

Proyecto Fin de Grado Ingeniería Civil

Cimentación especial de elemento pesado en planta térmica

Autor: Alejandra Aliseda Rodríguez

Tutor: Manuel Vázquez Boza

**Dpto. Estructuras de Edificación e Ingeniería del
Terreno**

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2019



Proyecto Fin de Carrera
Ingeniería Civil

Cimentación especial de elemento pesado en planta térmica

Autor:

Alejandra Aliseda Rodríguez

Tutor:

Manuel Vázquez Boza

Profesor titular

Dpto. Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2019

Proyecto Fin de Carrera: Cimentación especial de elemento pesado en planta térmica

Autor: Alejandra Aliseda Rodríguez

Tutor: Manuel Vázquez Boza

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2019

El Secretario del Tribunal

A mi familia

A mis compañeros y amigos

A mis profesores

Agradecimientos

Al finalizar este trabajo, y con ello el Grado en Ingeniería Civil, quería agradecer antes de todo a mis padres la educación que me han dado, tanto a nivel intelectual como humano, que me ha permitido ser capaz de estudiar esta maravillosa carrera. A mi familia por apoyarme y escucharme durante estos cuatro años de mucho trabajo y esfuerzo, por compartir conmigo todas las alegrías, que han sido muchísimas.

Quería agradecer también a la Escuela, a sus profesores y al personal no docente estos cuatro años que he pasado en sus aulas, todo lo que me han enseñado y cuidado, ayudándome siempre que lo he necesitado. Mención especial a mi tutor, Manuel Vázquez Boza por guiarme en este proyecto que tanto me ha gustado; y a Ramón Abella Monserrat por su atención, ayuda y apoyo en cada momento desde que aparecí por la Escuela.

Por último, a las personas que comparten conmigo el día a día, a mis compañeros y amigos. De ellos he aprendido lo que significa el verdadero compañerismo y el trabajo en equipo. Por su alegría, motivación y ganas de aprender.

Resumen

El siguiente Trabajo Fin de Grado contiene el diseño y cálculo de la cimentación de una estructura pesada de una planta térmica. La peculiaridad del proyecto son las condiciones que afectan al diseño y a la construcción, ya que nos encontramos con una serie de dificultades que condicionarán el tipo de cimentación a utilizar.

Antes de diseñar y calcular, se realiza un estudio de la zona de implantación de la estructura para conocer su historia geológica y sus propiedades geotécnicas, del que obtendremos los parámetros necesarios para caracterizar el terreno de cimentación.

Con el modelo geotécnico haremos un primer predimensionamiento de la cimentación e iremos ajustando para aprovechar el uso de los materiales y el espacio disponible.

Resumen	ix
Índice	xi
Índice de Figuras	xii
Índice de Tablas	xiv
1 Objetivo	1
2 Antecedentes geológicos	3
3 Antecedentes geotécnicos	7
3.1 <i>Estudio geotécnico de 1980</i>	7
3.1.1 Soluciones de los ensayos geotécnicos. Características geotécnicas del terreno	7
3.1.2 Potencial de licuefacción	16
3.1.3 Conclusiones	18
3.2 <i>Tratamiento de mejora del terreno</i>	19
3.2.1 Proceso de vibrocompactación	20
3.2.2 Conclusiones de la mejora	26
4 Estado geotécnico actual	11
4.1 <i>Conclusiones del estudio geotécnico del 2014</i>	14
4.2 <i>Comparación con los resultados de 1980</i>	14
5 Modelo geotécnico	15
6 Descripción de la estructura	18
7 Diseño y cálculo de la cimentación	22
7.1 <i>Cálculo de la Q_{tope} de un micropilote</i>	23
7.2 <i>Cálculo de la longitud de los micropilotes</i>	25
7.3 <i>Predimensionamiento de los encepados</i>	27
7.3.1 Pilares articulados	27
7.3.2 Pilares empotrados	32
7.4 <i>ELS: comprobación de asientos</i>	39
Referencias	42
Anexos	43
A. <i>Croquis de localización de sondeos y penetros</i>	43
B. <i>Resultados de laboratorio del estudio 2014</i>	43
C <i>Resumen ensayos de laboratorio en muestras de sondeos SCR</i>	43
D <i>Listado completo de cargas</i>	43
Planos	44
PLANO 1 <i>Columnas de sondeo de 1980</i>	44
PLANO 2 <i>Corte geotécnico de 1980</i>	44
PLANO 3 <i>Corte geotécnico de 2014</i>	44
PLANO 4 <i>Localización de los encepados y sondeos SCR</i>	44
PLANO 5 <i>Planta de cimentación con los micropilotes</i>	44

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Localización de la Central Térmica en la Bahía de Algeciras. Imagen editada de Google Maps.

Figura 1.2: Situación del reactor dentro de la Central

Figura 2.1: Zona de implantación de la Central Térmica. Área de estudio. Imagen editada de Google Maps.

Figura 2.2: Carta Magna del IGME

Figura 3.1: Curvas granulométricas obtenidas del estudio geotécnico de Empresarios Agrupados

Figura 3.2: Gráfica de golpes del ensayo Borros obtenida a partir de los datos del estudio geotécnico

Figura 3.3: Gráfica del número de golpes SPT obtenida a partir de la gráfica del ensayo Borros

Figura 3.4: Tabla de clasificación de arenas en función del SPT obtenida de la ROM05

Figura 3.5: Tabla de propiedades de las arenas en función del SPT obtenida de la ROM05

Figura 3.6: Gráfico de evolución de la resistencia por punta q_c (KPa) con la profundidad

Figura 3.7: Imagen del proceso de compactación dinámica obtenida de los apuntes de Obras Geotécnicas de 4º GIC

Figura 3.8: Reordenación de las partículas del suelo al someterlas a vibroflotación. Imagen sacada del libro "Manual de Técnicas de Mejora de Terreno" de Ana Bielza Feliú

Figura 3.9. : Fases de ejecución de la vibroflotación (Keller, 1997)

Figura 3.10 : Gráfico de penetraciones dinámicas en la zona de caldera, grupo 1, obtenido del estudio geotécnico de 2014

Figura 3.11 : Gráfico de penetraciones dinámicas en la zona de caldera, grupo 2, obtenido del estudio geotécnico de 2014

Figura 3.12 : Gráfico de penetraciones dinámicas en la zona de caldera, grupo 3, obtenido del estudio geotécnico de 2014

Figura 3.13: Resultados del aumento de la resistencia a la penetración por punta en cada zona de la central, obtenida del estudio geotécnico

Figura 4.1: Gráfico de los valores del número de golpes SPT de cada sondeo, con los datos obtenidos del estudio geotécnico del 2014

Figura 4.2: Gráfico de los resultados del ensayo de penetración DPSH en cada sondeo obtenido a partir de los datos del estudio geotécnico de 2014

Figura 6.1: Localización de los encepados

Figura 6.2: Imagen obtenida del blog VG-AT

Figura 6.3 : Imagen 3D de la estructura metálica del reactor

Figura 7.1: Micropilote con inyección IU sacada de la GPEMOC

Figura 7.2: Reducción de espesor de armadura por efecto de la corrosión (mm) de la GPEMOC

Figura 7.3: Tabla del coeficiente $F_{u,c}$ de la GPEMOC

Figura 7.4: Tabla de valores del coeficiente C_r de la GPEMOC

Figura 7.5: Gráfica de rozamiento límite unitario por fuste en terrenos granulares obtenida de la GMPEMOC

Figura 7.6 : Predimensionamiento del encepado N1246 con pilar articulado

Figura 7.7: Diseño final encepado N1246 con pilar articulado

Figura 7.8: Diseño final del encepado N1245 con pilar articulado

Figura 7.9: Dimensiones del encepado N2

Figura 7.10: Distribución de los micropilotes en el encepado N2 a distancias 450mm

Figura 7.11: Disposición final del encepado N2

Figura 7.12: Croquis de la situación en los encepados empotrados

Figura 7.13: Disposición final del encepado N1 con pilar empotrado

Figura 7.14: Disposición final del encepado N3 con pilar empotrado

Figura 7.15: Disposición final del encepado N10 con pilar empotrado

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 3.1: Resultados de laboratorio del estudio realizado por Empresarios Agrupados
- Tabla 3.2: Resultados de análisis químico del estudio realizado por Empresarios Agrupados
- Tabla 3.3: Ángulos de rozamiento aproximados con la ecuación de Schemmertmann (1975) a distintas profundidades
- Tabla 3.4: Resistencia por punta en zona de talleres, turbinas y tolvas
- Tabla 3.5: Resistencia por punta en zona de caldera y edificio auxiliar
- Tabla 3.6: Resistencia por punta en zona de precipitadores y chimenea
- Tabla 3.7: Valores de CRR y CRS para sismos de distinta magnitud y N_1 .
- Tabla 3.8: Coeficientes de seguridad para sismos de distintas magnitudes y aceleraciones.
- Tabla 3.9: Resultados de la mejora de la densidad relativa tras el tratamiento
- Tabla 5.1: Espesor primer estrato del modelo geotécnico, nivel de arenas
- Tabla 5.2: Ejemplo de propiedades de algunas muestras inalteradas del primer estrato, obtenidas de los datos de resultados de laboratorio
- Tabla 5.3: Parámetros geotécnicos del primer nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico de 2014
- Tabla 5.4: Espesor del segundo estrato del modelo geotécnico, nivel de grava arenosa
- Tabla 5.5: Parámetros geotécnicos del segundo nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico del 2014
- Tabla 5.6: Espesor del último estrato del modelo geotécnico
- Tabla 5.7: Parámetros geotécnicos de la arena del tercer nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico del 2014
- Tabla 5.8: Parámetros geotécnicos del limo del tercer nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico del 2014
- Tabla 6.1: Listado de cargas de pilares articulados obtenidas del proyecto
- Tabla 6.2: Listado de cargas de pilares empotrados obtenidas del proyecto
- Tabla 7.1 : Valores de la Q_{tope} para los distintos tipos de tubos
- Tabla 7.2: Resultados para tubo metálico de 88,9x3mm
- Tabla 7.3: Resultados para tubo metálico de 114,3x9mm
- Tabla 7.4 : Coordenadas y axiles definitivos del encepado N1 con pilar empotrado
- Tabla 7.5 : Coordenadas y axiles definitivos del encepado N3 empotrado
- Tabla 7.6 : Coordenadas y axiles definitivos del encepado N10 empotrado

Tabla 7.7: Coordenadas y axiles definitivos del encepado N12 empotrado

Tabla 7.8: Asientos en los micropilotes de los encepados articulados

Tabla 7.9: Asientos en los micropilotes de los encepados empotrados

Tabla 7.10: Limitación de asientos en cimentaciones de edificación, obtenida de la Norma *NBE-AE/88. Acciones en la edificación*

1 OBJETIVO

El objetivo del siguiente Trabajo Fin de Grados es el diseño y cálculo de la cimentación del reactor de NO_x de la Central Térmica de Los Barrios (Algeciras), que elimina los óxidos de nitrógeno (NO_x), adaptándose de esta forma a las políticas de calidad del aire y protección de la atmósfera que desde los años setenta viene implantando la Comisión Europea para todos los países de la Unión

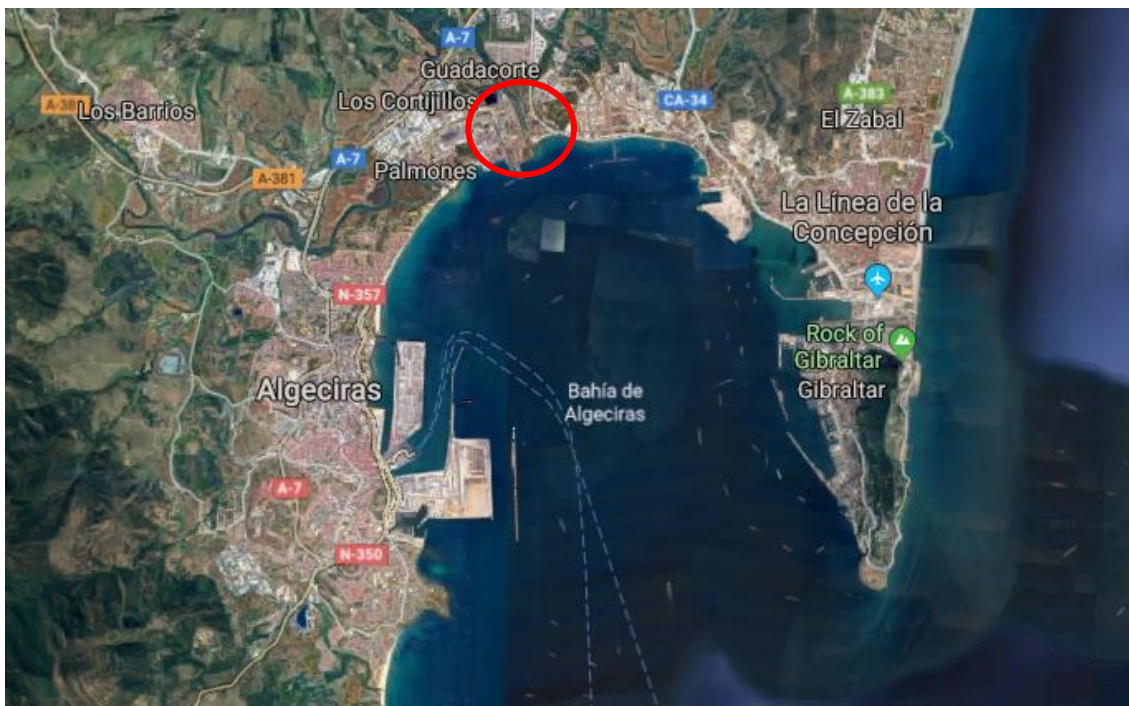
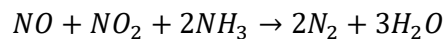
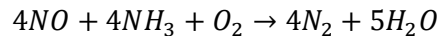


Figura 1.1: Localización de la Central Térmica en la Bahía de Algeciras. Imagen editada de Google Maps.

La Central Térmica de Los Barrios debe sujetarse a la Directiva Europea 2010/75 sobre emisiones industriales introduciendo los mecanismos necesarios para la eliminación de sustancias químicas tóxicas que afecten a la salud de la población, especialmente en el lugar del emplazamiento, ya que se trata zona muy poblada del sur de España.

Uno de estos mecanismos es la reducción catalítica selectiva (SCR) que elimina los óxidos de nitrógeno utilizando amoníaco como agente reductor de los gases de combustión, produciendo nitrógeno gaseoso y agua según la siguiente reacción:



Este proceso de reducción catalítica se lleva a cabo en un reactor que se instala en el circuito de gases de caldera entre la salida del economizador y la entrada a los calentadores de aire, en una zona con alto contenido en polvo, y en disposición vertical con flujo de gases descendente.



Figura 1.2: Situación del reactor dentro de la Central

El reactor va soportado sobre estructura metálica con cimentación propia e independiente de la caldera. El objetivo es el diseño y cálculo de esa cimentación propia del reactor de manera que se integre en la Central ya construida.

Entre los condicionantes de diseño nos encontramos con el reducido espacio existente para la cimentación, ya que el reactor se sitúa entre la caldera y los precipitadores electrostáticos, elementos con cimentaciones muy masivas, que podrían verse afectadas con el nuevo diseño o fases del proceso constructivo.

2 ANTECEDENTES GEOLÓGICOS

El área de estudio se sitúa en el sur de la Península Ibérica, en la Bahía de Algeciras. La central térmica está en la margen derecha de la desembocadura del Río Guadarranque, río que da nombre al polígono industrial donde se integra la instalación.



Figura 2.1: Zona de implantación de la Central Térmica. Área de estudio. Imagen editada de Google Maps.

La geomorfología de la zona está caracterizada por el régimen climático, la litología de los materiales y la tectónica propia de la zona.

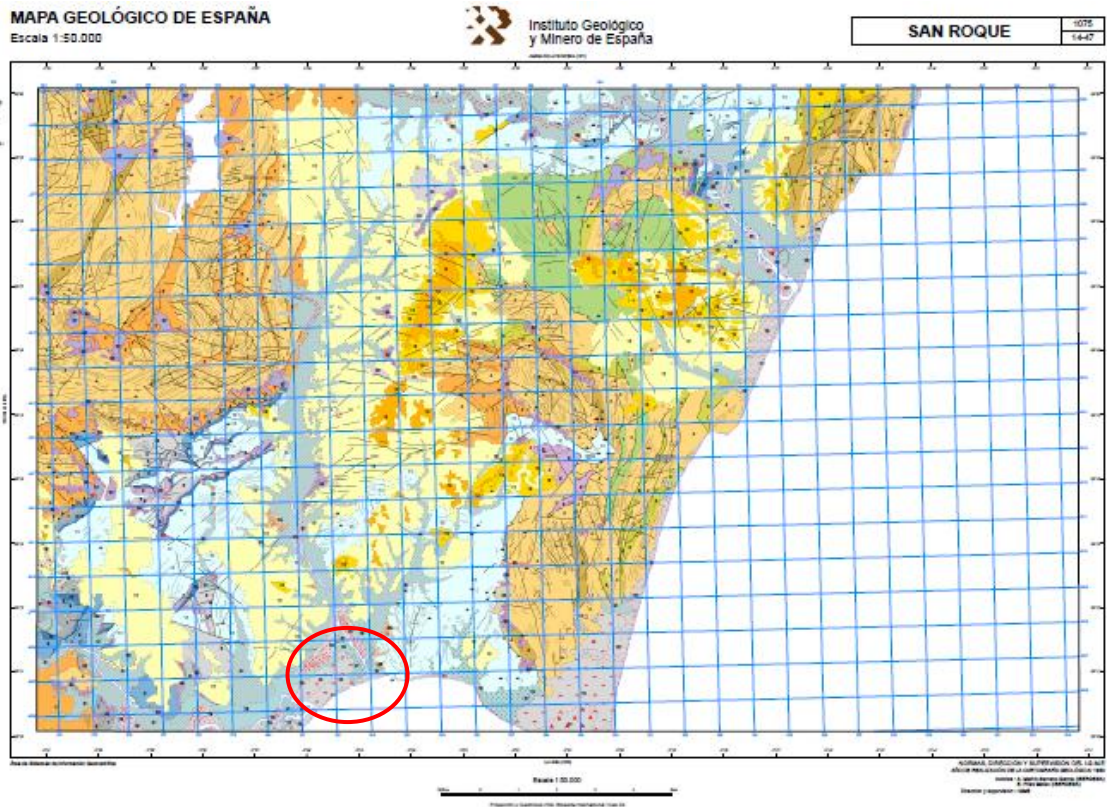
El clima en el sur de España y en el estrecho de Gibraltar se caracteriza por períodos de lluvias intensas de corta duración durante el invierno alternados con largos intervalos de sequía en los meses de verano, lo que favorece la oxidación superficial a la vez que impide el crecimiento de una cobertura vegetal, lo cual ocasiona una rápida erosión y arrastre de materiales desde las zonas más elevadas hasta la desembocadura del río Guadarranque.

Este arrastre de materiales se realiza a través de unos canales de erosión favorecidos por la litología de la zona, caracterizada por series alternadas de facies rocosas de origen sedimentario con capas de roca dura y otras capas más blandas y cohesivas, unidades que se conocen como *flysch* y se orientan según las direcciones de estratificación. Los *flysch* son margo-areniscosos, correspondiendo los umbrales a los estratos de arenisca más resistente, y los canales a las margas más fácilmente erosionables.

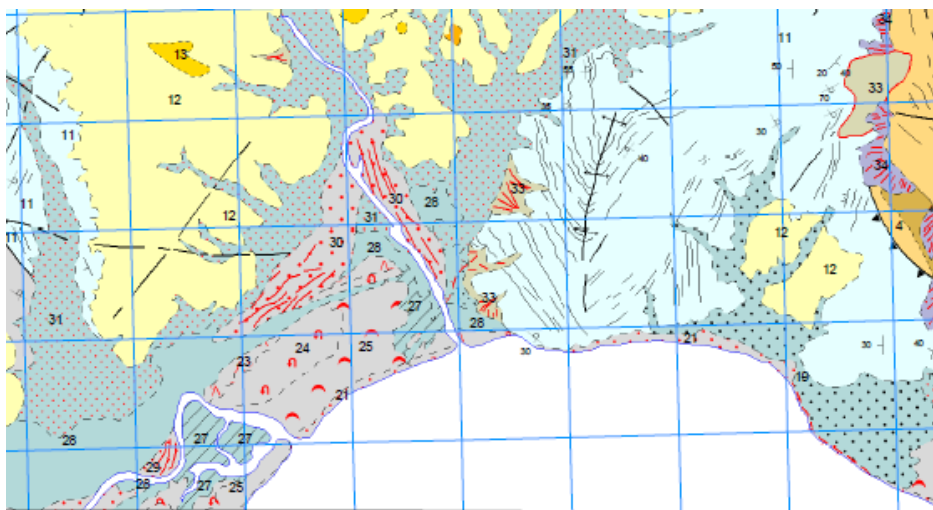
Los materiales estudiados se pueden dividir en dos dominios:

- Unidades Autóctonas del Campo de Gibraltar: materiales que abarcan desde el Cretácico Inferior hasta el Mioceno Inferior. En el área estudiada los estratos dominantes en la Unidad de Algeciras son, de muro a techo:
 - Margas blancas alternadas con brechas calcáreas del Cretácico Inferior de potencia 10m.
 - Capas finas de calizas dendríticas alternadas con lutitas rojas del Cretácico Superior, con una potencia de 30m aproximadamente.

- Alternancia de calizas y lutitas del Paleoceno-Eoceno inferior.
- Materiales Postorogénicos: tras la Orogenia Alpina del Oligoceno se forman depósitos litorales constituidos por arenas limosas y acumulaciones de conchas, distribuidas a lo largo de la Bahía de Algeciras y la Línea en forma de depósitos de playa.



La elipse roja es la zona de implantación de la Central:



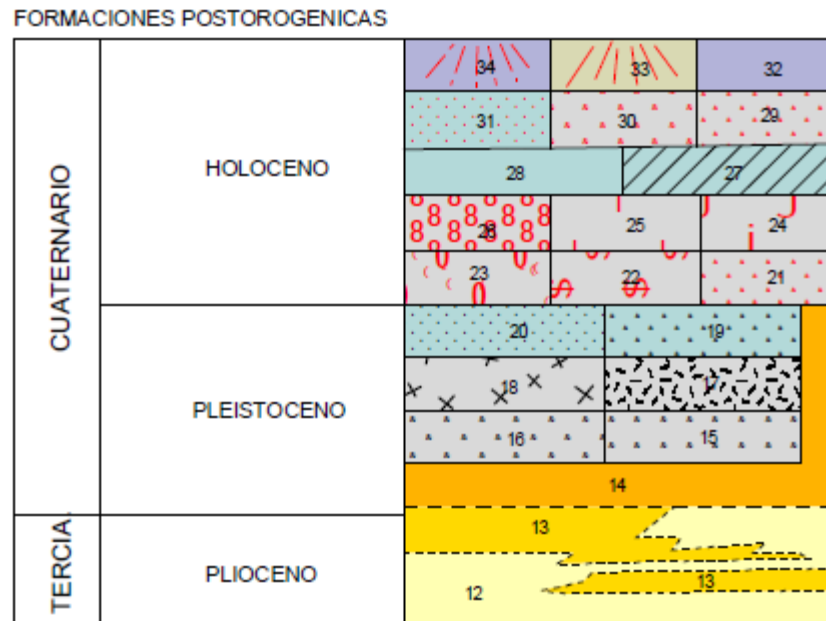


Figura 2.2: Carta Magna del IGME [1]

De la carta la leyenda es la siguiente:

11. Alternancia de areniscas y margas grises
12. Arenas y margas lumaquélicas
13. Caliza lumaquélica
24. Arenas (manto eólico)
25. Arenas (dunas)
27. Limos
28. Limos arenosos (alta marisma)
30. Arenas y gravas
31. Limos y arenas aluviales (depósitos de inundación)

La zona de Algeciras y el Estrecho de Gibraltar posee una historia geológica compleja condicionada por su posición entre tres placas tectónicas (africana, ibérica y Alborán) y la superposición de series estratigráficas de rocas sedimentarias datadas desde el Mesozoico hasta el Oligoceno, en el que tuvo lugar la Orogenia Alpina.

La estructura tectónica del Campo de Gibraltar es de apilamiento de mantos de corrimiento de origen gravitatorio como resultado de las deformaciones habidas durante la orogenia Alpina.

Durante el Eoceno tuvo lugar la orogenia pirenaica que provocó la apertura del Estrecho mediante el hundimiento del bloque intermedio entre las actuales cordilleras Béticas y el Rif marroquí.

Durante el Mioceno Inferior y Medio se localiza una fase compresiva que originó movimientos de las microplacas generadas en la era anterior, generando la estructura arqueada del estrecho. A lo largo del Mioceno el mar Mediterráneo se desecó tras quedar aislado del océano. De este modo quedó el arco del Estrecho como barrera y punto más débil frente a la presión ejercida por el océano Atlántico.

En una fase postmiocena tiene lugar un desplazamiento de la placa africana hacia el oeste. A esta fase se la relaciona con la abertura del mar de Alborán y una nueva actividad de la falla Gibraltar-Azores, dando lugar a movimientos de elevación durante el Plioceno.

Tras la apertura del Estrecho los posteriores procesos erosivos y sedimentarios darían lugar a una línea de costa abrupta con profundos valles fluviales, resultado de los períodos en los que el Mediterráneo permaneció seco. Estos valles, del Guadarranque y el Palmones, serían rellenados por sedimentos durante épocas posteriores hasta conformar la línea de costa actual.

En resumen, en la desembocadura del Río Guadarranque en su margen derecha se disponen de techo a muro los siguientes estratos:

- Serie Litoral Cuaternaria constituida por arenas limosas sueltas con acumulaciones de conchas y embebidas en aguas de la Bahía.
- Serie Litoral Pliocena superpuesta y concordante con la anterior. Se compone de una serie dendrítica de conglomerados, areniscas, arenas, limos y niveles de lumaquelas.
- Serie Turbidítica, del Oligoceno-Mioceno Inferior, en contacto discordante con los materiales subyacentes horizontales. Se disponen de manera casi vertical un conjunto de margas areniscosas, con secuencias turbidíticas de tipo *flysch*, correspondiente al término más alto de la Unidad de Algeciras.

Los materiales predominantes son las arenas limosas con conchas o restos de lumaquelas, arcillas y margas.

3 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS

Para caracterizar mecánicamente los terrenos y conocer su resistencia, deformabilidad y permeabilidad se llevaron a cabo dos estudios geotécnicos: el primero fue en 1980, previo a la construcción de la central, que concluyó con la necesidad de realizar un tratamiento de mejora del terreno en base a vibrocompactación. En 1981 finaliza la ejecución del tratamiento y se realiza una campaña de validación del mismo basada en ensayos de penetración. El otro estudio geotécnico se realizó en 2014, previo a la construcción del reactor para ver las condiciones en las que se encontraba el terreno tras el paso de los años, así como el efecto que han tenido sobre éste las estructuras construidas.

3.1 Estudio geotécnico de 1980

El primer estudio consistió en una investigación de campo en el emplazamiento de la Central, previo a su construcción, realizando una campaña de sondeos que comenzó el 30 de abril de 1980 y se terminó el 10 de julio de 1980, en la que se ejecutaron un total 13 sondeos con profundidades entre 46,6m y 75,9m.

Las perforaciones se realizaron a roto-percusión, con diámetros comprendidos entre 152mm y 75mm, excepto en las zonas donde se detectaron materiales más duros en los que se perforó a rotación. Los sondeos numerados del S-1 al S-13 se realizaron en la implantación indicada en el Anexo A *Croquis de localización de los sondeos de 1980*.

De los sondeos se sacaron muestras para realizar ensayos de laboratorio, pero debido a la dificultad de obtener muestras inalteradas que fuesen representativas de las condiciones in situ de los terrenos no cohesivos, los ensayos de laboratorio fueron fundamentalmente de identificación. Esto es, obtener la caracterización del suelo: granulometría, peso específico de las partículas sólidas, límites de Atterberg, humedad, equivalente de arena, contenido en materia orgánica y compuestos químicos como sulfatos, carbonatos, etc. Se clasificaron las muestras según la clasificación de Casagrande.

En algunas muestras fue posible realizar ensayos triaxiales de corte sin drenaje (CU), en concreto en los sondeos S1 en la muestra de profundidad 20-26m, en S5 a profundidad 2-2,6m, y en dos muestras del sondeo S8, una de 2-2,6m y la otra de 22-22,6m. Además de las muestras, en los sondeos se realizaron ensayos in situ de penetración standard (SPT) con objeto de conocer la compacidad de las arenas, y ensayos Lefranc de permeabilidad.

Al mismo tiempo se procedió a realizar otra de ensayos de penetración, tanto estáticos como dinámicos. Las penetraciones estáticas de tipo cono holandés y las dinámicas tipo Borros. En el mismo croquis del Anexo A *Croquis de localización de los sondeos de 1980*, en el que se observa la distribución de sondeos podemos observar los penetros: PE son los penetrometros estáticos y, PD los dinámicos. Se realizaron un total de 20, numerados como PE-1, PE-2, PD-1, ..., etc, correspondiendo las numeradas del 2 al 10 con los sondeos de igual número, puesto que se realizaron en las proximidades de éstos.

3.1.1 Soluciones de los ensayos geotécnicos. Características geotécnicas del terreno

De los sondeos realizados, los numerados del 2 al 10 se sitúan en la zona de implantación de los edificios, por lo que analizaremos los resultados obtenidos de estas muestras.

Se han analizado las granulometrías correspondientes a las muestras de los sondeos S-2 a S-10. En la siguiente figura se representa la curva granulométrica media de los sondeos:

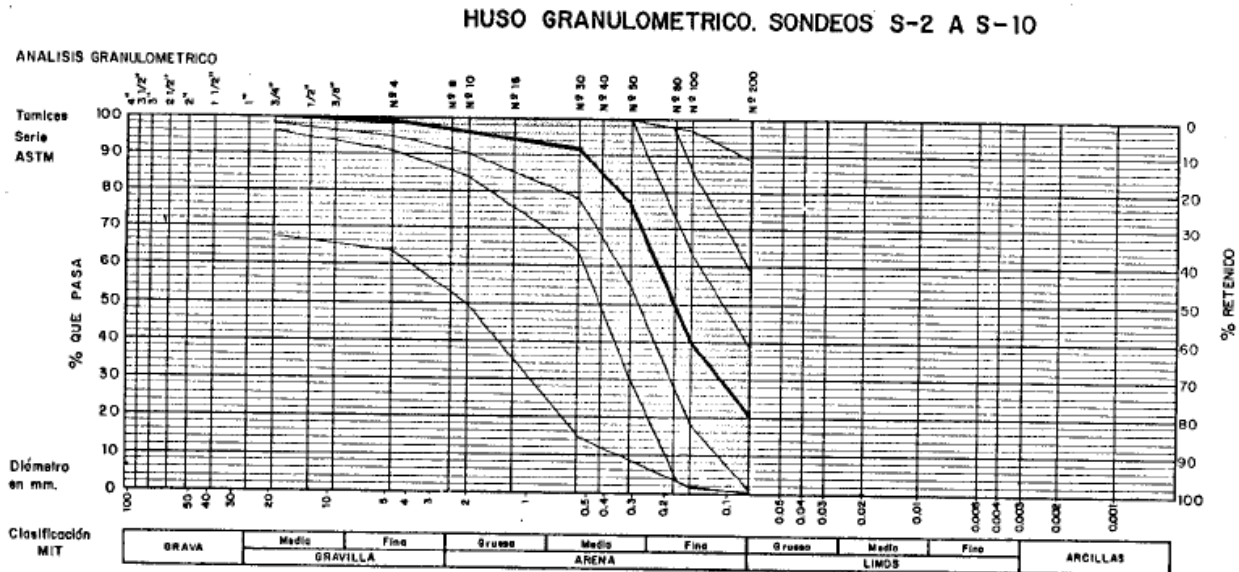


Figura 3.1: Curvas granulométricas obtenidas del estudio geotécnico de Empresarios Agrupados

La curva granulométrica media corresponde a una arena fina con una proporción de finos que pasan por el tamiz ASTM nº 200, del 20%.

En la siguiente tabla se indican los valores promedios del contenido en finos en cada uno de los sondeos según la profundidad.

Profundidad (m) Sondeo	0-10			10-20			20-30			> 30			TOTAL		
	Nº200	Cu	EA	Nº200	Cu	EA	Nº200	Cu	EA	Nº200	Cu	EA	Nº200	Cu	EA
S-2	8	3,1	48	22	4,1	17	8	2,9	41	24	4,6	24	17	3,3	31
S-3	10	3,1	40	13	6,7	-	10	7,9	-	23	2,8	-	19	3,2	40
S-4	19	3,4	49	19	4,5	27	8	3,5	46	38	2,3	17	21	3,2	23
S-5	31	2,7	35	20	3,3	29	10	3,6	39	26	8,1	18	20	5,4	28
S-6	5	2,4	86	11	3,2	33	24	3,2	-	38	5,9	-	18	3,2	54
S-7	15	3,2	57	31	3,0	14	19	3,0	44	46	2,7	9	27	3,1	26
S-8	12	3,2	22	20	2,8	-	19	2,5	39	32	3,9	16	26	3,0	21
S-9	13	2,2	59	13	2,7	29	12	3,0	47	38	3,6	21	20	2,7	37
S-10	7	3,0	-	8	4,0	-	9	3,5	-	9	4,0	-	16	3,5	-
TOTAL	13	2,9	52	18	3,9	25	13	3,8	43	30	4,3	17	20	3,7	31

Nº 200 % que pasa por el tamiz Nº 200
 Cu coeficiente de uniformidad
 EA equivalente de arena

Tabla 3.1: Resultados de laboratorio del estudio realizado por Empresarios Agrupados

En la tabla de resultados de los sondeos se observa que el porcentaje de finos aumenta de 13% a 18% en los 20 primeros metros, después disminuye de nuevo a 13% y acaba aumentando en profundidad. Esto tiene sentido según lo definido en los antecedentes geológicos. En superficie teníamos arenas limosas, con algo de finos; el siguiente estrato de techo a muro son series de conglomerados, areniscas, etc; y finalmente las margas con mayor contenido de finos.

En las arenas del emplazamiento se presentan algunas zonas con mayor contenido en finos, limos y ocasionalmente arcillas, aumentando la presencia de estas zonas entre 10 y 20m de profundidad, y a partir de los 30m. Sólo el 15% de las muestras analizadas presentan plasticidad y de éstas, la mayoría a más de 30m de profundidad. Los valores del índice de plasticidad están entre 3 y 20, lo que indica que las arcillas existentes son de baja plasticidad.

En cuanto a la clasificación de Casagrande, las muestras obtenidas son fundamentalmente SP, arenas pobremente graduadas, con tamaños de grano uniformes, lo que viene definido por el coeficiente de uniformidad C_u de la *Tabla 3.1: Resultados de laboratorio del estudio realizado por Empresarios Agrupados*; y SM, arenas limosas. A cierta profundidad podemos encontrar también estratos de CL, arcillas de baja plasticidad y SC, arenas arcillosas.

Tomamos como peso específico relativo de las partículas sólidas $2,65 \text{ g/cm}^3$, media de las muestras analizadas, el contenido en materia orgánica, expresado en porcentaje en peso de suelo, tiene un valor medio de 0,5%, siendo el máximo 4,6% debido a la presencia de restos marinos en el terreno.

Tras la obtención de muestras y la realización de ensayos in situ, que veremos posteriormente, los sondeos se dejaron revestidos con tuberías de PVC a modo de piezómetros abiertos que han permitido tomar lecturas del nivel freático y muestras de agua para analizar la agresividad de ésta, ya que será importante a la hora de elegir el hormigón de la cimentación.

En todos los sondeos se detectó la presencia de un nivel freático bastante superficial, lo que resulta lógico debido a la proximidad del río y del mar. Las permeabilidades son más altas en los sondeos cercanos al mar, S-11, S-12, S-13, y de las lecturas de niveles efectuadas entre mayo y septiembre de 1980, se obtuvo una oscilación entre 0'7m y -1m del nivel freático.

Los valores de permeabilidad del ensayo in situ de Lefranc se encuentran en el rango $K=[3,19 * 10^{-2}, 3,6 * 10^{-4}] \text{ cm/s}$. El valor medio tomado es una permeabilidad de $4,02 * 10^{-3} \text{ cm/s}$, lo que corresponde a un valor de permeabilidad de arenas limosas.

Teniendo en cuenta la presencia del nivel freático casi superficial, y el origen marino de las aguas debido a la cercanía del mar, es interesante estudiar su agresividad. Se tomaron muestras de agua en distintos sondeos para su análisis químico.

Según los resultados de cloruros, sulfatos y magnesio se considera una agresividad media del agua, ya que no hay ningún valor de la tabla en el rango considerado como agresividad alta. Todas son de procedencia marina excepto la del sondeo 11, que no presenta agresividad, aunque no está en el emplazamiento de los edificios.

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos de este estudio, en los sondeos en los que se tomó muestras:

	S-2	S-3	S-5	S-7	S-9	S-11	DIN 40 30		
							Agresividad		
							Poca	Media	Alta
CLORUROS (mg/l)	13.800	11.245	12.400	13.800	16.025	1.311	-	-	-
SULFATOS (mg/l)	255	1.800	710	300	2.450	75	200-400	600-3000	3000
MAGNESIO (mg/l)	782	726	792	889	992	47	100-300	350-1500	1500
PH	6,9	7	7,3	7,1	7,4	7,2	6,5-5,5	5,5-4,5	4,5

Tabla 3.2: Resultados de análisis químico del estudio realizado por Empresarios Agrupados

La normativa utilizada era la vigente en la época, la DIN 40 30, que se corresponde con las Normas UNE actuales: UNE 103 200 de *Determinación de contenido de carbonatos en los suelos*; UNE 103 202 de *Determinación cualitativa de contenido en sulfatos solubles de un suelo*; UNE 103 204 de *Contenido de materia orgánica oxidable de un suelo. Método del permanganato potásico*; UNE 89 962 (EHE 2008) sobre *Grado de Acidez Baumann-Gully (ml/kg)*, y UNE 83 963 (EHE 2008) de *Determinación del contenido del ión sulfato (mg SO₄ 2-/Kg de suelo seco)*.

A la vista de los resultados, el hormigón de las cimentaciones debe ser resistente a sulfatos (con cemento tipo SR) si está en contacto con el agua, y en las armaduras tener en cuenta los efectos de los cloruros, lo que se protege con el recubrimiento de hormigón.

Del estudio de las columnas de sondeos, Plano 1 *Columnas de sondeos 1980*, podemos concluir que el emplazamiento está constituido por un depósito sedimentario de arenas finas y limosas con abundantes restos de conchas marinas.

Los ensayos de resistencia y deformabilidad del terreno deben realizarse sobre muestras inalteradas. En suelos blandos y poco cohesivos como éste que se encuentra en la zona de la central, existen numerosos problemas para el estudio de sus características, pues suelen estar asociados a niveles freáticos elevados, con alto contenido en materia orgánica, y en los que al construir sobre ellos se suele producir grandes deformaciones.

Se realizaron ensayos de penetración tanto dinámicos como estáticos. Las penetraciones estáticas son de tipo cono holandés y las dinámicas tipo Borros. El ensayo de penetración es muy útil para detectar cambios de compacidad en el terreno (zonas más blandas de los rellenos, oquedades, defectos de compactación en terraplenes, etc). Este ensayo es también útil en la estimación de la facilidad de hincas de pilotes.

Dado a su carácter de ensayo "in situ" y su facilidad de ejecución, suele realizarse en terrenos granulares, en depósitos de arenas. Existen numerosas correlaciones entre los valores de N_B (número de golpes) y la densidad relativa, así como con el ángulo de rozamiento.

En el ensayo de penetración dinámica continua tipo Borros, durante la hincas, se cuenta el número de golpes necesario para avanzar 20cm, y ésta se detiene cuando se alcanza el rechazo. El número de golpes suele aumentar con la profundidad puesto que el terreno es más compacto y hay más resistencia a la penetración. Las penetraciones se realizaron en todos los sondeos, a distintas profundidades.

A continuación, se muestra el resultado medio de los ensayos en los 13 sondeos, el número de golpes mínimo, máximo y medio a distintas profundidades.

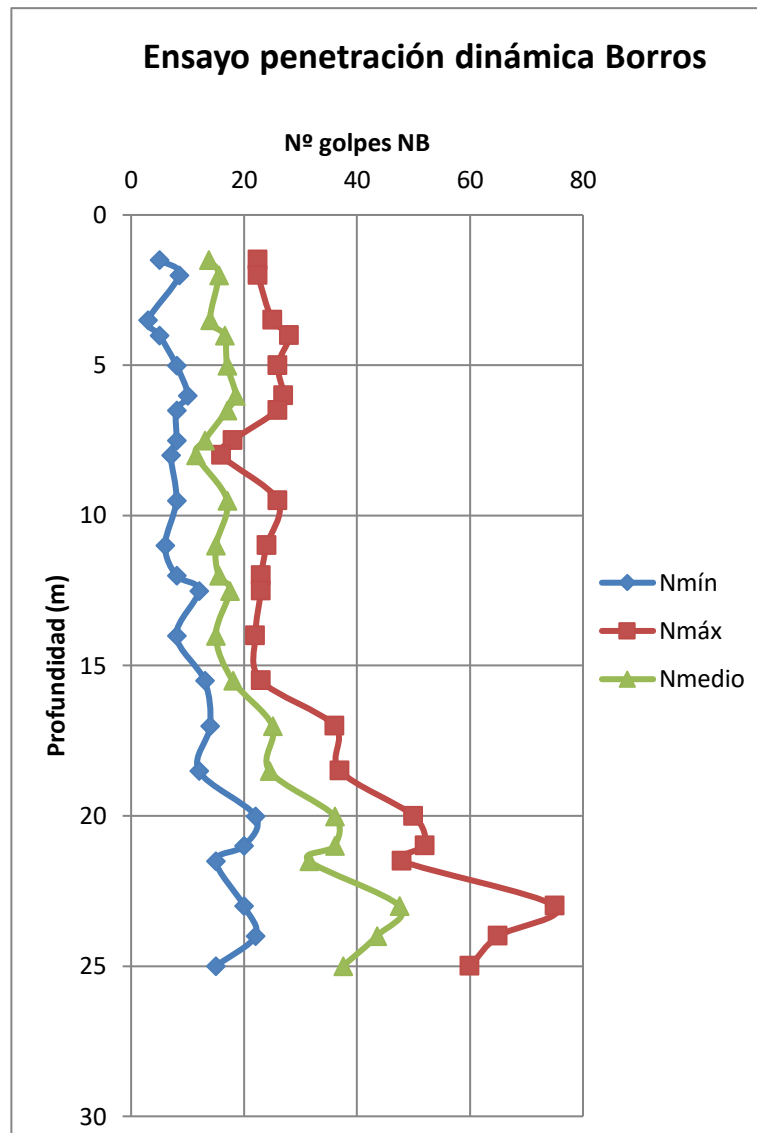


Figura 3.2: Gráfica de golpes del ensayo Borros obtenida a partir de los datos del estudio geotécnico

A la vista de los resultados podemos escoger un N_B medio de 20 golpes en los primeros 15 metros de profundidad.

Para clasificar el terreno arenoso en función de la compacidad necesitamos el valor del índice N_{spt} , es decir, el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), que aunque discontinuo, también es dinámico, pero que cuenta el número de golpes para introducir la varilla, durante tres tandas, 15cm en cada tanda, y el número de golpes de los 30 últimos centímetros será el valor del N_{spt} .

Necesitamos correlacionar los valores del ensayo DPSH o Borros con el SPT.

Si utilizamos la correlación de Dahlberg (1974) [2] :

$$N_{SPT} = 25 \log(N_B) - 15,16$$

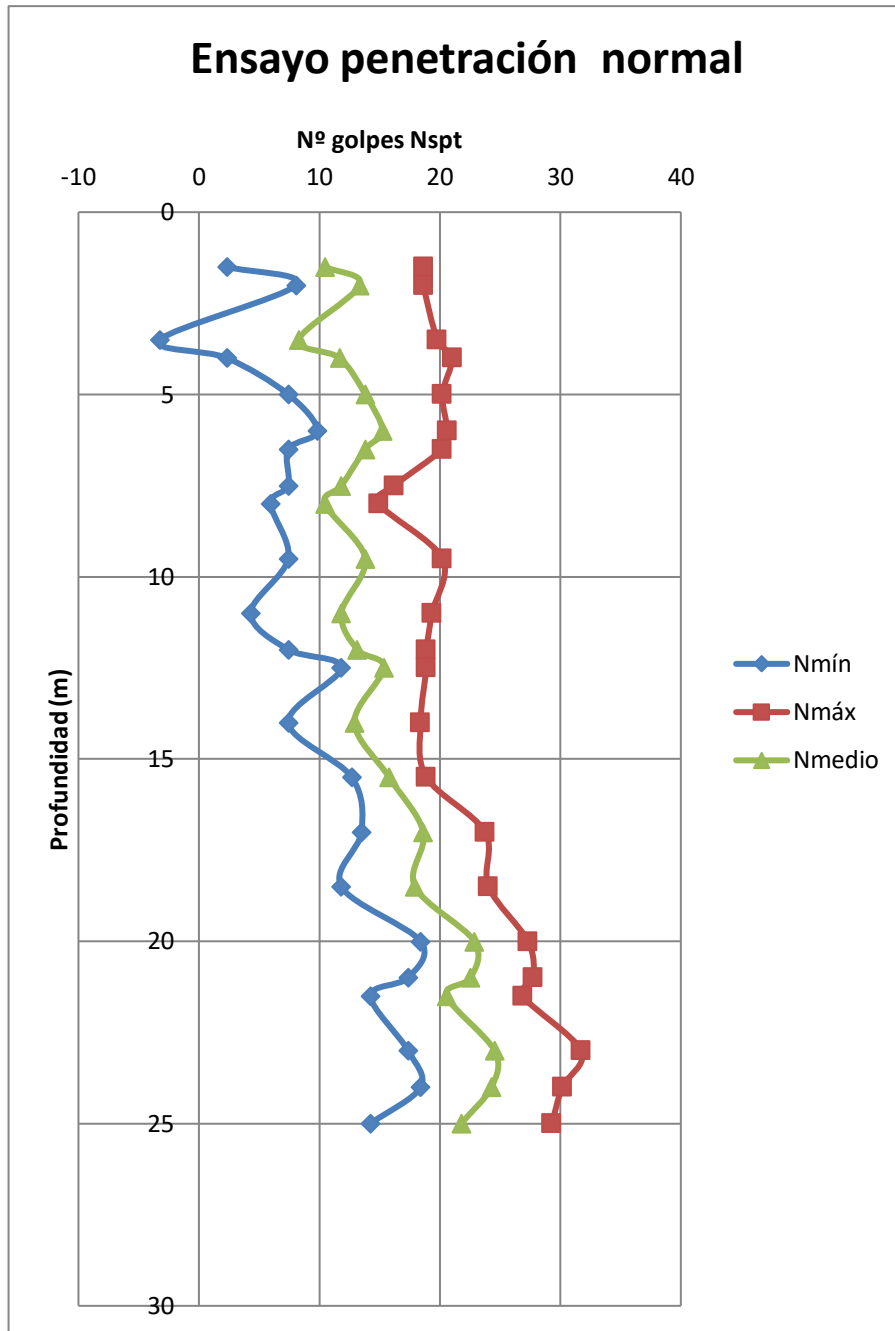


Figura 3.3: Gráfica del número de golpes SPT obtenida a partir de la gráfica del ensayo Borros

Tenemos un valor medio Nspt en torno a 15.

Clasificamos según la ROM05 la compacidad de las arenas en función del NSPT como arenas de compacidad media.

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

Figura 3.4: Tabla de clasificación de arenas en función del SPT obtenida de la ROM05

En ocasiones es conveniente concretar con números ese estado de compacidad de las arenas. La densidad relativa cuantifica el estado de compacidad de las arenas, o capacidad portante del terreno, a partir de las densidades máxima, mínima y seca, lo que habitualmente presenta bastante dispersión en las medidas.

Del estudio geotécnico se ha obtenido que la densidad relativa oscila entre 40-45% hasta los 18m de profundidad, y entre 50-60% a partir de 25m, los valores continúan aumentando en profundidad.

Con muestras pertenecientes al sondeo S-6 (con alto contenido en areniscas y margas y en arena fina) entre 9 y 15m, se han hecho ensayo de densidad, obteniéndose densidad máxima 1,78 t/m³ y mínima 1,36 t/m³. En el informe se estima una densidad seca de las arenas de 1,55 t/m³, lo que nos daría:

$$D_r = \frac{\rho_{m\acute{a}x} * (\rho_d - \rho_{m\acute{i}n})}{\rho_d * (\rho_{m\acute{a}x} - \rho_{m\acute{i}n})} * 100 = 51,9\%$$

Coincide con la estimación anterior.

A partir de los datos de densidad relativa media y del SPT, número de golpes medio entre 10 y 30, el ángulo de rozamiento que podemos adoptar para el terreno es de 35°.

□ Arenas:

N _{SPT}	< 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	> 50
ESTADO	Muy floja	Floja	Media	Densa	Muy densa
DENSIDAD RELATIVA	< 0,2	0,2 - 0,4	0,4 - 0,6	0,6 - 0,8	0,8 - 1,0
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	< 30°	30° - 35°	35° - 40°	40° - 45°	> 45°

Figura 3.5: Tabla de propiedades de las arenas en función del SPT obtenida de la ROM05

Puede determinarse también el ángulo de rozamiento a partir del índice SPT a través de la ecuación de Schmertmann (1975) [3]:

$$\text{tg}\phi = \left(\frac{N}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_{vo}}{p_a}} \right)^{0,34}$$

donde p_a= 100KPa, tensión de referencia, y las tensiones verticales son efectivas a nivel del ensayo.

Calculamos el ángulo de rozamiento a distinta profundidades con la ecuación de Schemmertmann, utilizando un SPT medio de 15 golpes y un peso específico de las arenas de 19kN/m³:

z(m)	σ' (Kpa)	tg Φ	$\Phi(^{\circ})$
3	27	0,946	43,4
6	54	0,863	40,8
9	81	0,803	38,7
12	108	0,756	37,1
15	135	0,719	35,7
18	162	0,688	34,5
21	189	0,662	33,5

Tabla 3.3: Ángulos de rozamiento aproximados con la ecuación de Schemmertmann (1975) a distintas profundidades

Los ángulos de rozamiento obtenidos con la ecuación están en el entorno de 35-40°, como salía de la tabla de la ROM05.

Existen factores que afectan a la realización de los ensayos y que tendremos que tener en cuenta al analizar los resultados. Entre ellos se encuentran la variación de energía transmitida por el tomamuestras, pues a medida que profundizamos la varilla es más larga; el diámetro del sondeo, la limpieza, el uso de lodos durante la perforación, ya que los suelos son mayoritariamente arenosos y no se sostienen; la existencia el nivel freático o el efecto de la presión de confinamiento a distintas profundidades. Todo esto hace que se produzcan variaciones en los resultados.

El otro ensayo de penetración realizado fue el de cono holandés o CPT, en sondeos con mayor contenido de arcillas y finos, en el que se hincan una punta cónica a velocidad constante y lenta, por lo que se considera un ensayo de penetración estática. El esfuerzo para hincar el conjunto es la suma de la resistencia por punta y por fuste. Nos quedamos con la resistencia por punta, q_c .

Los resultados de las penetraciones en los puntos de mayor interés, correspondientes a los edificios principales de la Central, se obtienen los siguientes perfiles esquemáticos de q_c del estudio geotécnico:

Profundidad (m)	q_c (kN/m ²)
0-5	1000-3000
5-9	6.000-13.000
9-15	3.000-5.000
>15	>10.000

Tabla 3.3: Resistencia por punta en zona de talleres, turbinas y tolvas

Profundidad (m)	qc(kN/m ²)
0-3	1.000-2.000
3-8	4.000-6.000
8-11	3.000
11-18	6.000-8.000
>18	>11.000

Tabla 3.4: Resistencia por punta en zona de caldera y edificio auxiliar

Profundidad (m)	qc(kN/m ²)
0-14	3.000-5.000
>14	>10.000

Tabla 3.5: Resistencia por punta en zona de precipitadores y chimenea

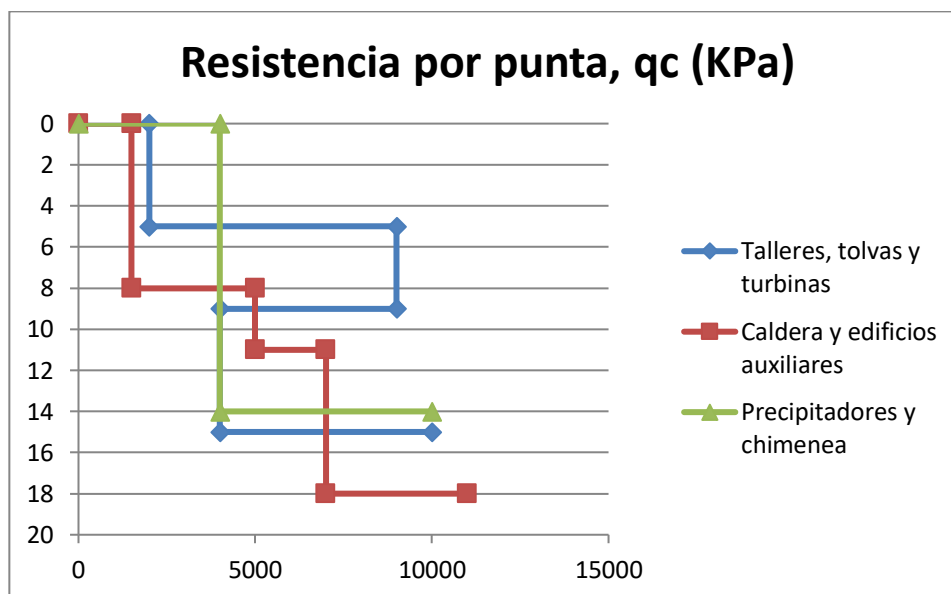


Figura 3.6: Gráfico de evolución de la resistencia por punta qc(KPa) con la profundidad

Para la cohesión es lógico adoptar un valor nulo, excepto quizá en algunas capas arcillosas localizadas. Los valores del ángulo de rozamiento oscilan entre 35-40° según los resultados del Nspt. Tomaremos un valor de 35°.

En cuanto a la deformabilidad, existen correlaciones entre el módulo de deformación E y la resistencia a la penetración por la punta, qc, de la forma:

$$E = \alpha * qc$$

siendo α un coeficiente que toma valores entre 1,5 y 8 para suelos normalmente consolidados, según la forma de la cimentación.

Si consideramos la ecuación de Vesic (1967),

$$\alpha = 2(1 + Dr^2)$$

con Dr aproximadamente de 0,52 (51,9%), tenemos un valor de $\alpha=2,54$.

Se obtienen valores del módulo de deformación de 3.000 kPa a 15.000 kPa hasta los 15m de profundidad; y de 25.000 kPa a partir de los 15m.

De acuerdo con estos valores, es lógico que se produzcan grandes deformaciones en el terreno, teniendo en cuenta las características de la cimentación, las grandes cargas que transmiten y la concentración en áreas reducidas.

Estimamos un valor de la carga admisible del terreno, Q_{adm} , con el método simplificado del CTE-DB SE C (Código Técnico de la Edificación, Documento de Cimientos) [4]. En suelos granulares, la presión admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Los requisitos para aplicar la formulación del CTE-DB SE C son que el terreno sea horizontal y los asientos se limiten a 2,5cm.

Para zapatas de lado $B < 1,2m$, eligiendo una $B=1m$:

$$q_{adm1} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 12N_{SPT} * \left(1 + \frac{D}{3B} \right) * \left(\frac{s_t}{25} \right)$$

Para zapatas de lado $B > 1,2m$, elegimos $B=2m$:

$$q_{adm2} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 8N_{SPT} * \left(1 + \frac{D}{3B} \right) * \left(\frac{s_t}{25} \right) * \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2$$

donde D es la profundidad definida en el Anejo F del CTE que depende del tipo de zapata.

El valor del paréntesis $\left(1 + \frac{D}{3B} \right)$ debe ser menor o igual a 1,3. Si cogemos que es 1.3:

$$q_{adm1} = 234 \text{ kPa}$$

$$q_{adm2} = 206,31 \text{ kPa}$$

Dadas las circunstancias, aunque la capacidad portante no es del todo baja, debido a las elevadas cargas transmitidas por las estructuras y el riesgo de licuefacción, se descarta la posibilidad de cimentar superficialmente.

3.1.2 Potencial de licuefacción

La licuefacción es el fenómeno por el que el suelo experimenta pérdida de resistencia debido a tensiones cíclicas dinámicas que provocan el desarrollo de presiones intersticiales que anula las presiones efectivas, según la Ley de Terzaghi.

En el caso que nos ocupa, localización cercana al límite de placas europea y africana, lo más probable es que se produzcan tensiones dinámicas cíclicas debidas a un terremoto. Para estudiar la licuefacción es necesario estimar el terremoto esperable en el emplazamiento y las tensiones cíclicas producidas por el movimiento sísmico.

El método empírico de Seed (1979) [5] es el que se ha utilizado para el estudio de la licuefacción de las arenas

en el emplazamiento de la Central.

La peligrosidad de licuefacción se determina a partir del número de golpes del ensayo SPT corregido:

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$

donde C_N es el factor de corrección obtenido en el campo, y N_{60} el número de golpes corregido teniendo en cuenta en el ensayo el diámetro del sondeo y la pérdida de eficacia en la transmisión de energía a lo largo de la varilla.

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'}}$$

y σ' es la tensión vertical efectiva en el centro del estrato de arena.

A partir de $(N_1)_{60}$ obtenemos los valores de CRR (resistencia del suelo a las cargas dinámicas cíclicas) y CSR (tensiones tangenciales máximas). Por tanto, la relación CRR/CSR da idea del coeficiente de seguridad existente ante el riesgo de licuefacción de un suelo.

El método de estudio consiste en comparar la relación de tensiones CRR a partir de la cual se considera que se inicia el estado de movilidad cíclica, con el estado de tensiones CRS que origina un determinado terremoto.

Se ha comprobado en ensayos de laboratorio, que un pequeño incremento entre la relación de tensiones τ/σ produce un aumento de las deformaciones en arenas densas de un 1%, mientras que en arenas flojas pueden pasar del 5% al 30%. Es el caso del terreno donde se sitúa la Central.

La relación CRR/CRS se ha determinado para distintas profundidades y terremotos de magnitudes 6 y 7'5 y aceleraciones máximas de 0'10g, 0'12g y 0'15g.

Los cálculos se han hecho para los valores N_1 de penetración obtenidos de las curvas de penetraciones medias del ensayo SPT en todos los sondeos. Si N_1 es menor de 20 hay mucho riesgo de licuefacción.

Los valores de N_1 junto con la relación de tensiones, para terremotos de distinta magnitud y aceleración que producen movimiento cíclico se muestran en la siguiente tabla:

Profundidad	N_1	σ' (kN/m ²)	CRR		CRS		
			M = 6	M = 7.5	$a_{\text{máx}}=0,10$ g	$a_{\text{máx}}=0,12$ g	$a_{\text{máx}}=0,15$ g
5 a 10m	13	110,5	0,16	0,13	0,082	0,098	0,122
10 a 15m	10	153,3	0,12	0,098	0,089	0,107	0,134
15 a 19m	11	193,8	0,133	0,108	0,081	0,097	0,121
19 a 29m	16	259	0,2	0,16	0,067	0,08	0,1

Tabla3.7: Valores de CRR y CRS para sismos de distinta magnitud y N_1 .

Existe riesgo de licuefacción entre 10 y 15m, con un valor del coeficiente de seguridad próximo a 1, para un terremoto de magnitud 6, con aceleraciones máximas entre 0,12 y 0,15g. Si el terremoto es de magnitud 7'5, el riesgo existe también para aceleraciones de 0,10g.

Profundidad	Coeficiente de seguridad					
	M = 6			M = 7,5		
	$a_{m\acute{a}x}=0,10\text{ g}$	$a_{m\acute{a}x}=0,12\text{ g}$	$a_{m\acute{a}x}=0,15\text{ g}$	$a_{m\acute{a}x}=0,10\text{ g}$	$a_{m\acute{a}x}=0,12\text{ g}$	$a_{m\acute{a}x}=0,15\text{ g}$
5 a 10m	1,95	1,63	1,31	1,59	1,33	1,07
10 a 15m	1,35	1,12	0,9	1,1	0,92	0,73
15 a 19m	1,64	1,37	1,1	1,33	1,11	0,89
19 a 29m	2,99	2,5	2	2,39	2	1,6

Tabla 3.8: Coeficientes de seguridad para seísmos de distintas magnitudes y aceleraciones.

3.1.3 Conclusiones

Como resumen de los resultados expuestos en los apartados precedentes, se pueden obtener las siguientes conclusiones sobre las características geotécnicas del emplazamiento:

1. La zona donde se sitúa la Central está constituida por un depósito Cuaternario de arenas con un espesor no detectado pero mayor que 50m.
2. Las investigaciones de campo han consistido en la realización de sondeos en los que se han realizado ensayos SPT y de permeabilidad, tomándose muestras para su identificación en laboratorio. Adicionalmente, se ha realizado una campaña de penetraciones estáticas y dinámicas.
3. El nivel freático se ha detectado casi superficialmente. Las permeabilidades son del orden de $K=4 \cdot 10^{-3}$ cm/s, propias de este tipo de suelo arenoso fino. La agresividad es media, fruto de la presencia de magnesio y sulfatos, lo que hay que tener en cuenta al elegir el hormigón de las cimentaciones.
4. Las arenas que constituyen el emplazamiento son medias y finas, algunas limosas con mayor contenido de finos, sobre todo entre 10 y 20m de profundidad, y por debajo de 30m. En general, los finos no tienen plasticidad.
5. A partir de los ensayos de penetración realizados se ha estimado la compacidad de las arenas, que en conjunto se caracterizan por tener una densidad relativa floja-media, con zonas en las que las arenas pueden presentarse muy sueltas.
6. Como parámetros resistentes característicos se ha estimado un valor nulo para la cohesión y 35° como valor medio del ángulo de rozamiento. En cuanto al módulo de deformación E se ha estimado un rango de variación entre 3.000 kPa y 15.000 kPa hasta 15m, y 25.000 kPa a partir de esta profundidad.
7. Dadas las características granulométricas de las arenas, su bajo grado de compacidad y la presencia del nivel freático, se ha considerado el riesgo de licuefacción por efecto de las acciones sísmicas, llegándose a la conclusión de que si bien no parece probable que en el emplazamiento se vaya a producir un sismo de magnitud 7.5, existe riesgo de licuefacción en zonas localizadas para terremotos de menor magnitud.

Se concluye con todos estos resultados que las deformaciones que se producirán debido a las altas cargas que transmiten los edificios y la limitación de asentos que se exige, superan ampliamente las tolerancias.

3.2 Tratamiento de mejora del terreno

En estas condiciones, tras analizar los resultados del estudio geotécnico, se decide realizar un tratamiento de mejora del terreno, puesto que el problema de licuefacción es complicado de resolver incluso con cimentación profunda mediante pilotes que densificarían el terreno. El objetivo era disminuir el riesgo de licuefacción, así como reducir los asentos hasta límites tolerables para poder cimentar en superficie algunas partes de la Central.

La mejora exigida se cifró en la obtención de un valor mínimo de resistencia a la penetración por punta de 10.000 kPa y un $N_{SPT}=25$, hasta profundidades entre 12 y 20m.

Como el objetivo del tratamiento es densificar el terreno para dotarle de mayor capacidad portante, los posibles métodos disponibles para conseguirlo en aquella época son:

- Compactación dinámica
- Vibro compactación

El sistema de compactación dinámica mejora la capacidad portante del terreno mediante la caída de una maza de gran peso desde una altura determinada, utilizando una grúa móvil. El éxito de la compactación dinámica está muy condicionado por la naturaleza del terreno, por lo que es importante el conocimiento de la reacción del suelo frente a distintas energías de impacto.

El tratamiento es bueno en terrenos granulares por encima del nivel freático, en el que se reduce el índice de poros y aumenta la densidad relativa, mejorando sus características resistentes y reduciendo su deformabilidad. Sin embargo, cuando los terrenos granulares están saturados parte de la energía se transmite al agua intersticial, aumentando la presión de los poros hasta poder provocar la rotura por esfuerzo cortante debida a la licuefacción puntual en la zona de impacto.

Otro problema del método es la sobrecompactación de la zona superficial. En profundidad, la distribución de tensiones no es homogénea y la aplicación de mucha energía puede producir un aumento de la densidad del suelo en los primeros metros y evitar que llegue a las capas más profundas.

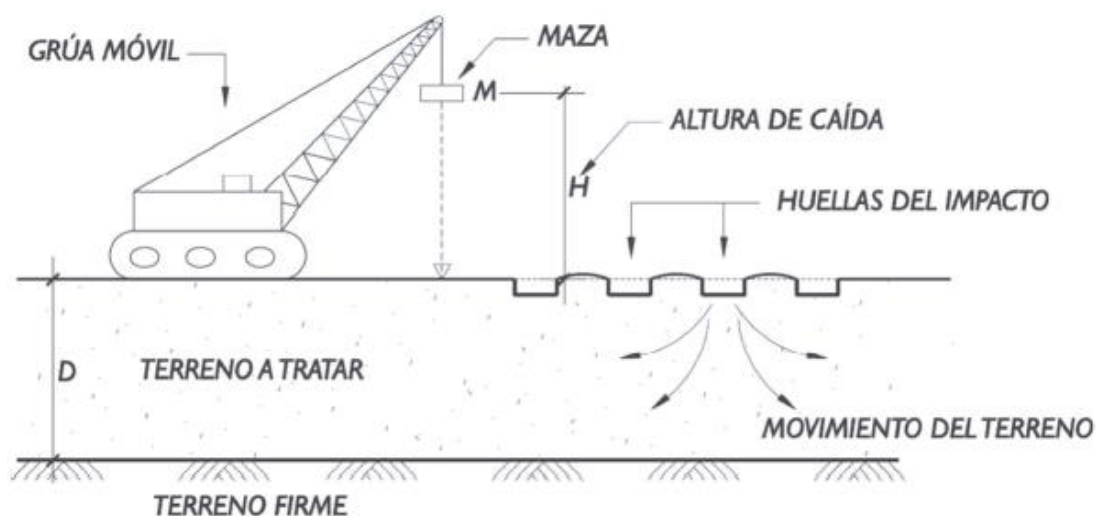


Figura 3.7: Imagen del proceso de compactación dinámica obtenida de los apuntes de Obras Geotécnicas de 4º GIC

La vibroflotación o vibrocompactación consigue la densificación del terreno introduciendo un vibrador que reordena las partículas en profundidad, de forma que ocupen el menor volumen posible e introduciendo material de aportación para compensar la reducción del volumen provocada por la compactación. Con este método se consigue aumentar la capacidad del terreno, reducir los asentamientos, acelerar los procesos de consolidación en suelos cohesivos saturados, aumentar la estabilidad frente al deslizamiento y disminuir el riesgo de licuefacción en arenas sueltas o flojas.

La recolocación de las partículas, que produce dos efectos: la densificación y la mejor transmisión de tensiones entre ellas, ya que hay mayor superficie de contacto.

Se muestra en la siguiente imagen el resultado final de la posición de las partículas y el contacto entre ellas:

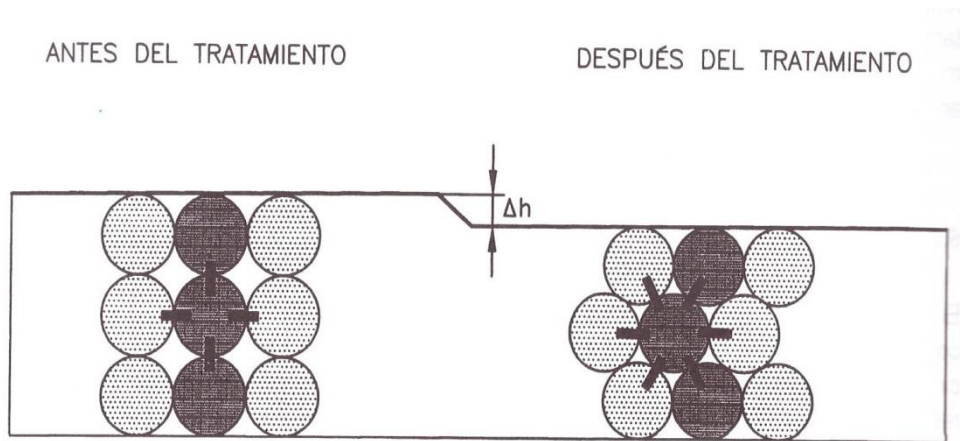


Figura 3.8: Reordenación de las partículas del suelo al someterlas a vibroflotación. Imagen sacada del libro "Manual de Técnicas de Mejora de Terreno" de Ana Bielza Felú [6]

De estos tratamientos, la sobrecompactación de la superficie en la compactación dinámica puede mejorar la densidad del terreno pero dificultaría la hincada de los pilotes, mientras que con la vibrocompactación el resultado obtenido es más uniforme en toda la profundidad tratada, aunque la presencia de finos podría dificultar la compactación alcanzada en relación a los resultados obtenidos con compactación dinámica.

En conjunto, la vibrocompactación constituye el método más versátil de tratamiento de suelos blandos o flojos, como arcillas blandas a firmes, limos, arenas y gravas o cualquier relleno.

3.2.1 Proceso de vibrocompactación

El tratamiento de mejora mediante vibroflotación fue llevado a cabo por DRAGADOS/RODIO con equipos fabricados por la casa BAUER. La unidad de vibroflotación utilizada consistió en un elemento cilíndrico de 30cm de diámetro, y se introduce en el terreno gracias a la vibración, su peso propio y al agua que expulsa por el extremo inferior.

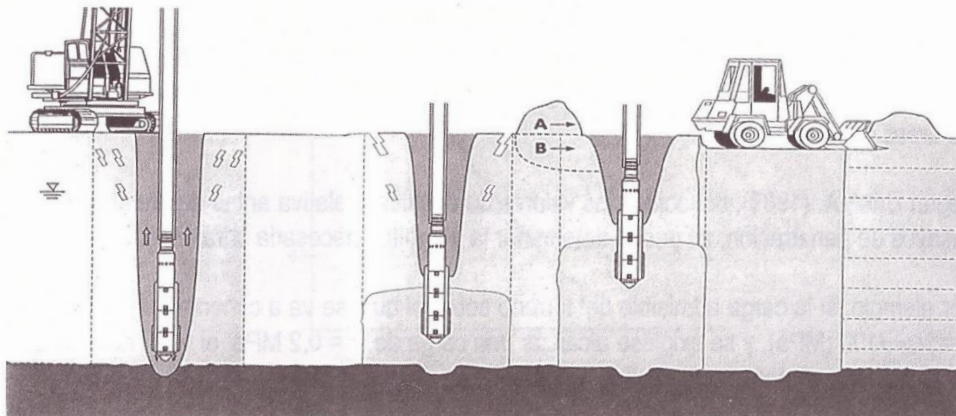


Figura 3.9. : Fases de ejecución de la vibroflotación (Keller, 1997)[6]

La mejora del terreno se realiza de abajo a arriba, en tramos sucesivos, hasta cubrir toda la profundidad, con un suministro continuo de material de aportación. Este material de aportación es una grava bien graduada de tamaños de 1 a 8cm procedentes del río Guadiaro.

En cuanto a los puntos de la malla, se consideró adecuado comenzar una malla cuadrada con la idea de que, si no se alcanzaban los resultados deseados, podría duplicarse la densidad de compactación añadiendo un nuevo punto de mejora en el centro del cuadrado. En el desarrollo sucesivo de la obra, se han ido variando los tipos y dimensiones de malla utilizados adecuándola a las necesidades de cada zona de la Central.

La zona de la caldera se ha compactado con una malla cuadrada de 3m² de área y 1,75m de lado y en los centros de la malla se ha realizado un total de 24 penetraciones dinámicas y 8 estáticas.

La zona de la turbina se ha compactado con dos tipos de malla: una cuadrada de 3m² de área y 1,75m de lado, igual que en la caldera; y la otra es una malla de triángulos equiláteros de 3,5m² de área. En los centros de la malla se ha realizado un total de 44 penetraciones dinámicas y 16 estáticas de control.

La zona de los precipitadores se ha tratado con una malla triangular de 3,5m², y se han realizado 12 penetraciones dinámicas y dos estáticas.

La malla de compactación de la chimenea ha sido triangular de 3,5m² de influencia, con 12 penetraciones dinámicas y 4 estáticas.

Con el fin de determinar el estado del terreno después del proceso de compactación y de verificar que se alcanzan los objetivos, que eran la obtención de un valor mínimo de resistencia a la penetración por punta de 10.000 kPa y un $N_{SPT}=25$, hasta profundidades entre 12 y 20m, se programó una campaña de penetraciones dinámicas.

Como el tratamiento se programó en función de los resultados de los penetrómetros estáticos del estudio geotécnico inicial q_c (kPa), y en la nueva campaña se realizaron más ensayos de penetración de tipo dinámico por su facilidad de utilización, se hace necesario correlacionar los resultados del ensayo estático con los valores de N_B .

Para ello el proceso ha consistido en comparar las parejas de penetraciones dinámicas y estáticas existentes en el emplazamiento, determinando el factor por el cual hay que multiplicar la penetración dinámica para obtener la estática, con la condición de que la diferencia de valores al cuadrado sea mínima.

La relación entre ambos valores debe ser:

$$\frac{q_c}{N_B} \cong 8$$

donde N_B es el número de golpes del ensayo de penetración dinámica realizado con el penetrómetro dinámico. Este coeficiente de correlación es válido hasta los 8 metros de profundidad, variando linealmente hasta los 15

metros, donde toma un valor de 3.5.

Debido a la cantidad de información, analizamos únicamente las zonas de la caldera, chimenea y precipitadores, pues ahí es donde se construirá la nueva estructura.

Inicialmente, el emplazamiento podría considerarse constituido por unas arenas medias con una densidad relativa media del 52%.

Después del proceso de vibroflotación, realizados los ensayos correspondientes, se han obtenido los siguientes valores de las correlaciones de Bazaraa, Marcuson (1978) [7] y Gibss y Holtz (1957)[8], entre el número de golpes N_{SPT} del ensayo de penetración y la densidad relativa:

	Bazaraa	Gibss y Holtz	WES	Media
Profundidad	Dr	Dr	Dr	Dr
0 a 7m	60-70%	80%	70%	70%
7 a 11m	50-60%	70%	70%	65%
11 a 16m	50%	60%	65%	60%

Tabla 3.9: Resultados de la mejora de la densidad relativa tras el tratamiento

Se observa un aumento en torno al 20% de la densidad en los primeros metros, no tanto en profundidad, lo que da lugar a una clasificación de arena de compacidad densa.

A raíz de este aumento, podemos considerar de nuevo los parametros de resistencia del terreno. La cohesión debido al carácter granular del material sigue siendo nula y el ángulo de rozamiento aumenta hasta 40 °, con una $Dr=[60,80]\%$.

A continuación se muestran los gráficos obtenidos de los resultados de las penetraciones dinámicas realizadas tras el tratamiento, para la zona de la caldera. Se divide en tres grupos de penetraciones dinámicas y tres estáticas.

- Grupo 1: formado por las penetraciones dinámicas PD-3, PD-4, PD-5, PD-9, PD-10 y PD-18: se observa un valor medio de $N_B = 30$.

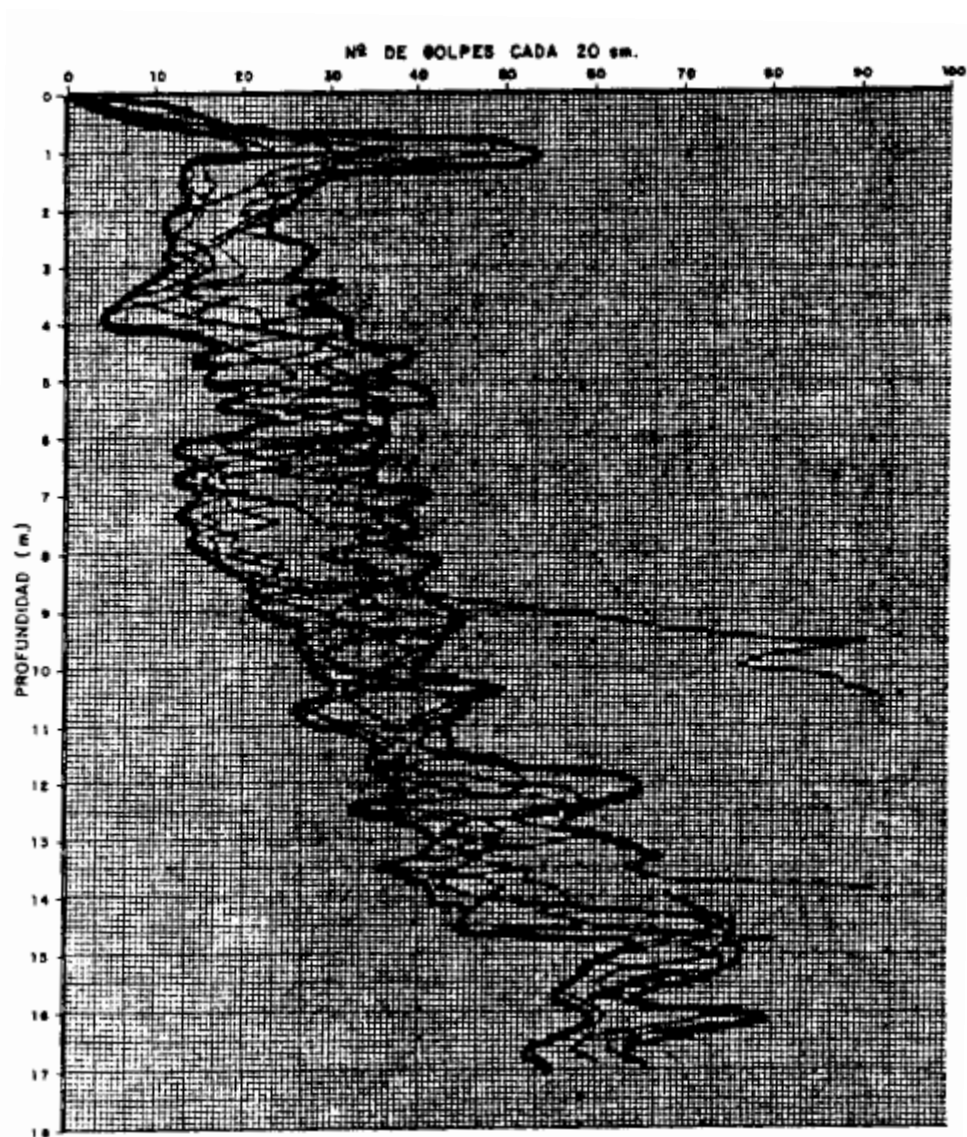


Figura 3.10 : Gráfico de penetraciones dinámicas en la zona de caldera, grupo 1, obtenido del estudio geotécnico de 2014

- Grupo 2: al que perteneces las penetraciones dinámicas PD-1, PD-2, PD-13, PD-16, PD-17 y PD-24.

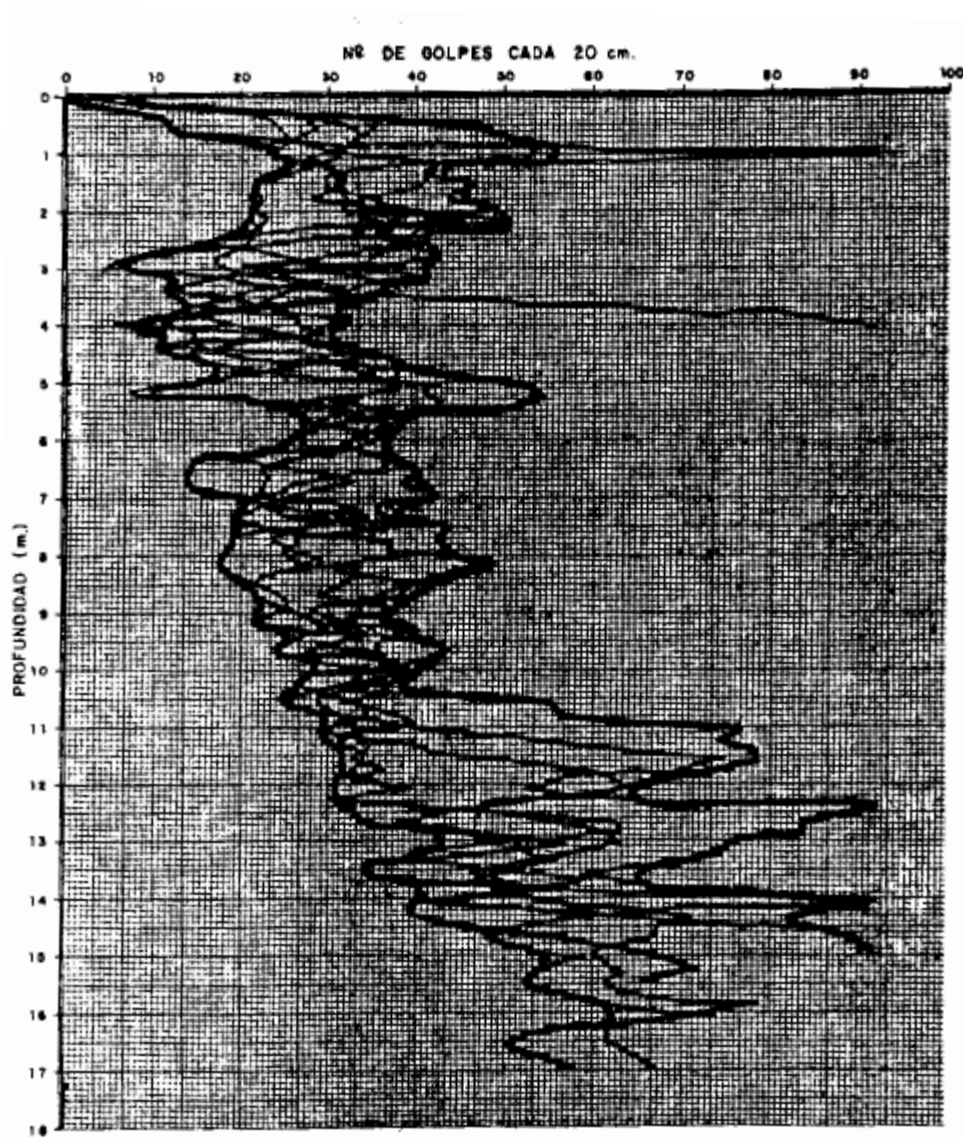


Figura 3.11 : Gráfico de penetraciones dinámicas en la zona de caldera, grupo 2, obtenido del estudio geotécnico de 2014

- Grupo 3: formado por las penetraciones dinámicas restantes hasta la número 23: PD-6, PD-7, PD-8, PD-11, PD-12, PD-14, PD-15, PD-19, PD-20, PD-21, PD-22, PD-23.

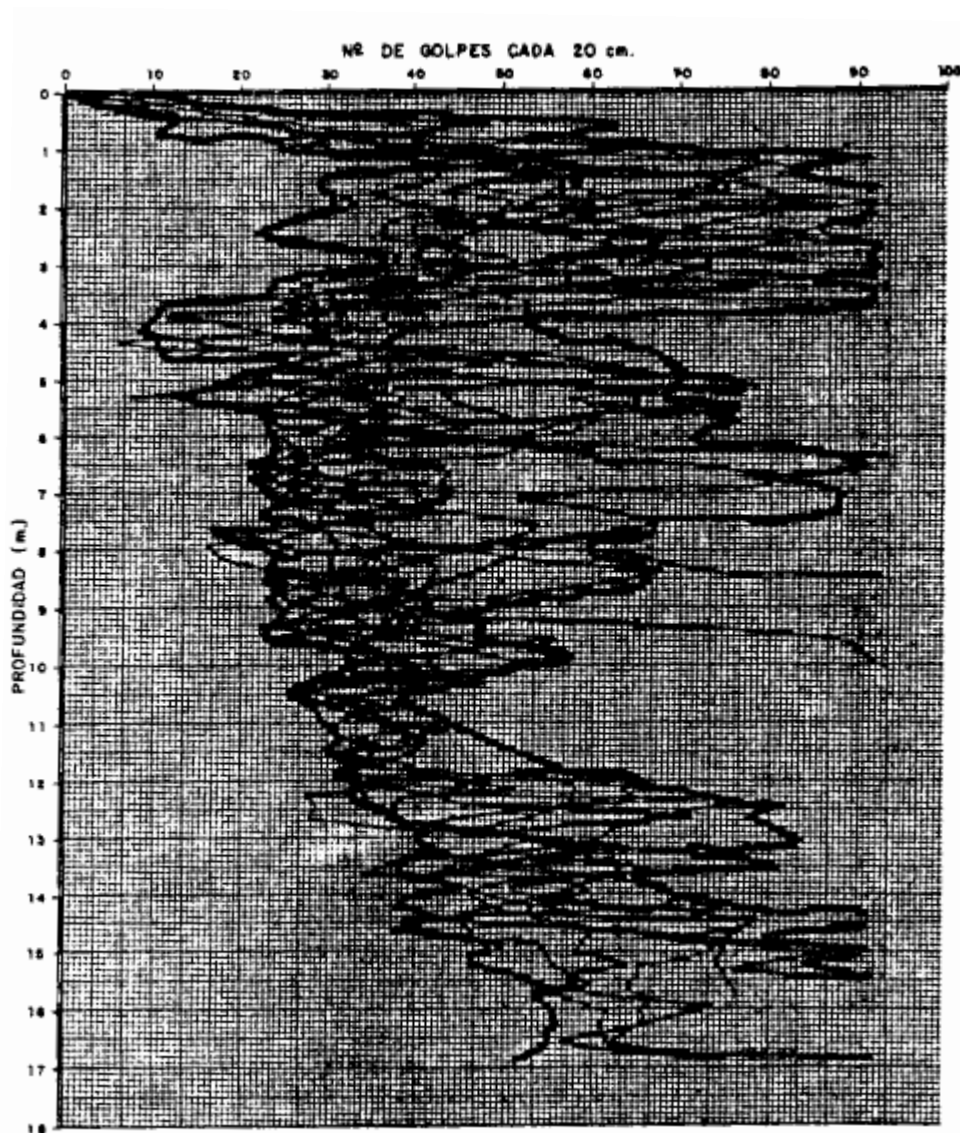


Figura 3.12 : Gráfico de penetraciones dinámicas en la zona de caldera, grupo 3, obtenido del estudio geotécnico de 2014

La resistencia a la penetración por punta la habíamos fijado como mínimo en 10.000 kPa. Tras usar los datos de penetración dinámica del tratamiento y la misma correlación definida para la relación penetración dinámica vs. penetración estática, se obtiene el siguiente mapa esquemático de penetraciones estáticas en el emplazamiento tras el tratamiento.

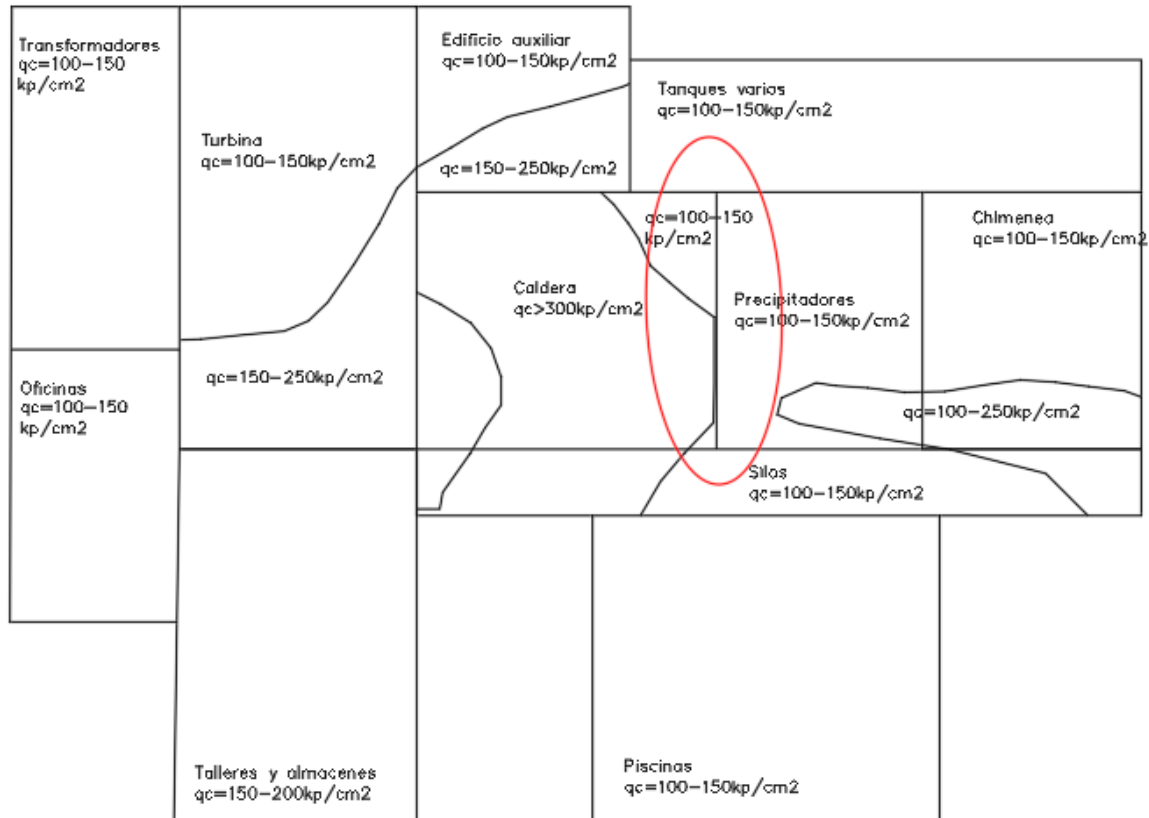


Figura 3.10: Resultados del aumento de la resistencia a la penetración por punta en cada zona de la central, obtenida del estudio geotécnico

La zona de implantación del reactor será el marcado con la elipse roja, por lo que las resistencias por punta están entre 10.000 y 15.000 kPa, creciendo hacia la zona de la caldera.

Desde un punto de vista deformacional, con las mismas correlaciones del estudio geotécnico calculamos ahora el módulo de deformación, estando sus valores comprendidos entre 25.000 kPa y 52.500 kPa, lo que supone tras el tratamiento un aumento del 47,6-60%.

Como resultado de la mejora del terreno se abre la posibilidad de cimentar superficialmente, con zapatas aisladas, algunas partes de la Central, de menor importancia, sometidas a cargas ligeras y con menor limitación de asentos y se reduce el riesgo potencial de la licuefacción del suelo.

3.2.2 Conclusiones de la mejora

1. Se ha eliminado prácticamente en toda la Central el riesgo de licuefacción, excepto en algunos puntos en los que los valores arrojados en los ensayos de penetración no alcanzan el mínimo, estando estas zonas asociadas a elementos de importancia secundaria dentro del proceso productivo de la Central.
2. Con carácter general también ha aumentado la densidad relativa en torno a 20%, lo que sitúa al terreno mejorado en una $D_r=[60-70]\%$, excepto en zonas de piscinas, transformadores y talleres, no cercanas a la zona de implantación del reactor. Para el grado medio de compacidad alcanzada, las deformaciones esperables en caso de producirse movimientos cíclicos serán del orden de la mitad del terreno natural, sin tratamiento.

3. Como resultado de la mejora efectuada es posible la cimentación en superficie en algunos edificios de la central que transmiten menos cargas.

4 ESTADO GEOTÉCNICO ACTUAL

Tras el estudio geotécnico de 1980 y el tratamiento de mejora de 1981, se construyó la Central y se puso en marcha en 1985. La mayoría de edificios, sobretudo la caldera, se cimentaron con cimentación profunda de pilotes hincados, cuyo procedimiento de puesta en obra supone una nueva compactación del terreno. Además, estos edificios (llamando edificios a las distintas estructuras de la Central, como la chimenea, caldera, precipitadores, etc) transmiten grandes cargas al terreno, de manera que con el paso de los años éste se habrá ido densificando. Por tanto, en los sucesivos datos de estudios geotécnicos deberíamos apreciar una compacidad y una resistencia del terreno mayor.

El estudio geotécnico más actual del que disponemos fue realizado en Octubre del 2014, y nos aportará información actualizada sobre la situación y condiciones en las que se encuentra el terreno de la Central, en la zona de caldera y precipitadores electrostáticos, con el objetivo de determinar los parámetros resistentes y deformacionales necesarios para diseñar la cimentación que soporte la estructura del reactor. El reactor va soportado sobre estructura metálica con cimentación propia e independiente de la caldera.

Los trabajos de campo comenzaron con la realización de siete sondeos a rotación para identificación del terreno y sus componentes, con profundidades entre 32 y 35,5m.

De los sondeos se obtuvieron muestras inalteradas para su estudio en laboratorio y obtener la granulometría, pesos específicos, análisis químico, ensayos de resistencia y deformabilidad, etc. Se tomaron un total de 13 muestras del fondo de los sondeos con un tomamuestras, y debido al carácter granular del suelo no pudieron tomarse más sin que estuvieran alteradas.

Igual que en el estudio geotécnico de 1980, se llevó a cabo una campaña de ensayos "in situ" para los terrenos granulares en los que no es posible tomar muestras inalteradas. Se realizaron ensayos de penetración standard (SPT) y de penetración dinámica, con el objetivo de caracterizar la resistencia y deformabilidad de los suelos.

Se realizaron un total de 76 ensayos SPT con los siguientes resultados:

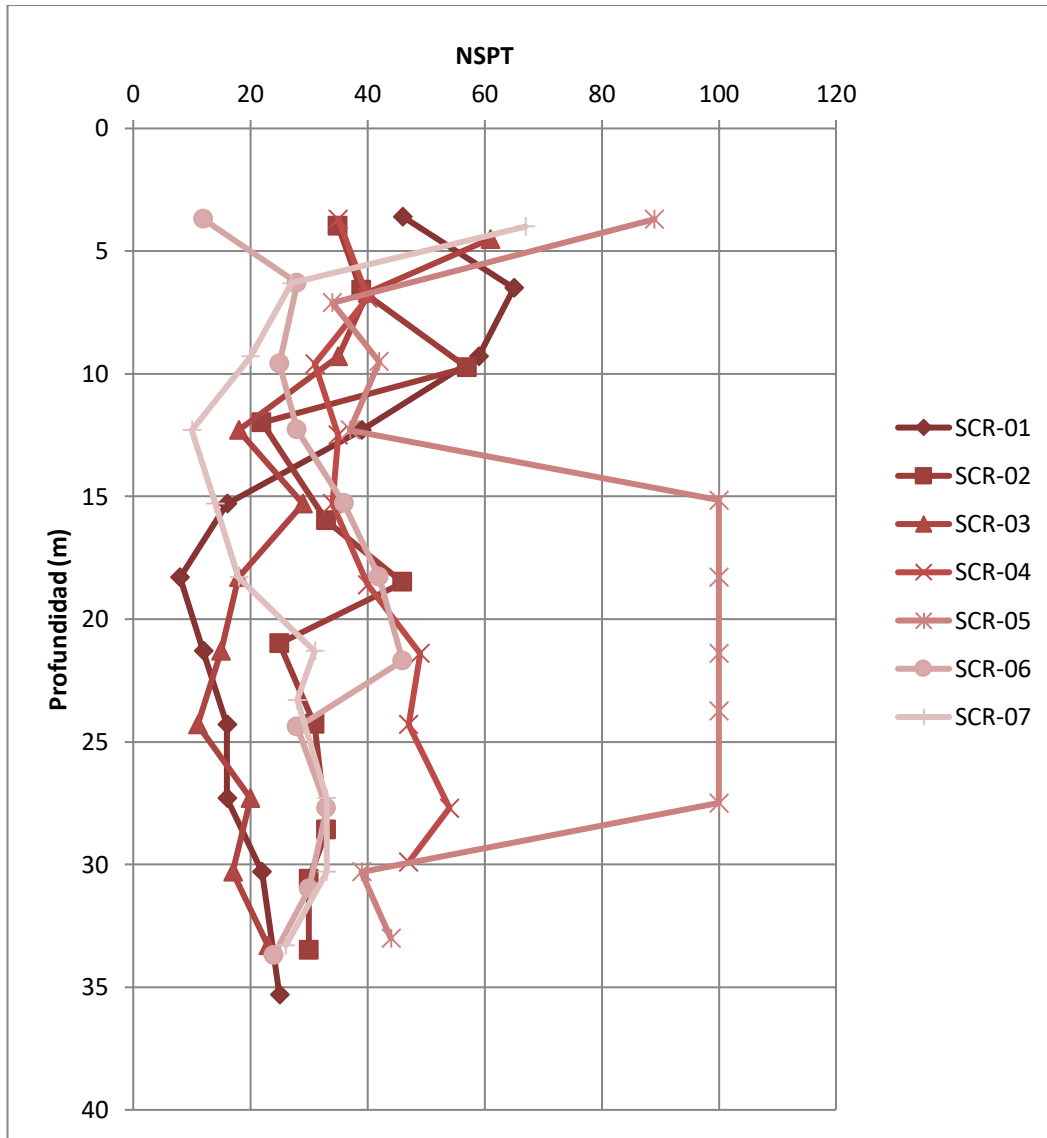


Figura 4.1: Gráfico de los valores del número de golpes SPT de cada sondeo, con los datos obtenidos del estudio geotécnico del 2014

Podemos obtener de la gráfica un Nspt medio de 35.

La mecánica de los ensayos de penetración dinámica (DPSH) consisten en introducir una serie de varillas en el terreno e ir midiendo distintos valores de N20 que corresponden al número de golpes requeridos para penetrar 20cm en el terreno, y el ensayo finaliza cuando el N20>100 o se alcance el fondo del sondeo. Los resultados de los ensayos dinámicos continuos se muestran en la siguiente gráfica:

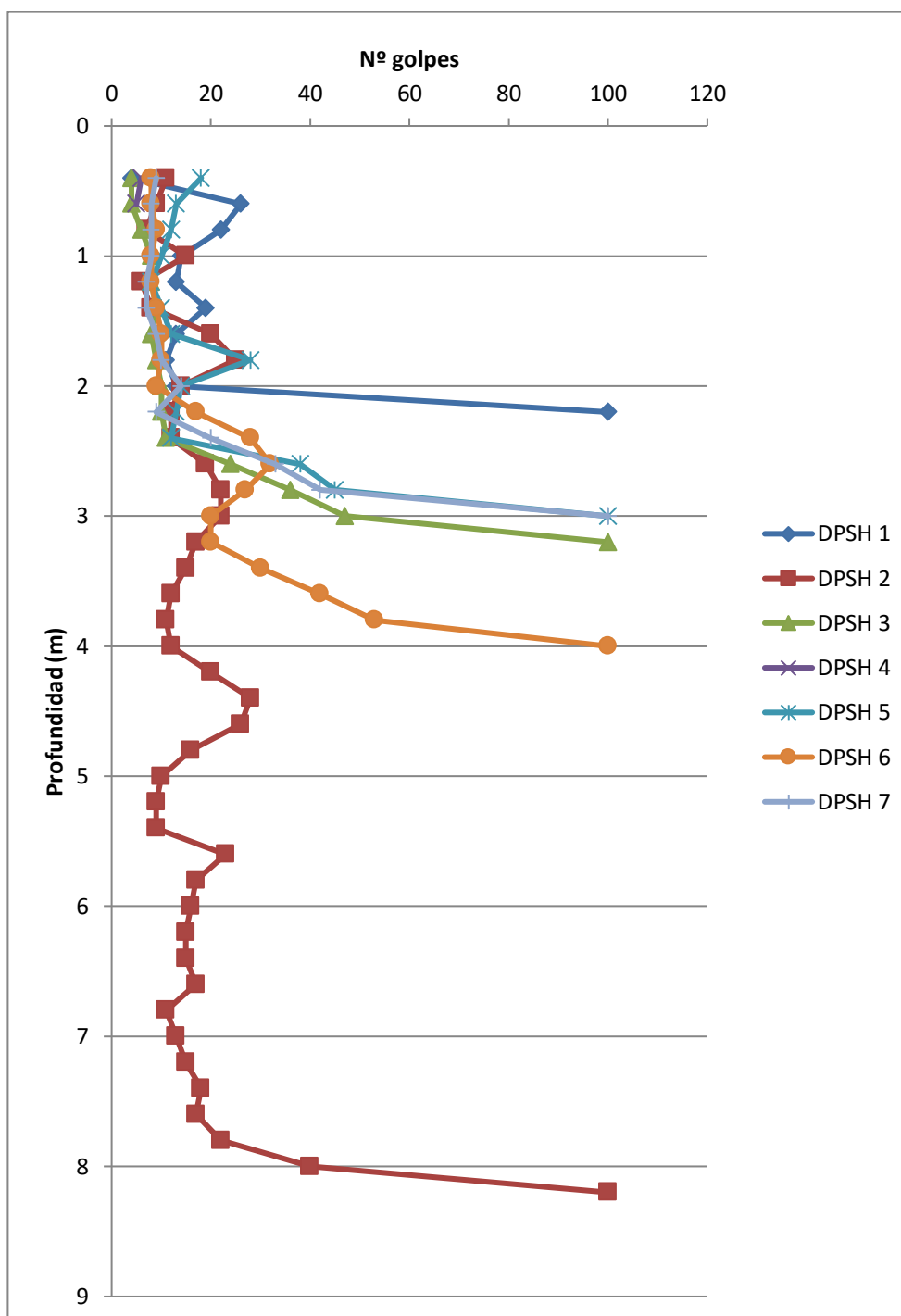


Figura 4.2: Gráfico de los resultados del ensayo de penetración DPSH en cada sondeo obtenido a partir de los datos del estudio geotécnico de 2014

El análisis granulométrico se realizó sobre 27 muestras para ver la fracción fina, contenido en arcillas y limos, y la fracción gruesa de gravas y arenas, y clasificar el suelo.

Algunos de los resultados que se observan en la tabla del Anexo B, *Resultados de laboratorio estudio 2014*, muestran cómo el suelo tiene un alto contenido en arenas, y en los sondeos BH1, BH4 y BH5 el porcentaje de gruesos (gravas) es mayor que el de finos, luego es un suelo más granular. Pero entre ellos son diferentes, si observamos las imágenes de los sondeos, el BH1 es un terreno arenoso más oscuro en profundidad, mientras que el BH5 contiene un suelo marrón claro.

En los sondeos BH3 y BH4 se aprecia un mayor contenido en finos, lo que se justifica con el índice de poros de la muestra del sondeo BH3 que se ensayó a consolidación unidimensional, y dio un valor de $e=0,7078$. Sin

embargo, en las muestras del sondeo BH1 el índice de poros está en torno al 0,9-1, por lo que el contenido en finos es menor.

Otros ensayos realizados fueron los límites de Atterberg para estudiar el límite líquido y plástico de las muestras, obteniendo resultados en las zonas con contenido de finos. El límite líquido está entre 25-45%, lo que corresponde a suelos ML limos de baja plasticidad; el límite plástico máximo es 35% en el BH2 y el índice de plasticidad es pequeño, del orden del 7,5%.

La determinación de la humedad natural de acuerdo a la norma UNE arroja los valores más altos de humedad en el BH1, $w=33\%$, y en el BH4, $w=24.9\%$.

4.1 Conclusiones del estudio geotécnico del 2014

El nuevo reactor proyectado para disminuir la emisión de NOx a la atmósfera debe estar, en el circuito de los gases, tras la caldera, antes de los precipitadores y la desulfuradora. Esto implica nuevas cargas al terreno donde están cimentados el resto de edificios de la central.

Del resultado de las investigaciones de campo podemos concluir que el terreno es de resistencia media, granular, con arenas y gravas, con algunas capas finas de terreno cohesivo intermedias.

- El suelo tiene una capacidad media resistente pequeña para soportar las cargas que van a ser transmitidas.
- El nivel freático está a 2,75m de la superficie del terreno aproximadamente.
- Las capas limosas muestran una alta proporción de huecos y una baja rigidez.
- Todos los materiales no contienen sulfatos solubles, pero tienen un alto contenido de materia orgánica.

4.2 Comparación con los resultados de 1980

Si comparamos los resultados de cada estudio geotécnico podemos ver la evolución del terreno y la mejora de su resistencia a lo largo de los años.

Previo a la construcción de la Central teníamos un suelo de arenas sueltas con resistencia baja, $N_{spt} = 15$ y $q_c = 3.000-25.000$ kN/m² según la profundidad. La densidad relativa en torno al 52% nos daba una compacidad baja y por tanto riesgo de licuefacción y el nivel freático era bastante superficial, entre 0,7 y -1m con permeabilidad de $4 * 10^{-3}$ cm/s.

Tras el tratamiento mejora la resistencia por punta q_c aumenta hasta 30.000kN/m², siendo la mínima 10.000kN/m² y $N_{spt} = 25$. Esto se debe al aumento de la compacidad gracias a la vibroflotación, obteniéndose un aumento de la densidad relativa del 20% aproximadamente, de manera que disminuye el riesgo de licuefacción, objetivo principal del tratamiento.

El ángulo de rozamiento del terreno también aumenta de 35° a 40°.

El estudio geotécnico del año 2014 debe arrojar resultados que corroboren la mejoría obtenida con el tratamiento. Diferencia tres estratos, de arenas, arenas con gravas y material fino, formado por arenas con arcillas y limos, y cada uno tiene sus propiedades geotécnicas. El ángulo de rozamiento varía entre 20° y 40° y de los ensayos de penetración obtenemos un valor medio del N_{spt} de 30, que podemos correlacionar como vimos en los Antecedentes Geotécnicos, y obtener un valor de la resistencia por punta $q_c = 17.500$ kN/m².

A la vista de los resultados vemos cómo el terreno mantiene las propiedades conseguidas tras la mejora, e incluso algo más de resistencia en la zona de implantación del reactor gracias a la compacidad que se alcanza probablemente con la construcción de las cimentaciones de los edificios de la Central, que provocan una densificación del mismo.

5 MODELO GEOTÉCNICO

La definición del modelo geotécnico es fundamental para el correcto diseño de cualquier cimentación. Los modelos geotécnicos constituyen simplificaciones de problemas más complejos acordes con la realidad, discretizando el terreno en estratos homogéneos a lo que asignamos propiedades nos permiten comprender mejor su comportamiento, pues las cimentaciones se verán afectadas por el terreno.

El modelo geotécnico que vamos a describir a continuación se apoya en toda la historia geotécnica del emplazamiento, dando mayor importancia a los estudios más recientes pero sin desprestigiar los estudios iniciales ya que los datos de uno y otro deben ser coherentes.

De acuerdo a los resultados obtenidos de la investigación de campo llevada a cabo y los ensayos de laboratorio se puede determinar tres estratos o niveles geotécnicos. De menos a más profundo, según las cotas de los sondeos, tenemos:

NIVEL I:

Este primer nivel se corresponde con la parte más superficial del área estudiada. Es un nivel heterogéneo compuesto por una arena marrón-amarillenta con contenido en gravas y carbonatos.

La siguiente tabla muestra según los distintos sondeos, los espesores de este estrato:

	SCR-01	SCR-02	SCR-03	SCR-04	SCR-05	SCR-06	SCR-07	Media
Espesor (m)	2,8	2,2	2,2	2,9	3,55	2,1	2,3	2,58

Tabla 5.1: Espesor primer estrato del modelo geotécnico, nivel de arenas

En la tabla del Anexo C "Resumen de los ensayos de laboratorio en muestras de sondeos SCR" puede verse los resultados para este nivel en cada sondeo, donde podemos resumir que el contenido en finos está en torno al 33% y el contenido de arenas y gravas es del 66%.

Muestra	Sondeo	Profundidad	% A-G	%Finos	Límites de Atterberg		
					WL	WP	IP
SA-10-16-14	SCR-01	1,4-1,8	68,9	31,1	22,3	14,8	7,5
SA-10-28-14	SCR-03	1,3-1,6	65,4	34,6	NP	NP	NP
SA-10-57-14	SCR-04	2,3-2,9	67,9	32,1	25	17,5	7,5

Tabla 5.2: Ejemplo de propiedades de algunas muestras inalteradas del primer estrato, obtenidas de los datos de resultados de laboratorio

En la tabla a continuación tenemos los parámetros geotécnicos recomendados que caracterizan este primer nivel:

Parámetro	Valores en el SI
Peso específico γ' (kN/m ³)	19,5
Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	17
Cohesión c' (Kpa)	4,9
Ángulo de rozamiento ϕ°	20°
Módulo de deformación E (kN/m ²)	29420
Permeabilidad K (cm/s)	10e-5 a 10e-4

Tabla 5.3: Parámetros geotécnicos del primer nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico de 2014

Del estudio de los sondeos podemos estimar el Nspt en un valor medio de 10. El valor es variable hasta 42.

NIVEL II:

Este nivel está formado por una arena fina gris mezclada con grava. Los espesores se muestran de nuevo en la tabla:

	SCR-01	SCR-02	SCR-03	SCR-04	SCR-05	SCR-06	SCR-07	Media
Espesor (m)	8	5	1,4	-	1,85	5,5	-	4,35

Tabla 5.4: Espesor primer estrato del modelo geotécnico, nivel de grava arenosas

Los sondeos que más caracterizan este nivel son el SCR-01, SCR-02 y SCR-05, con un contenido medio de terreno granular, arenas y gravas, del 90%, y muy pocos finos. Por tanto no tenemos límites de Atterberg en este nivel.

Los parámetros geotécnicos recomendados para usar en cálculos son:

Parámetro	Valores en el SI
Peso específico γ' (kN/m ³)	21
Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	19
Cohesión c' (Kpa)	0
Ángulo de rozamiento ϕ°	40°
Módulo de deformación E (kN/m ²)	39226
Permeabilidad K (cm/s)	10e-2 a 10e-1

Tabla 5.5: Parámetros geotécnicos del segundo nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico del 2014

Se observa como al ser suelo principalmente granular la cohesión es nula mientras que el ángulo de rozamiento aumenta mucho respecto al primer nivel. Del estudio de los sondeos podemos estimar el Nspt en un valor medio de 30, ya que es variable entre 18 y 60.

NIVEL III: Arena gris y limos

Este último estrato es el predominante, el de mayor espesor y que más influirá en el cálculo de la cimentación. Los espesores medios medidos en cada sondeo son los siguientes:

	SCR-01	SCR-02	SCR-03	SCR-04	SCR-05	SCR-06	SCR-07	Media
Espesor (m)	24,65	27	31,4	29,1	28,9	27,2	32,7	28,71

Tabla 5.6: Espesor del último estrato del modelo geotécnico

Este terreno se encuentra en grandes espesores en todos los sondeos y se caracteriza por una granulometría con algo de arenas y gravas, y finos.

Los parámetros geotécnicos son distintos según la arena y los limos:

Arena:

Parámetro	Valores en el SI
Peso específico γ' (kN/m ³)	18,5
Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	17
Cohesión c' (Kpa)	0
Ángulo de rozamiento ϕ°	34°
Módulo de deformación E (kN/m ²)	29420
Permeabilidad K (cm/s)	10e-4 a 10e-3

Tabla 5.7: Parámetros geotécnicos de la arena del tercer nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico del 2014

Arena más gruesa con cohesión nula y ángulo de rozamiento grande.

Limos:

Parámetro	Valores en el SI
Peso específico γ' (kN/m ³)	21,2
Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	17
Cohesión c' (Kpa)	9,8
Ángulo de rozamiento ϕ°	22°
Módulo de deformación E (kN/m ²)	34009
Permeabilidad K (cm/s)	10e-5 a 10e-4

Tabla 5.8: Parámetros geotécnicos del limo del tercer nivel del modelo, obtenidos a partir de los resultados del estudio geotécnico del 2014

Del estudio de los sondeos podemos estimar el N_{spt} en un valor medio de 25, siendo éste variable entre valores muy pequeños entorno a 15 en SCR 01 y alcanzando el rechazo en el SCR 05.

En resumen, distinguimos tres estratos principales de arena amarillenta con contenido en arcillas de espesor 2,5m de media, un estrato de arena gris oscura con contenido en gravas, de ahí que su ángulo de rozamiento sea el mayor, y su espesor varía bastante de un sondeo a otro; y por último el estrato más profundo es la arena fina con contenidos de arcillas y limos. En el *Plano 3 Corte geotécnico del 2014* se pueden contrastar estos resultados.

6 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El reactor a cimentar está formado por una estructura metálica con 6 pilares que transmiten grandes cargas concentradas al terreno. La disposición y características de los encepados es un criterio de proyecto que ya viene dado en el diseño del reactor. Los pilares metálicos tienen forma de cruz de dimensiones 1x1 m, excepto el del pilar N2 que son dos perfiles en I unidos por sus bases.

En cuanto a la unión pilar-encepado, se decidió articular los pilares centrales (N1245, N1246, N2) y que no hubiese transmisión de momento, debido al espacio limitado para absorberlos; mientras que se empotran los pilares extremos (N1, N10, N3 y N12) para rigidizar la estructura, ya que se dispone de más espacio para construir zapatas más amplias que puedan soportar los momentos. En el *Plano 4 Localización de encepados y sondeos SCR* se observa la distribución de los mismos en la Central.

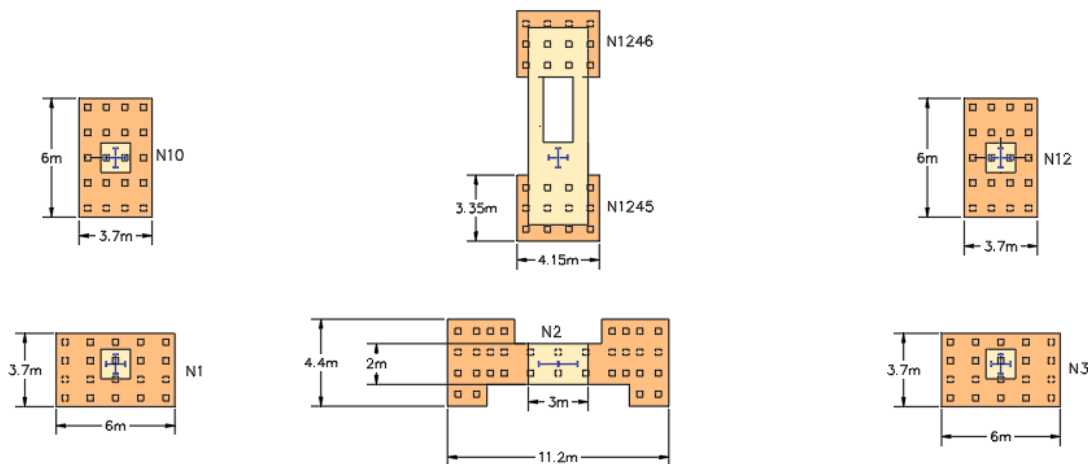


Figura 6.1: Localización de los encepados

La solución constructiva para articular los pilares es diferente en el caso de los encepados N1245 y N1246 y N2. La configuración de los primeros se debe a que el pilar apoya en la cimentación sobre una viga horizontal que a su vez está simplemente apoyada, y unida por neoprenos, a los encepados. Puede observarse en el croquis superior esta disposición.

En el caso de N2, el pilar con sección en I está unido al encepado con dos orejetas y un bulón similares al de la imagen, lo que permite el giro del mismo.

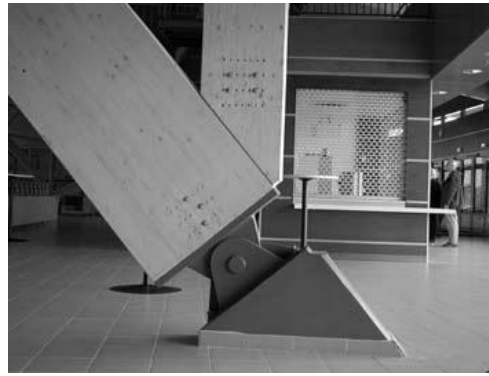


Figura 6.2: Imagen obtenida del blog VG-AT[9]

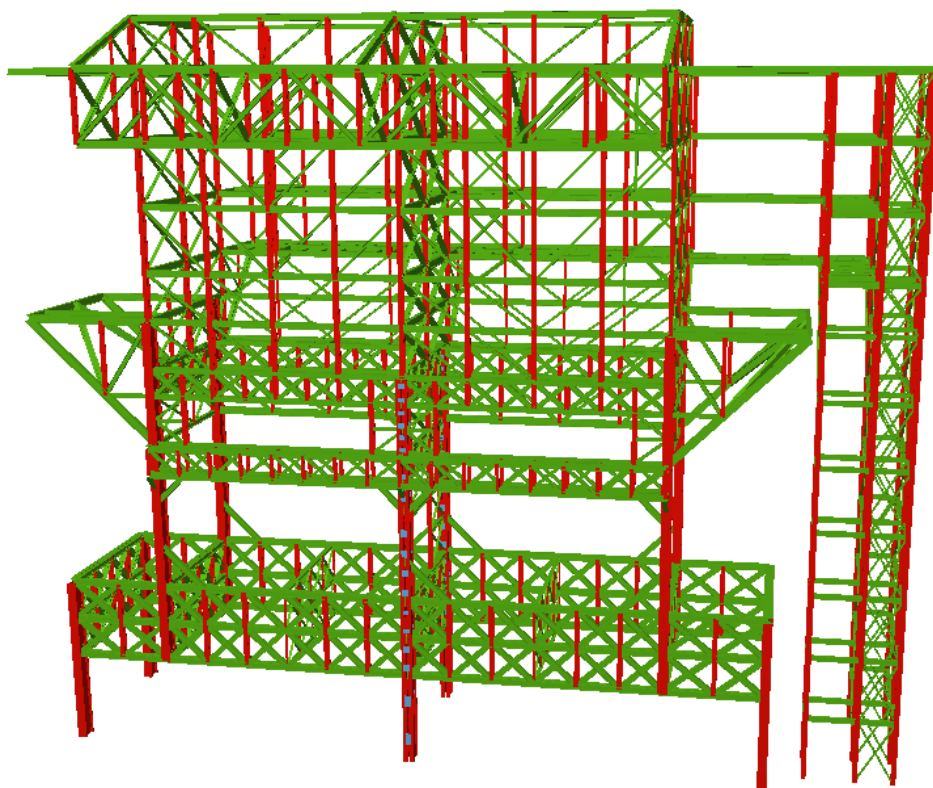


Figura 6.2 : Imagen 3D de la estructura metálica del reactor

Entre las dificultades que se presentan a la hora de diseñar la cimentación nos encontramos con que la estructura va a transmitir grandes cargas a un terreno con capacidad portante media, aunque más compacto que en su estado natural gracias al resto de edificios construidos.

Además, el reducido espacio entre la caldera y los precipitadores en el que hay que insertar el reactor hace que los equipos de construcción deban ser pequeños también, por tanto, no es posible introducir en la zona una pilotadora y máquinas de excavación. Podríamos plantearnos la posibilidad de pilotes hincados pero transmitiría muchas vibraciones que no son buenas para los sistemas de los edificios de la Central.

Por todas esas causas lo más indicado es cimentar con micropilotes que necesitan maquinaria de menores dimensiones y además son inyectados, no necesitamos hincar.

Según la GPEMOC [10] "en el caso de micropilotes sometidos simultáneamente a esfuerzos axiales y laterales, el análisis de los mismos, en relación con su rigidez y desplazamientos, se podrá efectuar de manera independiente, estudiando por separado el comportamiento frente a cargas axiales y frente a cargas laterales", por tanto, diseñaremos únicamente para carga vertical y momentos M_y y M_x , en aquellos pilares que estén empotrados, y prescindimos de la carga horizontal por ser menor del 10% de la vertical.

Las cargas que utilizaremos en el cálculo son las envolventes máximas de las combinaciones de acciones (peso propio, viento, sismo, etc). Como hemos dicho, diseñamos micropilotes bajo carga vertical, por lo que la principal acción será la reacción vertical, R_z . En estructuras de cimentación, los micropilotes trabajan principalmente a esfuerzos axiales de compresión.

Pilares articulados		
Nombre	R_z (kN)	$M_x=M_y$ (m*kN)
N2	36457,98	0,00
N1245	18431,20	0,00
N1246	16419,47	0,00

Tabla 6.1: Listado de cargas de pilares articulados obtenidas del proyecto

En el caso de los pilares articulados, el pilar N11 apoya en una viga metálica que transmite las cargas a los encepados N1245 y N1246.

Pilares empotrados			
Nombre	R_z (kN)	M_x (m*kN)	M_y (m*kN)
N1	4949,15	88,25	1020,12
N10	4507,89	104,75	1116,55
N12	4752,71	427,22	740,40
N3	4808,76	412,79	649,14

Tabla 6.2: Listado de cargas de pilares empotrados obtenidas del proyecto

El listado de cargas completo se puede consultar en el Anexo D *Listado completo de cargas*, donde se puede comprobar las decisiones tomadas sobre las cargas a utilizar en el cálculo.

7 DISEÑO Y CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Definida la estructura y condiciones del terreno estamos en disposiciones de diseñar la cimentación. La problemática de la zona hace que la mejor opción sea cimentar con micropilotes que se caracterizan por su pequeño diámetro y pueden tener longitudes superiores a 30m. En la cimentación a diseñar los micropilotes serán armados con tubería de acero reforzada S275 y perforados a rotoperusión, con perforación al abrigo de camisa recuperable. Estos micropilotes se ejecutan con maquinaria de menor tamaño que las pilotadoras.

Los micropilotes trabajan principalmente por fuste, ya que no tenemos terreno firme en el que empotrar la punta. La inyección será de tipo única global (IGU) con mortero de cemento de 25MPa. Esta manera de inyectar el mortero se caracteriza por efectuarse en una sola fase, rellenando el hueco comprendido entre el taladro de la perforación y la armadura tubular, así como el interior de ésta. Es la más adecuada en este caso ya que la presión de inyección está comprendida normalmente entre 0,5 y 1MPa, de manera que no causa daños en el entorno ya que no produce la rotura del terreno, y por tanto no afectará a las cimentaciones existentes en la zona.

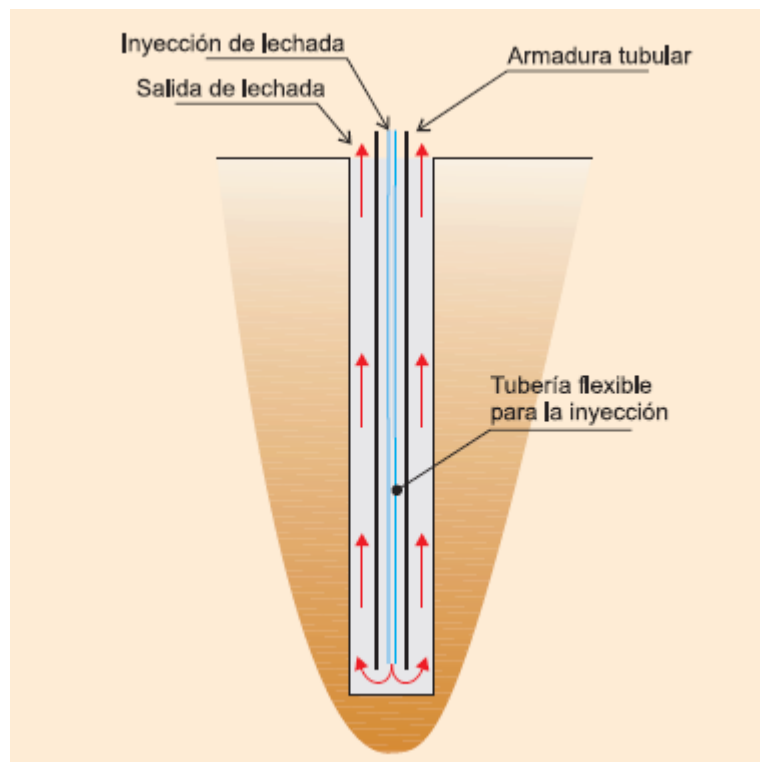


Figura 7.1: Micropilote con inyección IU sacada de la GPEMOC

Otra hipótesis de cálculo será la consideración de micropilotes aislados, lo que supone considerar un coeficiente de eficacia igual a 1 en el grupo de micropilotes. Para poder considerar que los micropilotes trabajan aislados deben estar separados como mínimo 3 diámetros entre ejes de filas.

El diseño y cálculo de los micropilotes lo haremos según la *Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera (GPEMOC)*.

Los modos de fallo más habituales en micropilotes de estructuras de cimentación son:

- Hundimiento
- Arranque
- Rotura del terreno por esfuerzos horizontales
- Fallo estructural de los micropilotes
- Fallo de conexión con la estructura

El cálculo de los micropilotes requiere el conocimiento previo de los esfuerzos actuantes, transmitidos por la estructura a cimentar. Los esfuerzos horizontales no son significativos, por lo que diseñamos para evitar hundimiento y fallo estructural.

En el cálculo de los micropilotes nos aseguraremos que trabajen aprovechando al máximo su resistencia estructural (Q_{tope}), con idea de optimizar materiales. Esa será la carga que resiste la sección transversal circular, por lo que elegiremos la longitud de micropilote para la que la carga de hundimiento, Q_h , se iguale a la Q_{tope} . Con esto conseguimos aprovechar al máximo el material del micropilote sin que se produzca el fallo del terreno.

El procedimiento será determinar esa longitud en el caso más desfavorable, es decir, donde el terreno sea menos resistente; y en cada encepado, con el listado de cargas, ir calculando el número de micropilotes necesario para soportar la carga que transmite el pilar. Con el grupo de micropilotes comprobamos que cumplen que el axil que soportan, ya sea únicamente por carga de compresión en los articulados, o por carga de compresión y momentos en los empotrados; es menor que su Q_{tope} y que la Q_h , carga de hundimiento, que en este caso se corresponde con la resistencia por fuste ya que la resistencia por punta la despreciamos al no tener terreno en el que empotrar los micropilotes.

En el cálculo aislado de un micropilote la carga admisible será:

$$Q_{adm} = \min \left\{ \frac{R_{ck}}{\gamma_R}, Q_{tope} \right\}$$

donde R_{ck} es la resistencia característica frente a hundimiento y la Q_{tope} el tope estructural, resistencia del micropilote como estructura de cimentación de mortero con armadura.

7.1 Cálculo de la Q_{tope} de un micropilote

Según la GPEMOC la resistencia estructural del micropilote a compresión se debe comprobar de la siguiente manera:

$$N_{c,Rd} \geq N_{c,Ed}$$

es decir, el axil producido por las cargas exteriores que transmite la estructura debe ser menor que $N_{c,Rd}$, máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a esfuerzos de compresión. Para ello elegimos los materiales mortero de cemento de resistencia 25MPa y un tubo S275 reforzado, con los coeficientes de minoración de resistencia 1,5 para el mortero y 1,1 para el acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 26.67MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{275}{1.1} = 250MPa \leq 400MPa$$

La resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de compresión se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$N_{c,Rd} = (0,85 * A_c * fcd + A_s * fsd + A_a * fyd) * \frac{R}{1,2 * F_e}$$

donde $A_s = 0$ porque no vamos a colocar barras de acero como armadura, sólo el tubo metálico.

A_c es la sección neta de lechada de cemento o mortero, descontando las armaduras. Se calcula con el diámetro nominal del micropilote, 150mm.

$$A_c = \pi * \frac{D^2}{4} = 0.01767m^2$$

A_a es la sección de cálculo de la armadura tubular, que se calcula con la siguiente expresión:

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] * F_{u,c}$$

de: diámetro exterior nominal de la armadura

di: diámetro interior nominal de la armadura tubular

r_e : reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión, que se obtiene de la siguiente tabla:

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE ³ (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Figura 7.2: Reducción de espesor de armadura por efecto de la corrosión (mm) de la GPEMOC

Tomamos para el caso de diseño un $r_e = 1,5$, para suelos industriales y una vida útil de 50 años.

$F_{u,c}$: coeficiente de minoración del área de la armadura tubular en función del tipo de unión, que se proyecta de rosca machihembrada, por lo que toma el valor de 1.

TIPO DE UNIÓN	$F_{u,c}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1,0
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0,5

Figura 7.3: Tabla del coeficiente $F_{u,c}$ de la GPEMOC

El coeficiente R de la fórmula de la resistencia estructural es el factor empírico de pandeo o de reducción de resistencia por pandeo a compresión. Los criterios para considerar este factor vienen en la GPEMOC, como los micropilotes están rodeados de arenas flojas o con densidad media y suelos finos con consistencia blanda debemos usar $R < 1$.

$$R = 1,07 - 0,027 * C_R \leq 1$$

con valor C_r :

TIPO DE COACCIÓN LATERAL	C_r
Fangos y turbas con $15 \text{ kPa} \leq s_u \text{ (kPa)} \leq 25$	18 - 12
Arcillas y limos blandos con $15 \text{ kPa} \leq s_u \text{ (kPa)} \leq 25$	12 - 8
Suelos no cohesivos de compacidad ²¹ media ($0,35 < I_D < 0,65$) que cumplan alguno de los siguientes requisitos: <ul style="list-style-type: none"> – Encontrarse permanentemente por encima del nivel freático – Presentar un coeficiente de uniformidad mayor o igual que dos ($D_{60}/D_{10} \geq 2$) 	8 - 7
Suelos cohesivos de consistencia media ($25 \text{ kPa} \leq s_u \text{ (kPa)} \leq 50$)	
<i>Libre</i> (sin terreno o rodeado de terreno <i>inestable</i> ²²)	H/D_R

Figura 7.4: Tabla de valores del coeficiente C_r de la GPEMOC

$C_r = 7,5$, suelos no cohesivos.

Con todos estos datos podemos calcular la resistencia estructural de un micropilote de 150mm de diámetro con mortero de 25MPa depende también del tubo de acero S275, por lo que la Q_{tope} será, según el tubo metálico elegido:

Tubo(diámetro nominal x espesor)(mm)	Q_{tope} (kN)
114,3x9	397,83
88,9x6	251,45
60,3x3	154,34

Tabla 7.1 : Valores de la Q_{tope} para los distintos tipos de tubos

7.2 Cálculo de la longitud de los micropilotes

En el modelo geotécnico no tenemos ningún estrato firme en el que empotrar los micropilotes, por tanto será fundamental la longitud del mismo para que no se produzca el hundimiento ya que será la resistencia por fuste la que se movilice.

Determinamos la longitud del micropilote para la cual la Q_{tope} se iguala a la carga admisible o resistencia por fuste. Para ello, como tenemos distintos cortes geotécnicos, pero como el reactor se implanta entre el SCR03 y el SCR07, utilizamos el sondeo SCR 03 que es el que tiene valores del N_{spt} menores, de manera que si la resistencia por fuste cumple en este caso, también lo hará en las zonas con terreno más resistente.

Este corte está caracterizado por:

2,2m de arena marrón amarillenta con contenido de arcillas y $N_{spt} = 10$

1,4m de arena fina y $N_{spt} = 30$

31,4m de arena gris con limos y $N_{spt} = 25$

Estos valores de N_{spt} son coherentes con el modelo geotécnico planteado en el capítulo correspondiente,

La resistencia por fuste según la GPEMOC se puede obtener mediante ensayos de carga o a partir de la resistencia unitaria por fuste, deducido por métodos teóricos o correlaciones empíricas.

Como no podemos realizar pruebas de carga, que son los valores más representativos, utilizaremos la resistencia unitaria por fuste frente a esfuerzos de compresión, calculada con las correlaciones empíricas:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} * (r_{fc,d})_i$$

$$r_{fc,d} = \frac{r_{flim}}{F_r}$$

F_r : coeficiente de minoración que tiene en cuenta la duración de la función estructural de los micropilotes. Como la duración es mayor de 6 meses, el coeficiente vale 1,65.

r_{flim} : es el rozamiento unitario límite por fuste que puede obtenerse a partir de las gráficas siguientes en función del tipo de inyección, y se minorará por el coeficiente.

Tenemos la gráfica para terrenos granulares donde el valor del rozamiento límite depende de la presión límite del terreno y del valor N_{spt} .

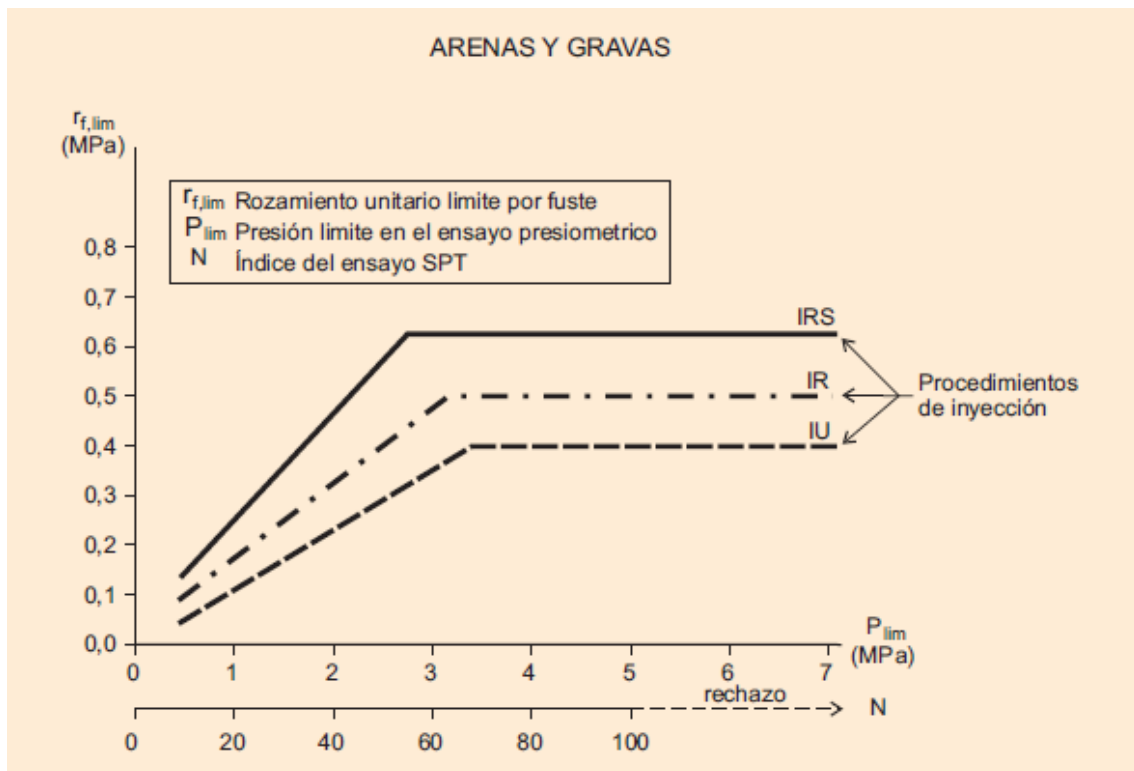


Figura 7.5: Gráfica de rozamiento límite unitario por fuste en terrenos granulares obtenida de la GMPEMOC

La siguiente tabla contiene los valores de rozamiento límite obtenidos de la gráfica a partir de los valores del N_{spt} de cada estrato. El área lateral del tercer estrato dependerá de la longitud que calculemos "de empotramiento", suponiendo que el pilote atraviesa los dos primeros.

$$Q_{tope} = \frac{Q_h}{1.65} = \frac{R_{fk}}{1.65} = R_{fc,d}$$

De la fórmula de $R_{fc,d}$ de la GMPEMOC, despejamos del sumatorio de las áreas laterales por los rozamientos límite la longitud L_3 correspondiente al tercer estrato:

$$L_3 = \frac{3 * Q_{tope} - A_{L,1} * r_{fcd,1} - A_{L,2} * r_{fcd,2}}{r_{fcd,3} * \pi * D^2}$$

El resumen de cálculo de la longitud de los micropilotes:

rlím (Kpa)	rfc,d (kN/m ²)	Área lateral (m ²)	Al*rfc,d (kN)		
50	30,30	1,04	31,42	Qtope	251,45
180	109,09	0,66	71,97	L*	3,99
130	78,79	1,88	148,06	Ltotal (m)	7,59

Tabla 7.2: Resultados para tubo metálico de 88,9x3mm

rlím (Kpa)	rfc,d (kN/m ²)	Área lateral (m ²)	Al*rfc,d (kN)		
50	30,30	1,04	31,42	Qtope(kN)	397,83
180	109,09	0,66	71,97	L*	7,93
130	78,79	3,74	294,44	Ltotal (m)	11,53

Tabla 7.3: Resultados para tubo metálico de 114,3x9mm

Empezaremos calculando los encepados con el tubo más pequeño.

7.3 Predimensionamiento de los encepados

Una vez calculado el micropilote a utilizar, que en principio será igual en todos los encepados por cuestiones económicas y constructivas, necesitamos calcular el número de micropilotes que necesito en cada encepado para soportar las cargas. Diferenciamos los encepados articulados de los empotrados en el cálculo.

En los pilares articulados la carga total que baja por el mismo se divide entre todos los micropilotes, por lo que n, número de micropilotes, será R_z/Q_{tope} . En todos los cálculos hemos despreciado el peso propio del encepado, ya que es muy pequeño frente a las cargas que transmite la estructura.

En los pilares empotrados es algo más complicado, ya que la contribución de los momentos depende de la distancia entre micropilotes, de su posición en el encepado. Supondremos primero un número de micropilotes calculado igual que los articulados, añadiendo a R_z un 10% del valor de los momentos. Calcularemos el número de micropilotes, los distribuimos en el encepado y vemos si soportan los momentos.

Los micropilotes deben repartirse en el espacio disponible y colocarse según unos criterios de diseño. Para que trabajen como micropilotes aislados la distancia mínima entre ellos debe ser de 3 diámetros, 3D. La distancia de la cara del pilote del extremo a la cara del encepado debe ser mayor o igual a 25cm, según la EHE08.

Con estos requisitos iremos calculando los encepados uno a uno.

7.3.1 Pilares articulados

Los encepados con pilares articulados son el N1245, N1246 y N2. Las únicas cargas que se transmiten a la cimentación son las fuerzas verticales R_z , que se repartirán entre todos los micropilotes que coloquemos. Son fuerzas muy grandes y todo se transmite a axiles de compresión, por lo que necesitaremos muchos micropilotes. Para aprovecharlos al máximo hacemos que trabajen a su Q_{tope} , por eso el número de micropilotes en los encepados articulados será la carga total entre la que soporta cada uno: R_z/Q_{tope} .

La Q_{tope} dependía del tubo de armadura que colocáramos, así cuanto mayor era el diámetro del tubo mayor es la resistencia estructural y mayor también la longitud del micropilote, L, para que $R_{cd} = Q_{tope}$.

Comenzamos el predimensionamiento de los encepados viendo cuántos micropilotes necesito para cada Q_{tope} , y si éstos caben en el espacio que tenemos.

N1246

La carga vertical era $R_z = 16.419,465 \text{ kN}$, por lo que para $Q_{\text{tope}} = 251,45 \text{ kN}$ (tubo de $88,9 \times 6 \text{ mm}$), $n = 65,3 = 66$ micropilotes.

Podemos inicialmente calcular las dimensiones que necesitaríamos para el encepado si colocamos los 66 micropilotes en filas y columnas de 11 y 6 separados 450mm. Si nos salen dimensiones mayores que el espacio disponible, debemos reducir la separación entre ellos, de manera que trabajarán en grupo.

Para colocar los micropilotes a una distancia de 450mm uno de otro necesito un encepado de $5,15 \times 2,9 \text{ m}$, lo que no es posible. Por tanto, debemos ajustar primero las dimensiones del encepado según el espacio disponible y calcular la separación s_h .

El espacio disponible para el N1246 es un hueco de $4,15 \times 3,35$, ya que hay cimentaciones existentes en el entorno.

La separación de las filas y columnas se calcula de la siguiente manera:

$$s_h = \frac{b - 2 * r_g - \phi}{n - 1}$$

donde $r_g = 25 \text{ cm}$, $\phi = 150 \text{ mm}$ y $n =$ número de micropilotes en la fila o columna.

Nos queda la siguiente distribución:

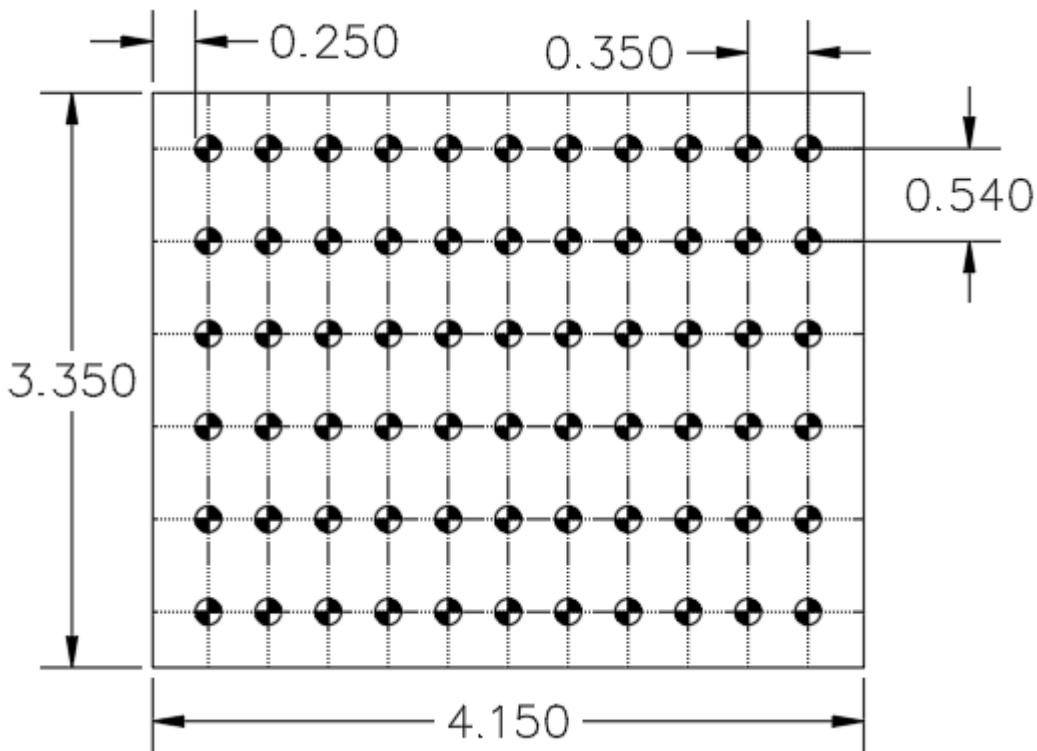


Figura 7.6 : Predimensionamiento del encepado N1246 con pilar articulado

La separación en la dirección vertical es mayor que $3D$, los pilotes trabajan aislados, mientras que en la dirección horizontal la separación es menor, son 350 mm . La primera solución es aumentar la armadura de manera que necesitemos menos micropilotes y podamos separarlos más.

Utilizando el tubo metálico de $114,3 \times 9 \text{ mm}$ necesitamos $41,27 = 42$ micropilotes. Los repartimos en filas de 7 y columnas de 6 y calculamos la separación entre ellos.

Nos sale, con la misma fórmula que antes y encepado $4,15 \times 3,65 \text{ m}$ unas separaciones de $583,3 \text{ mm}$ y 540 mm , mayores que $3D$. Todos los micropilotes trabajan de forma aislada.

La disposición definitiva del encepado son 42 micropilotes de diámetro 150mm con una longitud de 12m, separados distancias superiores a 3D. El axil final que soporta cada micropilote es $N_i = 391\text{kN}$.

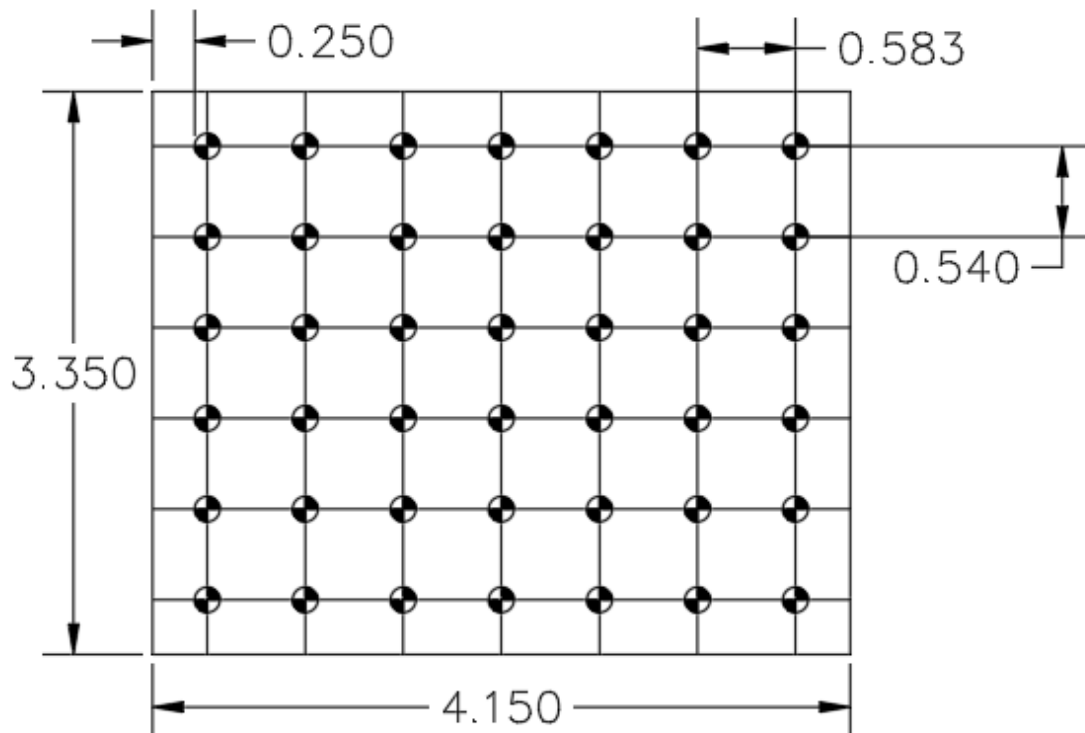


Figura 7.7: Diseño final encepado N1246 con pilar articulado

N1245

El procedimiento para este encepado es exactamente igual que el anterior, ya que además se sitúa al lado del mismo. La carga vertical es $R_z = 18.431,203\text{kN}$ y al ser mayor que la anterior nos saldrán en todos los casos más micropilotes que antes.

El número de micropilotes para la Q_{tope} de 251,45kN es 74. Para repartirlo en un rectángulo ponemos filas de 11 por 7, nos salen 77. Necesitamos un encepado de 5,15x3,35m, lo que no es posible por el espacio disponible.

Repartiéndolos en las dimensiones disponibles de 4,15x3,35m nos quedan separaciones de 350mm y 450mm. En horizontal no cumplimos el requisito de separación menor de 3D. Igual que en el encepado N1246 debemos aumentar la armadura para reducir el número de micropilotes y poder aumentar la separación entre ellos para que trabajen de manera aislada.

Con una $Q_{\text{tope}} = 397,83\text{kN}$ nos sale un número de micropilotes de 46,33, redondeamos a 48 para repartir en filas de 8 y columnas de 6. En el encepado elegido las separaciones serán de 500mm en horizontal y 540mm en vertical.

La disposición definitiva del encepado son 48 micropilotes de diámetro 150mm con una longitud de 12m, separados distancias superiores a 3D. El axil final que soporta cada micropilote $N_i = 384\text{ kN}$.

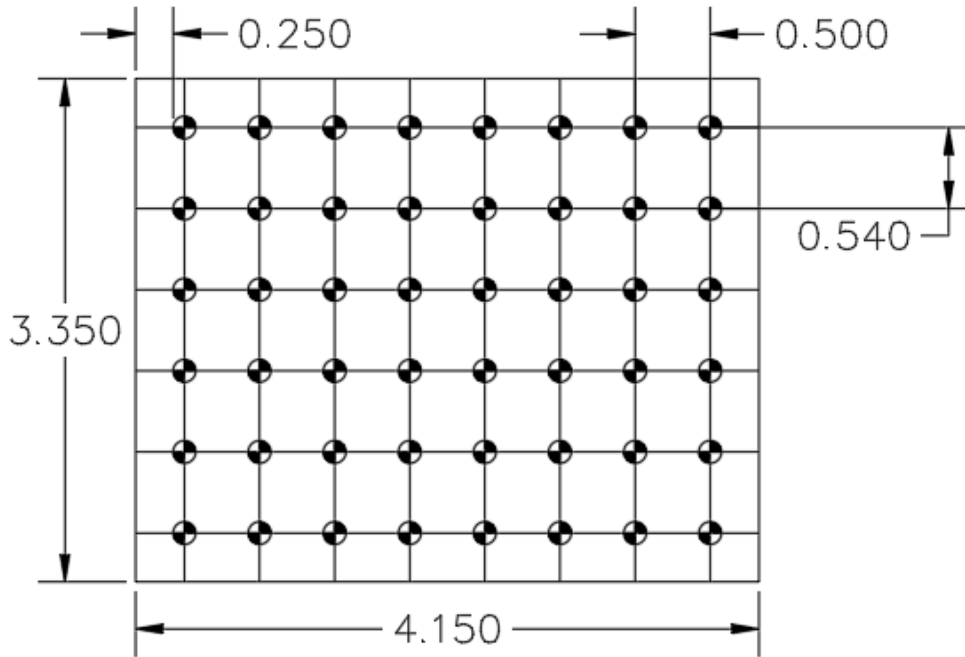


Figura 7.8: Diseño final del encepado N1245 con pilar articulado

N2

El último encepado articulado es el N2. Éste tiene una carga bastante mayor que los otros dos, $R_z = 36,457,98\text{kN}$, casi el doble que en el N1245, luego el número de micropilotes deberá salir el doble.

En esta situación, con $Q_{\text{tope}} = 251, \text{kN}$ tenemos $n = 144,99 = 145$ micropilotes aproximadamente. La forma del encepado en este caso no es rectangular, luego la distribución en este caso es un poco más complicada. En cada dimensión calculamos cuantos micropilotes entran separándolos 450mm.

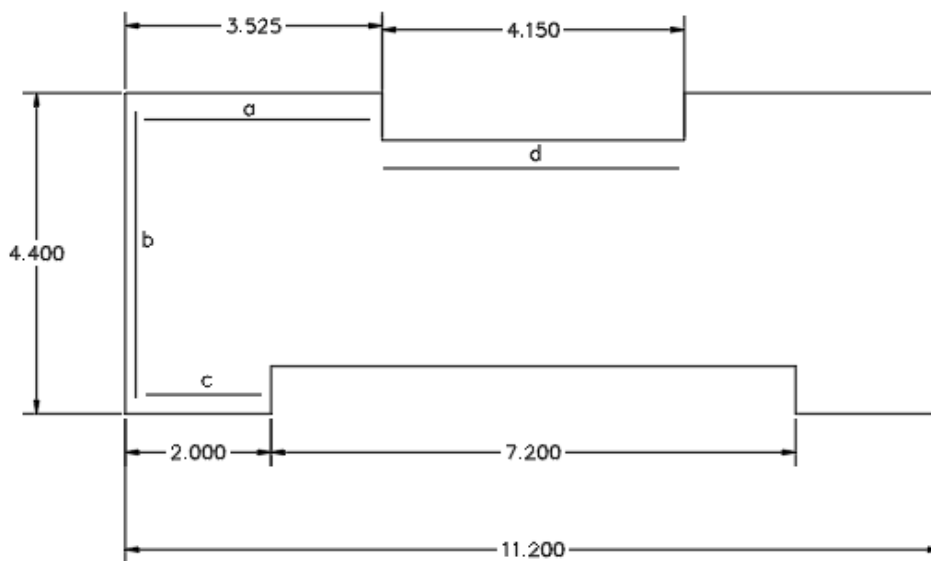


Figura 7.9: Dimensiones del encepado N2

$n_a = 6; n_b = 8; n_c = 3; n_d = 7$

Si calculamos los micropilotes para que estén separados $3D = 450\text{mm}$, sólo podemos colocar 132 micropilotes, luego no soportan la carga.

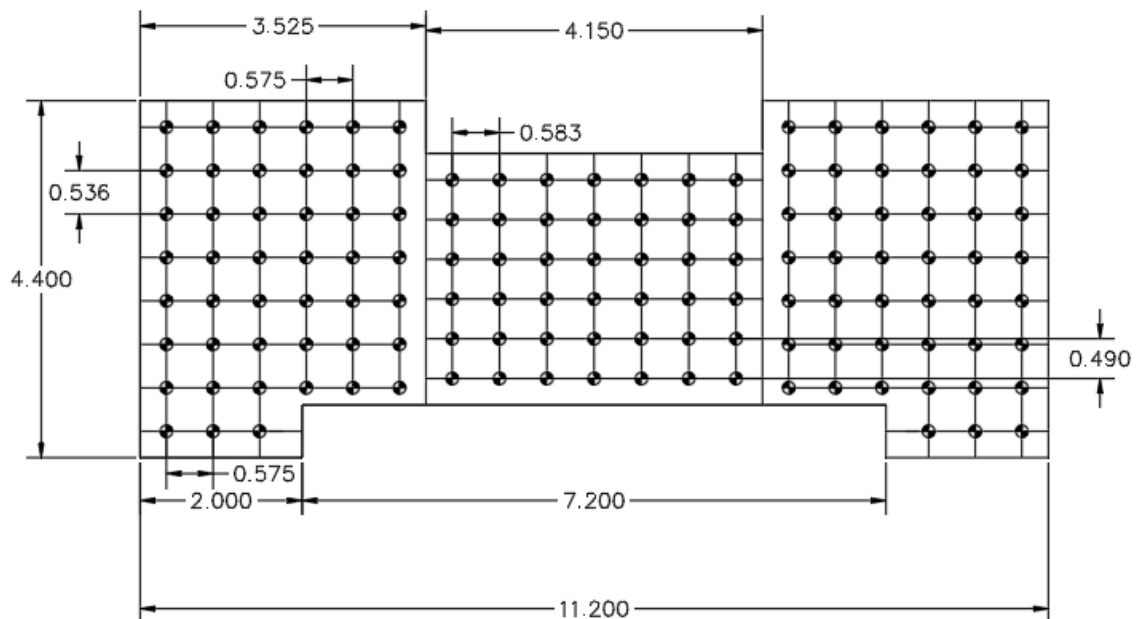


Figura 7.10: Distribución de los micropilotes en el encepado N2 a distancias 450mm

Nos faltan 13 micropilotes por colocar. Introducimos 2 filas más de 7 micropilotes en la parte central: nos queda una separación vertical de 350mm, menor que $3D$. De esta manera tendríamos que considerar el efecto de grupo. Otra opción es aumentar la armadura como en los otros dos encepados con pilares articulados.

Con tubo metálico de $114,3 \times 9\text{mm}$, con una resistencia de 397,8 kN, el número de micropilotes que necesitamos es 92. De los 132 que cuando llenamos todo el espacio disponible, nos sobran 40. Para conseguirlo podemos eliminar 2 columnas de 8 micropilotes, 2 columnas de 7 y una fila de 7. En total nos quedan 95.

Las nuevas separaciones son: $sha=958,33\text{mm}$; $shd=612,5\text{mm}$. Las demás siguen igual.

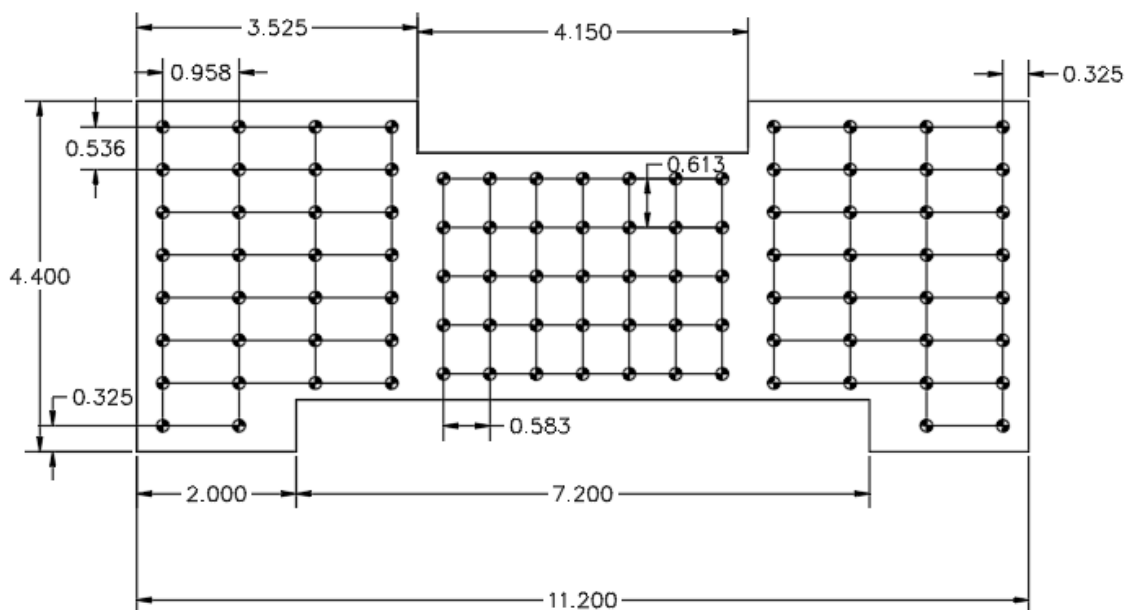


Figura 7.11: Disposición final del encepado N2

La disposición final serán 95 micropilotes de diámetro 150mm y de longitud 12m con separaciones mayores de 3D. El axil que soportará cada micropilote es 383,77kN.

Terminados los cálculos para los encepados articulados vemos cómo la mejor opción es diseñar con tubos de 114,3x9mm, que nos dan una $Q_{tope} = 397,83\text{kN}$.

7.3.2 Pilares empotrados

Los encepados con pilares empotrados son el N1, N3, N10 y N12. Éstos transmiten además de la carga vertical, los momentos en las dos direcciones: M_x y M_y :

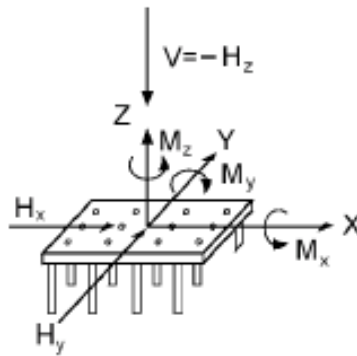


Figura 7.12: Croquis de la situación en los encepados empotrados

La carga que utilizamos la el predimensionamiento no puede ser únicamente R_z , porque los momentos aumentan el axil. Añadimos a la carga vertical un 10% de cada momento: $R_z^* = R_z + 0.1M_x + 0.1M_y$

Con este valor calculamos n al dividir por Q_{tope} .

N1

La R_z de predimensionamiento será $R_z^* = 5.059,987\text{ kN}$, lo que nos da un número de micropilotes necesarios de 21, usando la Q_{tope} de 251,45kN. Si los colocamos en filas y columnas de 6x4, lo que aumenta a 24 con separaciones de 450mm necesitamos unas dimensiones de 2,9x2m. Es posible porque el espacio del que disponemos es 3,7x6m.

Calculamos el axil que llegará a cada micropilote con la siguiente fórmula:

$$N_i = R_z * \left(\frac{1}{n} + \frac{x_p * x_i}{\sum x_i^2} + \frac{y_p * y_i}{\sum y_i^2} \right)$$

donde n es el número total de micropilotes, (x_p, y_p) la excentricidad de la carga y (x_i, y_i) las coordenadas de cada micropilote en el encepado.

Los axiles que resultan de esta configuración toman valores entre 99 y 313 kN. Superamos la resistencia del micropilote por eso no es válido. El problema de este encepado es que es muy pequeño para soportar los momentos. $M = N*d$, si d es pequeño los axiles que transmiten serán muy grandes.

En principio el número de micropilotes es suficiente para soportar las cargas, probamos con un encepado más grande que resista los momentos: encepado de 3,7x6m.

Con esta disposición las separaciones entre micropilotes son 1,07m en horizontal y 1,017m en vertical.

Nº microp	Xi(m)	Yi(m)	Ni (kN)
1	-2,675	1,525	176,51
2	-1,605	1,525	190,13
3	-0,535	1,525	203,75
4	0,535	1,525	217,37
5	1,605	1,525	230,98
6	2,675	1,525	244,60
7	-2,675	0,508	173,61
8	-1,605	0,508	187,23
9	-0,535	0,508	200,85
10	0,535	0,508	214,47
11	1,605	0,508	228,09
12	2,675	0,508	241,71
13	-2,675	-0,508	170,72
14	-1,605	-0,508	184,34
15	-0,535	-0,508	197,96
16	0,535	-0,508	211,58
17	1,605	-0,508	225,20
18	2,675	-0,508	238,82
19	-2,675	-1,525	167,82
20	-1,605	-1,525	181,44
21	-0,535	-1,525	195,06
22	0,535	-1,525	208,68
23	1,605	-1,525	222,30
24	2,675	-1,525	235,92

Tabla 7.4 : Coordenadas y axiles definitivos del encepado N1 con pilar empotrado

La disposición final son 24 micropilotes de diámetro 150mm y 8m de longitud, con tubo metálico de 88,9x3mm, que tiene una resistencia o $Q_{tope} = 251,45\text{kN}$.

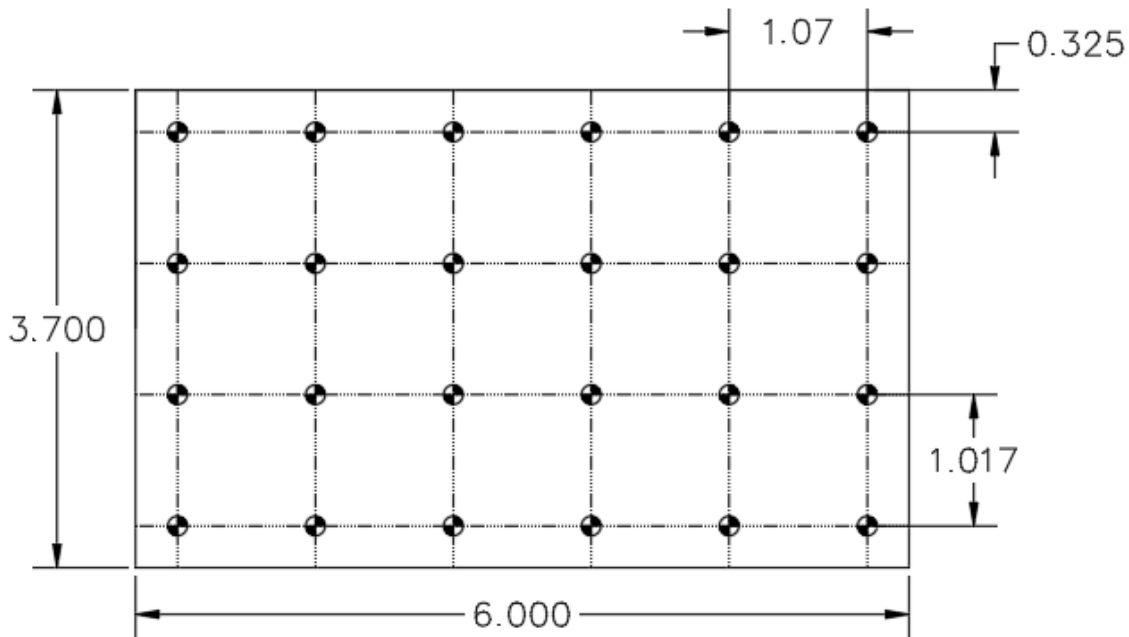


Figura 7.13: Disposición final del encepado N1 con pilar empotrado

N3

El encepado N3 es muy parecido al N1 ya que el espacio disponible es el mismo, y las cargas son del mismo orden de magnitud. La carga de predimensionamiento es 4.914,953kN.

Con Q_{tope} de 251,45kN, añadiendo el 10% de los momentos, el número de micropilotes necesario es 20. Calculando las coordenadas (x_i , y_i) para repartir los momentos, nos salen axiles de hasta 330kN, superando ampliamente la resistencia del micropilote. Mismo problema que antes, no tengo brazo suficiente para soportar los momentos.

Igual que hicimos con el encepado N1 probamos con las dimensiones del espacio disponible, que eran 6x3,7m, y el mismo número de micropilotes. Las separaciones entre micropilotes son del orden de 1m. Al hacer el reparto de cargas salen muchos axiles mayores de 251kN, de manera que no resisten.

En los pilares articulados las soluciones que hemos adoptado ha sido aumentar armadura. El motivo era que no podía cumplirse los requisitos de separaciones mínimas. En este caso no tenemos ese problema, hay espacio suficiente. Sin embargo, con la carga de predimensionamiento elegida nos sale un número de micropilotes inferior al que necesitamos para soportar la carga vertical y los dos momentos.

Cuando esto ocurre, necesitamos más micropilotes, por lo que una opción es introducir más filas o columnas. Las filas que tenemos son de 5 micropilotes, luego si añadimos 1 fila más tenemos 25 micropilotes, la distribución será 5x5, con separaciones de 1.34m y 0.763m.

El reparto de axiles con la fórmula de N_i nos da que el máximo axil es 223 kN, por tanto todos son menores que la resistencia del micropilote.

Nº microp	Xi(m)	Yi(m)	Ni(kN)
1	-2,675	1,525	194,59
2	-1,338	1,525	204,29
3	0	1,525	214,00
4	1,338	1,525	223,71
5	2,675	1,525	233,41
6	-2,675	0,763	183,77
7	-1,338	0,763	193,47
8	0	0,763	203,18
9	1,338	0,763	212,89
10	2,675	0,763	222,59
11	-2,675	0	172,94
12	-1,338	0	182,64
13	0	0	192,35
14	1,338	0	202,06
15	2,675	0	211,76
16	-2,675	-0,763	162,11
17	-1,338	-0,763	171,81
18	0	-0,763	181,52
19	1,338	-0,763	191,23
20	2,675	-0,763	200,93
21	-2,675	-1,525	151,29
22	-1,338	-1,525	160,99
23	0	-1,525	170,70
24	1,338	-1,525	180,41
25	2,675	-1,525	190,11

Tabla 7.5 : Coordenadas y axiles definitivos del encepado N3 empotrado

La disposición final del encepado N3 serán 25 micropilotes de 150mm con longitud de 8m, separados más de 3D por lo que trabajan aislados. La armadura que tienen es un tubo de 88,9x3mm.

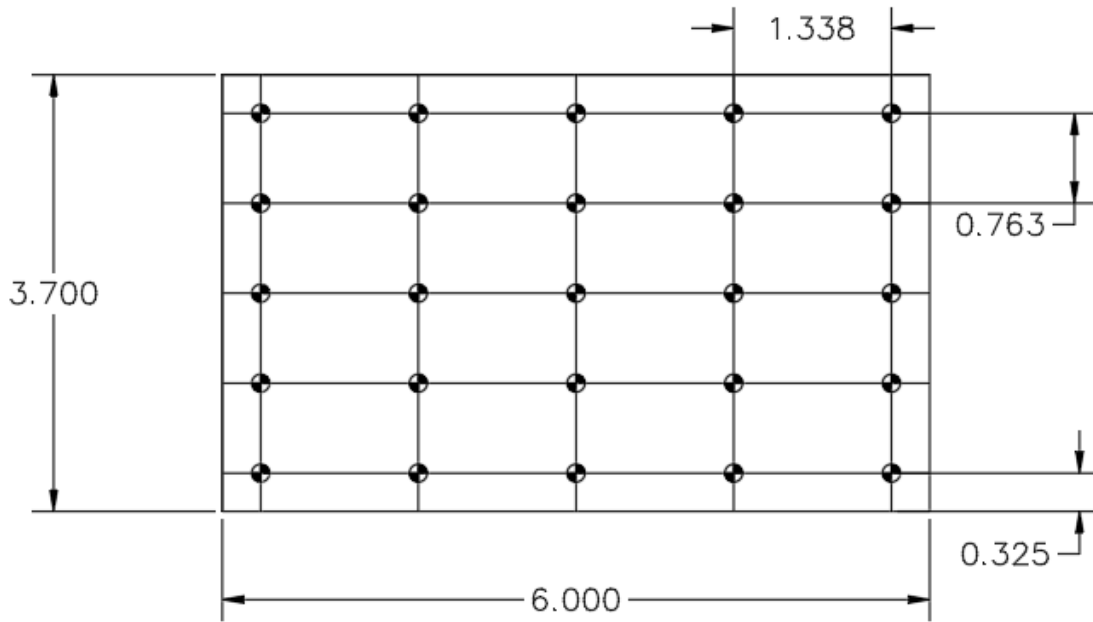


Figura 7.14: Disposición final del encepado N3 con pilar empotrado

N10

En el encepado N10 la carga de predimensionamiento es 4630.02kN. El espacio del que disponemos es idéntico a los encepados N1 y N3 pero en las direcciones perpendiculares, es decir, 3,7x6m.

El primer número de micropilotes que obtenemos, para la Q_{tope} de 251,45kN, es 20. Para separarlos una distancia, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, de 450mm como mínimo, nos bastaría con un encepado de 2x2,45 m, sin embargo no va a soportar los momentos pues es demasiado pequeño.

Probamos directamente con 20 micropilotes en el encepado de 3,7x6m. Las separaciones serán de 1,017m y 1,337m. Sale un axil máximo de 295kN.

Como el momento es mayor en Y, M_y , añadimos una fila más, 4 micropilotes, y la separación nos cambia a 1,07m. Tenemos un total de 24 micropilotes.

Para esta disposición de los micropilotes obtenemos los siguientes axiles:

Nº micropilote	X_i (m)	Y_i (m)	N_i (kN)
1	-1,525	2,675	136,41
2	-0,508	2,675	173,03
3	0,508	2,675	209,62
4	1,525	2,675	246,24
5	-1,525	1,605	135,01
6	-0,508	1,605	171,63
7	0,508	1,605	208,22
8	1,525	1,605	244,85
9	-1,525	0,535	133,61
10	-0,508	0,535	170,23
11	0,508	0,535	206,82

12	1,525	0,535	243,45
13	-1,525	-0,535	132,21
14	-0,508	-0,535	168,83
15	0,508	-0,535	205,42
16	1,525	-0,535	242,05
17	-1,525	-1,605	130,81
18	-0,508	-1,605	167,44
19	0,508	-1,605	204,03
20	1,525	-1,605	240,65
21	-1,525	-2,675	129,41
22	-0,508	-2,675	166,04
23	0,508	-2,675	202,63
24	1,525	-2,675	239,25

Tabla 7.6 : Coordenadas y axiles definitivos del encepado N10 empotrado

La disposición definitiva del encepado N10 serán 24 micropilotes en filas de 4 por columnas de 6, de diámetro 150mm y longitud 8m, son una Q_{tope} de 251,45kN. Observando la tabla 7.6 vemos que ningún axil supera la resistencia.

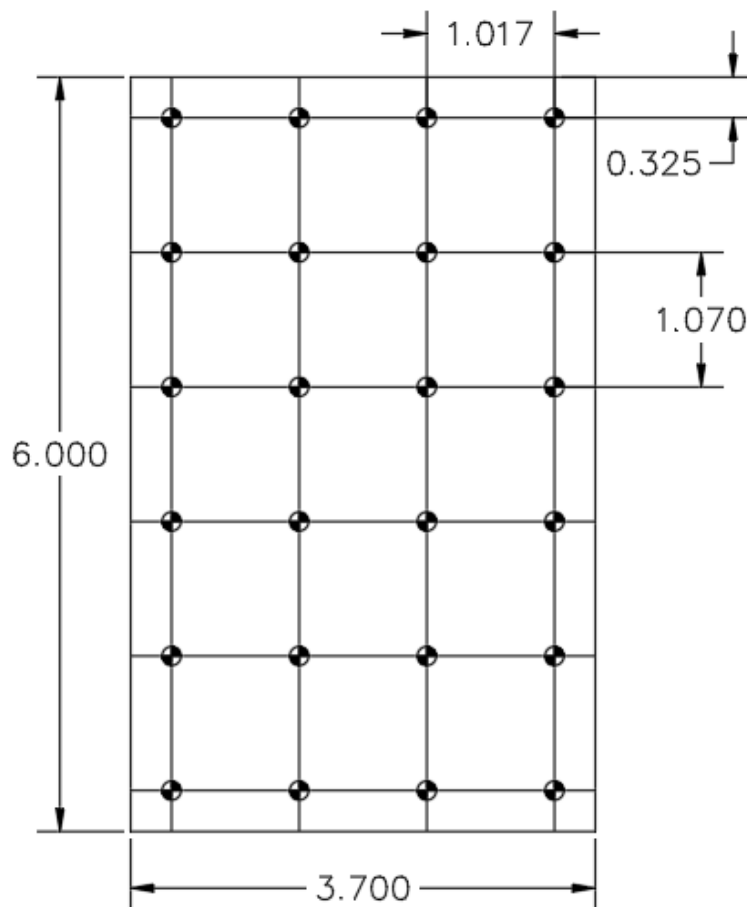


Figura 7.15: Disposición final del encepado N10 con pilar empotrado

N12

Las dimensiones del encepado N12 son las mismas que el N3. Con su carga de predimensionamiento, $Rz^*=4.869,472\text{kN}$ salen 20 micropilotes necesarios. Las dimensiones del encepado necesario para que la separación sea como mínimo de 450mm son $2 \times 2,45\text{m}$, lo que no va a soportar los momentos. Al ser una situación muy parecida a la del encepado N3, probamos con la misma solución: 24 micropilotes en filas y columnas de 4×6 , separados $1,017\text{m}$ y $1,07\text{m}$.

Nº	Xi(m)	Yi(m)	Ni(kN)
1	-1,525	2,675	175,871
2	-0,508	2,675	200,158
3	0,508	2,675	224,421
4	1,525	2,675	248,707
5	-1,525	1,605	170,168
6	-0,508	1,605	194,454
7	0,508	1,605	218,717
8	1,525	1,605	243,003
9	-1,525	0,535	164,464
10	-0,508	0,535	188,750
11	0,508	0,535	213,013
12	1,525	0,535	237,299
13	-1,525	-0,535	158,760
14	-0,508	-0,535	183,046
15	0,508	-0,535	207,309
16	1,525	-0,535	231,596
17	-1,525	-1,605	153,056
18	-0,508	-1,605	177,342
19	0,508	-1,605	201,605
20	1,525	-1,605	225,892
21	-1,525	-2,675	147,352
22	-0,508	-2,675	171,639
23	0,508	-2,675	195,901
24	1,525	-2,675	220,188

Tabla 7.7: Coordenadas y axiles definitivos del encepado N12 empotrado

La disposición final es la misma que la del encepado N10, 24 micropilotes de 150mm de diámetro y 8m de longitud, con una Q_{tope} de 251kN debido al tubo metálico de $88,9 \times 3\text{mm}$, donde el axil máximo es de 248kN. El croquis es igual que el del encepado N10.

Con este encepado terminamos el dimensionamiento de la cimentación. Tenemos los micropilotes resistentes a

los ELU frente a hundimiento y de resistencia estructural. Los micropilotes de los encepados articulados son de 12m mientras que los empotrados son de 8m.

La cimentación diseñada es una solución buena, alternativa a la cimentación profunda mediante pilotes que no es posible construir. Los micropilotes trabajan principalmente por fuste y el estar tan cerca unos de otros, con grupos tan numerosos bajo cada encepado, hace que aumente también su resistencia cuanto más compactos están en el terreno.

7.4 ELS: comprobación de asientos

Los micropilotes deben cumplir los Estados Límite de Servicio, además de los ELU de resistencia y hundimiento. El ELS debido a los asientos se puede abordar con el método de cálculo de la GPEMOC.

El asiento de un micropilote en terreno granular es:

$$S_N = \left(\frac{9N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) * \frac{D}{90}$$

donde $N_{c,Ek}$ es el axil de compresión del micropilote, $R_{c,d}$ es la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento, que en este trabajo hemos hecho que sea igual a la Q_{tope} , resistencia estructural; y D es el diámetro nominal, 150mm.

Los asientos en los micropilotes de los encepados articulados son iguales en todos ellos:

Encepado	Ni (kN)	Rc,d (kN)	SN(cm)
N1246	390,94	397,83	1,14
N1245	383,98	397,83	1,11
N2	383,77	397,83	1,11

Tabla 7.8: Asientos en los micropilotes de los encepados articulados

En los encepados empotrados calculamos el asiento del pilote más cargado.

Encepado	Nimáx (kN)	Rc,d (kN)	SN(cm)
N1	244,60	251,45	1,13
N3	233,41	251,45	1,06
N10	246,24	251,45	1,14
N12	248,71	251,45	1,15

Tabla 7.9: Asientos en los micropilotes de los encepados empotrados

Los asientos de todos los micropilotes son admisibles porque están por debajo de 2,5cm. Esto es admisible como micropilotes aislados. Debemos comprobar el asiento de grupo, para lo que se sigue la GCOC (Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera)[11].

La deformabilidad de un grupo de pilotes es, en general, mayor que la deformación que resulta de un pilote aislado. Representamos el grupo de micropilotes con una malla de nxm (fila x columna). El ancho es la dimensión menor en planta, Bg, y la longitud la dimensión mayor en planta, Lg:

$$B_g = (n - 1)s + D$$

$$L_g = (m - 1)s + D$$

El asiento del grupo de micropilotes puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$s_g = s_0 + 0,8 * \frac{N_g(1 - \nu^2)}{E * [(B_g + H_1)(L_g + H_1)]^{1/2}}$$

donde:

s_0 : es el asiento de un micropilote, considerado aislado y sometido a una carga axial

N_g : es la carga vertical que actúa sobre el grupo

H_1 : es la altura por encima de la punta, hasta una altura igual a un tercio de la longitud enterrada de los micropilotes

Los valores de E y ν en la zona de interés se deberían aproximar con las expresiones de cálculo elástico de la Guía, GCOC, pero por simplicidad tomamos E del tercer estrato, $E = 34.009 \text{ kN/m}^2$, y $\nu = 0,3$ para arenas sueltas a densas.

De los micropilotes aislados el que mayor asiento tiene es uno del encepado N12. Calculamos el asiento de grupo de ese encepado:

$$s_0 = 1,15 \text{ cm}$$

$$N_g = 4752,71 \text{ kN}$$

$$B_g = 320 \text{ cm}$$

$$L_g = 550 \text{ cm}$$

$$H_1 = 2,67 \text{ m}$$

Para un micropilote de 8m, todo enterrado, un tercio de su longitud enterrada son 2,67m.

$$s_g = 0,0115 + 0,8 * \frac{4752,71 * (1 - 0,3^2)}{34009 * [(3,2 + 2,67)(5,5 + 2,67)]^{1/2}} = 0,0261 \text{ m} = 2,61 \text{ cm}$$

En el CTE viene limitado el valor de la distorsión angular. En este diseño no tiene sentido puesto que calculamos el asiento del grupo en conjunto, de todos los micropilotes.

Algunos valores de limitación de asientos en arenas de grupos de micropilotes, de normas antiguas como la EA-88, son 5cm para estructuras metálicas hiperestáticas. Por tanto, estamos por debajo de los límites y la cimentación es segura frente a ELS.

Tipo de edificio	Asiento máximo (mm)	
	Arenas	Arcillas
Obras de tipo monumental	12	25
Edificios de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios de hormigón armado flexibles Estructuras metálicas hiperestáticas Edificios con muros de fábrica	50	75
Estructuras metálicas isostáticas Estructuras de madera Estructuras provisionales	>50	>75

Tabla 7.10: Limitación de asentos en cimentaciones de edificación, obtenida de la Norma NBE-AE/88. Acciones en la edificación

REFERENCIAS

- [1] IGME() "Mapa geológico de España", hoja 1075 (1 mapa E 1:50.000)
- [2] Dahlgber, J. (1974)
- [3] Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of In-Situ Shear Strength". Proc. ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties Raleigh. USA.
- [4] Ministerio de Fomento, (2006), "Código Técnico de la Edificación (CTE) Documento Seguridad Estructural- Cimientos (DB-SE C)"
- [5] Seed, H.B.; Idriss, I.M. " Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potencial". ASCE JSMFD, Vol. 97 SM9, 1971
- [6] Bielza Feliú, A.(1991) "Manual de Técnicas de Mejora del Terreno". Madrid: Carlos López Jimeno. ISBN.: 84-921708-8-3
- [7] Marcuson, W.F. III, "Determination of In Situ Density os Sands". ASTM STP 654, 1978, pp. 318-340.
- [8] Gibbs, H.J.; Holtz, N.G.(1957) "Research on Determinig the Density of Sands by Spoon Penetration Testing" Proc, 4th, ICSMFE. Londres
- [9][En línea]Available: <http://vgatec.blogspot.com/>
- [10] Ministerio de Fomento, (2002) "Guía para el Poyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera (GPEMOC)", Centro de Publicaciones, Secretaría Técnica
- [11] Ministerio de Fomento, (2002), "Guía para la Cimentaciones en Obras de Carretera.(GCOC)", Centro de Publicaciones, Secretaría Técnica, MFOM, ISBN.: 84-498-0713-1

ANEXOS

A. Croquis de localización de sondeos y penetros

B. Resultados de laboratorio del estudio 2014

C Resumen ensayos de laboratorio en muestras de sondeos SCR

D Listado completo de cargas

PLANOS

PLANO 1 Columnas de sondeo de 1980

PLANO 2 Corte geotécnico de 1980

PLANO 3 Corte geotécnico de 2014

PLANO 4 Localización de los encepados y sondeos SCR

PLANO 5 Planta de cimentación con los micropilotes

ANEXO A: Localización de los sondeos de 1980



ANEXO B :Resultados de ensayos de laboratorio, estudio geotécnico de 2014

Sondeo	Profundidad(m)	Granulometría			Humedad W (%)	Límites de Atterberg			Clasificación del suelo		Ensayo triaxial		Ensayo edométrico		
		Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)		WL (%)	WP (%)	IP (%)	USCS	AASHTO	c' (kPa)	Φ°	Cc	Cs	e0
BH1	1,40-1,80	11,30	57,60	31,10	14,50	22,30	14,80	7,50	SC	A-2-4	-	-	-	-	-
	3,45-4,20	63,30	29,10	7,60	6,50	NP	NP	NP	GW-GM	A-2-4	-	-	-	-	-
	6,20-6,80	64,50	33,40	2,10	8,80	NP	NP	NP	GW-GM	A-2-7	-	-	-	-	-
	8,40-8,70	39,90	45,70	14,40	6,90	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	11,00-12,00	30,40	64,00	5,60	12,70	NP	NP	NP	SM	A-2-7	60	37,90	-	-	-
	15,60-16,00	0,00	56,60	43,40	33,20	26,20	20,80	5,50	SC-SM	A-6	-	-	0,1961	0,0146	0,9124
	18,00-19,00	3,00	81,20	15,80	19,20	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	24,00-24,60	0,50	81,40	18,10	19,30	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	27,00-28,00	1,50	56,30	4,20	22,70	31,60	23,00	8,60	SC-CM	A-6	-	-	0,2075	0,0294	1,2312
	31,00-32,00	24,90	68,10	7,00	13,10	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
BH2	3,80-4,20	14,00	81,10	4,90	10,80	NP	NP	NP	SP	A-2-7	-	-	-	-	-
	5,80-6,40	5,00	84,40	10,50	8,70	NP	NP	NP	SP-SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	10,30-10,55	0,20	55,90	43,90	11,80	NP	NP	NP	ML	A-7-5	-	-	-	-	-
	16,00-17,00	0,00	63,70	36,30	26,20	45,80	35,00	10,90	SM	A-7-5	-	-	-	-	-
	19,70-20,20	7,20	83,40	9,40	21,60	NP	NP	NP	SP-SM	A-2-7	-	-	-	-	-
BH3	1,30-1,60	2,00	63,40	34,60	13,60	NP	NP	NP	SP-SM	A-2-7	-	-	0,082	0,0109	0,7078
	3,60-4,20	12,80	71,00	16,20	13,90	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	7,00-7,30	0,30	77,00	22,70	24,60	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	9,00-9,60	0,00	90,90	9,10	17,00	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	14,40-15,00	0,10	87,30	12,60	17,10	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
BH4	2,90-3,50	46,20	43,60	10,20	7,00	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	10,50-11,10	41,70	55,50	2,80	24,90	25,00	17,50	7,50	SM	A-2-4	57	54,4	-	-	-
	2,30-2,90	2,40	65,50	32,10	24,90	25,00	17,50	7,50	SC	A-2-4	-	-	-	-	-
BH5	3,55-4,00	48,60	42,00	9,40	7,90	25,00	17,50	7,50	GP-GC	A-2-4	-	-	-	-	-
	5,40-6,30	32,30	59,00	8,70	7,90	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	8,40-9,00	0,20	95,40	4,40	16,40	NP	NP	NP	SM	A-2-7	-	-	-	-	-
	14,40-15,,0	77,10	18,40	4,60	6,40	NP	NP	NP	GP	A-2-7	-	-	-	-	-

ANEXO C: Resumen ensayos laboratorio en muestras de sondeos SCR

LEVEL I

Sample	Borehole	Depth (m)	Sieve Analysis		Atterberg limits		
			A-G (%)	Fine (%)	WL	WP	IP
SA-10-16-14	SCR-01	1.40 – 1.80	68.90	31.10	22.30	14.80	7.50
SA-10-28-14	SCR-03	1.30 – 1.60	65.40	34.60	NP	NP	NP
SA-10-57-14	SCR-04	2.30 – 2.90	67.90	32.10	25.00	17.50	7.50

Table 4.2 Summary table laboratory tests (level I)

LEVEL II

Sample	Borehole	Depth (m)	Sieve Analysis		Atterberg limits		
			A-G (%)	Fine (%)	WL	WP	IP
SA-10-17-14	SCR-01	3.45 – 4.20	92.40	7.60	NP	NP	NP
SA-10-18-14		6.20 – 6.80	97.90	2.10	NP	NP	NP
SA-10-19-14		8.40 – 8.70	85.60	14.40	NP	NP	NP
SA-10-33-14	SCR-02	3.60 – 4.20	95.10	4.90	NP	NP	NP
SA-10-34-14		5.80 – 6.40	89.50	10.50	NP	NP	NP
SA-10-64-14	SCR-05	3.55 – 4.00	90.60	9.40	NP	NP	NP

Table 4.5 Summary table laboratory tests (level II)

LEVEL III

Sample	Borehole	Depth (m)	Sieve Analysis		Atterberg limits		
			A-G (%)	Fine (%)	WL	WP	IP
SA-10-20-14	SCR-01	11.00- 12.00	84.40	5.60	NP	NP	NP
SA-10-21-14		15.60 – 16.00	56.60	43.40	26.20	20.80	5.50
SA-10-22-14		18.00 – 19.00	84.20	15.80	NP	NP	NP
SA-10-23-14		24.00 -24.60	81.90	18.10	NP	NP	NP
SA-10-24-14		27.00 – 28.00	57.80	42.20	31.60	23.00	8.60
SA-10-25-14		31.00 – 32.00	93.00	7.00	NP	NP	NP
SA-10-35-14	SCR-02	10.30 – 10.55	56.10	43.90	NP	NP	NP
SA-10-36-14		16.00 -17.00	63.70	36.30	45.80	35.00	10.90
SA-10-37-14		19.70 – 20.20	90.60	9.40	NP	NP	NP
SA-10-29-14	SCR-03	3.60 – 4.20	83.80	16.20	NP	NP	NP
SA-10-30-14		7.00 – 7.30	77.30	22.70	NP	NP	NP
SA-10-31-14		9.00 – 9.60	90.90	9.10	NP	NP	NP
SA-10-32-14		14.40 – 15.00	87.30	12.60	NP	NP	NP

Sample	Borehole	Depth (m)	Sieve Analysis		Atterberg limits		
			A-G (%)	Fine (%)	WL	WP	IP
SA-10-58-14	SCR-04	2.90- 3.50	89.80	10.20	NP	NP	NP
SA-10-59-14		10.50 – 11.10	67.90	32.10	25.00	17.50	7.50
SA-10-65-14	SCR-05	5.40 – 6.30	91.30	8.70	NP	NP	NP
SA-10-66-14		8.40 – 9.00	95.60	4.40	NP	NP	NP
SA-10-67-1		14.40 – 15.00	95.40	4.60	NP	NP	NP

Table 4.8 Summary table laboratory tests (level III)

ANEXO D Listado completo de cargas

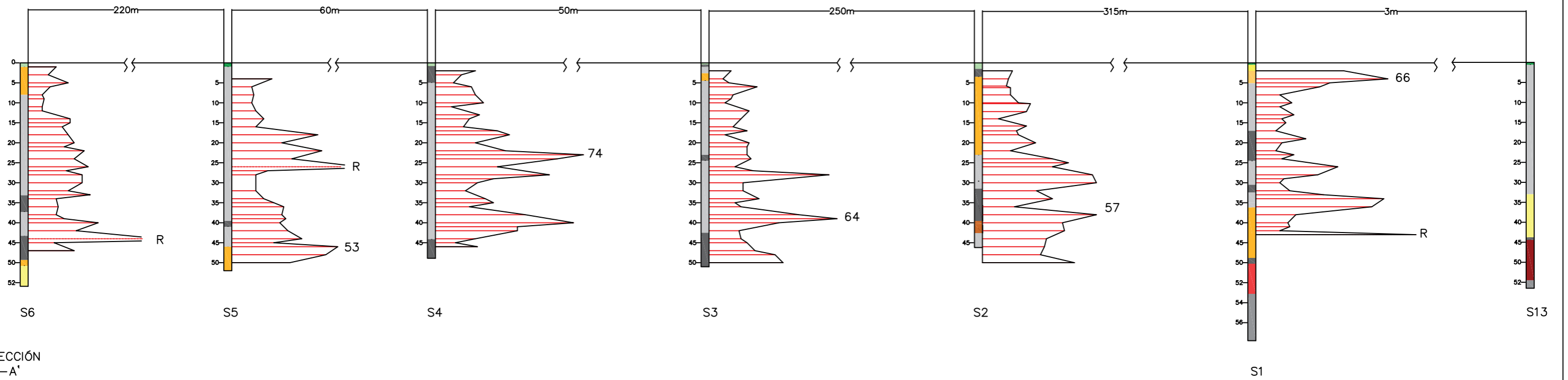
Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

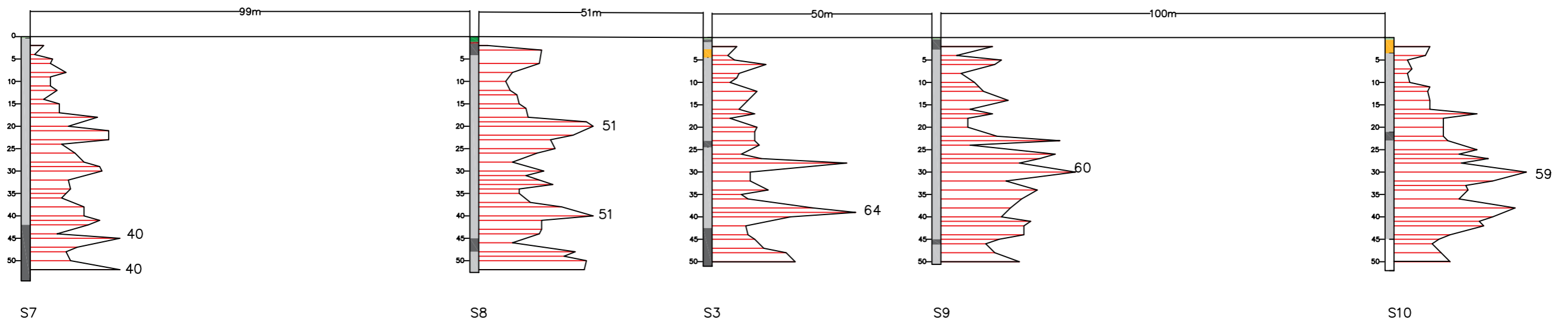
1.1.1.1.1.- Envolventes

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-334.633	-39.788	-276.154	-250.57	-1120.35	0.00
		Valor máximo de la envolvente	504.856	66.756	7124.317	157.49	1556.89	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-195.342	-22.074	444.677	-158.03	-665.89	0.00
		Valor máximo de la envolvente	333.501	42.083	4949.151	88.25	1020.12	0.00
N2	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-1561.771	-1094.283	-21257.736	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	1510.478	1383.561	52247.213	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-984.995	-670.413	-11083.225	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	940.403	897.109	36457.980	0.00	0.00	0.00
N3	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-500.003	-176.383	-541.750	-571.98	-1544.64	0.00
		Valor máximo de la envolvente	331.325	160.988	6862.253	629.82	1108.01	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-327.272	-115.709	274.214	-362.51	-1003.03	0.00
		Valor máximo de la envolvente	190.589	102.023	4808.760	412.79	649.14	0.00
N10	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-386.248	-47.106	-1051.723	-230.89	-1282.38	0.00
		Valor máximo de la envolvente	563.164	59.528	6650.276	175.81	1735.30	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-224.513	-28.385	-102.745	-144.62	-758.20	0.00
		Valor máximo de la envolvente	364.320	36.946	4507.894	104.75	1116.55	0.00
N12	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-573.277	-184.135	-857.511	-562.65	-1762.02	0.00
		Valor máximo de la envolvente	379.243	156.936	7023.370	649.68	1261.97	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-370.334	-121.551	93.219	-353.91	-1131.99	0.00
		Valor máximo de la envolvente	218.235	98.547	4752.751	427.22	740.40	0.00
N671	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-73.313	-53.267	-781.517	-7.56	-3.06	0.00
		Valor máximo de la envolvente	91.187	44.019	939.419	5.78	3.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-45.285	-36.926	-486.215	-5.04	-1.95	0.00
		Valor máximo de la envolvente	58.418	30.312	601.894	3.51	1.89	0.00
N672	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-9.870	-2.780	-354.243	-26.42	-6.45	-0.02
		Valor máximo de la envolvente	26.894	3.075	835.742	18.44	5.20	0.02
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-4.778	-2.485	-194.393	-18.00	-4.37	-0.02
		Valor máximo de la envolvente	18.764	3.039	600.272	11.13	3.26	0.01
N673	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-2.884	-162.946	-971.237	-26.75	-4.12	0.00
		Valor máximo de la envolvente	2.198	44.171	2301.989	53.85	1.58	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-1.952	-117.520	-529.148	-15.06	-3.03	0.00
		Valor máximo de la envolvente	1.357	20.146	1628.897	37.18	0.96	0.00
N674	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-2.893	-63.290	-801.399	-30.55	-1.86	-0.01
		Valor máximo de la envolvente	2.683	53.909	1634.451	51.69	1.12	0.01
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-1.850	-41.246	-459.321	-17.80	-1.67	0.00
		Valor máximo de la envolvente	1.673	34.512	1171.738	34.93	0.94	0.01
N733	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-82.537	-94.865	-614.097	-9.30	-1.10	-0.01
		Valor máximo de la envolvente	62.868	57.521	858.254	9.74	0.83	0.02
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-53.467	-62.344	-364.507	-5.86	-0.74	0.00
		Valor máximo de la envolvente	38.057	32.556	555.195	6.17	0.51	0.01
N743	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-51.860	-62.377	-329.720	-536.39	-5.89	0.00
		Valor máximo de la envolvente	6.176	64.090	1070.048	505.59	3.33	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-34.947	-38.973	-169.230	-342.67	-4.24	0.00
		Valor máximo de la envolvente	2.196	40.488	773.875	315.54	2.02	0.00
N975	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-105.036	-67.718	-778.903	-11.67	-0.68	-0.01
		Valor máximo de la envolvente	50.249	83.106	1592.394	11.63	2.59	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-71.469	-41.133	-413.710	-7.45	-0.57	-0.01
		Valor máximo de la envolvente	26.416	54.069	1083.891	7.33	2.35	0.00
N976	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-41.280	-27.266	-559.775	-12.91	-0.63	-0.02

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
		Valor máximo de la envolvente	134.817	78.123	1867.142	7.17	2.87	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-18.303	-17.362	-244.536	-8.91	-0.51	-0.02
		Valor máximo de la envolvente	95.753	59.419	1326.191	4.07	2.52	0.00
N1307	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-1302.723	-4788.699	-7495.225	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	1328.013	4475.177	27338.894	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-812.420	-3095.505	-2841.522	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	833.449	2847.251	18431.203	0.00	0.00	0.00
N1308	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-777.304	-3015.335	-12073.775	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	809.225	2817.917	24699.854	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-483.279	-1949.170	-6512.692	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	510.266	1792.849	16419.465	0.00	0.00	0.00

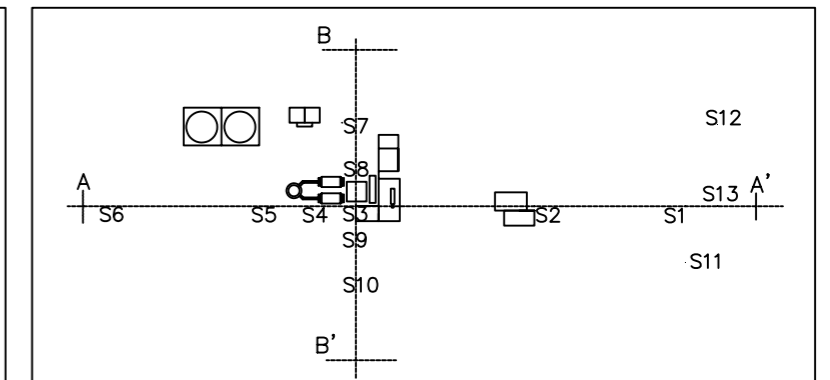
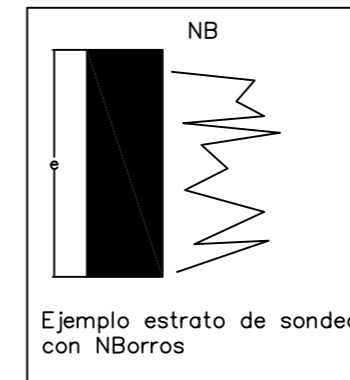


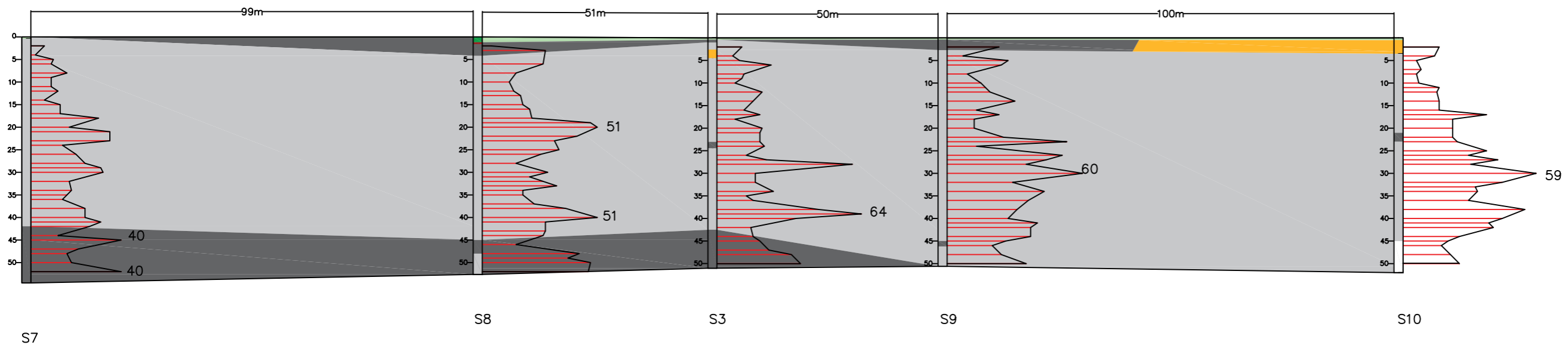
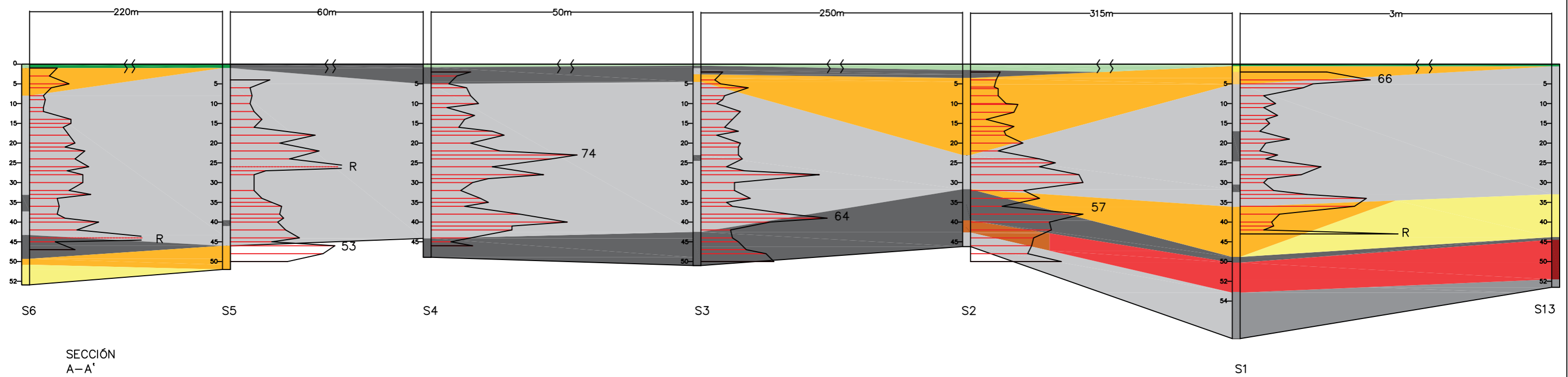
SECCIÓN A-A'



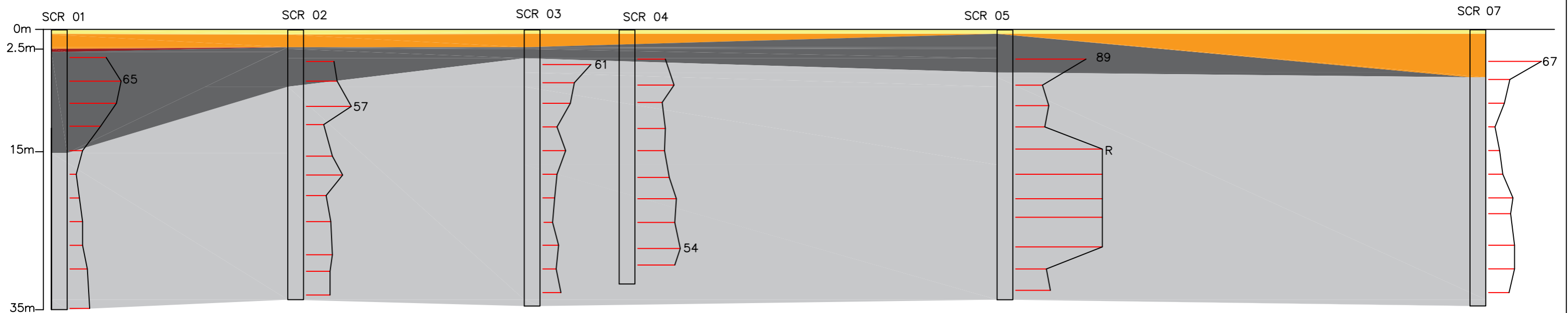
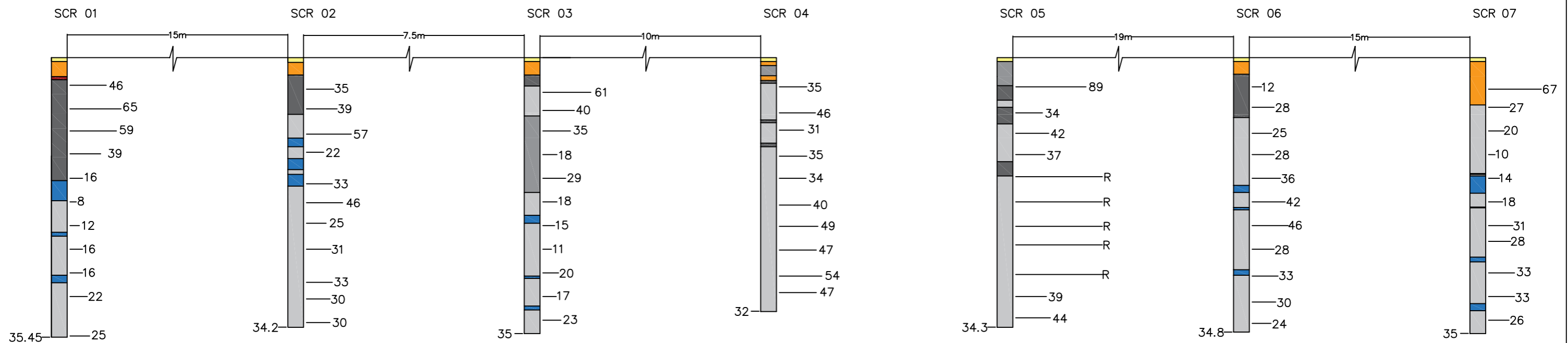
SECCIÓN B-B'

	Arenas limosas con materia orgánica		Gravilla beige oscuro
	Alternancia de areniscas y margas con diaclasas		Arcilla margosa marrón con intercalación de margas y areniscas
	Arenas finas, medias y gruesas con contenido en materia orgánica y restos calcáreos		Margas de color rojo claro
	Arena fina beige		Tierra vegetal
	Arenas y/o limos finos amarillentos		Relleno

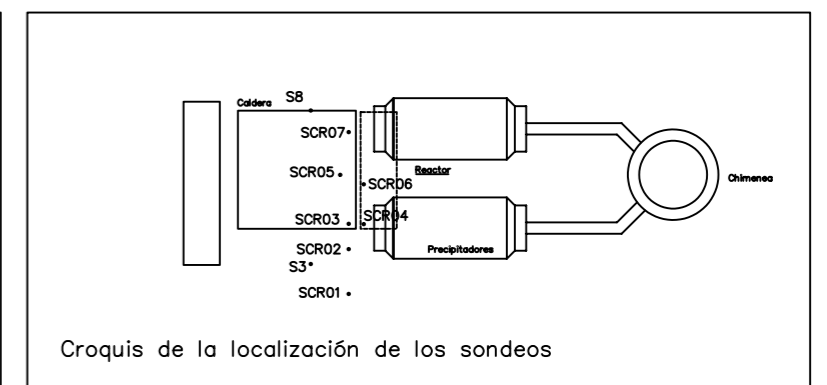
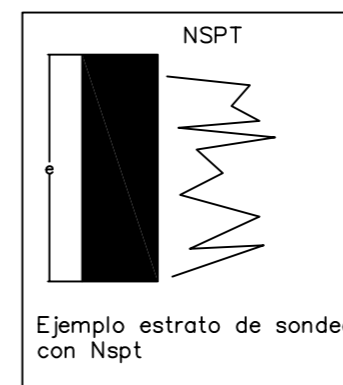


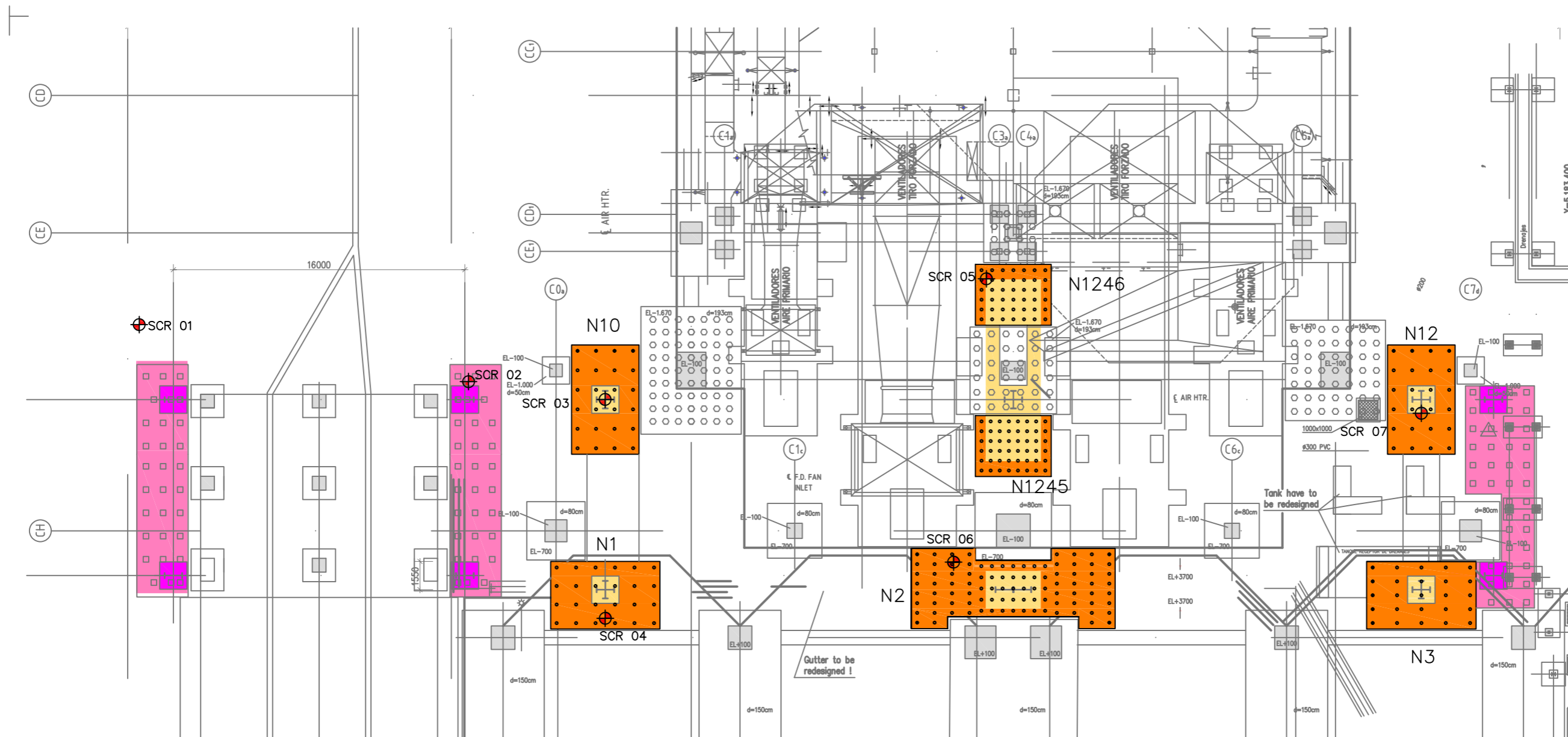





	Arenas limosas con materia orgánica		Gravilla beige oscuro
	Alternancia de areniscas y margas con diaclasas		Arcilla margosa marrón con intercalación de margas y areniscas
	Arenas finas, medias y gruesas con contenido en materia orgánica y restos calcáreos		Margas de color rojo claro
	Arena fina beige		Tierra vegetal
	Arenas y/o limos finos amarillentos		Relleno



- Arena gruesa (GP)
- Arena media
- Arena fina (SP)
- Arena arcillosa (SC)
- Hormigón
- Limo oscuro con materia orgánica





-  Sondeos del estudio geotécnico del año 2014
-  Cimentación nueva
-  Cimentación existente

