

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 a 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 otros 11 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 de 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 (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.

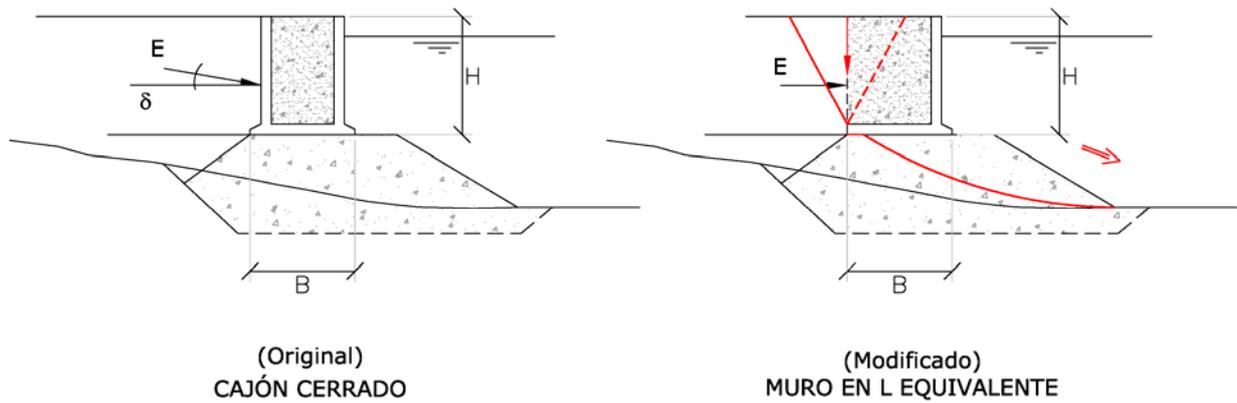


Fig. 1.- Rotura de un muro de muelle durante construcción

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 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.

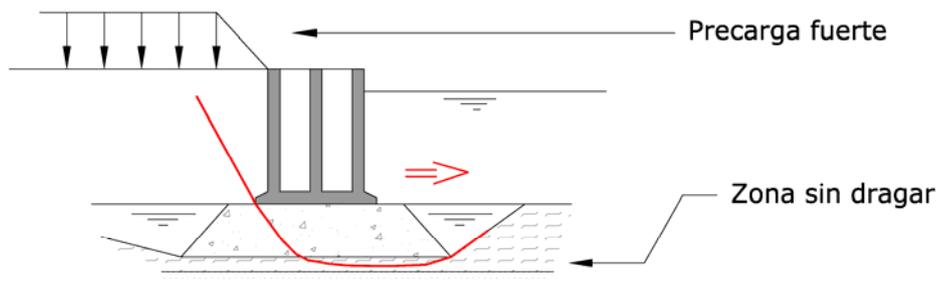


Fig. 2.- Rotura de un muro de muelle durante la precarga

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.

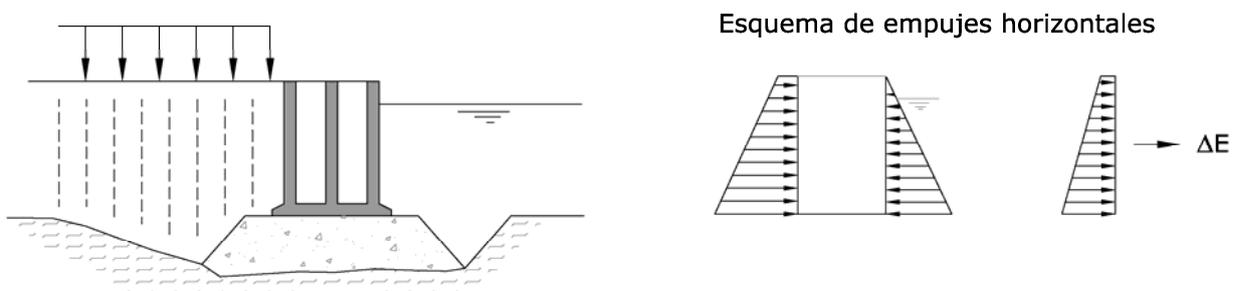


Fig. 3A.- Muelle con precarga y drenes (proyecto original)

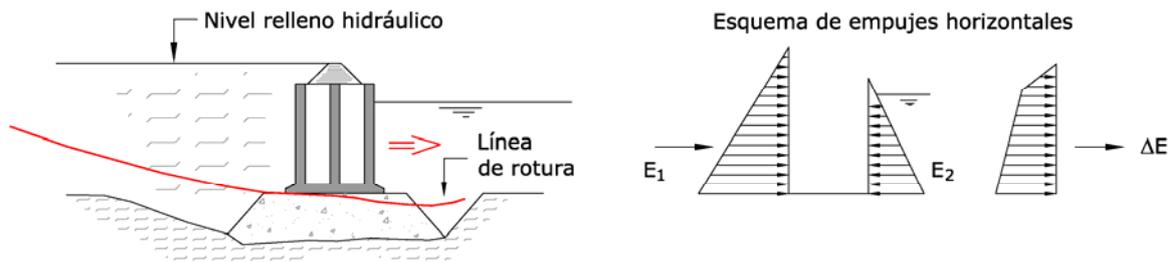


Fig. 3B.- Rotura del muro durante el relleno hidráulico

El estudio de estas roturas podría y debería completarse con otras experiencias y aportarlos al comité que Puertos del Estado forme para actualizar la ROM 05. 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 05.05 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 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 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 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 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).

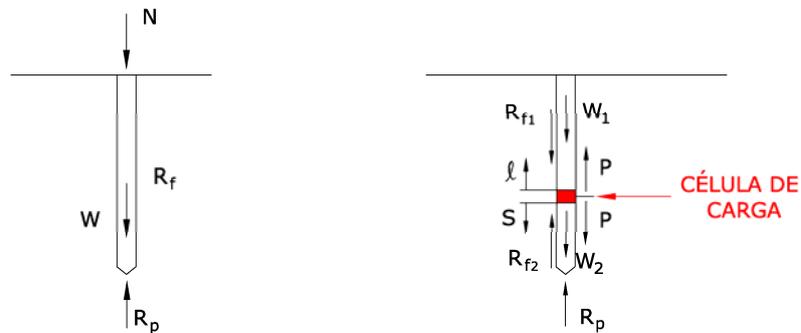


Fig. 4.- Esquema de la transmisión de esfuerzos en una cimentación profunda en servicio y en una prueba de carga interna

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

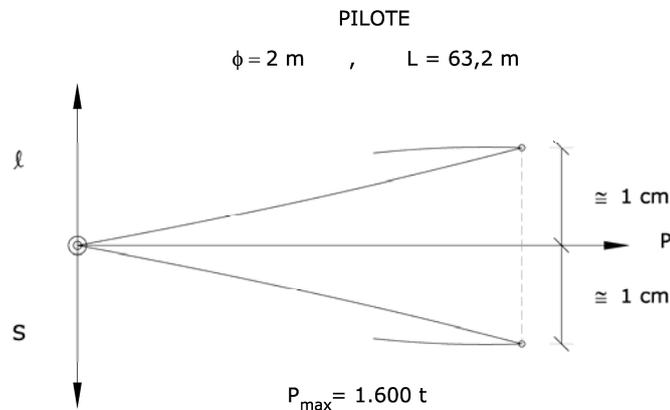


Fig. 5.- Esquema del resultado del 1º ensayo de prueba de carga interna hecho en España

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

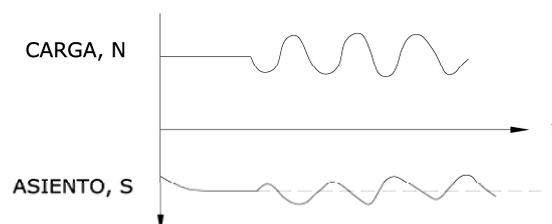


Fig. 6.- Esquema del ensayo de carga cíclica recientemente realizado en España

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 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.

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.

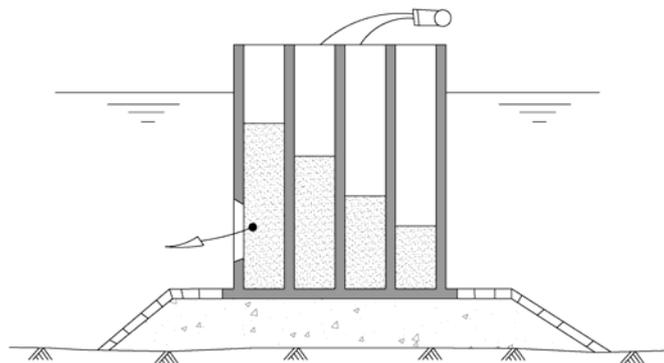


Fig. 7.- Posible rotura durante el llenado de celdas

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 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. 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 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_0 . Aparte ha de conocerse la densidad, pero sobre ese dato suele existir más información.

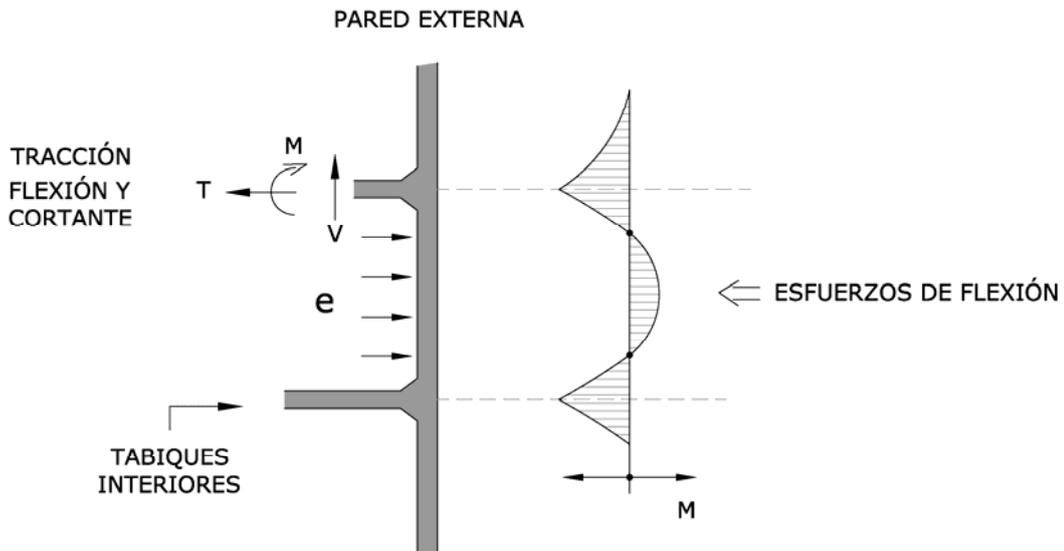


Fig. 8.- Esfuerzos en las paredes del cajón

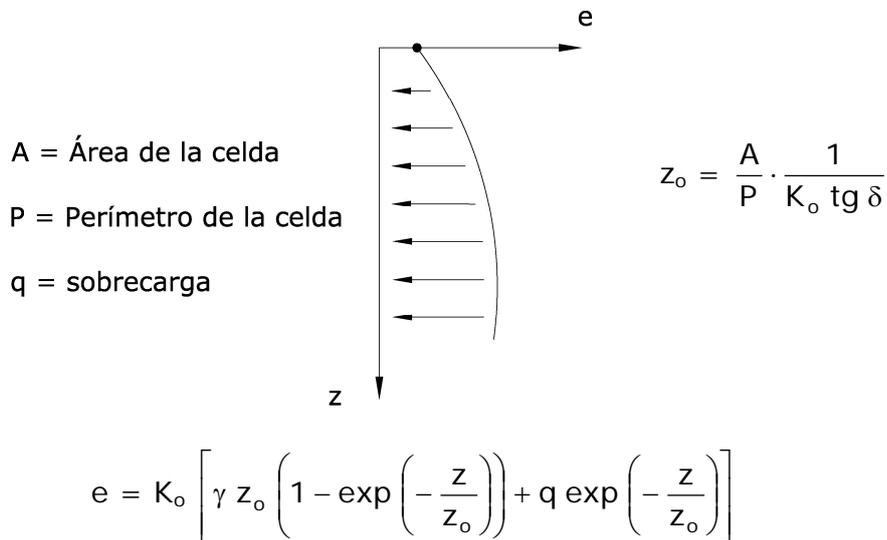


Fig. 9.- Efecto silo, cálculo del empuje

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

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

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 medida que se rellena la celda, se van desarrollando los empujes sobre las paredes a distintas alturas sobre el fondo.

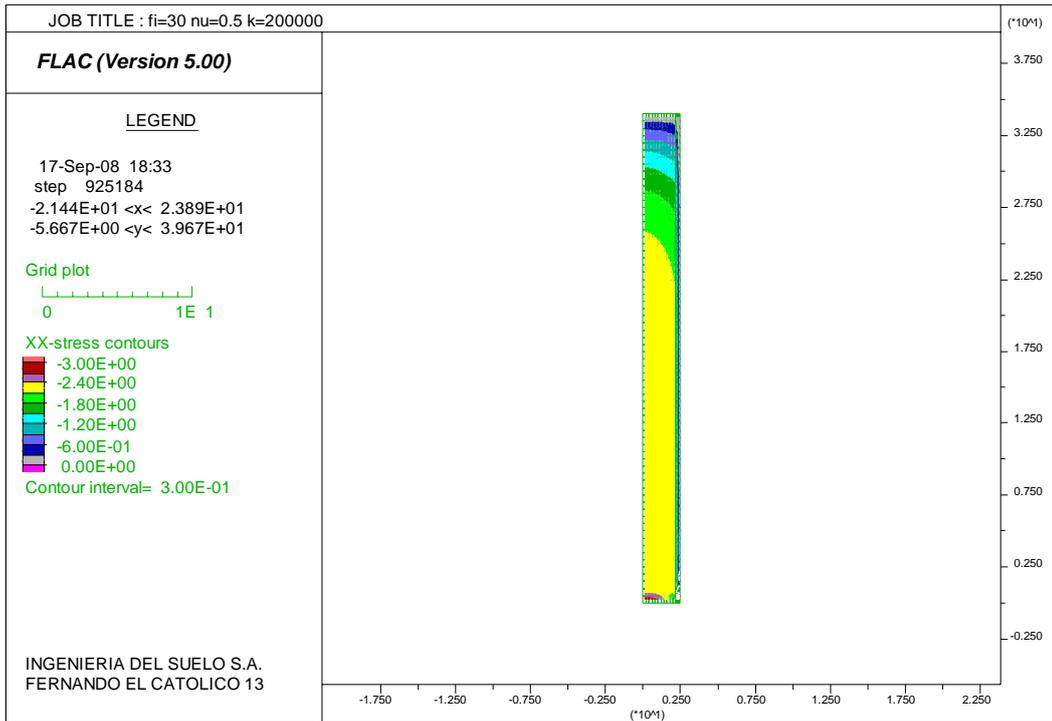


Fig. 10.- Empujes horizontales en un modelo numérico (t/m²)

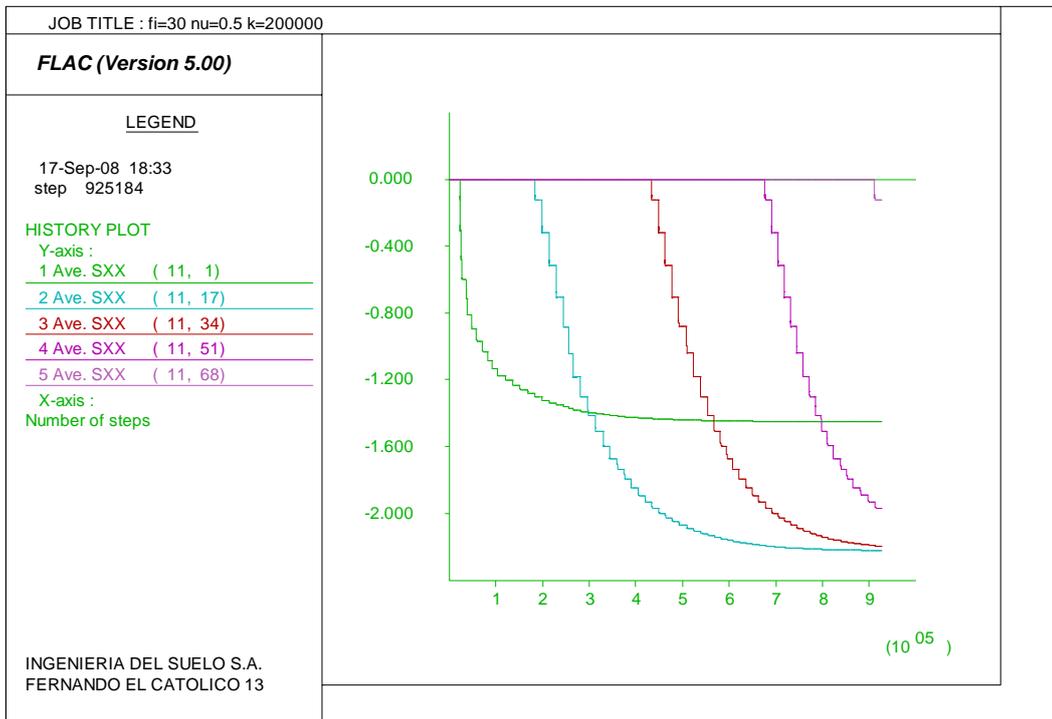


Fig. 11.- Crecimiento de los empujes sobre la pared a medida que se llena la celda a distintos niveles

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 $\text{tg } \delta$ (denominado μ en dicha figura).

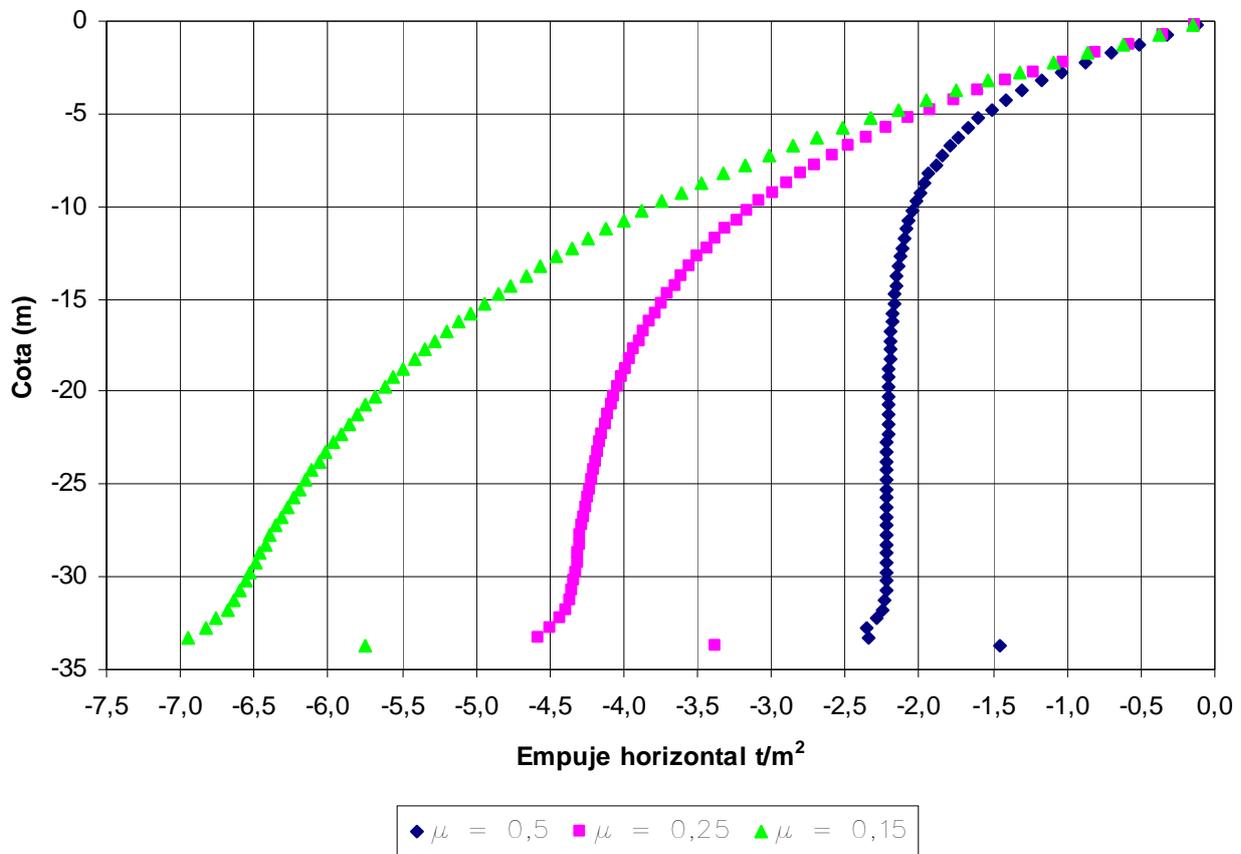


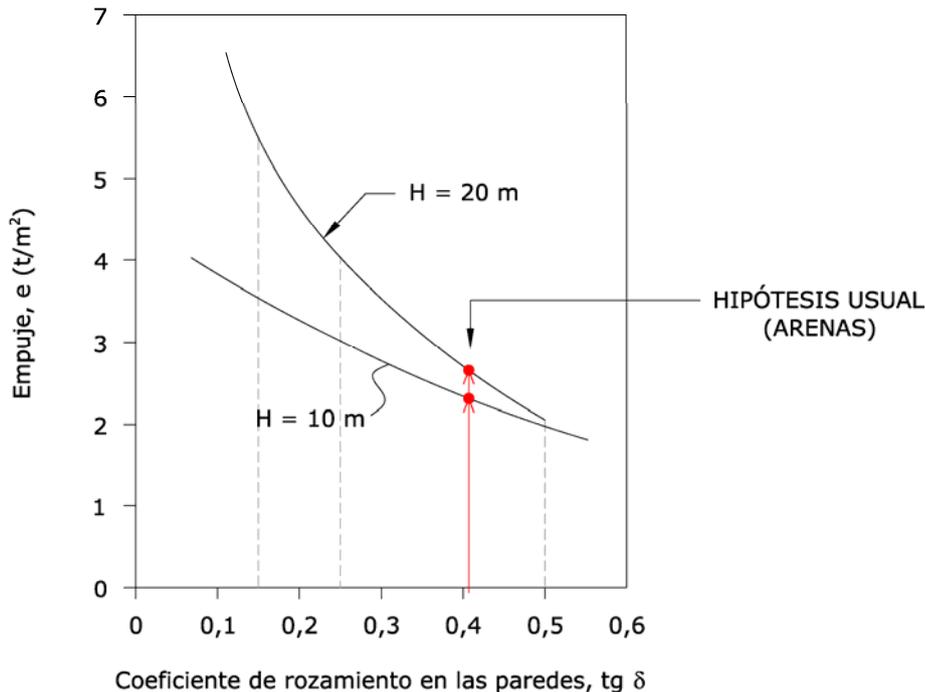
Fig. 12.- Empujes horizontales para distintos valores de $\mu = \text{tg } \delta$

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 $22,5^\circ$. 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 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 (aptdo 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)	$\phi = 20^\circ$



**Fig. 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 Fig. 10**

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

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 trascendente 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.

5.- 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 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.

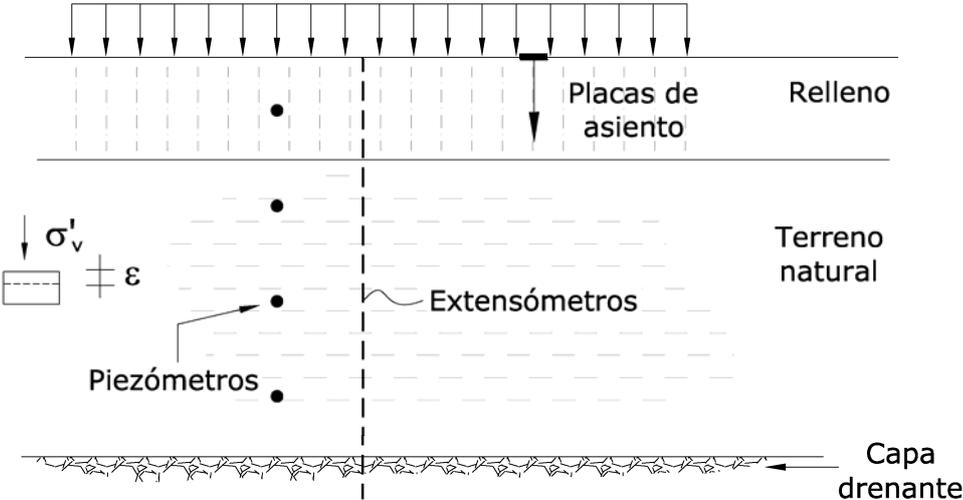


Fig. 14.- Precarga con drenes

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.

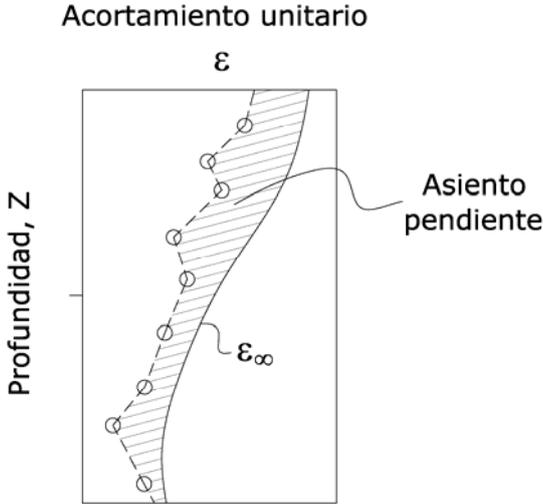


Fig. 15.- Control de acortamientos unitarios

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.

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.

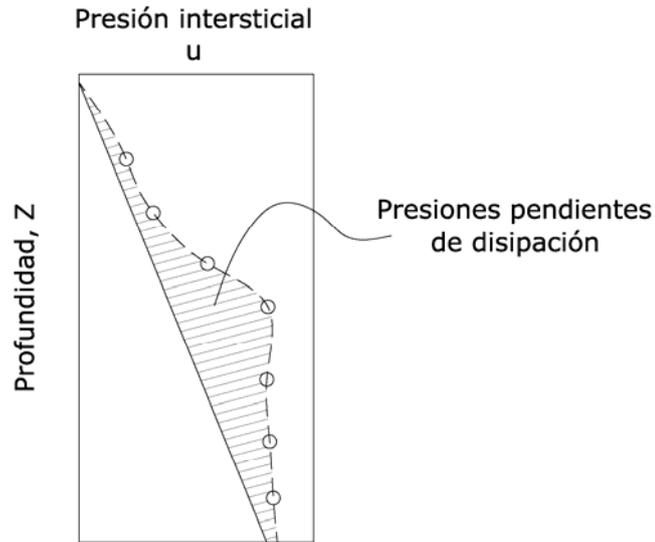


Fig. 16.- Control de presiones intersticiales

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. Ver Fig. 17.

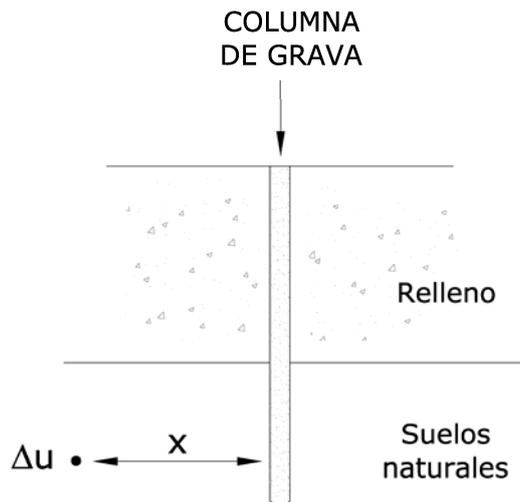


Fig. 17.- Generación de presiones intersticiales alrededor de una columna de grava

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, 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).

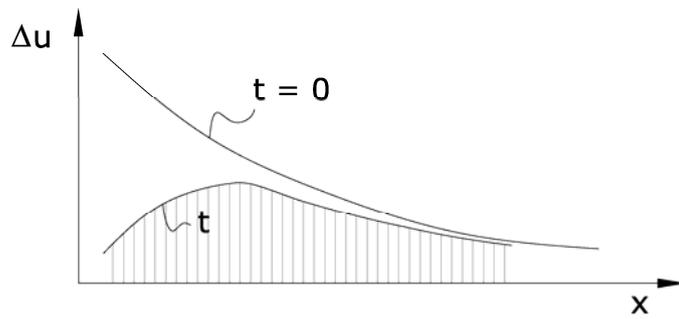


Fig. 18.- Evolución de presiones intersticiales en el entorno de una columna de grava

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 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 .

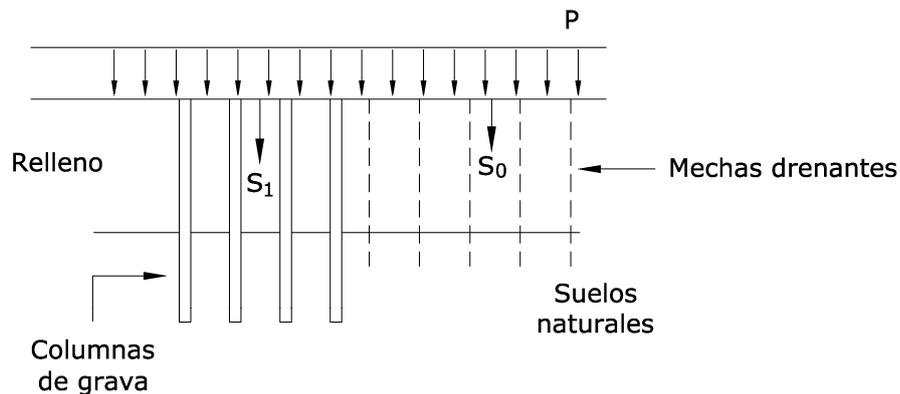


Fig. 19.- Prueba de carga sobre columnas de grava

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

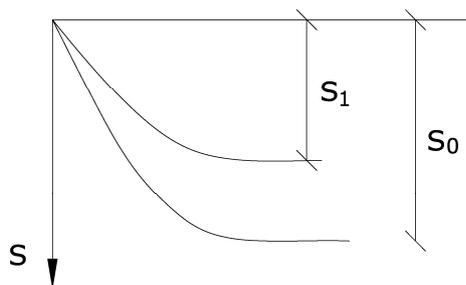


Fig. 20.- Asiento en la zona de columnas (S_1) y en la zona sin columnas (S_0)

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 . Ver Fig. 21.

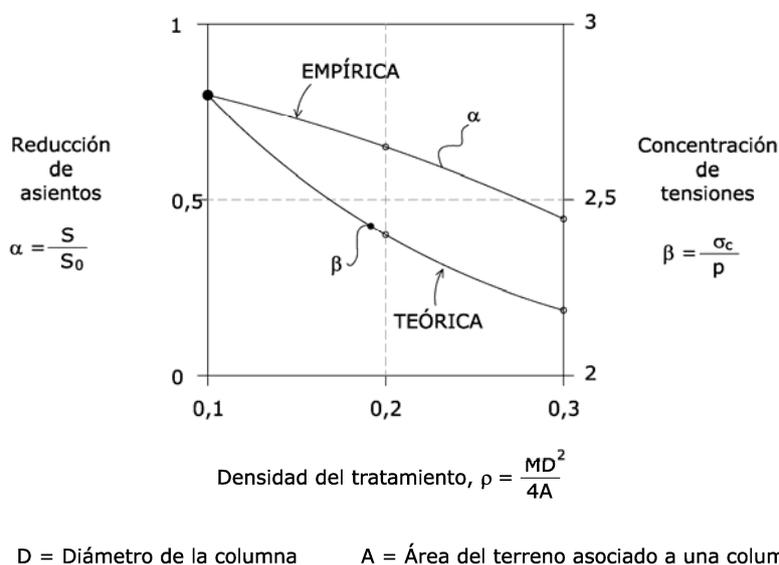


Fig. 21.- Correlación entre los parámetros del tratamiento con columnas de grava (ROM 05)

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.

6.- 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 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.

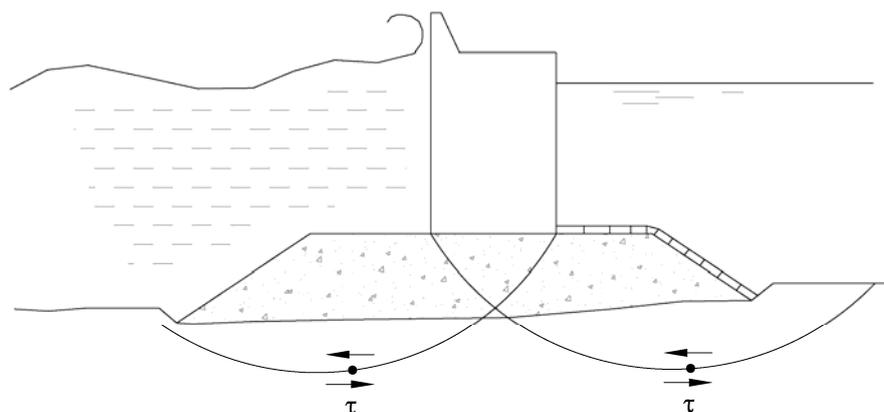


Fig. 22.- Diques de abrigo sobre suelos blandos tensiones de corte en el cimiento durante un temporal

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 Fig. 23.

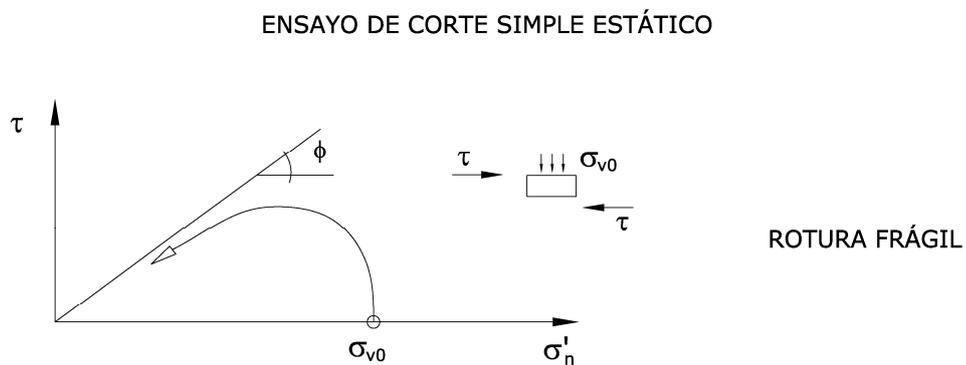


Fig. 23.- Esquema de rotura estática

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 pseudoestático que no deja de ser una aproximación grosera que debe abandonarse en cuanto se puede buscar una alternativa más precisa.

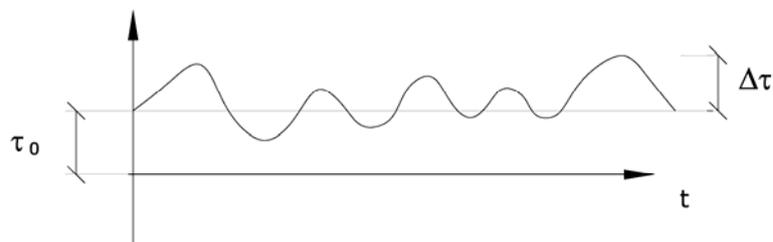


Fig. 24.- Esquema de la posible variación de las tensiones de corte

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 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.

ENSAYO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO

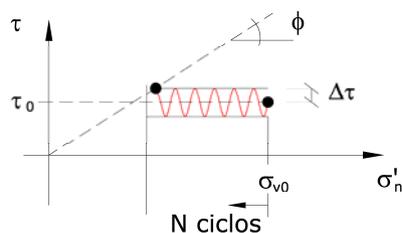


Fig. 25.- Esquema de la rotura dinámica

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 Fig. 26.

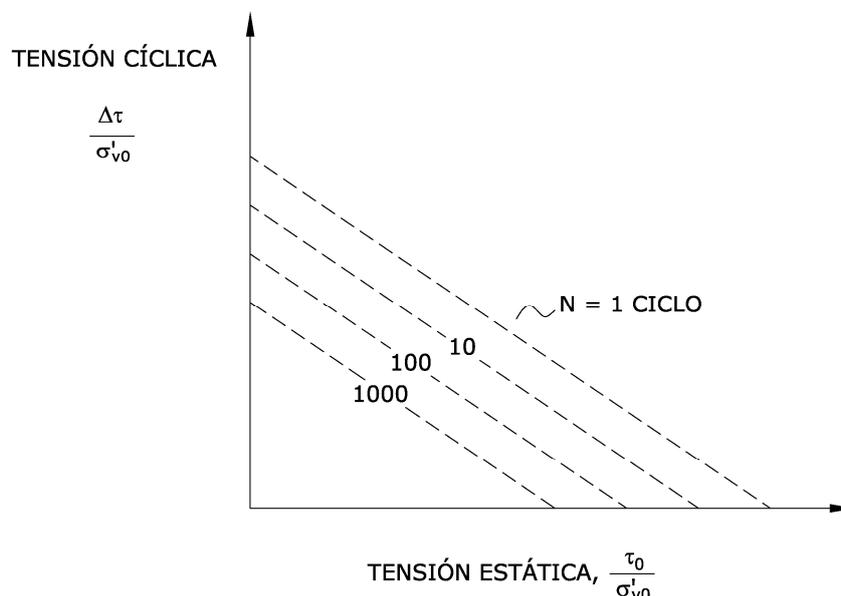


Fig. 26.- Número de ciclos que provocan una deformación angular del 5%

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.

7.- 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 base 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 $\tan \phi$) 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 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 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 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 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. Ver Fig. 27.

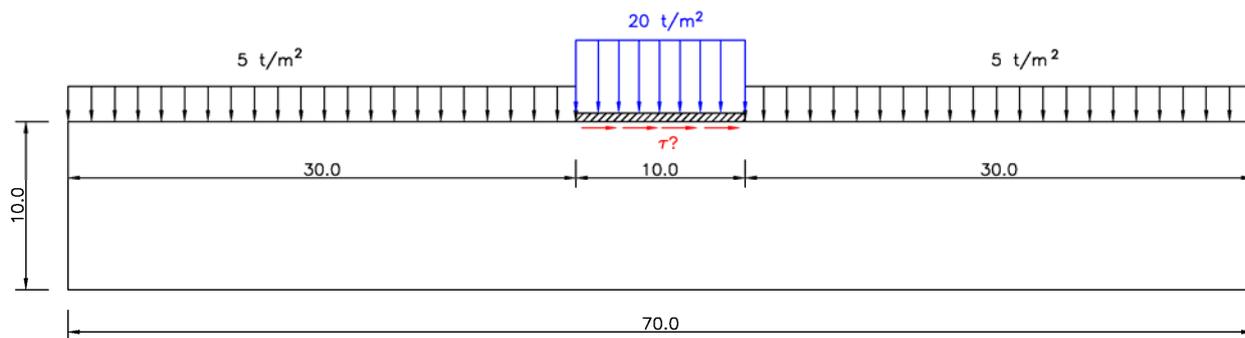


Fig. 27.- Geometría y cargas del modelo

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 Fig. 28.

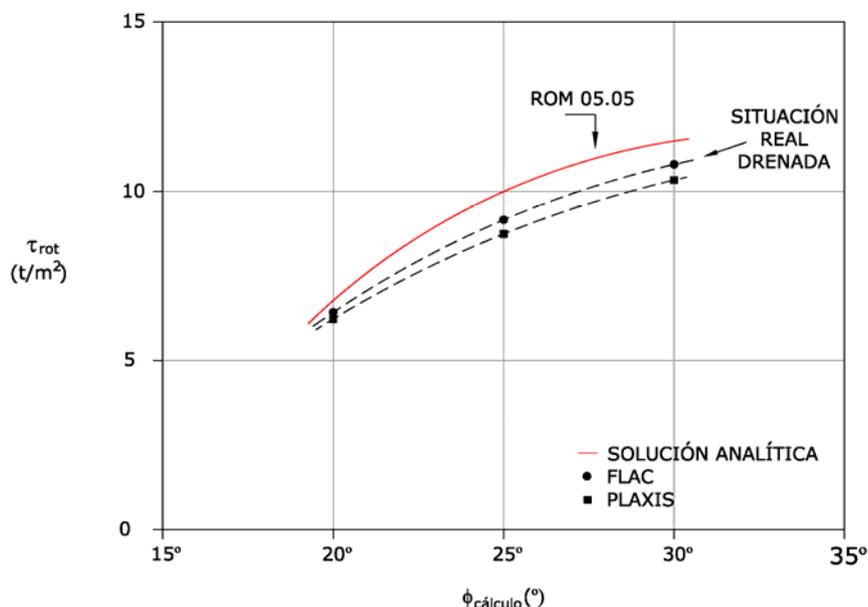


Fig. 28.- Esfuerzo horizontal unitario en rotura. Cálculo drenado

Como puede verse 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 optimistas¹. 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.

¹ 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.

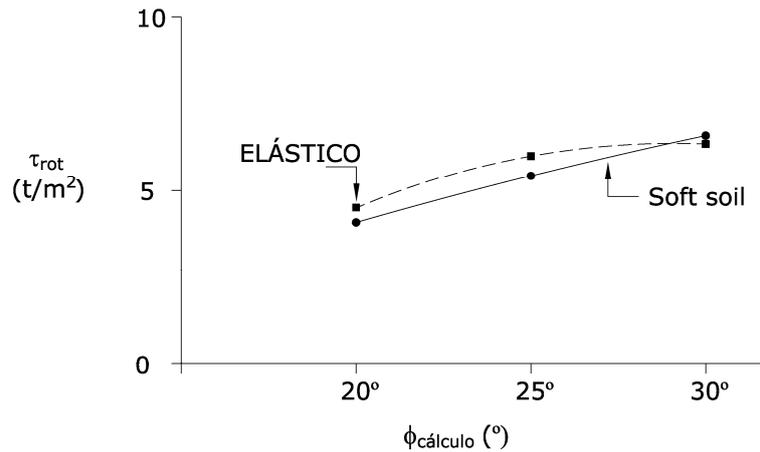


Fig. 29.- Esfuerzo horizontal unitario en rotura. Cálculo no drenado

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 τ_{rot} que se obtiene cuando se deja consolidar completamente al suelo al alcanzar la tensión τ_o .

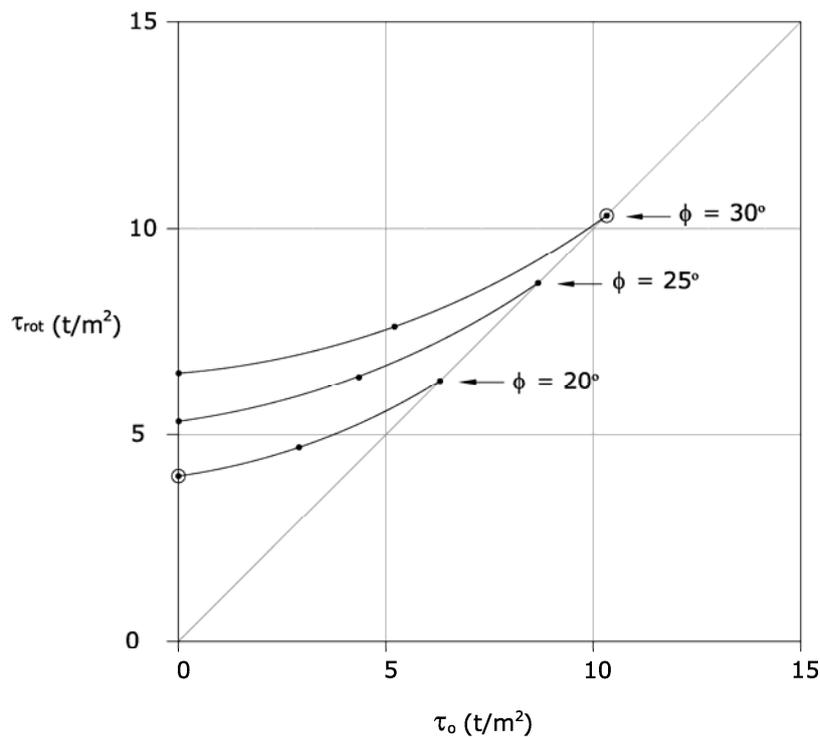


Fig. 30.- Relación $\tau_o - \tau_{\text{rot}}$

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 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.

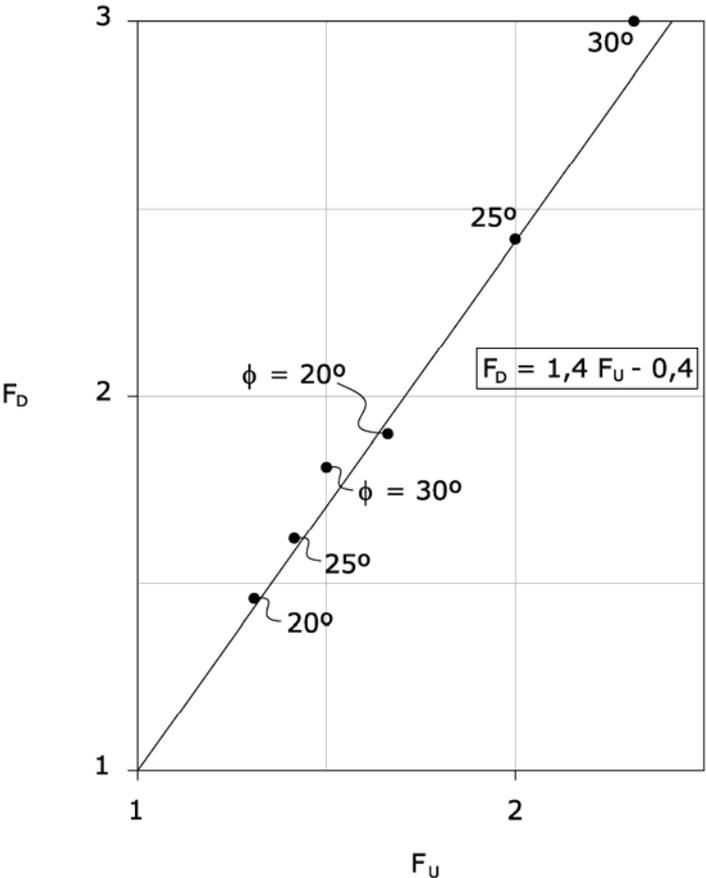


Fig. 31.- Relación entre los coeficientes de seguridad no drenados, F_U , y drenados, F_D