AA50321

Trab
IC 2010
P47.

UCAB Universidad Católica Andrés Bello
CENTRO CULTURAL PADRE CARLOS G. PLAZA S.J.
BIBLIOTECA CENTRAL - SALA P. PLAZA S.J.
PLANTA BAJA - REFERENCIA

Universidad Católica Andrés Bello
Facultad de Ingeniería.

"Lo Teórico, lo Empírico y la Práctica Geotécnica"

Trabajo presentado por el profesor Hugo Ignacio Pérez Ayala en cumplimiento del requisito establecido por el "Reglamento Sobre Ascenso en el Escalafón de los Miembros Ordinarios del Personal Docente y de Investigación" para el ascenso en el Escalafón a profesor Asociado.

Montalbán, 19 de noviembre de 2010.

"Lo Teórico, lo Empírico y la Práctica Geotécnica"

Autor: Hugo Ignacio Pérez Ayala.

IC 1979 (UNIMET), MSE 1982 (MICHIGAN, Ann Arbor), Profesor de Postgrado en Geotecnia USB (1999-2004), Profesor de Pregrado(1985-2010) y Director de la Escuela de Ingeniería Civil (2007-2010) UCAB.

Resumen

En este trabajo se presentan tres tópicos geotécnicos comunes en el ejercicio y práctica profesional especializada. En primer lugar un tema sobre un concepto teórico utilizado en la evaluación de situaciones de interacción suelo estructura "Práctica Profesional y Evaluación de Coeficientes de Reacción del Suelo", un concepto en ocasiones mal utilizado por el ingeniero. El segundo tópico "Algunas Correlaciones Usuales en Textos Geotécnicos y la Data que las Originan", trata de alertar al profesional sobre las dificultades que puede encontrar en el uso de correlaciones empíricas cuando la fuente de la data no esta clara, formulamos en una hoja de cálculo la ecuación y no tomamos en cuenta la dispersión o desviación, se trate de un promedio o la media estadística de la data; no se crítica el uso de las correlaciones que tienen una gran importancia en la práctica sino su utilización a ciegas y sin el conocimiento y análisis de su origen. El tercer tópico abarca un caso especial de práctica profesional geotécnica "Seguimiento y Control de la Construcción de un Dique en Arena Sobre una Fundación de Lodo (Relaves de una Planta de Alúmina)", se ponen de manifiesto muchos aspectos que son corrientes en el ejercicio de esta rama de la ingeniería. Los temas mencionados no están relacionados entre si, son el resultado de tres experiencias ligadas por la especialidad geotécnica.

Títulos

A. "Práctica Profesional y Evaluación de Coeficientes de Reacción del Suelo".
B. "Algunas Correlaciones Usuales en Textos Geotécnicos y la Data que las Originan"
C. "Seguimiento y Control de la Construcción de un Dique en Arena sobre una Fundación de Lodo (Relaves de una Planta de Alúmina)"

A. "Práctica Profesional y Evaluación de Coeficientes de Reacción del Suelo".

Introducción.
1. Marco Referencial.
2. .Valores de Terzaghi para los Coeficientes de Reacción Vertical del Suelo en Superficies Horizontales.
3. Valores de Terzaghi para los Coeficientes de Reacción Lateral del Suelo en Superficies Verticales
4. Resumen de Expresiones para la Estimación de los Coeficientes de Reacción del Suelo.
5. Corrección del Coeficiente de Reacción del Suelo por Humedad Natural
6. Información Objetable.
7. Conclusión.
Referencias.

Introducción.

Las Teorías que analizan el Coeficiente de Reacción del Suelo (Módulo de Reacción del Suelo y/o Módulo o Coeficiente de Balasto) están basadas en la Ley de Hooke, se asume una carga centrada sobre un elemento rígido apoyado en una rasante o perfil de suelo horizontal que reacciona igual en todos los puntos del área cargada al ser sometido a la presión de un elemento externo. Lo anterior sin tomar en cuenta las características de deformación del suelo y las dimensiones del área cargada. Este trabajo resume la propuesta de Kart Terzaghi publicada en Geotechnique en 1955 titulada "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction".

El trabajo de Terzaghi no es fácil de entender y requiere de estudio detenido por parte del usuario. Sus relaciones aunque indican claramente el sistema de unidades, en muchas ocasiones son utilizadas incorrectamente. A título de ejemplo nos encontramos con expresiones en polinomios que fueron definidas para ser utilizadas en pies/pies y en su defecto se utilizan unidades métricas sin aplicar la corrección que corresponde.

Espero que este trabajo presentado en forma resumida aclare conceptos y pueda ser de utilidad a colegas y amigos estudiantes.

Al final del texto se presentan ejemplos de referencias serias que inducen a cometer errores en la estimación del Coeficiente de Reacción del Suelo.

Como complemento presento en anexo tablas de valores referenciales del Coeficiente de Reacción, y un resumen de puntos relacionados con el tema.

1. Marco Referencial.

En primer lugar debemos acordar una definición o nomenclatura de los términos que utilizaremos en el texto, damos al Coeficiente de Reacción del Suelo el mismo significado que el señalado en la literatura como Coeficiente de Balasto, Módulo de Balasto y Módulo de Reacción. Las definiciones que usaremos en este texto son las siguientes.

Reacción del Suelo: presión por unidad de área en la superficie de contacto de una viga o losa cargada que se trasmite al suelo en la cual se apoya.

Coeficiente de Reacción del Suelo (Ks): relación entre la presión en cualquier punto de la superficie de contacto de un elemento de apoyo horizontal y el asentamiento o deformación producida por la aplicación de la carga en ese punto.

Este coeficiente depende de las propiedades del material de apoyo y las dimensiones del área cargada y aplicada sobre esta. La expresión que define este valor es:

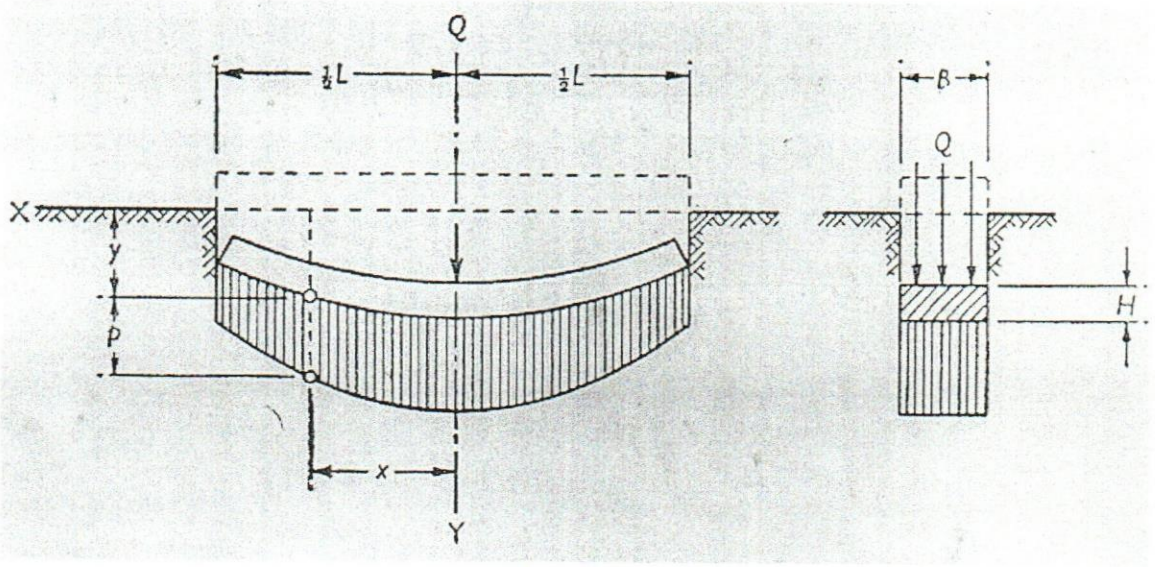
$$Ks=p/y.$$

El concepto de Reacción de un material fue aplicado por Winkler (1867) y usado por Zimmerman (1888) con el propósito de calcular los esfuerzos en las uniones de la vía de ferrocarril que se asienta en el balasto en toda su longitud. El concepto se basa en asumir que la fundación corrida (riel) esta apoyada en un número infinito de resortes elásticos que simulan el suelo o son equivalentes a este y la constante elástica del resorte es el coeficiente de reacción del suelo.

Con el tiempo también se uso para los cálculos de esfuerzos en fundaciones flexibles continuas, losas y en pavimentos de concreto sometidos a cargas por las ruedas de los vehículos.

El principio fundamental teórico se ilustra en la figura 1 que representa una viga de longitud "L", altura "H" y ancho "B" que esta sobre el material, balasto o suelo.

FIGURA 1



En el centro y en su longitud la viga esta sometida a una carga lineal "q" por unidad de ancho.

En la figura, definimos:
B = ancho de la viga.
E = Módulo de Elasticidad de la viga.
$I = H^3B/12$ = Momento de Inercia de la viga.
S = fuerza cortante a una distancia "x" desde el centro de la viga por unidad de área.

y = asentamiento de la base de la viga a una distancia x desde el centro de la viga.
e = base de logaritmo Neperiano.
La rata de Cambio de la fuerza cortante "S" con la distancia "x" desde el punto medio de la longitud de la viga es:
$-dS/dx = p = Ks\ y$
De acuerdo con la teoría de flexión en vigas:
$-dS/dx = (-E\ I / B)\ d^4y/dx^4$
La solución es:
$Y = C1\ coshY + C2\ senhY\ senY + C3\ coshY\ senY + C4\ senhY\ cosY$
Donde $Y = x\ Raiz^4(B\ Ks/4EI)$ y C1, C2, C3 y C4 son constantes de integración que se determinan por condiciones de borde y continuidad.

Para el caso de la figura 1, los cálculos permiten obtener el momento flector en la ecuación de la viga:
$Mmáx = QL(1-D)/4BY_1$
De donde:
$D = (cosY_1+senY_1-e^{(-Y)})/(senhY_1+senY_1)$
y $Y_1 = L\ raiz^4(B\ Ks/4EI)$; $Q=q\ B$

Desde 1920 la teoría de la Reacción del Material de apoyo ha sido también usada por muchos investigadores para cálculos de los esfuerzos en pilotes, tablestacas, etc. cargados lateralmente por fuerzas en la superficie del terreno. En estos casos la reacción de la rasante actúa en dirección horizontal y la relación entre la presión unitaria y el desplazamiento se refiere como **"Coeficiente de Reacción Lateral del Suelo", Kh.**

Si se trata de un material granular no cohesivo el coeficiente Kh se incrementa aproximadamente en una proporción simple con la profundidad "z".

$Kh = p/y = mh\ z$

mh = factor que depende de la densidad o compacidad relativa del material y de las dimensiones del área cargada.

$mh\ z\ y = (-E\ I/B)\ d^4y/dx^4$.

En cualquier forma la aplicación de la teoría nos lleva a ecuaciones diferenciales de cuarto orden y la solución esta fuera del alcance de la mayoría de los ingenieros prácticos.

En casi todos los casos los investigadores dan soluciones teóricas donde el valor del Coeficiente de Reacción se da por conocido o se recomienda su obtención de resultados de pruebas en sitio con un plato de carga sin tomar en cuenta ni mencionar que el valor depende de la geometría y tamaño del área cargada.

En general muchos ingenieros practicantes, erróneamente usan un valor del coeficiente de reacción del suelo que depende exclusivamente de la naturaleza del suelo sin tomar en cuenta la geometría del área cargada, la profundidad, variaciones de humedad en el tiempo y otros factores importantes.

A título de ejemplo de estos factores que afectan el valor del Coeficiente de Reacción podemos señalar:

Engesser (1893) observo que Ks disminuye con el ancho "B" de una viga (Figura 1) aproximadamente según la relación Ks = a + b/B donde a y b son constantes empíricas.

Terzaghi (1932) publica trabajos relacionados con Ks y placas de fundación sometidas a cargas lineales en donde también se observa la influencia de la geometría.

Terzaghi (1955) propone valores de Ks y Kh para diferentes materiales y su variación en función de la geometría del área cargada.

Mas adelante nos referiremos a la incidencia de las variaciones de humedad y asentamientos por consolidación en el Coeficiente de Reacción del Suelo.

Las teorías para la determinación de los Coeficientes de Reacción Horizontal están basadas principalmente en las suposiciones siguientes:

1. La reacción "p/y" = K es independiente de la presión "p".
2. Ks tiene el mismo valor para cualquier punto de la superficie en la que actúa la presión.
3. Si el material es arcilla dura, Kh es constante para cualquier punto de la superficie de contacto.
4. Si el material en granular no cohesivo, Kh se determina con la expresión Kh = mh z
5. Los errores que conllevan estas primicias se discuten posteriormente.

Para efectos de este trabajo utilizaremos la nomenclatura siguiente:

Kss = valores del Coeficiente de Reacción del Suelo para arenas solicitadas por platos rígidos de carga, área de 1 pié x 1 pié ó vigas de 1 pié de ancho. (En texto de Terzaghi Kss = ks_1)

Ks = valores del Coeficiente de Reacción del Suelo corregidos para geometría y basados en Kss.

Para Coeficientes de Reacción Lateral del Suelo en pilotes o similares usaremos Khh y Kh

2. Valores de Terzaghi para los Coeficientes de Reacción Vertical del Suelo en Superficies Horizontales.

Tabla 1. Arenas

Kss en tons/pie^3, para platos cuadrados de 1 pié x 1 pié, o vigas de 1 pié de ancho, apoyadas en arena.

	Suelta	Media	Densa
Arena seca ó húmeda, valores límites:	20-60	60-300	300-1000
Arena seca ó húmeda, valores propuestos:	40	130	500
Arena sumergida, valores propuestos:	25	80	300

Kss en kg/cm^3, para platos cuadrados de 1 pié x 1 pié, o vigas de 1 pié de ancho, apoyadas en arena.

	Suelta	Media	Densa
Arena seca ó húmeda, valores límites:	0,6-1,9	1,9-9,6	9,6-32
Arena seca ó húmeda, valores propuestos:	1,3	4,2	16
Arena sumergida, valores propuestos:	0,80	2,7	9,6

Para usar esta tabla seleccionamos el valor de Kss según el tipo de suelo. Si tenemos una viga de ancho "B" o una losa de fundación solicitada por cargas lineales separadas en una distancia "B".

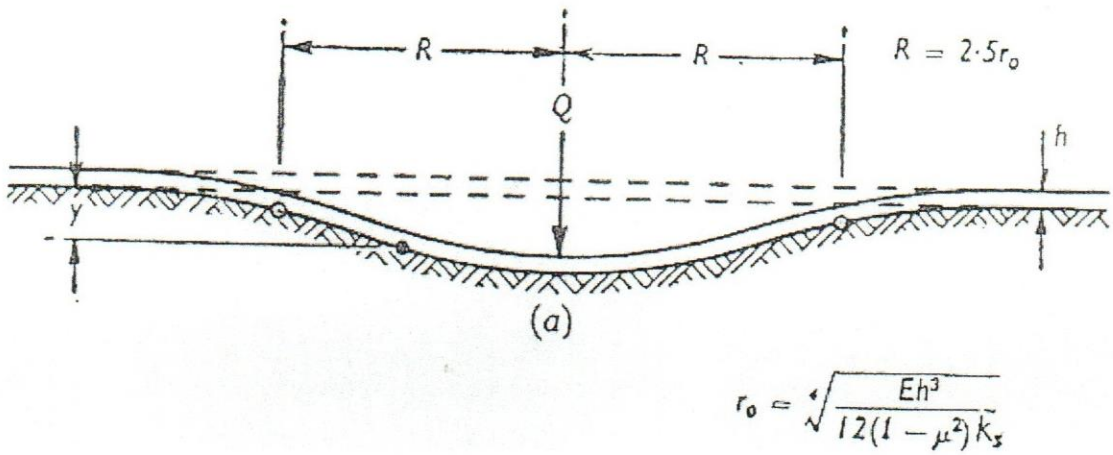
Podemos obtener Ks corregido:

Ks = Kss ((B+1)/2 B)^2 ; Valores en pies y tons/pie^3. (1 tons = 2000 libras)
Ks = Kss ((B+30,48)/2 B)^2 ; Valores en centímetros y kg/cm^3.

Esta expresión es válida, en el caso de fundaciones corridas o vigas de fundación, **para presiones de contacto menores a la mitad de la capacidad última de carga del suelo de soporte.** Esto lo propone Terzaghi ya que al observar la realidad de una curva asentamiento carga última veremos que podemos tener una relación lineal para el inicio de la curva pero esta se hace parabólica y casi asintótica al llegar a la carga última, asumir la mitad de la carga última permite garantizar un rango "elástico" supuesto en suelos similar al que definimos para el Modulo de Elasticidad de un suelo que tomamos con la recta secante desde el origen al 50% de la carga máxima.

En caso de losas de fundación que soportan una carga concentrada, la ecuación es válida si ninguna de las cargas concentradas es mayor a la mitad de la capacidad última de carga ó a la capacidad última de carga correspondiente a una fundación circular equivalente de radio "R".

FIGURA 2



R = 2,5 r_o = Raíz^4((10 E_F h^3) / (3 (1-n_F^2) Ks)) = **rango de influencia** de la porción de la losa que esta localizada a una distancia R del punto de aplicación de la carga, a esto se denomina **fundación circular equivalente**. Ver Figura 2.
Donde:
h = espesor de la losa.
n_F = relación de Poisson del material de la fundación.
E_F = módulo de elasticidad de la losa.

Tabla 2. Arcillas Firmes y Sobre Consolidadas.

Kss en tons/pie^3, para platos cuadrados de 1 pié x 1 pié, o vigas de 1 pié de ancho, apoyadas en arcilla altamente pre consolidada.

	Firme	Muy Firme	Dura
Valores de qu en tons/pié^2:	1-2	2-4	>4
Valores límites para platos cuadrados:	50-100	100-200	>200
Valores propuestos para platos cuadrados:	75	150	300

Kss en kg/cm^3, para platos cuadrados de 1 pié x 1 pié, o vigas de 1 pié de ancho, apoyadas en arcilla altamente pre consolidada.

	Firme	Muy Firme	Dura
Valores de qu en kg/cm^2:	1-2	2-4	>4
Valores límites para platos cuadrados:	1,6-3,20	3,20-6,4	>6,4
Valores propuestos para platos cuadrados:	2,40	4,8	9,6

Para platos cuadrados de ancho "B" Ks decrece en relación al inverso del ancho:

Ks = Kss (1/B), Valores en pies y tons/pie^3.
Ks = Kss (30,48/B), Valores en centímetros y kg/cm^3.

Para platos rectangulares de ancho "B" y longitud "L":

El trabajo o la publicación de Terzaghi presenta una duda referente a la expresión siguiente:

Ks = Kss ((l + 1)/(1,5)) ; Valores en pies y tons/pie^3.

Terzaghi da a entender que la expresión contiene el valor de "B" pero este no esta presente. Observando la expresión que nos indica que cuando "L" es muy grande obtenemos:

Ks = 0,666 Kss. De donde deducimos que l = L/B;

Por lo anterior debemos rescribir la expresión anterior como:

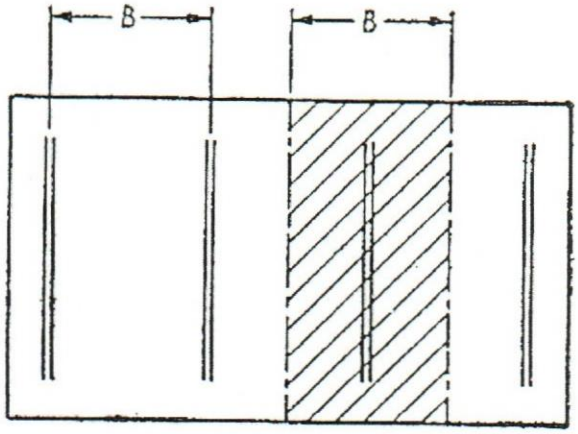
Ks = Kss ((B/L)+ 1)/1,5 ; Valores en pies y tons/pie^3.

Esta ecuación esta basada en que la deformación del suelo a una profundidad mayor a 3B no tiene influencia significativa en los momentos flectores locales. Para vigas largas y fundaciones continuas apoyadas en arcilla, "L" puede asumirse infinito de donde:

Ks = Kss (30,48/1,5B) ; Valores en kg/cm^3

Para losas solicitadas por cargas concentradas como cargas por columnas, el valor de Ks se determina por Kss y las dimensiones de las áreas efectivas de contacto según Figura 3

FIGURA 3



Si el suelo esta conformado por una arcilla altamente precomprimida, el valor de Kss aumenta aproximadamente en una proporción simple, similar a la resistencia obtenida de un ensayo de compresión no confinada "qu".

Recordar que estos valores según Terzaghi son válidos para presiones de contacto menores a la mitad de la capacidad última de soporte de la arcilla independientemente de la dimensión del área cargada.

Si observamos, los valores propuestos de Kss para arcillas firmes son del mismo orden de magnitud a los propuestos para arenas medias. Pero **los valores de Ks para arcillas disminuyen en una proporción inversa al ancho del área cargada, mientras que para las arenas se aproximan a un valor límite igual a 0,25 Kss.**

Para arcillas normalmente consolidadas, los valores de Kss son tan pequeños que la estructura de la losa puede asimilarse a una estructura perfectamente rígida y la solución debe obtenerse por métodos convencionales para fundaciones rígidas.

Para determinar cuando una fundación o placa de fundación debe ser diseñada como rígida y cuando flexible, de acuerdo a la ACI-436, el diseño se efectuará como rígido si la separación entre columnas es menor a 175/β; si es mayor a 175/β debe diseñarse como flexible.

$\beta = raiz^4(B_1\ ks / 4\ E_F\ I_F)$. (unidad de β de cm^{-1})

Donde:
$E_F\ I_F$ = modulo de Elasticidad e Inercia de la Fundación. $I_F = (1/12)\ B_1\ h^3$
h = espesor de losa en centímetros.
B_1= ver Figura 5, menor ancho efectivo de apoyo entre cargas en centímetros.
Ks = Coeficiente de reacción del suelo en kg/cm^3.

Los valores de Kss para arcillas firmes pueden ser determinados por ensayos de carga. Pero los resultados pueden ser afectados durante la prueba, no se da suficiente tiempo para

completar la consolidación y los resultados pueden no ser incorrectos si el plato de carga no es perfectamente rígido. La altura del plato debe ser al menos igual a su ancho.

3. Valores de Terzaghi para los Coeficientes de Reacción Lateral del Suelo en Superficies Verticales.

Arenas.

Reacción Horizontal del suelo para pilotes y pilas de fundación.

En pilas ó pilotes rodeados de arena el Coeficiente de Reacción Horizontal depende del ancho "B" del pilote (igual al diámetro para pilote circular) medido en dirección del desplazamiento, el peso unitario efectivo y la densidad relativa de la arena.

A cualquier profundidad "z" por debajo de la superficie el Módulo de Elasticidad de la arena es aproximadamente igual a:

$Es = A\ pv.$

Donde:
"A" es un coeficiente que depende solo de la densidad de la arena.
"pv" es el esfuerzo efectivo a la profundidad "z".

Si Γ es el peso unitario efectivo de la arena tenemos:

$pv = \Gamma\ z$, y $Es = \Gamma\ z\ A$.

El Coeficiente de Reacción Lateral para una viga vertical de lado "B" se determina por la relación entre la presión de contacto y el desplazamiento horizontal de la cara de contacto.

El desplazamiento se debe a la deformación del medio o suelo con un Módulo de Elasticidad "Es".

Desplazamientos mayores a una distancia aproximada de "3B" no tienen influencia en los momentos flectores locales. En consecuencia los desplazamientos "y" pueden calcularse bajo la primicia de que la presión "p" actúa en un medio elástico de espesor "3B". Bajo esta primicia y por teoría de elasticidad obtenemos:

$P = y\ Es / 1{,}35\ B = y\ A\ \Gamma\ z / 1{,}35\ B$

De donde:

$Kh = p/y = A\ \Gamma\ z / 1{,}35\ B = mh\ z = nh\ z/B;\ nh = A\ \Gamma/1{,}35$

$Kh = nh\ z/B$

"nh" representa la Constante de Reacción Horizontal para vigas verticales o pilotes.

El valor "A" varía:
Entre 100 para arenas muy sueltas y 2000 para arenas densas.
Para arenas sueltas el valor de "A" en aproximadamente constante para presiones de hasta 50 kg/cm^2.
Para arenas densas "A" comienza a decrecer al momento en la medida que la presión de contacto en la superficie vertical es mayor a 3 kg/cm^2.

El peso unitario "Γ" de una arena seca o húmeda varia entre 1,9 y 1,3 $gramos/cm^3$ para un promedio de 1,6 $gramos/cm^3$ o 0,05 $tons/pié^3$.
El peso unitario efectivo "Γ`" de una arena sumergida varia entre 1,2 y 0,8 $gramos/cm^3$ para un promedio de 1 $gramo/cm^3$ o 0,03 $tons/pié^3$.

Tomando como base estos valores se presenta la tabla de "nh".

Tabla 3. Arenas.
Valores de "nh" en $tons/pie^3$, para pilotes de ancho 1 pié y para una tira horizontal de 1 pie de ancho, empotrados en arena sumergida y húmeda.

	Suelta	Media	Densa
Rango de valores de "A":	100-300	300-1000	1000-2000
Valores adoptados de "A":	200	600	1500
Arenas secas y húmedas "nh": 7		21	56
Arenas sumergidas "nh":	4	14	34

Valores de "nh" en kg/cm^3, para pilotes de ancho 1 pié y para una tira horizontal de 1 pie de ancho, empotrados en arena sumergida y húmeda.

	Suelta	Media	Densa
Rango de valores de "A":	100-300	300-1000	1000-2000
Valores adoptados de "A":	200	600	1500
Arenas secas y húmedas "nh": 0,2		0,7	1,8
Arenas sumergidas "nh":	0,1	0,45	1

"nh" es una Constante de Reacción Horizontal del Suelo para un pilote de ancho 1 pié, empotrado en arena húmeda ó en arena sumergida.

Para pilotes empotrados en arcillas firmes, los valores de Khh pueden asumirse iguales a los indicados para Kss para vigas apoyadas en la superficie horizontal de la misma arcilla.

El valor de Kh para un pilote de ancho "B" puede obtenerse de la ecuación: **Kh = Kss(30,48/1,5B)** que es el valor que corresponde a vigas largas done "L" se asume infinito. Los valores de Kss fueron dados en tabla 2.

Los valores de "nh" para pilotes hincados en arena o de Kh para pilotes empotrados en arcilla pueden ser obtenidos experimentalmente.

Los valores de los coeficientes de reacción en las tablas fueron obtenidos por teoría elástica asumiendo el conocimiento previo de las propiedades elásticas de los suelos reseñados. No son constantes y dependen para cada caso de la carga y geometría de la placa y/o losa de fundación y en caso de ensayo del plato utilizado entre otros factores anteriormente señalados.

Es importante recordar que el valor del factor de corrección en las expresiones dadas por Terzagui debe ser adimensional (pié/pié) ó (cm/cm) de allí la sustitución de el valor "1pié" por "30,48 cm"

4. Resumen de Expresiones para la Estimación de los Coeficientes de Reacción del Suelo.

Coeficiente de Reacción del Suelo.

Superficies cargadas en un plano horizontal.

Arenas. Tomar Kss de la Tabla 1.
$Ks = Kss ((B+1)/2\ B)^2$ donde "B" esta dada en pies.
$Ks = Kss ((B+30,48)/2\ B)^2$ donde "B" esta dada en centímetros.

Arcilla Firme y Sobre Consolidada. Tomar Kss de la Tabla 2.
$Ks = Kss ((L + B)/(1,5\ L))$;
$Ks = Kss\ (30,48/1,5B)$; Para vigas largas y fundaciones continuas. Tomar Kss de la Tabla 2.

Arcilla Normalmente Consolidada.
Los valores de Kss son muy pequeños y la estructura de la losa puede asimilarse a una estructura perfectamente rígida. El análisis geotécnico debe ser orientado a la evaluación del asentamiento.

Superficies cargadas en un plano Lateral o Vertical.

Arenas.
$Kh = nh\ z/B$; Tomar nh de la Tabla 3.

Arcillas.
$Kh = Kss(30,48/1,5B)$, Tomar Kss en "kg/cm^3" de la Tabla 2.

Valor Empírico de Kss.

Scott (1981) propone (**usar solo en arenas**) un valor de Kss en función del valor corregido de "N" de la prueba normal de penetración (SPT) a la profundidad de ensayo igual a:

$Kss\ (MN/m^3) = 1,8\ Ncorr$ ó $Kss\ (kg/cm3) = 0,183\ Ncorr$

Con este valor y corrección por geometría obtenemos Ks.

Otros Valores de Kss.

Revisando la literatura observamos que Braja Das (1984), recomienda en su texto los valores siguientes:

Tabla 4. Arenas

Kss en kg/cm^3, para platos cuadrados de 1 pié x 1 pié, o vigas de 1 pié de ancho, apoyadas en arena.

	Suelta	Media	Densa
Arena seca ó húmeda, valores límites:	0,80-2,52 (29-92)	2,52-12,73 (91-460)	12,73-38,20 (460-1380)
Arena sumergida, valores propuestos:	1,05-1,52 (38-55)	3,54-4,07 (128-147)	13,23-14,45 (478-552)

Tabla 5. Arcillas Firmes y Sobre Consolidadas.

Kss en kg/cm^3, para platos cuadrados de 1 pié x 1 pié, o vigas de 1 pié de ancho, apoyadas en arcilla altamente pre consolidada.

	Firme	Muy Firme	Dura
Valores de qu en kg/cm^2:	1-2	2-4	>4
Valores límites para platos cuadrados:	1,22-2,52 (44-92)	2,52-5,09 (92-184)	>5,09 (>184)

(Valores entre paréntesis en libras/pulgada^3).

En arenas los valores son superiores y en arcillas inferiores a los dados por Terzaghi. En el texto de Braja Das no se indica referencia o procedencia de los valores.

5. Corrección del Coeficiente de Reacción del Suelo por Humedad Natural

A continuación y como aspecto fuera del trabajo de Terzaghi y señalado por el en el texto, es importante añadir alguna información referente a la influencia de la humedad natural del material de soporte, tomado del **ACI Comité Report 360R-92 (Reapproved 1997)** página 11.

En la tabla a continuación podemos observar factores de corrección para materiales finos, limos y arcillas, en función de la humedad natural.

Tabla 4

TYPE OF MATERIAL	Moisture content at time of test, percent of dry weight						
	5-10	11-14	15-18	19-21	22-24	25-28	over 28
Silts and clays LL < 50	0.35	0.50	0.65	0.75	0.85	1.0	1.0
Silts and clays LL > 50	0.25	0.35	0.50	0.63	0.75	0.85	1.0
Clayey sand or Clayey gravel	0.75	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Se indica que efectuado un ensayo en sitio, determinamos la humedad del material y corregimos el valor de "Ks" obtenido en libras/pié3 asumiendo que ocurre una disminución de la humedad del suelo en el tiempo debajo de la losa. Tomamos el valor de K obtenido del ensayo en sitio y lo multiplicamos por el factor correspondiente a la humedad actual y dividimos el resultado por el factor correspondiente a la humedad futura. Esta operación da como resultado el valor de K para cuando disminuya la humedad. La operación será inversa si asumimos un incremento de humedad en el tiempo.

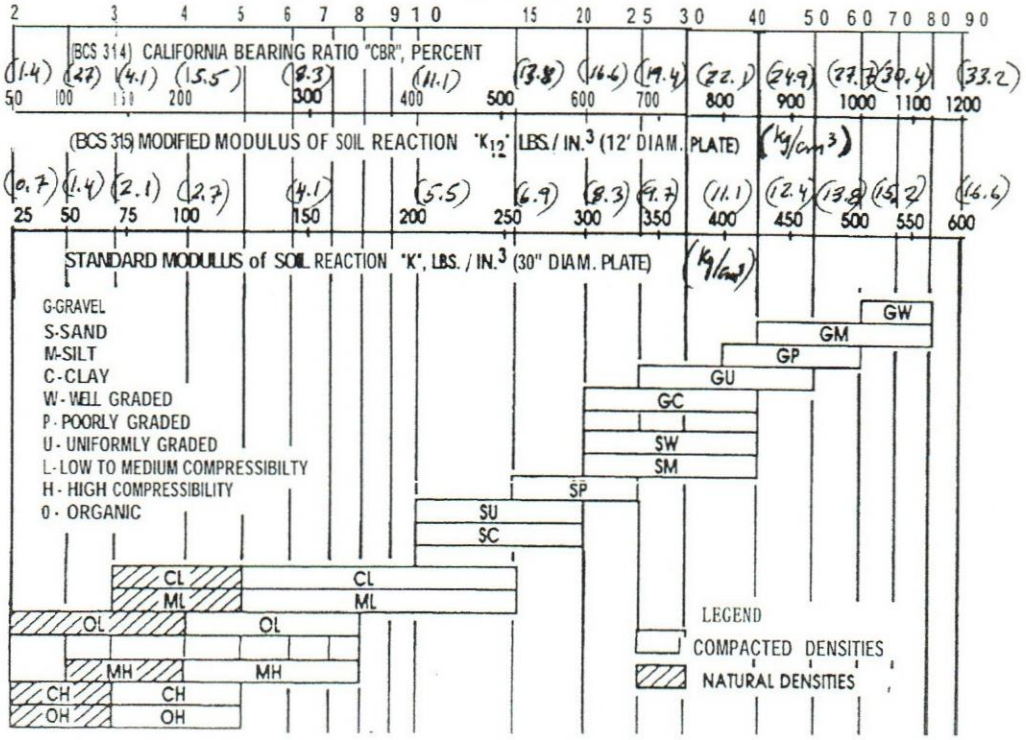
6. Información Objetable.

Tomado de la referencia citada en el punto anterior, **ACI Comité Report 360R-92 (Reapproved 1997), página 12,** observamos un cuadro que relaciona valores de "Kss" para

un plato de 30 pulgadas, otro de 12 píes de diámetro, valores de CBR y tipos de suelo según el Sistema de Clasificación Unificada.

Todo pudiera ser útil en estimación de valores del Coeficiente de Reacción del Suelo "Ks", pero no es así a pesar de la fuente de donde proviene la información.

Tabla 5



Los valores de Kss en esta tabla son para platos circulares de 30 y 144 pulgadas de diámetro, en las tablas de Terzaghi los valores calculados en las tablas están dados para un plato cuadrado de 12 x 12 pulgadas. A simple vista observamos que los valores son similares para cuando el área del plato circular es casi el doble que el cuadrado, los valores no son compatibles con las expresiones de Terzaghi, al aplicar la corrección para arenas, los valores de Ks disminuyen a medida que aumentamos las dimensiones de la fundación, cosa que no ocurre en estos casos y mucho menos en el caso en el cual se incrementa aun mas el tamaño (plato de 12 pies a 144 pulgadas de diámetro de la tabla 5) se señala que los valores de Ks se duplican cuando según Terzaghi deberían disminuir.

Basta evaluar la expresión "$((B+30,48)/(2B))^2$" para observar que a medida que aumenta "B" la fracción disminuye su valor y este es un factor que Terzaghi propone para la modificación de Kss y obtener el valor de cálculo en el diseño. En otras palabras a mayor "B" menor "Ks".

Lo anterior es un ejemplo de las discrepancias existentes en la materia y la data comúnmente utilizada por el ingeniero práctico.

Otro ejemplo que induce a error cuando se utiliza la información sin el conocimiento y porque tenemos confianza en la fuente.

FIGURA 4

Comparando con las relaciones de tensiones y deformaciones de Boussinesq, por ejemplo para zapata circular de radio R en semiespacio elástico de coeficientes E y ν, el asiento se expresa:

$$s = q \cdot R \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1-\nu)^2}{E}$$

Si se considera q como la reacción media bajo la zapata o reacción de la subrasante, se cumplirá:

$$K_s = \frac{q}{s} = \frac{1}{R} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \frac{E}{(1-\nu)^2}$$

Aquí ya se ve que K_s no es un valor intrínseco del terreno, sino que también depende del tamaño de la placa cargada, y en relación inversa (a mayor radio R, menor valor del módulo de reacción o coeficiente de balasto K_s).

La determinación del coeficiente de balasto, para no añadir más errores, deberá ser para cada caso, obtenido *in situ* a partir del ensayo de placa de carga.

Según se vio en el capítulo 5, las dimensiones usuales de la placa son de 30×30 cm^2 (1 pie cuadrado). A partir del valor obtenido K_{s1} para esa placa, se han derivado fórmulas empíricas para obtener el coeficiente de balasto correspondiente para otras dimensiones. Así, por ejemplo, las debidas a Terzaghi son:

- *para suelos arcillosos:* $K_s = \frac{K_{s1}}{B}$,

- *para suelos arenosos:* $K_s = K_{s1}\left(\frac{B+1}{2B}\right)^2$,

donde B es el ancho del cimiento real, expresado en pies.

En la tabla 10.3 se pueden observar los valores aproximados que suelen alcanzar algunos distintos suelos (Wölfer).

Tabla 10.3 Valores de coeficiente de balasto

Tipo de suelo	*K_s en kg/cm^3*
Grava gruesa con poca arena	20 - 25
Grava gruesa con arena fina	15 - 20
Grava media con arena gruesa	12 - 15
Grava media con arena fina	10 - 12
Grava fina con arena fina	8 - 10
Humus con arena y muchas piedras	10 - 12
Humus con arenas y pocas piedras	8 - 10
Arcilla seca dura	8 - 10
Arcilla seca	6 - 8
Arcilla húmeda	4 - 6
Arcilla mojada	2 - 4
Humus, arena y grava	1 - 2
Arena fina de ribera	1 - 1,5
Suelo pesado de turba y cenagoso	1 - 1,5
Suelo ligero de turba y cenagoso	0,5 - 1

© Los autores, 2001; © Edicions UPC, 2001.

Reproducción de Carátula y Hoja del documento Referenciado.

Tomamos un documento de la Universidad de Cataluña (Figura 4), (*Matilde González Caballero(2001),* donde se proponen las modificaciones dadas por Terzaghi por geometría y a continuación una tabla de valores de Kss en "kg/cm3" sin que se indique que las expresiones anteriores son para cuando Kss esta en "tons/pie3" y la fracción de corrección en "pies/pies". Este documento induce al usuario a cometer un error en su estimación de Ks.

Afortunadamente las losas de concreto, en la mayoría de los casos, ofrecen una deflexión muy inferior a la que ocurriría en el suelo y no se presentan problemas. Pero en el caso de pavimentos o losas realmente flexibles el error puede manifestarse en un deterioro evidente y rápido.

Otro caso muy común se presenta en la práctica cuando utilizamos una fuente no actualizada.

Bowles (1997) cuarta edición, página 409, dice: "Si usted usa un valor reducido del desplazamiento (digamos, 6 mm o 12 mm) en vez de 0,0254 m usted puede exceder el rango de la tabla." Este comentario no aparece en el mismo párrafo Bowles (1988) quinta edición, 10 años de diferencia. Adicionalmente observa que el usuario de las tablas no debe tomar el promedio del rango de valores dados como una buena estimación.

Lo anterior es un indicativo de la necesidad que tiene el ingeniero práctico de actualizar su conocimiento, estos textos o libros son actualizados periódicamente cada 4 a 5 años, el ejemplo indicado es solo una muestra.

Comentarios.

Terzaghi al final de su publicación refiere algunos comentarios sobre la versatilidad y confianza en la utilización de la información reseñada en su trabajo.

Entre otros aspectos comenta la variación entre lo asumido y la realidad sobre superficies cargadas y el material que constituye el suelo. Sabemos que las presiones de contacto en arcillas debajo de una losa cargada no son uniformes y esto se ha asumido como tal.

Por otra parte conocemos los resultados de gráficos presión contra deformación, sabemos que el resultado no es una línea recta sino una parábola que se hace casi asintótica a una vertical para la carga última.

Referente al primer punto Terzaghi afirma que el error es pequeño al asumir una distribución de presión uniforme, se han hecho análisis precisos con datos reales y se ha encontrado que en arcillas firmes los momentos flectores reales cercanos a los puntos o líneas de aplicación de las cargas son algo mayores a los que asumimos con distribución uniforme. En el caso de arenas el error es menor que en arcillas. Terzaghi afirma que las discrepancias encontradas no son significativas en los problemas prácticos.

Referente al caso de fundaciones corridas o vigas de fundación siempre recomienda usar las expresiones para presiones de contacto menores a la mitad de la capacidad última de carga del suelo de soporte.

Por otra parte debemos afirmar que al final de toda estimación o evaluación, el valor del parámetro obtenido debe ser revisado por el ingeniero y su experiencia, especialmente en todo aquello referido a la interacción suelo-estructura, el valor definitivo pudiera en muchos casos ser diferente o recalculado por otro procedimiento o modelo real del problema.

Discusión.

Organizando la información expuesta en el texto, podemos complementarla con otros tomados de autores diferentes a Terzaghi que permiten clarificar, con otra visión pero iguales conceptos, el conocimiento del tema y su aplicación práctica.

Resumiendo el concepto tenemos que el Módulo de Reacción del Suelo es su reacción en el rango elástico ante la carga por unidad de área transmitida desde un elemento de fundación.

Se utiliza en el análisis estructural de elementos de fundación, determinaciones de momento flectores y corte resultante en la deflexión de pavimentos, en placas de fundación y fundaciones continuas que emplean el concepto de viga o placa sobre un medio elástico semi infinito que es el suelo.

En pilotes cargados lateralmente y efectuamos ensayos de carga lateral empleando el mismo concepto de viga o placa en un medio elástico.

Repitiendo la definición de Terzaghi tenemos:
Unidad de presión requerida para producir una unidad de deflexión.

$Ks = p / y$

Donde:
p = presión por unidad de área entre la superficie de contacto y el área cargada del suelo de soporte.
y = deflexión producida por la carga "p"
(unidades: carga/área/deflexión).

En un gráfico de resultados de una prueba de carga en campo, los valores de "p" y "y" se toman en el punto de fluencia. Simplemente se prolonga la zona supuestamente elástica inicial hasta la zona supuesta de fluencia y tomamos la deformación "y" en este punto y que corresponde al valor de "p" (Ver Figura 5).

El valor de "Ks" depende fundamentalmente de la dimensión del área cargada y las propiedades elásticas del suelo.

Los valores de "Ks" requeridos para el diseño siempre deben ser ajustados a las condiciones reales.

Para un suelo determinado "Ks" disminuye cuando se incrementa el tamaño del plato de carga.

En arenas "Ks" disminuye sustancialmente por debajo del nivel freático. Cuando no existe nivel freático aumenta con la profundidad.

En arcillas sobre consolidadas "Ks" permanece más o menos constante y la consistencia permanece constante.

El ensayo de plato no es aplicable a arcillas blandas por el efecto de consolidación en las mediciones. Pero podemos estimar la reducción de "Ks" por efecto de consolidación como sigue:

En caso que estimemos el valor de "Ks" para una fundación como valor real, tenemos por definición Ks = qo /DH (qo= presión de contacto).

Si asumimos que "qo" durante el proceso de consolidación permanece constante tenemos: DH' = DH + DHc.
Donde: DHc es el asentamiento por consolidación.

Transformamos la ecuación inicial en Ks' = qo / (DH+DHc).

Si dividimos esta ecuación entre la inicial obtenemos: Ks' = Ks DH / (DH+DHc) y observamos como se incrementa el denominador y decrece el valor de Ks' por efecto de la consolidación.

Existen ensayos a escala real en pilotes, cuando la escala es real los resultados son mas precisos en la obtención del módulo de reacción "K" sea este vertical u horizontal.

Los ensayos de placas a escala reducida para obtener "K" en sentido vertical son difíciles, la deflexión uniforme a través del plato se trata de lograr colocando una pirámide de platos concéntricos que rigidizan el conjunto. Aun así la deflexión en el suelo no es uniforme y lo que obtenemos y medimos es el promedio debajo del plato.

Como alternativa al uso del Módulo de Reacción "Ks" se utilizan métodos basados en Es y μ en análisis por elemento finito. Lamentablemente la precisión en la obtención de "Es" y "μ" no compite aún con los métodos simples que utilizan "Ks".

En este punto Terzaghi (1955) propuso métodos simples para la transformación de "Kss", obtenido en ensayos a escala reducida usando platos de 0,3 x 0,3 m, a un valor "Ks" a escala real de las fundaciones.

Para fundaciones cuadradas.
En Arcillas: $Ks = Kss\ (B1/B)$
En Arenas: $Ks = Kss\ ((B+B1)/(2B))^2$
Donde:
B1 = ancho de la base cuadrada utilizada en el ensayo para obtener "Kss".
B = ancho real de la fundación cuadrada.
Nota: estas ecuaciones no deben aplicarse para cuando (B/B1) es igual o mayor a 3.

Para fundaciones rectangulares.
En Arcillas duras y Arenas de densidad media: $Ks = Kss\ (m+0,5)/(1,5\ m)$
Donde: m = L/B y L = largo y B = ancho del rectángulo de fundación.

En la actualidad estas ecuaciones son muy usadas aunque hoy no son recomendadas por algunos profesionales.

Vesic (1961) propone: $Ks' = 0{,}65\ (Es\ B^4/Ef\ If)^{1/12}\ (Es/(1-\mu^2)$
Donde:
Es y Ef = Módulos de Elasticidad del suelo y de la fundación .
B y If = Ancho de la fundación y momento de inercia de la sección transversal vertical.
Todos los valares en unidades consistentes entre ellas.
Para obtener $Ks = Ks'/B$

Como la raíz doceava (12) de cualquier número multiplicado por 0,65 puede aproximarse a la unidad tenemos una simplificación de la ecuación de Vesic:
$Ks = Es / (B\ (1-\mu^2))$

Existen otras soluciones recientes: producto de ensayos (Nederland CUR 166), basado en el coeficiente de consolidación (Schmitt), basado en ensayos con el presurómetro (Ménard), basado en el coeficiente de presión pasiva (Chadeisson), entre otros.

Las soluciones clásicas de vigas en fundaciones elásticas se basan en el modelo de Winkler, donde la masa de suelo de fundación se considera una cama de resortes.

Como solución tenemos una ecuación diferencial: $E\ I.d^4y/dx^4 = q = -Ks'\ y$
Donde:
$Ks' = Ks\ B$

Para la solución de esta ecuación se introduce la variable:
$\lambda = (Ks'/(4\ E\ I\ ))^{1/4}$ que multiplicada por L obtenemos $\lambda L = (Ks'\ L^4 / (4\ E\ I))^{1/4}$

Hoy en día podemos utilizar programas basados en elemento finito como medio eficiente para la solución de estos y otros casos, Es conveniente señalar el empleo de sobreposición de efectos, como una losa conformada por varias vigas elásticas, es una vía común de solución.

Adicionalmente tenemos métodos aproximados como el propuesto por ACI (American Concrete Institute) basado en Hetenyi (1964).

7. Conclusión.

El tema evaluado es complejo y el concepto difícil de entender. Incluso ante la evaluación práctica mediante ensayos en sitio tenemos muchas dudas al interpretar los resultados, el efecto de consolidación y asentamiento no elástico del medio semi infinito siempre esta latente. Si incluimos el efecto de las cargas repetidas en el rango asumido como elástico la incertidumbre aumenta. Lo anterior obliga al ingeniero practicante a un estudio más detenido de este concepto y su utilización en la práctica.

Referencias.

Karl Terzaghi, 1955, Geotechnique, Volume 5, Pages 295-326.
ACI Comité Report 360R páginas 11 y 12
Scout, R.F. (1981). "Foundation Análisis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
Braja M. Das, (1984). "Principles of Foundation Engineering", PWS-KENT Publishing Company. Boston, Mass.
Joseph E. Bowles (1988, página 409), (1997, página 504). "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill, N.Y.
Matilde González Caballero(2001). "El Terreno" Aula D'Arquitectura 44, Ediciones UPC, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Referencias según Publicación de Terzaghi.

Terzaghi, Karl (1932). Bondenpressung und Bettungsziffer. Osterr. Bauzeitung nº25.
Winckler, E., 1867. Die Lehre von Elastizitât und Festigkeit. Prague, p-182.
Zimmermann, H., 1888. Die Berechnung des Eisenbahn Oberbaues. Berlin.
Engesser, F., 1893. Zur Theorie des Baugrundes. Zentralblatt der Bauverwaltung.

B. "Algunas Correlaciones Usuales en Textos Geotécnicos y la Data que las Originan"

Introducción.
1. Correlaciones Gráficas Fundamentales.
2. Ejemplos en la Práctica Usual 1.
3. Ejemplos en la Práctica Usual 2.
4. Ejemplos en la Práctica Usual 3.
5. Ilustraciones Generales.
6. Conclusiones.
Referencias.

Introducción.

En todas las ramas de la ingeniería es usual utilizar correlaciones teóricas, empírico-teóricas y empíricas, obtenidas de varias fuentes. En la ingeniería geotécnica las correlaciones tienen un peso significativo en cálculos y estimaciones. En este trabajo se busca indagar un poco en textos de autores prestigiosos las correlaciones usuales, su presentación al usuario, y comparar dicha información con la contenida en el trabajo que le dio origen. Podemos observar que algunas de ellas están desvirtuadas y no muestran entre otros aspectos la información referente a la dispersión de la data original y el rango de variación de una u otra variable. El autor estima que una revisión oportuna de la información, el origen y dispersión en la data, puede mejorar los cálculos y estimaciones. Los avances de la informática y la facilidad que ofrecen las hojas de cálculo sorprenden al usuario cuando al introducir un dato esta opera varias variables en un perfil heterogéneo, y de forma casi mágica da una respuesta o solución al problema. La mayoría de las correlaciones son solo válidas para estimaciones y nunca sustituyen valores reales de ensayos de laboratorio y la capacidad y experiencia del ingeniero. El trabajo introduce al tema con algunos ejemplos que son práctica usual, en un intento por transmitir la necesidad de iniciar una revisión que nos permita mantener el conocimiento del como y el porque de de los problemas y sus soluciones.

Como se indicó en el resumen deseamos resaltar las bondades y posibles deficiencias en el uso de correlaciones gráficas en la ingeniería. Con esta finalidad se han utilizado correlaciones relacionadas con la ingeniería de suelos por ser esta la actividad principal del autor.

Cuando hablamos de bondades resaltamos los aportes que toda la data acumulada por muchos profesionales han aportado en trabajos presentados y publicados a lo largo de los años. Esta data ha permitido configurar correlaciones muy útiles en el ejercicio de la ingeniería. Lamentablemente en muchos casos se ha perdido en algunas publicaciones la información que permitió efectuar correlaciones, información sobre la desviación estadística de la data, su promedio o la media estadística, origen y tipo de material, en fin, todo un cúmulo de información que ayuda a ser racional en el uso de la correlación.

Otro aspecto, de importancia en la ingeniería, es la práctica usual de convertir la información gráfica en una relación matemática que simplifica el cálculo en una hoja computarizada, pero olvida o excluye la información señalada en el párrafo anterior correspondiente a la data y su dispersión. Lo indicado es lo que referimos como deficiencias en el uso de la información, muy especialmente la relacionada con gráficos empíricos.

En este trabajo presentamos ejemplos generales y específicos, haciendo énfasis, por su utilización generalizada, en las correlaciones relacionadas con la Prueba Normal de Penetración (SPT) las cuales han variado en el tiempo y son presentadas confusamente o incompletas por algunos textos de uso común.

Adicionalmente se incluyen algunos ejemplos relacionados con fundaciones, pilotes y zapatas, completando la información con algunas correlaciones de resistencia al corte en suelos. El tema es amplio, podíamos añadir un gran número de correlaciones existentes como plasticidad y otros parámetros del suelo, pero consideramos que las seleccionadas nos permiten resaltar los de este trabajo.

Esta presentación esta completamente referida a imágenes de forma secuencial que permiten estudiar las variantes y posibilidades gráficas de las correlaciones.

1. Correlaciones Gráficas Fundamentales.

Definimos tres tipos fundamentales de relaciones gráficas: teóricas, teóricas empíricas y empíricas.

Entendemos por relación teórica la gráfica obtenida de un concepto o función matemática, no es otra cosa que la expresión gráfica de una expresión o fórmula matemática.

Estas gráficas permiten efectuar comparaciones con datos reales obtenidos en campo y laboratorio para confirmar las variaciones que pudieran ocurrir entre el concepto y la realidad. Producto de estos análisis son los coeficientes de corrección y ajuste que aparecen en muchas expresiones en la ingeniería.

Nace así la correlación Teórico-Empírica, que adicionalmente y en ocasiones afectamos no solo por un factor de reducción o ajuste, sino por un factor de seguridad ligado al grado de incertidumbre y disparidad con el concepto, incluyendo el factor riesgo de la obra y la confianza de la data obtenida en ensayos.

La correlación exclusivamente empírica, la que utilizamos ante la ausencia de una correlación teórica o teórica-empírica, producto de ensayos de campo y laboratorio, correlaciona parámetros de clasificación y comportamiento del material en la mas variada gama de posibilidades. Son muy comunes las Pruebas de Penetración relacionadas con la Densidad Relativa y esta con parámetros de Resistencia al Corte del material. Algunas de estas correlaciones las veremos en los ejemplos que presentamos a continuación.

Como correlación teórica en la "imagen 1" tenemos la relación entre la humedad natural de 500 gramos de un material secado al horno y la cantidad de agua correspondiente a cada humedad. Esta correlación expresa gráficamente el concepto de humedad.

En la "imagen 2" se observa una correlación empírica del período fundamental de una edificación con su concepto correlacionados con otro el coeficiente sísmico, producto también de conceptos teóricos-empíricos.

En la "imagen 3" observamos una correlación empírica, mediciones del empuje lateral sobre un muro asumiendo rotación en el tope y curvas producto del cálculo utilizando conceptos teóricos.

Para completar la información presentamos ejemplos de correlaciones obtenidos de las referencias que ilustran casos de correlaciones empíricas.

En la "imagen 4" un gráfico sin correlación, solo con la data; en la "imagen 5"solo la correlación sin la data que la origina; en la "imagen 6" correlaciones con la data que la originan pero sin indicación de dispersión o definición de la curva como promedio o media estadística de la data. En la "imagen 7" una correlación con la data que la origina con la media y desviación estadística, este es un ejemplo de una buena presentación gráfica. En la referencia "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design" 1990, pueden encontrarse muchas correlaciones empíricas completas con indicación de toda la data de origen y estadística correspondiente.

En la "imagen 8" podemos observar correlaciones diferentes obtenidas de igual data, este es otro caso usual en las correlaciones empíricas y su interpretación. En ocasiones las correlaciones se dan conservadoramente para valores de menor riesgo y otras con los mismos valores para medias y promedios, esto depende del uso en su aplicación práctica.

2. *Ejemplos en la Práctica Usual 1.*

En este punto observaremos ejemplos relacionados con correlaciones especificas para pilotes y zapatas. En la "imagen 9" tenemos gráficos de factores de capacidad de carga para pilotes que se originan por diferentes teorías. Presentamos en la misma imagen el gráfico acompañado de una información esquemática de las teorías que respaldan cada correlación teórica.

En la "imagen 10" una información similar a la mostrada para pilotes pero en dos gráficos para dos teorías diferentes.

Para completar la información una data teórica tabulada que pudiera ser graficada, "imagen 11".

3. *Ejemplos en la Práctica Usual 2.*

En este título analizamos las variantes gráficas de las correlaciones con la Prueba Normal de Penetración (SPT).

En primer termino tenemos la "imagen 12" donde podemos observar el equipo para ejecutar la prueba. No transcribiremos el detalle del mismo y las especificaciones de la Prueba, pueden obtenerse de cualquier texto de mecánica de suelos.

La primera correlación mostrada en la "imagen 13" nos muestra la relación entre dos ensayos, Cono y SPT con el diámetro de los granos de la muestra de suelo. El caso ilustra una correlación que incluye la data no la dispersión o si la gráfica representa la media o el promedio de la data.

En la "imagen 14" iniciamos con la observación de las correlaciones utilizadas de otros autores para producir una nueva correlación que aproxime a las anteriores. De estas correlaciones seleccionaron las que consideraron consistentes y las grafican con la aproximación propuesta. Completando con la "imagen 15" podemos observar que la expresión matemática propuesta no es válida por si sola, es necesario limitar la corrección a un valor inferior y otro relacionado con la profundidad o Esfuerzo Máximo Vertical Efectivo que aparece en el gráfico. En la última figura aparece alguna data de origen pero definitivamente muy escasa. Esta información se completa en la "imagen 16" donde sorpresivamente se observa un incremento de la profundidad al no concordar el máximo esfuerzo vertical con el indicado en el gráfico anterior "imagen 15" pero que repite el señalado en la "imagen 14", todo esto es incoherente.

En la "imagen 17" se muestran los resultados de varias correlaciones que permiten según el autor efectuar correcciones a los valores de la Prueba Normal de Penetración sin data o variación estadística, en la "imagen 18" información similar pero con información estadística.

En la "imagen 19" podemos ver la comparación entre dos criterios de corrección por confinamiento. Es importante observar la ausencia de data y la gran diferencia cuantitativa entre ambos criterios para un mismo fin.

En la "imagen 20" presentamos otra comparación similar a la anterior con información referente al significado de la Densidad Relativa como estados de compacidad de varias arenas.

En la "imagen 21" repetimos otra comparación sin data de origen y en la "imagen 22" una correlación con alguna data de validación, la data parece corresponder a ensayos en la superficie para una presión efectiva igual a cero. Es importante notar la dispersión de la data.

Referente a la dispersión de la data para un mismo objetivo podemos observar en la "imagen 23" algo similar a lo señalado anteriormente.

En la "imagen 24" encontramos las correlaciones para valores máximos y promedios de la data. Adicionalmente se observa que la data solo existe hasta un máximo esfuerzo efectivo vertical equivalente a 10 kg/cm2 si tomamos como valor medio del peso unitario 1,8 ton/m3, tenemos que la profundidad máxima de la data es aproximadamente 55 metros.

En la "imagen 25" tenemos una comparación entre la data real y la que predecimos con la correlación indicada. En este caso casi todos los valores estimados están por arriba de los medidos en sitio para las Densidades Relativas.

A continuación hacemos una evaluación de los valores límites utilizados por una de las predicciones. En las "imágenes 26 y 27" podemos observar que las correlaciones no llegan

al valor cero esfuerzo vertical o superficie, las curvas se inician aproximadamente para un esfuerzo vertical efectivo de 0,25 kg/cm2 hasta una profundidad donde el esfuerzo es de 5 en un gráfico y 3 kg/cm2 en el otro, a esto debemos añadir que a partir de 1 kg/cm2 la correlación implica una disminución del valor de la Prueba, menor a este un aumento. En una de las curvas se observa que la corrección máxima es de 2 y en la otra 1,5 a 1,6. Estas variantes crean confusión al usuario, es evidente que las correcciones mas superficiales incrementan los valores de la Prueba y a mayor confinamiento disminuyen. No queda claro si la disminución sigue incrementándose con la profundidad o si asumimos un efecto de arco en el suelo y limitamos el esfuerzo efectivo vertical a un valor. Observar que la profundidad estimada para un Esfuerzo Vertical de 0,25 kg/cn2 es de 1,5 a 2 metros, para 1 kg/cm2 2 metros y para 5 kg/cm2 25 metros.

En las "imágenes 28 a 31" presentamos otras correlaciones que dan correcciones a la Prueba por otros factores diferentes al confinamiento por profundidad. En la "imagen 32" se ilustra una aplicación práctica del valor corregido de la Prueba en una correlación con la resistencia al corte en estado de fluencia.

4. ***Ejemplos en la Práctica Usual 3.***

Los ejemplos que presentamos a continuación están relacionados con correlaciones para estimaciones de la resistencia al corte. En primer término la "imagen 33" donde se grafica la data de campo para tres casos diferentes y de ensayos de resistencia al corte en sitio y laboratorio a diferentes profundidades.

En la "imagen 34" se establecen desviaciones entre los valores de los ensayos y en cierta medida correlaciones específicas para un sitio, observar las envolventes de los valores y su dispersión.

5. ***Ilustraciones Generales.***

En esta parte presentamos tres imágenes que ilustran tres situaciones diferentes. La "imagen 35" muestra una correlación con la data que la origina donde resalta la dispersión y su limitada aplicación a casos prácticos. Es importante resaltar que el Índice Plástico usual en suelos comunes esta en el rango inicial de la curva, entre cero y 40, para este rango observamos la mayor dispersión. Es curiosa la presentación en escala logarítmica de los valores extremos del gráfico para valores del Índice Plástico mayores a 100.

En la "imagen 36" se presentan dos correlaciones, en la primera una relación entre la Densidad Relativa o Compacidad del material vs. El parámetro de fricción del suelo; en la segunda la fricción del suelo vs. Valor de la Prueba de Penetración Normal. En la primera gráfica se observa la dispersión de la fricción dependiendo del material en la segunda la relación entre la fricción y la Prueba de Penetración Normal como correlación lineal. Lo anterior es incoherente ya que ambos gráficos son análogos, para obtener la fricción del suelo con la Prueba de Penetración Normal debemos obtener primero la Densidad Relativa y con esta Prueba y la Densidad Relativa estimar la fricción.

La "imagen 37" se explica por si sola no es posible establecer una correlación aplicable a un problema, solo debemos verla como una muestra de que algunas correlaciones

simplemente no existen. Esto es muy común cuando tratamos de correlacionar la plasticidad del suelo con otros parámetros.

6. *Conclusiones.*

Podemos efectuar algunas recomendaciones como conclusiones a este trabajo.
Las correlaciones teóricas son representaciones conceptuales.
Las correlaciones teórico empíricas son conceptos aproximados a la realidad.
Las correlaciones empíricas son interpretaciones de la realidad.
Usarlas con mucha cautela cuando no tenemos la data que las originan.
Podemos usarlas con cautela cuando tenemos la data que las originan.
Podemos usarlas como primera aproximación en la solución de un problema.
Las correlaciones no sustituyen ensayos de campo y laboratorio.
El ingenio, la experiencia y la actualización son pilares fundamentales en la solución de problemas.
Debemos distinguir entre un ingeniero y un calculista.

Referencias.

Las referencias listadas fueron utilizadas para la obtención de las gráficas usadas en este trabajo. Solo como muestra visual de los tipos y formas de las correlaciones sin crítica u observación al contenido de las publicaciones. Por este motivo no se refieren directamente en el texto aunque se mantiene la leyenda original al pié de cada imagen.

SCDOT (2008), "Geotechnical Design Manual", The South Carolina Department of Transportation.

K. Onder Cetin et al (2004), "Standard Penetration Test Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potencial". Journal of Geothechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE

Álvaro J. González G. (1999), "Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT", X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, SCI-SCG.

Kulhawy F.H. y Mayne P.W. (1990), "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", Cornell University Geotechnical Engineering Group, Hollister Hall, Ithaca, New York.

Skempton A.W. (1986), "Satndard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, PArticle Size, Ageing and Overconsolidation", Geotechnique 36, N° 3.

Ralph B. Peck, Walter E Hansen and Thomas H. Thornburn (1974). "Foundation Engineering", John Wiley and Sons Inc., New York.

Adel G. Kasim, Ming-YAu Chu y Curtis N. Jensen (19xx), "Field Correlation of Cone and Standard Penetration Test", Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.

Adicionalmente se utilizó material gráfico de trabajos publicados por la ASCE.
Publicaciones: Journal of Geotecnical Engineering (1986) y Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (1969)

Yumg-Show Fang and Isao Ishibashi. "Static Earth Pressures With Various Wall Movements".
Samson S.C. Liao and Robert V. Whitman. "Overburden Correction Factors for SPT in Sand".
Robert D. Holtz and William D. Kovacs. "An Introduction to Geotechnical Engineering".
Holtz, Gibbs, Peck, Bazaraa and Bolognesi. "Settlement of Spread Footing on Sand".
Geoffrey E. Blight. "Foundation Failures of Four Rockfill Slopes".

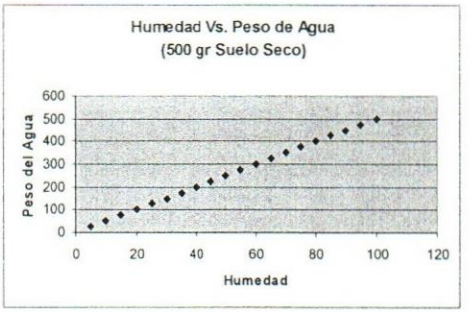
IMÁGENES REFERIDAS EN EL TEXTO

Índice de Imágenes (Títulos)

1. Correlaciones Gráficas Fundamentales
    1.1 Teóricas
    1.2 Teóricas Empíricas
    1.3 Empíricas
2. Ejemplos en la Práctica Usual 1
    2.1 Pilotes
        Varias Teorías en Un Gráfico
    2.2 Zapatas
        Una Teoría en Un Gráfico
    2.3 Información Tabulada
3. Ejemplos en la Práctica Usual 2
    3.1 Prueba Normal de Penetración (SPT)
    3.2 Cono y SPT
        Corrección Sin Indicación de Dispersión
    3.3 SPT Corrección por Confinamiento
        Obtención de una Correlación
            Correlaciones Agrupadas Sin Data
            Validación de Data Insuficiente
            Propuesta que Agrupa Correlaciones
    3.4 Expresiones Matemáticas de Gráficos.
        Correlaciones 1
        Correlaciones 2
    3.5 Comparación entre Criterios de Corrección
        Comparación 1
        Comparación 2
    3.6 Correlaciones sin Data de Origen
    3.7 Data Adecuada
        ¿Validación?
        Data Insuficiente y Dispersa
        Data de Campo
        Comparación de Data
    3.8 Correlaciones y Práctica Usual
        Límites
    3.9 Otras Correlaciones Empíricas
        Correcciones
        Ejemplos Correcciones
        Aplicación a Ncorr
4. Ejemplos en la Práctica Usual 3
    Resistencia al Corte
        Presentación de Data de Campo
        Data de Campo y Desviaciones
5. Ilustraciones Generales
    Correlación y Dispersión Logarítmica de la Data
    Correlación Vs. Data
    ¿?...

1.1 TEÓRICA. EJEMPLO.

Concepto de humedad natural (imagen 1)



1.2 TEÓRICA EMPÍRICA. EJEMPLO.

Concepto empirico y teórico de periodo fundamental vs. coeficiente sismico (imagen 2)

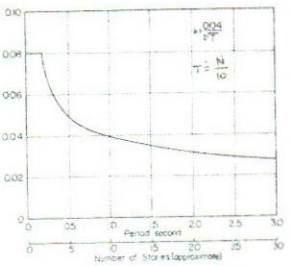


Fig. 25.12. Relationship between seismic coefficient and fundamental period (SEAOC Code).

1.3 EMPÍRICA. EJEMPLO.

Teórica vs. Empírica

Presión lateral en muros por rotación en el tope (imagen 3)

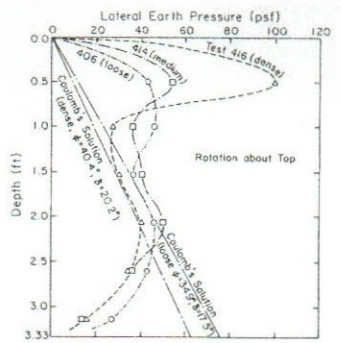
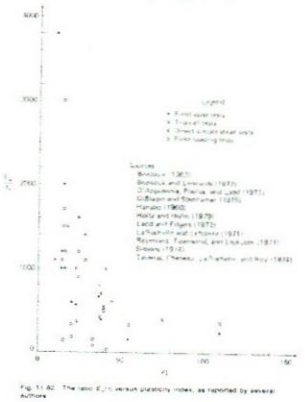


FIG. 6.—Distributions of Horizontal Earth Pressure at Active Condition (Rotation about Top) (1 ft = 305 mm, 1 psf = 47.9 N/m²)

1.3 EMPÍRICA. EJEMPLO.

Solo data (imagen 4)



1.3 EMPÍRICA. EJEMPLO.

Solo relación lineal (imagen 5)

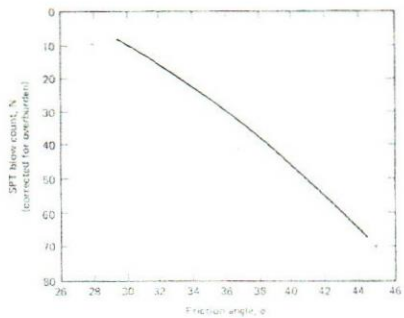
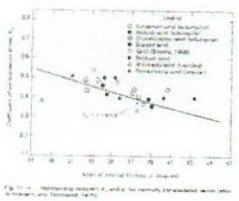


Figure 5-18 SPT blow count, N, versus friction angle, ϕ. (Courtesy Ralph B. Peck, Walter E. Hansen, and Thomas H. Thornburn, *Foundation Engineering*, 2nd ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1974. Copyright © 1974 by John Wiley & Sons, Inc. Reprinted by permission of John Wiley & Sons, Inc.)

1.3 EMPÍRICA. EJEMPLO.

Sin indicación de dispersión (imagen 6)



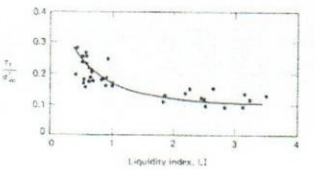
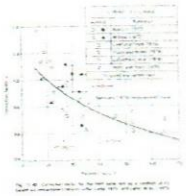


Fig. 11.59 Relationship between τ_r/σ'_{vo} and liquidity index for Norwegian clays (after Bjerrum and Simons, 1960).



1.3 EMPÍRICA. EJEMPLO.

Con indicación de dispersión (imagen 7)

Remolded	Undisturbed	Reference
○		Brooker and Ireland (1965)
□		A. Ladd (1965)
⊙	●	Bishop (1958)
	◆	Simons (1958)
	▲	Campanella and Vaid (1972)
◎		Compiled by Wroth (1972)
✳		Abdelhamid and Krizek (1976)

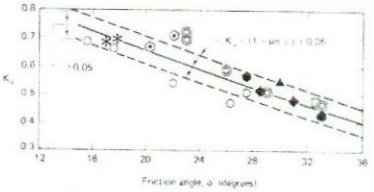
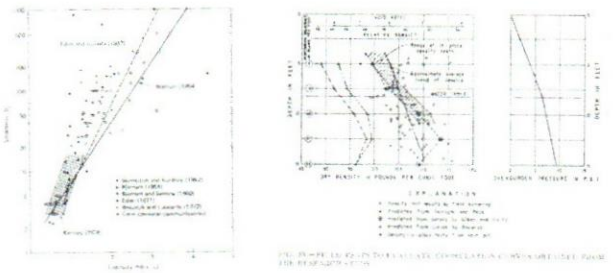


Fig. 11.68 K_o versus ϕ' for normally consolidated clays (after Ladd, et al., 1977).

1.3 EMPÍRICA. EJEMPLO.

Varias Correlaciones Igual Data (imagen 8)



2.1 PILOTES.
Varias teorías un gráfico
(Factores de Capacidad Portante Pilotes)(imagen 9)

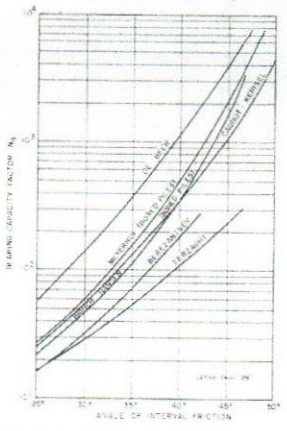


Fig. 20.8 Bearing capacity factors for circular deep foundations. (After Vesić, 1967a.)

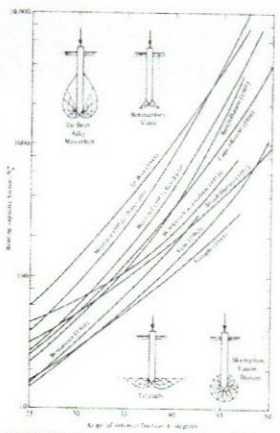


Fig. 19.49 Bearing capacity factors vs. angle of internal friction, according to various authors.

2.2 ZAPATAS.

Una teoría en un gráfico

(Factores de Capacidad Portante Para Fundación Superficial)(imagen 10)

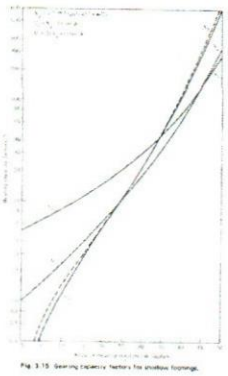


Fig. 3.15 Bearing capacity factors for shallow footings.

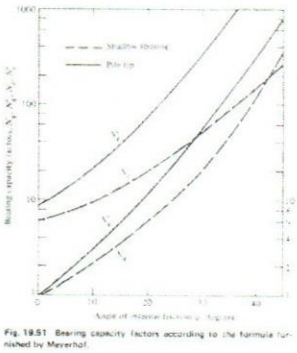


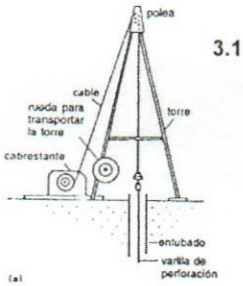
Fig. 19.51 Bearing capacity factors according to the formula furnished by Meyerhof.

2.3 INFORMACIÓN TABULADA

(imagen 11)

TABLE 3.1 BEARING CAPACITY FACTORS

ϕ	N_q	N_c	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.27	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19



(a)

3.1 PRUEBA NORMAL DE PENETRACIÓN SPT

(imagen 12)

Ncorr = Ncampo x Cn

Cn: Corrección por confinamiento.

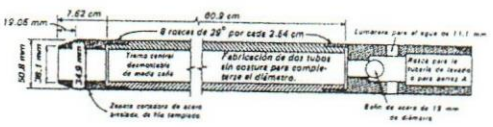


TABLE 2.43 RELATIONSHIP BETWEEN RELATIVE DENSITY, PENETRATION RESISTANCE, AND ANGLE OF INTERNAL FRICTION OF COHESIONLESS SOILS.

Type of Soil	Penetration Resistance N	Relative Density D_r	Angle of Internal Friction ϕ Peck (1974)	Angle of Internal Friction ϕ Meyerhof (1956)
Very loose sand	<4	<0.2	<29	<30
Loose sand	4–10	0.2–0.4	29–30	30–35
Medium sand	10–30	0.4–0.6	30–36	35–40
Dense sand	30–50	0.6–0.8	36–41	40–45
Very dense sand	>50	>0.8	>41	>45

3.2 CONO Y SPT.

Correlación sin indicación de dispersión (imagen 13)

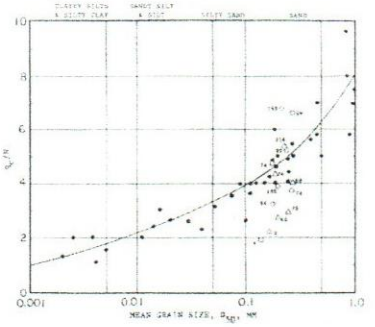


FIG. 1.—Variation of q_c/N with Mean Grain Size

3.3 SPT CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO

Obtención de una correlación (imagen 14)

Correlaciones agrupadas sin data

(Observar límites superiores e inferior con siguiente lámina)

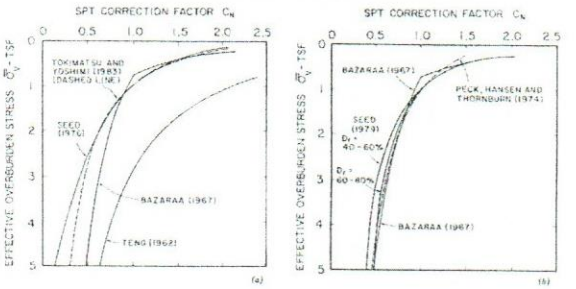
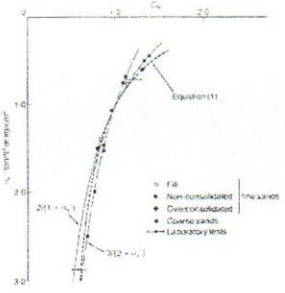


FIG. 1.—Comparison of Published Corrections Factors: (*a*) Inconsistent Correction Factors; (*b*) Consistent Correction Factors

3.3 SPT CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO

Obtención de una correlación (imagen 15)

Validación con data insuficiente (observar límite inferior).



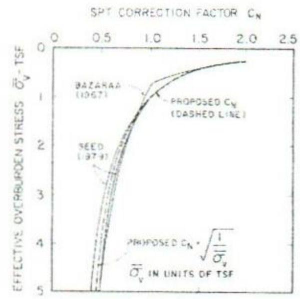
$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_v}} \quad (\bar{\sigma}_v \text{ in tsf or kg/cm}^2)$$

Fig. 1

3.3 SPT CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO

Obtención de una correlación (imagen 16)

Propuesta que agrupa correlaciones



values for $\bar{\sigma}_v$ > 1.5 tsf. Use of any of the correction factors shown in Fig. 1(b) is acceptable and would lead to at least a temporary standard of interpretation and fairly consistent results. However, a simple correction factor, which is comparable to any of those in Fig. 1(b) is proposed as:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_v}} \quad (\bar{\sigma}_v \text{ in tsf or kg/cm}^2) \qquad (2)$$

Comparison of this correction factor with the Bazaraa (1967) and the Seed (1979) correction factors is shown in Fig. 2.

FIG. 2.—Comparison of Proposed C_N with Bazaraa (1967) and Seed (1969) Correction Factors

3.4 EXPRESIONES MATÉMATICAS DE GRÁFICOS

Correlaciones 1 (imagen 17)

TABLE 1.—Summary of Published Correction Factors

Reference (1)	Correction factor C_N (2)	Units of $\bar{\sigma}_v$ (3)
Teng (1962)	$C_N = \dfrac{50}{10 + \bar{\sigma}_v}$	psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \begin{cases} \dfrac{4}{1 + 2\bar{\sigma}_v} & \bar{\sigma}_v \leq 1.5 \\ \dfrac{4}{3.25 + 0.5\bar{\sigma}_v} & \bar{\sigma}_v > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck, Hansen, and Thornburn (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \dfrac{20}{\bar{\sigma}_v}$	tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \bar{\sigma}_v$	tsf
Seed (1979)	See Fig. 1(*b*)	tsf
Tokimatsu and Yoshimi (1983)	$C_N = \dfrac{1.7}{0.7 + \bar{\sigma}_v}$	kg/cm²

3.4 EXPRESIONES MATEMÁTICAS DE GRÁFICOS

Correlaciones 2 (imagen 18)

$$Ncorr = N1 = Cn \times N \qquad (3)$$

y se ha estandarizado a un esfuerzo vertical de referencia σ_{v}' = 1 kg/cm2 ≈ 1 atmósfera = p_a, como función del parámetro Rs, definido por:

$$Rs = \sigma_v'/p_a \qquad (4)$$

Existen numerosas propuestas, entre las que se destacan las siguientes (Figura 2):

Peck	Cn = log(20/Rs)/log(20)	(5a)
Seed	Cn = 1- 1.25log(Rs)	(5b)
Meyerhof-Ishihara	Cn = 1.7/(0.7+Rs)	(5c)
Liao-Whitman	Cn = $(1/Rs)^{0.5}$	(5d)
Skempton	Cn = 2/(1+Rs)	(5e)
Seed-Idriss	Cn = 1- K*log Rs	(5f)
(Marcuson)	(K=1.41 para Rs<1; K=0.92 para Rs ≥1)	
González (Logaritmo)	Cn = log (10/Rs)	(5g)
Schmertmann	Cn = 32.5/(10.2+20.3Rs)	(5h)

En general se recomienda que Cn ≤ 2.0, por lo cual la formulación de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para Rs = 0.

3.5 COMPARACIÓN ENTRE CRITERIOS DE CORRECCIÓN

Comparación 1 (imagen 19)

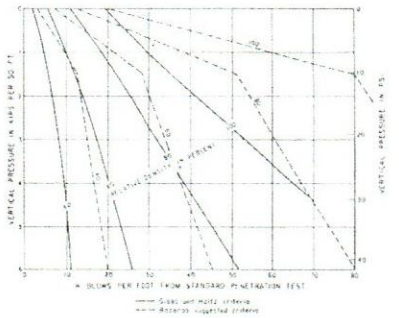
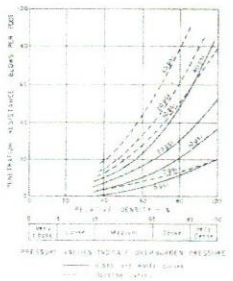


FIG. 26.—COMPARISON OF THE GIBBS AND HOLTZ CRITERIA AND THE BAZARAA SUGGESTED CRITERIA

3.5 COMPARACIÓN ENTRE CRITERIOS DE CORRECCIÓN

Comparación 2 (imagen 20)



3.6 CORRELACIONES SIN DATA DE ORIGEN

(Dr vs. SPT y Presión de Confinamiento)(imagen 21)

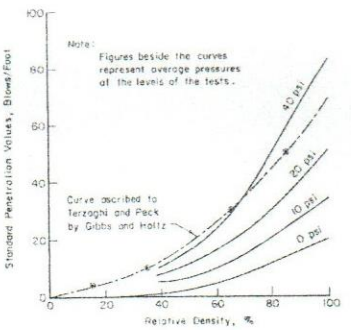


FIG. 29.—GIBBS AND HOLTZ RELATION BETWEEN PENETRATION RESISTANCE, OVERBURDEN PRESSURE AND RELATIVE DENSITY FOR DRY SAND OR SATURATED COARSE SAND

3.7 DATA ADECUADA

¿Validación?.

(un solo material de cero a dos metros de profundidad) (imagen 22)

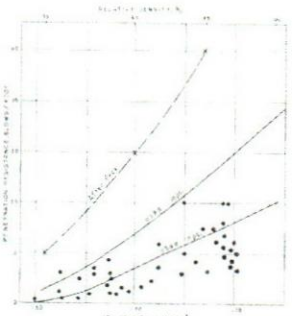


Fig. 7.52 Measured penetration resistance vs. dry density for depths from zero to two meters for a dune sand.

3.7 DATA ADECUADA

Data insuficiente y dispersa (imagen 23)

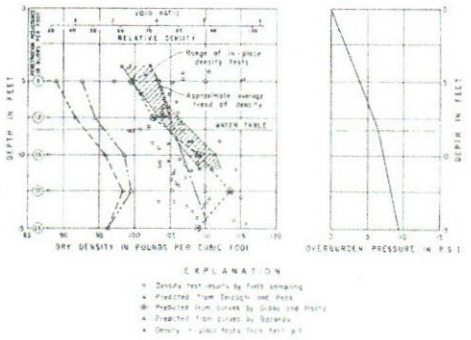


FIG. 28.—FIELD TESTS TO EVALUATE CORRELATION CURVES OBTAINED FROM THE RESEARCH STUDY

3.7 DATA ADECUADA

Data de Campo (SPT) (imagen 24)

(Correlación Vs. Dr y Confinamiento, Varios Autores)

(Observar correlación media y baja muy conservadora, no son válidas para otros efectos o aplicaciones. Estos valores en gráfico son para un solo tipo de material que no se clasifica)

$$N = 20\ D_R^2\ (1 + 2\ \sigma) \quad \text{for } \sigma < 1.5 \text{ kips per sq ft}$$
$$N = 20\ D_R^2\ (3.25 + 0.3\ \sigma) \quad \text{for } \sigma > 1.5 \text{ kips per sq ft} \qquad \ldots\ldots (2)$$

in which N = the standard penetration value for a sand at a relative density

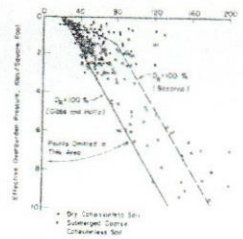


FIG. 30.—RESULTS OF STANDARD PENETRATION TESTS FOR VERY DENSE SANDS

D_R (expressed as a ratio) and under an overburden pressure σ, in kips per sq ft. The relation for 100% relative density is shown by the dash line in Fig. 30.

3.7 DATA ADECUADA

Comparación de Data (imagen 25)

(Medida en Campo Vs. Correlacion)

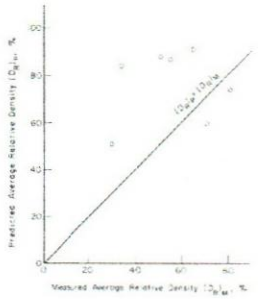


FIG. 8.—COMPARISON BETWEEN MEASURED VALUES OF RELATIVE DENSITY AND VALUES PREDICTED ON BASIS OF GIBBS AND HOLTZ CORRELATION

3.8 CORRELACIONES Y PRÁCTICA USUAL

Límites (imagen 26)

(Observar menor o igual a 0. 2, 1.6, 1.5 y profundidad)

SCDOT Geotechnical Design Manual GEOMECHANICS

7.8.1.2 Overburden Correction (C_N)

N_{meas}-values will increase with depth due to increasing overburden pressure. The overburden correction is used to standardize all N-values to a reference overburden pressure. The reference overburden pressure is 1 ton per square foot (tsf) (1 atmosphere). The overburden correction factor (C_N) (Cetin et al., 2004) is provided below.

$$C_N = \left(\frac{1}{\sigma'_v}\right)^{0.5} \leq 1.6 \qquad \text{Equation 7-2}$$

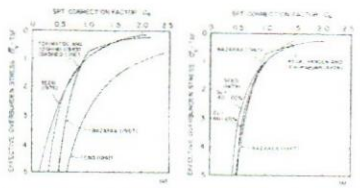


FIG. 1.—Comparison of Published Corrections Factors: (a) Inconsistent Correction Factors; (b) Consistent Correction Factors

3.8 CORRELACIONES Y PRÁCTICA USUAL

Límites (imagen 27)

Si tenemos un material con un valor de "N" a un metro de profundidad y su peso unitario es 1.8 ton/m3, el esfuerzo vertical efectivo es 1m x 1.8 ton/m3 = 1.8 ton/m2. Observar que hasta una profundidad en la cual el esfuerzo efectivo sea inferior a 0,25 kg/cm2 = 2.5 ton/m2 no existe corrección.

En una hoja de cálculo no se toma en cuenta esto y olvidamos que la expresión es válida solo a partir de un esfuerzo efectivo vertical de 1 kg/cm2 y para valores inferiores debe utilizarse el gráfico limitado a 2, 1.5, 1.6????, profundidad equivalente ???...

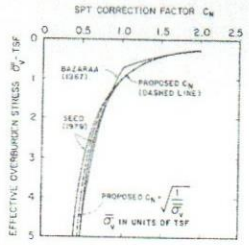


FIG. 2.—Comparison of Proposed C_N with Bazaraa (1967) and Seed (1969) Correction Factors

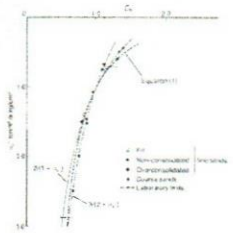


Fig. 1

3.9 OTRAS CORRELACIONES EMPÍRICAS

Correcciones (imagen 28)

$$Ncrr = N \times Cn \times \eta 1 \times \eta 2 \times \eta 3 \times \eta 4 \qquad (1)$$

En la cual
- Ncrr = valor de N corregido
- N = valor de N de campo
- Cn = factor de corrección por confinamiento efectivo
- $\eta 1$ = factor por energía del martillo $(0.45 \leq \eta 1 \leq 1)$
- $\eta 2$ = factor por longitud de la varilla $(0.75 \leq \eta 2 \leq 1)$
- $\eta 3$ = factor por revestimiento interno de tomamuestras $(0.8 \leq \eta 3 \leq 1)$
- $\eta 4$ = factor por diámetro de la perforación (> 1 para D> 5"; = 1.15 para D=8")

3.9 OTRAS CORRELACIONES EMPÍRICAS.

Correcciones

Ejemplo de Corrección por Martillo (imagen 29)

Table 7-2, Energy Ratio by Hammer Type (C_E)

Hammer Type	Energy Ratio (ER) %	C_E
Automatic	80	1.33
Safety	60	1.00
Donut	45	0.75

SCDOT Geotechnical Design Manual

3.9 OTRAS CORRELACIONES EMPÍRICAS.

Correcciones.

Ejemplo de Corrección por Diámetro de la Perforación (imagen 30)

7.8.1.5 Borehole Diameter Correction (C_B)

The borehole diameter affects the N_{meas}-value if the borehole diameter is greater than 4.5 inches. Large diameter boreholes allow for stress relaxation of the soil materials. This stress relaxation can be significant in sands, but have a negligible effect in cohesive soils. Therefore, for cohesive soils use C_B equal to 1.0. Listed in Table 7-5 are the borehole diameter correction factors (C_B) (McGregor and Duncan, 1998).

Table 7-5, Borehole Diameter Correction (C_B)

Borehole Diameter (inches)	C_B
2-1/2 – 4-1/2	1.0
6	1.05
8	1.15

SCDOT Geotechnical Design Manual

3.9 OTRAS CORRELACIONES EMPÍRICAS.

Correcciones.
Ejemplo de corrección por contenido de finos (imagen 31)

(Ausencia de Data de Origen en Referencia (Cetin el al, 2004))

7.8.1.6 Fines Content Correction (C_F)

The $N_{1(60)}$-value may require correction for fines content (FC). This correction is applied during liquefaction analysis (see Chapter 13). It should be noted that a different fines correction is required for determination of seismic soil settlement (Chapter 13). The fines content correction (C_F) (Cetin et al., 2004) is determined by the following equation:

$$C_F = (1 + 0.004FC) + 0.05\left(\frac{FC}{N'_{1,60}}\right) \qquad \text{Equation 7-4}$$

Where FC is the percent fines content expressed as an integer (i.e. 15 percent fines is FC = 15). This fines content correction factor is limited to fines contents between 5 percent and 35 percent ($5\% \leq FC \leq 35\%$). For fines content less than 5 percent use FC = 0 and for fines content greater than 35 percent use FC = 35. $N'_{1,60}$ is defined in the following section.

SCDOT Geotechnical Design Manual

3.9 OTRAS CORRELACIONES EMPÍRICAS.

Aplicación a Ncrr.

Gráfico y Expresión Matemática (imagen 32)

The Olson and Stark (2003) relationship between yield shear strength ratio ($\tau_{yield}/\sigma'_{vo}$) and the normalized SPT blowcount ($N'_{1,60}$) is provided in Figure 7-12. The average trend line for Figure 7-12 can be computed using the following equation:

$$\left(\frac{\tau_{yield}}{\sigma'_{vo}}\right) = 0.205 + 0.0075(N'_{1,60}) + 0.04 \qquad \text{Equation 7-27}$$

Where:

$N'_{1,60} \leq 12$ blow per foot

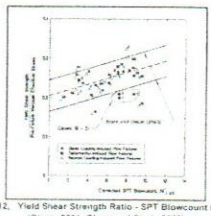
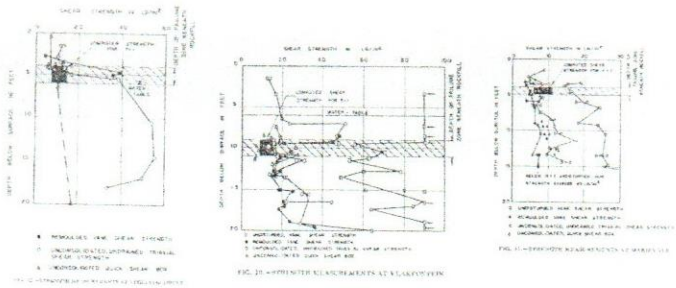


Figure 7-12, Yield Shear Strength Ratio - SPT Blowcount Relationship (Olson, 2001, Olson and Stark, 2003)

SCDOT Geotechnical Design Manual

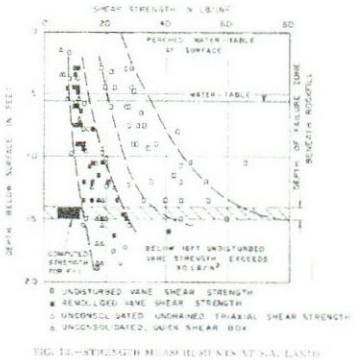
4.1 RESISTENCIA AL CORTE

Presentación de data de campo
(Ensayos en Campo y Laboratorio)
(Tres sitios y diferentes, ensayos de resistencia al corte)(imagen 33)



4.1 RESISTENCIA AL CORTE

Data de campo y desviaciones
(Ensayos y Límites Para un Sitio) (imagen 34)



5.1 CORRELACIÓN Y DISPERSIÓN LOGARÍTMICA DE DATA

(Observar IP comúnmente esta en el rango de entre o y 40)(imagen 35)

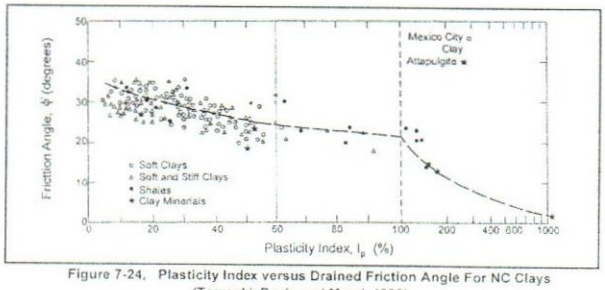
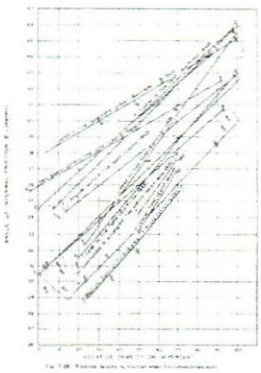
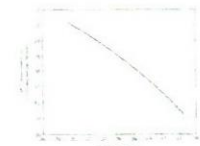


Figure 7-24, Plasticity Index versus Drained Friction Angle For NC Clays
(Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996)



5.2 CORRELACIÓN
VS.
DATA
(imagen 36)



5.3 ¿?...

(imagen 37)

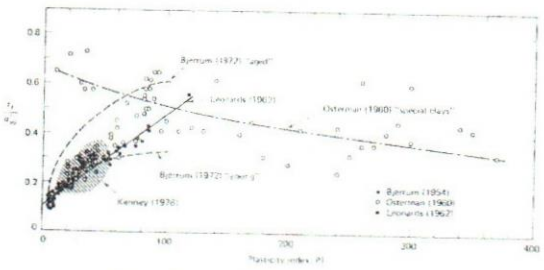


Fig. 11.58 Relationship between the ratio τ_i/σ'_{vo} and plasticity index for normally consolidated clays

C. "Seguimiento y Control de la Construcción de un Dique en Arena sobre una Fundación de Lodo (Relaves de una Planta de Alúmina)"

Introducción.
1. *Parámetros Geotécnicos.*
2. *El Dique y su Función.*
3. *Proceso de Construcción.*
4. *Construcción.*
5. *Memoria del Análisis de Control.*
6. *Piezómetros.*
7. *Drenes Verticales de Arena.*
8. *Perforaciones Geotécnicas.*
9. *Prueba Normal de Penetración (SPT).*
10. *Ensayos.*
11. *Estimación de Parámetros Especiales.*
12. *Lecturas de Piezómetros.*
13. *Transmisión de Esfuerzos Totales Durante la Elevación.*
14. *Comentarios Finales.*

Referencias.

Introducción.

Descripción de una experiencia geotécnica única en lo que podríamos denominar un laboratorio a escala natural. Conceptos de la mecánica de suelos aplicados durante el seguimiento y control de la elevación de un dique construido en un periodo de más de 7 años con el desecho de arena sobre el desecho de lodo ambos productos del procesamiento de la Bauxita en una planta de producción de alúmina. La obra fue ejecutada en las lagunas de deposición de estos desechos donde se favorece la evaporación de la fase líquida contenida en los mismos. La obra fue una respuesta de ingeniería a las necesidades operativas de planta que permitieron evitar el colapso de las lagunas de almacenamiento por exceso de líquidos contaminantes al aumentar su capacidad. El trabajo describe el proceso constructivo, decisiones, instrumentos de control en campo y manejo de las variables de estabilidad antes, durante y después de la construcción, control piezométrico de las presiones de poros durante la construcción, análisis estáticos y dinámicos de estabilidad, construcción de drenes verticales en materiales de fundación, caracterización geotécnica de los materiales, evaluación de resultados y seguimiento mediante la aplicación de conceptos típicos de nuestra especialidad contenidos en trabajos similares. En resumen se describe un período de toma de decisiones y seguimiento geotécnico durante un proceso que se inició con una ataguía de metro y medio de altura y que las necesidades de Planta obligaron a una elevación que hoy supera los 18 metros.

El caso geotécnico está fundamentado en muchos casos históricos que se basan en el desarrollo de las presiones de poros en suelos de fundación que soportan las estructuras y que son evaluadas durante todas las etapas de la construcción.

La aplicación práctica de los conceptos está ilustrada en los trabajos de S. Lerouveil et al (1977) partes I y II, quienes proponen "...una metodología propia basada en diagramas de

trayectorias de esfuerzos aplicables a predicciones de presiones de poros y construcción de diques o presas sobre arcillas saturadas"....

En este trabajo efectué algunas variaciones a los conceptos y definiciones dados por los autores en la referencia. Para el computo de "ru" que definimos como la variación de la presión de poros entre la variación del esfuerzo por efecto de la construcción, no tome el valor directo del peso unitario por altura de dique como valor que genera "ru" sino el resultante de un análisis de transmisión del esfuerzo del dique en un medio semi infinito evidenciándose una disminución con la profundidad en el material de fundación. Por otra parte se tomo como parámetro B = 1 en otras palabras la variación de la presión de poros siempre igual a ese esfuerzo vertical transmitido desde la superficie y que disminuye con la profundidad. Adicionalmente se asumió un incremento progresivo de los esfuerzos efectivos durante el proceso de consolidación por disipación de las presiones de poros generadas durante la construcción.

Estas variantes simplifican el problema y permiten efectuar un seguimiento durante la construcción mediante el uso de diagramas simples de trayectorias de esfuerzos.

Los resultados fueron satisfactorios y congruentes, la elevación del dique se efectuó sin contratiempos y hasta la fecha no se han presentado problemas en la estabilidad y comportamiento de la estructura.

1. *Parámetros Geotécnicos.*

Son muchas las referencias y recopilaciones efectuadas para la obtención de parámetros geotécnicos de los materiales utilizados para la construcción del dique y el que constituye la fundación.

Al final se reseñan algunas fuentes importantes resultado de exploraciones y ensayos, algunas de carácter privado y otras publicadas por expertos en la materia como el que ilustramos a continuación como imagen (a) de Donald H. Gray y Frank Somogyi (1974). Otros documentos referidos a caracterización geotécnica son: D. Englert (1968) en cuyos reportes geotécnicos podemos encontrar abundante información y H. Pérez A. (2000) quien presenta una recopilación de parámetros geotécnicos para relaves rojos ilustrada en las imágenes (b, c, d y e). Por la naturaleza de este trabajo la información correspondiente a exploración geotécnica se mantiene parcialmente en reserva y en las imágenes (f) y (g) se muestra un resumen de las exploraciones más representativas.

2. *El Dique y su Función.*

El objetivo fundamental del dique es separar sólidos y líquidos asociados directamente del líquido libre resultante de la solución denominada "Lodo Rojo" o "Red Mud" proveniente como desecho del proceso de la Bauxita para la obtención de alúmina. Este desecho contaminante por su alto contenido cáustico y en consecuencia elevados valores del pH (12 a 13). La construcción del dique ha permitido disponer de grandes volúmenes de otro desecho de planta denominado "Arena Roja" que materialmente copaba la capacidad de almacenamiento de otra laguna.

En las imágenes (h) e (i) se muestran plantas topográficas del sitio conformado por lagunas aledañas al río Orinoco y acercamiento a la planta topográfica de la laguna y el dique divisorio construido.

El dique divide el área anteriormente conformada por una sola laguna, ampliando su capacidad y potencial de evaporación que es factor muy importante en el balance de aguas de estos almacenamientos como única vía para incrementar su vida útil.

El dique se construyo sobre el lodo consolidado en playas que depositado desde el inicio de operación de la Planta. Para su ubicación y alineación se eligió la zona estimada como de menor espesor de lodo y menor trayecto, como resultado el dique está apoyado en sus extremos sobre la roca y en la zona central y parte de su desarrollo longitudinal sobre un espesor variable del lodo de cero a 10 metros aproximadamente, la zona central es la más susceptible a la inestabilidad y es la que centra nuestra atención en todos los análisis.

El espesor original de lodo se estimo en su sección más crítica y alineación original en 10 metros (desde cota 18 a 9 msnm).

La construcción se efectuó mediante desplazamiento del lodo con avance de un frente de arena, previa remoción del lodo hasta una profundidad estimada de 3 metros, imagen (j), esto significa que el espesor inicial de lodo de fundación quedaba sustituido por arena suelta a media densa en un espesor de 3 a 4 metros, restando una fundación de lodo de 4 a 5 metros para la sección o sector más crítico.

Las elevaciones desde cota 18 a cota 32 msnm se efectuaron por etapas permitiendo un tiempo prudencial de consolidación antes de cada una.

Paralelamente en el talud aguas arriba fue diseñado y construido un sistema de drenes o mantos drenantes orientados a tuberías de captación de líquidos que vierten aguas abajo en la parte norte de la laguna atravesando el dique en su base hasta su salida aguas abajo. Ver imagen (k).

La elevación hasta cota 32 msnm se efectuó de acuerdo a los requerimientos de almacén y producción de planta con el objetivo de prolongar la vida útil de todo el sistema de lagunas de almacén cuyos diques también fueron elevados progresivamente pero en menor cuantía a la que se hubiera requerido de no existir y operar el dique drenante de arena.

Para la elevación que se ejecuta de cota 32 a 36 msnm, se planificaron varias obras preliminares como se observa en la imagen (l). Construcción de una berma para evitar inestabilidad por saturación del pie del dique aguas abajo en la laguna resultante al norte por la división y como masa estabilizadora al pie que contribuye en el proceso de consolidación del material de fundación, bajo esta berma se diseño un sistema de drenaje vertical mediante pilotes de arena (el sistema se interconecto con camellones de arena limpia en la superficie, ver imágenes (m) y (n)) para favorecer la consolidación radial y en consecuencia disminuir los tiempos de consolidación durante la elevación, e incrementar los esfuerzos efectivos en el lodo favoreciendo la estabilidad de la ya compleja geometría y caracterización geotécnica del dique resultante.

3. *Proceso de Construcción.*

Por varios motivos y requerimientos de planta la construcción y nueva elevación del dique se efectuó sin mediar un tiempo prudencial de espera entre la construcción de la berma y su sistema de drenes verticales.

Para acelerar el proceso y asegurar un factor mínimo de seguridad se instalaron de forma rápida 9 piezómetros cerrados (imagen (o)) en tres puntos localizados en una sección transversal crítica del dique (imagen (p)), tres piezómetros por cada punto a diferentes profundidades en la fundación del lodo, específicamente a 18, 15 y 12 msnm.

Desde su instalación se han tomado las lecturas diariamente, reflejando todo el proceso constructivo de drenes verticales y elevación de berma y dique.

De igual forma se pudo examinar el proceso de disipación de las presiones de poros inducidas. Es importante resaltar la respuesta casi inmediata de los piezómetros a las solicitaciones impuestas durante la construcción, asunto que la literatura siempre argumenta la tardanza en reflejar estas variaciones para piezómetros convencionales cerrados tipo Casagrande. En este punto podemos argumentar que el comportamiento del "Lodo Rojo" no es análogo al de un suelo natural y la contribución de los drenes verticales en el proceso.

Los drenes fueron construidos mediante la hinca de una camisa cerrada en la punta, extraída progresivamente a medida que la perforación fue sustituida por material granular.

En punto aparte de este trabajo se presenta una visión que resumen los métodos de control y seguimiento de la construcción de forma estable y segura.

Por otra parte se han efectuado análisis del comportamiento dinámico del dique fuera del objeto de este trabajo pero que muestran ante la presencia de un sismo con aceleración de 0,15 g en la base del dique solo producirá una deformación horizontal en la parte superior de la cresta de aproximadamente 3 centímetros. Desde la finalización de la construcción han ocurrido eventos sísmicos en la zona y no se ha manifestado ningún deterioro o falla en la estructura del dique.

El problema de fluencia del lodo de fundación también se ha analizado y los resultados muestran esta posibilidad ante un evento sísmico severo, el incremento de la resistencia al corte por efecto de la consolidación es un factor estabilizante que disminuye este riesgo en el tiempo.

4. *Construcción.*

El dique objeto de este trabajo se construyo sobre un material conformado por "lodos rojos" utilizando "arenas rojas" en la elevación o estructura del dique. Ambos materiales son productos de desecho de una planta de aluminio y que se denominan "relaves rojos", imagen (q).

El dique se construyo en varias etapas en una laguna de depósito de "lodos rojos" en una zona donde su espesor máximo alcanza los 12 metros (cota de fondo máxima estimada 8 msnm) disminuyendo a cero desde la zona central hasta los bordes de la laguna. La longitud del dique sobre lodo es de aproximadamente 700 metros, la cota de la superficie del lodo esta a 18 msnm y las elevaciones del dique construido con "arena roja" se iniciaron en el año 1996 hasta cota 22 msnm, en 1998 hasta cota 32 msnm y en 2003 se elevo a cota 36 msnm. La altura total del dique para esa fecha fue de 18 metros, en la actualidad la altura es de aproximadamente 20 metros por elevaciones puntuales en la cresta.

En todas las etapas de elevación se efectuaron análisis de estabilidad basados en la información geotécnica obtenida en sitio. Los análisis también incluyeron consideraciones sísmicas aplicables a la zona y un análisis dinámico con aceleración de 0,15 g en la base.

Cuando se decide efectuar la elevación desde cota 32 a 36 msnm, los análisis indicaron la inviabilidad por factores de seguridad con y sin sismo por debajo de aquellos que se consideraban prudentes y seguros. 1,1 con sismo y 1,5 sin sismo.

Para efectuar dicha elevación se necesitaba ampliar considerablemente la estructura del dique aguas abajo para poder mantener una trocha de circulación de vehículos y maquinaria en la cresta.

Con el objeto de solventar esta situación se efectuaron análisis adicionales con variaciones fundamentales en la geometría y materiales constituyentes del dique que garantizaran la estabilidad y los factores mínimos de seguridad.

Primero se construiría una berma estabilizante que soportaría la nueva estructura, el apoyo de la berma sería mejorada mediante la construcción de más de 700 drenes verticales construidos a una profundidad mínima de 10 metros en el "lodo rojo" de fundación.

Para esta etapa se programó la ejecución de perforaciones geotécnicas y colocación de piezómetros cerrados a diferentes profundidades del lodo, desde la cresta, desde el talud aguas abajo existente y en el borde externo de la berma alineados en sección transversal al dique.

La elevación sería controlada permitiendo la disipación segura de las presiones de poros máximas aconsejadas según análisis y control mediante el seguimiento de diagramas de trayectorias de esfuerzos, tiempos de disipación, incrementos de los esfuerzos efectivos por efecto de consolidación y controles de estabilidad computarizado.

5. *Memoria del Análisis de Control.*

Para la determinación de las alturas máximas permisibles en los piezómetros, como medida de control de obra se efectuaron los análisis siguientes.

a. Evaluación de parámetros de consolidación radial del lodo en sitio, en base a las lecturas obtenidas durante la construcción de los drenes y resultados de ensayos de consolidación realizados y recopilados por el suscrito.
b. Evaluación por teoría elástica de las variaciones de los esfuerzos en el medio semi infinito producidos por las cargas de elevación.
c. Estimación de las trayectorias de esfuerzos para estados de esfuerzos totales, esfuerzos totales menos presiones de poros iníciales y esfuerzos efectivos ante incrementos de las presiones de poros por las cargas de elevación.
d. Control de estabilidad ante las solicitaciones estimadas en el punto anterior mediante análisis por equilibrio límite y modelo efectuado por el suscrito en la sección más desfavorable del dique y uso del programa Geo-Slope, Imagen (cc). Para el análisis seudo-dinámico se utilizo una aceleración sísmica horizontal de 0,15g.
e. Estimación y análisis de sensibilidad de las presiones de poros máximas para las profundidades de piezómetros y etapas constructivas.

El procedimiento anterior se fundamento en los trabajos referidos S. Leroueil et al (1977) partes I y II, D'Appolonia y Lambe (1971).

Para cada parte del análisis se diseñaron hojas de cálculo con información de lecturas de piezómetros, evaluación de drenes verticales, estimación de la variación de esfuerzos en el lodo, estimación de presión de poros y trayectorias de esfuerzos totales y efectivos.

Como control de obra y basándonos en todos los análisis anteriores se limito el incremento de la presión de poros a 2 t/m2, en aquellos casos con incrementos superiores se traslado la construcción a otros sectores del dique en espera de una disipación de la presión de poros a niveles aceptables.

6. *Piezómetros.*

Para controlar la estabilidad del dique durante la elevación desde cota 32 msnm a cota 36 msnm, se instalaron un total de 21 piezómetros cerrados tipo Casagrande que permitieron evaluar la variación en las presiones del agua en los poros del material de fundación constituido por Lodo Rojo, desde el inicio de las obras de elevación o construcción de berma de trabajo al pie del dique y drenes verticales, hasta el final de la elevación del cuerpo del dique constituido por Arena Roja.

Los piezómetros se instalaron en 6 sitios de observación, en dos etapas, tres o cuatro piezómetros por sitio, a cotas aproximadas de 21, 18, 15 y 12 msnm.

En la primera etapa se instalaron nueve piezómetros a cotas aproximadas de 18, 15 y 12 msnm, en los sitios denominados Pz-4, Pz-5 y Pz-6 imagen (q). Estos fueron construidos de forma múltiple, tres tubos en un mismo punto por sitio, a las profundidades indicadas.

En una segunda etapa se instalaron 12 piezómetros a cotas 21, 18, 15 y 12 msnm localizados según planta mostrada en imagen (r), en los sitios denominados Pz-7, Pz-8 y Pz-9. Estos fueron construidos de forma individual en puntos alineados y separaciones de 1 m entre cada uno, para un total de cuatro puntos por sitio.

En las imágenes (s), (t) y (u) se muestran los resultados para las lecturas efectuadas en el piezómetro P-5 a las profundidades de 3, 6 y 9 metros correspondientes a las cotas aproximadas de 18, 15 y 12 msnm. En las imágenes (v), (w) e (x) se observan los resultados para el piezómetro P-4. En la imagen (y) un detalle de lecturas y gráfica similar a la mostrada en imagen (s).

Estos piezómetros permitieron evaluar los incrementos de las presiones de poros durante la construcción de los drenes verticales, la disipación de las presiones en el tiempo y estimar parámetros de consolidación radial.

Esta estimación arrojo como resultado un Coeficiente de Consolidación Radial de 0,02423 cm2/seg. El ejemplo ilustra la variación del nivel de la presión de poros en el tiempo, ocurrida durante la hinca en zona cercana de la camisa para la construcción de un dren de arena conocida la separación entre drenes y sus diámetros.

Los nuevos piezómetros se identificaron como "A" si se encuentran a aproximadamente una profundidad de 9 metros por debajo del dique y cota correspondiente a 12 msnm. Los identificados con la letra "B" a 6 metros, con la letra "C" a 3 metros y "D" a cero metros abierto en la Arena Roja del cuerpo del dique a presión atmosférica bajo el nivel freático.

En los sitios Pz-7, Pz-8 y Pz-9 se instalaron piezómetros para medir nivel a presión atmosférica. En cada uno de estos sitios se instalaron cuatro piezómetros a las profundidades indicadas, identificados como A, B, C y D, piezómetro tipo "D", ya que en estos sitios el material de fundación ya estaba sometido a cargas de consolidación y el proceso de construcción o elevación del dique se encontraba en marcha, era necesario obtener la presión atmosférica para cada sitio con el objeto de evaluar los excesos de presión real en cada uno de estos nuevos puntos de medición

Construidos y en operación los piezómetros en los sitios Pz-7, Pz-8 y Pz-9, las mediciones y los controles fueron más precisos, por estar localizados en la parte central debajo del cuerpo del dique y las lecturas permitieron evaluar toda la sección.

Como resultado de los análisis efectuados durante la construcción podemos observar que para lecturas piezométricas superiores a 5 ton/m2 los materiales en algunas zonas estuvieron sobre esforzados o a esfuerzos efectivos cercanos a cero.

Esto ocurrió en algunos piezómetros que alcanzaron lecturas que reflejaban presiones de hasta 8 ton/m2, afortunadamente el seguimiento oportuno permitió centrar la atención y aplicar correctivos en el proceso de construcción en zonas perfectamente localizadas.

Para el mes de diciembre de 2003 la presión máxima medida fue 3 ton/m2 muy inferior a la crítica anteriormente mencionada.

La base de datos de lecturas tomadas durante la construcción y al finalizar esta es muy detallada, se tomaron lecturas al inicio y a la finalización de cada día de trabajo.

La elevación a cota 36 msnm pudo llevarse sin contratiempos sin presentar signos de inestabilidad finalizándose la obra en el mes de julio de 2003.

7. *Drenes Verticales de Arena.*

Se construyeron más de 700 drenes de arena sobre la berma hasta profundidades en el lodo de fundación de 10 metros. Ver planta de localización en imagen (m).

El procedimiento de construcción fue mediante la hinca de una camisa de acero hueca de 40 cm de diámetro, lograda la profundidad se procedió al llenado progresivo mediante una tolva con aproximadamente 0,15 m3 de capacidad que es vertida por la camisa que es extraída progresivamente hasta completar el llenado con material granular.

La colocación del material se efectuó sin exceso de compactación para evitar se formaran columnas rígidas que evitaran el proceso de consolidación del lodo y crearan problemas de concentración de cargas en dichos puntos durante la elevación, el apisonado del material se efectuó con un martillo de 3.250 kg con caída máxima de 10 metros.

El llenado con el agregado granular de piedra picada y arena se efectuó en intervalos de 1 metro. Los drenes se construyeron en ejes separados a 4 metros y separación entre drenes en un mismo eje de 8 metros, alternándose la localización en tresbolillo.

8. *Perforaciones Geotécnicas.*

En cada sitio de piezómetros se ejecutó una perforación a máquina con recuperación de muestras con cuchara partida y Prueba Normal de Penetración (SPT), a cada metro de profundidad. Ver imágenes (f) y (g).

Este tipo de perforación se ejecuto en cada sitio hasta la profundidad máxima prevista de piezómetro para los sitios Pz-7, Pz-8 y Pz-9. En los sitios Pz-4, Pz-5 y Pz-6 las profundidades fueron hasta el estrato de suelo residual firme o superficie de roca.

Se evaluó la estratificación basada en los valores de N (SPT), las humedades naturales y la observación visual de muestras, esto permite distinguir claramente las profundidades y/o cotas del Lodo, Arena y terreno firme original que serán base para la geometría definitiva del dique, su caracterización geotécnica y análisis de estabilidad a mediano y largo plazo en condición drenada y consolidada.

9. *Prueba Normal de Penetración (SPT).*

Durante la toma de muestras se ejecutó la Prueba Normal de Penetración (SPT) obteniéndose los resultados correspondientes de "Ns" en golpes/pié.

Estos resultados de "Ns" corregidos por profundidad o confinamiento "Nc", permiten estimar la densidad relativa de los materiales granulares, en consecuencia el ángulo de fricción interna de la Arena Roja en el cuerpo del dique, y conocidas otras propiedades geotécnicas podemos estimar la consistencia del Lodo Rojo de fundación.

Adicionalmente podemos comparar la variación que ha habido en el tiempo de los valores de la prueba "Nc" con los valores obtenidos por perforaciones ejecutadas en años anteriores en el mismo sitio.

En nuestro caso la humedad natural tomada a cada muestra durante las perforaciones, como veremos a continuación, permiten estratificar con bastante precisión diferenciando arenas de lodo y arenas saturadas con lodo. Esto facilita la geometría de las secciones empleadas para análisis de estabilidad.

10. Ensayos.

Adicionalmente a la Prueba Normal de Penetración (SPT) se efectuaron ensayos de humedad natural y de clasificación a un número importante de muestras, tanto a las Arenas Rojas colocadas en el cuerpo del dique durante su elevación como a las muestras recuperadas de Lodo Rojo de su fundación.

Es importante destacar que las humedades naturales fueron obtenidas de muestras patrón seleccionadas en sitio, especialmente de las muestras de Lodo Rojo de Fundación en estado saturado, tratándose en lo posible de evitar pérdidas de humedad por manipulación y tiempos de traslado al laboratorio.

La humedad promedió de 55% para el Lodo de fundación es razonable al observar las humedades obtenidas durante este trabajo.

Adicionalmente se han utilizado resultados de ensayos de clasificación de muestras de lodo obtenidas de muestras excavadas durante la primera elevación del dique por ser estas representativos del lodo a lo largo de su alineamiento y hasta tres metros de profundidad..

El Límite Líquido se tomó en los análisis como 37%, el plástico 17% y la Gravedad Específica en 3,1. Los valores del límite de contracción son absurdos y superiores al límite plástico, el suscrito determino que el procedimiento estandarizado de laboratorio para esta determinación no permite la evaluación correspondiente en lodos rojos ya que sus constituyentes químicos impiden la contracción libre durante el secado.

Para la obtención de resultados referentes al comportamiento de los materiales hemos recurrido a las correlaciones usuales para suelos en estado similar y a resultados de ensayos especiales efectuados en estos materiales.

11. Estimación de Parámetros Especiales.

Durante la instalación y medición de los niveles en piezómetros, tiempos de recuperación posteriores a su limpieza y purga, se efectuaron mediciones que permiten estimar el coeficiente de permeabilidad **"k"**.

El valor promedio obtenido de las mediciones en sitio durante la purga y recuperación de los niveles en los piezómetros fue de 1,77 E-06 cm/seg. Este valor esta en el rango que podemos esperar para el lodo.

Durante la ejecución de los drenes verticales pudimos observar las variaciones ocurridas en las presiones del agua de los poros y estimar el Coeficiente de Consolidación Radial **"Cr"**, fue de 0,02423 cm2/seg. Comprobamos que el valor es muy similar al obtenido por correlaciones y ensayos convencionales.

12. Lecturas de Piezómetros.

Las lecturas de piezómetros se efectuaron diariamente, exceptuando días feriados y fines de semana, desde el inicio de la obra hasta su culminación.

Estas lecturas requirieron un análisis especial por las consideraciones siguientes:

1. Durante la toma de lecturas existieron variaciones en el nivel freático a presión atmosférica por fluctuaciones en el nivel de la laguna 3ª, aguas abajo del dique.
2. Los piezómetros fueron colocados a profundidades que fueron controlados topográficamente por una cota inicial del tubo aflorante en la superficie, es evidente que durante la construcción se desarrollo un proceso de consolidación y asentamiento en todo el material de fundación que produjo asentamiento del piezómetro y en consecuencia estos asentamientos se reflejaron en la lectura.
3. Los tubos de los piezómetros en los sitios Pz-7 y Pz-8 fueron creciendo mediante acople de otros tubos durante la elevación.
4. La cercanía o no a los drenes verticales inciden en el tiempo de consolidación y en consecuencia en las lecturas de los piezómetros.

Estos aspectos analizados apropiadamente permiten estimar entre otras cosas los asentamientos ocurridos durante la construcción que se reflejan en las mediciones.

Como resultado podemos observar que el Cv aumenta con la profundidad o presión de confinamiento, a cotas entre 8 y 9,5 msnm, Cv es igual a 0,0267 cm2/seg como valor promedio y para cotas 11 a 12 msnm obtuvimos un valor promedio de 0,01466 cm2/seg.

El Asentamiento Total por Consolidación Primaria se estimo en 64 centímetros, habiendo ocurrido 39 centímetros durante la construcción. Faltaban 25 centímetros de asentamiento por ocurrir, en mediciones efectuadas en mayo de 2004 se comprobó que el proceso de consolidación primaria ya se había producido, lamentablemente la premura en los trabajos no posibilitaron la instalación de instrumentos para evaluar asentamientos, toda la data está relacionada con controles topográficos en la cresta del dique y parte superior de tubos de los piezómetros.

El tiempo total para un 95% del proceso de consolidación primaria se estimo en 570 días, a final de la construcción julo de 2003 faltaban aproximadamente 9 meses para completar el 95% y 15 meses el 100% del proceso.

Adicionalmente se obtuvieron valores de la permeabilidad que varían entre 4 y 3,5 E-7 cm/seg valores que se muestran coherentes con data anterior para el Lodo estudiado.

13. Transmisión de Esfuerzos Totales Durante la Elevación.

Con el objeto de evaluar la variación de niveles en piezómetros durante la elevación y el efecto sobre el Lodo de fundación de la nueva carga impuesta por el dique de arena, se efectuó un análisis por teoría elástica de los esfuerzos transmitidos a la fundación. En la imagen (z) se presenta un esquema del dique y sus elevaciones, en la imagen (aa) la porción del dique que corresponde a la elevación a cota 36 msnm y en la imagen (bb) el resultado del cálculo por teoría elástica y por sobreposición de efectos de la carga transmitida en el medio semi infinito a cada metro de profundidad.

Se calcularon para profundidades de 1 a 15 metros y progresivas en sección transversal desde 0 al pié del dique a 70 metros aguas arriba de este.

Las presiones o esfuerzos verticales disminuyen con la profundidad y a los extremos del eje central del dique como es de esperarse.

Los esfuerzos máximos ocurren en el talud aguas abajo en la zona cercana a la cresta, progresiva 32 m. Varían entre 16 y 30 ton/m2.

Es importante indicar que cada sector está influenciado, no solo por su carga sino por las cargas alejadas de este.

Las cargas son las que hubiesen ocurrido en el medio de haberse aplicado instantáneamente. El tiempo de construcción permitió al Lodo de fundación incrementar progresivamente su consistencia por consolidación y en consecuencia incrementar su resistencia en el tiempo. Para mediados de diciembre el exceso de presión de poros producto por la carga del dique no superaba las 4 ton/m2.

14 Comentarios Finales.

Es importante recordar que esta experiencia es única y el material técnico acumulado es extraordinario, es conveniente continuar el trabajo de evaluación geotécnica ampliando, corrigiendo y detallando cada parte del mismo.

Cada tópico relacionado con este tema amerita un trabajo en equipo con responsabilidad compartida. La experiencia que he tratado de resumir fue producto de muchos años en solitario en un trabajo bajo presión y en la mayoría de los casos sin recursos técnicos adecuados. Basándome en la mecánica de suelos conceptual, conceptos y modelos simples, pude enfrentar y mostrar exitosamente un resultado en una obra atípica.

Referencias.

Donald H. Gray, Frank Somogyi (marzo 1974). "Engineering Properties and Dewatering Characteristics of Red Mud Tailings"

Leroueil, S., Tavenas, F., Trak, B., LaRochelle, P., y Roy, M. (1978[a]) "Construction Pore Pressure in Clay Foundations Under Embankments. Part I: The Saint-Alban Test Fills," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, Nº I.

Leroueil, S., Tavenas, F., Mieussens, C., y Peignaud, M. (1978b) "Construction Pore Pressures in Clay Foundations Under Embankments, Part II: Generalized Behavior," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, Nº I.

Hugo I. Pérez Ayala, (2000), Recopilación Personal de Fuentes Varias "Caracterización Geotécnica de Relaves Rojos".

Consultas Bibliográficas.

Braja Das, (1990). "Principles of Geotechnical Engineering", PWS-KENT Publishing Company, Boston.

R. D. Holtz y W. D. Kovacs, (1981). "An Introduction to Geotechnical Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NewJersey.

ANEXO: IMAGENES INDICADAS EN TEXTO.

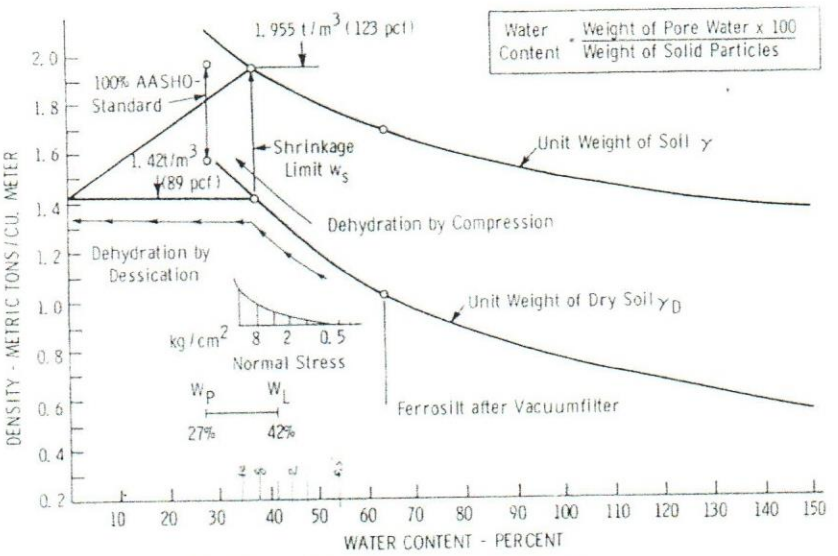


Imagen (a) Correlaciones D. Gray.

ARENA ROJA.

1. Pendientes de deposición en sitio.

Concentración de sólidos del 25 al 35%	
Playas sobre nivel de licor:	1,8 %
Bajo el nivel del licor:	13 %
En fondo de laguna:	2,3 %

2. Gravedad especifica: 3

3. Granulometría.

Grava:	1 %
Arena gruesa:	4 %
Arena media:	25 %
Arena fina:	54 %
Finos:	16 %
Granos menores a 0,002 mm:	2,8 %

D10 = 0,05	D30 = 0,13	D60 = 0,33	Cu = 6,6
D15 = 0,1	D50 = 0,25	D85 = 0,7	Cc = 1

4. Permeabilidad.

Muestra densa vibrada: 0,005 a 0,0001 cm/seg

5. Resistencia al corte drenada.

Ensayo de corte directo:

Densidad seca ton/m3	Angulo de fricción
1,3	37
1,5	43

6. Clasificación unificada: SM no plástica

7. Altura capilar estimada: 0,25 m

8. Peso unitario.

	Proctor normal.	Estado suelto.
Peso unitario húmedo:	1,9 ton/m3	1,6 ton/m3
Peso unitario seco:	1,6 ton/m3	1,4 ton/m3
Peso unitario saturado:	2,1 ton/m3	1,9 ton/m3
humedad optima:	17,5 %	14 %
Relación de vacios:	0,87	1,14

9. Arena compactada en sitio, valores de N y humedad natural.

Profundidad de 1 a 3 m	20 a 25	golpes / pie	8 %
Profundidad de 3 a 10 m	30 a 40	golpes / pie	14 %

10. Composición quimica (%).

SiO2 = 61,2	TiO2 = 2,7	CaO = 1
FeO3 = 24,8	Al2O3 = 6	Na2O = 0,3

Tendencia a cementar en presencia de licor cáustico.

Imagen (b) Recopilación hipa Arena Roja

LODO ROJO

1. Pendientes de deposición en sitio.

Concentración de sólidos del 25 al 35%			
Playas sobre nivel de licor:		0.1 a 0.3 %	
Bajo el nivel del licor:		1.7 %	
En fondo de laguna:		0.5 %	
2. Gravedad específica:		3.2	2.9 a 3.2 Lag 3 = 3.1
3. Granulometría.			
Arena fina:		4 %	
Finos:		96 %	90 a 98
Granos menores a 0.002 mm:		30 %	
4. Límites de consistencia o de Atterberg.			Laguna 3
Límite Líquido:	42	37 %	32
Límite plástico:	27	26 %	23
Índice de Plasticidad:	15	11	9
Límite de Contracción o Encogimiento:	37.5	34 %	
Índice de Liquidez: función de la humedad		(%w-LP)/IP	pasa 200 = 91%
Actividad muy baja		0.36	PUseco = 1.23 ton/m3

5. Humedad natural en sitio (bajo el dique 12 durante su construcción.

Lodo depositado en playas hasta cota 18 zona central:	55 %
Lodo depositado en playas hasta cota 18 zona sur lateral:	40 %

6. Permeabilidad.

Para carga de consolidación de 1 a 4 kg/cm2	1.8 x 10-7	cm/seg
Para carga de consolidación de 4 a 8 kg/cm2	9 x 10-8	cm/seg
Para carga de consolidación de 8 a 16 kg/cm2	5 x 10-8	cm/seg

7. Resistencia al corte drenada.

Ensayo Triaxial CD:	fricción:	39 grados
	fricción:	36 grados residual
Ensayo de corte directo:	fricción:	36 grados

Ensayos de corte directo: para humedades del 20 al 30%, fricción 30° y cohesión de 0.3 kg/cm2

Informe UNIDO, corte directo:	fricción	cohesión	fricción
Peter Lechner		kg/cm2	residual
	35.8	0.38	30.2
	32.9	0.48	
	31	0.54	31
	41	0.28	33.4
	38.2	0.53	

Imagen (c) Recopilación hipa Lodo Rojo, I

LODO ROJO

1. Pendientes de deposición en sitio.

Concentración de sólidos del 25 al 35%			
Playas sobre nivel de licor:		0.1 a 0.3 %	
Bajo el nivel del licor:		1.7 %	
En fondo de laguna:		0.5 %	
2. Gravedad específica:		3.2	2.9 a 3.2 Lag 3 = 3.1
3. Granulometría.			
Arena fina:		4 %	
Finos:		96 %	90 a 98
Granos menores a 0.002 mm:		30 %	
4. Límites de consistencia o de Atterberg.			Laguna 3
Límite Líquido:	42	37 %	32
Límite plástico:	27	26 %	23
Índice de Plasticidad:	15	11	9
Límite de Contracción o Encogimiento:	37.5	34 %	
Índice de Liquidez: función de la humedad		(%w-LP)/IP	pasa 200 = 91%
Actividad muy baja		0.36	PUseco = 1.23 ton/m3

5. Humedad natural en sitio (bajo el dique 12 durante su construcción.

Lodo depositado en playas hasta cota 18 zona central:	55 %
Lodo depositado en playas hasta cota 18 zona sur lateral:	40 %

6. Permeabilidad.

Para carga de consolidación de 1 a 4 kg/cm2	1.8 x 10-7	cm/seg
Para carga de consolidación de 4 a 8 kg/cm2	9 x 10-8	cm/seg
Para carga de consolidación de 8 a 16 kg/cm2	5 x 10-8	cm/seg

7. Resistencia al corte drenada.

Ensayo Triaxial CD:	fricción:	39 grados
	fricción:	36 grados residual
Ensayo de corte directo:	fricción:	36 grados

Ensayos de corte directo: para humedades del 20 al 30%, fricción 30° y cohesión de 0.3 kg/cm2

Informe UNIDO, corte directo:	fricción	cohesión	fricción
Peter Lechner		kg/cm2	residual
	35.8	0.38	30.2
	32.9	0.48	
	31	0.54	31
	41	0.28	33.4
	38.2	0.53	

Imagen (d) Recopilación hipa Lodo Rojo. II

8. Resistencia al corte sin drenar:

Ensayo Triaxial CU:

Presión de cámara:	0.5	Su:	0.4	Su remold:	0.08
(kg/cm2)	1	(kg/cm2):	0.54	(kg/cm2)	0.13
	2		0.95		0.19

9. Sensibilidad: 5

10. Clasificación unificada: CL (mejor ML como limo cohesivo)

El material tamaño arcilla menor a 0.002 mm es redondeado y no en láminas.

11. Altura capilar estimada: 0.5 m

12. Peso unitario:

Proctor normal	T180-70A	Otros Ensayos	
Peso unitario humedo	2.15 ton/m3		ton/m3
Peso unitario seco	1.8 ton/m3	1.82	1.6 ton/m3
Peso unitario saturado	ton/m3		ton/m3
humedad optima	20 %	21.1	29 %
Relación de vacios			

13. Valores de N y humedad natural:

	11 golpes / pie	40 a 45 %
	1 a 4 golpes / pie	55 a 65 %

14. Composición química (%):

SiO2 = 15 + 4.3 reactiva	TiO2 = 3.2	CaO = 3.8
FeO3 = 40.1	Al2O3 = 21.4	Na2O = 3

Gravedad específica del licor en lagunas: 1.004

Grado de acidez o pH: 13 licor de lagunas: de 10 a 13

15. Consolidación: Informe Rodinsky

Esfuerzo (kg/cm2)	Relación de vacios	Humedad %	PU seco kg/m3	PU sat kg/m3	PU sum kg/m3	% de sólidos
0	2.87	90.36	821	1562	562	52.43
0.036	2.09	65.79	1026	1704	704	60.22
0.08	1.9	59.97	1093	1749	749	62.41
0.16	1.77	55.61	1148	1786	786	64.17
0.33	1.65	51.96	1198	1821	821	65.71
0.87	1.47	46.33	1285	1850	880	68.25
1.8	1.38	42.82	1345	1922	922	69.93
2.84	1.29	40.53	1388	1951	951	71.07

Indice de compresión Cc: consolidación entre 1 y 4 kg/cm2 = 0.28

16. Resultados de ensayos en muestra Shelby:

Tomada a una profundidad de 18.5 metros desde la cresta del dique 12 en el lodo, en junio de 2001

Veleta de laboratorio:	Cu =	0.48	0.25	kg/cm2
Compresión no confinada	Cu =	0.2		kg/cm2
Gravedad específica:	3.3			
Límite Líquido:	39.4 %			
Límite Plástico:	26.4 %			
Indice de plasticidad:	13			
Finos:	78 %			
Tamaño menor a 0.002 mm:	30%			
N vs. Humedad natural:	1 a 4 golpes/ pie		56 a 66%	

Imagen (e) Recopilación hipa lodo Rojo. III

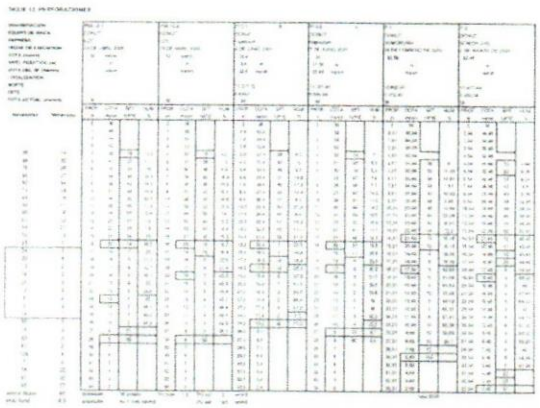


Imagen (f) Resumen SPT Exploraciones. I

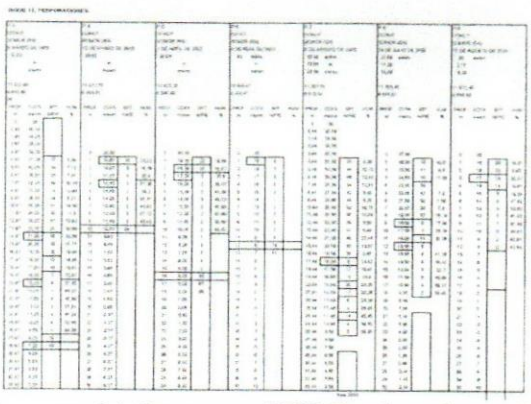


Imagen (g) Resumen SPT Exploraciones II

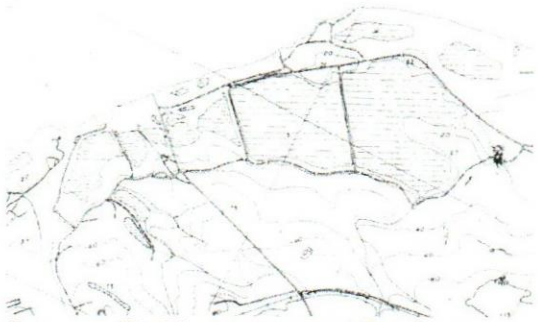


Imagen (h) Planta Topográfica Lagunas.

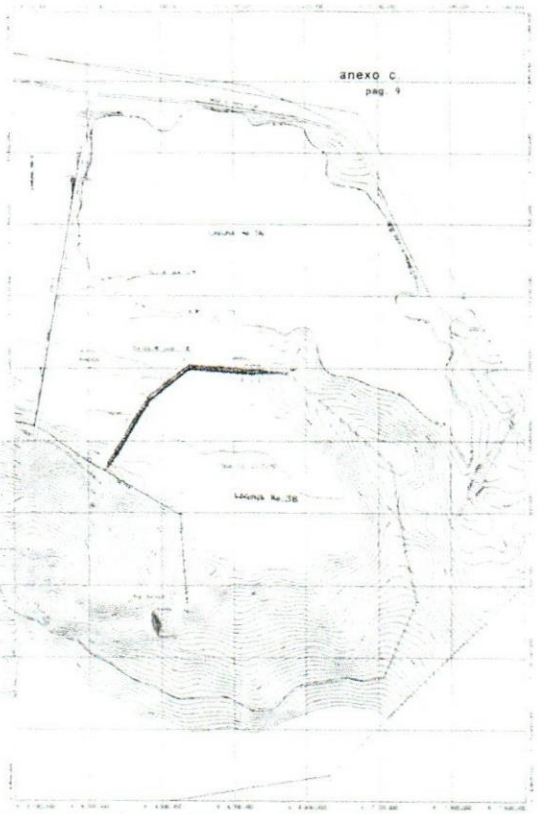


Imagen (i) Planta Topográfica Laguna y Dique.

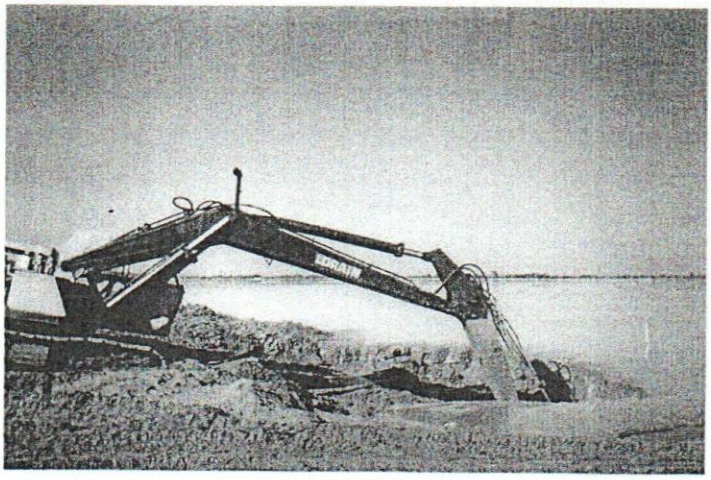


Imagen (J) Frente de Avance Dique.

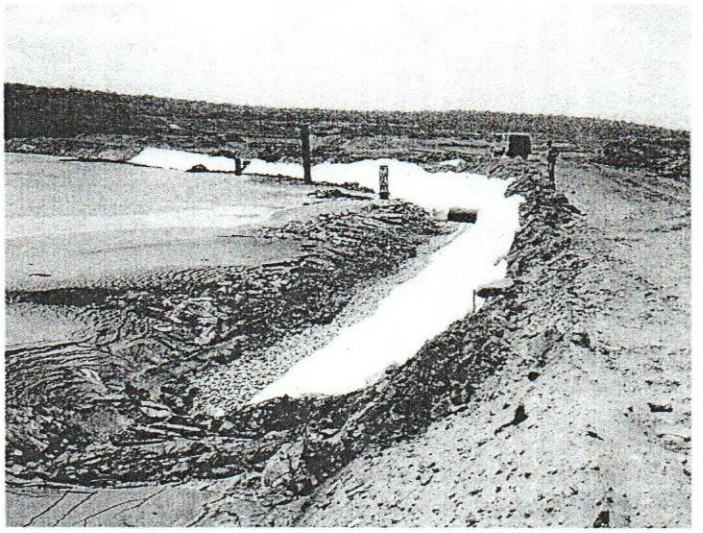


Imagen (k) Dren y Chimeneas elevación cota 32.

Imagen (l) Construcción Berma Aguas Abajo.

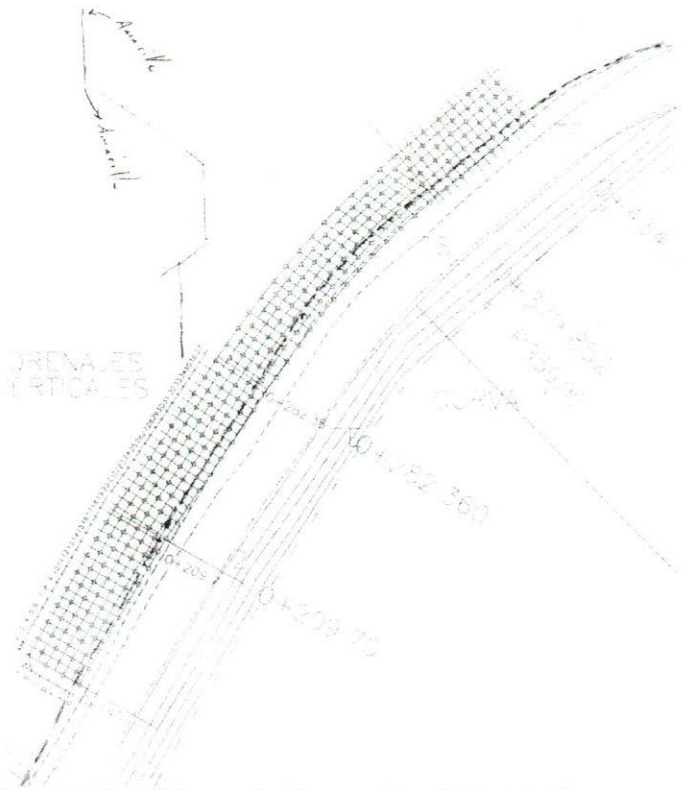


Imagen (m) Planta de Drenes Verticales en Berma.

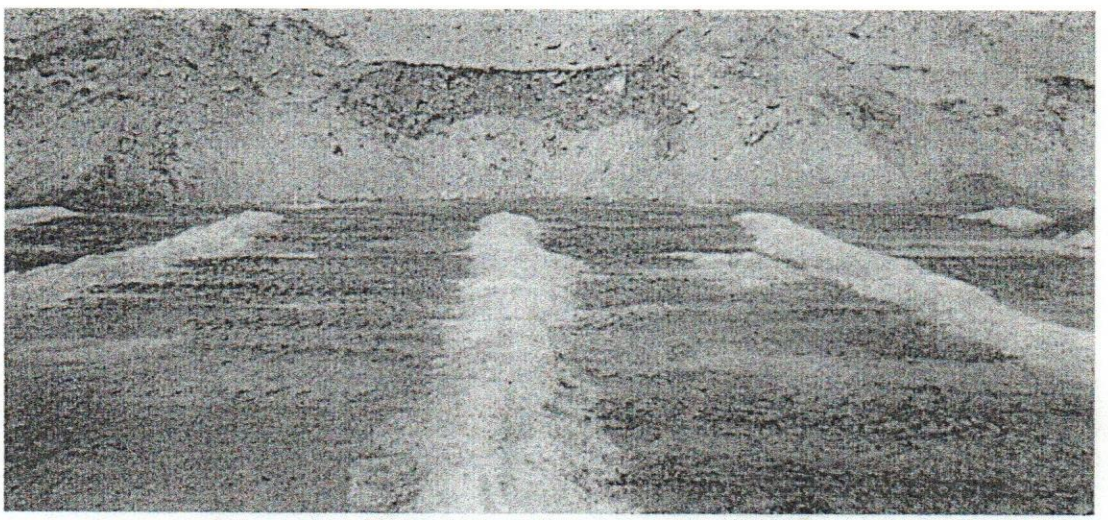


Imagen (n) Drenes Horizontales de Arena en Berma.

DETALLE DEL PIEZÓMETRO COLOCADO EN CAMPO

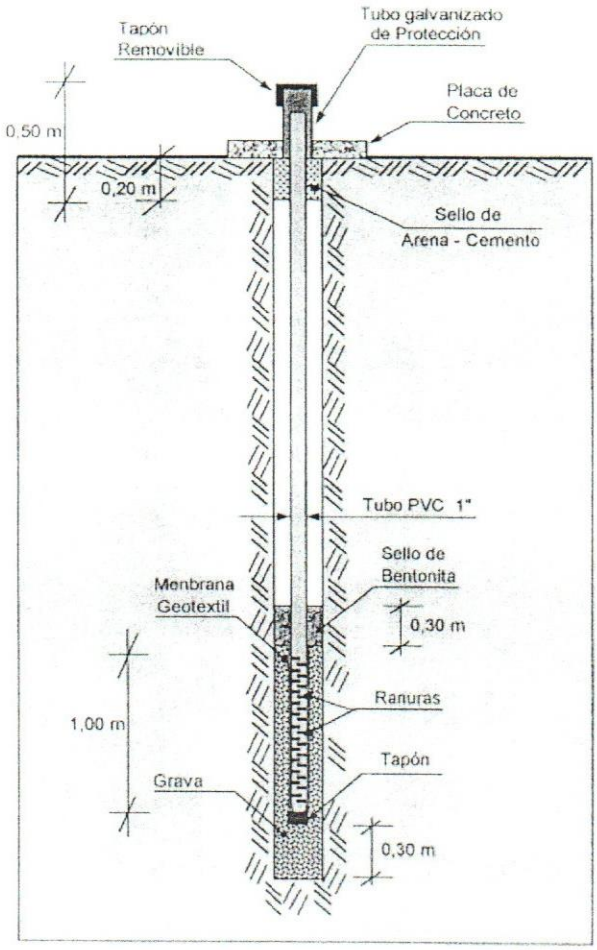


Imagen (o) Piezómetro.

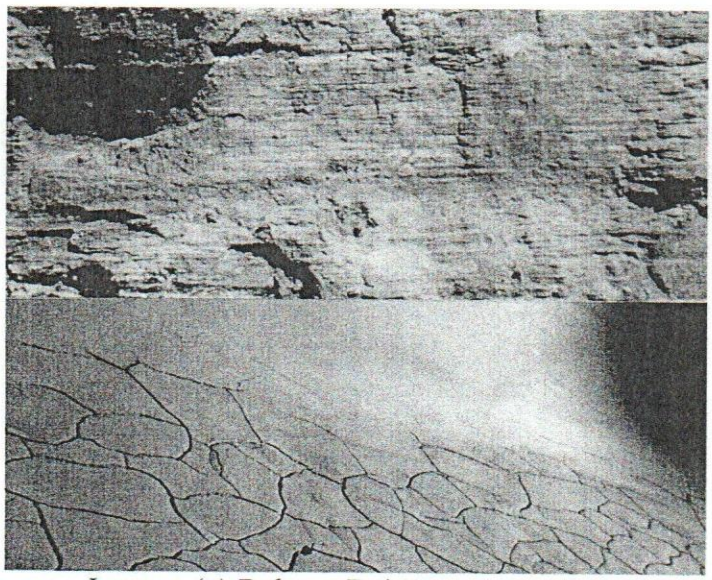


Imagen (q) Relaves Rojos, Arena y Lodo.

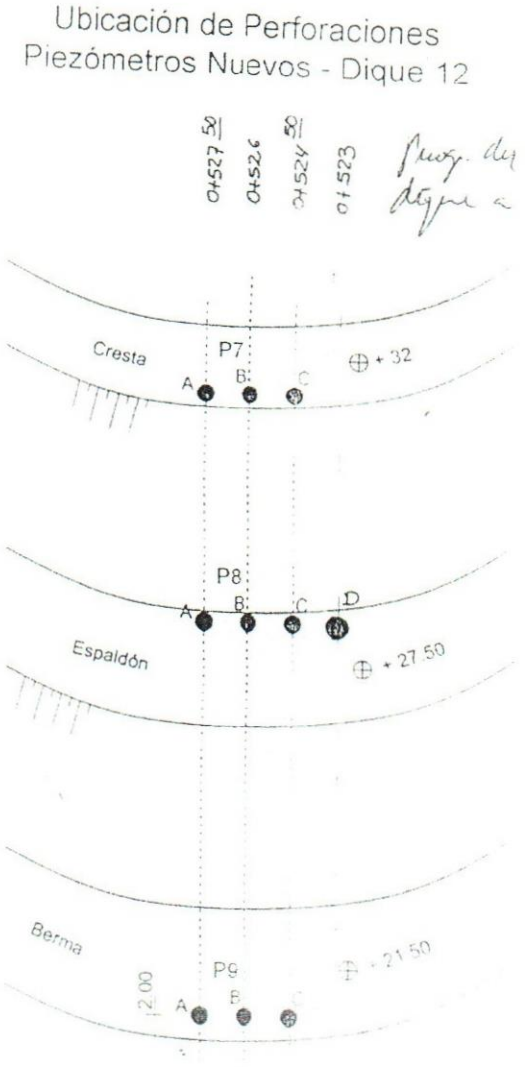


Imagen (p) Esquema Localización Piezómetros.

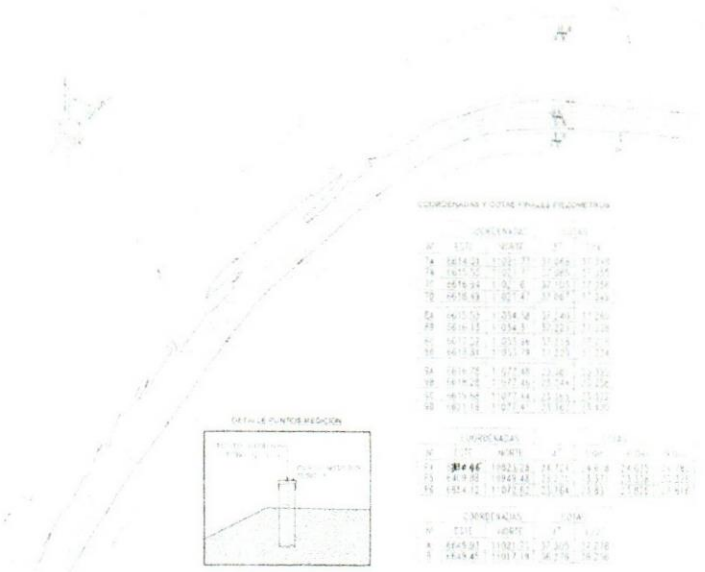


Imagen (r) Planta Dique y Localización Piezómetros.

Imagen (s) Lecturas P-5, 3 metros.

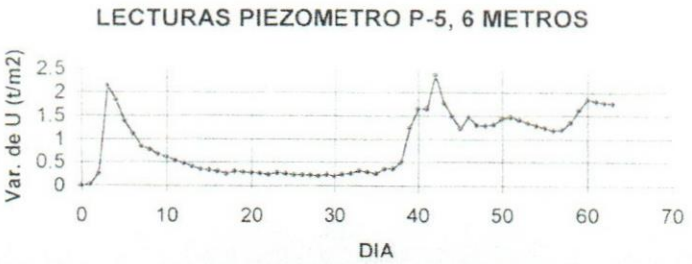


Imagen (t) Lecturas P-5, 6 metros.

Imagen (u) Lecturas P-5, 9 metros.

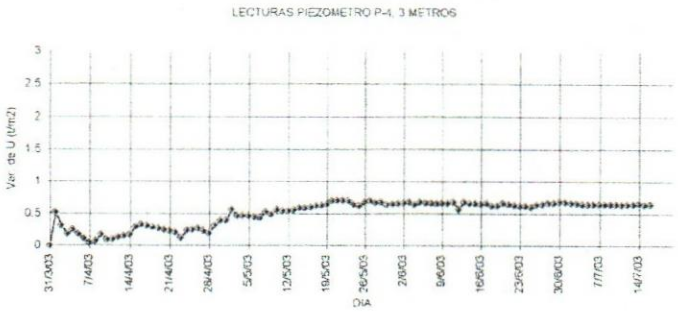


Imagen (v) Lecturas P-4, 3 metros.

Imagen (w) Lecturas P-4, 6 metros.

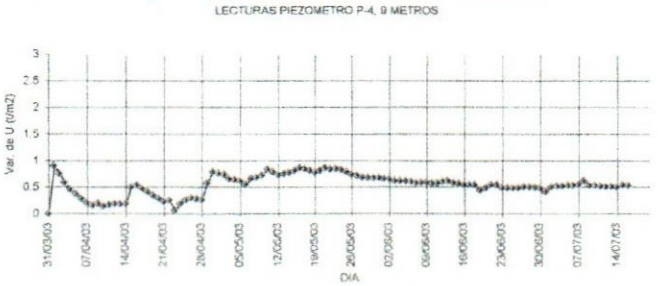


Imagen (x) Lecturas P-4, 9 metros.

PIEZOMETRO		P-6				
PROFUNDIDAD		6 METROS			LECTURA MÍNIMA	
LECTURA INICIAL		7 DE ABRIL DE 2003			0.05	
	DÍA	DIFERENCIA	LECTURA			
0						
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19	26/04/03	0.29	0.34	SABADO		26
20	27/04/03	0.275	0.325	DOMINGO	ESTIMADA	27
21	28/04/03	0.26	0.31			28
22	29/04/03	0.24	0.29			29
23	30/04/03	0.28	0.33			30
24	1/05/03	0.255	0.305	FERIADO	ESTIMADA	01 DE MAYO
25	2/05/03	0.23	0.28			2

Imagen (y) Ejemplo Lecturas y Gráfico.

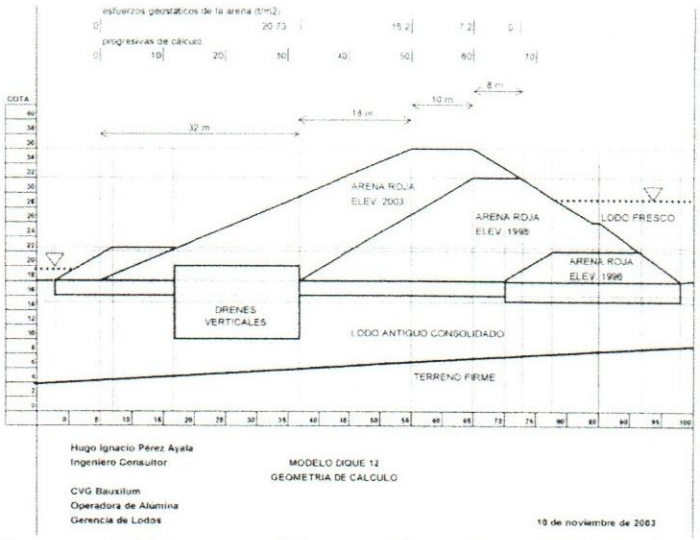


Imagen (z) Esquema Dique y Elevaciones Principales.

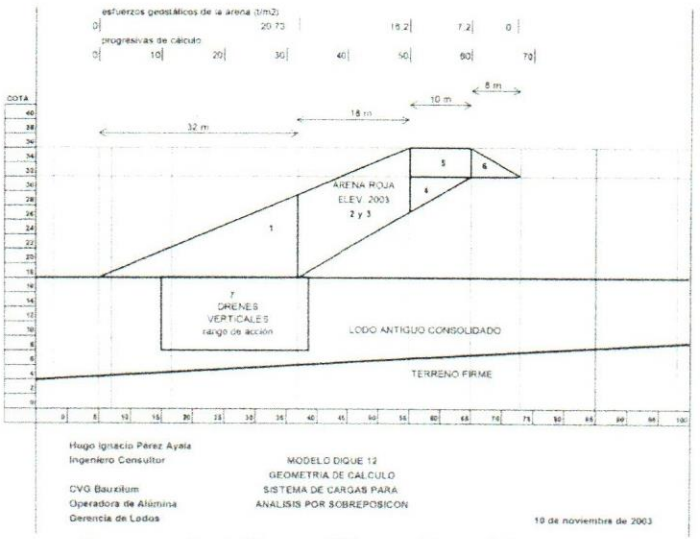


Imagen (aa) Partes Elevación a 36 msnm.

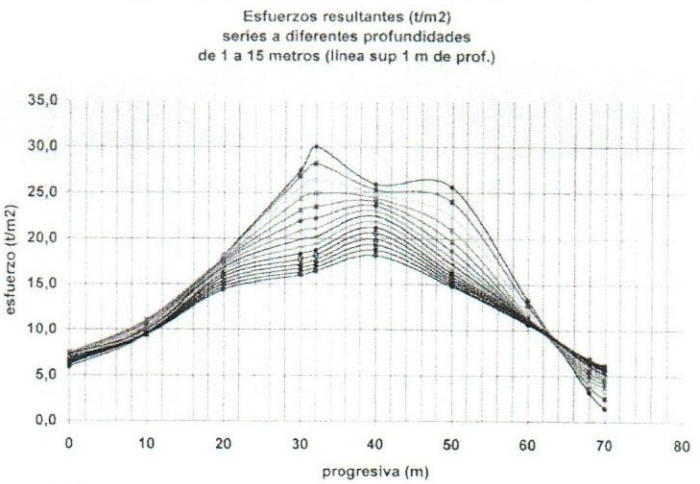


Imagen (bb) Teoría Elástica, Progresiva vs Esfuerzo (10 prof.).

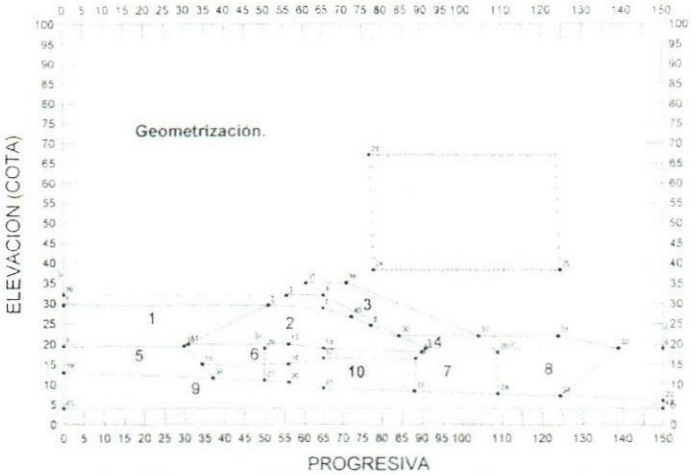


Imagen (cc) Geometría Análisis Estabilidad (GeoSlope).