

**Segundo Encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos y Estructuras
Septiembre de 1,993. Santa Fe de Bogotá**

EL COEFICIENTE DE BALASTO

Manuel Delgado Vargas I.C. M.I.C.¹

1. INTRODUCCION

La cuantificación del coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo, depende de la predicción de asentamientos de los sistemas fundación-suelo, que constituye uno de los temas más extensos y complejos en la ingeniería geotécnica actual. Un cuantioso volumen de referencias tocantes a nuevos avances en la investigación, exigen un gran esfuerzo de los expertos en la intención de mantenerse al día y obligan a la especialización y experiencia con las condiciones locales. En aspectos como los asentamientos en suelos granulares, no se ha dicho aún la última palabra y se continúa con un esfuerzo investigativo importante, en buena parte orientado a establecer la real validez y utilidad, de desarrollos recientes promisorios. La disponibilidad y costo decreciente de los computadores e informática permite utilizar en forma más intensa, inconcebible en un reciente pasado, modelos complejos del comportamiento del suelo, como el de Cambridge, y el uso de modelación numérica por medio de elementos finitos, elementos de frontera, ecuaciones integrales, método de las características y otros.

Antes de adoptar un modelo sofisticado de análisis se debe establecer la validez de las bases teóricas del mismo para las condiciones del problema entre manos. Además, para sacar el mejor provecho de una mayor precisión numérica en los cálculos, se requiere realizar un programa conducente a identificar y precisar los parámetros del suelo para alimentar el modelo, por medio de una caracterización competente a través de ensayos de laboratorio y en el terreno. Se debe aplicar una mentalidad estadística que permitan usar los conceptos de confiabilidad. En casos de incertidumbre con ciertos parámetros, los modelos pueden servir para adelantar análisis de sensibilidad a la variación de los parámetros.

¹ Profesor e investigador, Escuela Colombiana de Ingeniería
Socio y Asesor, Consultoría Colombiana S. A.

Entre los criterios necesarios para seleccionar los modelos analíticos y juzgar los resultados de su aplicación, está el establecer magnitudes probables de las variables y resultados, así como la solidez del enfoque teórico aplicado. Para esto se requieren métodos manejables con sistemas manuales de cálculo y el empleo de correlaciones empíricas de los parámetros necesarios, con propiedades índice del suelo, desarrolladas bajo condiciones similares a las imperantes en el área en donde se trabaja. Es decir, se trata de realizar un análisis preliminar del problema, como ayuda para no perderse entre los extensos listados de información que típicamente puede arrojar un ejercicio computarizado.

Frecuentemente para el diseño final de las fundaciones, se requiere hacer predicciones de los asentamientos para el sistema suelo-fundación, definido en el estudio de suelos y bajo las cargas esperadas. Si se requieren valores del coeficiente de balasto, estos deben relacionarse con los asentamientos previstos pertinentes, obtenidos en dicho estudio. El alcance de las presentes notas es llamar la atención sobre algunos aspectos elementales relacionados con el coeficiente de balasto o módulo de reacción del terreno, orientados a su cuantificación preliminar, para fines de un primer análisis en el sentido mencionado arriba. Se tratarán en forma resumida algunas de las bases teóricas más importantes. Se llamará la atención sobre algunas correlaciones empíricas de gran utilidad y su comparación con algunas evaluaciones realizadas para suelos arcillosos consolidados del norte de Bogotá. No se trata de presentar una teoría avanzada o método nuevo sobre el tema.

2. ASENTAMIENTO INMEDIATO DE LAS FUNDACIONES.

Al analizar en un gráfico tiempo-asentamiento, la historia total de asentamientos de una fundación es viable identificar tres componentes, dependiendo principalmente del tiempo necesario para que se presente el asentamiento y de los mecanismos que se desarrollan en la estructura del suelo bajo la acción de incrementos de esfuerzos, que generan reducciones en el volumen del suelo. Clásicamente se suelen identificar las tres siguientes:

- Asentamiento inmediato o de distorsión
- Asentamiento por consolidación
- Asentamiento por compresión secundaria

En muchos tratados de Mecánica de Suelos y Fundaciones se tratan en detalle estos aspectos, sin embargo, para nuestro tema tiene la mayor trascendencia el asentamiento inmediato o de distorsión que se puede definir como aquella parte del asentamiento total que ocurre en forma concomitante con la

aplicación de la carga, principalmente como consecuencia del cambio de forma, no cambio de volumen en el suelo de fundación.

Para suelos predominantemente arcillosos es frecuente usar la teoría de la elasticidad lineal aplicada a los suelos para estimar la magnitud del asentamiento inicial o inmediato. Si se asume isotropía en la masa de suelo, esta se puede caracterizar solo con dos parámetros: módulo de elasticidad E y relación de Poisson ν . Este enfoque funciona razonablemente bien para suelos arcillosos si el nivel de esfuerzos aplicados es bajo; es decir, si el factor de seguridad respecto a falla por cortante es amplio y no se esperan fluencia plástica del suelo de fundación.

Por motivo de que los suelos cohesivos no son materiales linealmente elásticos, el módulo elástico y la relación de Poisson se convierten en la práctica en parámetros equivalentes, en el sentido de que se deben evaluar en forma correcta para que cuando se reemplacen en las ecuaciones apropiadas se obtengan estimaciones correctas del asentamiento inmediato. La aplicación de la teoría se debe ajustar empíricamente por medio de los resultados de mediciones sobre modelos reales. Es necesario, entonces, consultar el estado vigente de conocimientos en la disciplina del comportamiento del suelo, fundamentado en una larga lista de investigaciones relativas a desarrollos teóricos y experiencias de campo y de laboratorio. No debe perderse de vista, que con frecuencia dichos resultados tienen valor regional y se debe proceder con cautela al adoptarlos, haciendo el esfuerzo de buscar su validación o ajuste para las condiciones locales en donde se trabaja.

MAGNITUD RELATIVA DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO

De la ecuación para calcular el asentamiento inmediato por teoría elástica, se deduce que el asentamiento inmediato es directamente proporcional a la presión de fundación y al ancho de la misma. A veces, para obtener un apropiado factor de seguridad en capacidad portante, se aumenta el tamaño del cimiento o se selecciona una placa corrida de fundación. No se debe pesar por alto que el asentamiento inmediato también aumenta con el ancho del cimiento.

Según Burland (77), en suelos blandos, cuando el esfuerzo aplicado excede la presión de preconsolidación, típicamente la componente de asentamiento inmediato es del orden del 10 por ciento de la componente de consolidación. Por consiguiente, es relativamente poco importante. No obstante, esta magnitud puede ser problemática cuando la estructura es sensible a asentamientos rápidos. Por otro lado, para suelos firmes en donde el esfuerzo aplicado no excede la presión de preconsolidación, el asentamiento aplicado puede llegar a ser del 50 al 60 por ciento del asentamiento total. Para capas

grueses de arcilla preconsolidada es poco probable que alcance el 70 por ciento del asentamiento total, y en casos extremos puede ser tan bajo como 25 por ciento para suelos no homogéneos y anisotrópicos. Valores medios de la relación entre asentamiento inmediato y asentamiento total parecen estar entre 0.5 y 0.6.

3. INCIDENCIA EN LOS ASENTAMIENTOS DE LA MAGNITUD DE LA CARGA POR UNIDAD DE PERIMETRO.²

Para los asentamientos de tipo elástico es posible estudiar esta incidencia recordando la ecuación para un área cargada sobre un medio homogéneo isotrópico, semi-infinito.

$$\Delta H = qR \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) C_r \quad (3.1)$$

R es la característica geométrica del área cargada: el radio de un área circular o el semilado de un área cuadrado.

Si para el caso de un área circular multiplicamos y dividimos la ecuación (3.1) por $2\pi R$:

$$\Delta H = 2q \frac{\pi R^2}{2\pi R} \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) C_r$$

En la ecuación anterior :

πR^2 = área del círculo

$2\pi R$ = perímetro del círculo

$q\pi R^2$ = carga total

La ecuación se puede escribir:

$$\Delta H = 2 \left(\frac{\text{carga total}}{\text{perímetro}} \right) \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) C_r \quad (3.2)$$

² A. Caquot, J. Kerisel. Tratado de mecánica de suelos. Interciencia. 1966.

Para un área cuadrada o rectangular podemos llegar a un resultado similar, considerando que cambia únicamente el coeficiente de forma y rigidez, C_f .

Para una determinada fundación sobre un medio de fundación, las características mecánicas E_s y ν , y el coeficiente de forma y rigidez se pueden expresar en un coeficiente combinado fundación-suelo de fundación, C_{sf} .

$$C_{sf} = 2 \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) C_f$$

La ecuación (3.2), queda:

$$\Delta H = \left(\frac{\text{carga total}}{\text{perímetro}} \right) C_{sf} \quad (3.2')$$

La interpretación de la ecuación (3.2') es que un asentamiento es el producto de la razón de la carga al perímetro por un coeficiente suelo-fundación. La interpretación de la (3.1) indica que el asentamiento es el producto de la presión de fundación por el radio medio de la superficie por un coeficiente suelo-fundación. De acuerdo con lo anterior no es correcto decir que cierta fundación se va asentar por las presiones elevadas que transmite.

En el momento de evaluar los asentamientos no debe pensarse tanto en toneladas por metro cuadrado de presión, sino en toneladas-peso por metro de perímetro, t/m. Algunos órdenes de magnitud serían los siguientes:

Edificios sobre zapatas	5 - 15 t/m
Edificios sobre placa	15 - 30
Tanques almacenamiento de combustibles	25 - 100
Silos	50 - 100
Altos hornos	200 - 300
Pilas de grandes puentes	200 - 500

La experiencia y las mediciones de asentamientos de obras muy diversas, confirman este criterio de toneladas-fuerza por metro de perímetro. No obstante la previsión matemática exacta de los asentamientos es notablemente delicada, principalmente por la heterogeneidad propia de los suelos, las

dificultades en la práctica para caracterizar los diferentes módulos de deformación involucrados en cada problema, y la selección de un modelo satisfactorio suelo-fundación.

4. INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Se basa en el concepto que el comportamiento de una estructura en contacto completo con el suelo y el comportamiento del suelo son interdependientes.

Este concepto es de la máxima trascendencia en mecánica de suelos en razón de que la presión de contacto entre una estructura relativamente flexible y el suelo de soporte, debe evaluarse para determinar la deflexión de la estructura bajo carga, y en consecuencia los momentos y esfuerzos cortantes que se movilizan en la estructura, magnitudes que a su vez determinan la "resistencia" del elemento en términos de dimensiones y refuerzos estructurales necesarios. Los principales tipos de problemas que requieren la consideración de la interacción suelo-estructura son los siguientes.

- Plataformas de fundación semi-rígidas y miembros continuos largos
- Fundaciones profundas sometidas a cargas laterales
- Estructuras flexibles de contención tales como muros delgados de concreto
- Pavimentos
- Fundaciones sometidas a cargas sísmicas

Los métodos analíticos empleados para resolver problemas de interacción suelo-estructura han venido sufriendo cambios sustanciales en años recientes con la aplicación creciente de la tecnología de los computadores.

PROBLEMA DE VIGA O PLACA SOBRE FUNDACION ELASTICA

Los métodos para determinar cortantes y momentos flectores en estructuras flexibles a semi-rígidas se basan en la consideración de la flexibilidad de la estructura y de las características de deformación del suelo de soporte. Los principales enfoques para tratar estos problemas han sido:

1. La hipótesis de Winkler, que trata la masa de suelo que soporta la fundación como una serie de resortes independientes. Se conoce como modelo de un parámetro.
2. Tratamiento del manto de fundación como un sólido elástico.
3. Modelos de suelo de varios parámetros.

En una viga sobre fundación elástica con deflexión, y , (constante en su ancho B), la presión sobre el suelo, q , en la abscisa, x , se puede expresar por la conocida ecuación diferencial

$$q = EI \frac{d^4 y}{dx^4} \quad (4.1)$$

En donde:

x = coordenadas a lo largo de la viga

y = deflexión en x

E = módulo de elasticidad de la viga

I = momento de inercia de la viga

en el suelo:

$$q = k_s B y \quad \text{o} \quad y = \frac{q}{k_s B}$$

en donde k_s = módulo de reacción de la subrasante.

REACCION DEL SUELO

La suposición básica en una fundación Winkler es que el suelo actúa como un medio formado por "resortes", y la deflexión en un punto es solo afectada por la reacción del suelo en ese punto. La relación entre la presión y la deflexión en el punto puede ser expresada como el módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balasto) o constante del resorte-suelo k_s . En las aplicaciones de esta hipótesis se supone que el suelo actúa como un número infinito de resortes, cada uno de los cuales no es afectado por el otro.

6. EL COEFICIENTE DE BALASTO

El coeficiente de balasto o módulo de reacción del terreno es un concepto simple e intuitivo que surge en forma natural en el análisis de interacción suelo-estructura de una viga de fundación, como la relación entre las presiones de contacto suelo-fundación, y las deflexiones correspondientes del elemento. Estas resultan iguales a los asentamientos del suelo de soporte, si no existe despegue entre la fundación y el suelo. El ensayo de carga de una fundación rígida, consiste en determinar los asentamientos generados bajo presiones crecientes de fundación, al aumentar las cargas. Aquí el coeficiente de balasto permite caracterizar los resultados de este ensayo, como la relación entre la presión media de fundación y el asentamiento correspondiente. Es la pendiente de tangentes o secantes a la curva obtenida al dibujar los asentamientos en función de las presiones correspondientes.

El coeficiente de balasto se usa extensamente para el análisis estructural de fundaciones. Tiene la ventaja de su simplicidad conceptual, pero su uso es delicado debido a que depende de un elevado número de factores del suelo y de la fundación. En la caracterización del coeficiente de balasto, se deben considerar todas las implicaciones de ingeniería geotécnica y todas las incidencias pertinentes de la interacción suelo-estructura. Su empleo irracional puede distorsionar considerablemente la capacidad predictiva de los análisis. Entre los aspectos trascendentales se encuentran:

- Concentración del conjunto de cargas respecto a los asentamientos
- Estabilidad por elevada resultante de cargas respecto al nivel de fundación
- Asentamientos por consolidación primaria
- Asentamientos por compresión secundaria
- Incidencia del tiempo
- Incidencia del nivel de esfuerzos respecto a esfuerzos de falla

Bowles (1989) comenta que a cierto número de personas no les gusta el concepto de módulo de reacción del terreno, y prefieren usar el módulo elástico y la relación de Poisson en análisis de elementos finitos. La experiencia del autor citado, con el uso tanto de los elementos finitos como del módulo de reacción del terreno, le permite afirmar que mientras el estado del arte no avance hasta el punto en que se puedan determinar con precisión los parámetros elásticos, es preferible el uso del módulo de reacción del terreno por su mayor simplicidad en el manejo y permitir sustanciales economías en tiempo de computador.

6. ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE BALASTO

En la superficie de una masa de suelo bajo un área cargada, el esfuerzo normal externo, p , sobre un punto produce una deflexión, y . Se define el coeficiente de balasto, también conocido como módulo de resaca del terreno, K_s , a la relación entre dicho esfuerzo p y la deflexión vertical correspondiente:

$$K_s = \frac{q}{y} \quad (6.1)$$

De esta definición se desprende también que K_s es el esfuerzo normal que produce un asentamiento unitario. Si los esfuerzos normales son suficientemente moderados, en el sentido de estar por debajo del umbral a partir del cual empiezan a presentarse deformaciones plásticas en el suelo, se puede asumir con cierta dosis de idealización, que existe proporcionalidad entre esfuerzos y deflexiones, y el coeficiente de balasto sería la constante de proporcionalidad.

Conviene destacar que el modelo de comportamiento del suelo bajo carga caracterizado por el coeficiente de balasto, difiere de un comportamiento elástico, propiamente dicho. Se asume que el suelo actúa como un medio de resortes en donde la deflexión en un punto solo depende del esfuerzo en dicho punto. Un símil corriente lo constituye una cama de resortes. La definición de K_s bajo este concepto se conoce como hipótesis de Winkler.

El asentamiento inmediato de un diámetro puede determinarse por medio de la siguiente ecuación que es una aplicación de la teoría de la elasticidad a los suelos.

$$\Delta H = qB \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) C_f \quad (6.2)$$

En donde:

ΔH = Asentamiento

q = Presión de contacto

C_f = Factor de forma y rigidez

E_s = Módulo de deformación

ν = Relación de Poisson

De esta ecuación puede despejarse $(\Delta H/q)$, expresión equivalente al coeficiente de balasto, y que es útil para correlacionar dicho coeficiente con el módulo elástico del suelo.

$$\frac{\Delta H}{q} = \frac{E_s}{B(1-\nu^2)C_f} \quad (6.3)$$

Por medio de esta ecuación se puede establecer una relación aproximada entre K_s y el módulo de deformación del suelo E_s . Su empleo requiere obtener valores aproximados de E_s que se pueden consultar en intervalos de valores de la relación (E_s/c_u) , obtenidos empíricamente para suelos arcillosos y vinculados a condiciones de composición e intervalos de resistencia al corte.

7. CORRELACIONES EMPIRICAS ENTRE E_s Y LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

Se encuentran en la literatura intervalos de valores empíricos de la relación (E/c_u) , en diferentes condiciones de suelos. A continuación se ofrecen algunas, que se compararán más adelante con unos pocos valores obtenidos para las arcillas de Bogotá, a partir de interpretaciones de ensayos de consolidación.

Para el caso de las arcillas limosas blandas de origen lacustre de la Sabana de Bogotá, son aproximadamente aplicables las siguientes correlaciones:

a) A partir de los métodos para evaluar los asentamientos en base a resultados de ensayo de penetración estática de cono, Sanglerat (1) propone las siguientes ecuaciones que permiten determinar intervalos aproximados de la relación (E_s/c_u) .

$$E_s = \frac{1}{m_v}$$

$$m_v = \frac{1}{\alpha R_p} \quad E_s = \alpha R_p$$

donde:

E_s = módulo de compresibilidad

R_p = resistencia de punta del cono estático

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica

Sanglerat (1) propone los siguientes intervalos para α :

Para arcillas blandas con $R_p < 10$ bares:

$$5 < \alpha < 10$$

¹ [1] Sanglerat G.. El penetrómetro y el reconocimiento de los suelos.

Para turbes y arcillas muy blandas con $R_p < 5$ bares:

$$1.5 < \alpha < 2.6$$

Según Sanglerat [1]:

$$15\sigma < R_p < 20\sigma$$

Al aplicar valores promedios del anterior intervalo se obtiene lo siguiente:

Para arcillas blandas con $R_p < 10$ K/cm², si E es el módulo de compresibilidad edométrico:

$$75 \leq \frac{E}{\sigma_u} \leq 200$$

Para arcillas muy blandas y arcillas orgánicas con $R_p < 5$ K/cm²:

$$23 \leq \frac{E}{\sigma} \leq 52$$

b) Bowles² (1988), para arcillas blandas:

$$3 R_p < E < 8 R_p$$

Si se usa $R_p = 17.5 \sigma$, promedio de la relación indicada arriba, se obtiene:

$$52 \leq \frac{E}{\sigma_u} \leq 140$$

En general, se puede usar la ecuación holandesa de interpretación de los resultados de como:

$$\sigma = \frac{R_p - p_0}{13.4}$$

Por ejemplo, para pequeñas profundidades se puede ignorar p_0 , obteniéndose:

$$40 \leq \frac{E}{\sigma_u} \leq 107$$

8. ENSAYO DE CARGA SOBRE UNA PLACA RÍGIDA.³

Este ensayo consiste en medir el asentamiento, ΔH , de una placa circular rígida de radio R, soportada por un suelo, y relacionar la presión, q, ejercida por la placa con el asentamiento correspondiente.

² [2] Bowles J. E., Foundations Analysis and Design, 4th ed. . 1988

³ A. Caquot, J. Kerisel. Mecánica de Suelos. Interciencias, 1969.

El coeficiente de balasto, K_b , o módulo de reacción es por definición la relación, $q/\Delta H$, que tiene las dimensiones de un peso específico.

La teoría elástica de Boussinesq permite escribir la siguiente ecuación para el asentamiento:

$$\Delta H = qR \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) C_f \quad (8.1)$$

De esta ecuación es posible despejar el módulo de compresión, E_s .

$$E_s = \left(\frac{q}{\Delta H} \right) R(1-\nu^2) C_f \quad (8.2)$$

Por motivo de los inevitables efectos de escala en mecánica de suelos, en general, no es correcto obtener valores de E_s de los resultados de ensayos de carga para un suelo cualquiera. El error por defecto es muy importante para los suelos granulares sin cohesión cuya resistencia al punzonamiento es casi nula en superficie. Realmente, al ser pequeña la presión límite de resistencia al deslizamiento en la superficie de los suelos, se produce un deslizamiento de material bajo los bordes de la placa, cuando esta presión ha sido alcanzada, y la teoría elástica de Boussinesq, en que se basa la ecuación (1), no es aplicable: se observa un ΔH demasiado fuerte y se deduce un valor de E_s demasiado reducido.

Para los medios cohesivos, también es incorrecta la obtención de E_s de los resultados de ensayos de carga, aunque en menor medida. Es difícil lograr que se desarrolle equilibrio elástico debajo de toda la placa, se presentan plastificaciones en el suelo en los bordes de la placa y posibles deslizamientos de material. Por consiguiente, tampoco en este caso, es válida la teoría elástica de Boussinesq.

Es necesario ser muy prudente en el empleo de relaciones entre el coeficiente de balasto y el módulo de deformación, obtenidas por medio de ensayos de carga sobre placa. Pueden ser muy deficientes y aun completamente erróneas en el caso de suelos granulares sin cohesión.

9. COEFICIENTE DE BALASTO. VALORES DE TERZAGUI¹

Los valores que se dan a continuación fueron suministrados por Terzagui (1955).

Se denomina k_{11} al coeficiente de balasto correspondiente a una placa cuadrada de un pie de lado (0.30 m).

Suelo sin cohesión o arena ligeramente cohesiva

k_{11} tiene los valores siguientes en kg/cm², bien para una placa cuadrada de 0.30 m de lado o para una zapata rectangular o continua de 0.30 m de ancho.

ARENA	SUELTA $\gamma_s = 1.3$	MEDIA $\gamma_s = 1.6$	DENSA $\gamma_s = 1.9$
Seca o húmeda, valores límites	0.64 - 1.92	1.92 - 9.60	9.60 - 32
Valores propuestos	1.3	4	16
Arena sumergida, valores propuestos	0.8	2.50	10

Para una zapata de cualquier longitud y ancho B cm, o para una zapata cuadrada de B cm de lado el coeficiente de balasto se puede calcular así:

$$k_s = k_{11} \left(\frac{B + 30}{2B} \right)^2 \quad (9.1)$$

Arenilla consistente

Se denomina k_{11} al valor del coeficiente de balasto para una placa cuadrada de 0.30 m de lado. Se pueden adoptar los valores siguientes:

¹ R. L'Hermínier. Mecánica del suelo y dimensionamiento de firmes. Blume. 1967.

CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	BLANDA	MEDIA	DURA
Resistencia a compresión simple kg/cm ²	1 - 2	2 - 4	> 4
Valores límites	1.6 - 3.2	3.2 - 6.4	> 6.4
Valores propuestos	2.5	5	10

Si q_u es la resistencia a la compresión simple en kg/cm², los valores de la tabla anterior corresponden a un valor aproximado de:

$$\bar{k}_{s1} = 1.6 q_u$$

Para una placa rectangular de 30 cm de lado y L cm de longitud el coeficiente de balasto tendrá el siguiente valor en kg/cm²:

$$k_{s1} = \bar{k}_{s1} \left(\frac{L+15}{1.5L} \right) \quad (9.2)$$

Para una zapata continua de 30 cm de ancho:

$$k_{s1} = 0.67 \bar{k}_{s1}$$

Para una zapata de ancho B y longitud L (ambos en cm):

$$k_s = \frac{20}{B} \left(1 + \frac{15}{L} \right) \bar{k}_{s1} \quad (9.3)$$

Numerosos investigadores han conceptuado que los valores obtenidos con estas tablas son conservadores y en general no se consideran adecuados para la evaluación de asentamientos. su utilidad principal en problemas de interacción suelo-estructura es para la determinación estructural de los momentos flectores y cortantes, si se considera que estas magnitudes no son demasiado sensibles a las variaciones del coeficiente de balasto.

10. DETERMINACION DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO.¹

Terzaghi (1955) da las siguientes relaciones conservadoras para determinar el k_b de las arcillas.

$$k_b = \frac{1}{B} k_{s1} = \frac{1}{B} k_{s1} = \frac{1}{1.5B} \bar{k}_{s1} \quad (10.1)$$

k_b = módulo para pilote de ancho B

k_{s1} = módulo para pilote de ancho unitario

\bar{k}_{s1} = módulo para viga horizontal de ancho unitario

\bar{k}_{s1} = módulo de una placa horizontal cuadrada, ancho 1 pie

El factor $(1/1.5) = 0.67$ tiene lugar cuando se pasa de una viga infinitamente larga a una cuyo largo es igual a su ancho, p.e. una placa cuadrada.

Varios investigadores señalan que los valores de los coeficientes de balasto propuestos por Terzaghi en 1955 están conservadoramente definidos. Para valores bajos del nivel de esfuerzos de trabajo respecto al esfuerzo de falla (típicamente para un factor de seguridad de 3.0 o mayor), proponen valores significativamente más altos. Para niveles más altos de esfuerzos de trabajo, los valores coinciden sensiblemente.

Vesic (1961) ha analizado una viga infinita (horizontal) sobre una fundación elástica y ha comparado los resultados con los obtenidos al usar la hipótesis de Winkler. Concluyó que cualquier problema de flexión de una viga infinita sobre una subrasante elástica semi-infinita puede tratarse con razonable aproximación usando el concepto de módulo de reacción del terreno. Mostró además que el valor de k se puede obtener de

$$k_b = \frac{0.65}{B} \sqrt{\left(\frac{E_s B^4}{E_p J}\right)} \frac{E_p}{1 - \nu_p^2} \quad (10.2)$$

En donde:

E_p = Rigidez de la viga

B = Ancho de la viga

E_s, ν_s = constantes elásticas del suelo

¹ J. R. Morgan, H. G. Poulos. *Stability and Settlement of Deep Foundations*. In *Soil Mechanics, Selected Topics*. Butterworth & Co. Ltd. 1968.

$$k_{so} = \frac{0.52}{B} \sqrt[3]{\left(\frac{E_p B^4}{E_p J}\right) \bar{k}_{s1}} \quad (10.3)$$

Esto demuestra que el factor 0.67 que aparece en la expresión (1) no es constante sino que varía desde 0.2 para vigas muy rígidas hasta 0.65 para las muy flexibles, si se usan intervalos prácticos para los parámetros de la ecuación (10.3).

Broms (1964) ha expresado la (10.3) como:

$$k_{so} = \alpha \frac{\bar{k}_{s1}}{B} \quad (10.4)$$

en donde, $\alpha = n_1 n_2$, que dependen solo de la resistencia del suelo y del pilote, respectivamente.

q_u ton/ft ²	n_1	material pilote	n_2
< 0.5	0.32	acero	1.00
0.5 - 2.0	0.36	concreto	1.15
> 2.0	0.40	madera	1.30

Los valores de k_{so} pueden usarse para un pilote en donde la longitud adimensional, βL , es superior a 2.25, y

$$\beta = \sqrt[3]{\left(\frac{kB}{4E_p J}\right)} \quad (10.5)$$

Para pilotes más cortos puede usarse los criterios de Broms de la referencia.

Broms (1964), a partir de un análisis de los resultados de ensayos de placa de carga, mostró que

$$k_{so} = \frac{0.52}{B} \sqrt[3]{\left(\frac{E_p B^4}{E_p I}\right) \bar{k}_{s1}} \quad (10.3)$$

Esto demuestra que el factor 0.67 que aparece en la expresión (1) no es constante sino que varía desde 0.2 para vigas muy rígidas hasta 0.65 para las muy flexibles, si se usan intervalos prácticos para los parámetros de la ecuación (10.3).

Broms (1964) ha expresado la (10.3) como:

$$k_{so} = \alpha \frac{\bar{k}_{s1}}{B} \quad (10.4)$$

en donde, $\alpha = n_1 n_2$, que dependen solo de la resistencia del suelo y del pilote, respectivamente.

q_u ton/ft ²	n_1	material pilote	n_2
< 0.5	0.32	acero	1.00
0.5 - 2.0	0.36	concreto	1.15
> 2.0	0.40	madera	1.30

Los valores de k_{so} pueden usarse para un pilote en donde la longitud adimensional, βL , es superior a 2.25, y

$$\beta = \sqrt[3]{\left(\frac{kB}{4E_p I}\right)} \quad (10.5)$$

Para pilotes más cortos puede usarse los criterios de Broms de la referencia.

Broms (1964), a partir de un análisis de los resultados de ensayos de placa de carga, mostró que

$$\bar{k}_{s1} = kB = B \left(\frac{q}{d_s} \right) = B \left[\frac{E_{50}}{0.8B_p (1 - \nu_s^2)} \right] = 1.67 E_{50} \quad (10.6)$$

cuando $\nu_s = 0.50$ y E_{50} es el módulo secante de elasticidad a 50 por ciento de la carga de falla; d_s es la deflexión de una placa rígida de ancho B_p bajo la presión q . Si se usa la relación aproximada de Skempton para arcillas: $25q_u \leq E_{50} \leq 100q_u$, se obtiene

$$40q_u \leq \bar{k}_{s1} \leq 160q_u$$

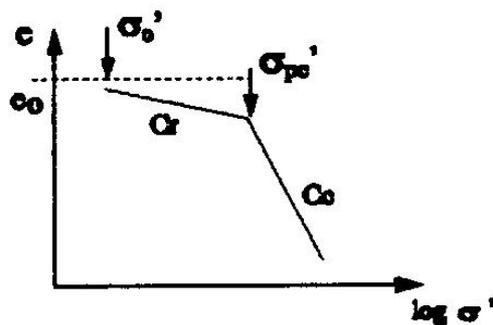
q_u resistencia a la compresión inconfiada en tft^2 , \bar{k}_{s1} en tft^2 .

11. DETERMINACION DEL MODULO EDOMETRICO

En un ensayo edométrico:

$$de = \frac{-de}{1 + e_0} \quad (11.1)$$

En una curva de compresibilidad sobre el sector expansión recompresión (tramo inicial de menor pendiente en la figura adjunta)



El índice de recompresión se puede considerar igual al índice de expansión.

$$C_s = C_r = \frac{e_0 - e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma'_0}}$$

Pasando a logaritmos neperianos y despejando e:

$$e = e_0 - \frac{C_s}{2.3} \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0}$$

Derivando respecto a σ' considerando que e_0 y σ'_0 son constantes:

$$\frac{de}{d\sigma'} = -\frac{C_s}{2.3\sigma'} \quad (11.2)$$

El módulo elástico unidimensional se puede considerar como:

$$E'_o = \frac{d\sigma'}{de}$$

Despejando $d\sigma'$ de (11.2) y de (11.1) y reemplazando en la anterior ecuación:

$$E'_o = \frac{2.3\sigma'}{C_s}(1 + e_o) \quad (11.3)$$

El coeficiente de compresibilidad, a_v , y el coeficiente de compresibilidad volumétrico, m_v , se pueden considerar:

$$a_v = \frac{de}{d\sigma'} \quad \text{e igualmente} \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e_o}$$

Despejando σ' de la (11.2) y reemplazando en la (11.3), considerando las definiciones indicadas:

$$E'_o = \frac{1 + e_o}{a_v} = \frac{1}{m_v} \quad (11.4)$$

En el numeral [12] se deduce la siguiente expresión que vincula el módulo elástico vertical de deformación con el módulo edométrico unidimensional.

$$E' = E'_o \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right)$$

Reemplazando E'_o de la (11.3) en la ecuación anterior se obtiene:

$$E' = \frac{2.3\sigma'}{C_s}(1 + e_o) \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right) \quad (11.5)$$

En la fórmulas (11.3) y (11.5), e_o se puede reemplazar por un valor cualquiera de e sobre la curva de recompresión, siempre que σ' sea el valor correspondiente.

12. RELACION ENTRE MODULO ELASTICO Y MODULO EDOMETRICO

La relación de Poisson se puede expresar como:

$$\nu = \frac{\text{deformación según eje z}}{\text{deformación según ejes x e y}}$$

El módulo elástico o de Young, vale:

$$E = \frac{\text{esfuerzo según eje z}}{\text{deformación según eje z}}$$

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Consideremos un elemento con elasticidad isotrópica, es decir:

$$E_1 = E_2 = E_3$$

sometido a esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 .

Si consideramos válido el principio de superposición, la deformación en una dirección es la suma de la deformación producida por el esfuerzo directo en esa dirección, menos las deformaciones producidas por los esfuerzos en las otras dos direcciones.

Deformación total en la dirección principal : ϵ_1

Deformación producida por esfuerzo σ_1 : σ_1/E

Deformación producida por esfuerzo σ_2 : $\nu(\sigma_2/E)$

Deformación producida por esfuerzo σ_3 : $\nu(\sigma_3/E)$

Por consiguiente:

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \nu\sigma_2 - \nu\sigma_3)$$

Análogamente:

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_3)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}(\sigma_3 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_2)$$

En el caso de compresión confinada en el edómetro:

$$E_0 = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

Además: $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_3) = 0$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}(\sigma_3 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_2) = 0$$

Con estas ecuaciones se pueden expresar ε_2 y ε_3 en función de σ_1 y ν .

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \frac{\sigma_1 \nu}{1 - \nu}$$

Reemplazando en la expresión para ε_1 de arriba:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right)$$

Reemplazando en la expresión para E_0 de arriba, se obtiene la expresión buscada que liga el módulo edométrico con el módulo elástico:

$$E_0 = \frac{E}{\left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right)}$$

Despejando E en función de E_0 , se obtiene:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{2v^2}{1-v} \right)$$

19. INTERVALOS DE RELACIONES DEL COEFICIENTE DE BALASTO CON LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA.

En el numeral 9 se presentaron valores medios de esta relación, propuesta por Terzaghi ((1955). Varios investigadores conceptúan que estas relaciones están conservadoramente definidas. En el numeral 10, se presenta la ecuación 10.6 propuesta por Broms (1964) para evaluar el coeficiente de balasto para arcillas de consistencia media a dura, a partir del módulo secante de elasticidad al 50 por ciento de la carga de falla.

A continuación se van a examinar estos criterios, a partir de varias ecuaciones básicas descritas en estas notas, y se compararán con otros criterios disponibles en la literatura. La ecuación 6.3 descrita en el numeral 6, se puede acondicionar para determinar el coeficiente de balasto de una placa circular rígida, cimentada sobre un suelo homogéneo e isotrópico.

$$K = \frac{\Delta H}{q} = \frac{E_s}{B(1-\nu^2)C_f} \quad (6.3)$$

El coeficiente C_f de forma y rigidez, en el denominador, se puede determinar así: El coeficiente de forma para un área circular flexible uniformemente cargada, para asentamiento en superficie debajo del centro, según valores propuestos por Alvin y Ulery (1962), es $I_2 = 2.0$, si se trabaja con el radio. Se puede conocer, además, que el asentamiento en superficie promedio es el 85 por ciento del asentamiento en superficie debajo del centro, Das (1993). Según Schleicher (1926), el asentamiento en superficie de un cimiento rígido uniformemente cargado es aproximadamente 7% inferior al asentamiento promedio en superficie de un cimiento flexible de dimensiones similares. El coeficiente de forma y rigidez resulta entonces:

$$C_f = 0.85 \times 0.93 \times 2 = 1.581$$

Si se trabaja con el diámetro, $C_f = 0.7905$.

Este valor es aproximadamente el factor 0.8 en el denominador de la ecuación 10.6, propuesta por Broms (1964).

En el numeral 12 se dedujo la siguiente ecuación:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) \quad (13.2)$$

Permite calcular el módulo de deformación a partir del módulo edométrico.

Si denominamos como F_e el factor que multiplica E_0 :

$$F_e = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \quad (13.3)$$

Remplazando en la ecuación 6.3, se obtiene:

$$K = \frac{E_0 F_e}{0.79(1-\nu^2)B} \quad (6.3')$$

Para aplicar esta ecuación con el propósito de examinar intervalos publicados del coeficiente de balasto, es necesario determinar un valor medio representativo de la relación de Poisson, ν .

VALOR MEDIO REPRESENTATIVO DE LA RELACION DE POISSON.

Según Burland y Wroth (1974), y Sangrey (1972), la relación de Poisson puede oscilar entre 0.10 y 0.33 para arcillas sobreconsolidadas. En Geotecnia y Cimientos, volumen 2, calculando ν a partir de K_0 se obtienen valores entre 0.31 y 0.41, con un valor medio de 0.36, para arcillas normalmente consolidadas. Sanglerat (1975) conceptúa que 0.33 es una estimación razonable para el uso de la ecuación 13.2. Para las arcillas sobreconsolidadas de Bogotá, entre baja y medianamente sobreconsolidadas, parece razonable el límite superior, 0.33, del intervalo propuesto por Burland. Adoptando este valor: $F_e = 0.67$. Para investigaciones rigurosas es necesario determinar la relación de Poisson a partir de ensayos triaxiales. Con suficiente información de laboratorio, es viable explorar métodos a partir de correlaciones empíricas entre el coeficiente de empuje lateral de suelos en reposo y la relación de sobreconsolidación.

ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS DEL NORTE DE BOGOTA.

Para fines comparativos, sin pretensiones de una investigación rigurosa, se utilizó información disponible publicada sobre las arcillas sobreconsolidadas del norte de Bogotá, correspondientes a los espesos depósitos compresibles de arcillas limosas de origen sedimentario lacustre, típicos de la Sabana de

Bogotá. La consistencia dominante del depósito es de blanda a muy blanda, pero superficialmente se presentan sobreconsolidadas por desecación. Se consultaron resultados de ensayos de consolidación en edómetro, resistencia al corte no drenada y propiedades índice, de 21 muestras, publicados en el trabajo "Algunas características geotécnicas y correlaciones de la arcilla sobreconsolidada de la ciudad de Bogotá." del Ingeniero Jorge E. Cabrera. Presentado en las V Jornadas Geotécnicas de la Sociedad Colombiana de Ingenieros. Fueron tomadas a profundidades entre la parte inferior de la capa vegetal y 8 a 10 m. La mayor parte de las muestras se identificaron como arcillas de alta plasticidad de clasificación CH, con unas pocas de limos de alta compresibilidad algo orgánicos, MH-OH.

Los datos se elaboraron para obtener magnitudes de módulo edométrico de compresibilidad, definido como: $E_v = (1/m_v)$. Siendo m_v un coeficiente equivalente de compresibilidad volumétrico que puede obtenerse de los resultados del ensayo edométrico de consolidación, considerando compresión drenada, para un incremento del esfuerzo vertical efectivo correspondiente a una presión promedio de fundación en superficie, calculada como la capacidad portante admisible según Skempton, usando un factor de seguridad igual a 3.0.

No se encontraron criterios bien definidos en la literatura para determinar un módulo edométrico representativo para un cierto nivel de esfuerzos, a partir de resultados de ensayos de consolidación. Se ensayaron varias hipótesis razonables, con ayuda de programas de computador. Los resultados propuestos son aquellos que aparecieron más compatibles con información publicada. En estudios que viene realizando el autor de estas notas, no se ha llegado a un concepto definitivo. De hecho, los resultados ofrecidos en estas notas son parte de estos estudios. Por lo mencionado, los resultados que se ofrecen no pueden considerarse definitivos, y son apenas un ejercicio de análisis comparativo y de convergencia de evidencias, con herramientas analíticas elementales, e información de laboratorio bastante limitada.

Como aparece en el numerador de la ecuación 6.3', el módulo de compresibilidad se calculó como:

$$E = E_v F_v = .67 E_v$$

En la figura 13.1 aparecen dibujados los valores obtenidos del módulo de compresibilidad en función de la resistencia al corte no drenada c_u . La mayoría de los puntos caen dentro de las rectas $(30 c_u)$ y $(160 c_u)$, que definen los extremos del intervalo de la relación (E/c_u) para las muestras estudiadas de la arcilla de Bogotá. El intervalo aparece muy amplio en razón de que las muestras corresponde a límites amplios de variación de la relación de vacíos, índice de plasticidad, resistencia al corte y relación de sobreconsolidación. Con mayor disponibilidad de información se pueden realizar análisis más

discriminados, especialmente desde el punto de vista de la relación de sobreconsolidación, que constituye una variable de incidencia significativa.

Para fines comparativos se calcularon los coeficientes de balasto por medio de la ecuación 6.3' para una placa circular de 30 cm diámetro. Los límites del intervalo para las relaciones del coeficiente de balasto con la resistencia no drenada, resultan de 1.4 y 7.6, con un promedio de 4.5. Estos valores, junto con los límites del intervalo de relaciones del módulo de compresibilidad se consignan en la tabla 13.1.

CORRELACIONES EMPIRICAS DE SANGLERAT

En el numeral 7 se describen estas correlaciones. Para el módulo de compresibilidad adométrico los límites del intervalo de relaciones con la resistencia no drenada son 75 y 200. Para convertir al módulo de compresibilidad que se está considerando, es necesario multiplicar por un $F_e = 0.67$. Resultan como límites del intervalo: 50 y 134. Si se calculan los coeficientes de balasto por la fórmula 6.3' los límites correspondientes del intervalo son 2.4 y 6.3, con un promedio de 4.4.

CORRELACIONES EMPIRICAS DE BOWLES.

Aparecen igualmente descritas en el numeral 7. Los límites de la relación del módulo de compresibilidad con la resistencia al corte no drenada son 52 y 140. Los límites correspondientes de las relaciones del coeficiente de balasto, usando la ecuación 6.3' son 2.5 y 6.8, con un promedio de 4.5.

CRITERIOS DE SKEMPTON Y BROMS

Se describen en el numeral 10. Skempton para un módulo secante de elasticidad a un 50% de la carga de falla, da como límites del intervalo de la relación de dicho módulo con la resistencia a la compresión inconfineda, (q_u): 25 y 100. Como la resistencia al corte no drenada $c_u = q_u/2$, los límites de la relación del módulo con la resistencia al corte no drenada son: 50 y 200. Si se calculan los coeficientes de balasto con la ecuación 10.6 de Broms, para una relación de Poisson $n = 0.33$, se obtienen como límites de la relación del coeficiente de balasto con la resistencia al corte no drenada: 2.3 y 9.4, con un promedio de 5.8.

CRITERIOS DE GEOTECNIA Y CIMIENTOS

En la obra española Geotecnia y Cimientos, escrita en parte y editada por el Profesor Jimenez Sales, se encuentra en la tabla 1.1 del volumen 3, para arcillas blandas a medias, como límites del intervalo de la

relación del módulo de compresibilidad con la resistencia al corte no drenada, los valores 90 y 120. Para una placa de 30 cm de lado, da como límites de la relación del coeficiente de balasto con la resistencia al corte no drenada : 4.0 y 5.2, con un promedio de 4.6.

Para fines comparativos se presentan en la tabla 13.1, todos los límites de los intervalos descritos y los valores promedio. Un análisis global de la tabla indica buena coincidencia entre los diferentes criterios. Se confirma la observación de que el criterio de Terzaghi para la relación del coeficiente de balasto es conservador, el promedio está un 30% por ciento por debajo del promedio de todos los criterios, excepto el de Skempton y Broms, en donde la diferencia es mayor. Los promedios definidos en estas notas, coinciden bien con los promedios de los otros criterios. El intervalo es muy amplio, por las razones indicadas atrás. Se destaca la ventaja y necesidad de utilizar correlaciones con resultados de ensayos de penetración en el terreno.

14. CONCLUSIONES

Considerado el actual estado de la tecnología en las ingenierías estructural y geotécnica, relativo a métodos de análisis, medios para investigación en el terreno y en el laboratorio, y facilidades computacionales; puede pensarse que los métodos en base al coeficiente de balasto son anticuados y se deben archivar. La realidad es que en muchas situaciones ofrecen aún una gran utilidad por la facilidad para su manejo y permitir sustanciales economías en tiempo y esfuerzo de cálculo. Cuando no es viable cuantificar con certidumbre los módulos elásticos o de compresibilidad y la relación de Poisson, necesarios para métodos más avanzados y sofisticados de análisis y diseño, no resultan superiores estos métodos a los basados en el coeficiente de balasto..

En vista de la a veces relativa complejidad de los métodos sofisticados de análisis, en especial cuando se anticipa el uso de programas de computador, es muy importante disponer de criterios para juzgar la solidez conceptual y aplicabilidad de los métodos de análisis, y establecer bases comparativas para juzgar los resultados de ejercicios de cálculo que arrojan grandes volúmenes de información. Se aprecia la importancia de realizar análisis preliminares con base en métodos más simples y manejables. Algunas formas de análisis por medio del coeficiente de balasto son relativamente sencillos y por lo tanto ventajosos desde el punto de vista planteado.

Las correlaciones empíricas disponibles en la literatura son muy generales y cuando se usan sin criterio pueden conducir a resultados erróneos. Es de la mayor trascendencia examinar dichas correlaciones respecto a su validez para las condiciones geo-mecánicas y locales del problema. En estas notas se ha presentado un ejemplo de análisis comparativo y de convergencia de evidencias para intervalos de

relaciones entre el módulo de compresibilidad y el coeficiente de balasto, con la resistencia al corte, para algunas arcillas preconsolidadas de la ciudad de Bogotá. Constituye un esfuerzo modesto y de poco alcance que debe ampliarse con riguroso criterio científico, para otras muchas situaciones en geotecnia, merced al esfuerzo investigativo en las universidades.

Una gran deficiencia teórica del coeficiente de balasto radica en que no es una propiedad intrínseca del suelo, sino que depende de la geometría, dimensiones y rigidez relativa del sistema fundación-suelo. En el empleo del coeficiente de balasto, nunca debe perderse de vista este concepto fundamental. El coeficiente de balasto, además, no es en general recomendable para la evaluación de asentamientos. Para la fase final de los estudios y diseños se deben realizar análisis de asentamientos, por varios métodos si es posible, para determinar la estabilidad y seguridad de la obra. Se debe verificar si el coeficiente de balasto resulta controlado por los asentamientos previsibles, y en caso positivo evaluar el coeficiente de balasto con base en los asentamientos esperados.

TABLA 13.1. VALORES EMPIRICOS DE RELACIONES DEL MODULO DE COMPRESIBILIDAD Y COEFICIENTE DE BALASTO, CON LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

COMPARACION PRELIMINAR DE INTERVALOS Y PROMEDIOS DE C_E Y C_K

$$E = C_E \cdot c_u; \quad K_1 = C_K \cdot c_u$$

(E, c_u : kg/cm²; K1: kg/cm³)

CRITERIO	INTERVALO C_E	PROMEDIO C_E	INTERVALO C_K	PROMEDIO C_K
Terzagui				3.2
Skempton, Broms	50 - 200	125	2.3 - 9.4	5.8
Sanglerat	50 - 134	92	2.4 - 6.3	4.4
Bowles	52 - 140	96	2.5 - 6.6	4.5
Geotecnia y Cim.	90 - 120	105	4.0 - 5.2	4.6
Estas notas	30 - 160	95	1.4 - 7.6	4.5

OBSERVACIONES GENERALES

Las relaciones del coeficiente de balasto, consignados en la tabla 13.1, corresponden estrictamente a una placa de 30 cm de lado. Para las cimentaciones reales se deben ajustar en función de la geometría, dimensiones y rigidez relativa fundación-suelo.

Los criterios resumidos en esta tabla no se deben utilizar en general para la evaluación de asentamientos. Se debe verificar si el coeficiente de balasto resulta controlado por los asentamientos previstos. En caso positivo, los criterios de la tabla carecen de validez, y se debe determinar el coeficiente de balasto por medio de un análisis de asentamientos.

Su utilidad principal es para determinadas situaciones de análisis estructural en donde la interacción suelo-fundación es significativa.

15. BIBLIOGRAFIA

- 1- Braja M. Das. Advanced Soil Mechanics. McGraw-Hill. 1983.
- 2- R. Whitlow. Basic Soil Mechanics. Longman. 2nd. Edition. 1990.
- 3- R. D. Holtz. Stress Distribution And Settlement of Shallow Foundations. In Foundation Engineering Handbook. Second Ed.. Van Nostrand Reinhold. 1991.
- 4- J. E. Bowles. Foundation Analysis And Design. 4th Edition. McGraw-Hill. 1988
- 5- B. M. Das. Principles of Foundation Engineering. Brooks/Cole Engineering Division. 1984.
- 6- G. N. Smith, E. L. Pole. Elements of Foundation Design. Garland. 1990.
- 7- G. Sanglerat, J. Costet. Curso práctico de mecánica de suelos. Traducción del francés por G. Canales. Ediciones Omega. 1975.
- 8- G. Sanglerat. El penetrómetro y el reconocimiento de los suelos. Traducción del francés por G. De Neveoerrade. Ministerio de Obras Públicas, Madrid. 1967.
- 9- R. L'Herminier. Mecánica del suelo y dimensionamiento de firmes. Traducción del francés por J. L. Rodríguez. Editorial Blume. 1968.
- 10- J. A. Jimenez Salas. y otros. Geotecnia y Cimientos. Vol. 2 y 3.. Editorial Rueda. Madrid. 1976.
- 11- J. Morgan, H.G. Poulos. Stability and Settlement of Deep Foundations. In Soil Mechanics Selected Topics. Butterworths. London. 1968.
- 12- J. B. Burland, C. P. Wroth. Settlement of Buildings and Associated Damage. In Foundation and Soil Technology . The Construction Press. England. 1978.
- 13- K. Terzaghi. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction.
- 14- A. Caquot, J. Kerisel. Tratado de mecánica de suelos. Traducido de francés por L. García I. y otros. Interciencia , Madrid. 1969.
- 15- L. Zeevaert. Foundation Engineering for Difficult Soil Conditions. Van Nostrand Reinhold. 1972.
- 16- J. E. Cabrera. Algunas características geotécnicas y correlaciones de la arcilla sobreconsolidada de la ciudad de Bogotá. En V Jornadas Geotécnicas. Sociedad Colombiana de Ingenieros. 1988.

VALORES DEL MODULO DE COMPRESIBILIDAD
 ARCILLAS PRECONSOLIDADAS DE BOGOTA

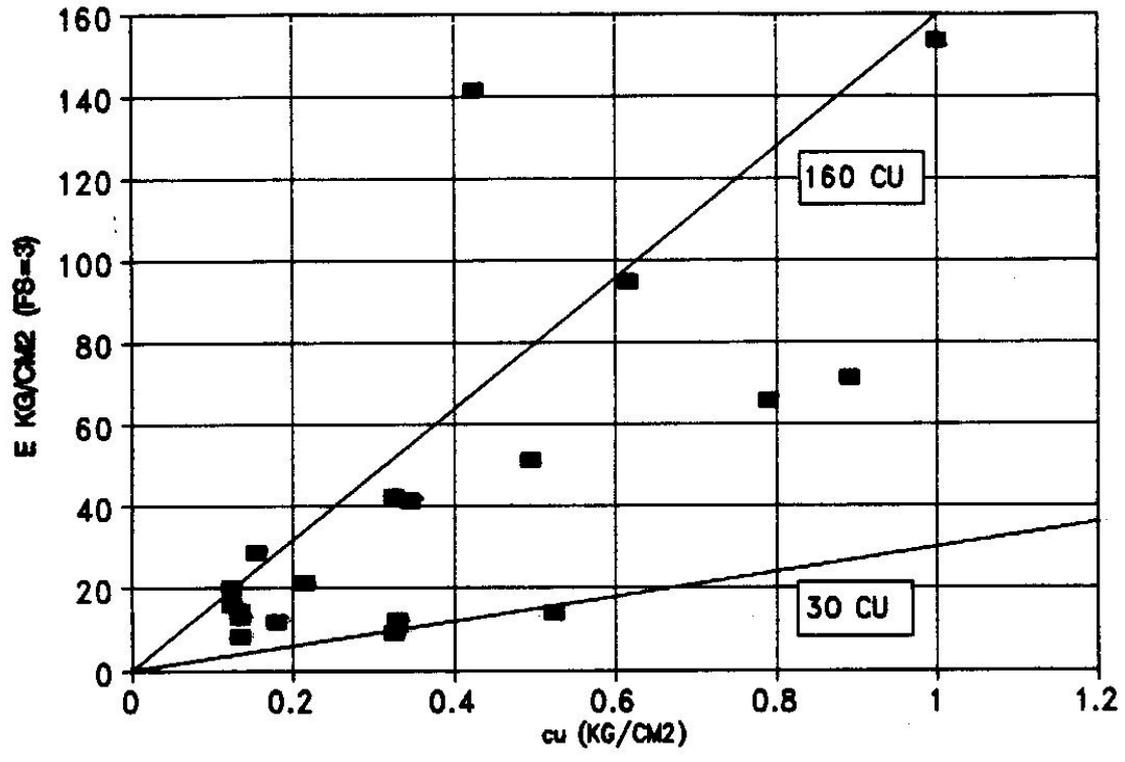


FIGURA 13.1