

LOS ENSAYOS DE PENETRACION Y LA FORMULA DE LA JEFATURA DE SONDEOS

Por FRANCISCO ZAPATA TEJEDOR,
Ingeniero de Caminos.

El autor hace consideraciones acerca de los ensayos de penetración en relación con la técnica actual y, como consecuencia, propone introducir modificaciones sustanciales en la fórmula que para los ensayos de penetración utiliza la Jefatura citada.

La Jefatura de Sondeos e Informes Geológicos utiliza desde hace años un sistema de ensayo para suelos, que está basado en la penetración dinámica de una tubería de dimensiones fijas, con determinado peso de maza y altura de caída. Los fundamentos del mismo y su interpretación han sido brillantemente expuestos por el Ingeniero de Caminos D. José Abollado, en conferencia dada el día 6 de febrero de 1952 en la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones.

La gran intervención que tiene la Jefatura de Sondeos a través de los Organismos dependientes del Ministerio de Obras Públicas en estudios de suelos, donde utiliza siempre este ensayo, representa, con toda probabilidad, que sea el que se realiza con más profusión en relación con los otros tipos de ensayo. Por otra parte, siendo utilizado por un Organismo oficial, en alguna ocasión ha sido prescrito este ensayo por entidades privadas, ante la falta de normas o recomendaciones que sirvieran de guía a ingenieros poco familiarizados con la técnica de suelos.

Por lo expuesto, juzgamos de interés comentar el referido ensayo, ya que su interpretación a base de fijar la carga admisible es, en algunos casos, errónea, aparte de producir un confusionismo en todo ingeniero no experimentado en las teorías de la capacidad de carga de los suelos.

Ensayos de penetración.

El método más exacto por ahora, para determinar la resistencia máxima de los suelos cohesivos, consiste en aplicar la teoría del equilibrio plástico con las características (ángulo de rozamiento interno y cohesión) deducidas de un ensayo al corte, sobre muestras inalteradas, convenientemente elegidas para que identifiquen al suelo en la profundidad activa del cimiento. En suelos incoherentes, la dificultad y el elevado coste de extracción de muestras intactas, hacen que se utilicen los ensayos de penetración para la fijación de la capacidad de carga.

El ensayo de penetración más antiguo es el estático, basado en la introducción por presión en el terreno de un cono y fué inventado por los holandeses

con el principal objeto de determinar los espesores de suelos blandos que permitieran fijar las longitudes de pilotes. Al ir perfeccionándolo con dispositivos que miden separadamente la resistencia en punta y la fricción lateral, este ensayo aumentó sus posibilidades, utilizándose para determinar la carga en pilotes por medio de una extrapolación y la capacidad de carga en cimentaciones superficiales.

El referido ensayo de penetración estática es de gran utilización en Europa, pero en muchas ocasiones se utiliza también el ensayo dinámico, que consiste en la hinca en el suelo de un cono con una energía constante, registrándose el número de golpes por longitud fija de penetración. Este ensayo, denominado corrientemente "ensayo al cono", es el más económico de todos y suficiente en determinados suelos para resolver el problema de cimentación.

En los Estados Unidos y Canadá, los ensayos que más ampliamente se utilizan son los dinámicos, hincando en el fondo de un sondeo un tubo sacamuestras y computando el número de golpes por pie de penetración (30,50 cm.). Cuando el sacamuestras tiene un diámetro de 2" y la energía de hinca es de (aproximadamente) 50 Kg. X m., se obtiene el llamado por Terzaghi en 1948 "ensayo de penetración normal" (*standard penetration test*).

Se comprende que los que verdaderamente se ajustan a la denominación de "ensayos de penetración" son los sistemas basados en el cono, bien estático o dinámico, ya que permiten un registro continuo del esfuerzo en punta o del índice de penetración; pero, como contrapartida, requieren sondeos adicionales para la identificación de las capas. Los ensayos usuales en América son, en realidad, una simple toma de muestra por hinca, con registro en general discontinuo de los índices de penetración, pero obteniéndose *muestras representativas* para la identificación de las capas, aunque algo alteradas para ensayos de propiedades índice.

Todos los ensayos de penetración resultan falseados cuando el tamaño máximo de los granos del suelo se aproxima al del diámetro del cono o sacamuestras. En el ensayo estático puede ser eliminado este efecto perturbador de las gravillas y gravas por la compa-

ración del diagrama de esfuerzos en punta con el diagrama de variación de la fricción lateral. En los ensayos dinámicos, previo conocimiento de las capas por sondeos adicionales, se corrigen esos valores abusivos del índice de penetración tomando los mínimos obtenidos dentro de la capa.

En la figura 1.^a representamos la correlación de

del ángulo de rozamiento interno del terreno y cuyos valores han sido dados por diversos autores, de acuerdo con las hipótesis hechas para desarrollar las distintas teorías de capacidad de carga. Esas hipótesis se basan, fundamentalmente, en consideraciones sobre si la zapata es lisa o rugosa, la forma de las superficies de deslizamiento y de que en el terreno por en-

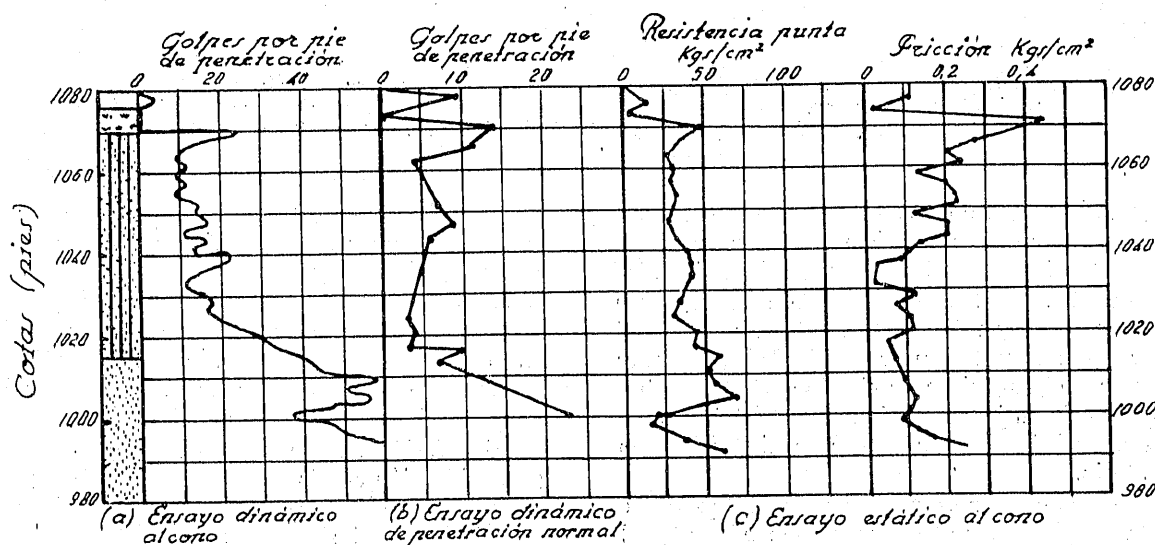


Fig. 1.^a — Correlación de dos ensayos dinámicos y uno estático.

tres ensayos, dos dinámicos y uno estático, obtenidos por Meyerhof en un mismo emplazamiento del Canadá.

Su interpretación.

Así como hay diferencia en la realización de los referidos ensayos, también existe en la interpretación de resultados. Los ensayos de penetración con sacamuestras se han correlacionado con la densidad relativa de las arenas, lo cual permite calcular la resistencia de las cimentaciones directas. Los ensayos de penetración con cono se pueden relacionar con la resistencia de los pilotes, bien por extrapolación directa en el caso de prueba estática, o por medio de una fórmula de hinca cuando se ha realizado el ensayo dinámico.

Consideremos, para fijar ideas, una cimentación directa por zapatas apoyada en una capa de arena con espesor que rebasa la profundidad activa de aquélla. La carga límite del suelo sabemos que viene fijada por la expresión:

$$q_f = \gamma \left(\frac{B}{2} N_\gamma + D N_q \right), \quad (I)$$

siendo:

B = ancho de zapata;

D = profundidad de la zapata;

γ = peso específico del terreno,

y N_γ y N_q son los términos de carga que dependen

cima del plano de la base se acepte o no su resistencia al corte. Como consecuencia de ello, desde la primitiva fórmula de Prandtl hasta la más reciente que conocemos, de Kohler, existen una serie de métodos: Terzaghi - Peck, Lundgren - Mortensen, Andersen, Buisman, Caquot y Meyerhof, etc., como principales, que permiten obtener los valores de los referidos términos de carga. La acusada diferencia que existe entre esos valores según la teoría que se utilice, puede conducir a errores, y por ello es preciso que la elección del método se base en un conocimiento de sus hipótesis, las cuales deben ser compatibles con las condiciones del cimiento que se estudia.

Prescindiendo de los valores N_γ y N_q , todos los autores coinciden en la expresión [I] y, por tanto, en las conclusiones directas que se derivan de ella, es decir, que la capacidad de carga de cimentaciones directas en arena es directamente proporcional al peso específico del terreno y aumenta con el ancho de zapata y la profundidad.

Al estar correlacionados los ensayos de penetración con los valores de la densidad relativa, es fácil estimar el ángulo de rozamiento interno (ϕ) por la tabla I, que sigue la clasificación de Burmister y en la que coinciden varios autores. Con dicho valor y la fórmula [I] se calcula la capacidad de carga de la zapata, y considerando un coeficiente de seguridad 3, se obtiene $q_s = \frac{1}{3} q_f$, que es la carga de seguridad y que no debe confundirse con la carga admisible.

TABLA I

ESTADO	Densidad relativa — Por 100	Angulo de rozamiento interno — φ
Muy suelta	< 20	< 28°
Suelta	20-40	28-31°
Media	40-60	31-36°
Compacta	60-80	36-41°
Muy compacta	> 80	> 41°

La carga admisible puede ser menor que la carga de seguridad si el asiento con esta última es excesivo. Para ello se han relacionado los índices de los ensayos de penetración o sus correspondientes valores de la densidad relativa con la carga compatible con un asiento máximo, que suele estimarse en 25 milímetros, para que los asientos diferenciales resulten siempre inferiores a 19 mm. Esta consideración nos fija la *carga de asiento* (q_a) y entonces la *carga admisible* a adoptar en el cimiento estudiado es el menor de los valores q_s y q_a .

Por tanto, los ensayos de penetración en arena determinan solamente el estado de compacidad de un suelo, y siguiendo el proceso esquemáticamente indicado, se puede determinar la carga admisible del cimiento, la cual depende de las dimensiones del mismo.

En suelos de arcilla es donde puede hablarse de una carga admisible totalmente independiente de las dimensiones y profundidad de la zapata, y cuyo valor es muy próximo a la resistencia a compresión simple. Por tanto, en estos suelos es donde los ensayos de penetración podrían dar de forma directa el valor de la carga admisible; ahora bien, los resultados son de muy grosera aproximación y deben tomarse con gran precaución, sobre todo en arcillas de alta plasticidad. En este caso y siendo la arcilla blanda, lo más exacto es el ensayo *in situ* al corte realizado rotativamente.

Con los ensayos estáticos al cono, obteniéndose la carga unitaria en punta, debe correlacionarse también ella con los valores de la densidad relativa en arenas, y seguir el mismo proceso indicado anteriormente. Es muy frecuente, en pilotes, extrapolar los resultados

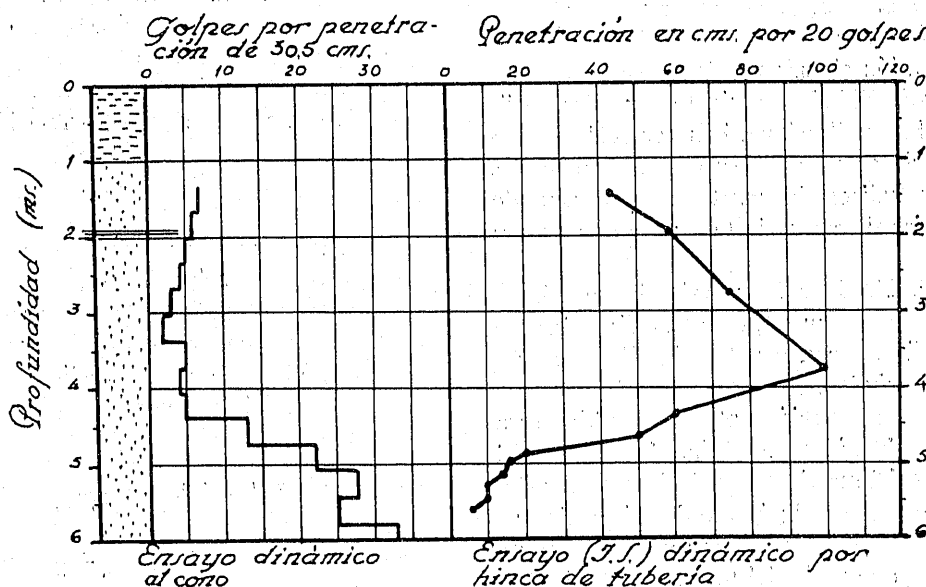


Fig. 2.ª. — Correlación de dos ensayos dinámicos.

Así como la carga de seguridad depende del ancho y profundidad de la zapata, siendo creciente con ellos, la carga de asiento depende del ancho y decrece al aumentar éste. En general domina la consideración del asiento, es decir, la carga de seguridad es mayor que la admisible; solamente en algunos terrenos las zapatas de dimensión reducida, anchos hasta 1.00 m. aproximadamente, pueden dar como admisible la carga de seguridad.

con una simple proporción, y esto es erróneo, ya que el ensayo de penetración da la carga de punzonamiento de un pilote de igual longitud que el definitivo, pero de mucho más pequeño diámetro.

Ensayo de la Jefatura de Sondeos (J. S.).

Este ensayo consiste en la hincado de una tubería de diámetro 60 X 45 mm., provista en su borde cor-

tante de una zapata con bisel redondeado. La maza es de 40 Kg. de peso; la energía de hincado de 32 kilogramos por metro, y como característica del ensayo se toma el valor h (cm.) de penetración, correspondiente a una andanada de 20 golpes. Al mantenerse fijo el número de golpes, al contrario que los ensayos anteriormente citados, donde la penetración es fija, los gráficos de resultados acusan variaciones opuestas al ser sus gradientes de signo contrario. En la figura 2.^a representamos los gráficos de hincado de este ensayo y del cono dinámico, obtenidos por nosotros en una arena saturada que constituía el suelo del emplazamiento de la central térmica de FECSA, en San Adrián de Besós.

Este ensayo J. S. permite obtener muestras, ya que la tubería, en su extremo inferior, actúa como un sacamuestras de hincado; por tanto, salvo algunas variantes, es semejante al ensayo de penetración normal (P. N.), con la prioridad sobre éste de ser bastante más antiguo.

Tiene la ventaja el ensayo J. S. sobre el P. N., el hecho de hacer intervenir en la determinación de la resistencia el valor de la longitud de tubería o profundidad del ensayo, como coeficiente reductor. Uno de los defectos del ensayo P. N. es tomar el índice de penetración obtenido en la prueba sin corregirlo con la profundidad, y recientes ensayos realizados por Turnbull y Kaufman han comprobado que idénticas capas de arena a diferentes profundidades acusan distintos índices de penetración, de acuerdo con las diferencias de carga de terreno que soportan las capas.

El ensayo P. N. tiene la ventaja de que limita siempre la longitud de muestra por su dispositivo y la forma de realizarlo con penetración fija. Ensayos realizados por Cambefort en arenas finas le han permitido establecer una relación entre la densidad seca de las muestras obtenidas con tubos hincados y el número de golpes del martinete, según lo cual, aquella crece casi linealmente con el número de golpes, llegando a tener valores la densidad de la muestra de hasta el 50 por 100 mayor que la del terreno natural. Este riesgo de sobreestimar la compacidad de la arena es mucho mayor en el ensayo J. S. que en el P. N., ya que en aquél no se limita la longitud de muestra dentro de la tubería, con el peligro de formación de tapones por el incremento de densidad, que modifican el ensayo al transformarlo en un punzonamiento del conjunto tubo-muestra. El riesgo es aún mayor cuando las arenas finas están saturadas por la influencia de la baja permeabilidad, y el ensayo P. N. corrige *a posteriori* los valores abusivos del índice de penetración, lo cual, de no hacerse en el ensayo J. S., conduce a una sobrevaloración de la compacidad.

Para la interpretación de resultados en este ensayo se utiliza, en su forma frecuente, la fórmula siguiente:

$$n = \frac{200}{(h+2)(P+5)} + KP, \quad [II]$$

siendo:

$$n \left(\frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}^2} \right) = \text{carga admisible con coeficiente seguridad 4}$$

$$h \text{ (cm.)} = \text{penetración para 20 golpes.}$$

$$P \text{ (m.)} = \text{profundidad de la prueba.}$$

$$K = \begin{cases} 0,2 & \text{terreno seco.} \\ 0,1 & \text{mojado.} \end{cases}$$

Si comparamos dicha fórmula con la [I], puede deducirse que el valor de n es totalmente independiente de la dimensión del cimientado y tiene poca influencia el valor de la densidad, la cual sólo interviene en el segundo término. Este hecho, como vamos a justificar a continuación, puede conducir a errores en la interpretación de un ensayo que, por su mecánica ejecutiva es, por ahora, tan perfecto como los modernos de su tipo.

Como indicamos anteriormente, nosotros hemos tenido ocasión de correlacionar este ensayo con el del cono dinámico, el cual lo tenemos relacionado con los valores de la densidad relativa. Esto nos ha permitido, en dichos terrenos, la correlación siguiente:

$$h = 20, \dots \text{ estado suelta. } \dots \varphi \sim 30^\circ$$

$$h = 7, \dots \text{ compacta. } \dots \varphi \sim 36^\circ.$$

Consideramos una cimentación, muy frecuente, por zapatas de ancho B (m.), con profundidad 3,00 metros en una capa de arena seca que va a tener, como mínimo, las compacidades correspondientes a $h = 20$ y $h = 7$ en su profundidad activa. Aplicando la fórmula [II], obtendremos para n los siguientes valores:

$$h = 20, P = 3, K = 0,2, n = \frac{200}{22 \times 8} + 0,2 \times 3 = 1,7 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}^2}$$

$$h = 7, P = 3, K = 0,2, n = \frac{200}{9 \times 2} + 0,2 \times 3 = 3,4 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}^2}$$

Si aplicamos la fórmula [I] con los términos de carga dados por la teoría de Terzaghi-Peck, se obtienen las siguientes expresiones para la carga de seguridad:

$$\varphi = 30^\circ, N_q = 8, N_\gamma = 5, q_s =$$

$$= \frac{1}{3} q_f = 1,30 + 0,13 B \left(\frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}^2} \right);$$

$$\varphi = 36^\circ, N_q = 50, N_\gamma = 50, q_s =$$

$$= \frac{1}{3} q_f = 8 + 1,3 B \left(\frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}^2} \right).$$

En la figura 3.^a hemos representado las variaciones de la carga de seguridad (q_s) y de la de asiento límite (q_a) en función del ancho de zapata, como asimismo el valor de la carga n para los dos casos determinados anteriormente.

Examinando el referido gráfico, puede observarse la gran influencia que tiene la dimensión de la zapata en los valores de las cargas q_s y q_a y la razón de que sea esta última (por su menor valor) la que se adopte como carga admisible. La fórmula J. S. en los

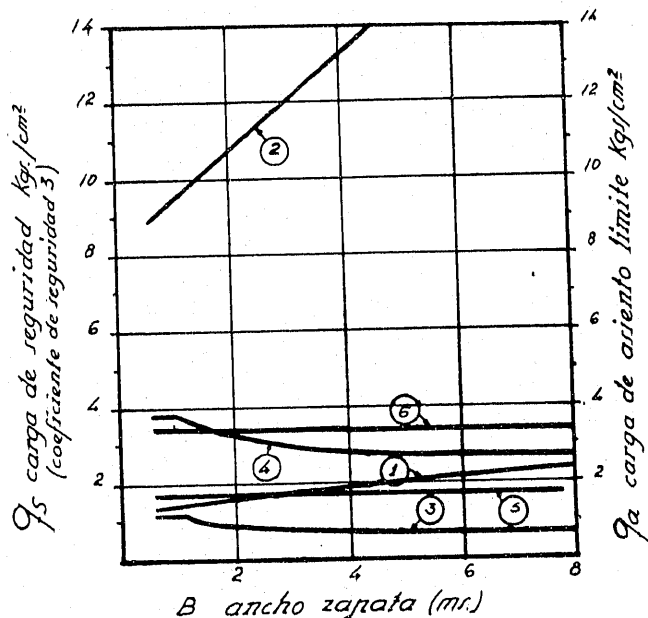


Fig. 3.^a.— Interpretación de resultados para una zapata de profundidad fija.

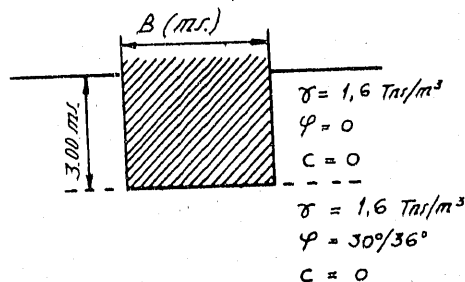
casos que consideramos da valores abusivos para la carga admisible, aumentando el exceso con el ancho de zapata. Puede ser que las correlaciones por nosotros establecidas entre n y φ sean discutibles, pues, naturalmente, se precisan un gran número de ensayos para establecerlas, y en nuestro caso fueron limitados, pero siempre la aplicación de esta fórmula cae en defecto al no variar la carga con la dimensión del cimiento.

En arenas saturadas, en la profundidad activa del cimiento, la aplicación de la fórmula [II] tiene aún un riesgo mayor. En arena seca o húmeda, para $h = 20$ se obtuvo $n = 1,7$ Kg./cm.², y supuesta saturada, como sólo influye el valor de K , se obtiene $n' = 1,4$ Kg./cm.², que representa un 82 por 100 de la carga para la misma arena seca, valor excesivo también. En efecto, tanto la carga de seguridad como la de asiento límite varían con la densidad de la arena; la saturación apenas influye en el ángulo de rozamiento interno, pero sí en la densidad, que prácticamente la reduce a la mitad, resultando, por tanto,

que las cargas q_s y q_a se reducen al 50 por 100 para las mismas capas cuando la arena está saturada.

En arcilla, la seguridad al hundimiento de un cimiento depende de la resistencia al corte de la misma, y tomando como coeficiente de seguridad casi 3, la fórmula que da la carga admisible (q_a) deducida de la fórmula [I] para $\varphi = 0$, sabemos que es:

$$q_a = q_c \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right), \quad [III]$$



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

siendo:

$$q_c \left(\frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}^2} \right) = \text{resistencia a compresión simple.}$$

B = ancho de la zapata.

L = largo de la zapata.

Puede observarse por la fórmula [III] que, según la zapata sea continua o cuadrada, el valor de q_a varía entre un mínimo de q_c y un máximo de $1,3 q_c$. Por tanto, en arcilla la carga admisible depende, fundamentalmente, de la resistencia a compresión simple de la misma, influyendo relativamente poco la forma y dimensión de la zapata y sin intervenir directamente la profundidad de ella.

Por esta razón decíamos en párrafo anterior que en estos terrenos es donde se podía considerar aproximadamente una carga admisible independientemente de la forma y dimensiones de la zapata, tal como se concibe en la fórmula [II]. Ahora bien, la existencia del segundo término $K P$, haciendo intervenir la pro-

fundidad, es un defecto de la fórmula también en arcillas, al estar en contradicción con las teorías de capacidad de carga de los suelos.

No existe, por tanto, una "carga admisible" fija para cada suelo, siendo dependiente de las dimensiones del cimiento y magnitud de los asientos, análogamente a como ocurre con el "empuje de tierras", que tampoco es fijo para cada medio, pues depende de las características y movimientos del muro. Estos conceptos no son tenidos en cuenta, en muchas ocasiones, por la aplicación de fórmulas o tablas que no han sido previamente analizadas, y las hipótesis o resultados no son compatibles con el problema que se estudia.

El ensayo J. S. se adelantó en varios años a los más modernos ensayos de penetración basados en la hincada de tubos, y su utilización ha prestado grandes servicios a nuestra técnica en estudios de suelos. El empleo de la fórmula [II] ha sido una superación en los métodos de reconocimiento para complementar los resultados cualitativos primitivos, con otros más

completos de identificación y clasificación cuantitativa de suelos. La rápida evolución y progreso de la Mecánica de Suelos ha hecho, a nuestro entender, que dicha fórmula, con el tiempo, haya quedado anticuada, como le han ocurrido a otras: Housél, Deguillaume, etcétera. La necesidad de su modificación y adaptación a las últimas teorías sobre la capacidad de carga, la juzgamos de interés por todo lo expuesto, no sólo por la modernización de un interesante ensayo, sino también por la técnica española, a la que tan científica y celosamente sirve la Jefatura de Sondeos.

En imprenta el anterior comentario, ha pronunciado una brillante conferencia el Ingeniero de Caminos Sr. Vidal Pardal, de la Jefatura de Sondeos, el pasado día 7 de mayo, con motivo del cursillo organizado por la Sociedad Española de Mecánica del Suelo, tocando el tema de la interpretación de resultados de los ensayos *in situ*. Nos satisface que se adelantara a nosotros al plantear la necesidad de unos ensayos sistemáticos que correlacionen la penetración con las características del suelo que intervienen en las fórmulas de capacidad de carga y con la compresibilidad.