

LA FORMULA DE HINCA DE LA JEFATURA DE SONDEOS Y SU CAMPO DE APLICACION SU UTILIDAD Y SUS LIMITACIONES

Por JOSE ABOLLADO Y ARIBAU,
Ingeniero de Caminos.

Explica el autor cómo esta fórmula se basa en datos obtenidos directamente en el campo y cómo debe considerarse cual un eficaz auxiliar en los casos fáciles, sin que excluya otros tipos de ensayo y estudio en los difíciles, recalcando la necesidad de usarla con el material y la técnica de la Jefatura y mantenerla dentro de sus propios límites.

La Jefatura de Sondeos, Cimentaciones e Informes Geológicos utiliza hace años un sistema de ensayo para suelos que está basado en la hincada de una tubería de dimensiones fijas, por la percusión de un determinado peso de maza y altura de caída. Un primer estudio de la fórmula de hincada, que relaciona ésta con la capacidad de sustentación del terreno y su utilización práctica, la dimos en una conferencia pronunciada en la Sociedad Española de Mecánica del Suelo el día 6 de febrero de 1952, aunque antes y con posterioridad se habían explicado en las Memorias de los numerosos informes sobre sondeos ejecutados en que fué necesario utilizarla.

Decíamos en ella que no se trataba de un procedimiento riguroso de investigación científica y sólo un método, lo suficientemente aproximado y expedito para obtener datos sobre la resistencia del terreno, a base sólo de los de campo, en casos corrientes, y a profundidad especialmente, sin pretender sustituir a investigaciones más detalladas y precisas en los difíciles. Al tratar de reunir la experiencia de la Jefatura en una fórmula sencilla y práctica ha sido inevitable hacer hipótesis simplificativas e introducir parámetros experimentales que sólo los ensayos hechos, desde hace varios decenios, han permitido justificar las primeras y determinar los segundos. Acerca del valor que un estudio previo del terreno tienen los ensayos de penetración, afirma Terzaghi, al estudiar el normal en América que proporciona una información vital con muy poco esfuerzo extra, por lo que no debiera ser omitido jamás.

Aunque en la práctica diaria del Servicio hemos tenido ocasión de cambiar impresiones con muchos compañeros y puntualizar algunos extremos relacionados con la fórmula y su aplicación, así como la obtención de las hincadas correctas, la publicación en el número de mayo próximo pasado de esta Revista de un detallado y documentado artículo de nuestro compañero don Francisco Zapata Tejedor sobre dichos ensayos y nuestra fórmula, nos ha inducido a adelantar la publicación de las notas y observacio-

nes que la práctica posterior a nuestra conferencia nos ha sugerido, sobre todo en vista de la importancia y solvencia que se ha concedido a esa fórmula y la falta de otras normas o recomendaciones que pudieran servir de guía a ingenieros familiarizados con la técnica de suelos, ya que incluso según afirma dicho Ingeniero, se ha utilizado por entidades privadas, cosa que nos induce todavía, más a aclararla, pues no parece que haya sido bien interpretada después de nuestra conferencia y aún hay casos que ésta no considera, pues nunca se puede pretender hacer nada definitivo y la aportación de comentarios y sugerencias por compañeros, siempre serán bien acogidos y contribuirán a un mejor esclarecimiento del problema en beneficio de la técnica española de cimentaciones.

Se afirma en el citado artículo que el medio más exacto para determinar la resistencia máxima de suelos cohesivos consiste en aplicar la teoría del equilibrio plástico con las características deducidas de un ensayo sobre muestras inalteradas. En suelos sin cohesión la dificultad y elevado coste de la extracción de muestras intactas hace que se utilicen los ensayos de penetración para la fijación de la capacidad de carga.

Sin embargo, en la práctica, sabido es lo difícil que es obtener un valor representativo de la resistencia al corte de terrenos cohesivos y cómo depende el resultado de la técnica empleada, tanto en la extracción como en el ensayo de las muestras. Existen ensayos rápidos, lentos, consolidados rápidos y, en definitiva, Terzaghi prefiere el de compresión simple, sin coacción lateral, para asignar simplemente a la mitad de esa resistencia a compresión. Y de la extracción de muestras, cada vez es mayor el escepticismo acerca de su inalterabilidad cuando se emplean tubos saca-muestras. Lo más exacto, se cree, es ejecutar pozos amplios, en cuyo fondo se corta materialmente con sierras o láminas un bloque que se prepara y lleva con todo cuidado al laboratorio, donde nuevamente se recorta y somete a ensayo. Como

se ve, este procedimiento, en cuanto se llega a alguna profundidad, no es más sencillo y barato que el preconizado para terrenos incoherentes. Y respecto a la determinación de la resistencia máxima del terreno, en algunos de los ejemplos citados en el artículo se ve cuán lejos está, en general, de los valores prácticos que la limitación de asentamientos aconsejan. En los ensayos de penetración, *in situ*, por lo menos se tiene la seguridad de que la humedad, consistencia y grado de consolidación son los mismos que en el terreno y que la decompresión que la extracción de la muestra siempre produce se reduce a un mínimo, hasta el punto que, si algún reproche cabe hacer a este ensayo, es la recompresión, aunque ya veremos más adelante cómo se ha procurado evitarla o reducirla en la técnica de la Jefatura de Sondeos.

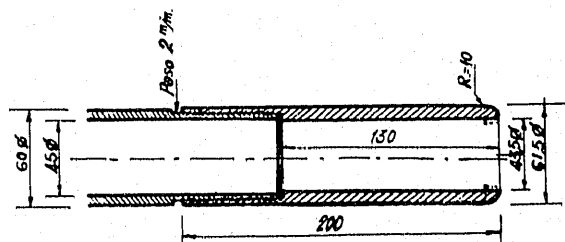


Fig. 1.ª — Zapata empleada.

Por otra parte, ya se reconoce más adelante la multiplicidad de fórmulas y teorías existentes para hallar esa capacidad máxima y las diferencias de valores a que conduce, lo que requiere la máxima precaución en su uso aparte de que los casos prácticos en los que verdaderamente limitan la carga del terreno son pocos. Nos bastará citar la imprecisión con que el mismo Terzaghi, esclavo de la rigurosidad y

greso de Londres y se preconizan, entre otros extremos, que el laboratorio salga al campo y que se afinen los métodos de penetración, tanto estática como dinámica, sin olvidar el *substratum* geológico de todo problema de Mecánica del Suelo.

En las conclusiones del Ponente de la Sección III del citado Congreso se destaca el elevado número de métodos de penetración que existen y que siempre se presentan a todos los Congresos, y la conveniencia de unificar esos métodos y llegar a conclusiones sencillas y uniformes que permitan utilizar este método de prospección, por todos los que se dedican a estas actividades, sencilla y seguramente.

Concretándonos a las características del ensayo de la Jefatura de Sondeos, para no alargar desmesuradamente este artículo, comenzaremos por llamar la atención sobre el detalle de la zapata de hincas empleada que se representa en la figura 1.ª. Su longitud es de 20 cm. con diámetro exterior de 61,5 milímetros e interior de 43,5 mm., atornillándose en el extremo de un tubo de 60 mm. de diámetro exterior y 45 mm. interior. Como la longitud de la rosca de empalme es de unos 7 cm., resulta que en los primeros 13 cm. tiene un diámetro el testigo que luego deja un huelgo de 1,5 mm. con la tubería, y después de los 20 cm. de zapata aparece otro huelgo de 1,5 milímetros entre ésta y el terreno. Si se compara esta disposición con el tubo de dos pulgadas del ensayo normal americano, que también dibujamos, con sus 7,8 mm. de espesor constante en los 605 mm. de longitud, deduciremos fácilmente dónde está el mayor peligro de sobreestimar la compacidad de la arena.

Véase también la ventaja de trabajar con número de golpes constante, pues el ensayo de Cambemfort que se cita en el artículo, al obtener una

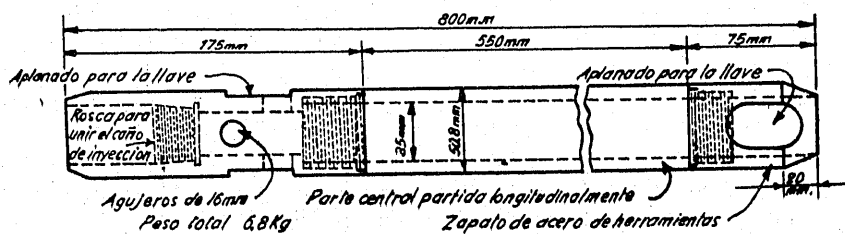


Fig. 2.ª — Dimensiones del sacamuestras partido para ensayos de penetración normales. (Cortesía de Raymond Concrete Pile Co.)

de puntualizar el alcance de sus afirmaciones, distingan los casos de falla por corte general o corte local, lo que influye notablemente en los valores de los coeficientes de su fórmula aproximada.

En el mismo número de la Revista aparece un artículo del Profesor Escario sobre presente y futuro de la Mecánica del Suelo, en el que se recogen algunas conclusiones análogas a las del último Con-

compacidad proporcional al número de golpes requiere una corrección variable con éstos en el ensayo normal y hace más comparables entre sí los de la Jefatura de Sondeos.

Respecto a la longitud de avance para obtener datos de hincas diremos que ésta está rigurosamente limitada a los veinte golpes en hincas grandes y a 20 cm. en las pequeñas y que inmediatamente se

procede a la extracción del testigo que con la disposición descrita se obtiene en arenas también, y tienen éstas que ser muy sueltas y muy lavadas para que no se consiga. Por otra parte, el taladro se reviste siempre con tubería de 80 mm. y la de 60 mm. va siempre suelta hasta el momento de la hincas.

Existe un pequeño margen entre la zapata de 80 milímetros y la superficie virgen del terreno, que se procura tener siempre limpio por inyección de agua. La preocupación que siempre se ha tenido en la Jefatura de Sondeos ha sido más bien desconfiar de la compacidad de las primeras hincas y fiarse más de las segundas. En nuestra conferencia dábamos detalles de la forma como solventamos esta dificultad.

que la hincas obtenida en un terreno de propiedades, índice constante, puede disminuir con aquélla, sobre todo si se trata de arenas, o aumentar si se entra en la zona freática.

El no tener en cuenta los anteriores detalles nos hace temer que las pruebas de hincas realizadas y sobre las que se basan algunas de las consideraciones que se hacen en el artículo citado, no se ajustan a las características de material y modo de operar de la Jefatura de Sondeos y que son necesarias para que pueda aplicarse correctamente su fórmula. Es lástima que no se hubiera hecho una comprobación conjunta de ambos extremos para que el nombre de la Jefatura se pudiera emplear con toda exactitud.

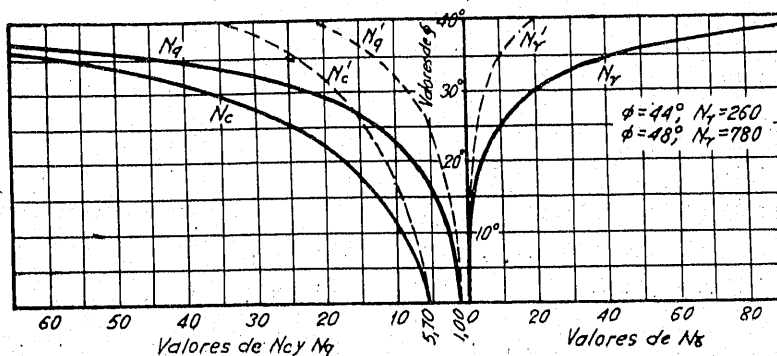


Fig. 3.ª — Gráfico que muestra la relación entre ϕ y los coeficientes de capacidad de carga.

En el ensayo normal de América se hincas en realidad 45 cm., ya que el número de golpes que se utilizan corresponde sólo a los 30 cm. finales y los quince primeros no cuentan (véase el libro citado de Terzaghi-Peck). Por otra parte, el ritmo de golpes en el ensayo de sondeos es de uno a dos golpes por minuto, lo que aleja el peligro de destruir la adherencia con la tubería a ritmo rápido.

Esta forma de trabajar elimina prácticamente el rozamiento con la tubería, por lo que el término $T + 5$ que aparece en el denominador de la fórmula es debido a la importancia que tiene el peso de la tubería, que absorbe una parte importante del impacto de la maza. Piénsese en que 5 m. de tubería pesan lo que ésta y que a 10 m. de profundidad ese peso es del doble. Se concibe que para una longitud suficientemente grande de tubería el golpe sólo produzca vibraciones en ésta y una hincas nula.

La fórmula de la Jefatura de Sondeos, aunque a primera vista no tiene en cuenta la densidad del terreno, más que en el coeficiente K , en realidad también influye en el quebrado, ya que éste representa una resistencia de corte que no es cohesión ni rozamiento, sino ambas cosas, y en este último influirá la presión sobre la tubería, que es función de la densidad de tierras y de su profundidad, por lo

La comparación de la fórmula de la Jefatura con cualquier fórmula teórica de resistencia puede ser tan arbitraria como la elección de ésta, ya que no existe una sola, ni mejor, como ya hemos dicho. En la conferencia nuestra hacíamos la comparación con la fórmula de Rankine, que se ha empleado mucho y conduce a valores modestos de la carga de hundimiento, es decir, a valores grandes del coeficiente de seguridad real, cosa que siempre hemos procurado, pues como se trata de una fórmula empírica cuya base mayor es el número de sondeos eficaces interpretados con ella, hemos querido siempre movernos en zonas amplias, a parte de que no conociéndose *a priori* el ancho de la cimentación, no podíamos jugar con ésta en la fórmula. La de Rankine, que en realidad es una fórmula de borde, tampoco tiene en cuenta ese ancho, por lo que no cabe duda que es la más indicada, sobre todo en arcillas.

Fundamentalmente esa fórmula sustituye las superficies curvas de deslizamiento, cuya ecuación, en el caso general, no se conoce todavía por planos, como se hace en el método de Coulomb para muros, que sigue empleándose todavía. En realidad nuestra fórmula debe interpretarse así en este caso:

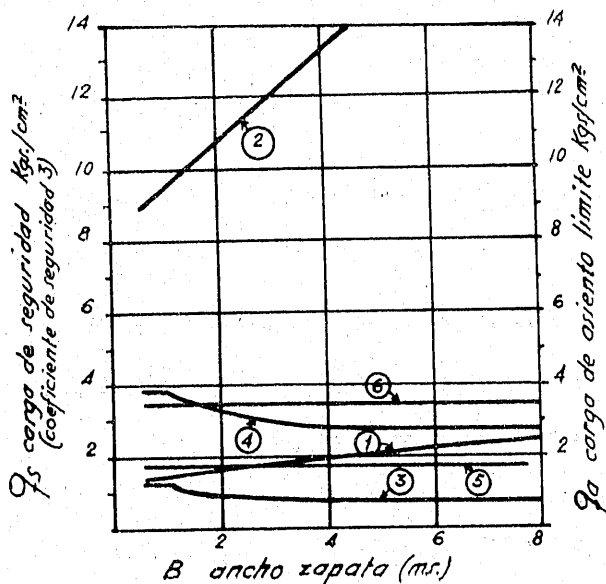
$$t - KF = \frac{200}{(h + 2)(T + 5)}$$

es decir, diferencia de cargas verticales en ambos lados del borde del cimiento igual a cierta función de la resistencia cortante.

En arcillas, el resultado es fácil de interpretar. En la fórmula de Rankine esa diferencia es $4c$, lo que conduce inmediatamente a 4 como coeficiente de seguridad.

En el caso de que se admita superficie curva de deslizamiento, esa diferencia es $5,1c$ en superficies de apoyo lisas y $5,7c$ en las rugosas; es decir, que

tan mucho más rápidamente que el N_y , que juega por su mitad en la fórmula. Solamente entre $\varphi = 30^\circ$ y $\varphi = 35^\circ$ se hacen iguales; es decir, que para una zapata cuyo ancho sea igual a su profundidad con ese rozamiento, la influencia del segundo es unid del primero, es decir, que incrementando en un 50 por 100 el coeficiente K , se puede tener en cuenta el ancho en zapatas poco profundas para esos ángulos y para ángulos menores mucho más. En nuestra conferencia indicábamos que el coeficiente K en casos sencillos, terrenos buenos y coeficientes de seguridad menores de 4, se podía tomar para K el valor de $0,3 = 1,5 \times 0,2$. Todo ello con arreglo a la escuela americana de la Mecánica del Suelo, pues con arreglo a la francesa la carga de hundimiento tiene cinco sumandos en vez de tres. En la cimentación superficial en arcillas, coinciden ambas, lo que parece dar alguna mayor tranquilidad.



- ① Fórmula T.-P. para $\varphi = 30^\circ$. Falla local
- ② " " " $\varphi = 36^\circ$ Falla general
- ③ Criterio de asientos para $\varphi = 30^\circ$
- ④ " " " " $\varphi = 36^\circ$
- ⑤ Fórmula J.S. para $h = 20$ cms.
- ⑥ " " " $h = 7$ cms.

Fig. 4.ª — Gráfico primitivo.

el coeficiente de seguridad es un 25 por 100 mayor que el admitido, y la modernización de la fórmula consistiría en escribir en su numerador 250 en vez de 200. Ahora bien; esta consecuencia está un poco en contradicción con lo que se obtiene para los asientos, sobre todo en arenas, en que para hincas grandes, cargas pequeñas, habría que hacer lo contrario, como veremos después.

Como los ensayos de hincas son verdaderos consolidados rápidos, la resistencia inicial de la arcilla es sabido que es mayor que la final, por lo que creemos que el coeficiente 200 debe conservarse para tener en cuenta esa resistencia final, que es la que interesa.

Por cierto, que en el caso de arcillas es cuando únicamente se puede hablar de cimentaciones en superficie, sin contar con el peso propio del terreno y no juega el ancho de la cimentación. En cuanto se profundiza ésta aparecen los tres coeficiente N_c , N_q , N_y , que comienzan con $5,7 = 1 = 0$, respectivamente, para $\varphi = 0$, y aumenta con éste, poco al principio y rápidamente al final.

Obsérvese que los coeficientes N_c y N_q aumen-

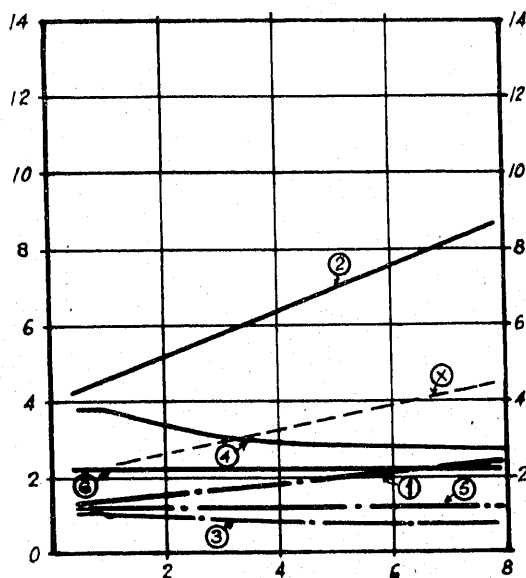
En arenas el problema se plantea en términos distintos, pues sin tener en cuenta el peso del terreno bajo la cimentación, no es posible una cimentación superficial.

Por otra parte, la consideración de seguridad frente al hundimiento es secundaria, salvo en zapatas pequeñas, frente a la limitación de los asientos; sobre todo los diferenciales. En arcillas, por el contrario, es preciso comprobar ambos extremos, pero en orden contrario a las arenas. Además, el coeficiente de seguridad depende de φ en arenas, así como el valor de K de la fórmula de Sondeos. Como un estudio detenido de estos extremos nos llevaría fuera de los límites que nos hemos impuesto, nos proponemos hacerlo en alguna de las publicaciones de la Jefatura, en la que quizá propongamos algunas pequeñas modificaciones que la complicaría algo, cosa que la haría salirse de sus verdaderos límites y objetivos.

Sin embargo, de lo anterior no queremos terminar sin recoger algunos extremos del estudio hecho en el artículo sobre arenas, cuyas consecuencias no es-

timamos tan desfavorables para la fórmula de la Jefatura. La diferencia entre la curva de asentamientos y la de la Jefatura de Sondeos es nula para 2 m. de ancho y de un 30 por 100 sólo para arenas compactas, lo que está dentro de los valores del coeficiente de seguridad utilizado. Para arenas sueltas la diferencia es mayor en el gráfico, aunque en la realidad, según vamos a ver, no sea tan grande, aun aceptando los valores numéricos dados, que, como el autor reconoce, no están basados en una experimentación bastante

dica algo parecido, y para que se encuentre en disposición parecida a como están en terreno suelto, hay que tomar 25 para N_q y 25 para N_y , lo que prueba o que el ángulo de rozamiento no es 36° o que la superficie de rotura es intermedia entre las de corte general o local de Terzaghi. Nuestra opinión se inclina a esta última solución y la ecuación que se obtiene es $4 + 0,65 B$. Un caso más de imprecisión de la teoría. Representamos los resultados en la misma escala que el artículo y puede verse cómo se aproximan las curvas de la Jefatura y las de hundimiento, cerca del origen, separándose para zapatas grandes, pero quedando por debajo siempre.



- ① Fórmula TP para $\varphi = 30^\circ$. Falla local
- ② " " " $\varphi = 36^\circ$ " intermedia
- ③ Criterio de asiento para arenas sueltas
- ④ " " " " " compactas
- ⑤ Fórmula J.S. para $h = 40$ cms.
- ⑥ " " " $h = 14$ cms.
- ⊗ Fórmula T.P. para $\varphi = 36^\circ$. Falla local.

Fig. 5.ª — Gráfico que se propone.

amplia y, como ya hemos indicado, quizá la técnica empleada en su obtención no sea exactamente la de la Jefatura.

Así, por ejemplo, los valores de hinca que ésta obtiene al establecer la correlación entre las suyas y el normal de penetración no son los que se citan, sino más bien dobles. También aclararemos este extremo en una próxima publicación de la Jefatura.

Con 40 m. y 14 cm. de hinca la profundidad de cimentación fijada y admitiendo el coeficiente 0,2 que corresponde a arenas húmedas y no secas, pues debía de ser 0,16 para tomar la misma densidad que el autor, las resistencias que da la fórmula de la Jefatura son de 1,10 Kg./cm.² y 2,19 Kg./cm.², respectivamente. Por otra parte, tomados los coeficientes N_q y N_y en la misma curva para los dos casos, la carga de hundimiento para $\varphi = 36^\circ$, $N_q = 13$, $N_y = 12$ resulta ser $20,8 + 0,32 B$, con el coeficiente de seguridad 3 que utiliza el autor.

La recta obtenida así en el gráfico corta a la de asentamientos, lo que prueba que una de las dos está mal. La distancia a que están en el gráfico del artículo in-

Respecto de las curvas limitativas de asentamientos, que son las que figuran en el libro de Terzaghi-Peck, se ve cuán cercanas están de la seguridad, también en el origen. Para zapatas pequeñas también coinciden con la de la Jefatura de Sondeos en el arranque y se mantienen por debajo de ella para terrenos sueltos, aunque la diferencia crece muy lentamente y el aspecto de las curvas es análogo, no así con la de hundimiento.

Para terrenos más compactos, la curva de la Jefatura se mantiene siempre por debajo de la de asentamientos y se aproxima a ella para anchos grandes. La diferencia con la de hundimiento es mucho más perceptible que antes.

Vemos, por lo anteriormente expuesto, que los asentamientos utilizando la fórmula de la Jefatura serán de casi la mitad de los 2,5 cm. en zapatas pequeñas y casi iguales desde 6 u 8 m. de ancho, en terrenos compactos. En los sueltos serán iguales para zapatas pequeñas, y del orden del 50 por 100 mayores en zapatas anchas. Por otra parte, en estos terrenos y cuando la zapata es grande, se va a cimentaciones de pilo-

tes o de solerā general, en la que Terzaghi-Peck admiten asientos de hasta 5 cm., porque no existe el peligro de los asientos diferenciales. Las prescripciones y curvas que dan los autores citados se refieren más bien a edificios y estructuras análogas, que al tipo de construcción maciza de obras públicas. Un muro con zapata de 8 m. de ancho sólo puede darse en carreteras y en muelles marítimos y asientos de 5 cm., que además se producen en arenas, durante la ejecución de la obra, no son peligrosos.

Dé todos modos, el hecho de que para hincas grandes las cargas que da la Jefatura de Sondeos sean algo mayores que las que da para hincas menores, en relación con el asiento, se debe a que para simplificar la fórmula, el rendimiento del golpe crece con el valor de la hincas, lo cual si bien es admisible para valores pequeños de ésta, resulta excesivo para los grandes. Es posible modificar la fórmula de la Jefatura para corregir este defecto, pero teniendo en cuenta las anteriores consideraciones y el propósito que nos ha guiado en el empleo de la fórmula, es dudosa la utilidad de una complicación, sobre todo si se tiene en cuenta que para hincas pequeñas habría que hacer lo contrario.

Vemos, en definitiva, que la fórmula de la Jefatura de Sondeos da valores medios con coeficientes

de seguridad variables, y en ningún caso inferiores a 3, que son muy útiles en el primer estudio de la resistencia del terreno y sustituye ventajosamente a las tablas de resistencia que figuran en libros y Códigos de Edificación, que requieren primero una identificación del terreno. Se basa en datos obtenidos directamente en el campo durante la ejecución de los sondeos y no pretende sustituir a toda la teoría y práctica de la Mecánica del Suelo en el caso de cimentaciones. Es un auxiliar en los casos fáciles y no excluye otros tipos de ensayos y estudios en los difíciles, como la misma Jefatura lo ha hecho. Lo importante es usarla con el material y la técnica de la Jefatura y mantenerla dentro de sus propios límites, como creemos haber explicado en las anteriores líneas.

Antes de terminar, queremos decir unas palabras respecto a la fórmula en terrenos bajo el nivel freático, que no es lo mismo que en terrenos mojados. En aquéllos varía el valor de K , pero también varía el de h , que evidentemente es mayor que el que se obtendría en el mismo terreno seco y mayor también que en el húmedo, al que corresponde el coeficiente 0,2. Al disminuir la densidad de la arena, la presión de ésta sobre el tubo disminuye, y aunque el ángulo de rozamiento no varíe, el de la resistencia tangencial también disminuye.