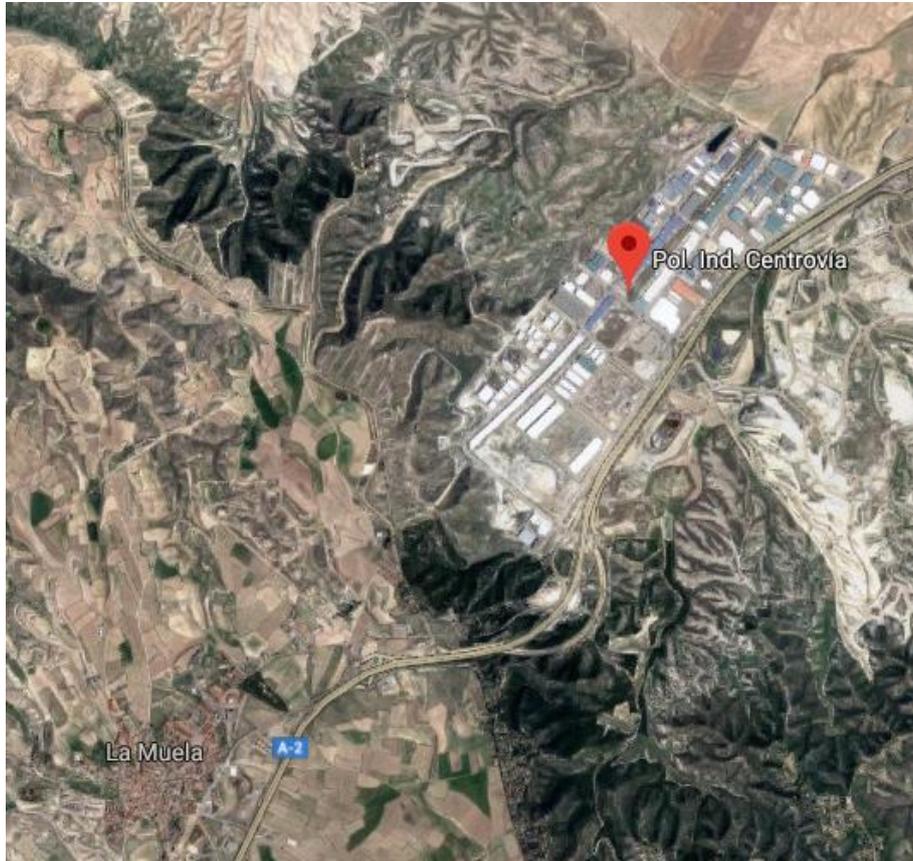


Figura 1.1. Situación vista satélite del Polígono Industrial Centrovía, La Muela.

1.4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La nave que se pretende realizar está ubicada en una parcela rectangular del polígono industrial Centrovía en La Muela, en la provincia de Zaragoza.

La nave posee unas dimensiones de 20 metros de ancho por 50 metros de longitud, es decir, una superficie de 3385 m².

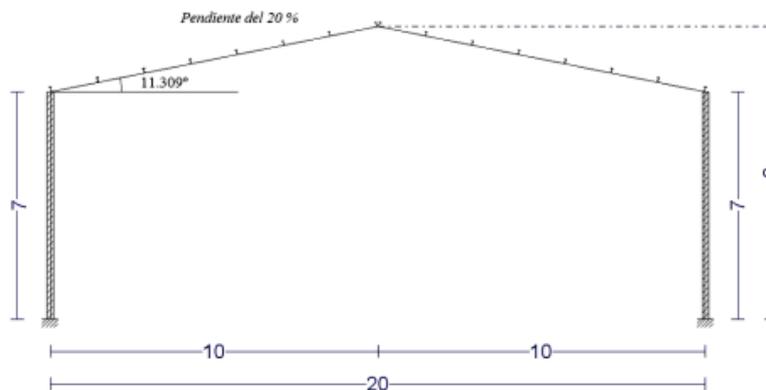


Figura 1.2. Pórtico tipo.

Las **características de la nave** son las siguientes:

- Altura de los pilares: 7 m.
- Altura de cumbrera: 9 m.
- Anchura: 20 m.
- Profundidad: 50 m.
- Pendiente de cubierta: 20%.
- Superficie: 20m x 50m = 1000 m²
- Número de pórticos: 11.
- Número de pilares: 26.
- Número de correas: 16 correas de perfil IPE 140 separadas entre sí una distancia de 1.55 m.
- Número de accesos: 2 puertas, localizadas en el hastial delantero y trasero, respectivamente.
- Dimensión de los pilares: 300 mm x 300 mm; formados por perfiles HEB 300.

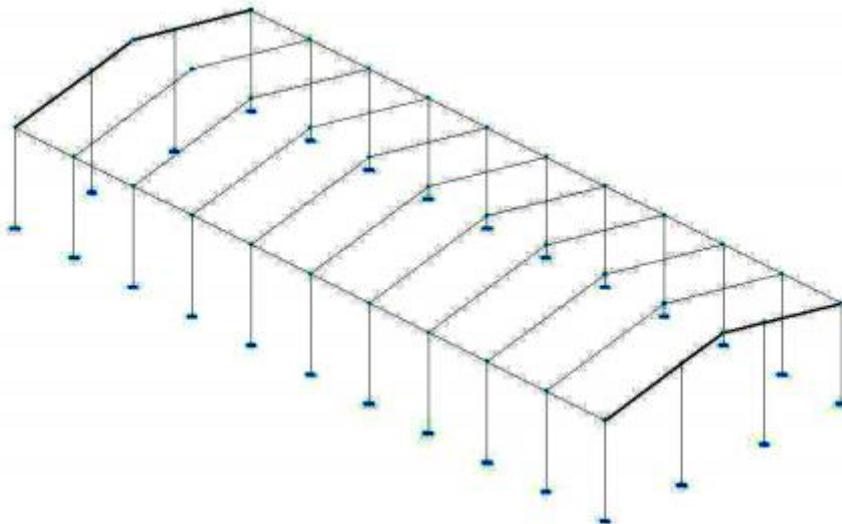


Figura 1.3. Nave con vigas de atado.

Para la comprobación del pórtico tipo, se han considerado las disposiciones establecidas en el CTE-DB-SE-A. Tras haber obtenido del CYPE los valores críticos de momentos flectores, cortantes y esfuerzos axiales, se deduce que el pilar y el dintel cumplen los requisitos de resistencia. Los valores críticos obtenidos han sido los siguientes:

	Unidades	Pórtico tipo			
		Pilar		Dintel	
Axil N	[kN]	-117	53,4	-92,61	53,26
Cortante Qz	[kN]	-35,72	69,76	-86,37	44,17
Momento My	[kN]	277,03	199,48	-268,81	137,44

Tabla 1.1. Valores críticos de esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores.

1.5. PROBLEMÁTICA GEOTÉCNICA.

El lugar donde se va a realizar la cimentación es un lugar que presenta una importante potencia de relleno antrópico, siendo las características resistentes de éste muy bajas. Por debajo del mismo, los estratos, más competentes, se encuentran en pendiente; siendo prácticamente imposible cimentar a la misma cota.

1.6. NORMATIVA EMPLEADA.

La normativa empleada para el estudio de soluciones es el Código Técnico de la Edificación (CTE), aunque se han utilizado de apoyo otras normativas de aplicación en España.

Normativas:

Para el estudio geotécnico:

- CTE DB-SE-C. Seguridad estructural. Cimientos.
- EUROCÓDIGO 7 “proyecto geotécnico”. Parte 1: Reglas generales.

Para la consideración de la valoración de la acción sísmica:

- CTE BN-SE. Seguridad estructural.
- CTE DB-SE.AE. Seguridad estructural. Acciones en la Edificación.
- NCSE-02. Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación.

Para el dimensionamiento de elementos de cimentación:

- CTE DB-SE-C. Seguridad estructural. Cimientos.

Otros textos no normativos de apoyo:

- Guía de cimentaciones de obras de carretera.

2. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

2.1. GEOLOGÍA

Marco geológico regional.

La zona de estudio se encuentra en el municipio de La Muela, Zaragoza, situada en la Cuenca del Ebro, que se encuentra representada en la hoja geológica nº383, denominada 32- Zaragoza, a escala 1:200.000. Ésta se encuentra en la zona central de la Cuenca del Ebro, formada por los aportes sedimentarios de las cordilleras Pirenaica, ibérica y costero-catalana, que la enmarcan. Se halla rellena por materiales del Cuaternario y de edad terciaria, sedimentados en ambientes marinos al comienzo del Terciario y continentales a partir de finales del Eoceno.

La Formación Zaragoza es la formación yesífera más importante de todo este sector de la Depresión; en ella se pueden diferenciar varios grupos según la zona. En el sector en el que se instala la actuación, aparecen yesos masivos, concrecionales y nodulosos de tonos blanquecinos y blanco grisáceos, con pequeñas intercalaciones de lutitas, margas y calizas margosas blancas.

La aparición y jerarquización de la red fluvial data de comienzos del Cuaternario, produciéndose la erosión de los materiales terciarios y una destacada sedimentación aluvial, tanto ligada directamente al Ebro y sus afluentes (terrazas fluviales) como controlada por los relieves terciarios circundantes y enlazando estos con los cursos fluviales (glacis). Como consecuencia de las etapas alternas de erosión y aluvionamientos, se generan varios niveles de glacis y terrazas escalonadas. Las terrazas se encuentran desarrolladas perfectamente en la margen derecha del río Ebro, mientras que en la izquierda afloran sedimentos terciarios, lo que confiere al valle una clara asimetría.

En toda el área de estudio los depósitos de terraza recubren completamente el terciario, que no aflora en ningún punto. A grandes rasgos, los sedimentos fluviales cuaternarios están constituidos por alternancias de niveles de arenas, limos y gravas, aunque predominando claramente éstas últimas.

Particularizando, en el entorno de La Muela, el sustrato terciario muestra una estructura geológica con capas subhorizontales o con buzamientos suaves. Se da en algunos puntos concretos de débiles basculamientos y plegamientos de los materiales del techo de la serie carbonatada miocena, y también fracturas y fallas normales.

De acuerdo con el Mapa Geológico de España, Escala 1:50.000, el tramo de actuación presenta mayormente formaciones holocénicas de gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales, encontrándose algunas zonas de cono de deyección y de cantos, arcillas y limos de llanuras de inundación.

MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA
Escala 1:50.000



ZARAGOZA 383
27-75

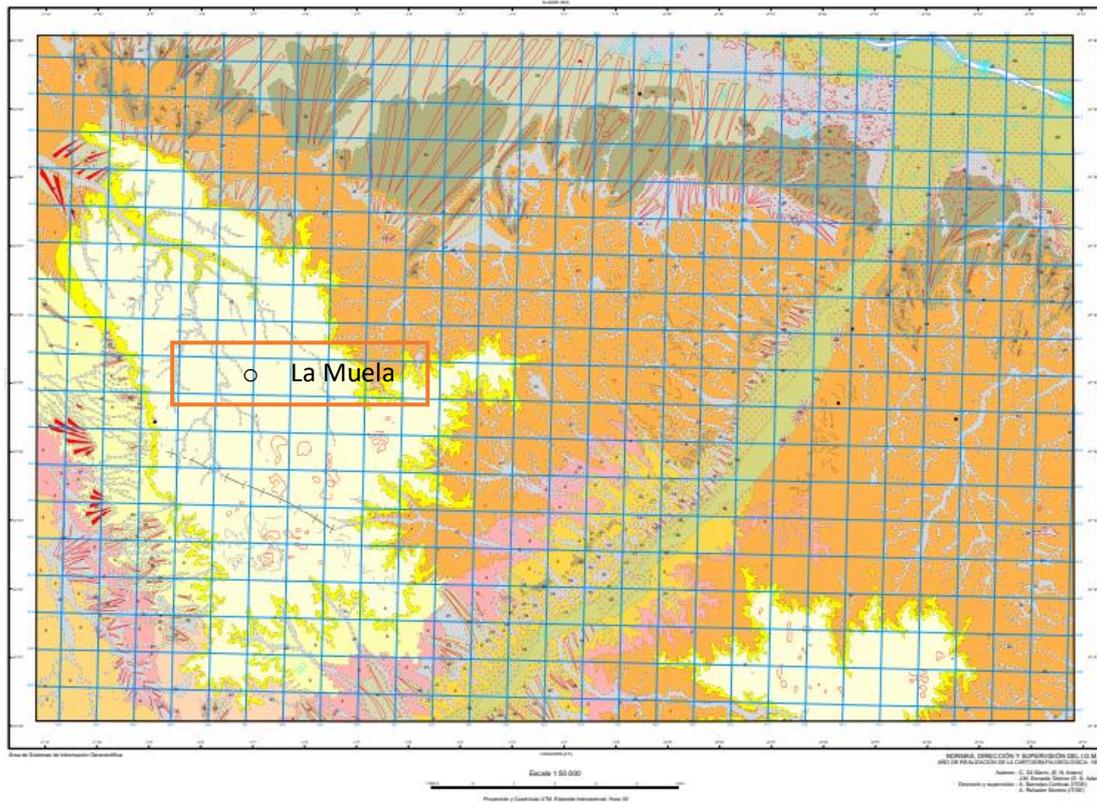


Figura 2.1. Mapa Geológico de España escala 1:50.000, particularizando la zona de Zaragoza.

LEYENDA

CUATERNARIO	HOLOCENO	23	24	25	21	
		20	18	17	16	
		15	14	12	10	
		9	8	7	6	
		5	4	3	2	
	PLEISTOCENO	SUPERIOR	15	14	12	10
		MEDIO	12	10	9	8
		INFERIOR	9	8	7	6
		VALLESIENSE	8	7	6	5
		ARAGONENSE	5	4	3	2
TERCIARIO	NEOCENO					
	MIOCENO					
	ARAGONENSE					
	MEDIO					
	INFERIOR					

- 25 Arcillas y limos. Humedal.
- 24 Cantos, arenas y limos. Conos de deyección.
- 23 Gravas, arenas y limos. Aluvial actual.
- 22 Gravas y cantos en matriz limo-arcillosa. Glacis actual-subactual.
- 21 Cantos, limos yesíferos y arcillas. Fondos de valle planos y cuaternario indiferenciado.
- 20 Cantos, arcillas y limos. Llanura de inundación.
- 19 Cantos en matriz limo-arcillosa. Glacis.
- 18 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 17 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 16 Cantos en matriz limo-arcillosa. Glacis.
- 15 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 14 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 13 Cantos en matriz limo-arcillosa. Glacis.
- 12 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 11 Cantos en matriz limo-arcillosa. Glacis.
- 10 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 9 Gravas, arenas, limos y arcillas de terrazas fluviales.
- 8 Calizas y margas. UNIDAD SAN CAPRASIO.
- 7 Margas grises y calizas. UNIDAD MONTES DE CASTEJÓN.
- 6 Yesos nodulares, margas y arcillas ocreas. U. SIERRA DE PALLERUELO-MONTE DE LA SORA
- 5 Arcillas rojas y yesos nodulares. U. SIERRA DE PALLERUELO-MONTE DE LA SORA
- 4 Arcillas rojas y areniscas. U. SIERRA DE PALLERUELO-MONTE DE LA SORA
- 3 Conglomerados, microconglomerados y areniscas. U. SIERRA DE PALLERUELO-MONTE DE LA SORA
- 2 Areniscas y arcillas rojas con niveles de conglomerados. U. REMOLINOS-LANAJA.
- 1 Yesos tabulares y nodulares de aspecto masivo, con niveles de lutitas. TRAMO COMPRESIVO EVAPORITICO

Figura 2.2. Leyenda Mapa Geológico de España escala 1:50.000, particularizando la zona de zaragoza.

2.2. HIDROGEOLOGÍA.

Los materiales cuaternarios del relleno de la zona central de la Cuenca del Ebro, forman en su conjunto un solo acuífero regional libre que se sitúa en el dominio hidrológico del Ebro. De espesor y permeabilidad muy variable, estará condicionado por el grado de cementación y por la granulometría de los depósitos en cada punto.

De manera general, la superficie freática se sitúa entre una cota mínima de 190 m.s.n.m. en las proximidades del río Ebro-Huerta en Zaragoza, situado a 25 km de La Muela. El flujo general de todo el acuífero cuaternario se dirige hacia el Ebro y Huerva, que determinan el nivel de base regional.

La superficie freática sufre oscilaciones periódicas en relación con los periodos de recarga y descarga, que están determinados por los periodos estacionales de lluvia y las crecidas de los ríos, pues en esta zona los excedentes de riego apenas tienen incidencia.

El agua subterránea del entorno de Zaragoza presenta variaciones locales destacables, por aumento de la salinidad, debida a causas de tres tipos: profundidad del pozo, estructura geológica y proximidad al borde miocénico.

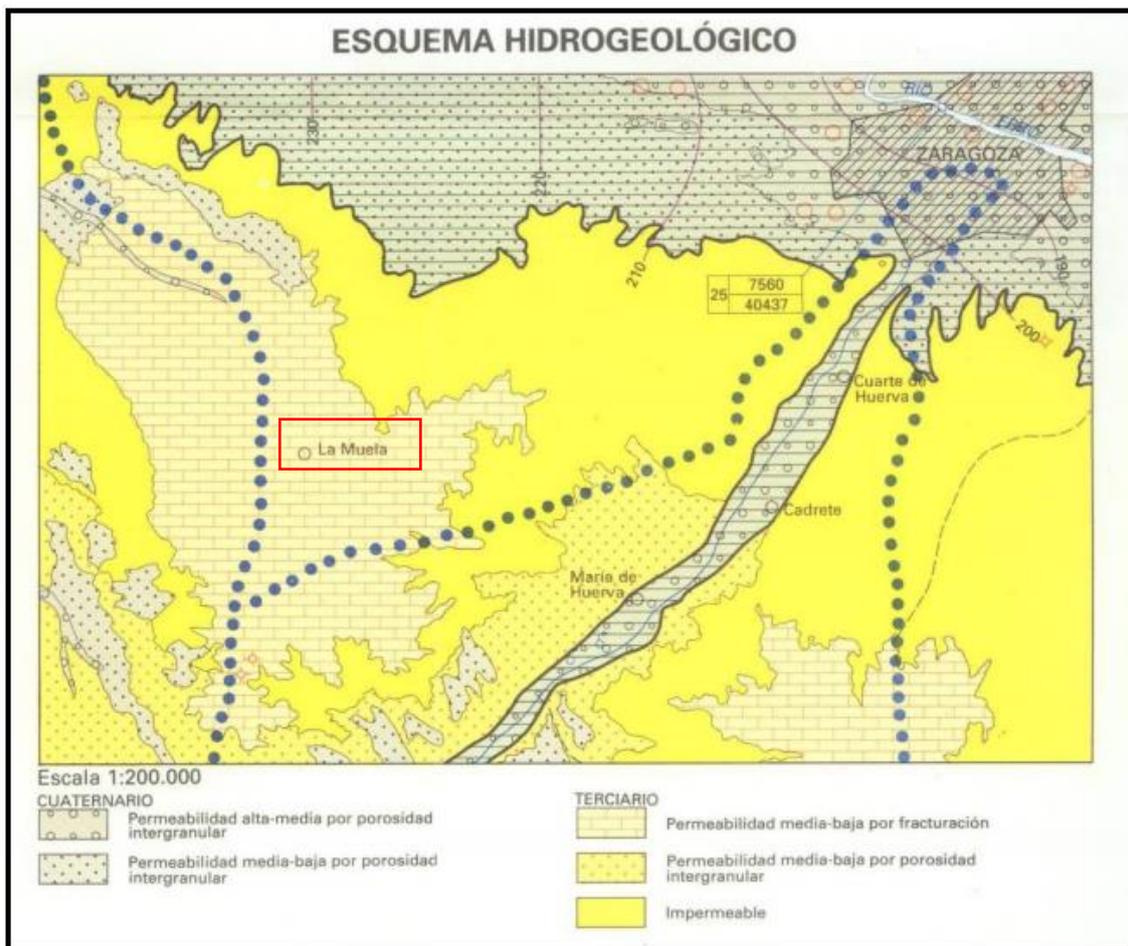


Figura 2.3. Esquema hidrológico de la zona de estudio adjunto al Mapa Geológico de España, Escala 1:50.000. Hoja 383 Zaragoza.

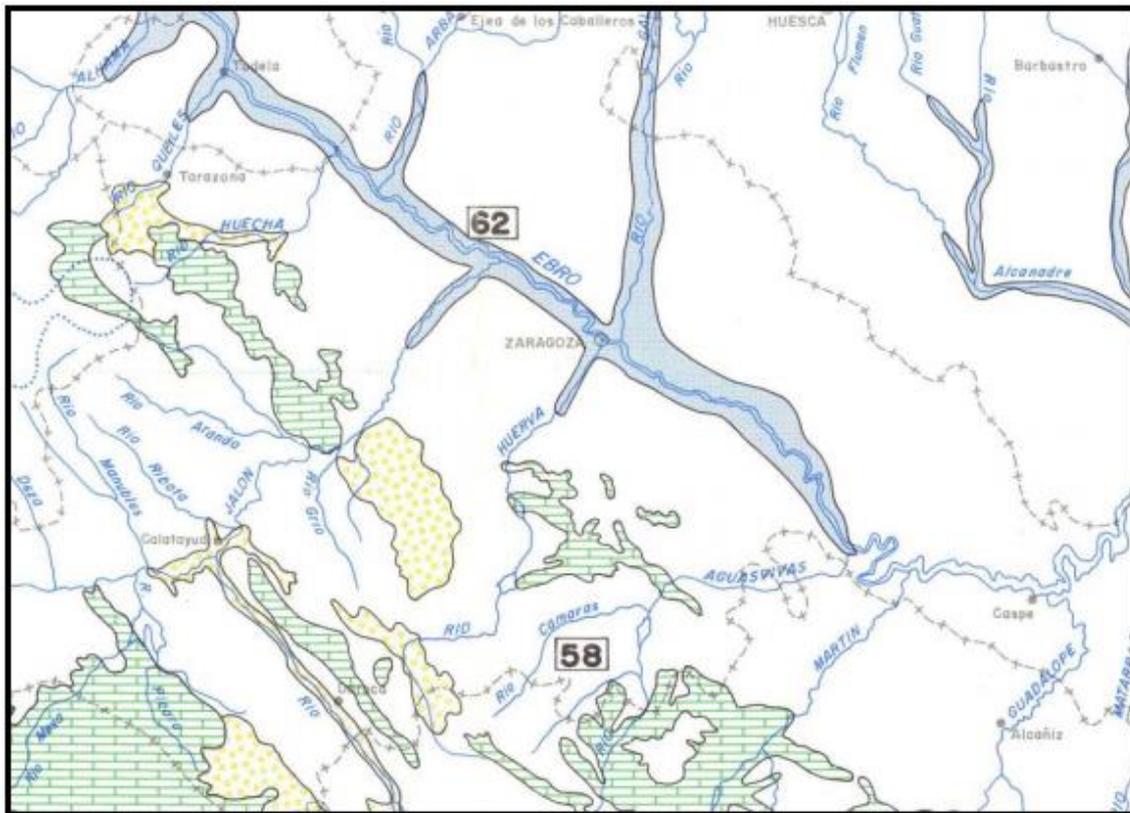


Figura 2.4. Sistemas de acuíferos de la Cuenca del Ebro de la publicación "Investigación Hidrogeológica de la Cuenca del Ebro" del Instituto Geológico y Minero de España.

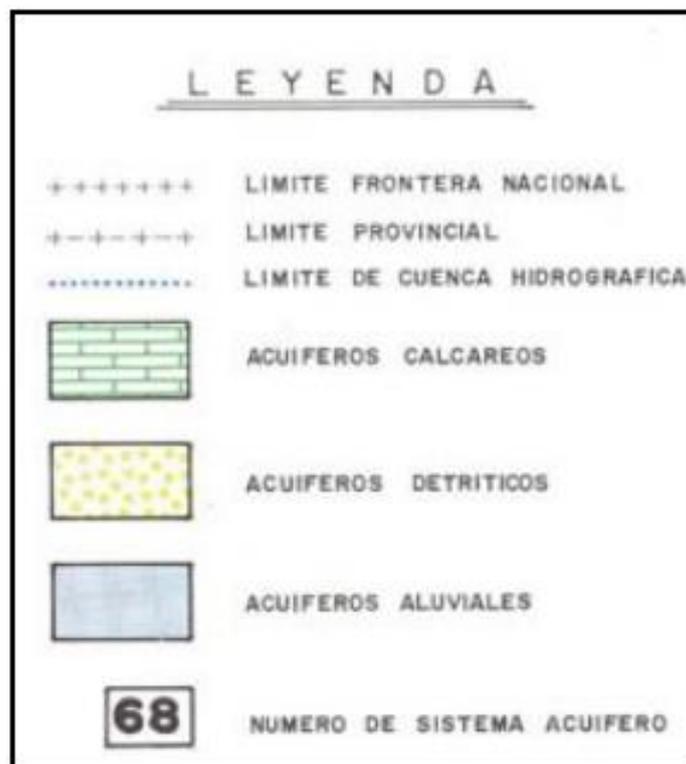


Figura 2.5. Leyenda sistemas de acuíferos de la Cuenca del Ebro de la publicación "Investigación Hidrogeológica de la Cuenca del Ebro" del Instituto Geológico y Minero de España.

2.3. GEOMORFOLOGÍA.

En cuanto a morfología, resulta difícil diferenciar las formas del relieve naturales de las antrópicas, ya que se han producido grandes movimientos de tierra con el crecimiento de la ciudad. Al encontrarse el río muy encajado, aparece una extensión elevada de terrazas bajas que ante grandes avenidas pueden actuar como llanuras de inundación.

2.4. MATERIALES PRESENTES EN EL ÁMBITO.

A lo largo del entorno de la ciudad de Zaragoza, se pueden distinguir cuatro tipos de materiales:

- Gravas aluviales redondeadas y en parte cementadas con carbonatos, que presentan taludes muy verticalizados por la cohesión que les confiere la cementación.
- Limos arcillosos o limos arenosos con gravas de origen coluvial.
- Sustratos rocosos de yesos.
- Rellenos no controlados que, en muchas ocasiones, pueden alcanzar desarrollos notables.

Estos materiales presentan unas propiedades geotécnicas claramente diferenciadas:

- las arenas y gravas aluviales son materiales bien consolidados, densos y carentes de expansividad o colapso, con unos parámetros resistentes medios.
- Los limos y arenas aluviales se presentan bastante firmes, pero tienen una ligera tendencia a colapsar. Este problema se hace extensivo coluviales, que además pueden sufrir tubificaciones.
- En cuanto a los rellenos, destacar los no controlados y los de tipo estructural. Los rellenos no controlados, presentan una tendencia al corte muy baja, alta deformabilidad, tendencia a colapsar al saturarse y agresividad elevada a los hormigones. Por otro lado, los de tipo estructural que han sido utilizados en urbanizaciones y rellenos del trasdós de los muros que presentaban unas mejores características resistentes.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

3.1. TRABAJOS REALIZADOS.

Para un correcto reconocimiento del terreno, se deben tener en cuenta todos los datos relevantes de la parcela, tanto los topográficos o urbanísticos y generales del edificio, como los datos previos de reconocimientos y estudios de la misma parcela o parcelas limítrofes si existen, y los generales de la zona realizados en la fase de planeamiento o urbanización, como así lo dictamina el CTE en su Documento Básico de Cimentaciones (CTE-SE-C).

Para el reconocimiento del terreno, la unidad a considerar es el edificio o el conjunto de edificios de una misma promoción, clasificando la construcción y el terreno según las tablas 3.1 y 3.2 respectivamente.

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

(1) En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Tabla 3.1. Tipo de construcción.

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

Tabla 3.2. Grupo de terreno.

En nuestro caso, se puede clasificar el tipo de construcción como C-1 y el terreno como T-3 ya que en nuestro caso presenta una potencia de relleno antrópico superior a 3 metros. La densidad y profundidad de reconocimientos debe permitir una cobertura correcta de la zona a edificar. Para definirlos, se ha tenido en cuenta el tipo de estructura, la superficie de ocupación en planta y el grupo de terreno.

3.1.1. TRABAJOS DE CAMPO.

a) Calicatas de reconocimiento.

Para reconocer la naturaleza del terreno existente en los primeros metros y tomar muestra, se realizaron tres calicatas mecánicas que alcanzaron una profundidad de 2'30 metros.

No se aprecia nivel de agua durante la realización de las calicatas.

Las paredes de las calicatas mecánicas se mantienen verticales.

Se ha observado la carencia de tongadas debidamente ejecutadas por lo que se deduce que se trata de un relleno antrópico incontrolado.

b) Sondeos.

Se realizaron 3 sondeos con un total de 35'10 m perforados.

Para la realización de los trabajos se empleó una máquina de rotación modelo TP-50 sobre orugas con un diámetro máximo de perforación de 113 mm.

Dada la naturaleza del terreno atravesado no fue necesario utilizar tuberías de revestimiento para evitar el desmoronamiento de las paredes.

La extracción de muestras y testigos se realizó por medio de tomamuestras de pared delgada (de 75,85 ó 90 mm) y batería de pared sencilla o doble corona de Widia (de 113 y 101 mm).

Las muestras se colocaron en cajas adecuadas, debidamente etiquetadas, para su posterior traslado y estudio en el laboratorio.

En el laboratorio se conservaron en cámara húmeda hasta el momento de su apertura para estudio.

En base a las muestras extraídas de los sondeos, se realizaron los perfiles litológicos correspondientes que se incluyen en el anexo IV.

Para conocer la capacidad portante de los diferentes niveles atravesados se realizaron, "in situ", ensayos de penetración dinámica, cuyo procedimiento operatorio y resultados se incluyen más adelante.

A continuación, se describen los materiales atravesados en los sondeos, que de forma gráfica se recogen en el anexo IV.

Sondeo nº1

<i>Entre 0,00 y 0,30 m</i>	Gravas y gravillas con matriz arenosa de color marrón. Zahorras.
<i>Entre 0,30 y 0,60 m</i>	Limos arcillosos de color marrón con cantos tamaño grava.
<i>Entre 0,60 y 3,45 m</i>	Arcillas marrones localmente grisáceas-verdosas con yesos dispersos en forma de nódulos y vetas. Presenta aspecto caótico. Rellenos.
<i>Entre 3,45 y 3,75 m</i>	Yeso cristalino de color anaranjado.
<i>Entre 3,75 y 6,85 m</i>	Argilitas alteradas marrones con yeso disperso. Presenta superficies jabonosas.
<i>Entre 6,85 y 8,40 m</i>	Yesos alabastrinos blanquecinos en niveles centimétricos (3-6 cm) con niveles arcillosos intercalados.
<i>Entre 8,40 y 9,70 m</i>	Arcillas verdosas con abundantes nódulos de yeso alabastrino.

Sondeo nº2

<i>Entre 0,00 y 0,20 m</i>	Gravas y gravillas con matriz arenosa de color marrón. Zahorras.
<i>Entre 0,20 y 6,70 m</i>	Arcillas marrones localmente grisáceas-verdosas con yesos dispersos en forma de nódulos y vetas. Presenta aspecto caótico. Rellenos.
<i>Entre 6,70 y 7,90 m</i>	Limos arenosos yesíferos blanquecinos. Los primeros 20 cm son arcillas a limos marrones. Posiblemente corresponden al recubrimiento.
<i>Entre 7,90 y 9,90 m</i>	Arcillas marrones a verdosas con abundantes yesos nodulares y vetas.
<i>Entre 9,90 y 12,15 m</i>	Argilita de color gris con yeso cristalino y nodular.
<i>Entre 12,15 y 12,40 m</i>	Yeso nodular.

Sondeo nº3

Entre 0,00 y 0,10 m

Gravas y gravillas con matriz arenosa de color marrón. Zahorras.

Entre 0,10 y 0,60 m

Arcillas marrones localmente grisáceas-verdosas con yesos dispersos en forma de nódulos y vetas. Presenta aspecto caótico. Rellenos.

Entre 0,60 y 5,75 m

Yeso alabastrino algo alterado.

Entre 5,75 y 6,00 m

Arcillas marrones con yesos nodulares y en vetas dispersas.

Entre 6,00 y 6,60 m

Yeso alabastrino en niveles de hasta 5 cm con arcillas verdosas intercaladas.

Entre 6,60 y 7,40 m

Arcillas marrones con yesos nodulares y en veta dispersas.

Entre 7,40 y 10,60 m

Argilitas algo alteradas de color gris con pequeños cristales y nódulos de yeso.

Entre 10,60 y 13,00 m

Argilitas de color gris con nódulos de yeso centimétricos.

c) ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR (S.P.T).

Definición

Se define el ensayo de penetración dinámica estándar (S.P.T.) como el número de golpes necesarios para conseguir una penetración de treinta centímetros (30 cm) de un tomamuestras con una maza de 63'5 kg cayendo desde una altura de setenta y cinco centímetros (75 cm).

Se utiliza para arenas la cuchara de Terzaghi y Peck (Standard) de 2 pulgadas de diámetro exterior y 1 de 3/8 de diámetro interior, y para gravas la puntaza cónica de 2 pulgadas de diámetro y ángulo en la punta de 60º.

Realización del ensayo

En la profundidad determinada se detiene la perforación para realizar el ensayo, pues no debe estar revestido el agujero por debajo de la cota en que se vaya a medir la penetración. Una vez que el tomamuestras se encuentra en el fondo del sondeo se marcan 45 cm en la varilla divididos en grupos de 15 cm. A continuación, se cuentan los golpes necesarios para introducir los 30 cm centrales (separando los correspondientes a cada uno de los dos grupos de 15 cm, N1 y N2).

Se debe suspender el ensayo cuando después de dar una serie de 100 golpes no se han introducido la totalidad de los 30 cm.

También se suspenderá el ensayo cuando después de dar 50 golpes el descenso de la varilla ha sido inferior a 5 cm.

Se debe observar si el tomamuestras penetra bajo su propio peso y cuantos centímetros se introduce.

Resultados obtenidos

Se han realizado los siguientes ensayos SPT, obteniéndose los resultados que se recogen en el siguiente cuadro:

Ensayo nº	Prof. m	Nº de golpes				Litología
		N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N _{SPT}	
1	1,5-1,95	8	10	13	23	Rellenos
	3,0-3,45	8	16	9	25	Rellenos
	5,0-5,05	R	-	-	Rzo	Sustrato rocoso
	7,0-7,10	R	-	-	Rzo	Sustrato rocoso
	9,6-9,70	R	-	-	Rzo	Sustrato rocoso
2	1,5-1,95	4	6	9	15	Rellenos
	3,0-3,45	5	18	22	40	Rellenos
	5,0-5,45	7	10	R	Rzo	Rellenos
	7,0-7,45	10	15	18	33	Limos yesíferos
	10,0-10,12	R	-	-	Rzo	Sustrato rocoso
3	1,50-1,95	6	7	9	16	Relleno
	3,00-3,45	4	11	16	27	Relleno
	5,00-5,45	4	5	13	18	Relleno
	7,00-7,07	R	-	-	Rzo	Sustrato rocoso
	10,0-10,20	50	R	-	Rzo	Sustrato rocoso

Tabla 3.3. resultados ensayos SPT.

Se han tomado además testigos parafinados en el sustrato rocoso según el cuadro siguiente:

Sondeo Nº	Prof. (m)
2	10,7-11,0
2	12,0-12,4
3	11,3-11,5
3	12,4-12,6

Tabla 3.4. testigos parafinados obtenido de los sondeos.

d) ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH.

Definición

El ensayo de penetración dinámica DPSH, que se regula por la norma UNE 103802:1998, consiste en determinar la resistencia del terreno a la penetración de una puntaza maciza de hierro, situada en el extremo de una varilla, que se hincan en el terreno mediante el golpeo de una maza en caída libre.

La maza pesa $63'5 \text{ kg} \pm 0'5 \text{ kg}$ y se deja caer de una altura de 76 cm, no pudiendo el conjunto del dispositivo de golpeo exceder de 115 kg.

La punta o cono de penetración presenta un ángulo de ataque de 90° y está unida solidariamente al varillaje. La puntaza del penetrometro puede ser recuperable o perdida.

Se cuenta el número de golpes necesarios para hincar la puntaza en el suelo de 20 cm y se le denomina N20. El ensayo se da por finalizado cuando tres valores sucesivos sean iguales o superiores a 75 golpes, un valor alcanza 100 golpes o más o el rozamiento de las varillas sea superior a 200 N.m.

Realización del ensayo

El ensayo se inicia clavando en el terreno la puntaza utilizada hasta alcanzar los primeros 20 cm. Una vez hincada la puntaza, se coloca el anillo-guía en su posición definitiva en la base del equipo y se continúa la penetración.

Cuando se necesite hacer alguna pequeña excavación en el terreno para la introducción de la puntaza al comienzo del ensayo (por ejemplo, perforar un firme), se deberá anotar perfectamente la profundidad de inicio del ensayo.

Se continúa el ensayo mediante los golpes necesarios para introducir cada una de las divisiones de 20 cm de las varillas.

La velocidad de golpeo de la maza se debe estimar en el intervalo de 15 a 30 golpes por minuto.

Se dará por finalizado el ensayo cuando dadas 2 andanadas, de 100 golpes cada una, la penetración sea igual o inferior a 5 cm (en cada una de ellas aisladamente).

Siempre que la penetración sea inferior a 20 cm, el número de golpes que se considerará será el proporcional correspondiente.

Cálculo de resultados

Para el cálculo de los resultados no deben incluirse los valores obtenidos en los 40-60 cm superiores, ya que corresponden a la fase de hincan de la puntaza y al tramo de terreno con bajo confinamiento por lo que los golpes pueden presentar anomalías.

En base a los resultados del ensayo de penetración dinámica DPSH, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno utilizando la fórmula holandesa de hincan:

$$Qd = \frac{Pm^2 \times H}{(Pm + Pp) A 20/n20}$$

Donde:

Q_d = Resistencia dinámica unitaria en kg/cm^2 .

P_m = Peso de la maza (63'5 kg)

H = Altura de caída libre (76 cm).

P_p = Peso de la puntaza y cabeza de golpeo (1,5 kg) + varillas (8,84 kg/m).

A = Sección de la puntaza (16 cm^2).

$20/n20$ = Penetración por golpe (cm).

A partir del valor de la resistencia dinámica Q_d se puede estimar la resistencia estática unitaria R_p (véase Buisson y otros).

Los coeficientes de transformación dependen fundamentalmente de la naturaleza de terreno y de su estado en el momento de realizar el ensayo.

La carga admisible del terreno puede estimarse a partir de la resistencia estática unitaria R_p según diversas correlaciones (véase Sanglerat, Meyerhof y otros).

Resultados obtenidos

Se han realizado 8 ensayos en los que se ha obtenido los siguientes golpes y valores de resistencia dinámica en punta.

Ensayo nº	Profundidad (m)	Nº golpes (N ₂₀)		Resist. dinám. en punta (kp/cm ²)	
		Min	Max	Min	Max
1	0,0-1,8	7	10	80	120
	2,0-4,4	16	28	185	245
	4,6	-	Rzo	-	>400
2	0,0-2,6	5	7	45	80
	2,8-4,2	14	27	145	239
	4,4-4,6	30	Rzo	263	>400
3	0,0-1,6	10	17	130	195
	1,8-4,2	15	30	170	290
	4,4-5,0	12	15	105	130
	5,2-5,8	22	32	180	260
	6,0-7,0	10	19	80	145
	7,2-8,0	21	45	150	320
	8,2	-	Rzo	-	>400
4	0,0-1,0	7	10	90	130
	1,2-2,0	15	23	175	265
	2,2-2,8	10	21	105	220
	3,0-4,0	18	31	190	295
	4,2-4,6	30	44	260	385
	4,8-5,0	90	Rzo	>400	>400
5	0,0-0,8	8	11	105	140
	1,0-1,6	14	20	180	230
	1,8-3,0	20	31	230	325
	3,2-3,4	35	44	335	420
	3,6-4,6	15	24	140	210
	4,8-6,8	28	33	235	270
	7,0	-	Rzo	-	>400

6	0,0-0,8	9	10	115	130
	1,0-1,2	13	19	170	220
	1,4-4,2	21	30	240	315
	4,4-5,0	42	114	370	>400
	5,2-5,8	16	29	130	235
	6,0-6,6	42	Rzo	325	>400
7	0,0-0,6	8	9	-	-
	0,8-2,8	10	15	115	175
	3,0-3,4	27	105	280	>400
	3,6-4,0	15	21	140	200
	4,2-5,0	39	Rzo	340	>400
8	0,0-1,0	9	17	90	220
	1,2-4,8	31	52	360	>400
	5,0	-	Rzo	-	>400

Tabla 3.5. Resultados ensayos de penetración dinámica DPSH.

3.1.2. TRABAJOS DE LABORATORIO.

Los ensayos realizados fueron:

- a) Límites de Atterberg para poder clasificarlas por el procedimiento de Casagrande (UNE-103103:94/103104:93).
- b) Ensayos de resistencia a compresión simple (UNE-103400).
- c) Ensayos de hinchamiento Lambe (UNE-103600:1996).
- d) Determinación de la densidad y humedad natural (UNE-7045:52 y UNE-103300:1993).

Los resultados obtenidos en los ensayos se recogen en el cuadro adjunto a continuación:

Sondeo nº	Prof. m	LL %	LP %	γ_d g/cm ³	Hn %	q_u kg/cm ²	Clasif. Lambe	Indice Hinch. kg/cm ²
1	0,8-1,9	44,8	25,6	1,67	19,9	-	Marginal	0,13
1	3-3,45	39,2	18,6	1,72	22,1	-	-	-
1	5-5,05	-	-	2,3	4,3	150	-	-
2	10,7-11,0	-	-	2,31	3,2	125,3	-	-
2	12,0-12,4	-	-	2,3	4,1	72,8	-	-
3	1,2-2,0	42,7	24,6	1,67	25,0	-	Marginal	0,11
3	5-5,45	47,2	23,3	1,72	26,1	-	-	-
3	11,3-11,5	-	-	2,3	3,4	480,0	-	-
3	12,4-12,6	-	-	2,4	4,2	101,6	-	-

Tabla 3.6. Resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio.

3.1.3. NIVEL FREÁTICO.

En ninguno de los sondeos realizados se ha detectado presencia de agua en el terreno, ni en el relleno de la urbanización ni en el sustrato rocoso.

3.2. DESCRIPCIÓN Y PERFILES GEOTÉCNICOS.

A partir de los ensayos realizados y de los antecedentes disponibles, se establecen dos niveles litológicos en la parcela muy homogéneos, aunque de espesor variable.

Estos niveles son:

- a) Relleno de urbanización.
- b) Sustrato rocoso margo-yesífero.

A continuación, describimos las características geotécnicas de cada uno de estos niveles identificados.

a) RELLENOS.

Se trata de los rellenos de urbanización del polígono industrial, procedentes de los desmontes realizados sobre terreno natural. Por tanto, están constituidos por arcillas, margas y yesos en diversas proporciones.

Su espesor oscila entre 4 y 8 metros aproximadamente, aunque en el caso de la zona de mayor espesor, se incluiría también un nivel de limos yesíferos correspondiente al terreno natural, pero con una problemática geotécnica de resistencia y deformabilidad similar, y por ello lo incluimos todo en el mismo horizonte.

Los ensayos de laboratorio realizados sobre este material se han centrado en valorar su expansividad ya que podría generar patologías en la solera de la nave industrial.

Los valores obtenidos son:

Límite líquido	42.7 – 44.8 %
Límite plástico	24.6 – 25.6 %
Índice de plasticidad	18.1 – 19.2
Clasificación Lambe	Marginal
Índice de hinchamiento	0.11 – 0.13 MPa
Densidad seca	1.67 g/cm ³
Humedad natural	19.9 – 26.1 %

Tabla 3.7. Resultados de laboratorio obtenidos para el relleno de la parcela objeto de estudio.

Los valores obtenidos indican que el material tiene una plasticidad moderadamente alta, pero con una humedad también alta (relación Hn/LL = 0.44 – 0.58) que en este momento prevendría cualquier hinchamiento.

De acuerdo con los criterios de Oteo, para arcillas españolas, los valores deducidos de presión máxima de hinchamiento serían de 0.3 kg/cm². Sin embargo, una reducción de la relación Hn/LL a un valor de 0.3, supondría alcanzar valores de hinchamiento próximos a 0.5 kg/cm², para los cuales existe riesgo de que las soleras pudieran verse afectadas.

Desde el punto de vista resistente, se dispone de los datos de los ensayos SPT y de los ensayos de penetración dinámica DPSH. Los ensayos SPT son de 15 a 40 (media de 25 golpes), con un único ensayo de rechazo sobre algún bloque yesífero.

Los ensayos DPSH muestran, en general, una zona superior floja ($N_B < 10$) que se extiende hasta 1.8 – 2.6 m (ensayo 1 y 2), aunque lo normal es que sólo se presente en el metro superior. Por debajo, los valores de golpeo se mueven entre 15 y 30, con gran variabilidad lateral.

Desde el punto de vista de capacidad portante, este terreno soporta al menos tensiones de 2.0 kg/cm², salvo en la zona superior más floja donde se mueve entre 1.0 y 1.5 kg/cm².

b) SUSTRATO ROCOSO MARGO-YESÍFERO.

Aparece por debajo del relleno antropogénico y está formado por arcillas margosas con nódulos de yeso y niveles de yeso alabastrino.

Geológicamente pertenece a la Fm. Zaragoza, que alcanza espesores de varias decenas de metros, y que se comporta como una roca blanda.

Los ensayos SPT realizados sobre estos materiales han dado rechazo, así como los ensayos DPSH en cuyo techo ya no han podido progresar. Las compresiones simples oscilan entre 72.8 y 480 kg/cm², con un valor medio del orden de 185 kg/cm².

4. ESTUDIO DE SOLUCIONES DE LA CIMENTACIÓN.

4.1. INTRODUCCIÓN.

Después de haber realizado una caracterización geológica-geotécnica podemos introducirnos en el estudio de soluciones con los siguientes datos:

- a) El área donde se desarrollará la edificación se encuentra en el polígono Centrovía, ubicado en el municipio de La Muela, al este de la ciudad de Zaragoza.
- b) En el contexto geológico, la zona de estudio se encuentra situada en la zona central de la Cuenca del Ebro, formada por los aportes sedimentarios de las cordilleras pirenaicas, ibérica y costero-catalana. La depresión se encuentra formada en su mayoría por yesos masivos, concrecionales y nodulosos de tonos blanquecinos y blanco grisáceos, con pequeñas intercalaciones de lutitas, margas y calizas margosas blancas.
- c) Desde el punto de vista geotécnico, la parcela donde se llevará a cabo la estructura se encuentra sobre un relleno antrópico de potencia variable, que va desde los 3 a los 6 metros de espesor.
- d) En el aspecto hidrogeológico, destacar que durante los ensayos no se ha detectado la presencia de nivel freático en la zona objeto de estudio.
- e) La parcela estudiada se sitúa sobre una ladera regularizada por la acción antrópica.
- f) No se observa presencia de agua ni en las calicatas ni en los sondeos.
- g) De los ensayos de penetración realizados se deduce un terreno con capacidad portante irregular, debido a los distintos tipos de rellenos usados y a la distinta compactación de éste. El rechazo obtenido en los ensayos realizados se asocia a la existencia del sustrato rocoso margo-yesífero, según se ha podido comprobar de los sondeos.
- h) Según los datos obtenidos de los sondeos, el perfil litológico del terreno presenta un primer nivel de relleno antrópico, siendo éste detectado hasta 3,80 metros, momento en el que se encuentra el sustrato rocoso. El segundo nivel está compuesto por el sustrato rocoso margo-yesífero.
- i) Se puede observar que los materiales rocosos van a presentar una plasticidad nula, insuficiente para que sean predecibles procesos de expansividad.
- j) El contenido en sulfatos va a ser alto (presencia de yesos), por lo que el terreno es catalogado como de agresividad fuerte al hormigón, por lo tanto, es necesario el uso de cemento sulfo-resistente en todo el elemento estructural en contacto con el terreno.
- k) En cuanto a la sismicidad, el término municipal de La Muela (Zaragoza), presenta una aceleración sísmica básica inferior a 0,04g (g: aceleración de la gravedad), por lo que no será precisa la aplicación de la norma sismorresistente para el diseño de las cimentaciones.
- l) Por último, se deberá de tener en cuenta que el espesor de las capas puede variar a lo largo del solar, así como sus propiedades geotécnicas. A destacar también que el área de las zapatas no debe ser inferior a 4 veces el área del pilar o 1x1 m² para prevenir excentricidades concentración de tensiones, defectos constructivos, etc.

El objetivo del presente estudio es el de seleccionar la tipología de cimentación óptima para cimentar la nave industrial dada.

4.2. ESTIMACIÓN DE CARGAS EN LA CIMENTACIÓN.

Cada pilar de la nave transmite un axil de 117 kN y dos momentos flectores actuantes de 277,03 kN·m y 199,48 kN·m, pero a efectos de cálculo, diseño y dimensionamiento, podemos considerar únicamente el axil actuante.

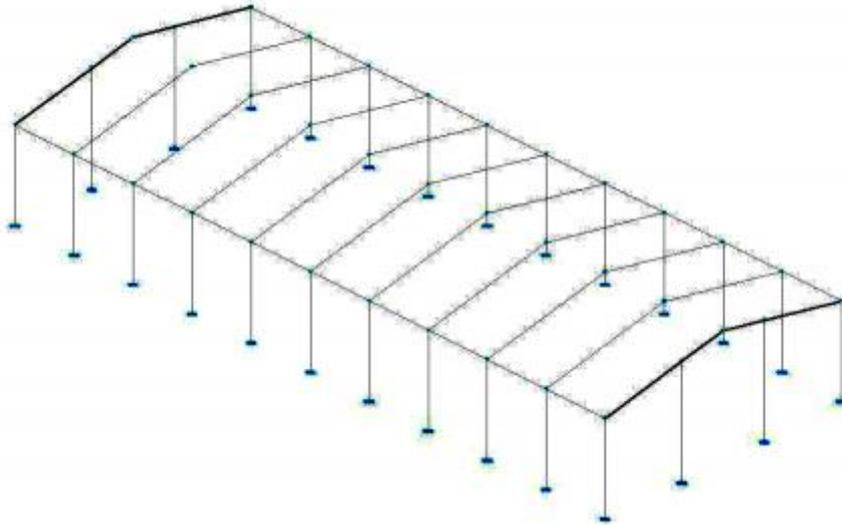


Figura 4.1. Nave tipo que se prevé proyectar.

4.3. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN EN FUNCIÓN DE LAS CARGAS Y DE LA TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA A CIMENTAR.

Para nuestro estudio de soluciones, vamos a definir las tipologías de cimentación que vamos a estudiar dentro de este trabajo; pudiendo recurrir tanto a cimentaciones superficiales como profunda.

- Cimentación superficial: se considerará que una cimentación es superficial si la profundidad no supera 2 veces el ancho de la cimentación. Son de esta tipología de cimentación las zapatas, losas de cimentación y pozos de cimentación.
- Cimentación profunda: una cimentación es profunda si su extremo inferior, en el terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho. Cuando la ejecución de una cimentación superficial no sea técnicamente viable, se debe contemplar la posibilidad de realizar una cimentación profunda. Dentro de esta tipología de cimentación se encuentran los micropilotes y pilotes.

Antes de definir las diferentes alternativas, se van a descartar las siguientes posibilidades de cimentación:

- Debido a su alto coste y la necesidad de importación de acero estructural, se descarta la posibilidad de realizar pilotes metálicos.
- En el entorno donde se hace la obra no existen empresas de prefabricados, por tanto, se descarta esa posibilidad; lo que nos lleva en cualquier caso a recurrir a cimentaciones de hormigón “in situ”.

Alternativa I: Zapatas.

Recurrimos a este tipo de alternativa de cimentación por zapatas cuando el terreno es firme y competente, se puede cimentar con una presión media alta y se esperan asentamientos pequeños o moderados. La cimentación normal de los pilares de un edificio estará hecha en zapatas aisladas o combinadas.

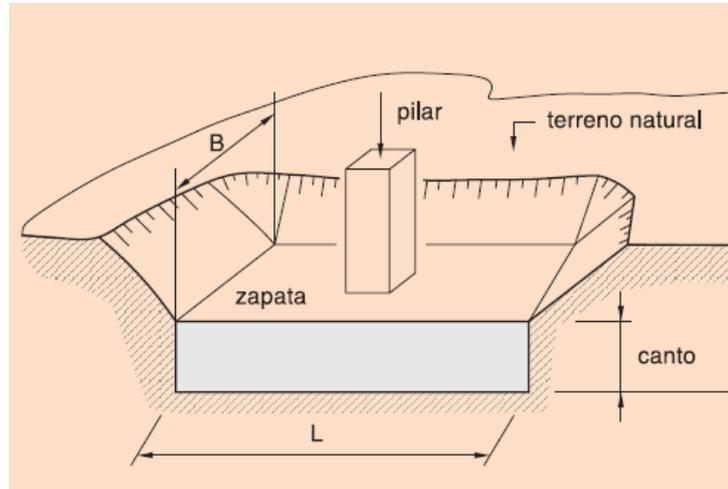


Figura 4.2. Zapata aislada. (Ministerio de Fomento, 2009).

Las zapatas serán cuadradas, tanto por su facilidad constructiva como por su sencillez de modo estructural de trabajo.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son bajas.

Alternativa II: pozos de cimentación.

La alternativa II de cimentación por pozos de cimentación es un tipo de cimentación semiprofunda, que es utilizada cuando los suelos no poseen buena resistencia y, por lo tanto, no son adecuados para cimentaciones superficiales. Su proceso constructivo consiste en la excavación del terreno hasta alcanzar las capas firmes mediante perforaciones y luego, se rellena con hormigón en masa hasta la base de la zapata.

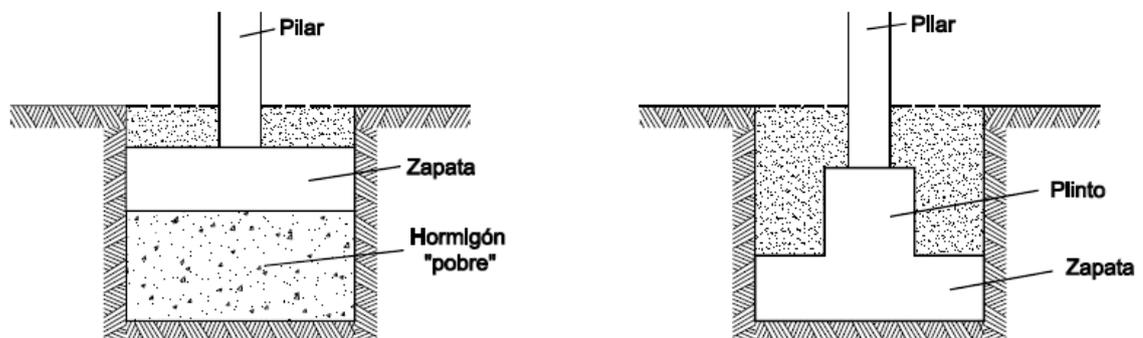


Figura 4.3. Pozos de cimentación. (Ministerio de Fomento, 2008).

Su aplicación es útil en profundidades de 2 a 5 metros, aunque es recomendable de 3 a 4 metros. Se suele también emplear cuando tenemos acciones horizontales importantes y tracciones, debido a su peso para contrarrestar el arranque. Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son bajas, pero tenemos que llegar a un estrato inferior competente.

Alternativa III: Losa de cimentación.

La alternativa III de cimentación es recomendable cuando la suma de las áreas de contacto de las zapatas y vigas de atado o centradoras requeridas excede al 50% del área cubierta por la cimentación y la capacidad portante del terreno es baja ($< 150 \text{ kN/m}^2$).

La solución de cimentación con losa se adapta también en las siguientes situaciones:

- Se requiere un sótano estanco, por debajo del nivel freático.
- Se desea reducir los asentamientos diferenciales en terrenos heterogéneos o con inclusiones o defectos erráticos.
- Interesa conseguir una mayor presión de trabajo aprovechando la descarga producida por la excavación de sótanos.

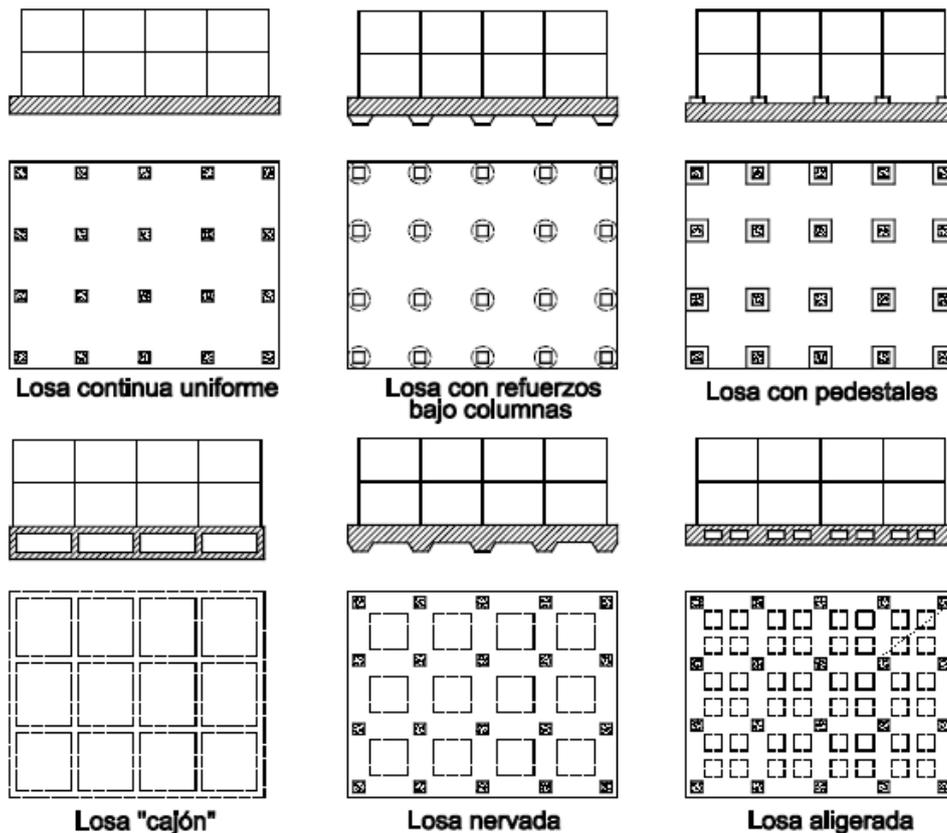


Figura 4.4. Tipos de losas de cimentación. (Ministerio de Fomento, 2008).

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son medias y queremos ahorrar encontrado de zapatas aisladas.

Alternativa IV: Pilotes.

Esta alternativa IV se trata de una cimentación profunda. Los pilotes son elementos verticales de forma normalmente circular, aunque pueden tener forma poligonal, que transmite las cargas a través del rozamiento del perímetro exterior al terreno y también a través de la punta. Los tamaños habituales de diámetro son 0'50 y 2'00 metros.

En función de cómo esté realizado el encepado, se pueden clasificar como:

- Pilote aislado: aquel que está a una distancia lo suficientemente alejada de otros pilotes como para que no tengan interacción geotécnica entre ellos.
- Grupo de pilotes: son aquellos que por su proximidad interaccionan entre sí o están unidos mediante elementos estructurales lo suficientemente rígidos como para que trabajen conjuntamente.
- Zona pilotada: aquella zona en que los pilotes están dispuestos con el fin de reducir asentamientos o mejorar la seguridad frente a hundimiento de las cimentaciones. Suelen ser pilotes con baja capacidad portante y estar regularmente espaciados o situados en puntos estratégicos.

En cuando a la forma de trabajo, los pilotes se clasifican en:

- Pilotes por fuste: en aquellos terrenos en los que al no existir un nivel claramente más resistente al que transmitir la carga del pilotaje, éste transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes flotantes.
- Pilotes por punta: en aquellos terrenos en los que, al no existir un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmiten fundamentalmente por la punta. Se suelen denominar pilotes columna.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son altas y los estratos tienen baja capacidad resistente.

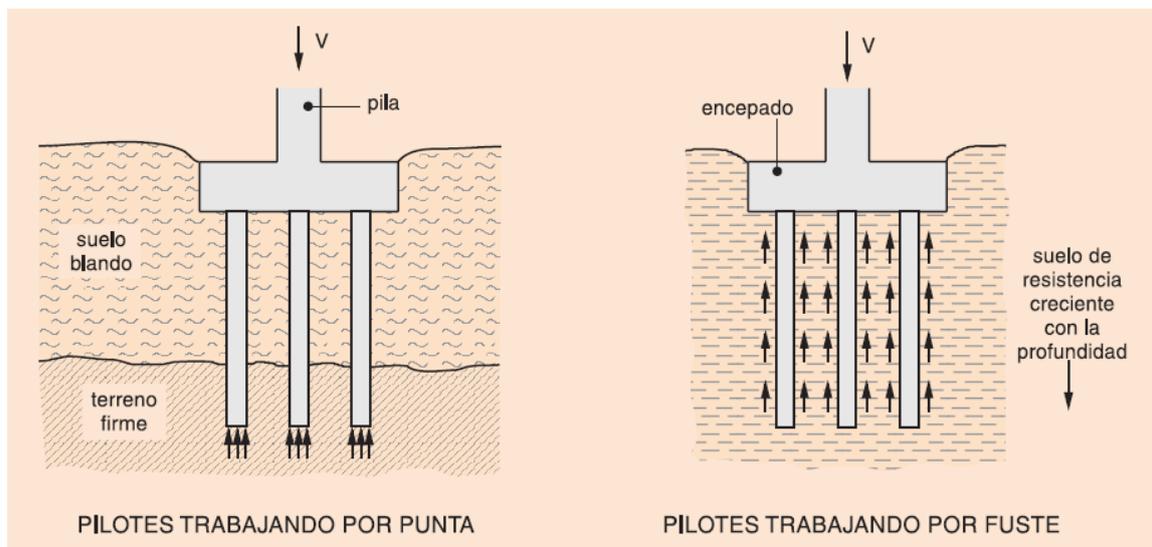


Figura 4.5. Forma de trabajo de pilotes. (Ministerio de Fomento, 2009).

Alternativa V: Micropilotes.

Este sistema tiene la ventaja de que minimiza el sistema de pilotes, de modo que contamos con una maquinaria de menor tamaño que puede acceder a algunos sitios donde nos sería imposible acercarnos con una perforadora de pilotes, como en el caso de recalce de cimentaciones existentes.

La diferencia entre uno y otro tipo vienen determinados por el sistema de perforación, la armadura y por el tipo de inyección o vertido. Pueden emplearse en:

- Estructuras de cimentación: tanto en obra nueva como en recalces, reparaciones, etc.
- Estructuras de contención o sostenimiento del terreno.
- Estabilización de taludes o laderas.
- Paraguas de sostenimiento.
- Mejora del terreno.

Son elementos circulares de sección circular de diámetro variable llegado a máximos de 350 mm, capaces de transmitir las cargas de una estructura al terreno mediante esfuerzos de compresión y en ocasiones de flexión y cortante e incluso de tracción.

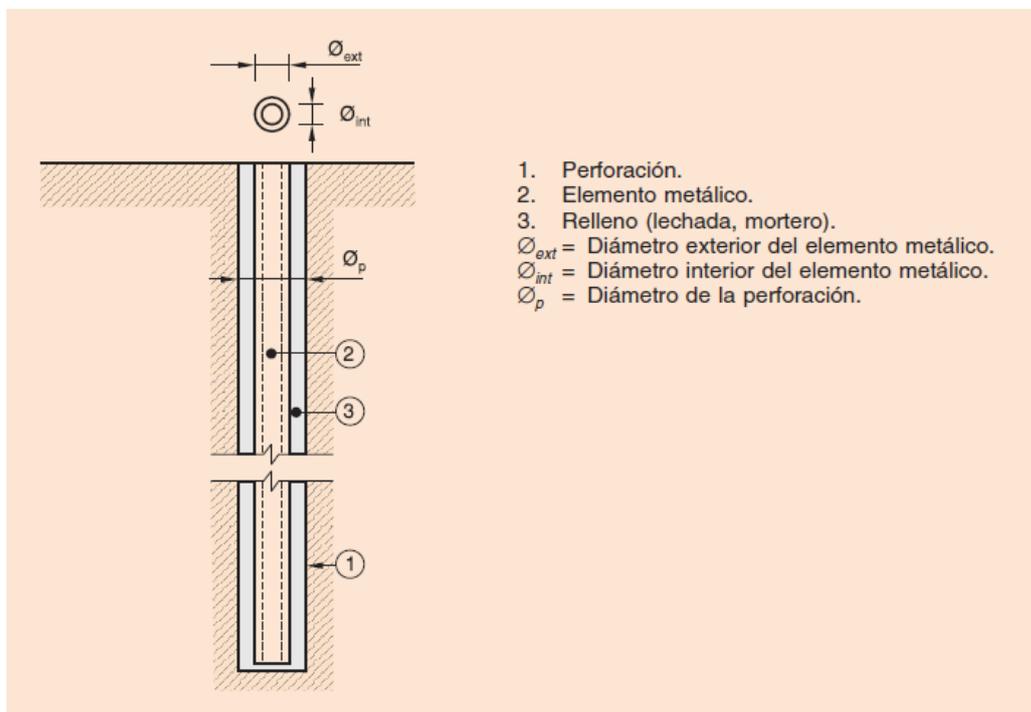


Figura 4.6. Elementos de una cimentación por micropilotes. (Ministerio de Fomento, 2009).

Los micropilotes se componen de una armadura de forma de tubo, perfil metálico tipo o barras de acero corrugado y por el recubrimiento de ésta en forma de lechada de cemento o mortero.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son altas y los estratos son de baja capacidad de resistencia.

Justificación y descarte de alternativas.

Al componerte el terreno objeto de estudio de un relleno antrópico de baja resistencia, nos obliga a cimentar en el estrato rocoso situado debajo de éste. Por ello, las alternativas I y II se pueden proyectar sin problema hasta los 4 – 7 metros para la zapatas y pozo de cimentación respectivamente.

La alternativa III, losa de cimentación, se descarta al no poder cimentarse sobre un relleno antrópico incontrolado y la posibilidad de llegar la base de cimentación hasta el sustrato rocoso competente lo hace inviable económicamente por las propias características del terreno.

En cuanto a la alternativa V, la calidad de los micropilotes depende en gran medida del proceso de ejecución por lo que, debido a este motivo, y, sobre todo a su elevado coste económico, descartaremos esta alternativa.

4.4. DESARROLLO DE CADA UNA DE LAS ALTERNATIVAS.

Alternativa I: Cimentación directa por zapatas.

En caso de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple, como es nuestro caso ($q_u < 2,5$ MPa; la tabla 4.1.), se considerará la roca como si se tratase de un suelo y se recurrirá a los procedimientos de verificación correspondientes que se establecen en el Documento Básico SE-C del CTE.

Ensayo de resistencia aproximado	Calificación de la Resistencia a compresión simple(1)	Valor estimado q_u (MPa)
Se puede rayar con la uña	Especialmente débil	< 1
Se rompe con golpes de martillo moderados	Muy baja	1 a 5
Se puede rayar con la navaja	Baja	5 a 25
Se raya difícilmente con la navaja	Media	25 a 50
No puede rayarse con la navaja	Alta	50 a 100
Se puede romper con un golpe de martillo	Muy alta	100 a 250
Se requieren varios golpes de martillo para romperla-	Extremadamente alta	> 250
Difícil de romper con el martillo de geólogo		
Con el martillo de geólogo sólo se pueden producir algunas esquirlas		

(1) Alternativamente, para obtener una indicación rápida de la resistencia a la compresión simple, se recomienda la utilización del Martillo Schmidt (Esclerómetro de mano).

Tabla 4.1. Clasificación de la roca matriz.

Tensión admisible por hundimiento según el criterio de Brinch-Hansens.

La resistencia del terreno frente al mecanismo de hundimiento contempla el análisis de la generación de superficies de rotura cuando la componente vertical de la tensión media entre el cimiento y el terreno supera un valor crítico denominado carga de hundimiento. De forma general, consiste en el establecimiento de las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y la resistencia movilizada por el terreno para contrarrestarlas.

El valor de la carga de hundimiento y, en su caso, la estabilidad frente al deslizamiento de las excavaciones depende, además, de los parámetros resistentes del terreno, del tipo de carga y del tipo, disposición y geometría de la cimentación o vaciado que se proyecte. El criterio de rotura más frecuentemente utilizado para la caracterización resistente de los suelos es el lineal, también como conocido como Mohr-Coulomb. Éste ha sido el criterio seguido por el CTE, en el que se define como “resistencia al corte” a la tensión tangencial máxima que un suelo puede soportar sin alcanzar la rotura expresada según la relación:

$$\tau_{Rk} = c_k + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_k$$

Para su definición, el CTE establece, como es habitual para este tipo de análisis, dos situaciones:

- Con drenaje (CD). Corresponde a aquellas situaciones en las que, bien por unas buenas condiciones de permeabilidad, bien por el largo tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, el terreno ha disipado los excesos de presión intersticial que hubieran podido generarse durante el proceso de carga. En estas situaciones, los valores que se deben adoptar son los siguientes:

$$c_k = c', \text{ cohesión drenada}$$

$$\varphi_k = \varphi', \text{ ángulo de rozamiento drenado}$$

$$\sigma_n = \sigma'_n, \text{ presión normal efectiva}$$

- Sin Drenaje (SD). Corresponden a aquellas situaciones que, bien por falta de drenaje, bien por el escaso tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, existen en el terreno las mismas presiones intersticiales que se han generado durante el proceso de carga. En estas situaciones, los valores que se deben adoptar son:

$$c_k = c_u, \text{ cohesión sin drenar}$$

$$\varphi_k = 0, \text{ ángulo de rozamiento sin drenar}$$

$$\sigma_n = \sigma_n, \text{ presión normal total}$$

Se considera el desarrollo de la rotura generalizada dentro del subsuelo sin considerar la parte superficial más floja, ya que no aparece en el fondo de la quebrada.

La carga de hundimiento, que se puede calcular según la fórmula de Brinch-Hansens, aplicada en la guía de cimentaciones de obras de carreteras, la presión vertical de hundimiento es la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad de soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q , de la cohesión del terreno c , y de su peso propio.

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

Siendo:

q_h : la presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno R_k .

q_{0k} : la presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base.

c_k : el valor característico de la cohesión del terreno; B^* el ancho eficaz de la cimentación.

γ_k : el peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento.

N_c , N_q , N_γ : los factores de capacidad de carga. Son adimensionales y depende exclusivamente del valor del ángulo de rozamiento interno característico del terreno (ϕ_k). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico.

d_c , d_q , d_γ : los coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad.

s_c , s_q , s_γ : los coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento.

i_c , i_q , i_γ : los coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical.

t_c , t_q , t_γ : los coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

Cálculo de la carga de hundimiento:

Consideraremos el sustrato rocoso del terreno donde se prevé la utilización de zapatas debido a la proximidad del mismo a la superficie, como un suelo granular, tal y como viene recogido en el CTE, la cimentación horizontal y recibe cargas verticales perpendiculares a la misma. Consideraremos también el plano de cimentación a una cota de 3,8 metros de profundidad, donde se encuentra el sustrato, de modo que la fórmula para obtener la carga de hundimiento se simplifica de la siguiente manera:

$$q_h = q_{0k} N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_y s_y d_y$$

Donde:

qh	798,24	kN/m ²		
q _{0k}	68,4	kN/m ²	N _q	1,774
φ	35	°	s _q	2,086
γ	18	kN/m ³	d _q	3,140
B	1,5	m	N _c	1,633
eb	0,375	m	N _y	0,733
B*	0,75	m	s _y	0,70
L	1,5	m	d _y	1,00
e _L	0,375	m		
L*	0,75	m		
D	1,5	m		

Tabla 4.2. Carga de hundimiento y valores considerados.

Teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad de F=3, usual en este tipo de cimentaciones, obtenemos que la tensión admisible del terreno equivale a 266 kN/m², equivalente a 2,6 kg/cm²; valores coherentes con las recomendaciones del CTE DB-SE-C.

Φ (°)	c _k (kN/m ²)	B* / L* = 1			B* / L* = 0,5			B* / L* = 0,25			B* / L* = 0		
		D (m)			D (m)			D (m)			D (m)		
		0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
0°	50	310	385	450	280	355	420	270	340	400	255	325	385
	100	615	750	860	565	690	790	540	660	755	515	630	720
	150	925	1120	1265	850	1025	1160	810	980	1110	770	935	1060
15°	10	145	255	375	140	245	360	135	240	355	130	235	350
	20	280	410	545	260	390	520	250	375	510	240	365	495
20°	10	215	385	570	210	375	560	205	370	555	200	365	550
	20	395	595	805	370	570	775	360	555	760	350	540	745
25°	10	335	605	915	330	600	905	330	595	900	330	595	895
	20	580	900	1240	560	870	1205	550	855	1185	535	840	1165
30°	0	190	580	1055	230	620	1095	250	640	1115	270	660	1135
	10	550	1010	1530	560	1015	1530	565	1015	1530	570	1020	1530
35°	0	425	1135	1990	520	1225	2085	565	1270	2130	610	1320	2175

Tabla 4.3. Presiones de hundimiento para zapatas 1 ≤ B ≤ 3 (kN/m²)

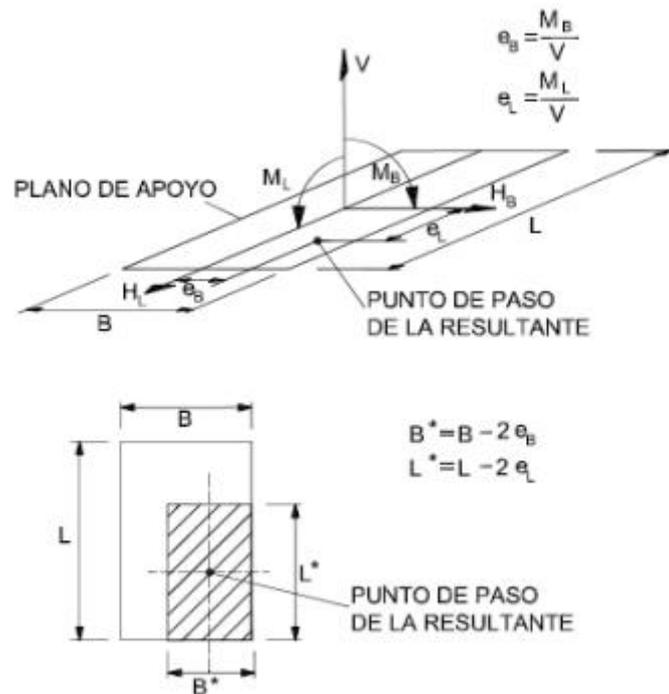


Figura 4.7. Definición de zapata equivalente para la comprobación de estados límite últimos.

Cálculo y comprobación de asiento de las cimentaciones directas.

Tal y como se indica en el CTE DB SE-C, la estimación de los asientos producidos por una cimentación directa requiere generalmente la determinación de la distribución de presiones verticales originadas por las cargas en el terreno, lo que podrá llevarse a cabo mediante el empleo de formulaciones elásticas.

Tipo de suelo	N _{SPT}	q _u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla 4.4. Valores orientativos de NSPT, resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos.

Tipo de suelo	Coefficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Tabla 4.5. Valores orientativos del coeficiente de Poisson.

Considerando un factor de seguridad frente a hundimiento de $F=3$, calculamos la presión vertical total transmitida de cálculo:

$$Fh = \frac{q_{tn}}{p_{vn}} = \frac{q_h - q_o}{p_v - q_o} = 3$$

Por lo tanto, si la cimentación transmite al terreno una fuerza vertical total V , la presión vertical total transmitida de cálculo será:

$$p_v = \frac{V}{A^*}$$

De las dos fórmulas anteriores deducimos que $p_v = 311,68 \text{ kN/m}^2$ por lo que $V = 175,32 \text{ kN}$.

Los valores consideramos para el cálculo se recogen en la siguiente tabla:

F	3	
q _{tn}	729,84	kN/m ²
p _{vn}	243,28	kN/m ²
q_h	798,24	kN/m ²
q _o	68,40	kN/m ²
p_v	311,68	kN/m²
A*	0,5625	m ²
V	175,32	kN

Tabla 4.6. Valores para la estimación de la presión total transmitida.

Donde:

q_{tn}: presión total neta (kN/m²).

p_{vn}: presión vertical neta (kN/m²).

q_h: presión de hundimiento en (kN/m²).

q_o: la presión vertical característica del terreno alrededor de la cimentación alrededor de su base (kN/m²).

p_v: presión vertical total transmitida (kN/m²).

A*: área efectiva (m²), obtenida a partir del ancho eficaz de cimentación B*.

V: fuerza vertical V que transmite la cimentación al terreno.

Calcularemos el asiento a partir de la fórmula del método elástico:

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

Donde K es un valor que depende de la forma de la cimentación, cuyo valor viene dado en la *tabla 4.7*.

Ratio L/B of the footing	K	
	Settlement at the center of the footing*	Rigid load
1	1,12	0,88
1,5	1,36	1,08
2	1,53	1,22
3	1,78	1,44
4	1,96	1,61
5	2,1	1,72
6	2,23	-
7	2,33	-
8	2,42	-
9	2,49	-
10	2,53	2,12
20	2,95	-
30	3,23	-
40	3,42	-
50	3,54	-
100	4	-

* Settlement at the corner of a footing is equal to 1/2 that at the center.

Tabla 4.7. Valores del coeficiente K. (Fuente: *Shallow and deep foundations in geotechnical engineering* – Francisco Javier Echarrí, Julio Garzón Roca, Editorial Universitat Politècnica de València).

Considerando un valor de $K = 0.88$ correspondiente a cimentaciones cuadradas donde $B / L = 1$, tenemos que el asiento máximo en el centro de la cimentación es $S_i = 2,2 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$, por lo que cumplimos normativa para un ancho de zapata de 1,5 m y cimentando a una cota de 3,8 metros de profundidad.

S_i	0,022	m
S _{i,esquina}	0,011	m
K	0,88	
q _{tn}	729,84	kN/m ²
B	1,5	m
v	0,3	
E	40000	kN/m ²

Tabla 4.8. Valores considerados para el cálculo del asiento bajo el centro de la cimentación.

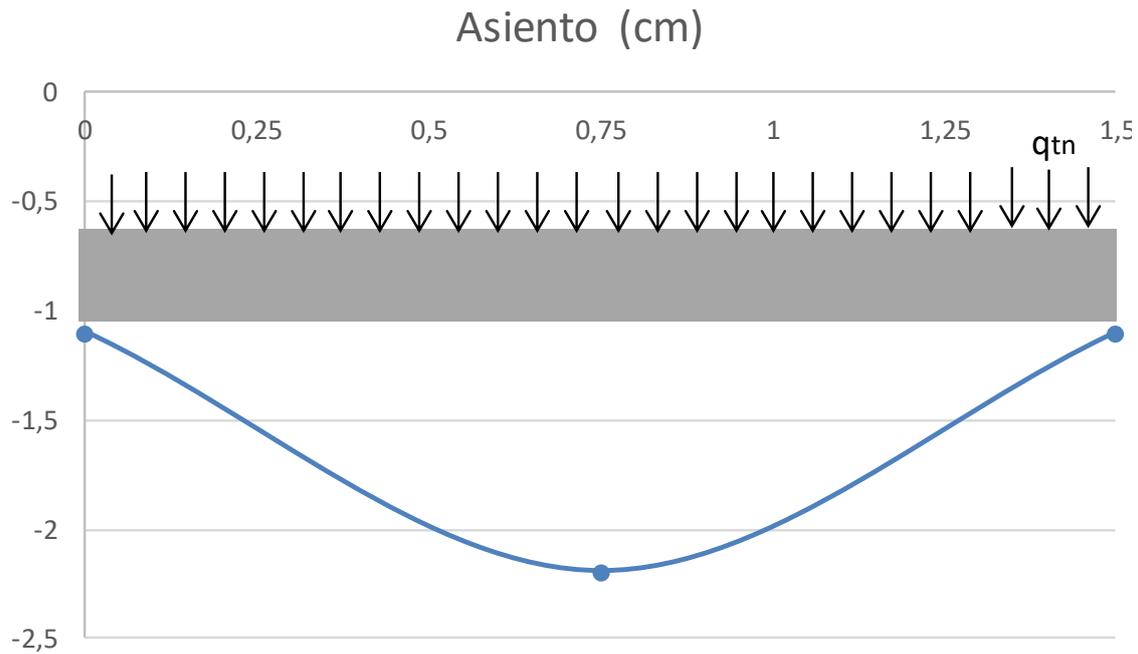


Figura 4.8. Asiento máximo generado en el terreno bajo la influencia de la zapata.

Alternativa II: Pozo de cimentación.

Para este tipo de alternativo, se realizará una excavación hasta alcanzar el sustrato rocoso, se hormigonará con hormigón en masa de resistencia mínima 25 MPa la parte inferior del pozo hasta la base de la zapata y posteriormente se ejecutará la zapata.

Tomando D como diámetro del pozo y H su canto total, zapata más pozo, considerándolo aislado, y considerando que nos encontramos en el caso de pozo rodeado de terreno cohesivo, lo clasificaremos como zapata de gran canto ($H/D < 5$ y $H/L > 1,5$); es decir, el momento y el cortante son resistidos en su mayoría por el estrato de apoyo de la base del pozo.

Para determinar la longitud elástica del sistema suelo-pozo recurriremos a:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4E_p \cdot I_p}{0,75 \cdot E_o}}$$

Donde:

L: es la longitud elástica del sistema-suelo pozo.

E_p : módulo de elasticidad del hormigón del pozo.

I_p : momento de inercia de la sección del pozo.

E_o : el módulo de deformación del terreno que envuelve el pozo.

Para la ejecución del pozo consideraremos las siguientes hipótesis de partida:

- No existe rozamiento en las caras verticales.
- El pozo atraviesa un estrato vertical blando y apoya en el estrato competente.
- El equilibrio es elástico.
- El pozo es de sección circular de diámetro D , canto H .
- En la cabeza solo se considera el axil.
- La carga no sale fuera del núcleo central.

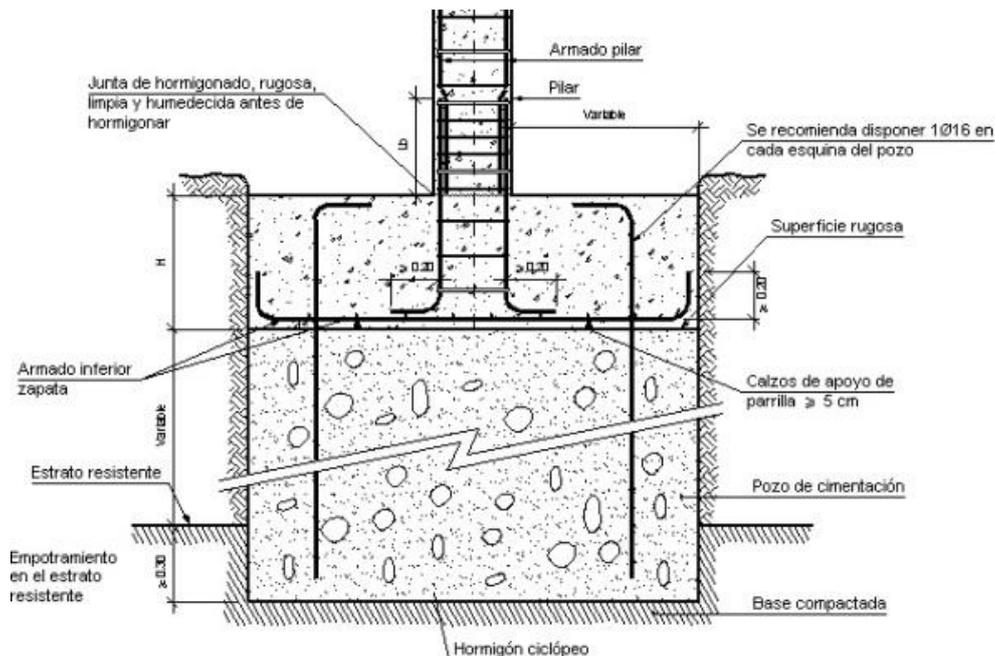


Figura 4.9. Pozo de cimentación.

Alternativa III: Losa de cimentación.

Para estudiar la viabilidad de ejecución de losa de cimentación, debido a las características del terreno en el que nos encontramos, primero calcularemos el asiento provocado por la misma.

Debido a que el estrato rocoso se encuentra en pendiente y la profundidad mínima a la que se encuentra es $Z = 3,8$ m, para ejecutar la cimentación mediante losa, tendremos que cimentar sobre el relleno antrópico, que se encuentra sobre el sustrato resistente, a una profundidad máxima de 2 metros.

Por lo tanto, para una geometría de cimentación mediante losa de $B = 20$ metros, $L = 50$ m cuya base de cimentación se encuentre a 2 metros y teniendo en cuenta que la nave que se prevé proyectar dispone de 26 pilares donde cada uno transmite un axil de 117 kN, procedemos a calcular el asiento a partir de la fórmula:

$$s = \frac{q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s$$

Donde I_s es un coeficiente de influencia que viene dado por la expresión:

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

Siendo $n = \frac{L}{B}$; donde B = lado menor de área cargada y L = lado mayor.

Asumiendo una distribución de tensiones regular sobre toda el área de la losa (20x50m), tenemos que:

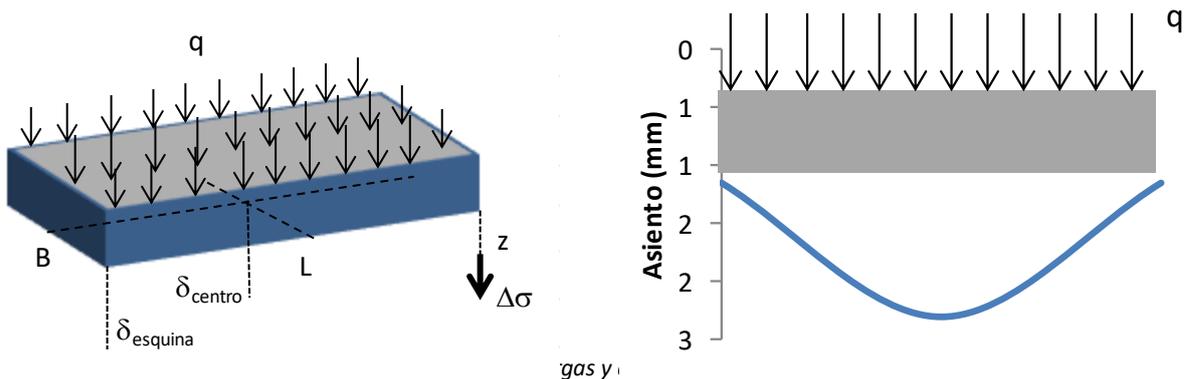
Geometría cimentación	
B (m)	20
L (m)	50
z (m)	2
Carga	
q (kPa)	3,042
Terreno	
E (kPa)	40000
v	0,3

Tabla 4.9. Parámetros considerados para el cálculo del asiento provocado por losa de cimentación.

Cálculo asiento		Cálculo tensión	
ξ_s	2,5	m	10,000
Is (esquina)	0,834710204	n	25,000
Is (centro)	1,669420409	$m^2+n^2+1 < m^2n^2$	1
$\delta_{esquina}$ (m)	0,001	lz	0,2499
δ_{centro} (m)	0,002	$\Delta\sigma$ (kPa)	0,76
$\delta_{esquina}$ (mm)	1		
δ_{centro} (mm)	2		

Tabla 4.10. Resultado cálculo de asiento y tensión producido por losa de cimentación.

Por lo tanto, el asiento producido en el centro de la losa de cimentación es 0,2 cm, donde tenemos que $S_i = 0,2 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$ por lo que cumplimos las limitaciones de asiento máximo establecido por el CTE.



Sin embargo, como se ha mencionado anteriormente, no se puede ejecutar esta alternativa por la imposibilidad de cimentar sobre un relleno incontrolado.

Alternativa IV: Pilotes.

Carga máxima por carga de hundimiento.

La carga de hundimiento de un grupo de pilotes puede alcanzarse por rotura general del terreno bajo el grupo de pilotes, o por rotura local del terreno en el entorno de algún pilote. Ambas comprobaciones habrán de realizarse.

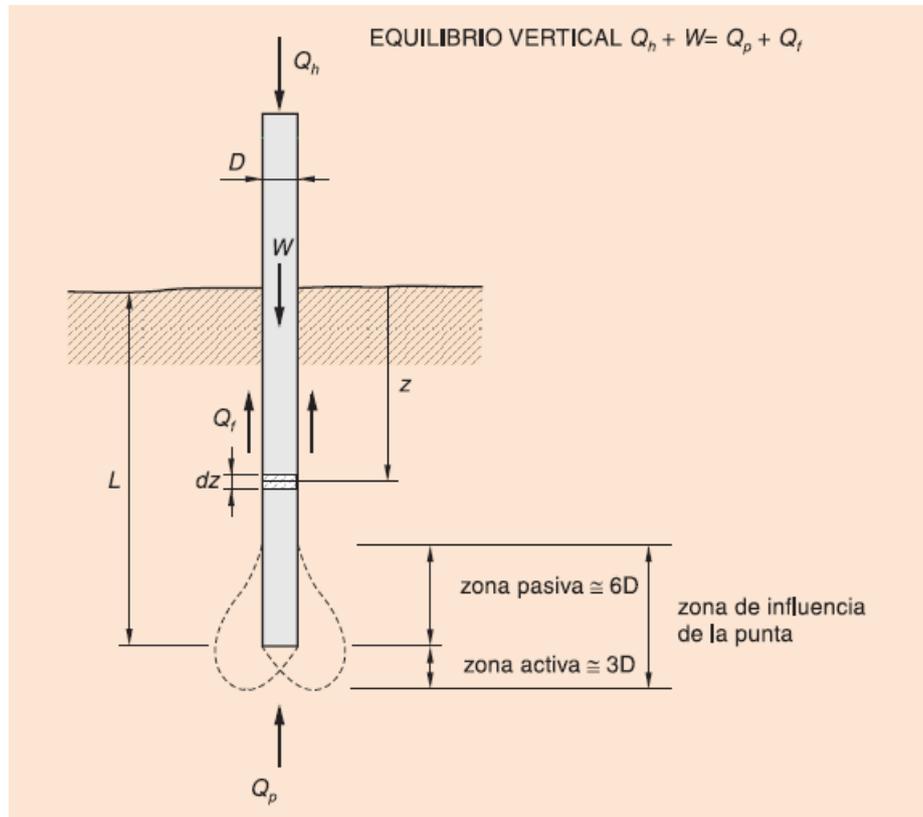


Figura 4.11. Pilote aislado dimensionamiento por hundimiento. (Ministerio de Fomento, 2009)

Para el caso de pilotes perforados en roca o en suelos, la carga de hundimiento, q_h , se considerará igual a la suma de dos cantidades, la parte correspondiente a la punta Q_p y la parte correspondiente al fuste Q_f .

Carga de hundimiento por punta

La parte de la carga de hundimiento que corresponde a la punta se deducirá de las características del terreno en la zona de influencia de la punta.

El valor de cálculo del parámetro resistente correspondiente a la resistencia por punta será el valor medio o semisuma del que se asigne a la zona activa inferior y el que se asigne a la zona pasiva superior. A su vez, el valor que se asigne a cada una de estas zonas debe ser una estimación prudente del parámetro en cuestión en el entorno de la punta, por debajo de ella (zona activa) y por encima de la misma (zona pasiva).

La carga de hundimiento por punta puede obtenerse mediante el producto del área de la punta A_p , por una presión unitaria de hundimiento, q_p .

$$Q_p = A_p \cdot r_p$$

Donde:

Q_p : Carga de hundimiento por punta.

A_p : Área de la punta.

r_p : Carga de hundimiento unitaria por punta.

Carga de hundimiento por fuste

La contribución del fuste a la carga de hundimiento, Q_f , puede estimarse como la integral de la resistencia unitaria por fuste, τ_f , en todo el contorno de la parte enterrada.

$$Q_f = \int_0^L \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot dz$$

Donde:

Q_f : carga de hundimiento por fuste.

D : diámetro real o equivalente del pilote.

τ_f : Resistencia unitaria por fuste a la profundidad z .

z : profundidad medida desde la superficie, hacia el interior del terreno.

L : Longitud enterrada del pilote.

La **carga unitaria por punta en roca** vendrá dada por la expresión:

$$r_p = K_{sp} \cdot q_u \cdot d_f$$

donde:

q_u : es la resistencia a compresión simple de la roca.

K_{sp} : es un parámetro definido para cimentaciones profundas en roca cuya expresión viene dada por:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{D}}{10 \sqrt{1 + (300 \cdot \frac{a}{s})}}$$

d_f : coeficiente que considera la longitud de pilote empotrada en roca. Se define como:

$$d_f = 1 + (0.4 \cdot \frac{L_r}{D}) \leq 2$$

Siendo D el diámetro del pilote, " s " el espaciamiento entre discontinuidades, " a " la apertura de las discontinuidades del macizo y " L_r " la longitud de pilote empotrada en roca.

De todo ello deducimos, por lo tanto, que la carga de hundimiento unitaria por punta es $r_p = 6489 \text{ kN/m}^2$, considerando un diámetro de pilote de 0,5 metros y un empotramiento en el macizo de un metro.

rp	6489	kN/m ²
D	0,5	m
a	0,002	m
s	0,4	m
Ksp	0,240	
Lr	1	m
df<2	1,80	
qu	15000	kN/m ²

Tabla 4.11. carga de hundimiento unitaria por punta.

Debido al empotramiento del pilote en el sustrato rocoso, debemos de considerar también la resistencia por fuste de la superficie empotrada. Para ello, el CTE nos facilita la expresión siguiente:

$$r_f = 0.2 \cdot \sqrt{q_u} \text{ (MPa)}$$

siendo q_u la resistencia a compresión simple del macizo. Por lo tanto, obtenemos que la resistencia por fuste es $r_f = 775 \text{ kN/m}^2$.

Tope estructural.

El tope estructural es la capacidad estructural del pilote, es decir, la carga máxima vertical en servicio que se puede cargar un pilote. Las cargas verticales que se transmiten al pilote tienen que ser, por tanto, inferiores al tope estructural.

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
Perforados ⁽¹⁾	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

Tabla 4.12. Valores recomendados para el tope estructural de los pilotes.

En nuestro caso, suponiendo que el pilote es perforado en seco y sobre roca, según la tabla 4.12 extraída del CTE, el tope estructural es de 5 MPa.

Particularizando para cada pilote, con un diámetro de 0,50 metros, el tope estructural es de 100 t, que equivale a 980 kN y teniendo en cuenta que la carga vertical que transmite cada pilar de la estructura es de 117 kN, cumplimos el tope estructural; **980 kN > 117 kN**.

Tipo de pilote (MPa)	5,00
Diámetro del pilote (m)	0,50
Área del pilote (m ²)	0,20
Tope estructural (t)	100,11

Tabla 4.13. Tope estructural pilote perforado de hormigón en seco.

Una vez comprobado el tope estructural, a partir del equilibrio vertical:

$$Q_h + W = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{1,5}$$

Aplicando a la carga de hundimiento por punta un **factor de seguridad de 3** y a la carga de hundimiento por fuste un **factor de seguridad de 1,5** determinamos la longitud del pilote y obtenemos que **L = 9,0 metros** para pilotes de diámetros $\phi = 0,5$ metros y un encepado compuesto por 4 pilotes con una separación entre ejes de pilotes de 1,5 metros.

Qh	1217,7	kN
L	9	m
D	0,5	m
W	44,2	kN
Qp	1273,1	kN
Qf	1256,3	kN

Tabla 4.14. Carga de hundimiento según la longitud de pilote.

Asiento de un pilote aislado

Vendrá dado por la expresión:

$$S_i = \left(\frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{l_1 + \alpha \cdot l_2}{A \cdot E} \right) \cdot P$$

Donde:

D: diámetro del pilote.

Qh: tensión admisible del pilote.

l1 y l2: longitud del pilote dentro y fuera del terreno.

E: módulo de Young del pilote.

A: Área de la sección transversal del pilote.

α : parámetro que depende de la forma de transmisión de cargas al terreno.

- $\alpha=1$ para pilotes columna (pilotes que trabajan fundamentalmente por la punta)
- $\alpha=0,5$ para pilotes flotantes (pilotes que trabajan fundamental por el fuste).

De lo que se deduce que el asiento es de **0,16 cm**; por lo que cumplimos normativa.

si	0,0016	m
α	1	
l1	9	m
l2	9	m
A	0,19634954	m ²
Eyoung	30000000	kN/m ²
P	117	kN

Tabla 4.15 asiento en roca del pilote.

5. CARACTERIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA.

A la vista de las diferentes alternativas planteadas de zapatas aisladas, pozo de cimentación, losa de cimentación y pilotes, elegiremos la más adecuada en base a las características de nuestro terreno.

Considerando que la zona donde se prevé ejecutar la nave industrial está compuesta por un relleno incontrolado y más abajo, un sustrato rocoso en pendiente, optaremos por una cimentación mixta. Se cimentará mediante zapatas en aquellos puntos donde el sustrato rocoso se encuentra a profundidades inferior a 4 metros, como se muestra en el anexo V. Para los pilares laterales centrales de la nave, donde el sustrato rocoso se ha encontrado a una profundidad de 7 metros, recurriremos a pozos de cimentación. Por último, en aquellos puntos donde se ha encontrado el sustrato a los 10 metros de profundidad se cimentará por pilotes.

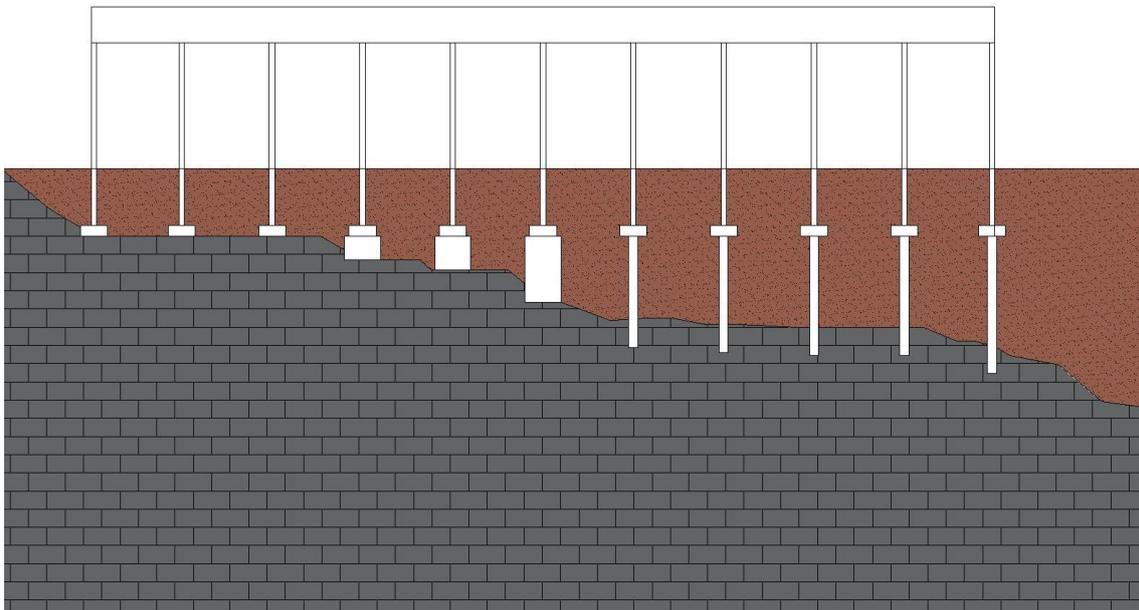


Figura 5.1. representación esquemática de la solución adoptada.

En primer lugar, para la cimentación mediante **zapatas** se realizará como se ha demostrado previamente. Para los pilares de la estructura, la zapata tipo tendrá unas dimensiones de 1,50x1,50 metros y un canto de 60 centímetros en aquellos puntos donde la profundidad del sustrato es menor a 4 metros. En este caso, la base de la cimentación quedará a la cota de 3,8 metros, profundidad mínima a la que se encuentra el sustrato.

Para la cimentación mediante **pozos**, se realizará una excavación de 2 metros de diámetro hasta alcanzar la roca, se construirá un tapón de hormigón en masa hasta la cota de 3,8 metros y posteriormente se ejecutará la zapata.

Para la ejecución de una **cimentación profunda** como son los **pilotes**, se ha realizado pensando en utilizar el menor número de diámetro y que el encepado esté compuesto por un único pilote debido a que las cargas a las que se verá sometido no son muy elevadas. Los resultados han establecido la necesidad de utilizar un único pilote de diámetro 50 centímetros y una longitud de 9 metros, quedando la coronación del pilote a una profundidad de 3,8 metros.

Con el fin facilitar la ejecución del conjunto de la cimentación, se ha establecido un canto de encepado de 60 cm.

Como en cualquier estructura, no hay una única solución para cimentarla, por lo que se ha optado de ejecutar una cimentación mixta siempre teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Es la solución de cimentación técnicamente viable más económica.
- Se dispone de mano de obra cualificada en la zona.
- Es la que conlleva menor consumo de material y menor cantidad de movimientos de tierras.

Todos estos criterios hacen que la finalmente elegida sea la más idónea.

Ejecución de las alternativas.

A continuación, se recogen una serie de condiciones constructivas establecidas en base al CTE DB-SE-C.

En el caso de las **cimentaciones profundadas** como lo son las **zapatas** y los **pozos de cimentación**, se concibe la hipótesis de que el suelo situado debajo de las mismas se halle aproximadamente en el mismo estado en que fue encontrado durante las investigaciones realizadas para estudiarlo. Si el suelo contiene bolsas blandas no detectadas en los reconocimientos o si se altera la estructura del suelo durante su excavación, el asiento será mayor y más irregular de lo supuesto. Si dentro de la zona que pudiera quedar afectada por la zapata se encuentran puntos excepcionalmente blandos, debe proyectarse de nuevo la zapata.

Por otro lado, todos los elementos encontrados en el fondo de las excavaciones, tales como rocas, restos de cimentaciones antiguas y, de manera general, todos los lentejones resistentes susceptibles de formar puntos duros locales serán retirados y se rebajará lo suficiente el nivel del fondo de la excavación para que las zapatas apoyen en condiciones homogéneas.

De la misma manera, todos los lentejones o bolsas más compresibles que el terreno en conjunto serán excavados y sustituidos por hormigón en masa.

Sobre la superficie de excavación se deberá extender una capa de hormigón de limpieza. Éste tiene por misión crear una superficie plana y horizontal de apoyo de la zapata y, en suelos permeables, evitar que penetre la lechada del hormigón estructural en el terreno y queden los áridos de la parte inferior mal recubiertos. El espesor mínimo será de 10 cm.

Una vez hecha la excavación hasta la profundidad necesaria y antes de construir la solera de asiento, se nivelará bien el fondo, se limpiará y se apisonará ligeramente.

Para la ejecución de los **pilotes** se deberá recurrir al amparo de entubaciones o camisas hasta alcanzar el sustrato rocoso y éste deberá empotrarse en el mismo 3 metros para asegurar la transmisión de tensiones al terreno firme. Se deberá de limpiar el fondo de la excavación y, al componerse el terreno de sulfatos y otros agentes que pueden atacar el hormigón de los pilotes, recurriremos ejecución de pilotes con camisa perdida.

6. VALORACIÓN ECONÓMICA.

La valoración económica del presente estudio viene recogida en el *anexo VI: valoración económica*. El coste aproximado de las obras según las estimaciones realizadas en relación a costes de desbroce, excavación a cielo abierto y excavación de pozos, así el coste de m³ de zapata, pozos de cimentación y metros lineales de pilotes, es de **55.041,93€**.

A continuación, se adjunta una tabla resumen de los precios unitarios de cada una de las cimentaciones.

Zapata de hormigón armado.

CSZ010 m ³ Zapata de cimentación de hormigón armado.						
Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe	
1 Materiales						
mt07aco020a	Ud	Separador homologado para cimentaciones.	8	0,13	1,04	
mt07aco010c	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	50	0,81	40,5	
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,2	1,1	0,22	
mt10haf010jEc	m ³	Hormigón HA-35/B/20/IIa+Qc, fabricado en central, con cemento SR.	1,1	117,96	129,76	
Subtotal materiales:					171,52	
2 Mano de obra						
mo043	h	Oficial 1ª ferrallista.	0,081	19,37	1,57	
mo090	h	Ayudante ferrallista.	0,121	18,29	2,21	
mo045	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,051	19,37	0,99	
mo092	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,303	18,29	5,54	
Subtotal mano de obra:					10,31	
3 Costes directos complementarios						
	%	Costes directos complementarios	2	181,83	3,64	
Coste de mantenimiento decenal: 5,56€ en los primeros 10 años.					Costes directos (1+2+3):	185,47

Tabla 5.1. Cuadro de precios zapata de hormigón armado.

Pozo de cimentación.

CMP010					
m³		Pozo de cimentación de hormigón ciclópeo.			
Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio	Importe
				unitario	
1		Materiales			
mt10hmf010My	m ³	Hormigón HM-20/P/40/I, fabricado en central.	0,66	68,07	44,93
mt01arg110h	m ³	Piedra en rama de tamaño máximo 30 cm.	0,4	14,19	5,68
			Subtotal materiales:		50,61
2		Mano de obra			
mo045	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,101	19,37	1,96
mo092	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,101	18,29	1,85
mo113	h	Peón ordinario construcción.	0,809	17,28	13,98
			Subtotal mano de obra:		17,79
3		Costes directos complementarios			
	%	Costes directos complementarios	2	68,4	1,37
Coste de mantenimiento decenal: 2,09€ en los primeros 10 años.			Costes directos (1+2+3):		69,77

Tabla 5.2. Cuadro de precios pozo de cimentación.

Pilote de extracción con camisa perdida.

CPI050 m Pilote de extracción con camisa perdida.					
Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio	Importe
				unitario	
1		Materiales			
mt07aco020m	Ud	Separador homologado para pilotes.	3	0,09	0,27
mt07pil010b	m	Tubo de acero, de 55 cm de diámetro y 2 mm de espesor.	1,05	54,36	57,08
mt07aco010c	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	8,1	0,81	6,56
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,049	1,1	0,05
mt10haf010nba	m³	Hormigón HA-25/F/12/Ila, fabricado en central.	0,24	82,88	19,89
			Subtotal materiales:		83,85
2		Equipo y maquinaria			
mq03pii105a	h	Equipo completo para perforación de pilote de extracción con camisa perdida, CPI-5.	0,543	149,76	81,32
			Subtotal equipo y maquinaria:		81,32
3		Mano de obra			
mo043	h	Oficial 1ª ferrallista.	0,033	19,37	0,64
mo090	h	Ayudante ferrallista.	0,033	18,29	0,6
mo045	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	2,117	19,37	41,01
mo092	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	2,117	18,29	38,72
			Subtotal mano de obra:		80,97
4		Costes directos complementarios			
	%	Costes directos complementarios	2	246,14	4,92
Coste de mantenimiento decenal: 5,02€ en los primeros 10 años.			Costes directos (1+2+3+4):		251,06

Tabla 5.3. Cuadro de precios pilote de extracción con camisa perdida.

7. PLANIFICACIÓN TEMPORAL DEL ESTUDIO.

El presente estudio se ha planificado para realizarse en un total de 9 semanas. Durante la primera semana, se realiza la recopilación de información referente a la geología de la zona. La semana dos y tres se realizan las correspondientes interpretaciones de los trabajos de campo y laboratorio respectivamente.

Durante la semana cuatro, tras interpretar los trabajos de campo y laboratorio, se definen los parámetros geotécnicos del terreno objeto de estudio. La semana cinco se plantean y definen las distintas soluciones y durante las semanas 6 y 7 se calcula la solución adoptada. Las semanas ocho se realiza la valoración económica de la solución adoptada y las semanas nueve y diez, se desarrolla la presente memoria.

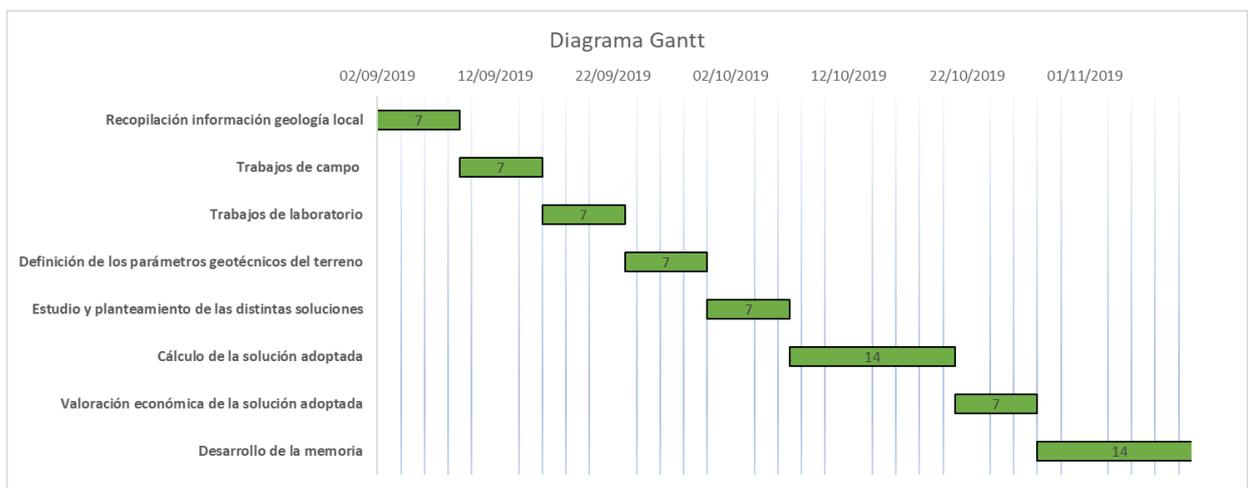


Figura 7.1. Planificación temporal del estudio.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Con el estudio realizado de la cimentación de la nave industrial, siempre se ha intentado buscar la solución que sea en primer lugar, técnicamente viable y en segundo, la solución más económica. Por ello, se ha intentado minimizar al máximo posible las dimensiones de las zapatas y pilotes, recurriendo a la solución en este último caso, de colocar sólo un pilote por cada pilar y no un grupo de pilotes, solución muy recurrente por muchos profesionales.

Debido a la variabilidad de los valores de la resistencia a compresión simple del sustrato rocoso, hemos considerado la media de los valores menos la desviación típica y hemos adoptado el valor de 150 kp/cm^2 , quedándonos así del lado de la seguridad y sin que la cimentación nos salga excesivamente sobredimensionada.

Con el planteamiento que se ha expuesto en el presente trabajo, se han dispuesto un total de ocho zapatas apoyando a una cota de 3,8 metros sobre roca, seis pozos de cimentación cuya base de cimentación varía entre los 5 y los 7 metros y finalmente un total de 12 pilotes situados en aquellas zonas donde el sustrato rocoso se encuentra a mayor profundidad, y debido a que las cargas que transmiten los pilares a la cimentación no son excesivamente elevadas, se ha intentado disminuir al máximo el diámetro del pilote sin poner en peligro la integridad estructural del mismo.

Por otra parte, destacar que, para la valoración económica, los precios unitarios se han obtenido de los valores comúnmente utilizado por el ámbito profesional que nos atañe, siendo el objeto principal de la valoración el de dar un orden de magnitud del coste de la solución adoptada.

Por último, en lo relacionado con la finalidad del presente trabajo final de grado, se ha puesto en uso los conocimientos adquiridos durante el Grado de Ingeniería Civil, sobre todo los relacionados con la rama de la ingeniería geotécnica.

Tras haber desarrollado el presente trabajo, cabe destacar las siguientes conclusiones:

1. En primer lugar, se han adquirido los conocimientos de ingeniería geotécnica relacionados con el dimensionamiento de cimentaciones.
2. Se ha aprendido a consultar la normativa vigente en materia de cimentaciones en el ámbito nacional y europeo.
3. Se ha estimado el asiento de las cimentaciones tanto superficiales como profundas a través de la formulación recogidas en normativa.
4. Se ha aprendido a interpretar datos de laboratorio y aplicar correlaciones empíricas ampliamente utilizadas en el mundo profesional.
5. Se ha aprendido a consultar e interpretar diferentes mapas geológicos del IGME.
6. Se ha recurrido a programas informáticos frecuentemente utilizados y de vital importancia en el ámbito de la ingeniería.
7. Se ha realizado una valoración económica del coste de la cimentación, considerando que está compuesta por hormigón armado, hormigón de limpieza, encofrados y acero en barras.

Valencia, 2 de diciembre de 2019

Fdo:



Tony Almonte Rodríguez.

9. REFERENCIAS.

1. Brinch-Hansen, J. (1970) «A REVISED AND EXTENDED FORMULA FOR BEARING CAPACITY». Disponible en: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=125129> (Accedido: 25 de mayo de 2017).
2. Joan Franch; Javier Torrijo (2013) Descriptores geotécnicos: plasticidad, límites de Atterberg y consistencia, Estudios Geotécnicos. Disponible en: <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/descriptores-geotecnicos-5-plasticidad-limites-de-atterberg-y-consistencia/> (Accedido: 8 de mayo de 2017).
3. Meigh, A. C. y Nixon, I. K. (1961) «Comparison of in situ tests for granular soils», Proceedings Fifth International Conference on Soil. Disponible en: <https://scholar.google.es/scholar?hl=es&q=Meigh+y+Nixon+%281961%29&btnG=&lr=> (Accedido: 8 de mayo de 2017).
4. Ministerio de Fomento (2008) CTE-SE-C-Seguridad estructural Cimientos, Boletín Oficial del Estado.
5. Ministerio de Fomento (2009) Guía de cimentaciones en obras de carretera.
6. 9. Muromachi, T. (1974) «Experimental study on application of static cone penetrometer to subsurface investigation of weak cohesive soils», Proceedings of the European Symposium on Penetrometer Test, 2.
7. 10. Neilan (2017) Cimentación por emparrillado. Disponible en: <https://goo.gl/images/F83s5c>.
8. 11. R.E. Hunt (1984) Geotechnical Engineering Investigation Handbook, Geotechnical Engineering Investigation Handbook. Disponible en: <http://www5.unitn.it/Biblioteca/it/Web/EngbankFile/905770.pdf> (Accedido: 7 de mayo de 2017).
9. Stroud, M. (1974) «The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks», Proceedings of the 1st European Symposium on.
10. 13. Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1955) Soil mechanics in engineering practice. New York: John Wiley and Sons.
11. 14. Terzaghi, K. y Peck, R. B. (Ralph B. (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons. New York. Disponible en: https://scholar.google.es/scholar?q=Terzaghi+y+Peck+%281948%29&btnG=&hl=es&as_sdt=0%2C5 (Accedido: 26 de mayo de 2017).
12. 15. USGS (2014) United States Geological Service. Disponible en: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/index.php?regionID=72>.
13. 16. Webb, D. L. (1970) «Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban», In Situ Investigations in Soils and Rocks. London, p. 181.
14. 17. Webb, D. L. (1974) Penetration testing in South Africa, ESOPT. Estocolmo.
15. Silva, P. G., Rodríguez-Pascua, M. A., Robles, J. L. G., Élez, J., Pérez-López, R., & Bautista Davila, M. B. (2019). Catalogue of the geological effects of earthquakes in Spain based on the ESI-07 macroseismic scale: A new database for seismic hazard analysis. Geosciences (Switzerland), 9(8) doi:10.3390/geosciences9080334



10. ANEXOS.

A continuación, se recogen los anexos del presente estudio.

ANEXO I: SITUACIÓN DE LAS PROSPECCIONES.

ANEXO II: ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.

ANEXO III: TABLAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.

ANEXO IV: PERFILES LITOLÓGICOS.

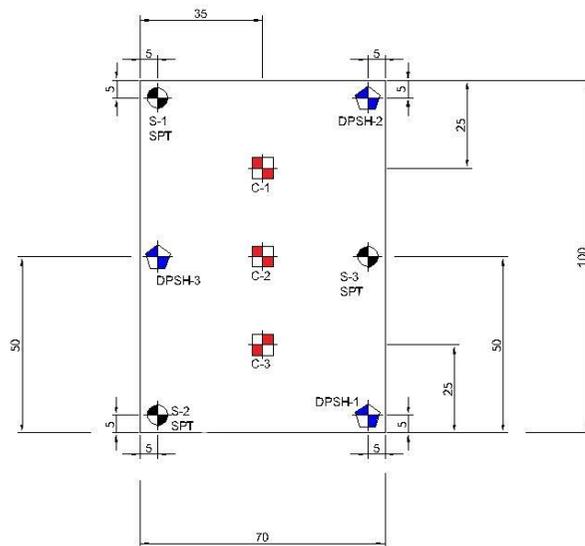
ANEXO V: PROPUESTA DE CIMENTACIÓN.

ANEXO VI: VALORACIÓN ECONÓMICA.

ANEXO VII: PLIEGO DE CONDICIONES.

ANEXO I: SITUACIÓN DE LAS PROSPECCIONES.

Cotas en m.



Situación de las prospecciones

Leyenda:

-  Situación calicatas.
-  Situación sondeos y SPT.
-  Situación ensayos de penetración dinámica DPSH.



ANEXO II: ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.

ENSAYO Nº1

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-1

FECHA: 16.06.19 COTA : 0

Peso maza kg:

63,5

Altura de caída cm:

76

Peso varillaje kg/m:

8,84

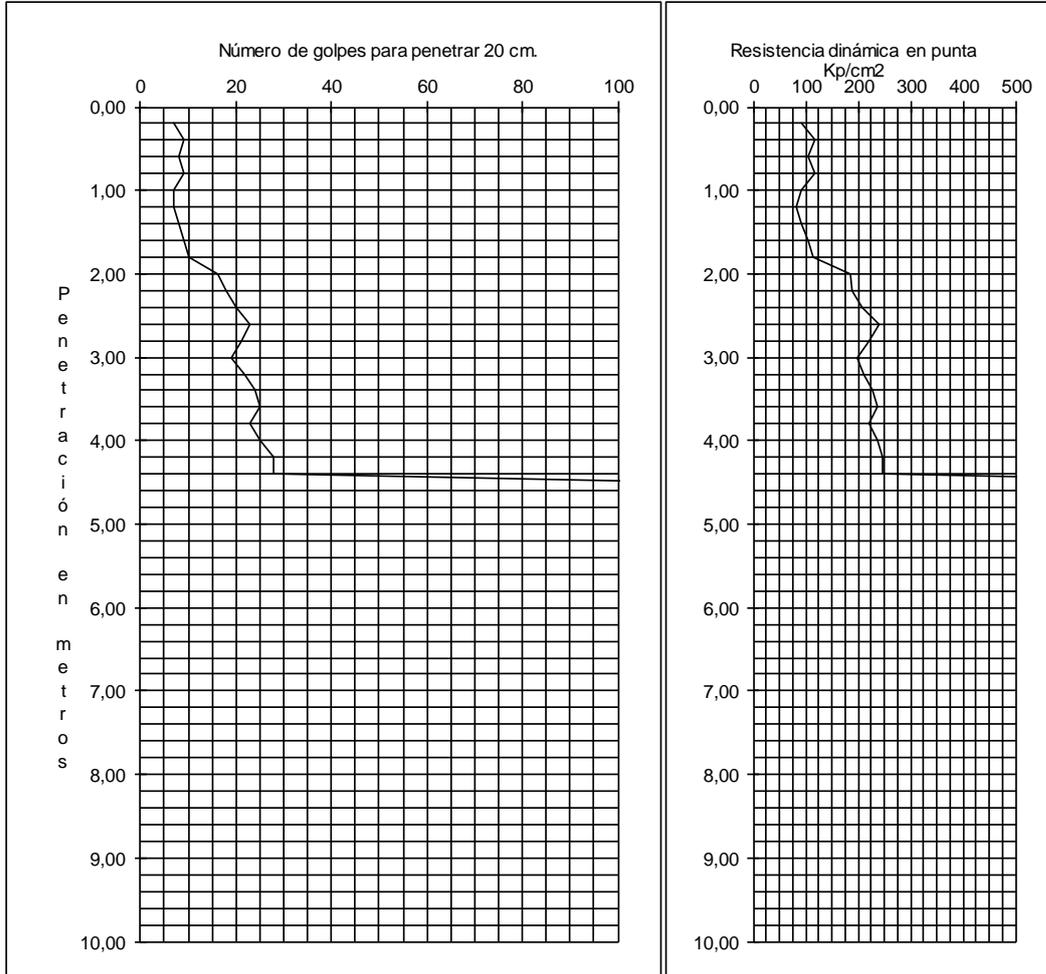
Superf. Puntaza cm²:

16

Peso cabeza kg:

15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	7	9	8	9	7	7	8	9	10	16	18
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	20	23	21	19	22	24	25	23	25	28	28
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	200

ENSAYO Nº2

EQUIPO: DPSH

Peso maza kg:

63,5

Altura de caída cm:

76

ENSAYO Nº: PD-2

Peso varillaje kg/m:

8,84

Superf. Puntaza cm2:

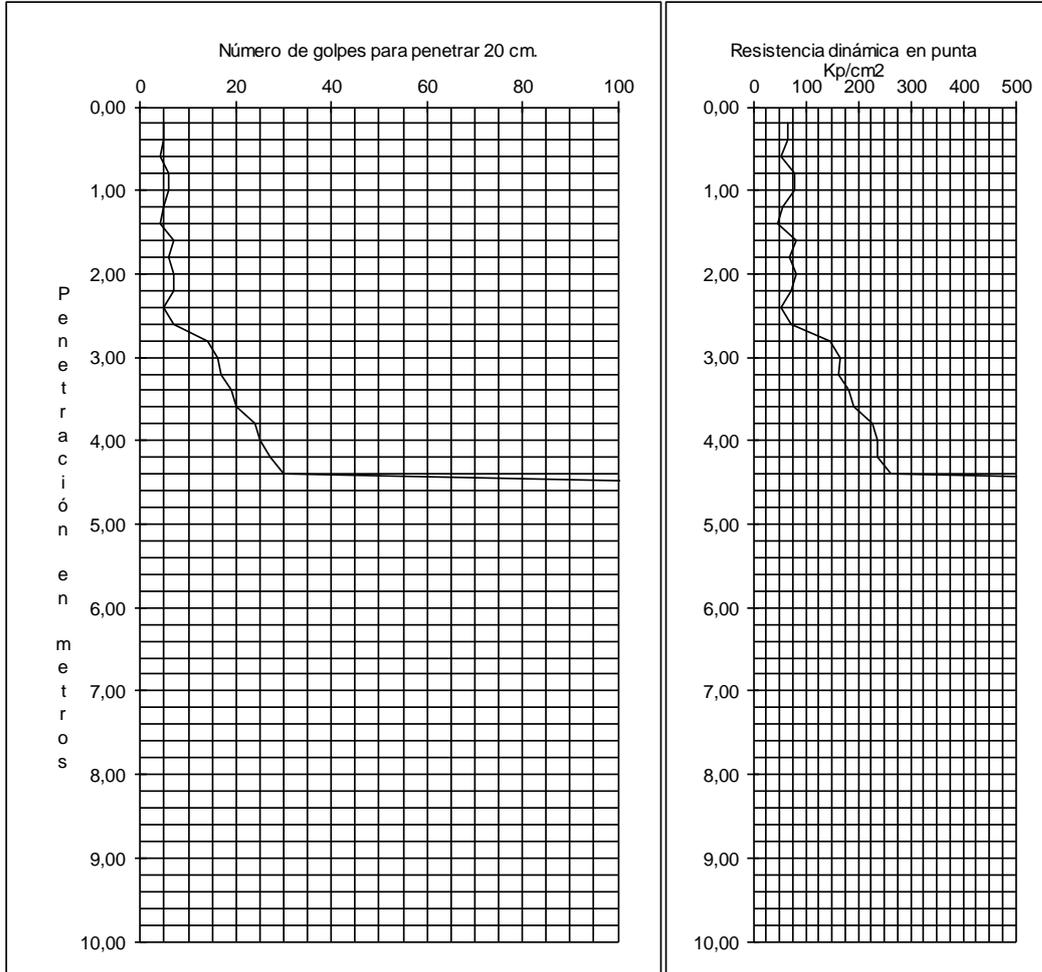
16

FECHA: 16,06,19 COTA: 0

Peso cabeza kg:

15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	5	5	4	6	6	5	4	7	6	7	7
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	5	7	14	16	17	19	20	24	25	27	30
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	200

ENSAYO Nº3

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-3

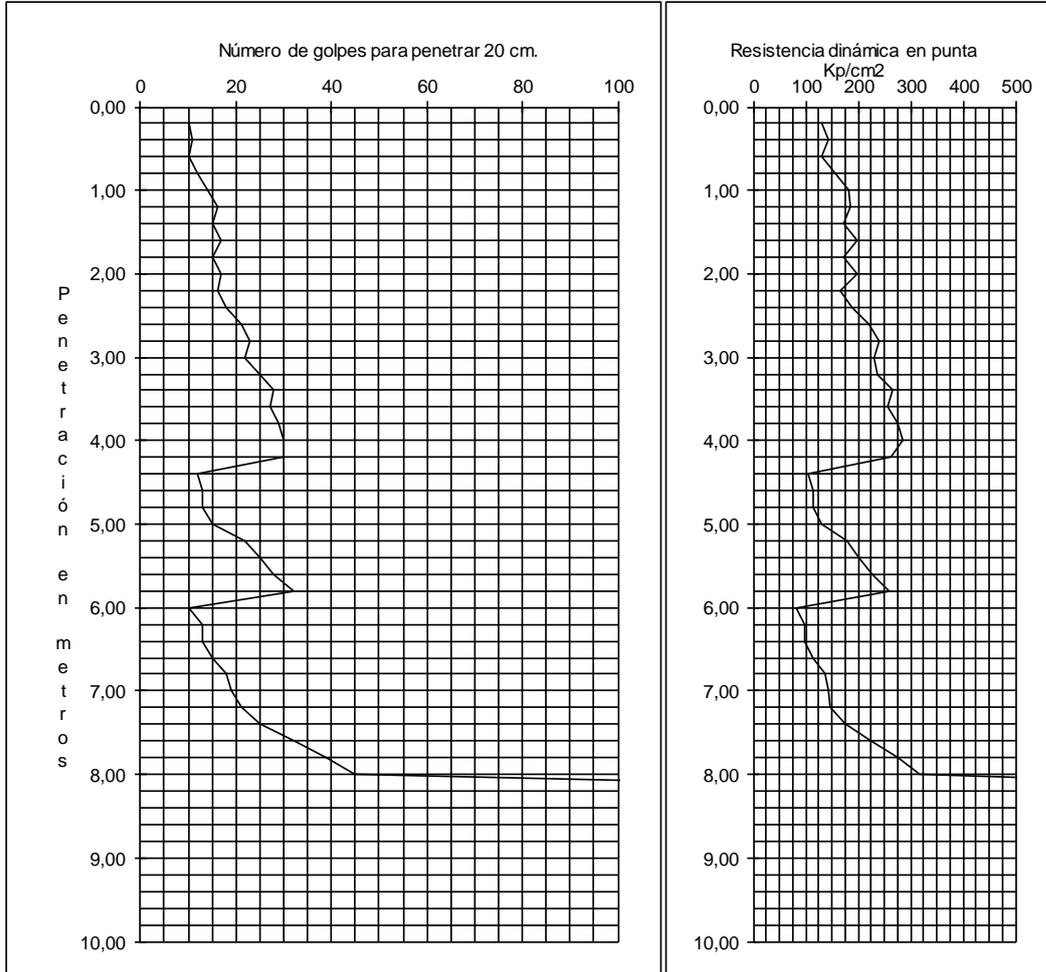
FECHA: 16,06,19 COTA : 0

Peso maza kg: 63,5 Altura de caída cm: 76

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm2: 16

Peso cabeza kg: 15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	10	11	10	12	14	16	15	17	15	17	16
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	18	21	23	22	25	28	27	29	30	30	12
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	13	13	15	22	25	28	32	10	13	13	15
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes	18	19	21	25	32	39	45	200

ENSAYO Nº4

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-4

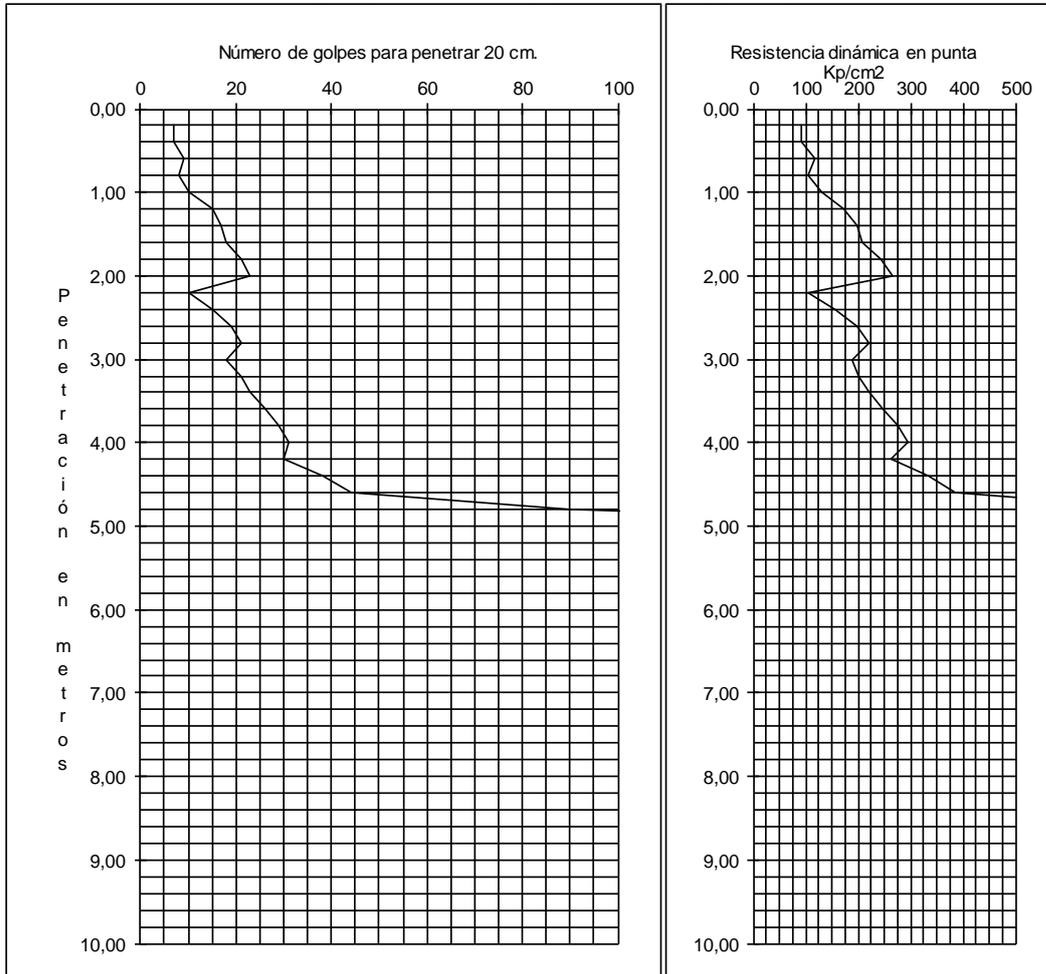
FECHA: 16,06,19 COTA : 0

Peso maza kg: 63,5 Altura de caída cm: 76

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm2: 16

Peso cabeza kg: 15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	7	7	9	8	10	15	17	18	21	23	10
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	15	19	21	18	21	23	26	29	31	30	38
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	44	90	200

ENSAYO Nº5

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-5

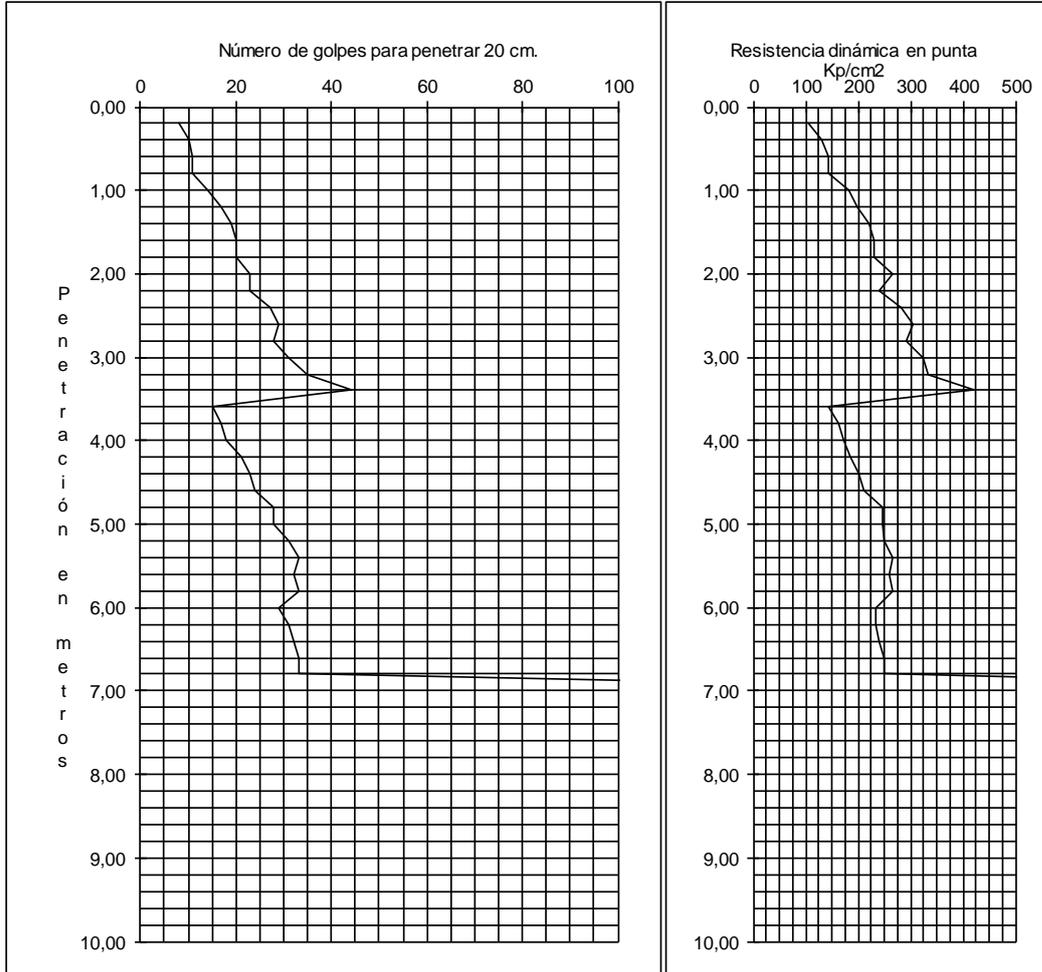
FECHA: 16.06.19 COTA : 0

Peso maza kg: 63,5 Altura de caída cm: 76

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm²: 16

Peso cabeza kg: 15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	8	10	11	11	14	17	19	20	20	23	23
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	27	29	28	31	35	44	15	17	18	21	23
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	24	28	28	31	33	32	33	29	31	32	33
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes	33	200

ENSAYO Nº6

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-6

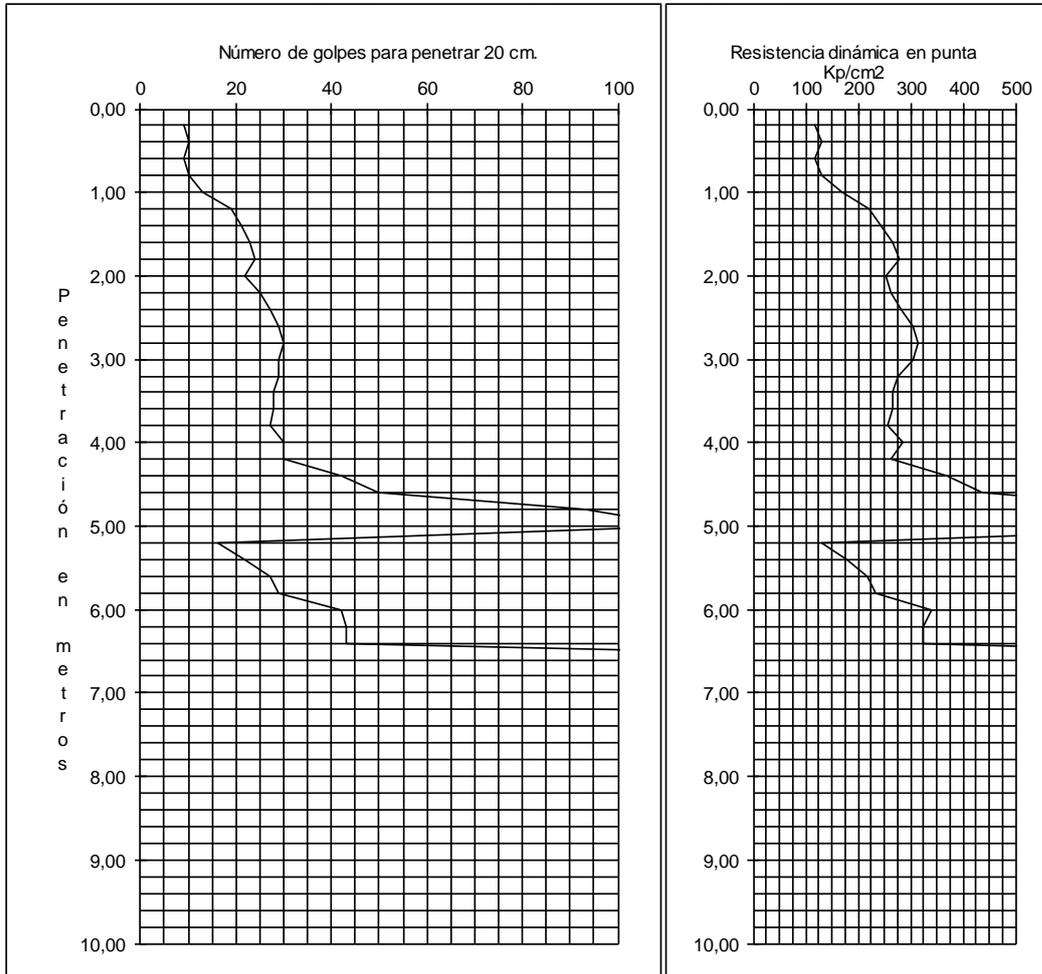
FECHA: 16,06,19 COTA : 0

Peso maza kg: 63,5 Altura de caída cm: 76

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm2: 16

Peso cabeza kg: 15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	9	10	9	10	13	19	21	23	24	22	25
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	27	29	30	29	29	28	28	27	30	30	42
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	50	93	114	16	22	27	29	42	43	43	200

ENSAYO Nº7

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-7

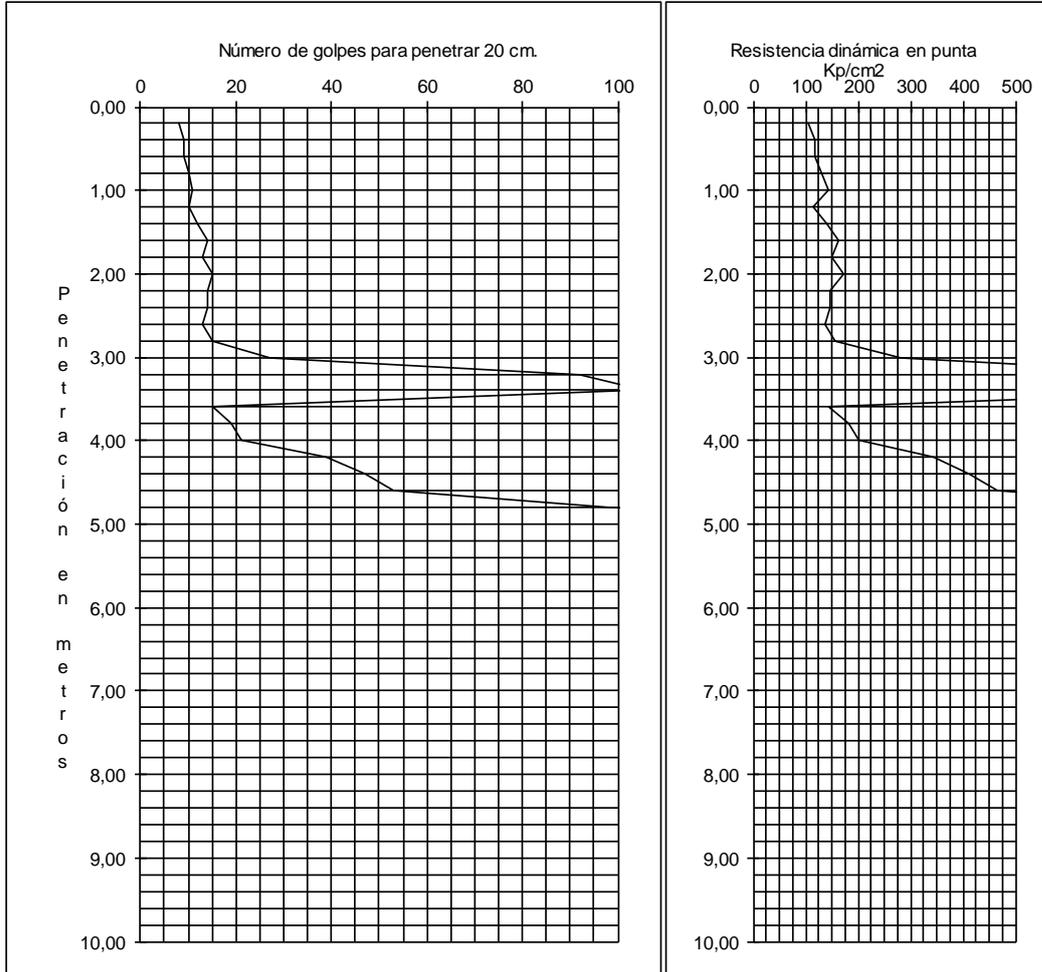
FECHA: 16.06.19 COTA : 0

Peso maza kg: 63,5 Altura de caída cm: 76

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm²: 16

Peso cabeza kg: 15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	8	9	9	10	11	10	12	14	13	15	14
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	14	13	15	27	92	105	15	19	21	39	47
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	53	98	200

ENSAYO Nº8

EQUIPO: DPSH

ENSAYO Nº: PD-8

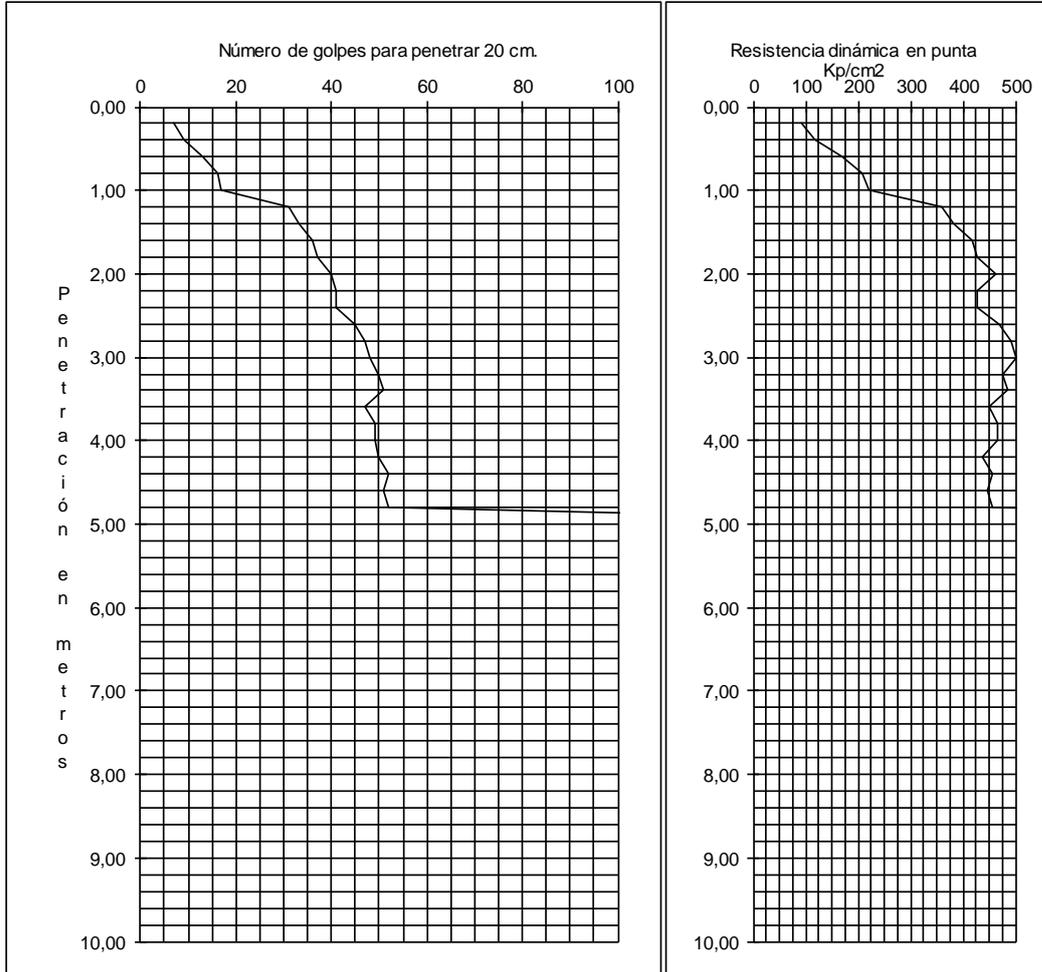
FECHA: 16,06,19 COTA : 0

Peso maza kg: 63,5 Altura de caída cm: 76

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm²: 16

Peso cabeza kg: 15

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	7	9	13	16	17	31	33	36	37	40	41
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	41	45	47	48	50	51	47	49	49	50	52
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	51	52	200

ANEXO III: TABLAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.

Sondeo 1. Hoja 1/3

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA		ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS		DENOMINACIÓN: Estudio de soluciones para la cimentación de una nave industrial.		ALUMNO: Tony Almonte Rodríguez		SONDEO Nº 1																												
		SITUACIÓN: La Muela, Zaragoza (Aragón).				GRADO: Ingeniería Civil		LONGITUD 10 m																												
PARTE DE CAMPO				ENSAYOS DE LABORATORIO																																
PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	ENSAYOS "IN SITU"/MUESTRAS					GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO (% que pasa)			LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN U.S.C.S.	HUMEDAD NATURAL (%)	DENSIDAD (g/cm³)		COMPRESIÓN SIMPLE (kp/cm²)	ENSAYOS DE HINCH.			EDÓMETRO		C. DIR./TRIAJIAL	ENSAYOS QUÍMICOS		OBSERVACIONES / OTROS ENSAYOS										
		Tipo	Profundidad (m)	Resultado	Litología	Permeab. (k)	#SUNE	#ZUNE	#O,08LINE	L.L.	I.P.	I.P.			Apar.	Seca		CLASIF. LAMBE	PRESIÓN HINCH. (kg/cm²)	HINCH. LIBRE (%)	IND. DE COMPR. (Cc)	IND. DE HINCH. (Cs)		COHESIÓN (kp/cm²)	ÁNGULO (φ)		SO ₃ (%)	CO ₂ /Ca (%)								
0	Gravas y gravillas con matriz arenosa de color marrón. Zahorras.																																			
0,20	Limos arcillosos de color marrón con cantos tamaño grava.																																			
0,40																																				
0,60																																				
0,80																																				
1,00																																				
1,20																																				
1,40																																				
1,60																																				
1,80																																				
2,00	Arcillas marrones localmente grisáceas-verdosas con yesos dispersos en forma de nódulos y vetas. Presenta aspecto cáctico. Rellenos.	M.I.	0,80 1,90																																	
2,20																																				
2,40																																				
2,60																																				
2,80																																				
3,00																																				
3,20																																				
3,40																																				
3,60	Yeso cristalino de color anaranjado.																																			
3,80																																				
4,00																																				
4,20																																				
4,40																																				
4,60																																				
4,80																																				
5,00	Argilitas alteradas marrones con yeso disperso. Presenta superficies jabonosas.	SPT	5,00 5,05		Sustrato rocoso																															
5,20																																				
5,40																																				
5,60																																				
5,80																																				
6,00																																				
6,20																																				
6,40																																				
6,60																																				
6,80																																				
7,00	Yesos alabastrinos blanquecinos en niveles centimétricos (3-6 cm) con niveles arcillosos intercalados.	SPT	7,00 7,10		Sustrato rocoso																															
7,20																																				
7,40																																				
7,60																																				
7,80																																				
8,00																																				
8,20																																				
8,40																																				
8,60																																				
8,80																																				
9,00	Arcillas verdosas con abundantes nódulos de yeso alabastrino.																																			
9,20																																				
9,40																																				
9,60																																				
9,80																																				
10,00																																				
OBSERVACIONES:		ENSAYOS "IN SITU"/MUESTRAS					PR: Presiómetro			LF: Lefranc			PROF. NIVEL FREÁTICO		P.H.		SUSTANCIAS DISUELTAS		CLORUROS (mg/l)		SULFATOS (mg/l)		NITRATOS (mg/l)		AMONIO (mg/l)		MAGNESIO (mg/l)		CO ₂ (mg/l)		SULFUROS (mg/l)		AGRESIV.		FECHA INICIO: 17/07/2019	
		SPT: Ens. Pen. Estándar					MI: Muestra inalterada			SH: Shelby			No se ha encontrado nivel freático																				FECHA FINAL: 17/07/2019			
		LUGEON: Lugeon					MA: Muestra alterada																													
		TP: Testigo parafinado																																		

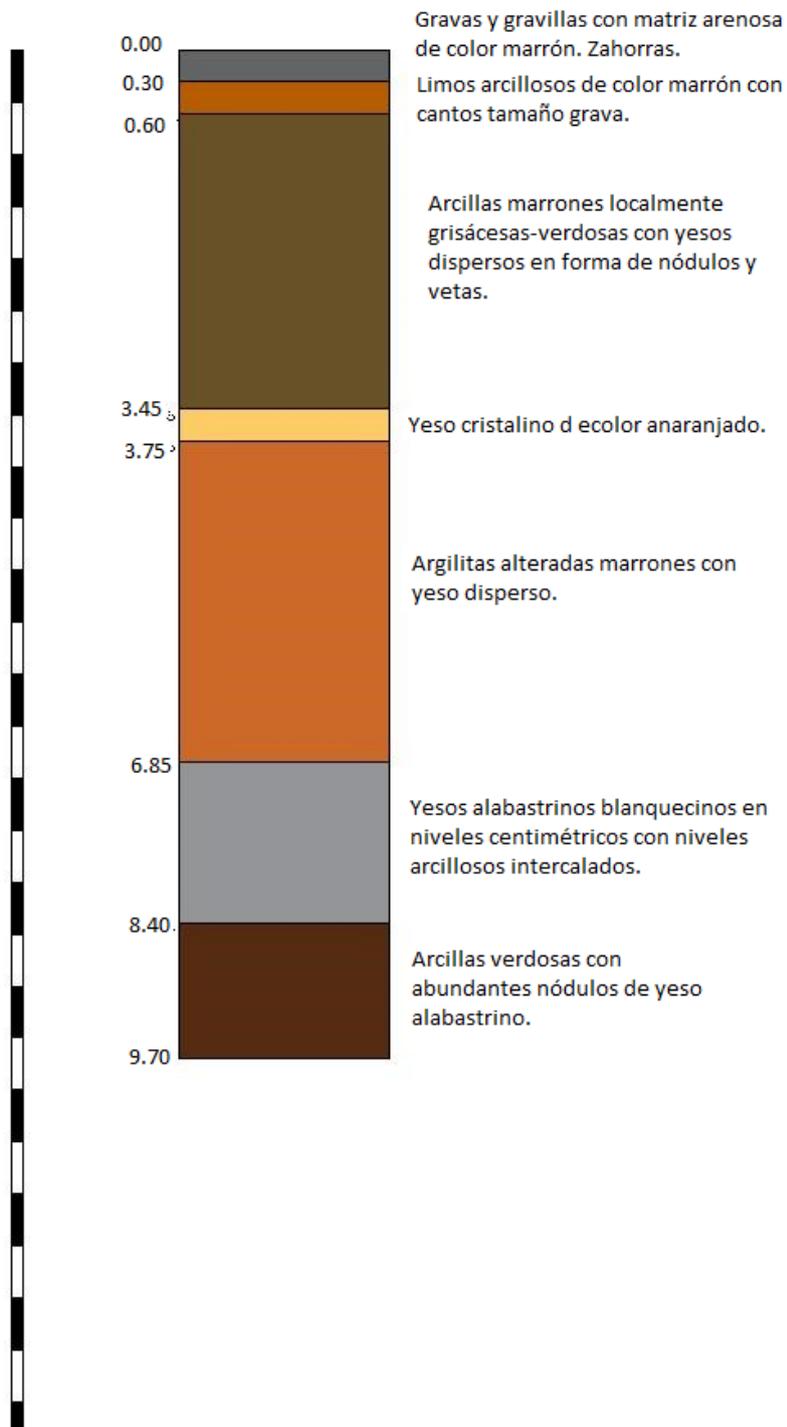
Sondeo 2. Hoja 2/3

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA		ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS		DENOMINACIÓN: Estudio de soluciones para la cimentación de una nave industrial. SITUACIÓN: La Muela, Zaragoza (Aragón).		ALUMNO: Tony Almonte Rodríguez GRADO: Ingeniería Civil		SONDEO Nº 2 LONGITUD 13 m HOJA 2 DE 3																			
PARTE DE CAMPO				ENSAYOS DE LABORATORIO																							
PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	ENSAYOS "IN SITU" / MUESTRAS				GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO (% que pasa)			LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN U.S.C.S.	HUMEDAD NATURAL (%)	DENSIDAD (g/cm³)		COMPRESIÓN SIMPLE (kp/cm²)	ENSAYOS DE HINCH.			EDÓMETRO		C. DIR./TRIAJIAL			ENSAYOS QUÍMICOS		OBSERVACIONES / OTROS ENSAYOS
		Tipo	Profundidad (m)	Resultado	Litología	Permeab. (k)	#SUNE	#ZUNE	#OJUNE	LL	LP			IP	Apar.		Seca	CLASIF. LAMBE	PRESIÓN HINCH. (kg/cm²)	HINCH. LIBRE (%)	IND. DE COMPR. (Cc)	IND. DE HINCH. (Cs)	COHESIÓN (kp/cm²)	ÁNGULO (φ)	SO ₂ (%)	CO ₂ (%)	
0	Gravas y gravillas con matriz arenosa de color marrón. Zahorras.																										
1,00		SPT	1,5	4-6-9 N ₁₀₀ =15	Rellenos																						
2,00			1,95																								
3,00		SPT	3,45	3-5-18-22 N ₁₀₀ =40	Rellenos																						
4,00	Arcillas marrones localmente grisáceas-verdosas con yesos dispersos en forma de nódulos y vetas. Presenta aspecto cádico. Rellenos.																										
5,00		SPT	5,45	5-7-10-R Rzo	Rellenos																						
6,00																											
7,00		SPT	7,45	7-10-15-18 N ₁₀₀ =33	Limos yesíferos																						
8,00																											
9,00	Arcillas marrones a verdosas con abundantes yesos nodulares y vetas.																										
10,00		SPT	10,12	10 R --- Rzo	Sustrato rocoso																						
11,00		T.P.	11,0																								
12,00		T.P.	12,4																								
	Argillitas de color gris con yeso cristalino y nodular.																										
	Yeso nodular.																										
OBSERVACIONES:		ENSAYOS "IN SITU" / MUESTRAS SPT: Ens. Pen. Estándar LG: Lugeon TP: Testigo parafinado				PR: Presiómetro MI: Muestra inalterada MA: Muestra alterada	LF: Lefranc SH: Shelby	PROF. NIVEL FREÁTICO No se ha encontrado nivel freático				P.H.	SUSTANCIAS DISUELTAS		CLORUROS (mg/l)	SULFATOS (mg/l)	NITRATOS (mg/l)	AMONIO (mg/l)	MAGNESIO (mg/l)	CO ₂ (mg/l)	SULFUROS (mg/l)	AGRESIV.	FECHA INICIO:	FECHA FINAL:			

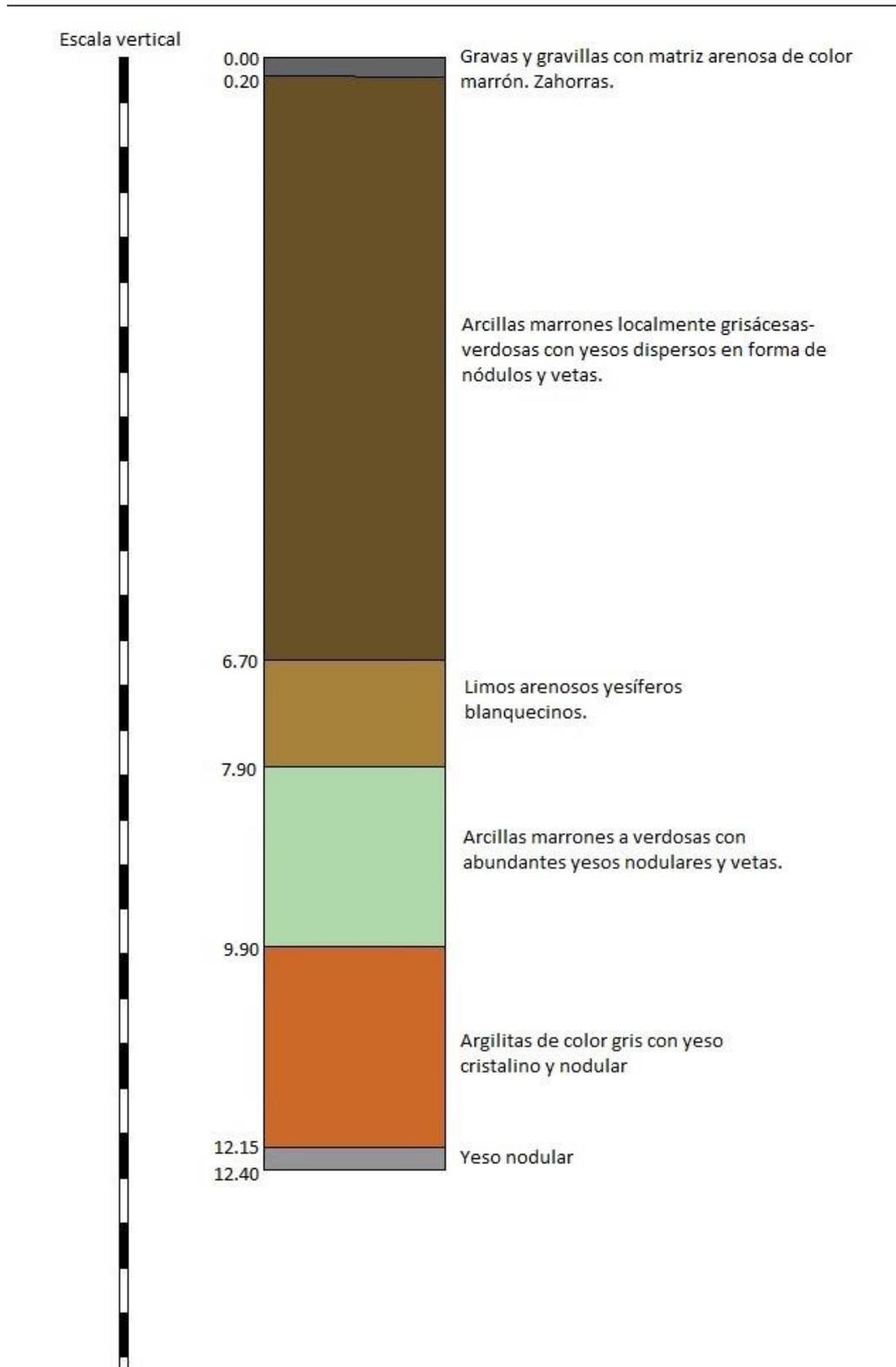


ANEXO IV: PERFILES LITOLÓGICOS.

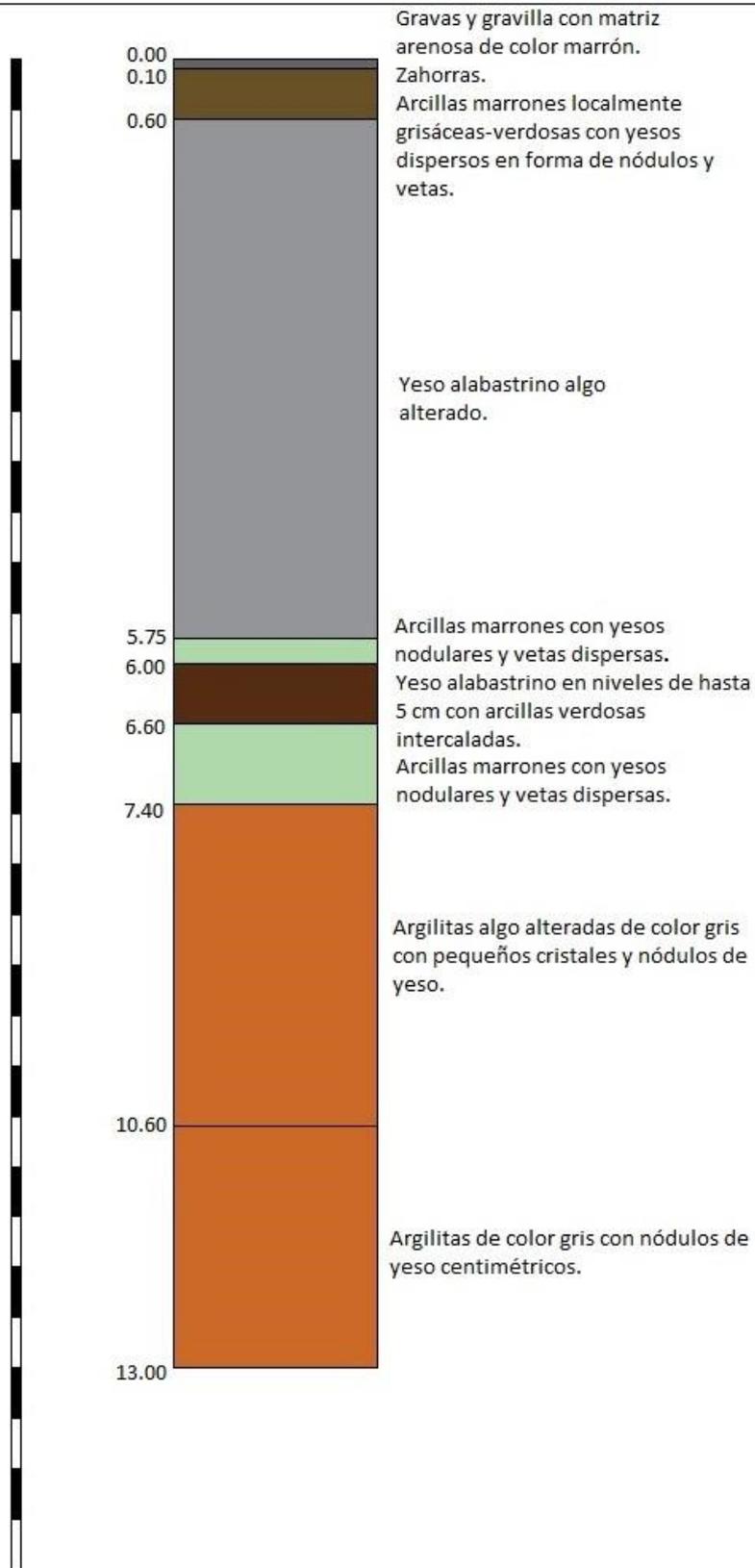
SONDEO Nº1



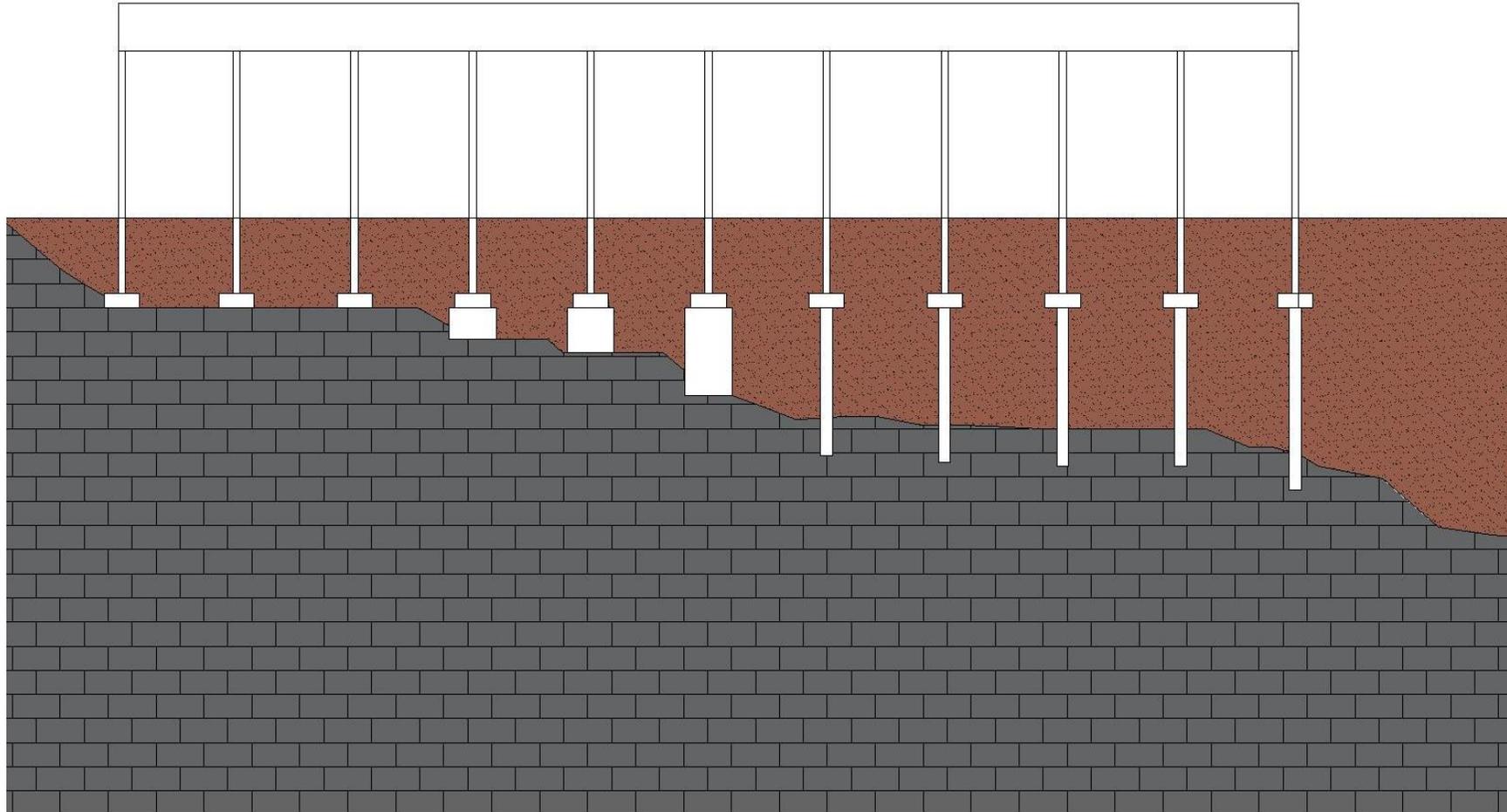
SONDEO Nº2



SONDEO Nº3



ANEXO V: PROPUESTA DE CIMENTACIÓN





ANEXO VI: VALORACIÓN ECONÓMICA

En el presente anejo viene recogida la valoración económica aproximada de las obras, los cuadros de precios unitarios para cada tipo de cimentación, así como sus correspondientes pliegos de condiciones.

CUADRO DE PRECIOS UNITARIOS DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO.

ADL005	m²	Desbroce y limpieza del terreno.			1,15 €
Desbroce y limpieza del terreno, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión. El precio no incluye la tala de árboles ni el transporte de los materiales retirados.					
Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
1 Equipo y maquinaria					
mq01pan010a	h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ .	0,024	40,23	0,97
Subtotal equipo y maquinaria:					0,97
2 Mano de obra					
mo113	h	Peón ordinario construcción.	0,009	17,28	0,16
Subtotal mano de obra:					0,16
3 Costes directos complementarios					
	%	Costes directos complementarios	2	1,13	0,02
Costes directos (1+2+3):					1,15

CUADRO DE PRECIOS UNITARIOS EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO CON MEDIOS MECÁNICOS.

ADE002	m³	Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.				4,46 €
Excavación a cielo abierto, en suelo de arcilla blanda, con medios mecánicos, y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.						
Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe	
1 Equipo y maquinaria						
mq01ret020b	h	Retrocargadora sobre neumáticos, de 70 kW.	0,101	36,43	3,68	
					Subtotal equipo y maquinaria:	3,68
2 Mano de obra						
mo113	h	Peón ordinario construcción.	0,04	17,28	0,69	
					Subtotal mano de obra:	0,69
3 Costes directos complementarios						
	%	Costes directos complementarios	2	4,37	0,09	
					Costes directos (1+2+3):	4,46

CUADRO DE PRECIOS UNITARIOS EXCAVACIÓN DE POZOS.

ADE010	m³	Excavación de zanjas y pozos.				22,20 €
<p>Excavación de pozos para cimentaciones hasta una profundidad de 2 m, en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, y acopio en los bordes de la excavación. Incluso módulos metálicos compuestos por paneles de chapa de acero y codales extensibles metálicos para apuntalamiento y entibación cuajada, para una protección del 100%. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.</p>						
Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe	
1 Materiales						
mt08ett020d	m ²	Módulo metálico, compuesto por paneles de chapa de acero y codales extensibles, para apuntalamiento y entibación de excavaciones de hasta 3 m de profundidad y entre 1 y 2 m de anchura.	0,005	241,28	1,21	
Subtotal materiales:					1,21	
2 Equipo y maquinaria						
mq01exn020b	h	Retroexcavadora hidráulica sobre neumáticos, de 115 kW.	0,323	48,54	15,68	
Subtotal equipo y maquinaria:					15,68	
3 Mano de obra						
mo113	h	Peón ordinario construcción.	0,282	17,28	4,87	
Subtotal mano de obra:					4,87	
4 Costes directos complementarios						
	%	Costes directos complementarios	2	21,76	0,44	
Costes directos (1+2+3+4):					22,20	

CUADRO DE PRECIOS UNITARIOS ZAPATA DE HORMIGÓN ARMADO.

CSZ010	m³	Zapata de cimentación de hormigón armado.
---------------	----------------------	--

Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-35/B/20/IIa+Qc fabricado en central con cemento SR, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m³. Incluso armaduras de espera del pilar, alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.

Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe	
1 Materiales						
mt07aco020a	Ud	Separador homologado para cimentaciones.	8	0,13	1,04	
mt07aco010c	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	50	0,81	40,5	
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,2	1,1	0,22	
mt10haf010jEc	m ³	Hormigón HA-35/B/20/IIa+Qc, fabricado en central, con cemento SR.	1,1	117,96	129,76	
Subtotal materiales:					171,52	
2 Mano de obra						
mo043	h	Oficial 1ª ferrallista.	0,081	19,37	1,57	
mo090	h	Ayudante ferrallista.	0,121	18,29	2,21	
mo045	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,051	19,37	0,99	
mo092	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,303	18,29	5,54	
Subtotal mano de obra:					10,31	
3 Costes directos complementarios						
	%	Costes directos complementarios	2	181,83	3,64	
Coste de mantenimiento decenal: 5,56€ en los primeros 10 años.					Costes directos (1+2+3):	185,47

CUADRO DE PRECIOS UNITARIOS POZO DE CIMENTACIÓN.

CMP010	m³	Pozo de cimentación de hormigón ciclópeo.
---------------	----------------------	--

Pozo de cimentación de hormigón ciclópeo, realizado con hormigón HM-20/P/40/I fabricado en central y vertido desde camión (60% de volumen) y piedra en rama de tamaño máximo 30 cm (40% de volumen).

Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
1 Materiales					
mt10hmf010My	m ³	Hormigón HM-20/P/40/I, fabricado en central.	0,66	68,07	44,93
mt01arg110h	m ³	Piedra en rama de tamaño máximo 30 cm.	0,4	14,19	5,68
				Subtotal materiales:	50,61
2 Mano de obra					
mo045	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,101	19,37	1,96
mo092	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,101	18,29	1,85
mo113	h	Peón ordinario construcción.	0,809	17,28	13,98
				Subtotal mano de obra:	17,79
3 Costes directos complementarios					
	%	Costes directos complementarios	2	68,4	1,37
Coste de mantenimiento decenal: 2,09€ en los primeros 10 años.			Costes directos (1+2+3):		69,77

CUADRO DE PRECIOS UNITARIOS PILOTES DE EXTRACCIÓN CON CAMISA PERDIDA.

CPI050	m	Pilote de extracción con camisa perdida.
---------------	----------	---

Pilote de cimentación de hormigón armado de 55 cm de diámetro, para grupo de pilotes CPI-5 según NTE-CPI. Ejecutado por extracción de tierras mediante sistema mecánico que se desplaza por el interior de una entubación perdida y posterior hormigonado continuo en seco del pilote. Realizado con hormigón HA-25/F/12/IIa fabricado en central, y vertido desde camión a través de tubo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 8,1 kg/m. Incluso alambre de atar y separadores. El precio incluye el transporte, la instalación, el montaje y el desmontaje del equipo mecánico, la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra.

Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
1 Materiales					
mt07aco020m	Ud	Separador homologado para pilotes.	3	0,09	0,27
mt07pil010b	m	Tubo de acero, de 55 cm de diámetro y 2 mm de espesor.	1,05	54,36	57,08
mt07aco010c	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	8,1	0,81	6,56
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,049	1,1	0,05
mt10haf010nba	m³	Hormigón HA-25/F/12/IIa, fabricado en central.	0,24	82,88	19,89
			Subtotal materiales:		83,85
2 Equipo y maquinaria					
mq03pii105a	h	Equipo completo para perforación de pilote de extracción con camisa perdida, CPI-5.	0,543	149,76	81,32
			Subtotal equipo y maquinaria:		81,32
3 Mano de obra					
mo043	h	Oficial 1ª ferrallista.	0,033	19,37	0,64
mo090	h	Ayudante ferrallista.	0,033	18,29	0,6
mo045	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	2,117	19,37	41,01
mo092	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	2,117	18,29	38,72
			Subtotal mano de obra:		80,97
4 Costes directos complementarios					
	%	Costes directos complementarios	2	246,14	4,92
Coste de mantenimiento decenal: 5,02€ en los primeros 10 años.			Costes directos (1+2+3+4):		251,06

En la siguiente tabla se recoge el coste total aproximado de las obras, siendo el mismo de **55.041.93€**.

Coste aproximado de las obras				
			m ² desbroce	Coste
Desbroce y limpieza del terreno.	1,15	€/m ²	1000	1.150,00 €
			m ³ excavación a cielo abierto	Coste
Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.	4,46	€/m ³	4000	17.840,00 €
			m ³ excavación pozos x nº pozos	Coste
Excavación de zanjas y pozos.	22,2	€/m ³	75,40	1.673,84 €
			m ³ zapata x nº zapatas	Coste
Zapata de cimentación de hormigón armado.	185,47	€/m ³	10,8	2.003,08 €
			m ³ de pozo x nº pozos	Coste
Pozo de cimentación de hormigón ciclópeo.	69,77	€/m ³	75,40	5.260,53 €
			m de pilote x nº pilotes	Coste
Pilote de extracción con camisa perdida.	251,06	€/m	108	27.114,48 €
			Coste total	55.041,93 €



ANEXO VII: PLIEGO DE CONDICIONES

Pliego de condiciones

UNIDAD DE OBRA ADL005: DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Desbroce y limpieza del terreno, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión.

NORMATIVA DE APLICACIÓN

Ejecución: NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno. Desmontes: Explanaciones.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO

Superficie medida en proyección horizontal, según documentación gráfica de Proyecto.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA

DEL SOPORTE.

Inspección ocular del terreno. Se comprobará la posible existencia de servidumbres, elementos enterrados, redes de servicio o cualquier tipo de instalaciones que puedan resultar afectadas por las obras a iniciar.

DEL CONTRATISTA.

Si existieran instalaciones en servicio que pudieran verse afectadas por los trabajos a realizar, solicitará de las correspondientes compañías suministradoras su situación y, en su caso, la solución a adoptar, así como las distancias de seguridad a tendidos aéreos de conducción de energía eléctrica.

PROCESO DE EJECUCIÓN

FASES DE EJECUCIÓN.

Replanteo en el terreno. Remoción mecánica de los materiales de desbroce. Retirada y disposición mecánica de los materiales objeto de desbroce. Carga a camión.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

La superficie del terreno quedará limpia y en condiciones adecuadas para poder realizar el replanteo definitivo de la obra.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO

Se medirá, en proyección horizontal, la superficie realmente ejecutada según especificaciones de Proyecto, sin incluir los incrementos por excesos de excavación no autorizados.

CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

El precio no incluye la tala de árboles ni el transporte de los materiales retirados.

Pliego de condiciones

UNIDAD DE OBRA ADE002: EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO, CON MEDIOS MECÁNICOS.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Excavación a cielo abierto, en suelo de arcilla blanda, con medios mecánicos, y carga a camión.

NORMATIVA DE APLICACIÓN

Ejecución:

CTE. DB-SE-C Seguridad estructural: Cimientos.

NTE-ADV. Acondicionamiento del terreno. Desmontes: Vaciados.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO

Volumen medido sobre las secciones teóricas de la excavación, según documentación gráfica de Proyecto.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA

DEL SOPORTE.

Se comprobará la posible existencia de servidumbres, elementos enterrados, redes de servicio o cualquier tipo de instalaciones que puedan resultar afectadas por las obras a iniciar. Se dispondrá de la información topográfica y geotécnica necesaria, recogida en el correspondiente estudio geotécnico del terreno realizado por un laboratorio acreditado en el área técnica correspondiente, y que incluirá, entre otros datos: plano altimétrico de la zona, cota del nivel freático y tipo de terreno que se va a excavar a efecto de su trabajabilidad. Se dispondrán puntos fijos de referencia en lugares que puedan verse afectados por el vaciado, a los cuales se referirán todas las lecturas de cotas de nivel y desplazamientos horizontales y verticales de los puntos del terreno. Se comprobará el estado de conservación de los edificios medianeros y de las construcciones próximas que puedan verse afectadas por el vaciado.

DEL CONTRATISTA.

Si existieran instalaciones en servicio que pudieran verse afectadas por los trabajos a realizar, solicitará de las correspondientes compañías suministradoras su situación y, en su caso, la solución a adoptar, así como las distancias de seguridad a tendidos aéreos de conducción de energía eléctrica. Notificará al director de la ejecución de la obra, con la antelación suficiente, el comienzo de las excavaciones.

PROCESO DE EJECUCIÓN

FASES DE EJECUCIÓN.

Replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia. Colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones. Excavación en sucesivas franjas horizontales y extracción de tierras. Refinado de fondos y laterales a mano, con extracción de las tierras. Carga a camión de los materiales excavados.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

La excavación quedará limpia y a los niveles previstos, cumpliéndose las exigencias de estabilidad de los cortes de tierras, taludes y edificaciones próximas.

CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Las excavaciones quedarán protegidas frente a filtraciones y acciones de erosión o desmoronamiento por parte de las aguas de escorrentía. Se tomarán las medidas oportunas para asegurar que las características geométricas permanecen inamovibles.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO

Se medirá el volumen teórico ejecutado según especificaciones de Proyecto, sin incluir los incrementos por excesos de excavación no autorizados, ni el relleno necesario para reconstruir la sección teórica por defectos imputables al Contratista. Se medirá la excavación una vez realizada y antes de que sobre ella se efectúe ningún tipo de relleno. Si el Contratista cerrase la excavación antes de conformada la medición, se entenderá que se aviene a lo que unilateralmente determine el director de la ejecución de la obra.

CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.

Pliego de condiciones

UNIDAD DE OBRA ADE010: EXCAVACIÓN DE ZANJAS Y POZOS.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Excavación de zanjas para cimentaciones hasta una profundidad de 4 m, en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, y acopio en los bordes de la excavación. Incluso módulos metálicos compuestos por paneles de chapa de acero y codales extensibles metálicos para apuntalamiento y entibación cuajada, para una protección del 100%.

NORMATIVA DE APLICACIÓN

Ejecución:

CTE. DB-SE-C Seguridad estructural: Cimientos.

NTE-ADZ. Acondicionamiento del terreno. Desmontes: Zanjas y pozos.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO

Volumen medido sobre las secciones teóricas de la excavación, según documentación gráfica de Proyecto, sin duplicar esquinas ni encuentros.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA

DEL SOPORTE.

Se comprobará la posible existencia de servidumbres, elementos enterrados, redes de servicio o cualquier tipo de instalaciones que puedan resultar afectadas por las obras a iniciar. Se dispondrá de la información topográfica y geotécnica necesaria, recogida en el correspondiente estudio geotécnico del terreno realizado por un laboratorio acreditado en el área técnica correspondiente, y que incluirá, entre otros datos: tipo, humedad y compacidad o consistencia del terreno. Se dispondrán puntos fijos de referencia en lugares que puedan verse afectados por la excavación, a los cuales se referirán todas las lecturas de cotas de nivel y desplazamientos horizontales y verticales de los puntos del terreno. Se comprobará el estado de conservación de los edificios medianeros y de las construcciones próximas que puedan verse afectadas por las excavaciones.

DEL CONTRATISTA.

Si existieran instalaciones en servicio que pudieran verse afectadas por los trabajos a realizar, solicitará de las correspondientes compañías suministradoras su situación y, en su caso, la solución a adoptar, así como las distancias de seguridad a tendidos aéreos de conducción de energía eléctrica. Notificará al director de la ejecución de la obra, con la antelación suficiente, el comienzo de las excavaciones. En caso de realizarse cualquier tipo de entibación del terreno, presentará al director de la ejecución de la obra, para su aprobación, los cálculos justificativos de la solución a adoptar.

PROCESO DE EJECUCIÓN

FASES DE EJECUCIÓN.

Replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia. Colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones. Excavación en sucesivas franjas horizontales y extracción de tierras. Refinado de fondos y laterales a mano, con extracción de las tierras. Montaje de los módulos metálicos fuera del pozo. Descenso y colocación de los módulos metálicos en el pozo, con medios mecánicos. Elevación de los módulos metálicos fuera del pozo. Desmontaje de los módulos metálicos. Acopio de los materiales excavados en los bordes de la excavación.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

El fondo de la excavación quedará nivelado, limpio y ligeramente apisonado.

CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Las excavaciones quedarán protegidas frente a filtraciones y acciones de erosión o desmoronamiento por parte de las aguas de escorrentía. Se tomarán las medidas oportunas para asegurar que sus características geométricas permanecen inamovibles. Mientras se efectúe la consolidación definitiva de las paredes y fondo de las excavaciones se conservarán las entibaciones realizadas, que sólo podrán quitarse, total o parcialmente, previa comprobación del director de la ejecución de la obra, y en la forma y plazos que éste dictamine.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO

Se medirá el volumen teórico ejecutado según especificaciones de Proyecto, sin duplicar esquinas ni encuentros y sin incluir los incrementos por excesos de excavación no autorizados, ni el relleno necesario para reconstruir la sección teórica por defectos imputables al Contratista. Se medirá la excavación una vez realizada y antes de que sobre ella se efectúe ningún tipo de relleno. Si el Contratista cerrase la excavación antes de conformada la medición, se entenderá que se aviene a lo que unilateralmente determine el director de la ejecución de la obra.

CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.

Pliego de condiciones

UNIDAD DE OBRA CSZ010: ZAPATA DE CIMENTACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO.

MEDIDAS PARA ASEGURAR LA COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES PRODUCTOS, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS QUE COMPONEN LA UNIDAD DE OBRA.

Dependiendo de la agresividad del terreno o la presencia de agua con sustancias agresivas, se elegirá el cemento adecuado para la fabricación del hormigón, así como su dosificación y permeabilidad y el espesor de recubrimiento de las armaduras.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-35/B/20/1a+Qc fabricado en central con cemento SR, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m³. Incluso armaduras de espera del pilar, alambre de atar, y separadores.

NORMATIVA DE APLICACIÓN

Elaboración, transporte y puesta en obra del hormigón:

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Ejecución:

CTE. DB-SE-C Seguridad estructural: Cimientos.

NTE-CSZ. Cimentaciones superficiales: Zapatas.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO

Volumen medido sobre las secciones teóricas de la excavación, según documentación gráfica de Proyecto.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA

DEL SOPORTE.

Se comprobará la existencia de la capa de hormigón de limpieza, que presentará un plano de apoyo horizontal y una superficie limpia.

AMBIENTALES.

Se suspenderán los trabajos de hormigonado cuando llueva con intensidad, nieve, exista viento excesivo, una temperatura ambiente superior a 40°C o se prevea que dentro de las 48 horas siguientes pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los 0°C.

DEL CONTRATISTA.

Dispondrá en obra de una serie de medios, en previsión de que se produzcan cambios bruscos de las condiciones ambientales durante el hormigonado o posterior periodo de fraguado, no pudiendo comenzarse el hormigonado de los diferentes elementos sin la autorización por escrito del director de la ejecución de la obra.

PROCESO DE EJECUCIÓN

FASES DE EJECUCIÓN.

Replanteo y trazado de las zapatas y de los pilares u otros elementos estructurales que apoyen en las mismas. Colocación de separadores y fijación de las armaduras. Vertido y compactación del hormigón. Coronación y enrase de cimientos. Curado del hormigón.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

El conjunto será monolítico y transmitirá correctamente las cargas al terreno. La superficie quedará sin imperfecciones.

CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Se protegerán y señalizarán las armaduras de espera.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO

Se medirá el volumen teórico ejecutado según especificaciones de Proyecto, sin incluir los incrementos por excesos de excavación no autorizados.

CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.

Pliego de condiciones

UNIDAD DE OBRA CMP010: POZO DE CIMENTACIÓN DE HORMIGÓN CICLÓPEO.

MEDIDAS PARA ASEGURAR LA COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES PRODUCTOS, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS QUE COMPONEN LA UNIDAD DE OBRA.

Dependiendo de la agresividad del terreno o la presencia de agua con sustancias agresivas, se elegirá el cemento adecuado para la fabricación del hormigón, así como su dosificación y permeabilidad.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Pozo de cimentación de hormigón ciclópeo, realizado con hormigón HM-20/P/40/I fabricado en central y vertido desde camión (60% de volumen) y piedra en rama de tamaño máximo 30 cm (40% de volumen).

NORMATIVA DE APLICACIÓN

Elaboración, transporte y puesta en obra del hormigón:

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Ejecución:

CTE. DB-SE-C Seguridad estructural: Cimientos.

NTE-CSZ. Cimentaciones superficiales: Zapatas.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO

Volumen teórico, según documentación gráfica de Proyecto.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA

AMBIENTALES.

Se suspenderán los trabajos de hormigonado cuando llueva con intensidad, nieve, exista viento excesivo, una temperatura ambiente superior a 40°C o se prevea que dentro de las 48 horas siguientes pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los 0°C.

DEL CONTRATISTA.

Dispondrá en obra de una serie de medios, en previsión de que se produzcan cambios bruscos de las condiciones ambientales durante el hormigonado o posterior periodo de fraguado, no pudiendo comenzarse el hormigonado de los diferentes elementos sin la autorización por escrito del director de la ejecución de la obra.

PROCESO DE EJECUCIÓN

FASES DE EJECUCIÓN.

Replanteo y trazado de las zapatas y de los pilares u otros elementos estructurales que apoyen en las mismas. Vertido y compactación del hormigón. Colocación de las piedras en el hormigón fresco. Coronación y enrase de cimientos. Curado del hormigón.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

El conjunto será monolítico y transmitirá correctamente las cargas al terreno.

CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Se protegerán y señalizarán las armaduras de espera.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO

Se medirá el volumen teórico ejecutado según especificaciones de Proyecto, sin incluir los incrementos por excesos de excavación no autorizados.

Pliego de condiciones

UNIDAD DE OBRA CPI050: PILOTE DE EXTRACCIÓN CON CAMISA PERDIDA.

MEDIDAS PARA ASEGURAR LA COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES PRODUCTOS, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS QUE COMPONEN LA UNIDAD DE OBRA.

Dependiendo de la agresividad y el nivel freático del terreno, se elegirá el cemento adecuado para la fabricación del hormigón, así como su dosificación y permeabilidad y el espesor de recubrimiento de las armaduras.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Pilote de cimentación de hormigón armado de 55 cm de diámetro, para grupo de pilotes CPI-5 según NTE-CPI. Ejecutado por extracción de tierras mediante sistema mecánico que se desplaza por el interior de una entubación perdida y posterior hormigonado continuo en seco del pilote. Realizado con hormigón HA-25/F/12/lla fabricado en central, y vertido desde camión a través de tubo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 8,1 kg/m. Incluso alambre de atar y separadores.

NORMATIVA DE APLICACIÓN

Dosificación, elaboración, transporte y puesta en obra del hormigón:

UNE-EN 206-1. Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Ejecución, control y documentación:

CTE. DB-SE-C Seguridad estructural: Cimientos.

UNE-EN 1536. Ejecución de trabajos especiales de geotecnia. Pilotes perforados.

NTE-CPI. Cimentaciones. Pilotes: In situ.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO

Longitud medida según documentación gráfica de Proyecto.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA

DEL SOPORTE.

Se dispondrá de la información topográfica y geotécnica necesaria, recogida en el correspondiente estudio geotécnico del terreno realizado por un laboratorio acreditado en el área técnica correspondiente, y que incluirá, entre otros datos: corte estratigráfico, cota del nivel freático, grado de agresividad del terreno y características mecánicas del terreno, así como la determinación de la profundidad estimada para la cimentación. Antes de desplazarse a la obra la máquina de pilotar y las auxiliares, se comprobará que caben en el lugar de trabajo y pueden moverse sin estorbos, de forma que se garantice la situación de cada pilote en el sitio correcto, según el orden de ejecución de los pilotes.

DEL CONTRATISTA.

Presentará prueba documental de la capacidad técnica de la empresa ejecutora.

PROCESO DE EJECUCIÓN

FASES DE EJECUCIÓN.

Replanteo y trazado de los ejes de los grupos de pilotes. Hinca del tubo acompañando a la excavación. Colocación de la armadura. Puesta en obra del hormigón. Limpieza y retirada de sobrantes.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

El conjunto será monolítico y transmitirá correctamente las cargas al terreno.

CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Se protegerá la cabeza del pilote recién hormigonado frente a acciones mecánicas y temperaturas inferiores a 3°C.

CRITERIO DE MEDICIÓN EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO

Se medirá la longitud, tomada en el terreno antes de hormigonar, del pilote realmente ejecutado según especificaciones de Proyecto, desde la punta hasta la cara inferior del encepado, sin incluir el exceso de hormigón consumido sobre el volumen teórico correspondiente al diámetro nominal del pilote.

CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

El precio incluye el transporte, la instalación, el montaje y el desmontaje del equipo mecánico, la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra.

