

LOS PENETROMETROS, LAS ARENAS Y SUS CORRELACIONES (*)

Por FRANCISCO ZAPATA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

El penetrómetro es un útil de reconocimiento que ha adquirido gran desarrollo, existiendo una diversidad, tanto de tipos como de teorías o reglas, para interpretar sus resultados. Todos esos medios constituyen un arsenal de difícil selección para los técnicos no familiarizados con los reconocimientos geotécnicos.

En este artículo se considera el empleo del penetrómetro solamente en los suelos arenosos. Partiendo de un breve repaso histórico, se establecen: relaciones entre el ángulo de rozamiento interno y la densidad relativa, correlaciones entre el ensayo S.P.T. con otros utilizados en nuestro país y el fenómeno del punzonamiento. Varias de las correlaciones que se proponen han sido deducidas por el autor.

LOS PENETROMETROS

En discusión el año 1948, sobre un tema de Mecánica de Suelos, se refiere Kirkland a sus primeros pasos profesionales con la frase: "...mi primera experiencia de la ciencia fue la visita a un solar acompañado del ingeniero-jefe, quien clavó su paraguas en el suelo y dijo: 2,5 Kg/cm²..." Este método sensitivo, como clavar una barra o accionar con un pico, eran los medios habituales para estimar la capacidad de carga de los suelos y son los antecedentes del penetrómetro. Los primeros ensayos con varillas empalmadas y cargadas estáticamente de forma creciente con columna de pesos, tuvieron lugar en 1917 en Suecia.

En el año 1927 Terzaghi manifestaba: "La idea básica es esta: primero, inventar un ensayo simple, cuyos resultados dependan de la consistencia del material y luego correlacionar ese coeficiente obtenido por el ensayo, con la capacidad de soporte del suelo." En 1928 realizó Terzaghi la primera penetración estática de un cono, combinada con inyección de agua a través de él con el objeto de eliminar el efecto de profundidad.

El ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test) ideado en 1927 por H. A. Mohr, de la Compañía Gow, fue adoptado por Terzaghi y Peck, después de gran número de ensayos realizados en los Estados Unidos y normalizado su empleo e interpretación (1). Es un penetrómetro dinámico con hincas de un tubo a través de un varillaje y por medio de una energía de golpeo fija. Su utilización se ha extendido con los años, siendo hoy un útil de reconocimiento prácticamente universal, a lo que contribuyó la correlación entre N (número de golpes para penetración de 12") y carga admisible, dada por Terzaghi-Peck en 1948 en su conocido texto (2).

En 1930 estudiaba Buisman el principio de la penetración estática de un cono en capas de arena, que fue instrumentado por Barentsen (1936) al idear el acoplamiento del conjunto tubería-varillaje-cono. Posteriormente, en 1946, el Laboratorio de Delf, en Holanda, desarrolló este penetrómetro con diferentes modelos que han sido

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la redacción de esta Revista hasta el 30 de noviembre de 1971.

comercializados. Las características del suelo en Holanda y Bélgica, favoreció su empleo sistemático en dichos países, extendiéndose su utilización en Europa a partir de 1948.

La penetración dinámica de un cono ha sido normalizada en Alemania (DIN 4094) y correlacionado este ensayo con el S.P.T., por Menzenbach en 1959. En Suiza, Stump ha desarrollado también un penetrómetro dinámico de cono. Otro aparato semejante, aunque con punta cuadrada, denominado "Borro", se utiliza restringidamente en nuestro país y limitado al ámbito de un Servicio del Ministerio de Obras Públicas.

En España el primer aparato ideado de penetración se debe a la Jefatura de Sondeos (ensayo J. S.) que se remonta al año 1941, siendo dadas a conocer las normas de empleo e interpretación en 1952 (3). Es un ensayo dinámico practicado con tubería de 60 x 45 mm y energía de hincada de 32 Kgm; registrándose la penetración h (cm) para una andanada de veinte golpes. La fórmula de interpretación fue discutida por el autor de este artículo (4), con réplica documentada de nuestro malogrado compañero señor Abollado (5).

El autor a partir de 1953 ha desarrollado el penetrómetro dinámico, diversificado en varios tipos, según los fines de reconocimiento. El más usual es el tipo normal, caracterizado por un cono de \varnothing 55 mm de borde redondeado para facilitar la extracción, energía de hincada 50 Kgm, utilizándose con o sin entubamiento según los suelos y como justificaremos posteriormente, las dimensiones adoptadas facilitan la correlación con el ensayo S.P.T. Para reconocimientos previos de limitada profundidad utilizamos el tipo ligero, cono de \varnothing 40 mm y energía de hincada 12,5 Kgm, que por su reducido peso puede accionarse manualmente y transportarse en la maleta de un coche (fig. 1). Recientemente, con fines experimentales y para problemas específicos,



Fig. 1.—Penetrómetro ligero (fot. Pilson, S. A.).

hemos puesto a punto un penetrómetro pesado con cono de \varnothing 300 mm y energía de hincada 1.000 Kgm (fig. 2).



Fig. 2.—Martinete y columna del penetrómetro pesado (fot. Pilson, S. A.).

Este preámbulo, sólo tiene el objeto de situar en el tiempo los tipos de penetrómetros que podemos llamar clásicos, con un ligero recordatorio a los ideados en España, sintiendo el autor, por falta de información, alguna omisión en la cita de penetrómetros nacionales. Existen numerosos tipos de penetrómetros trabajando en el ámbito mundial, una descripción muy completa se tiene en el libro de Sanglerat (6) y otra más sucinta, referida a los penetrómetros de cono, en el artículo de nuestro compañero Navacerrada (7).

RESISTENCIA DE PUNZONAMIENTO

La penetración de un cono en el suelo, bien por esfuerzos estáticos o dinámicos, es un fenómeno de punzonamiento. En el estático, se obtienen lecturas con el manómetro y se deduce la resistencia unitaria de punzado, llamada corrientemente de punta, con la notación R_p (Kg/cm^2) empleada en Europa. En el penetrómetro dinámico, se registran número de golpes para una penetración fija, deduciéndose la hincada media y está generalizado utilizar la fórmula holandesa para obtener la resistencia dinámica unitaria, aplicando un coeficiente reductor para estimar la correspondiente resistencia de punta.

La larga experiencia con nuestro penetrómetro dinámico normal ($\varnothing 55 \text{ mm}$), contrastada con correlaciones con el estático y el ensayo S.P.T., nos ha decidido, hace seis años, a adoptar como fórmula la de Hiley, ya que considera la deformación temporal S_1 varillaje-suelo, que puede determinarse experimentalmente para cada

aparato en varios tipos de suelos. Denominando R_1 y R_2 las resistencias obtenidas con las fórmulas de Hiley y holandesa, respectivamente, con las notaciones usuales, se obtiene:

$$R_1 = \frac{MH}{S + S_1} \times \frac{M + e^2 P}{M + P};$$

$$R_2 = \frac{M^2 H}{S(M + P)}.$$

Para nuestro penetrómetro normal con peso de varillaje 5 Kg/ml y considerando para la deformación temporal un valor medio $S_1 = 0,3$ resulta la relación:

$$\frac{R_2}{R_1} = \frac{10 \left(1 + \frac{0,3}{S} \right)}{10 + 0,3 L}$$

En la figura 3 se representa la variación de dicha relación en función de S (cm) y de la longitud L (m) del varillaje. Puede observarse que en arenas de densidad relativa superior a la media y en profundidades para reconocimiento de zapatas, la relación R_2/R_1 es mayor de la unidad, incluyendo la fórmula de Hiley el factor reductor de correlación con la carga estática de punta.

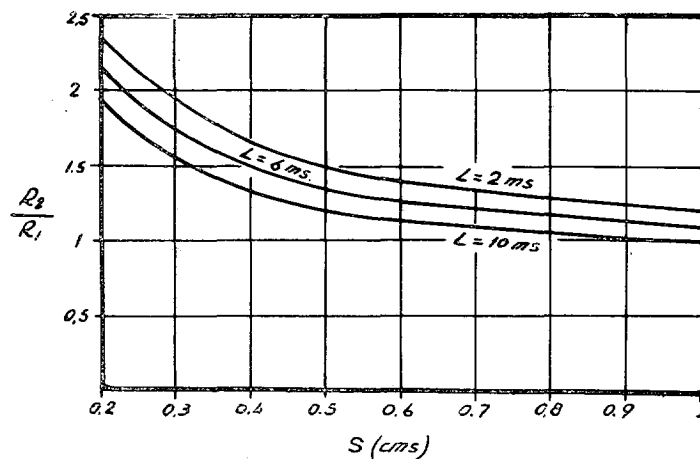


Fig. 3. — Variación de la relación entre fórmulas holandesa e Hiley.

LAS ARENAS Y EL ANGULO DE ROZAMIENTO

En suelos arenosos, los penetrómetros estáticos y dinámicos, ofrecen más garantías en la interpretación de resultados, que en los arcillosos. Los ensayos estáticos realizados en la estación geotécnica de Saint-Remy en arenas homogéneas (8), han comprobado que la resistencia unitaria R_p varía proporcionalmente a la profundidad en el estrato superficial de espesor próximo a 1 m y después lo hace más lentamente, hasta alcanzar un valor R_p (máx.) prácticamente constante. Como veremos posteriormente, se utiliza dicha variación lineal para determinar el ángulo φ .

Con el ensayo S.P.T. se parte del índice de penetración N , corregido según profundidad y saturación de fracciones finas, que se correlaciona con la densidad relativa D_r o con el ángulo de rozamiento, existiendo una serie de curvas establecidas por Burmister (1948), Peck (1953), Wu (1957), Esmiol (1961) y Granger (1963) según las fracciones granulométricas de las arenas (G. Pérez Guerra "Estado actual de la prueba normal de penetración"). La amplitud de variación de estas curvas es grande, para el mismo valor de N , la diferencia del ángulo φ entre la envolvente superior (arena angulosa bien graduada) y la inferior (limos inorgánicos) es de unos 10° .

La correlación entre D_r y φ es más real y vamos a determinarla en forma teórico-experimental, para dos tipos de arenas extremas frecuentes en la Naturaleza, partiendo de la relación de Caquot e $\text{tg } \varphi = \text{constante}$, siendo e el índice de poros. Consideramos arenas de granulometría variada y granulometría uniforme, las cuales tienen los valores geotécnicos promedios que se indican en la tabla 1, obtenidos de ex-

TABLA 1

TIPO DE ARENA	γ_{\max}	γ_{\min}	γ_s	$e_{\text{tag}} \varphi$	e	$\text{cot. } \varphi$	e	$\text{cot. } \varphi$
Granulometría variada	1.80	1.50	2.75	0.50	$0.83-0.30 D_r$	$1.66-0.60 D_r$	$\frac{2.75}{\gamma} - 1$	$\frac{5.50}{\gamma} - 2$
Granulometría uniforme	1.70	1.40	2.70	0.45	$0.93-0.34 D_r$	$2.07-0.76 D_r$	$\frac{2.70}{\gamma} - 1$	$\frac{6}{\gamma} - 2.22$

periencias sobre arenas que se adaptan a las granulometrías indicadas. Partiendo de los parámetros γ_{\max} , γ_{\min} , γ_s y de la relación experimental de Caquot, se ha obtenido el valor de $\text{cot } \varphi$ en función de la densidad relativa. El ángulo φ en arenas varía entre 26 y 45° , la $\text{cot } \varphi$ lo hace entre 2 y 1 y, dando valores a D_r , puede comprobarse que, con suficiente aproximación para la práctica, resultan las correlaciones:

$$\begin{aligned} \varphi^\circ &\sim 30 + 12 D_r \dots\dots\dots \text{arenas granulometría variada.} \\ \varphi^\circ &\sim 24 + 12 D_r \dots\dots\dots \text{arenas granulometría uniforme.} \end{aligned}$$

En la figura 4 se representan esas dos correlaciones con las de otros autores. La de Burmister se refiere a arenas corrientes de una zona; la de Peck representa valores medios de diversas arenas, y la de Esmiol es una recopilación de arenas finas de varias localidades. Las correlaciones nuestras, naturalmente, reflejan arenas homogéneas y las experimentales, lógicamente, están comprendidas entre ellas. Dichas variaciones lineales definen una banda, que comprende a las arenas naturales más corrientes, una arena angulosa bien graduada rebasará la línea superior y unos limos inorgánicos estarán por debajo de la inferior.

Es frecuente, sobre todo en los geotécnicos franceses, relacionar el ángulo de rozamiento con la densidad seca de la arena. Partiendo de los mismos parámetros, en la tabla 1 se ha determinado $\text{cot } \varphi$ en función de γ y la figura 5, representadas las correspondientes variaciones de φ con γ , contrastadas con datos experimentales dados por L'Herminier y D'Appolonia. La arena del Loira es de granulometría variada, la de Fontainebleau muy uniforme y la eólica muy fina, ligeramente variada.

Los gráficos de las figuras 4 y 5 comprueban que las correlaciones deducidas

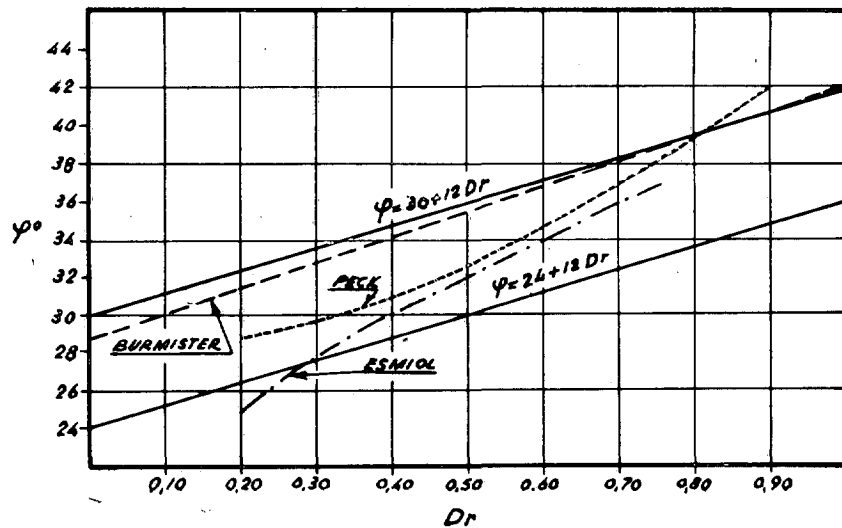


Fig. 4.—Correlaciones de densidad relativa y ángulo de rozamiento.

son concordantes con las experiencias en arenas semejantes. Para igual valor de la densidad relativa, la diferencia del ángulo φ entre granulometría variada y uniforme es del orden de 6° , mientras que a igualdad de densidad seca la diferencia se reduce al orden de 2° . El ensayo S.P.T. está correlacionado con la densidad relativa y considerando una curva única para estimar φ , como es muy frecuente, se puede cometer un acusado error de interpretación, si no se ha identificado la arena para clasificarla según sus fracciones granulométricas.

Hemos considerado unos parámetros medios, que, naturalmente, son discutibles, entre ellos la constante de Caquot y γ_s . Estos valores pueden variar en 0,05; si lo hace γ_s siendo constante e $\text{tg } \varphi$, la oscilación de φ es menor de 1° , y para γ_s constante, una variación de e $\text{tg } \varphi$ de 0,05 representa una diferencia para φ próxima a 2° . Los ensayos directos de laboratorio, según Habib (9), para una arena de densidad

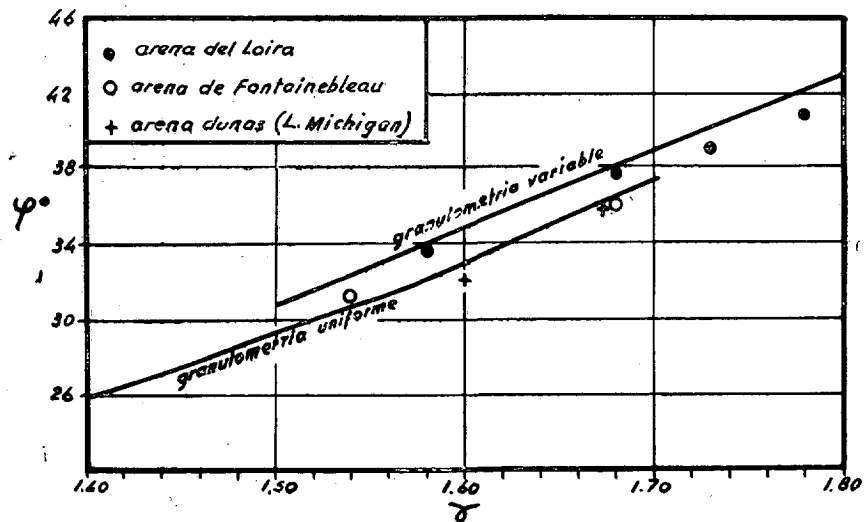


Fig. 5.—Correlaciones de densidad seca y ángulo de rozamiento.

dada, la precisión de un ensayo corriente es de 2° para el ángulo de rozamiento. Si se suma la dispersión de las arenas en las capas naturales, el error aumenta y se llega a la conclusión de que son más prácticos los ensayos de penetración, al tenerse un registro más continuo de medidas y valores promedios más reales.

CORRELACIONES DEL ENSAYO S.P.T. CON OTROS

El tubo de 2" x 1 3/8" se hince 15 cm sin contar y después 30 cm, registrando el número de golpes N para la energía de 50 Kgm. La resistencia del suelo a esta penetración se compone de dos efectos: el de punzonado por desplazar los granos la pared del tubo y el de fricción exterior e interior de la arena sobre el tubo.

El área de la corona circular del tubo es de 11 cm² y, siendo R_p la resistencia estática unitaria de un cono de esa sección, la resistencia al punzonamiento del tubo puede asimilarse a $11 R_p$. La fricción se ejerce también por la arena que penetra dentro del tubo; ensayos realizados por Cambefort han comprobado que la densidad de la arena interior crece casi linealmente con el número de golpes, llegando a tener una densidad relativa muy superior a la del suelo natural, lo que justifica la adopción de una fricción unitaria igual en el interior que en el exterior, aunque tenga menor presión efectiva. La penetración media de $30/N$ (cm) teóricamente corresponde a la hince con registro de 15 cm de tubo, correspondiendo una fricción total (interior y exterior) en longitud de 30 cm, cuya superficie es 810 cm². La resistencia unitaria de fricción R_f es una fracción de la de punta del cono, pudiendo estimarse el valor medio $R_f = \frac{1}{60} R_p$. Resulta que la resistencia media al penetrar el tubo del ensayo S.P.T. es:

$$11 R_p + 810 \frac{R_p}{60} = 11 R_p + 13 R_p = 24 R_p.$$

En consecuencia, es equivalente a la penetración de un cono de \varnothing 55 mm, lo cual hemos comprobado con nuestro penetrómetro normal que tiene dicho diámetro e igual energía de hince. Palmer y Stuart, con cono de \varnothing 51 mm y manguito prolongado, hincado dinámicamente con la misma energía del ensayo S.P.T., encontraron que el número de golpes eran equivalentes prácticamente. Valorando la fricción exterior en el manguito, que es 1/4 de la del tubo S.P.T., siendo el área del cono 20,5 cm², resulta una resistencia media:

$$20,5 R_p + \frac{1}{4} 13 R_p = 23,75 R_p \sim 24 R_p.$$

Los ensayos de Palmer y Stuart comprueban también la equivalencia obtenida por deducción numérica. Aplicando la fórmula de Hiley, considerando varillaje de 5 Kg/ml, se obtiene:

$$R_1 = \frac{5.000}{\frac{30}{N} + S_1} \times \frac{10 + 0,3 L}{10 + L};$$

al segundo factor aplicamos el valor medio 0,72 para las profundidades normales en la práctica y $S_1 = 0,3$ como valor medio, resulta:

$$R_1 = \frac{1.200 N}{10 + 0,1 N} = 24 R_p$$

$$R_p \sim \frac{50 N}{10 + 0,1 N}$$

Dicha fórmula se representa en la figura 6 y también una correlación experimental dada por Caquot-Kerisel (10). En arenas de baja densidad relativa la carga unitaria R_p es, aproximadamente, cinco veces el índice N del ensayo S.P.T. y el factor de correlación decrece con la compacidad. Meyerhof propuso la relación $R_p = 4 N$, que es un valor medio de experiencias, en arenas de varios emplazamientos.

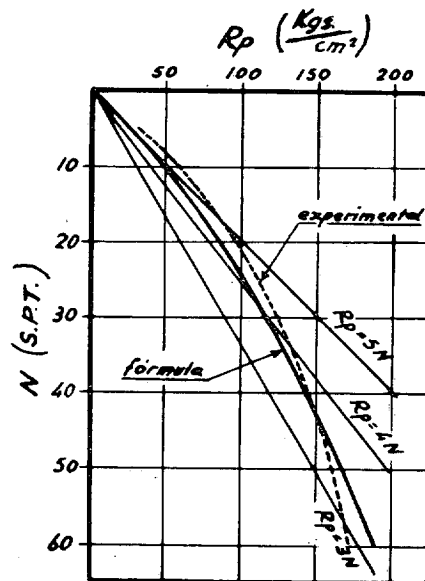


Fig. 6.—Correlación del penetrómetro de cono y ensayo S.P.T.

Con nuestro penetrómetro normal, siendo N_c el número de golpes para la penetración de 30 cm, la correlación es:

$$N \sim N_c$$

Utilizando el ensayo J.S. de la Jefatura de Sondeos, siendo h (cm) la penetración para veinte golpes, por una deducción análoga a la desarrollada anteriormente, se obtiene la correlación con la expresión:

$$N \sim \frac{1.300}{h(0,1 h + 3)}$$

Reiteramos que las anteriores fórmulas están deducidas para suelos arenosos.

CORRELACION DE PUNZONAMIENTO Y ANGULO DE ROZAMIENTO

Los diagramas de punzonamiento obtenidos en la estación geotécnica de Saint-Remy para la arena del Loira han hecho proponer a Caquot-Kerisel (10), en el espesor superficial de variación lineal, la fórmula empírica:

$$R_p = 10^{\alpha \tan \varphi} \gamma D = N_{q1} \gamma D$$

con α variando desde 3,2 ($\gamma = 1,58$) a 3,7 ($\gamma = 1,78$).

Como φ varía prácticamente lineal con γ (fig. 5), hemos considerado para α una variación también lineal desde 3 ($\varphi = 32^\circ$) a 3,6 ($\varphi = 40^\circ$) y representado el coeficiente de carga de penetrómetro N_{q1} en la figura 7. L'Herminier (11) ha desarrollado el cálculo de la resistencia en punta de un penetrómetro, considerando un sistema plano, líneas de deslizamiento espirales logarítmicas cerradas sobre el fuste e introduciendo factores de forma experimentales para pasar al sistema de revolución. Puede observarse en la figura 7 la casi coincidencia entre las dos curvas. Fi-

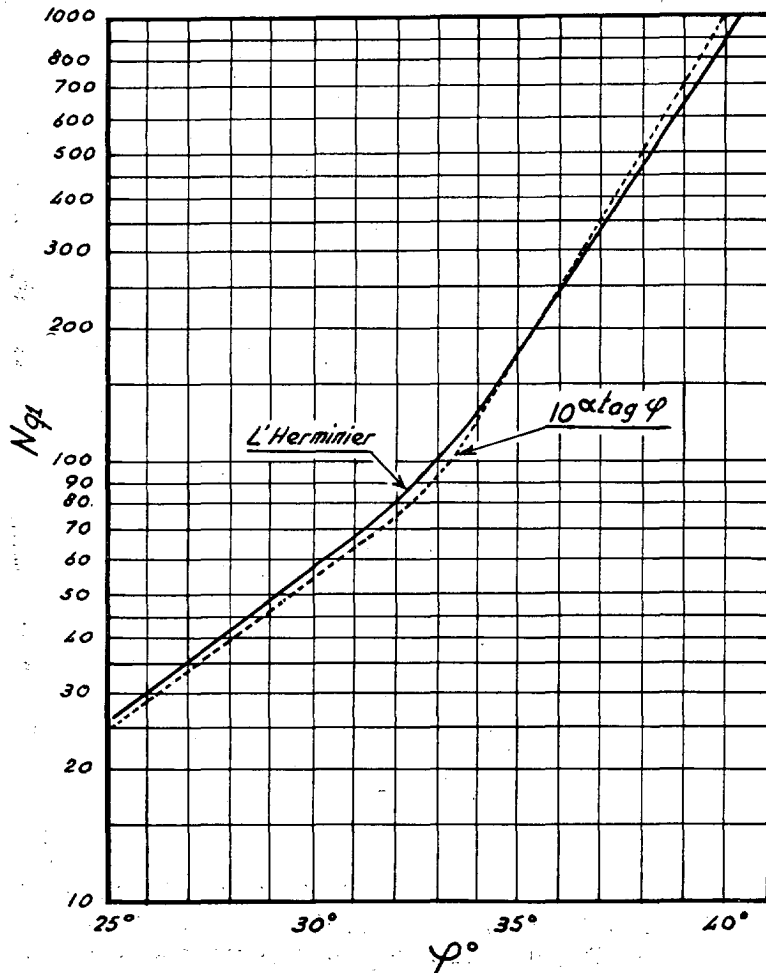


Fig. 7.—Valores del coeficiente de carga de punzonamiento en arenas.

jado R_p al comienzo del punzonamiento, se determina $N_{q1} = \frac{R_p}{\gamma D}$ y, en consecuencia, la estimación del ángulo de rozamiento.

En la arena de miga de Madrid la proporción de finos (pasan por tamiz 200) varía del 10 al 20 por 100, produciendo, en su estado natural, una cohesión de tipo químico que sobrevalora su densidad relativa en los reconocimientos con penetrómetro. Esta arena excavada y depositada en rellenos contemporáneos pierde las ligazones naturales y tiene las propiedades más simple de un medio incoherente. Entre los diversos depósitos de este tipo existentes en Madrid, hemos tenido ocasión de hacer experiencias en uno de La Elipa, con espesor medio de 10 m la arena de miga vertida. En la figura 8 se representan los diagramas de punzonamiento con nuestros penetrómetros dinámicos, el normal de ϕ 55 mm y el pesado de ϕ 300 mm, deduciéndose la carga de punta por la fórmula de Hiley conforme indicamos en párrafos anteriores.

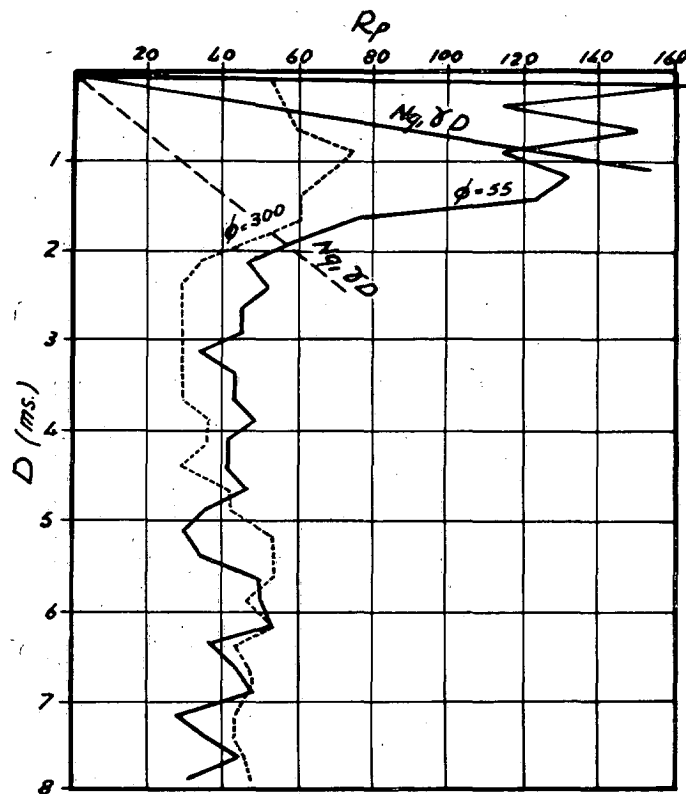


Fig. 8. — Diagramas de punzonamiento en un depósito arenoso de Madrid.

La capa superficial, en espesor de 1,50 m, había sido previamente compactada en tongadas con rodillo vibratorio, y los dos diagramas acusan dicha capa. A la profundidad de 4,50 m, se cortan ambos diagramas de acuerdo con las experiencias de Saint-Remy. A partir de 3 m, la carga de punzonamiento para ϕ 55 es prácticamente constante, con valor medio R_p (máx.) = 40, y si esta arena no hubiera te-

nido la compactación superficial, puede estimarse que a 1 m de profundidad sería $R_p = 30$, resultando para $\gamma = 1,6$, $N_{q1} = 187$, correspondiendo, según el gráfico (figura 7), un ángulo de rozamiento $\varphi = 35^\circ$.

En la capa compactada, teniendo en cuenta que la costra superficial tiene una recompactación por circulación, se estima $R_p = 140$ y con $\gamma = 1,70$ resulta $N_{q1} = 820$, correspondiendo $\varphi = 39,5^\circ$. En el metro superior la relación entre las

resistencias medias de punzonamiento con $\varnothing 55$ y $\varnothing 300$ es $\frac{140}{60} = 2,32$, que es un valor concordante con los obtenidos en los ensayos de Saint-Remy para arenas compactas.

Como resumen, nada más indicativo que esta frase de L'Herminier: "El penetrómetro, como cualquier otro aparato, no es una panacea. Tiene sus límites de empleo que no se deben sobrepasar sin exponerse a errores. Pero utilizado con competencia constituye un útil de reconocimiento de primer orden". Y en arenas, de primerísimo, a juicio nuestro.

REFERENCIAS

1. TERZAGHI: "Fifty Years of Subsoil Exploration, Proceedings III Conferencia Internacional de Mecánica de los Suelos". Suiza, 1953.
2. TERZAGHI-PECK: "Soil Mechanics in Engineering Practice", 1948.
3. ABOLLADO: "Conferencia en la Sociedad Española de Mecánica del Suelo", febrero 1952.
4. ZAPATA: "Los ensayos de penetración y la fórmula de la Jefatura de Sondeos". Revista de Obras Públicas, mayo 1958.
5. ABOLLADO: "La fórmula de hincas de la Jefatura de Sondeos. Su utilidad y sus limitaciones". Revista de Obras Públicas, abril 1959.
6. SANGLERAT: "Le Penetrómetro et la Reconnaissance de Sols", 1965.
7. NAVACERRADA: "El penetrómetro como instrumento para el estudio de los terrenos". Revista de Obras Públicas, febrero 1968.
8. ZAPATA: "Las deformaciones de suelos arenosos bajo zapatas de cimentación". Revista de Obras Públicas, enero 1971.
9. HABIB: "La dispersion des resultats des essais de sols. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics", octubre 1958.
10. CAQUOT-KERISEL: "Tratado de Mecánica de Suelos", 1969.
11. L'HERMINIER: "Mecánica del Suelo y dimensionamiento de firmes", 1968.