

ANEJO 9:

DISEÑO BÁSICO DE LA SOLUCIÓN PARA LA CIMENTACIÓN

El objeto del presente Anejo es el proponer unas dimensiones y un proceso constructivo para la cimentación por pilotes, que fue justificada como la mejor solución en el Anejo 7.

Contenido

1	OBJETO Y ALCANCE.....	2
2	ELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE E INTEGRACIÓN CON EL CIRCUITO PRIMARIO.....	3
3	CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS PILOTES.	10
3.1	RESISTENCIA POR FUSTE.	11
3.2	DISEÑO DE LOS PILOTES.....	20
3.2.1	GRUPO 3	24
3.2.2	GRUPO 2	28
3.2.3	GRUPO 1	29
3.2.4	ROZAMIENTO NEGATIVO.	31
3.2.5	ELECCIÓN DEL DIÁMETRO Y LA LONGITUD.	33
3.2.6	COMPROBACIÓN DEL TOPE ESTRUCTURAL.	35
3.2.7	COMPROBACIÓN FRENTE A PANDEO.....	37
3.2.8	ASIENTOS.	38
3.3	DISEÑO BÁSICO DE LOS ENCEPADOS.....	44

1 OBJETO Y ALCANCE

El objeto del presente Anejo es el proponer unas dimensiones y un proceso constructivo para la cimentación por pilotes, que fue justificada como la mejor solución en el Anejo 7.

Se discute la tipología de pilotes a utilizar y posteriormente se utilizan las formulaciones del Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos para comprobar y dimensionar los pilotes.

La geometría finalmente adoptada se muestra en los planos adjuntos a este trabajo final de grado.

2 ELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE E INTEGRACIÓN CON EL CIRCUITO PRIMARIO.

Existen diferentes tipos de cimentaciones por pilotes, siendo habitual clasificarlas en un primer momento, en función de su fabricación, ya sean pilotes prefabricados o in-situ. En el caso de aplicación, los pilotes in-situ aportan una mayor versatilidad por la posibilidad de integrar en su estructura el intercambiador geotérmico vertical y así aprovechar las perforaciones del terreno para dos usos diferentes. Esto no sería posible con pilotes prefabricados, pues la forma de integrar el intercambiador geotérmico sería en fase de fabricación, lo que requeriría un montaje especial que elevaría los costes de inversión. Además, resulta ser una solución difícil de materializar, dada la escasa o nula existencia de fábricas de pilotes prefabricados homologadas en la zona que permitan tal diseño. Otra alternativa para pilotes prefabricados sería disponer de forma independiente la cimentación y el intercambiador geotérmico, lo cual incrementa la mano de obra y por tanto los costes de inversión. Esta ventaja de los pilotes in-situ respecto a los pilotes prefabricados, para el caso de aplicación, es de suma importancia, pues al reducir el número de actividades independientes, se reducen las horas de trabajo de maquinaria y personal, que en la mayoría de los casos representa la partida con mayor coste por unidad de medición.

Otra condición a tener en cuenta es la afección a estructuras colindantes, ya que al emplear pilotes hincados se pueden generar vibraciones, pudiendo causar daños en las cimentaciones vecinas.

Al encontrar el nivel freático a 2,5 metros de profundidad bajo la superficie y contar con un estrato arenoso de compacidad media, de 2.25 metros de potencia a 0.6 metros de profundidad, que se sitúa sobre un conjunto de estratos arcillosos de consistencia media-blanda, podrían darse derrumbes y posibles flujos de agua que dificulten la perforación y vertido del hormigón, por lo que la colocación de una camisa metálica podría ser de utilidad para los primeros 3.5 metros en los que se encuentra el terreno sin cohesión.

La utilización de lodos bentoníticos o polímeros puede no estar del todo recomendada para los primeros metros de la perforación, pues existe un estrato de arenas con 2.25 metros de potencia con una fracción gruesa del 30%, lo cual implica una elevada permeabilidad, que podría suponer la pérdida parcial o total de los lodos.

Tras lo expuesto en los dos párrafos anteriores, queda claro el método de sostenimiento a emplear en caso de contar con un terreno inestable, sin embargo, en caso de tratarse de un terreno estable no serían necesarios ninguno de los dos métodos de sostenimiento.

El criterio según el CTE-SE/C, en el apartado 5.4.1, considera terrenos inestables los que cumplen las siguientes condiciones:

- 1 Terrenos uniformes no cohesivos con coeficiente de uniformidad (relación de diámetros correspondientes al 60 y al 10% en peso) inferior a 2 ($D_{60}/D_{10} < 2$) por debajo del nivel freático.*
- 2 Terrenos flojos no cohesivos con $N < 7$.*
- 3 Terrenos muy blandos cohesivos con resistencia a corte no drenada, C_u , inferior a 15 KPa.*

(CTE. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos)

Respecto al primer punto no se dispone de información suficiente para comprobar tal condición con exactitud, pues no se conoce la curva granulométrica. En cambio, dicho punto hace referencia a terrenos no cohesivos por debajo del nivel freático, por lo que no es nuestro caso de aplicación.

Las dos últimas condiciones son claramente superadas, pues las arenas cuentan con un SPT de 9 y las arcillas tienen una resistencia a corte sin drenaje “ C_u ” de 50 KPa, por lo que a falta de más datos, no haría falta métodos de sostenimiento, ya que el terreno es estable.

Dado el razonamiento anterior, se concluye que se empleará un pilote de extracción sin entubación (CPI-7), ya que es el tipo de pilote con mejores rendimientos, y por tanto con un coste unitario de los más bajos.

En caso de dudar de la estabilidad de los primeros metros de la capa de arcillas bajo el nivel freático, por la presencia de indicios de arena se puede realizar el encamisado de los primeros 4 metros de la perforación, empleando en este caso un pilote de extracción con entubación recuperable de una pieza (CPI-4). Aunque este tipo de pilotes conlleva rendimientos menores y costes más elevados.

También cabe destacar la presencia de un estrato arenoso-arcilloso de 50 centímetros de espesor a una profundidad de 6.7 metros, que podría dar problemas de estabilidad y posiblemente se necesite usar lodos bentoníticos (CPI-6).

A efectos de este trabajo fin de grado se considerará que el estrato arcilloso bajo el nivel freático es estable en toda su profundidad, y que el nivel de arenas de 50 centímetros a 6.7 metros de profundidad, junto con la parte sumergida del nivel de arenas de la superficie, poseen un coeficiente de uniformidad inferior a 2, por lo que se considerará todo el perfil estable. Sin embargo, será en la fase de ejecución donde verdaderamente se determine la necesidad de usar métodos de sostenimiento, en cuyo caso, dado que nos encontramos ante un terreno con un elevado porcentaje de finos, se emplearán lodos bentoníticos como sostenimiento (CPI-6).

El pilote ejecutado será un pilote de extracción sin entubación mediante cazo o bucket, ya que la barrena o hélice queda desaconsejada bajo el nivel freático, puesto que el detritus junto con la presencia del agua puede resbalar por la hélice. El inconveniente de este método de excavación es el posible desmoronamiento de las paredes, inducido por la succión del cazo al extraerlo de la perforación. Para evitar este efecto indeseable, se aconsejan perforaciones de diámetros superiores a 650 mm.



Figura 9. 1. Ejecución de pilotes. (<https://montenegroexpersa.com/pilotes/>).



Figura 9. 2. Cazo o bucket. (<https://victoryepes.blogs.upv.es/2019/01/28/perforacion-rotativa-con-cazo/>).

Los rendimientos de este sistema son más reducidos que los obtenidos mediante hélice o barrena, estando en torno a 40/50 metros por turno que puede equivaler a unos 100 metros por día.

El procedimiento de construcción del pilote es el siguiente:

- Excavación con cazo o bucket (con bombeo de bentonita si fuera necesario)
- Limpieza del fondo de la excavación
- Colocación de la armadura junto con el intercambiador geotérmico mediante grúa. Separación de 20 cm sobre del fondo de la excavación y colocación de separadores laterales.
- Vertido del hormigón sumergido a través de un tubo Tremie.
- Retirada del tubo Tremie conforme avanza el hormigonado
- Descabezado de los pilotes

3 CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS PILOTES.

Para el diseño de la cimentación se recurre al Código Técnico de la Edificación, por ser la normativa de aplicación para el caso de estudio.

En el Anejo F.2 del CTE-SE-C, se detalla técnicamente el proceso de cálculo para la carga de hundimiento del pilote y complementa las consideraciones básicas del apartado N° 5.

La carga de hundimiento neta para un pilote viene dada por la siguiente expresión:

$$Q_h = \frac{Q_f}{F_f} + \frac{Q_p}{F_p} - W \quad (9. 1)$$

Donde:

Q_f, Q_p : Representan la resistencia por fuste y por punta, respectivamente.

F_f, F_p : Representan el factor de seguridad por fuste y por punta, respectivamente, pudiendo emplearse también un factor de seguridad global.

W : Es el peso del pilote.

Dado que se van a ejecutar pilotes hormigonados in-situ mediante extracción por rotación, la sección del pilote será circular y sensiblemente constante a lo largo de toda su profundidad, por lo que no se ha de emplear diámetros equivalentes ni por punta ni por fuste.

A lo largo del perfil geotécnico no se encuentra ningún estrato firme donde se pueda resistir la mayor parte de la carga por punta, por lo que la resistencia se repartirá por fuste y por punta.

3.1 RESISTENCIA POR FUSTE.

Para determinar la resistencia por fuste se empleará la siguiente expresión:

$$Q_f = \sum q_f \cdot A_f \quad (9. 2)$$

Donde q_f es la resistencia unitaria por fuste de cada tramo y A_f es el área del fuste.

Si consideramos una sección constante a lo largo de la profundidad, la expresión anterior quedaría de la siguiente forma:

$$Q_f = \pi \cdot D \cdot \sum q_f \cdot L \quad (9. 3)$$

Donde D representa el diámetro del pilote y L la longitud del tramo.

En suelos cohesivos la resistencia por fuste a corto plazo se puede estimar según la siguiente formulación:

$$q_{f \text{ arcillas}} = \frac{100 \cdot C_u}{100 + C_u} \quad (9.4)$$

Siendo las unidades de q_f y C_u KPa.

Por lo que la resistencia unitaria por fuste de las arcillas se puede considerar de 33.3 KPa.

La resistencia total en la secuencia de estratos arcilloso de características similares, se puede estimar como:

$$Q_{f \text{ arcillas}} = \pi \cdot D \cdot 33.3 \text{ KPa} \cdot L_{CL} \quad (9.5)$$

Siendo L_{CL} la longitud del pilote en contacto con las arcillas.

La resistencia por fuste en terrenos granulares se puede estimar como:

$$q_{f \text{ arenas}} = \sigma'_v \cdot K_f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ KPa} \quad (9.6)$$

Donde:

σ'_v : Es la presión vertical efectiva al nivel considerado.

K_f : Es el coeficiente de empuje horizontal, que para pilotes perforados se tomará como 0.75.

ϕ : Es el ángulo de rozamiento del suelo.

La anterior expresión se limita a 120 KPa para considerar el efecto de la carga crítica del pilote.

Si evaluamos la formulación anterior en punto más profundo del estrato de arenas, donde se dará la máxima tensión vertical, obtenemos lo siguiente.

$$q_{f \text{ arenas } \text{máx}} = \left[18 \text{ KN/m}^3 \cdot 2.5 \text{ m} + 10 \text{ KN/m}^3 \cdot (2.85 \text{ m} - 2.5 \text{ m}) \right] \cdot 0.75 \quad (9.7)$$
$$\cdot \tan 28^\circ = 19.34 \text{ KPa} \leq 120 \text{ KPa}$$

Por lo que no se llega a la carga crítica en toda la profundidad del estrato arenoso.

La resistencia total por fuste en el estrato arenoso se puede estimar como:

$$Q_{f \text{ arenas}} = \pi \cdot D \cdot \int_0^H q_f(z) \cdot dz \quad (9.8)$$

$$Q_{f \text{ arenas}} = \pi \cdot D \cdot 0.75 \cdot \tan 28^\circ \cdot \left[\int_0^{2.5} 18 \cdot z \cdot dz + \int_{2.5}^{2.85} 10 \cdot (z - 2.5) \cdot dz \right] \quad (9.9)$$

La carga por fuste total será la suma de la obtenida para cada estrato.

$$Q_f = Q_{farenas} + Q_{farcillas} \quad (9. 10)$$

RESISTENCIA POR PUNTA.

La resistencia por punta en suelos cohesivos se puede estimar según la siguiente expresión:

$$q_{p \text{ arcillas}} = N_p \cdot C_u \quad (9. 11)$$

Donde:

N_p : Es un factor que depende del empotramiento del pilote, que puede ser tomado por un valor de 9.

C_u : Es la resistencia a corte sin drenaje.

La resistencia unitaria por punta en arcillas puede considerarse de 450 KPa, por lo que la resistencia total por punta en la secuencia de estratos arcillosos de características similares se expresaría tal y como se indica a continuación:

$$Q_p = q_p \cdot A_p = q_p \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (9.12)$$

$$Q_{p \text{ arcillas}} = 450 \text{ KPa} \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (9.13)$$

Existen dos posibilidades de que el pilote trabaje por punta en un estrato granular. La primera de ellas sería el caso en el que su profundidad se encuentre entre los 6.7 y los 7.2 metros bajo la superficie; siendo la segunda aquella en que la profundidad del pilote se encuentra entre los 18.9 m y los 19.5 m.

El CTE-SE/C limita el valor de la resistencia por punta en terrenos granulares cuando debajo existe un estrato arcilloso de menor resistencia, como es en el caso de aplicación. En esta situación la limitación viene indicada por la siguiente expresión.

$$q_p \leq 6 \cdot \left(1 + \frac{H}{D}\right)^2 \cdot C_u \quad (9.14)$$

Donde H es la distancia desde la punta del pilote a la parte inferior del estrato, y D es el diámetro.

La resistencia unitaria de hundimiento por punta en suelos granulares se puede estimar como:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \leq 20 \text{ MPa} \quad (9.15)$$

Donde:

f_p : Es un factor que tiene un valor de 2.5 para pilotes hormigonados in-situ.

ϕ : Es el ángulo de rozamiento del suelo.

σ'_{vp} : Es el nivel de tensiones efectivas en la profundidad a la que se situará la punta del pilote.

La anterior expresión se limita a 20 MPa para considerar el efecto de la carga crítica del pilote.

La carga unitaria por punta en el estrato arenoso a una profundidad de 6.7 metros, según la expresión (9. 15), es de 1800 KPa, la cual es muy superior a los 450 KPa de las arcillas. El máximo para la resistencia por punta, según la ecuación (9. 14), considerando un diámetro de 1.1 metros, es de 635 KPa, que es un valor más cercano al de las arcillas. Si tenemos en cuenta que el resultado anterior no tiene en consideración el empotramiento en el estrato de arenas, y que este supondría una disminución de la carga unitaria máxima, se puede ver claramente que no supone una ventaja apoyar los pilotes en dicho estrato, dada la escasa profundidad a la que se encuentra.

Para la posibilidad de que el pilote trabaje por punta entre los 18.9 m y los 19.5 m, se despreciará el posible incremento de resistencia, dado que su potencia es muy similar a la del anterior y no se conocen sus características con precisión.

3.2 DISEÑO DE LOS PILOTES.

Para el dimensionamiento de los pilotes se considerará un factor de seguridad de 3 para estar en orden de 10^{-2} para la probabilidad de fallo, en tantos por uno, tal y como se explicó en el Anejo 7. También se considerará la disminución de la resistencia por efecto de grupo de pilotes, tomando indistintamente el valor más restrictivo que se indica en el Código Técnico de la Edificación.

En el apartado 5.3.4.1.4 de la norma se indica que se considerará un factor o coeficiente de eficiencia unitario, en el caso de separaciones entre ejes superiores o iguales a 3 diámetros, y será de 0.7 para separaciones de un diámetro. Para situaciones intermedias se interpolará entre los dos valores. Se adoptará el valor de 0.7 pese a contar con separaciones entre ejes superiores a un diámetro, para simplificar los cálculos y quedar del lado de la seguridad.

Al incluir todas las expresiones matemáticas anteriores en una hoja de cálculo Excel iterativa, se ha optimizado la profundidad y diámetro de los pilotes, considerando que dicha profundidad no puede exceder los 25 metros, pues no se tiene información geotécnica más allá de dicha profundidad. Además, se pretende cubrir un resguardo de 3 diámetros respecto de los 25 metros de profundidad, para que la zona activa del pilote no actúe sobre un terreno del que no se tienen datos. También se ha considerado un peso específico para el hormigón de 25 KN/m^3 y homogeneidad de diámetros para todos los pilotes, a fin de facilitar el procedimiento constructivo y el proceso de fabricación.

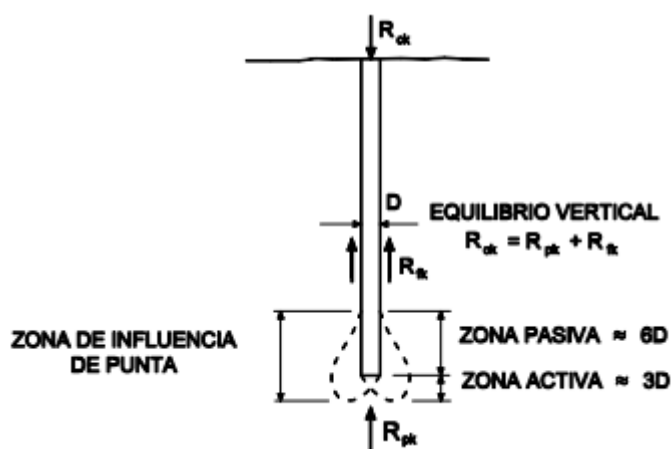


Figura 9. 3. Zonas de influencia del pilote. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de seguridad estructural/Cimientos. Figura 5.5.

A fin de reducir los costes se definirán tres grupos de pilotes según las cargas que reciben de la estructura, al igual que se hizo en el Anejo 7.

Solo se considerarán acciones verticales, pues no se recogen cargas horizontales ni momentos del estudio estructural. Tampoco se considerará rozamiento negativo,

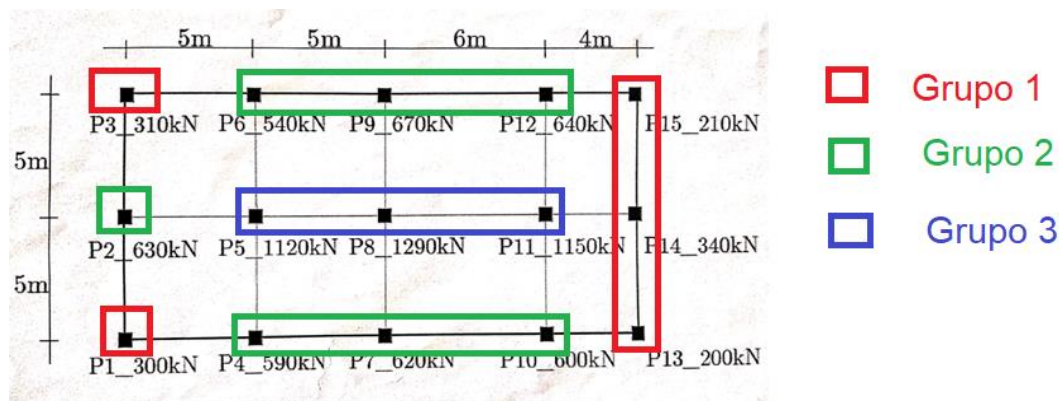


Figura 9. 4. Elección de grupos de pilotes en función de las cargas recibidas. Elaboración propia.

Si en lugar de considerar cada grupo por separado, se calculan las dimensiones de los pilotes para que trabaje la totalidad de los mismos como un mismo grupo, resistiendo la carga total del edificio, se obtienen las siguientes longitudes y diámetros para diferentes cantidades de pilotes.

Qht (KN)	N	D (m)	Factor seguridad	L (m)
9210	30	0.7	3	26.5
9210	30	0.8	3	24.8
9210	30	0.9	3	23.7
9210	30	1	3	23.2
9210	30	1.1	3	23.1
9210	30	1.2	3	23.6
9210	30	1.3	3	24.9
9210	30	1.4	3	27.4
9210	30	1.5	3	32.2
9210	15	0.7	3	59.0
9210	15	0.8	3	56.2
9210	15	0.9	3	54.9
9210	15	1	3	54.7
9210	15	1.1	3	55.9
9210	15	1.2	3	58.7
9210	15	1.3	3	63.7
9210	15	1.4	3	72.4
9210	15	1.5	3	88.5
9210	45	0.7	3	19.5
9210	45	0.8	3	18.1
9210	45	0.9	3	17.1
9210	45	1	3	16.4
9210	45	1.1	3	16.0
9210	45	1.2	3	15.7
9210	45	1.3	3	15.8
9210	45	1.4	3	16.2
9210	45	1.5	3	17.2

En forma de gráfica la tabla anterior queda de la siguiente manera.

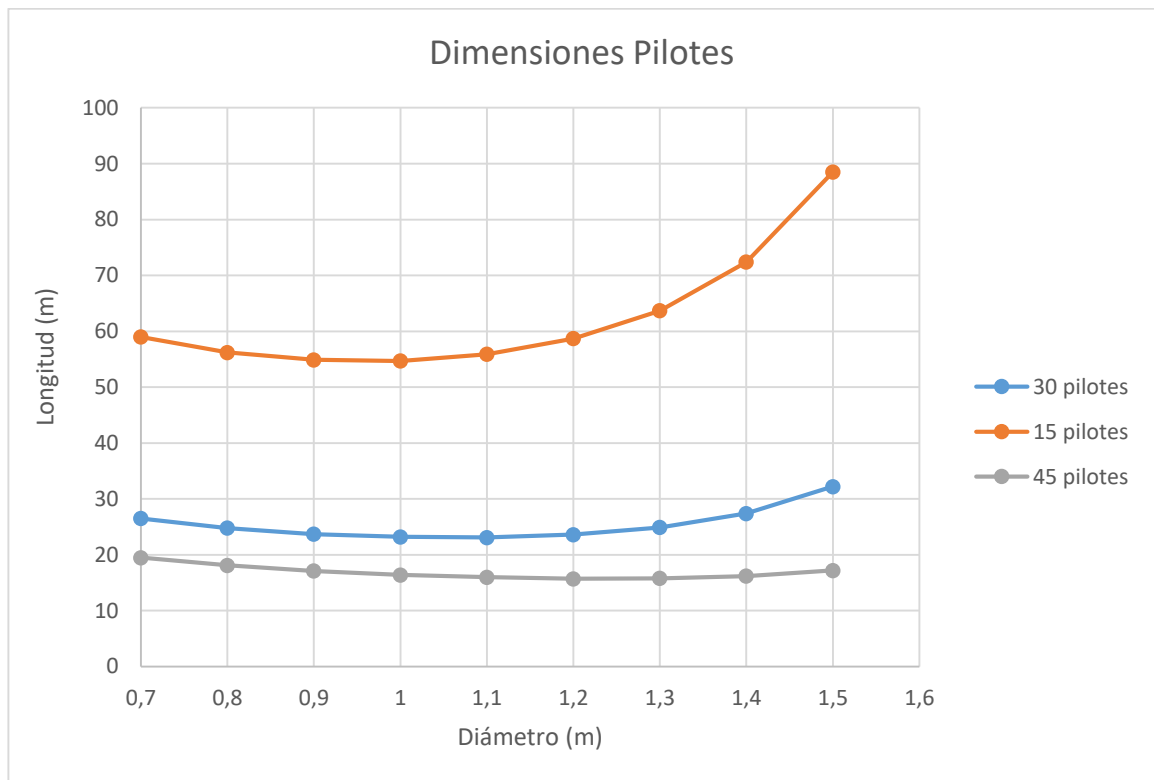


Figura 9. 5. Curva de relación entre el diámetro y longitud de pilotes. Elaboración propia.

En las gráficas anteriores se aprecia un óptimo para el diámetro del pilote, el cual crece conforme aumenta el número de pilotes.

Vemos que para 45 pilotes las profundidades son razonables y oscilan entre 19.5 y 15.7 m, con un diámetro óptimo de aproximadamente 1.2 metros.

Al considerar cada grupo por separado, se optimizará todavía más la cimentación, pero ya se cuenta con un resultado aproximado que nos servirá como punto de partida.

3.2.1 GRUPO 3

Para el grupo 3 de pilotes se obtienen los siguientes resultados.

Qht (KN)	N	D (m)	Factor seguridad	L (m)
1290	5	0.7	3	24.6
1290	5	0.8	3	23.1
1290	5	0.9	3	22.1
1290	5	1	3	21.4
1290	5	1.1	3	21.2
1290	5	1.2	3	21.3
1290	5	1.3	3	22.0
1290	5	1.4	3	23.5
1290	5	1.5	3	26.5
1290	6	0.7	3	20.5
1290	6	0.8	3	19.1
1290	6	0.9	3	18.1
1290	6	1	3	17.4
1290	6	1.1	3	17.0
1290	6	1.2	3	16.8
1290	6	1.3	3	17.0
1290	6	1.4	3	17.6
1290	6	1.5	3	19.0

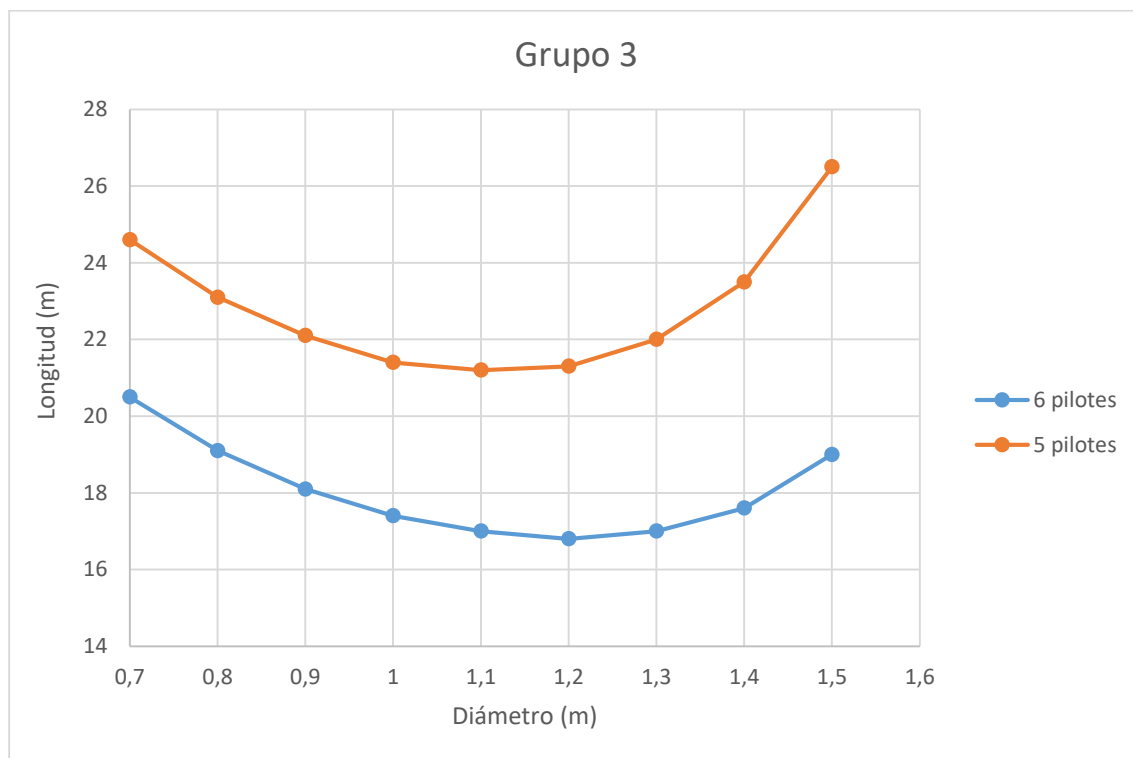


Figura 9. 6. Curva de relación entre el diámetro y longitud de pilotes. Elaboración propia.

Para el grupo 3 existen 2 alternativas, colocar encepados de 5 pilotes de 1.1 metros de diámetro a 21.2 metros de profundidad, o colocar encepados de 6 pilotes de 1.2 metros de diámetro a 16.8 metros de profundidad.

Desde un punto de vista económico, cabe esperar que la solución de 5 pilotes sea más rentable, pues se necesitan ejecutar un total de 3 pilotes menos que en la otra solución, lo que reduce el consumo de hormigón (101 m^3 /encepado en lugar de 114 m^3 /encepado), además de disminuir los tiempos muertos, en los que la máquina perforadora tiene que cambiar de posición para iniciar una nueva perforación. Esta disminución de los tiempos de trabajo compensa el incremento de profundidad a excavar, pues no se trata de un terreno duro y el precio de los equipos depende del número de horas de trabajo, que es la partida con un mayor coste unitario.

Desde un punto de vista técnico, la solución de 5 pilotes sigue siendo mejor, pues a 21.2 metros de profundidad, la zona activa del pilote llegaría a los 24.5 metros, muy cerca de la cota a la que se obtuvo rechazo en el golpeo N30, a los 24.7 metros de profundidad. En cambio, la solución con 6 pilotes se encuentra en el punto medio de un estrato arcilloso donde se obtuvo un valor de golpeo N30 de 7.

3.2.2 GRUPO 2

Para el grupo 2, se obtienen los siguientes resultados:

Qht (KN)	N	D (m)	Factor seguridad	L (m)
670	2	0.7	3	32.1
670	2	0.8	3	30.3
670	2	0.9	3	29.2
670	2	1	3	28.6
670	2	1.1	3	28.7
670	2	1.2	3	29.4
670	2	1.3	3	31.0
670	2	1.4	3	34.1
670	2	1.5	3	39.9
670	3	0.7	3	21.3
670	3	0.8	3	19.9
670	3	0.9	3	18.9
670	3	1	3	18.2
670	3	1.1	3	17.8
670	3	1.2	3	17.7
670	3	1.3	3	17.9
670	3	1.4	3	18.7
670	3	1.5	3	20.5

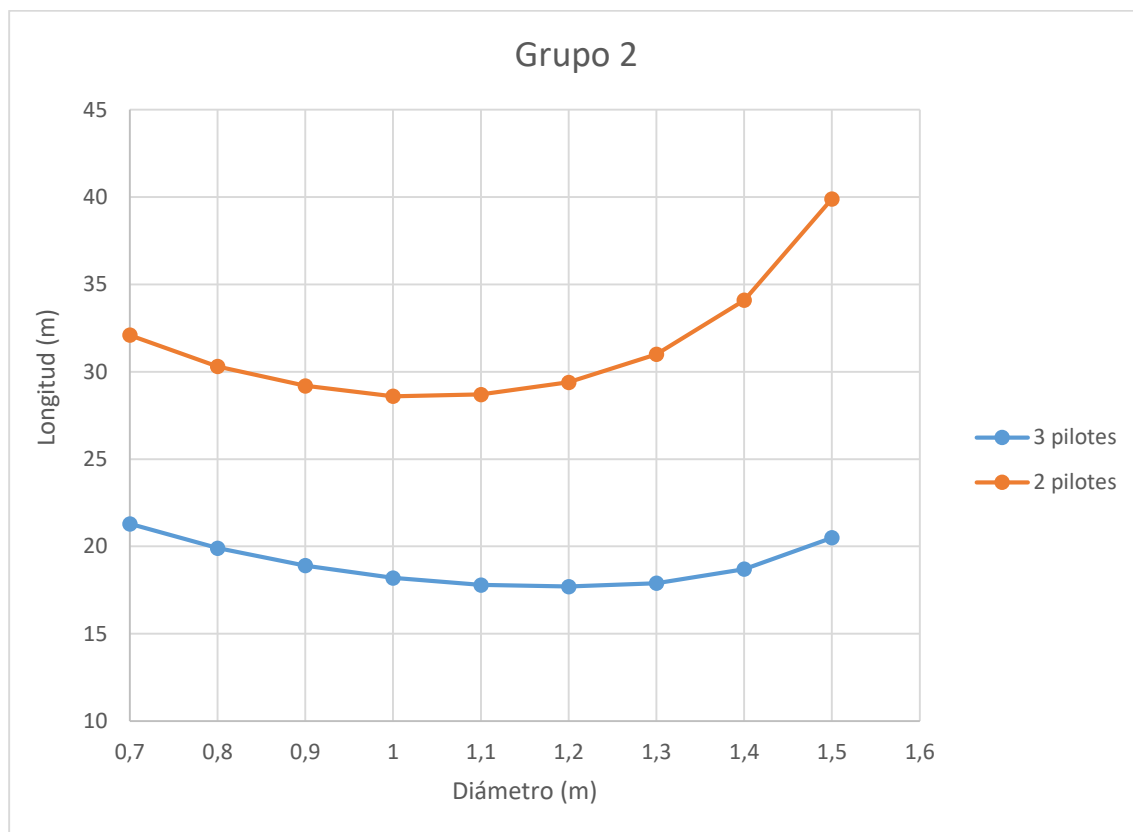


Figura 9. 7. Curva de relación entre el diámetro y longitud de pilotes. Elaboración propia.

Para el grupo 2, la solución con 2 pilotes queda fuera del rango de aplicación, pues se superan los 25 metros para todos los diámetros, por lo que se dispondrán 3 pilotes de 1.1 metros y 17.8 metros de profundidad.

3.2.3 GRUPO 1

Ya que se va a emplear el mismo diámetro para todos los pilotes y puesto que para los dos grupos anteriores se ha tomado un diámetro de 1.1, solo se calculará la longitud de pilote para ese diámetro.

Qht (KN)	N	D (m)	Factor seguridad	L (m)
200	1	1.1	3	15.5
210	1	1.1	3	16.5
300	1	1.1	3	25.3
300	2	1.1	3	10.6
310	1	1.1	3	26.3
310	2	1.1	3	11.1
340	1	1.1	3	29.2
340	2	1.1	3	12.5

De la tabla anterior se desprende que los pilares con una carga menor o igual a 210 KN pueden resistir frente a hundimiento con un pilote aislado, mientras que los pilares con cargas superiores o iguales a 300 KN, deben disponerse encepados de dos pilotes.

Debido a esta diferencia entre pilares del mismo grupo, se dividen los 5 pilares que lo conforman en dos subgrupos. El primer subgrupo recogerá a los dos pilares que solo necesitan un pilote aislado y el segundo subgrupo al resto que se diseñará mediante encepados de dos pilotes.

La longitud de los pilares del subgrupo 1 será de 16.5 metros, mientras que la del segundo subgrupo será de 12.5 metros.

Finalmente se ejecutarán un total de 44 pilotes, uno menos respecto a los 45 del primer tanteo.

3.2.4 ROZAMIENTO NEGATIVO.

En el punto 5.2.2 del Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos, se exponen las situaciones en las que se ha de considerar el estudio del rozamiento negativo en un pilote o grupo de pilotes. Las posibles situaciones se exponen a continuación:

- 1. Consolidación por su propio peso de rellenos o niveles de terreno de reciente deposición.*
- 2. Consolidación de niveles compresibles bajo sobrecargas superficiales.*
- 3. Variaciones del nivel freático.*
- 4. Humectación de niveles colapsables.*
- 5. Asientos de materiales granulares inducidos por cargas dinámicas (vibraciones, sismo).*
- 6. Subsistencia inducidas por excavaciones o disolución de materiales profundos.*

(CTE. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos)

El punto uno se descarta dado que no existen rellenos o niveles de reciente disposición que estén en condiciones de consolidar debido a su propio peso.

Los puntos 4 y 6 se descartan por inexistencia de tales condiciones.

El punto 2 también se puede descartar dado, que no se va a producir consolidación por sobrecargas superficiales.

El punto 5 tampoco será de aplicación, dado que los pilotes se ejecutarán in-situ y no se producirán vibraciones. Con respecto a la posibilidad de sismo, el estudio frente a sismo queda fuera del alcance de este trabajo fin de grado.

El punto 3 sí podría suponer un problema, pero se considerará que el nivel freático es bastante constante a lo largo del año y por tanto no se tendrá en cuenta.

3.2.5 ELECCIÓN DEL DIÁMETRO Y LA LONGITUD.

Pese a haber dimensionado los pilotes con un diámetro de cálculo, es posible que en el mercado no exista la maquinaria apropiada para ejecutar dicha geometría, por lo que se comparará el diámetro de cálculo con los indicados en la siguiente tabla, que nos dará una aproximación a los diámetros en milímetros, disponibles en el mercado para pilotes in-situ.

Diámetros comerciales de TERRATEST para pilotes in situ								
450	550	650	850	1000	1250	1500	1800	2000

Figura 9. 8. Diámetros comerciales. TERRATEST.

Podríamos plantearnos escoger el pilote de 1000 mm o el de 1250 mm. La siguiente tabla resume las características de los pilotes, en azul el diámetro de cálculo, y en amarillo y verde los diámetros inferior y superior al diámetro de cálculo, disponibles en el mercado.

GRUPO	Qht (KN)	N	D (m)	Factor seguridad	L (m)
1.1	210	1	1	3	16.9
	210	1	1.1	3	16.5
	210	1	1.25	3	16.3
1.2	340	2	1	3	13.2
	340	2	1.1	3	12.5
	340	2	1.25	3	11.8
2	670	3	1	3	18.2
	670	3	1.1	3	17.8
	670	3	1.25	3	17.7
3	1290	5	1	3	21.4
	1290	5	1.1	3	21.2
	1290	5	1.25	3	21.5
Total	9210	44	1	3	16.9
	9210	44	1.25	3	16.2

Figura 9. 9. Comparación entre diámetros candidatos. Elaboración propia.

Parece razonable escoger el pilote de menor diámetro para así ocupar menor superficie en planta y disminuir los costes, pues el consumo de hormigón depende del volumen de pilotes, el cual varía con el cuadrado del diámetro, mientras que es lineal con la profundidad.

3.2.6 COMPROBACIÓN DEL TOPE ESTRUCTURAL.

Adicionalmente a la comprobación frente a hundimiento del pilote, también se ha de comprobar el tope estructural del mismo, los asientos que produce en el terreno y las posibles inestabilidades estructurales debido a la esbeltez del pilote, siendo necesario realizar la comprobación de la carga crítica de pandeo.

Para determinar el tope estructural, se siguen las indicaciones de la siguiente tabla, la cual muestra unos valores para la tensión admisible del pilote, en función de su tipología y procedimiento de ejecución.

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
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	
		Tipo de apoyo	
		Suelo firme	Roca
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	-

⁽¹⁾ Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

Figura 9. 10. Valores recomendados para el tope estructural de los pilotes. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 5.1.

En el apartado 2, se advirtió de la posibilidad de usar una entubación metálica en los primeros metros de perforación y/o de la posible necesidad de emplear lodos para el sostenimiento de las paredes de la perforación. Vemos que en la tabla anterior se recogen los tres casos en los que podríamos encontrarnos, por lo que se empleará un valor de la tensión admisible del pilote de 4 Mpa, ya que es el más restrictivo.

El tope estructural viene dado por la siguiente expresión.

$$Q_{tope} = \sigma \cdot A \quad (9.16)$$

De donde se puede deducir el diámetro mínimo necesario para garantizar que no existe limitación por tope estructural.

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{tope}}{\sigma \cdot \pi}} \quad (9.17)$$

Si en la anterior expresión tomamos un valor para “ Q_{tope} ” de 258 KN, por ser la carga que recibe cada uno de los 5 pilotes del pilar más cargado, obtenemos un diámetro mínimo de 287 mm, el cual queda muy por debajo del diámetro de diseño.

3.2.7 COMPROBACIÓN FRENTE A PANDEO.

El pandeo del pilote puede resultar un problema cuando se atraviesan estratos blandos como son los del caso de aplicación. Para conocer la carga crítica de pandeo, primero se ha de calcular la inercia mínima de la sección del pilote y su módulo de elasticidad.

La inercia de una sección circular, respecto a su centro de gravedad se muestra en la siguiente expresión:

$$I = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 \quad (9. 18)$$

El radio de los pilotes será de 0.5 m, por lo que su inercia será de 0.049087 m⁴. Se considerará un módulo de elasticidad del hormigón endurecido de 30000 Mpa.

La carga crítica de pandeo viene dada por la siguiente formulación.

$$N_{pandeo} = 8 \cdot \sqrt{S_u \cdot E \cdot I} \quad (9. 19)$$

Obteniendo un resultado de 68.6 MN, deduciéndose que es prácticamente imposible que se produzca el pandeo de los pilotes.

3.2.8 ASIENTOS.

Los asientos para grupos de pilotes se calculan como si de una cimentación superficial se tratase, sin embargo, el CTE DB-SE/C, indica en el apartado F.1.2.4 lo siguiente:

“En arcillas normalmente consolidadas o sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio se llegue a superar la presión de sobreconsolidación, el planteamiento de una cimentación directa requerirá un estudio especializado, no contemplado en este DB.” (Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 2008)

Pese a no contar con la curva edométrica, se estimarán los asientos de consolidación, para los grupos de pilotes, de la misma forma que en el apartado 1.2.2.1 del Anejo 7, al igual que el asiento elástico.

Se considera para los cálculos una humedad media para el límite líquido, a lo largo de toda la profundidad, del 30.23%. Por lo que el índice de compresión, según la ecuación 7.6 del apartado 1.2.2.1.2 del Anejo 7, será de 0.18. También se tiene en cuenta el mismo valor para el índice de huecos que en el apartado 1.2.2.1.2 del Anejo 7, igual a 0.54.

Con los datos anteriores se realiza el mismo procedimiento que en el apartado 1.2.2.1 del Anejo 7 para calcular el asiento total de cada grupo de pilotes, considerándolos como zapatas cuadradas de lado equivalente al área encerrada entre ejes de pilotes, a una profundidad igual a la longitud del pilote.

La siguiente tabla resume los resultados.

Grupo	B (m)	L (m)	z (m)	K (MN/m ³)	q (KN/m ²)	S elástico (mm)	S edométrico (mm)	S (mm)
3	2.2	2.2	21.4	4.23	266.5	63	77	140
2	1.13	1.13	18.2	8.24	524.7	64	76	140
1.2	1.5	2.18	13.2	5.48	104.0	19	41	60

Figura 9. 11. Asientos para grupos de pilotes. Elaboración propia.

Estos asientos están muy del lado de la seguridad, ya que en el libro “Curso aplicado de cimentaciones” de Rodríguez Ortiz (1989), se propone usar un ángulo de 10° (para suelos arcillosos blandos) desde la cabeza de los pilotes, respecto a la vertical, para el criterio de reparto de tensiones. La siguiente imagen ilustra el planteamiento anterior.

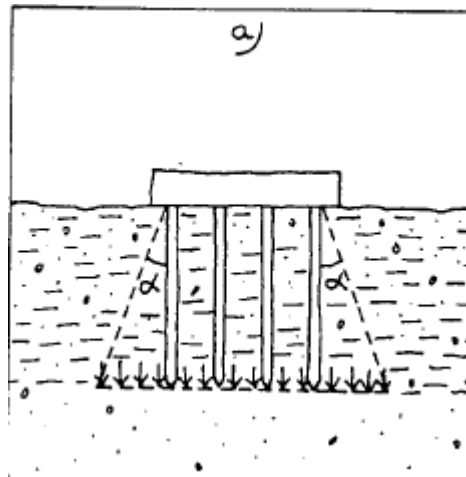


Figura 9. 12. Zapata equivalente para grupo de pilotes. Rodríguez Ortiz (1989). Figura 5.13.

La tabla de resultados anterior quedaría ahora de la siguiente forma.

Gr upo	B* (m)	L* (m)	z (m)	K (MN/m ³)	q (KN/m ²)	S elástico (mm)	S edométrico (mm)	S (mm)
3	9.75	9.75	21.4	0.95	13.6	14	38	52
2	7.55	7.55	18.2	1.23	11.8	10	31	41
1.2	6.16	6.16	13.2	1.51	9.0	6	25	31

Figura 9. 13. Asientos para grupos de pilotes. Elaboración propia.

Un asiento máximo de 52 mm y un asiento diferencial de 20 mm, puede ser tolerado perfectamente por la estructura, no obstante el asiento de los pilotes del grupo 1 se debería calcular como pilotes aislados.

Según el libro de Rodríguez Ortiz (1989), el asiento de un pilote aislado se determina por medio de la siguiente formulación:

$$S = \frac{Q}{D \cdot E_s} \cdot I_0 \cdot R_h \quad (9. 20)$$

Donde:

Q : Es la carga del pilote.

D : Es el diámetro del pilote.

E_s : Es el módulo de elasticidad del terreno.

I_0 : Es un factor que tiene en cuenta la relación entre la longitud y diámetro del pilote.

R_h : Es un factor que computa la influencia de la distancia desde la punta del pilote hasta el terreno firme.

En las siguientes gráficas se puede obtener el valor de los factores I_0 y R_h .

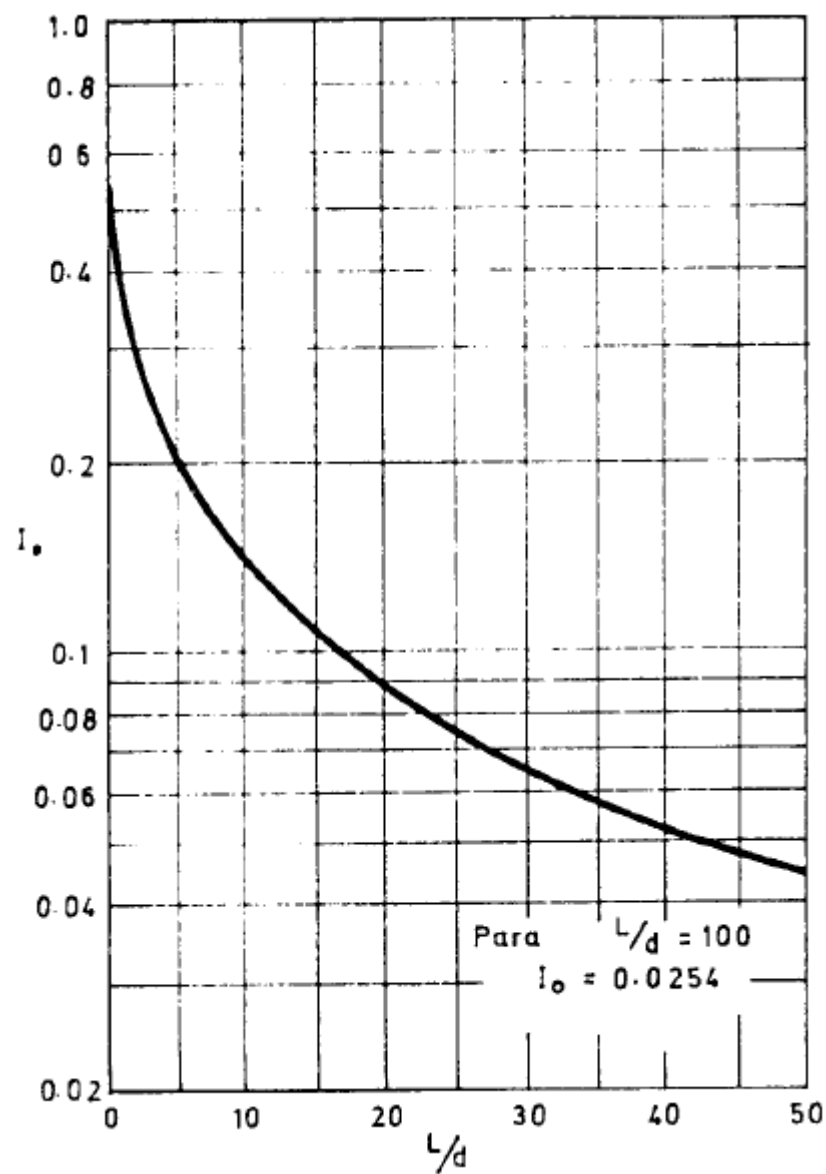


Figura 9. 14. Factor I_0 . Rodriguez Ortiz, JM (1989). Figura 5.12 a.

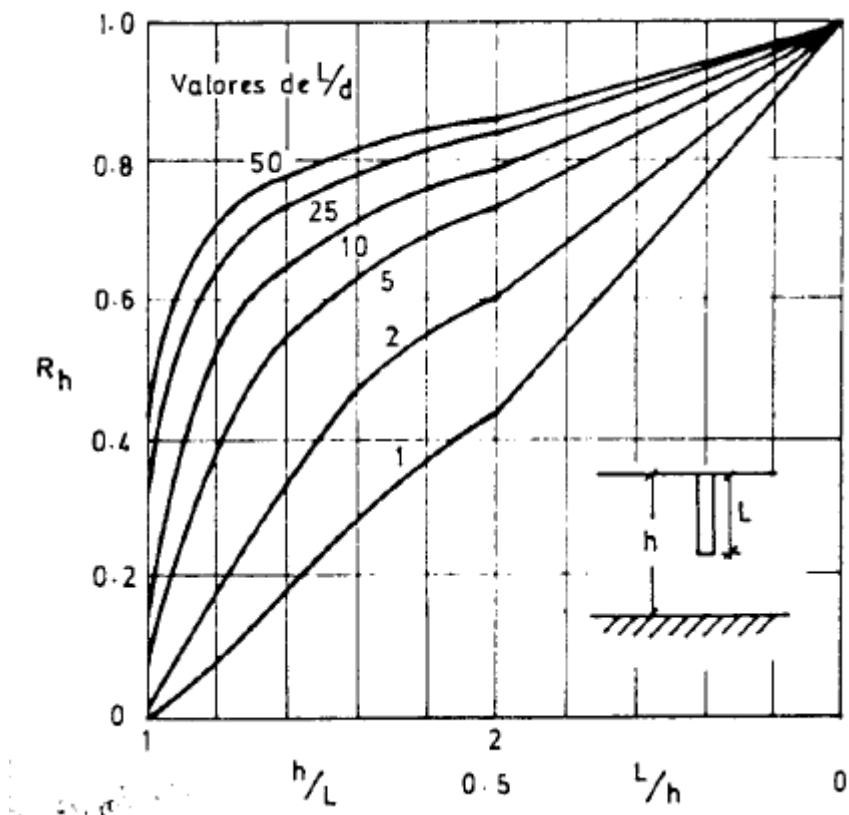


Figura 9. 15. Factor R_h . Rodríguez Ortiz, JM (1989). Figura 5.12 b.

Si se calcula el asiento como pilote aislado para cada grupo de pilotes, obtendremos una cota inferior para los asientos.

En la siguiente tabla se muestran los resultados del asiento, en milímetros, para cada grupo de pilotes, considerados como pilotes aislados.

GRU PO	Q (KN/pilote)	Es (Mpa)	L/D	h/L	l0	Rh	S elástico (mm)
1.1	210	7	16.9	1.48	0.095	0.7	2.0
1.2	170	7	13.2	1.89	0.13	0.79	2.5
2	223.3	7	18.2	1.37	0.09	0.65	1.9
3	258	7	21.4	1.17	0.085	0.6	1.9

Figura 9. 16. Asientos para pilotes aislados, en milímetros. Elaboración propia.

Los asientos del grupo 1.1 sí son correctos, pues se ejecutan como pilotes aislados.

La conclusión de este apartado es que los pilotes no tendrán problemas de asientos. Los asientos serán de aproximadamente: 52 mm para el asiento máximo, 25 mm para el asiento diferencial máximo, y una distorsión angular máxima de 0.0063, que equivale a un ángulo de 0.4 grados sexagesimales.

3.3 DISEÑO BÁSICO DE LOS ENCEPADOS.

Dado que el armado y cálculo estructural de pilotes y encepados excede el alcance de este trabajo fin de grado, solamente se diseñarán unas dimensiones aproximadas y se utilizará una cuantía general, extraída del generador de precios de CYPE, para estimar una valoración económica del proyecto.

A partir de la Figura 9. 17 y Figura 9. 18, se puede estimar el canto de los encepados.


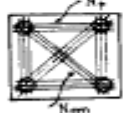
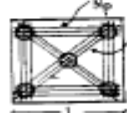


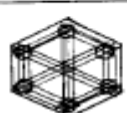
n	ENCEPADO.	CANTO
3		$d \geq 0,8 \left(L - \frac{a}{2} \right)$
4		$d \geq 0,95 \left(L - \frac{a}{2} \right)$
5		$d \geq \left(L - \frac{a}{2} \right)$
5		$d \geq 1,15 \left(L - \frac{a}{3,4} \right)$
6		$d \geq 1,20 \left(L - \frac{a}{3,4} \right)$
6		$d \geq 1,40 \left(L - \frac{a}{4} \right)$

Figura 9. 17. Cuadro para el dimensionado de encepados. Rodríguez Ortiz (1989). Cuadro 6.1

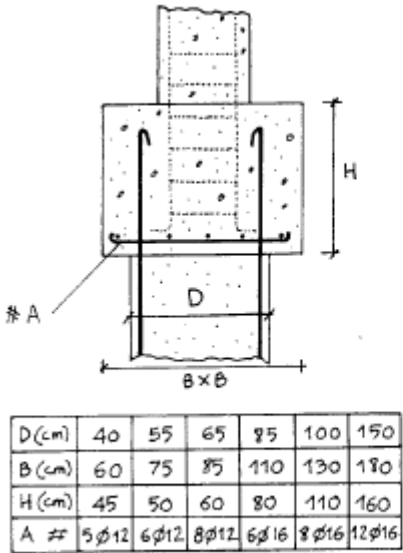


Fig. 6.2.—Encepado sobre un pilote.

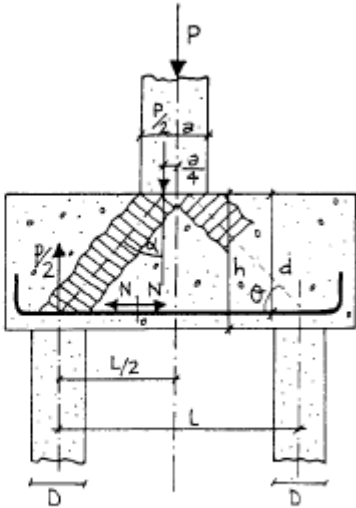


Fig. 6.3.—Bielas en el encepado sobre 2 pilotes.

Figura 9. 18. Esquema de bielas y tirantes de los encepados. Rodríguez Ortiz (1989).

Para encepados de dos pilotes el canto útil deberá cumplir la siguiente inecuación.

$$d \geq 0.7 \cdot \left(L - \frac{a}{2} \right) \quad (9.21)$$

Suponiendo que las columnas son de sección cuadrada de 30 cm de lado, se obtienen los resultados de la siguiente tabla.

Grupo	L (m)	d (m)	h (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³ /encepado)	Volumen total (m ³)
1.1	0	1.70	1.70	2.25	3.83	7.66
1.2	2.2	1.44	1.60	5.52	8.83	26.49
2	2.2	1.64	1.82	13.5	24.57	73.71
3	1.6	1.45	1.61	13.7	22.06	154.42
Total (m ³)						262.28

Figura 9. 19. Características de los encepados. Elaboración propia.

Donde “L” es la distancia entre ejes y “d” el canto útil, que se considera el 90% del canto “h” del encepado.