LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.L.P.

APUNTE
DE
COEFICIENTE DE BALASTO

Ing. Augusto José Leoni
Director

INDICE

1. INTRODUCCION

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería.

Lo que veremos en estos apuntes se refiere lógicamente, a asentamientos instantáneos, ya sea por deformaciones elásticas, plásticas, o por la suma de las dos, pero en ningún caso en estos cálculos, haremos intervenir los asentamientos por consolidación que deberán ser calculados y sumados a los valores acá determinados.

Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el **"Coeficiente de Balasto"** o **"Módulo de Reacción del Suelo"** también conocido como **"Coeficiente de Sulzberger",** estudiado muy en profundidad por Terzaghi.

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa "q" y la penetración o asentamiento de la misma "y". Generalmente se la identifica con la letra "k"

$$k = \frac{q}{y}$$

Este módulo, se obtiene mediante un simple ensayo de carga sobre el terreno, que se realiza utilizando una placa metálica rígida de sección cuadrada de 30,5 cm de lado ó de sección circular con un diámetro de 30,5 cm, que se monta como se muestra en el esquema de la Fig. N° 1.

1.1 Definición

El módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto se define como: *La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05" que equivale a una deformación de 0,127 cm,* es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva "tensión – deformación" que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm, como se aprecia en la figura adjunta.

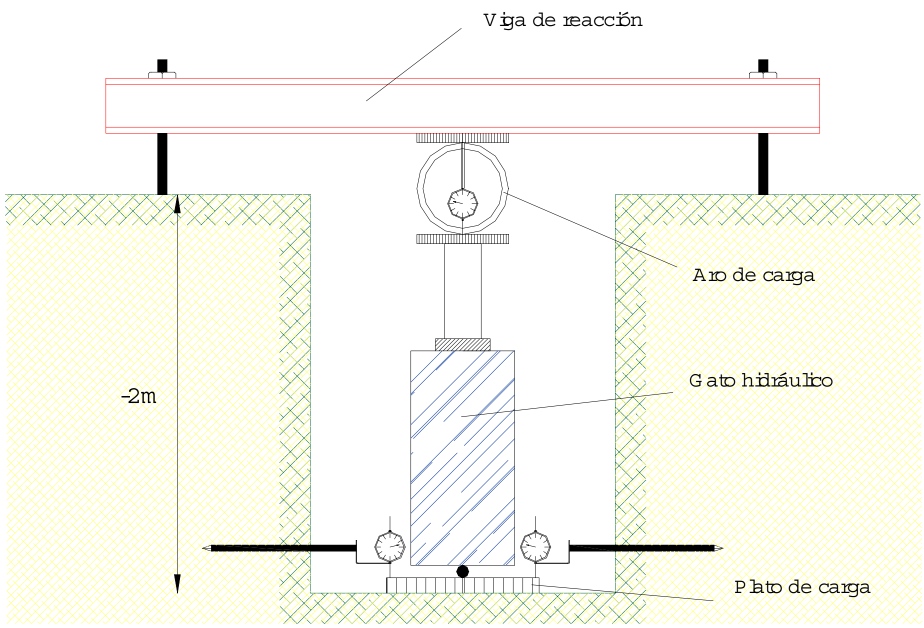


Figura N° 1: Ensayo de plato de carga

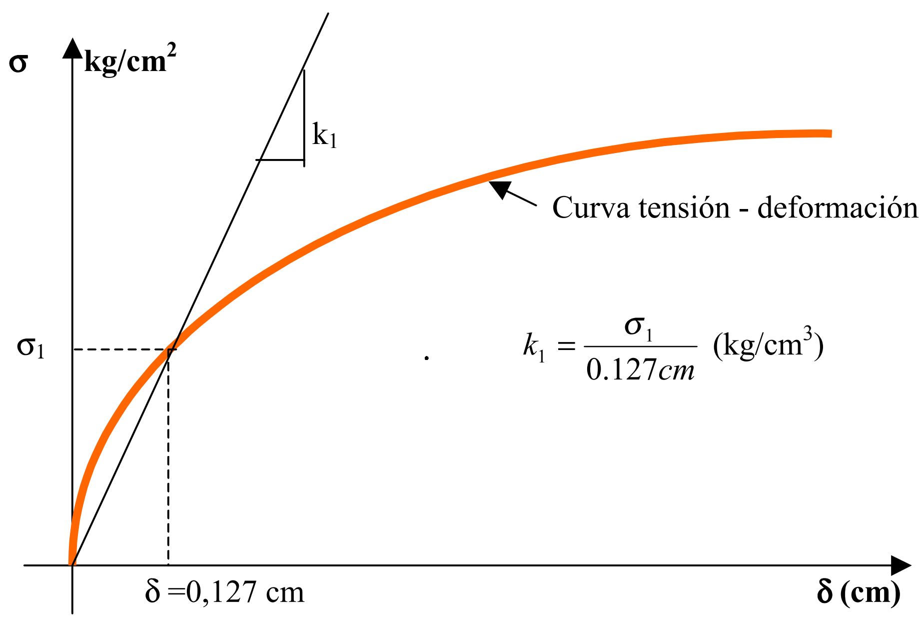


Figura N° 2: Coeficiente de balasto

Los resultados de estos ensayos se expresan con la letra "k" donde por lo general se asocia el subíndice 1 adosado a la letra k, para indicar que el valor corresponde a una placa rígida de 1 pie^2 "k_1".

Desde la masificación de los ordenadores electrónicos y el advenimiento de los métodos numéricos en el cálculo de las transferencias de carga de las estructuras a los suelos, la interpretación de este fenómeno a partir de apoyos elásticos discretos, ha facilitado enormemente la interpretación de este fenómeno de transferencia de carga entre el suelo y la estructura..

Si tenemos una base de ancho "B" y de longitud "L" cargada con una carga "Q" y apoyada a una profundidad "D" en un terreno elástico, uniforme, con un módulo de deformación constante "E", que transmite al terreno donde se apoya una tensión "q" podremos decir que el asentamiento que la misma experimentará, por deformación elástica del terreno, puede ser aproximado por la expresión:

$$y = \frac{q.B}{E}.(1-\nu^2).I \quad \text{...(1)}$$

donde "ν" es el coeficiente de Poisson, mientras que "I" es un coeficientes que tienen en cuenta la forma del área cargada y la rigidez de la base.

Considerando lo expresado anteriormente, el Módulo de Reacción nos quedaría expresado como:

$$k = \frac{q}{y} = \frac{E}{B(1-\upsilon^2).I} = Cte.\frac{E}{B}$$

1.2 Suelos Arcillosos

Si tenemos una placa cuadrada (B = L), apoyada en la superficie (D = 0), sobre un suelo arcilloso que consideraremos que tiene una humedad elevada que nos permite considerarlo incompresible frente a una solicitación instantánea (ν = 0,5), tendremos entonces que la expresión **(1)** se transforma en:

$$y = \frac{q.B}{E} \times 0{,}75 \times 0{,}885$$

Con lo cuál:

$$k = \frac{q}{y} = Cte \times \frac{E}{B}$$

De donde resulta la siguiente ecuación aproximada:

$$k = 1{,}5\frac{E}{B} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(2)}$$

Por lo tanto para una arcilla saturada, donde prácticamente no se producirán deformaciones volumétricas durante la aplicación de la carga que genera el asentamiento instantáneo, podremos decir que la expresión anterior es válida.

1.3 Suelos Granulares

Para mantos granulares donde el coeficiente "ν" es inferior a 0,50 (se aproxima a 0,4 o 0,3) y donde por lo tanto existe una deformación volumétrica, aún para una deformación instantánea del material, esta expresión toma la siguiente forma:

$$k = 1{,}30.\frac{E}{B} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(3)}$$

Sin embargo, se ha visto en la práctica, que para suelos granulares, la aplicación de la expresión (3) da resultados elevados y que se consiguen resultados más cercanos a la realidad cuando la constante 1,3 es reemplazada por 0,7, es decir para:

$$k = 0{,}70\,.\frac{E}{B} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(3 bis)}$$

Para **suelos cohesivos** podremos utilizar la ecuación (2 bis) para determinar el valor de "$k_{cuadrada}$" para una base cuadrada de lado "B ≠ 30 cm".

También si necesitamos conocer cuál será el valor de "k" para una base rectangular de ancho "B" y largo "L" en la que L/B > 1, tendremos primero que obtener el valor de $k_{cuadrada}$ dado por la ecuación **(2)** para una base cuadrada de lado "B", donde el valor de B será igual al lado menor de la base rectangular y luego multiplicar este valor de $k_{cuadrada}$ por la siguiente relación de lados:

$$k = k_{cuadrada} \cdot \left(\frac{L + 0{,}5 . B}{1{,}5 . L} \right) \quad \textbf{(4)}$$

Si se trata de una placa rectangular, donde L>>B apoyada en la superficie, este expresión en el límite para $L \rightarrow \infty$ de tal forma que el término B/2 se pueda despreciar, se transforma en el límite en:

$$k = \frac{k_{cuadrada}}{1{,}5} = 1{,}5 . \frac{E}{1{,}5 . B} = \frac{E}{B}$$ Donde B = Lado menor de la base

Cuando se trata de **suelos granulares** sin cohesión, apoyado en la superficie, el valor de k para una base cuadrada de ancho B, puede ser estimado a partir de la siguiente expresión:

$$k = k_1 . \left[\frac{B + 30}{2.B} \right]^n \quad \textbf{(5)}$$

Donde "B" se expresa en cm y "k_1" representa el valor obtenido con un ensayo de plato de carga de 30 cm de lado que también puede ser calculado con la ecuación (2bis) y se expresa en kg/cm^3

El valor del exponente "n" varía entre $2 < n < 3$

Cuando la base se apoya a una profundidad "D", se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$k = k_1 . \left[\frac{B + 30}{2.B} \right]^n . \left(1 + 2 . \frac{D}{B}\right) \quad \textbf{(6)}$$

Donde el termino $(1 + 2 . \frac{D}{B})$ nunca puede superar el valor de 2 y si lo supera se reemplaza el termino por 2.

Si tenemos una base rectangular de lados B x L y donde L > B, para conocer el valor del coeficiente de balasto tendremos que determinar el valor de " k" para una base cuadrada de lado "B" con la aplicación de la ecuación **(6)** y luego multiplicar este valor por la relación de lados dada en la ecuación **(4)**

$$k = k_{cuadrada} \ .(\frac{L + 0,5.B}{1,5.L})$$

Consideramos ahora que tenemos una base cuadrada de lado B_1 apoyada sobre un **manto granular** que frente a una tensión de apoyo "q" genera una deformación "δ_B". Supongamos además que hacemos un ensayo de plato de carga, con un plato de ancho "B_p", tendremos:

$k_P = \dfrac{q}{\delta_p}$ para el plato de carga y $k_B = \dfrac{q}{\delta_B}$ para la base de ancho B_1 que nos permite, haciendo uso de la ecuación **(5)** obtener la siguiente relación:

$$k_B = \frac{k_P}{4}\left(\frac{B_1 + B_P}{B_1}\right)^2 = \frac{k_P}{4}\left(1 + \frac{B_P}{B_1}\right)^2$$

Donde obtenemos una expresión que nos permitirá calcular la deformación experimentada por la base real de ancho "B_1" conociendo el asentamiento que se produce en el plato de carga **para la misma tensión "q".**

$$k = \frac{q}{\delta_B} = \frac{q}{4.\delta_P}\left(1 + \frac{B_P}{B_1}\right)^2$$

$$\delta_B = \frac{4\delta_P}{(1 + \frac{B_P}{B_1})^2} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ \mathbf{(7)}$$

En esta expresión se observa que el valor del asentamiento máximo "δ" que experimentará una base de ancho "B_1" de grandes dimensiones, se reduce en el límite, a:

$$\delta_B = 4.\delta_P$$

Con lo cuál el valor de "k" para ésta fundación superficial, se reducirá a su mínima expresión:

$$k = \frac{k_1}{4} = 0.25.k_1$$

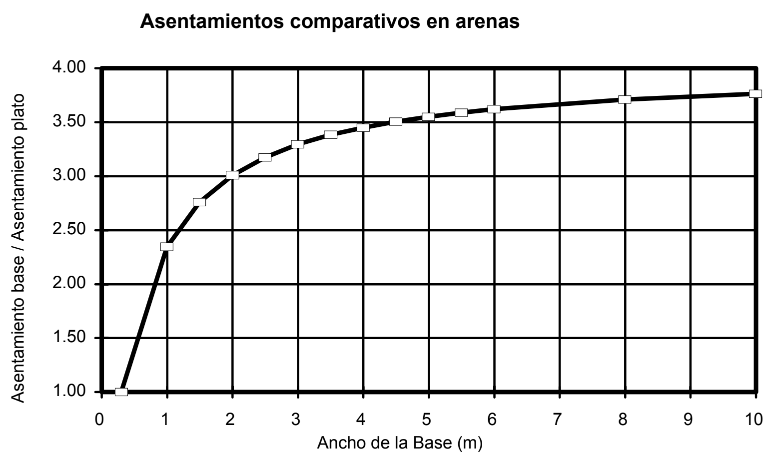


FIGURA N° 3: Relación entre el asentamiento medido en un ensayo de plato de B = 0,305 m y la base real de ancho "B_1" apoyada superficialmente en mantos de arenas para la misma tensión aplicada.

Para **suelos arcillosos**, podemos conocer el valor de k para una base real de ancho "B" a partir del módulo de reacción determinado con un plato de carga "k_1" en el que el lado del plato utilizado es B_1 = 0,305 m , sabiendo que en estos suelos si el manto es homogéneo y uniforme en profundidad, podemos considerar que el valor del módulo de elasticidad "E" se mantiene constante con lo cuál tendríamos:

$\boxed{k_1 = 1{,}5\frac{E}{B_1}}$ para el plato de carga donde B_1 = 30 cm y $\boxed{k = 1{,}5\frac{E}{B}}$ para la base de lado "B"

Podemos despejar el valor de E de cada ecuación e igualarlas con lo cuál no queda:

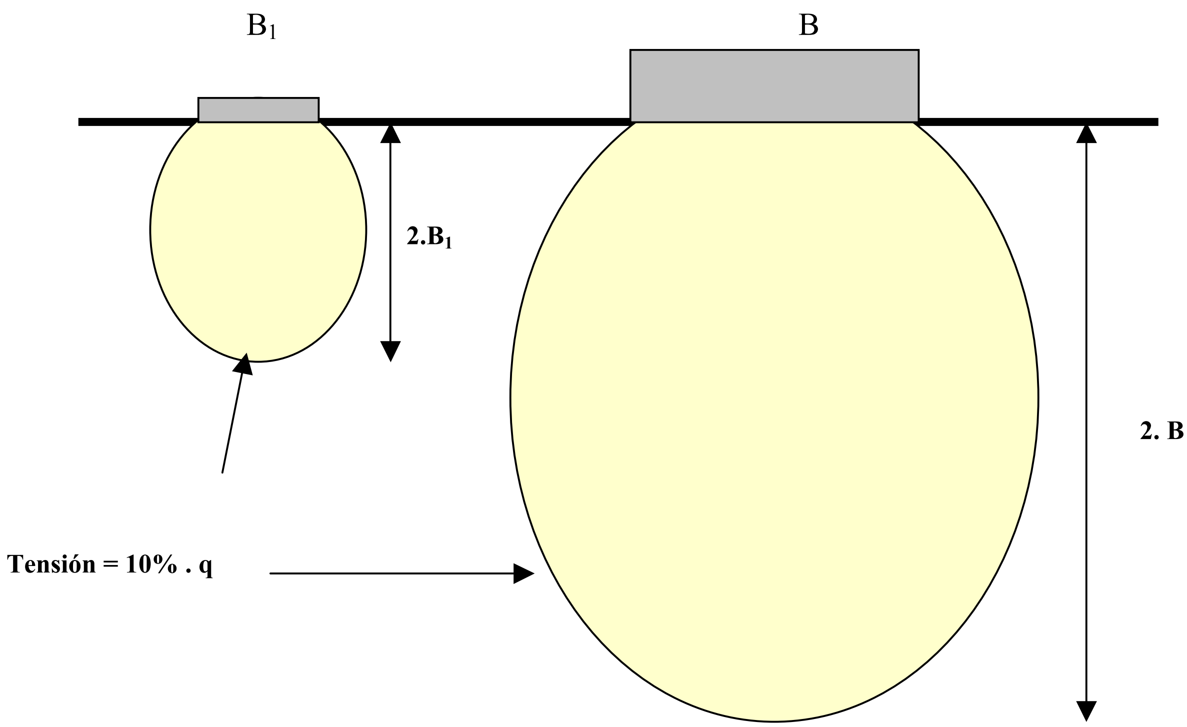
$k_1 \times B_1 = k \times B$

$$k = k_1 . \frac{B_1}{B} \quad \text{...} \quad \textbf{(8)}$$

En esta expresión se nota que el valor de “k” para una base de tamaño real donde el valor de B >> 0,30 m, se reduce a un valor prácticamente despreciable.

Al analizar estas expresiones no tenemos que perder de vista el campo de aplicación de las mismas, en cada caso en particular.

Fundamentalmente se deberá considerar la masa de suelos que se involucra dentro del bulbo de presiones generado, tanto por la placa de ensayo de B_1 = 30 cm de lado como por la base de ancho B, y estar seguros que los bulbos de tensiones que se desarrollan, se ubican dentro de masas de suelos de las mismas características mecánicas.



A modo de referencia debemos tomar en consideración que el bulbo de igual tensión correspondiente al 10% de la tensión de contacto “q” generada por el apoyo de la base de ancho “B”, llega a una profundidad de dos veces el ancho de la misma.

Sabemos que en los suelos granulares y en las arcillas blandas normalmente consolidadas, tal como las que se detectan en nuestra zona, formando parte de la Formación Post Pampeano, y que se ubican en la margen derecha del tramo inferior del Río Paraná y en litoral del Río de La Plata, el módulo de elasticidad "E" aumenta con la profundidad "z" pudiendo ser representada por:

$$E = Cte . z$$

Donde z es la profundidad a la cual se la considera

Esto nos lleva a tener que diferenciar los valores resultantes del Coeficiente de Balasto "k" según la presión de confinamiento a la que está sometido el manto que estamos estudiando, aceptando que la presión de confinamiento es una función directa de la presión efectiva de la "tapada" ($\sigma c = f(\sigma v')$)

Si consideramos que "k" también es directamente proporcional al módulo de elasticidad, e inversamente proporcional al ancho "B" de la placa que solicita al suelo tendremos:

$$kv = Cte . \frac{z}{B}$$

A los efectos de poder estimar el valor de "kv_1" en suelos granulares ubicados a poca profundidad, podemos considerar las curvas que se muestran en el gráfico de la figura N° 9, que fue construido con datos de la bibliografía internacional e interpretados matemáticamente, para valores de las arenas secas o húmedas y para las arenas saturadas, en función del índice corregido del ensayo SPT "Nc".

$$Nc = N_{SPT} \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}}$$ (Donde σ'_o se debe expresar en kg/cm^2)

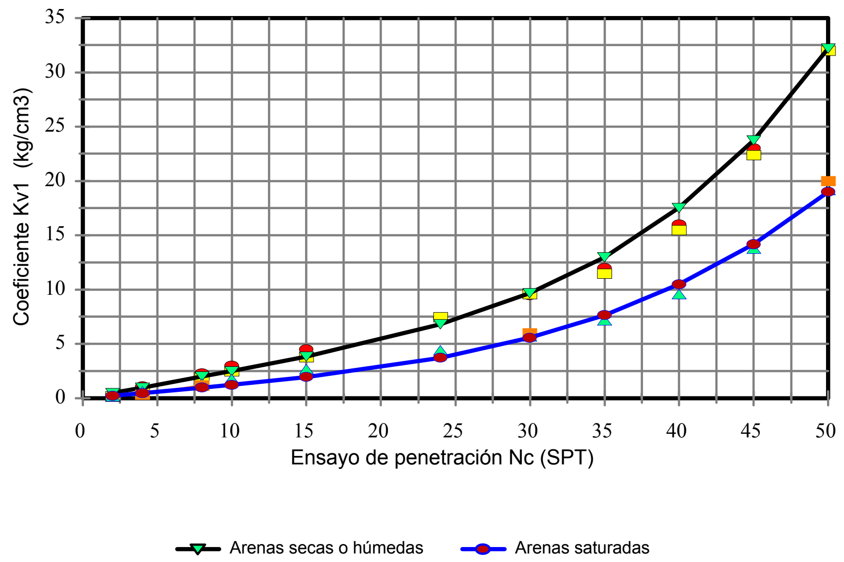


Figura N° 9: Estimación del coeficiente de balasto "k_1"en arenas, en función del índice "Nc" del ensayo SPT

Estas curvas pueden ser aproximadas por las siguientes expresiones:

$$kv_1 = (Nc.0,04)^{4,3} + Nc.0.25 \qquad \textbf{(9)}$$

(para arenas secas o húmedas)

$$kv_1 = (Nc.0,04)^{3,7} + Nc.0,12 \qquad \textbf{(10)}$$

(para arenas saturadas y sumergidas)

2.- COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL

2.1 Suelos Cohesivos (excluyendo las arcillas blandas normalmente consolidadas)

En infinidad de problemas de ingeniería, interesa conocer el valor del coeficiente de balasto horizontal "kh", Siendo los más conocidos el cálculo de pantallas y las cargas horizontales sobre pilotes. En los suelos cohesivos, este parámetro puede ser aproximado a partir de la siguiente expresión:

$$kh = \frac{E}{B} \quad \text{...} \quad \textbf{(11)}$$

O lo que es lo mismo, $kh_1 = \dfrac{kv_1}{1,5}$ para un pilote o una placa de 0,30 m de ancho.

Por lo tanto para un pilote de ancho "B" o para cilindros de diámetro D = B podemos tomar la fórmula sugerida por Terzaghi (1955) en la que kv_1 representa el Coeficiente de Balasto vertical correspondiente a un plato de 1 pie^2 de sección.

$$kh = \frac{30\,cm}{1,5.B(cm)}.kv_1 \quad \text{..} \quad \textbf{(12)}$$

O por la fórmula propuesta por Vesic (1961):

$$k_h = 0,65 \, . \sqrt[12]{\frac{E_s.D^4}{E_p.I_p}} . \frac{E_s}{(1-\mu^2)} \quad \text{...................................} \quad \textbf{(13)}$$

O por la propuesta por Biot:

$$k = \frac{0,95.Es}{(1-\mu^2)} \left[\frac{Es.D^4}{(1-\mu^2).E_p I_p} \right]^{0,108} \quad \text{..} \quad \textbf{(14)}$$

Donde: Es = Módulo de elasticidad del suelo

D = Diámetro o ancho del pilote

μ = Coeficiente de Poisson del suelo

$E_p.I_p$ = Módulo de elasticidad del pilote y Momento de inercia de la sección

2.2 Suelos Granulares

Para los suelos arenosos, donde como se explicitó anteriormente, el módulo elástico "E" del suelo aumenta con la presión efectiva de confinamiento, el valor de "kh" puede ser aproximado con la utilización de la siguiente ecuación:

$$kh = nh \frac{z}{B} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(15)}$$

Donde el valor de la constante de proporcionalidad "nh" al igual que el "kv" dependerá de la ubicación del manto considerado con relación al nivel de la napa de agua, es decir, que tendremos un valor para las arenas secas ó húmedas y otro para las saturadas, como se puede apreciar en el gráfico de la figura N° 14 que se observa a continuación, donde se han representado valores aconsejados por diversos investigadores que analizaron este tema, en función del valor del índice del ensayo "SPT".

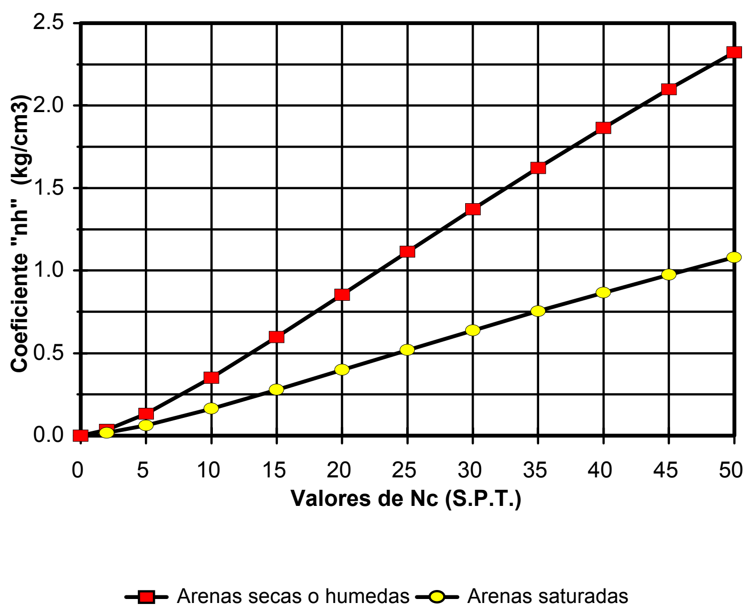


Figura N° 14: Estimación del coeficiente "nh" en arenas, en función del índice "Nc" del ensayo SPT

Estas curvas, también pueden ser interpretadas por las siguientes ecuaciones:

$$nh = \left[\frac{Nc}{Nc.0{,}18 + 22} \right]^{1{,}5} + 0{,}08 \quad \textbf{(16)}$$

(Para las arenas secas o húmedas en kg/cm^3)

$$nh = \left[\frac{Nc}{Nc.0{,}36 + 32} \right]^{1{,}7} + 0{,}03 \quad \textbf{(17)}$$

(Para las arenas saturadas en kg/cm^3)

Otra alternativa de cálculo se logra con la utilización de la fórmula propuesta por Terzaghi para el valor de “nh”.

$$kh = \frac{C.\gamma'}{1.35} \frac{z}{B} \quad \textbf{(18)}$$

Donde el valor de “nh” toma el valor:

$$nh = \frac{C.\gamma'}{1{,}35}$$

En esta ecuación “C” es un coeficiente que varía entre valores mínimo del orden de 100 para arenas Sueltas, a un valor de 2.100 para arenas Densas, y que puede ser aproximado en función de los resultados del SPT por la siguiente ecuación:

$$C = \left[\frac{Nc}{0{,}5 + 0{,}015\,.Nc} \right]^{2} + 80 \quad \textbf{(19)}$$

2.3 Suelos Arcillosos Blandos

Para las arcillas blandas normalmente consolidadas, el valor del módulo de deformación también aumenta con la profundidad "z" con lo cuál la relación

$$kh = nh\frac{z}{B}$$

también tiene vigencia y el parámetro "nh" toma la forma:

$$nh = C \, . \, \gamma' \qquad \textbf{(20)}$$

Donde el valor de la constante "C" se puede aproximar con la siguiente relación empírica que toma en cuenta las características arcillosas del suelo que se considera, a través del valor de su límite líquido "w_L" expresado en %.

$$C = \frac{2000}{(w_L - 10)} \qquad \textbf{(21)}$$

Por lo tanto el valor de "kh" finalmente nos queda:

$$k_h = C \, . \gamma' . \frac{z}{B} \qquad \textbf{(22)}$$

Otra alternativa es la de estimar el valor de "c_u" para los suelos arcillosos normalmente consolidados saturados, a través del siguiente entorno de valores:

$$0,20 \le \frac{c_u}{\sigma_V'} \le 0,40 \qquad \textbf{(23)}$$

y a partir de este valor calcular:

$k_{v1} = 1,6 \, . \, q_u = 3,2 \, . \, c_u$ . . . . **(24)**

$$kh = \frac{k_{v1}}{1,5}$$ . . . . **(25)**

3. ANALISIS CRITICO

Si analizamos lo visto hasta este punto respecto a los valores calculados para determinar el Coeficiente de Reacción o Coeficiente de Balasto **"k"**, vemos que interpreta la deformación de los suelos según una variación lineal y constante, dada por una relación como la que se indica a continuación:

$$y = cte.q = \frac{q}{k}$$

En muchos casos esta utilización de 1/k = Cte. Se realiza en forma totalmente independiente de las tensiones admisibles y aún, lo que es más grave, de las tensiones de rotura del suelo.

Si observamos el gráfico de la figura N° 15 vemos claramente que si no limitamos el valor de la tensión σ a un valor menor a la tensión admisible (σ_{adm}.) o a un valor menor a la tensión de rotura (σ_{rot}.) y aplicamos directamente a "k" para calcular una constante de resorte,

$$q = k \cdot y$$

Corremos el riesgo de que ésta metodología de cálculo de los esfuerzos, nos pueden llevar sin darnos cuenta, a considerar valores muy superiores a los límites básicos expresados en el párrafo anterior.

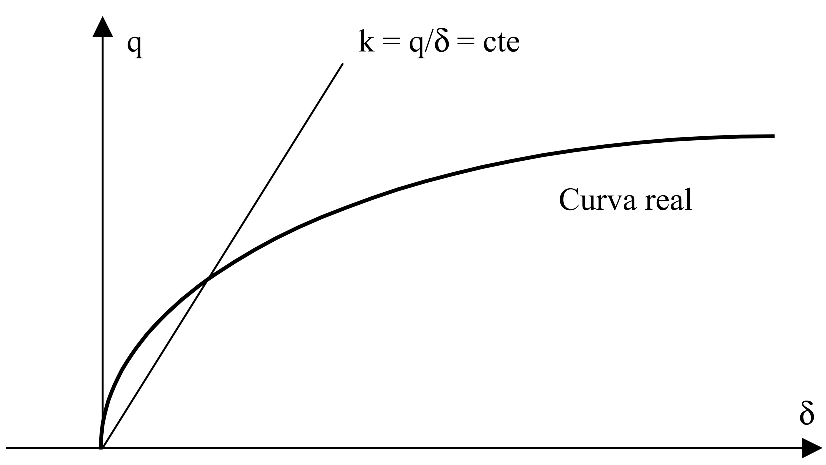


Figura N° 15: Representación de un ensayo de plato de carga

Por ello, en la utilización de "k" **como un parámetro constante**, hay que ser muy riguroso y tener en claro que el mismo puede ser representativo solamente para un rango muy reducido de tensiones o para pequeñas deformaciones.

Por lo expresado precedentemente es necesario que veamos ahora una versión más acertada y más cercana a la realidad, que nos permite interpretar con mayor precisión las relación entre las tensiones y las deformaciones que se producen en la interacción "Suelo - Estructura".

Para ello seguiremos los desarrollos propuestos por Konder, Duncan – Chang y Núñez entre otros.

Si analizamos un ensayo de plato de carga y representamos los resultados en un gráfico "σ - δ" tendremos la representación que se observa en la figura N° 2 y en la N° 16.

En esta misma figura podemos trazar algunos de los infinitos valores de "k" correspondientes a los pares de valores σ/δ y representar en un segundo gráfico, como varía "k" en función de la tensión "σ" aplicada.

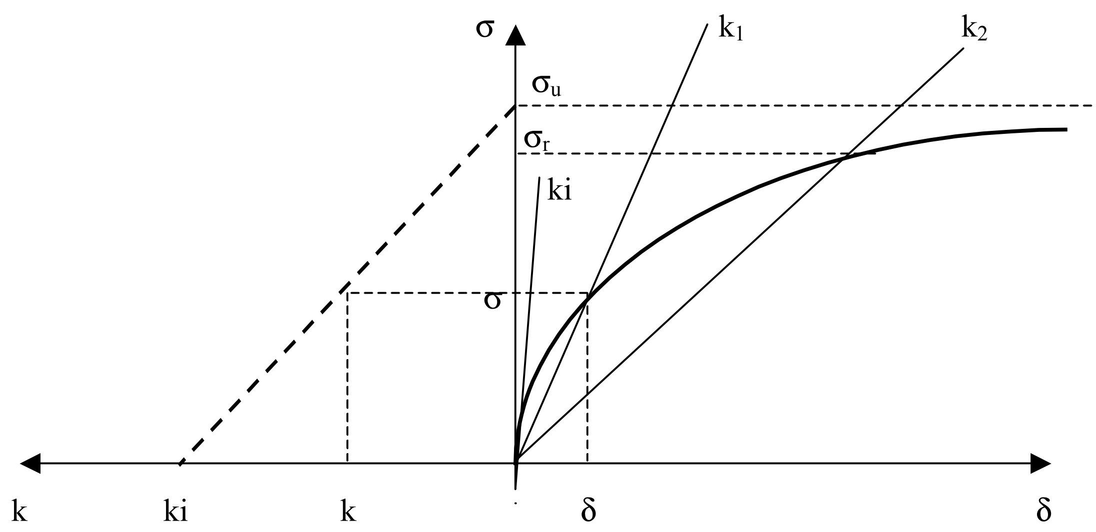


Figura N° 16: Representación de un ensayo de plato de carga

Como se aprecia en la figura, los distintos valores de "k" en la representación σ-k se alinean según una recta.

Si obtenemos la ecuación de esta recta podremos definir la forma de la curva tensión deformación y también considerar la variación de "k" para cualquier valor de la tensión aplicada.

Para obtener la ecuación de esta recta hacemos:

$$\frac{(\sigma_u - \sigma)}{k} = \frac{\sigma_u}{ki}$$

$$\boxed{k = ki(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u})}$$

En esta ecuación tenemos la necesidad de conocer los valores de "ki" y "σ_u" para poder aplicarla..

Para resolver el problema que nos plantea el desconocimiento de "σ_u" podemos hacer uso de la relación entre σ_u y σ_R que denominaremos "dR".

Donde "σ_u" es la tensión última del ensayo al que le correspondería una deformación infinita, mientras que "σ_R" es la tensión de rotura que medimos en el ensayo.

$$dR = \frac{\sigma_R}{\sigma_u}$$

Sabemos además que sin mucho error podemos adoptar que $0{,}75 < dR < 0{,}85$

Por lo tanto si adoptamos un valor de dR, y calculamos el valor de σ_R con alguna de las fórmulas de capacidad de carga (por ejemplo la de Brinch Hansen) podemos aproximar un valor de σ_u con la suficiente aproximación como para resolvernos el problema.

$$\sigma_u = \frac{\sigma_R}{dR}$$

Volviendo a la fórmula que nos de $k = f(\sigma)$ vemos que la misma la podremos aplicar para cualquier valor de la tensión aplicada ya que nos representa con mucha aproximación el comportamiento real del suelo, aún para tensiones superiores a la carga de rotura. Además si multiplicamos el valor de “k” para un área de influencia de la estructura en cuestión, tendremos directamente la constante de resorte a ser utilizada en los cálculos de “tensión – deformación” entre la interacción de la estructura y el suelo.

Otra de las aplicaciones importantes de esta relación la obtenemos haciendo:

$$k = \frac{\sigma}{\delta} = ki(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R} dR) \quad \textbf{(26)}$$

de la cuál obtenemos las siguientes dos ecuaciones de suma utilidad:

$$\sigma = \frac{1}{\left[\frac{1}{\delta ki} + \frac{dR}{\sigma_R}\right]} \quad \textbf{(27)}$$

$$\delta = \frac{1}{ki\left[\frac{1}{\sigma} - \frac{dR}{\sigma_R}\right]} \quad \textbf{(28)}$$

Estas ecuaciones, haciendo un manejo apropiado de los parámetros que intervienen, nos permiten aproximar con bastante acierto la curva “carga – asentamiento” de la base que estamos proyectando.

En estos casos los valores de “ki” que se manejan deberán diferenciarse de los valores de k_1 que vimos en los capítulos anteriores.

Para obtener el valor de “k_1i” que corresponde a un plato normalizado de 30 cm de lado, hacemos uso de las expresiones ya vista en estos apuntes:

$\boxed{k_1 i = 1{,}5\,\frac{Ei}{B}}$ (para suelos cohesivos) $\boxed{k_1 i = 0{,}70\,\frac{Ei}{B}}$ (para suelos granulares)

En estas aplicaciones los valores de ki deberán ser determinados para cada base en particular y teniendo en cuenta las fórmulas específicas para cada tipo de suelo (cohesivo o granular).

Por ejemplo en el caso de **suelos cohesivos** tendremos que el valor de k_{1i} se deberá determinar con:

$k_{1i} = 1{,}5 . \frac{Ei}{B}$ con B = 30 cm

Mientras que para una base cuadrada de ancho B_1 tendremos:

$k_{i\ cuadrada} = k_{1i} . \frac{B}{B_1}$ donde B = 30 cm, y el ancho B_1 también se debe expresar en cm.

Y para una base rectangular de ancho B_1 y largo L, tendremos primeramente que determinar el valor de k_i para una base cuadrada con la fórmula anterior y luego aplicar:

$ki_{\ rectangular} = ki_{\ cuadrada} . \frac{L. + 0{,}5.B}{1{,}5.L}$

Para el caso de **suelos granulares** tendremos que el valor de k_{1i} se deberá determinar con:

$k_{1i} = 0{,}70 . \frac{Ei}{B}$ con B = 30 cm

Mientras que para una base cuadrada de ancho B_1 tendremos:

$ki_{cuadrada} = k_{1i} . \left[\frac{B_1 + 30}{2 . B_1}\right]^n .(1 + 2 . \frac{D}{B_1})$ donde B_1 y D se expresan en cm.

Y para una base rectangular de ancho B_1 y largo L, tendremos primeramente que determinar el valor de k_{1i} para una base cuadrada con la fórmula anterior y luego aplicar:

$ki_{\ rectangular} = k_{i\,cuadrada} .(\frac{L + 0{,}5.B_1}{1{,}5.L})$

4. EJERCICIOS DE APLICACIÓN

A partir de lo visto hasta este punto veamos ahora algunos ejercicios de aplicación:

Ejercicio 1: Supongamos tener una estratigrafía conformada por suelos arenosos de baja densidad relativa con un valor del ensayo SPT de Nc = 4 en promedio, que se extiende hasta los –10 m de profundidad con una densidad húmeda de $\gamma h = 1{,}80\ tn/m^3$ donde queremos determinar el valor de "nh".

$C = (4/(0{,}5 + 0{,}015 \times 4))^2 + 80 = 131$ (Ver fórmula 19)

$nh = C.\gamma'/1.35 = 131 \times 0{,}0018\ kg/cm^3/1{,}35 = 0{,}175\ kg/cm^3$

Aplicando la formula (16): $nh = (4/(4 \times 0{,}18 + 22))^{1,5} + 0.08 = 0.154\ kg/cm^3$

Si ahora suponemos que por una inundación la napa asciende hasta la superficie los valores serán: $\gamma' = 0{,}85\ tn/m^3$

$C = (4/(0{,}5 + 0{,}015x4))^2 + 80 = 131$

$nh = 131 \times 0{,}00085\ kg/cm^3/1{,}35 = 0{,}082\ kg/cm^3$

Aplicando la formula (17): $nh = (4/(4 \times 0{,}36 + 32))^{1,7} + 0.03 = 0.057\ kg/cm^3$

Si se tratara de arena densa húmeda con un valor del SPT de Nc = 15 y una densidad $\gamma h = 2{,}00\ tn/m^3$ tendremos:

$C = (15/(0{,}5 + 0{,}015x15))^2 + 80 = 508$

$nh = 508 \times 0{,}002\ kg/cm^3/1{,}35 = 0{,}752\ kg/cm^3$

Aplicando la formula: $nh = (15/(15 \times 0{,}18 + 22))^{1,5} + 0{,}08 = 0.553\ kg/cm^3$

Para la misma arena pero saturada, donde $\gamma' = 1{,}0\ tn/m^3$ tendremos:

$C = (15/(0{,}5 + 0{,}015x15))^2 + 80 = 508$

$nh = 508 \times 0{,}001\ kg/cm^3/1{,}35 = 0{,}376\ kg/cm^3$

Aplicando la formula: $nh = (15/(15 \times 0{,}36 + 32))^{1,7} + 0.03 = 0.241\ kg/cm^3$

Como se puede apreciar, los valores calculados por uno u otro sistema son bastantes coincidentes, dentro del entorno de validez de estos parámetros y desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

Ejercicio 2: Supongamos ahora que queremos determinar el valor de "nh" a distintas profundidades para un manto de arcillas blandas normalmente consolidadas, con un valor medio del $w_L = 70\%$ y un valor de $\gamma' = 0{,}75$ tn/m^3, en las que el valor del índice resultante del ensayo SPT es en todos los casos $N < 1$. Este ensayo evidentemente no tiene la sensibilidad necesaria para definir ningún parámetro en este tipo de suelos, en virtud de ello, debemos implementar otras metodologías de ensayos "in-situ" como por ejemplo la del ensayo Vane test o "Ensayo de la veleta de corte".

En el gráfico de la figura N° 17 en la que se dan los resultados que se obtuvieron con un equipo GEONOR Modelo H-10 en un manto de arcillas pertenecientes a la formación Post Pampeano ubicadas en el lecho del Río de La Plata frente a las costas de la Ciudad de Buenos Aires.

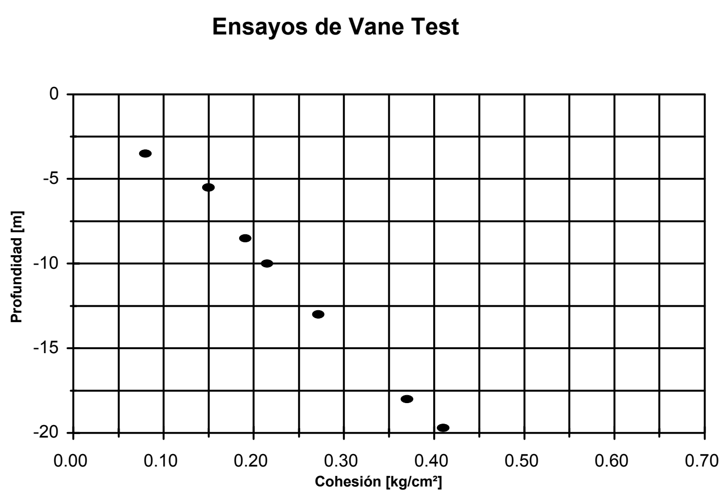


Figura N° 17: Resultados del ensayo de Vane test en un manto de arcilla blanda normalmente consolidada donde se midió una densidad efectiva $\gamma' = 0{,}75$ tn/m^3

Se puede apreciar en esta gráfica que los suelos analizados conforman un manto de suelos Normalmente Consolidados donde la relación de sobre consolidación será:

OCR = 1

Podemos aplicar entonces la fórmula propuesta por Mitchell y Mayne (1988) y hacer:

$$OCR = \beta . \frac{Cu}{\sigma_o'} \qquad \text{Donde además} \qquad \beta = \frac{222}{w\%}$$

Para nuestro caso $w_n = 65\%$ con lo que $\beta = 3.41$

$Cu = \frac{\gamma' . Z}{\beta}$ = (0,75 tn/m^3. Z) / 3,41 = 0,22 . Z (tn/m^2)

Como además en estos suelos arcillosos blandos el valor de kv_1 se puede aproximar con:

kv_1 = 1,6 . qu = 3,2 . Cu (expresado en kg/cm^3)

Como además kh = $\frac{kv_1}{1,5} = \frac{3,2}{1,5} . Cu = 2,13 . Cu$ (en kg/cm^3)

Haciendo el cálculo para distintas profundidades tendremos:

Z m	Cu Kg/cm^2	Kh Kg/cm^3	Kh tn/m^3
5	0.110	0.234	234
10	0.220	0.468	468
20	0.440	0.937	937

Otra alternativa de cálculo sería la siguiente:

Si la estructura que estamos analizando es un cilindro de B = 0,50 m de diámetro, podemos utilizar la ecuación:

$$kh = nh \frac{z}{B}$$

Donde $nh = C.\gamma'$ con $C = \frac{2000}{(w_L - 10)}$

Como el suelo que estamos estudiando tiene un valor del w_L = 70% tendremos un valor de C = 33,3

Con lo cuál:

nh = C . γ' = 33,3 x 0,00075 kg/cm^3 = 0.025 kg/cm^3

Aplicando ahora:

$$kh = nh \frac{z}{B}$$

Y considerando el cálculo para distintas profundidades tendremos:

Z **m**	**kh** **Kg/cm^3**	**kh** **tn/m^3**
5	0.250	250
10	0.500	500
20	1.000	1000

Ejercicio 3: Supongamos que queremos calcular para dos bases cuadradas apoyadas sobre un suelo cohesivo compacto con un valor deducido del Ensayo Normal de Penetración de N = 15 golpes en promedio, el valor del coeficiente de Reacción de la Subrasante "k".

Las fundaciones que consideraremos, son netamente distintas en tamaño, a los efectos de magnificar las diferencias que se plantean cuando hacemos intervenir este factor, digamos que una base tiene 2,00 m y la otra 10,00 m de lado respectivamente.

a) Del ábaco dado en el apunte de Ensayo SPT (figura N° 6) que transcribimos, obtenemos para N = 15 los siguientes valores:

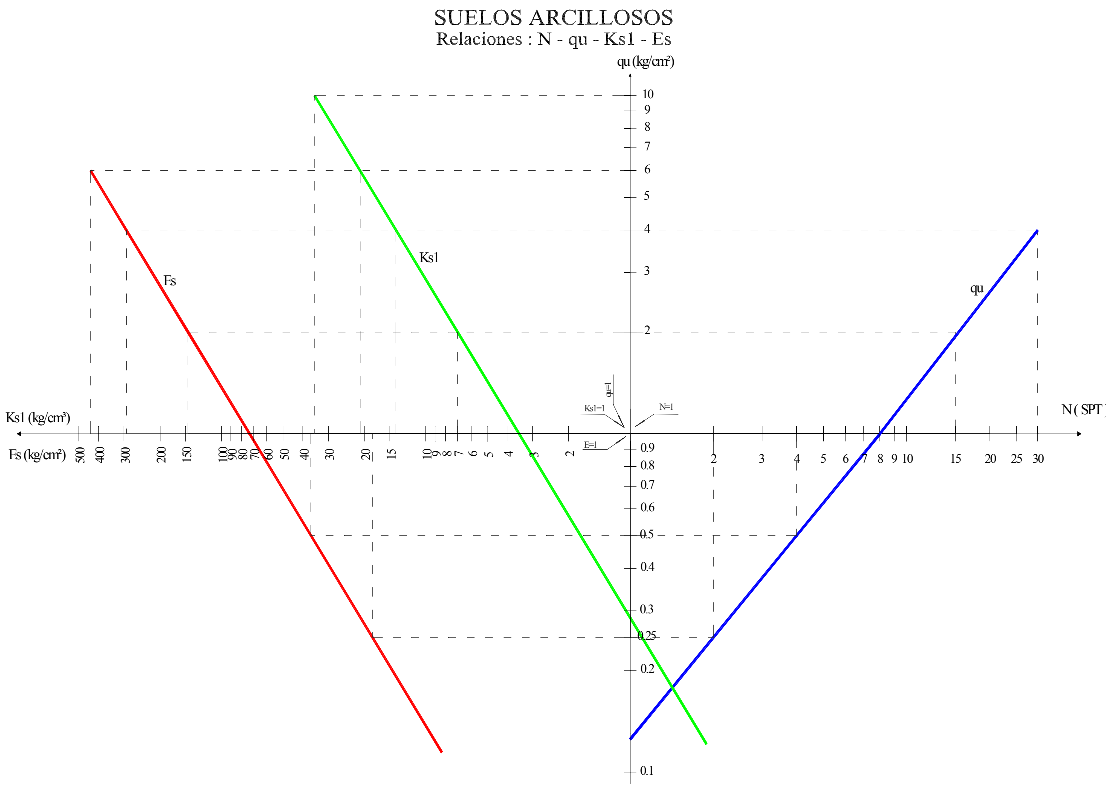
k_1 = 7 kg/cm^3 q_u = 2 kg/cm^2 Es = 150 kg/cm^2

Con estor valores podemos obtener el valor de "k" para cada base con la ecuación (2):

$k = 1{,}5.\dfrac{E}{B}$ Con lo cuál para cada una de las bases tendremos:

$k_{2\,m} = 1{,}5 \text{ x } 150 \text{ kg/cm}^2 \; / \; 200 \text{ cm} = 1{,}125 \text{ kg/cm}^3$

$k_{10\,m} = 1{,}5 \text{ x } 150 \text{ kg/cm}^2 \; / \; 1000 \text{ cm} = 0{,}225 \text{ kg/cm}^3$



Otra forma que hemos visto para calcular este parámetro, es utilizando la ecuación **(8)**:

$k = k_1 \dfrac{B_{30}}{B}$ donde $B_{30} = 0{,}305$ m

$k_{2\,m} = 7 \text{ kg/cm}^3 \text{ x } 0{,}305 \text{ m} / 2 \text{ m} = 1{,}050 \text{ kg/cm}^3$

$k_{10\,m} = 7 \text{ kg/cm}^3 \text{ x } 0{,}305 \text{ m} / 10 \text{ m} = 0{,}210 \text{ kg/cm}^3$

Se observa que los resultados son prácticamente coincidentes.

b) Calculemos ahora el valor de “k” para las dos bases anteriores, utilizando las ecuaciones propuestas por el Profesor E. Núñez **(26)**.

$k = ki\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R} dR\right)$ Donde adoptaremos para dR un valor de 0,80 y variaremos el valor de “σ” tomando distintos valores del coeficiente de seguridad “Fs”

Para el valor de la tensión admisible, tendremos $\sigma_{adm} = \sigma_R/Fs$ con lo cuál nos queda:

$$k = ki\left(1 - \frac{1}{Fs} dR\right)$$

Para obtener el valor de “ki” recurrimos a la tabla N° 1 donde obtenemos que para una arcilla de las características como las que nos ocupa, el valor de:

$Ei = 350.q_u = 350 \text{ x } 2 \text{ kg/cm}^2 = 750 \text{ kg/cm}^2$

TABLA N° 1

Módulo de deformación tangente inicial en arcillas en función de q_u

(q_u = resistencia a la compresión simple)

Ei = (100 a 250) x q_u	Arcillas normalmente consolidadas, sensitivas
Ei = (350 a 600) x q_u	Arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobre consolidadas, insensitiva
Ei = (750 a 1.000) x q_u	Arcillas sobre consolidadas

Si ahora decimos que para calcular el valor de la tensión admisible hemos utilizado un coeficiente de seguridad Fs = 3, los valores de “ki” para cada base serán:

$ki_{\,2\,m} = 1{,}5 \text{ x } 750 \text{ kg/cm}^2 / 200 \text{ cm} = 5{,}25 \text{ kg/cm}^3$

$ki_{\,10\,m} = 1{,}5 \text{ x } 750 \text{ kg/cm}^2 / 1000 \text{ cm} = 1{,}05 \text{ kg/cm}^3$

$$k_{2m} = 5{,}25 kg/cm^3\left(1 - \frac{0{,}8}{3}\right) = 3{,}85 kg/cm^3$$

$$k_{10m} = 1{,}05 kg / cm^3 \left(1 - \frac{0{,}8}{3}\right) = 0{,}77 kg / cm^3$$

Si hacemos el cálculo a rotura, es decir utilizamos un valor de Fs = 1 tendremos:

$$k_{2m} = 5{,}25 kg / cm^3 (1 - 0{,}8) = 1{,}05 kg / cm^3$$

$$k_{2m} = 1{,}05 kg / cm^3 (1 - 0{,}8) = 0{,}21 kg / cm^3$$

Se observa con los resultados que se obtienen que el Módulo de Balasto "k" calculados en la parte "a" arrojan valores correspondientes al estado de rotura de la base. Mientras que para valores de tensiones correspondientes a las tensiones admisibles o de trabajo, los valores de "k" como es lógico, son apreciablemente mayores.

Ejercicio 4: Veamos ahora otro ejemplo para un suelo cohesivo menos compacto supongamos que queremos calcular para dos bases cuadradas apoyadas sobre un suelo cohesivo Medianamente Compacto con un valor deducido del Ensayo Normal de Penetración de N = 7 golpes en promedio.

Las bases a considerar tienen 2,00 m una y 5,00 m de lado la otra respectivamente.

c) Del ábaco de la Figura N° 6 obtenemos para N = 7 los siguientes valores:

k_1 = 3 kg/cm^3 q_u = 0,88 kg/cm^2 Es = 65 kg/cm^2

Con estor valores podemos obtener el valor de "k" para cada base con la ecuación:

$k = 1{,}5.\dfrac{E}{B}$ Con lo cuál para la base de 2,00 m tendremos

$k_{2\,m}$ = 1,5 x 65 kg/cm^2 / 200 cm = 0,49 kg/cm^3

$k_{5\,m}$ = 1,5 x 65 kg/cm^2 / 500 cm = 0,20 kg/cm^3

Otra forma que hemos visto para calcular este parámetro es haciendo:

$k = k_1 \dfrac{B_{30}}{B}$ donde B_{30} = 0,305 m

$k_{2\,m}$ = 3 kg/cm^3 x 0,305 m / 2 m = 0,46 kg/cm^3

$k_{10\,m}$ = 3 kg/cm^3 x 0,305 m / 5 m = 0,18 kg/cm^3

Se observa que desde el punto de vista geotécnico los resultados obtenidos por los dos métodos son satisfactorios.

d) Veamos ahora cuál será el valor de "k" para distintos valores de la tensión aplicada "q" de las dos bases, tomando para ello la siguiente ecuación:

$k = ki\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R} dR\right)$ Donde adoptaremos para dR un valor de 0,80

De la tabla N° 1 obtenemos que para una arcilla de las características como las que nos ocupa, adoptamos para Ei el valor de:

Ei = 150.q_u = 150 x 2 kg/cm^2 = 300 kg/cm^2

Si ahora decimos que para calcular el valor de la tensión admisible el coeficiente de seguridad adoptado es Fs = 3, los valores de "ki" para cada base serán:

ki $_{2\,m}$ = 1,5 x 300 kg/cm^2 / 200 cm = 2,25 kg/cm^3

ki $_{5\,m}$ = 1,5 x 300 kg/cm^2 / 500 cm = 0,90 kg/cm^3

$$k_{2m} = 2{,}25 kg / cm^3\left(1 - \frac{0{,}8}{3}\right) = 1{,}65 kg / cm^3$$

$$k_{5m} = 0{,}90 kg / cm^3\left(1 - \frac{0{,}8}{3}\right) = 0{,}66 kg / cm^3$$

Si hacemos el cálculo a rotura, es decir utilizamos un valor de Fs = 1 tendremos:

$$k_{2m} = 2{,}25 kg / cm^3 (1 - 0{,}8) = 0{,}45 kg / cm^3$$

$$k_{5m} = 0{,}90 kg / cm^3 (1 - 0{,}8) = 0{,}18 kg / cm^3$$

Se observa nuevamente que con los resultados que se obtienen que el Módulo de Balasto "k" calculados en la parte "a" arrojan valores correspondientes al estado de rotura de la base. Mientras que para valores de tensiones correspondientes a las tensiones admisibles o de trabajo, los valores de “k” son mayores.

Supongamos ahora que en éste mismo suelo tenemos que apoyar una base rectangular de ancho B = 1,50 m y L = 3,00 m tendremos de la ecuación (2):

$ki_{cuadrada}$ = 1,5 . 300 kg/cm^2 /150 cm = 3 kg/cm^3

$ki_{rectangular} = ki_{cuadrada} \cdot \frac{L. + 0,5.B}{1,5.L}$ = 3 kg/cm^3.(3 m + 1,5 m / 2)/(1,5 . 3m) = 3 kg/cm^3 . 0,83

$ki_{rectangular}$ = 2,49 kg/cm^2

Si la base tuviera una longitud muy superior a su ancho “B”, tendríamos:

$ki_{rectangular}$ = 0,67 x $ki_{cuadrada}$ = 0,67 x 3,0 kg/cm^3 = 2,01 kg/cm^3

5.- BIBLIOGRAFIA

1. "Geotecnia y Cimientos" Jimenez Salas. T I, II y III. Ed. Rueda. Madrid. 1975
2. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" Terzaghi y Peck.
3. Mecánica de Suelos, J. Badillo R. Rodríguez, 1985
4. Settlement Analysis, ASCE N° 9, 1994
5. "Mecánica Teórica de los Suelos" Terzaghi Ed. Willey and Sons
6. "Modulo de Reacción del Terreno o Coeficiente de Balasto" Ing. E. Núñez Boletín SAIG N° 30 año 1999
7. Los Asientos de los Edificios y los Daños que Producen Parte I y II. Interacción Entre la Estructura y el Terreno Subyacente Burland y Wroth 1976
8. "Predictive Soil Mechanics" Proceedings of the Wroth Memorial Symposium Ed. Houlsby and Schofield.
9. Principles of Geotechnical Engineering, Braja M. Das, 1997
10. Principles of Foundations Engineering, Braja M. Das, 1999
11. Foundation Engineering Handbook, Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang, 1975.
12. Fundacões, Teoria e Prática, (varios autores) ABMS/ABEF, 1999