



Plataforma Logística Lisboa Norte

Cimentación de naves de logística en entornos Geotécnicos complejos

*A.A. Cristovão, J.M. Díaz, S.
Díaz, E. Carvajal Díaz*

Keller Cimentaciones, S.L.U.
c/ Argentina, 15
28806 Alcalá de Henares (Madrid)
Info.es@Keller.com
www.keller.com.es

Jornadas Hispano-Portuguesas de Geotecnia

Plataforma logística de Lisboa Norte – Cimentación de naves de logística en entornos geotécnicos complejos

A.A. Cristovão, J.M. Díaz , S. Díaz , E. Carvajal

Resumen

El reciente desarrollo de grandes núcleos urbanos requiere la construcción de nuevas y mayores instalaciones logísticas, con el objetivo de mejorar la distribución de productos a las poblaciones. En el área metropolitana de Lisboa, la disponibilidad de terrenos con un área y ubicación adecuadas para la construcción de nuevos proyectos logísticos es actualmente difícil de encontrar. En este contexto, la solución suele estar en el aprovechamiento de las parcelas disponibles ubicadas a orillas del río Tajo, caracterizadas por la presencia de depósitos aluviales de naturaleza fangosa-arcillosa.

En la plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN), los depósitos aluviales alcanzan profundidades de hasta 30 m, constituyendo un importante condicionante para la construcción de nuevas obras. El desafío es adecuar las condiciones del terreno a la magnitud de la carga de los almacenes logísticos controlando los asentamientos a corto y largo plazo teniendo en cuenta también las acciones sísmicas locales.

En este artículo se describen las soluciones técnicas adoptadas en la construcción de un nuevo almacén logístico en PLLN utilizando tecnología de pilotes prefabricados para la cimentación de la estructura y forjado.

Palabras clave: *pilote prefabricado 1, cimentación profunda 2, logística 3*

I Introducción

La Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN) está ubicada en Castanheira do Ribatejo, municipio de Vila Franca de Xira, Portugal. La Figura 1 presenta una vista panorámica del lugar donde se ubica la obra, destacando su ubicación al norte de la ciudad de Lisboa, a una corta distancia de 45 km. La PLLN comprende un área de implantación de 300 hectáreas y se divide en varias parcelas. Este artículo se centra en las obras de cimentación y mejora del terreno realizadas por KELLER en el lote 19 de PLLN. El Lote 19 tiene un área de 75.000m², de los cuales 45.000m² están destinados a la construcción de una nueva nave logística.

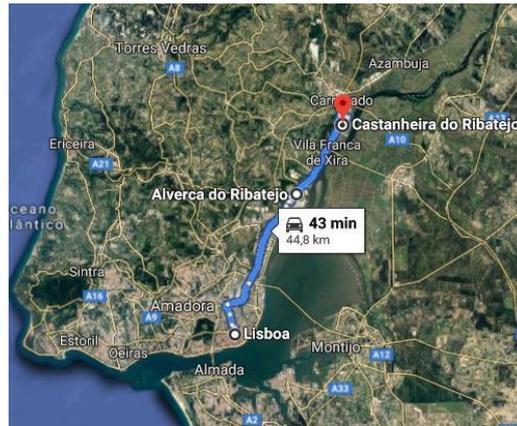


Figura 1: Vista panorámica del lugar donde se ubica la obra (fuente: googlemaps)

I.1 Marco geológico y geotécnico

La zona de trabajo se sitúa en la margen derecha del río Tajo, estando dominada por terrenos aluviales del Bajo Tajo, antiguos depósitos de terrazas fluviales y en profundidad por terrenos que datan del Mioceno.

Los terrenos aluviales pueden presentar una gran expresión en la región en estudio, con espesores que pueden alcanzar, en la marisma del Tajo, alrededor de los 60 m. Estos aluviales constituyen un complejo fluvial-marino compuesto por una sucesión de estratos de diferente naturaleza, en general con gran variabilidad lateral, a veces lenticulares, con fangos pardos o gris oscuro, fangos arenosos más o menos gris oscuro, arenas más o menos fangosas. También es posible encontrar materiales arcillosos-limosos a veces con presencia de mezclas de arena. En la base del aluvión suele encontrarse arena gruesa con guijarros o incluso grava, que en ocasiones es dominante.

Bajo estos materiales de carácter aluvial se ubicarán los terrenos que datan del Mioceno. En esta formación se pueden encontrar arenas de diferentes granulometrías, a veces con componente arcilloso, arcillas, arcillas arenosas, areniscas y areniscas arcillosas, margas y calizas.

En el caso particular del Lote 19, el aluvión alcanza profundidades considerables, que varían entre 13 y 31 m., lo que plantea serios desafíos para la construcción de cualquier estructura en ese lugar. La Figura 2 muestra, en planta, la zonificación de la profundidad a la que se ubica el aluvión.

A partir de los resultados de la campaña de prospección geológica y geotécnica realizada in situ, se obtuvieron valores típicos de resistencia del penetrómetro estático (CPTu) de 0.20MPa a 0.40MPa, que corresponden a valores del N30 del NSPT de 0 a 1 golpes.

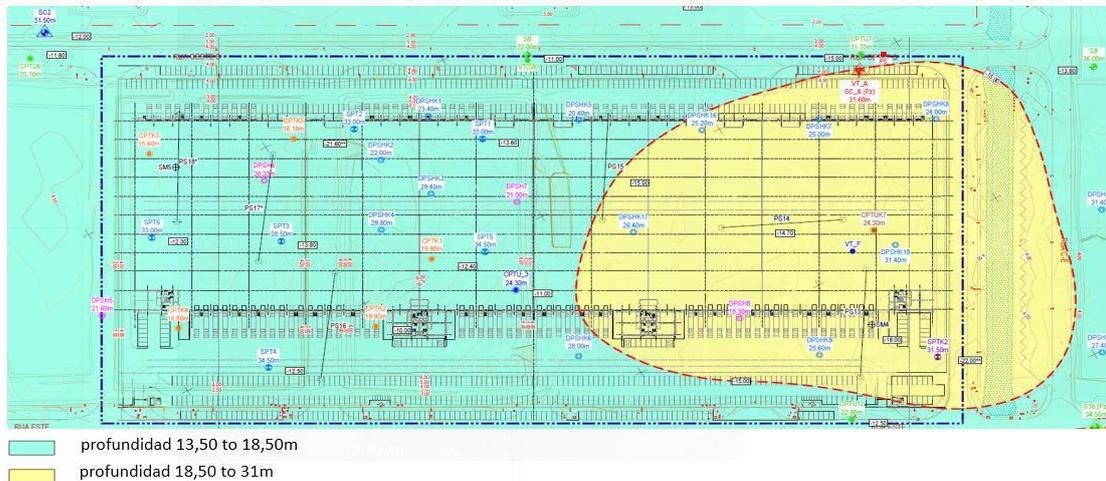


Figura 2. Planta con zonificación de la profundidad de la capa aluvial fangosa. (fuente: “Plataforma Logística Norte de Lisboa - Proyecto Arquitectónico y de Especialidades del Edificio que se construirá en el Lote 19 – Anteproyecto - Estructuras, diseñado por TPF, con fecha de abril de 2019”).

2 Solución de cimentación de la nave logística

2.1 Introducción

La construcción de la estructura de la nueva nave logística supone la transmisión de cargas de apreciable magnitud al terreno aluvial que caracteriza el sitio. Como consecuencia, se buscó una solución de cimentación que redujera la magnitud de los asentamientos totales, en el corto y largo plazo, así como que controlara también los asentamientos diferenciales entre los distintos apoyos de la estructura.

La solución de cimentación para la estructura de la nave y la losa del pavimento se realizó mediante la técnica de pilotes prefabricados, hincados por percusión mediante martillos hidráulicos. Los pilotes se hincaron hasta rechazo para las solicitaciones de proyecto.

En este proyecto los pilotes necesitaron un refuerzo superior de armadura debido al momento flector y cortante inducidos por la carga horizontal en cabeza debido a sismo. Dada la longitud de los pilotes de este proyecto los pilotes se fabricaron en tres tramos. Los dos tramos inferiores se fabrican con una armadura estándar y el tramo superior se fabricó con una armadura especial, de acuerdo al refuerzo necesario. Para el tramo superior se ha considerado una longitud mínima de fabricación de 8 m.

2.2 Solución de pilotaje prefabricado adoptada en el Lote 19

La estructura de la nave es con pórticos cada 28 m y con los pilares del pórtico separados cada 10,56 m, se cimento mediante encepados de 1, 2, 3 ó 4 pilotes. Los encepados de 1 pilote bajo pilares de fachada que fueron arriostrados mediante vigas en dos direcciones. Los pilares interiores se cimentaron con encepados de 3 pilotes, salvo los pilares en la junta de dilatación que se cimentaron con encepados de 4 pilotes.

La losa de piso de la nave se pilotó para minimizar los asentamientos. Los pilotes se ejecutaron bajo capiteles de 1,2x1,2 m sobre los que apoya la losa. La separación de pilotes bajo losa será de 5.28x5.60 m con la losa de espesor de 38 cm. En la Figura 3 se muestra la distribución en planta de la malla de pilotes adoptada.

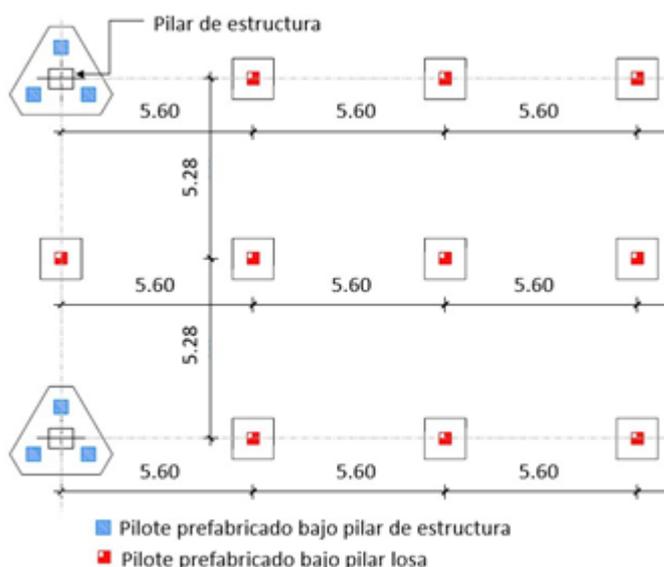


Figura 3: Planta y Sección Tipo de la Losa Pilotada

2.3 Dimensionamiento de Pilotes Prefabricados

De las campañas geotécnicas realizadas en el área del proyecto se puede deducir el siguiente perfil estratigráfico:

ZG1.- Rellenos antrópicos. Material granular compuesto por piedra caliza triturada. El muro de este estrato es variable: desde la cota topográfica -1.00 a la +1.50 m. Compacidad media a densa.

ZG2A.- Lodo arcilloso de consistencia muy blanda. Con valores de NSPT:0-2 y $q_c < 0.5$ MPa. El espesor de este estrato varía de 4,5 a 15 m. A veces aparece intercalado la unidad ZG2B.

ZG2B.- Arcilla lodosa de consistencia blanda. Con valores de NSPT:2-5 y $q_c: 0.5 - 1.0$ MPa. El espesor de este estrato varía de 2,0 a 13 m.

ZG3A.- Arcilla limo-arenosa de consistencia media a rígida. Con valores de NSPT: 6-20 y $q_c: 1.0-8.0$ MPa. El espesor de este estrato es variable de 1.5 a 8.0 m.

ZG3B.- Arcilla limo-arenosa de consistencia muy rígida a dura. Con valores de NSPT: 20-44. El espesor de este estrato es variable de 1.5 a 5.0 m.

ZG4.- Arena fina a media arcillosa de compacidad medianamente densa a muy densa. Con valores de NSPT variable de 10 a 60. El espesor de este estrato es variable de 1 a 4.0 m.

ZG5.- Arena media a gruesa con gravas de compacidad muy densa. Con valores de NSPT mayores a 60. El techo de este estrato aparece a una cota topográfica variable de la -18.0 a -27.0 m.

Para la transmisión de la carga de los pilares a los pilotes se emplearon encepados como los elementos de unión y transición de los pilares con los pilotes.

Para el dimensionamiento del pilotaje de la losa se consideraron el peso propio de la losa de 38 cm de canto (25 kN/m³) y las sobrecargas de uso de 50 kN/m² en valor característico, salvo en una banda en las fachadas delantera y trasera que era de 40 kN/m².

Los pilotes tipo KELLER considerados en este proyecto fueron de Clase I según UNE EN12794+A1+AC (3), conforme se presenta en la Tabla I.

Tabla I. Pilotes tipo y sección

Tipo Pilote	Sección aproximada (mm)	Área real (cm ²)
K-400	400x400	1628,00
K-350	350x350	1246,42

Se emplearon Juntas de Unión para los pilotes tipo “KELLER” para la conexión de tramos de pilotes de longitud superior a los 12 m fabricadas por la Compañía Finlandesa Leimet con denominación comercial Leimet ABB PLUS, conforme a la Norma EN 12794:2005 +A1:2007 / AC:2008 (3) y clasificadas en la Clase Tipo A (ensayo de impacto con 1.000 golpes a 28 N/mm²).

Los encepados de 1 pilote tipo K400 bajo pila- res se diseñaron considerando que el pilote más solicitado a 2.230 kN (sin mayorar). Los esfuerzos de corte y momento flector del arranque (o de excentricidades debidas a ejecución) se considera que son absorbidos por las vigas de atado, que actúan como elementos arriostrantes y centradores de esfuerzos. Los encepados bajo losa se diseñaron para una carga en el pilote tipo K350 sin mayorar de 1.760 kN. Los encepados se consideran de dimensiones en planta de 1,0x1,0x1,4 m para los pilotes K400 y de 1,2x1,2x1,4 m para los pilotes K350 de losa.

Los encepados de 2 pilotes se diseñaron para las dimensiones de los pilares de proyecto de 0,70x0,60 m y 0,80x0,70 m, sobre pilotes del tipo K400. Los axiles máximos en cada pilote de estos encepados resultaron de 1410 kN (sin mayorar). Las vigas de atado en el sentido perpendicular al eje que une los pilotes centrarán la carga en caso de excentricidades accidentales. Los pilotes se ejecutaron con una separación entre ejes de 1,60 m y centrados al eje del arranque de pilar. El encepado se diseñó con unas dimensiones de 1,00x2,50 m y canto de 1,30 m, por el método de bielas y tirantes, de acuerdo al artículo 58.4.1.2 “Encepados rígidos”.

Para los pilares interiores de la nave se consideraron encepados de 3 pilotes. Estos pilares eran de dimensiones 0,70x0,60 m y 0,80x0,70 m, y están apoyados en pilotes tipo K400. El axil máximo en cada

pilote de estos encepados es de 1.200 kN (sin mayorar). Los pilotes se ejecutaron con una separación entre ejes de pilotes de 1,60 m, con un encepado de canto de 1,30 m.

Los encepados de 4 pilotes de este proyecto re- cogen dos pilares de dimensiones 0,70x0,60 m y 0,80x0,70 m, y están apoyados en pilotes tipo K400. El axil máximo en cada pilote de estos encepados es de 1.000 kN (sin mayorar). Los pilotes se ejecutaron con una separación entre ejes de pilotes de 2,00 m con un encepado de canto 1,50 m.

Los pilotes bajo losa reciben únicamente las cargas verticales provenientes de la losa: peso propio y sobrecarga de uso. Considerando la sobrecarga de uso de 50 kPa, estos pilotes recibirán la siguiente carga vertical máxima (Nmax) para una combinación de acciones persistente o transitoria sin mayorar:

$$N_{\max} = 5.28 \times 5.60 \times (0.38 \times 25 + 50) = 1.760 \text{ kN (pilotes tipo bajo losa).}$$

$$N_{\max} = 5.28 \times 5.80 \times (0.38 \times 25 + 50) = 1.822 \text{ kN (pilotes en laterales derecho e izquierdo).}$$

Existen otros pilotes bajo losa que reciben me- nos carga: situados en área con sobrecarga de uso de 40 kN/m².

Se ha considerado que ante la acción sísmica horizontal, la losa y encepados son solidarios. Se calcularon la carga máxima horizontal debida a sismo de la estructura y de la losa. Estas cargas se suman y se reparten entre todos los pilotes de la obra.

La cantidad de pilotes en el interior de la nave es de 1.230 unidades tipo K350 y 505 unidades tipo K400. Dada la poca diferencia en la rigidez de los dos tipos de pilotes se considera un reparto proporcional de la carga horizontal debido a sismo. De acuerdo a lo anterior, cada pilote recibirá 268 kN de carga horizontal en cabeza. Este valor considera la suma de la carga proveniente de la estructura más la carga proveniente de la losa.

2.4 Comprobación en pilotes

2.4.1. Capacidad frente a Hundimiento

Para el proyecto de cimentación se consideró pilotes del tipo K-400 y K350, de sección aproximada 400x400 mm y 350x350 mm respectivamente. La capacidad de carga de los pilotes fue determinada en base a los ensayos de carga verticales previos facilitadas por la propiedad para el estudio de la capacidad portante de los pilotes, realizados en la parcela del proyecto. Los ensayos de carga verticales estáticos y dinámicos se realizaron sobre pilotes prefabricados de sección 400x400 mm. El ensayo de carga estático se realizó en un pilote K-400 de 31,8 m de longitud. Los ensayos de carga dinámicos se realizaron en pilotes de 400x400 mm de 22.6 m, 23 m, 31,8 m y 32.2 m de longitud.

Para el dimensionamiento se consideró que los pilotes se empotrarán en los estratos ZG4 ó ZG5, con longitudes aproximados de 31-32 m. Por tanto, se consideró los valores de referencia obtenidos en los ensayos correspondientes a pilotes con longitudes de 31,8 m (Prueba de Carga Estática) y de 31.8-32.2 m (Prueba de Carga Dinámica).

El ensayo de carga estático alcanzó una carga de 3.600 kN sin que se observara rotura del terreno, con una deformación total de 20 mm, es decir, aproximadamente un 4,5% del diámetro del pilote. Generalmente se considera que un pilote alcanza la rotura cuando el asentamiento es del orden del 10% de su diámetro. Se puede asumir que la capacidad de carga del era superior a 3.600 kN.

Por otro lado, en los ensayos de carga dinámicos se determinó la resistencia movilizada de los pilotes. De acuerdo a la información entregada, para la zona 1 la resistencia movilizada media de los pilotes ensayados fue de 4.950 kN: 2.402 kN de fuste y 2.548 kN de punta. Para la zona 2, el ensayo realizado entregó una resistencia movilizada de 4.930 kN: 2.400 kN de fuste y 2.530 kN de punta.

Se debe tener en cuenta que los ensayos fueron realizados después de 2 a 5 días de la hinca, No obstante, es aconsejable ejecutar los ensayos de este tipo, en terrenos como los de la obra, después de un mínimo de 7 a 14 días de ejecución del pilote para garantizar que el suelo tenga tiempo suficiente para recuperarse del proceso de hinca. En este plazo, el incremento de presión de poros tenderá a disiparse, originando entre otros factores un aumento de capacidad de carga por fuste.

2.4.2. Solicitación Sísmica en los Pilotes

Ante la acción sísmica las cimentaciones profundas pueden ser solicitadas por dos tipos de fuerzas: las fuerzas inerciales transmitidas por la superestructura y las fuerzas cinemáticas debidas a la deformación que les impone el terreno circundante al paso de las ondas sísmicas.

Las fuerzas inerciales y cinemáticas sobre el pilote no son concomitantes. Se comprobó el pilote para cada una de las solicitaciones por separado, debiendo cumplir el pilote con los dos estados.

Teniendo en cuenta la estratigrafía existente y que la zona está caracterizada por una sismicidad elevada, se analizó el efecto de la acción sísmica debido a la interacción del suelo con el pilote. Se realizó la comprobación considerando la metodología propuesta por Soulomiac, 1986 (5) y Mineiro, 1988 (6), que establece dos alternativas de cálculo para el incremento de momentos y esfuerzos horizontales en el pilote. Este método es aplicable cuando la relación de rigidez entre suelo y pilotes es elevada. Así, será aplicable sobre todo en pilotes flexibles, de diámetros pequeños y longitudes elevadas. Se considera además que el pilote sigue un movimiento de campo libre del terreno.

De acuerdo con la formulación de Soulomiac, 1986 (5) y Mineiro, 1988 (6), los esfuerzos máximos en el topo de los pilotes corresponden a un momento flector de 8,13kN.m y a un cortante de 0,51 kN.

Para la comprobación de la capacidad a carga lateral del pilote mediante solución analítica, se consideró un método recogido en el Código Técnico de Edificación de España (CTE) (7). El terreno en la parte superior del pilote estará compuesto por un relleno granular compactado, por lo que la reacción horizontal del pilote se va a desarrollar principalmente en este estrato. El pilote se considera articulado en la conexión con el encepado o la viga. El relleno granular tendrá una compacidad de compacta a densa y el tramo donde se desarrolla la reacción horizontal del pilote estará parte sobre el nivel freático y parte bajo el nivel freático. En la Tabla 2 se muestran los valores de T y del momento máximo en el fuste de los pilotes.

Tabla 2. Valores T y Momento Máximo

Pilote Tipo	T (m)	Z ₀ (m)	M _{max} (kN*m)
K350	1.30	1.69	290
K400	1.45	1.88	322

La comprobación de resistencia a flexión compuesta esviada se realiza para el caso de la acción sísmica. Se comprueba el pilote para la carga a compresión recibida en cabeza del pilote más el momento flector producido por la carga horizontal en cabeza. Se realiza la comprobación con el Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1.9 según la EHE-08 (I).

Para el pilote tipo K400 se considera en el tramo superior del pilote una armadura longitudinal compuesta por 4Ø20+4Ø25. Se muestra en la siguiente figura la comprobación a flexión compuesta esviada para un axil de diseño de 900 kN y momento flector de 322 kN*m. Se comprueba este par de esfuerzos considerando que el momento flector actúa en el eje X, en el eje Y y en una dirección a 45° entre el eje X y el eje Y. Ver Figura4.

Para el pilote tipo K350 se considera en el tramo superior del pilote una armadura longitudinal compuesta por 4Ø20+4Ø25. Se muestra en la Figura 5 la comprobación a flexión compuesta esviada para un axil de diseño de 1400 kN y momento flector de 290 kN*m.

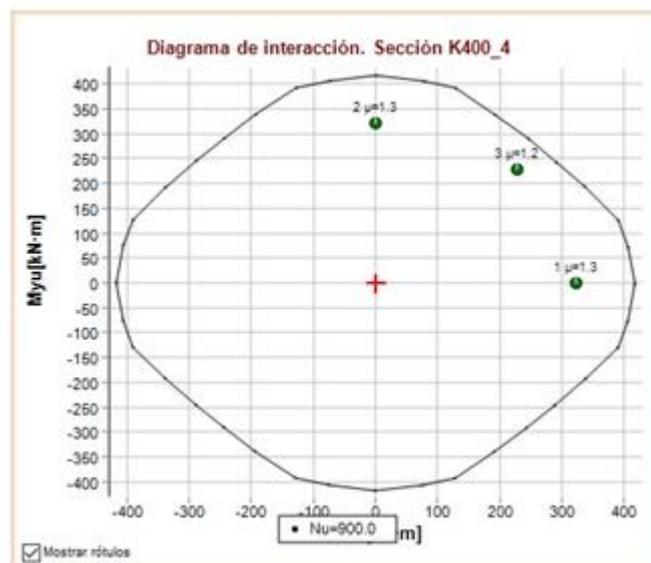


Figura 4: Diagrama de Interacción de Flexión Compuesta Esviada. Pilote K400

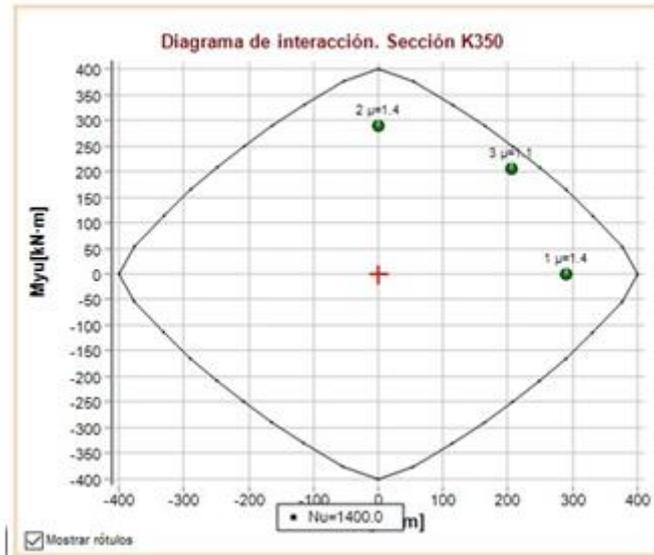


Figura 5: Diagrama de Interacción de Flexión Compuesta Esviada. Pilote K350

Se comprueba este par de esfuerzos considerando que el momento flector actúa en el eje X, en el eje Y y en una dirección a 45° entre el eje X y el eje Y.

Se comprueban los pilotes a cortante para el caso de carga sísmico.

El esfuerzo de corte máximo será de 268 kN. Del lado de la seguridad se adoptó este valor para los 3 m superiores del pilote bajo el encepado/viga. Para esta sollicitación serán necesarios estribos de diámetro 8 mm cada 7,5 cm ó cercos dobles cada 15 cm en pilotes tipo K400 y para el caso de pilotes tipo K350 serán necesarios estribos de diámetro 8mm cada 5 cm ó cercos dobles cada 10 cm.

Bajo la zona de refuerzo anterior, se adoptó una disposición de estribos, para ambas secciones de pilote, compuesta por una de las dos alternativas siguiente: Cercos Ø8 cada 15 cm ó Cercos Ø6 cada 10 cm.

2.5 Ejecución de obra

Los pilotes prefabricados se ejecutaron mediante 4 equipos de hinca Junttan tipo PMx25 y PM25H con martillos hidráulicos de última generación de 7 y 9 toneladas. Los equipos empleados para la ejecución de los pilotes se muestran en la Figura 6.

En la obra de referencia se ejecutaron un total de 1.748 pilotes prefabricados, con longitudes de rechazo comprendidas entre los 28 y 34 m y con rendimientos medios del entorno de los 300 ml/día*equipo:

- 1243 pilotes de 350x350 mm (losa)
- 505 pilotes de 400x400 mm (estructura)

Todos los pilotes se hincaron con tres tramos de pilote unidos por 2 juntas de unión de pilotes tipo ABB+ de la empresa finlandesa Leymet. La medición total del pilotaje realizado alcanzo los 57.000 ml de pilotes. La obra fue realizada al 50% por Keller Iberia y 50% Rodio Portugal, tanto de la hinca, como el suministro de pilotes.



Figura 6: Equipos utilizados en la ejecución de los pilotes prefabricados.

2.6 Control de calidad

Como control sistemático del pilotaje se realizaron 81 Pruebas Dinámicas de Carga (PDC) en instalación y rehinca. Para la validación de los pilotes se comparaba el Rechazo obtenido por los pilotes en instalación con el medido, también en instalación, de los pilotes analizados mediante PDC por zonas de influencia o proximidad. Resultando validos todos los pilotes que obtuvieran un rechazo igual o inferior a los pilotes analizados y validados mediante PDC.

La realización de las PDC consiste en la movilización en rehinca de los pilotes, una vez transcurrido al menos 24 o 48 horas. En el caso que nos ocupa, se llegaron a realizar PDC a más de 14 días de rehinca. La movilización se realiza mediante golpes con el martillo de hinca sobre la cabeza del pilotes. Durante la realización de la PDC se instrumentaron los pilotes cerca de su cabeza con 4 transductores (2 acelerómetros y 2 extensómetros) en caras opuestas del pilote. Que envían, a través del equipo de registro PDR de la empresa Allnamics, por wifi a un ordenador portátil las señales de la onda de tensión transmitida al pilote y reflejada por éste que reciben los transductores generadas por el golpe del martillo de hinca. Ver Figura 7.



Figura 7: Equipo PDR. Transductores sobre la cabeza de un pilote y detalle de Sensor combinado extensómetro y acelerómetro.

En el ordenador portátil se registran las curvas Fuerza y Velocidad*Impedancia para su postproceso en oficina. Posteriormente en oficina se ajustan, a través de un programa de elementos finitos, la curva medida y la calculada por el programa hasta obtener el signal-matching (ajuste matemático), en nuestro caso mediante el software AllWave DLT, también de la empresa Allnamics. Una vez conseguido este ajuste matemático, el programa realiza un cálculo estático del modelo, obteniendo la resistencia movilizada en la PDC discretizando por punta y el fuste, discretizada en los segmentos que se haya dividido el pilote para su ajuste.

3 Conclusiones

En la obra descrita se combinan varios factores que determinan la solución adoptada, como son: (i) una fuerte magnitud de esfuerzos transmitidos por las estructuras a las cimentaciones, (ii) las elevadas sobrecargas de uso actuando directamente en la solera o pavimento interior de la nave, (iii) la presencia de suelos aluviales muy compresibles y blandos, hasta profundidades de 30-33 m aproximadamente, y (iv) la consideración del fuerte sismo de diseño característico de la zona del norte de Lisboa (Portugal).

Bajo estos condicionantes, la solución adoptada en el interior de la nave a partir de pilotes de hormigón prefabricado e instalados mediante equipos de hinca de alta eficiencia, se alcanzó un alto desempeño en los aspectos técnicos, económicos, constructivos, de calidad y de plazos de ejecución.

Por último, es muy importante destacar los elevados rendimientos de instalación de pilotes prefabricados, aspecto que cobra especial relevancia en obras de grandes dimensiones y con plazos de ejecución muy ajustados, como son los desarrollos de naves logísticas como la presentada.

Agradecimientos

Los autores agradecen a Merlin Properties y Magna General Contractors por la confianza depositada en Keller para la ejecución del trabajo.

A Rodio Portugal, nuestro socio para la ejecución de pilotes prefabricados.

A TPF Consultores de Engenharia e Arquitectura, JSJ Consultoria e Projectos de Engenharia, Concremat y el grupo TPB, por su colaboración técnica en la articulación y compatibilidad de proyectos en las diferentes especialidades.

A todos los compañeros de Keller involucrados en la contratación del trabajo, preparación del proyecto y ejecución del trabajo.

Bibliografía

- (1) Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- (2) EN 1990. Eurocódigo 0 – Base para el diseño de estructuras.
- (3) UNE-EN 12794:2006+A1:2008. Productos prefabricados de hormigón. Pilotes de cimentación.
- (4) EN 1998. Eurocódigo 8. Proyecto de Estructuras Sismo Resistentes.
- (5) Soulomiac, R. (1986) - "Méthode simplifiée de calcul des pieux en zones sismiques". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, no. 441.
- (6) Mineiro, A.J.C. (1988) - "Método simplificado para avaliação de esforços sísmicos em estacas". Boletim geotécnico no.4 da SAG, FCT-UNL.
- (7) CTE – 2006 : Documento Básico SE-C Cimientos.
- (8) Brinkgreve, R.B.J, Vermeer, P.A. (1998). "Finite Element Code for Soil and rock Analysis-Reference Manual".
- (9) Nakase, A., Kamei, T., and Kusakabe, O. 1988. Constitutive parameters estimated by plasticity index. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(GT7): 844–858.
- (10) ASIRI (2011). "Amelioration des sols par Inclusions Rigides".
- (11) Nicolaou, A.; Gazetas, G. (1997) - "Seismic design procedure for kinematically stressed piles". In: Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures. Proc. Of Discussion

Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering During 14th ICSMFE, Hamburgo, Germany, P. S. Sêco e Pinto Editor, A.A. Balkema, pp. 253-260.

- (12) EN 1992 - Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación.
- (13) NP EN 206-1 - "Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.