

ASIENTOS DE CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS RIGIDAS

Segunda parte: Cálculo de los asientos

José A. Jiménez Salas, Ingeniero de Caminos, Canales y Puentes*

Introducción. Causas de error en la determinación de los asientos

En la primera parte de este trabajo (Revista de Obras Públicas, 139: 3311: 35-45) hemos visto como los asientos de las estructuras cimentadas sobre arcillas rígidas, calculados por los métodos clásicos, son muy superiores a los posteriormente medidos. Esto proviene de errores que pueden ser clasificados en dos grupos: los de las determinaciones de los parámetros que definen la deformabilidad del suelo, es decir, los errores experimentales, y los queemanan de los procedimientos de cálculo, que habitualmente están basados en el modelo de sólido elástico con módulo de Young constante.

La forma habitual de estudiar la deformabilidad del suelo es el ensayo edométrico, cuyos resultados, por variadas razones, algunas de las cuales ya se han tratado en la primera parte, son erróneos en esta clase de suelos. Los del triaxial no han resultado ser mejores, si se emplean las técnicas usuales para medir las deformaciones de la probeta, tomando como referencias las placas del aparato. Como veremos, esto cambia radicalmente si se emplean otros dispositivos de medida, aunque a costa de una mayor complicación, poco aceptable para ensayos de rutina.

En cuanto al segundo grupo de errores, la hipótesis de suelo homogéneo resultaba ineludible al principio, en una época en la que la prolifidad de los tratamientos numéricos hacía que su aplicación práctica fuera imposible. No por ello dejó de señalarse su inadecuación para reproducir el comportamiento real del terreno, principalmente por investigadores alemanes y austriacos (Schultze, 1932. Fröhlich, 1934) si bien se fijaron princi-

Nuevo avance sobre el estudio de los asientos de las estructuras cimentadas sobre arcillas rígidas calculadas por los métodos clásicos.

palmente en las arenas, donde la discrepancia es todavía más manifiesta. Fröhlich, por ejemplo, desarrolló una fórmula aproximada, alternativa a la de Boussinesq, que permite ajustar empíricamente los resultados calculados a los medidos; y más tarde se ha caído en la cuenta de que el caso de Winkler coincide con un caso particular de las fórmulas de Fröhlich.

En el momento actual, la facilidad de los métodos numéricos ha eliminado la mayor parte de las restricciones de esa primera época, pero todavía siguen siendo complicados para la aplicación diaria. Diversos investigadores, por otra parte (Morgenstern y Phukan, 1968. Burland, 1975) han encontrado que la distribución real de las presiones verticales, inducidas por una carga flexible, no difiere apenas de las calculadas para un suelo homogéneo y elasticidad lineal, aún cuando en realidad el módulo sea creciente con la profundidad. Esta conclusión ya fue anunciada por Gibson (1967) por procedimientos analíticos.

De esta manera, es posible, en la mayor parte de los casos, atenerse a las soluciones analíticas más simples respecto a la distribución de tensiones, y concentrarse en algo más complicado, que es la determinación precisa de las leyes de deformación del suelo y de los parámetros que llevan incluidos.

Leyes no lineales de deformación

En los últimos años se han llevado a cabo importantes investigaciones en el campo de las arcillas rígidas, que han venido a completar las que ya aportaron interesantes novedades en el Congreso europeo de Brighton (1979). Entre las investigaciones recientes, destacan las efectuadas en el Imperial College, de Londres (Jardine et al., 1986).

* Profesor Emérito de la U.P.M.

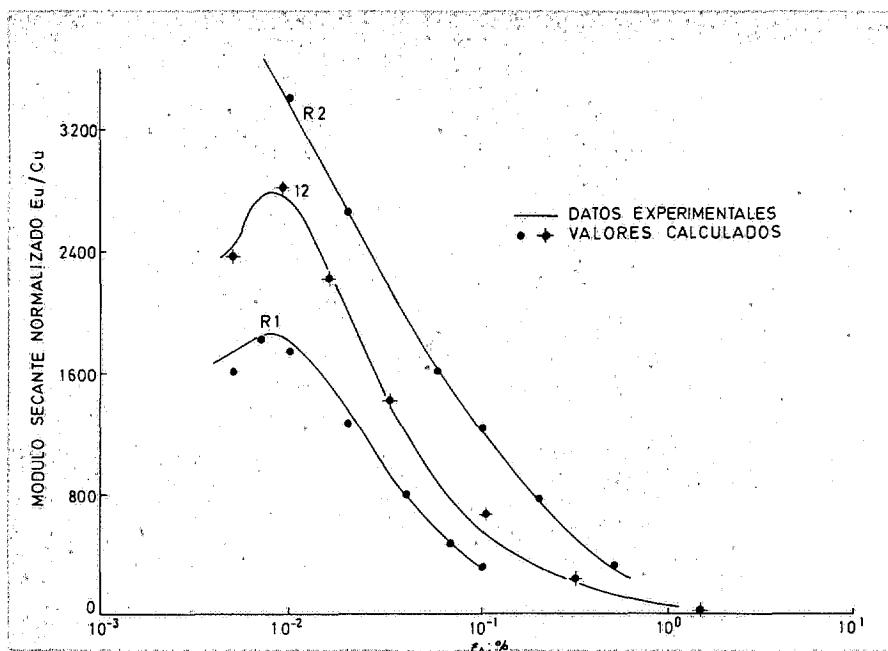


Figura 1. Deformabilidad de las arcillas de Londres, según Jardine, 1986.

Una de las ecuaciones así propuestas es la siguiente:

$$\frac{E_u}{C_u} = A + B \cos \alpha \left[\log \left(\frac{\epsilon_u}{C_u} \right) \right]^\gamma \quad (1)$$

en donde E_u es el módulo de Young secante de la arcilla en condiciones no drenadas y C_u su resistencia al esfuerzo cortante en las mismas condiciones. ϵ_u es la deformación unitaria longitudinal y A , B , C_u , α y γ , parámetros que hay que determinar experimentalmente. (A y B no tienen nada que ver con los de Skempton). Es claro, por otra parte, que se trata de un ajuste matemático de base puramente empírica, ya que la función real no puede ser periódica, pero la representación de los resultados experimentales puede hacerse, con ella, con gran exactitud, como podemos ver en los tres ensayos de la figura 1. Se trata de tres muestras de arcilla de Londres, según se describe en el artículo de Jardine et al. antes citado, cuyos parámetros, según la fórmula (1), son los recogidos en la tabla n° 1. Las muestras R_1 y R_2 eran reconstituidas, anisotrópicamente consolidadas, procedimiento cuya capacidad para reproducir el comportamiento del suelo in situ ha sido validado

por Gens y Hight (1979). La muestra R_1 estaba normalmente consolidada, y la R_2 tenía $OCR = 2$. En cuanto a la I_2 , era una muestra inalterada, con un grado de sobreconsolidación reducido, y reconsolidada anisotrópicamente con el estado de tensiones que se estimó tenía en el terreno, con el fin de «curar» los efectos de la inevitable perturbación durante las operaciones de muestreo y manejo.

Los valores de ϵ_u , mínimo y máximo, son dos límites bastante arbitrarios, que acotan la zona en donde la ecuación (1) resulta válida. Por encima y por debajo de ellos, se asume un valor de E_u constante. En la figura, las líneas dibujadas reflejan los resultados de los ensayos, mientras que los puntos corresponden a valores calculados mediante la ecuación (1).

Los mismos investigadores emplearon esta ley de deformaciones en un modelo de cimentación circular rígida, en elementos finitos, con los resultados que podemos ver, referentes a tensiones debajo del centro del área cargada, en la figura 2. L , es el factor de carga, es decir, la relación entre la presión aplicada y la que produce la rotura.

Las tensiones verticales son muy parecidas a las del caso elástico. En las tensiones radiales y en las desviadoras la diferencia es mayor, pero todavía moderada para el factor de carga $L = 0.3$, que viene a ser el empleado en los casos reales. La coincidencia es todavía mejor en el caso de cimentación flexible (que no reproducimos). Hay que tener en cuenta que la solución analítica no reproduce el hecho de la aparición de zonas de plasticificación contenida debajo de los bordes, que sí se tuvo en cuenta en el modelo numérico, y que influye mucho en el caso de la cimentación rígida.

Aún cuando las tensiones no muestren grandes diferencias las deformaciones, evidentemente, sí las tienen. La figura 3, tomada igualmente de Jardine et al (1986) nos enseña como el asiento calculado se distribuye de forma muy desigual en ambos casos: la deformación se concentra mucho en las capas superficiales, en los resultados del modelo en elementos finitos, con relación a los del cálculo analítico, bajo la hipótesis de elasticidad lineal. Y una circunstancia muy interesante para la práctica es que los resultados del modelo en elementos finitos pueden simularse suponiendo la distribución de tensiones según la solución analítica con elasticidad lineal, pero aplicando, al calcular las deformaciones, un módulo de Young creciente con la profundidad, tal como se indica en la figura 3-d. Alternativamente, es adecuado emplear las soluciones de Gibson (Gibson, 1967; Brown y Gibson, 1972, 1973).

Obsérvese que este resultado tiene la misma forma que ya había obtenido Escario (1985) para el terreno de Madrid, en Azca, pero puede inmediatamente comprobarse que el crecimiento del módulo de Young con la profundidad, es mucho más rápido en la expresión determinada por Escario que en la figura 3-d.

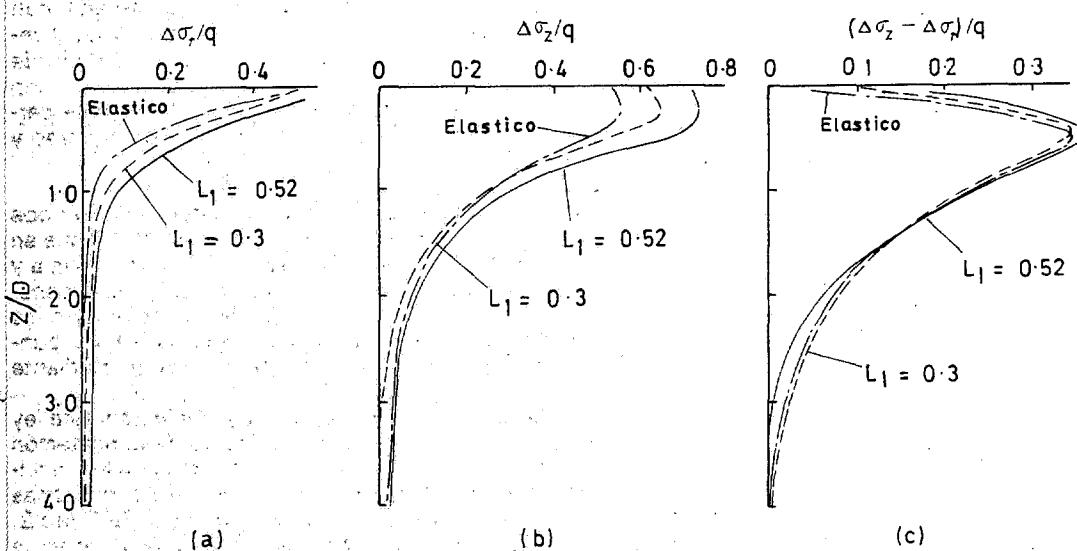
Esto puede tener su explicación en la distinta naturaleza del terreno, mucho más arenoso en Azca, pero también en que las medidas de Escario corresponden a un caso real, sobre un subsuelo heterogéneo, con capas más tosquizas y más rígidas, en profundidad. Los resultados de Jardi-

TABLA 1

Parámetros de la deformación de tres muestras de la arcilla de Londres, según Jardine et al. 1986

Muestra	A	B	C%	α	β	ϵ_u (min) %	ϵ_u (máx) %
R_1	850	1000	0,008	2,023	0,5943	0,005	0,20
R_2	3100	3200	0,0007	1,349	0,6385	0,003	0,20
I_2	1420	1380	0,009	2,098	0,5050	0,0045	1,50

Figura 2. Distribución de tensiones bajo un área circular flexible, cargada, en terrenos elástico lineal y no lineal, según ecuación (1). (Según Jardine et al. 1986).



ne et al. responden a una extrapolación de determinaciones efectuadas sobre una muestra, y suponen, pues, un suelo exactamente homogéneo, aunque de respuesta elástica no lineal. Y, lo que todavía puede ser más importante, es que Jardine et al. tratan del caso de solicitación sobre un suelo saturado y rigurosamente no drenado, mientras que en Azca el suelo está semisaturado, al menos en una gran parte, y los asientos se midieron después de un plazo suficientemente largo para admitir que cualquier alteración en las presiones intersticiales se podría haber disipado.

En todo caso, los resultados representados en la figura 3 indican que el aumento de rigidez con la profundidad, que repetidamente se ha comprobado en muchos puntos, puede explicarse, en

parte, tan solo por el hecho de que las leyes de deformación del suelo no corresponden a una respuesta lineal. De esta manera, al irse disipando, en profundidad, el aumento de tensiones producido por una cimentación, las trayectorias se mueven en el tramo inicial, donde la rigidez es más grande.

Jardine et al (1986) insisten en el influjo de esta falta de linealidad, en la que piensan que está la causa de los efectos atribuidos a una rigidización real del suelo en función de la profundidad.

Sin embargo, como acabamos de ver, el gradiente del módulo de deformación, detectado por Escario en AZCA es mucho más fuerte que el que puede deducirse como consecuencia de una res-

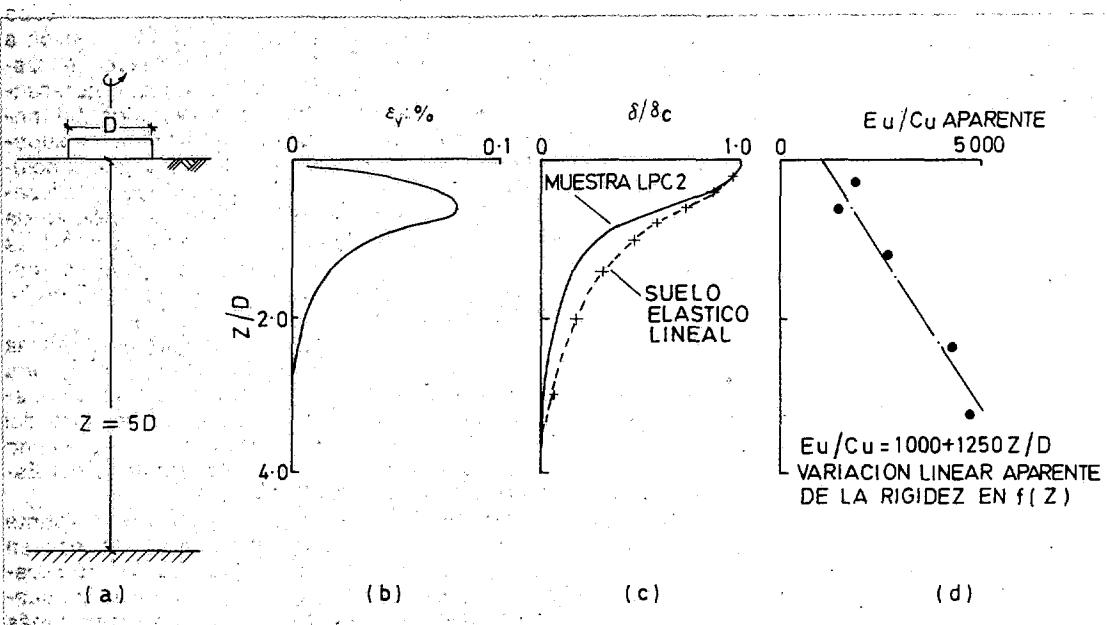


Figura 3. Asientos bajo una zapata circular rígida, en terrenos elástico lineal y no lineal. (Jardine et al. 1986).

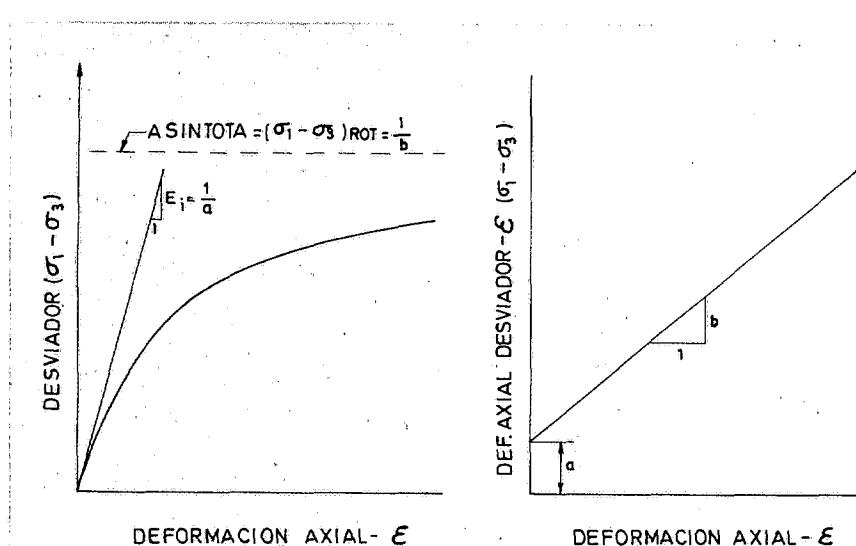


Figura 4. Ley hiperbólica de tensión-deformación (Duncan y Chang, 1970).

puesta no lineal, y es preciso admitir que puede haber una rigidización real, lo que además coincide con resultados de laboratorio, que demuestran que los parámetros de las leyes de deformación son función del estado de tensiones inicial. Interesa, en consecuencia, profundizar un poco más en estas leyes de deformación, para ver si su influencia puede ser grande.

Empleo de la respuesta hiperbólica

La ecuación (1) reproduce muy bien, como hemos visto en la figura 1, las cualidades de deformación, al menos en la arcilla de Londres, pero es complicada de manejar, y no está configurada en los programas de ordenador más extendidos. En muchos de éstos, en cambio, lo está la «respuesta hiperbólica», que, recordemos, dice (Kondner, 1963, Duncan y Chang, 1970).

$$\sigma_2 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{a + b \cdot \epsilon} \quad \text{o bien} \quad \epsilon = \frac{a(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2)$$

función que queda representada en la figura 4-a. El desviador asintótico ($\sigma_1 - \sigma_3$) (ASINT), se estima que es un poco mayor que la carga de rotura, por lo que se define un coeficiente R_u , próximo a la unidad, tal que:

$$R_u = (\sigma_1 - \sigma_3) (\text{ROTURA}) = R_i (\sigma_1 - \sigma_3) (\text{ASINT})$$

Si utilizamos como variable la magnitud $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$, la función queda representada por una recta, como vemos en la figura 4-b, lo que resulta muy conveniente para determinar gráficamente los parámetros a y b , a partir de datos experimentales. En particular, b , como se deduce de la figura 4, es igual a R_i/R_u .

En cada punto, el módulo de Young tangente es igual a:

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\epsilon} = \frac{a}{(a + b\epsilon)^2} = \frac{[1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2}{a} \quad (3)$$

De donde $E_t = 1/a$ y, por lo tanto, la expresión (2) puede escribirse

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{R_u}} \quad (4)$$

O bien:

$$\epsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i [1 - (\sigma_1 - \sigma_3) R_i / R_u]} \quad (4')$$

Sustituyendo en (3) los valores de b y a :

$$E_t = E_i \times \left[1 - \frac{R_u(\sigma_1 - \sigma_3)}{R_u} \right]^2 \quad (5)$$

Y el módulo secante:

$$E_s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon} = E_i \left[1 - \frac{R_u(\sigma_1 - \sigma_3)}{R_u} \right] \quad (6)$$

En función de ϵ , estas expresiones toman la forma:

$$E_t = E_i \left(\frac{R_u}{R_u + R_i E_i \epsilon} \right)^2 \quad (5')$$

$$E_s = E_i \left(\frac{R_u}{R_u + R_i E_i \epsilon} \right) \quad (6')$$

El parámetro R_u , es decir, el desviador correspondiente a la rotura es igual a:

$$R_u = \frac{2 C \cos \phi + 2 \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (7)$$

de acuerdo con la Ley de Mohr-Coulomb. En ciertos casos, será conveniente tomar en cuenta la curvatura de la línea de resistencia intrínseca, lo cual puede hacerse corrigiendo el valor ϕ mediante la fórmula debida a Duncan, que tomamos de Boscardin et al (1990).

$$\phi = \phi_0 - \Delta \phi \log \left(\frac{\sigma_3}{P_s} \right) \quad (8)$$

donde ϕ y $\Delta \phi$ deben ser determinados experimentalmente. Como ejemplo, en la publicación citada, se han encontrado valores de $\Delta \phi$ entre 4° y 11° en una arcilla CL, compactada. Los valores menores corresponden a las muestras compactadas con la densidad máxima.

En cuanto a los otros dos parámetros que figuran en (5) y (6), R_g es una corrección que sólo puede ajustarse empíricamente, para tener en cuenta que lo que llamamos «rotura» corresponde a un valor grande pero no infinito de la deformación, y está en consecuencia, en la fig. 4, por debajo de la asíntota. Su valor puede llegar a bajar hasta 0,7 y aún menos; pero no en arcillas preconsolidadas, en las que un valor medio de 0,9 es aceptable.

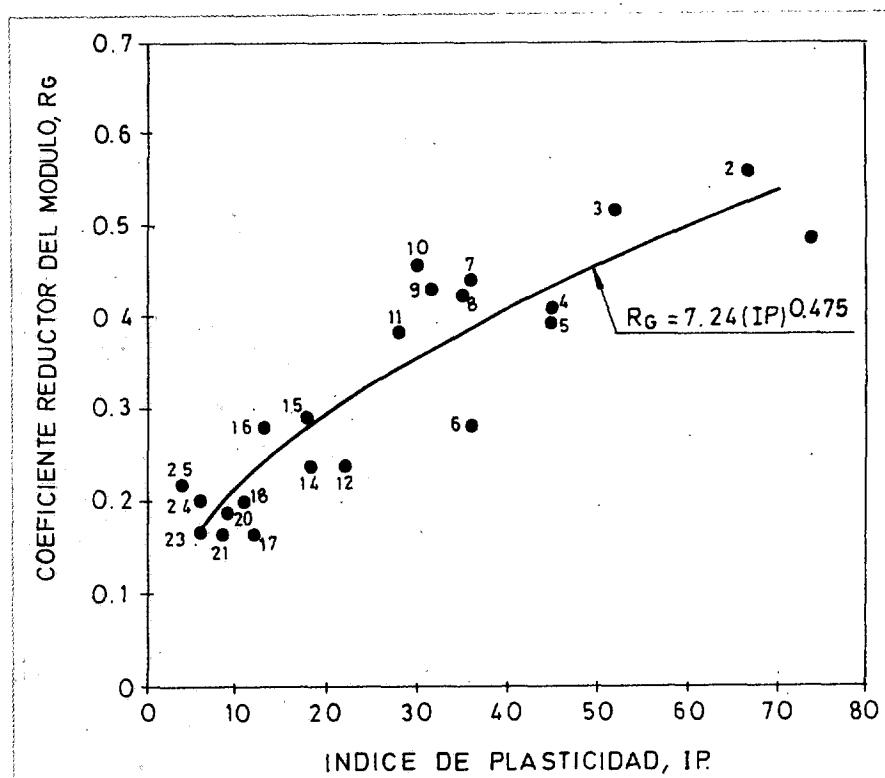
El verdadero problema es la determinación de E_i , ya que, para efectuarla directamente, hace falta medir deformaciones muy pequeñas, lo que no resulta factible en los aparatos usuales, aún cuando Atkinson y Evans (1985) dan indicaciones para aumentar la precisión de un triaxial normal y de corregir los efectos de diversas deformaciones parásitas. Si tenemos una medida fiable de una deformación relativamente pequeña, podemos calcular el valor de E_i mediante (6') que pue de ponerse en la forma:

$$E_i = \frac{E_s \times R_u}{R_u - E_s \times R_i \times \epsilon} \quad (9)$$

Significa ésto, sin embargo, una extrapolación cuyos resultados no siempre son aceptables, según puede comprobarse en la práctica.

Massarsch (1985) ha resumido ensayos propios y otros muchos publicados, efectuados con la columna resonante, cuya utilización a estos efectos examinamos un poco más adelante. En todos los casos se comprueba que la reducción del módulo secante con el aumento de la deformación es muy fuerte en el tramo inicial de la curva. Tomando como parámetro el módulo de deformación transversal (que es el que se determina en la columna resonante), establece una correlación entre el valor de G inicial y el secante correspondiente a una deformación $\gamma = 0,25\%$, de modo que:

$$G_{0,25} = R_g \times G_{\text{inicial}} \quad (10)$$



El valor de R_g es diferente para cada suelo, pero muestra una tendencia fuertemente dependiente del índice de plasticidad (fig. 5) que puede expresarse por la ley:

$$R_g = 0.0724 (IP)^{0.475} \quad (11)$$

Figura 5. Coeficiente reductor del Módulo de deformación, según Massarsch (1986).

Basándose en esta correlación, podríamos transformar la expresión (9) en la siguiente:

$$\begin{aligned} \frac{G}{R_u} &= \frac{1 - 0.0724 (IP)^{0.475}}{8 \times 0.0724 \times R_i \times \gamma \times (IP)^{0.475}} \\ &= \frac{1 - 0.0724 (IP)^{0.475}}{0.0013032 (IP)^{0.475}} \end{aligned} \quad (12)$$

Los valores que de esta fórmula se obtienen son más altos que los que se deducen de la tabla 4 de la primera parte de este artículo, debidos a Duncan y Buchignani (teniendo en cuenta que $E = 2(1 + v)G$) lo cual es correcto, puesto que estos últimos se refieren a módulos secantes, con deformación que no ha sido fijada con exactitud, pero lo que es diferente es que Duncan y Buchignani encontraron una influencia importante del grado de sobreconsolidación, que en la fórmula (12) no se tiene en cuenta (aunque evidentemen-

TABLA 2

Valores de G/C_u según (12)

IP	10	20	30	40	50	60	70	80
G/R_u	204	130	97	78	64	54	47	40

te influye a través del valor de R_u). En la tabla 2 tenemos los valores calculados según (12).

En cuanto a los valores de Duncan y Buchignani, para $IP = 30$, $E_u/C_u = 600$ para $OCR = 1$, lo que equivale a $G/C_u = 200$ para $v = 0.5$ y 230 para $v = 0.3$. Para $IP = 50$, tenemos $E_u/C_u = 300$, lo que equivale a $G/C_u = 100$ y 115, respectivamente. La coincidencia con la tabla 2 es buena, o podemos decir que excesivamente buena, ya que G/R_u debería ser mayor que los valores deducidos de Duncan y Buchignani, seguramente correspondientes a deformaciones más altas.

En esta comparación hemos supuesto, por otra parte, que $R_u = 2 C_u$, lo cual es discutible, pero no vemos forma de homogeneizar ambas fuentes de datos, siendo tanto una como otra, empíricas. La hipótesis, por otra parte, es razonable, ya que el ensayo de columna resonante aplica las cargas rápidamente.

Si pasamos a $OCR = 10$, la correspondencia se degrada: los valores de estos autores son más bajos: 57 y 65 para $IP = 30$ y $v = 0.5$ y 0.3, respectivamente, y 25 y 29 para $IP = 50$, de lo que podemos concluir que la fórmula (12), derivada de Massarsch, no es aplicable a las arcillas de OCR importante.

Es posible, en cambio, utilizarla mediante una corrección: partiendo de los datos de Duncan y Buchignani, se deduce que:

$$G(OCR) = G(OCR = 1) * e^{0.15(1-OCR)} \quad (13)$$

siendo aquí e la base de los logaritmos neperianos, con lo que, finalmente, podemos escribir:

$$\frac{G_u}{C_u} = \frac{1 - 0.0724(IP)^{0.475}}{0.0006516 \times (IP)^{0.475}} \times e^{0.15(1-OCR)} \quad (14)$$

Y, si no se dispone de una información más precisa, la figura 6 nos puede proporcionar una estimación, según Stroud (1974), basada en los resultados del SPT. Debemos recordar, sin embargo, que el SPT es un ensayo cuyos resultados, en arcillas, deben mirarse con desconfianza. Entre otras razones más fundamentales, basta para introducir errores importantes el que el área lateral del tomamuestras es grande con relación a la sección recta. Muchas arcillas, y no las más resistentes, son pegajosas, lo cual conduce a valores altos de N , sin correspondencia con la realidad.

TABLA 3

IP	Valores de G/C_u OCR				
	1	2	5	7	10
10	402	346	221	163	104
20	258	222	142	105	67
30	193	166	106	78	50
40	154	133	85	63	40
50	128	110	70	52	33
60	108	93	59	44	28
70	92	79	50	37	24
80	80	69	44	32	20
90	69	60	38	28	18
100	61	52	33	24	15

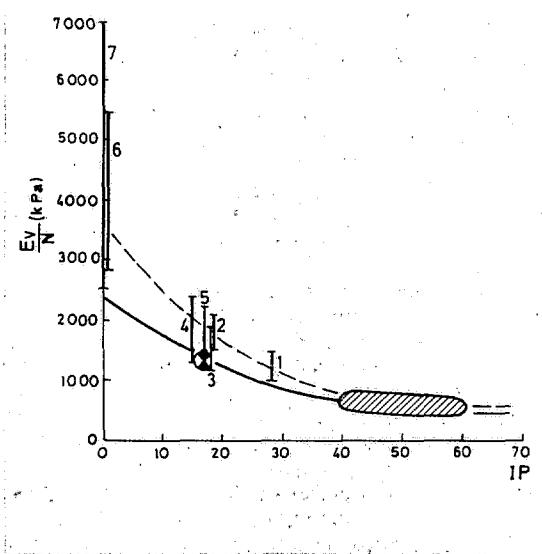
Determinación experimental de los parámetros

De esta manera, hemos llegado a una fórmula que permite estimar el valor del módulo inicial de deformación transversal a partir de ensayos sencillos, a través de correlaciones bien documentadas. Observemos que no aparece en ella v , lo cual responde a la realidad. No ocurre lo mismo si queremos utilizar $E = (1 + v) \times G$. El uso de los coeficientes de Lamé tiene ciertas ventajas sobre el de los módulos de Young y Poisson, y probablemente es sólo cuestión de costumbre la preferencia que damos a estos últimos, pero éste no es punto para discutirlo en este lugar.

La fórmula (14), de todas maneras, no puede dárnos más que una idea aproximada de la magnitud que necesitamos conocer, y no puede sustituir una determinación experimental directa.

Esto puede hacerse de varias formas, pero la más directa es la que ha sido puesta a punto principalmente en el Imperial College, de Londres

Figura 6. Correlación entre E_u y el número N del S.P.T. (Según Stroud, 1974). Zona rayada, subsuelo de Londres. 1: Arcilla de Frankfurt. 2, 3 y 4: Margas del Keuper. 5: Marga Devónica. 6: Arenas limpias. 7: Arenas sobreconsolidadas. Círculo: Central Nuclear de Flinz.



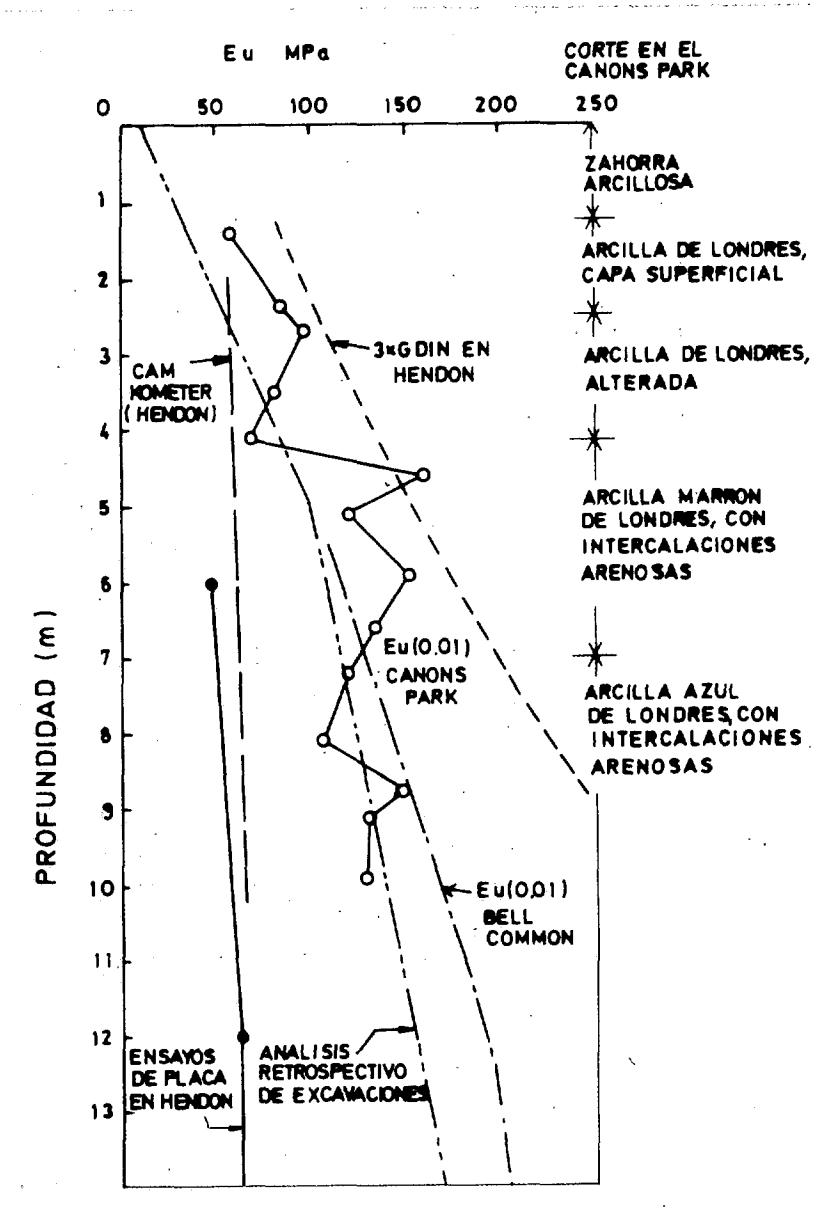
(Jardine et al. 1984) y también en otras instituciones del Reino Unido (Clayton y Khatrush, 1986. Hird y Yung, 1987). En el tercio medio de una probeta de triaxial se anclan unos extensómetros electrónicos, evitando así, en la medida, los errores a que conducen las deformaciones parásitas del aparato y del contacto entre placas y probeta, así como las que provienen del complicado estado tensional de las cabezas. Aparte de que los extensómetros sean diferentes, esto es lo que se hace cuando medimos las deformaciones de las probetas de roca, mediante bandas extensométricas que aquí, en probetas de suelo, no pueden utilizarse.

Otro procedimiento para la misma finalidad procede de los ensayos dinámicos. Desde muy antiguo, se había comprobado que los módulos de deformación calculados a partir de los ensayos de prospección sísmica son bastante mayores que los que se determinan con ensayos estáticos, y se definía un «módulo dinámico», diferente y siempre superior al estático. Se atribuía la diferencia a la gran velocidad de aplicación de las cargas dinámicas, que movilizaban unas resistencias viscosas.

Aún cuando el problema es complejo, hoy se piensa que la mayor parte de la diferencia proviene de que las deformaciones producidas por los ensayos dinámicos usuales son muy pequeñas, y en consecuencia, el valor del módulo de deformación medido, corresponde prácticamente al inicial. Por otra parte, se ha demostrado que la velocidad de deformación viene a ser comparable a la de los ensayos estáticos, pues, si bien el tiempo en el que dicha deformación se produce es muy corto, su magnitud es muy pequeña. Las diferencias que existen en dicha velocidad no llegan a tener influencia notable sobre el valor del módulo medido (Isenhower y Stokoe, 1981).

Los valores del «módulo sísmico», como muchas veces se ha llamado, resultan ser, pues, muy aceptables como una estimación del módulo inicial. Las obtenidas mediante la columna resonante deberían ser, en principio, mejores, puesto que en este aparato podemos conocer con exactitud el valor de la deformación impuesta, y variarlo dentro de ciertos (estrechos) límites. Pero también puede decirse, en contra, que el ensayo sísmico se hace sobre el terreno natural, y la muestra de la columna resonante tiene sin duda que haber sufrido alguna perturbación. Por último, excepto si se utilizan probetas huecas (complicado, y conduciendo a una mayor perturbación), el estudio de deformaciones no es homogéneo.

En la figura 7, tomada de Jardine et al. (1985) se comparan los resultados de diversos métodos de estimar el valor de E , en un lugar de Londres. En línea llena se representan los resultados de medidas efectuadas en triaxial, con la técnica antes mencionada. Los módulos se han normalizado a una deformación axial del 0.01%. En comparación, los módulos deducidos del ensayo dinámico (sísmico) son apreciablemente mayores, lo que puede tener dos explicaciones: el nivel de deformación es todavía más pequeño, y no se ha hecho la determinación sobre una muestra, en algún grado perturbada. Observemos que la discrepancia crece con la profundidad, donde posiblemente la perturbación ha podido ser mayor, de-



bido a la mayor descompresión de las muestras. Los valores obtenidos del Camkómetro (un dilatómetro) son francamente malos, aunque hay que decir que determinaciones más recientes con diversos aparatos de este tipo hacen esperar que se lleguen a obtener buenos resultados y nos quedan por examinar los ensayos de placa y los calculados mediante análisis retrospectivo de excavaciones.

Los obtenidos mediante el ensayo de placa son muy bajos, en grado que podría calificarse de sorprendente si no conocieramos ya los comentados por Uriel, y citados en la primera parte de este artículo. La descompresión producido por la excavación del pozo es capaz de producir una perturbación importante, y resultan más ajustadas a la realidad las estimaciones a partir de los movimientos medidos durante las excavaciones (Cole y Burland, 1972), en lo que coinciden también con Uriel, quien concedió mayor peso a los valores

Figura 7. Comparación entre los valores de E (para = 0.01%) hallados en laboratorio e in situ (Jardine et al. 1985).

calculados a partir de las medidas durante la excavación del pozo experimental, en Sevilla. Durante una excavación, se solicita una gran masa, de la que sólo se habrá perturbado la capa más superficial. Aparte de ésta, el resto está intacto, y los niveles de deformación son, además, pequeños.

Leyes de variación de los parámetros

El módulo inicial de deformación del suelo, por otra parte, no es una constante, dependiendo de distintos factores, de los cuales los más importantes son el estado de confinamiento y la sobreconsolidación, entre sí relacionados. Ambos influyen en C_e , por lo que una fórmula como la (14) puede servir para extrapolar los datos obtenidos en un punto determinado, pero la experiencia ha demostrado que no es muy buena, y tampoco muy práctica, pues exige un gran número de determinaciones de C_e , aparte de las del OCR.

Resulta, para este objeto, de mayor utilidad la fórmula que obtuvo Hardin (1978), basándose en ensayos de columna resonante:

$$G_i = \text{Constante} \times \text{OCR}^k \times (p' \times P_r)^{0.5} / (0.3 + 0.7 e^2) \quad (15)$$

en donde p' es la presión efectiva media de confinamiento y e el índice de poros. P_r es una presión de referencia para ajustar las dimensiones. La constante, según Hardin, puede tomarse como igual a 625, pero es evidentemente más adecuado calcularla a partir de los datos de G_i de que se disponga, ya que el uso que recomendamos de

esta fórmula es únicamente para interpolar o incluso extrapolar los valores de G_i a distintos puntos del terreno. La fórmula es, por otra parte, muy sensible al valor de OCR, que rara vez conocemos con precisión, y al de k , que varía bastante y que debe ser determinado experimentalmente, sobreconsolidando las muestras en el laboratorio.

Por todo ello esta fórmula no ha encontrado una aceptación generalizada, y es más corriente emplear la fórmula originalmente propuesta por Duncan y Chang, que proviene de Janbu (1963).

$$E_i = C_e \times P_r \times \left(\frac{\sigma_3}{P_r} \right)^n \quad (16)$$

donde C_e y n deben determinarse a partir de los datos experimentales, y el resto de las variables tienen el mismo significado que en las expresiones anteriores.

Estas fórmulas nos permiten efectuar el cálculo de los asientos con grados diversos de refinamiento. Un modelo en elementos finitos puede ser instrumentado con una ley de deformación hipérbólica, para lo cual tenemos ya todos los elementos, pero ésto sólo puede resultar justificado en casos especiales. En otros casos, es lícito, como hemos dicho, calcular las tensiones con las fórmulas elásticas, después de lo cual se puede hacer una integración numérica, con las leyes de deformación antes establecidas.

Perdemos vemos a ver que es también posible alcanzar una aproximación aceptable para una gran parte de las ocasiones, haciendo el supuesto de una variación lineal con la profundidad del módulo de Young, justificando así la hipótesis de Escario para el edificio Windsor. De esta manera, es posible calcular directamente los asientos mediante las fórmulas y nomogramas de Gibson, reproducidas parcialmente en el volumen II de «Geotecnia y Cimientos».

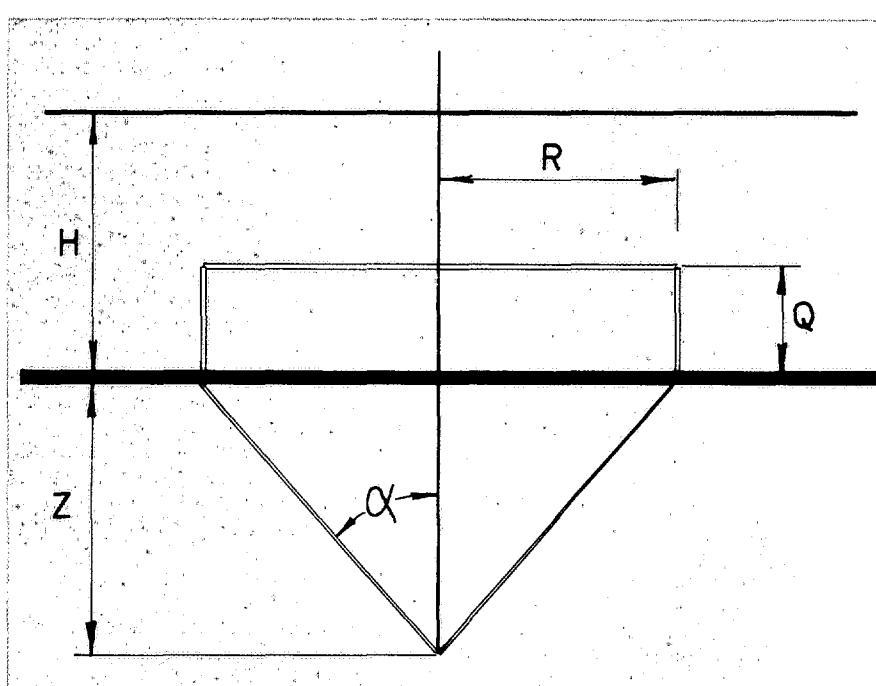
Estudiaremos aquí tan solo el caso de los asientos bajo el centro de un área circular flexible, de radio R y cargada con una presión unitaria q . Suponemos que el terreno está mecánicamente sobreconsolidado: en el pasado, ha tenido una sobrecarga de tierras (fig. 8) de altura H , hoy desaparecida. El OCR de un punto situado a profundidad Z es igual a $(H + Z)/Z$, si el peso específico es constante en toda su altura (si no fuese así, bastaría utilizar una «altura equivalente»).

La presión horizontal será igual a:

$$\sigma_3 = K_{sc} \times \gamma Z = (1 - \operatorname{sen} \phi) \times \left(\frac{H + Z}{Z} \right)^m \times \gamma Z \quad (17)$$

Sustituyendo en (16):

$$E_i = C_e \times P_r \times [\gamma (1 - \operatorname{sen} \phi) (H + Z)^m \times Z^{1-m}]^n \quad (18)$$



Para calcular la deformación unitaria producida por la carga, en cada punto de la vertical del centro del área cargada, deberemos calcular los desviadores correspondientes al estado inicial, geostático, y el producido por la carga. De aquí, calcularemos los dos valores de ϵ , mediante (4'), y la diferencia será la deformación producida por la carga.

El desviador inicial es:

$$D_i = \gamma Z (1 - K_{sc}) = \gamma Z [1 - (1 - \sin \phi) \times (\frac{H+Z}{Z})^m] \quad (19)$$

En cuanto al final, las tensiones inducidas por la carga circular son:

$$\Delta \sigma_1 = q(1 - \cos^3); \Delta \sigma_3 = q(\frac{1+2v}{2} + \frac{\cos^3}{2} - (1+v)\cos) \quad (20)$$

De donde el incremento de desviador será:

$$\Delta D = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 = q[\frac{1+2v}{2} - \frac{3}{2} \cos^3 + (1+v)\cos] \quad (20')$$

$$D_f = D_i + \Delta D \quad (21)$$

Sustituyendo estos valores en (4') pueden hallarse los ϵ correspondientes, y la diferencia de los dos nos dará la deformación unitaria producida por el incremento del desviador, ΔD . Dividido éste por la deformación nos dará el módulo seccante, no desde el origen, sino el correspondiente a la cuerda entre los dos puntos representativos del estado geostático y al consecuente a la aplicación de la carga.

Con los valores calculados de la deformación unitaria podemos también, mediante integración numérica, hallar el asiento. Este proceso ha sido tratado mediante un pequeño programa de ordenador, de cuyos resultados damos a continuación algunos ejemplos.

De los parámetros que figuran en las fórmulas arriba expuestas, ϕ , C y γ deberán determinarse por los procedimientos usuales. Otro, muy importante, es el OCR, que presenta mayores dificultades. Si estamos seguros de que la preconsolidación del suelo es puramente mecánica, podremos expresarla por la «altura de sobrecarga geológica», antes definida en la figura 8. Pero, aún en este caso, la edad de la arcilla habrá podido producir algún tipo de ligaduras diagenéticas que se

superponen al simple efecto de la compresión estructural (Schmertmann, 1991).

El concepto de «presión de preconsolidación», por otra parte tan solo tiene sentido si se le asocia a una cierta trayectoria. En realidad, lo que implica es un estado de tensiones que provoca una fluencia, y esto depende tanto de la presión principal máxima como del desviador que ella provoca. Debajo del centro de un área cargada, la trayectoria de tensiones se approxima a la edométrica y, en consecuencia, la «presión de preconsolidación» determinada en el edómetro puede servirnos para juzgar si estamos lejos de la fluencia y, por lo tanto, si la respuesta del suelo puede esperarse que sea elástica (que no quiere decir «lineal»); pero debajo de los bordes la fluencia se presentará mucho antes. Por esta razón, se recomienda generalmente que no se apliquen los procedimientos de cálculo formulados para arcillas sobreconsolidadas más que cuando las presiones aplicadas no pasen de la carga de preconsolidación, dividida por un coeficiente de seguridad que varía según los autores y que es, en todos los casos empírico y aun caprichoso.

Dejando para otra ocasión el estudio detallado de este problema, examinemos, mientras tanto, las técnicas que hoy se emplean para esta determinación.

La medida de la presión de preconsolidación

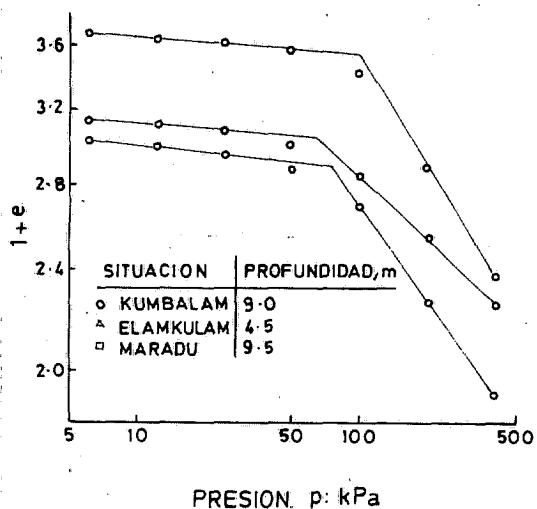
La manera clásica de determinar la presión de preconsolidación es la del ensayo edométrico, aplicando la construcción de Casagrande.

Otras formas de interpretar la curva no han llegado a alcanzar una difusión importante, como por ejemplo, la de Schmertmann, más complicada, particularmente en el proceso experimental, y que no ha demostrado proporcionar resultados notablemente más exactos.

El edómetro de deformación controlada, o el de gradiente constante, parecieron ofrecer una solución mucho más fiable al problema, pero el tiempo no ha confirmado estas esperanzas: hay que tener en cuenta que, en dichos edómetros, la presión efectiva varía de un punto a otro de la muestra, de modo que el estado de fluencia no se produce simultáneamente en toda la masa, sino que se extiende progresivamente desde la cara drenante a la impermeable donde está situado el transductor de presión intersticial. La discontinuidad en el comportamiento del suelo no queda, pues, marcada tan claramente como se había esperado aún cuando tampoco es que los resultados sean despreciables, ya que las presiones intersticiales producidas suelen ser pequeñas con relación a las presiones totales aplicadas.

La construcción de Casagrande, por su parte, presenta varios inconvenientes, de los cuales el principal es la dificultad para determinar el punto de máxima curvatura, en una línea ajustada de forma bastante arbitraria entre un número escaso de puntos. Una mejora apreciable se consigue mediante la construcción de Sridharan et al (1991), que consiste en representar los resultados del ensayo edométrico en función de $\log \sigma$ y $\log (1 + e)$ (figura 9), con lo que, en general, se obtienen

Figura 9. Construcción de Sridharan (1991) para determinar la presión de preconsolidación.



dos rectas que definen más claramente el punto en el que se produce un cambio en el comportamiento deformacional del suelo. Janbu y Senne-set (1979), por su parte, propusieron una varian-te distinta, que resulta adecuada en algunos ca-sos, y que consiste en representar, en abscisas, las presiones en escala natural, y, en ordenadas, la deformación unitaria de las muestras.

De los parámetros incluidos en las fórmulas an-teriores, C_e , ϕ , γ , H , y también el módulo de Pois-son, v , tienen un significado físico concreto, así como P_a , que podemos tomar como igual a la pre-sión atmosférica, pero los exponentes m y n in-fluyen de manera más indirecta. El exponente n es, de los dos, el de papel más claro, ya que re-gula el aumento de la rigidez con la profundidad, lo cual también lo hace m , pero de manera más compleja: en primer lugar, incorpora el influjo de la sobrecarga geológica con el factor $(H + Z)^m$, en donde Z suele tener importancia menor frente a H . En segundo lugar, el factor Z^{1-m} modera el in-flujo de Z , que casi desaparece cuando m se aproxi-ma a la unidad. Su campo de variación no es muy grande, pues, como se dijo en la primera parte de este artículo, oscila entre 0,32 y 0,42, correpondiendo los valores más altos a las arci-lillas de menor plasticidad. Finalmente, C_e es un factor de proporcionalidad.

Suponiendo para un terreno los siguientes datos:

Peso específico: $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
 Ángulo de rozamiento interno: $\phi = 30^\circ$
 $v = 0.35$
 Cohesión, 0.3 MPa
 $H = 200 \text{ m}$

y, suponiendo que lo cargamos en un área circular de 34 m de diámetro, con una pre-sión de 0.35 MPa; suponiendo además que $m = 0.4$ y $C_e = 170$, los resultados son los de la figura 10, en donde vemos la influencia del exponente n .

En ella hemos representado también la ley de-finida por Escario para la deformabilidad del terre-no bajo el edificio Windsor, en AZCA, que vemos que se ajusta de modo aceptable para la práctica al caso $n = 2.15$. De modo general, queda justifi-cada, con esta figura, el supuesto de una varia-ción lineal de E con la profundidad, que, como he-mos ido viendo, mezcla lo que puede ser un in-cremento real de E , con la circunstancia de que, en las capas profundas, el nivel de deformaciones es muy pequeño.

En la figura 11, continuando en lo mismo, ex-ploramos la influencia de n . En la zona de valores muy bajos de este exponente para $n \leq 0.3$, es-tamos casi en el caso de E constante con la pro-fundidad; C_e se ha ajustado en este caso el valor 1026, para tener magnitudes de E comparables.

En la figura 12 se representa la influencia de m aún saliéndonos del campo de variación ex-perimentalmente establecido, manteniendo n con-stante e igual a 2.15. Como vemos, el gradiente de E también aumenta al crecer m , pero la con-cavidad de la curva varía, cosa que también ocurre entre las figuras 10 y 11.

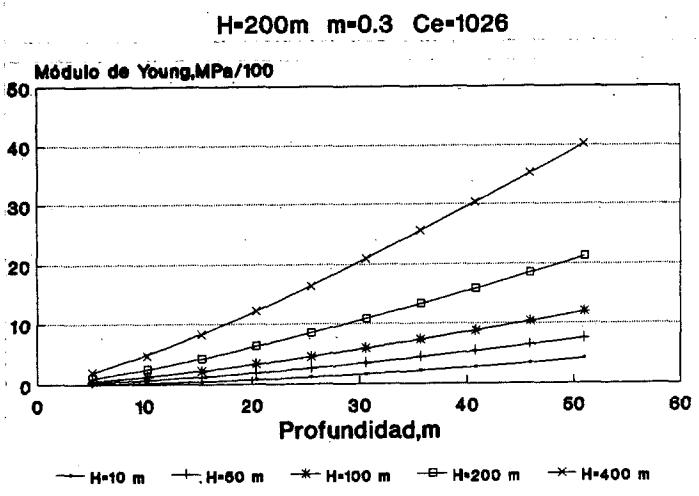
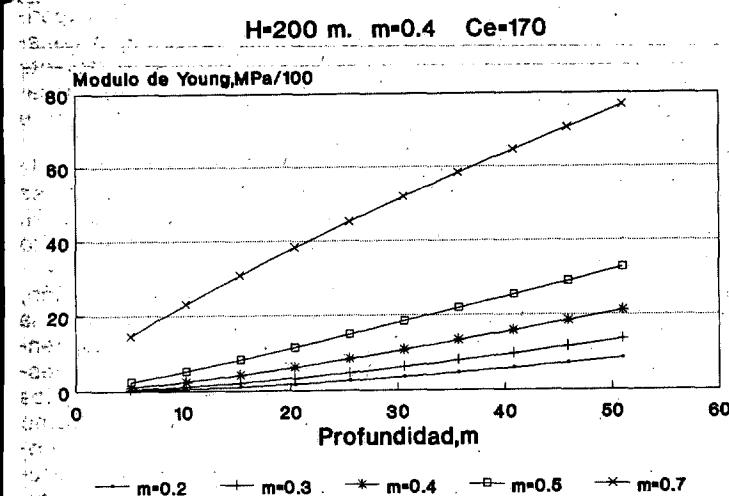
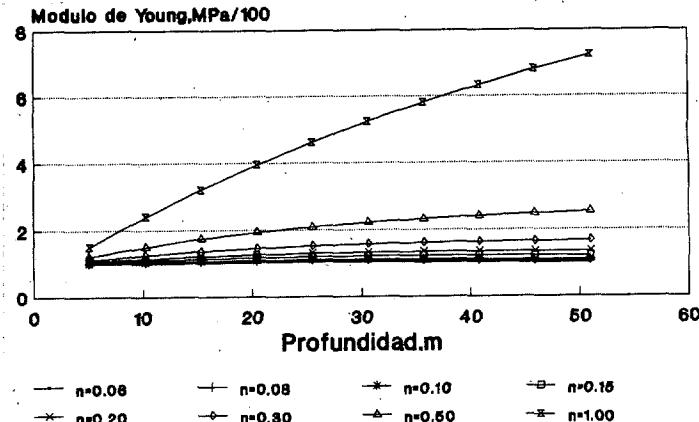
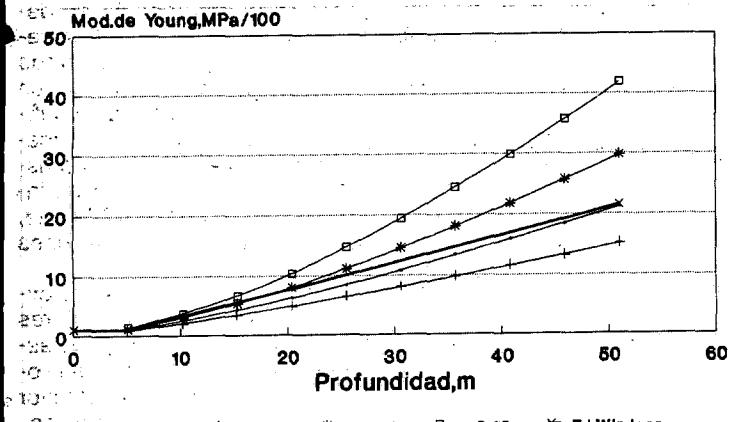
En la figura 13 podemos ver la influencia de la precarga geológica, que, como era de esperar, se traduce en una mayor rigidización con mayor H , pero no muestra ninguna alteración en el hábito de las curvas.

Pero el punto que nos interesa en esta ocasión, son los asientos. Estos quedan registrados en la tabla n.º 4. Pero, para poder compararlos, ten-drían que ser homogéneos. Esto no es así, pues-to que corresponden a valores distintos de C_e , los cuales producen E distinto en la superficie, como si se tratase de terrenos diferentes. Por ello, ho-mogeneizamos todos los valores hallados, calcu-lando «el asiento corregido», SC , que es el cal-culado corrigiendo C_e de modo que el módulo de de-formación a 5,1 m de profundidad sea igual a 100 MPa.

Podemos comparar así, pues, el valor del asien-to corregido para $m = 0.4$ y $n = 2.15$, que da una ley que prácticamente es la propuesta por Esca-rio para AZCA, y el calculado con $m = 0.3$ y $n = 0.06$, que corresponde a un módulo de de-formación casi constante. La razón de ambos asientos es 2.87, lo que significa que, si suponemos que el módulo de deformación del suelo es constante e igual al determinado a 5,1 m de profundidad, calcularemos un asiento que, sólo por esta cau-sa, podrá ser 2.87 veces el real, error que se sumará a todos los demás de alteración del terre-no, imprecisión de los aparatos, etc.

Podemos estimar también la sensibilidad de es-tos cálculos a la sobrecarga geológica, magnitud que rara vez podremos estimar adecuadamente. En la tabla 5 podemos ver que la sensibilidad no es grande, por lo que no es preciso esforzarse ex-cesivamente en la determinación de H , aunque sí en la del módulo de deformación a una profundi-dad característica, como la de 5,1 m que en este caso hemos elegido. Esta casi independencia del asiento respecto a H puede parecer una parado-ja, pero debemos darnos cuenta de que su in-fluencia está tenida en cuenta en el valor de E para dicha profundidad característica.

Como antes se ha indicado, las diferencias en-tre los asientos calculados con un modelo de sue-



H=200 m. n=2.15 Ce=170

lo homogéneo y la realidad dependen en parte de una efectiva rigidización del suelo con la profundidad, y en parte por la influencia de la curvatura de la ley presiones-deformaciones, que hace que actúen como más rígidos los volúmenes donde las deformaciones, por el alejamiento a los puntos de aplicación de las cargas, son más pequeñas.

En el momento actual, hay tendencia a exaltar la importancia de esta segunda causa, llegándose incluso a negar la realidad de la rigidización en profundidad.

Siembargo, hemos visto ya como el efecto de no-linealidad no es bastante para explicar una rigidización tan rápida con la profundidad como la de AZCA.

En las condiciones que estamos examinando, puede comprobarse que la no linealidad juega un papel secundario. Esto se debe, en parte, al gran coeficiente de seguridad que tomamos en las cimentaciones, con lo cual la trayectoria tiende a permanecer en el primer tramo de la curva «presiones deformaciones», donde es casi recta. Pero veremos más claramente esto si recordamos que estamos en un terreno con sobreconsolidación importante, y, que en consecuencia, K_0 puede ser mayor que la unidad. Por lo tanto, cuando aplica-

Figura 10. E_u en función de Z según ecuaciones (4'), (16), (19) y (21).
Superpuesta la ley hallada por Escario en A.Z.C.A.

Figura 11. E_u en función de Z según ecuaciones (4'), (16), (19) y (21).
Resultados con valores de m muy bajos.

Figura 12. E_u en función de Z según ecuaciones (4'), (16), (19) y (21), para distintos valores de m .

Figura 13. E_u en función de Z según ecuaciones (4'), (16), (19) y (21), para distintos valores de la altura de preconsolidación geológica, H .

mos una carga vertical, efectuamos un proceso de recarga, que se rige por una ley muy aproximadamente lineal. Tan solo cuando la presión vertical llega a ser igual a la horizontal, podemos pensar que comienza a regir una posible respuesta no lineal, y todavía, en un primer tramo, continúa siendo prácticamente recta.

En el ejemplo que hemos puesto de área circular cargada, la condición $\sigma_v = \sigma_3$ se alcanzará debajo del centro, en un punto situado a una profundidad Z tal, que se cumpla la condición

$$\gamma Z (K_0 \times OCR^m - 1) = q \times [(1 - 2v)/2 - 1.5 \cos^3 \alpha + (1 + v) \cos \alpha] [22]$$

o bien, sustituyendo los valores de OCR y un $\cos \sigma$ en función de Z

$$\begin{aligned} \gamma Z (1 - \sin \theta) \times \left(\frac{H + Z}{Z} \right)^m - 1 &= \\ = q \left[(1 - 2v)/2 - 1.5 \left(\frac{Z}{Z^2 + R^2} \right)^3 + (1 + v) \times \frac{Z}{Z^2 + R^2} \right] & \quad (23) \end{aligned}$$

TABLA 4

	$m = 0,2$	$m = 0,3$	$m = 0,4$	$m = 0,5$	$m = 0,7$
$n = 0,06$	90,7 7,85 7,12	E=100,0 MPa S= 6,98 cm SC= 6,98 cm	111,8 6,20 6,94	126,1 5,52 6,97	161,0 4,47 7,19
$n = 0,08$	90,8 7,10 6,99	100,9 6,81 6,87	113,6 6,02 6,84	129,1 5,33 6,89	167,3 4,27 7,13
$n = 0,10$	90,9 7,55 6,86	101,8 6,64 6,76	115,5 5,84 6,74	132,1 5,15 6,80	173,8 4,07 7,08
$n = 0,15$	91,2 7,19 6,55	104,0 6,24 6,49	120,2 5,42 6,51	140,1 4,71 6,60	191,2 3,63 6,94
$n = 0,20$	91,5 6,85 6,27	106,3 5,81 6,24	125,1 5,03 6,29	148,6 4,31 6,41	210,4 3,23 6,81
$n = 0,30$	92,1 6,24 6,74	111,0 5,20 6,78	135,6 4,33 5,88	167,1 3,62 6,05	254,7 2,57 6,55
$n = 0,50$	93,3 5,23 4,88	121,1 4,12 4,99	159,3 3,24 5,17	211,3 2,56 5,41	373,4 1,63 6,07
$n = 1,00$	96,4 3,57 3,44	150,5 2,42 3,64	238,1 1,63 3,88	380,1 1,11 4,20	971,8 0,52 5,09
$n = 2,00$	17,1 12,75 2,17	38,5 6,06 2,34	88,2 2,89 2,55	203,7 1,39 2,84	1090,2 0,34 3,75
$n = 2,15$	17,2 12,0 2,08	41,1 5,41 2,23	99,5 2,44 2,43	242,9 1,14 2,78	1452,5 0,25 3,60
$n = 2,30$	17,4 11,4 1,99	43,9 4,85 2,13	112,3 2,07 2,32	289,7 0,89 2,59	1935,1 0,18 3,46
$n = 2,45$	17,6 10,9 1,91	46,9 4,37 2,05	116,7 1,76 2,23	345,4 0,72 2,48	2578,1 0,13 3,34

TABLA 5

	Altura de sobrecarga geológica H (m)			
	50	100	200	400
E (5,1) MPa	28,4	52,4	99,5	192,0
Asientos S (cm)	8,38	4,62	2,44	1,26
Asiento corregido S (cm)	2,38	2,42	2,43	2,42

Condición que se cumple para una profundidad de 49,8 m., para el ejemplo antes indicado, y los valores de los exponentes $m = 0,4$, $n = 2,15$ y sobrecarga geológica de 200 m. Así pues, prácticamente toda la zona que colabora al asiento está en situación de recarga.

Podemos, por lo tanto, concluir que la respuesta hiperbólica no tiene aquí aplicación y que resulta más ajustada una ley estrictamente lineal, si bien con E variable con la profundidad, según la expresión (16). Llegaremos a la conclusión, sin embargo, de que los resultados son casi idénticos, lo cual demuestra, por otra parte, la poca influencia que tiene la no-linealidad en el caso del ejemplo, y que la rigidización con la profundidad es real, y representable por la expresión (16) u otra parecida. En la tabla n° 6 tenemos comparados los módulos de Young obtenidos con dicha expresión, y los calculados en la hipótesis de respuesta hiperbólica, en los casos característicos entre los resumidos en la tabla n° 4. Podemos ver que la hipótesis de respuesta hiperbólica rebaja ligeramente los módulos de deformación, pero en muy pequeña proporción y no en toda la profundidad. Igualmente, los asientos calculados son muy parecidos.

De todo lo cual se concluye que la hipótesis de elasticidad lineal, con módulo variable con la profundidad, es perfectamente aceptable en la práctica, e incluso, si consideramos las figuras 10 a 13, podemos concluir también que se puede admitir una ley lineal de crecimiento con la profundidad, sin tener que recurrir a la expresión (16) u otras parecidas o más complicadas. Con ello, resulta que el caso de Gibson reproduce con suficiente precisión el comportamiento de los suelos que estamos considerando.

Resumen y conclusiones

El tipo de cimentación más frecuentemente empleado, sobre arcillas rígidas, es el de cimentación superficial, mediante zapatas o placas. La forma más extendida de estimar sus asientos consiste en determinar la deformabilidad del suelo mediante el ensayo edométrico, estimar a partir de él un módulo de Young medio, y calcular los asientos por las fórmulas basadas en las de Boussinesq.

Sin embargo, este cálculo proporciona valores de los asientos que son varias veces mayores que los que luego se producen realmente. Típicamente, de cuatro a seis veces mayores, y, en ocasiones, hasta diez. Los asientos así erróneamente calculados llegan a veces a disuadir del empleo de este tipo de cimentación, cambiándola por soluciones más costosas.

Las causas de estos grandes errores pueden clasificarse en dos grupos:

■ Errores experimentales

Errores experimentales, debidos a la perturbación de las muestras, a su ensayo en aparatos cuya propia deformabilidad es importante en comparación con la de estos materiales rígidos;

imperfección en el tallado de las probetas, y diferencia entre la trayectoria de tensiones impuesta en el ensayo, y la que se produce en el terreno.

El empleo de los ensayos de placa de carga in situ, mejora algo esta situación, pero insuficientemente. Los triaxiales, con las técnicas usuales, son poco adecuados. Ciertas técnicas desarrolladas en distintos laboratorios de Gran Bretaña, en las que se determinan las deformaciones del tercio medio de la probeta, con sensores electrónicos muy precisos, han apuntado una mejora muy sustancial, pero son de ejecución delicada, y, por ahora, no han entrado en el campo de los ensayos de rutina.

Una ayuda importante puede encontrarse en los ensayos dinámicos (prospección sísmica y columna resonante) aunque en algún caso parece que han dado resultados algo más elevados que los reales por lo que deberán ser utilizados con precaución.

Los resultados de análisis retrospectivos pueden ser de gran fiabilidad, pero, aparte de la dificultad de poder contar con ellos, la interpretación es compleja, y pudiera resultar errónea.

Por último, diversos autores han encontrado correlaciones entre la deformabilidad de estos suelos, y otras características de los mismos, principalmente con la resistencia al corte rápido, incluyendo también a veces el índice de plasticidad, grado de sobreconsolidación (cuya determinación suele ser difícil), índice de poros, y hasta número de golpes en el SPT. Tales correlaciones deben manejarse con mucha prudencia, pero no es raro el caso de que, solamente con ellas, sea posible probar que los asientos van a ser evidentemente aceptables, aún en contra de los resultados experimentales en el edómetro.

■ Errores en el modelo matemático

La otra fuente importante de error es el supuesto de un semiespacio homogéneo, con un módulo de deformación «medio» constante. Este módulo «medio» suele elegirse, en el mejor de los casos, partiendo de placas de carga de pequeño tamaño, pero se comprueba que el terreno se comporta, en este tipo de suelos, como un suelo de Gibson, con un módulo de deformación rápidamente creciente con la profundidad.

Este crecimiento del módulo, es en parte real, y en otra aparente, y tiene tres aspectos distintos:

- Crecimiento intrínseco, debido a la presencia de capas más rígidas, de naturaleza distinta, o cementadas por su mayor edad geológica, que ha permitido ciertos procesos diagenéticos, etc.
- Crecimiento inducido, debido a la mayor restricción o tensión media aplicada sobre el suelo, en función de la profundidad, según leyes como la (15) o la (16) incluida en el texto.
- Crecimiento aparente del módulo, debido al hecho de que los incrementos de tensiones y deformaciones consecuentes, debidos a una cimentación, van disminuyendo en profundidad. Las leyes de «tensión - deformación» de estos suelos son acentuadamente no lineales, por lo que responden, frente a solicitudes cada vez más pequeñas, con módulos de deformación secantes crecientes.

TABLA 6

Módulos de Young, MPa

	$m = 0.4; n = 2.15; H = 200 \text{ m}$	$m = 0.4; n = 2.15; H = 200 \text{ m}$		
Profundidad, m	Hiperb.	Lineal	Hiperb.	Lineal
5,10	99.5	95.8	100.0	105.3
10,20	245.1	239.3	100.2	108.5
15,30	422.4	412.2	101.7	110.4
20,40	625.5	609.5	103.1	111.8
25,50	847.1	829.1	103.8	112.9
30,60	1082.4	1069.3	103.7	113.8
35,70	1328.2	1329.3	103.0	114.6
40,80	1582.7	1608.5	102.1	115.3
45,90	1845.0	1906.5	100.9	115.9
51,00	2114.3	2223.0	99.6	116.4
ASIENTO, S (cm)	2.44	2.52	6.98	6.42
ASIENTO CORREGIDO (cm)	2.43	2.41	6.98	6.76

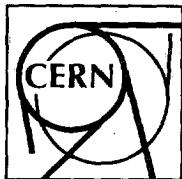
La primera de estas causas, la de cambio en la naturaleza del terreno, ha de ser combatida, evidentemente, mediante reconocimientos in situ, pudiendo ser de gran ayuda los ensayos dinámicos, particularmente los de «crosshole». La segunda y la tercera se presentan mezcladas de manera que no siempre es fácil de discriminar. En el momento actual, la investigación más avanzada concede bastante importancia a la tercera causa, la del «crecimiento aparente», debido a la no linealidad de las leyes de deformación del suelo. En el texto se indica la forma de tenerla en cuenta (fórmulas 4.4' y 17.21), pero, en el ejemplo estudiado su importancia resulta ser secundaria frente a la rigidización inducida de acuerdo con la fórmula (15) ó (16), aunque esta proporción pudiera ser diferente en otros terrenos.

Ambos efectos pueden de todos modos, quedar integrados en una única ley de crecimiento del módulo con la profundidad, con lo cual el asiento puede calcularse mediante las fórmulas y ábacos de Gibson (reproducidos parcialmente en Geotecnia y Cimientos II, pp. 169-273) o bien mediante integración numérica, teniendo en cuenta que la distribución de las tensiones es muy parecida al del caso de Boussineq, siendo tan solo necesario tener en cuenta el incremento del módulo de deformación en función de Z.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Ackery, S.K., Hellings, J.E. y Jardine, R.J. (1987). Discusión a Clayton y Khatrush (1986). *Geotechnique*, 37: 3: 414-415.
 Atkinson, J.H. y Evans, J.S. (1985). Discusión a Jardine et al. 1984. *Geotechnique*, 35: 3: 378-380.
 Brown, P.T. y Gibson, R.E. (1972). «Surface Settlement of a Deep Elastic Stratum whose Modulus increases linearly with Depth». *Canadian Geotech. J.* 9: 4.
 Brown, P.T. y Gibson, R.E. (1973). «Rectangular Loads on Inhomogeneous Elastic Soil». *J. Soil Mech. ASCE*, 99: SM10: 917-920.

- Clayton, C.R.I. y Khatrush, S.A. (1986). «A new Device for Measuring local Axial Strains on Triaxial Specimens». *Géotechnique*, 36: 4: 593-597.
- Cole, K.W. y Burland, J.B. (1972). «Observations on Retaining Wall Movements associated with a Large Excavation». 5th ECSMFE, Madrid, 1: 445-453.
- Duncan, J.M. y Chang, Ch. Y. (1970). «Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils». *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 96: SM3: 1629-1653.
- Froehlich, O.K. (1934). «Druckverteilung im Baugrunde». Springer, Viena. Trad. española por M. Carrasco, ed. ROP.
- Gens, A. y Hight, D.W. (1979). «The Laboratory Measurement of design Parameters for a Glacial Till». 7th. ECSMFE, Brighton, 2: 57-65.
- Gibson, R.E. (1967). «Some results concerning Displacements and Stresses in a Non-homogeneous Elastic Half Space». *Géotechnique*, 17: 1: 58-67. Resumen en «Geotecnia y Cimientos, II, pp. 269 ss.
- Hardin, B.O. (1972). «Effects of Strain Amplitude on the Shear Modulus of Soils». Un of Kentucky Soil Mech. Series no. 12 Referencia tomada de Massarsch, 1985.
- Hardin, B.O. (1978). «The Nature off Stress-strain Behavior of Soils». ASCE Spec. Conf. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, Pasadena. 1: 3-90.
- Hird, C.C. y Yung, K.P. (1987). Discusion a Clayton y Khatrush (1986). *Géotechnique*, 37: 3: 413.
- Isenhower, W.M. y Stokoe, K.H. (1981). Strain-rate Dependent Modulus of San Francisco Bay Mud. Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, St. Louis, USA. 2: 597-602.
- Janbu, N. (1963). «Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests». ECSMFE, Wiesbaden. 1: 19-25.
- Janbu, N. y Senneset, K. (1979). «Interpretation Procedures for obtaining Soil Deformation Parameter». 7th. ECSMFE, Brighton, 1: 185-188.
- Jardine, R.J. Symes, N.J. y Burland, J.B. (1984). «The measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus». *Géotechnique*, 34: 3: 323-340.
- Jardine, R.J., Fourie, A.B., Maswoswe, J. y Burland, J.B. (1985). «Field and Laboratory measurements of Soil Stiffness». 11th. ICSMFE, S. Francisco, 2: 511-514.
- Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B. y Burland, J.B. (1986). «Studies on the Influence of Non-linear Stress-Strain Characteristics in Soil-structure Interaction». *Géotechnique*, 36: 3: 377-396.
- Kondner, R.L. (1963). «Hyperbolic Stress-strain Response: Cohesive Soils». *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 89: SM1: 115-143.
- Koutsoftas, D.C. y Ladd Ch.C. (1985). «Design Strengths for an Offshore Clay». *J. Geotech. Eng. ASCE*, 11: 3: 337-355.
- Massarsch, K.R. (1985). «Stress-strain Behaviour of Clays». 11th. ICSMFE, S. Francisco, 2: 571-547.
- Schmertmann, J.H. (1991). «The Mechanical Aging of Soils». *J. Geotech. Eng. ASCE*, 117: 9: 1288-1330.
- Schultze, E. (1932). «Die Verteilung der Sohldruckungen unter Fundamenten. Theorie und Wirklichkeit». Mitt. Inst. fur Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, T.H. Aachen, Heft 18.
- Sridharan, A., Abraham, B.M. y Jose, B.T. (1991). «Improved Technique for Estimation of Preconsolidation Pressure». *Géotechnique*, 41: 2: 263-268.
- Stroud, M.A. (1974). «The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks». European Symp. on Penetration Testing, Estocolmo. 2. 2: 367-375.



**ORGANISATION EUROPÉENNE POUR LA RECHERCHE
NUcléaire**
EUROPEAN ORGANIZATION FOR NUCLEAR RESEARCH
Laboratoire Européen pour la Physique des Particules
European Laboratory for Particle Physics

GENEVE, SUISSE
 GENEVA, SWITZERLAND

Con objeto de mejorar la impermeabilidad y las condiciones ambientales de parte del túnel del LEP, el CERN se propone encargar a una Sociedad de ingeniería europea (o a un Grupo) los estudios, la planificación, la confección de las especificaciones técnicas de la licitación, así como la supervisión de la operación. El LEP es un acelerador de partículas instalado en un túnel circular de 27 kms. de longitud y de un diámetro interior de 3,8 m.; los 3 kms. de las obras donde se suscitan problemas han sido excavados en las rocas calcáreas del Jura, cársticos y acuíferos, donde la presión hidráulica puede exceder 1,2 MPa y donde subsisten los riesgos de deslizamientos de arena. Se observa asimismo la filtración de aguas paratísticas y una humedad excesiva del ambiente. Aún se está procurando encontrar y poner en práctica la solución de conjunto de estos problemas, tanto en el ámbito de la ingeniería civil como de tratamiento del aire. Con este fin, el CERN procederá en varias etapas. Se propone iniciar próximamente una encuesta preliminar; luego, en el primer trimestre de 1993 una consulta entre un número limitado de sociedades (o grupos) que han logrado resolver problemas similares, y están interesadas en recibir la documentación sobre este estudio. Se ruega ponerse en contacto con el CERN antes de finales de 1992 (Servicio de Compras de la División ST: Sr. Carlo Zanasi - CERN, 1211 Ginebra 23).