

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

10ª SESIÓN

ACTUACIONES GEOTÉCNICAS EN OBRAS PORTUARIAS

Con la colaboración de

**Ente Público Puertos del Estado
Ministerio de Fomento**



y Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

JORNADAS TÉCNICAS

SEMSIG-AETESS

**ACTUACIONES GEOTÉCNICAS
EN OBRAS PORTUARIAS**

Con la colaboración de
ENTE PÚBLICO PUERTOS DEL ESTADO
MINISTERIO DE FOMENTO
Y COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Madrid, 4 de marzo de 2010

EDITA: AETESS
Goya, 23
28001 Madrid
e-mail: aetess@aetess.com

IMPRIME: VisaGrafic, S.L.
Tel.-fax: 91 739 88 75
e-mail: visagrafic@telefonica.net
D. legal: M-32307-2010
ISBN: 978-84-614-2446-7

Presentación

Con la Jornada sobre «Actuaciones geotécnicas en obras portuarias» continuamos la serie de sesiones técnicas que la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS) iniciamos en 2001 y en las que hemos desarrollado los temas de *Pilotes para la edificación, Muros-pantalla en ámbito urbano, Micropilotes, Mejora del terreno mediante inyecciones y «jet-grouting», Anclajes, Técnicas de mejora del terreno, Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares, Pilotes de gran diámetro, Actuaciones geotécnicas para la protección y refuerzo de taludes* y, por último, este dedicado a las *Actuaciones geotécnicas en obras portuarias*.

En este tiempo, más de 4.000 profesionales han participado de este proyecto conjunto que llega a su 10ª etapa conservando su espíritu inicial de crear un foro de discusión donde reunir a los profesionales de la ingeniería del terreno interesados en poner en común, actualizar y discutir las diferentes técnicas que se utilizan en las obras civiles y la edificación.

La acogida de nuestra iniciativa en estos años ha superado nuestras expectativas, por lo que es obligado agradecer a asistentes, ponentes y promotores su indispensable colaboración en estas Jornadas técnicas y animarles a estar con nosotros en futuras convocatorias.

Con nuestro agradecimiento...

Madrid, 4 de marzo de 2010.

César Sagaseta Millán
PRESIDENTE DE SEMSIG

José María Echave Rasines
PRESIDENTE DE AETESS

Introducción

La presente publicación constituye la Memoria de la 10ª Sesión SEMSIG-AETESS sobre «Actuaciones geotécnicas en obras portuarias», que tuvo lugar el 4 de marzo de 2010 en el Colegio de Ingenieros e Caminos, Canales y Puertos de Madrid, inaugurada por D. Fernando González Laxe, Presidente del Ente Público Puertos del Estado.

En la primera parte se reúnen las ponencias dedicadas a «Diseño» a través de las intervenciones de D. Antonio Soriano Peña, de la Universidad Politécnica de Madrid, y D. Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, de la Universidad Politécnica de Cataluña, con los temas de *Trabajos geotécnicos portuarios* y *Rotura de cajones bajo acción del oleaje*, respectivamente. La Mesa estuvo presidida por César Sagaseta Millán, Presidente de la SEMSIG.

En la segunda parte se abordan los temas relacionados con «Ejecución y Control» de obras por medio de cinco presentaciones a cargo de los equipos técnicos de las empresas integrantes de AETESS. Por orden, D. Óscar Rivas Marcos (GRUPO TERRATEST), sobre *Ejecución de muros-pantalla en ámbito portuario*; D. Gerardo Marote Ramos (TERRABAUER), sobre *Pilotaje de la nueva rampa ro-ro del puerto de Santander*; Miguel Ángel de Juan García (GRUPO RODIO-KRONSA), sobre *Remodelación de la dársena de Puerto Norte (nuevo muelle en San Juan de la Arena, Asturias)* con pilotes prefabricados; D. Carlos Mora Rey García (KELLERTERRA), sobre *Tratamiento de mejora en el puerto de Huelva*, y por último, D. Alejandro Segundo (GEOCISA), con la ponencia de *Columnas de grava en puertos y desde pontona*. La Mesa estuvo presidida por D. Rafael Casado Ortega (SITE).

D. José María Echave Rasines, Presidente de AETESS, fue el encargado de clausurar esta 10ª Sesión, en la que, de forma excepcional, se acogió la ceremonia de entrega de las Placas de Honor de la SEMSIG a D. Arturo Canalda Contreras (†) y D. Vicente Cuéllar Mirasol en un breve acto presidido por D. Mariano Navas, Director general de CEDEX.

Índice

PRIMERA SESIÓN:

DISEÑO

Trabajos geotécnicos portuarios	15
D. Antonio SORIANO PEÑA (Universidad Politécnica de Madrid)	
Introducción	15
1. Cimentaciones superficiales	15
2. Cimentaciones profundas	17
3. El empuje de tierras. El efecto silo	18
4. Tratamientos del terreno. Columnas de grava	22
5. Aspectos dinámicos y sísmicos	25
6. Los coeficientes de seguridad	27
Rotura de cajones bajo la acción del oleaje	31
D. Eduardo E. ALONSO (Universidad Politécnica de Cataluña)	
D.ª Núria M. PINYOL (Universidad Politécnica de Cataluña)	
Construcción de un dique de cajones	31
La rotura	32
El suelo de cimentación	33
Licuefacción	34
Interpretación de las lecturas de asentamiento	36
Seguridad durante el fondeo de los cajones	37
Peso del cajón	37
Capacidad portante	37
Solución de la cota superior para una zapata corrida cimentada en arcilla	38
Consolidación de los cajones. Aumento de la resistencia del suelo	39
Incrementos tensionales bajo una zapata corrida y determinación de la sobrepresión intersticial....	39
Incrementos de tensiones	40
Sobrepresión intersticial inicial	41
Disipación de la sobrepresión intersticial	41
Tensiones efectivas y resistencia no drenada actualizada	43
Peso total del cajón. Factor de seguridad contra rotura y consolidación adicional	44
Cajones bajo peso total	44
Cajones bajo la carga del oleaje	46
Efecto del oleaje en los cajones	46
Análisis estático. Factor de seguridad	46
Análisis de la licuefacción	48
Discusión	51
Referencias	53

SEGUNDA SESIÓN:

EJECUCIÓN Y CONTROL

Ejecución de muros-pantalla en ámbito portuario	57
D. Óscar RIVAS MARCOS (TERRATEST)	
0. Introducción	57
1. Caso práctico: Construcción de vaso estanco en Marina de Sotogrande (Cádiz)	57
1.1. Introducción	57
1.2. Caracterización geotécnica e hidrogeológica	59
1.3. Descripción geométrica del vaso	60
1.4. Descripción de la solución adoptada	60
1.5. Impermeabilización	63
Bibliografía	66

Pilotaje de la nueva rampa ro-ro del puerto de Santander	69
D. Gerardo MAROTE RAMOS (TERRABAUER)	
1. Introducción	69
2. Características del terreno	69
2.1. Introducción geológica.....	69
2.2. Características geológicas del área estudiada	70
2.3. Características geotécnicas de los materiales	70
2.4. Lámina de agua	71
2.5. Conclusiones	71
3. Cimentación de la rampa ro-ro	71
4. Procedimiento de ejecución de pilotes	73
4.1. Recursos necesarios	73
4.2. Ejecución de pilotes desde el muelle	74
a) Dragado puntual de escollera	74
b) Construcción de una plataforma suplementaria de trabajo	75
c) Replanteo: colocación de la plataforma suplementaria	76
d) Izado y colocación de la camisa perdida	76
e) Primera fase de vibrado de la camisa	76
f) Perforación del empotramiento en «keuper»	77
g) Segunda fase de vibrado de la camisa	77
h) Limpieza del fondo	77
i) Instalación de la armadura y de la tubería tremie	77
j) Sustitución del agua interior	78
k) Hormigonado	78
4.3. Ejecución de pilotes desde pontona	79
Plataforma flotante o pontona	79
Replanteo. Colocación de plataforma suplementaria y pontona	80
4.4. Producción	82
5. Conclusiones	82
6. Agradecimientos	82
7. Bibliografía	82
Remodelación de la dársena de Puerto Norte	85
(Nuevo muelle de San Juan de la Arena, Asturias)	
D. Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA (GRUPO RODIOKRONSA)	
1. Introducción	85
2. Proyecto inicial y características del terreno	86
3. Proyecto modificado	88
3.1. Análisis de la estabilidad conjunta	89
3.2. Cálculo de la pantalla de tablestacas	91
3.3. Cálculo de los pilotes	92
4. Ejecución de la obra	95
4.1. Hincas de tablestacas	95
4.2. Hincas y control de pilotes	95
5. Conclusiones	98
6. Agradecimientos	99
Tratamiento de mejora en el puerto de Huelva	103
D. Carlos MORA-REY GARCÍA (KELLERTERRA)	
1. Introducción	103
1.1. Características del puerto	103
1.2. Características geométricas y constructivas	104
1.3. Características geotécnicas	104
2. Patología existente	105
2.1. Detectada en informes previos	105
2.2. Detectada en el transcurso de los trabajos	106
3. Solución adoptada	106
3.1. Proceso constructivo	107
3.2. Justificación de la solución adoptada	109
3.3. Medidas adoptadas para la compatibilización de los trabajos con la explotación portuaria.	111
4. Descripción de las técnicas empleadas	111
4.1. <i>Superjet-grouting</i>	111
4.1.1. Velos	112
4.1.2. Columnas de <i>superjet-grouting</i>	113
4.2. Compactación estática	114

5. Sistemas de control	116
5.1. Campos de pruebas	116
5.1.1. Ideas generales	116
5.1.2. Control de la geometría	116
5.1.3. Control de la resistencia	119
5.1.4. Resultados	124
5.2. Control de la compactación estática	125
Agradecimientos	126
Columnas de grava en el mar (<i>offshore</i>) para mejora de suelos bajo muelles de cajones prefabricados	129
D. Alejandro SEGUNDO GONZÁLEZ (GEOCISA)	
1. Introducción	129
2. Fases de ejecución de muelles de cajones sobre columnas de grava	129
2.1. Fases de ejecución de columnas de grava en el mar	131
3. Métodos de ejecución de columnas de grava en el mar	131
3.1. Métodos de ejecución	131
3.1.1. Método de la banqueta de grava	131
3.1.2. Método del tanque superior de grava	132
3.1.3. Método de la bomba de grava	133
3.2. Procedimiento de ejecución	134
4. Caso práctico: Tratamiento bajo el dique del Este del puerto de Valencia	137
4.1. Objeto del tratamiento	137
4.2. Datos generales del tratamiento	137
4.3. Medios marítimos	138
4.4. Disposición de equipos en la embarcación principal y trasiego de materiales	138

Primera Sesión:

DISEÑO

Ponentes: D. Antonio Soriano Peña (UPM)
D. Eduardo Alonso (UPC)

Trabajos geotécnicos portuarios

Antonio SORIANO PEÑA

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Introducción

Hoy no parece discutible el gran valor de la iniciativa de Puertos del Estado cuando decidió lanzar el programa ROM. La serie de «Recomendaciones» editadas hasta hoy han sido el faro que ha guiado el proyecto de las obras marítimas y portuarias modernas. La buena práctica de la ingeniería portuaria queda bien reflejada en los documentos ROM que vienen editándose desde 1990.

La primera recomendación editada (ROM 02.90) ya dedicaba buena parte de su contenido al tema del empuje sobre los muros; pero fue la ROM 05.94 la que se dedicó plenamente al tema de la geotecnia. Y, por las reacciones de los técnicos que la usaron, parece que el texto es un buen reflejo de lo que debe ser la práctica y, además, resulta de fácil manejo.

Con el paso de los años se vio necesario revisar el texto de las recomendaciones geotécnicas para poder incluir en su filosofía los conceptos probabilísticos, bien extendidos en el campo del clima marítimo, pero que aún no son práctica común en la geotecnia convencional. Y se editó la nueva versión ROM 05.05, que ha sido más complicada de entender y de aceptación menos unánime.

Es posible que once años después de la primera revisión se reedite este documento con las señas ROM 05.16. Si así se pretendiese, existen elementos nuevos, recientes, posteriores a la última revisión, que habrían de considerarse para actualizar los procedimientos que hoy se indican en la versión vigente. De esto quiere tratar este escrito. Se pretende señalar una serie de aspectos en los que sería necesario actualizar la ROM 0.5.

1. Cimentaciones superficiales

Después de redactar la ROM 05.05 se han producido en España varias roturas de cimentaciones superficiales de muelles de gravedad cuyo análisis puede aportar nuevas ideas para incluir en la ROM 0.5.

La posición privilegiada de Puertos del Estado permite recabar datos de las roturas que han ocurrido y que, dios no lo quiera, puedan ocurrir en el futuro. El análisis de esa información interesantísima es probablemente el mejor procedimiento para avanzar en el conocimiento.

En el análisis de tres roturas recientes, en las que el autor de estas líneas ha podido colaborar entrando con detalle suficiente, se han observado algunos hechos de interés que se resumen en lo que sigue.

En una de las roturas (Fig. 1) se produjo el hundimiento de un muro de contención de un muelle que se había colocado sobre una banqueta de escollera. El proyecto original consistía en un cajón relleno de material granular, pero durante la construcción se decidió construir un muro en L «equivalente». El fallo ocurrió poco antes de llegarse al final de la construcción.

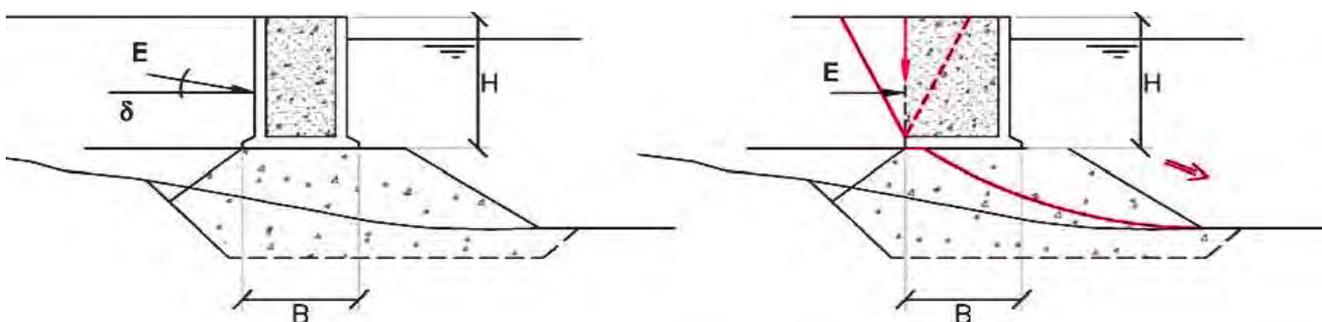


Figura 1. ROTURA DE UN MURO DE MUELLE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
(Izda.: Cajón cerrado, original. Dcha.: Muro en L equivalente, modificado).

En otra de las roturas (Fig. 2) se produjo un deslizamiento por la base de la banqueta de apoyo al precargar un muelle ya construido. La banqueta debería haberse apoyado en unas gravas que naturalmente estaban cubiertas por unos suelos menos resistentes que deberían haber sido dragados completamente. La falta de dragado —que no llegó a eliminar del todo los suelos cuya presencia se quería evitar— y la excesiva precarga que se llegó a alcanzar motivaron esta rotura.

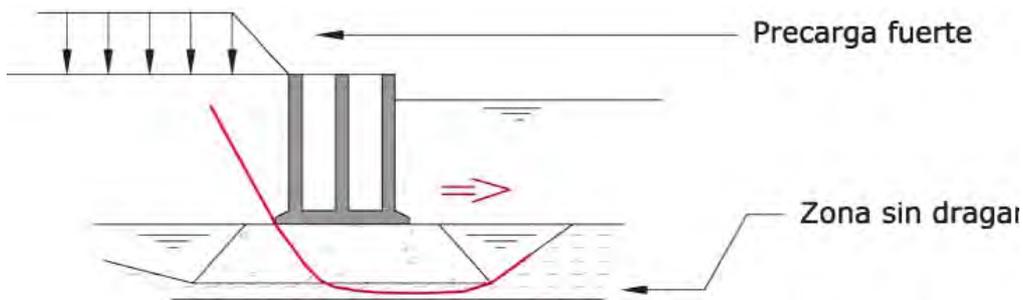


Figura 2. ROTURA DE UN MURO DE MUELLE DURANTE LA PRECARGA.

En la tercera rotura que se indica (Fig. 3), el relleno de trasdós, previsto con un relleno hidráulico (arenas cerca del muelle) que después de alcanzar el nivel del mar sería completado con un relleno terrestre, precargándolo y acelerando la consolidación con drenes verticales (Fig. 3A), fue realmente construido con un relleno hidráulico que alcanzó cotas superiores al nivel del mar. Para ello fue necesario construir una mota impermeabilizada sobre el propio muro. La rotura del muelle ocurrió antes de alcanzar las cotas que se pretendían.

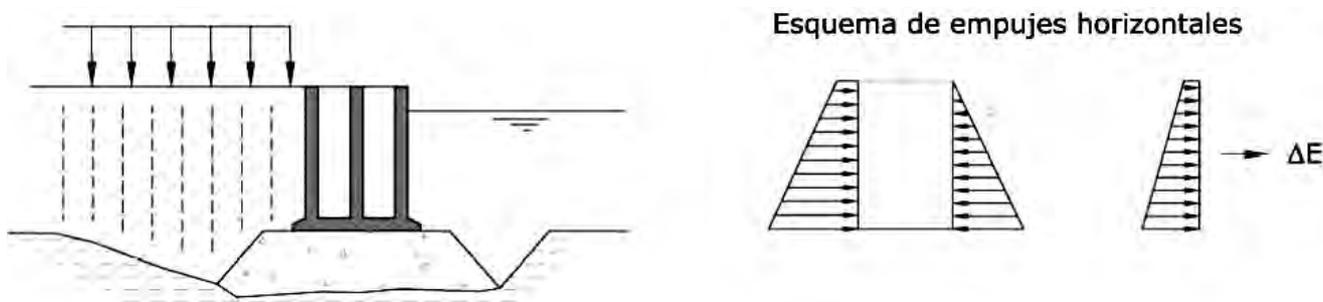


Figura 3A. MUELLE CON PRECARGA Y DRENES (Proyecto original).

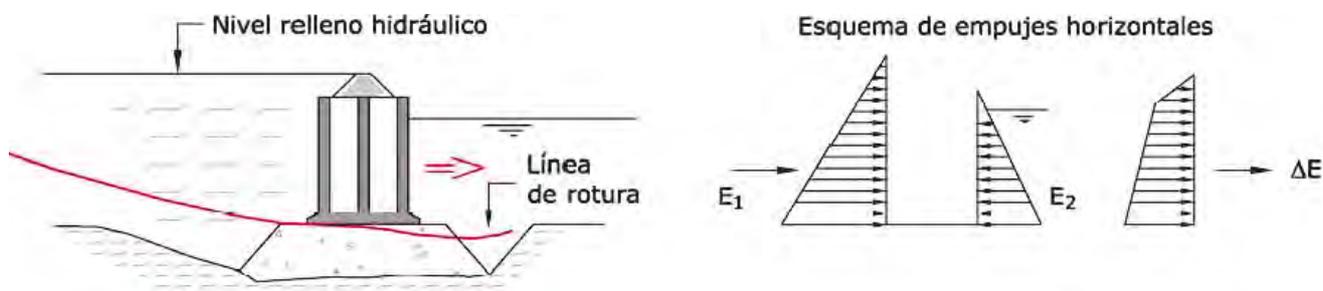


Figura 3B. ROTURA DEL MURO DURANTE EL RELLENO HIDRÁULICO.

El estudio de estas roturas podría y debería completarse con otras experiencias y aportarlos al comité que Puertos del Estado constituya para actualizar la ROM 05. De momento, muy preliminarmente, cabe avanzar las conclusiones siguientes:

- El famoso ángulo « δ » de la inclinación de los empujes de tierra es un factor muy importante. Las limitaciones que se recomiendan en la ROM 05.05 deben afianzarse aún más. Además, convendría considerar limitaciones aún más fuertes que las actuales, pues en el modo de fallo de hundimiento el valor de « δ » puede llegar a anularse.
- Los proyectos no deben modificarse, ni siquiera en los procedimientos constructivos empleados, sin una revisión o supervisión semejantes a las que corresponden a los proyectos originales.
- Los procedimientos de análisis recomendados en la ROM, e incluso los valores de los parámetros geotécnicos a usar en los estudios previos, de modo tentativo, para estimar las resistencias de los distintos tipos de relleno, siguen siendo acordes con lo observado en estas roturas. Pero se debe reforzar la recomendación de ensayar los materiales de relleno que se hayan de usar en los trasdosados de los muelles.
- Los ángulos de rozamiento de la base de los cajones de hormigón sobre las banquetas granulares y los ángulos de rozamiento de dichas banquetas son factores bien considerados en la ROM 05. Los datos obtenidos analizando estas roturas no contradicen dicho texto.
- Las fórmulas de cálculo que propone la ROM 05 son acordes con las roturas analizadas. No es necesario modificarlas. Únicamente sería posible mejorarlas para poder extender su explicación a casos menos simples que los que ahora pueden cubrir.

2. Cimentaciones profundas

Después la última edición de la ROM 05 han venido surgiendo hechos que motivan una reflexión sobre la conveniencia de reconsiderar algunos aspectos. Entre otros, los siguientes:

- Ampliar las recomendaciones en el proceso de evaluación de las cargas de hundimiento basado en los métodos más modernos de ensayo *in situ*, principalmente ensayos presiométricos y ensayos CPTU.
- Modificar las recomendaciones (puede que simplificándolas) para evaluar la resistencia de pilotes en roca.
- Simplificar el proceso de evaluación de esfuerzos de flexión en los pilotes de las cimentaciones profundas sometidas a empujes horizontales.

Estos aspectos, y otros que no se citan pero que sin duda existen, no han sido bien considerados por los usuarios de la ROM 05, y conviene que ésta se ajuste a la buena práctica que sin duda va siendo marcada por los ingenieros geotécnicos.

Pero el énfasis mayor debe hacerse en la obtención de datos de obra. Nunca se aprenderá más si no se hacen ensayos de cimentaciones profundas. Sólo podremos aprender sobre el agotamiento de los pilotes si en las obras se realizan ensayos de carga adecuados. En esto España tiene un considerable retraso respecto a otros países desarrollados.

El ensayo de carga sobre los pilotes será en el próximo futuro obligatorio (Eurocódigos) y aún no hemos comenzado a practicarlos en nuestras obras. La filosofía del ensayo de carga debe resaltarse aún más en el programa ROM.

Una forma sencilla de ensayar un pilote frente a hundimiento consiste en la «carga interna» (Fig. 4).

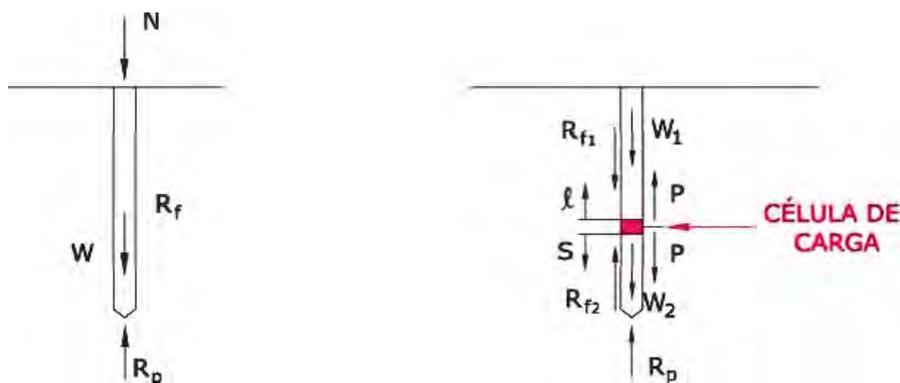


Figura 4. ESQUEMA DE LA TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA EN SERVICIO Y EN UNA PRUEBA DE CARGA INTERNA.

La situación pasiva de administraciones y constructores frente a la realización de este tipo de ensayos sobre pilotes grandes se pudo vencer por primera vez en España hace poco. Y el resultado obtenido (Fig. 5) fue lo suficientemente ilustrativo para ganar confianza en las hipótesis de proyecto.

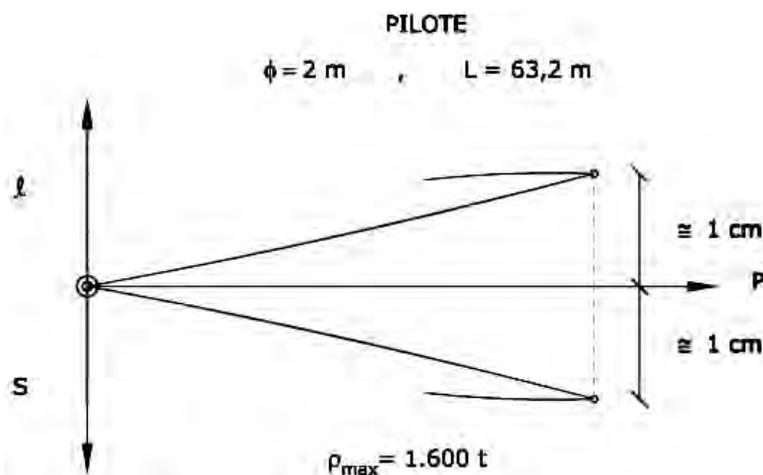


Figura 5. ESQUEMA DEL RESULTADO DEL PRIMER ENSAYO DE PRUEBA DE CARGA INTERNA HECHO EN ESPAÑA.

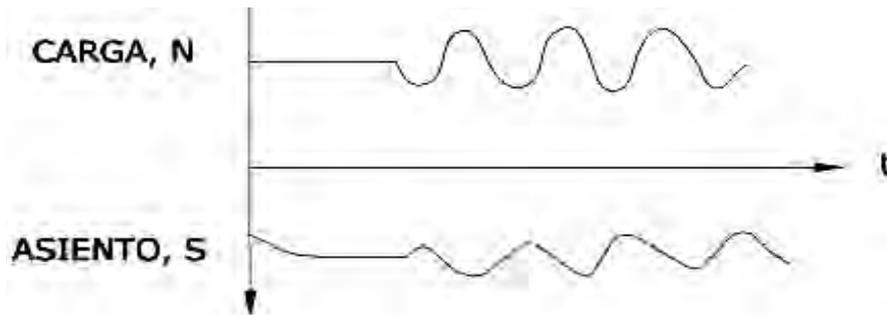


Figura 6. ESQUEMA DEL ENSAYO DE CARGA CÍCLICA RECIENTEMENTE REALIZADO EN ESPAÑA.

Los ensayos de carga vertical cíclica, sobre pilotes que después hayan de soportar acciones de este tipo, son también interesantes, y también que señalar que por primera vez en España se ha practicado un ensayo de este tipo (Fig. 6).

3. El empuje de tierras. El efecto silo

Agentes externos a la geotecnia se extrañan de que sigamos usando como referencia básica las fórmulas de Coulomb, tan antiguas, para calcular los empujes activos. Pero poco se puede avanzar en esta solución analítica magistral.

Se puede avanzar, sin embargo, en los valores de los dos ángulos clave que condicionan el resultado. El ángulo de rozamiento interno ϕ y el ángulo de desviación del empuje respecto a la normal al plano de empuje, que usualmente denominamos δ .

La ROM debe resaltar más (ya se ha dicho) y describir con más detalle el proceso de elección del ángulo δ , y también ampliar o reforzar la descripción de los argumentos que conducen a la necesidad de determinar el valor de ϕ en cada caso, en cada obra, mediante ensayos oportunos.

Aunque no es necesario cambiar conceptualmente la ROM en cuanto a los empujes, y aunque los valores de δ y ϕ , a falta de otra información, se apuntan en ella como valores orientativos, sí que conviene reconsiderar un aspecto sobre el que hasta ahora existía poca experiencia.

Recientemente las paredes de un cajón de hormigón armado han colapsado cuando sus celdas estaban siendo rellenadas (Fig. 7) con los productos del dragado de un préstamo de arenas. Esto ocurrió en un cajón de un muelle en construcción y se repitió en un segundo cajón de la misma obra. Los detalles de esta rotura deben ser investigados a fondo, hasta donde sea posible.

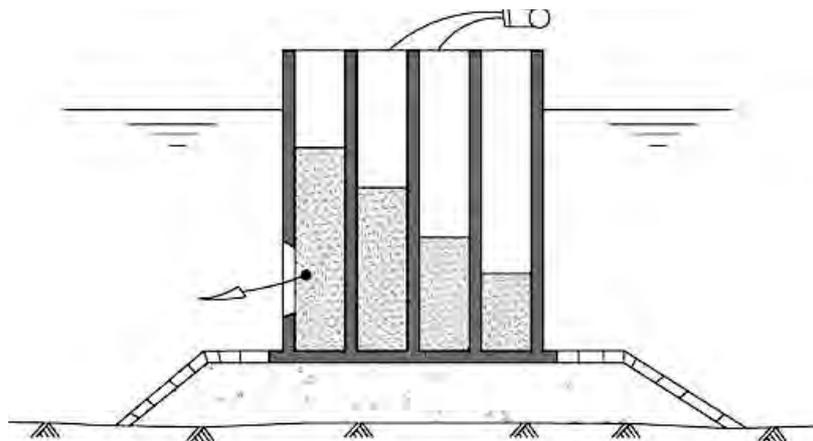


Figura 7. POSIBLE ROTURA DURANTE EL LLENADO DE CELDAS.

El cálculo de los esfuerzos en las paredes externas y en los tabiques internos del cajón (Fig. 8) debe explicarse mejor, en el futuro y donde corresponda dentro del programa ROM, para que una situación como la ya ocurrida pueda evitarse. Y en ello tiene que ver la geotecnia. Pero la ROM 05.05 ayuda poco en la versión actual.

Las recomendaciones actuales indican que es conveniente el uso de la teoría del efecto silo para calcular el empuje de las tierras que rellenan las celdas contra sus paredes. Sin embargo, esta recomendación se queda corta. No cabe duda de que dicha teoría (Fig. 9) es usada en los cálculos de los problemas asociados a los silos. Pero si en estos elementos se tiene gran experiencia práctica y en las recomendaciones específicas de proyecto de silos

se indican los coeficientes que deben usarse para realizar los cálculos no es así, no ocurre lo mismo en el ámbito de los cajones marítimos y portuarios donde la experiencia basada en la observación es más escasa.

La teoría es sencilla y su uso sólo requiere la caracterización del suelo de relleno con dos números: el ya varias veces mencionado ángulo « δ » y el coeficiente de empuje al reposo K_o . Aparte ha de conocerse la densidad; pero sobre ese dato suele existir más información.

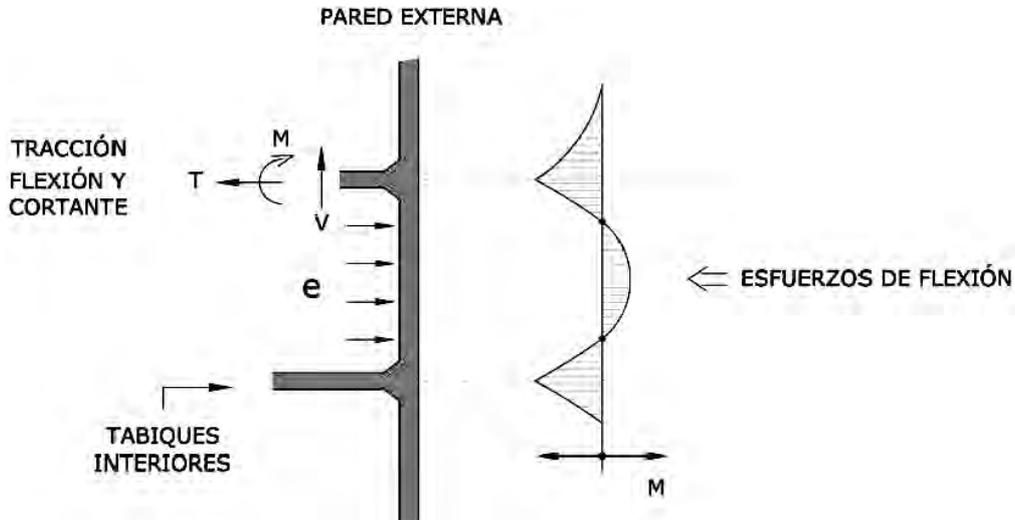


Figura 8. ESFUERZOS EN LAS PAREDES DEL CAJÓN.

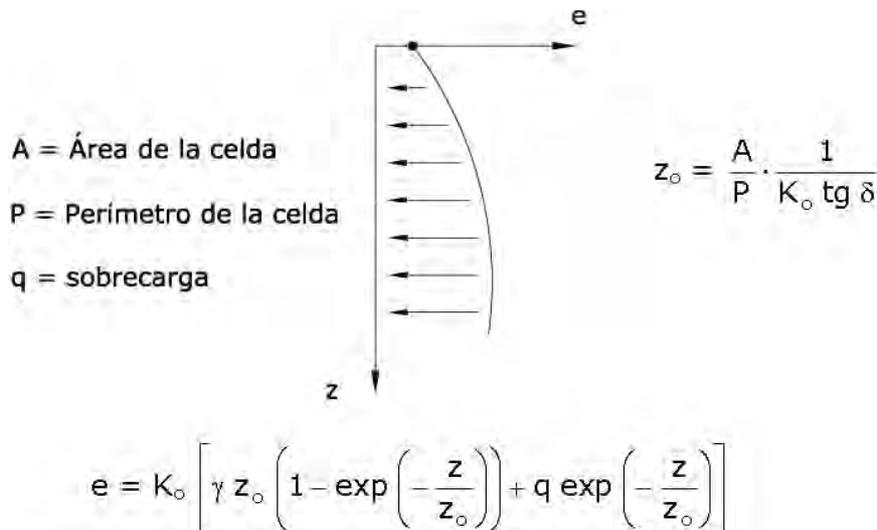


Figura 9. EFECTO SILO. CÁLCULO DEL EMPUJE.

Puede verse que la mayor incertidumbre en estos cálculos estriba en el valor de $\text{tg } \delta$, pues el empuje asintótico que suele encontrarse en las zonas profundas de las celdas es próximo a $e_{\text{máx}}$:

$$e_{\text{máx}} = \frac{A}{P} \cdot \frac{\gamma}{\text{tg } \delta}$$

que es independiente de K_o .

Para ilustrar cómo se produce el efecto silo durante el llenado de una celda se puede realizar un ensayo con un modelo numérico (Fig. 10) y comprobar que tal modelo reproduce con bastante fidelidad la teoría recomendada en la ROM.

En figura 11 se indica la forma en que paulatinamente, a medida que se rellena la celda, se van desarrollando los empujes sobre las paredes a distintas alturas sobre el fondo.

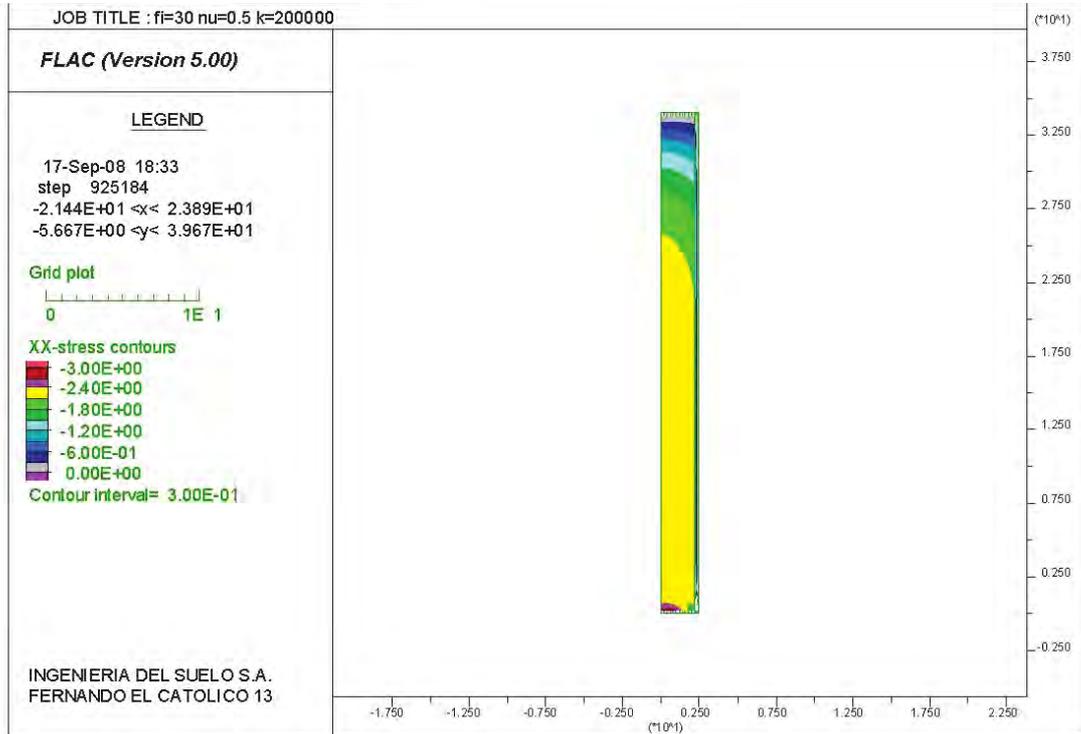


Figura 10. EMPUJES HORIZONTALES EN UN MODELO NUMÉRICO (t/m²).

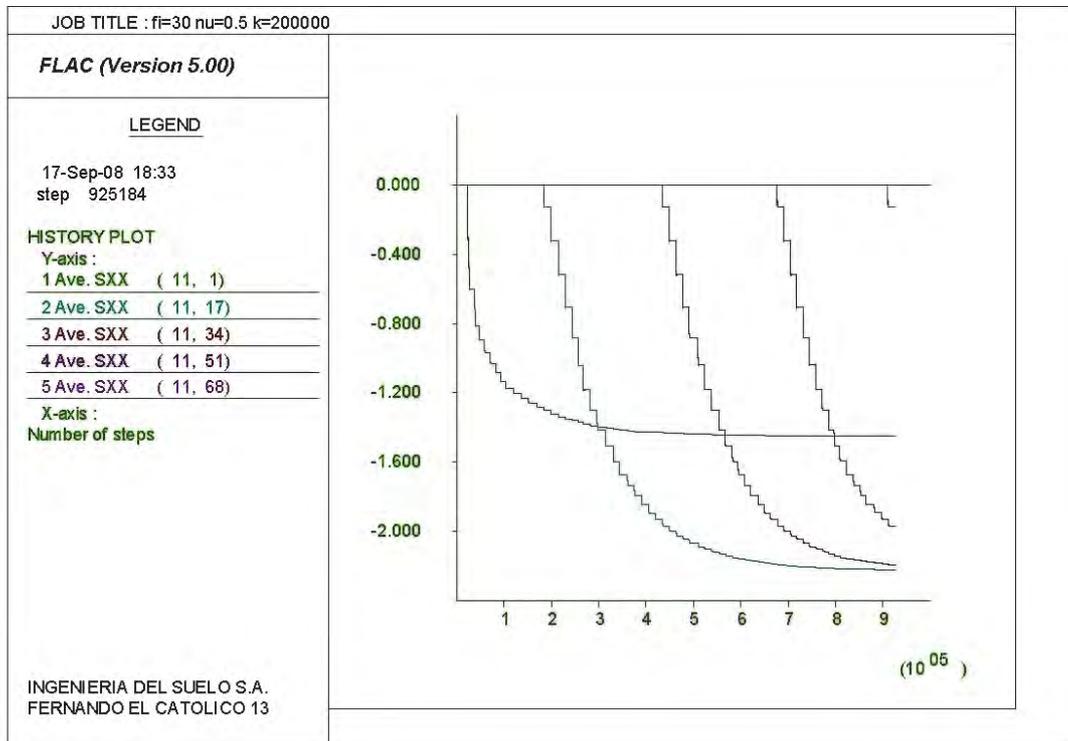


Figura 11. CRECIMIENTO DE LOS EMPUJES SOBRE LA PARED A MEDIDA QUE SE LLENA LA CELDA A DISTINTOS NIVELES.

NOTA: El significado de AVE SXX (11,i) debe interpretarse como empuje en la pared, en t/m², a la altura sobre el fondo $h = (i - 1) / 2$ m.

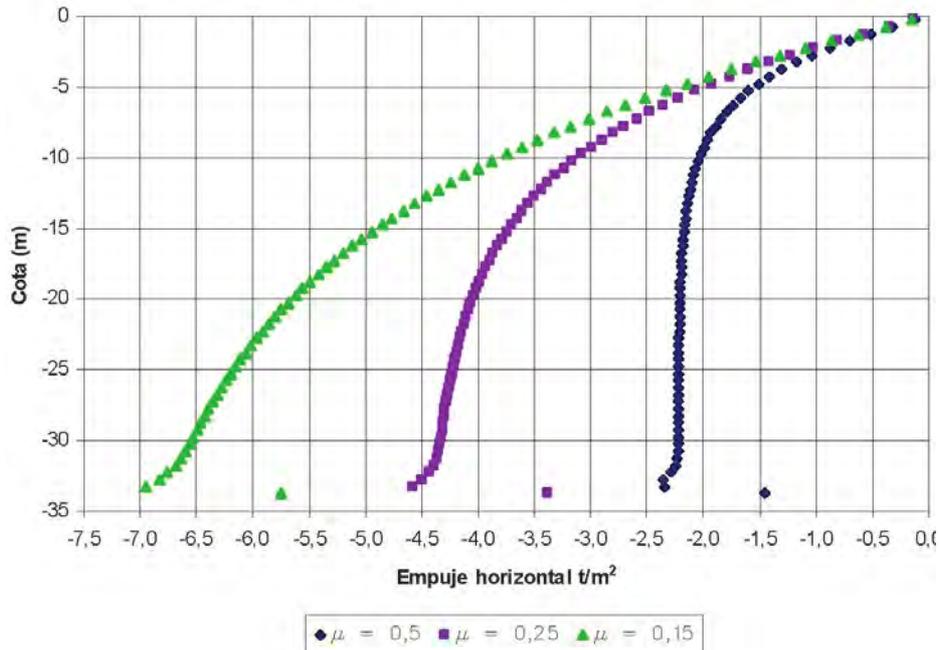


Figura 12. EMPUJES HORIZONTALES PARA DISTINTOS VALORES DE $\mu = \text{tg } \delta$.

Puede verse con este modelo (o con la propia teoría del efecto silo que reproduce casi exactamente el modelo) que la ley de empujes sobre la pared en función de la profundidad, tal como se recoge en figura 12, cambia notablemente al modificarse el valor de $\text{tg } \delta$ (denominado μ en dicha figura).

No obstante, la sensibilidad es diferente dependiendo del tamaño del cajón (puntal). Si se supone que el tamaño de celda es el mismo, se puede ver que un cajón pequeño (por ejemplo, $H = 10$ m, como se indica en la figura 13) tendría un empuje muy similar al de otro de $H = 20$ m cuando se utiliza el valor estándar de proyecto en el que δ se supone igual a $22,5^\circ$. Pero si el valor de δ fuese menor, el efecto del tamaño del cajón influiría más en el empuje. Un cajón pequeño podría soportar un error importante en el ángulo δ , mientras que un cajón grande podría no soportarlo. El desconocimiento del ángulo « δ » afecta en mayor medida a los grandes cajones.

La calidad del material de relleno es el parámetro clave para estimar los empujes y la ROM 05.05 reconoce este hecho y recomienda (apartado 3.7.9.4) que se use normalmente el valor $\delta = 0,75 \phi$ para rellenos granulares. Y como parámetro K_o , también para rellenos granulares, se recomienda $K_o = 0,5$. Pero no se indica el dato clave: el ángulo de rozamiento interno del relleno, ϕ .

La ROM 05.05, por otro lado (tabla 4.9.8), indica valores típicos del ángulo ϕ de rellenos sumergidos recién vertidos:

- Arenas limpias $\phi = 30^\circ$
- Arenas sucias (< 10 % finos) $\phi = 20^\circ$

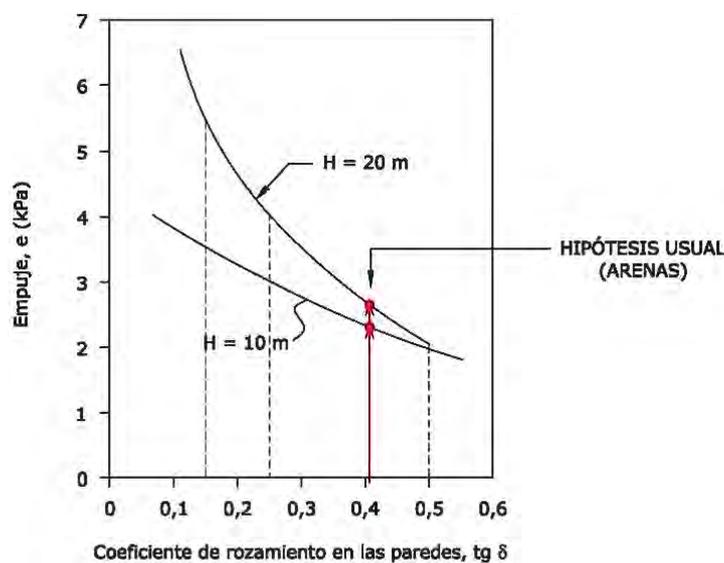


Figura 13. EFECTO DE LA VARIACIÓN DE $\text{tg } \delta$ EN EL EMPUJE CERCA DEL FONDO DE UN CAJÓN DE ALTURA H (Cálculo con el modelo numérico de la figura 10).

Con esta información es muy frecuente, para los rellenos de las celdas con materiales granulares, que se suponga $\delta = 22,5^\circ$. Pero si las arenas llegasen a tener un 10 % de finos, entonces el valor de este parámetro pasaría a ser de 15° .

Las consecuencias derivadas de este hecho (suciedad de las arenas) conduciría a una variación de la presión de cálculo del orden del 30 % mayor en un cajón pequeño ($H = 10 \text{ m}$) y del orden de 45 % en un cajón mayor ($H = 20 \text{ m}$).

Pero, además del desconocimiento de « δ », existen otros factores que producen incertidumbre en el cálculo del empuje y que se refieren a la velocidad del proceso de llenado y a los efectos dinámicos que también pueden producirse.

El desconocimiento importante que existe hoy sobre el ángulo « δ » que debe usarse en el cálculo de los empujes en las paredes de las celdas puede que quede algo paliado cuando se analice, si así fuera el caso, el valor que debió operar en el caso de los cajones que recientemente se rompieron. Y con esa información el programa ROM podría dar recomendaciones más precisas.

También podrían investigarse los efectos de la velocidad de llenado y el efecto del sobre empuje dinámico de los chorros de las dragas.

Todo ello constituye un problema transcendente de primer orden, sobre el que conviene aportar en la ROM mayores elementos que los que hoy, de forma escasa, se indican en los documentos de ese programa de recomendaciones.

4. Tratamientos del terreno. Columnas de grava

Dentro de las técnicas de tratamiento del terreno, la más adecuada para consolidar los rellenos portuarios es, en muchas ocasiones, la precarga, ayudando al drenaje mediante el uso de drenes prefabricados.

Existe en España una práctica bien establecida que se describe sucintamente en la ROM 05. Pero también existe un aspecto que no queda bien explicado y que se refiere a la interpretación de los datos de la observación de las precargas.

En ocasiones, para tratamientos del terreno de gran amplitud donde se intenta no sólo consolidar un relleno reciente, sino también el terreno natural, puede existir cierta ambigüedad en la interpretación.

En tales circunstancias, cuando existen dos, o varios, terrenos de características muy diferentes se recurre a observar no sólo el asiento que se produce en la superficie que se precarga sino también a medir el asiento a diferentes profundidades dentro del terreno (Fig. 14).

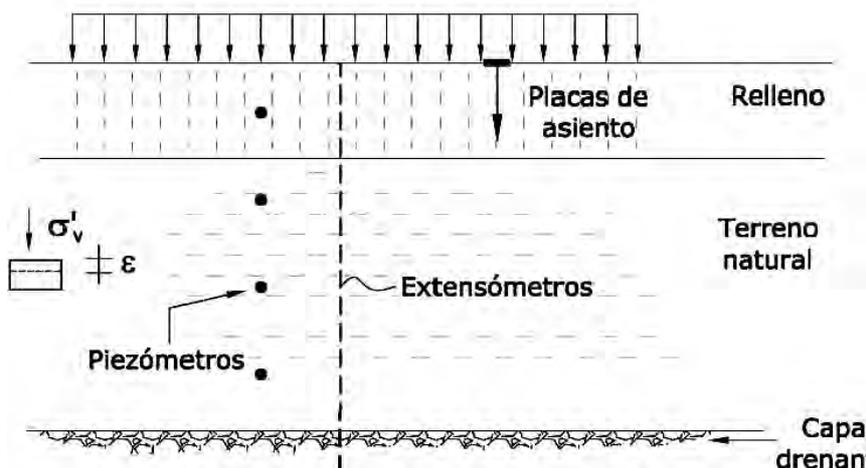


Figura 14. PRECARGA CON DRENES.

La información de asientos a distintas profundidades puede hacerse con «tubos de asiento» o bien, con más precisión, mediante «extensómetros incrementales».

En ambos casos se puede obtener un esquema o diagrama de la variación del acortamiento vertical unitario en función de la profundidad en cada momento del proceso (Fig. 15).

La comparación entre el acortamiento observado y el acortamiento esperado al final de la consolidación (ϵ_∞) permite evaluar tanto el asiento ya producido como el asiento esperado. La diferencia será el asiento pendiente.

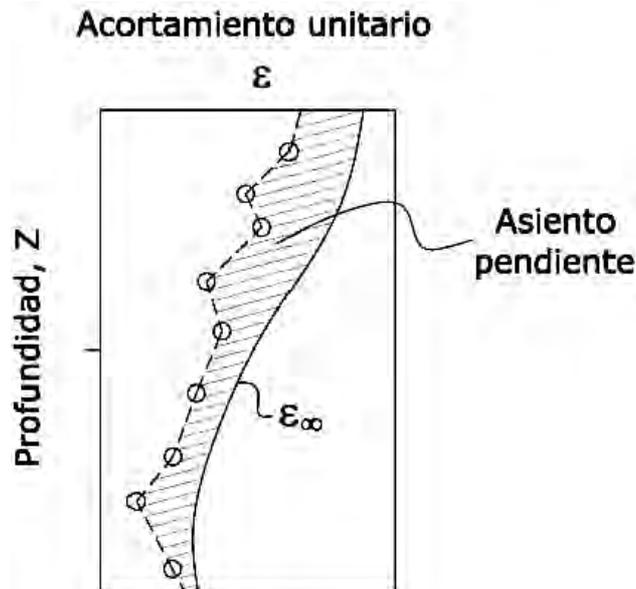


Figura 15. CONTROL DE ACORTAMIENTOS UNITARIOS.

La definición del asiento esperado no es fácil de hacer y, en consecuencia, la estimación del grado de consolidación puede ser muy poco precisa. Por eso, en estos casos, es conveniente disponer de la observación adicional de las presiones intersticiales a distintas profundidades (Fig. 16).

Las presiones intersticiales esperadas al final de la consolidación (régimen hidrostático o régimen estacionario correspondiente) son de más fácil predicción, y, por tanto, el «volumen» de presiones cuya disipación queda pendiente es más fácil de conseguir.

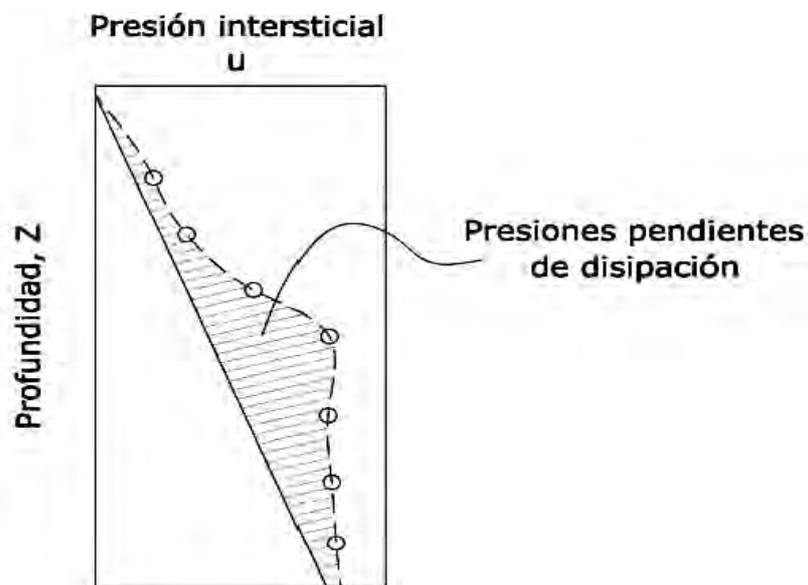


Figura 16. CONTROL DE PRESIONES INTERSTICIALES.

La ROM 05 del próximo futuro debería incidir más en la necesidad de la utilización de piezómetros en el control de la evolución de las precargas, particularmente en aquellos casos en los que los incrementos de presión intersticial puedan jugar un papel importante en la estabilidad de las obras. De esto se sabe poco y por eso hay que recomendar que se observe.

El tratamiento del terreno con columnas de grava para mejorar la resistencia del terreno está siendo usado cada vez con más profusión en las obras marítimas y portuarias

En estos días se está adquiriendo cada vez más conocimiento, no sólo en las técnicas de ejecución, sino también de las ventajas que ofrece en la mejora de la rigidización del terreno y en el aumento de su resistencia. Pero pueden existir efectos adversos transitorios que conviene investigar más (Fig. 17).

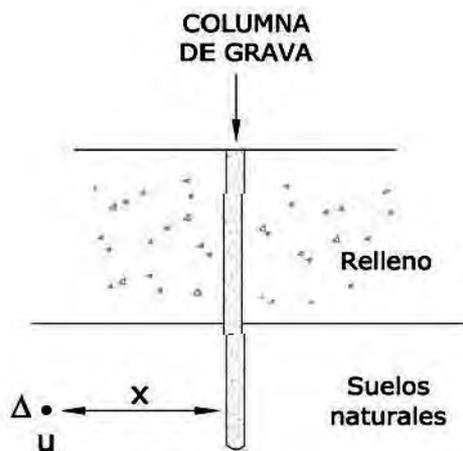


Figura 17. GENERACIÓN DE PRESIONES INTERSTICIALES ALREDEDOR DE UNA COLUMNA DE GRAVA.

Durante la ejecución de las columnas de grava se pueden generar en el terreno incrementos de presión intersticial transitorios y adversos. Así se ha medido en unas pruebas de ejecución de columnas de grava en los rellenos del Prat (Barcelona).

Se ha observado (Fig. 18) que a grandes distancias de la propia columna se generan incrementos de presión intersticial que en parte se disipan rápidamente (en el entorno de la propia columna, pero que pueden persistir lejos de ella).

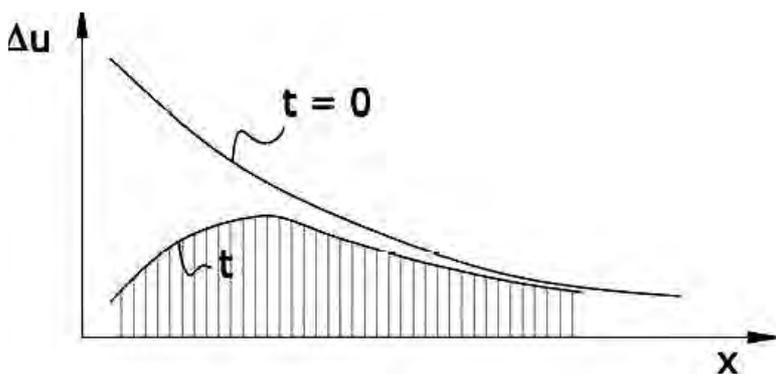


Figura 18. EVOLUCIÓN DE PRESIONES INTERSTICIALES EN EL ENTORNO DE UNA COLUMNA DE GRAVA.

La ROM 05 debe recoger estas experiencias y recomendar que, en aquellos casos en los que este efecto pueda tener alguna repercusión, se estimen las posibles presiones generadas y se tengan en cuenta en los cálculos de estabilidad de los elementos que pudieran quedar afectados.

La mejora que, a largo plazo, producen las columnas de grava queda reflejada en la ROM 05 mediante dos factores, α y β , que miden la reducción de asentamientos que se produce por usar columnas y la concentración de tensiones en las columnas, respectivamente. Esos factores están ligados con la intensidad de tratamiento que se mide mediante el parámetro ρ .

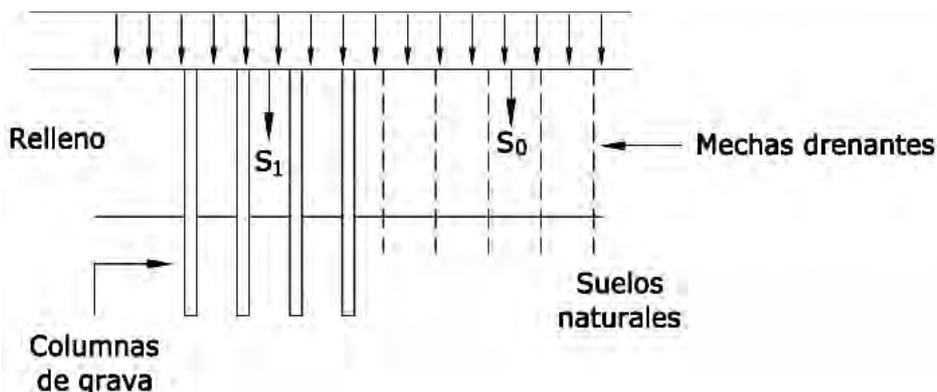


Figura 19. PRUEBA DE CARGA SOBRE COLUMNAS DE GRAVA.

Es posible medir, en las obras donde se construyen columnas de grava, cuál es el valor que realmente se obtiene para los parámetros ρ y α .

Para conocer el primero es necesario controlar el proceso de ejecución con detalle, garantizando así el valor del diámetro de la columna a distintas profundidades. Y para obtener el valor de α es preciso realizar pruebas de carga debidamente auscultadas que permitan conocer los asentamientos en zonas tratadas con columnas y en zonas no tratadas (Fig. 20).

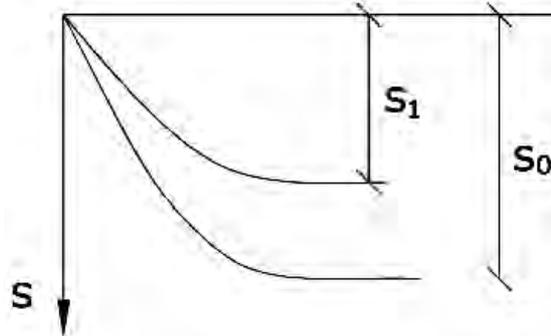
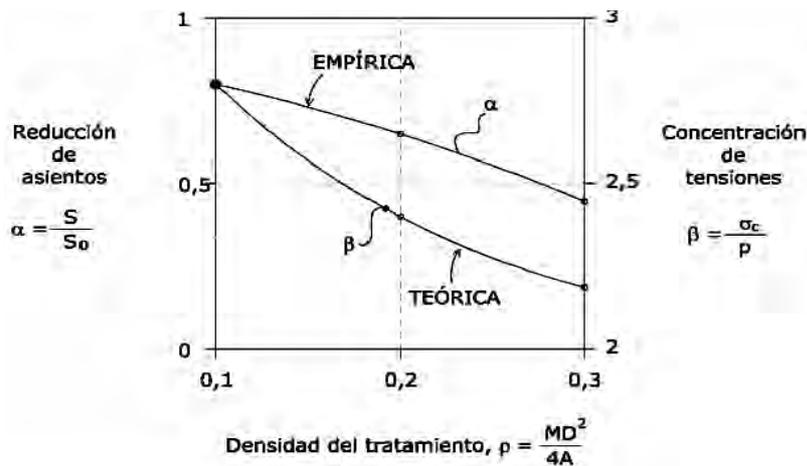


Figura 20. ASIENTO EN LA ZONA DE COLUMNAS (S_1) Y EN LA ZONA SIN COLUMNAS (S_0).

La relación que existe entre ρ , α y β es compleja; depende de gran número de factores. Dicha relación no es bien conocida, y por eso la ROM 05 sugiere que, a falta de datos concretos, se use una correlación empírica entre ρ y α y una correlación teórica entre estos dos parámetros y el factor β (Fig. 21).



D = Diámetro de la columna A = Área del terreno asociado a una columna

Figura 21. CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS DEL TRATAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA (ROM 05).

El programa ROM debe avanzar en este aspecto y recoger las nuevas experiencias para mejorar la información que ofrece y las correlaciones que se recomiendan.

5. Aspectos dinámicos y sísmicos

La acción principal del mar sobre las estructuras de abrigo tiene carácter dinámico. Por ese motivo el aspecto dinámico de las obras de abrigo cobra especial importancia

Aunque España es un país con una actividad sísmica baja o moderada, el texto de la ROM, que trata de cubrir un amplio dominio geográfico, debe incluir también el efecto sísmico tanto en las obras de abrigo como en todas las obras portuarias. Sobre este aspecto, el futuro del programa ROM queda claramente abierto.

La evaluación de resistencia dinámica de los cimientos de las obras de abrigo se hace hoy usando unas fuerzas estáticas equivalentes. Los valores de los empujes sobre la estructura se obtienen mediante fórmulas aceptadas en la práctica o bien mediante ensayos en modelo reducido.

En los cimientos de los diques de abrigo se generan tensiones de corte alternativo (Fig. 22).

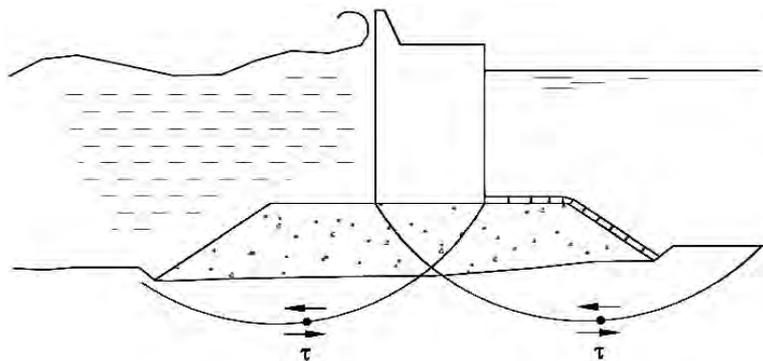


Figura 22. DIQUES DE ABRIGO SOBRE SUELOS BLANDOS TENSIONES DE CORTE EN EL CIMIENTO DURANTE UN TEMPORAL.

La resistencia al corte de los suelos frente a cargas de corte puede estudiarse mediante ensayos estáticos convencionales que, en ocasiones, indican un comportamiento frágil, tal como se indica en el esquema de la figura 23.

ENSAYO DE CORTE SIMPLE ESTÁTICO

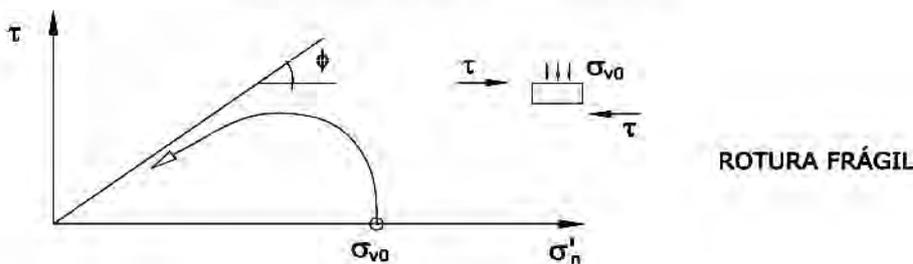


Figura 23. ESQUEMA DE ROTURA ESTÁTICA.

No obstante, en condiciones de carga cíclica el comportamiento puede ser muy diferente no sólo dependiendo del tipo de suelo, sino también de la relación que existe entre la amplitud de la tensión de corte cíclica y la tensión de corte permanente.

La variación de tensiones de corte durante un temporal de cálculo es de esperar que presente una forma irregular, como se intenta indicar en el esquema de la figura 24.

Estas leyes son de predicción muy compleja, pero podría aproximarse mediante un número equivalente de ciclos de amplitud constante

El problema que implica establecer dicha equivalencia está aún lejos de poder resolverse en la práctica habitual. Hoy es frecuente suponer que las consecuencias de estos ciclos impulsivos serían equivalentes a un determinado empuje permanente.

Ésa es la hipótesis fundamental del cálculo seudoestático, que no deja de ser una aproximación grosera que debe abandonarse en cuanto se puede buscar una alternativa más precisa.

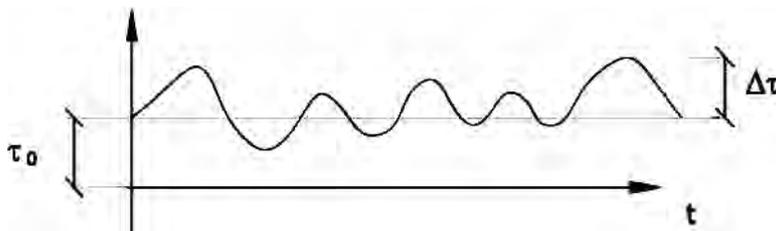


Figura 24. ESQUEMA DE LA POSIBLE VARIACIÓN DE LAS TENSIONES DE CORTE.

Buscando esa mejor solución se pueden ensayar los suelos de los lugares donde hayan de apoyarse diques de abrigo verticales mediante ensayos de corte simple dinámico como el que se sugiere en el esquema de la figura 25.

De este modo se puede investigar el número de ciclos que se necesitan para alcanzar una condición de rotura o próxima a la rotura, con una deformación angular máxima del 5 %, por ejemplo.

ENSAYO DE CORTE SIMPLE CICLICO

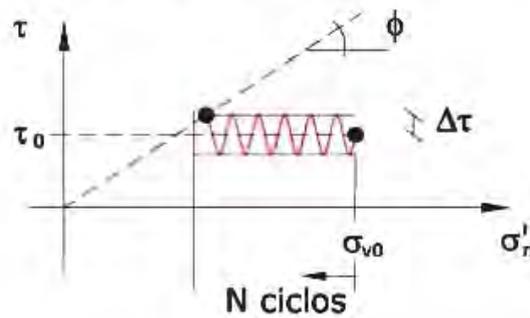


Figura 25. ESQUEMA DE LA ROTURA DINÁMICA.

Con un buen número de probetas de suelo, que, dentro de lo posible, deben ser semejantes entre sí, se pueden ensayar distintos valores de las tensiones permanentes y distintos valores de las cargas de corte alternativo para obtener la relación que existe entre esos dos datos y el número de ciclos que se necesitan para alcanzar la condición de rotura o casi rotura antes indicada. El esquema de esa ley es de la forma que se indica en la figura 26.

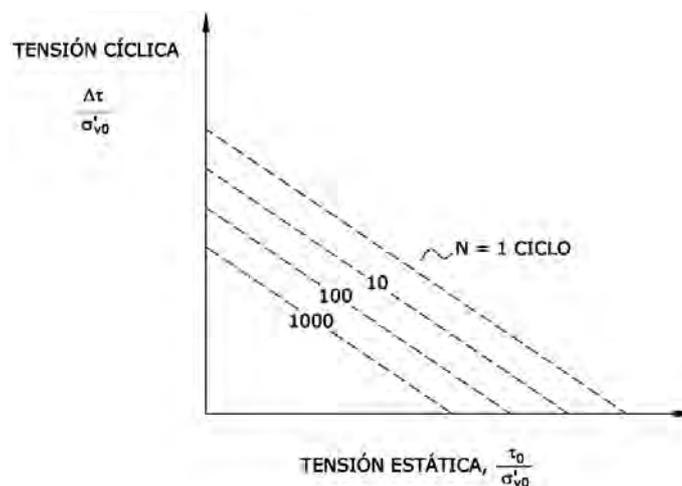


Figura 26. NÚMERO DE CICLOS QUE PROVOCAN UNA DEFORMACIÓN ANGULAR DEL 5 %.

Estos datos permitirían enjuiciar mejor un determinado problema dinámico si se hubiese resuelto el problema práctico de convertir una acción dinámica irregular en una acción dinámica de oscilación regular y con un número de ciclos definido.

Debe pensarse que, en un futuro que no se espera muy lejano, sea posible utilizar modelos numéricos que permitan simular un temporal de cálculo determinado y obtener, con una apropiada relación tensión-deformación específica del suelo y con unas condiciones de drenaje que representen con suficiente fidelidad la realidad, la solución al problema geotécnico de los diques de abrigo verticales. Puede que algún día se puedan estimar con precisión razonable los movimientos irreversibles provocados por dicho temporal y, lo que importa más, el coeficiente de seguridad mínimo del cimiento durante ese episodio.

6. Los coeficientes de seguridad

El aspecto de mayor uso de la ROM 05 es el relativo a los coeficientes de seguridad que deben cumplirse en la práctica. La práctica es cambiante y, como consecuencia, los documentos ROM deben considerarse como publicaciones vivas, actualizables. Eso ocurre en general con cualquier recomendación técnica, en cualquier campo de la ingeniería.

La práctica habitual de la geotecnia española aún hoy se basa en el concepto de los «modos de fallo». Para cada modo de fallo se especifica un «método de cálculo». El método de cálculo debe implementarse con unos determinados «coeficientes de seguridad». En consecuencia, los coeficientes de seguridad dependen del modo de fallo y del método de cálculo.

En la práctica del futuro próximo, cuando entren en vigor los códigos del Mercado Común europeo, la situación será similar, pero existirán coeficientes de seguridad parciales en las acciones que serán (o podrán ser) específicos para

el cálculo geotécnico, así como unos coeficientes de seguridad parciales en las resistencias que serán independientes del modo de fallo. Pero parece que siempre quedará un último coeficiente de seguridad dependiente del modo de fallo concreto que se estudie. Como se dice, la compleja situación del mundo de los coeficientes de seguridad no parece que vaya simplificarse. Puede que incluso sea algo más compleja.

El programa ROM podrá adecuarse, sin cambios bruscos, a la situación que oficialmente se adopte frente a los Eurocódigos.

Existe, además, un problema añadido a considerar en la evaluación de la seguridad geotécnica de las obras marítimas y portuarias: la evaluación de la seguridad mediante modelos numéricos.

Hoy es posible calcular con modelos numéricos comerciales el coeficiente de seguridad que corresponde a una determinada situación de proyecto. Para ello es necesario que la resistencia de los materiales implicados sea definida mediante un modelo de Mohr-Coulomb, lo que supone una seria limitación en algunos casos.

Tal coeficiente de seguridad sería el número por el que habrían de dividirse todos los parámetros resistentes (valores de c y de $\tan \phi$) de todos los materiales y de manera simultánea para provocar el fallo. Tal fallo ocurrirá de una u otra forma, según un determinado «modo de fallo».

Se sabe, y así lo estipula la ROM 05, que en obras portuarias y en determinadas condiciones pueden producirse situaciones de rotura con drenaje parcial, lo que complica la situación. Según la aproximación que hoy se hace en la geotecnia del programa ROM, cuando se teme que pueda existir esa situación, es necesario hacer dos comprobaciones de seguridad: una correspondiente a la situación no drenada y otra correspondiente a la situación drenada. Y para cada una de ellas se exige un coeficiente de seguridad diferente.

Además, en la ROM 05 se indica que para los cálculos no drenados se utilicen como parámetros resistentes del terreno el valor de s_u que corresponda (resistencia al corte sin drenaje) y el valor correspondiente del ángulo de rozamiento de cálculo igual a 0. Por el contrario, para la situación drenada se inclina a calcular con los parámetros resistentes en presiones efectivas y suponiendo que las presiones intersticiales obedecen a una condición hidrostática o transitoria bien definida.

Esta aproximación de la ROM 05 actual deja un vacío importante en el cálculo de problemas complejos, con tensiones preexistentes poco homogéneas, pues es difícil evaluar la resistencia al corte sin drenaje, s_u , correspondiente al inicio del proceso de rotura.

En los modelos numéricos modernos se puede realizar el cálculo con un determinado «drenaje parcial», especificando unas leyes de generación y disipación de presiones intersticiales que parezcan convenientes y calcular las presiones efectivas en cualquier momento. Eso permitiría estimar la resistencia al corte sin drenaje en cualquier punto y en cualquier situación.

Los modelos numéricos pueden paliar ese vacío de la ROM 05 actual ayudando a predecir las presiones efectivas en un determinado momento. Luego vendría el problema de definir cuál es la relación que existe entre ese estado de presiones efectivas y el valor de « s_u ». Problema éste de difícil solución práctica. Requeriría un programa de ensayos de laboratorio complejo. Similar al antes indicado para el caso de las acciones dinámicas.

Esta complicación del cálculos según la ROM 05 está llevando a los ingenieros a usar, cada vez más, los modelos numéricos olvidándose de los cálculos antiguos de los modos de fallo. Esto plantea un problema importante. ¿Es aceptable juzgar la seguridad de una obra con el cálculo exclusivo de un modelo numérico?.

Los modelos numéricos que se han venido estableciendo en el pasado se contrastaban con la teoría clásica de rotura del terreno en problemas de cimentaciones superficiales. Hoy parece que existe suficiente garantía para confiar en ese aspecto de los modelos numéricos comerciales. Es más, puede que exista más precisión en los cálculos de cargas de rotura con los modelos actuales que con las fórmulas clásicas.

Como ejemplo de esta afirmación se incluye el problema de determinar la tensión de corte « τ » que produce la rotura en un problema plano bien definido (Fig. 27).

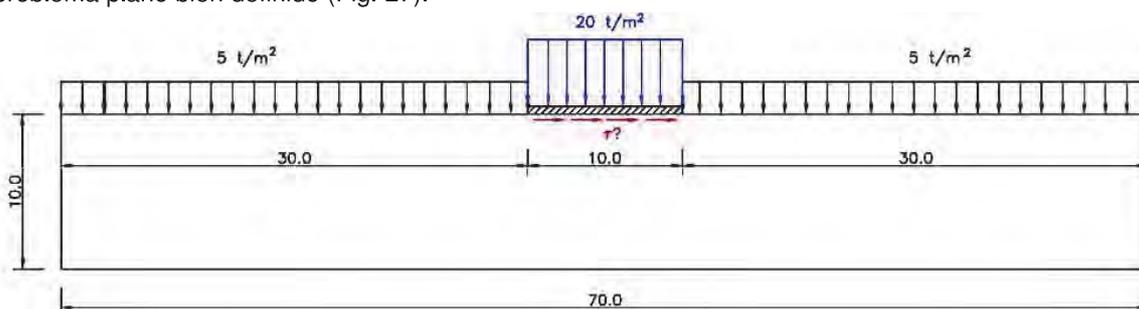


Figura 27. GEOMETRÍA Y CARGAS DEL MODELO.

La solución a ese problema sencillo se puede abordar con dos programas comerciales de amplio uso o con el método analítico que se define en el programa ROM.

El resultado que se obtiene se indica en la figura 28.

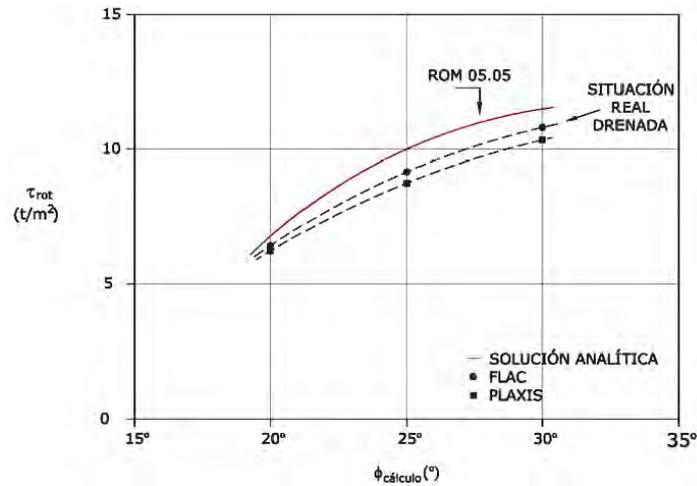


Figura 28. ESFUERZO HORIZONTAL UNITARIO EN ROTURA (Cálculo drenado).

Como puede comprobarse, con la versión actual de la ROM 05.05 se obtiene un valor de la carga de rotura algo más alto que la que resulta de los modelos numéricos. La diferencia es importante, y debe reconsiderarse en el programa ROM la versión actual de los parámetros que se recomiendan para el cálculo de la carga de hundimiento; puede que sean optimistas. (En la versión ROM 05.94, los parámetros que se recomendaban para la fórmula de Brinch Hansen eran más conservadores que en la nueva versión, ROM 05.05.) En todo caso, la máxima diferencia queda limitada a un 10 %, que no parece excesiva.

Para el cálculo no drenado, el problema es más complejo, y podría abordarse mediante la estipulación de una resistencia al corte sin drenaje que sería diferente en cada punto del modelo después de consolidar con las cargas verticales. Pero este problema queda resuelto sólo de manera imprecisa en la ROM.

Si se aborda el problema con un modelo numérico, el resultado dependerá del tipo de ley de generación de presiones intersticiales que se use. Como ejemplo se ofrece la solución obtenida con dos modelos diferente (Fig. 29).

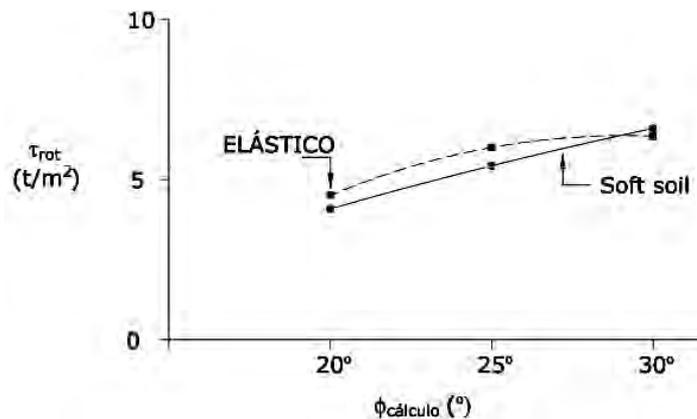


Figura 29. ESFUERZO HORIZONTAL UNITARIO EN ROTURA (Cálculo no drenado).

Como se observa, los resultados no son muy diferentes, lo que anima a aceptar los modelos numéricos para calcular sin drenaje y sin especificaciones previas de « S_u ».

El problema surge cuando existe drenaje parcial. Se ha visto que la carga de rotura drenada es claramente mayor que la correspondiente a la condición no drenada. En situaciones de drenaje parcial la carga de rotura quedará comprendida entre ambos valores.

En la figura 30 se indican resultados del cálculo con el modelo *soft soil*. El gráfico relaciona el valor de τ_{rot} que se obtiene cuando se deja consolidar completamente al suelo al alcanzar la tensión τ_0 .

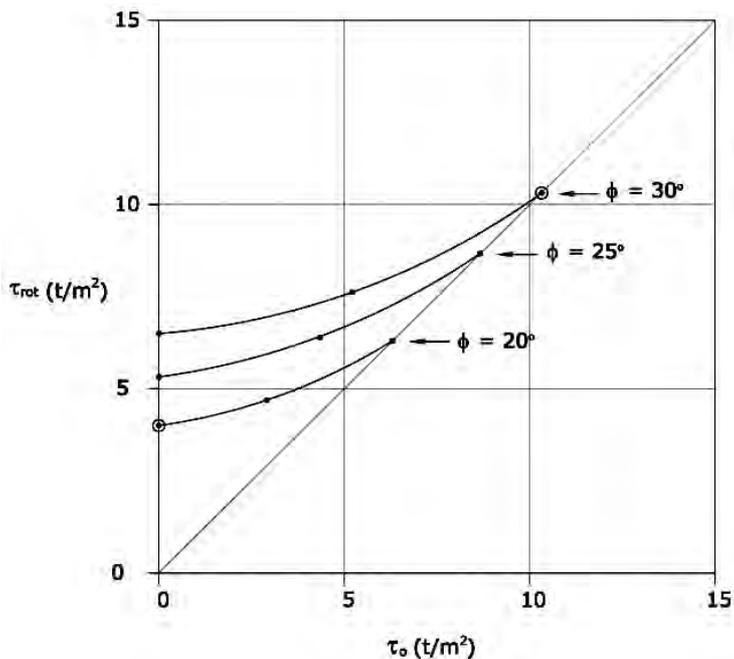


Figura 30. RELACIÓN $\tau_0 - \tau_{rot}$.

Como puede apreciarse, las condiciones de drenaje influyen mucho en el resultado y la postura de la ROM, exigiendo coeficientes de seguridad extremos, parece razonable. No parece que tenga sentido buscar hoy un coeficiente de seguridad intermedio para una condición intermedia que no puede definirse bien.

Finalmente, quiere abordarse un problema adicional que estriba en la definición de los denominados coeficientes de seguridad con drenaje y sin drenaje. Desde una determinada situación concreta, desde una distribución concreta de presiones efectivas, el cálculo del propio coeficiente de seguridad puede abordarse de dos formas diferentes: con drenaje y sin él. El primer cálculo da como resultado F_D , el segundo da como resultado F_U . Y entre ambos existe una relación biunívoca para cada problema específico.

En la figura 31 se ofrecen una serie de valores de estos dos coeficientes respecto a diversos valores de ϕ ($c = 0$) en el ejemplo que se viene considerando. Esa relación parece poco dependiente de la resistencia y se ajusta bastante bien con una regresión lineal sencilla.

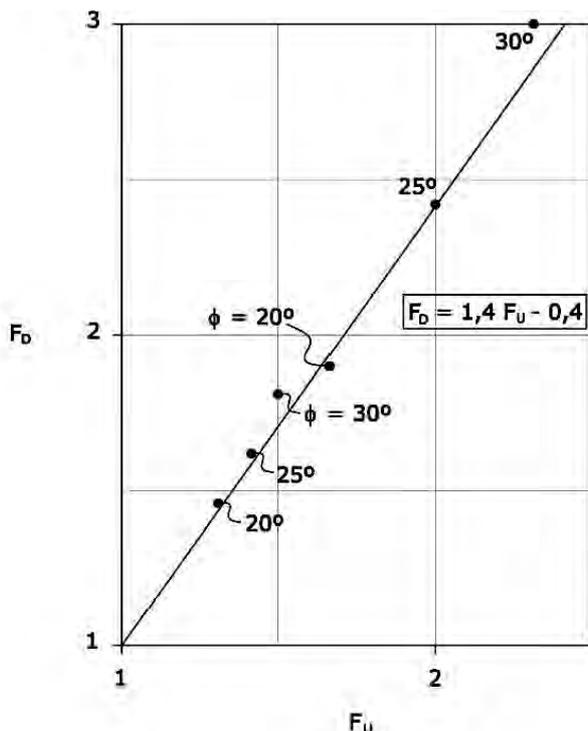


Figura 31. RELACIÓN ENTRE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD NO DRENADOS, F_U , y drenados, F_D .

Rotura de cajones bajo la acción del oleaje

Eduardo E. ALONSO

CATEDRÁTICO DE UNIVERSIDAD

Núria M. PINYOL

INGENIERA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Construcción de un dique de cajones

El diseño de una nueva entrada al puerto de Barcelona implicaba la apertura de un canal a través de un dique preexistente y la protección de esa entrada mediante un nuevo dique formado por cajones de hormigón armado (Fig. 1).

Los cajones (de 19,6 m de ancho y 33,75 m de largo) se construyeron en una plataforma móvil y se llevaron a su posición definitiva (Fig. 1) arrastrados por el mar. Los cajones tienen una estructura celular formada por paredes verticales internas que permiten rellenarlos con arena de manera controlada durante su hundimiento en la posición definitiva. El diseño de los cimientos del cajón debe asegurar la estabilidad con relación al peso del cajón y la carga del oleaje.

La cimentación de los cajones está constituida por suelos depositados por el desarrollo de dos deltas que se solapan (al nordeste, el delta del río Besós, y al sudoeste, el delta del río Llobregat). Los limos blandos y arcillas limosas se extienden desde la superficie hasta alcanzar profundidades significativas (decenas de metros). Cerca de la línea de costa existe una banda cubierta por un manto de arenas cuyo espesor disminuye en dirección al mar.

Los suelos blandos profundos del puerto de Barcelona constituyen un reto para la estabilidad de los cajones. El diseño escogido sustituye parte de los suelos naturales por un relleno granular que se extiende a ambos lados del dique (lado mar y lado costa). La figura 2 muestra un esquema del acondicionamiento de los cimientos. Primero se excava una zanja, luego se vierten los suelos de grano grueso y finalmente se extiende una capa de grava como preparativo para el fondeo de los cajones.

Una vez se han colocado en su sitio, los cajones se tapan con una losa de hormigón y se construye un muro protector para evitar que las olas invadan el área protegida. Más adelante veremos que la media de la tensión vertical neta de los cajones rellenos de arena sobre los suelos de cimentación es del orden de 220 kPa.

El dragado de la zanja, cuyo objetivo era preparar el terreno para recibir el relleno de grano grueso, se terminó en noviembre de 2000. El relleno de la zanja se realizó durante los siguientes seis meses. En mayo de 2001, la base granular se niveló y se dejó lista para recibir los primeros cajones, según lo expuesto en la figura 1 (cajones 1, 2, 3 y 4). Sin embargo, el fondeo controlado de cajones no se empezó hasta mediados de octubre de 2001. Unos días más tarde se rellenaron las celdas con arena.



Figura 1. EL NUEVO DIQUE DE CAJONES (fotografía extraída de Google Earth).

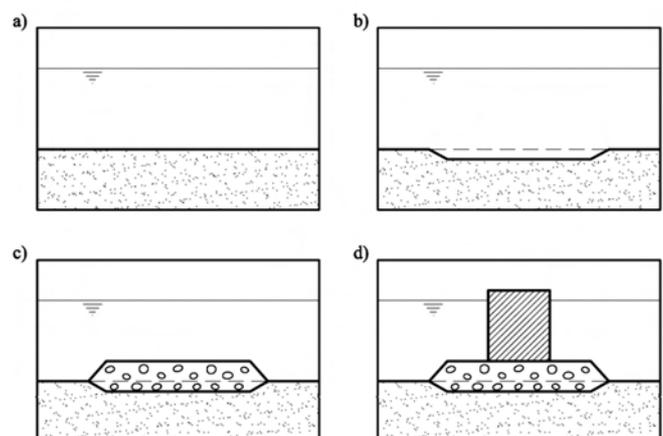


Figura 2. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN DE LOS CAJONES
a) Condiciones iniciales del suelo; b) excavación de la zanja;
c) extendido de la base granular; d) fondeo de los cajones.

La rotura

El 10 de noviembre de 2001 se produjo una tormenta este-nordeste, con olas de 4 m de altura característica. Las lecturas del periodo y altura característica de las olas se recogen en la figura 3. El periodo máximo de las olas fue de 9 seg. La intensidad máxima de la tormenta en términos de altura característica de las olas ($H_s = 4$ m) duró cerca de 1 hora y el número de aplicaciones de la carga de olas en este intervalo de tiempo fue entre 250 y 350. Sin embargo, se desconoce el momento concreto en que tuvo lugar la rotura.

La figura 4 muestra una vista aérea de la rotura. Los dos cajones centrales no se aprecian a simple vista y los de los extremos aparecen inclinados y parcialmente sumergidos. Esta rotura fue un mal comienzo para este tipo de diques que empezaban a utilizarse en el puerto de Barcelona. El diseño tradicional realizado con éxito hasta entonces era el dique de pedraplén.

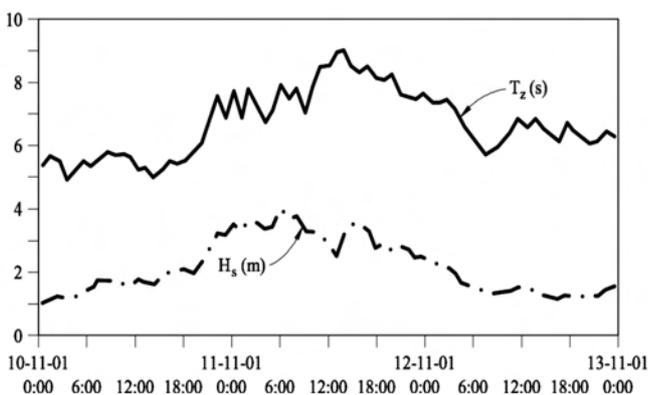


Figura 3. ALTURA CARACTERÍSTICA DE LAS OLAS (H_s) Y PERIODO DE OLAS (T_z) DE LA TORMENTA.



Figura 4. ROTURA DE CAJONES.

Se establecieron los perfiles de suelo tras la rotura. Éstos pudieron compararse con la topografía del fondo marino antes de las obras e inmediatamente después de la instalación de los cajones. Esta comparación se refleja en la figura 5, que incluye el corte transversal en la posición del cajón 3 (uno de los centrales). La figura también muestra la posición original y final del cajón.

Observamos que el cajón está completamente enterrado. La inclinación de la parte superior del cajón, hacia mar abierto, coincide con el tipo de inestabilidad de capacidad portante que provocaría una carga inclinada (resultado de la suma del propio peso del cajón y la carga de oleaje).

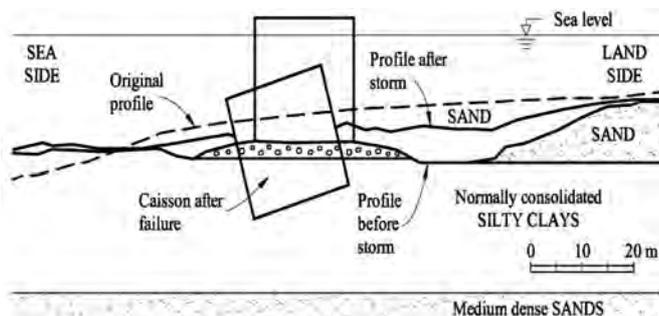


Figura 5. CORTE TRANSVERSAL DEL CAJÓN 3 ANTES Y DESPUÉS DE LA ROTURA. (También se muestra el perfil original del suelo, la berma granular y el perfil del suelo tras la rotura.)

El volumen del cajón bajo la superficie del suelo estimado a partir de la figura 5 es de $240 \text{ m}^3/\text{m}$. La profundidad de soterramiento sugiere que el suelo de cimentación podría haberse licuado (aspecto que analizaremos más tarde). Las paredes internas de los cajones estaban muy dañadas, pues su refuerzo no estaba pensado para resistir una inclinación severa. Los perfiles que se muestran en la figura 5 indican que la excavación inicial en dirección tierra que se realizó en la arena acaba llenándose de nuevo tras la rotura de los cajones. El volumen de suelos calculado entre los perfiles de la superficie del fondo, antes y después de la tormenta, es de $220 \text{ m}^3/\text{m}$, valor que se asemeja bastante al volumen del cajón soterrado bajo el nivel de cimentación.

Resulta razonable pensar que la rotura del cajón desplazó el suelo de cimentación hacia la costa siguiendo una superficie de rotura profunda. También se puede inferir que el oleaje que continuó tras la rotura distribuyó en un área más extensa el volumen de suelo que inicialmente desplazó la rotura.

Tras la rotura se decidió cubrir los cuatro cajones hundidos con un pedraplén convencional. A pesar de este incidente, se construyeron el resto de los cajones proyectados tras revisar el diseño de los cimientos. Como se muestra más adelante, estos cajones proporcionaron datos de asentamiento de los que se derivan los parámetros de cimentación (rigidez media y coeficiente de consolidación).

El suelo de cimentación

La figura 6 muestra un perfil estratigráfico esquemático de la zona. El terreno se compone de una capa superior de 10 m de arenas sueltas que cubre otra capa de limos arcillosos y arcillas limosas de 20 m de espesor. Por debajo de éstas existe otra capa de arenas medias-densas. Los primeros 9 m de arena se eliminaron y se construyó una zanja de relleno de grano grueso bajo los cajones de unos 2 m de espesor.

La arcilla limosa es un depósito blando, como muestran los valores de N_{SPT} (9, 4, 4, 5, 13...), de plasticidad moderada ($w_L = 30,0-32,6\%$) y con un Índice de plasticidad particularmente bajo (4-10%). Estos depósitos deltaicos se clasifican como ML, CL-ML o CL. El índice de poros es alto: 0,92-0,96.

El coeficiente de consolidación que se extrae de ensayos de muestras pequeñas no es muy fiable. Las lecturas de asentamiento de los cajones que se construyeron más tarde se analizan más adelante para determinar este parámetro y estimar la permeabilidad *in situ*. Las arenas limosas inferiores y las arenas limpias son mucho más rígidas, lo cual se refleja en los altos valores de N_{SPT} (15-46) y los bajos índices de poros ($e = 0,7$) y compresibilidad ($C_c = 0,06$), que se midieron en un ensayo edométrico sobre una muestra recuperada.

La resistencia a compresión no confinada medida en muestras (12-19 kPa) permanece bajo mínimos aceptables para un depósito de baja plasticidad normalmente consolidado. Este resultado es probablemente debido a la alteración de las muestras.

La resistencia no drenada de suelos normalmente consolidados aumenta con la tensión efectiva de confinamiento:

$$c_u = \bar{a} \sigma'_v \quad [1]$$

donde σ'_v es la tensión efectiva vertical y \bar{a} es un coeficiente que toma valores en el rango 0,25-0,30.

También se han encontrado expresiones para c_u en términos de tensión efectiva media, σ'_m , que pueden resultar útiles:

$$c_u = \bar{a} \sigma'_m \quad [2]$$

Si se conoce el coeficiente de empuje al reposo, K_0 , la tensión efectiva media vendrá dada por:

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \quad [3]$$

y, por tanto:

$$a = \frac{3\bar{a}}{1+2K_0} \quad [4]$$

La expresión para el coeficiente \bar{a} y para a puede derivarse de forma teórica. Por ejemplo, Wood (1990) y Potts y Zdravkovic (1999) presentaron dichas derivaciones para un modelo elastoplástico tipo *cam clay*.

Los ensayos de corte simple que se llevaron a cabo en muestras recuperadas de suelos limosos y arcillosos procedentes de la formación deltaica proporcionaron valores de c_u / σ'_v en el rango 0,25 a 0,30. Para $a = 0,25$: si $K_0 = 0,5$, $\bar{a} = 0,38$.

Las ecuaciones [1] y [2] proporcionan una buena estimación de la resistencia no drenada en este caso. La excavación de la capa superior de arenas sobreconsolidada el suelo (siempre que pase tiempo suficiente para que las presiones intersticiales se disipen). Sin embargo, la resistencia no drenada permanece ligeramente por debajo de su valor original, ya que los cambios en el contenido de agua durante la descarga son menores y el índice de poros del suelo varía poco.

Era de esperar, por tanto, que la primera vez que se hundiese un cajón, éste encontraría un suelo limoso de cimentación (a 9 m de profundidad respecto al nivel del suelo original) con valores de c_u en su superficie cercanos a:

$$c_u \approx 0,25 \sigma'_v = 0,25 \cdot \gamma_{sub} \cdot \text{Profundidad} = 0,25 \times 9 \text{ kN/m}^3 \times 9 \text{ m} = 20,25 \text{ kPa} \quad [5]$$

donde γ_{sub} es el peso unitario sumergido medio para arenas y limos, que corresponde a un peso unitario saturado medio (γ_{sat}) de 19 kN/m³ y a un peso unitario del agua de 10 kN/m³. En el contacto inferior entre la capa limosa y la capa inferior de arenas densas (a cota -30 m), la resistencia no drenada es:

$$c_u = 0,25 \times 9 \text{ kN/m}^3 \times 30 \text{ m} = 67,7 \text{ kPa} \quad [6]$$

La figura 6 ilustra la distribución de c_u con relación a la profundidad.

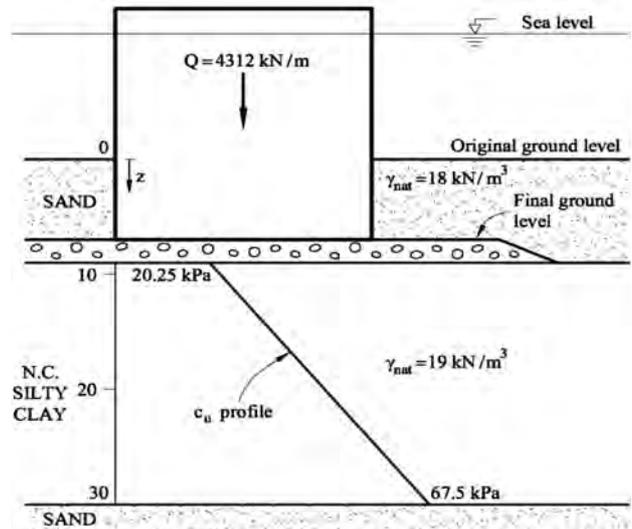


Figura 6. PERFIL SIMPLIFICADO DEL SUELO BAJO LOS CAJONES.

Los ensayos drenados de corte directo proporcionaron ángulos de fricción de 25-31° y valores de cohesión insignificantes.

Los ensayos de penetración con cono (CPTU) que se realizaron en el área de cimentación de los cajones durante la fase de diseño proporcionaron datos adicionales. El ensayo se llevó a cabo a cota 24 m en el lado mar del dique. Las lecturas que muestran que el ensayo se realizó en diversas fases desde el fondo de un sondeo de avance están representadas en la figura 7. La resistencia que se genera con cada empuje se ve afectada por la liberación de tensiones que tiene su origen en la excavación del sondeo y posiblemente por el remoldeo del suelo. Si obviamos esta parte inicial de las lecturas de penetración, el ensayo muestra un aumento lineal de la resistencia a penetración del cono en función de la profundidad, lo cual indica que el suelo está normalmente consolidado. A cota 24 m, el cono registra la resistencia de las arcillas limosas (la capa superior de arenas es inexistente a esa profundidad). La resistencia no drenada se relaciona con la resistencia por punta, q_c , a través de la siguiente ecuación (Lunne *et al.*, 1997):

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad [7]$$

donde σ_v es la tensión vertical total en la posición de referencia y N_k es el factor de «capacidad portante», que toma valores entre 10 y 20. En el caso de los suelos del puerto de Barcelona, un valor de $N_k = 15$ proporciona valores de c_u que concuerdan con los datos no drenados de corte simple. El ensayo CPTU de la figura 7 es un buen indicador de las condiciones normalmente consolidadas de la capa de limos, así como de la validez de la ecuación [1], siendo $a = 0,25$. Los valores de resistencia de pico que se muestran en la figura 7 corresponden a capas de arena más resistentes y dilatantes. La resistencia de las arcillas limosas corresponde a una envolvente mínima del valor de q_c , independientemente de los picos medidos.

LICUEFACCIÓN

La tendencia a licuefactarse de los suelos limosos de baja plasticidad que componen los cimientos de los cajones puede evaluarse mediante ensayos no drenados de corte cíclico. Sin embargo, existe la posibilidad de beneficiarse de la experiencia que proporciona la ingeniería sísmica. La figura 8 es el resultado de un estudio sobre la relación entre el riesgo de licuación, en caso de terremoto) y el tipo de suelo, caracterizado por su plasticidad (Seed *et al.*, 2003). También se indica la posición de las muestras extraídas. Se trata, según este gráfico, de materiales «potencialmente licuables».

Es necesario también conocer la intensidad a la que estas tensiones cíclicas provocan la licuefacción. A la hora de estimar este nivel de tensiones existen varias propuestas; pero todas, en general, intentan estimar el índice de tensiones τ / σ_v : tensión de corte/tensión efectiva vertical que induce a la licuación.

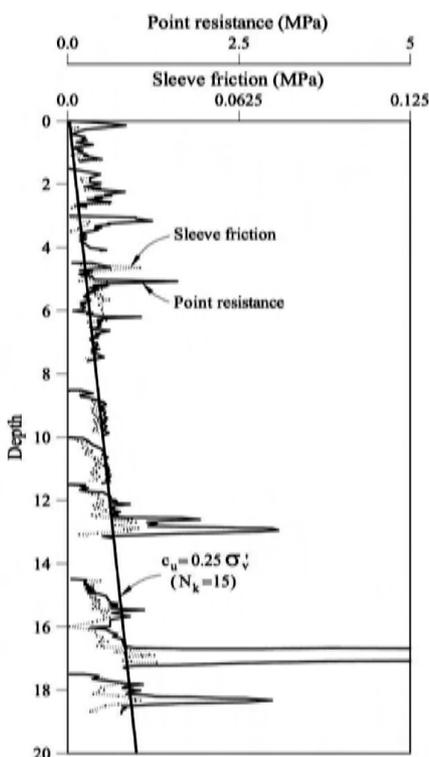


Figura 7. RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN CON CONO Y RELACIÓN DE FRICCIÓN LATERAL DE LOS ENSAYOS CPTU EN EL SUELO DE CIMENTACIÓN.

Se entiende por licuefacción la reducción sustancial de la resistencia no drenada que tiene su origen en la acumulación de presiones intersticiales positivas durante la reiteración de una carga no drenada. En casos límite, la resistencia se reduce hasta valores nulos; pero el análisis retrospectivo de casos reales indica que generalmente siempre queda algo de resistencia al corte residual (Olson y Stark, 2002).

La figura 9 muestra datos de casos de licuefacción inducidos por seísmos que proporcionan la relación de tensiones crítica necesaria para generar licuefacción en función del valor corregido de SPT. Este gráfico corresponde a un seísmo de 7,5 y una tensión de confinamiento de referencia igual a 0,65 atm (65 kPa). A un seísmo de fuerza 7,5 le corresponden unos cuantos ciclos de carga (15-20), lo cual es bastante inferior al número de olas que alcanzan el dique en una tormenta con altura de ola significativa $H_s = 4$ m. Sin embargo, a pesar de las diferencias entre las sollicitaciones debidas a seísmos y la carga de oleaje, estos datos son un valor de referencia útil para τ / σ_v' , que puede variar de 0,05 a 0,10 si el contenido de finos (CF) es menor que 5 % para el rango de valores de SPT (4-14) que se muestra en la figura 9. Si el CF es mayor que 35 %, la relación de tensiones aumenta a 0,10-0,20.

Se llevaron a cabo también ensayos de corte simple cíclico sobre muestras inalteradas de limo provenientes de la misma formación geológica, muestras que fueron recuperadas en otros lugares del puerto de Barcelona.

La señal periódica de tensión de corte se describe mediante un valor medio, τ_{ave} ; una componente puramente cíclica, τ_{cycl} , y un periodo de tiempo T. El resultado de los ensayos se presenta en una gráfica bidimensional que relaciona τ_{cycl} / σ_v y τ_{ave} / σ_v (Fig. 10). Cada uno de los puntos de la gráfica indica una combinación de la pareja (τ_{cycl} / σ_v , τ_{ave} / σ_v) que lleva a la rotura de la muestra. La cifra que se asocia a cada punto es el número de ciclos que se aplican. El aumento de τ_{cycl} / σ_v y/o τ_{ave} / σ_v conduce a un número progresiva-

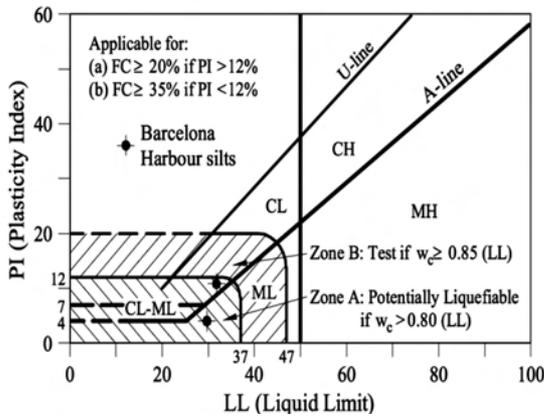


Figura 8. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA POSIBILIDAD DE LICUACIÓN DE SUELOS FINOS (Seed et al., 2003). (También se indican dos puntos de plasticidad representativos de los limos del puerto de Barcelona.)

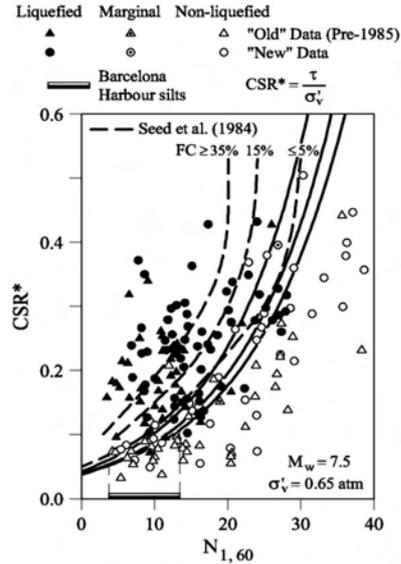


Figura 9. ÍNDICE DE TENSIONES CRÍTICO PARA LA LICUACIÓN SEGÚN LOS VALORES DE SPT Y CONTENIDO DE FINOS (Seed et al., 2003). (También se indica el rango de valores de NSPT que se registró en el reconocimiento del subsuelo de la bocana.)

mente menor de los ciclos necesarios para inducir la rotura. La rotura es la consecuencia de la acumulación de presiones intersticiales, que conducen a un aumento de las deformaciones de corte a causa de la reducción de la tensión efectiva normal que actúa sobre el plano de corte. En la práctica, la rotura se produce cuando la deformación de corte llega al 10 %. El gráfico también muestra los resultados para la arcilla noruega *drammen* (normalmente consolidada).

La información que proporciona el gráfico puede utilizarse para delimitar un área segura con un número dado de ciclos de tensión aplicada. Las áreas seguras están delimitadas por la línea:

$$\frac{\tau_{cycl}}{\sigma'_v} + \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_v} = \frac{C_u}{\sigma'_v} = a \quad [8]$$

donde a se define en la ecuación [1]. La ecuación [8] establece que cualquier combinación de índices cíclicos y medios de tensiones que alcance un índice estático de resistencia acabará en rotura. Cuanto mayor sea el número de ciclos, menor será el área segura. La figura 10 muestra dos áreas seguras para un número bajo y alto de ciclos (40 y 5.000 ciclos aprox.). Están representadas por las líneas discontinuas superior e inferior, respectivamente. En el primer

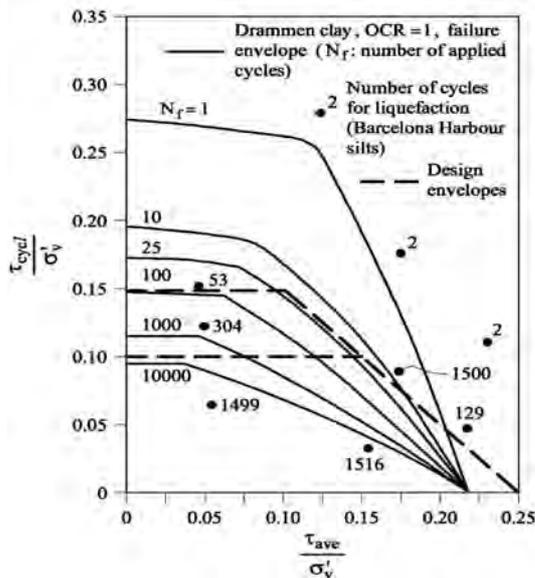


Figura 10. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE SIMPLE NO DRENADOS (También se indican los datos de la arcilla «drammen». NGI 2002.)

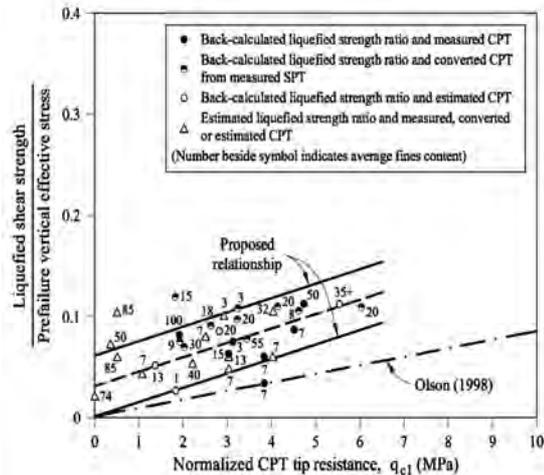


Figura 11. RELACIÓN DE RESISTENCIA A LA LICUACIÓN A PARTIR DE CASOS REALES DE ROTURA CAUSADA POR LICUACIÓN (Olson y Stark, 2002).

caso, el índice cíclico de tensión límite es de 0,15, siempre y cuando el índice medio de tensión sea inferior a 0,10. En el segundo caso, el índice cíclico de tensiones límite es de 0,10 para índices medios de tensión inferiores a 0,15. Si el índice de tensión media fuera superior, debería reducirse el componente cíclico. Este gráfico puede emplearse para estimar las condiciones de licuación en situación de oleaje, tal y como se indica más adelante (Olson y Stark, 2002).

Finalmente, cabe analizar la resistencia estática tras la licuación. Para poder responder a cuestiones sobre la resistencia remanente tras la licuefacción, deberían realizarse ensayos de resistencia estática no drenada después de la carga cíclica que condujo a la pérdida de resistencia. Por otro lado, también puede llevarse a cabo un análisis retrospectivo de algunas roturas relacionadas con el flujo de suelo después de aplicar una carga cíclica. Esta información es necesaria para analizar las condiciones de estabilidad una vez se produce la licuación. La figura 11 muestra la correlación propuesta por Olson y Stark (2002) entre el índice de resistencia licuada y la resistencia por punta CPT normalizada. Los valores de q_c que se han establecido para los limos del puerto de Barcelona son bajos (sólo una fracción de 1 MPa). La figura 11 muestra que un índice bajo de tensiones poslicuación, en el rango 0-0,06, puede resultar adecuado en este caso.

Interpretación de las lecturas de asentamiento

Los nuevos cajones construidos tras la rotura se monitorizaron, obteniéndose lecturas de asentamiento durante un largo periodo de tiempo (Fig. 12). Estas lecturas pueden interpretarse para derivar valores medios de los coeficientes de consolidación y rigidez del suelo de cimentación.

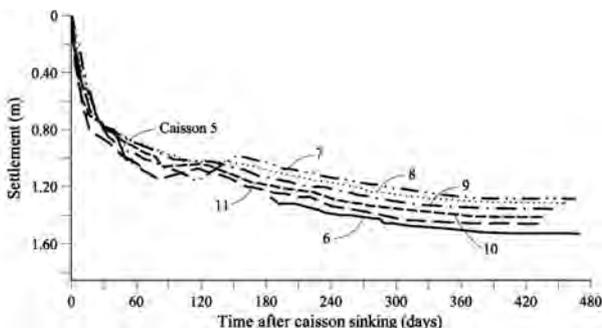


Figura 12. LECTURAS DE ASENTAMIENTO PARA LOS CAJONES 5, 6, 7, 8, 9, 10, Y 11, CONSTRUIDOS TRAS LA ROTURA DE LOS CUATRO PRIMEROS CAJONES (Las lecturas de asentamiento se dibujan con un origen común de tiempo.)

Todas las lecturas de asentamiento de los cajones situados cerca de los que fallaron son similares y pueden usarse para derivar una relación de campo entre el grado de consolidación U y el tiempo. U se calculó, para cada tiempo, como la razón entre el asentamiento actual y el valor máximo a largo plazo (cerca de 600 días).

Davis y Poulos (1972) publicaron la respuesta a la consolidación de una carga en faja —lo cual resulta útil a la hora de interpretar el asentamiento de un cajón— en función de hipótesis equivalentes a la clásica ecuación unidimensional de consolidación de Terzaghi (coeficiente de compresibilidad y permeabilidad constante y únicamente deformación vertical del suelo). Se dispone de una solución para casos de drenaje de los contornos superior e inferior y diversos valores de la relación: espesor de la capa de consolidación, h , y la mitad del ancho de la carga en banda, b .

En este caso, $h/b \approx 2$. La solución está muy cerca de la solución unidimensional de Terzaghi, que se reproduce bien con la ecuación:

$$U = \sqrt{\frac{4T}{\pi}} \quad \text{para } U < 0,526 \quad [9]$$

Dado que $T = c_v t / H^2$, se puede usar la ecuación [9] para encontrar los valores de c_v (H es la mitad del espesor de la capa de consolidación: $H = 10,5$ m). Para cada par de valores (U, t) existe una estimación de c_v . La tabla 1 proporciona los valores de c_v para los primeros tres meses del proceso de consolidación.

Tabla 1. COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN A PARTIR DE LAS LECTURAS DE TIEMPO-ASENTAMIENTO

t (días)	15	30	45	60	90
c_v (m ² /día)	0.748	0.702	0.60	0.53	0.46
c_v (cm ² /s)	0.086	0.081	0.07	0.061	0.053

Como era de esperar, c_v disminuye con el tiempo, probablemente porque la permeabilidad se reduce a medida que el índice de poros desciende. Para estimar la permeabilidad del suelo es necesario conocer la rigidez (elástica) del suelo confinado, E_m , pues:

$$c_v = \frac{kE_m}{\gamma_w} \quad [10]$$

E_m se expresa en función del índice de compresibilidad C_c de la forma siguiente:

$$E_m = \frac{(1 + e_0)\sigma'_v}{0,434 C_c} \quad [11]$$

Por debajo de la base del cajón, a una profundidad igual a la mitad del ancho del cajón, se estima que la tensión vertical en el suelo es de $(22 + 10 \times 8) = 300$ kPa. Por tanto, $E_m \approx 5.250$ kPa. La ecuación [10] proporciona una

permeabilidad del suelo de $k = 1,50 \times 10^{-8}$ m/s para $c_v = 0,70$ m²/día. Para las primeras fases de consolidación, que en este caso son las relevantes, el suelo de cimentación reacciona con un valor de c_v cercano a los 0,75 m²/día.

El resultado, incluso si sólo es orientativo, indica que el suelo de cimentación es bastante impermeable y reaccionará de manera no drenada cuando se halle sujeto a cargas relativamente rápidas (oleaje o fondeo de cajones). La rotura tendrá un carácter no drenado. La característica relevante de la resistencia será la resistencia no drenada del suelo que será crítica, pues los suelos blandos generan presiones intersticiales positivas durante el corte.

Seguridad durante el fondeo de los cajones

En octubre de 2000, una vez efectuada la excavación en el fondo del mar, se vertió la berma granular. En mayo de 2001 se niveló la berma y se dejó lista para recibir los cajones. A pesar de todo, el fondeo no tuvo lugar hasta mediados de octubre de 2001, y 20 días después se produjo la rotura de los cajones (la figura 13 ilustra la historia de la construcción de los cajones).

La descarga causada por el dragado y posterior relleno granular no llegó a restaurar totalmente la tensión efectiva inicial en los limos arcillosos, pero se acercó bastante. Los cambios en el contenido de agua fueron mínimos y, por tanto, el suelo natural mantuvo esencialmente su perfil no drenado original (Fig. 6).

PESO DEL CAJÓN

El volumen de celdas de los cajones fue del 55 % del volumen total. Cuando las celdas se llenan de agua, los cajones se hunden. La base granular se niveló a cota -17,50 m, y por ello, tras el hundimiento, los 2 m superiores de los cajones permanecieron todavía por encima del nivel del mar. El peso efectivo de los cajones por unidad de longitud (1 m) es:

$$W'_{\text{water}} = 19,6 \times 19,5 \times (0,55 \gamma_w + 0,45 \gamma_c) - 19,6 \times 17,5 \gamma_w \quad [12]$$

donde γ_c y γ_w son los pesos unitarios del hormigón y del agua marina.

Para $\gamma_c = 23$ kN/m³ y $\gamma_w = 10$ kN/m³, $W'_{\text{water}} = 2628$ kN/m. La tensión vertical neta que se ejerce sobre los cimientos es $\sigma_{v,\text{water}} = 2.628$ kN/m / 19,6 m = 134 kPa.

Cuando los cajones se rellenan con arena, su peso efectivo sobre la cimentación, por unidad de longitud del cajón, es igual a:

$$W'_{\text{water}} = 19,6 \times 19,5 \times (0,55 \gamma_{\text{sand}} + 0,45 \gamma_c) - 19,6 \times 17,5 \gamma_w \quad [13]$$

Se estima que $\gamma_{\text{sand}} = 18$ kN/m³. Por otro lado, $\gamma_{\text{concrete}} = 23$ kN/m³, y por consiguiente, $W'_{\text{sand}} = Q = 4.310$ kN/m. La tensión vertical efectiva que se aplica en la base del cajón es $q = Q/19,6$ m = 220 kPa.

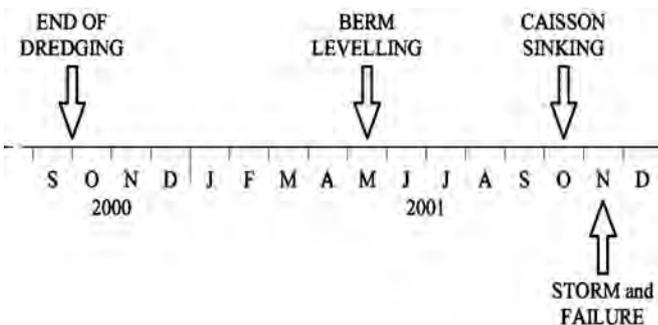


Figura 13. HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN Y ROTURA DE LOS CAJONES.

granular es pequeña comparada con la contribución del suelo natural. Para simplificarlo se aceptará el hecho de que sólo el suelo natural contribuyó a la capacidad portante.

Davis y Booker (1973) encontraron la siguiente expresión para la capacidad portante:

$$Q/B = F[(\pi + 2) c_{u0} + \rho b/4] \quad [15]$$

donde F es un factor de corrección que depende del índice $\rho b/c_{u0}$, valor que puede encontrarse en la referencia original.

La ecuación [15], para $c_{u0} = 20,25$ kPa; $\rho = (67,5 - 20,25)$ kPa/21 m = 2,25 kN/m³ y $F = 1,35$ (para $\rho b/c_{u0} = 2,25$ kN/m³ × 19,6 m / 20,25 kN/m² = 2,20), proporciona un valor de $Q/B = 155$ kPa, que es menor que la tensión neta que se aplica al cajón si se rellena de arena (220 kPa).

Los cajones se rellenan al principio con agua, que más tarde se reemplazó por arena. La tensión neta sobre cimientos de un cajón relleno de agua es de 134 kPa. Por tanto, el factor de seguridad, una vez se fondea el cajón relleno de agua, puede calcularse como $FS = 155/134 = 1,16$.

CAPACIDAD PORTANTE

Davis y Booker (1973) encontraron la solución teórica para la capacidad portante de una zapata corrida cuando la resistencia no drenada aumenta linealmente con la profundidad:

$$c_u = c_{u0} + \rho z$$

donde ρ es una constante.

La capa granular superior (Fig. 6) proporciona algo más de capacidad portante, pero probablemente resulte pequeña. De hecho, es pequeño el alcance lateral de la berma. Al estar en superficie y tener sólo un espesor de unos 2 m, la tensión de confinamiento de la berma

La expresión teórica (15) predice condiciones próximas a la rotura en el momento de fondear los cajones. Debido a la forma rectangular de la base de éstos, los efectos tridimensionales incrementan la capacidad portante, lo que puede explicar el hecho de que los cajones permanecieran estables. Además, el espesor limitado de la capa granular superior proporcionó todavía más capacidad portante. Por otro lado, si la resistencia no drenada hubiera sido algo más alta (ecuación [1] con $a = 0,30$, por ejemplo), el factor de seguridad frente a rotura hubiese aumentado también. El factor de seguridad aumenta linealmente con c_u , y un valor de $a = 0,30$ resulta en un $FS = 186/134 = 1,40$.

Resulta difícil ser más preciso, pero el hecho es que los cajones no fallaron durante el fondeo. Sin embargo, la estimación hecha apunta a que existió un factor de seguridad pequeño. A partir de ese momento, la consolidación del suelo bajo el peso del cajón aumenta la resistencia al corte disponible en el suelo natural. El cajón se carga más tarde con su peso definitivo (cuando se rellena de arenas saturadas), consolida durante unas pocas semanas y, finalmente, sufre la carga de oleaje de la tormenta.

SOLUCIÓN DE LA COTA SUPERIOR PARA UNA ZAPATA CORRIDA CIMENTADA EN ARCILLA (con una resistencia que aumenta linealmente con la profundidad)

La figura 14 muestra el campo crítico de velocidades que Davis y Booker (1973) utilizaron para solucionar el problema de capacidad portante (zapata rígida lisa e infinita). El mecanismo es simétrico con relación al eje de la zapata.

Este mecanismo sugiere un mecanismo simétrico simplificado basado en cuñas triangulares rígidas (Fig. 15).

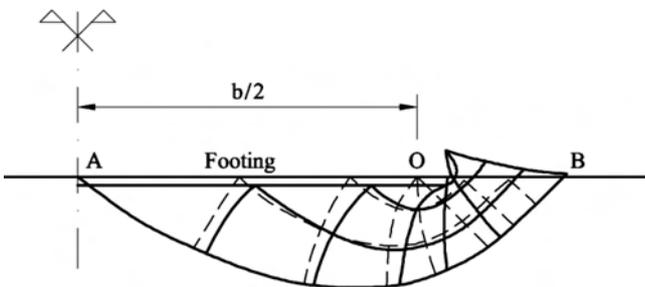


Figura 14. CAMPO DE VELOCIDADES PARA UNA ZAPATA LISA. INCREMENTO LINEAL DE LA RESISTENCIA NO DRENADA CON LA PROFUNDIDAD (basado en Davis y Booker, 1973).

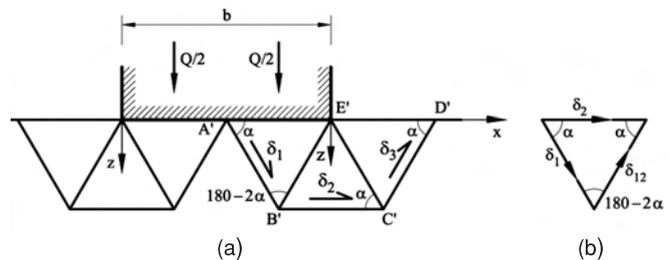


Figura 15. MECANISMO SIMÉTRICO DE ROTURA PARA EL ANÁLISIS MEDIANTE EL TEOREMA DE LA COTA SUPERIOR DE UNA ZAPATA CORRIDA BAJO CARGA VERTICAL.

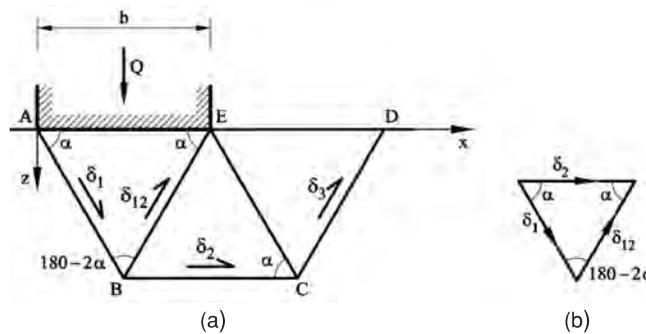


Figura 16. MECANISMO ASIMÉTRICO DE ROTURA PARA EL ANÁLISIS MEDIANTE EL TEOREMA DE LA COTA SUPERIOR DE UNA ZAPATA CORRIDA BAJO CARGA VERTICAL.

Si tomamos en consideración uno de los dos mecanismos simétricos que recibe la mitad de la carga externa ($Q/2$), se puede optimizar la solución en función del ángulo α mostrado en la figura 15. El movimiento de este mecanismo se caracteriza por el vector desplazamiento δ_1 , que define el movimiento de la cuña $A'B'E'$ que desliza sobre el plano $A'B'$.

La aplicación del teorema de la cota superior conduce a:

$$Q = \frac{b}{4} \frac{(8 c_{u0} + \rho b \tan \alpha + 12 c_{u0} \cos^2 \alpha + 2 \rho b \sin \alpha \cos \alpha)}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad [16]$$

La mejor solución de la cota superior para Q es su valor más bajo a . Este cálculo de minimización se realiza mediante la función *solve* que lleva incorporada el programa Excel. Para $b = 19,60$ m, $c_{u0} = 20,25$ kPa y $\rho = 2,25$ kN/m³ se obtiene un valor mínimo de $Q/b = 182$ kPa para un ángulo crítico $\alpha = 50,80^\circ$.

El valor teórico (Davis y Booker, 1973) para una zapata lisa proporciona un valor de Q/b igual a 155 kPa. El error asociado al mecanismo simple de la cota superior es del 17 %, lo cual resulta razonable en la práctica. Este resultado indica que el mecanismo de cuñas triangulares de la figura 15 puede ser adecuado para calcular el factor de capacidad

portante de las zapatas corridas sobre arcilla. Este ejemplo se caracteriza porque la resistencia del suelo aumenta linealmente en función de la profundidad. Cabe subrayar que el principal objetivo de este análisis consiste en examinar los cambios que experimenta el factor de seguridad durante la consolidación, tras el fondeo de los cajones, el relleno con arena y la tormenta. Los cálculos de la cota superior proporcionan una herramienta práctica para evaluar la secuencia de eventos que llevaron a la rotura de los cajones.

Sin embargo, si el cajón está bajo una carga horizontal a causa del oleaje es imposible establecer un mecanismo simétrico. Se producirá un mecanismo como el descrito en la figura 16 (mecanismo de rotura no simétrico). En este caso, el valor de la carga de rotura calculado es:

$$Q = \frac{b(4c_{u0} + \rho b \tan \alpha + 4c_{u0} \cos^2 \alpha + 2\rho b \sin \alpha \cos \alpha)}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad [17]$$

que es diferente del valor de Q que se calcula para el mecanismo simétrico.

Teniendo en cuenta los parámetros anteriores ($b = 19,60$ m; $c_{u0} = 20,25$ kPa; $\rho = 2,25$ kN/m³), la carga unitaria de rotura Q/b es de 209 kPa (para un ángulo crítico $\alpha = 44,50^\circ$), un 15 % mayor que la carga calculada para el mecanismo simétrico.

Una vez colocados los cajones se inicia un proceso de consolidación. Esta consolidación se traduce en un incremento de los valores de c_u y del factor de seguridad frente a capacidad portante.

Dos semanas después de que se fondearan los cajones por primera vez, se llenaron sus celdas con arena. Este aumento del peso neto también inducirá un incremento de la resistencia que se analizará más adelante para determinar la situación previa a la tormenta que produjo la rotura. Por tanto, el siguiente paso del análisis consiste en investigar la consolidación de los cajones y el aumento de la resistencia del suelo.

Consolidación de los cajones. Aumento de la resistencia del suelo

Las curvas de asentamiento de los cajones que se construyeron posteriormente (Fig. 12) indican que podía alcanzarse una consolidación importante al cabo de pocas semanas. Los puntos del suelo blando de cimentación cercanos a la capa granular permeable superior pueden experimentar una rápida consolidación. Por otro lado, los niveles de arcilla cerca del límite arenoso permeable inferior también se consolidarán rápidamente, aunque los incrementos tensionales que alcancen los niveles de arenas inferiores serán significativamente menores.

La nueva distribución de los valores de resistencia no drenada dependerá del aumento progresivo de la tensión efectiva a medida que avanza la consolidación debido al hundimiento de los cajones. Ni el incremento de carga ni el proceso de consolidación serán homogéneos, de manera que la nueva distribución de la resistencia distará mucho de la distribución lineal inicial.

El incremento de la resistencia no drenada se calculará como una fracción del incremento de tensión efectiva media a través de la ecuación [2]. Por tanto, el objetivo ahora consistirá en calcular la distribución de la tensión efectiva media bajo la carga de los cajones teniendo en cuenta el proceso de consolidación. El cálculo se dividirá en dos partes:

- Incrementos tensionales bajo una zapata corrida y determinación de la sobrepresión intersticial.
- Disipación de la sobrepresión intersticial inducida.

INCREMENTOS TENSIONALES BAJO UNA ZAPATA CORRIDA Y DETERMINACIÓN DE LA SOBREPRESIÓN INTERSTICIAL

La figura 17 presenta los dos mecanismos alternativos que se analizarán posteriormente: el simétrico, identificado como la solución más adecuada exclusivamente para cargas verticales, y el no simétrico, que se usará en caso de oleaje.

El cálculo de la cota superior requiere la determinación de la disipación del trabajo plástico en los segmentos AB, A'B'... Si la resistencia no drenada es no lineal con la distancia, es conveniente que existan al menos tres puntos de control para estimar, mediante una simple integración numérica, la resistencia media en cada una de las superficies de deslizamiento de los dos mecanismos que se muestran en la figura. Estos puntos (que aparecen marcados con círculos vacíos) definen una serie de perfiles verticales que se caracterizan por la coordenada horizontal (distancia a la esquina izquierda del cimiento del cajón que se indica en la figura 17).

La disipación de la presión intersticial estará dominada por el flujo vertical hacia los contornos drenados superior e inferior. Una hipótesis de consolidación vertical que se acerque bastante a las condiciones reales resulta útil a la hora de realizar el análisis de consolidación. Para ello se considerará la siguiente secuencia de pasos con el punto de partida (tiempo = 0) como inicio del fondeo de los cajones (véase también Fig. 18):

- a) Se determinan los incrementos tensionales en los cimientos utilizando soluciones elásticas para las cargas en faja y se calcularán a continuación las tensiones en los perfiles verticales para las coordenadas horizontales de la figura 17 ($x = 0, 4,9, 9,8$ m..., etc.).

- b) La tensión total media se establecerá a lo largo de los perfiles verticales y la sobrepresión intersticial (por encima de los valores hidrostáticos) se calculará como el incremento de tensión media total.
- c) La sobrepresión intersticial se disipará verticalmente hacia los contornos de drenaje superior e inferior en un proceso unidimensional. Al cabo de 14 días se considerará el estado del terreno de cimentación inmediatamente antes de rellenar los cajones de arena.
- d) La tensión efectiva media se calculará como la diferencia entre las tensiones totales calculadas y las presiones intersticiales. La ecuación [2] permite calcular una distribución actualizada de los valores de c_u .
- e) Las cargas de rotura de los cajones se determinarán mediante el teorema de la cota superior. También se determinará el factor de seguridad.

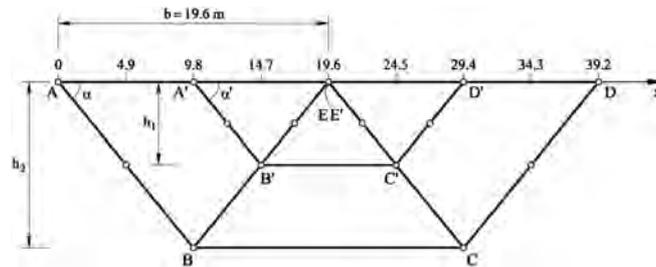


Figura 17. GEOMETRÍA DE LOS MECANISMOS DE ROTURA SIMÉTRICOS (A'B'C'D'E') Y NO SIMÉTRICOS (ABCDE) (Posición de los perfiles verticales para el cálculo de resistencias no drenadas.)

INCREMENTOS DE TENSIONES

a) Cálculo del incremento de tensiones en el terreno de cimentación:

Poulos y Davis (1973) publicaron la distribución de tensiones bajo una carga uniforme en faja. Con relación a la figura 18, las tensiones en un punto de un semiespacio elástico, definido por las coordenadas (x, z) o, alternativamente, por los ángulos α y δ , vienen dadas por:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos (\alpha + 2 \delta)] \tag{18a}$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos (\alpha + 2 \delta)] \tag{18b}$$

$$\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z) \tag{18c}$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \sin \alpha \cos (\alpha + 2 \delta) \tag{18d}$$

b) Tensiones medias y sobrepresiones intersticiales iniciales:

La tensión media se calcula como:

$$\sigma_m = p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{2(1 + \nu) q}{3 \pi} \alpha \tag{19}$$

donde:

$$\alpha = \arctan \left(\frac{x}{z} \right) + \arctan \left(\frac{b-x}{z} \right) \tag{20}$$

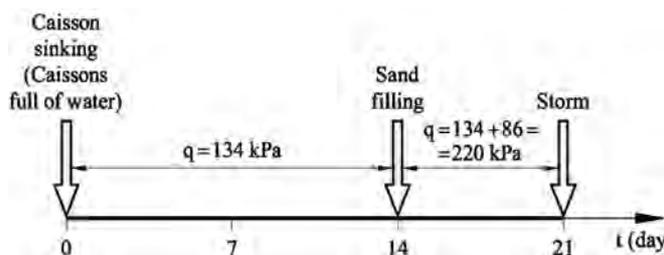


Figura 18. SECUENCIA DE CARGA DE LOS CAJONES.

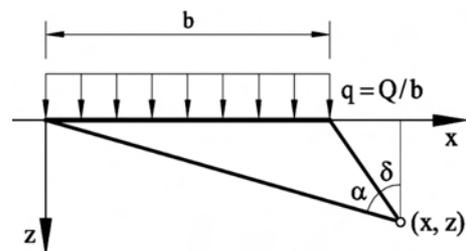


Figura 19. CARGA UNIFORME EN FAJA. SISTEMA DE COORDENADAS (Poulos y Davis, 1973).

SOBREPRESIÓN INTERSTICIAL INICIAL

La figura 20 muestra los perfiles calculados de σ_m (que es igual a la sobrepresión intersticial inicial) en las coordenadas horizontales de la figura 17 ($x = 9,80, 12,25, 19,6, 22,05, 26,95$ y $34,30$ m) para $t = 0$ y $t = 14$ días. La secuencia temporal de la carga de cajones se resume en la figura 18. Después de fondeados, los cajones permanecen llenos de agua durante 14 días. Cuando $t = 14$ días, las celdas de los cajones se rellenan con arena y la tensión neta en los cimientos aumenta hasta 220 kPa. La tormenta llegó en $t = 21$ días.

DISIPACIÓN DE LA SOBREPRESIÓN INTERSTICIAL

La sobrepresión intersticial inicial que aparece en la figura 20 no sigue unas leyes lineales simples. Probablemente la curva más simple que representaría todos los perfiles que se muestran en la figura, de manera más o menos precisa, sería la parábola:

$$f(z) = A + Bz + Cz^2 \quad [21]$$

donde $f(z)$ es la sobrepresión intersticial inicial, que depende de la coordenada vertical. A, B, C pueden determinarse utilizando procedimientos de ajuste de curvas.

El resultado de este proceso de ajuste también se refleja en la figura 20. El ajuste parabólico da buenos resultados bajo los cajones y a cierta distancia. El ajuste más difícil se produce en los perfiles verticales que se encuentran fuera del cajón pero cerca de él. Sin embargo, aumentar del grado de aproximación de una nueva función polinómica no es probablemente la decisión más acertada, dada la complejidad asociada y la limitada influencia que tendría una representación exacta de la sobrepresión intersticial inicial.

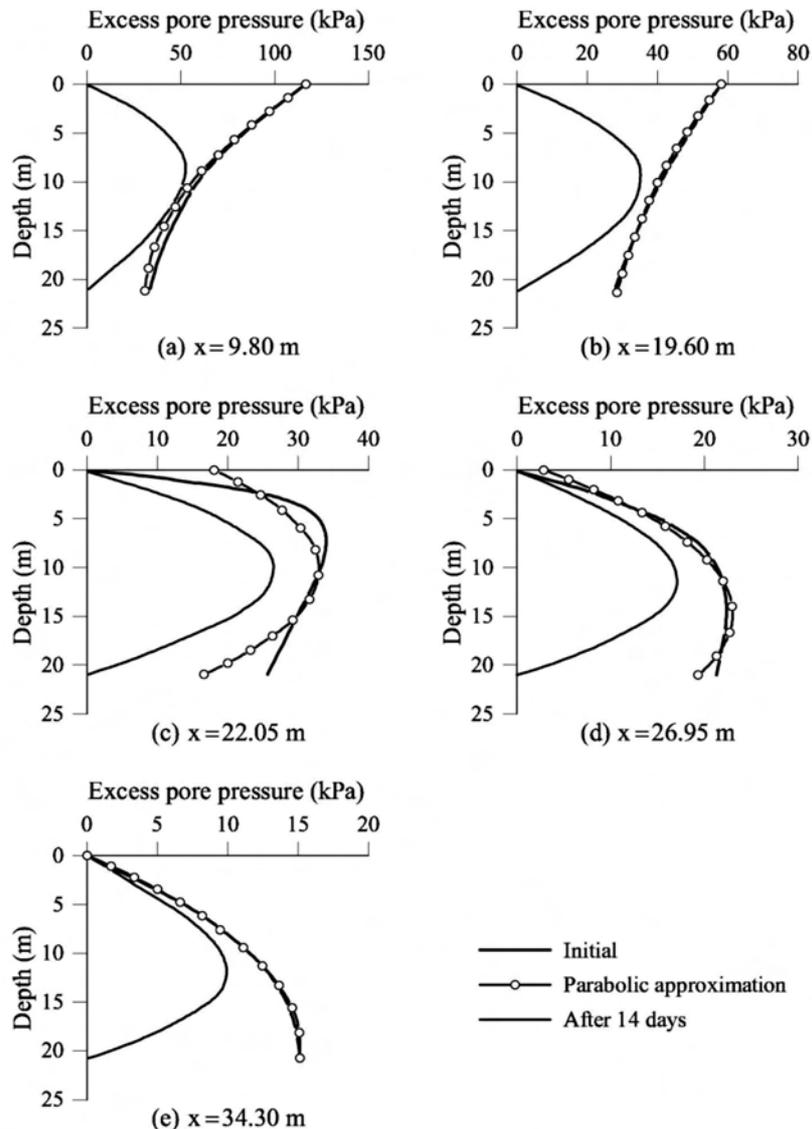


Figura 20. SOBREPRESIÓN INTERSTICIAL EN LOS PERFILES VERTICALES DEFINIDA POR $x = 9,80, 19,60, 22,05, 26,95$ Y $34,30$ m EN LA FIGURA 17. (Cada uno de los gráficos proporciona la sobrepresión intersticial inicial calculada, su aproximación parabólica y el perfil de sobrepresión intersticial calculado al cabo de 14 días de consolidación.)

Se observa que bajo la zona central de cimentación de los cajones no existen gradientes significativos de presión intersticial en dirección horizontal. Por tanto, una disipación unidimensional vertical se acerca a las condiciones reales. Sin embargo, los gradientes de presión intersticial son mayores cerca de los bordes (como se observa si se comparan los perfiles de presión intersticial para $x = 19,60$ m y $x = 22,95$ m en la figura 20). A mayor distancia del cajón los perfiles de presión intersticial en $x = 26,95, 34,30$ m en la figura 20 vuelven a ser similares entre ellos y la disipación vertical domina el proceso. Cabe recordar que la solución al problema de consolidación bidimensional (en función del grado de consolidación) se acercaba bastante al caso unidimensional.

Si se asume que la disipación de las presiones se efectuará hacia los contornos superior e inferior drenantes (únicamente en la dirección vertical z) tal y como se indica en la figura 21, la variación espacial y temporal de los excesos de presión $[(u(z,t))]$ según la teoría clásica de Terzaghi de la consolidación debe cumplir:

$$c_v = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{22}$$

donde c_v es el coeficiente de consolidación sujeto a las siguientes condiciones iniciales y de contorno:

Condición de contorno ($\forall t$):

$$u(z = 0, t) = 0 \tag{23a}$$

$$u(z = 2H = 21 \text{ m}, t) = 0 \tag{23b}$$

Condición inicial ($\forall z$):

$$u(z, t = 0) = A + Bz + Cz^2 \tag{24}$$

donde los coeficientes A, B y C se han de determinar para cada uno de los perfiles de sobrepresión intersticial vertical definidos en la figura 17.

En términos de las variables adimensionales $Z = z/H$; $T = t/\tau$ y $W = u/u_0$, donde τ y u_0 son un tiempo de referencia ($\tau = H^2/c_v$) y una presión de referencia, la ecuación de consolidación se expresa como:

$$\frac{\partial^2 W}{\partial Z^2} = \frac{\partial W}{\partial T} \tag{25}$$

La solución general de este problema es:

$$\begin{aligned} W(Z, T) &= \int_0^2 \left[\sum_{n=1}^{\infty} \sin\left(\frac{n\pi Z_0}{2}\right) \sin\left(\frac{n\pi Z}{e}\right) \exp\left(-\frac{n^2\pi^2 T}{4}\right) \right] (\bar{A} + \bar{B}Z_0 + \bar{C}Z_0^2) dZ_0 = \\ &= \sum_{n=1}^{\infty} \sin\left(\frac{n\pi Z}{2}\right) \exp\left(-\frac{n^2\pi^2 T}{4}\right) \int_0^2 \left[\bar{A} \sin\left(\frac{n\pi Z_0}{2}\right) + \bar{B}Z_0 \sin\left(\frac{n\pi Z_0}{2}\right) + \bar{C}Z_0^2 \sin\left(\frac{n\pi Z_0}{2}\right) \right] dZ_0 = \\ &= \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi Z}{e}\right) \exp\left(-\frac{n^2\pi^2 T}{4}\right) \left\{ \bar{A} [(1)^{n+1} + 1] + 2\bar{B}(-1)^{n+1} + 4\bar{C} \left[\frac{2}{n^2\pi^2} [(-1)^n - 1] - (-1)^n \right] \right\} \end{aligned} \tag{26}$$

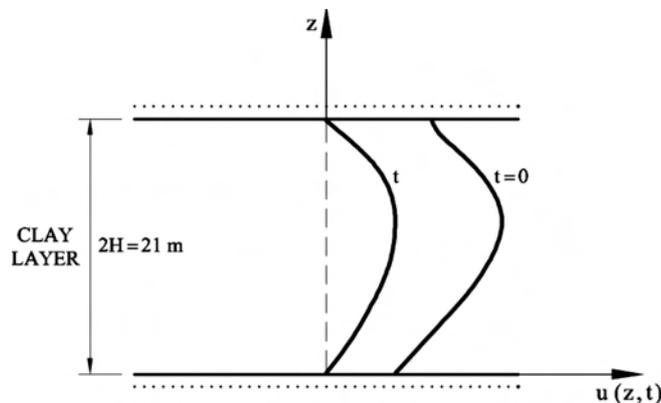


Figura 21. CONSOLIDACIÓN CON DOBLE DISIPACIÓN INDUCIDA POR EL FONDEO DE LOS CAJONES EN $t = 0$.

TENSIONES EFECTIVAS Y RESISTENCIA NO DRENADA ACTUALIZADA

La ecuación [26] se ha utilizado para calcular la sobrepresión intersticial 14 días después de fondear los cajones, cuando aún estaban llenos de agua (Fig. 20). La sobrepresión intersticial muestra una forma similar en todos los perfiles, con valores máximos en profundidades que oscilan entre los 7 y los 13 m. El aumento de la tensión efectiva se calcula como:

$$\Delta\sigma'_m = \Delta\sigma_m - \Delta u \quad [27]$$

donde $\Delta\sigma_m$ es el incremento de la tensión total y u se calcula con ayuda de la ecuación [26].

Los nuevos perfiles de c_u , calculados a partir de $c_u \approx 0,25 \sigma'_v$, se comparan con los valores iniciales de la figura 22. El aumento de c_u más significativo se produce en los primeros 5 m bajo el cajón. Cerca de la capa drenante inferior es de menor importancia. Más allá del área cargada ($x > 19,60$ m), el incremento de la resistencia no drenada es muy pequeño a cualquier profundidad.

La nueva distribución de los valores de c_u bajo el cajón es esencialmente distinta si se compara con el aumento lineal inicial en función de la profundidad. c_u alcanza un máximo local debajo del cajón y disminuye con la profundidad hasta llegar a la distribución inicial de la resistencia no drenada, que aumenta linealmente en función de la profundidad. Como se explica más adelante, este cambio tendrá efectos interesantes en el mecanismo de rotura crítica.

El siguiente paso en la construcción de los cajones fue el aumento de su peso hasta alcanzar su valor de diseño (relleno de arenas). Ello inicia un proceso de consolidación bajo la nueva carga y una nueva distribución de la resistencia no drenada, que estará operativa en el momento en que surgió la tormenta.

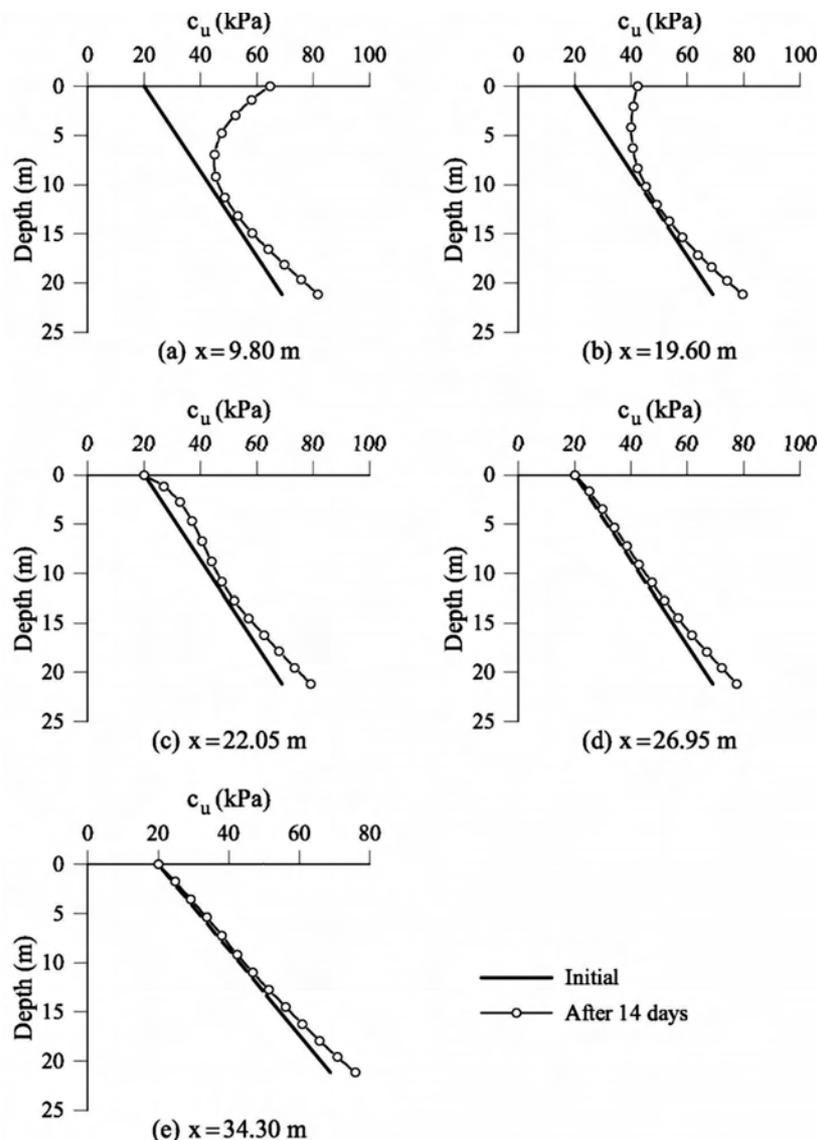


Figura 22. RESISTENCIA NO DRENADA EN LOS PERFILES VERTICALES DEFINIDOS POR $x = 9,80, 19,60, 22,05, 26,95$ Y $34,30$ m. (Cada uno de los gráficos proporciona la resistencia inicial y el perfil resultante 14 días después de comenzar la consolidación, momento en que los cajones aún estaban llenos de agua.)

Peso total del cajón. Factor de seguridad contra rotura y consolidación adicional

La figura 23 muestra la relación entre carga de rotura y el ángulo α que define los dos mecanismos propuestos mediante el teorema de la cota superior. El mecanismo de rotura crítico, en este caso, es el no simétrico. La razón es que el mecanismo no simétrico es de forma natural más profundo y tiende a buscar valores de resistencia menores, al contrario que el mecanismo simétrico más superficial. Ello refleja la variación calculada de la resistencia no drenada, que es máxima en el contorno de disipación superior (donde las tensiones medias son máximas y el drenaje más efectivo) y disminuye con la profundidad.

Si se compara la carga de rotura obtenida con la carga aplicada por el peso de los cajones rellenos de arena se obtiene un factor de seguridad de 1,1. A pesar de este valor calculado tan bajo, los cajones sobrevivieron al relleno de arena y se inició un nuevo proceso de consolidación que indujo de nuevo incrementos de resistencia.

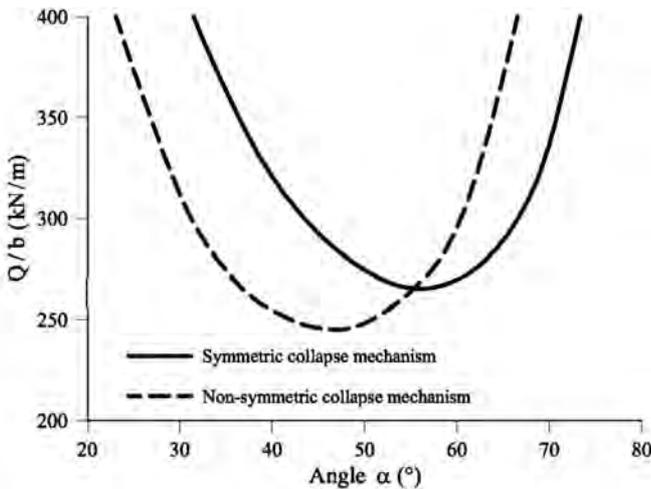


Figura 23. VARIACIÓN DE LA CARGA DE COLAPSO CON EL ÁNGULO α DEL MECANISMO DE ROTURA. (Cajón parcialmente consolidado bajo peso total).

CAJONES BAJO PESO TOTAL

Durante el periodo de tiempo entre el relleno con arena de los cajones y la tormenta (7 días) se combina la consolidación de los excesos de presión debidos a la carga por hundimiento de los cajones con agua y los debidos al incremento de peso por sustitución del agua por arena. La mejor manera de analizar la presión de agua en un tiempo dado es diferenciando los dos procesos de manera que, para el momento en el que ocurre la tormenta, se considere:

- Un proceso de consolidación calculado para $\Delta q = \Delta Q/b = 134$ kN/m (relleno con agua), que duró 21 días.
- Un proceso de consolidación calculado para $\Delta q = \Delta/b = 86$ kN/m (incremento de carga debido a la sustitución de agua por arena), que duró 7 días.

El análisis de consolidación e incremento de resistencia sigue los pasos descritos anteriormente debidos a hundimiento con agua.

La distribución resultante de la resistencia no drenada se calcula de la siguiente manera:

$$c_u (21 \text{ días}) = c_u (\text{inicial}) + \Delta c_u (t=21 \text{ días; cajones rellenos de agua}) + \Delta c_u (t=21 \text{ días; cajones rellenos de arena}) \quad [28]$$

El resultado del proceso de cálculo se muestra en la figura 24, donde se dibujan los perfiles de resistencia no drenada alcanzada y la distribución inicial de c_u . La carga añadida (relleno de arena) disponía de un tiempo limitado para transformarse en tensiones efectivas y, por consiguiente, en resistencia no drenada disponible. Sin embargo, los niveles superiores del suelo de cimentación bajo los cajones que pueden drenar con relativa facilidad aumentaron de manera significativa la resistencia no drenada. El perfil de resistencia muestra un pico máximo en el contacto cajón-cimiento. La resistencia disminuye con bastante rapidez en función de la profundidad para alcanzar los valores iniciales que aumentan linealmente con la profundidad. Esta distribución se ilustra en el corte transversal bidimensional de la figura 25, que muestra que bajo los cajones, en los 7 m superiores, se generó un núcleo de suelo más resistente. Por debajo, a partir de los 10 m, se recupera la resistencia no drenada inicial. Se calcula también un pequeño incremento de la resistencia cerca del borde drenante inferior.

Se calcularon las siguientes cargas de colapso vertical y factores de seguridad para la distribución de la resistencia correspondiente a la situación previa a la tormenta ocurrida el 11 de noviembre de 2001 (Fig. 25).

a) Mecanismo simétrico:

$$(q_{\text{colapso}} = Q/b = 313 \text{ kN/m para } \alpha = 58^\circ); \quad FS = \frac{313}{220} = 1,42$$

b) Mecanismo no simétrico:

$$(q_{\text{colapso}} = Q/b = 269 \text{ kN/m para } \alpha = 44^\circ); \quad FS = \frac{269}{220} = 1,22$$

El mecanismo crítico, en este caso, es el mecanismo profundo (no simétrico), y la superficie de rotura inferior alcanza la cota 9,46 m, comparado con la profundidad máxima de 6,72 m del mecanismo simétrico, que es menos profundo. Ello es consecuencia del perfil «invertido» de resistencia no drenada que generó el peso de los cajones.

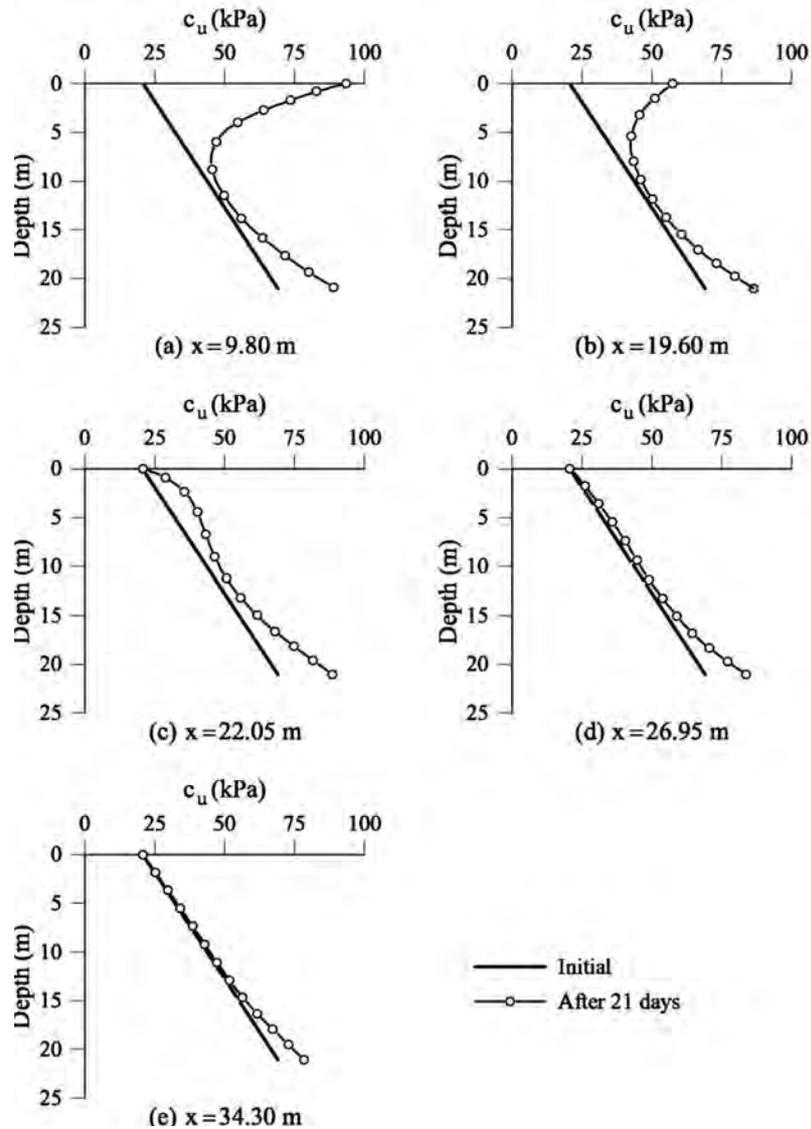


Figura 24. RESISTENCIA NO DRENADA EN LOS PERFILES VERTICALES DEFINIDOS POR $x = 9,8, 19,6, 22,05, 26,95,$ y $34,30$ m EN EL MOMENTO EN QUE SE DESENCADENA LA TORMENTA ($t = 21$ días después del fondeo de los cajones). (También se indica la distribución inicial de c_u .)

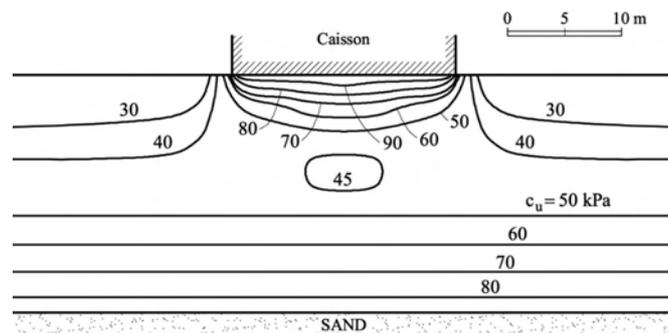


Figura 25. DISTRIBUCIÓN CALCULADA DE LA RESISTENCIA NO DRENADA DISPONIBLE EN EL MOMENTO EN QUE SURGE LA TORMENTA (11 de noviembre de 2001).

Cajones bajo la carga del oleaje

EFFECTO DEL OLAJE EN LOS CAJONES

Goda (1985) propuso un método de cálculo de la fuerza del oleaje en diques verticales. La carga de olas tiene dos componentes: una sobrepresión en la pared expuesta y una subpresión en la base de los cajones. La figura 26 muestra un esquema de la distribución de estas presiones, que equivalen a las siguientes fuerzas concentradas:

- Fuerza horizontal H a cota Z_H .
- Fuerza de levantamiento U en una coordenada horizontal X_U .

Para una altura de ola máxima significativa, según las lecturas registradas durante la tormenta del 11 de noviembre de 2001, se calculan las siguientes fuerzas y puntos de aplicación:

$$\begin{aligned}
 H &= 779 \text{ kN/m} \\
 Z_H &= 8,94 \text{ m} \\
 U &= 267 \text{ kN/m} \\
 X_U &= b/3 = 6,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

El objetivo, ahora, es estimar las condiciones de estabilidad de los cajones afectados por esta nueva serie de fuerzas. Sin embargo, las fuerzas de ola son cíclicas y obligan a realizar dos tipos de análisis. Primero hay que examinar la estabilidad estática de los cajones que se ven afectados por las mayores fuerzas estáticas (H y V) que puede generar la tormenta. Después se analizará el tema de la licuefacción del suelo tras sufrir repetidas cargas de ola.

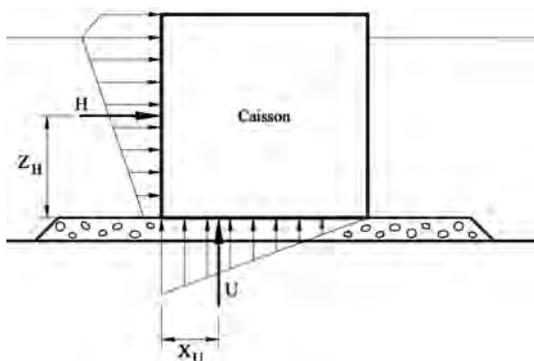


Figura 26. PRESIONES DE OLA DE GODA (1985).

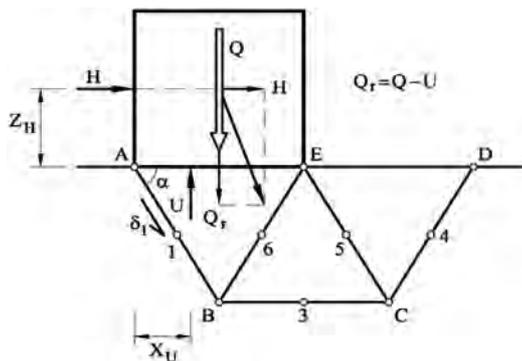


Figura 27. MECANISMO DE ROTURA BAJO LA COMBINACIÓN DE LA CARGA GRAVITACIONAL Y LAS FUERZAS ESTÁTICAS DE OLA.

ANÁLISIS ESTÁTICO. FACTOR DE SEGURIDAD

El problema se ilustra en la figura 27. El peso Q se reduce ahora debido a la fuerza de elevación calculada U y se añade una carga de ola horizontal H . La figura también muestra el mecanismo de rotura que se supone para la aplicación del teorema de la cota superior. Sólo la fuerza vertical Q_r y la fuerza horizontal H llevan a cabo un trabajo externo. Cabe señalar que en este caso es imposible el uso del mecanismo simétrico, por lo que sólo se analizará el mecanismo «profundo» no simétrico. El trabajo externo se expresa como:

$$W_{ext} = (Q - U) \delta_1 \sin \alpha + H \delta_1 \cos \alpha \quad [29]$$

El trabajo interno de disipación se calcula como en casos anteriores. Teniendo en cuenta la distribución no uniforme de la resistencia no drenada, los cálculos se basan en valores de c_u estimados en los vértices del mecanismo (A, B, C, D, E) y en los puntos intermedios (1, 3, 4, 5, 6). El cajón y la cuña ABE se desplazan como un cuerpo sólido y, por tanto, AE no sufre ninguna disipación de corte.

La determinación del factor de seguridad contra rotura requiere una consideración especial. Hasta ahora, el factor de seguridad se ha definido como la relación entre la carga límite vertical (que se determina con el teorema de la cota superior) y la carga real generada por el cajón y definida por su propio peso. Pero, a partir de este momento, tres fuerzas actuarán sobre el cajón: peso Q , carga horizontal H y subpresión U .

Se distinguirán las fuerzas reales actuantes de las fuerzas que realmente llevan a la rotura (Q^{real} vs Q^{rotura} , etc.). Si se define un único factor de seguridad FS:

$$FS = \frac{Q^{rotura}}{Q^{real}} = \frac{H^{rotura}}{H^{real}} = \frac{U^{rotura}}{U^{real}} \quad [30]$$

La ecuación de equilibrio de la cota superior ($W_{ext} = W_{int}$), que define las cargas de rotura, puede expresarse:

$$FS [(Q^{real} - U^{real}) \sin \alpha + H^{real} \cos \alpha] = \frac{W_{int}}{\delta_1} = W_{int}^* \quad [31]$$

Esta ecuación permite calcular el factor de seguridad:

$$FS = \frac{W_{int}^*}{(Q^{real} - U^{real}) \sin \alpha + H^{real} \cos \alpha} \quad [32]$$

donde W_{int}^* es una función de α .

La minimización de la ecuación [32] en función de α proporcionará la mejor aproximación al FS de la cota superior.

Consideremos la estructura de W_{int}^* . Se trata de la suma ponderada de los valores de c_u tomados en posiciones diferentes (c_{uj}) los vértices del mecanismo y los puntos intermedios auxiliares:

$$W_{int}^* = \sum_{j=1}^N \beta_j c_{uj} \quad [33]$$

donde β_j son coeficientes que dependen de la geometría del mecanismo. Por tanto, la ecuación [31], que establece el equilibrio entre el trabajo externo y la disipación interna, puede expresarse:

$$FS [(Q^{real} - U^{real}) \sin \alpha + H^{real} \cos \alpha] = \sum \beta_j c_{uj} \quad [34]$$

o bien:

$$(Q^{real} - U^{real}) \sin \alpha + H^{real} \cos \alpha = \sum \beta_j \frac{c_{uj}}{FS} = \sum \beta_j c_{uj}^* \quad [35]$$

donde:

$$c_{uj}^* = \frac{c_{uj}}{FS} \quad [36]$$

es la serie de resistencias al corte no drenado que se han movilizado y que son necesarias para satisfacer el equilibrio indicado por el mecanismo de la cota superior.

Esta definición es esencialmente similar al concepto de factor de seguridad que se usa para el análisis de equilibrio límite; es decir, el factor de reducción que se debe aplicar a los parámetros de resistencia para conseguir el equilibrio estricto bajo las cargas reales.

Este resultado es consecuencia de la relación lineal entre las cargas de rotura y la resistencia no drenada. Sin embargo, éste no es el caso de los análisis drenados, ya que las cargas de rotura y el parámetro de resistencia drenada ($\tan \phi'$) no están relacionados de manera lineal.

El factor de seguridad no es una medida teórica o particularmente bien definida de la incertidumbre. Existen otras alternativas que pueden adecuarse a las necesidades del proyectista. Por ejemplo, en el caso que se está discutiendo, se podría argumentar que la carga de ola es bastante incierta comparada con el peso del cajón Q^{real} . Por ello, un factor de seguridad cuyo objetivo sea juzgar el riesgo de rotura debido a la carga de ola puede definirse:

$$FS^* = \frac{H^{rotura}}{H^{real}} = \frac{U^{rotura}}{U^{real}} \quad [37]$$

sin incluir el peso del cajón, a diferencia de la definición previa, según muestra la ecuación [30].

Siguiendo los pasos anteriores, se obtiene una expresión para FS^* igual a:

$$FS^* = \frac{W_{int}^* - Q^{real} \sin \alpha}{H^{real} \cos \alpha - U^{real} \sin \alpha} \quad [38]$$

que debe minimizarse en función de α .

Los factores de seguridad FS^* y FS se han calculado para las fuerzas: $Q^{real} = 4.312$ kN/m; $H^{real} = 779$ kN/m; $U^{real} = 267$ kN/m, y para la distribución calculada de los valores de c_u en el momento en que actúa la tormenta: $t = 21$ días después del fondeo.

Los factores de seguridad calculados y el ángulo α , que define el mecanismo crítico, son:

$$FS = 1,10 \quad \text{para } \alpha = 41^\circ; \quad FS^* = 1,77 \quad \text{para } \alpha = 41^\circ$$

El cálculo indica que la fuerza de ola estática no fue suficiente para inducir una rotura generalizada de los cajones; pero, si se tiene en cuenta la definición clásica del factor de seguridad, faltó poco. Cabe pensar que los mecanismos propuestos de cota superior proporcionan estimaciones razonables de la realidad: después de rellenar los cajones de arena también se predijo que el $FS = 1,1$, y, ciertamente, no se produjo una rotura.

El hecho de que FS^* sea un valor alto indica que la escala de medida de riesgo no puede ser absoluta. Si variase la definición, debería cambiarse también la escala de riesgo. En este trabajo, el factor de seguridad es un factor de reducción de la resistencia, tal y como se define, para condiciones no drenadas, en la ecuación [36].

La rotura de los cajones fue también una indicación de que el suelo de cimentación había sufrido una reducción adicional de la resistencia, que probablemente se deba a la licuefacción del suelo, tema que se tratará en el siguiente epígrafe.

ANÁLISIS DE LA LICUEFACCIÓN

La estabilidad de los cajones bajo carga horizontal se comprueba en la práctica examinando ciertas posibilidades de rotura: capacidad portante (o estabilidad global), deslizamiento y vuelco. En el epígrafe anterior se ha discutido la capacidad portante de los cajones frente a su propio peso, combinado o no con la estimación estática de la carga de ola. La investigación tras la rotura no proporcionó datos a favor de una rotura por deslizamiento o giro.

El hundimiento profundo de los cajones tras la rotura (Fig. 5) y el tipo de rotura (inclinación del borde superior del cajón en dirección a mar) sugieren que la licuación del suelo pudo ser determinante. El diagrama de interacción cíclica (Fig. 10) muestra que las condiciones de licuación vienen definidas por la relación normalizada de tensión de corte media y cíclica y por el número de ciclos aplicado.

En vez de realizar un análisis global dinámico, seguiremos un enfoque simplificado:

a) Las tensiones de corte en planos horizontales (τ_{xz}) se calcularán en el terreno de cimentación para los dos estados siguientes:

- Peso de los cajones.
- Acción de las olas.

Estos cálculos se basarán en la teoría de la elasticidad.

b) Después se calcularán las relaciones tensionales (tensión de corte con relación a la tensión efectiva vertical). La distribución de las tensiones efectivas verticales (σ'_z) corresponde al tiempo de consolidación al comienzo de la tormenta ($t = 21$ días después del fondeo de los cajones).

c) Los índices de tensión calculados se compararán con la información que proporciona el diagrama de interacción cíclica (Fig. 10). Para un número estimado de ciclos de carga generados por la tormenta, un punto genérico del terreno de cimentación puede corresponder a una zona estable o inestable (licuada). Los puntos que «satisfacen» la condición de licuación definirán el área en que la resistencia a suelo no drenado disminuirá hasta un estado poslicuado.

d) Se llevará a cabo un nuevo análisis de estabilidad siguiendo la metodología de la cota superior. La distribución espacial de la resistencia no drenada será, en este caso, la consecuencia del estado inicial (aumento lineal de c_u con la profundidad), la historia previa de consolidación bajo el peso de los cajones y los valores reducidos de c_u en las áreas licuefactadas.

a) Tensiones de corte en los planos horizontales:

Consideremos la distribución de tensiones bajo los cajones debido a su propio peso. La tensión de corte calculada en planos horizontales bajo el peso de los cajones, antes de la tormenta, se ilustra en la figura 28. Estas tensiones de corte definen el valor estático permanente. Hay que tener en cuenta que los estados geoestáticos iniciales siguen direcciones vertical y horizontal y no ocasionan corte de los planos horizontales.

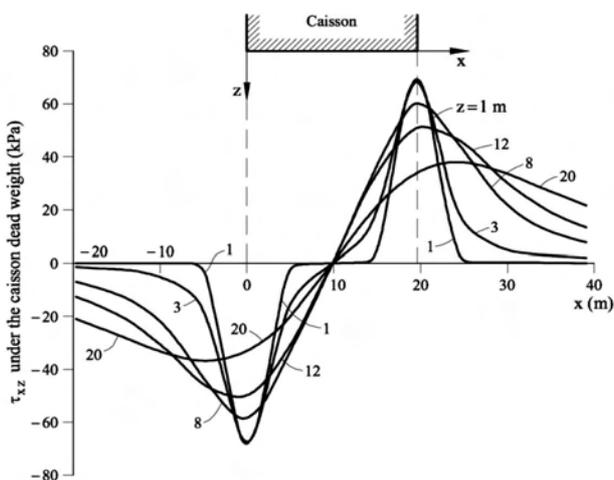


Figura 28. VALORES DE τ_{xz} CALCULADOS BAJO LOS CAJONES, SOMETIDOS A PESO PROPIO, A PROFUNDIDADES $z = 1, 3, 8, 12$ y 20 m.

La figura 28 muestra que cerca de la superficie de cimentación existe un pico que coincide con la transición entre las áreas cargadas y descargadas. Lejos de esa zona de intenso cizallamiento encontramos valores absolutos bajos de la tensión de corte. Con la profundidad, el pico «se ensancha» y las tensiones de corte se distribuyen de manera más homogénea. El peso de los cajones introduce tensiones de corte significativas en la cimentación. Incluso a 20 m de profundidad, donde la capa rígida arenosa marca el límite inferior de suelo limoso blando, la tensión de corte máxima es de unos 40 kPa.

El hecho de que la tensión de corte sea positiva o negativa carece de especial relevancia en este caso, pues ambas pueden conducir a condiciones límite (suponiendo que las propiedades del suelo sean isotrópicas).

Si observamos la acción del oleaje, la fuerza horizontal resultante H que actúa a cota Z_H sobre la base del cajón equivale a la fuerza de corte H en la base de cimentación

y a un momento $M_H = H Z_H$. Según Goda (1985), la base también se ve afectada por una distribución triangular de la subpresión de agua en la interfaz cajón-suelo que equivale a una carga U y a un momento M_U , que se añade a M_H . La serie de fuerzas inducidas por el oleaje equivale al siguiente grupo de tensiones ejercidas sobre la interfaz de cimentación del cajón:

- Una tensión de corte $q = H/b$ en dirección H .
- Una tensión normal uniforme $p = U/b$.
- Una tensión normal uniforme $p_1 = \sigma_{\max} = 6 M/b^2$, donde $M = M_H + M_U$.
- Una distribución triangular de las tensiones normales de compresión con un valor máximo de $p_2 = 2 \sigma_{\max} = 12 M/b^2$.

La figura 29 muestra las tensiones de corte y normal calculadas para las siguientes fuerzas cíclicas: $H = 779 \text{ kN/m}$; $M_H = H \cdot Z_H = 7.242 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$; $U = 267 \text{ kN/m}$; $M_U = 869 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$. La simetría de la distribución de tensiones de corte se pierde. Los valores de pico para cotas superficiales se concentran de nuevo cerca de los bordes de los cajones. Además, la fuerza de corte que se aplica en la interfaz se traduce en tensiones de corte significativas, a cotas superficiales, bajo la base del cajón. Las tensiones de corte cíclico son del mismo orden de magnitud que las tensiones de corte estático.

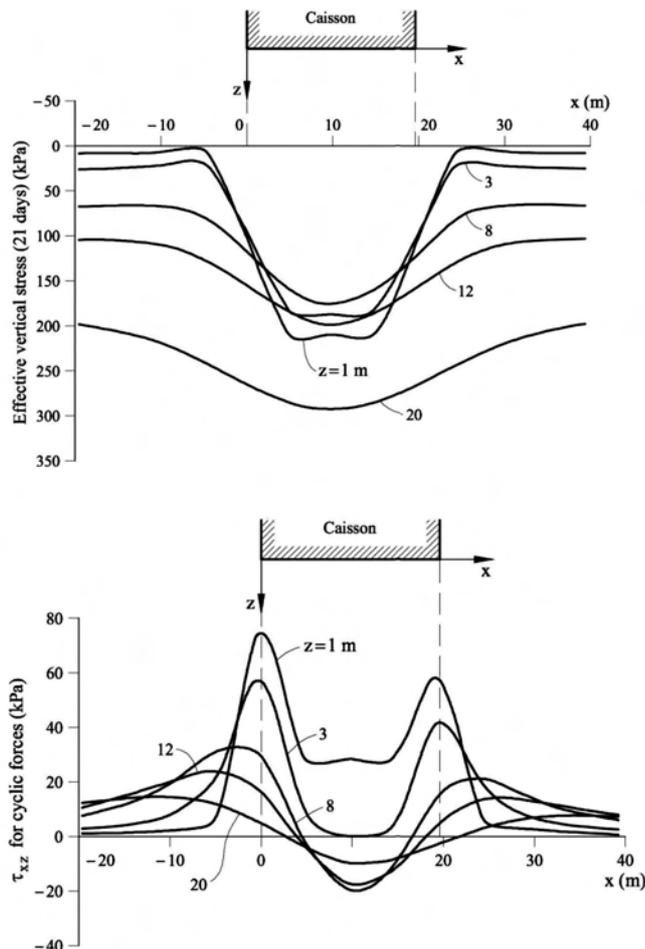


Figura 29. CÁLCULO DE: a) TENSIÓN VERTICAL EFECTIVA ESTÁTICA σ'_v ; b) TENSIÓN DE CORTE CÍCLICO τ_{xz} A COTAS $z = 1, 3, 8, 12$ y 20 m .

«estable» viene definida de manera simplificada por $\tau_{\text{cycl}} / \sigma'_v < 0,15$ y $\tau_{\text{ave}} / \sigma'_v < 0,25$. Fuera de este dominio rectangular se supone que el suelo llega a licuarse. El índice cíclico de tensiones límite (0,15) es válido para un número (100-200) de aplicaciones cíclicas de tensión. Estos valores se acercan al número de impactos de ola cuando la tormenta alcanza su máxima intensidad (altura significativa de ola igual a 4 m).

Las áreas licuadas definen dos grandes bolsas en ambos extremos del cajón, que alcanzan una profundidad máxima de unos 14 m . Sin embargo, no se aprecian condiciones de licuación bajo el área central del cajón (Fig. 32).

La figura 11 muestra la resistencia no drenada de las áreas licuadas. La dispersión es alta y resulta difícil escoger un valor fiable. Aun así, se eligió una resistencia de poslicuación próxima al máximo sugerido en este gráfico: $c_u = 0,06$, $\sigma'_v = 0,09 \sigma'_{mv}$, para estimar la estabilidad en caso de que el suelo se licuase.

b) Relaciones de tensión:

Teniendo en cuenta que las tensiones efectivas normales en los planos horizontales han de normalizar las tensiones de corte, en la figura 29b se han dibujado en posiciones similares. La figura 30 proporciona también un perfil vertical para demostrar que las tensiones efectivas verticales alcanzan valores altos cerca de la base del cajón (a causa de la consolidación elevada a cotas superficiales). Estos valores disminuyen en función de la profundidad hasta 7 m de profundidad cuando el peso geoestático (estado inicial) vuelve a ser dominante.

Se calculan así los índices $\tau_{\text{ave}} / \sigma'_v$ y $\tau_{\text{cycl}} / \sigma'_v$, que en las figuras 31a,b se dibujan para las mismas cotas. Las dos figuras muestran que los índices de tensión alcanzan valores muy altos en la zona de transición entre las áreas cargadas y no cargadas por el cajón. Resulta obvio que el suelo no puede resistir estos altos índices de tensiones y que, por tanto, se alcanzará su plastificación y se producirán redistribuciones tensionales. La figura indica que las zonas superficiales en el borde de los cajones están plastificadas y, además, se muestran especialmente críticas ante cargas cíclicas. Bajo los cajones, el índice de tensiones disminuye rápidamente a causa de las altas tensiones de confinamiento. A cotas más profundas, la transición entre las áreas superficiales de carga y descarga permanece en condiciones críticas. Ello se aprecia mejor si los índices de tensiones de la figura 31 se comparan con el diagrama de interacción cíclica de la figura 10.

c) Zonas licuadas:

Los índices de tensiones calculados se compararon con el diagrama de interacción cíclica de la figura 10. Los índices tensionales que pertenecen a la zona inestable o licuada se indican en la figura 32. La zona

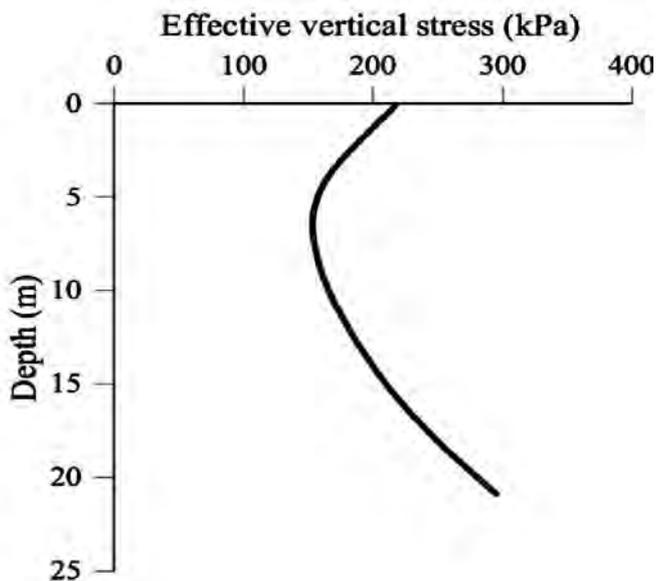


Figura 30. TENSIONES EFECTIVAS VERTICALES 21 DÍAS DESPUÉS DE FONDEAR LOS CAJONES PARA $x = 14,70$ m.

d) Estabilidad de los cajones:

La última fase del análisis consiste en evaluar las condiciones de rotura cuando una parte del suelo de cimentación se ha licuado. El mecanismo de rotura cruza la zona licuada que se encuentra en el lado tierra de la cimentación del cajón (Fig. 32). La distribución de la resistencia no drenada en las zonas no licuadas ya se ha comentado con anterioridad. En la zona licuada: $c_u = 0,09 \sigma'_m$.

El factor de seguridad calculado disminuye drásticamente hasta 0,56 para un mecanismo crítico definido por un ángulo $\alpha = 44^\circ$. Incluso si la zona de licuación se caracteriza por un valor relativamente alto de resistencia no drenada residual ($0,09 \sigma'_m$), esta brusca disminución del factor de seguridad es muy significativa.

Si se especifica una reducción aún mayor de la resistencia, el factor de seguridad se desploma, alcanzando valores muy bajos. Este resultado ayuda a explicar el fuerte soterramiento de los cajones a causa de la rotura.

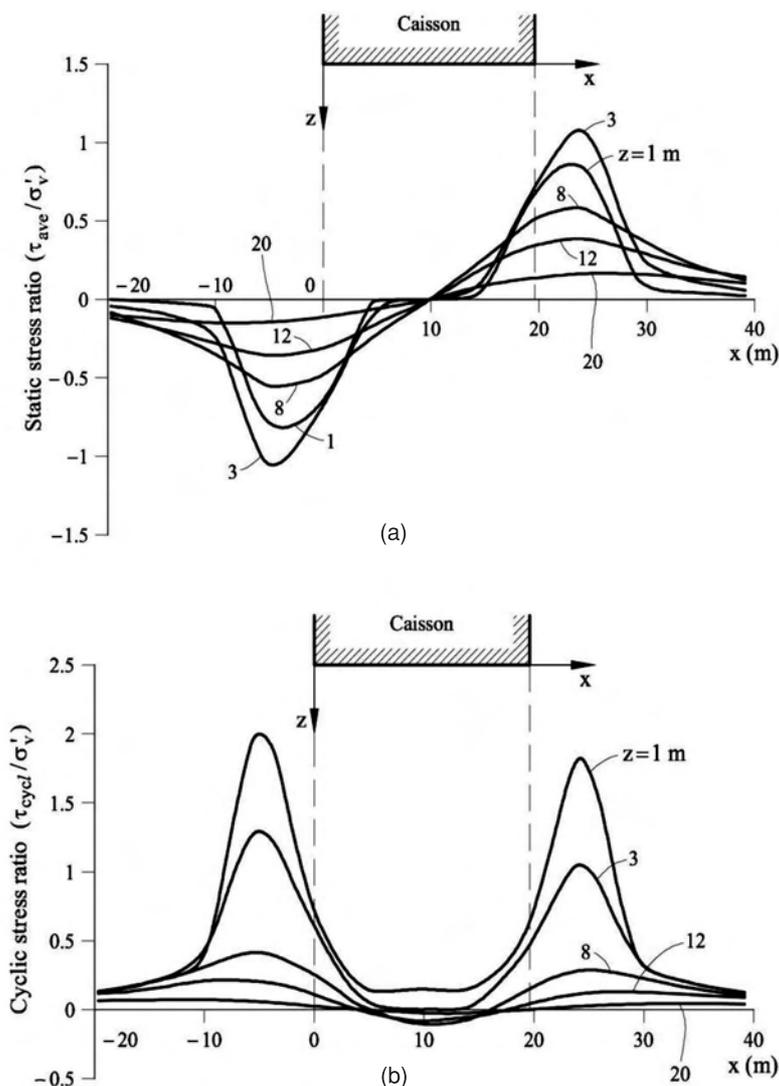


Figura 31. a) ÍNDICE ESTÁTICO DE TENSIONES (O MEDIO); b) ÍNDICE CÍCLICO DE TENSIONES.

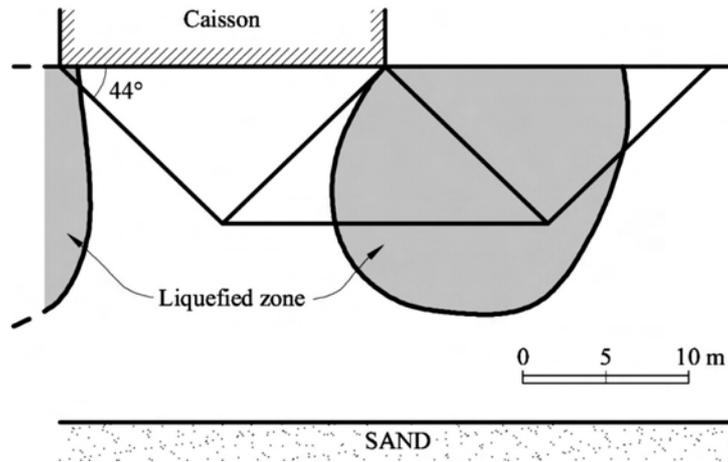


Figura 32. ÁREAS LICUADAS BAJO UN CAJÓN DEBIDO A LA CARGA CÍCLICA DE LA TORMENTA (También se indica el mecanismo crítico de rotura.)

Discusión

El teorema de la cota superior de la plasticidad proporciona una estimación no segura de la capacidad portante. Una comparación con la solución analítica disponible para incremento lineal de la resistencia no drenada del suelo muestra que los errores pueden ser del orden del 17 % para el mecanismo crítico de rotura que se ha escogido. Sin embargo, el mecanismo es simple y puede adecuarse, con poco esfuerzo, a las complicadas distribuciones de la resistencia no drenada a corte.

No obstante, cabe considerar esta limitación desde una perspectiva diferente. La figura 33 muestra la variación en el tiempo del factor de seguridad de los cajones, desde su fondeo ($t = 0$) hasta su rotura, 21 días más tarde. Se consideran en cada caso los mecanismos simétricos (superficiales) y no simétricos (profundos) críticos.

Los factores de seguridad calculados deben observarse de manera secuencial, prestando especial atención a los cambios en el FS, pero no a sus valores concretos. Su evolución en el tiempo es la información más interesante. El hecho de que los cajones no colapsen durante su fondeo proporciona una condición de referencia ($FS > 1$) para $t = 0$, independientemente de los cálculos. Se supone que, a la vista de los resultados obtenidos, el valor real del FS estaba próximo a 1,3. El proceso de cálculo que se ha descrito, que mantiene los mecanismos de rotura, se traduce en un valor del FS mayor pero próximo a 1, en $t = 21$ días, para una carga estática equivalente a la acción de las olas.

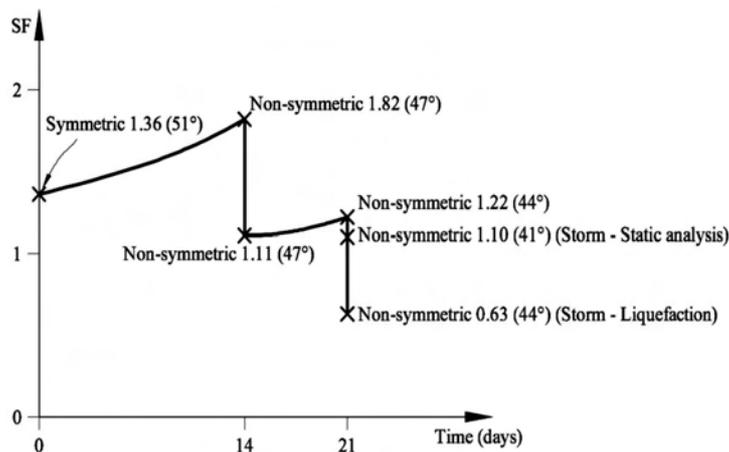


Figura 33. EVOLUCIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE LOS CAJONES (FS) FRENTE A CAPACIDAD PORTANTE (Entre paréntesis, ángulo crítico del mecanismo de rotura.)

Por tanto, se concluye que la rotura y hundimiento profundo de los cajones tiene su explicación en el mecanismo de pérdida de resistencia asociado a la carga cíclica de las olas. Parece que la explicación más plausible de la pérdida de resistencia sea un fenómeno de licuefacción, especialmente si se considera el profundo soterramiento en el suelo de cimentación de los cajones afectados.

El análisis efectuado mediante un procedimiento inspirado en el diagrama cíclico de movilidad del suelo natural indica que una gran parte de la cimentación de los cajones alcanzó condiciones críticas durante la tormenta del 11 de noviembre de 2001. Se calcula una reducción considerable del factor de seguridad, incluso si la pérdida de resistencia no drenada es moderada. En otras palabras, independientemente del factor de seguridad, a $t = 21$ días y bajo una

carga de ola pseudoestática, la licuefacción del suelo de cimentación es capaz de provocar una rotura catastrófica. Estos comentarios dan valor al cálculo de la cota superior como un procedimiento sencillo y útil de analizar las condiciones y razones de la rotura, incluso si se producen errores al estimar la carga real de rotura.

En relación con la figura 33 existen también algunas incertidumbres sobre el momento exacto en que se rellenaron los cajones con arena. Sin embargo, este hecho carece de mucha importancia, pues los cajones no sufrieron rotura bajo el peso total. Si el periodo de tiempo entre el momento en que se llenaron de agua los cajones y el momento en que se rellenaron de arena hubiese sido más corto y se hubiese registrado un $FS < 1$ durante el llenado con arena, la conclusión sería que el FS inicial era algo más alto que el calculado en este trabajo. Pero el procedimiento desarrollado puede aplicarse a continuación de forma similar.

Los mecanismos cinmáticos que se analizan en este artículo implican un desplazamiento vertical de los cajones. De hecho, el mecanismo de rotura también incluía una componente rotacional (Fig. 5). Los mecanismos escogidos son sólo una aproximación, pero son capaces de explicar satisfactoriamente la secuencia de eventos que llevaron a la rotura.

El análisis de la licuación también tiene sus limitaciones. Los altos índices de tensiones que se calculan en ciertas áreas de cimentación (cerca de los extremos de los cajones) son imposibles. Sin embargo, las clásicas distribuciones de tensión elástica (que no dependen de las constantes elásticas para perfiles de suelo homogéneos) proporcionan una estimación razonable para grandes áreas del suelo de cimentación.

La rotura de cajones en la literatura

Oumeraci (1994) ha recogido y comentado casos de rotura de cajones verticales. El autor describe la historia de diseño y construcción de cajones verticales e identifica las causas de roturas. Sin embargo, la información en la mayoría de los casos es muy limitada, especialmente sobre las condiciones de cimentación. Concluye que las fuerzas inducidas por olas singulares son preocupantes y, probablemente, razón principal de los fracasos observados. Sobre el papel del terreno de cimentación, el autor comprueba que se ha observado con frecuencia la existencia de erosión y arrastres al pie de las estructuras. Pero las roturas principales están probablemente asociadas al desarrollo de presiones intersticiales durante la carga cíclica y, tarde o temprano, con una licuefacción total o parcial de los suelos de cimentación.

A diferencia de las cargas inducidas por terremotos, la acción del oleaje se caracteriza por periodos de tiempo largos (frecuencia baja de impactos), por un número relativamente grande de cargas aplicadas y por una secuencia de rápidos impactos, especialmente si una ola rota golpea el paramento. Una vez que el suelo ha licuefactado o mantiene cierto nivel de sobrepresión intersticial, la rotura puede ocurrir por algún tipo de deslizamiento.

Se ha comprobado también que la acción de las olas sobre el fondo del mar puede provocar la acumulación excesiva de presiones de poro, fenómeno que puede conducir a la inestabilidad de suelo. El daño de algunas estructuras marítimas ha sido atribuido a este fenómeno, que han estudiado Jeng (1998, 2001) y Jeng y Lin (2000). La mayoría de los estudios se refieren a bancos de arena de alta porosidad. Sin embargo, las presiones de agua se disipan después de la acción del oleaje y el suelo consolidará, aumentando la resistencia frente a una nueva tormenta significativa.

El modelo de ola irregular originado en los alrededores de una pared vertical también se ha asociado al daño observado. No sólo la carga cíclica, sino también la rotación de tensiones experimentada por el suelo, puede inducir la licuación (Sassa y Sekiguchi, 2001).

Sin embargo, los cambios de tensión inducidos por la ola que carga sobre las estructuras marítimas son considerablemente más importantes que la carga directa inducida por las olas sobre el fondo del mar (De Groot *et al.*, 2006). Ésta fue también la conclusión de experimentos de laboratorio en gran escala descritos por Kudella *et al.* (2006).

El fenómeno de licuación del suelo ha recibido mucha atención en la literatura geotécnica. La investigación sobre terremotos ha generado la mayor parte de la información experimental. Ishihara (1993) y Youd y Idriss (2001) han proporcionado una descripción extensa del fenómeno.

Los ensayos en modelo han proporcionado una información adicional sobre los mecanismos de rotura bajo la carga de olas. Los ensayos a escala en condiciones gravitacionales normales no pueden reproducir las condiciones de tensión que existen a la escala de los prototipos ni permiten reproducir correctamente el comportamiento de licuefacción. El tipo de rotura observado en estos ensayos (movimiento hacia el lado mar de la cabeza de los cajones) no está sustentado por observaciones de campo, incluyendo la rotura aquí descrita.

Los ensayos en centrífuga son un instrumento poderoso para estudiar el comportamiento de cajones sometidos a la carga repetida de oleaje. Rowe y Craig (1976), Van der Poel Poel y De Groot (1998) y Zhang *et al.* (2009) describen algunos casos. Todos ellos se refieren a cajones cimentados en bases arenosas. Encuentran que los mecanismos de rotura conducen a la inclinación de la cabeza del cajón hacia el lado mar. Estos autores han propuesto, como causas de las roturas, el reblandecimiento y la erosión de la arena en los alrededores del talón de los cajones, así como la aparición de zonas importantes de licuación bajo el borde del cajón. Estos trabajos, así como los ensayos de corte cíclico en laboratorio, indican que las tensiones irregulares de corte y con cambio de signo favorecen la aparición de fenómenos de licuación.

Referencias

- Alonso, E.E., y Gens, A. (1999). *Geotechnical design and construction of breakwaters*. Bilbao Harbour (Invited Lecture). Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam, 1, 489-510.
- Alonso, E.E., y Krizek, R.J. (1975). *Consolidation of randomly heterogeneous clay strata*. Transportation Research Record 548, 30-47.
- Davis, E.H., y Booker, J.R. (1973). *The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays*. Géotechnique 23 (4), 551-563.
- Davis, E.H., y Poulos, H.G. (1972). *Rate of settlement under two- and three- dimensional conditions*. Géotechnique 22 (1), 95-114.
- Goda, Y. (1985). *Random Seas and Design of Maritime Structures*. University of Tokyo Press, Tokio.
- De Groot, M.B.; Bolton, M.D.; Foray, P.; Meijers, P.; Palmer, A.C.; Sandven, R.; Sawicki, A., y The, T.C. (2006). *Physics of liquefaction phenomena around marine structures*. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 132 (4), 227-243.
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique 43 (3), 351-415.
- Jeng, D.S. (1998). *Wave-induced seabed response in a crossanisotropic seabed in front of a breakwater: an analytical solution*. Ocean Engineering 25 (1), 49-67.
- Jeng, D.S. (2001). *Mechanism of the wave-induced seabed instability in the vicinity of a breakwater: a review*. Ocean Engineering 28, 537-570.
- Jeng, D.S., y Lin, Y.S. (2000). *Poroelastic analysis of the wave-sea interaction problem*. Computers and Geotechnics 26, 43-64.
- Kudella, M.; Oumeraci, H.; De Groot, M.B., y Meijers, P. (2006). *Large-scale experiments on pore pressure generation underneath a caisson breakwater*. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 132 (4), 310-324.
- Lunne, T.; Robertson, P.K., y Powell, J.J.M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic/Chapman and Hall, EyFN Spon, Londres (U.K.).
- NGI (2002). *Report on DSS Tests*. Autoridad Portuaria. Barcelona (España).
- Olson, S.M., y Stark, T.D. (2002). *Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories*. Canadian Geotechnical Journal 39, 629-647.
- Oumeraci, H. (1994). *Review and analysis of vertical breakwater failures-lessons learned*. Coastal Engineering 22, 3-29.
- Potts, D., y Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. Vol. I: Theory. Telford Publishing, Londres (U.K.).
- Poulos, H.G., y Davis, E.H. (1973). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Wiley. Nueva York (Estados Unidos).
- Rowe, P.W., y Craig, W.H. (1976). *Studies of offshore caissons founded on Ostercheelde sand*. Design and construction of offshore structures, ICE, 49-60. Londres (U.K.).
- Sassa, S., y Sekiguchi, H. (2001). *Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds*. Géotechnique 51 (2), 115-126.
- Seed, R.B.; Cetin, K.O.; Moss, R.E.S.; Kammerer, A.M.; Wu, J.; Pestana, J.M.; Riemer, M.F.; Sancio, R.B.; Bray, J.D.; Kayen, R.E., y Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*. Proceedings of the 26th Annual ASCE. Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, 71 págs. California (Estados Unidos).
- Van der Poel, J.T., y De Groot, M.B. (1998). *Cyclic load tests on a caisson breakwater placed on sand*. Proceedings of the International Conference Centrifuge 98 1, 403-408.
- Wood, D.M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Youd, T.L., y Idriss, I.M. (2001). *Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering 127 (10), 297-313.
- Zhang, X.Y.; Lee, F.H., y Leung, C.F. (2009). *Response of caisson breakwater subjected to repeated impulsive loading*. Géotechnique 59 (1), 3-16.

Segunda Sesión:

EJECUCIÓN Y CONTROL

Ponentes: D. Óscar Rivas Marcos (TERRATEST)
D. Gerardo Marote Ramos (TERRABAUER)
D. Miguel Ángel de Juan García (GRUPO RODIO-KRONSA)
D. Carlos Mora-Rey (KELLERTERRA)
D. Alejandro Segundo González (GEOCISA)

Ejecución de muros-pantalla en ámbito portuario

Caso práctico: Construcción de vaso estanco en Marina de Sotogrande (Cádiz)

Óscar RIVAS MARCOS

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
TERRATEST

0. Introducción

La creciente actividad portuaria demanda cada día mayores y más complejas instalaciones en los puertos y más allá de la mera actividad portuaria comercial, el desarrollo del turismo costero y náutico, simultáneamente a la cada vez mayor dependencia del automóvil, requiere igualmente de edificaciones con sótanos en zonas portuarias o muy próximas al mar. Por todo ello es necesaria la aplicación de la técnica de los muros-pantalla para poder acometer este tipo de construcciones de manera segura.

Los muros-pantalla representan una técnica habitual y muy necesaria en la construcción moderna, se trata de una tecnología sobradamente conocida dentro del campo de las cimentaciones especiales, y, como es sabido, su ejecución viene marcada por dos grandes condicionantes: la presencia de agua (nivel freático) y las características geotécnicas del terreno que se ha de excavar.

Se puede afirmar que estos dos grandes condicionantes son especialmente diferenciadores en el caso de obras en ámbito portuario o cercanas al mar. En este tipo de obras la presencia de nivel freático es segura y normalmente muy superficial, asimismo, en cuanto a los tipos de terreno a excavar, es habitual que se presenten casos de importante dificultad desde el punto de vista geotécnico; por un lado es habitual la presencia de terrenos flojos o fangos en el caso de terrenos ganados al mar, y por otro lado es habitual también la presencia de terrenos duros y/o con importantes oquedades por la presencia previa de escolleras.

Como ya es sabido, la correcta preparación y tratamiento de los lodos tixotrópicos es muy importante para poder garantizar una correcta ejecución de los muros-pantalla y una adecuada calidad del producto terminado. En los casos de obras en ámbito portuario este aspecto es de mucha mayor importancia si cabe, tanto por la dificultad de trabajar correctamente con niveles freáticos superficiales, como por los posibles desprendimientos cuando se está actuando en terrenos muy blandos.

Asimismo en este tipo de obras existe otro gran condicionante, desde el punto de vista del diseño del muro pantalla: el sistema de agotamiento interior del nivel freático. Debido a la presencia superficial del nivel freático y como consecuencia de la necesidad de realizar un vaciado interior deprimiendo dicho nivel, el muro-pantalla perimetral, además de realizar la misión de contener los empujes de tierras, sirve como elemento barrera que permite, mediante un sistema adecuado de bombeo, generar las pérdidas de carga suficientes a la circulación de agua como para que sea posible el agotamiento interior del nivel freático manteniendo el nivel exterior. Por todo ello, en este tipo de casos el diseño de la profundidad del muro-pantalla no sólo viene determinado por el cálculo estático de empujes horizontales sino que también ha de diseñarse en concordancia con el sistema de drenaje. Por ello en infinidad de ocasiones es necesario realizar muros-pantalla de mayor profundidad a la estrictamente necesaria por el cálculo de empujes; hecho que se resuelve habitualmente diseñando el muro-pantalla en hormigón en masa en la zona por debajo del pie necesario por empujes.

1. Caso práctico: Construcción de vaso estanco en Marina de Sotogrande (Cádiz)

1.1. INTRODUCCIÓN

Se trata de la construcción de un vaso estanco para la formación de un sótano en la construcción de un edificio residencial y comercial en la Marina de Sotogrande (Cádiz). La parcela tiene una superficie de 22.000 m² y limita al este con el mar (Fig. 1).

La necesidad de la construcción de un sótano en esta parcela hizo necesario el planteamiento de una solución tipo vaso estanco debido al condicionante de la presencia del nivel freático superficial y a la subpresión hidrostática sobre la cimentación del edificio, por ello era necesaria una solución que resolviese simultáneamente el problema de los empujes horizontales en la contención debidos al terreno y al agua, así como la cimentación del edificio, tanto en las hipótesis de carga vertical gravitatoria, como en las de subpresión hidrostática máxima con mínima carga vertical gravitatoria, todo ello en concordancia con el diseño de un sistema de agotamiento del nivel freático adecuado, que permitiese el vaciado interior en seco y la posterior construcción de la cimentación interior y el resto de la edificación.



Figura 1. EMPLAZAMIENTO DE LA PARCELA DONDE SE HA DE CONSTRUIR EL VASO ESTANCO.



Figura 2. VISTA AÉREA DE LA PARCELA DURANTE EL COMIENZO DE LOS TRABAJOS.

A las dificultades geotécnico-estructurales del vaso hay que añadir otra si cabe aún mayor; los máximos requisitos de estanquidad que venían marcados de proyecto.

1.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA E HIDROGEOLÓGICA

En la zona aflora un conjunto denominado «Unidades Alóctonas del Campo de Gibraltar» y «Unidad Aljibe», las primeras están compuestas por terrenos de cobertera y la unidad Aljibe está formada por alternancias de areniscas y arcillas; sobre estos materiales son frecuentes los depósitos aluviales de naturaleza granular asociados a la dinámica sedimentaria del río Guadiaro.

En la parcela en concreto aparecen niveles aluviales (arenas, gravas y arcillas) sobre sustrato terciario. Esto se traduce en cinco niveles geotécnicos diferenciados que se describen a continuación:

- *Nivel I.* Materiales granulares flojos: Se trata de arenas y gravas de compacidad floja.
- *Nivel II.* Materiales granulares flojos-medios: Son alternancias de arenas y gravas con algunos niveles arcillosos. Se trata de un terreno de compacidad floja-media.
- *Nivel III.* Materiales granulares densos, compuestos por arenas y gravas con algunos niveles arcillosos, compacidad densa.
- *Nivel IV.* Arcillas de alta plasticidad. Este nivel sólo aparece en las zonas más próximas al cauce del Río Guadiaro, se trata de un nivel con consistencia blanda-media.
- *Nivel V.* Formaciones terciarias; arenas bioclásticas cementadas (biocalcarenitas) y arcillas argilitizadas, se trata de niveles de compacidad muy densa y constituyen el sustrato terciario de la zona.

En la figura 3 se puede observar la compacidad floja del terreno hasta una profundidad de 11 m aproximadamente, es decir, hasta alcanzar la capa de materiales granulares densos.

En lo referente al nivel freático, durante la campaña de investigación geotécnica se detectó a profundidades que oscilaban entre 0,70 y 1,20 m estando sometido a las variaciones correspondientes al régimen de mareas con un rango de variación de hasta 1,10 m.

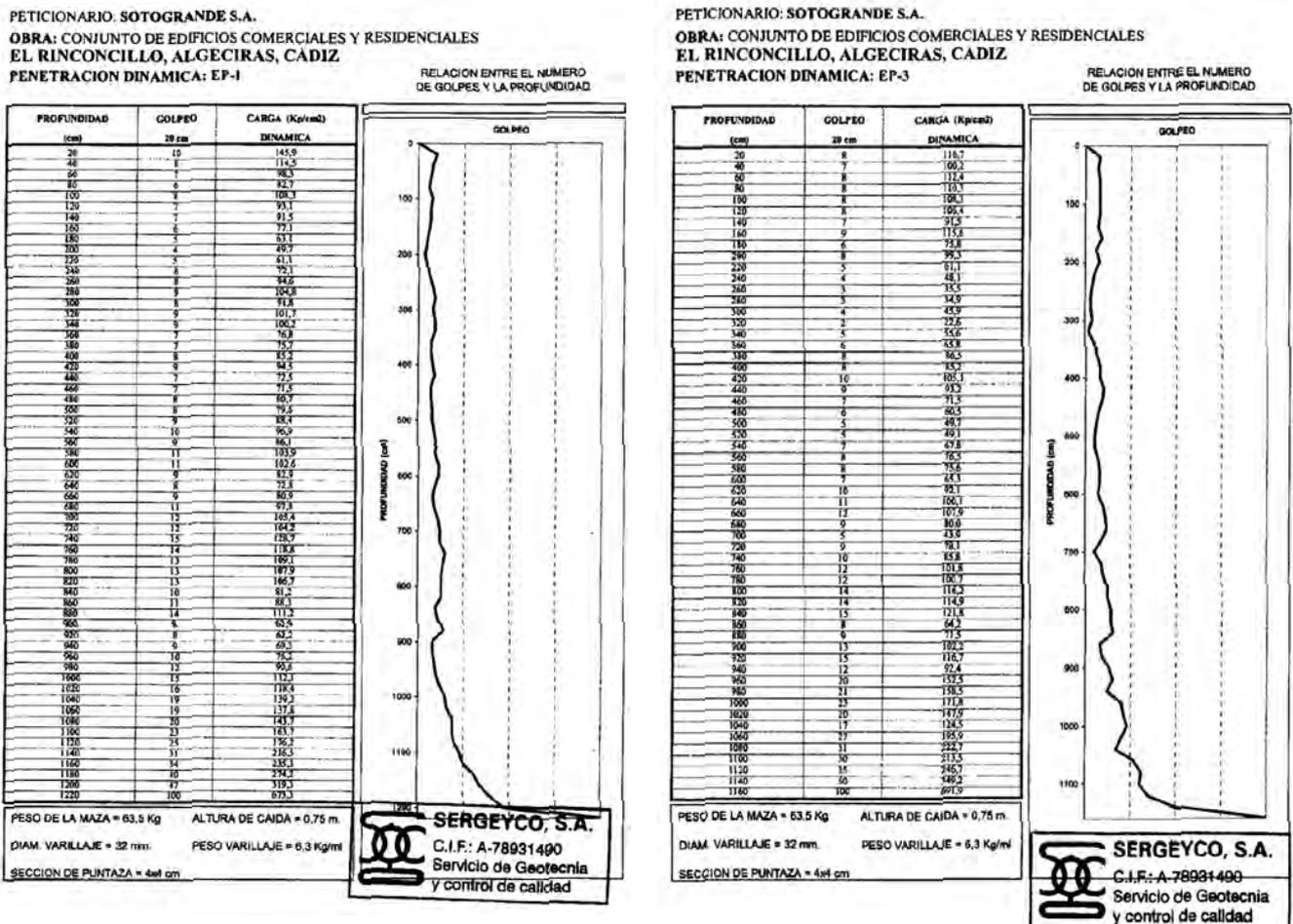


Figura 3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA TIPO DPSH (Se observa la baja resistencia del terreno hasta 11 m de profundidad).

1.3. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DEL VASO

La contención ha de soportar los empujes desde cota + 2,20 a la que se sitúa la plataforma de trabajo, hasta la cota -3,02 donde se sitúa la cara inferior de la losa de fondo. El nivel freático se sitúa a cota + 0,00 pudiendo experimentar sobreelevaciones debidas el régimen de mareas hasta cota + 1,10. La superficie total en planta del vaso es de 18.230 m².

1.4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

El diseño de la solución del vaso se vio muy influenciada por la dificultad del rebajamiento del nivel freático que había que acometer, parecía algo descabellado agotar más de 4 m de altura piezométrica de agua en una superficie total de más de 18.000 m² de manera simultánea, por ello se decidió dividir la superficie del vaso en cuatro recintos de forma que cada uno de ellos tuviese una superficie en torno a los 4.000-5.000 m², con lo que el planteamiento del agotamiento se tornaba mucho más razonable desde el punto de vista del dimensionamiento de los equipos de bombeo. El planteamiento era no comenzar el bombeo en un recinto hasta que no se hubiera sellado la losa de fondo correspondiente al recinto anterior, desplazándose de un recinto a otro toda la instalación del sistema de agotamiento.

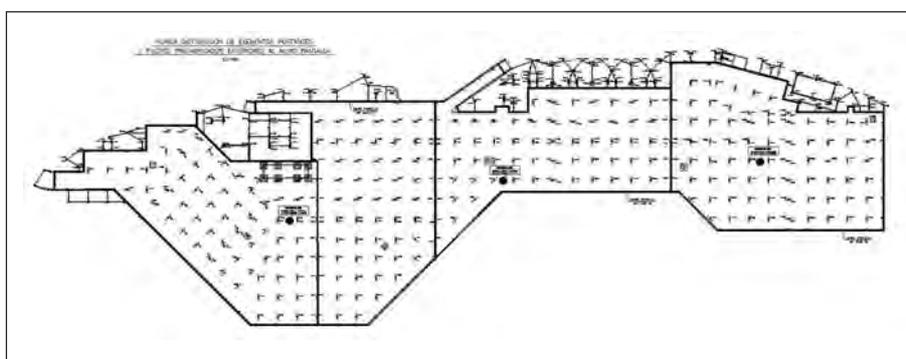


Figura 4. PLANTA GENERAL DE MUROS-PANTALLA Y CIMENTACIÓN INTERIOR (Se aprecia la división del vaso en cuatro recintos).

Para realizar la compartimentación en cuatro recintos se proyectaron tres muros-pantalla de cierre interiores (Fig. 4)

La contención se resuelve mediante muro perimetral de 0,45 m de espesor arriostrado provisionalmente mediante anclajes al terreno a nivel de via de coronación. Dicho muro-pantalla se arma hasta cota -7,50 para resistir los empujes horizontales del terreno y del agua y se prolonga en hormigón en masa hasta la cota -14,20 para permitir el funcionamiento del sistema de agotamiento del nivel freático y conseguir el efecto barrera frente al agua requerido (Fig 5).

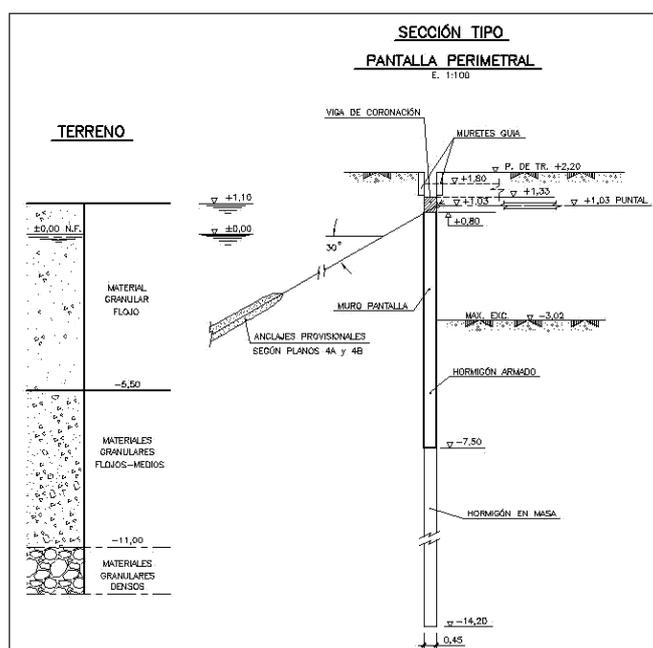


Figura 5. SECCIÓN TIPO DEL MURO-PANTALLA PERIMETRAL.

El cálculo del muro-pantalla se realizó mediante programa informático Rido resultando deformaciones máximas de 10 mm a nivel de la máxima excavación, se consideró empuje hidrostático desde cota + 0,00 para las fases constructivas y desde cota + 1,10 para la fase de servicio. Se observan los resultados del cálculo en la figura 6.

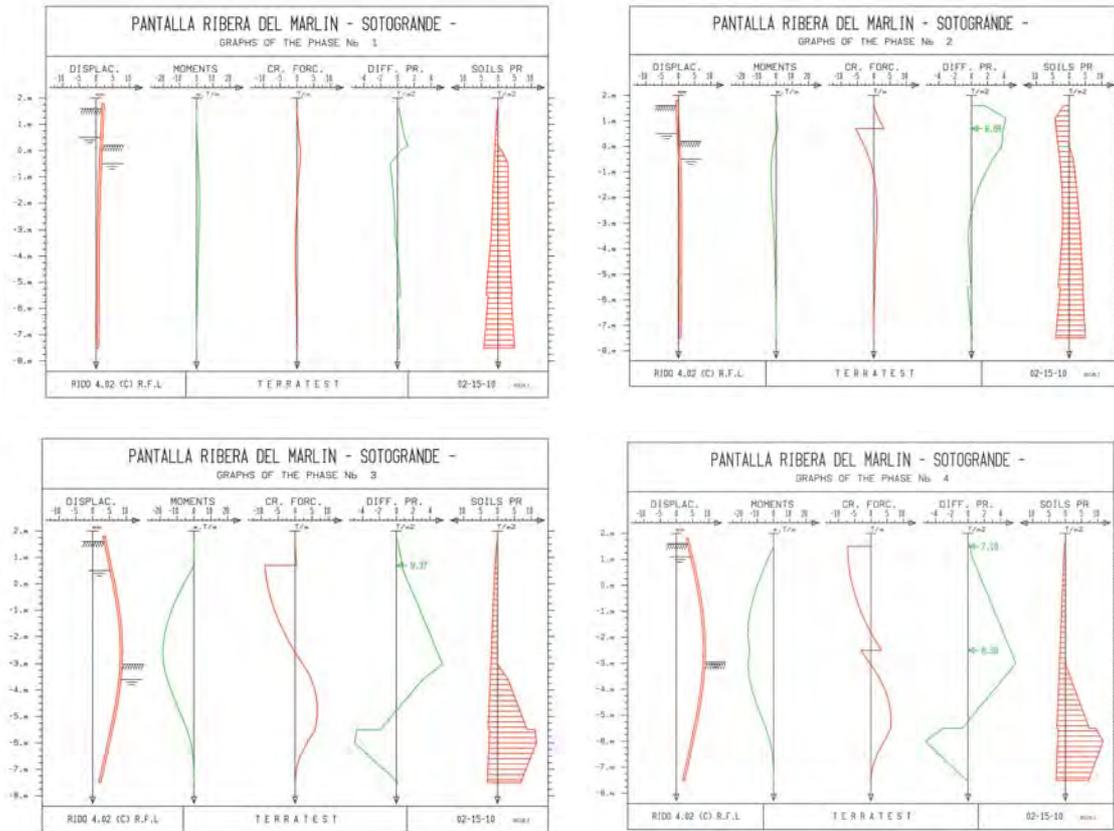


Figura 6. RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LAS DISTINTAS FASES DE CONSTRUCCIÓN DEL MURO-PANTALLA.

La cimentación interior se resuelve mediante elementos portantes de pantalla dimensionados para resistir las cargas verticales gravitatorias así como las ascendentes derivadas de la subpresión hidrostática. A su vez los muros-pantalla interiores de separación entre recintos servirían igualmente de cimentación de la correspondiente alineación de pilares.

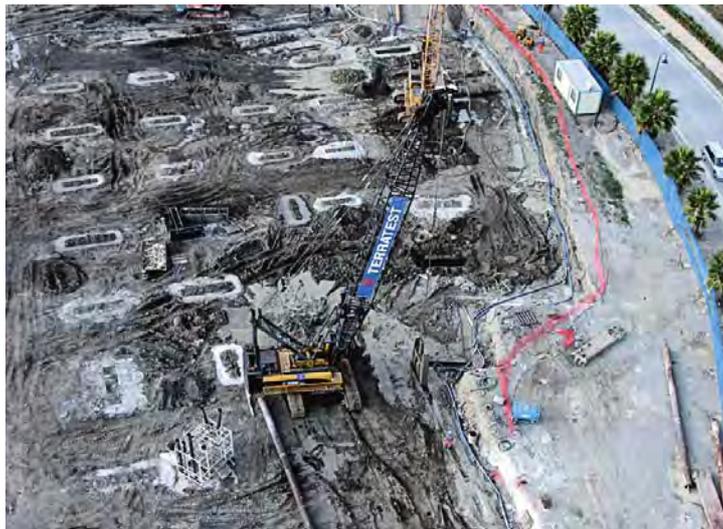


Figura 7. EJECUCIÓN DEL MURO-PANTALLA Y ELEMENTOS PORTANTES INTERIORES.

Finalmente el vaso se cierra por el fondo mediante losa de hormigón armado de 0,50 m de espesor dicha losa se arma para resistir la subpresión hidrostática máxima y a la vez sirve de losa arriostrante de los encepados de los elementos portantes de cimentación.



Figura 8. VACIADO DEL RECINTO 1.

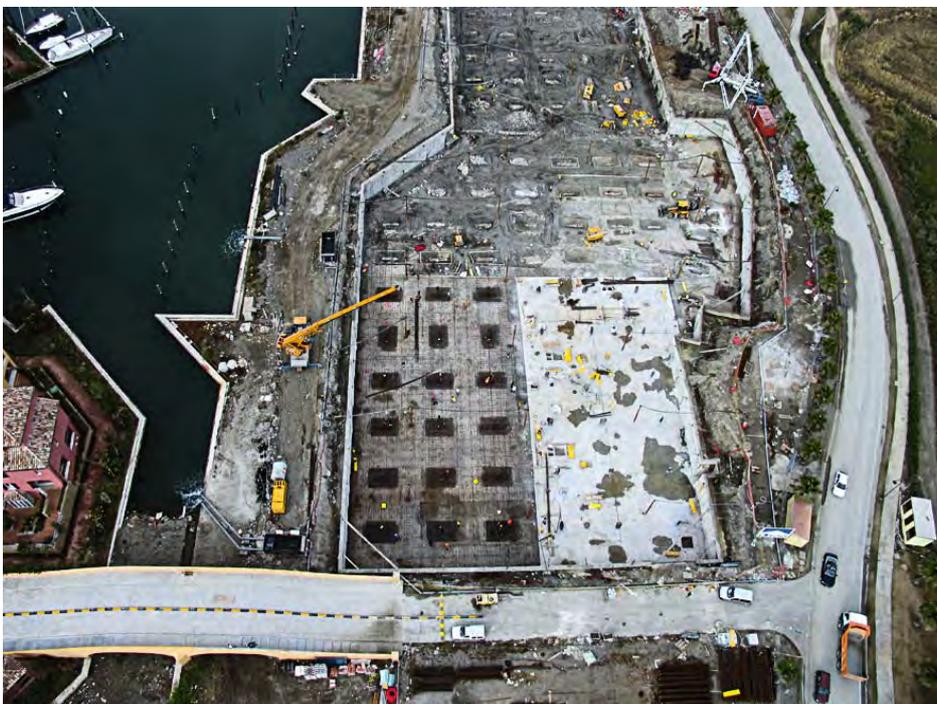


Figura 9. CONSTRUCCIÓN DE LOSA DE FONDO EN RECINTO 1.



Figura 10. FASE DE MÁXIMO VACIADO ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DE FONDO
(Se aprecia en primer término pozo de bombeo para el agotamiento del nivel freático).

1.5. IMPERMEABILIZACIÓN

Este apartado recoge el procedimiento de actuación para las diferentes partidas de impermeabilización existentes en la obra.

Estos trabajos se centran en las siguientes actuaciones:

1. Impermeabilización de la losa.
2. Impermeabilización de los muros-pantalla.
3. Sellado de juntas entre paneles de muros-pantalla.
4. Sellado de junta entre muro-pantalla y losa de fondo.
5. Sellado de junta entre muro-pantalla y viga de coronación.
6. Sellado de juntas en losa.
7. Impermeabilización de fosos de ascensor.

De forma previa al inicio de los trabajos, se realiza una limpieza del soporte a tratar mediante pulverización de agua a 200 bar de presión.

Posteriormente se tratan las juntas verticales en la zona del encuentro muro-losa, por lo tanto se sanea la junta vertical entre paneles y se retaca con Maxrest, una vez tratada la junta se procede a la impermeabilización de la zona aplicando Maxseal Super con una carga de $2,5 \text{ kg/m}^2$ de tal forma que sobre este recubrimiento se pueda instalar la junta hidroexpansiva Hydrotite DS-620-4,5l que irá anclada sobre el soporte mediante clavos y sellada por su parte superior con la masilla Maxflex 100 HM.

Por encima se instala una tubería especial para la inyección de resina en caso de necesidad si aparecen vías de agua en el encuentro losa – pantalla, una vez hormigonada la losa.

Durante la ejecución del hormigonado de la losa se aplica mediante espolvoreo el producto Maxseal Super, a razón de 2 kg/m^2 de forma previa al hormigonado, sobre el hormigón de limpieza y el armado, insistiendo en las zonas singulares como pilares, etc. y después del hormigonado y su fraguado, se aplica el mismo producto a razón de 1 kg/m^2 sobre el paramento superior de la losa.

Las juntas de hormigonado que se van a producir en las distintas fases de construcción de la losa, se tratan aplicando sobre ellas la junta hidroexpansiva mencionada anteriormente, asimismo para reforzar la impermeabilización y de forma previa a la instalación de la junta hidroexpansiva, se procede a tratar la junta con dos manos de Maxseal Super con una carga total de $2,5 \text{ kg/m}^2$.

Posteriormente al fraguado del hormigón de la losa, se ejecuta una media caña en el encuentro muro-cara superior de losa, que se retaca con Maxrest o Maxplug, este último en caso de existencia de vía de agua y por encima de ello se aplican dos manos de Maxseal Flex con una carga total de 2,5 kg/m².

Una vez tratado el encuentro muro-pantalla - losa, tanto en la zona embebida en la losa como en la zona libre, se tratan el resto de juntas verticales entre paneles y la junta entre el muro-pantalla y la viga de coronación. En ambos casos el tratamiento será similar y consistirá en el saneado de la junta y su retacado con Maxrest, una vez tratada la junta se procede a la impermeabilización del paramento visto del muro-pantalla mediante la aplicación de Maxseal Super con una carga de 2,5 kg/m².

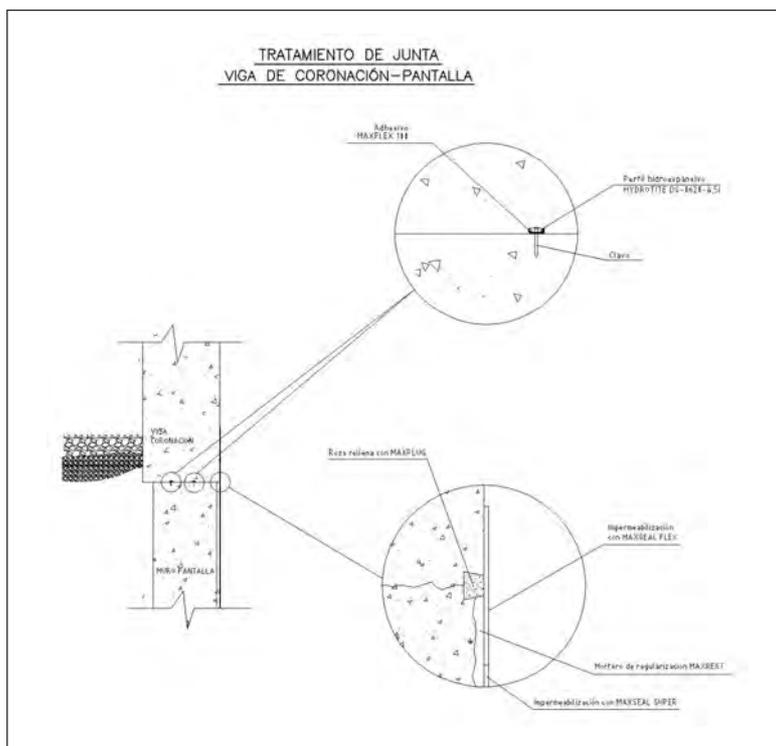


Figura 11. IMPERMEABILIZACIÓN DE JUNTA ENTRE MURO-PANTALLA Y VIGA DE CORONACION (Detalle).

Para el caso de los fosos de ascensor, se ejecuta una media caña en el encuentro losa-muro que se tratará con Maxrest o Maxplug en caso de existencia de vía de agua, y la impermeabilización de la superficie con dos manos de Maxseal Flex con una carga de 2,5 kg/m².

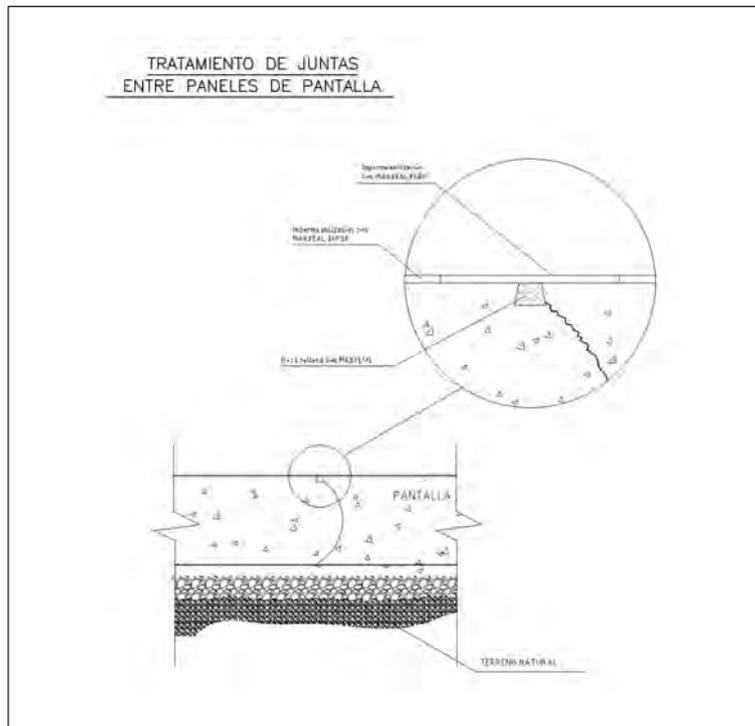
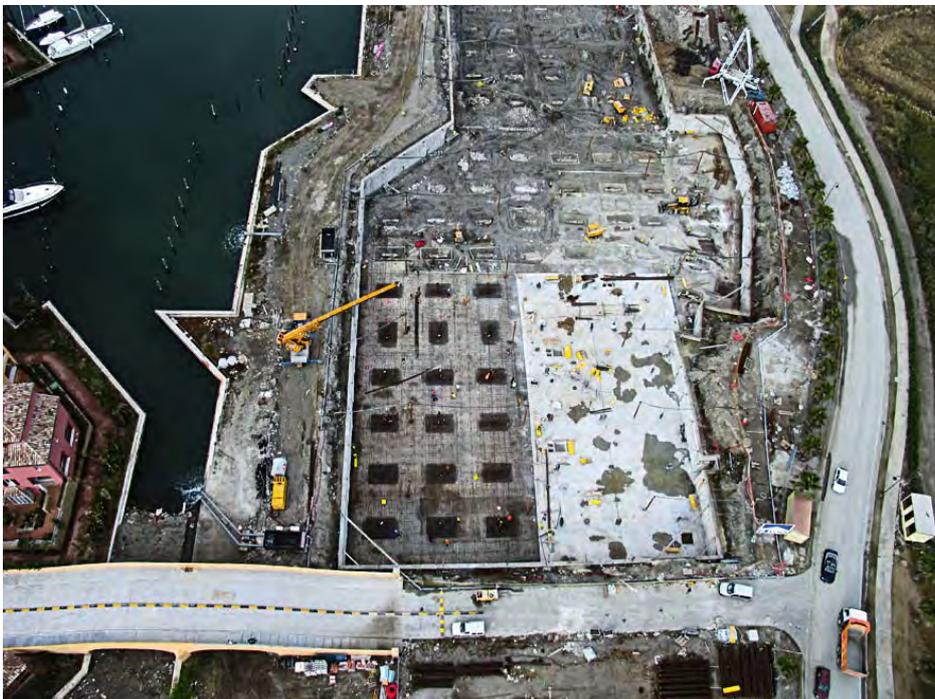


Figura 12. IMPERMEABILIZACIÓN ENTRE PANELES CONSECUTIVOS DE MURO-PANTALLA (Detalle).





Figuras 14 y 15. DISTINTAS FASES DE LA CONSTRUCCIÓN DEL VASO.



Bibliografía

«Proyecto de Ejecución de Conjunto de Edificios Residenciales, Comercial y de Aparcamientos. Parcela 5 6 / P2. Ribera del Marín. Puerto de Sotogrande. Cádiz». Redactado por Ramseyer-Waisman Arquitectos.

TERRATEST

Actuaciones en Obras Portuarias

Puerto de A Coruña



Puerto de Algeciras



Puerto de Tarragona



Puerto de Santander

Pilotes Prefabricados e In situ de gran diámetro

Puerto A Coruña

Ampliación del Muelle del Centenario en el Puerto de A Coruña mediante Pilotes In situ de \varnothing 1500 mm y profundidades de hasta 55 m.

Puerto Algeciras

Cimentación de Viga Terminal de Contenedores en el Puerto de Algeciras mediante Pilotes In situ de \varnothing 1500 mm y profundidades de hasta 40 m.

Puerto Tarragona

Cimentación de Silos en el Puerto de Tarragona mediante Pilotes Prefabricados T-400 y profundidades de hasta 27 m.

Puerto Santander

Cimentación de Puente Levadizo en el Muelle de Maliaño. Puerto de Santander mediante Pilotes In situ de \varnothing 1500 y 2000 mm y profundidades de hasta 45 m.



TERRATEST

CIMENTACIONES, S.L.

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 23 75 00
Fax: 914 23 75 01
<http://www.terratest.es>
E-mail: terratest@terratest.es



Miembro de:



Pilotes Posada S.A., en aras de alcanzar y mantener sus objetivos de Innovación, Tecnología y Calidad, dispone de un amplio equipo de medios humanos y materiales permanentemente actualizados, que le permite la realización, con las máximas garantías, de los trabajos de cimentaciones especiales que actualmente demanda el sector de la construcción:

- Pilotes CPI-8 de hasta 1 metro de diámetro y 28 metros de profundidad.
- Pilotes con entubación recuperable y lodos bentoníticos o polímeros, hasta 2 metros de diámetro y 50 metros de profundidad.
- Muros pantalla realizados con cuchara hidráulica o mecánica hasta 1,20 metros de espesor y 50 metros de profundidad.
- Micropilotes para cimentaciones o recalces.
- Anclajes provisionales o definitivos.
- Hincas de tablestacas metálicas.

TECNOLOGÍA
CALIDAD



Estamos creciendo sobre sólidos cimientos desde 1968



**PILOTES
POSADA S.A.**

CIMENTACIONES ESPECIALES

www.pilotesposada.com

Miembro de



SEDE CENTRAL: Carretera de Baiona, 44 int. 36213 VIGO (España) Telf.: +34 986 29 35 00 Fax: +34 986 20 21 52 E-mail: piposa@pilotesposada.com

DELEGACIÓN CENTRO: Calle Oslo, 1 - bloque 3 - 1º - 4 28224 Pozuelo de Alarcón. MADRID (España) Telf.: + 34 91 351 36 63 Fax: + 34 91 351 34 05 Email: delegacion@pilotesposada.com

Pilotaje de la nueva rampa ro-ro del puerto de Santander

Gerardo MAROTE RAMOS

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
TERRABAUER

1. Introducción

La cimentación de la nueva rampa ro-ro del Puerto de Santander puede considerarse un proyecto geotécnico singular tanto desde el punto de vista de diseño como de ejecución. Pese a tratarse de una obra discreta con tan sólo 23 pilotes, la cimentación ha requerido la elaboración de un proyecto preciso y un análisis exhaustivo de todas las fases que componen el proceso de construcción. No en vano los pilotes se ubican en el mar, están afectados por los condicionantes que caracterizan las actividades portuarias y han precisado medios flotantes para su construcción.

La ejecución de la cimentación se desarrolló durante los meses de agosto y septiembre de 2009. En el presente artículo se reflejan los aspectos más relevantes de la cimentación de la nueva rampa ro-ro y se detalla el proceso de ejecución de los pilotes.

2. Características del terreno

La caracterización del terreno en la zona de influencia de la nueva rampa ro-ro se llevó a cabo mediante una campaña de investigación basada en tres sondeos mecánicos a rotación, con recuperación continua de testigos, ensayos de penetración estándar, ensayos presiométricos y ensayos de laboratorio: análisis granulométrico, límites de Atterberg y ensayos de corte directo tipo UU.

Los sondeos se realizaron desde una plataforma flotante (Figs. 1 y 2); para su estabilización se emplearon muertos de hormigón apoyados en el fondo del mar, amarrados a las esquinas de la pontona. También se hizo uso de los bolardos del muelle como medida complementaria de sujeción.

2.1. INTRODUCCIÓN GEOLÓGICA

La zona estudiada se sitúa sobre un sustrato definido por la facies «keuper» (Triásico), constituido por arcillas de tonos abigarrados (predominando el rojo vinoso, sobre el gris verdoso, negro y violeta), sales, ofitas y frecuentes intercalaciones de yesos negros, grises o blancos. Dentro de estas arcillas aparecen frecuentemente bloques de dolomías vacuolares (carniolas), areniscas de la facies «weald» y dolomías y calizas del «lías». Estos materiales afloran como consecuencia de un proceso diapírico, ya que el enterramiento de los materiales plásticos del «keuper» (de baja densidad) por otros de mayor densidad (terrígenos y carbonatos) crea una situación inestable que da lugar a la migración de sales y yesos hacia áreas con menor carga litostática. Esta migración genera, en superficie, acumulaciones de forma hemisférica que elevan el terreno situado por encima, facilitando su erosión hasta que las arcillas logran contactar con la superficie. Éstas, al ser más deleznable que los materiales de alrededor, sufren una erosión más efectiva que trae como resultado la depresión topográfica del relieve en esta zona, y puesto que el diapiro de Santander está muy cercano a la costa, se ha visto inundado por el mar, generándose la bahía de Santander.



Figuras 1 y 2. REALIZACIÓN DE SONDEOS DESDE PLATAFORMA FLOTANTE.

Como consecuencia del ascenso, los materiales que conforman el encajante sufren un proceso de brechificación, triturándose en fragmentos de tamaño muy diverso (de centímetros a decenas de metros), mezclándose con las arcillas triásicas y resultando una disposición aleatoria de las distintas litologías.

Esta depresión que conforma la bahía de Santander sufre un proceso de relleno y colmatación desde el Pleistoceno (Cuaternario) por los limos, arcillas y arenas aportados por las tres rías que en ella desembocan y los sedimentos costeros en las zonas más próximas a la costa. Además de esta colmatación natural, en el último siglo se ha producido un relleno antrópico sobre la zona interior de la marisma, con el fin de rellenar las zonas inundables por la marea y ganarlas como zonas de cultivo y aprovechamiento industrial. En el contacto sustrato-recubrimiento cuaternario son muy frecuentes paleocauces excavados en las arcillas yesíferas que dan lugar a espesores de suelos cuaternarios muy variables.

2.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL ÁREA ESTUDIADA

La zona estudiada apenas presenta depósitos cuaternarios de recubrimiento superficial, ya que ha sido dragada. Sólo en dos de los tres sondeos efectuados se han reconocido estos materiales que, por su escaso espesor, no se han caracterizado geotécnicamente. De techo a muro, se reconocen los siguientes tipos de depósitos:

- **Fangos bituminosos negros**

Se reconocen en el primer metro de dos de los tres sondeos efectuados. Los fangos bituminosos son depósitos derivados de la actividad industrial que se lleva a cabo en la bahía de Santander, de ahí su color y su característico olor a hidrocarburos. A partir de otros estudios geotécnicos realizados en el puerto de Santander se ha observado que tapizan el fondo de la bahía y que el mayor contenido en hidrocarburos lo presenta habitualmente el techo del nivel.

Los fangos están constituidos por proporciones variables de arcillas y limos y, en ocasiones, fracciones arenosas de grano fino. Cuando la fracción predominante es la arcillosa presentan una plasticidad bastante elevada, siendo su consistencia muy blanda, casi líquida. Contienen abundante materia orgánica y restos de caparzones.

- **Arenas finas**

Sólo se detectan en uno de los sondeos, con tan sólo 30 cm de espesor, y están representadas por arenas limpias de grano medio. Su naturaleza es silíceo con restos bioclásticos carbonatados.

- **Sustrato en facies «keuper»**

Por su origen diapírico, la facies «keuper» puede contener englobados fragmentos o bloques de naturaleza y dimensiones muy variables. A diferencia de otros estudios próximos, el sustrato rocoso reconocido en la zona de la terminal corresponde mayoritariamente a la facies descrita tradicionalmente como «arcillas rojas», constituido por arcillas de consistencia dura con algunas gravas, mayoritariamente de la propia argilita del «keuper» más sana, y de yeso.

2.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Debido a que los fangos bituminosos y las arenas finas no son representativos en el conjunto de terreno analizado, sólo se han caracterizado geotécnicamente las arcillas rojas pertenecientes a la facies «keuper».

- **Sustrato «keuper»: arcillas rojas**

Los materiales reconocidos son arcillas con abundantes relictos de argilita y proporciones variables de yeso diseminado y en forma de gravas. Los tonos son, en general, rojo vinoso con algunas pasadas grises o negras. Comúnmente, su consistencia es dura, con un valor N del SPT por encima de 30 golpes. Dado el escaso espesor de suelos cuaternarios, la cota de aparición del sustrato «keuper» sano es bastante homogénea y se sitúa a unos 18,00 m de profundidad respecto a la cota del muelle.

En general se trata de arcillas de plasticidad media (CL). Los análisis muestran una fracción tamaño grava entre el 1 y el 7 %, y un porcentaje de fracción arena entre 28 y 44 %. Las características de plasticidad de las muestras ensayadas son muy similares entre sí, con unos límites líquidos variables entre 43 y 50 % y unos índices de plasticidad entre 25 y 26 %. La densidad de las arcillas oscila entre 1,71 y 1,73 g/cm³, con una humedad natural entre 16,90 y 17,90 %.

Dada la variabilidad de resultados que se obtiene con los ensayos de resistencia a compresión simple uniaxial, se ha optado por realizar ensayos de corte directo tipo UU. Con estos ensayos se han registrado valores de cohesión sin drenaje, C_u , de 0,58 y 1,00 kp/cm², que se corresponderían con unas resistencias a compresión simple de 1,16 y 2,00 kp/cm², respectivamente. Estos valores no encajan con los ensayos realizados *in situ* (SPT y presiómetros), por lo que, dados los materiales analizados, en los cálculos se han considerado estos últimos como más representativos del estado real del terreno.

Se han realizado también ensayos presiométricos en la facies «keuper». A la vista de estos resultados se puede comentar que el módulo presiométrico E_p varía entre 181,69 y 915,46 kp/cm². De forma análoga, el módulo de corte, G , varía entre 84,63 y 381,44 kp/cm².

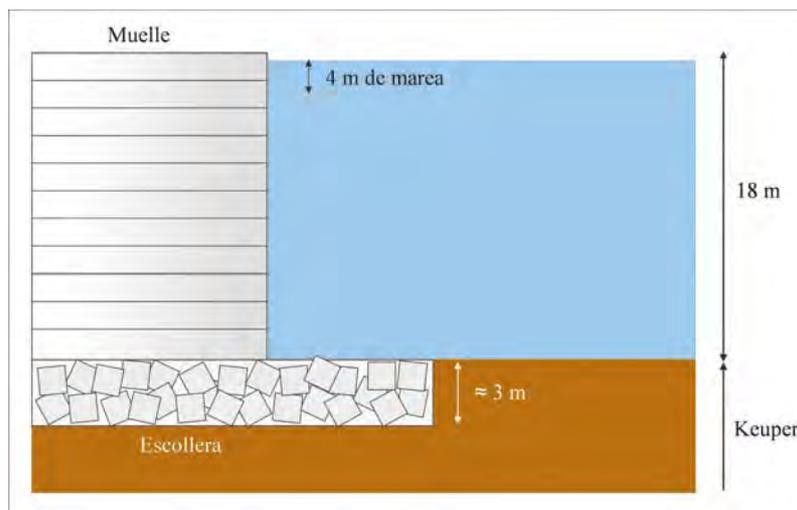


Figura 3. PERFIL GEOTÉCNICO.

2.4. LÁMINA DE AGUA

Si se toma como referencia la cota del muelle, la carrera de marea oscila entre 0,50 y 4,00 m de profundidad. Este dato es esencial para programar los trabajos desde la plataforma flotante.

2.5. CONCLUSIONES

En base al estudio efectuado puede concluirse que la nueva rampa ro-ro se asienta sobre un terreno formado básicamente por arcillas rojas del «keuper», de plasticidad media y consistencia alta, que afloran a unos 18 m de profundidad respecto a la cota del muelle. Este material es duro y presenta una firme oposición a la instalación de entubaciones y a la perforación si no se emplean técnicas y equipamiento adecuados. En la zona más próxima al muelle aparece un relleno de escollera de unos 3 m de espesor (Fig. 3).

La investigación geotécnica realizada permite definir algunos aspectos importantes de los trabajos posteriores de cimentación:

- Los pilotes deben protegerse con camisas perdidas en la zona afectada por la lámina de agua. Las entubaciones tienen que empotrarse una determinada longitud en el Keuper y, debido a la plasticidad de este material, la hincas por vibración parece un procedimiento más adecuado que la percusión.
- Los pilotes deben prolongarse por debajo de la camisa perdida y empotrarse en el Keuper una longitud variable en función de las cargas a las que estén sometidos. La firmeza y plasticidad del terreno implican la utilización de útiles de excavación en los que se priorice la capacidad de carga sobre la disgregación del terreno.
- El «keuper» es un material firme que, en principio, no requiere la utilización de lodos de estabilización durante la perforación.
- La naturaleza arcillosa del terreno puede contaminar el agua interior del pilote mediante la aportación de partículas finas. Por tanto, es necesario llevar a cabo la limpieza o sustitución del fluido antes de hormigonar para evitar defectos en el producto terminado.
- Es recomendable realizar un dragado previo y puntual de la escollera en los pilotes afectados por este material de relleno.

3. Cimentación de la rampa ro-ro

La nueva rampa ro-ro del puerto de Santander se apoya sobre 23 pilotes empotrados en las arcillas del «keuper» y provistos de camisas perdidas que protegen la estructura de la lámina de agua. Los pilotes se disponen en cuatro alineaciones paralelas al muelle actual (Fig. 4).

A excepción de dos pilotes sometidos a la carga extraordinaria del sistema hidráulico de la futura rampa (pilotes 2 y 22), diseñados con un diámetro de 1.600 mm, los pilotes tienen un diámetro de 1.200 mm. El empotramiento de los distintos elementos en las arcillas del Keuper es función de los esfuerzos particulares a los que está sometido cada uno de ellos.

La zona superior de los pilotes, por encima del empotramiento y afectada por el agua marina, se protege con una camisa perdida de acero (Fig. 5) de 21,00 m de longitud y 7,50 mm de espesor (10 mm en los pilotes de 1.600 mm de diámetro) empotrada 5,50 m en el «keuper». Debido a que el procedimiento previsto para la instalación de las

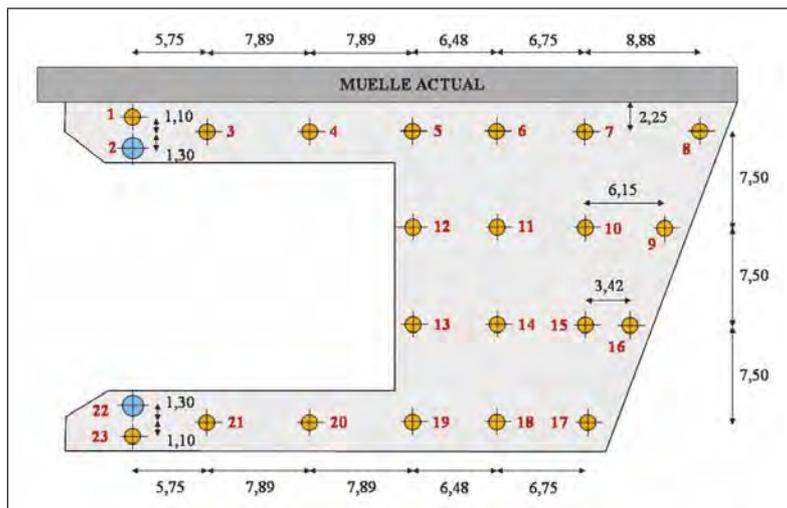


Figura 4. DISPOSICIÓN DE LOS PILOTES.

camisas es la vibración, los dos extremos de las mismas se refuerzan en una longitud de 50 cm, ampliando su espesor hasta 15 mm en pilotes de 1.200 mm y 20 mm en pilotes de 1.600 mm. De este modo la parte superior se acomoda mejor a los esfuerzos generados por el vibrador en las zonas de enganche y la inferior presenta una mayor oposición a la deformación durante la hinca. Los tubos están dotados de pequeñas ranuras verticales para permitir la entrada del agua durante la ejecución y compensar las presiones exterior e interior (Fig. 6).

Teniendo en cuenta que el terreno aflora a una profundidad de aproximadamente 18,00 m respecto al muelle, se deduce que la cota superior de la camisa se sitúa 2,50 m bajo éste, quedando sumergida en situación de pleamar.



Figura 5 (izda.). ACOPIO DE CAMISAS PERDIDAS DE ACERO.

Figura 6 (dcha.). TUBOS DOTADOS DE RANURAS VERTICALES PARA COMPENSAR LAS PRESIONES DE AGUA.

A continuación se indican las especificaciones de los pilotes: número, diámetro, empotramiento y longitud total medida desde la cota superior de la camisa perdida hasta el fondo del empotramiento (Fig. 7). La figura 8 muestra la disposición en alzado de los pilotes.

PILOTE	DIÁMETRO (mm)	EMPOTRAMIENTO EN ARCILLAS DEL KEUPER (m)	LONGITUD TOTAL (m)
1, 12, 13, 23	1.200	17,00	32,50
2, 22	1.600	23,00	38,50
3, 4, 20, 21	1.200	8,00	23,50
5, 6, 7, 8, 17, 18, 19	1.200	12,00	27,50
9, 10, 15, 16	1.200	13,00	28,50
11, 14	1.200	16,00	31,50

Figura 7. DIÁMETRO, EMPOTRAMIENTO EN KEUPER Y LONGITUD DE LOS PILOTES.

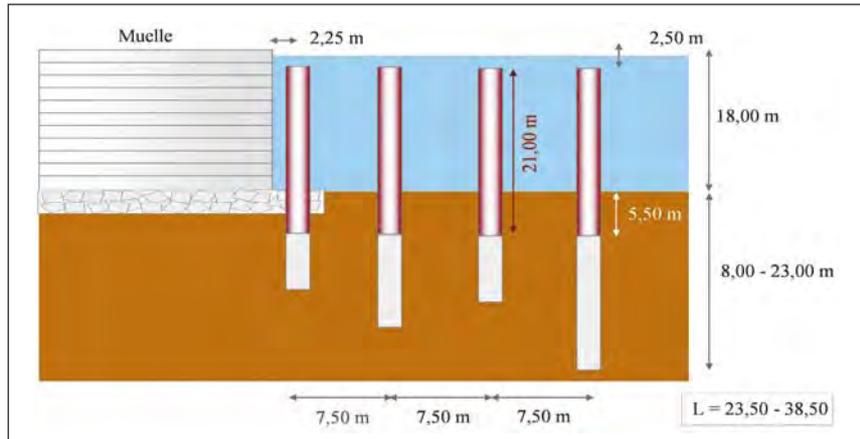


Figura 8. DISPOSICIÓN EN ALZADO DE LOS PILOTES.

4. Procedimiento de ejecución de pilotes

Los pilotes que forman la cimentación de la rampa ro-ro pueden dividirse, desde el punto de vista de ejecución, en dos grupos:

- Pilotes accesibles desde el muelle: pilotes 1, 3, 4, 5, 6, 7 y 8.
- Pilotes accesibles desde plataforma flotante (pontona): el resto.

El eje de los pilotes del primer grupo se sitúa a una distancia de 2,25 m del muelle (salvo el del pilote 1, más cercano), por lo que estos elementos se han ejecutado desde tierra firme utilizando una plataforma especial como suplemento del muelle. La ejecución del resto de pilotes, inaccesibles desde el muelle, se ha llevado a cabo desde pontona.

El procedimiento de ejecución de los pilotes es similar en los dos casos, si bien la influencia de la marea y el hecho de trabajar sobre un medio flotante convierte a los pilotes del segundo grupo en elementos singulares con detalles específicos dentro del proceso de construcción.

En líneas generales, el método de ejecución de los pilotes se basa en la hinca por vibración de la camisa perdida, con alternancia de aligeramiento de terreno en mayor o menor medida en función del avance de la hinca, y perforación del empotramiento por dentro de la entubación y más allá de su cota inferior, hasta la profundidad final definida en proyecto. Una vez concluida la excavación se procede a la instalación de la armadura y la tubería tremie, se limpia el pilote y se hormigona.

En los apartados siguientes se detallan los recursos necesarios y todas las fases del proceso constructivo para las dos tipologías de pilotes mencionadas.

4.1. RECURSOS NECESARIOS

Para llevar a cabo el proceso constructivo descrito se contó con los siguientes recursos generales:

- 23 camisas perdidas, una por pilote, con las especificaciones definidas en el apartado 4.
- Equipo de dragado (Figs. 9 y 10), disponible para la eventual retirada de obstáculos, principalmente escollera, en las zonas de influencia de determinados pilotes.



Figuras 9 y 10. EQUIPO DE DRAGADO.



Figuras 11 y 12. MARTILLO VIBRADOR.

- Martillo vibrador tipo Müller MS-32 HFV (Figs. 11 y 12), de frecuencia y amplitud variables, capaz de producir la vibración necesaria para la hincada de la tubería de revestimiento en el sustrato arcilloso. El martillo genera vibraciones de hasta 39,20 Hz de frecuencia y 14,20 mm de amplitud, que corresponden a una fuerza centrífuga máxima de 1.979 KN. El momento excéntrico, en función de los parámetros seleccionados, varía entre 0 y 32 kg/m. La posibilidad de variar la frecuencia y amplitud de la vibración permitió ajustar el proceso de hincada a las características de las arcillas del «keuper».



Figura 13. GRÚA AUXILIAR.



Figura 14. EQUIPO DE PERFORACIÓN.

- Grúa auxiliar Liebherr 882 (Fig. 13) para colocación de camisas perdidas, manejo del vibrador, instalación de armaduras y tubería tremie, hormigonado y movimiento de accesorios.
- Equipo de pilotes IMT AF-18 (Fig. 14) para perforación del empotramiento en «keuper».

Los recursos particulares de cada clase de pilote, ya sean accesibles desde el muelle o ejecutados desde pontona, se indican en los apartados 5.2 y 5.3 respectivamente.

4.2. EJECUCIÓN DE PILOTES DESDE EL MUELLE

Tal y como se ha comentado con anterioridad, 7 de los 23 pilotes resultaron accesibles desde el muelle. Estos elementos, pese a que no necesitaron medios flotantes para su construcción, no pueden considerarse pilotes convencionales: en primer lugar, todas las actividades se llevaron a cabo más allá del muelle y, en segundo lugar, el procedimiento de ejecución fue el correspondiente a un pilote marítimo. A continuación se detallan todas las fases de su construcción.

a) *Dragado puntual de escollera:*

Los pilotes de la primera alineación se sitúan a una corta distancia del muelle y, por tanto, están afectados por las construcciones realizadas en el pasado. Fue necesario llevar a cabo un dragado previo de forma puntual en la localización de los elementos de cimentación (Fig. 15): se retiraron algunos bloques de escollera que podían haber causado problemas durante las fases posteriores de hincada y perforación.

Esta operación se llevó a cabo antes de comenzar los trabajos de pilotaje, por lo que no supuso ninguna interferencia con la actuación principal. La figura 16 muestra la naturaleza del material extraído durante el dragado.

En el resto de alineaciones de pilotes, más alejadas del muelle, no se detectó la presencia de escollera y no fue necesario repetir el dragado inicial.



Figuras 15 y 16. DRAGADO PUNTUAL DE LA ESCOLLERA EN LOS PILOTES DE LA PRIMERA ALINEACIÓN.

b) Construcción de una plataforma suplementaria de trabajo:

Pese a que la distancia existente entre la primera alineación de pilotes y el muelle era lo suficientemente pequeña como para realizar los trabajos desde tierra firme, para desarrollar todas las actividades del proceso constructivo fue necesario construir una plataforma metálica suplementaria (Figs. 17 y 18). Dicha plataforma posibilitó:

- El acceso del personal a las inmediaciones de los pilotes, cuyos ejes volaban una distancia de 2,25 m respecto al muelle.
- El replanteo de la camisa perdida y del pilote gracias al marco-guía soldado a la plataforma (Fig. 19).
- Un pequeño vuelo del equipo de perforación sobre el muelle que permitía situar las herramientas de perforación en la posición exacta del pilote.

Como medida de seguridad y durante todas las operaciones, la plataforma suplementaria contó con un sistema de contrapesos en su parte trasera (Fig. 20).



Figura 17. CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA SUPLEMENTARIA DE TRABAJO.



Figura 18. PLATAFORMA SUPLEMENTARIA DE TRABAJO EN POSICIÓN.

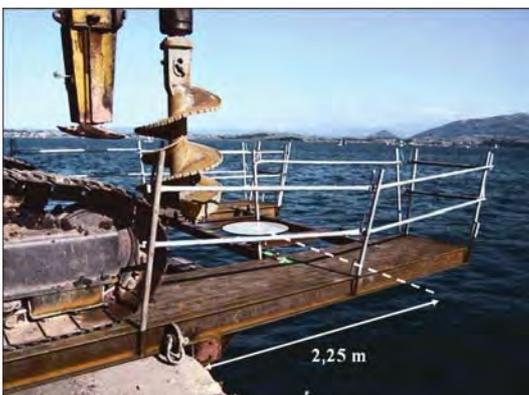


Figura 19. PLATAFORMA SUPLEMENTARIA DE TRABAJO PROVISTA DE MARCO-GUÍA.



Figura 20. COLOCACIÓN DE CONTRAPESOS EN LA PARTE POSTERIOR DE LA PLATAFORMA.

c) Replanteo: colocación de la plataforma suplementaria:

La primera fase efectiva del proceso de ejecución de cada pilote consiste en situar la plataforma de trabajo en posición. Para ello se hace coincidir la proyección del eje del pilote, replanteada sobre el muelle, con el eje de simetría de la plataforma. Con esta operación el marco-guía fija la ubicación de camisa perdida y pilote, con una tolerancia de menos de 3 cm a cada lado del elemento.

d) Izado y colocación de la camisa perdida:

Una vez situada la plataforma de trabajo se procede al izado de la camisa perdida con la grúa auxiliar (Fig. 21). La entubación se traslada hasta la ubicación del pilote y se introduce por dentro del marco-guía (Fig. 22) hasta apoyar en el «keuper» (Fig. 23), momento en el que se liberan las sujeciones de la grúa.

Antes de comenzar el vibrado de la entubación se lleva a cabo la primera comprobación topográfica de posición. Si la desviación en planta resulta superior a la tolerancia establecida (± 5 cm), la camisa debe retirarse para poder volver a situar la plataforma de trabajo. En este punto de control no es preciso registrar la desviación respecto de la vertical, ya que el tubo está únicamente apoyado en el terreno.



Figuras 21 y 22. IZADO Y COLOCACIÓN DE LA CAMISA PERDIDA EN EL INTERIOR DEL MARCO-GUÍA.

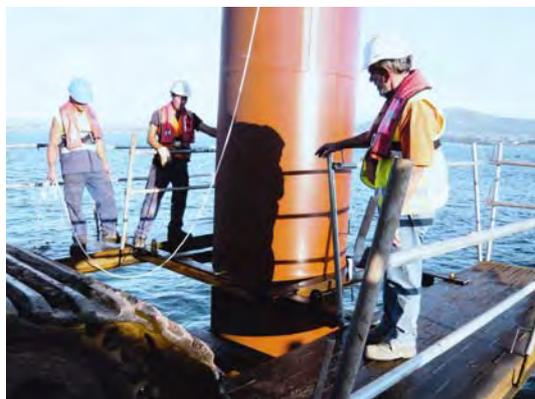


Figura 23. CAMISA PERDIDA SITUADA EN EL INTERIOR DEL MARCO-GUÍA Y APOYADA EN EL «KEUPER».

e) Primera fase de vibrado de la camisa:

A continuación, se suspende el vibrador de la grúa auxiliar y se conecta la entubación por medio de las pinzas hidráulicas diseñadas para tal efecto (Fig. 24). Todo el proceso de hincada de la camisa perdida está sujeto a un control topográfico continuo: cualquier desviación respecto de los límites fijados (± 5 cm en planta e inferior al 1 % respecto a la vertical) debe rectificarse.

La vibración se mantiene hasta obtener una longitud de hincada en el «keuper» de aproximadamente 2,00 m. Llegado a este punto, el terreno ejerce una oposición elevada al avance, por lo que continuar con la maniobra puede producir deformaciones indeseables en el tubo. Para facilitar el proceso se procede al aligeramiento, con el equipo de pilotes, del terreno existente en el interior de la camisa (Fig. 25).

Una vez liberado el confinamiento de la entubación, se retoma la vibración de la camisa hasta registrar un avance acumulado entre 3,50 y 4,00 m. En este momento se detiene la primera fase de hincada, a una distancia de la cota final de aproximadamente 1,50 m.



Figura 24. PRIMERA FASE DE VIBRADO DE LA CAMISA PERDIDA.



Figura 25. ALIGERAMIENTO DEL TERRENO INTERIOR CON EL EQUIPO DE PILOTES.

f) *Perforación del empotramiento en «keuper»:*

Con el equipo de perforación en posición, se lleva a cabo la excavación del empotramiento en las arcillas del «keuper». Como ya se ha comentado, la consistencia de este material hace que no sea necesario emplear lodos de estabilización durante la excavación. El proceso se lleva a cabo, como es habitual, en ciclos de perforación, carga y descarga, siendo la carga el punto crítico debido a la plasticidad del terreno.

En la figura 26 se aprecia la naturaleza del material extraído: terreno plástico de gran consistencia.



Figura 26. ARCILLAS ROJAS DEL «KEUPER».



Figura 27. CAMISA PERDIDA EN SU POSICIÓN DEFINITIVA.

g) *Segunda fase de vibrado de la camisa:*

Concluida la perforación, se procede a hincar la camisa hasta su cota definitiva; es decir, hasta alcanzar un empotramiento de 5,50 m en el «keuper». Previa comprobación topográfica de la situación y verticalidad de la entubación, se lleva a cabo su vibrado hasta la profundidad final. La cota superior de la camisa debe respetar una tolerancia entre -0 y $+5$ cm.

Debido a las cotas definidas en proyecto y a la magnitud de la carrera de marea, en determinadas ocasiones fue necesario hincar la camisa por debajo del agua (Fig. 27).

h) *Limpieza del fondo:*

La última fase de hincado de la entubación puede ocasionar pequeños arrastres de material hasta el fondo del pilote. Por este motivo, antes de comenzar con el montaje de la armadura es necesario volver a utilizar el equipo de perforación para, con el útil adecuado, limpiar los posibles sedimentos existentes.

i) *Instalación de la armadura y de la tubería tremie:*

Con el fondo del pilote limpio se lleva a cabo la instalación de la armadura, formada por tres tramos independientes. El solape entre tramos (Fig. 28) se realiza mediante soldadura apoyando la parte inferior de la jaula en el marco-guía.

Una vez los tres tramos unidos entre sí, se desliza la armadura hasta apoyarla en la camisa perdida (Fig. 29) y a la cota fijada en proyecto.

A continuación se instala la tubería tremie desde la plataforma de trabajo y hasta el fondo del pilote. A través del tubo tremie se llevará a cabo la sustitución del agua interior contaminada y el hormigonado del elemento.



Figura 28. SOLAPE DE TRAMOS DE ARMADURA.



Figura 29. ARMADURA SUSPENDIDA DE LA CAMISA PERDIDA EN SU POSICIÓN DEFINITIVA.

j) Sustitución del agua interior:

El agua existente en el interior del pilote puede estar contaminada por finos procedentes de las arcillas del «keuper», aportados durante la hincada de la entubación o durante la perforación. Este hecho puede dificultar el hormigonado, por lo que es necesario sustituir el agua contaminada por agua limpia de menor densidad y sin partículas en suspensión.

El proceso de limpieza o sustitución se lleva a cabo inyectando agua a presión a través de la tubería tremie; el agua bombeada desciende por la tubería hasta el fondo del pilote y empuja el fluido contaminado hacia la parte superior de la camisa, donde se devuelve al mar. Las imágenes siguientes (Figs. 30 y 31) muestran la evolución de la calidad del agua interior durante la fase de sustitución.



Figuras 30 y 31. SUSTITUCIÓN DEL AGUA INTERIOR POR AGUA LIMPIA.

k) Hormigonado:

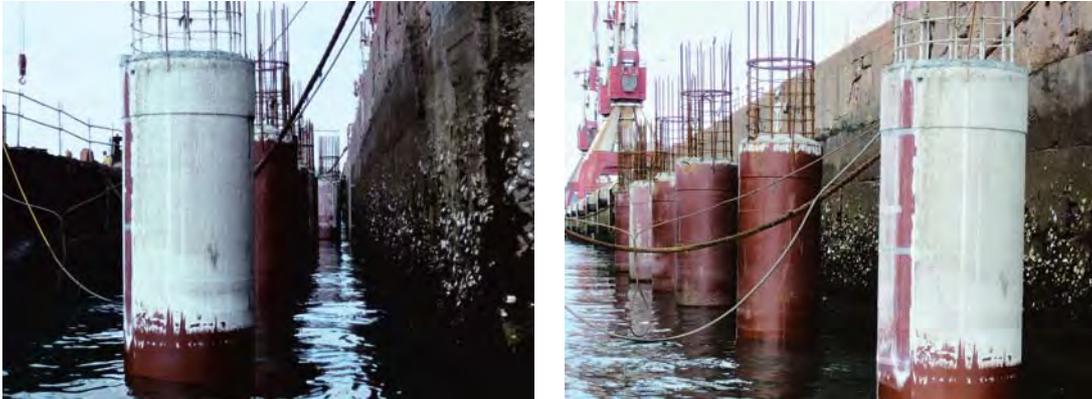
La última etapa del proceso de ejecución corresponde al hormigonado del pilote. A excepción de la bomba de hormigón empleada debido a los problemas de accesibilidad de las cubas hasta el pilote, el procedimiento es análogo a cualquier cimentación profunda: el hormigonado se realiza a través de la tubería tremie, desde abajo hacia arriba, desplazando el agua interior (Fig. 32) con el hormigón vertido.



Figuras 32 y 33. HORMIGONADO DEL PILOTE.

El pilote se da por concluido cuando se detecta la presencia de hormigón sano a la cota superior de la camisa perdida (Fig. 33).

Las figuras 34 y 35 muestran los pilotes ejecutados correspondientes a la alineación más próxima al muelle.



Figuras 34 y 35. ACABADO DE PILOTES EJECUTADOS DESDE EL MUELLE.

4.3. EJECUCIÓN DE PILOTES DESDE PONTONA

El 70 % de los pilotes de la obra se ejecutó desde una plataforma flotante. Pese a que casi todas las fases de construcción indicadas en el apartado anterior son de aplicación a estos elementos, son los detalles vinculados a la actividad marítima los que caracterizan el proceso de ejecución. A continuación se analizan las peculiaridades de estos trabajos y se ilustran las fases generales de la construcción con algunas imágenes representativas.

Plataforma flotante o pontona:

Para la ejecución de los pilotes se contó con una pontona rectangular de 61 m de longitud y 24 de anchura (Fig. 36), con una superficie total de 1.464 m². Sobre ella se asentaba el equipamiento principal: grúa auxiliar, equipo de pilotes, vibrador y taller, y se almacenaban las camisas perdidas y los accesorios de trabajo: herramientas de perforación, bomba de impulsión, tubería tremie, etc. (Fig. 37). Las armaduras se cargaban en la plataforma desde el muelle o desde barco, a medida que iban siendo necesarias. El espacio disponible resultó suficiente para el desarrollo de todas las fases del proceso constructivo.



Figuras 36 y 37. PONTONA PARA TRABAJOS MARÍTIMOS.

La pontona fue trasladada desde su ubicación anterior hasta la rampa ro-ro por medio de remolcadores portuarios. Una vez situada en la zona de influencia de la obra, se amarró a dos muertos de hormigón submarinos apoyados en el «keuper» y a dos bolardos del muelle, mediante cuatro cabrestantes colocados en las esquinas de la plataforma (Fig. 38).

Cada cabrestante está provisto de un motor eléctrico que permite su movimiento; el uso combinado de estos motores, recogiendo o soltando cables, produce el desplazamiento de la pontona en la dirección deseada. Cuando la pontona se encuentra en la posición requerida, los cables deben tensarse para evitar oscilaciones excesivas durante los trabajos.



Figura 38. CABRESTANTES TRASEROS PARA EL POSICIONAMIENTO Y SUJECCIÓN DE LA PONTONA.

Replanteo. Colocación de plataforma suplementaria y pontona:

El sistema habitual de replanteo en este tipo de obras consiste en situar la pontona en las proximidades del pilote, levantar la camisa perdida con la grúa auxiliar e intentar situarla en posición mediante las instrucciones dictadas por el control topográfico. Debido a que esta tarea resulta a veces bastante laboriosa y a que en obra se disponía de una plataforma suplementaria provista de marco-guía, se decidió actuar del mismo modo que en los pilotes del muelle, con algunos matices.

El posicionamiento se realizaba de la forma siguiente:

- Colocación de la plataforma suplementaria en el extremo de la pontona más cercano al pilote que se pretendía ejecutar.
- Establecimiento de una referencia visual vertical coincidiendo con el eje del pilote (Fig.39).
- Comprobación topográfica de la referencia fijada en relación al eje real del pilote (Fig. 40).



Figura 39. COLOCACIÓN DE PLATAFORMA SUPLEMENTARIA Y REFERENCIA VISUAL.



Figura 40 CONTROL TOPOGRÁFICO DE POSICIÓN.

- Desplazamiento de la pontona hasta cumplir con las tolerancias de posición establecidas.

De este modo, una vez situados la pontona, la plataforma y el marco-guía, la posición de la entubación, a falta de ajustes finales, estaba casi garantizada.

Las fases restantes del proceso de ejecución resultan muy similares a las comentadas para los pilotes accesibles desde el muelle. Simplemente conviene recordar que la carrera de marea exige tomar las precauciones oportunas para cumplir con las cotas de proyecto.

A continuación se incluyen algunas imágenes representativas del procedimiento constructivo (Figs. 41 a 48).



Figura 41. COMPROBACIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LA ENTUBACIÓN.



Figura 42. PRIMERA FASE DE VIBRACIÓN DE LA CAMISA PERDIDA.



Figura 43. ALIGERAMIENTO DEL TERRENO CON EQUIPO DE PILOTES.



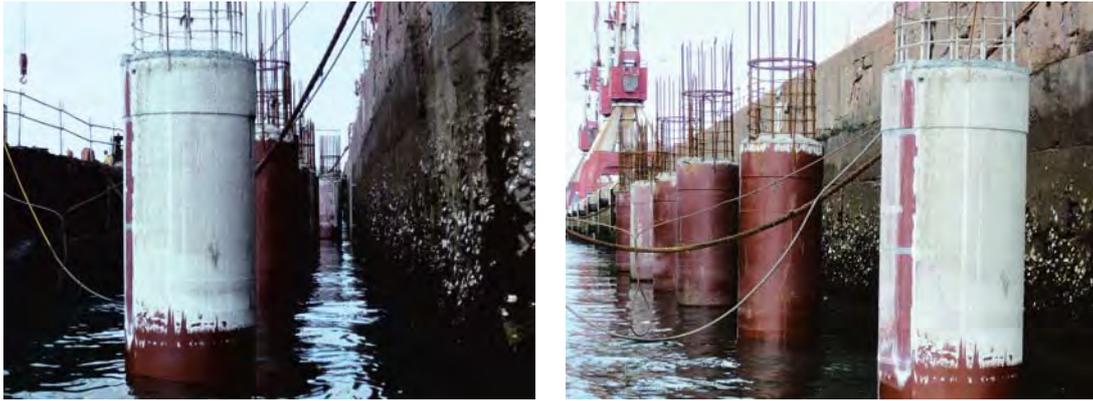
Figura 44. INSTALACIÓN DE LA ARMADURA.



Figura 45. HORMIGONADO DEL PILOTE CON BOMBA SITUADA EN EL MUELLE.



Figura 46. LLEGADA DEL HORMIGÓN A SUPERFICIE.



Figuras 47 y 48. ASPECTO DE LOS PILOTES TERMINADOS.

4.4. PRODUCCIÓN

La cimentación de la rampa ro-ro se completó en un plazo de 6 semanas, con una medición total de 728,00 ml de pilote medidos desde la cota del muelle. La figura 49 muestra el ritmo de producción semanal y la medición acumulada a lo largo de la obra.

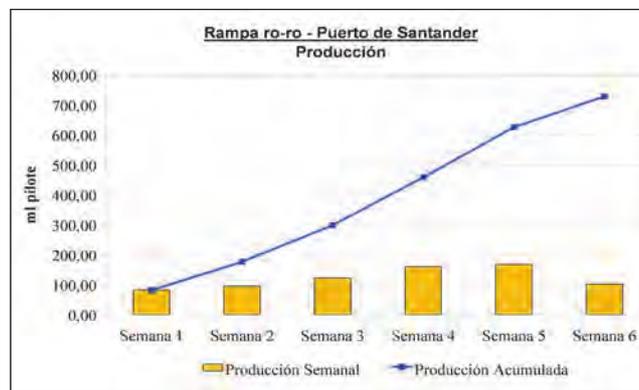


Figura 49. PRODUCCIÓN SEMANAL Y ACUMULADA.

5. Conclusiones

Las obras portuarias, y especialmente las que se desarrollan desde medios flotantes, requieren un análisis preciso de todos los factores implicados en el proyecto, tanto en fase de diseño como en ejecución. De todo lo comentado en el presente artículo conviene resaltar la importancia de los siguientes aspectos:

- El estudio detallado de las cotas de proyecto, así como la influencia de la carrera de marea, constituyen la base para conseguir un progreso eficiente de la obra.
- Los medios marítimos deben dimensionarse en concordancia con el equipamiento previsto.
- Si no hay posibilidad de disponer de plataformas amplias, los recursos y el proceso de ejecución deben adaptarse al espacio existente. Por ejemplo, en lugar de contar con una grúa auxiliar y una máquina de pilotes es posible estudiar la obra con un equipo versátil que alterne la función de grúa con la de herramienta de perforación.
- El posicionamiento de las plataformas y las camisas perdidas es la fase más importante del procedimiento constructivo. El control topográfico debe ser continuo y exigente, sin permitir avances de la entubación cuando se superan parcialmente las tolerancias establecidas.
- Por último, es importante adaptar las operaciones generales de la ejecución de pilotes a cada proyecto en particular; por ejemplo, útiles de perforación, sistema de limpieza de agua o lodos, etc.

6. Agradecimientos

TerraBauer quiere agradecer la colaboración de la empresa FCC, Construcción, S.A., tanto durante la ejecución de la obra como a la hora de elaborar este artículo. También se quiere destacar la profesionalidad del personal de TerraBauer a pie de obra: Manuel Bravo y Antonio Serrano, principales responsables del resultado final de la cimentación ejecutada.

7. Bibliografía

- Icinsa (2008). *Estudio geotécnico para rampa ro-ro en muelle margen norte esquina con alineación de Maliaño*.
 Gerwick, B.C. (2007). *Construction of marine and offshore structures*. 3ª ed. Taylor Francis Group, LLC. cap. 8: «Installation of piles in marine and offshore structure», págs. 255-318.

Pilotes de gran diámetro

Cimentación del Muelle para el Desarrollo Portuario de la Fase I de La Ría de Avilés



Localización: Asturias

Cliente: UTE Desarrollo Puerto Avilés Fase I
(FCC Construcción-Alvargonzález Contratas)

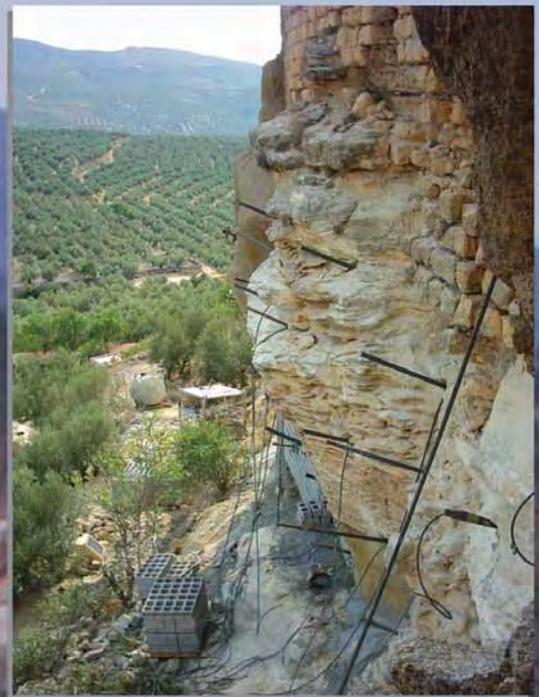
Medición: 8.800 ml de pilote de 1.650 mm de diámetro

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 44 53 72
Fax: 914 46 99 89
<http://www.terrabauer.com>
E-mail: terrabauer@terrabauer.com





SONDEOS, INYECCIONES Y
TRABAJOS ESPECIALES, S.A.



**INYECCIONES - MICROPILOTES - ANCLAJES
PILOTES - DRENES - TRABAJOS ESPECIALES**



SEDE CENTRAL: C/ FEBRERO, 36 28022 MADRID TEL.: 91 747 34 44 FAX.: 91 747 36 66 www.site.biz

DELEGACIÓN SUR: C/ ESCRITOR MIGUEL TORO, 7 18006 GRANADA TEL.: 958 81 12 46 FAX.: 958 81 20 13

DELEGACIÓN CATALUÑA: C/ LES MINETES, S/N 08130 SANTA PERPETUA DE MOGUDA (BARCELONA) TEL. Y FAX.: 93 560 39 41

Remodelación de la dársena de Puerto Norte (nuevo muelle de San Juan de la Arena, Asturias)

Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA
INGENIERO TÉCNICO DE OBRAS PÚBLICAS
GRUPO RODIOKRONSA

1. Introducción

San Juan de la Arena (L'Arena oficialmente) es uno de los pueblos pertenecientes al Concejo (Municipio) de Soto del Barco (Asturias); se encuentra a 3 km de Soto y en las proximidades del aeropuerto de Asturias. Está situado en la costa, en la margen derecha (este) de la desembocadura del río Nalón, que configura la denominada ría del Nalón o de Pravia (Fig. 1).

Su población censada es de unos 1.600 habitantes, aumentando mucho este número en los meses de verano. Se trata de un importante lugar turístico, conocido como «Capital de la Angula» por la abundancia histórica de capturas; en la actualidad, se sigue celebrando un festival centrado exclusivamente en su pesca, elaboración y degustación.

El río Nalón drena una cuenca hidrográfica muy amplia, con caudales elevados, por lo que la influencia fluvial en su estuario es muy superior a la de las mareas. A la desembocadura llegan tan sólo los aportes arenosos y los finos procedentes de las minas de carbón y de los lavaderos situados aguas arriba. Las arenas son extendidas, en la margen derecha, por las corrientes litorales costeras, configurando grandes arenales en forma de playas con dunas al pie de los acantilados (San Juan de la Arena, Playón de Bayas), mientras que el polvo de carbón y los residuos pizarrosos de lavadero son arrastrados por las mareas ría arriba, produciendo la colmatación progresiva de las dársenas de los puertos de la zona (San Esteban de Pravia, San Juan de la Arena). A esta colmatación han contribuido, además, los vertidos de origen urbano que el río ha soportado durante años (Figs. 2 y 3).

Consciente de la importancia pesquera y turística de la zona, el Gobierno del Principado, a través de la Dirección General de Transportes y Comunicaciones de la Consejería de Infraestructuras y Política Territorial, promovió a partir del año 1991 el desarrollo del denominado «Puerto Norte», que incluía diferentes actuaciones de infraestructura portuaria y vial, así como dotaciones de servicios. Después de una serie de trabajos y estudios previos, en 2003 se iniciaron los trabajos de remodelación de las dársenas del Puerto Norte, que incluyen las de San Juan de la Arena y San Esteban de Pravia; en la primera de estas localidades se ha construido un nuevo muelle a lo largo de la calle de acceso, que es el objeto de esta presentación.



Figura 1. PLANO DE SITUACIÓN.



Figura 3.
RÍA DEL NALÓN Y EMPLAZAMIENTO
DEL NUEVO MUELLE.



Figura 2
EL MUELLE ANTIGUO.

2. Proyecto inicial y características del terreno

La construcción del nuevo muelle estaba condicionada fundamentalmente por dos aspectos (Fig. 4):

- La pequeña distancia existente desde el muelle a la calle de acceso y los edificios cercanos.
- La importante carrera de marea (4,60 m).

En estas condiciones, algunas de las soluciones clásicas, como un muelle de cajones o pilotes, tablestacas ancladas o pantallas con contrafuertes (Fig. 5), resultaban imposibles de utilizar, bien por afectar a la calle o las edificaciones, bien por las pérdidas de tiempo de trabajo por efecto de la carrera de marea.

Por consiguiente, el proyecto se decantó por un muro de contención de hormigón armado, rigidizado mediante contrafuertes, que se apoyaba sobre una losa de 50 cm de canto, pilotada mediante alineaciones de 3 pilotes prefabricados de 50 × 50 cm de sección, alternativamente verticales e inclinados. Por debajo del muro, una pantalla de tablestacas continuaba el frente del muelle, empotrándose en el terreno por debajo de la cota de dragado máximo. La solución conjunta está formada por la repetición de un módulo básico de 3,50 m de longitud. La figura 6 recoge los aspectos más sobresalientes del proyecto.

Para la elaboración del proyecto se había contado con la información geotécnica derivada de los trabajos siguientes:

- Informe geotécnico para la cimentación de los almacenes de pescadores en el puerto de San Juan de la Arena (mayo de 1999).
- Documento que recoge los resultados de los 10 penetrómetros dinámicos realizados en febrero de 2000 a lo largo de la traza del muelle, por la Sección de Geología y Geotecnia del Servicio de Planificación y Explotación de Carreteras de la Consejería de Fomento del Principado. La situación de estos penetrómetros se recoge en la figura 7.

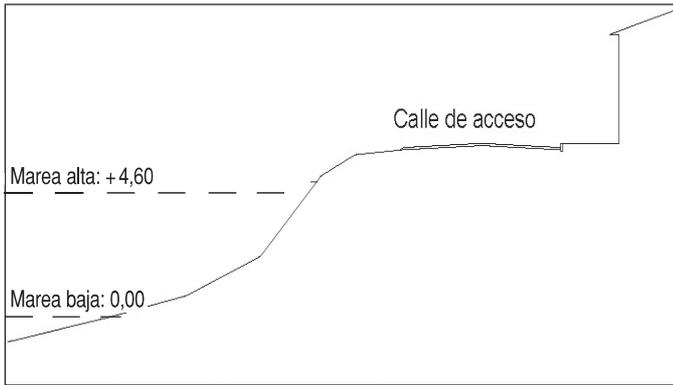


Figura 4. CONDICIONANTES DEL PROYECTO.

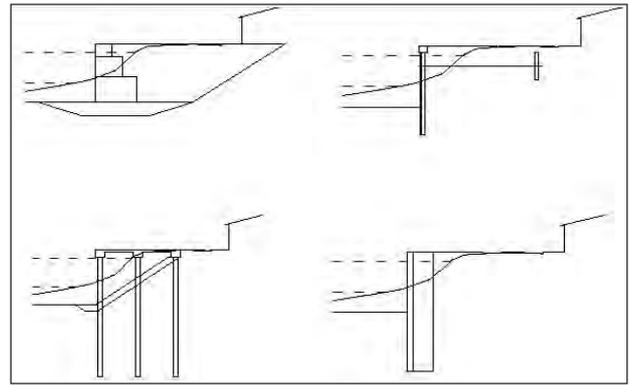


Figura 5. ALGUNAS SOLUCIONES DESESTIMADAS.

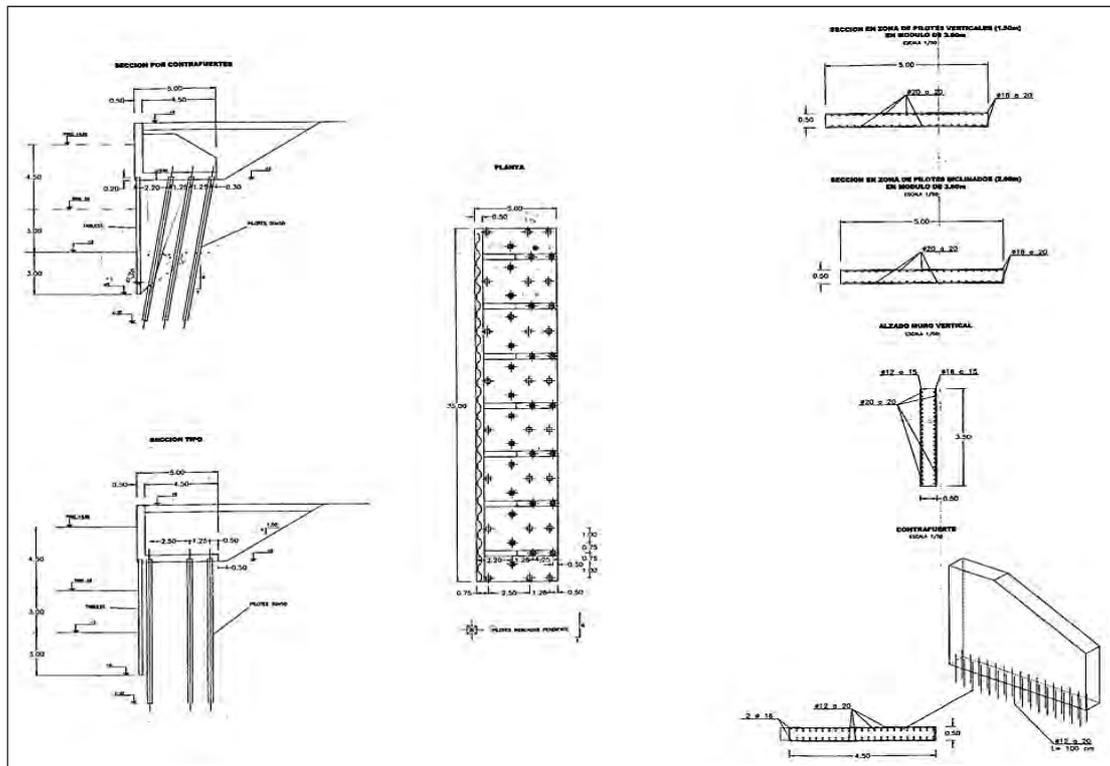


Figura 6. PROYECTO ORIGINAL.



Figura 7. PLANTA DE SITUACIÓN DE PENETRÓMETROS Y SONDEOS DE ROTACIÓN.

La obra de construcción del nuevo muelle fue adjudicada a la UTE Puerto Norte, formada por Sato y Contratas Iglesias, S.A., que a su vez adjudicó a Kronsa la realización de los trabajos de cimentación.

Previamente, la firma Congeo había llevado a cabo un estudio más pormenorizado de las características del subsuelo, basado en la realización de 4 sondeos a rotación de 20,00 m de longitud, cuyos resultados se recogieron en un Informe fechado en Oviedo en febrero de 2003 y que permitieron optimizar la solución prevista en el proyecto (Fig. 7).

Todos los sondeos realizados han detectado los 3 niveles geotécnicos siguientes:

- Hasta una profundidad entre 5,00 y 7,00 m: Rellenos antrópicos, colocados sobre las marismas y depósitos de ría, y constituidos por materiales heterogéneos y heterométricos, especialmente granulares de diferentes tamaños, incluso escollera.
- En los 2,00 m siguientes: Fangos de marisma con un importante contenido de materia orgánica.

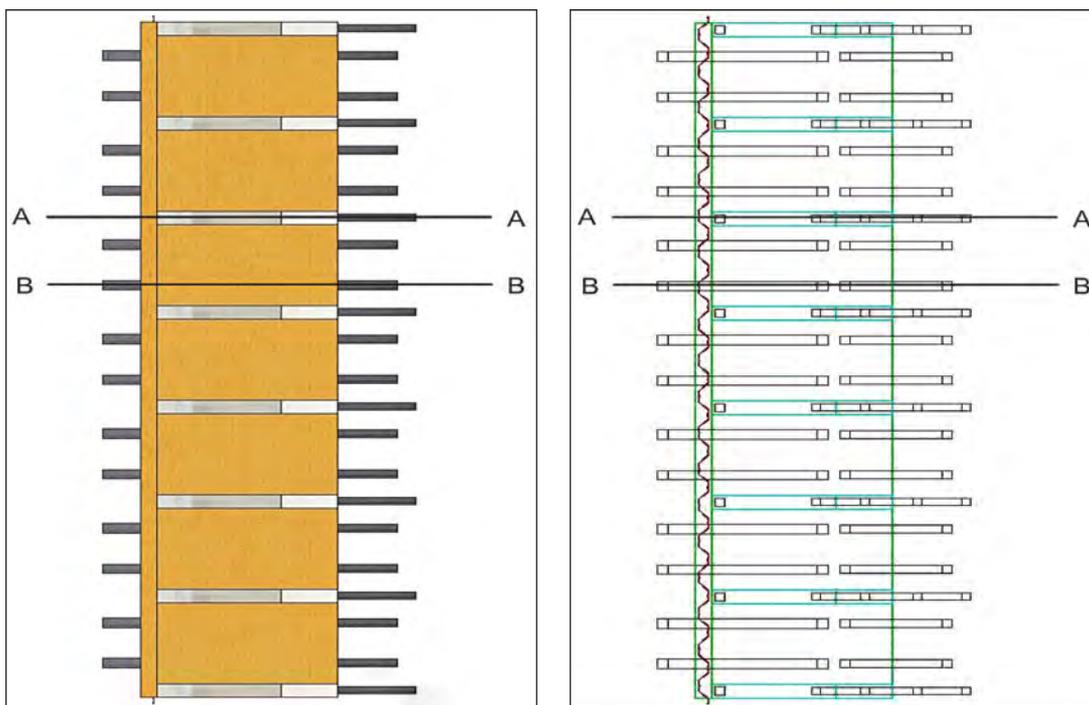
- Debajo, y hasta la finalización de los sondeos, arenas finas a medias, de color pardo, muy densas en profundidad. El nivel freático, lógicamente, se encuentra influenciado por la carrera de marea.

Para realizar los sondeos fue necesario entubar hasta una profundidad de al menos 15,00 m. En todos los sondeos se realizaron ensayos SPT, obteniéndose rechazo en los correspondientes al estrato granular.

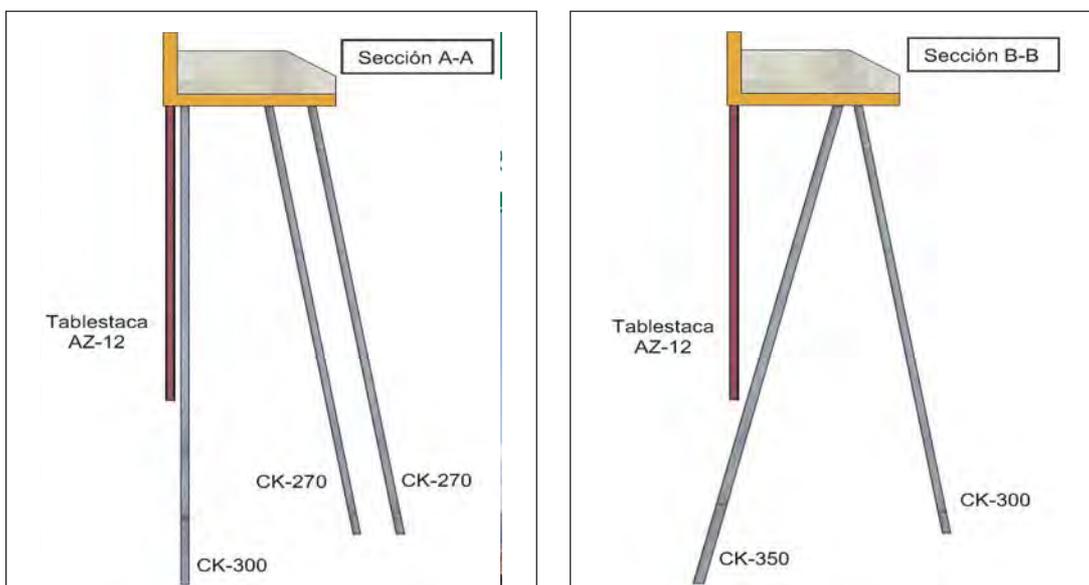
3. Proyecto modificado

El mejor conocimiento del terreno, unido a algunos cambios en la cota del muro de contención, provocó la modificación del proyecto, manteniendo la solución básica de muro superior con contrafuertes y prolongado en profundidad mediante tablestacas; pero realizándose gran número de estudios alternativos con diferentes posiciones e inclinaciones de pilotes, llegándose por fin a una solución optimizada, con dos características básicas:

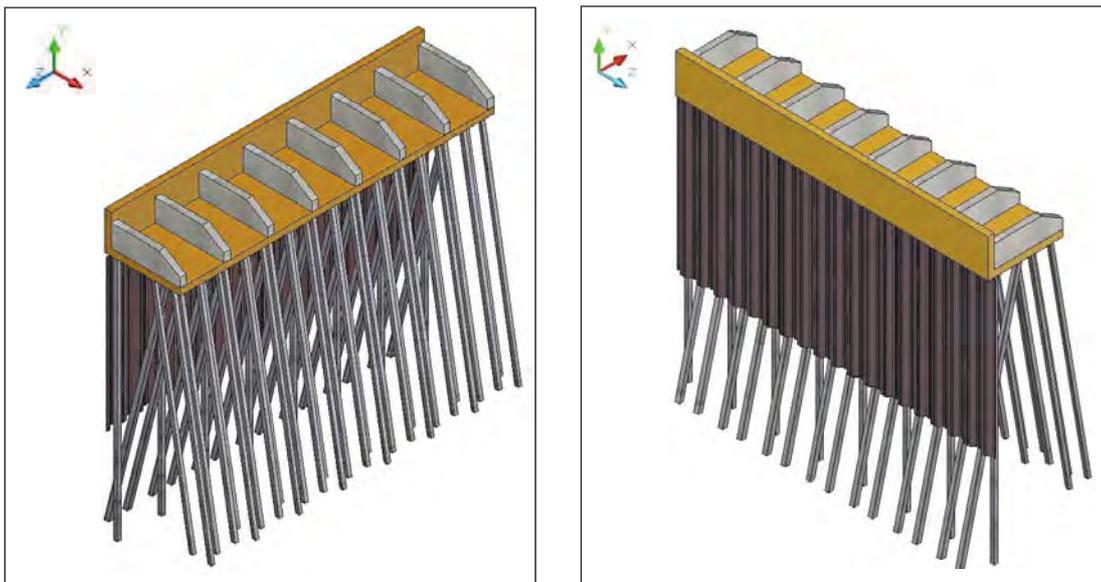
- Reducción del número de pilotes entre un 15 y un 20 %.
- Utilización de pilotes de varias secciones, no siendo necesario emplear pilotes de más de 35 x 35 cm y adecuando cada uno de ellos a las cargas realmente actuantes.



Figuras 8 y 9. PLANTAS DE UN MÓDULO DE 25 m, A LAS COTAS SUPERIOR E INFERIOR DE LA LOSA.



Figuras 10 y 11. SECCIONES A-A Y B-B.



Figuras 12 y 13. VISTAS TRIDIMENSIONALES DE UN MÓDULO DE 25 m.
(Izda.: desde tierra; dcha.: desde el mar)

Al igual que en el proyecto original, la solución se basa en la repetición de un módulo básico de 3,50 m de longitud. En las figuras 8 a 13 se recogen los aspectos esenciales del proyecto modificado.

En cuanto al cálculo de la nueva solución, en el que Kronsas ha participado activamente, se ha realizado en un doble aspecto:

- **Desde el punto de vista deformacional:** La estabilidad conjunta se ha comprobado mediante el programa de elementos finitos «Plaxis 3D tunnel», que permite analizar la solución en su conjunto. Simultáneamente, este cálculo ha permitido obtener los esfuerzos actuantes sobre cada elemento para compararlos con los obtenidos en los específicamente estructurales.
- **Desde el punto de vista tensional:** Se han comprobado los esfuerzos actuantes sobre cada uno de los pilotes y las tablestacas, de la forma siguiente:
 - *Pantalla de tablestacas:* Mediante el programa «Rido», de cálculo elastoplástico de pantallas. La pantalla se considera apoyada en la losa de conexión con los pilotes.
 - *Pilotes prefabricados:* En cuanto a la obtención de esfuerzos en sí, se ha empleado el programa «Tricalc», de cálculo de estructuras espaciales, teniendo en cuenta la carga que transmite la pantalla de tablestacas a los pilotes a través de la losa. Por otro lado, la longitud prevista de hincas de los pilotes se ha calculado mediante el programa «Driven».

En la figura 14 se ha representado la sección tipo de cálculo, incluyendo la estratigrafía media del terreno.

3.1. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD CONJUNTA

Para realizar el análisis de conjunto de la solución adoptada y comprobar el factor de seguridad frente a la estabilidad conjunta se ha utilizado el programa de elementos finitos «Plaxis 3D tunnel», que permite analizar la solución en su conjunto y en tres dimensiones, teniendo en cuenta el proceso de construcción completo, y obteniendo el coeficiente de seguridad de los parámetros del suelo desde el punto de vista de la estabilidad.

Para el suelo se utilizó un modelo elastoplástico con el criterio de plastificación de Mohr-Coulomb. Los parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo son los siguientes:

ESTRATO	DENSIDAD SATURADA (kN/m ³)	MÓDULO DE ELASTICIDAD (kN/m ²)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO	COHESIÓN (kN/m ²)
Relleno granular y fangos	20	10.000	24°	0
Arenas densas	20	30.000	33°	0
Arenas muy densas	21	40.000	40°	0
Relleno del trasdós del muro	21	40.000	40°	0

En todos los casos se ha considerado suelo drenado y un coeficiente de Poisson (ν) de 0,30.

A efectos de cálculo se ha reproducido el proceso de construcción del muelle, agrupando entre sí aquellas etapas que lo permiten y descomponiendo otras cuando ha sido necesario por los condicionantes del cálculo; en definitiva, en el «Plaxis» se han analizado las etapas siguientes (Fig. 15):

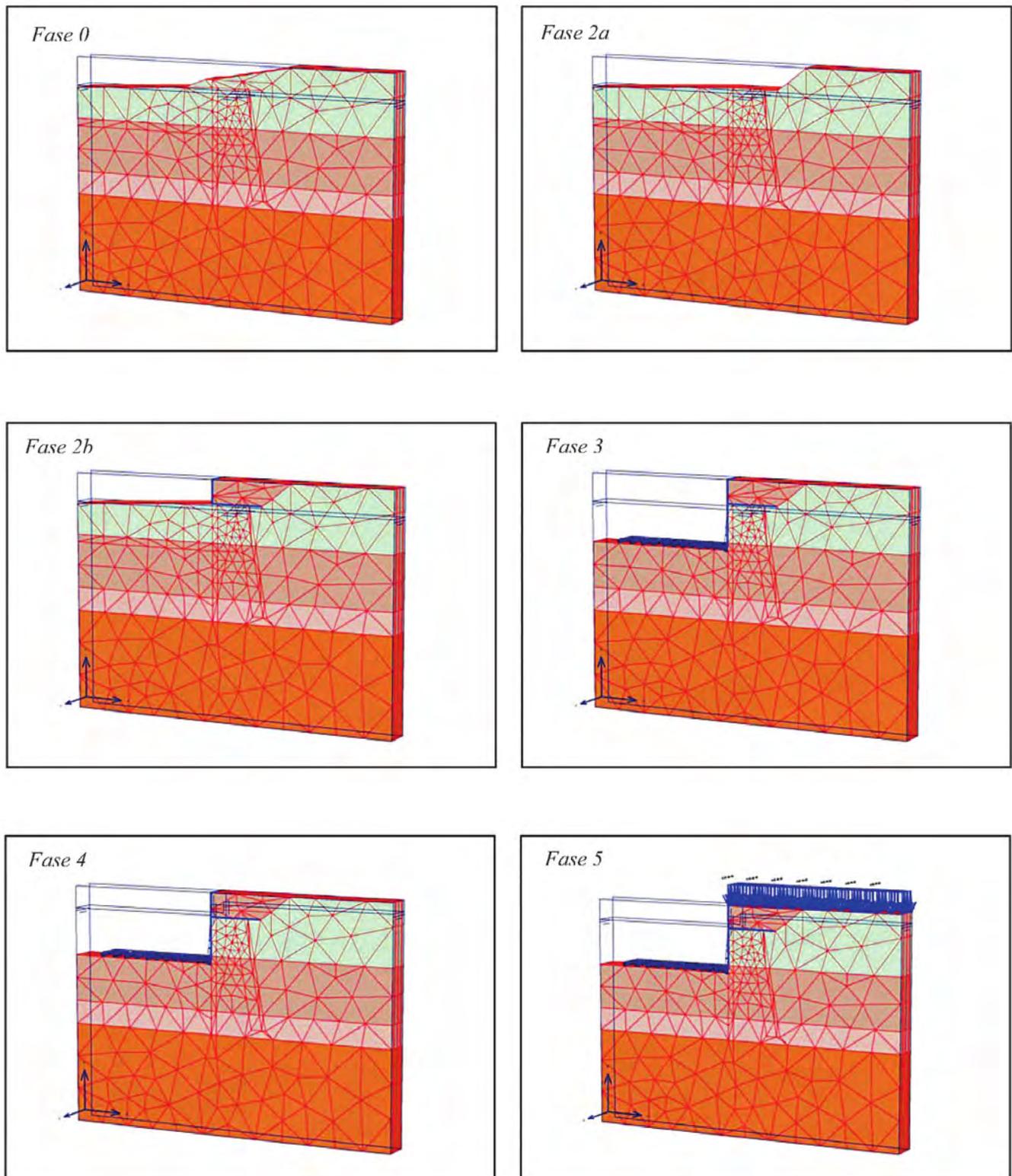


Figura 15. FASES DEL CÁLCULO CON «PLAXIS 3D TUNNEL».

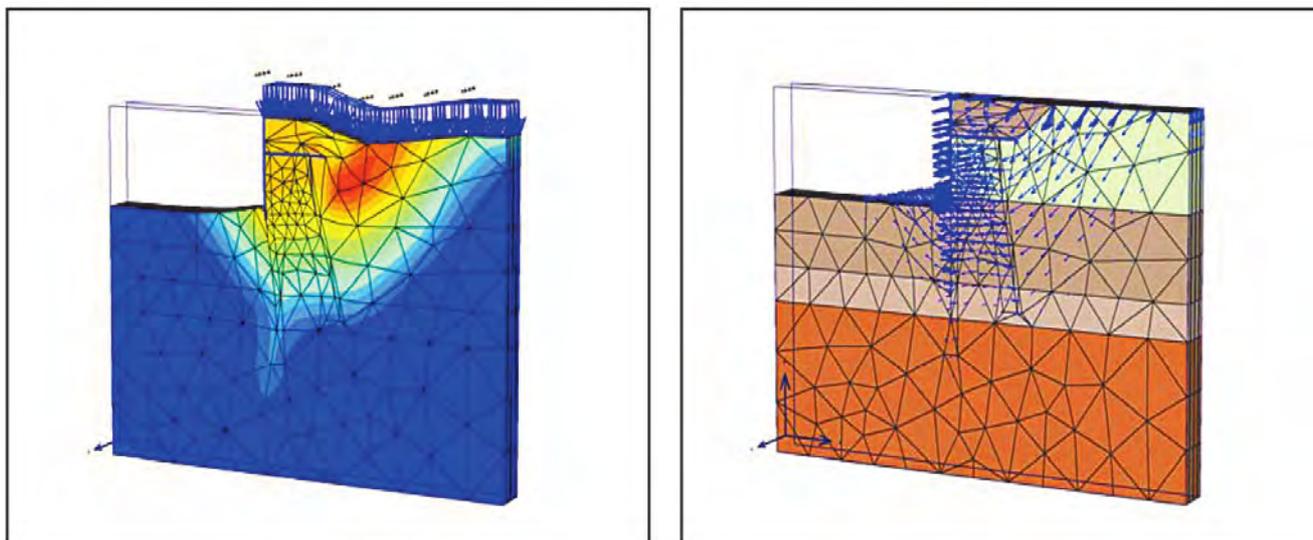


Figura 16. SUPERFICIE POTENCIAL DE DESLIZAMIENTO.

- **Fase 0:** Geometría inicial.
- **Fase 1:** Ejecución de la plataforma de trabajo para la hincas, a la cota +3,00.
- **Fase 2:** Hincas de los pilotes y tablestacas. Construcción de la losa y el muro de contención superior. Relleno del trasdós hasta la cota +6,00.
- **Fase 3:** Dragado hasta la cota –3,00.
- **Fase 4:** Estudio de la influencia de la marea.
- **Fase 5:** Urbanización y puesta en servicio; en cálculo, supone la adición de una sobrecarga superficial de 1,50 T/m².

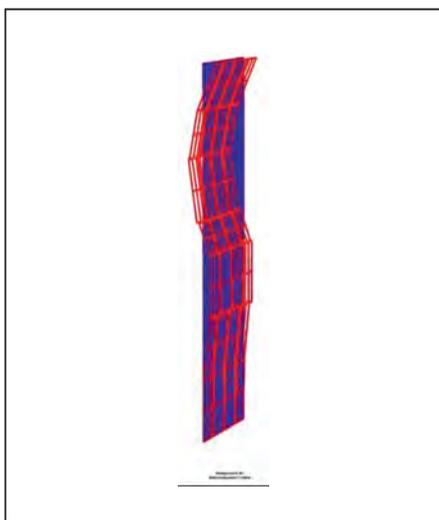


Figura 17. LEY DE MOMENTOS FLECTORES EN LAS TABLESTACAS
($M_{\text{máx}} = 179 \text{ mkN/m}$)

Para finalizar el proceso modelizado se ha obtenido el coeficiente de seguridad de la solución mediante el análisis de la estabilidad global. La figura 16 presenta la superficie potencial de deslizamiento, la cual tiene asociado un coeficiente de seguridad de 2,10. En el cálculo de las longitudes de pilotes se ha considerado que el tramo de cada pilote que se encuentra en el interior de esta cuña potencial de deslizamiento no colabora a efectos de transmitir carga al terreno.

Por otro lado, aunque la finalidad de este cálculo no era estrictamente ésta, los esfuerzos obtenidos en los pilotes y las tablestacas se han comparado con los facilitados por los cálculos con «Rido» y «Tricalc», comprobándose que no existen disparidades de importancia. Como ejemplo, en la figura 17 se ha recogido la ley de flectores correspondiente a las tablestacas.

3.2. CÁLCULO DE LA PANTALLA DE TABLESTACAS

El cálculo a flexión de las pantallas se ha realizado mediante el programa de ordenador «Rido 4.02b», elaborado por Robert Fages Logiciels y que calcula el equilibrio elastoplástico de pantallas en cualquier tipo de suelo.

La pantalla se ha considerado apoyada en la losa de conexión con los pilotes. La sección de cálculo es la que se representó en la figura 14, en la que se ha recogido igualmente el esquema del terreno; el estudio se realiza considerando los empujes del terreno exclusivamente desde la cota de losa hacia abajo, pues los empujes correspondientes al relleno superior se introducirán posteriormente en el cálculo de los pilotes y del muro de contención superior.

Este cálculo tiene dos objetivos fundamentales:

- Determinar el tipo y la longitud de hincas de las tablestacas.
- Obtener la reacción en la losa de conexión con los pilotes para posteriormente introducir este valor en el cálculo de los mismos.

Para el análisis de la influencia de la carrera de marea se han utilizado las indicaciones de la ROM, que fija la línea de saturación del trasdós respecto al intradós en el 30 % de la carrera de marea, que es en este caso de 4,60 m. Por tanto, la diferencia de cota de agua será de prácticamente 1,40 m, y se han considerado las cinco situaciones siguientes:

CASO	COTA DE AGUA EN EL TRASDÓS	COTA DE AGUA EN EL INTRADÓS
1	+ 4,60	+ 4,60
2	+ 4,60	+ 3,20
3	+ 3,00	+ 1,60
4	+ 1,40	+ 0,00
5	± 0,00	+ 0,00

En la figura 18 se ha recogido la salida gráfica correspondiente al cálculo con «Rido» del caso 3:

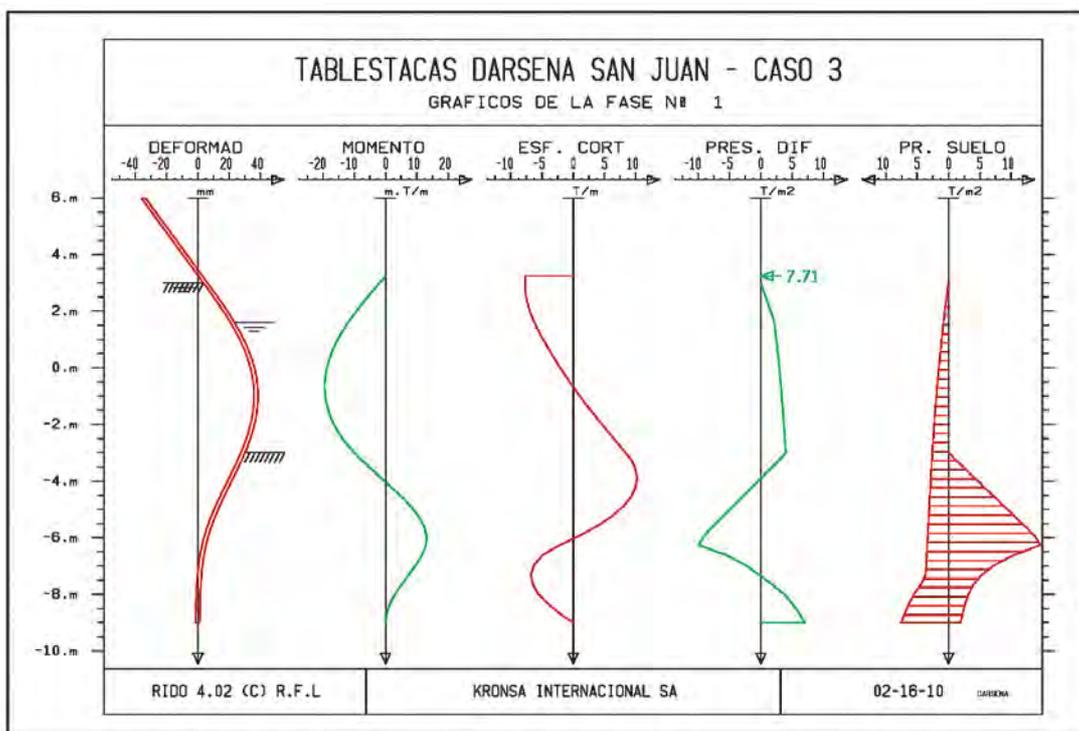


Figura 16. SUPERFICIE POTENCIAL DE DESLIZAMIENTO.

Por último, en el cuadro siguiente se han recogido los resultados pésimos del cálculo, que proceden de los casos 2, 3 y 4:

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (mm)	MOMENTO MÁXIMO (mT/m)	CORTANTE MÁXIMO (T/m)	REACCIÓN EN LA LOSA DE CABEZA (T/m)	PORCENTAJE DE PASIVO MOVILIZADO (%)
39,93	20,53	10,66	9,90	50,10

El tipo de tablestaca utilizado es el modelo AZ-12 (acero S-270), de la firma Arbed.

3.3. CÁLCULO DE LOS PILOTES

Los pilotes utilizados en el muelle son prefabricados de hormigón armado, de los tipos CK-270, CK-300 y CK-350 de RodioKronsa, fabricados en factorías permanentes, con elevada calidad de los materiales y rigurosos controles de calidad, y cuyas características esenciales son las siguientes:

TIPO DE PILOTE	CK-270	CK-300	CK-350
Sección aproximada (cm ²)	751	927	1.262
Lado teórico (mm)	270	300	350
Núm. de barras de armadura longitudinal (Acero B-500 S)	4 ϕ 20	4 ϕ 20	8 ϕ 16
Tope estructural según CTE (T) (Hormigón AH-45)	101	125	170

Para la obtención de esfuerzos se ha utilizado el programa «Tricalc», de cálculo de estructuras tridimensionales, modelizando el muro de contención y la losa como emparrillados, y los pilotes, mediante barras verticales e inclinadas.

Sobre el muro de contención se ha considerado el empuje de tierras debido al relleno y, en su caso, al agua. Igualmente, a la cota de la losa se ha considerado la carga horizontal transmitida por la pantalla de tablestacas.

Para evitar interferencias con la pantalla de tablestacas, se ha considerado que los pilotes no comenzarán a transmitir carga al terreno hasta que se encuentren fuera de la cuña de terreno movilizado en el trasdós de la misma; para un primer análisis, se consideró una cuña a 45° respecto al pie de la pantalla, que posteriormente se modificó para tener en cuenta la cuña obtenida en el cálculo de estabilidad realizado con «Plaxis». La longitud teórica de empotramiento de cada pilote bajo esa cuña se ha fijado en 1,50 veces su longitud elástica; en definitiva, entre 2,10 y 2,70 m.

El cálculo se ha realizado mediante un proceso iterativo, en el cual en cada punto se coloca el pilote adecuado a los esfuerzos actuantes, modificándolo después si los nuevos resultados lo exigen; esto ha permitido optimizar la solución, al emplear en cada punto el tipo de pilote más adecuado.

Los esquemas de cálculo se han recogido en la figura 19.

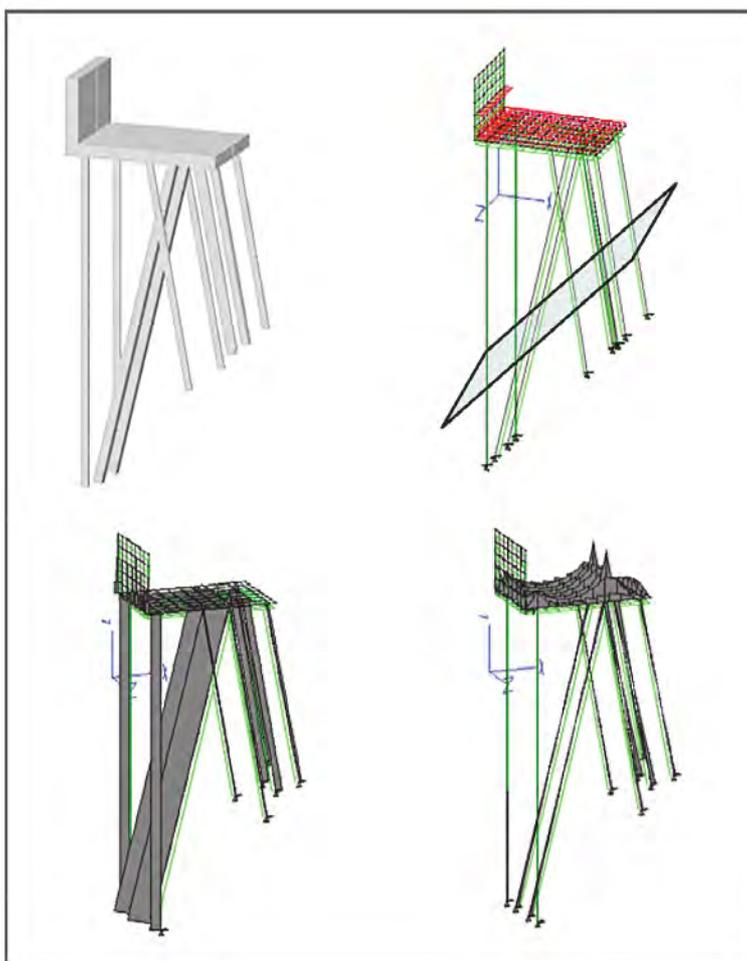


Figura 19. MODELIZACIÓN Y SALIDAS GRÁFICAS DEL PROGRAMA «TRICALC».

En el cuadro siguiente se han resumido los axiles y flectores pésimos en cada uno de los pilotes del módulo básico:

NÚMERO DEL PILOTE	TIPO DE PILOTE	INCLINACIÓN RESPECTO A LA VERTICAL (°)	AXIL MÁXIMO (*) (T)	FLECTOR MÁXIMO (m/T)
1 y 4	CK-300	Verticales	+ 42,65	0,18
2 y 3	CK-350	14,00 ° (Punta hacia el mar)	+ 69,26	1,00
5 y 6	CK-270	10,00 ° (Punta hacia tierra)	- 12,04	0,73
7 y 8	CK-300	10,00 ° (Punta hacia tierra)	- 17,40	1,96
9 y 10	CK-270	10,00 ° (Punta hacia tierra)	- 6,46	1,41

(*) + Compresión. – Tracción.

En la figura 20 se incluye el gráfico de interacción axil-flector de los pilotes.

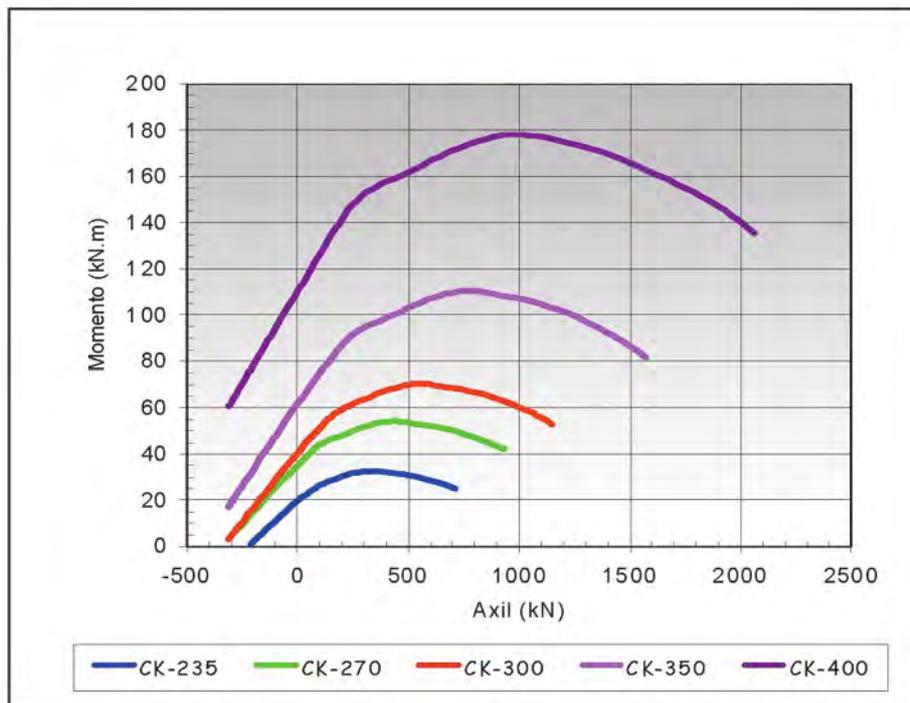


Figura 20. GRÁFICO DE INTERACCIÓN AXIL-MOMENTO FLECTOR.

En cuanto a las longitudes de los pilotes, se ha seguido el criterio siguiente:

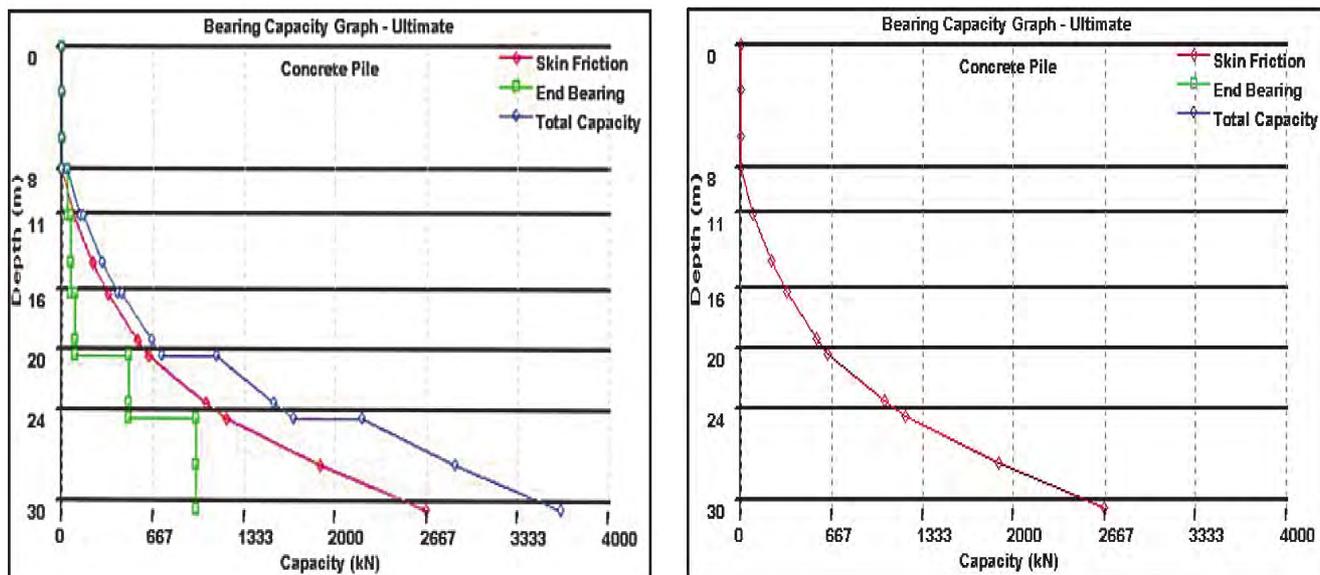
- **Pilotes trabajando a compresión:** Se hincarán hasta conseguir el rechazo adecuado según la fórmula holandesa de hincas, con coeficiente de minoración 6. Previsiblemente, el rechazo se producirá en torno a la cota -16,50.
- **Pilotes trabajando a tracción:** Su capacidad portante se ha determinado mediante el programa «Driven 1.2», avalado por la FHWA y basado fundamentalmente en los trabajos de Nordlund (1963, 1979), Tomlinson (1960, 1985) y Hannigan *et al.* (1997).

«Driven» permite determinar la carga estática última de un pilote de longitud conocida en un suelo de características dadas; se ha realizado el cálculo en la situación real, teniendo en cuenta que existen suelos no resistentes, por su propia naturaleza o por la presencia de la pantalla de tablestacas.

En la figura 21 se han representado las curvas de carga última por punta, fuste y total de un pilote CK-270, y en la figura 22 se ha representado exclusivamente la resistencia de fuste, por su especial interés para el cálculo de la longitud de los pilotes traccionados.

La carga última así obtenida se ha minorado por un coeficiente de 3 para obtener la carga admisible; con ello, la longitud de los pilotes a tracción se ha fijado en torno a los 17,50 m (por tanto, con la punta en torno a la cota -14,50).

- Por último, una vez hincados los pilotes, se comprobará su capacidad portante mediante la realización de ensayos de carga dinámica con analizador electrónico de hincas (PDA) en un número suficientemente representativo de pilotes.



Figuras 21 y 22. GRÁFICOS DEL «DRIVEN» DE CARGA ÚLTIMA DE UN PILOTE CK-270 (Izda.: cargas últimas de punta, de fuste y total; dcha.: carga última de fuste)

4. Ejecución de la obra

Las fases de ejecución de la obra han sido las siguientes:

1. Regularización del terreno original y establecimiento de la plataforma de trabajo a cota +3,00.
2. Hinca de las tablestacas.
3. Hinca de pilotes prefabricados.
4. Comprobación de la capacidad portante de los pilotes.
4. Construcción de la losa de conexión de las tablestacas con los pilotes.
5. Construcción del muro de contención superior.
6. Relleno del trasdós hasta la cota +6,00.
7. Dragado hasta la cota -3,00 mediante draga de succión y gánguil con pulpo.
8. Urbanización y puesta en servicio.

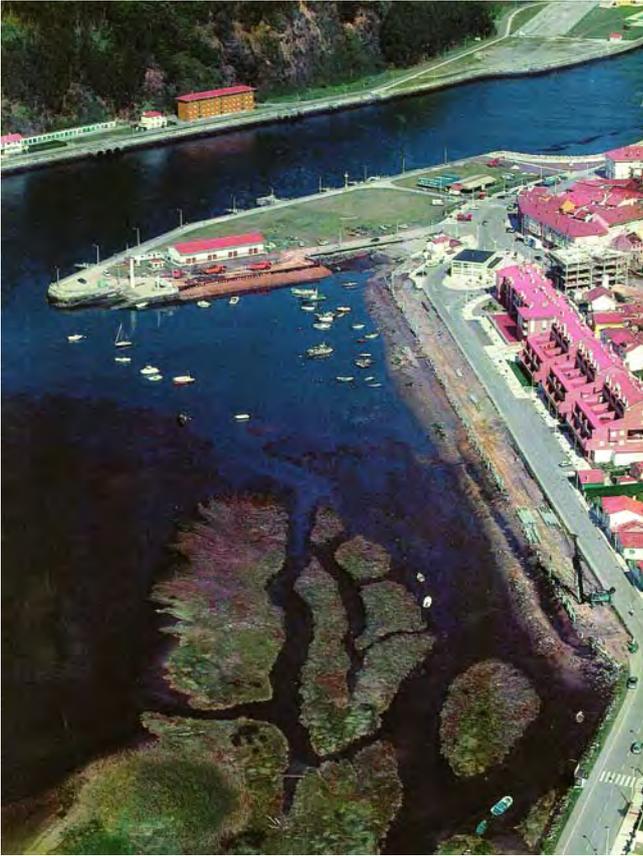
4.1. HINCA DE TABLESTACAS

La hinca de las tablestacas no fue realizada por Kronsa; para ello se emplearon vibrohincadores con guía. Las mediciones y rendimientos principales fueron los siguientes:

ZONA	LONGITUD DE MUELLE (m)	TIPO DE TABLESTACA	LONGITUD DE TABLESTACA	PLAZO DE EJECUCIÓN
Muelle Este	300	AZ12 (Arbed)	6	2 meses
Muelle de Pescadores	80	AZ26 (Arbed)	10	1,5 meses

4.2. HINCA Y CONTROL DE PILOTES

Los pilotes prefabricados fueron hincados por Kronsa utilizando equipos hidráulicos Banut 700, con martillo de 7 T de peso (Figs. 23 a 29).



Figuras 23 a 27. VISTAS AÉREAS DURANTE LA HINCA DE PILOTES Y EL EQUIPO DE HINCA BANUT 700 HINCANDO PILOTES CK-350 INCLINADOS.

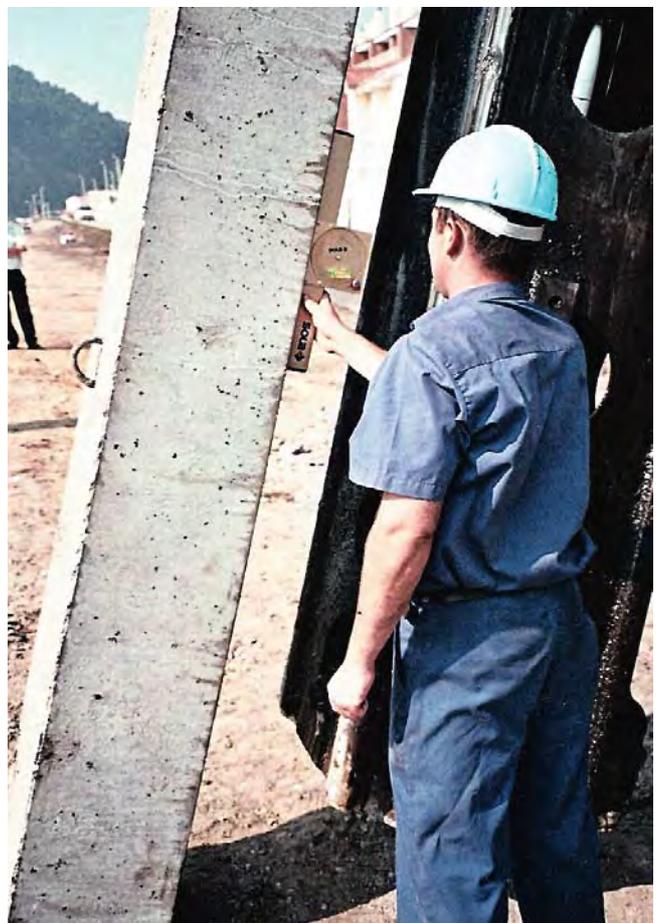




Figura 28. PILOTES CK-350 INCLINADOS, UNA VEZ HINCADOS.



Figura 29. PILOTES HINCADOS (Al fondo: la pantalla de tablestacas junto al almacén).

Como ya se ha indicado anteriormente, las longitudes de los pilotes se han regido por el criterio siguiente:

• **Pilotes trabajando a compresión:**

Se hincaron hasta conseguir el rechazo adecuado según la fórmula holandesa de hinca, con coeficiente de minoración 6.

El rechazo es la longitud que penetra el pilote por cada golpe, en condiciones preestablecidas. Se mide en todos y cada uno de los pilotes de una cimentación, y mediante la fórmula holandesa es posible correlacionar el rechazo con la capacidad de carga del pilote. La fórmula holandesa proporciona la resistencia dinámica a partir de la cual se puede obtener la capacidad portante de un pilote aplicando un coeficiente de minoración que oscila entre 6 y 10. Para las condiciones de la obra, se empleó el coeficiente 6:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{e \cdot A \cdot (P + M)} \quad Q_{adm} = \frac{R_d}{6}$$

donde:

R_d = Resistencia dinámica en N/mm^2 .

M = Peso de la maza en N.

P = Peso del pilote en N.

e = Rechazo por golpe en mm.

H = Altura de caída de la maza en mm.

A = Área de la sección del pilote en mm^2 .

• **Pilotes trabajando a tracción:**

A partir de los estudios con «Driven», la longitud de los pilotes a tracción se ha fijado en 17,50 m (por tanto, con la punta a la cota -14,50). La hinca se realizó con esa longitud.

Las mediciones y rendimientos obtenidos durante la hinca fueron los siguientes:

ZONA	TIPOS DE PILOTES	MEDICIÓN TOTAL (m)	PLAZO DE EJECUCIÓN	RENDIMIENTO MEDIO
Muelles	CK-270	12.100	90 días	135 m/día
	CK-300			
	CK-350			

Una vez hincados los pilotes y transcurrido un tiempo prudencial para que se desarrollara correctamente la resistencia, se procedió a comprobar la capacidad de carga de los mismos con el empleo del analizador electrónico de hinca (PDA) en un número representativo de pilotes (Figs. 30 y 31).

El ensayo con PDA es una verdadera prueba de carga dinámica, y permite extraer conclusiones sobre la integridad estructural de los pilotes y sobre su capacidad de carga, descomponiendo además ésta en sus dos términos de punta y fuste, para lo cual es necesario analizar los resultados del ensayo en gabinete por el método «Capwap».

La comprobación de la resistencia de fuste es especialmente interesante para obras como la actual, en que existen pilotes que trabajan a tracción; por tanto, sin ninguna colaboración de la resistencia de punta.



Figuras 30. ANALIZADOR ELECTRÓNICO DE HINCA.



Figuras 31. SENSORES COLOCADOS.

El ensayo se realiza en las siguientes fases:

- Colocación de los sensores en el pilote, cerca de la cabeza.
- El pilote es golpeado por el martillo de hinca, registrándose las señales en un ordenador, donde se almacenan digitalmente.
- Cada prueba así realizada se analiza *in situ*, si se desea, utilizando el método «Case», que permite obtener la capacidad de carga de un pilote, pero no su descomposición en punta y fuste.
- Posteriormente, en gabinete, se seleccionan los registros deseados para analizarlos por medio del método «Cap-wap» y obtener la capacidad de carga total y su descomposición en punta y fuste.

La prueba dinámica de carga así efectuada se ajusta al procedimiento descrito en la normativa ASTM-D-4945-89: «Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles».

5. Conclusiones

La solución finalmente adoptada ha permitido la realización de la obra de forma óptima, con altos rendimientos y costes moderados. Quizá su único inconveniente (relativo) es una cierta complejidad de cálculo, que hace imprescindible el empleo de programas de elementos finitos en tres dimensiones (en este caso, «Plaxis 3d tunnel») complementados con programas específicos de cálculo de pantallas («Rido») y de cálculo de estructuras, igualmente en tres dimensiones («Tricalc»).

Sin embargo, las ventajas en la obra superan ampliamente este inconveniente; entre ellas:

- La obra se realiza con medios de fácil disponibilidad y coste moderado.
- La ejecución es ágil y rápida.
- Se requiere poca mano de obra.
- El aprovechamiento del espacio es óptimo en lugares angostos.
- No existen interferencias con infraestructuras cercanas.
- Escasa pérdida de tiempo a causa de la carrera de marea.

En la figura 32 se observa la obra una vez finalizada totalmente, incluyendo la mejora y urbanización de la calle de acceso y del entorno urbano.



Figura 32. LA OBRA TERMINADA.

6. Agradecimientos

Para la realización de este trabajo se han consultado, además de los documentos propios de la obra, las presentaciones siguientes, a cuyos autores deseo expresar mi agradecimiento:

– *Remodelación de las dársenas del Puerto Norte. Nuevo muelle en San Juan de la Arena.*

VIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Sitges, 17 y 18 de mayo de 2005.

Antonio Corredor (Sato), Rafael Gil (RKronsa) y José Antonio del Busto (Servicio de Puertos. Consejería de Infraestructura y Política Territorial. Principado de Asturias).

– *New quay in San Juan de la Arena. Asturias (España).*

Soletanche-Bachy (Group Designers Meeting). Madrid, 26 y 27 de abril de 2007.

Rafael Gil (Kronsa).



INGENIERÍA DEL SUBSUELO

RodioKronsa nace de la fusión de dos de las compañías con más prestigio en el campo de la ingeniería del suelo. Con una trayectoria de más de 80 años en el sector de la geotecnia y las cimentaciones especiales, RodioKronsa ofrece soluciones expertas y a medida frente a los retos de la moderna Ingeniería Civil y los problemas de interacción suelo-estructura.

El compromiso ético de sostenibilidad en nuestro grupo, se fundamenta en garantizar la satisfacción de sus Clientes, el mantenimiento de la Calidad, la Seguridad y Prevención de Riesgos Laborales y el respeto al Medio Ambiente.

- ✘ Infraestructuras del transporte y aparcamientos
- ✘ Edificación, centros comerciales e industriales
- ✘ Tratamiento y estabilización del terreno
- ✘ Obras hidráulicas
- ✘ Restauración del Patrimonio
- ✘ Obras Marítimas
- ✘ Túneles
- ✘ Medio Ambiente
- ✘ Instrumentación
- ✘ Tanques y depósitos de tormentas y obras de saneamiento

Aplicando en todos los casos las últimas tecnologías:

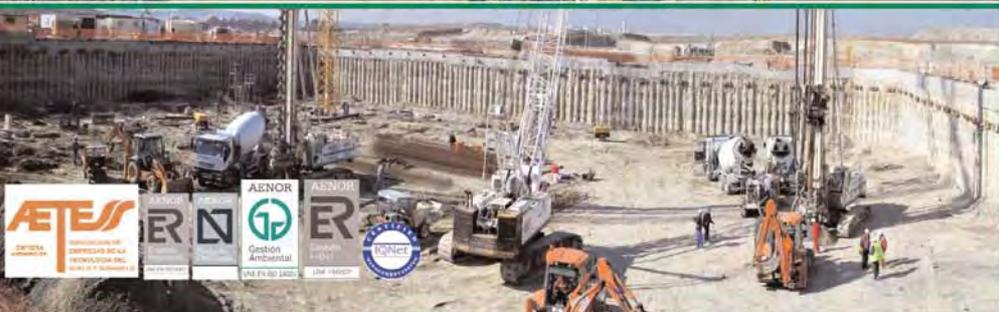
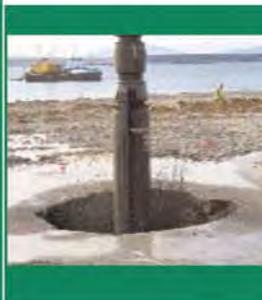
- Anclajes
- Inyecciones
- Jet grouting
- Pilotes homigonados "in situ"
- Pilotes Prefabricados y Pretensados
- Micropilotes
- Pantallas continuas
- Mejora de Suelos
- Túneles



Sede central: Madrid

Delegaciones en:

- ✘ Andalucía
- ✘ Cataluña
- ✘ Levante
- ✘ Norte
- ✘ Galicia-Asturias



KELLERTERRA

Rehabilitación del Muelle Sur en el Puerto de Gandía



Columnas de Grava Off-Shore y Jet Grouting

La obra consistió en la ampliación del muelle actual en 250 ml mediante cajones, así como en la reparación del muelle existente tras las patologías surgidas por el mal estado del relleno que lo compone.

Dada la baja capacidad portante del terreno de apoyo para los futuros cajones, fue necesaria la realización de una mejora del terreno mediante 10.600 ml de columnas de grava Off-Shore ejecutadas mediante sistema S-ALPHA de KELLERTERRA desde pontona, con un diámetro aproximado de 1,00 m y una longitud máxima de columna de 20,00 m.

De igual forma, dadas las malas condiciones de parte del muelle existente, se realizó una cortina de columnas de jet-grouting bajo los bloques de hormigón, con objeto de recalzar el muelle y minimizar la fuga de finos provocada por la carrera de marea. Dicha cortina ha consistido en 285 ml de columna de Jet-Grouting con un diámetro aproximado de 1,00 m, y una formación de columna de 5,00 m.



KELLERTERRA

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 23 75 61 Fax: 914 23 75 01
<http://www.kellerterra.com>
E-mail: kellerterra@kellerterra.com



Miembro de:



Tratamiento de mejora en el puerto de Huelva

Carlos MORA-REY

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
KELLERTERRA

1. Introducción

1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PUERTO

El puerto de Huelva se extiende a lo largo de la ría de Huelva y la ría de Odiel. Sus coordenadas son:

- Longitud: 6°49' (Greenwich).
- Latitud: 37°08' N.

El acceso al puerto de Huelva se realiza a través del canal del Padre Santo, que tiene 4.450 m de longitud y 290 m de anchura, estando balizado en todo su recorrido mediante boyas. El fondo del canal está formado por arena fina y los calados son superiores a 11,30 m sobre la BMVE.

El muelle Ingeniero Juan Gonzalo Vara del puerto de Huelva está situado al sur de la llegada a la confluencia de los ríos, en la margen izquierda, y fue construido en el año 1980. Tiene unas dimensiones de 140 m de ancho y 902 m de longitud, con una superficie aproximada de 126.280 m², y está destinado al atraque, carga y descarga de buques de mercancías.

La carrera de marea es de 3,70 m y el nivel medio sobre la referencia del puerto está a la cota +1,85 m.

Todo el canal está protegido de los temporales por el dique Juan Carlos I. La zona de actuación se encuentra a gran distancia de la bocana de la ría, por lo que el efecto del oleaje en el emplazamiento es despreciable.

Las corrientes en el puerto de Huelva están ocasionadas fundamentalmente por las mareas en combinación con las corrientes fluviales de los ríos Tinto y Odiel.

La máxima corriente registrada en la canal de entrada es de 5 nudos en las mareas vivas equinocciales; en las mareas muertas esta velocidad máxima de la corriente no llega a 1 nudo.

La dirección de la corriente es sensiblemente paralela a la línea de atraque.

Desde la puesta en funcionamiento del muelle se han ido observando una serie asientos y giros en los diferentes elementos que lo conforman: pavimento, mota de cierre, muro de apoyo de las losas de transición entre el pantalán y la mota, y como consecuencia de éstos, en las propias losas.



Figura 1. EMPLAZAMIENTO DEL MUELLE INGENIERO JUAN GONZALO VARA.



Figura 2. MUELLE JUAN GONZALO VARA CON EL OCEANO ATLÁNTICO AL FONDO (Vista general).



Figura 3. MUELLE CON UNA GRAN ACTIVIDAD DE CARGA Y DESCARGA.

Asimismo a lo largo de estos veintiséis años de explotación del muelle se han ido llevando a cabo una serie de reparaciones, entre las que destacan la construcción de las losas traseras del muelle y las vigas y muros de atado horizontal en 1993, y la sustitución del pavimento existente por losas de hormigón realizada en 1995. Desde entonces se han ido recreciendo éstas en las zonas que han sufrido asentamientos.

1.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y CONSTRUCTIVAS

El muelle Juan Gonzalo Vara del Puerto de Huelva está constituido por una mota de cierre, de unos 15 m de altura, en forma de dique de tierras de talud 7:5 que contiene un relleno formado por arenas de playa vertidas hidráulicamente.

Delante de la mota, en el lado mar, se ejecutó un pantalán mediante 19 módulos formados por un tablero de hormigón armado de 20,39 x 47,50 m apoyado en cuatro hileras de pilotes (los módulos 18 y 19 tienen cinco hileras) tipo Raymond de 54" de diámetro y 8" de espesor, que se hincan en el fondo marino paralelamente al futuro cantil.

Como se puede ver en el perfil tipo de la figura 4, la mota de cierre está coronada por un muro de gravedad en forma de L, de grandes dimensiones, sobre el que apoya una losa de transición entre la estructura del pantalán y el pavimento portuario existente por encima del relleno hidráulico de arena. Estas losas tienen unos 3,5 m de anchura y unos 35 cm de canto y presentan apoyos simples mediante rótulas tipo Freyssinet.

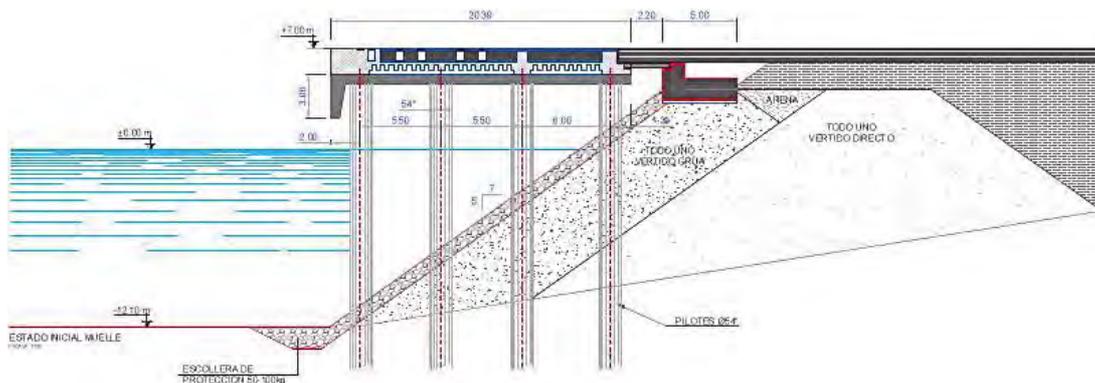


Figura 4. SECCIÓN TIPO DEL MUELLE JUAN GONZALO VARA (1980).

1.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Los parámetros geotécnicos utilizados en los cálculos se obtuvieron de las distintas campañas geotécnicas realizadas para profundizar sobre la patología del muelle.

Existen cuatro niveles u horizontes geotécnicos principales:

Nivel I. Base del pavimento

De unos 1-2 m de espesor, está formado por los distintos materiales que constituyen la base del pavimento portuario. Desde un punto de vista geotécnico, el material es el mismo que el utilizado en el nivel II. La compacidad es floja.

Nivel II. Rellenos arenosos

Constituido por los materiales de relleno de la explanada, con espesor variable entre 2 y 12 m. Se trata de una arena muy uniforme. Tamaño del 90 % de las partículas; comprendido entre 0,15 y 0,40 mm.

Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$ del orden de 2. Contenido de finos: 5 % (no plásticos). Valor medio representativo de SPT: 10. Compacidad floja-media.

Nivel III. Material de la mota: todo-uno de cantera

Constituye el material de la mota de cierre. Su composición granulométrica se indica en la siguiente tabla:

MATERIAL	LÍMITE INFERIOR	LÍMITE SUPERIOR
Gravas	45 %	85 %
Arenas	10 %	25 %
Finos	5 %	30 %

Se detectaron materiales de muy diferentes características resistentes, desde bolos de roca masiva hasta argilitas, lutitas o zonas constituidas por materiales arcillosos blandos. Se detectaron huecos atribuidos (probablemente) al encaje de bloques de piedra de grandes dimensiones. El material fino se puede clasificar como «arcilla de baja plasticidad».

SPT: valor medio de 25 (compacidad media). Valores bajos para tratarse de material de cantera.

Nivel IV. Terreno natural: arenas limosas marrones y grises

Se trata de terreno natural: Arena limosa. Los finos (entre 25 y 50%) son no plásticos.

- Densidad: 1,7 t/m³. Densidad aparente: 2,1 t/m³. Ángulo de rozamiento interno: en el entorno de $\phi' = 35^\circ$.
- Cohesión efectiva: $c' = 2$ t/m². SPT: valor medio representativo de 45-50. Compacidad densa.

2. Patología existente**2.1. DETECTADA EN INFORMES PREVIOS**

Desde la puesta en servicio del muelle se detectaron una serie de incidencias, entre las que cabe mencionar las siguientes:

- Asientos en el pavimento portuario del relleno.
- Movimientos en la mota de cierre del relleno.
- Asientos y giros en el muro de hormigón.
- Distintas patologías en la losa de transición entre pantalán y mota.

Figura 5. CINTAS DE TRANSPORTE DE MATERIALES.



Figura 6. TOLVA MÓVIL DE DESCARGA DE CLINKER.

Estos problemas se fueron solventando provisionalmente con distintas reparaciones a lo largo del tiempo: entre el año 1993, y la última, el año 2002.

De los distintos estudios, reconocimientos e informes sobre el comportamiento del muelle que se realizaron durante estos veintiséis años de explotación se extraen una serie de conclusiones que apuntan a diversos factores como causa de los asientos observados, pudiéndose resumir en los siguientes:



Figura 7. GRÚAS NUEVAS DE MAYOR CAPACIDAD DE CARGA.

- Aumento de la capacidad de carga de las grúas.
- Dimensiones de las cintas que actualmente operan en el muelle. (Implican necesariamente su emplazamiento en condiciones de trabajo sobre las losas biapoyadas, al ser imposible situar todos sus apoyos fuera de esta zona de especial comportamiento, ya que se encuentra limitada por el obligado alcance al buque.)
- Almacenamiento de graneles, llegándose a depositar materiales con alturas de hasta 10 m.

Todo ello ha provocado que las solicitaciones sobre el pavimento sean mayores que las previstas en el diseño, lo que motiva el incremento de la magnitud de los asientos previsible.

2.2. DETECTADA EN EL TRANCURSO DE LOS TRABAJOS

Durante la ejecución de la obra se han constatado zonas amplias de un bajo nivel de compactación de los materiales de relleno del muelle, lo cual puede ser causado –dado que se presenta a lo largo de toda la profundidad del relleno– por migración de los materiales que lo constituyen.

La permeabilidad de la mota de cierre en algunos puntos, debido a la ausencia de capas de filtro entre ésta y el relleno del muelle, hace que aparezca un flujo de agua de acuerdo con la zona de la carrera de marea, produciendo arrastres de finos en el relleno, y descomprimiéndolo.

La existencia de huecos interconectados en la mota de cierre hace que la circulación del agua, en este flujo periódico de pleamar a bajamar, se concentre en canales preferentes, acentuando el efecto de arrastre y pérdida del material de relleno.

3. Solución adoptada

De todo lo expuesto hasta el momento se desprende que las actuaciones deberían ir encaminadas a atajar los problemas de permeabilidad y descompresión de los materiales que conforman el muelle, y que podíamos resumir:

- Asiento del pavimento portuario sobre relleno.
- Movimiento en la mota de cierre del relleno.
- Asientos y giros en los muros de coronación de hormigón e impermeabilización de la mota.



Figura 8. VISTA GENERAL DEL MUELLE (Se aprecian los asientos en la explanada).



Figura 9. ASIENTOS EN LA LOSA.

Para ello se procedió a efectuar:

- Recalce del muro de coronación e impermeabilización de la mota.
- Recalce de muros de atado horizontal.
- Recalce de losas en trasdós.
- Reparación de las vigas de atado deterioradas.

Todos estos trabajos fueron acompañados de un conjunto de mediciones y auscultaciones que permiten valorar la bonanza de los tratamientos efectuados.

3.1. PROCESO CONSTRUCTIVO

Las obras se iniciaron con una serie de actividades previas destinadas a la implantación del equipo asignado a la ejecución de las mismas, así como a la ubicación de las instalaciones generales necesarias.

La finalización de estas actividades dio paso al inicio de las operaciones de ejecución de la obra.

El cumplimiento del plazo fijado de seis meses, así como el firme propósito de minimizar el impacto sobre la actividad diaria del muelle, exigió una minuciosa planificación de la obra.

Tanto para recalce del muro de coronación e impermeabilización de la mota como para recalce de los muros de atado horizontal se usaron técnicas de *superjet-grouting*, en dos modalidades de tratamiento:

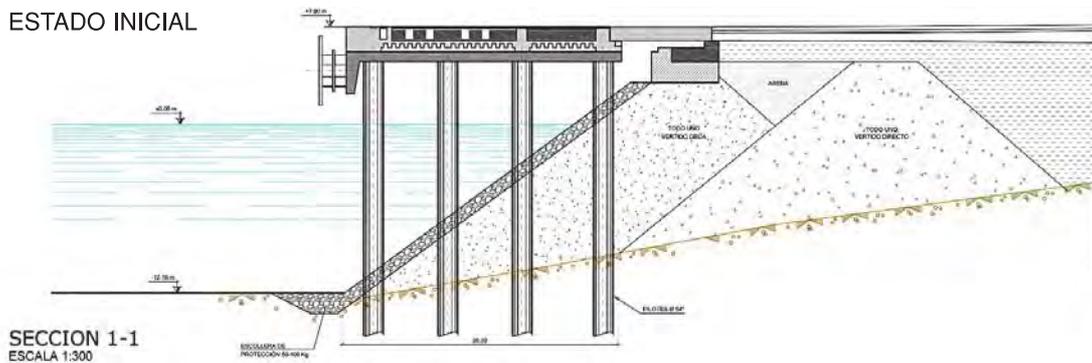


Figura 10. ESTADO INICIAL.

- **TRATAMIENTO 1.** Velo de *superjet-grouting*: Ancho, 2,40; separación entre ejes de columna; 2,20; longitud de tratamiento, 12 m en el de impermeabilización de la mota y confinamiento de *superjet*.

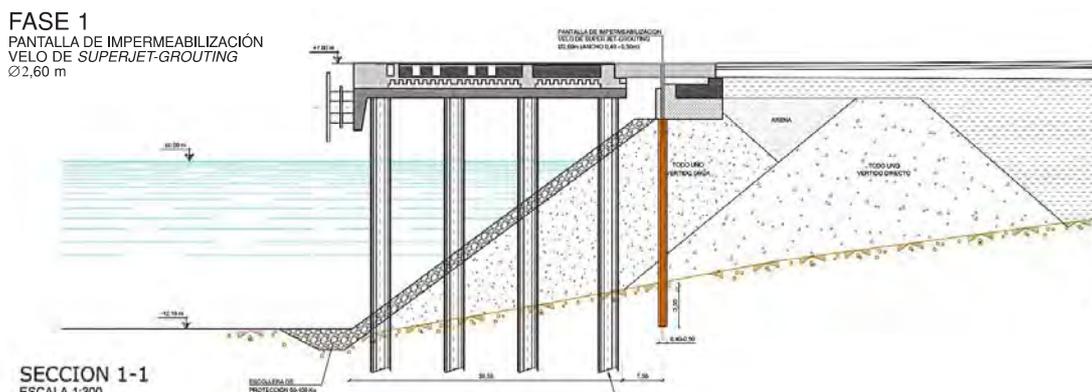


Figura 11. TRATAMIENTO 1: VELO SUPERJET-GROUTING.

- **TRATAMIENTO 2.** Columnas de *superjet-grouting*: Diámetro de columna, 2,60; separación entre ejes, 3,96; longitud de tratamiento, 12 m, para el recalce del muro de gravedad de apoyo de las losas de transición del muelle al pantalán y muros de atado horizontal.

Para tratamiento de mejora sistemática del relleno situado entre el muro de apoyo de las losas de transición y los muros de atado horizontal se usaron técnicas de *compaction-grouting* y *jet-grouting*, en tres modalidades de tratamiento:

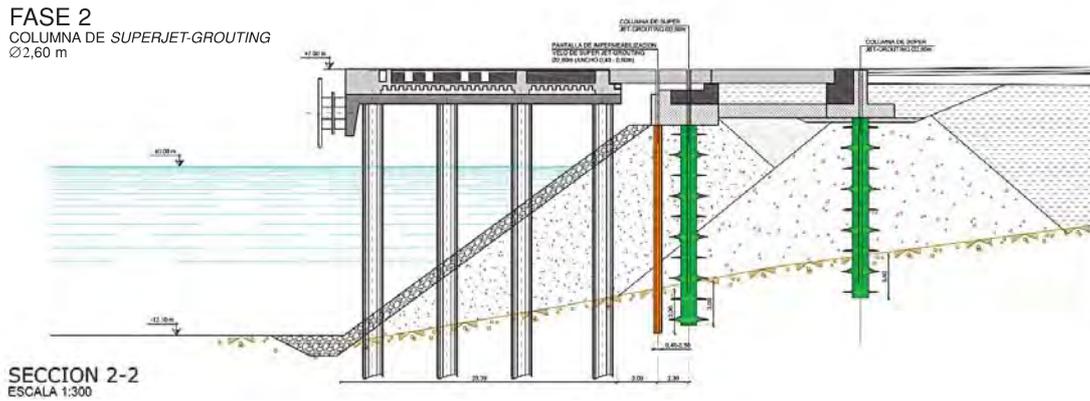


Figura 12. TRATAMIENTO 2: RECALCE DEL MURO DE CORONACIÓN Y MURO DE ATADO HORIZONTAL.

- **TRATAMIENTO 3.** Columnas de *compaction-grouting*: Separación, 1 m; consumo, 250 l/m; profundidad aproximada, 12 m. Su objeto fue el confinamiento lateral lado tierra del tratamiento general de densificación de los materiales de relleno mediante *compaction* estática.
- **TRATAMIENTO 4.** Columnas de *jet-grouting*: Diámetro, 1,20; separación, 2,50 m; longitud de tratamiento, 12 m. Su objeto fue el confinamiento del tratamiento de *compaction-grouting* del lado mar, así como de transición entre el *superjet* y el *compaction-grouting*, ejecución simultaneada con el tratamiento 3.

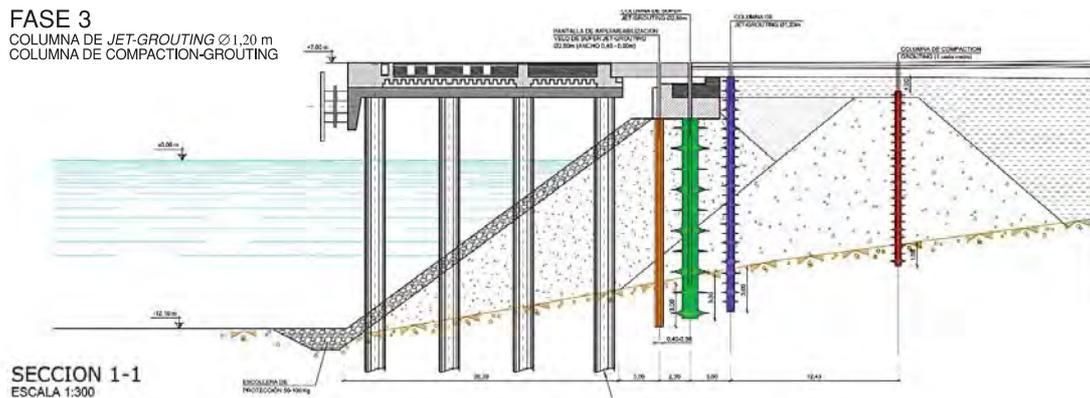


Figura 13. TRATAMIENTOS 3 Y 4: CONFINAMIENTO LATERAL.

- **TRATAMIENTO 5.** Columnas de *compaction-grouting*: Malla, 1,90 × 2,00; consumo, 250 l/m; profundidad aproximada, 12 m. Su objeto fue la densificación del terreno mediante inyección de mortero de baja movilidad entre ambos tratamientos de confinamiento lado mar y tierra.

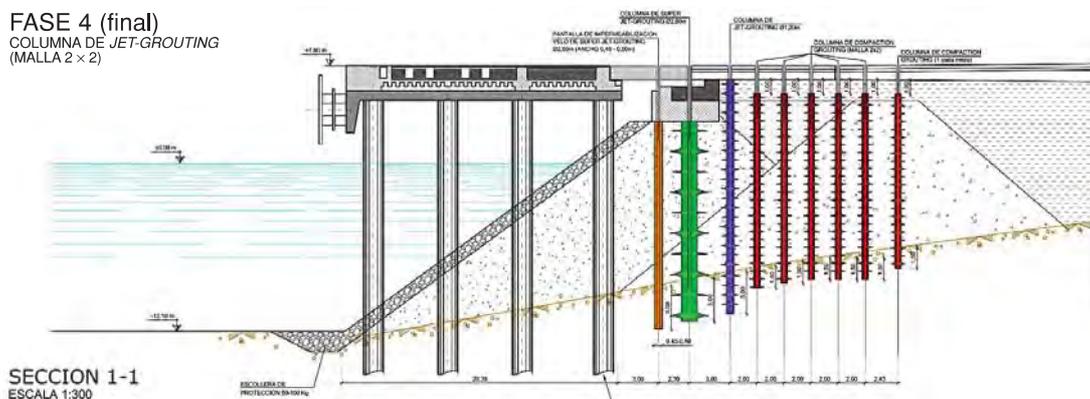


Figura 14. TRATAMIENTO 5: DENSIFICACIÓN DEL TERRENO BAJO LOSA.

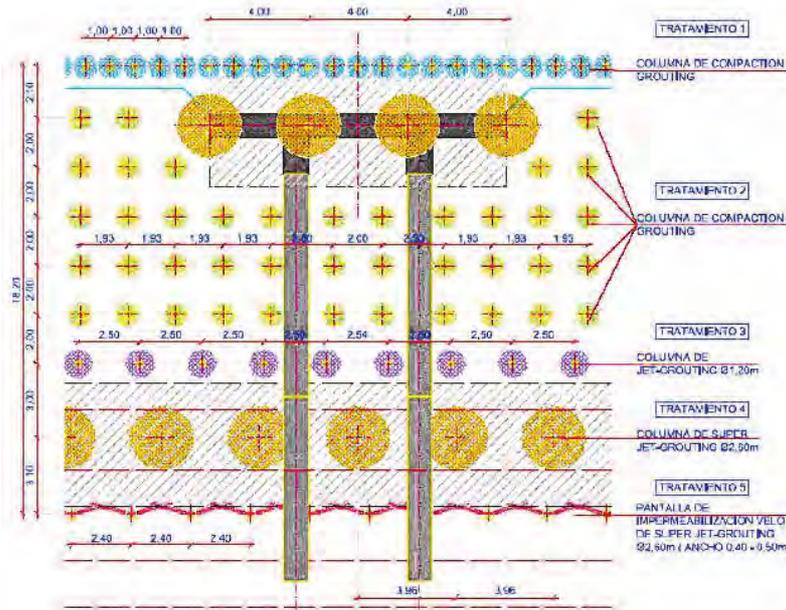


Figura 15. PLANTA TIPO DEL TRATAMIENTO DEL MUELLE.

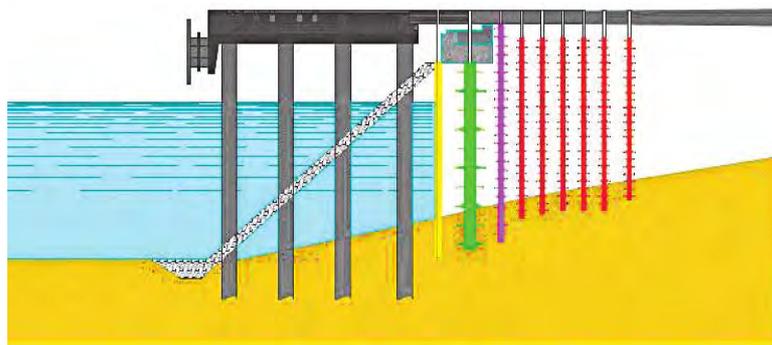


Figura 16. SECCIÓN TIPO DEL TRATAMIENTO.

En el transcurso de la obra, en las zonas en que el deterioro era mayor, se realizaron actuaciones localizadas de refuerzo hasta conseguir los efectos de densificación deseados.

TRATAMIENTO	ml	Columnas
VELO Ø2,60m	5.345	413
SUPER-JET Ø2,60m	4.081	288
JET-2 Ø1,20m	5.400	361
CHE	34.142	2,722

Figura 17. RESUMEN DE LAS MEDICIONES DE LOS TRATAMIENTOS EFECTUADOS EN EL MUELLE.

Las obras concluyeron con la limpieza del tramo 4, el retirado del vallado de obra y de las instalaciones generales y el traslado de los equipos e instalaciones fijas auxiliares.

3.2. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

A continuación se relacionan las ventajas que presenta la aplicación de esta serie de medidas correctoras frente a cualquier otra solución que pudiera haberse estudiado.

1. Resuelve la totalidad de los problemas que afectan al muelle: permeabilidad, pérdida de material de relleno, estabilidad, asentamientos en la explanada, asentamientos y giro del muro, flecha en vigas de atado, peligro de rotura de losas biapoyadas, limitación en la explotación del muelle de pilotes; terminando, además, con los costosísimos trabajos de mantenimiento a que obligan todas estas afecciones.

2. Proporciona un refuerzo estructural al muelle que le permite mantener el alto nivel de cargas de explotación que se ha ido alcanzando en los últimos años: grúas, cintas transportadoras, tráfico rodado (camiones), acopios, etc., sin restricciones zonales de posicionamiento o circulación.
3. Se consigue un monolitismo estructural, frente al conjunto de las sollicitaciones, gracias a la conexión que se puede conseguir entre las columnas de *jet* y el muro de coronación, reduciéndose el riesgo de asientos diferenciales a lo largo de la línea del mismo.
4. No se modifica la tipología del muelle, al no realizarse ningún tipo de demolición ni sustitución de elementos estructurales por otros de características diferentes. La solución adoptada es *no destructiva*, actuando principalmente sobre las características geotécnicas resistentes de la zona tratada y disminuyendo deformabilidad y permeabilidad.
5. Se mantiene la configuración geométrica del muelle en planta, así como la longitud de atraque y el calado, de modo que el nivel de operación actual en el muelle se podrá mantener sin pérdida de tráfico o superficie de explotación.
6. Se trata de una solución con fuerte carácter ambiental:
 - No se requiere ningún tipo de dragado, ni previa ni posteriormente a la ejecución de los trabajos.
 - No es necesaria la explotación de canteras.
 - El terreno inyectado es un relleno, de forma que no se perjudican o alteran las características de un terreno natural.
 - La sencillez del proceso permite un control del material *sobrante y pérdidas* (rechazos, vertidos, fugas, etc.). La contaminación del mar, turbidez de las aguas, depósitos de material a pie de muelle, etc., serán minimizados mediante una batería de medidas preventivas.
7. El nivel de control de las inyecciones, tanto de ejecución como de resultados obtenidos, es muy completo, existiendo una normativa a nivel europeo (EN 12716) cuyo contenido se amplía con el empleo de diversos métodos de comprobación: mecánicos, hidráulicos, químicos, geofísicos y complementarios.
8. El cálculo del muelle reparado se ha realizado según las bases que figuran en las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.2-90: «Acciones en el Proyecto de obras marítimas y portuarias», así como las cargas descritas de grúas neumáticas. Asimismo se han tenido en cuenta todas las especificaciones contenidas en la ROM 0.5-94: «Recomendaciones geotécnicas para el Proyecto de obras marítimas y portuarias».
9. Solución constructiva rápida por su sencillez de ejecución (actividades muy repetitivas) y escasa necesidad de equipos, ya que para las inyecciones únicamente se precisa un equipo de perforación y bombas hidráulicas. Supone una solución normalizada con rendimientos y costes previsibles, lo cual redundará en un aumento de la garantía de cumplimiento del plazo.
10. Uso de tecnología de última generación en el campo de las inyecciones, pero con experiencia contrastable en obras similares.
11. El hecho de poder ejecutar columnas de gran diámetro supone que esta solución presente un carácter no destructivo, de manera que las estructuras de muro y losas conservan su integridad estructural, no siendo necesaria su retirada y reposición, salvo en aquellas afectadas por daños previos a las inyecciones.
12. El hecho de poder resolver mediante el mismo proceso constructivo tanto los problemas en la zona del muro como en la zona de la explanada, supone una fuerte ventaja. Esta solución conjunta, en caso de tener que abandonar una zona de trabajo por necesidades de explotación del puerto, permite proseguir las reparaciones en otra zona diferenciada, minimizándose la ocasional parada de maquinaria que pueda producirse. Hay que destacar que la parada de máquinas en una obra de estas características alcanza un sobrecoste muy importante.
13. La explotación del muelle resulta compatible con las etapas de mejora en todo momento. Las interferencias con la operación normal en el muelle comprenderían aquellos periodos y zonas en donde se desarrollase el trabajo del equipo de inyección, pudiendo realizarse la operación con normalidad en el resto de las áreas o durante el tiempo de inactividad de los equipos en cada sección considerada.
14. El procedimiento expuesto presenta como ventaja adicional la posible rápida retirada de los equipos en caso de ser necesario.
15. Se deja abierta la posibilidad de futuras mejoras en zonas del muelle sobre las que no se actúe en una primera fase y quieran ser mejoradas en el futuro, en función de las necesidades de la autoridad portuaria.

3.3. MEDIDAS ADOPTADAS PARA LA COMPATIBILIZACIÓN DE LOS TRABAJOS CON LA EXPLOTACIÓN PORTUARIA

La secuencia de los tratamientos fue como sigue:

- Las obras comenzaron por el extremo norte del muelle.
- No se ocupó para acopios o instalaciones la zona próxima al mar (pantalán sobre pilotes).
- La división de la obra en cuatro tramos hizo compatible la explotación adecuada del muelle.
- Los tramos de muelle necesarios se liberaron en todo momento, permitiendo así la descarga de los buques.
- En ningún momento de la obra se ocupó toda la longitud de la cinta transportadora enfrente de los tinglados 2 y 3 (longitud aproximada: 230 m), dejando libre acceso a dos tolvinos por lo menos. Los tolvinos están separados entre sí una distancia de 25 a 30 m.



Figura 18. VISTA DE LA CINTA TRANSPORTADORA FRENTE A LOS TINGLADOS 2 Y 3.



Figura 19. CINTA TRANSPORTADORA DE CLINKER (Detalle de la torre fija).

Una vez al mes se respeta la descarga de un barco de *clinker* en la zona sur del muelle próximo a la concesión de la cementera. La descarga se efectúa a una tolva que vierte a un brazo móvil de una cinta transportadora que gira alrededor de un punto fijo, brazo capaz de posicionarse girando prácticamente 360° alrededor de la torre fija.



Figura 20. ESQUEMA DE TRAMIFICACIÓN DEL MUELLE.

Con la tramificación propuesta, en todo momento se consigue:

- Mantener al 100 % de funcionamiento al menos el 72 % de la longitud total del muelle. Al no ocupar la parte de muelle próxima al mar, se permiten durante toda la obra las operaciones de entrevía.
- Permitir el uso de las cintas transportadoras fijas del muelle habilitando el uso de al menos uno de sus tolvinos.
- Admitir la descarga de barcos de *clinker* con una afección prácticamente nula.
- Posibilitar la inmediata ocupación, para la explotación normal, de los tramos de muelle que se liberen tras las obras.
- Permitir las operaciones de entrevía durante toda la obra, al no ocupar la parte de muelle próxima al mar.

4. Descripción de las técnicas empleadas

4.1. SUPERJET-GROUTING

El *superjet-grouting* es una tecnología que utiliza la inyección de fluidos, a muy alta velocidad, para desagregar (erosionar) el terreno circundante, mezclándolo con un agente de cementación en las proporciones deseadas para formar un nuevo material con distintas propiedades geomecánicas y físicas de la zona tratada (una vez que ha fraguado). Parte del material erosionado y mezclado con el agente de cementación es expulsado por boca de taladro, lo que se denomina «rechazo» o «resurgencia».

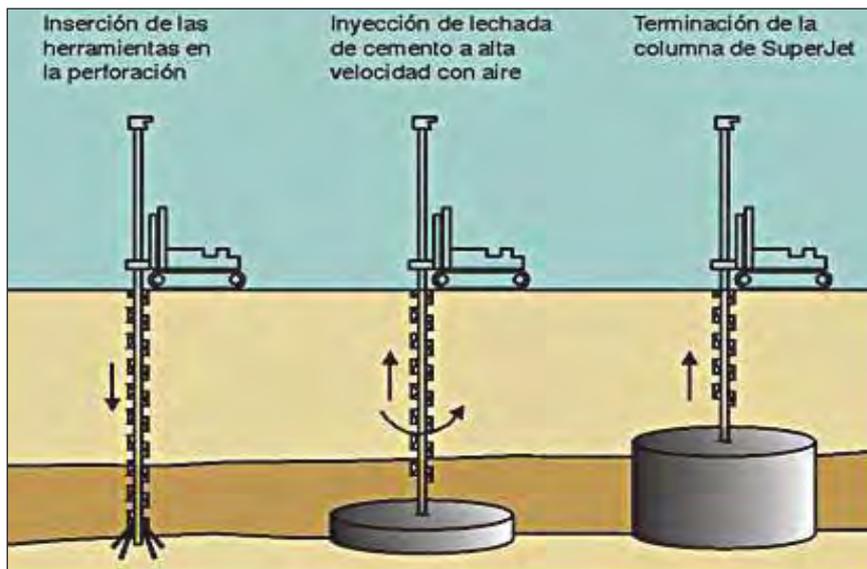


Figura 21. PROCESO DE EJECUCIÓN SUPERJET-GROUTING.

La aplicación del *superjet-grouting* en la obra que nos ocupa y dentro de la gran variedad de trabajos para los que puede ser utilizado, se expone a continuación.

4.1.1. Velos

La construcción de velos en forma de conos unidos por su vértice se realiza mediante la rotación limitada en un sector de la columna. Los velos se suelen emplear como elementos para control de la permeabilidad y/o confinamiento del tratamiento principal.

En el caso que nos ocupa fue utilizado para cumplir ambas funciones.

Se hicieron un total de 413 columnas en velo de *superjet-grouting*, con una medición de 5.345 ml.

Desde el principio, en los campos de prueba se observó la dificultad del terreno para ser perforado directamente con los métodos habituales del *jet* o *superjet*; es decir, a rotación. Los numerosos bolos de tamaño considerable existentes lo impedían, dificultando también la obtención de los diámetros previstos, por lo que se hizo necesario cambiar los parámetros y disminuir el alcance desde 2,60 a 2,40 m, con separación entre ejes de 2,2 m.

Asimismo, y aunque estaba previsto el tratamiento de unos 900 m³ de resurgencia, no sólo no se produjeron, sino que existieron decantaciones importantes de hasta 2 mde longitud en las columnas de velo, lo que obligó a aportaciones complementarias para suplir dichas decantaciones.



Figura 22. FORMA GEOMÉTRICA TÍPICA DE UN VELO DE SUPERJET-GROUTING.

Todos estos datos ratificaban la teoría del lavado de un alto porcentaje de finos de la mota, con la existencia de vías preferentes de circulación del agua motivadas principalmente por las carreras de marea.

El retranqueo del velo hacia tierra, por la imposibilidad de su ejecución en su posición original –al existir alto riesgo de fugas hacia el mar por la escollera existente–, así como su disposición geométrica, facilitaron su correcto funcionamiento.

El velo igualmente cumplió la misión fundamental, inicialmente no prevista, de confinamiento necesario en la ejecución de las columnas de *superjet* dispuestas para el recalce, así como de contención y eliminación de vertidos al mar.

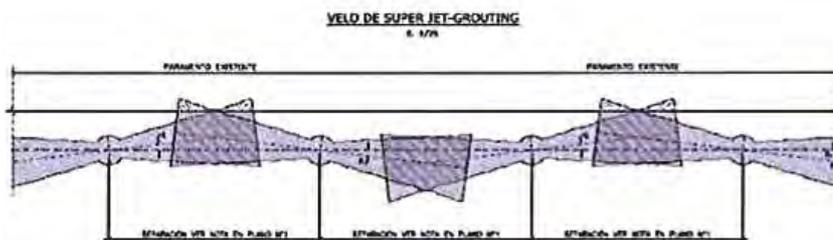


Figura 23. GEOMETRÍA DE VELO SUPERJET-GROUTING.

4.1.2. Columnas de *superjet-grouting*

Las columnas completas de *superjet-grouting* se emplean en recalce de muros, zapatas, soporte de excavaciones, mejoras del terreno y obras auxiliares, etc.

La técnica de *superjet-grouting* representa una evolución y perfeccionamiento del sistema convencional de *jet-grouting* de doble fluido (Lechada-aire) que aprovecha un diseño eficiente, mejorándose la herramienta de inyección, a la vez que se perfecciona la configuración y diseño de las toberas, lo que incrementa de modo considerable la energía de inyección y su capacidad de erosionar el terreno circundante a mayor distancia.

En ningún caso se consigue el efecto descrito —al menos por Kellerterra— aumentando la presión de los circuitos de inyección, y no representa «riesgos» mayores que la técnica de *jet-grouting*, ya bien conocida.

El «rechazo» debe ser expulsado a la superficie de forma continua, evitándose la presurización e hidrofracturación de la zona de tratamiento y consiguiéndose resultados de gran calidad.

La comparación entre diámetros y consumos del *jet-grouting* convencional y el *superjet-grouting* se indica en figura 24.

Diámetros y contenidos de cemento		
Tipo de suelo tratado	D (m)	C (Kg/m)
Jet Grouting	0,60 ÷ 2,00	300 ÷ 1500
Supert Jet	2,00 ÷ 5,00	1500 ÷ 8000

D: Diámetro de columna.
C: Consumo de cemento.

Figura 24. COMPARACIÓN JET/SUPERJET-GROUTING.



Figura 25. FACILIDAD DE DISGREGACIÓN EN DIFERENTES TIPOS DE TERRENO.

Hay que señalar que los bajos valores de los diámetros de la figura 24 corresponden normalmente a suelos muy cohesivos o muy densos, y los altos, a materiales granulares flojos a medianamente densos.

Generalmente esta nueva tecnología es efectiva en todo tipo de suelos siempre que se use correctamente.

Tal y como indica la figura 25, suelos de diferente tipo muestran mayor o menor dificultad para ser disgregados (erosionados). Suelos del tipo granular son relativamente fáciles de disgregar, ya que no tienen aglutinantes (a no ser la humedad) y son de hecho autoerosionables cuando están sometidos a un ambiente turbulento como el inducido por el *superjet*. En el otro lado de la escala, las arcillas plásticas son difíciles de erosionar, ya que las partículas se encuentran unidas por lo que se denomina «cohesión» y por la succión.

Asimismo se debe tener en cuenta que las velocidades normales de ascenso del rechazo no son generalmente suficientes para extraer partículas de mayor tamaño que las de arena.

Parámetros operativos

Los parámetros aplicados en el *superjet-grouting* dependerán de características tanto geométricas como mecánicas que se deseen obtener y de las condiciones del terreno a tratar.

Los principales parámetros a utilizar se definirán mediante la realización de columnas de prueba en número, cantidad y situación determinadas previamente a la ejecución de los trabajos.

El rango en el que se moverán estos parámetros será:

- Presión (lechada): 300-450 bares.
- Presión de aire: 8-20 bares.
- Caudal de lechada: 300-450 l/min.
- Densidad mínima de lechada: 1,40 t/m³.
- Tiempo de persistencia (1/ve): 6-16 min/m.
- Velocidad de rotación: 5-15 r.p.m.

En función de los resultados de las columnas realizadas en el campo de pruebas se determinan finalmente los parámetros de ejecución para las columnas de *superjet-grouting*.

Superjet-grouting en recalce

Se hicieron un total de 288 columnas de 2,6 m de diámetro, con una medición de 4.100 ml de *superjet*.

Al igual que en el resto de unidades, se hizo necesaria la preperforación de los taladros, dada la existencia de los bolos.

En los campos de prueba se comprobó que para asegurar el diámetro previsto, dado los bolos existentes se hacía necesario un precorte con una mezcla de lechada 1:5 c/a.

Puestos sobre aviso en la ejecución previa de los velos y aunque la resurgencia ya fluyó con normalidad, se puso especial cuidado en contrarrestar en todas las columnas el efecto de la decantación para evitar la posible discontinuidad *jet*-hormigón en la cara inferior de la viga.

Fue precisa la eficaz gestión de aproximadamente 4.300 m³ de resurgencia para evitar entorpecer las labores portuarias.

4.2. COMPACTACION ESTÁTICA

Definición

El método de «compactación estática» se basa en la inyección en el terreno de un mortero de baja movilidad, de forma que la mezcla inyectada no fluya por el terreno, quedando concentrada alrededor del punto de inyección

Este mortero se puede inyectar a una presión de hasta 40 bares con un asiento en el cono de Abrams menor de 8 cm, lo que permite una correcta densificación de la zona colindante al punto de inyección.

El material inyectado rellena los huecos y compacta o estabiliza el suelo que rodea el área tratada. Posteriormente la mezcla fragua y confiere resistencia y dureza al terreno.

Es importante que durante la inyección se produzca un desplazamiento del terreno sin destruir su estructura, por lo que las velocidades de bombeo deben ser bajas.

Para cada escalón de inyección (espaciados 0,5 m), los criterios para dar por concluida la inyección fueron estos cuatro:

- **Por volumen:** Una vez alcanzado el volumen de mortero inyectado establecido en proyecto para cada fase.
- **Por presión:** En caso de alcanzar la presión máxima establecida en el proyecto, independientemente del volumen inyectado en la fase.
- **Por movimientos en superficie:** En caso de detectarse movimientos en superficie o en las estructuras próximas superiores a los límites previamente establecidos.
- **Por reflujos por la boca del taladro:** En caso de que el mortero salga por la boca del taladro de forma incontrolada. Éste suele ser el criterio de corte que marca el final de los escalones próximos a la plataforma de trabajo.

El mortero empleado está compuesto por arena, cemento y aditivos plastificantes. Sus características serán rigurosamente controladas a lo largo de toda la obra, con objeto de garantizar una correcta bombeabilidad y lograr que su capacidad permanezca en el punto de inyección.



Figura 26. SISTEMA AUTOMATIZADO DE ADQUISICIÓN DE DATOS (Incorporado a la bomba de inyección).

Los equipos a emplear estarán formados por:

- Una bomba de alta presión y bajo caudal con registro continuo, mediante procedimiento informático, de los siguientes parámetros:
 - Presión de inyección (bares).
 - Volumen de mezcla inyectada (l/m).
 - Caudal de mezcla inyectada (l/m in).

El sistema automatizado de adquisición de datos incorporado en las bombas y líneas de inyección de mortero deberá registrar en tiempo real los volúmenes y presiones de cada una de las fases de inyección, así como permitir su grafiado en planos.

FECHA	Nº TALADRO	EPISODIO	PROFUNDIDAD	PRESIÓN	VOLUMEN
21/05/2007	373	1	12,5	30	125
21/05/2007	373	2	12	38	125
21/05/2007	373	3	11,5	40	70
21/05/2007	373	4	11	40	125
21/05/2007	373	5	10,5	40	70
21/05/2007	373	6	10	40	60
21/05/2007	373	7	9,5	38	125
21/05/2007	373	8	9	35	125
21/05/2007	373	9	8,5	40	50
21/05/2007	373	10	8	35	125
21/05/2007	373	11	7,5	37	125
21/05/2007	373	12	7	40	70
21/05/2007	373	13	6,5	40	60
21/05/2007	373	14	6	33	125
21/05/2007	373	15	5,5	40	90
21/05/2007	373	16	5	35	125
21/05/2007	373	17	4,5	32	125
21/05/2007	373	18	4	30	80
21/05/2007	373	19	3,5	30	125
21/05/2007	373	20	3	28	125
21/05/2007	373	21	2,5	25	125
21/05/2007	373	22	2	20	125
21/05/2007	373	23	1,5	15	125
21/05/2007	373	24	1	13	125
TOTAL					2660

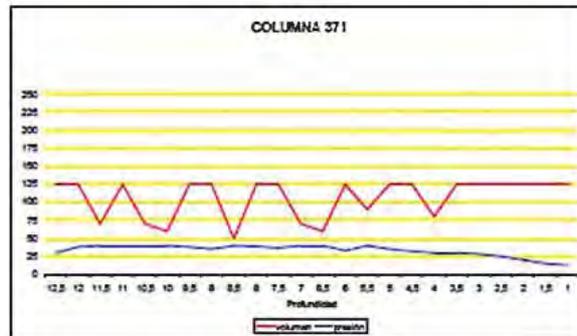


Figura 27. FORMATO TIPO DE REGISTRO CONTINUO DE PARÁMETROS (V-P).

- Unidades de perforación con herramienta de taladro mediante tricono, trialeta y portatrialeta con dispositivo de ventana retráctil o punta perdida.

En la figura 28 se reflejan de forma esquemática las distintas fases en la ejecución de esta técnica.

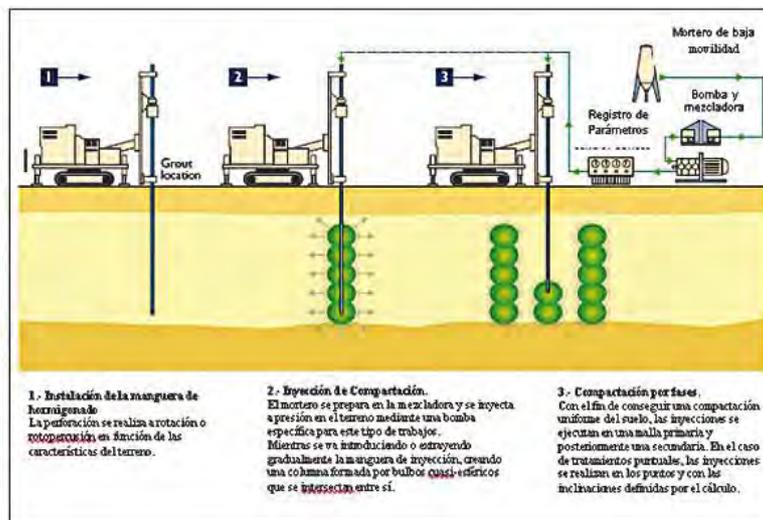


Figura 28. FASES DE EJECUCIÓN DEL *COMPACTION-GROUTING*.

En determinadas ocasiones puede ser aconsejable realizar la perforación en sentido inverso, de arriba abajo.

Se ejecutaron un total de 34.200 m de ml de esta técnica, con unas admisiones máximas de 250 l/m en los distintos tratamientos de confinamiento y compactación ya descritos.

Se hizo necesaria la preperforación de la totalidad de dicha medición.

Dado el coeficiente de uniformidad de las arenas existentes bajo losa $C_u \simeq 2$ (entre 1-2 m de espesor), se empleó un sistema especial de obturador contra la propia losa para asegurar el correcto grado de compactación de dicha capa en donde se encontraba descomprimida.

Una vez examinados los datos, se hizo necesario el refuerzo de algunas zonas hasta conseguir el grado de compactación deseado.

5. Sistemas de control

5.1. CAMPOS DE PRUEBAS

5.1.1. Ideas generales

El campo de pruebas presenta una serie de actividades previas al inicio de la realización de los trabajos de la ejecución de las obras generales.

Para el diseño del campo de prueba se deben considerar no pocos factores:

- Las columnas de prueba se harán en la zona con el suelo representativo, cercano a un sondeo (no más de 20 m), a las cotas reales de tratamiento.
- Si es posible, ejecutar las pruebas en emplazamientos abarcables en una sola implantación de los equipos de inyección. Una vez establecida la planta en una localización, el tratamiento se podrá realizar en un radio de 200 m desde ésta.
- Los parámetros fundamentales de *jet* o *superjet-grouting* se registrarán de forma continua en una unidad informática que por medio de sensores independientes recibirá la siguiente información:
 - Presión de inyección.
 - Caudal de lechada.
 - Volumen de lechada.
 - Velocidad de rotación.
 - Velocidad de extracción de la lanza.
- Aplicación de sistemas directos no destructivos, en primera instancia y posteriormente, si es posible (no lo es en la mayoría de los casos), excavando las columnas en las longitudes reales de tratamiento.

Un campo de pruebas debe servir, en definitiva, para ratificar –o, en su caso, cambiar– los parámetros de partida previstos en proyecto, de tal forma que se obtenga la geometría y resistencia de columna requerida.

5.1.2. Control de la geometría

En la actualidad existen numerosos métodos más o menos fiables, según las características de la obra, para poder determinar la geometría de la columna, bien en toda su longitud o en secciones puntuales.

Métodos mecánicos:

- Excavación de la prueba a cota real de tratamiento (pocas veces posible).
- Control de volúmenes de resurgencia.
- Tubos *sounding*.
- Sistema *getec* (paraguas).

Estos métodos transmiten información de modo directo y en tiempo real en obra sin necesidad de interpretaciones ni fórmulas según la mayoría de los métodos indirectos, lo que facilita en gran medida la toma de decisiones para completar en el menor tiempo posible el campo de pruebas y poder comenzar los trabajos.

Métodos geofísicos:

- Tomografía.
- *Cross-hole*.
- Resistibilidad.
- Temperatura.

Algunos de ellos todavía están en desarrollo y nos facilitan la información con un decalaje en el tiempo. Es decir, después de los trabajos de campo se hace necesario un análisis de los datos obtenidos por personal especialista en oficina.

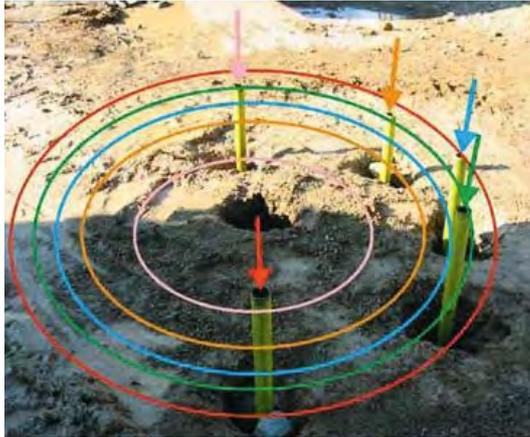


Figura 29. TUBOS *SOUNDING* EN DISPOSICIÓN CONCÉNTRICA A EJE DE TALADRO.



Figura 30. TUBOS *SOUNDING* EN PRUEBA DE VELO.

Analizaremos los del primer grupo, por ser alguno de ellos los que sustentaron la obra de referencia:

• **Control de los volúmenes de resurgencia:**

Se efectúa, manualmente y sistemáticamente para todas las columnas de prueba, un control del volumen y densidad de resurgencia, lo que representa una forma cualitativa, indirecta y rápida de controlar la efectividad del tratamiento tanto en la geometría como en la calidad, fácil de valorar.

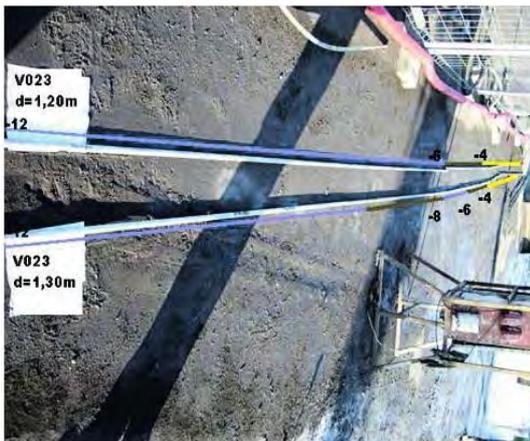


Figura 31. TUBOS *SOUNDING* EXTRAÍDOS UNA VEZ REALIZADA LA PRUEBA.

Se ve no pocas veces afectado por numerosas factores que pueden inducirnos a error; por ejemplo, la permeabilidad de la zona estéril de la columna. No obstante, es positivo hacerlo siempre como detector de posibles incidencias o método complementario al principal.

• **Tubos «sounding»:**

Los tubos *sounding* son tubos de acero, coloreados con pinturas especiales (no alterables por la acción de las lechadas de cemento), que serán colocados a distancia determinada radialmente al eje de columna de *jet-grouting* de prueba a ejecutar.

Durante la ejecución de columnas se observarán los tubos *sounding*; una vez terminada, se extraerán para comprobar la afección en la pintura de los tubos y así poder determinar el alcance del tratamiento, proporcionándonos referencia del diámetro de la columna en toda su longitud.

Todo este sistema se combina, a voluntad, en función del terreno y profundidades del tratamiento, midiendo en primer lugar las desviaciones de los tubos *sounding*, para con estos datos volver a posicionar, si ello fuera necesario, el eje de perforación de la columna de prueba, ratificando con sus datos de verticalidad que la prueba será efectiva para las distancias establecidas de antemano.

Finalmente, la información se reúne en una ficha-resumen donde se anotan los parámetros utilizados y el resultado del diámetro obtenido con ellos.



Figura 32. TOMA DE DATOS.

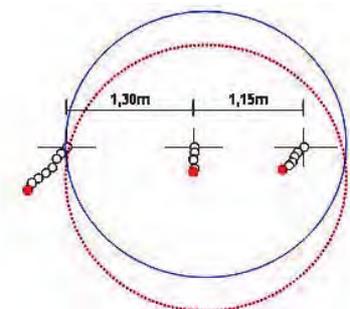
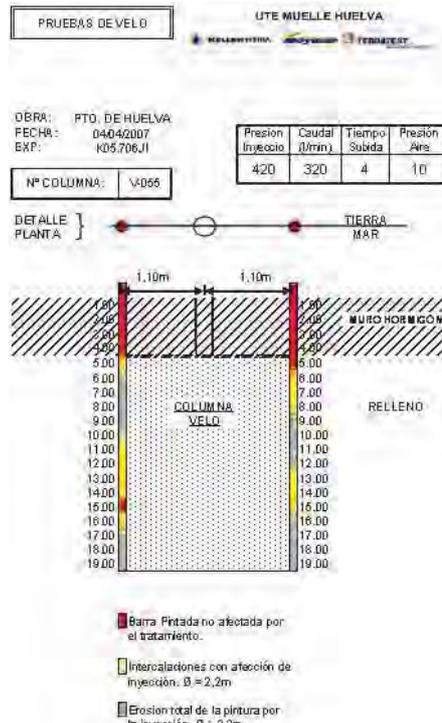
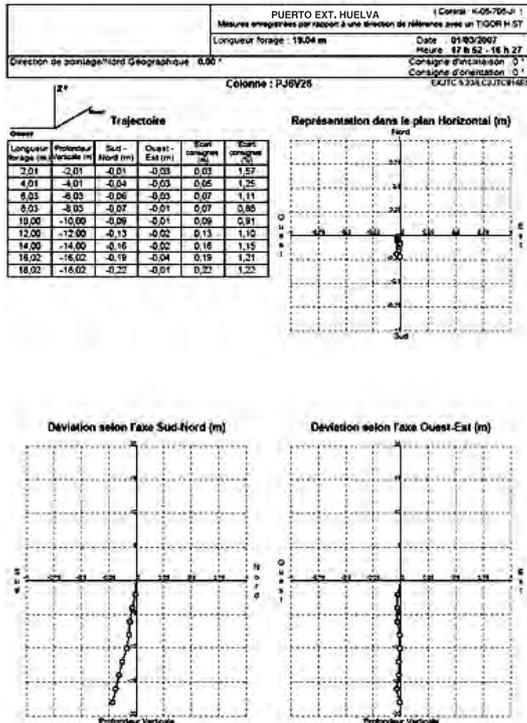


Figura 33. CONTROL DE VERTICALIDAD DE LAS PERFORACIONES DE LA COLUMNA DE PRUEBA DEL VELO.

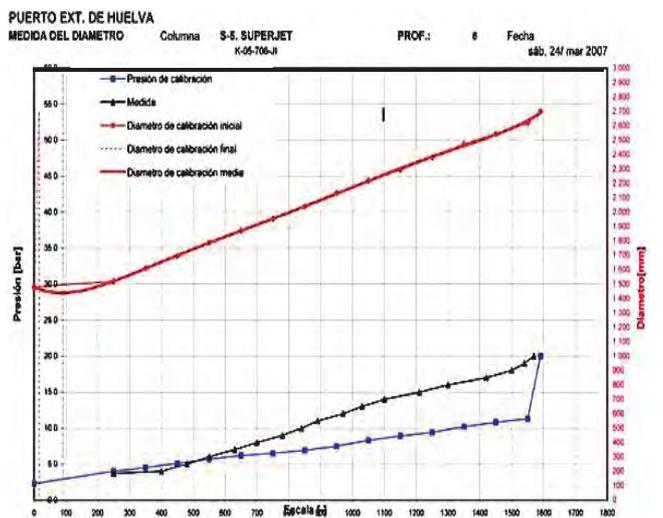
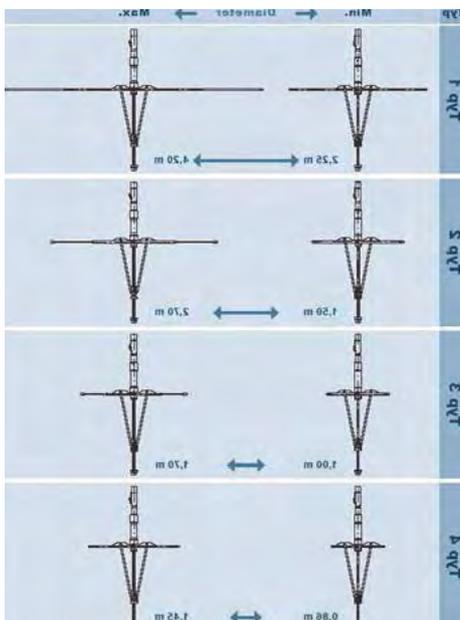


• Sistema *getec*:

Este sistema permite medir de forma manual y directa el diámetro de las columnas en el punto o puntos deseados.

Básicamente –como se aprecia en las figuras– es un mecanismo hidráulico que se introduce en la columna una vez terminada, pero en estado fresco, hasta la cota requerida.

Una vez posicionado, se procede a su apertura y a la medición del diámetro.



5.1.3. Control de la resistencia

En cuanto a la resistencia de la columna, la operación se complica. Como veremos posteriormente, no es nada fácil tomar muestras representativas de la misma.

No hemos de olvidar que el *jet* o *superjet* no dejan de ser técnicas de mejora de suelo y en ningún caso pueden –como muchas veces se hace por error– asimilarse a pilotes u otras técnicas donde el material resistente es el hormigón, que tiene un comportamiento homogéneo ya conocido.

La homogeneidad del suelo tratado depende de numerosos factores: tipo de suelo, tiempo de persistencia, tipo de cemento y kilogramos por metro cúbico de suelo tratado, número de toberas, rpm, entre otros.

Tradicionalmente en España se recurre a sondeos para obtención de las muestras representativas de las columnas.

Analizaremos ahora distintos factores que afectan a dicha representatividad.

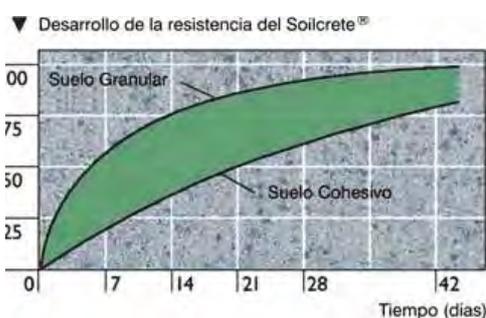


Figura 39. DESARROLLO DE LA RESISTENCIA DEPENDIENDO DEL TIPO DE SUELO TRATADO.



Figura 40. EXTRACCIÓN DE TESTIGOS EN EL PUERTO DE HUELVA.

Factores inherentes al propio sondeo:

- **DIÁMETRO DE PERFORACIÓN:** Lo ideal sería ir a diámetros grandes (150-200 mm); en todo caso, dependerá del material tratado. Para obtener un testigo de cierta calidad al menos será necesario que su diámetro no sea inferior a 84 mm en la zona de tratamiento. Si el diámetro es pequeño, dependiendo del terreno tratado (especialmente en gravas o arcillas muy plásticas que favorecen la aparición de nódulos embebidos en el propio tratamiento), generan gran discontinuidad en el mismo con facilidad de rotura.
- **BATERIA PORTATESTIGO:** En la totalidad del sondeo se debería usar batería doble de tal manera que el testigo se viera afectado lo menos posible por el agua de perforación y, por tanto, su calidad. Asimismo garantiza en cierta medida la verticalidad del sondeo (dependiendo, por supuesto, del diámetro y la presión de avance), permitiéndonos llegar al punto requerido. Muchas veces se trata de extraer testigo a grandes profundidades, con pequeñas desviaciones, pues de lo contrario nos salimos de las columnas ejecutadas.
- **CORONA DE PERFORACIÓN:** No deben emplearse coronas que fomenten la molturación o acodamiento del testigo, siendo preferible usar diamante de inserción en la zona de tratamiento y desecha la widia. Si el testigo se puede perforar con widia, normalmente nos indica que todavía no tiene la resistencia necesaria para ser extraído.
- **VERTICALIDAD:** La verticalidad se verificará cada 2 m y al final del sondeo para confirmar nuestra exacta situación en cada momento. Dado el tipo de material a sondear, si no se toman precauciones es fácil que se produzcan desviaciones importantes, sobre todo en tratamientos profundos (a cotas inferiores a 10 m).
- **VELOCIDAD DE PERFORACIÓN:** La velocidad de perforación ha de ser reducida, con presiones de avance moderadas y pequeños caudales de barrido, de forma que no se provoque la alteración ni la rotura del testigo obtenido.
- **CONTINUIDAD DEL TRATAMIENTO:** Debe determinarse cada vez que se proceda a la extracción del testigo, cotejando que la cota final y la cota de reinicio coincidan.
- **TESTIFICACIÓN:** La testificación ha de llevarla a cabo persona cualificada, marcando las longitudes reales de extracción, discontinuidades, RQD y, en general, cualquier incidencia digna de mención.

Factor humano:

- El replanteo (es decir, determinación exacta del punto de sondeo) no siempre es fácil si no se han tomado las referencias necesarias.
- El terreno mejorado no es fácil de sondear y necesita una máquina adecuada sin holguras y un maquinista experimentado que haya realizado estos sondeos en otras ocasiones. En estratigrafías de alternancia de terrenos se exige la pericia de un maquinista para adaptarse a cada uno de los materiales finalmente obtenidos después del tratamiento.



Figura 41. SONDEOS BIEN Y MAL REALIZADOS DE LA MISMA COLUMNA.

- Independientemente de la complicación que presente el terreno a sondear, lo mínimo que se le ha de pedir al sondista es la obtención de un alto porcentaje de recuperación de testigo para poder valorar, al menos visualmente, el alcance y bonanza del tratamiento (Fig. 41).

Factores inherentes al terreno tratado y su geometría:

- **TIEMPO TRASCURRIDO DESDE LA EJECUCIÓN DE LA COLUMNA HASTA LA EJECUCIÓN DEL SONDEO:** El material tratado ha de tener una resistencia mínima para poder ser sondeado. Este tiempo mínimo se determinará en función principalmente de los materiales tratados, granulares o cohesivos, SPT y granulometría, así como de los parámetros y tipo de ejecución de *jet* o *superjet*.
- **HOMOGENEIDAD DEL SUELO TRATADO:** Depende de numerosos factores, tales como tipo de suelo, tiempo de persistencia, tipo de cemento y kilogramos por metro cúbico de suelo tratado, número de toberas,

rpm, entre otros. Nunca debe olvidarse que es un tratamiento de mejora de suelo y el sondeo una muestra muy pequeña del mismo.

- **GEOMETRÍA DE LA OBRA:** En general, durante tratamientos de reparación de pilotes, pantallas, creación de losas de fondo, etc., en donde el tratamiento no llega a superficie, el material estéril dificulta en gran medida la extracción de buenas muestras hasta alcanzar la zona de tratamiento.
- **SONDEOS DE COLUMNAS SUeltas** (muchas veces a profundidades de más de 10 m): Cuando se pretender sacar testigos al límite del suelo tratado, suele ser normal que la perforación se desvíe hacia el suelo no tratado (más blando), saliendo de la propia columna.

Factores económicos:

- La contratación de los trabajos es habitual fijarla por metro lineal de sondeo, primando generalmente el rendimiento sobre la calidad de los testigos

No obstante, y a pesar de toda esta problemática, si el testigo obtenido es continuo o con altos porcentajes de recuperación, a partir de ese momento tampoco es fácil seleccionar los testigos que han de ser ensayados,

pues están afectados de no pocas discontinuidades visibles y aun no visibles (gravas, bolos, nódulos blandos, fisuración mecánica, pequeñas quedades, etc.) que suelen generar una alta dispersión en los resultados de rotura y, por tanto, no pocas dudas sobre la calidad del material tratado. Dichas discontinuidades, que tanto afectan a muestras de pequeño diámetro, afectarían muy someramente si se ensayaran las resistencias sobre las propias columnas.

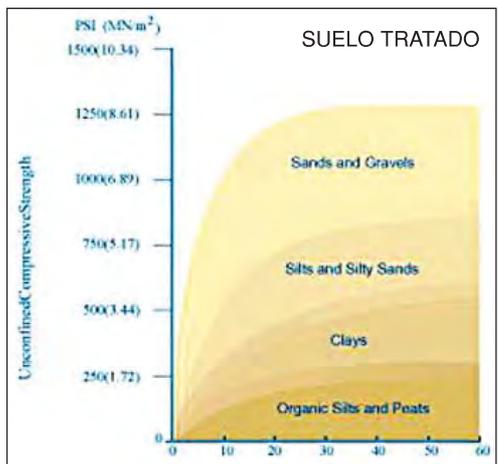


Figura 42. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA CON EL TIEMPO Y TIPO DE TERRENO (Hayward Baker).



Figura 43. EXTRACCIÓN DE TESTIGO MUY DISCONTINUA.

Todos estos condicionantes hacen que raramente un sondeo pueda considerarse como una forma de obtener muestras representativas de una columna de *jet* o *superjet* para comprobar la resistencia del terreno tratado. De hecho, este sistema tiende a desaparecer en países más avanzados en cuanto al estudio de estas técnicas.



Figura 44. DISCONTINUIDAD POR BOLOS.

Tres son los métodos que desarrolla Kellerterra en la actualidad para obtener con exactitud la resistencia del tratamiento.

- Temperatura.
- Resurgencia.
- Toma de muestras frescas en la columna de *jet*.

Trataremos los dos últimos por ser los utilizados en la obra de referencia.



Figura 45. NÓDULOS DE ARCILLAS EMBEBIDAS EN EL TRATAMIENTO.



Figura 46. LAVADO DE ZONAS BLANDAS DEL TESTIGO.



Figura 47. SECCIÓN DE TESTIGO EN LIMOS.



Figura 48. TESTIGO DE *JET* EN ARENAS (Detalle interior).

Resurgencia:

Ya desde hace años se ha pretendido establecer una correlación entre las propiedades de la resurgencia y el producto finalmente obtenido en la columna.

No es fácil por la cantidad de factores que influyen y diferencian ambos productos, entre los que podríamos destacar los que resumimos:

- **GRANULOMETRÍA:** Se establece a partir de cierto tamaño y dependiendo de la velocidad de ascensión, que, a su vez, es dependiente del espacio anular varillaje terreno, viscosidad del fluido resurgente, rozamiento con el terreno colindante, entre otros. Se extraen partículas hasta un tamaño determinado, lo que genera –dependiendo del terreno tratado: granular o cohesivo– grandes o pequeñas diferencias de granulometría entre el material extraído o resurgencia y el material que finalmente queda en la columna.
- **MÉTODO O TÉCNICA DE JET EMPLEADO:** Inherente al sistema empleado, las características de la resurgencia son muy diferentes de la de la columna (*jet 2* agua, *jet 3*), medianamente diferentes (*jet 1*) o bastante similares (*jet 2* aire, *superjet*).



Figura 49. RESURGENCIA DE SUPERJET.



Figura 50. MUESTRA OBTENIDA IN SITU.

Existen otros factores referentes a la profundidad: diámetro finalmente obtenido, estratigrafía homogénea o heterogénea del terreno a tratar, temperatura del terreno, etc., que también influyen en las diferencias entre resurgencia y material finalmente tratado.

Lo que sí se puede observar –como vemos en la tabla de la obra– es que el valor de resistencia de la resurgencia siempre es menor que el del suelo tratado, por lo que puede servir para una valoración rápida y continua del tratamiento aunque de momento no definitiva.

Toma de muestras:

Este método permite, mediante un sacamuestras creado para tal fin, la obtención de muestras del producto obtenido como consecuencia de la aplicación de la técnica de *jet* sobre el terreno cuando aún se encuentra en su estado líquido.

La ventaja principal es que se obtiene una muestra representativa del material tratado con la única limitación del tamaño de árido extraído.

Con estas muestras se procede a los ensayos de resistencia a distintas edades, pudiendo confeccionar las gráficas de resistencia en función del tiempo y permitiendo simultanear la obra con otras actividades que dependieran de ello.



Figura 51. TUBO SACAMUESTRAS.



Figura 52. EXTRACCIÓN DE MUESTRA DEL TUBO.



Figura 53. PREPARACIÓN DE PROBETAS A DISTINTAS PROFUNDIDADES PARA SU ENSAYO.

5.1.4. Resultados

Resumen de resultados en 20 muestras:

DÍAS	RESURGENCIA		MUESTRA DE COLUMNA		AUMENTO DE RESISTENCIA
	(Kg/cm ²)	(%)	(Kg/cm ²)	(%)	(%)
7	38	32	49	29	23%
14	46	40	61	36	22%
28	77	67	95	56	19%
90	115	100	168	100	32%

NOTA: Sondeos resultados entre 35 y 105 kg/m² una media ponderada de 75,1 kg/m².

Conclusiones:

- 1) Los sondeos, aunque bien realizados, penalizan ampliamente el resultado real. Su resistencia media alcanza únicamente el 44,7 % de los resultados obtenidos con la muestra en columna.

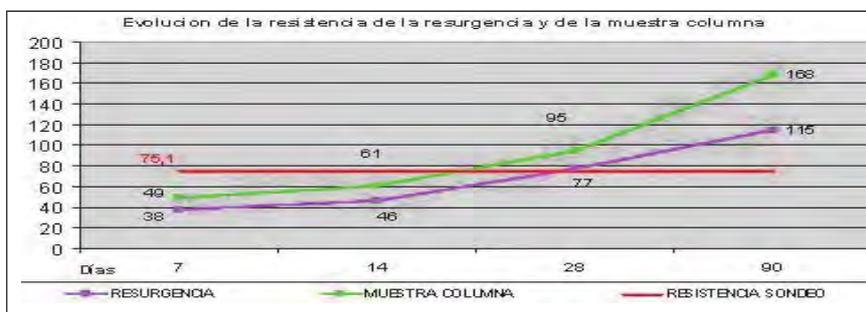


Figura 54. EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA RESURGENCIA Y MUESTRA EN COLUMNA EN FUNCIÓN DEL TIEMPO.

- 2) Los resultados de resistencia de la resurgencia son siempre menores (entre 20 y 30 %) los de las muestras en columna según técnica de *superjet*.



Figura 55. VARIACIÓN DE RESISTENCIA ENTRE RESURGENCIA Y MUESTRA FRESCA.

- 3) La evolución del aumento de resistencia con el tiempo entre resurgencia y muestra de columna se desarrolla en porcentajes muy parecidos.

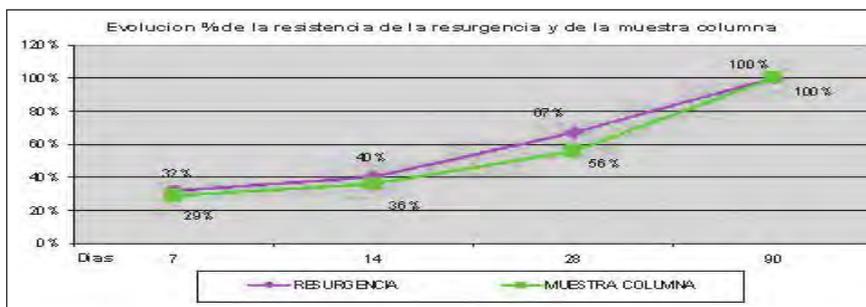


Figura 56. EVOLUCIÓN PORCENTUAL DE RESISTENCIA DE LA RESURGENCIA Y DE LA MUESTRA COLUMNA.

- 4) Las resistencias a 28 días, en este caso, tan sólo representan el 60 % aproximadamente del obtenido a los 90 días

5.2. CONTROL DE LA COMPACTACIÓN ESTÁTICA

La calidad e idoneidad del mortero fresco deben ser controladas mediante la medida del asiento en el cono de Abrams.

El personal cualificado a cargo de la obra controlará:

- Elevación y asientos en el terreno y en las cimentaciones alrededor de la perforación, si los hubiera.
- Volumen inyectado en cada fase (registro automático).
- Presión de inyección alcanzada en cada fase (registro automático).
- Criterio de finalización alcanzado en cada fase (registro automático).
- Cono de Abrams del mortero en boca de inyección.
- Parte diario de trabajo.
- Planos de presiones y volúmenes.



Figura 57. MORTERO SECO Y MEDIDA DEL ASIENTO (Detalle).

El sistema de registro y control de las inyecciones de las bombas a emplear en esta obra almacenará los datos de presión y volumen de mortero inyectado en cada una de las fases de extracción de la maniobra, anotando el criterio de corte y provocando dicho corte en el momento en que se alcance la presión límite o el volumen límite del escalón.



Figura 58. NIVELADOR LÁSER.



Figura 59. REGLETA-DETECTOR DE MOVIMIENTO VERTICAL.

Durante la ejecución de la compactación estática se controlan en todo momento el comportamiento de la losa, evitando movimientos verticales superiores a ± 1 mm que pudieran afectar a los servicios tanto de superficie como enterrados.

Dicho control se realizó mediante sistema láser.

Asimismo, durante la ejecución de la obra se lleva un seguimiento de los movimientos de la losa de la explanada, a través de hitos topográficos.

Agradecimientos

Para finalizar, concluiremos agradeciendo a la Autoridad Portuaria de Huelva, en especial a don Pedro García y a don Antonio Hernández, así como al personal del Cedex que asesoró al Puerto, hizo seguimiento de la bondad del tratamiento, de lo ejecutado por Kellerterra y abriendo nuevos caminos con tomografía y *cross-hole* para determinar la continuidad y calidad del *superjet* ejecutado.



Construcción de pilotes para la reparación del Muelle GSW del Puerto de Santander



OFICINAS CENTRALES

C/ Los Llanos de Jerez 10 y 12- 28823 Coslada (Madrid)
Tel. 91 660 30 00 - Fax. 91 671 64 60
www.geocisa.com

GEOCISA

Empresa asociada



Actuamos en el presente,

Rehabilitación de estructura en la "Curva del Plátano" (Ceuta)

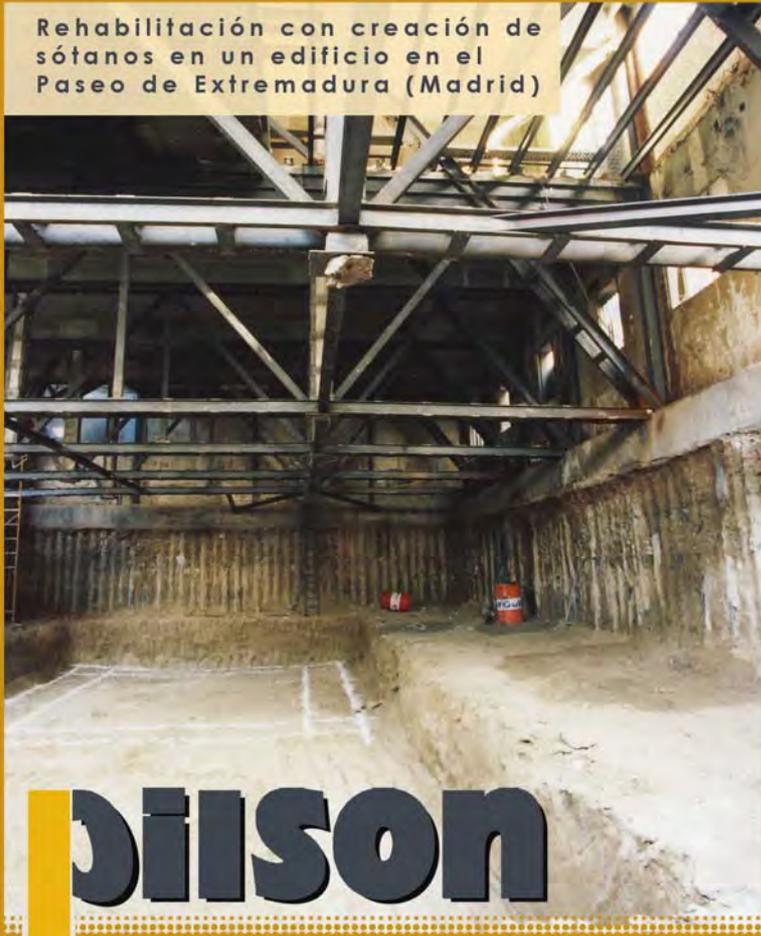


Rehabilitación y creación de sótano en un edificio para el Museo de Artes y Tradiciones Populares de Madrid (C/ Carlos Arniches)

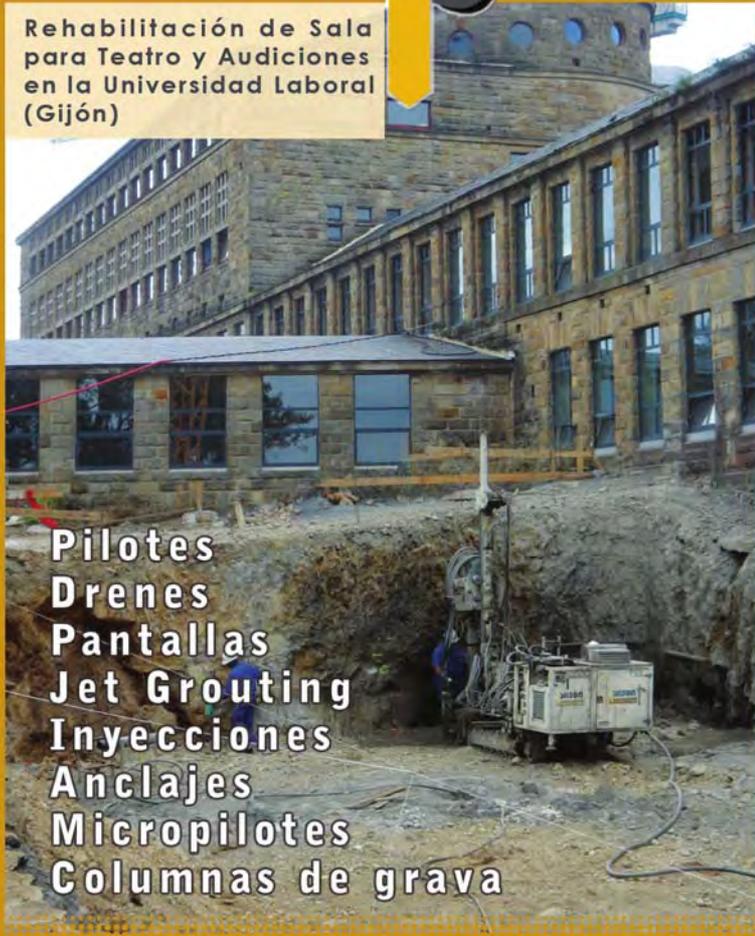


Rehabilitamos el pasado

Rehabilitación con creación de sótanos en un edificio en el Paseo de Extremadura (Madrid)



Rehabilitación de Sala para Teatro y Audiciones en la Universidad Laboral (Gijón)



- Pilotes
- Drenes
- Pantallas
- Jet Grouting
- Inyecciones
- Anclajes
- Micropilotes
- Columnas de grava

PILSON

TECNICAS DEL SUBSUELO

www.pilson-ts.com

Félix Boix, 7 - 28036 MADRID - Tel: 91 359 00 01 - Fax: 91 350 99 82



Alianza del certificado ER. Criterio especializado. Certificación independiente. Inyecciones y pilotes, estabilización y consolidación de suelos y demás. Sobre: www.itsi.com (sección específica)

Columnas de grava en el mar (*offshore*) para mejora de suelos bajo muelles de cajones prefabricados

Alejandro SEGUNDO GONZÁLEZ

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GEOCISA

1. Introducción

En este artículo se exponen el objeto de los tratamientos y cada uno de los distintos sistemas de ejecución de columnas de grava para la cimentación de obras marítimas. Además se muestra, como caso práctico, la mejora de suelos mediante columnas de grava por alimentación por fondo bajo el nuevo muelle de cajones del dique del Este del puerto de Valencia.

Se trata de exponer las peculiaridades, limitaciones y características más importantes de ejecución de columnas de grava *offshore*: métodos de construcción de las columnas de grava existentes, calados máximos, longitudes máximas de las columnas, características de los equipos a emplear e influencia del oleaje.

Igualmente se detallan los controles de ejecución y de resultados que deben ir asociados a este tipo de tratamientos.

2. Fases de ejecución de muelles de cajones sobre columnas de grava

Históricamente, la técnica del dragado profundo y sustitución con material granular ha sido la solución más común para la ejecución de obras en el mar. Sin embargo, debido a que los emplazamientos portuarios crecen más allá de las zonas donde las características geotécnicas son lo suficientemente favorables para la solución tradicional, no queda en algunos casos más remedio que buscar alternativas que ofrecen una serie de ventajas o incluso hacen viable una obra en un determinado emplazamiento en el que la solución tradicional de dragar no es la elegida.

En suelos de muy baja calidad, los taludes de dragado que se mantienen estables pueden ser muy tendidos, desde una talud 1/4 hasta 1/10, y consecuentemente, los volúmenes de material a dragar –y a sustituir *a posteriori* con materiales adecuados (granulares)–, hacen algunas obras muy costosas, tanto económicamente como desde el punto de vista medioambiental, en determinados emplazamientos.

Una de estas alternativas es el tratamiento de mejora de suelos con columnas de grava. La mejora del suelo evitará los dragados masivos no razonables, el traslado a zonas autorizadas de vertido (a veces muy alejadas del puerto) y el aporte de cantidades excesivas de materiales granulares, que a veces también resultan difíciles de conseguir o muy costosas.

Se elimina además el riesgo de que la inestabilidad de los taludes dragados provoque derrumbes durante la ejecución de las banquetas sobre el material granular, contaminándolo.

Las columnas de grava se están empleando fundamentalmente en la mejora de suelos bajo muelles de cajones prefabricados, si bien se puede emplear para cualquier estructura marítima como diques, túneles submarinos, pantalanes...

Los tratamientos de mejora de suelos mediante columnas de grava tienen el objeto principal de transmitir las cargas de la estructura a estratos más competentes en profundidad, produciendo la densificación de los suelos granulares y la mejora, por desplazamiento, de los suelos cohesivos blandos, de manera tal que, efectivamente, tengan capacidad de transferir estas cargas.

Las ventajas que puede ofrecer el tratamiento de mejora de suelos pueden ser varias.



Figura 1. EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA DESDE PONTONA EN EL PUERTO DE ALGECIRAS (Vista general).

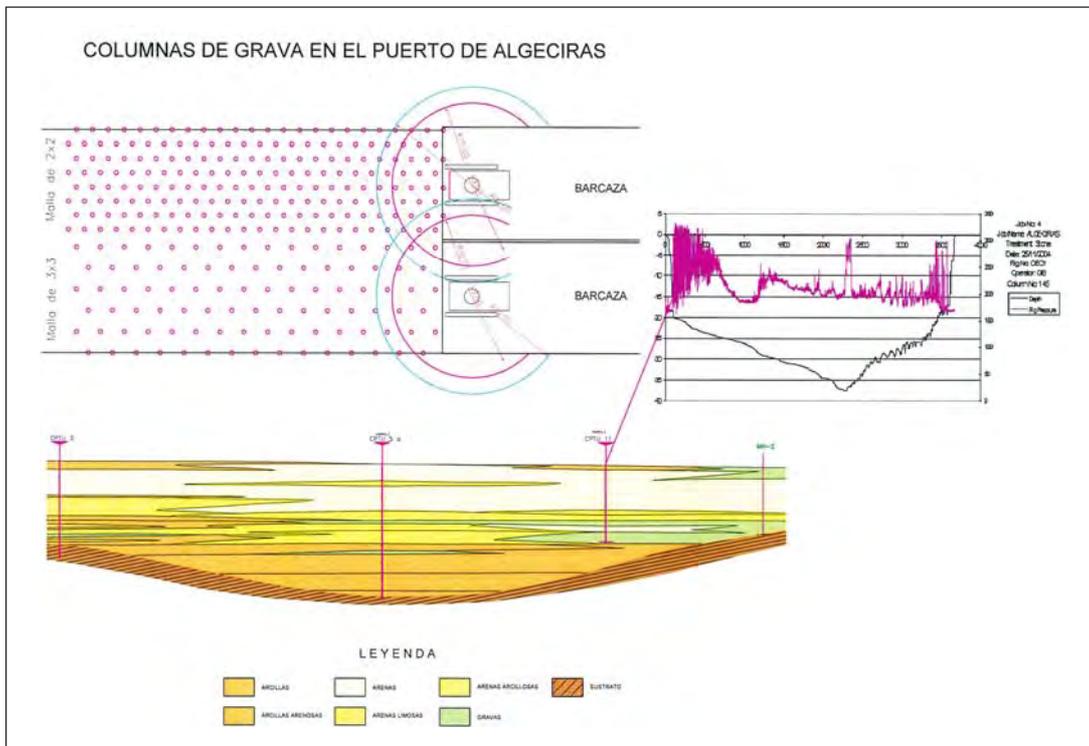


Figura 2. TRATAMIENTO CON COLUMNA DE GRAVA PARA MEJORA DE LAS ARENAS LIMOSAS Y ARENAS ARCILLOSAS BLANDAS EN EL PUERTO DE ALGECIRAS (Detalle).

2.1. FASES DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA EN EL MAR

En caso de proyectarse la mejora de suelos marinos por medio de columnas de grava, previa a la ejecución de dichas columnas, habitualmente se requiere la eliminación de los fangos superiores para evitar discontinuidades en el tratamiento que darían lugar a asientos no deseados y a posibles planos de deslizamiento.

Se reproducen estas fases para la construcción de un muelle de cajones sobre un suelo mejorado con columnas de grava:

- Ejecución del dragado de los 2 a 3 m superiores.
- Relleno con material granular 3 m (material todo-uno de cantera).
- Ejecución de las columnas de grava.
- Construcción de una banqueta de material granular protegida con escollera.
- Fondeo del cajón sobre la banqueta.

3. Métodos de ejecución de columnas de grava en el mar

3.1. MÉTODOS DE EJECUCIÓN

En la actualidad existen tres métodos para la ejecución de las columnas de grava en el mar, los cuales se describen a continuación:

3.1.1. Método de la banqueta de grava

Requiere la ejecución previa de una banqueta de grava mediante vertido con gánguiles. El espesor de esta banqueta es variable en función de las necesidades del diseño del tratamiento; es decir, en función de la longitud, diámetro y separación entre columnas.

A la hora de diseñar el espesor de esta banqueta de grava hay que tener en cuenta que parte de la grava se quedará entre columnas, con lo que este sistema requiere un mayor consumo de grava que los sistemas de alimentación de fondo. Espesores habituales de las mantas de grava estarían entre 3 a 5 m sobre el fondo marino. Las columnas de grava se construyen mediante la introducción del vibrador a través de dicha banqueta, y el estrato de suelos blandos a tratar, hasta llegar a una capa de terreno resistente (Fig. 3). A continuación, el vibrador se va levantando por intervalos de 0,5 a 1 m y se compacta la grava que cae por el espacio anular entre él y las paredes del agujero formado durante la fase de penetración, con ayuda de lanza de agua.

Con este método se pueden ejecutar columnas de hasta 10 a 15 m de longitud máxima, en terrenos en que las paredes del agujero mencionado se mantengan estables y permitan la caída de grava hacia el fondo de la columna en formación. Este método puede ser aconsejable para obras de tratamientos de poca medición donde el tiempo de movilización de recursos marítimos y el montaje de los equipos de alimentación por fondo puedan ser un inconveniente. No obstante, se desaconseja para ejecutar columnas por encima de 20 m debido al espesor necesario de la manta de grava.



Figura 3. MÉTODO DE LA BANQUETA DE GRAVA
(Equipos trabajando en Algeciras).



Figura 4.1. MÉTODO CON TANQUE SUPERIOR DE GRAVA Y ALIMENTACIÓN POR EL FONDO (Detalle).

3.1.2. Método del tanque superior de grava

En este método la alimentación se realiza por el fondo, por medio de un tubo adosado lateralmente al torpedo o vibrador y conectado en su parte superior a un depósito de grava con una compuerta hidráulica (Fig. 4.1). El torpedo va penetrando en el terreno con ayuda de las vibraciones y, fundamentalmente, su propio peso, hasta llegar a la profundidad que se haya considerado conveniente en función de las características del terreno. Una vez alcanzada esa profundidad, se abre la compuerta hidráulica del depósito superior y la grava se desplaza a través del tubo de alimentación hasta salir por la punta del vibrador. A medida que va saliendo la grava, el vibrador se va elevando, en intervalos de 0,5 a 1 m, y va compactándola hasta completar la columna. La entrada continua de la grava por la punta del vibrador se garantiza mediante el peso de la propia columna de grava, en el tubo y el depósito de alimentación.

Con este método se tratan normalmente espesores de suelos blandos en torno a los 20 m en aguas con calados de hasta 30 m. También se están realizando tratamientos de profundidades de 30 a 35 m de columna, en emplazamientos con calados de hasta 40 m, si bien hay que destacar que, debido a la diferencia, por mayor envergadura, de los equipos a emplear, también el coste es superior. En España es el método más empleado de los tres.



Figura 4.2. MÉTODO CON TANQUE SUPERIOR DE GRAVA Y ALIMENTACIÓN POR EL FONDO (Vista general).

3.1.3. Método de la bomba de grava

Al igual que el anterior, éste es un método de alimentación por el fondo. En este caso el vibrador lleva acoplado en su parte superior un depósito de grava de doble compuerta que a su vez va conectado a un sistema de bombeo de grava por medio de aire comprimido (Fig. 4.2).

El procedimiento de ejecución de la columna es similar al del método de tanque superior; pero, una vez alcanzada la profundidad de proyecto, la grava no cae por su propio peso, sino que es bombeada desde el tanque acoplado al vibrador, a través de la tubería de alimentación lateral, hasta salir por su punta.

Aquí también, a medida que va saliendo la grava, el vibrador va elevándose, en intervalos de 0,5 a 1 m, hasta completar la columna. La salida de la grava por la punta del vibrador se garantiza mediante aire a presión. La profundidad máxima alcanzada con este método está en torno a 50-55 m (calado máximo de 30 m y columnas de 20 a 25 m).

De acuerdo con lo expresado en el apartado de conceptos básicos y en los párrafos precedentes, los métodos esquematizados en las figuras 4.1 y 4.2 (es decir, los de alimentación por el fondo) son más adecuados para obras en el mar que el que aparece en la figura 3, porque tienen menos inconvenientes en cuanto a la profundidad que se puede alcanzar con el tratamiento, debido a que las columnas no dependen de la construcción de una banqueta en el fondo mar, cuya altura se ve limitada por la naturaleza poco resistente de los suelos que, por lo general, componen dicho fondo.

Además, el sistema constructivo en que se basan los métodos de alimentación por el fondo descritos permite garantizar la continuidad de las columnas en toda su profundidad y llevar un control de ejecución mucho más estricto y fiable, tal y como se verá en los apartados siguientes.



Figura 4.3. EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA DESDE PONTONA
(Vista general).

En los métodos de alimentación por el fondo mencionado, la grava llega a la profundidad de tratamiento a través de un tubo lateral adosado al vibrador. Para que la grava se quede en el agujero que el vibrador forma en profundidad y no sea el terreno el que tienda a meterse en el dicho tubo, debe mantenerse en todo momento una presión sobre la grava superior a la del terreno.

Esto se logra en unos métodos impulsando la grava desde la tolva de alimentación, situada sobre la pontona, con aire a presión, y en otros, por presión de la columna de grava, al tener el tanque de alimentación directamente sobre el vibrador.

A pesar de que para un mismo nivel de control de ejecución, ambos métodos serían válidos, el segundo método (es decir, el que se representa en las figuras 4.1 y 5) resulta más conveniente porque produce una menor perturbación en el terreno circundante, ya que éste sólo se desplaza por efecto de las vibraciones al compactar la grava y no sufre ningún remoldeo por acción del aire que se inyecta a presión.

3.2. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN

Las columnas de grava se deben ejecutar desde una pontona de dimensiones suficientes para albergar la grúa que soporta el vibrador, el sistema de alimentación de grava (grúa auxiliar y depósitos), y el acopio de materiales, según aparece se indica en la figura 6.

Estas columnas deben tener un diámetro medio y una distribución en planta según una malla triangular manera tal que el factor de reemplazo o sustitución (relación área columna / área de influencia por columna) sea el previsto en proyecto. Sus longitudes, según la zona y las áreas a tratar con ellas, deben ser las que se definen en los planos de proyecto.

Resulta conveniente que el diámetro del vibrador sea el menor posible para facilitar su penetración en el terreno. Para la entrada de grava, tal y como se ha dicho, se debe utilizar un sistema que garantice que la presión en la grava que sale por la punta del vibrador se mantenga siempre más alta que la presión del terreno circundante, para lograr una descarga ininterrumpida de la misma. Esto se debe conseguir, con el peso de la propia columna de grava, en el tubo y depósito de alimentación. De este modo, el vertido de grava se efectúa de tal manera que cada columna terminada resulta continua en toda su longitud.

Los tubos o mangueras de alimentación deben tener la longitud suficiente para alcanzar las profundidades previstas en el proyecto.

El posicionamiento de la punta del vibrador se debe realizar con un sistema de DGPS (Fig. 7).

La penetración de la punta del vibrador en la tierra se debe producir mediante el efecto de las vibraciones, su propio peso y la ayuda de un chorro de agua y/o aire.

Las mediciones digitales registradas por el equipo (intensidad de corriente o presión en función de la profundidad y del tiempo) deben estar visibles en la cabina del operador (Fig. 7).

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se debe colocar la grava en tongadas levantando el vibrador en intervalos de 0,5 a 1 m de longitud. Cada una de estas tongadas debe introducirse y reintroducirse un número suficiente de veces hasta conseguir una lectura mínima de intensidad de corriente (en amperios) o de presión (en bares,) según se trate de un motor eléctrico o hidráulico. El valor mínimo citado será el que se defina en las secciones de prueba, teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Diámetro de la columna considerado en los cálculos.
- Densidad de la grava colocada en la columna y, en consecuencia, ángulo de fricción interna considerado en los cálculos.

Se deben considerar tantas áreas de pruebas como zonas de la obra con cambios significativos en las características del terreno se detecten. En cada una de ellas, las columnas de prueba se deben hacer lo más próximas posible a los reconocimientos existentes (sondeos, ensayos de penetración, etc.) de manera tal que pueda establecerse una correlación entre los amperios o presión en el motor del vibrador y la resistencia a la penetración, en términos de golpes de SPT. Por lo general, las columnas se deben empotrar como mínimo 1 m en la capa resistente. Además, este empotramiento debe cumplir con la condición de producirse en una capa con un golpeo mínimo de 20 a 30, lo cual normalmente se corresponde con registros de 80 a 100 amperios o de 150 a 200 bares en el motor del vibrador durante la fase de penetración. No obstante, este rango se debe verificar en obra por medio de la calibración mencionada.

Del mismo modo, las columnas de prueba deben permitir relacionar los valores de intensidad (en amperios) o de presión (en bares), con el volumen de grava y el tiempo de vibración en cada intervalo de 0,5 a 1 m de longitud, durante la etapa de ejecución de las columnas de grava, a partir de la profundidad de empotramiento, hacia arriba. Normalmente, en cada uno de los intervalos señalados se deben alcanzar valores del orden de 90 a 110 amperios o de 175 a 200 bares como mínimo.

En principio, a partir de una altura de ola de 1,50 m, y con el fin de hacer prevalecer la seguridad de las grúas y la precisión en el replanteo de las columnas, se deben suspender los trabajos. No obstante, este valor límite se tiene que verificar en obra, porque sobre el mismo influyen distintas variables, entre las cuales se destacan las dimensiones de la pontona a utilizar y el periodo de las olas.

Control de ejecución:

Con objeto de comprobar la buena ejecución de las columnas de grava se deben realizar inspecciones visuales, en forma continua, para verificar que el procedimiento de ejecución de las columnas de grava, en todas las áreas previstas en el proyecto, se ajusta a lo expresado en los apartados anteriores. Asimismo, se debe comprobar que en todo momento los resultados obtenidos se corresponden con los de las áreas de prueba iniciales.

Una segunda actuación consiste en la verificación de los datos obtenidos con el registrador de parámetros de los equipos: es decir, la profundidad alcanzada por cada columna, las intensidades o presiones en el vibrador durante

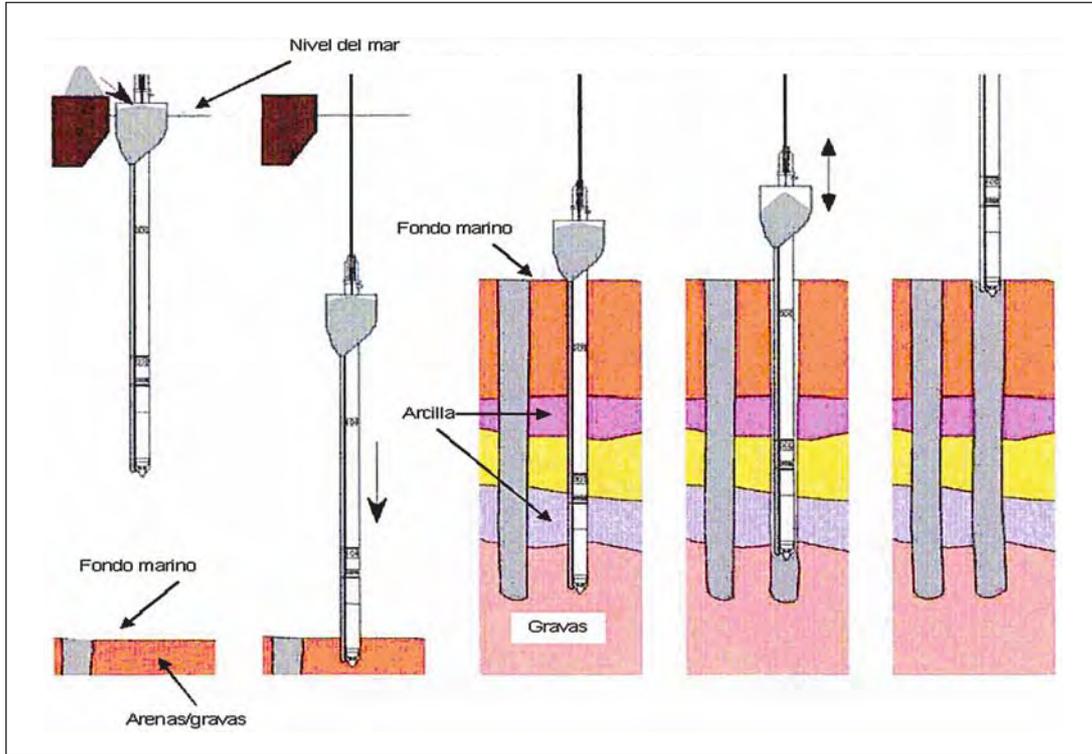


Figura 5. EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA CON TANQUE SUPERIOR Y ALIMENTACIÓN POR EL FONDO (Detalles).

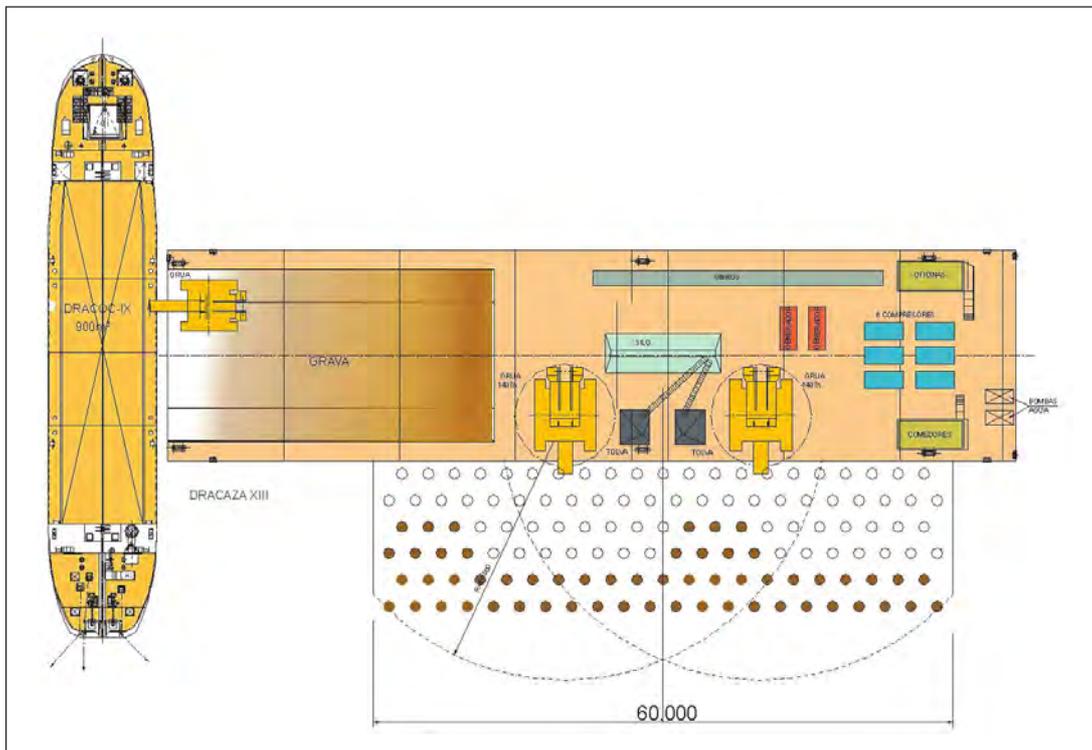


Figura 6. GRÚAS, SISTEMA DE ALIMENTACIÓN Y ACOPIO DE GRAVA (Planta de situación).



Figura 7. MONITORIZACIÓN DE LA EJECUCIÓN (Detalle).

las fases de penetración y de densificación de la grava y los pesos o volúmenes de grava colocados en función de la profundidad y del tiempo. A modo de ejemplo, en la figura 20 se incluyen algunas de las salidas del registrador de parámetros mencionado.

En algunos casos, el diámetro variará levemente de una columna a otra o dentro de una misma columna. Esto resulta aceptable dentro de ciertos márgenes, puesto que las columnas de grava son un sistema de refuerzo del terreno que permite asegurar una homogeneización máxima del mismo al cambiar su diámetro en función de la resistencia de las diferentes capas de suelo que las rodean. De este modo, durante el proceso se formarán columnas más gruesas en capas débiles y columnas más delgadas en capas más competentes, manteniendo el factor de remplazo lo más constante posible.



Figura 8. TRATAMIENTO BAJO EL DIQUE DEL ESTE DEL PUERTO DE VALENCIA.

Todos los datos anteriores se deben recoger en partes de ejecución, los cuales deben contener la siguiente información:

- Cada columna de grava ejecutada e identificada con un número.
- Fecha y tiempo de ejecución de cada columna.
- Cotas de inicio y final de cada columna.
- Salidas de los registradores de parámetros correspondientes a cada columna, según lo descrito anteriormente.
- Comentarios sobre obstrucciones encontradas, retrasos y cualquier variación inusual del terreno en relación con lo previsto en proyecto y lo encontrado en las áreas de prueba.

4. Caso práctico: Tratamiento bajo el dique del Este del puerto de Valencia

4.1. OBJETO DEL TRATAMIENTO

El trabajo de referencia se efectúa en la dársena del Este del puerto de Valencia, tratándose de un muelle de 1.300 m de longitud, con explanada adosada y un espigón de cierre en la zona sur que protege el conjunto de las obras proyectadas de la acción del oleaje. La ejecución de la obra se realizó en dos fases.

- En la primera se previó, en primer lugar, la construcción del espigón de cierre y de un tramo de 850 m de muelle a partir de este último, para posteriormente, y con ayuda de una mota de cierre provisional, proceder al relleno del recinto creado entre ésta, el muelle, el espigón de cierre y el dique del Este.
- En la segunda se completó la totalidad del muelle, el enlace con el muelle de la Xitá y el relleno del recinto para formación de la explanada restante.

Se eligió una solución de cajones de hormigón armado cimentados sobre banquetas de escollera.

Dada la geotecnia de la dársena, se estudiaron dos alternativas: una con dragado máximo hasta una cota media de -30 donde se alcanza la capa de gravas y arenas (nivel B) y otra con un dragado parcial de los terrenos menos competentes (nivel A1, fangos) hasta la cota -21 y tratamiento posterior de los niveles arcillosos A2 y A3 para mejora de sus parámetros geotécnicos con objeto de garantizar la estabilidad de la sección del muelle. Esta última fue la solución elegida.

En las capas arcillosas, según la nomenclatura dada a las capas del terreno en el informe geotécnico, se proyectó un tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava que se extendían longitudinalmente desde la cota -21 hasta penetrar 2 m en el interior del estrato arenoso B, con longitudes de 8 a 12 m.

Previamente a la ejecución de las columnas de grava se procedió al diseño del tratamiento de mejora de los terrenos bajo la cimentación de los cajones. El resultado inicial fue un factor de sustitución del terreno del 20 %. Con este supuesto los parámetros geotécnicos de cálculo de los terrenos de las capas A2 y A3 (arcillas) pasan a ser los siguientes:

A _c /A (ρ)	ÁNGULOS DE ROZAMIENTO A CORTO PLAZO (°)		ÁNGULOS DE ROZAMIENTO A LARGO PLAZO (°)	
	NIVELES A2-A3		NIVELES A2-A3	
	Bajo cajón	Fuera de cajón	Bajo cajón	Fuera de cajón
0	–	–	25	25
0,1	13	5	30	27
0,2	22	10	33	28
0,3	29	14	36	30
0,4	34	19	37	32
0,5	36	23	38	33

Con este factor de remplazo del 20 %, las columnas de grava garantizan la estabilidad de la sección.

Asimismo, otra razón para elegir la solución frente al dragado fue la optimización del balance entre los volúmenes de dragados y los volúmenes de rellenos.

4.2. DATOS GENERALES DEL TRATAMIENTO

Como resultado de las pruebas realizadas al inicio del tratamiento, y dependiendo de la geometría y terreno en diferentes zonas, se acabaron disponiendo finalmente dos diseños de tratamiento, ambos con columnas de grava de 1 m de diámetro. La primera, malla triangular equilátera de 2,13 m de base (4 m² por cada columna de grava); la segunda, con columna de 1 m de diámetro y malla triangular equilátera de 2,63 m (6 m² por cada columna de grava). Factores de remplazo del 19,5 % y 13 %, respectivamente.

En cuanto al tamaño del árido, las columnas de grava se ejecutaron con tamaños comprendidos entre 12 y 40 mm.

• **Método del tanque superior de grava:**

Medición	103.918 m
Número de columnas	9.216 uds
Diámetro medio	1.006 mm
Consumo de grava 12/40 mm	148.675 ton
Rendimiento medio diario (2 eq. a 24 h)	722 m
Rendimiento medio diario por equipo y turno	180 m
Rendimiento máximo diario (2 eq. a 24 h)	1.503 m
Rendimiento máximo diario por equipo y turno	375 m

4.3. MEDIOS MARITIMOS

Los medios marítimos necesarios para llevar a cabo el tratamiento fueron:

- Pontona principal «Porto Da Casa» de 65 x 18 x 3.
- Pontona auxiliar de acopio.
- Pontona auxiliar de transporte.
- Remolcador.
- Embarcación auxiliar para el personal.

4.4. DISPOSICION DE EQUIPOS EN LA EMBARCACION PRINCIPAL Y TRASIEGO DE MATERIALES

Se dispusieron los dos equipos de columnas de grava sobre grúa en paralelo, pudiéndose desplazar a lo largo de un entarimado de traviesas, de manera que se aproveche al máximo la eslora de la embarcación principal. Así pues, con un alcance de dos filas de columnas se minimizan los movimientos de la pontona.

A lo largo del frente de cubierta, y por delante de las grúas, circula sobre raíles una tolva móvil que se carga desde una retroexcavadora en popa y que alimenta por gravedad cada uno de los dos equipos de columnas.

La pontona principal, además de los equipos de columnas, alberga una sarta completa de repuesto, un contenedor-taller, comedor y oficina.

La grava llega a la pontona principal desde otra pontona auxiliar que permanece gran parte del tiempo abarlobada a la primera: la pontona de acopio.

Una tercera pontona realiza el trasiego desde el cargadero en muelle hasta la pontona de acopio.

Por tanto, fueron precisas dos retroexcavadoras (una en la pontona de suministro y otra en la principal) y dos pontonas auxiliares a la principal (acopio y transporte).