Avances con la ROM 0.5

Últimos trabajos geotécnicos portuarios

La 10ª Jornada Técnica de las que anualmente organizan desde SEMSIG-AETESS (o "Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingenierías del Terreno" junto con la "Asociación de Empresas de Tecnologías del Suelo y Subsuelo") se dedicó este 2010 al desarrollo actual de los más recientes estados del arte sobre últimas "Actuaciones Geotécnicas en Obra Portuaria".

La sesión celebrada en el Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos el pasado 4/3/10, fue abierta por Fernando González Laxe, Presidente de Puertos del Estado, *que intervino con palabras de inauguración. Y después el catedrático de la Universidad Politécnica de Madrid, y Vicepresidente para la citada "Sociedad de Mecánicas del Suelo",* **Antonio Soriano Peña** *expuso sus principales conclusiones respecto de los "AVANCES –CON LAS ROM 0.5- EN ÚLTIMOS TRABAJOS GEOTÉCNICOS PORTUARIOS", según se sigue:*

HOY no parece discutible el gran valor de la iniciativa de Puertos del Estado cuando decidió lanzar el 'Programa R.O.M'. La serie de las *Recomendaciones* editadas hasta hoy han sido el faro que ha guiado los proyectos para *Obras Marítimas* y portuarias modernas. La buena práctica de la ingeniería portuaria queda bien reflejada en dichos documentos ROM, que vienen editándose desde 1990.

La primera Recomendación editada (ROM 0.2-90) ya dedicaba buena parte de su contenido al tema del empuje sobre los muros, pero fue la ROM 0.5-94 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

Ampliación del puerto de Gijón.

marítimo pero que aún no son práctica común en la geotecnia convencional. Y se editó la nueva versión ROM 0.5-05, que ha sido más complicada de entender y de aceptación menos unánime.

Es posible que otros 11 años después de la primera revisión, se reedite este documento con las señas ROM 0.5-16. 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.

Cimentaciones superficiales

Después de redactar la ROM 0.5-05 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.

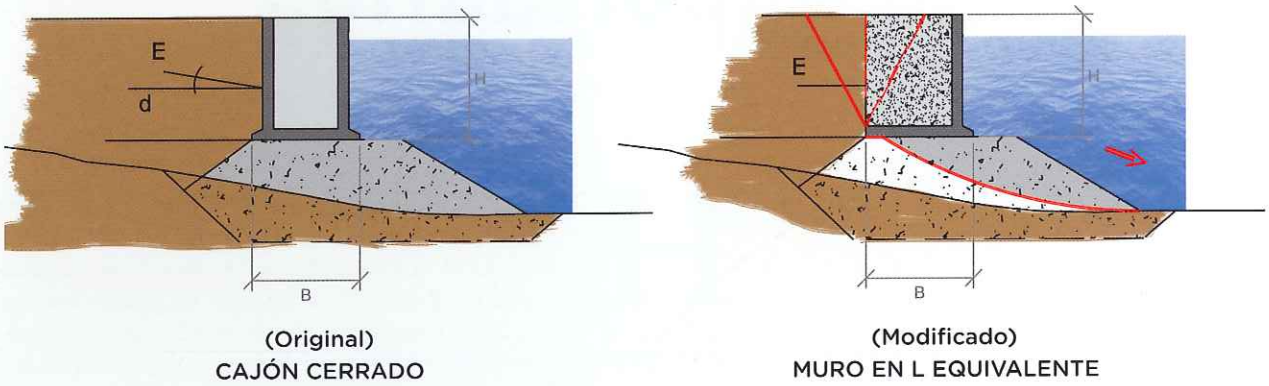


Fig. 1. Rotura de un muro de muelle durante la construcción.

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 (Ver 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.

En otra de las roturas (Ver Fig. 2) se produjo un deslizamiento por la base de la banqueta de apoyo cuando se estaba precargando un muelle ya construido. La

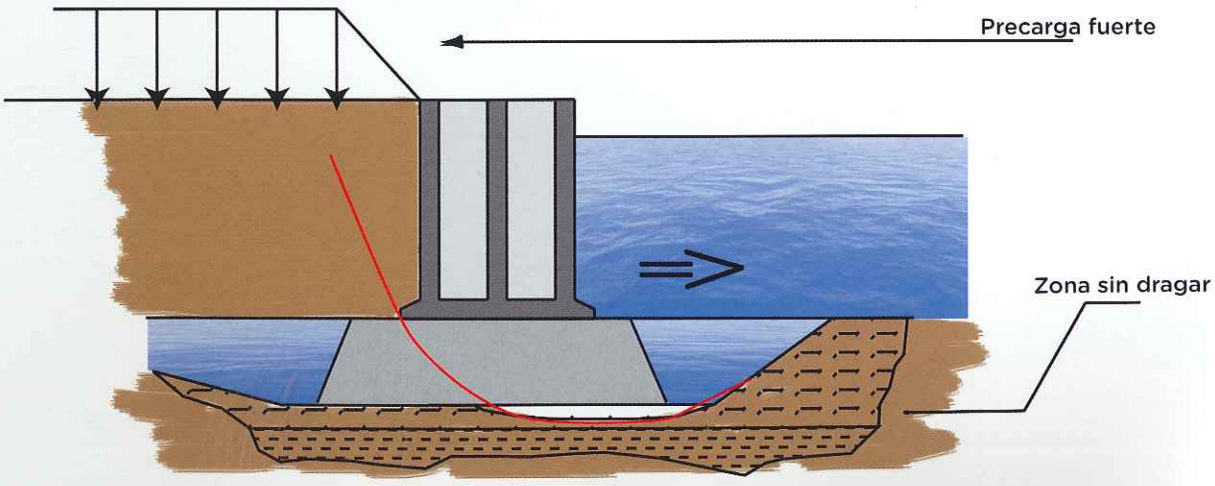
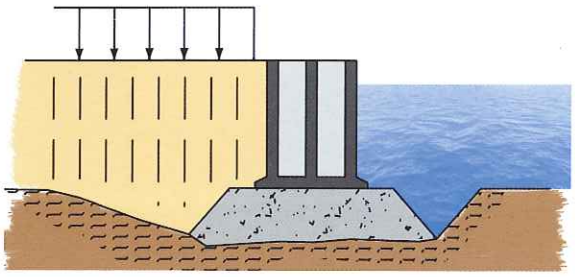


Fig. 2. Rotura de un muro de muelle durante la precarga.



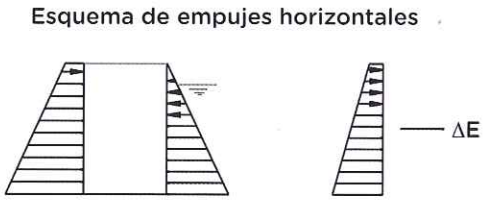
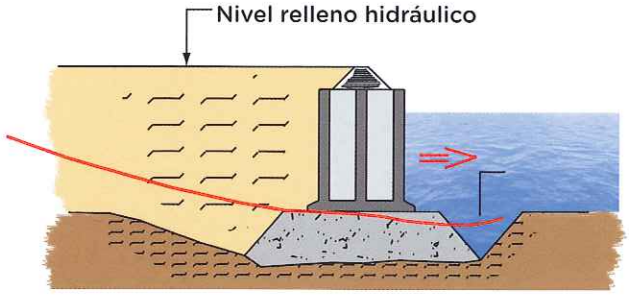
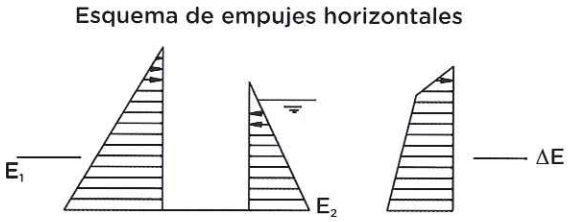


Fig. 3A. Muelle con precarga y drenes (proyecto original).





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.

En la tercera rotura que se indica (Ver 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.

El estudio de estas roturas podría y debería completarse con otras experiencias y aportarlos al comité que Puertos del Estado forme para actualizar la ROM 0.5. De momento y de forma muy preliminar 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 0.5-05 deben afianzarse aún más. Es más, 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 haya 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 0.5. Los datos obtenidos analizando estas roturas no contradicen dicho texto.

- Las fórmulas de cálculo que propone la ROM 0.5 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.

Cimentaciones profundas

Después la última edición de la ROM 0.5 han venido surgiendo hechos que motivan una reflexión sobre la conveniencia de reconsiderar algunos aspectos. Entre otros los siguientes:

TRABAJOS GEOTÉCNICOS PORTUARIOS

Existen elementos nuevos, recientes y posteriores a la última revisión de la ROM 0.5 que habrían de considerarse a la hora de seguir desarrollando los procedimientos indicados en la vigente. Se pretende señalar una serie de los aspectos actualmente destacables que sería necesario actualizar entonces.

1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

El análisis de nuevas roturas generadas en los últimos años puede aportar nuevas ideas. La posición privilegiada de Puertos del Estado permite recabar datos de las roturas que han ocurrido y que puedan ocurrir en el futuro. El análisis de esa información es el mejor procedimiento para avanzar en el conocimiento

Diques de abrigo sobre suelos blandos. Tensiones de corte en el cimiento durante un temporal

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. 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 o bien mediante fórmulas aceptadas en la práctica o mediante ensayos en modelo reducido.

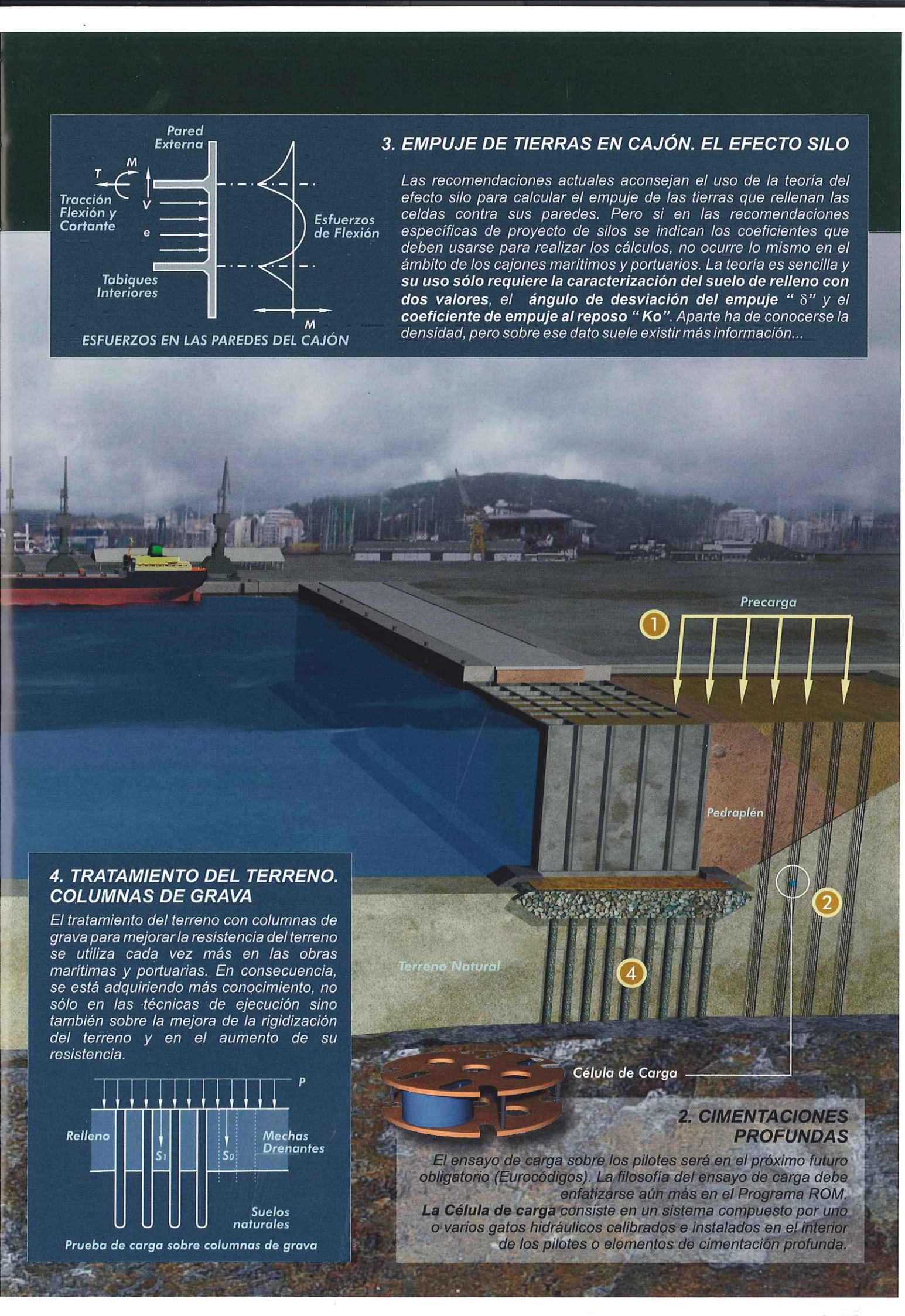
6. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

En el 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 específicos para el cálculo geotécnico y además otros* ***coeficientes de seguridad parciales en las resistencias*** *que serán independientes del modo de fallo. Aunque parece que siempre quedará un último* ***coeficiente de seguridad dependiente del modo de fallo*** *concreto que se estudie.*

ESFUERZOS EN LAS PAREDES DEL CAJÓN

3. EMPUJE DE TIERRAS EN CAJÓN. EL EFECTO SILO

Las recomendaciones actuales aconsejan el uso de la teoría del efecto silo para calcular el empuje de las tierras que rellenan las celdas contra sus paredes. Pero si en las recomendaciones específicas de proyecto de silos se indican los coeficientes que deben usarse para realizar los cálculos, no ocurre lo mismo en el ámbito de los cajones marítimos y portuarios. La teoría es sencilla y ***su uso sólo requiere la caracterización del suelo de relleno con dos valores****, el* ***ángulo de desviación del empuje "*** δ ***"*** *y el* ***coeficiente de empuje al reposo "Ko"****. Aparte ha de conocerse la densidad, pero sobre ese dato suele existir más información...*



4. TRATAMIENTO DEL TERRENO. COLUMNAS DE GRAVA

El tratamiento del terreno con columnas de grava para mejorar la resistencia del terreno se utiliza cada vez más en las obras marítimas y portuarias. En consecuencia, se está adquiriendo más conocimiento, no sólo en las técnicas de ejecución sino también sobre la mejora de la rigidización del terreno y en el aumento de su resistencia.

Prueba de carga sobre columnas de grava

2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

El ensayo de carga sobre los pilotes será en el próximo futuro obligatorio (Eurocódigos). La filosofía del ensayo de carga debe enfatizarse aún más en el Programa ROM.

La Célula de carga *consiste en un sistema compuesto por uno o varios gatos hidráulicos calibrados e instalados en el interior de los pilotes o elementos de cimentación profunda.*

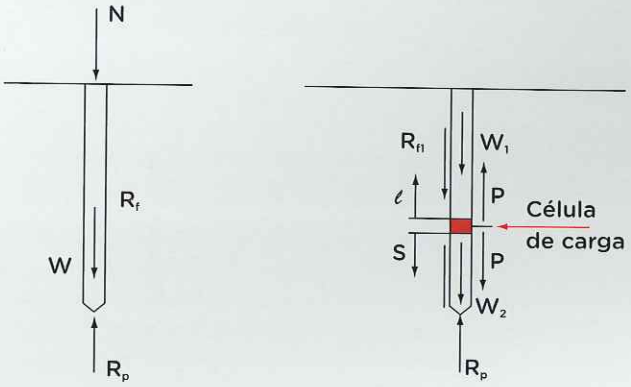


Fig. 4. Esquema de la transmisión de esfuerzos en una cimentación profunda en servicio y en una prueba de carga interna.

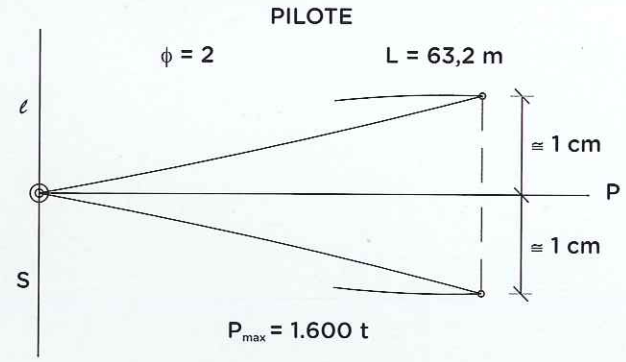


Fig. 5. Esquema del resultado del primer ensayo de prueba de carga interna hecho en España.

- Ampliar las recomendaciones en el proceso de evaluación de las cargas de hundimiento basados 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 0.5 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

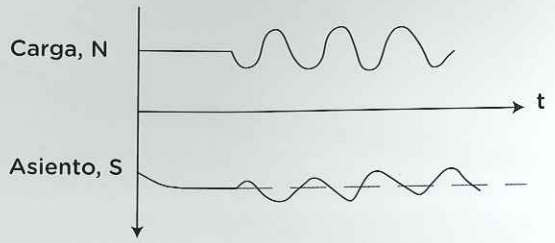


Fig. 6. Esquema del ensayo de carga cíclica recientemente realizado en España.

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 enfatizarse aún más en el Programa ROM.

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

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 (ver Fig. 5) fue suficientemente ilustrativo para ganar confianza en las hipótesis de proyecto.

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

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 enfatizar más (ya se ha dicho) y debe describir con más detalle el proceso de elección del ángulo δ y debe también ampliar o enfatizar 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.

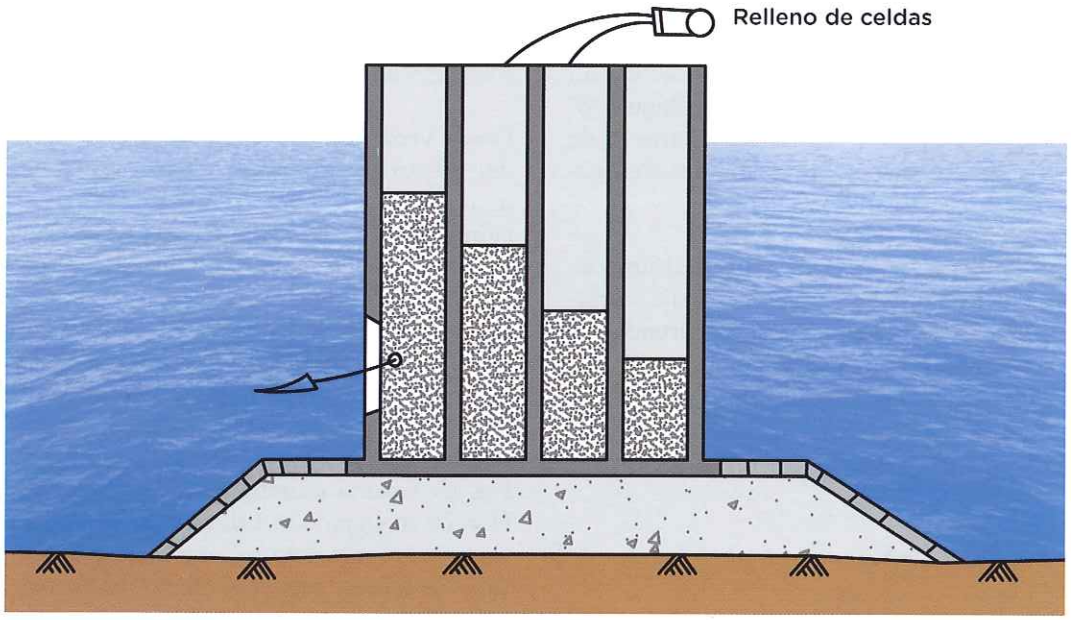


Fig. 7. Posible rotura durante el llenado de celdas.

Aunque no es necesario cambiar conceptualmente la ROM en esto de los empujes y aunque los valores de δ y ϕ que, a falta de otra información, se apuntan en ella como valores orientativos, si 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 (Ver Fig. 7) con los productos de un 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.

El cálculo de los esfuerzos en las paredes externas y en los tabiques internos del cajón (ver 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 0.5-05 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. Pero esta recomendación se queda corta. No cabe duda de que dicha teoría (ver 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 por-

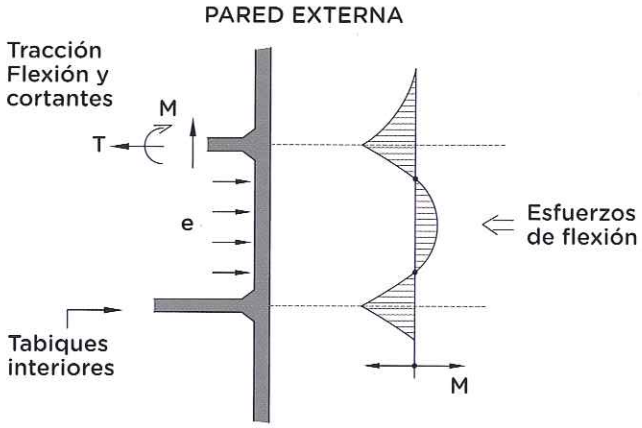


Fig. 8. Esfuerzos en las paredes del cajón.

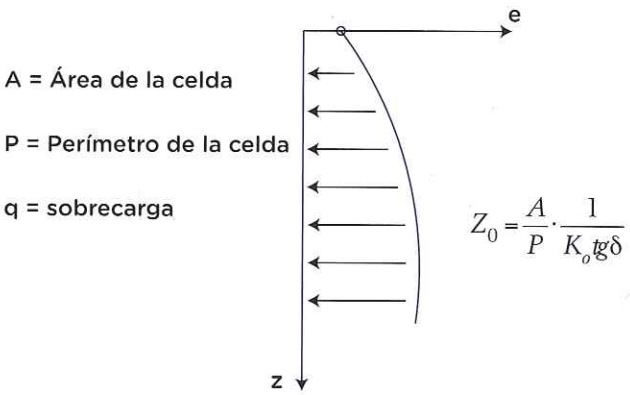


Fig. 9. Efecto silo, cálculo del empuje.

tuarios 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.

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

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

que es independiente de K_o.

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

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

Nota: El significado de AVE SXX (11,i) de interpretarse como empuje en la pared, en t/m², a la altura sobre el fondo h = $\frac{i-1}{2}$ metros.

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 Fig. 12, cambia notablemente al modificarse el valor de tg δ (denominado m en dicha figura).

Pero 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 Fig. 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°. Pero si el valor de δ fuese menor el efecto del tamaño del cajón influye más en el empuje. Un cajón pequeño podría soportar un error importante en el ángulo d 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 0.5-05 reconoce este hecho y recomienda (aptdo 3.7.9.4) que se use normalmente el valor δ = 0,75 ϕ para rellenos granula-

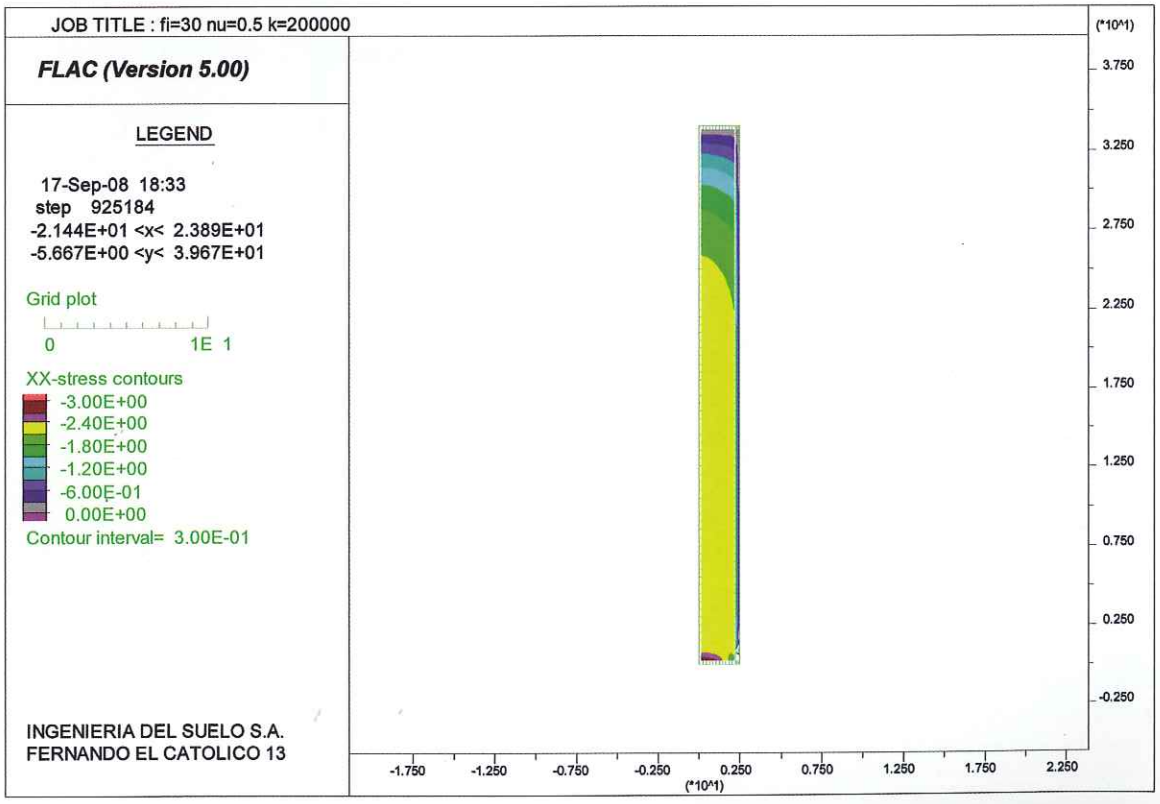


Fig. 10. Empujes horizontales en un modelo numérico (t/m²).

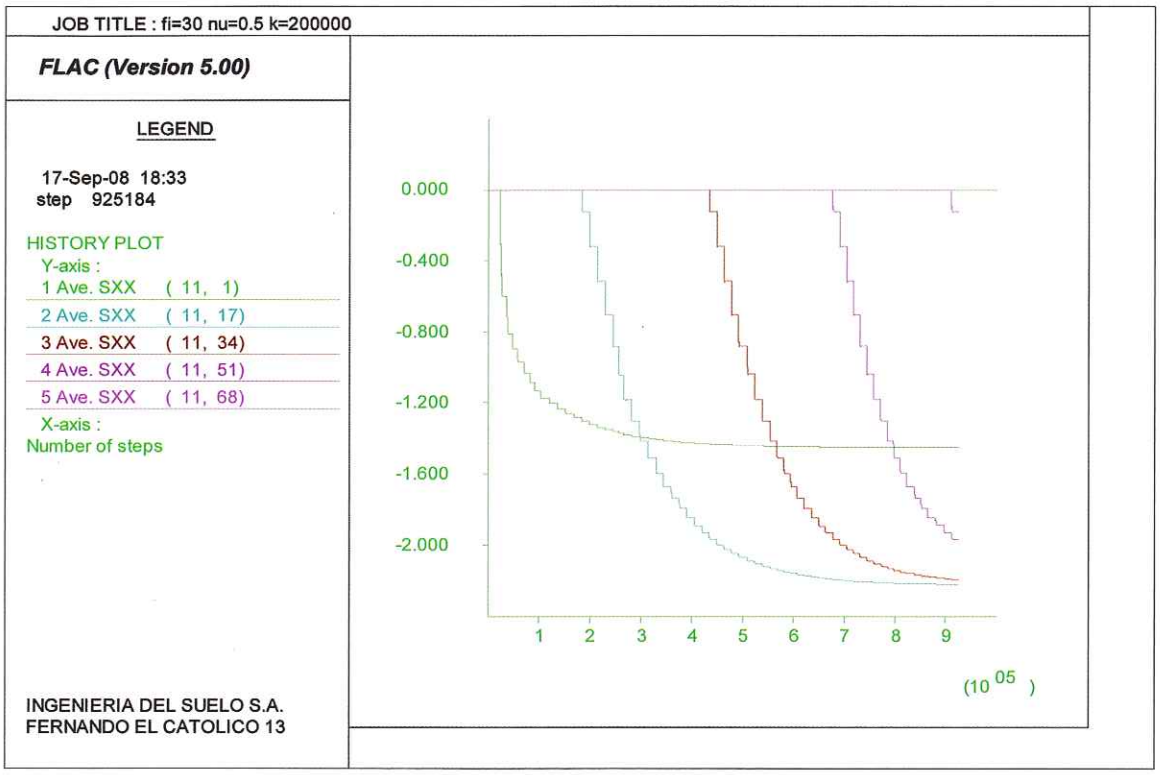


Fig. 11. Crecimiento de los empujes sobre la pared a medida que se llena la celda a distintos niveles.

res. 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 0.5-05, por otro lado, Tabla 4.9.8, indica valores típicos del ángulo ϕ de rellenos sumergidos recién vertidos:

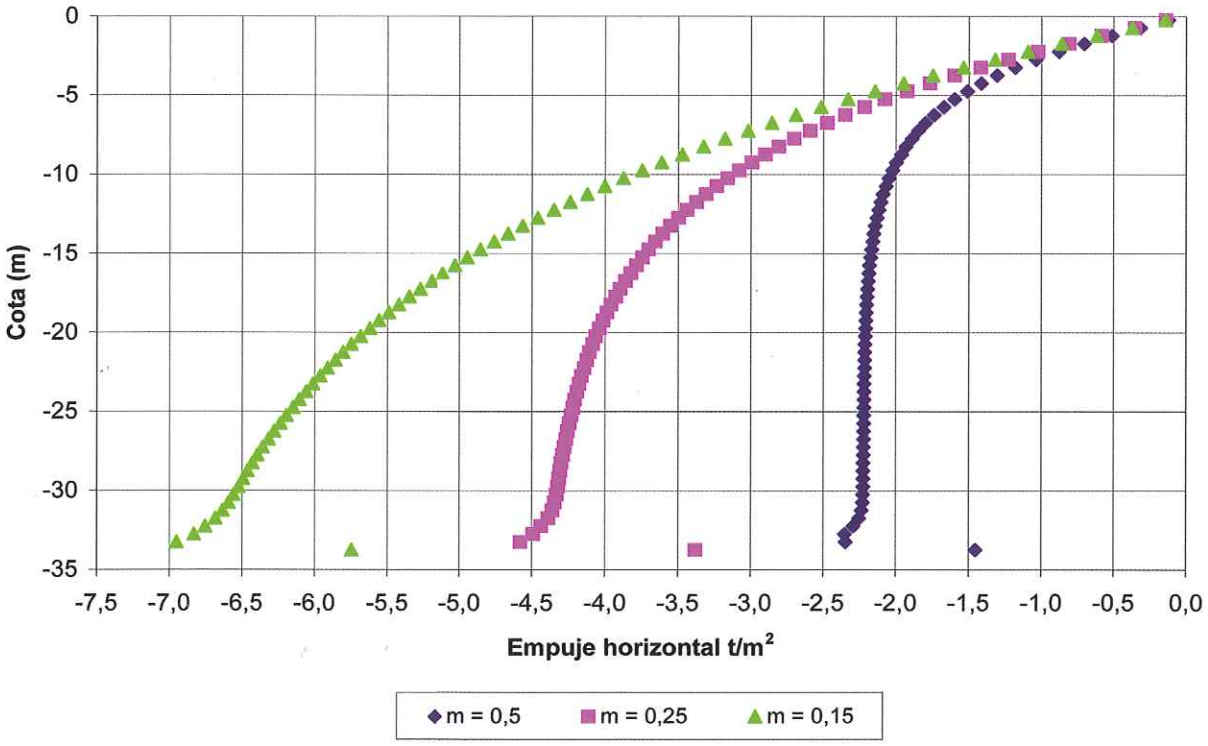


Fig. 12. Empujes horizontales para distintos valoes de $\mu = tg\ \delta$

Arenas limpias	$\phi = 30°$
Arenas sucias (< 10% finos)	$\phi = 20°$

Con esta información es muy frecuente que se suponga para los rellenos de las celdas con materiales granulares que $\delta = 22{,}5°$. Pero si las arenas llegasen a tener un 10% de finos entonces el valor de este parámetro pasaría a ser de 15°. La consecuencia 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 m) y del orden de 45% en un cajón mayor (H = 20 m).

Pero además del desconocimiento de "δ" existen otros fenómenos 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.

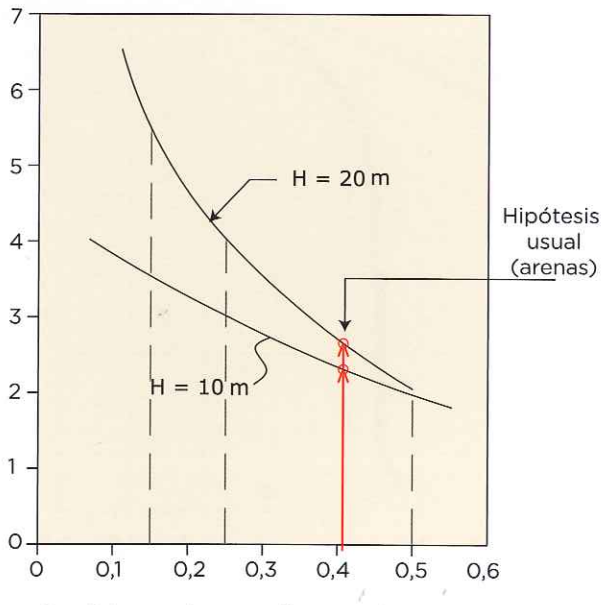


Fig. 13. Efecto de la variación de tg δ en el empuje cerca del fondo de un cajón de altura H. Cálculo con el modelo numérico de Fig. 10.

Tratamiento 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 0.5. Pero 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 esas 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. Ver Fig. 14.

La información de asientos a distintas profundidades puede hacerse o bien con "tubos de asiento" o, 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. Ver Fig. 15.

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

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. Ver Fig. 16. Las presiones intersticiales esperadas al final de la consolidación (régimen hidrostático o régimen estacionario correspondiente) son de más fácil predicción y en consecuencia el "volumen" de presiones cuya disipación queda pendiente es más fácil de hacer.

La ROM 0.5 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

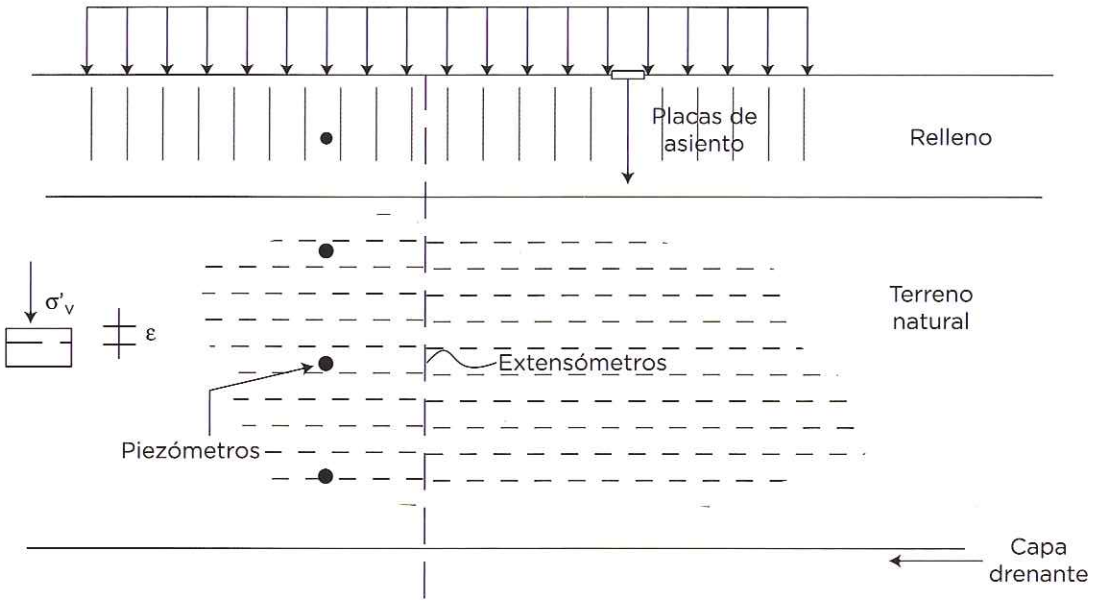


Fig. 14. Precarga con drenes.

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. Ver Fig. 17.

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, ver 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).

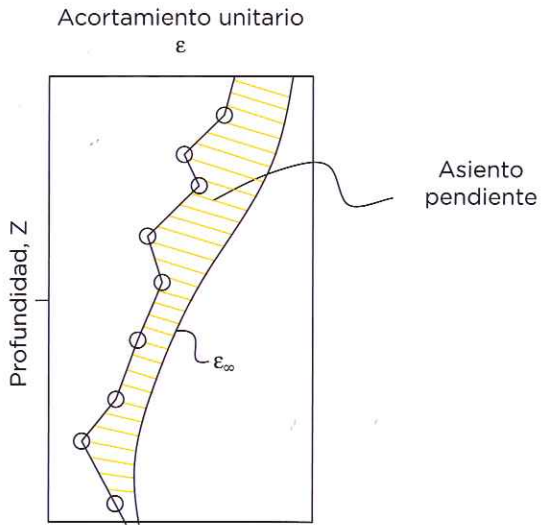


Fig. 15. Control de acortamientos unitarios.

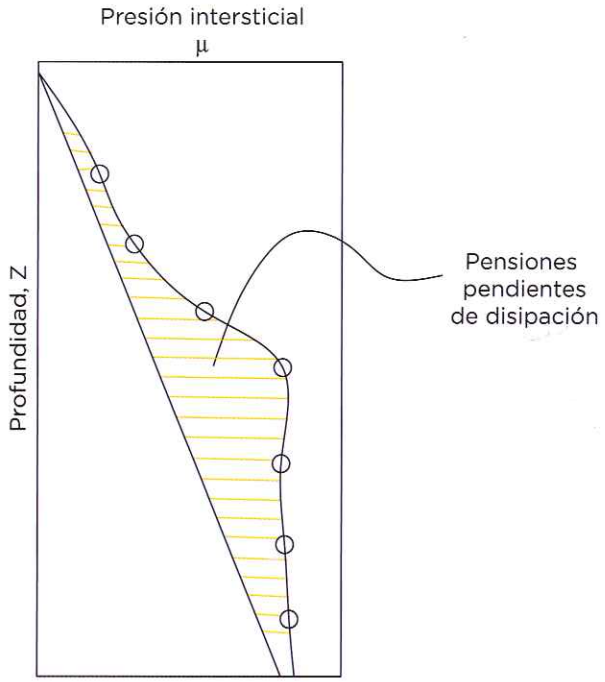


Fig. 16. Control de presiones intersticiales.

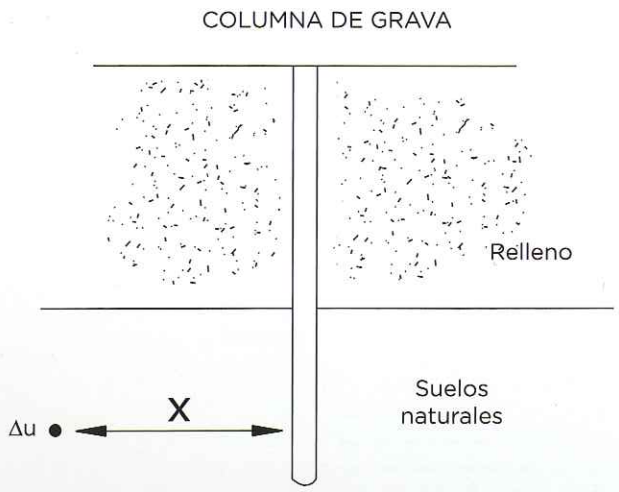


Fig. 17. Generación de presiones intersticiales alrededor de una columna de grava.

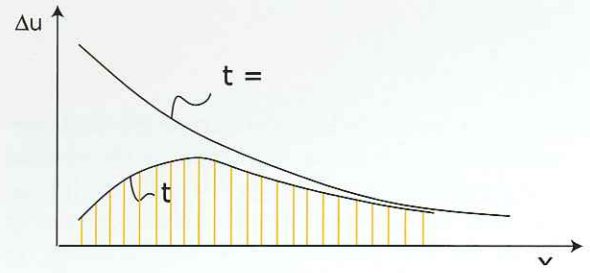


Fig. 18. Evolución de presiones intersticiales en el entorno de una columna de grava.

La ROM 0.5 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.

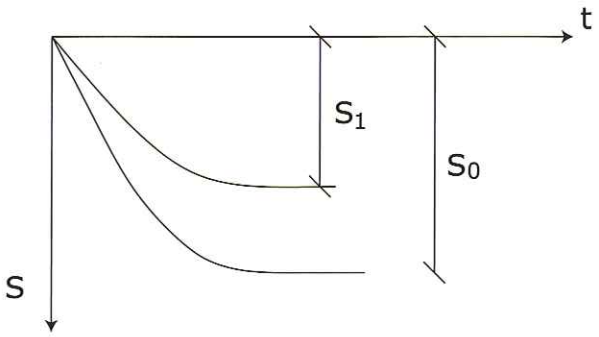


Fig. 20. Asiento en la zona de columnas (S_1) y en la zona sin columnas (S_0).

La mejora que, a largo plazo, producen las columnas de grava queda reflejada en la ROM 0.5 mediante dos factores α y β que miden la reducción de asientos 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.

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 para garantizar 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 asientos

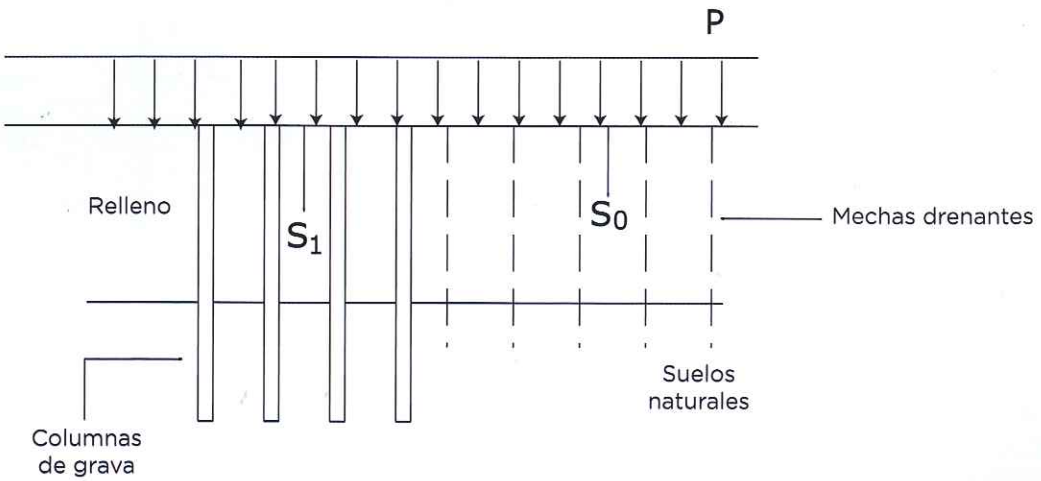


Fig. 19. Prueba de carga sobre columnas de grava.

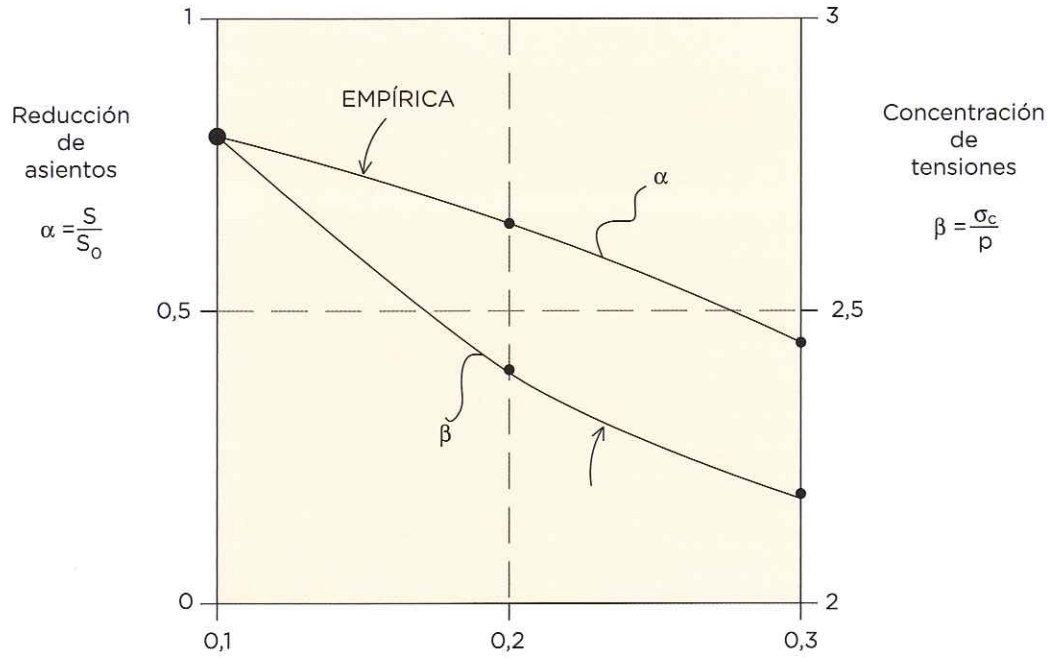


Fig. 21. Correlación entre los parámetros del tratamiento con columnas de grava (ROM 0.5).

en zonas tratadas con columnas y en zonas no tratadas. Ver Fig. 20.

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 0.5 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. Ver Fig. 21.

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.

Aspectos dinámicos y sísmicos

La acción principal del mar sobre las estructuras de abrigo tiene carácter dinámico. Por ese motivo el

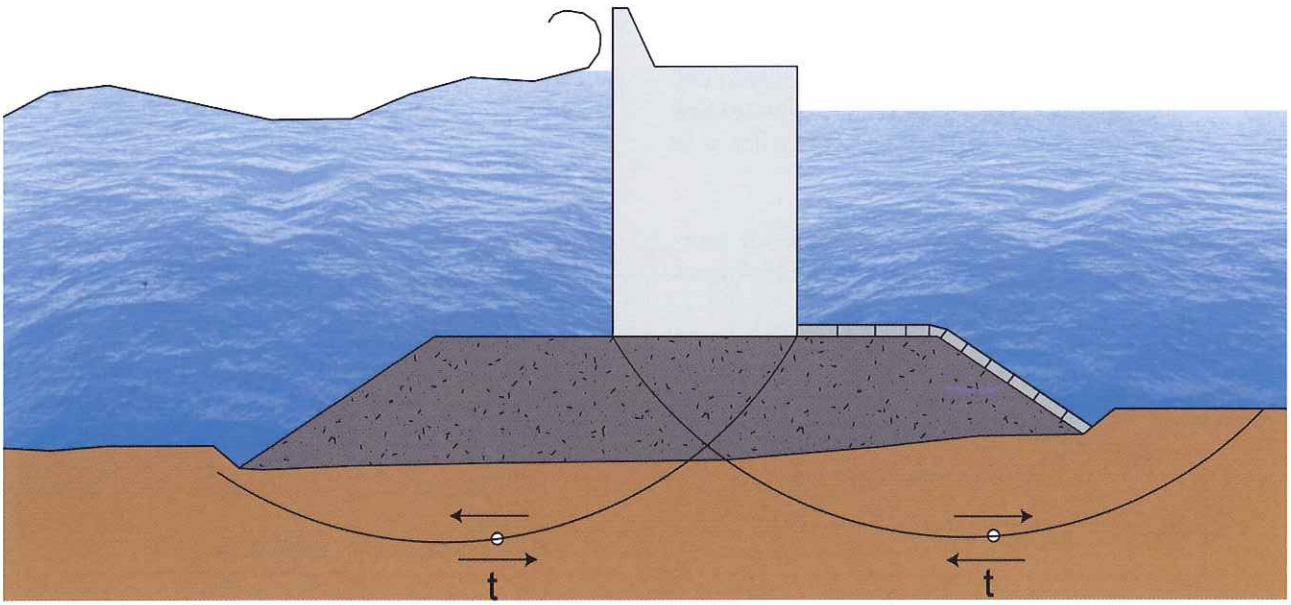


Fig. 22. Diques de abrigo sobre suelos blandos tensiones de corte en el cimiento durante un temporal.

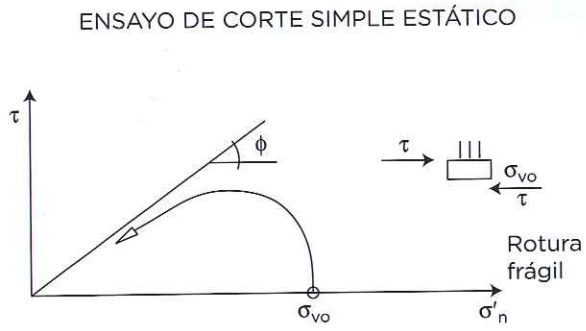


Fig. 23. Esquema de rotura estática.

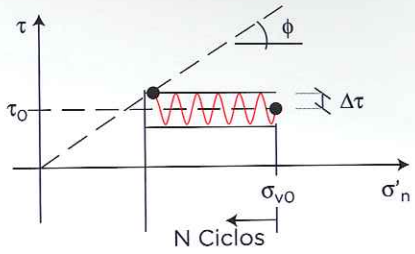


Fig. 25. Esquema de la rotura dinámica.

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 o bien mediante fórmulas aceptadas en la práctica o mediante ensayos en modelo reducido.

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

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 Fig. 23.

Pero 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 tenga una forma irregular como se intenta indicar en el esquema de Fig. 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 sería equivalente a un determinado empuje permanente. Esa 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.

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 Fig. 25. Con esto 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.

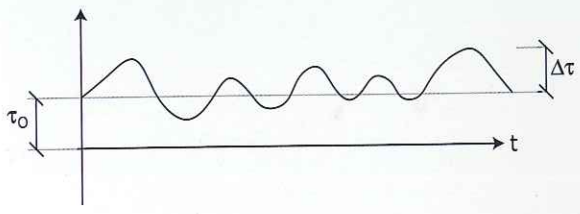


Fig. 24. Esquema de la posible variación de las tensiones de corte.

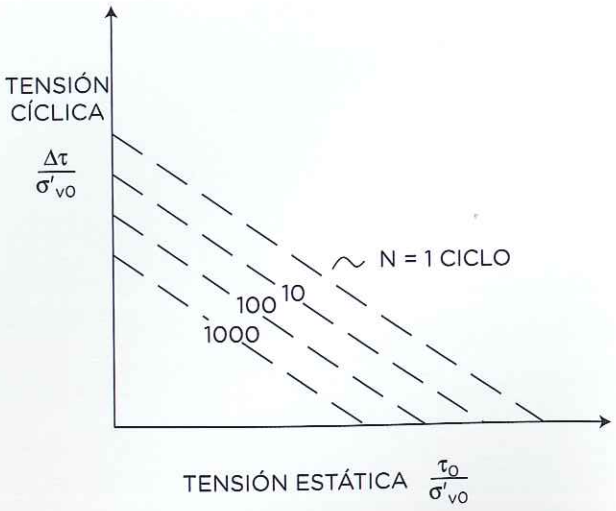


Fig. 26. Número de ciclos que provocan una deformación angular del 5%.

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 lay es de la forma que se indica en Fig. 26.

Estos datos permitirán 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 pueda 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.

Los coeficientes de seguridad

El aspecto de mayor uso de la ROM 0.5 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 y existirán 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, parece que 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. Se trata de 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 tg ϕ) 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".

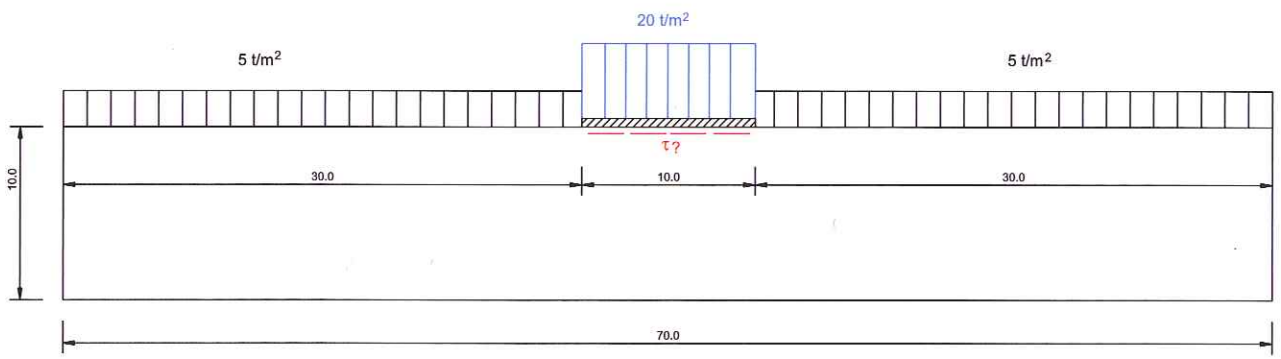


Fig. 27. Geometría y cargas del modelo.

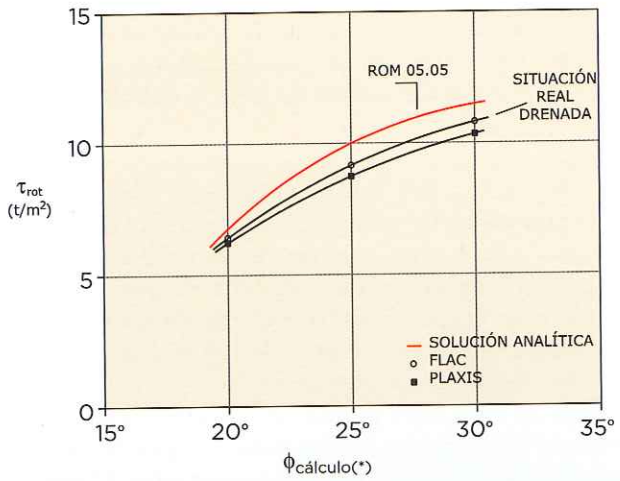


Fig. 28. Esfuerzo horizontal unitario en rotura. Cálculo drenado.

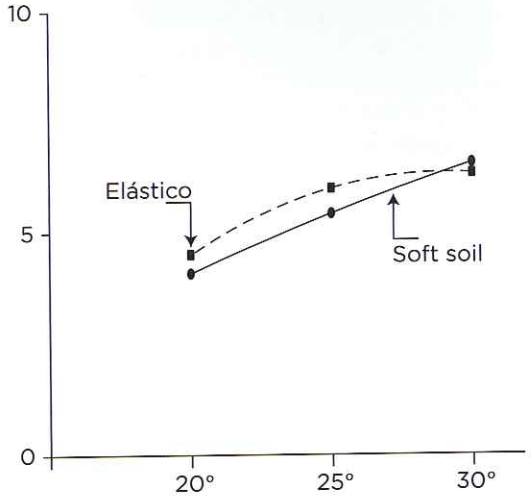


Fig. 29. Esfuerzo horizontal unitario en rotura. Cálculo drenado.

Se sabe y así los estipula la ROM 0.5, que en obras portuarias y en determinadas condiciones pueden producirse situaciones de rotura con drenaje parcial y esto 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 0.5 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 cero. Por el contrario, para la situación drenada, se invita 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 0.5 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 0.5 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 0.5 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. Ver Fig. 27.

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 Fig. 28.

Como puede verse con la versión actual de la ROM 0.5-05 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

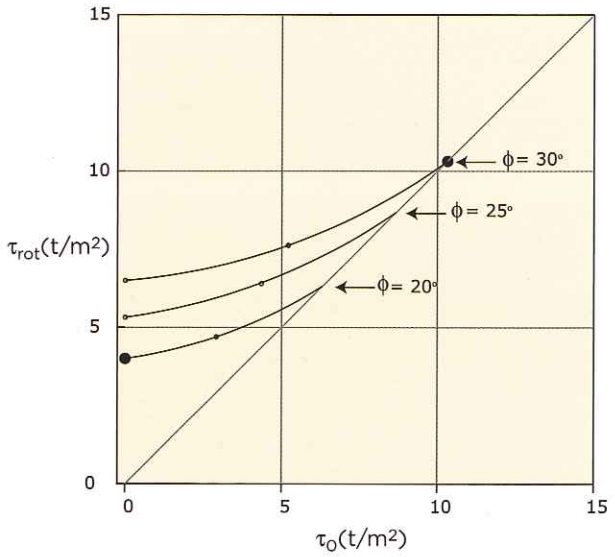


Fig. 30. Relación $\tau_0 - \tau_{rot}$

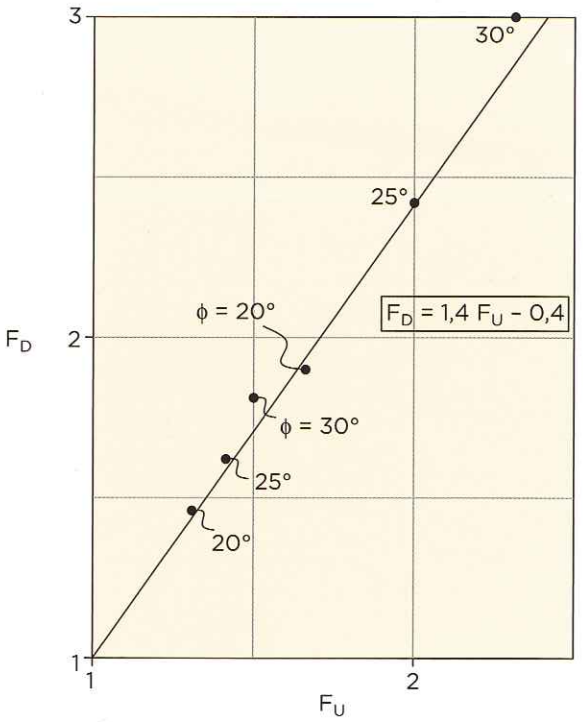


Fig. 31. Relación entre los coeficientes de seguridad no drenados, F_U y drenados F_D

el Programa ROM la versión actual de los parámetros que se recomiendan para el cálculo de la carga de hundimiento; puede que sean optimistas[1]. 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. Podría abordarse el problema 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 diferentes. Ver Fig. 29.

Como se ve, 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 ocurre 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 Fig. 30 se indican resultados del cálculo con el modelo "soft soil". El gráfico relaciona el valor de t_{rot} que se obtiene cuando se deja consolidar completamente al suelo al alcanzar la tensión t_o.

Como puede apreciarse las condiciones de drenaje influyen mucho en el resultado y la postura de la ROM, exigiendo los 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 y sin drenaje. El primer cálculo da como resultado F_D, el segundo da como resultado F_U. Y entre ambos existe una relación biunívoca en cada problema determinado.

En Fig. 31 se ofrecen una serie de valores de estos dos coeficientes para varios valores de f (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.

---

[1] En la versión ROM 0.5-94 los parámetros que se recomendaban para la fórmula de Brinch Hansen eran más conservadores que en la nueva versión, ROM 0.5-05.

Aplicación de las recomendaciones geotécnicas para obras marítimas a un muelle de gravedad

(Comparativa entre la nueva ROM 0.5-05 y la ROM 0.5-94

Artículo elaborado por Arrate Losada López, y Daniel Zamora Serrano, Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, de la empresa IBERINSA, Departamento de Puertos y Costas.

El objetivo del siguiente artículo es mostrar, con dos ejemplos reales, de obras en ejecución o ya concluidas, las implicaciones en cuanto a seguridad de la obra, que la publicación de la nueva ROM 0.5-05 tiene en el diseño de estructuras marítimas. Para ello se van a analizar los coeficientes de seguridad a vuelco, deslizamiento, hundimiento, vuelco plástico y estabilidad global que dos muelles tienen con la ROM 0.5-94 y con la ROM 0.5-05.

Los dos ejemplos son, un muelle realizado en el Sur de España, en el cual hay que tener en cuenta la acción sísmica y otro situado en la Fachada Cantábrica, en el que, teniendo en cuenta la Norma NSCE-02, no es necesario considerar la acción sísmica.

Metodología

La metodología para el diseño de estructuras marítimas está ampliamente contrastada en España por la gran cantidad de actuaciones de este tipo, registradas en los puertos españoles. Una de las tipologías más empleadas es la de muelles de gravedad mediante cajones de hormigón armado.

En la presente ponencia se analiza la seguridad frente a los modos de fallo principales asociados a Estados Límites Últimos, en los que se comprueban las situaciones que provocan la ruina de la estructura por rotura o colapso estructural. La ROM 0.5-05 los agrupa en varias categorías de las que se estudian aquellos modos de fallo que sean principales para las obras tratadas, entre ellos se destacan:

- *Pérdida De equilibrio estático (EQU):* la resistencia de los materiales o del terreno no se ve afectada. Se pierde la estabilidad como consecuencia de alguna acción excesiva. De este modo de fallo se analizará el **vuelco rígido.**

- *Rotura del terreno (GEO).* Son aquellos fallos en los que la resistencia del terreno juega un papel esencial. Entre los modos de fallo adscritos a este modo fallo, se ha considerado importante comprobar el **hundimiento, el deslizamiento, el vuelco plástico y la estabilidad global.**

Cada uno de los modos fallo se analizará de acuerdo con los criterios de Nivel I, descritos en la ROM 0.5-05, ya que el ISA de las obras es bajo (entre 5 y 19, ya que es improbable que se produzcan daños a personas, los daños al medio ambiente y al patrimonio artístico son bajos y la alarma social en caso de rotura será mínima), y la información existente no incluye datos estadísticos de las acciones.

Para verificar la seguridad frente a Estados Límite Últimos, se consideran tres tipos de combinaciones de acciones:

- Combinaciones fundamentales o características para estados o situaciones de proyecto persistentes o transitorias.

- Combinaciones accidentales para estados o situaciones de proyecto excepcionales.

- Combinaciones sísmicas para estados o situaciones de proyecto excepcionales con sismo.

Por tanto, las comprobaciones de los modos de fallo geotécnicos y de equilibrio adscritos a un Estado Límite Último deben realizarse, en los casos que se van a estudiar, para las siguientes combinaciones de acciones, sin perjuicio que la ROM correspondiente a cada tipo de obra indique un criterio diferente:

1. Combinaciones fundamentales o características, que toma en consideración la actuación simultánea de varias acciones variables con valores compatibles en la ocurrencia del modo de fallo. Simbólicamente, esta combinación se puede representar por la fórmula siguiente:

$$\gamma_g G + \gamma_{q,1} Q_1 + \Sigma\psi_{0,1} \gamma_{q,1} Q_i; \text{ para i entre 2 y n}$$

donde:

G = acciones permanentes.
Q_1 = acción variable principal o predominante en la ocurrencia del modo de fallo y acciones variables de actuación simultánea directamente dependientes de la predominante.
Q_i = otras acciones variables de actuación simultánea compatibles con la predominante e independientes estadísticamente de la misma.
$\psi_{0,1}$ = coeficiente de compatibilidad fundamental o característico.
γ_g γ_q = coeficientes de ponderación parciales.

2. Combinaciones sísmicas: Cuando en la verificación de un modo de fallo se considere la actuación de la acción sísmica, con una probabilidad de presentación muy baja y con un periodo de actuación muy corto respecto a la duración del estado o situación de proyecto considerada, el valor de compatibilidad de las acciones variables que actúan de forma simultánea debe ser claramente menor, no debiéndose diferenciar el valor de compatibilidad de la acción variable principal predominante del resto de acciones variables. Esta combinación intenta tomar en consideración que el valor de compatibilidad de las acciones variables a considerar cuando actúa el sismo es aproximadamente el valor medio de las acciones durante el intervalo de tiempo asociado al estado o situación de proyecto considerado. Simbólicamente esta combinación se puede representar por la fórmula siguiente:

$$G + S + \psi_{2,i} Q_i; \text{ para i entre 1 y n}$$

donde:
G = acciones permanentes.
S = acción sísmica.
Q_i = acciones variables de actuación simultánea.
$\psi_{2,i}$ = coeficiente de compatibilidad cuasi-permanente.

Una de las principales diferencias entre la ROM 0.5-94 y 0.5-05 está en la mayoración de acciones. En el caso de la antigua norma, las acciones no se veían afectadas por ningún coeficiente de seguridad, aunque se ponderaban de la misma forma que en la nueva ROM. Como consecuencia de este cambio de concepción, los coeficientes de seguridad a obtener ahora son menores.

La mayoración de cargas difiere del tipo de fallo que se esté analizando. En la tabla 1 se incluyen los coeficientes de combinación y ponderación, tanto para la ROM 0.5-05 como para la ROM 0.5-94.

Una vez combinadas las acciones correspondientes, los coeficientes de seguridad a obtener son los que se recogen en la tabla comparada nº 2.

El procedimiento de cálculo utilizado en cada modo de fallo se corresponde con los descritos en la ROM

Tabla 1. Valores de combinación y ponderación de acciones

		ROM 0.5-94	ROM 0.5-05	
			Equilibrio	Geotécnico
C. Ponderación	γ_g	1.0	1.0	1.0
	γ_q	1.0	1.5	1.3
C. Combinación	ψ_0	0.7	0.7	0.7
	ψ_2	0.6-0.5*	0.6-0.5*	0.6-.5*

* Se tomará el valor mayor de los dos para la acción preponderante y el menor para el resto

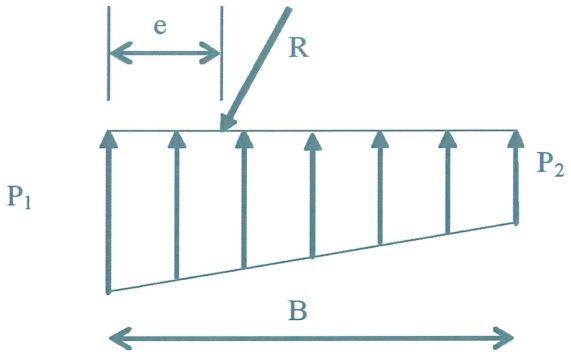
Tabla 2. Coeficientes de seguridad exigidos para cada modo de fallo

	ROM 0.5-94		ROM 0.5-05	
	Persistente	Transitoria	Fundamental	Sísmica
Vuelco Plástico	1.5	1.3	1.3	1.1
Vuelco Rígido	1.5	1.3	1.3	1.1
Deslizamiento	1.5	1.3	1.3	1.1
Estabilidad Global	1.5	1.3	1.3	1.1
Hundimiento	3.0	2.4	2.0	1.8

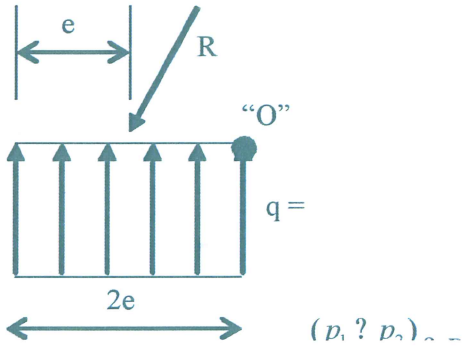
0.5-94 o 0.5-05. En el caso del hundimiento y el vuelco plástico, la ROM antigua no recogía el cálculo a realizar cuando el terreno está formado por varias capas. Por lo tanto, hasta ahora se consultaban otras fuentes, como puede ser la Norma Japonesa, en la que se describe el procedimiento de cálculo de la estabilidad al hundimiento y vuelco plástico mediante círculos de deslizamiento. El coeficiente de seguridad se obtiene, como el valor mínimo resultante de todas las curvas estudiadas. En la nueva ROM se incluye el uso de este método. A continuación se resume cálculo utilizado.

El punto de inicio del círculo de deslizamiento se determina de la siguiente manera:

- Se obtiene la resultante y su punto de actuación.



- La carga total se supone uniforme actuando en una parte de la cimentación igual a "2e".



- El círculo de deslizamiento tiene su inicio en el punto "O" situado a una distancia "2e" del borde de la cimentación más próximo al punto de aplicación de la resultante de las reacciones en el terreno.

En los casos, en los que se deben considerar las acciones sísmicas, se ha utilizado el programa STABL basado en el método de las rebanadas, mientras que para las situaciones sin sismo se han realizado los cálculos con el PLAXIS, programa de elementos finitos.

Aplicación a casos reales

Para poder determinar la influencia de esta nueva ROM en el diseño de las obras marítimas, se ha planteado la comparación del diseño de varias obras con y sin verse afectadas por la acción sísmica, de forma que se pueda obtener una primera impresión de la relevancia económica que la nueva ROM puede tener en el diseño de las estructuras marítimas.

CASO 1. Fachada Cántabra

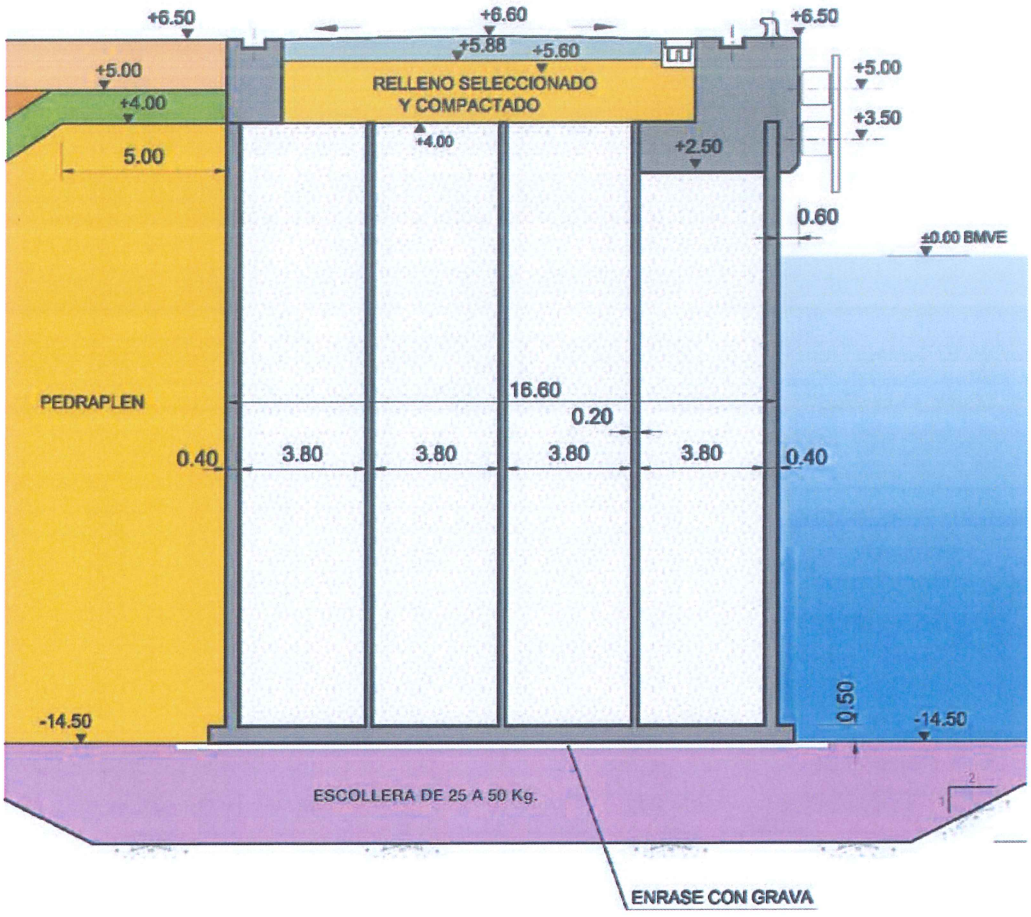
En este primer caso, se ha analizado una obra sin acción sísmica, con las siguientes características de partida:

1. Vida Util: 50 años
2. ISA: Bajo
3. Parámetros Geotécnicos: Tres capas definidas por sus principales parámetros:
   - Banqueta: $\phi = 45°$; cohesión = 0 KN/m^2. Espesor: 2m
   - Arenas limosas: $\phi = 29°$; cohesión = 10 KN/m^2. Espesor: 1.5
   - Sustrato: $\phi = 32°$; cohesión = 0 KN/m^2
4. Cargas permanentes: Peso propio del cajón.
   - Hormigón armado: densidad 2.5 t/m^3
   - Relleno: Densidad seca:1.8 t/m^3 y densidad saturada: 2.1t/m^3
5. Carga hidráulica: desfase de marea de entre trasdós e intradós: 1.5m
6. Cargas del terreno: Trasdós de pedraplén con ángulo de rozamiento interno de 35°.
7. Sobrecargas actuantes:
   - Operación: 3 t/m^2
   - Almacenamiento: 6 t/m^2
   - Tren de movilidad no restringida: Tren B2 ROM
   - Tren de movilidad restringida: Grúa post-panamax de 25 toneladas por pata
   - Bolardo: 3.83 t/ml

El cajón tiene una manga en fuste de 16.60m con zapatas simétricas de 0.5 m, un puntal de 18.50 m, sobre una banqueta de escollera de 25 a 50 kg de 2 m de espesor. El calado del muelle es de 14.50m sobre la BMVE y está trasdosado con un pedraplén. A continuación se adjunta la figura n° 1 de la sección tipo definida.

Para poder comparar coeficientes de seguridad de manera absoluta, se ha calculado el coeficiente R, que es el cociente entre el coeficiente obtenido y el pedido. De esta manera, es posible comparar los resultados con las dos ROM.

Figura 1. Sección tipo de caso de aplicación sin acción sísmica



En el caso del hundimiento y vuelco plástico, como las cargas, por el método empleado ya estaban mayoradas, el coeficiente a exigir es de 1.

A continuación se representa en la tabla 3 los resultados obtenidos:

Tabla 2. Coeficientes de seguridad exigidos para cada modo de fallo

	ROM 05-94			ROM 05-05		
	$F_{cálculo}$	$F_{exigido}$	R	$F_{cálculo}$	$F_{exigido}$	R
V. Rígido	4.23	1.50	2.82	3.64	1.30	2.80
Deslizamiento	2.85	1.50	1.93	267	1.30	2.50
E. Global	1.51	1.50	1.01	1.47	1.30	1.13

Tabla 3. Resultados obtenidos en modos de fallo en el Caso 1. Fachada Cantábrica

	ROM 05-94							ROM 05-05						
	δ	B	C_{MAY}	Q_{MAY}	$F_{cál}$	$F_{ex.}$	R	δ	B	C_{MAY}	Q_{MAY}	$F_{cál}$	$F_{ex.}$	R
Hundimiento	13.6	14.4	3.0	890.3	1.17	1.0	1.17	14.7	14.0	2.0	617.3	1.26	1.0	1.26
V. Plástico	20.0	12.2	1.5	362.1	1.26	1.0	1.26	18.8	12.5	1.3	35.2	1.31	1.0	1.31

Siendo,

δ (°): Inclinación de la carga.
B(m): Ancho eficaz de la carga.
C_{may}: Coeficiente mayoración de cargas.
Q_{may}: Carga correspondiente a la combinación pésima mayorada.
$F_{cálculo}$: Coeficiente seguridad de cálculo asociado a diferentes modos de fallo.
$F_{exigido}$: Coeficiente seguridad asociado a diferentes modos de fallo.
R: Relación entre coeficiente seguridad de cálculo y exigido.

De los resultados obtenidos en este caso sin acción sísmica se concluye que la relación de coeficientes de seguridad (R) es, para todos los modos de fallo analizados, excepto en el vuelco rígido (modo de fallo de equilibrio estático), mayor para la ROM 05-05, por lo que las obras en las que el modo de fallo geotécnico marquen el diseño son, a igualdad de manga, más seguras.

Si el modo de fallo que define el diseño es el de equilibrio, lo que no es habitual en este tipo de obras, éstas tendrían que ser, para conseguir el coeficiente de seguridad exigido, más robustas que en la ROM 05-94.

CASO 2. Fachada Sur-atlántica.Con Sismo

En este segundo caso, se ha analizado una obra sometida a la acción sismica., considerando el sismo de 500 años exigido por la Norma Sismorresistente (NSCE-02). Las características de partida coinciden con las del caso 1, salvo:

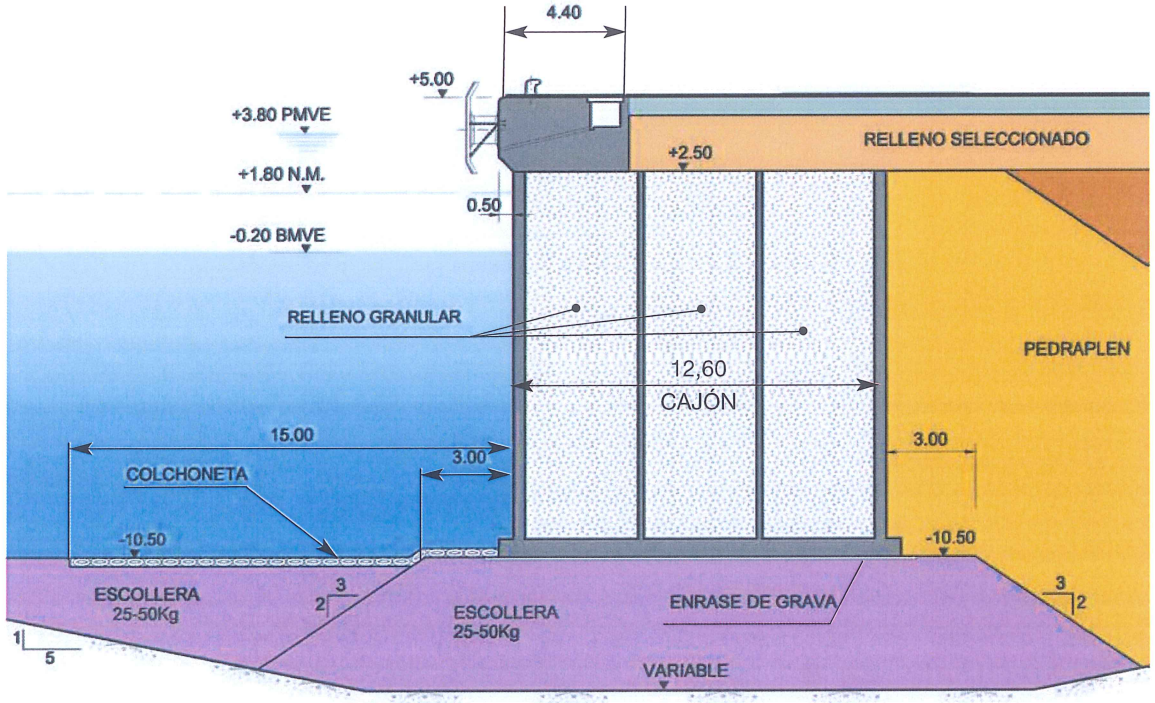
1. Parámetros Geotécnicos:
   a. Banqueta: ϕ = 45°; cohesión = 0 KN/m². Espesor: 1.5 m
   b. Arenas superficiales: ϕ = 31.5°; cohesión = 0 KN/m². Espesor: 2 m
   c. Arenas limosas: ϕ = 29°; cohesión = 0 KN/m². Espesor: 1 m
   d. Arenas superficiales: ϕ = 31°; cohesión = 0 KN/m². Espesor: 1.5m
   e. Sustrato: ϕ = 36°; cohesión = 0 KN/m².

2. Carga hidráulica: desfase de marea de entre trasdós e intradós: 1.2 m

3. Sobrecargas actuantes:
   – Operación: 3 t/m².
   – Almacenamiento: 6 t/m².
   – Tren de movilidad no restringida: Tren B2 ROM.
   – Bolardo: 5 t/ml.

El cajón tiene una manga en fuste de 12.90 m con zapatas simétricas de 0.5 m, un puntal de 13.00 m, sobre una banqueta de escollera de 25 a 50 kg de 1.5 m de espesor. El calado del muelle es de 10.50 m sobre la BMVE y está trasdosado con un pedraplén. A continuación se adjunta la figura n° 2 de la sección tipo definida.

Figura 2. Sección tipo del caso de aplicación sin acción sísmica



Al igual que en el caso anterior con el fin de comparar coeficientes de seguridad de manera absoluta, se ha calculado el coeficiente R, que es el cociente entre el coeficiente obtenido y el pedido.

En el caso del hundimiento y vuelco plástico, como las cargas, por el método empelado ya estaban mayoradas, el coeficiente a exigir es de 1.

En la tabla nº 4 los resultados obtenidos.

En este caso en el que la combinación sísimica es la pésima, se pude observar que la relación de coeficientes de seguridad (R) es, en todos los modos de fallo analizados, mayor para la ROM 05-05, por lo que a igualdad del resto de factores, (cargas, terreno...) las obras en las que la actuación del sismo sea la que marque el diseño, a igualdad de manga, las obras son más seguras. Dicho de otra manera, las obras en las que el sismo marque el diseño, podrán ser más esbeltas a partir de ahora empleando la nueva ROM 05-05.

	ROM 05-94			ROM 05-05		
	$F_{cálculo}$	$F_{exigido}$	R	$F_{cálculo}$	$F_{exigido}$	R
V. Rígido	2.92	1.30	2.25	2.92	1.10	2.65
Deslizamiento	1.90	1.30	1.46	1.90	1.10	1.73
E. Global	1.67	1.30	1.29	1.65	1.10	1.50

Tabla 4. Resultados obtenidos en modos de fallo en el Caso 2. Fachada Sur-Atlántica

	ROM 05-94							ROM 05-05						
	δ	B	C_{MAY}	Q_{MAY}	$F_{cál}$	$F_{ex.}$	R	δ	B	C_{MAY}	Q_{MAY}	$F_{cál}$	$F_{ex.}$	R
Hundimiento	20.2	9.8	2.4	731.2	1.005	1.0	1.005	20.2	9.8	1.8	547.4	1.047	547.4	1.047
V. Plástico	25.6	8.3	1.3	375.5	1.005	1.0	1.005	22.1	9.2	1.1	325.4	1.233	325.4	1.233

Repercusión económica

El trabajo se completa con un análisis de la repercusión económica que puede tener la utilización de la nueva ROM 0.5-05 en el diseño se muelles de gravedad.

La intención es ver la reducción que admiten los cajones en manga para ajustarse más al coeficiente de seguridad exigido por la ROM 0.5-05 en cada uno de los modos de fallo analizados, que como se ha visto en el apartado anterior estaban holgados. Éste cambio se va a cuantificar en ahorro de hormigón, acero y relleno, unidades más importantes en los cajones. Los precios aplicados a estas partidas son valores aproximados de mercado:

- M_3 Hormigón: 160 €/m3
- M_3 Relleno: 7.00 €/m3
- Kg Acero : 1.10 €/Kg

Lo que no se ha tenido en cuenta, es la disminución de volumen de escollera al reducir la anchura del cajón.

Tabla 5. Estudio económico en el caso I. Fachada Cantábrica

	ROM 05-94		ROM 05-05		Ahorro (%)
	Mediciones	Presupuesto (€)	Mediciones	Presupuesto (€)	
Hormigón (m^3)	1.323,27	211.723,2	1.196,76	191.417,6	9,59
Relleno (m^3)	5.658,35	39.608,5	4.680,25	32.761,7	17,3
Acero (Kg)	131.003,7	131.003,7	107.672,40	118.439,6	9,59
TOTAL		382.335		342.619	10,40

Tabla 6. Estudio económico en el caso II. Fachada Sur-Atlántica

	ROM 05-94		ROM 05-05		Ahorro (%)
	Mediciones	Presupuesto (€)	Mediciones	Presupuesto (€)	
Hormigón (m^3)	873,80	139.811,2	828,80	132.608,0	5,15
Relleno (m^3)	3.187,90	22.315,4	2.961,70	20.732,2	7,10
Acero (Kg)	78.643,80	86.508,2	74.592,2	82.051,2	5,15
TOTAL		248.635		235.391	5,40

La aplicación se ha realizado para los dos casos prácticos estudiados.

En la siguiente tabla se resumen las mediciones más importantes del análisis para cada uno de los ejemplos:

- En el CASO I. FACHADA CANTÁBRICA la manga del cajón se ha visto reducida de 16,60 m a 14,00 m (15.7 % menor), manteniendo en ambos casos una eslora de 25,60 m. Se ha comprobado que con este cambio los coeficientes de seguridad en cada uno de los modos de fallo superan los mínimos exigidos por la ROM 05-05. A continuación, en la tabla 5, se resumen los cambios en mediciones y precios que supone la nueva disminución de la manga.

- En el CASO II. FACHADA SUR-ATLÁNTICA la manga del cajón se disminuye de 12,60 m a 11,80 m (6,35% menor), manteniendo una eslora en ambos casos de 25,50 m . Se ha comprobado que con este cambio los coeficientes de seguridad en cada uno de los modos de fallo superan los mínimos exigidos por la ROM 05-05. A continuación, en la tabla 6, se resumen los cambios en mediciones y precios que supone la nueva disminución de la manga.

Se observa que en ambos casos existe una reducción del coste del cajón (25,60 m de eslora en ambos casos). En el caso del caso de no existir acción sísmica se diminuye el precio del orden de un 10 % y el ejemplo en el que se tiene en cuenta el efecto del sismo la diferencia es menor, en torno al 5 %.

Es importante resaltar la diferente sensibilidad para una posible reducción de la anchura de la manga del cajón que tienen los diferentes modos de fallo. La reducción de manga cuando el diseño está condicionado por el modo de fallo frente a hundimiento (caso 2) es mucho menor que si el modo de fallo es la estabilidad global (caso 1).

Conclusiones

El objetivo del presente estudio consistía en comprobar los resultados de cálculo de los muelles de gravedad, tanto para la ROM 0.5-94, como para la nueva concepción de cálculo recogida en la ROM 0.5-05.

Se han analizado dos casos, uno representativo de la Fachada Cantábrica y el otro de la Fachada Sur-Atlántica. En el caso de las obras situadas en zona no sísmica, la seguridad de las obras, cuando los modos geotécnicos marcan el diseño, es mayor con la nueva ROM. Por lo tanto, si el diseño se realizase de forma estricta, buscando siempre el coeficiente se seguridad mínimo, se podría llegar a realizar obras más esbeltas. En cambio, cuando el modo de fallo preponderante resulta ser el vuelco rígido el resultado no es tan claro.

En el caso de que la obra a considerar se encuentre en zona sísmica y la acción de la misma sea la que condicione el diseño, las obras para todos los modos de fallo podrían ser más esbeltas si el diseño se realizase de forma estricta ajustándolo a los coeficientes de seguridad mínimo pedidos.

El impacto económico que se podría producir con la aplicación de las nuevas recomendaciones, es la reducción de los costes del cajón del orden del 5-10 %, dependiendo del caso. Se debe destacar que únicamente se ha considerado el precio del hormigón, acero y relleno de celdas, por lo que el porcentaje obtenido podría llegar a diluirse si se tienen en cuenta el resto de unidades de obra (escollera, dragado, etc.).

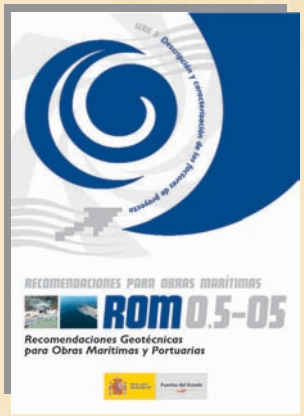
Se debe destacar que el estudio se ha realizado únicamente para dos casos prácticos, por lo que, este trabajo es el comienzo de un análisis más amplio que se debe llevar a cabo con la experiencia de todos los que se dedican a diseño y construcción de muelles. ■

• ROM 0.5-05. RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA LAS OBRAS MARÍTIMAS Y PORTUARIAS

Edita: Organismo Público Puertos del Estado
ISBN: 84-88975-52-X
Año: 2006

Transcurrida ya una década desde la anterior ROM 0.5-94, esta versión revisada y ampliada destaca por haberse adaptado al nuevo Procedimiento General y de Cálculo –en particular a sus requerimientos sobre Seguridad, así como de aptitud para el Servicio y del Uso o la Explotación– que, en la ROM 0.0 (2001), se había establecido con carácter global respecto a las Obras Portuarias.

Y en segundo lugar, por incorporar contenidos nuevos que completan esa previa a la luz del conocimiento y avances tecnológicos consolidados los últimos años, siendo especialmente remarcable una primera aproximación a las influencias que pueden tener la presencia de agentes con un carácter dinámico –como los sismos, oleaje u otras oscilaciones del mar– en el comportamiento de los suelos saturados y, por tanto, en la verificación de distintos modos de fallo geotécnicos que les afectan.



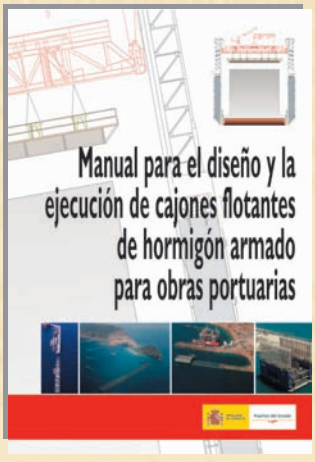
No obstante, una vez actualizada, esta nueva Recomendación mantiene esencialmente la finalidad última de su precedente, que no es otra que conjugar aspectos metodológicos, normativos y tecnológicos con objeto de disponer una verdadera Guía, moderna, completa y exhaustiva, para Ayuda técnica en todo lo referido a los aspectos que inciden, afectan o condicionan a las infraestructuras portuarias desde el punto de vista geotécnico.

• MANUAL PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE CAJONES FLOTANTES DE HORMIGÓN ARMADO PARA OBRAS PORTUARIAS

Edita: Organismo Público Puertos del Estado
ISBN: 84-88975-55-4
Año: 2006

La técnica de proyecto y construcción de cajones prefabricados de hormigón armado para obras portuarias está fuertemente implantada en España, y de hecho se viene aplicando con éxito tanto en la construcción de obras de atraque como en diques verticales.

Sin embargo, a pesar del gran desarrollo alcanzado por este sistema constructivo, no existía un procedimiento de diseño y ejecución establecido de forma específica, por lo que Puertos del Estado acordó redactar el 'Manual para Diseño y la Ejecución de Cajones de Hormigón Armado', en la que han participado diversas personalidades de instituciones como, además del propio Organismo Público Puertos del Estado, las Autoridades Portuarias de Bahía de Algeciras, de Barcelona, Cartagena y Las Palmas, así como de las empresas Alatec, Iberinsa, Acciona, Dragados, Sato, FCC, Intensa-Inarsa, Proes y Técnicas Reunidas. También, ponentes de la Universidad Politécnica de Madrid, con la presidencia del grupo de trabajo de Juan Ignacio Grau y la coordinación de José Llorca Ortega de Puertos del Estado.



La finalidad perseguida es ofrecer a los usuarios todos aquellos criterios necesarios para el diseño, construcción y mantenimiento de cajones de hormigón armado, de una forma sencilla, precisa y práctica, para lo que se ha realizado una aplicación específica de la EHE a este tipo de obras, y la consideración de las recomendaciones del programa ROM.

En particular, el presente manual analiza los tipos estructurales y dimensionales de los cajones flotantes, indica los requisitos esenciales y bases de cálculo para proyectar dichos cajones, así como los materiales a emplear. Igualmente se aborda el aspecto de la durabilidad de estas estructuras, sus aspectos constructivos, su control y mantenimiento.

• PROYECTO HADA

Edita: Organismo Público Puertos del Estado
ISBN: 84-88975-56-2
Año: 2006

La creciente sensibilidad social respecto a la protección del medioambiente y la preservación de los recursos naturales ha influido enormemente en la política ambiental de la Unión Europea. Igualmente, el sistema portuario español ha desarrollado un conjunto de iniciativas tecnológicas y formativas alineadas con los mencionados principios rectores de la legislación europea, explorando nuevas soluciones a los problemas ambientales del sector portuario.

El Proyecto HADA se enmarca dentro de una de las iniciativas europeas para la sostenibilidad del medioambiente, en el que han colaborado los puertos de Cartagena, Valencia, Tarragona, Barcelona, Bilbao, Santander, A Coruña, Huelva y Puertos del Estado. Aborda, principalmente, dos de los problemas que más condicionan la explotación de los puertos, según la Organización Europea de Puertos (ESPO), la contaminación atmosférica y la acústica. Así se ha desarrollado la implantación de un sistema automático de control de la calidad del aire y niveles sonoros que proporciona la información necesaria al gestor portuario para una correcta toma de decisiones.

El proyecto se compone de cinco manuales que contienen los temas sobre la modelización atmosférica a través del Modelo de Emisiones Emiport, el sistema de toma de decisiones para el control ambiental de las actividades portuarias, la caracterización de los graneles sólidos, la guía de las buenas prácticas y medidas atenuantes de las emisiones a la atmósfera provocadas por actividades portuarias, y por último, la metodología de seguimiento, evaluación y control de niveles sonoros en entornos portuarios.