

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Dr. Jorge E. Alva Hurtado*

1. CRITERIOS DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

1.1 TIPOS DE CRITERIOS

1.1.1 Esfuerzo Permisible Transmitido

Se obtiene empíricamente al observar que la presión máxima no causa daño estructural en diferentes condiciones de suelos. Lo anterior no significa que no ocurrirán asentamientos. Esta presión admisible es válida para tamaños de cimentación y tipos de estructuras para las cuales las reglas prácticas se han establecido. Los valores son conservadores y es difícil averiguar en qué datos han sido basados. Las fallas registradas se atribuyen a mala clasificación de suelos, en vez de mala regla empírica. En muchos casos se verifica con ensayos de carga, que pueden no ser significativos.

1.1.2 Factor de Seguridad contra Falla por Capacidad Portante

Es un método más racional que el anterior. Debe evitarse este tipo de falla. El factor de seguridad (2 a 4) debe reflejar no sólo la incertidumbre en el análisis de capacidad portante, sino la observación teórica y práctica que el asentamiento no es excesivo. No debe usarse sin estimar el asentamiento. Se presenta la forma de determinar q .

1.1.3 Movimientos Permisibles

Es el verdadero criterio de diseño para la mayoría de estructuras. Existen dos problemas al aplicar el criterio: (a). Qué movimiento puede ser tolerado por la estructura y (b). Cómo se pueden predecir tales movimientos.

1.2 MOVIMIENTOS PERMISIBLES

Existe una gran cantidad de información disponible sobre métodos de predicción de asentamientos en edificaciones, más poca información sobre la cantidad y tipo de movimiento que la edificación puede tolerar sin causar daño. Es necesario determinar el asentamiento permisible.

* Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería

1.2.1 Criterios de Diseño

El asentamiento tiene importancia por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura. Los tipos de asentamiento son:

- a. Asentamiento Uniforme
- b. Inclinación
- c. Asentamiento No-Uniforme

Existen asentamientos máximos y asentamientos diferenciales. El asentamiento diferencial se caracteriza por la distorsión angular. El asentamiento admisible depende de muchos factores, tal como se ilustra en la Tabla 14.1 y la Fig.14.8 de Lambe y Whitman.

1.2.2 Relación entre Asentamiento y Daño

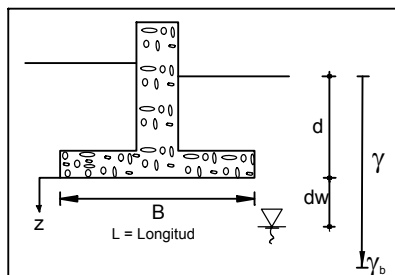
Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aún cuando es más difícil estimar el diferencial. Lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una zapata. Usualmente se especifica para zapatas de edificios comerciales un asentamiento total admisible de 1 pulgada.

2. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA ZAPATAS EN ARENA EN BASE A ENSAYOS SPT

2.1 DEFINICIONES

2.1.1 Dimensiones



2.1.2 Cargas

Q_{DL}	=	Peso columna + zapata + suelo encima zapata- U_{base} (B.L)
	=	Carga permanente.
Q_{LL}	=	Carga viva "normal" (actúa más de una vez al año), incluye cargas normales de viento y nieve.
$\max Q_{LL}$	=	Carga viva máxima posible.
W_s	=	Peso total del suelo por encima de base de zapata (antes de la excavación excepto sótanos)- empuje hidrostático.
W_s	=	(B.L) $(d \cdot \gamma - U_{base})$
Q_{net}	=	Carga neta normal = $(Q_{DL} - W_s) + Q_{LL}$
$\max Q_{net}$	=	Carga neta máxima = $(Q_{DL} - W_s) + \max Q_{LL}$

2.1.3 Esfuerzos

q	=	Esfuerzo total en la base de la zapata
Δq	=	Esfuerzo neto en la base de la zapata = $q - d \cdot \gamma - u$
Δq_a	=	q permisible (diseño)

2.1.4 Deformaciones

ρ	=	Asentamiento (pulg., cm).
ρ_a	=	Asentamiento permisible
δ / L	=	Distorsión
δ	=	Asentamiento diferencial

2.2 METODO DE TERZAGHI Y PECK (1967)

2.2.1 Suposiciones

- $\rho_a = 1$ pulgada, en base a $\rho_{max} = 1''$ entonces $\delta_{max} = 3/4''$
- Δq_a para $\rho_a = 1''$ en la Fig.54.4 (Terzaghi y Peck) y Fig.14.28 (Lambe y Whitman) para $dw \geq 2B$

Las curvas se aproximan por:

$$\rho_{(pulg)} = \frac{3\Delta q_a(tsf)}{N} \left(\frac{2B}{1+B} \right)^2$$

- c. Efecto de nivel freático alto ($dw/B=0$)

ρ se incrementa por 2.0 si $d/B=0.0$ (reduzca Δq_a por 50%)

ρ se incrementa por 1.5 si $d/B=1.0$ (reduzca Δq_a por 33%)

2.2.2 Pasos en el Diseño

- a. Determine el valor de N promedio (se recomienda SPT cada 0.75m) a lo largo de $z=B$ para todos los sondajes.
- b. Utilice para el diseño el valor promedio más bajo de N de un solo sondaje.
Nota: Si $N < 5$ en arena saturada, densifique o emplee pilotes.
- c. Determine de la Fig.54.4 el valor de Δq_a para el valor mayor de B . Ajuste dicho valor por el nivel freático si $dw < B$.
- d. Emplee el valor de Δq_a determinado en c para dimensionar las otras zapatas.
- e. Verifique que $q_{ult} > 2-3q$ en base a $Q_{DL} + \max Q_{LL}$
- f. Vea el libro de Terzaghi y Peck, pp 508-510 para:
- Verificar el efecto de $\max Q_{net}$ en ρ
 - Ajustar Δq_a por el tamaño de la zapata

2.3 METODO DE PECK Y BAZARAA (1969)

2.3.1 Modificaciones al Método de Terzaghi y Peck (1967)

- a. Emplee el valor corregido de $N=N_B$ (promedio más bajo), donde:

$$N_B = 4N / (1.00 + 2.0 \bar{\sigma}_{vo} \text{ ksf}) \quad \text{para} \quad \bar{\sigma}_{vo} \leq 1.5 \text{ ksf} \quad (\text{ksf} = \text{rip por pie}^2)$$

$$N_B = 4N / (3.25 + 0.5 \bar{\sigma}_{vo} \text{ ksf}) \quad \text{para} \quad \bar{\sigma}_{vo} > 1.5 \text{ ksf}$$

- b. Aumente en 50% el valor de Δq_a de la Fig.54.4
- c. Corrija por nivel freático ($dw < B/2$) según la ecuación:

$$\Delta q'_a = \Delta q_{a(\text{seco})} \frac{(\bar{\sigma}_{vo} \text{ a } z = B/2) \text{ verdadero}}{(\bar{\sigma}_{vo} \text{ a } z = B/2) \text{ seco}}$$

verdadero = real

Es decir, el método asume que:

$$\frac{\rho (\text{verdadero})}{\rho (\text{seco})} = \frac{\bar{\sigma}_{vo} (\text{seco})}{\bar{\sigma}_{vo} (\text{verdadero})}$$

2.4 PROCEDIMIENTO RECOMENDADO

2.4.1 Asentamiento Permisible ρ_a

- Si se especifica $(\delta/L)_{\max}$, use $\rho_a = 450 (\delta/L)_{\max}$
- Para edificaciones aporricadas típicas, se requiere que:
 $(\delta/L)_{\max} \leq 1/300$, que corresponde a $\rho_a = 1.5$ pulg.

2.4.2. Determinación de N_B y D_r

- Estime el valor de la mayor dimensión de B.
- Para cada sondaje grafique N y $\bar{\sigma}_{vo}$ con la profundidad de $z = 0$ a $z = 2B$ y determine los valores de N_B .
- Para cada área representativa, obtenga el promedio más bajo de N_B (de un solo sondaje, no los valores más bajos de todos los sondajes) y el valor correspondiente de
 $D_r = \sqrt{N_B / 80}$

* $B/L = 1$ valor promedio más bajo de N_B de $Z = 1.0-1.5B$

* $B/L > 5$ valor promedio más bajo de N_B de $Z = 1.5-2.0B$

2.4.3. Determinación de Δq_a para el B mayor

- Ecuación para Δq_a (tsf) : (tsf = toneladas por pie calculado)

$$\Delta q_a = \frac{0.5 N_B \rho_a (\text{pulg.})}{(1 - 0.25 d / B) \cdot f(B)}$$

Para	$N_B \geq 50$ ($D_r \geq 80\%$)	$f(B) = (2B/1+B)^2$
Para	$10 < N_B < 50$	$f(B) = (2.5B/1.5+B)^2$
Para	$N_B < 10$ ($D_r < 35\%$) (o si la arena contiene alguna materia orgánica)	$f(B) = B$ (si la profundidad de la arena $\geq 1.5 B$)

- b. Verifique Δq_a con la Tabla 11-1 del DM-7 y/o el Reglamento Nacional de Construcciones.
- c. Determine las dimensiones requeridas de la zapata mayor

$$B \times L = Q_{\text{neto}} / \Delta q_a$$

- d. Si B es significativamente diferente del valor estimado, repita el proceso.

2.4.4 Pasos Finales

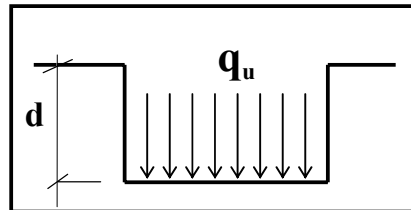
- a. Emplee el valor de Δq_a para dimensionar otras zapatas.
- b. Verifique el valor del Factor de Seguridad (FS) de la zapata de menor dimensión y zapatas pequeñas con relaciones d/B más bajas.
 - i. $FS > 3$ en base a $Q_{DL} + Q_{LL}$
 - ii. $FS > 2.0-2.5$ en base a $Q_{DL} + \max Q_{LL}$
- c. Considere un ajuste en Δq_a si existen variaciones grandes en los anchos de las zapatas:
 - i. $N_B > 10$ y $B_{\max}/B_{\min} > 2-3$
 - ii. $N_B < 10$ y $B_{\max}/B_{\min} > 1.5$
- d. Verifique el efecto en ρ de emplear $\max Q_{LL}$
- e. CUIDADO: NO SE HA CONSIDERADO
 - i. Efecto de carga repetida
 - ii. Licuación
 - iii. Subida posterior del nivel freático. Si esto ocurriese, emplee la corrección de Peck y Bazaraa(1969).

3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ARCILLA

3.1. CRITERIOS DE CAPACIDAD PORTANTE

Los factores de capacidad portante para zapatas en material homogéneo fueron presentados por Skempton (1951).

$$q_u = S_u \cdot N_c + \gamma_{t,d}$$



S_u = resistencia no-drenada

γ_t = peso específico

$B \times L$ = dimensiones de zapata

Donde para $d/B = 0$:

$N_c = 5.14$ para cimentación corrida

$N_c = 6.20$ para cimentación circular o cuadrada

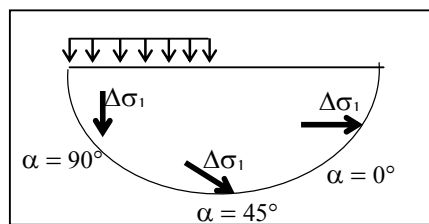
$N_c = 5 (1 + 0.2 B/L)$ para cimentación rectangular $B \times L$

En el gráfico se presentan los valores de N_c para diferentes d/B .

Los factores de seguridad contra una falla drenada (considerando \bar{C} y $\bar{\phi}$) también deben verificarse. Generalmente, a mayor sobreconsolidación de la arcilla, existe una mayor tendencia para que la condición drenada controle la capacidad resistente.

3.1.1 Efecto de la Anisotropía

$$(S_u)_\alpha = (K_s + [1-K_s] \sin^2 \alpha) S_{uv}$$



S_{uv} = S_u cuando σ_{1f} es vertical.

α = ángulos entre la horizontal y σ_{1f} . La resistencia a usarse en la ecuación de capacidad portante es el promedio de $S_u (V)$ y $S_u (H)$.

3.1.2 Efecto de la Heterogeneidad

Este efecto se ilustra para el caso de un suelo cohesivo bicapa (DM-7)

3.2 CRITERIOS DE ASENTAMIENTO

Terzaghi y Peck (1967) consideran que no es práctica una estimación precisa del asentamiento, ya que existen numerosos factores a ser considerados (propiedades del suelo, tamaño de zapata, profundidad de cimentación, ubicación del nivel freático, etc). En condiciones normales se deben utilizar reglas simples y prácticas. Los cálculos refinados sólo se justifican si el sub-suelo contiene estratos de arcilla blanda.

Terzaghi y Peck recomiendan un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante. La satisfacción de este requisito depende si la arcilla es normalmente consolidada (NC) o sobreconsolidada (OC). Si la arcilla es NC los asentamientos total y diferencial serán grandes. El asentamiento variará en función del ancho de zapata y la carga. Los procesos de reducir el asentamiento al reducir la carga son inefectivos y costosos (es mejor utilizar plateas). Si la arcilla es OC, el valor de q_a que corresponde a un $FS=3$ será siempre menor que la presión de pre-consolidación. El valor de Δp en estas arcillas es aproximadamente igual a los valores de Δp de zapatas en arenas adecuadamente diseñadas.

El asentamiento en arcillas puede estimarse de los resultados de ensayos de consolidación unidimensional en muestras inalteradas. El asentamiento así calculado debe reducirse utilizando el factor de corrección de Skempton y Bjerrum (1957), (ver Figura).

Los datos de Bjerrum (1963) de máxima distorsión angular con máximo asentamiento diferencial no se aplican cuando la cimentación está en depósito profundo de arcilla compresible.

El asentamiento diferencial en arenas tiende a ser más irregular que en arcillas en proporción, pero no en magnitud.

3.3 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS

Todos los métodos disponibles se basan en aplicaciones empíricas de la teoría de elasticidad. Se realizan dos simplificaciones generales.

- a. Las deformaciones son pequeñas e independientes del tiempo (a masa constante).
- b. Los esfuerzos y las deformaciones se relacionan linealmente.

La aplicación de la teoría de elasticidad es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizadas en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas.

De la teoría elástica, $\rho = f$ (carga, geometría y constantes elásticas). Así, ρ puede ser evaluado si las constantes elásticas se miden. Pero las propiedades esfuerzo-deformación de suelos dependen de varios factores (condición de esfuerzo inicial, historia de esfuerzos, sistema de esfuerzos aplicados, nivel de esfuerzos, velocidad de aplicación), y por consiguiente las propiedades elásticas no pueden ser determinadas en un ensayo arbitrario. En otras palabras, el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos es bastante diferente de lo que se asume para obtener las soluciones de la teoría elástica.

Lo que usualmente se hace es asumir que la teoría elástica predice correctamente los cambios debidos a las cargas aplicadas, y que las "constantes elásticas" pueden obtenerse al realizar los ensayos de laboratorio apropiados. Tradicionalmente, el asentamiento de arcillas saturadas se considera en tres fases:

ρ_i = asentamiento inicial, debido a la deformación a volúmen constante.

ρ_c = asentamiento por consolidación, ocurre al escapar la presión de poros del suelo y transferir la carga al esqueleto del suelo.

ρ_s = consolidación secundaria, la compresión que ocurre a esfuerzo efectivo constante, después que se disipa la presión de poros.

3.3.1 Asentamiento Inicial

Los métodos más comunes emplean varias integraciones de la solución de Boussinesq para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isotrópico y elástico.

$$\rho_i = p B \frac{(1-\mu^2)}{E} I$$

Donde:

ρ_i = asentamiento inicial

p = esfuerzo promedio transmitido

B = dimensión característica del área cargada

E = módulo de Young

I = factor de influencia

μ = 0.5, relación de Poisson

3.3.2 Asentamiento por Consolidación

a. Unidimensional :

Se aplica la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

$$\rho_c = \bar{U}_v \rho_{cf}$$

ρ_{cf} = asentamiento de consolidación final

\bar{U}_v = grado de consolidación promedio para drenaje vertical.

La teoría de consolidación relaciona \bar{U}_v a T_v

$$T_v = \frac{C_v t}{(Hd)^2}$$

T_v = factor tiempo adimensional

C_v = coeficiente de consolidación

t = tiempo

Hd = altura de trayectoria de drenaje

Los ensayos de consolidación unidimensional producen los parámetros:

C_c = índice de compresión virgen

C_r = índice de recompresión

C_s = índice de expansión

$$CR = C_c / (1+e_0)$$

$$RR = C_r / (1+e_0)$$

$$SR = C_s / (1+e_0)$$

El asentamiento por consolidación final de un estrato de arcilla compuesto de n capas es:

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^n H_i \xi_{vi}$$

Donde:

H_i = altura inicial de cada capa

ξ_{vi} = deformación de consolidación final de cada capa

Para el caso general, donde existe recompresión y compresión virgen:

$$\rho_{cf} = \sum H \left(RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right)$$

Donde:

$\bar{\sigma}_{vo}$ = esfuerzo vertical inicial

$\bar{\sigma}_{vf}$ = esfuerzo vertical final = $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v$

$\bar{\sigma}_{vm}$ = esfuerzo máximo del pasado

Si el asentamiento consiste solo de recompresión o compresión virgen, se reemplazarán los valores respectivos.

En el caso de descarga, la expansión será:

$$\bar{\rho}_{cf} = \sum H \left(SR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo}}{\bar{\sigma}_{vf}} \right)$$

La determinación de $\bar{\sigma}_{vm}$ se realiza por el método de Casagrande o el de Schmertmann.

Existen relaciones empíricas como la presentada por Terzaghi y Peck (1967) que emplean propiedades índice para determinar el valor de Cc.

$$Cc = 0.009 (LL - 10\%)$$

Comentarios: La mayor incertidumbre en la evaluación del asentamiento final de consolidación proviene de la evaluación apropiada de la historia de esfuerzos del depósito de suelo. Esto es particularmente cierto para arcillas blandas. La estimación del asentamiento es función de $\bar{\sigma}_{vm}$. Debe utilizarse el criterio geológico para determinar $\bar{\sigma}_{vm}$. Se ilustra en la Figura la determinación del asentamiento por consolidación.

Coefficiente de Consolidación: La velocidad de consolidación basada en la teoría de Terzaghi requiere el valor del coeficiente C_v que es:

$$C_v = \frac{K(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad

a_v = coeficiente de compresibilidad = $-\Delta e / \Delta \bar{\sigma}_{vc}$

m_v = coeficiente de cambio volumétrico = $\xi_v / \Delta \bar{\sigma}_{vc}$

La teoría de Terzaghi asume que:

- i El suelo es saturado y homogéneo.
- ii El agua y las partículas de suelo son incompresibles.
- iii El flujo y la compresión son unidimensionales, con esfuerzos uniformes con la profundidad.
- iv El suelo obedece la ley de Darcy y tiene K constante.
- v La relación de vacíos es función única del esfuerzo de consolidación $\bar{\sigma}_{vc}$ con valor de a_v constante.
- vi Las deformaciones verticales son pequeñas en comparación al espesor del suelo.

La ecuación resultante es:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Donde:

μ = exceso de presión de poros

z = altura vertical a frontera permeable

t = tiempo

La solución de la ecuación requiere formas características de \bar{U}_v vs T_v . Se utilizan los métodos de Casagrande y Taylor para determinar C_v .

$$C_v (\sqrt{t}) = (2 \pm 0.5) C_v (\log t)$$

Existen correlaciones empíricas de C_v , tal como la que se ilustra en la Figura.

b. Tridimensional (Skempton - Bjerrum):

$$\rho_{cf} = \mu \rho_{oed}$$

ρ_{oed} = cálculo basado en ensayos unidimensionales, asumiendo que $\Delta \sigma_v$ en el ensayo es igual al $\Delta \sigma_v$ aplicado.

u = factor de corrección

3.3.3 Consolidación Secundaria

Se asume que no comienza sino hasta después que termina la consolidación primaria. Se asume que existe una relación lineal entre el asentamiento y el logaritmo del tiempo.

$RS = \Delta e / \Delta \log t =$ cambio en relación de vacíos por logaritmo del ciclo de tiempo.

$C_\alpha = \Delta \xi_v / \Delta \log t =$ cambio en deformación vertical por logaritmo del ciclo de tiempo.

$C_\alpha = RS / (1 + e_0)$

$$\rho_s = \sum H C_\alpha \log \frac{t_c}{t_p}$$

Donde:

$t_c =$ tiempo desde la mitad del período de carga

$t_p =$ tiempo requerido para consolidación primaria.

4. PLATEAS DE CIMENTACION

Es una cimentación grande que recibe muchas columnas.

Las plateas de cimentación son ventajosas cuando el área de zapatas necesaria es mayor que la mitad del área de cimentación. Las plateas se utilizan cuando la capacidad portante del terreno es pequeña o el suelo es compresible, debido a que el esfuerzo unitario en la platea es menor que en las zapatas individuales.

Si el perfil del suelo es errático, la ventaja de la platea de cimentación estriba en la reducción de asentamiento diferencial debido a que el esfuerzo es reducido y la platea es capaz de distribuir la carga sobre pequeños puntos débiles. La platea reducirá significativamente los asentamientos si el material blando se encuentra a una profundidad relativamente superficial, pero no reducirá apreciablemente el asentamiento si el material blando está a profundidad.

El diseño estructural de la platea se realiza asumiendo una distribución uniforme de presión en la base de la platea. Esto proporcionará una estimación conservadora de los momentos de flexión.

4.1 ASENTAMIENTO DE PLATEAS DE CIMENTACION

Terzaghi y Peck dicen que $\Delta \rho$ para plateas es la mitad del $\Delta \rho$ que se esperaría si la misma estructura estuviese en zapatas.

VALORES PROPUESTOS DE CAPACIDAD ADMISIBLE DE PLATEAS EN ARENA (Terzaghi y Peck, 1967)

Densidad Relativa	Suelta	Media	Densa	Muy Densa
N	<10	10-30	30-50	> 50
qa (tsf)	requiere compactación	0.7-2.5	2.5-4.5	> 4.5

Valores basados en máximo asentamiento de 2 pulg.

La profundidad del estrato de arena es mayor que el ancho B de la platea y el nivel freático está cercano o por encima de la base.

Si la profundidad de la roca es mucho menor que B/2, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que B/2, los valores de capacidad admisible pueden incrementarse.

Se presume que las curvas están distribuidas uniformemente en la base del edificio. Si existen diferentes partes con diferentes cargas admisibles, se deben construir juntas de construcción.

Terzaghi y Peck indican el omitir el efecto del ancho de la platea al escoger el esfuerzo admisible. También sugieren realizar por lo menos seis sondajes y tomar el sondaje con el menor promedio de N para ser utilizado en el diseño. Terzaghi y Peck proponen un asentamiento máximo tolerable de 2 pulgadas, porque este asentamiento producirá un asentamiento diferencial máximo $\Delta\rho$ de 3/4 pulg.

4.2. ASENTAMIENTO DE PLATEAS EN ARCILLA

Terzaghi y Peck recomiendan FS=3 para carga de diseño y un mínimo FS =2 para carga viva máxima.

Siempre verifique la regla de diseño anterior realizando un cálculo de asentamiento. La platea actuará básicamente como una cimentación flexible y por lo tanto la forma del asentamiento tenderá a ser en forma de plato si las cargas de columnas son uniformemente distribuidas. Sin embargo, el esfuerzo unitario debido a columnas exteriores es usualmente más alto que las columnas interiores debido a los muros, tendiendo a un patrón de asentamiento más uniforme. El patrón de asentamiento en arcilla siempre tiende a ser más uniforme que en arena y por lo tanto se puede permitir un mayor asentamiento total en arcilla.

Si las cargas de columnas no están distribuidas uniformemente en la platea, pueden requerirse juntas de construcción para separar las partes de la platea que se asentarán de diferente modo.

5. CIMENTACIONES COMPENSADAS PARA CONTROLAR ASENTAMIENTOS

5.1 APLICACIÓN PRINCIPAL

Depósito profundo de suelo compresible que requiere pilotes largos, gran área, estructuras de bajo peso.

¿Qué se logra? La magnitud del asentamiento se reduce al reducir o eliminar el incremento neto de esfuerzo en el material compresible. Es decir, el objetivo de la cimentación flotante es asegurar que el asentamiento de la estructura ocurre en recarga en vez de carga virgen de la curva carga-asentamiento.

5.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.2.1 Asentamiento de la platea

- Cálculo de la carga neta (carga muerta, carga viva, peso unitario del suelo, nivel freático).
- Importancia del asentamiento “durante la construcción” en el diseño estructural.
- Estimación del asentamiento (relación entre expansión y asentamiento, asentamiento causado por disturbancia, descarga y recarga, incremento neto de esfuerzo permisible en el suelo).

5.2.2 Comportamiento de la interacción platea y suelo estructural

5.2.3 Consideraciones constructivas

- Influencia de la excavación en edificios aledaños.
- Consideraciones de depresión del nivel freático
- Control del empuje de la platea durante la construcción.

5.2.4 Comparación con pilotes

- Estructuras adyacentes
- Comportamiento de cimentación (comparación)
- Valor de sótanos
- Diferencia de costos

5.3 CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTO

5.3.1 Descargar el suelo lo suficiente para que cuando se impongan las cargas de la estructura se esté en recarga.

5.3.2 El ciclo de descarga y recarga debe mantenerse en el rango elástico, de modo que las deformaciones del suelo sean aproximadamente lineales y recuperables y que la

perturbación durante descarga no conduce a no linealidades del suelo, resultando asentamientos después de la construcción.

5.3.3 Aún cuando el incremento neto es cero, los asentamientos ocurren durante la construcción, pudiendo ser importantes.

6 ANEXOS Y TABLAS

MÁXIMOS VALORES ASUMIDOS DE PRESION ADMISIBLE PARA SUELOS Y ROCAS SEGÚN DIFERENTES CODIGOS Y AUTORES (*) Ing. Germán Vivar Romero

La inclusión en códigos, manuales y textos de tablas que relacionan la Presión Admisible con los diferentes tipos de suelos que predominantemente se presentan en la naturaleza, dice mucho de la demanda que tiene este tipo de información principalmente entre profesionales no especialistas en Geotecnia, pese a las limitaciones señaladas por los autores.

Con el objeto de llamar la atención en el peligro que representa el uso indiscriminado de dichas tablas, se muestra a continuación un cuadro comparativo que abarca información tan antigua como la de los códigos de Atlanta y Mineápolis de 1911, hasta las famosas correlaciones de Terzaghi & Peck a las que se hacen frecuentes referencias, incluso en publicaciones recientes. En ellas es posible apreciar coincidencias y dispersiones que reclaman una opinión especializada previa a la selección de un valor de la Presión Admisible.

Se estima por conveniente por dejar constancia que, tan mal criterio como el uso de valores promedio, puede resultar el empleo de los valores mínimos y/o máximos de Tablas, sin haber verificado por lo menos la uniformidad del terreno hasta la profundidad donde se alcanza la influencia de las cargas transmitidas por las cimentaciones.

Es importante también tomar en consideración los siguientes aspectos inherentes a la determinación de la Presión Admisible:

- En los suelos puramente granulares tiene especial incidencia el tipo, forma y profundidad de la cimentación, así como su densidad relativa.
- En los suelos puramente cohesivos el parámetro más importante es la cohesión, siendo también necesario el conocimiento del origen e historia de las deformaciones.
- La Presión Admisible puede estar gobernada por criterios de resistencia al corte o por criterios de deformación tolerable por las estructuras.

Complementariamente, se aclara que los valores consignados no toman en cuenta aspectos de la Geodinámica Externa, tales como derrumbes o deslizamientos, ni peligros potenciales por causas diferentes a la determinación de la Presión Admisible, tales como el ataque químico o riesgo de licuación, por lo que se recomienda contar en todos los casos con la opinión de los especialistas.

	Atlanta 1911 (b) 1970 (e)	Minneapolis 1911 (a)	New York 1922, 1970 (a)	Cleveland (a) 1927, 1969 (b)	Chicago 1966 (b)	Detroit 1956 (b)	Uniform Building Code 1964, 1970	National Board 1967	British Standard C.P. 101	Din 1054 Din 4022 H-1 (c)	M. de V. Madrid 1960	UNAMI 1977	HUTTE 1969	Hugh Quinn revisor ccd. NY 1848/1970 (e)	Dunham 1962 (e)	Sowers & Sowers 1970 (f)	Costet & Sanglerat 1975 (g)	Terzaghi & Peck 1948
Fangosos Orgánicos Sin Consolidar									0.5	0~1	0		0~1	1	0.1~ 0.5			
Limos Blandos									0.5					1	~0 0~0.5			
Limos Inorgánicos Compactos					1.25													
Arcilla muy Blanda	0-0.5			1	0.25		0.5		0~0.56	0	0.5	0.14	0				0.2	0.25
Arcilla Blanda	1	1	1	1.5	0.75	1	0.75 ~1	1.5	0.55 ~1	0.4	1	0.14~ 0.3	0.4	1~2	1~1.5	0.75 ~1.25	2	0.25 ~2~4
Arcilla Mediana- mente Rígida	1.5				1.5 ~2.5	2	1~3			1~2	1.25~2		0.8 ~1.75					
Arcilla Rígida o Firme	2~3		2	4	2.25	3			2.2~4.3			0.3 ~0.6	1.5	1.5	2~3	1.25~ 2.5		4
Arcilla Dura y Seca	3~4	4	4	3	3	5	2-4			4	4	0.6 1.14	3	5		0.5~5		
Arena Fina Suelta							0.75	2	1.1~ 2.2		1	2.4		2	2~3	0.5~ 1.5		
Arena Gruesa y Media Suelta							1.25	3	2.2	1.5	1.6		1.5~2		3	1.5	0.5 ~2.5	
Arena Saturada				0.5												0~0.5		
Arena Arcillosa Compacta	2	2	2						1.1~ 2.2					6	2~3~5			
Arena Limpia Compacta	2~3	3	3		2.5			3	4.3~ 6.5									
Arena y Grava Compacta	3~4	4	4				*	4~6	6	2~8	2.5		4	6	4	3~6	2.5~5	
Grava Suelta	4						*		4.3~ 6.5	2~8	5			4~6	4~6			
Grava Arenosa muy Compacta	6		6	8										10		15~40		
Grava Cementada Harpán	10		8~12	10	6	10		10						12	5~8			
Roca Suelta y Blanda			8~10	10		12								8				
Roca de Dureza Media				10			*						15	40			5~30	
Roca Sedimentaria Estratificada	15		35~60	6	100	100	*	15			16		10	12	7~10	5~15		
Roca Dura Sana			40~60		100	100	*			30	50		30		20~40	40~100		220
Lecho Rocoso	100		60~100		100	100	*	100										

* como máximo el 20% de la resistencia ultima a la rotura.

NOTAS ACLARATORIAS:

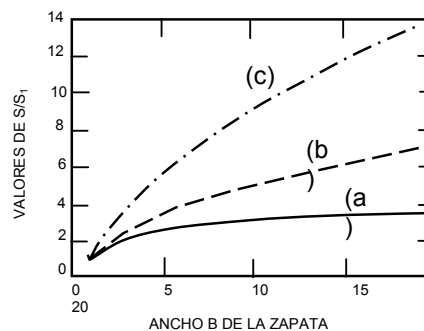
- i. Todos los valores expresados en kg/cm²
- ii. La mayor parte de los códigos y autores dejan expresa constancia del carácter referencial de los valores consignados, limitando su aplicación a los casos en que no pueda existir incertidumbre sobre el comportamiento del terreno.
- iii. Salvo contadas excepciones, ninguna referencia indica de manera expresa la profundidad a la que se colocarán las cimentaciones ni los contenidos de humedad o grados de saturación a los que se encuentran los suelos.

REFERENCIAS

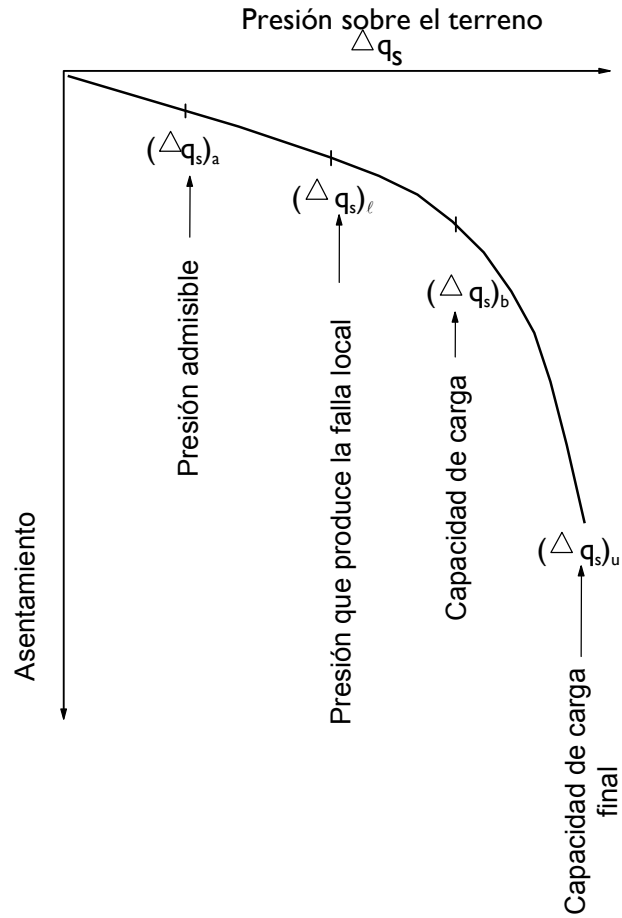
- (a) Terzaghi & Peck-1955
- (b) D'appolonia. E; D'appolonia Ellison, R-1970
- (c) Schulze & Simmer – 1970
- (d) Diseño y Construcción de Cimentación 405 UNAM –1977
- (e) Dunham – 1962
- (f) Sowers & Sowers – 1970
- (g) Costet & Sanglerat – 1975

VALORES DE SOPORTE PERMISIBLES PARA ARENAS ANTES DE LOS CODIGOS DE 1930

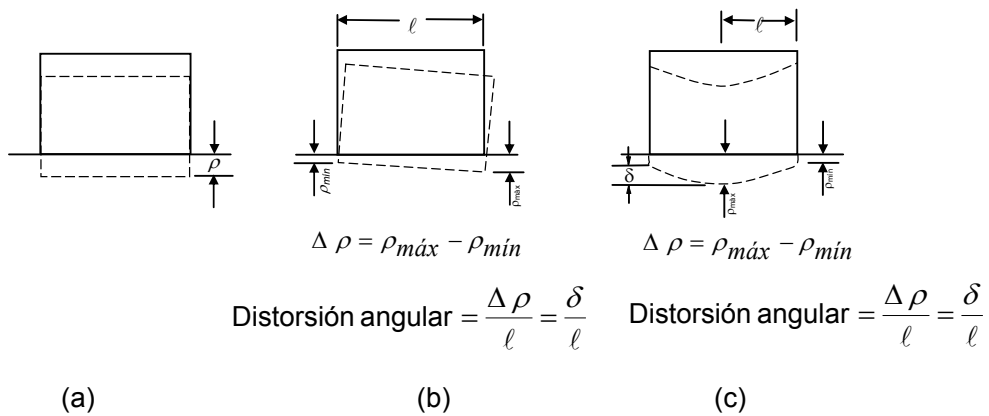
SUELO	q_a (Tn/pie ²)
1. Arena movediza	0.5
2. Arena húmeda	2.0
3. Arena fina, compacta y seca	2.5 a 3.0
4. Arena movediza drenada	3.0
5. Arena gruesa bien compacta	3.0 a 6.0
6. Grava y arena gruesa en capa	5.0 a 8.0



Relación aproximada entre el ancho B de cimentación sobre arena y la relación S/St , donde S representa el asentamiento de una cimentación con ancho B y St el asentamiento de una cimentación de un pie de ancho sujeta a la misma carga por unidad de área. La curva (a) se refiere a condiciones usuales. La curva (b) representa la posible relación con arenas sueltas. La curva (c) se refiere a arena con un pequeño contenido orgánico.



RELACION ENTRE LAS PRESIONES SOBRE EL TERRENO Y LAS CAPACIDADES DE CARGA



TIPOS DE ASENTAMIENTO. a) ASENTAMIENTO UNIFORME. b) VOLTEO. c) ASENTAMIENTO NO UNIFORME

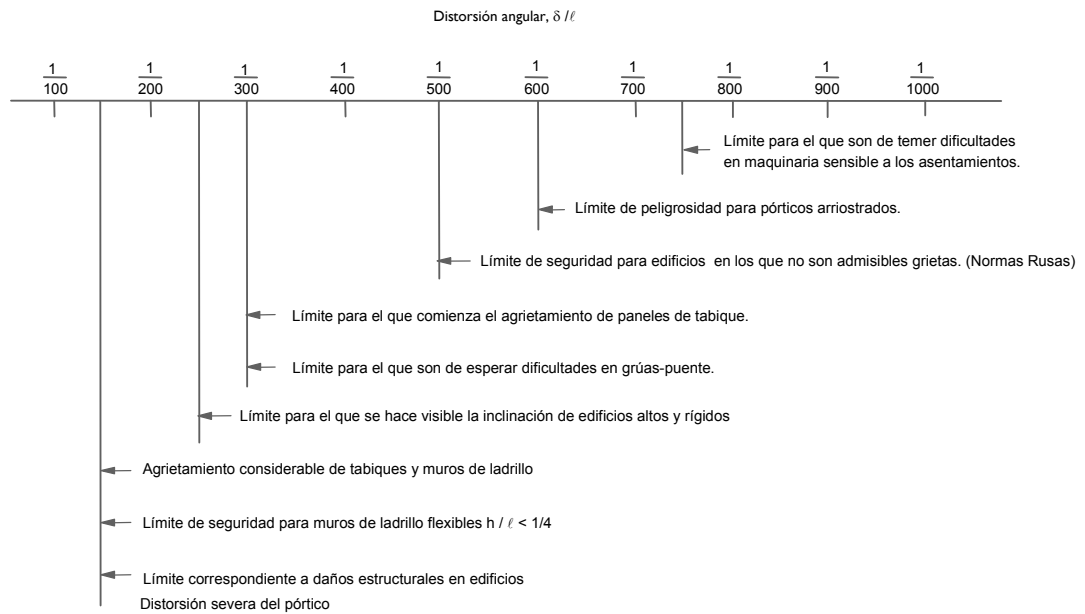
Tabla 14.1 Asentamiento admisible

Tipo de Movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 ℓ
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 ℓ
	Almacenamiento de mercancías	0.01 ℓ
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 ℓ
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 ℓ
	Carriles de grúas	0.003 ℓ
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 ℓ
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 ℓ
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 ℓ
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 ℓ
	Pórticos de concreto armado	0.0025-0.004 ℓ
	Pantallas de concreto armado	0.003 ℓ
	Pórticos metálicos continuos	0.002 ℓ
	Pórticos metálicos sencillos	0.005 ℓ

Según Sowers, 1962

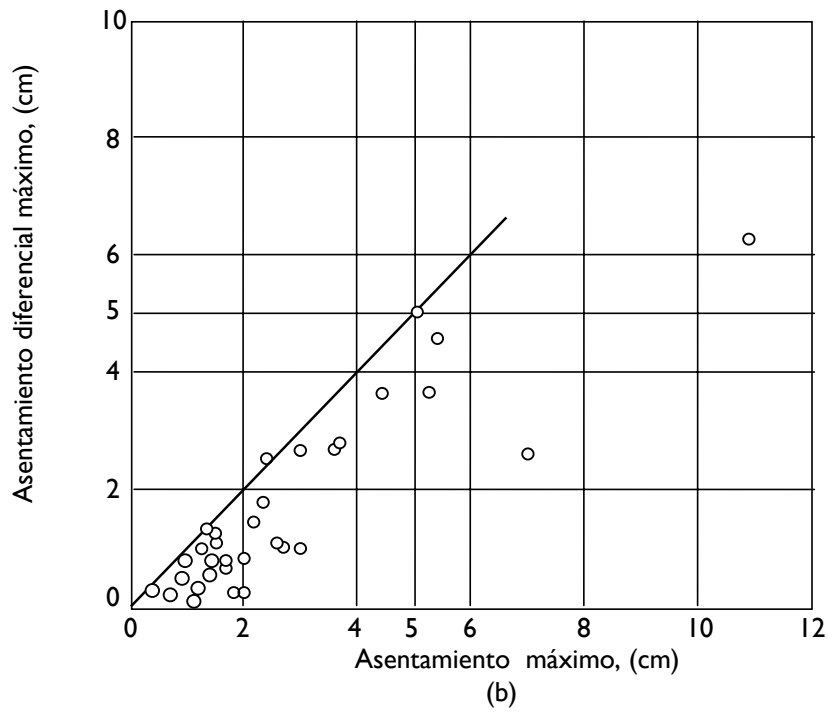
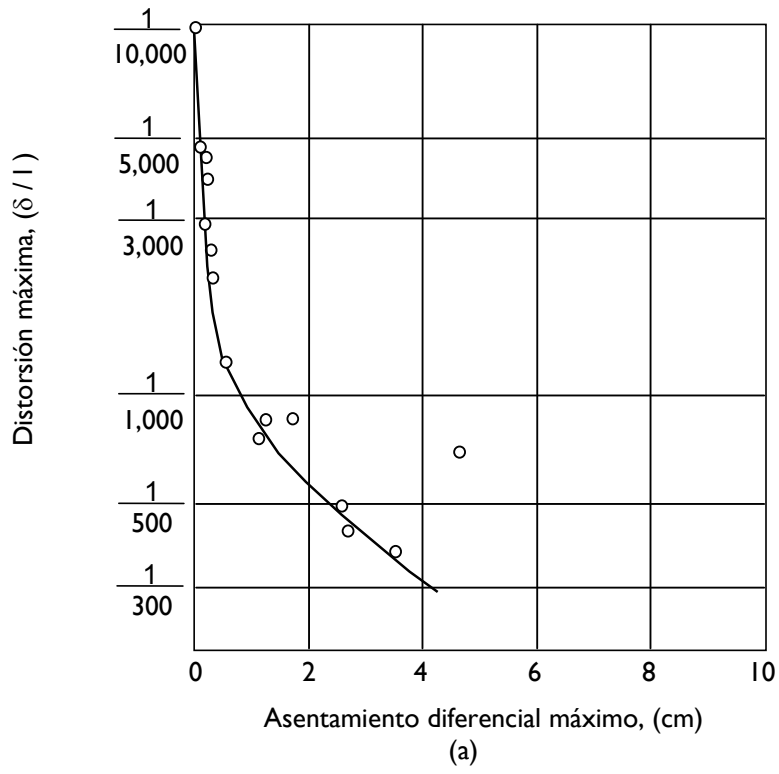
Nota. ℓ = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas

CRITERIO DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS

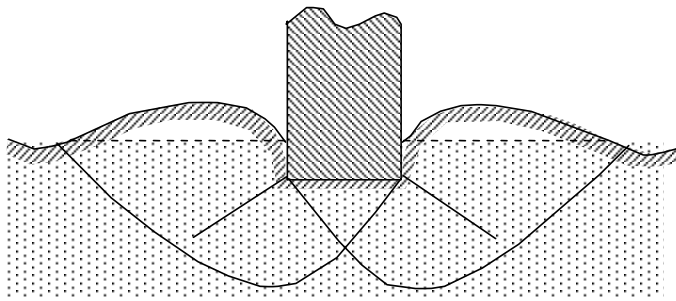


Distorsiones angulares límites. Gráficos de Bjerrum (1963) basado en datos presentados por Skempton y Mac Donald (1956)

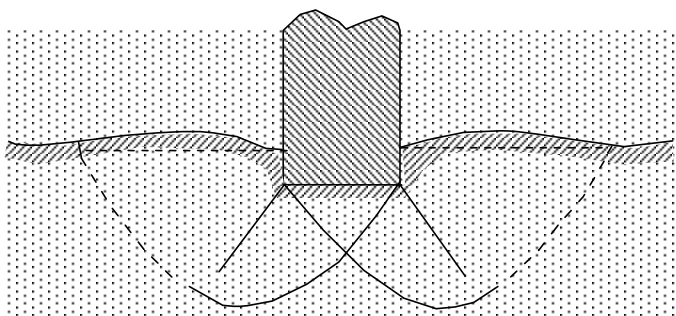
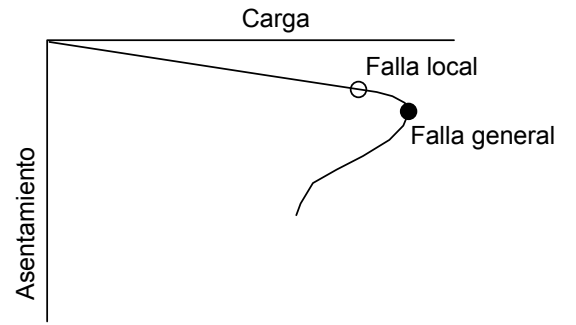
Los datos de Skempton y Mac Donald son para estructuras de muros portantes y edificios tradicionales de acero y concreto armado (vigas y columnas) con mampostería de ladrillo o bloques



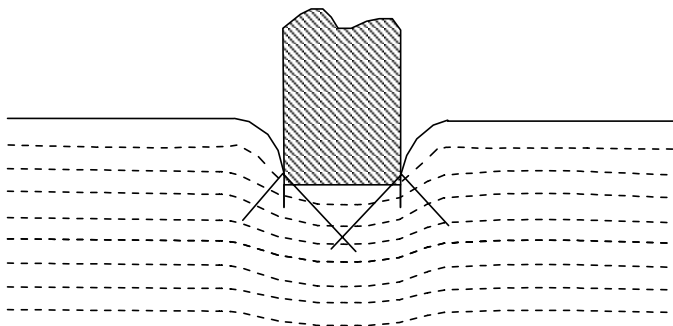
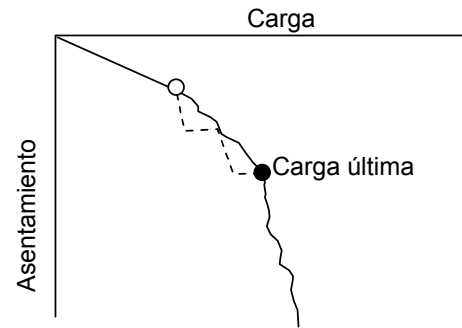
ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTADAS SOBRE ARENA (Hjerrum, 1963)



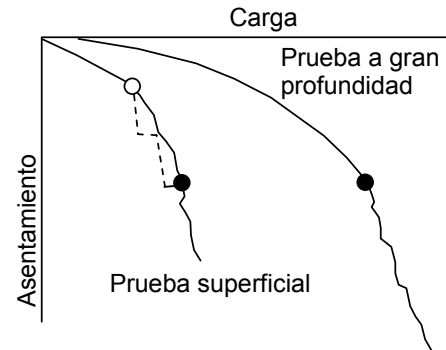
(a) Falla por corte general
(arena densa)



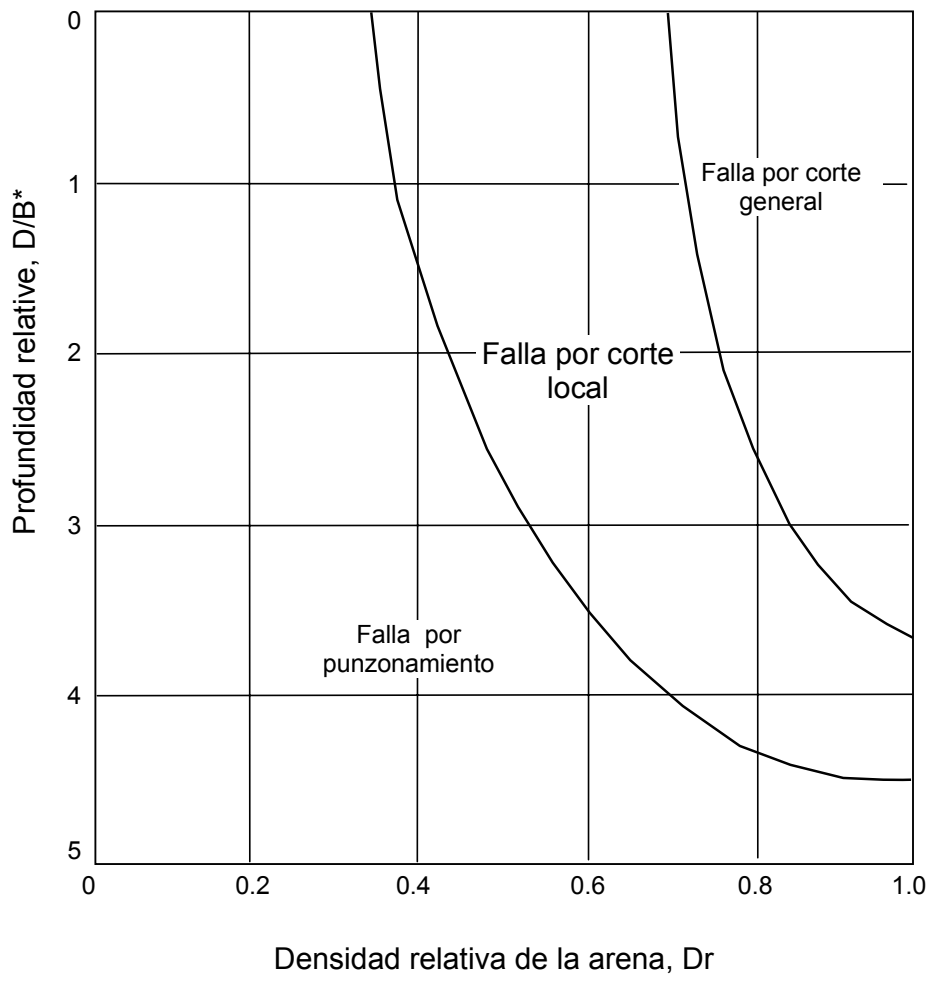
(b) Falla por corte local
(arena medio densa)



(c) Falla por punzamiento
(arena muy suelta)



**CURVAS CARGA-ASENTAMIENTO Y ZONAS DE FALLA EN PRUEBAS MODELO EN ARENA
(VESIC, 1963)**



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares

$B = 2BL / (B + L)$ para zapatas rectangulares

FORMAS TÍPICAS DE FALLA EN ARENA (VESIC, 1963)

CARTA MOSTRANDO LA RELACIÓN ENTRE ϕ Y FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Franja cargada, ancho B

Carga por unidad de área de cimentación

Zapata cuadrada de ancho B

Falla general por corte:

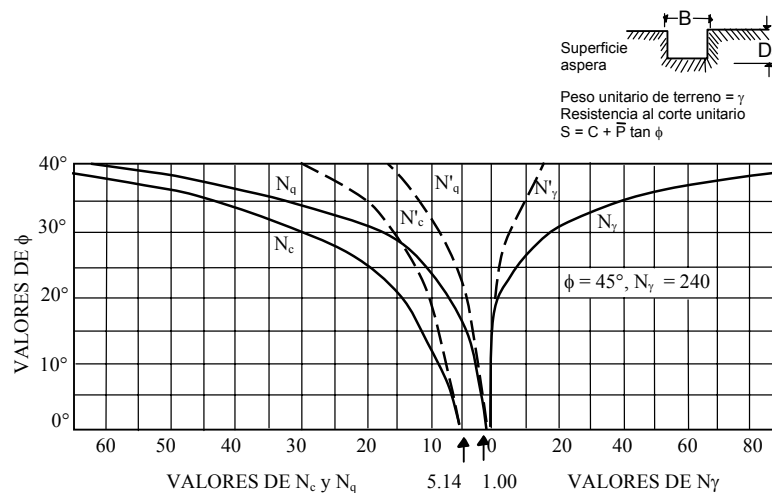
$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Falla local por corte:

$$q_d = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Carga por unidad de área:

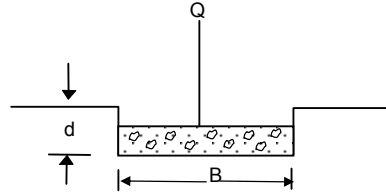
$$q_{ds} = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$



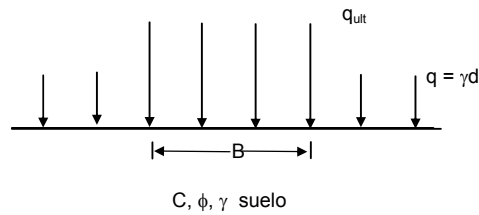
CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA-CIMENTACION SUPERFICIAL (d / B ≤ 1)

CARGA CONTINUA (L/B > 5) – CORTE GENERAL

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q$$



$$\begin{cases} N_c = \cotg \phi (N_q - 1) \\ N_q = e^{\pi tg \phi} tg^2 (45 + \frac{\phi}{2}) \\ N_\gamma = 2tg \phi (N_q + 1) \end{cases} \quad (\text{Caquot y Kerisel, 1953})$$

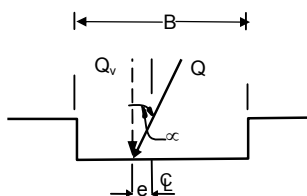


FACTORES DE FORMA (Vesic, 1973)

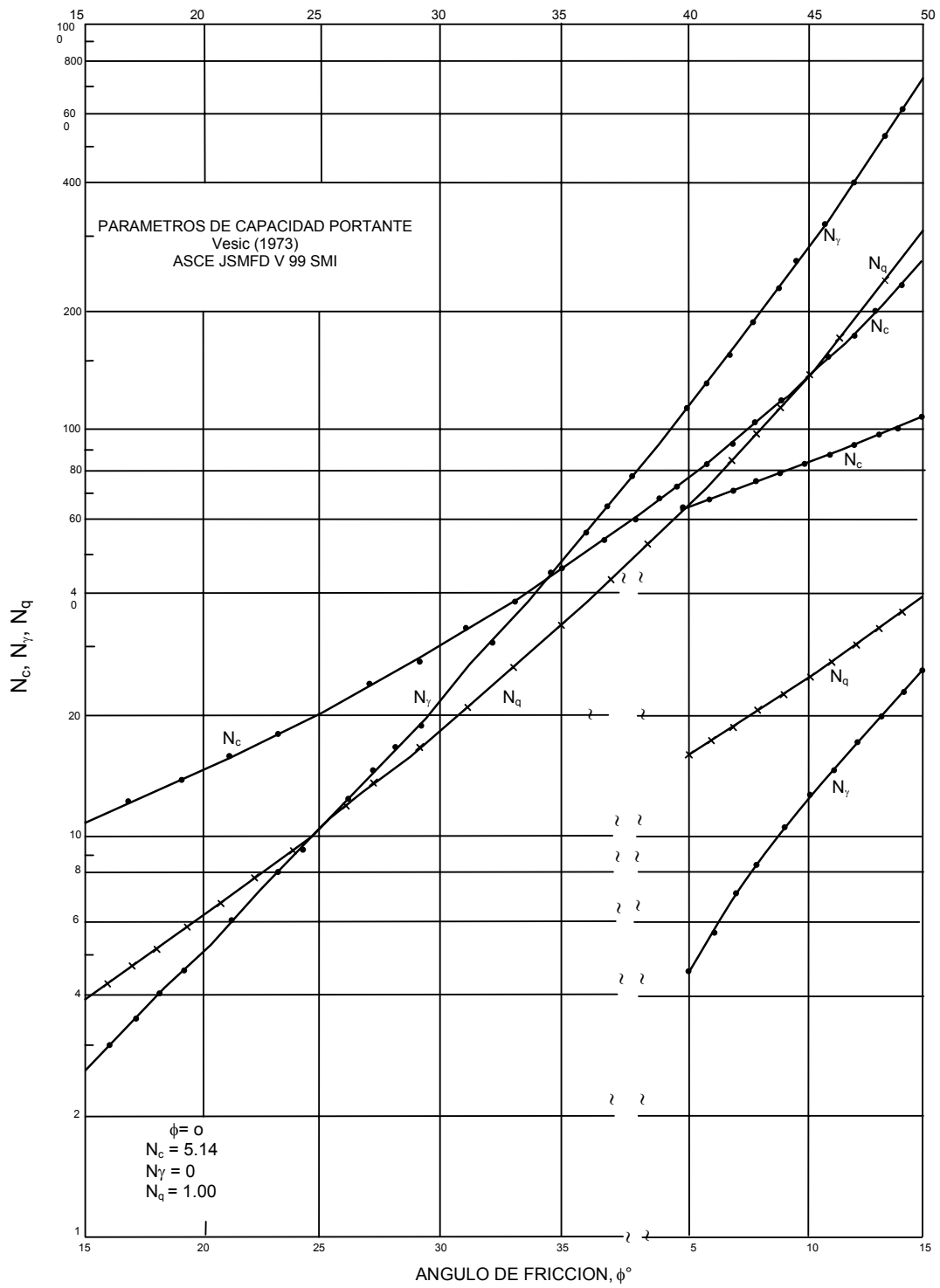
$$q_{ult} = S_c cN_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q q N_q$$

Forma	ϕ°	S_c	S_γ	S_q
RECTANGULAR		$1 + (N_q / N_c) (B / L)$	$1 - 0.4 (B / L)$	$1 + t_g \phi (B / L)$
	0	$1 + 0.20 (B / L)$	↓	1.00
	30	$1 + 0.61 (B / L)$		$1 + 0.58 (B / L)$
45	$1 + 1.01 (B / L)$	$1 + 1.00 (B / L)$		
CIRCULAR O CUADRADA		$1 + (N_q / N_c)$	0.60	$1 + t_g \phi$
	0	1.20	↓	1.00
	30	1.61		1.58
45	2.01	2.01		

CARGA EXCÉNTRICA E INCLINADA (Meyerhof, 1953)

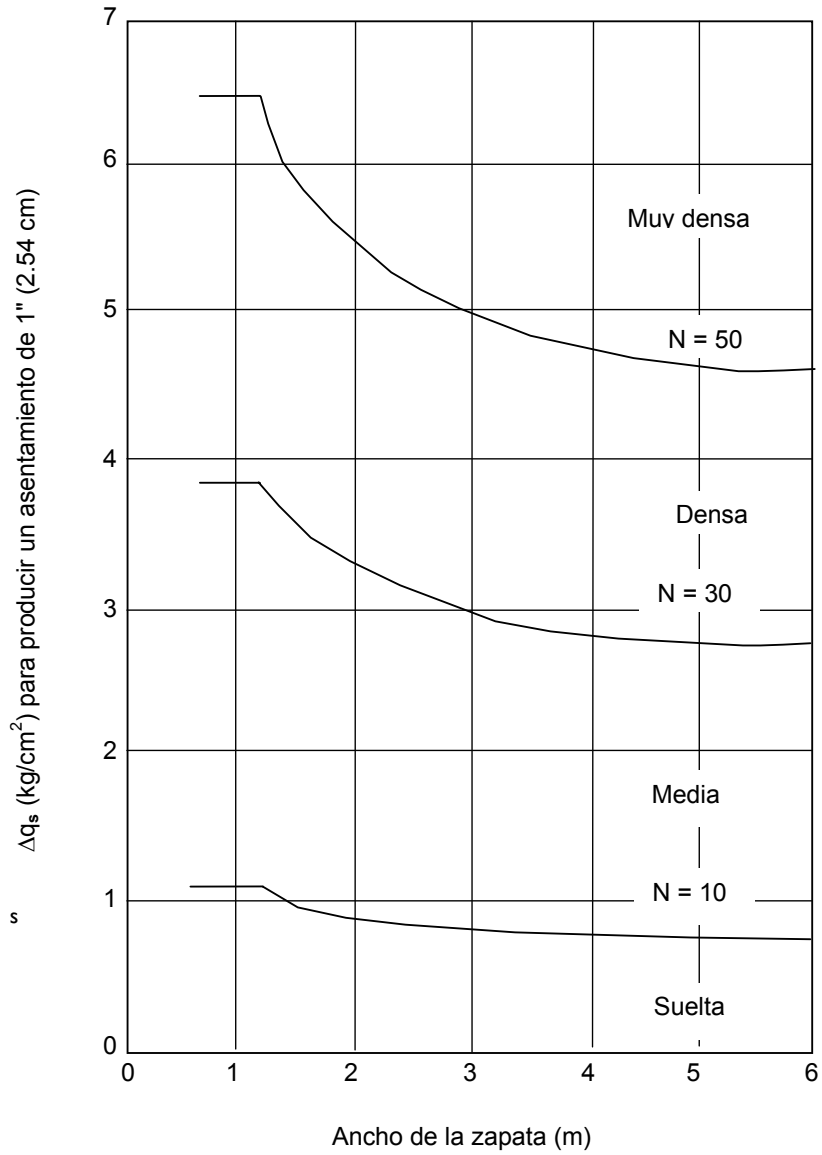


$$(q_v)_{ult} = \frac{Q_v}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\infty}{\phi}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\infty}{90}\right)^2 q N_q$$



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (VESIC, 1973)

ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tg ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	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	130.22	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



**ASENTAMIENTO DE ZAPATAS DEDUCIDOS DE LA PENETRACIÓN ESTANDAR N.
(Terzaghi y Peck, 1948)**

METODOS DE CALCULO DE ASENTAMIENTOS

TIPO DE ASENTAMIENTO	METODO	PARÁMETRO BASE	APLICACIÓN
INMEDIATO	ELÁSTICO	PROPIEDADES ELASTICAS DEL SUELO	ARENAS, GRAVAS, SUELOS NO SATURADOS, ARCILLAS DURAS Y ROCAS
INMEDIATO	MEYERHOF	N (SPT)	ARENAS, GRAVAS Y SIMILARES
INMEDIATO	PRUEBA DE CARGA	PRUEBA DE CARGA	ARENAS, GRAVAS, SUELOS NO SATURADOS, ARCILLAS DURAS Y ROCAS
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA	TEORIA DE LA CONSOLIDACIÓN	ENSAYO CONSOLIDACIÓN	ARCILLAS BLANDAS A MEDIAS SATURADAS
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA	IDEM.	IDEM.	ARCILLAS BLANDAS A MUY BLANDAS, TURBAS Y SUELOS ORGANICOS Y SIMILARES

ASENTAMIENTO TOTAL $S_T = S_i + S_{cp} + S_{cs}$

- S_i = ASENTAMIENTO INMEDIATO
- S_{cp} = ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA
- S_{cs} = ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

EN ARENAS, GRAVAS, ARCILLAS DURAS Y SUELOS NO SATURADOS EN GENERAL $S_T \simeq S_i$

EN ARCILLAS SATURADAS : $S_T \simeq S_{cp}$

EN SUELOS DE GRAN DEFORMABILIDAD COMO TURBAS Y OTROS: $S_T \simeq S_{cp} + S_{cs}$

METODO ELÁSTICO PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$\text{FORMULA : } S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

SIMBOLOGIA : S_i	=	ASENTAMIENTO PROBABLE (cm)
μ	=	RELACION DE POISSON (-)
E_s	=	MODULO DE ELASTICIDAD (ton/m ²)
I_f	=	FACTOR DE FORMA (cm/m)
q	=	PRESION DE TRABAJO (ton/m ²)
B	=	ANCHO DE LA CIMENTACIÓN (m)

CUADROS AUXILIARES

TIPO DE SUELO	Es (ton/m ²)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 900
DURA	700 - 2000
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000
LOESS	1500 - 6000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA : SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA : DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14 000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000
LIMOS	200 - 2000

TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA: SATURADA	0.4 - 0.5
NO SATURADA	0.1 - 0.3
ARENOSA	0.2 - 0.3
LIMO	0.3 - 0.35
ARENA : DENSA	0.2 - 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANO FINO	0.25
ROCA	0.1 - 0.4
LOESS	0.1 - 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I_f (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACION	CENTRO	ESQ.	MEDIO	---
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
L/B = 5	210	105	183	170
L/B = 10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

FORMULAS : PARA ESTIMAR E_s :

ARENAS: $E_s = 50 (N + 15) \text{ ton/m}^2$

ARENA ARCILLOSA $E_s = 30 (N + 5) \text{ ton/m}^2$

ARCILLAS SENSIBLES NORMALMENTE CONSOLIDADAS $E_s = (125 - 250) q_u$

ARCILLAS POCO SENSIBLES $E_s = 500 q_u$

N : SPT

q_u : COMPRESION SIMPLE (ton/m²)

CALCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO EN FUNCION DE UNA PRUEBA DE CARGA DIRECTA

METODO DE TERZAGHI-PECK (1967) (VALIDO SOLO EN ARENAS)

$$\text{FORMULA : } S_z = S_p \left(\frac{2 B_z}{B_z + B_p} \right)^2$$

SIMBOLOGIA: S_z = ASENTAMIENTO DE LA ZAPATA (cm)

S_p = ASENTAMIENTO MEDIDO EN LA PRUEBA (cm)

B_z = ANCHO DE LA ZAPATA (m)

B_p = ANCHO DE LA PLACA (m)

METODO DE BOND (1961)

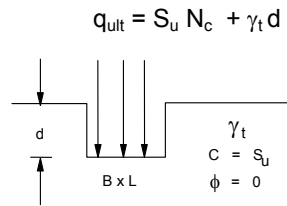
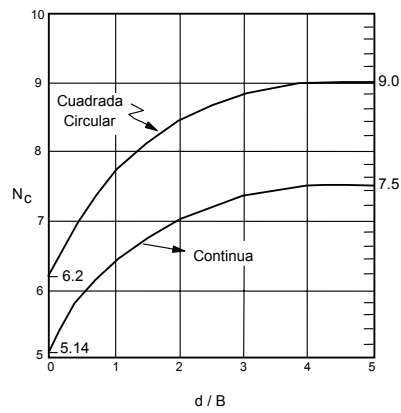
$$\text{FORMULA : } S_z = S_p \left(\frac{B_z}{B_p} \right)^{n+1}$$

SIMBOLOGIA: COMO EN EL CASO ANTERIOR, SIENDO

n: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL SUELO SEGÚN LA TABLA SIGUIENTE

ARCILLA	n = 0.03 A 0.05
ARCILLA ARENOSA	n = 0.08 A 0.10
ARENA DENSA	n = 0.40 A 0.50
ARENA MEDIA A DENSA	n = 0.25 A 0.35
ARENA SUELTA	n = 0.20 A 0.25

A. N_c vs d/B (Skempton, 1951)



$$\frac{N_c \text{ (Rectangular)}}{N_c \text{ (Cuadrada)}} = \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)$$

B. N'_c vs b/a [Davis y Christian, (1971) JSMFD V 97 SM5]

Carga Continua ($\phi = 0$) $q_{ult} = \frac{1}{2} [S_u (V) + S_u (H)] N'_c$

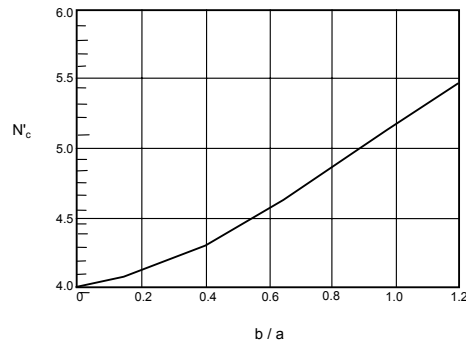
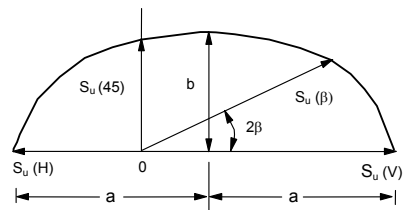
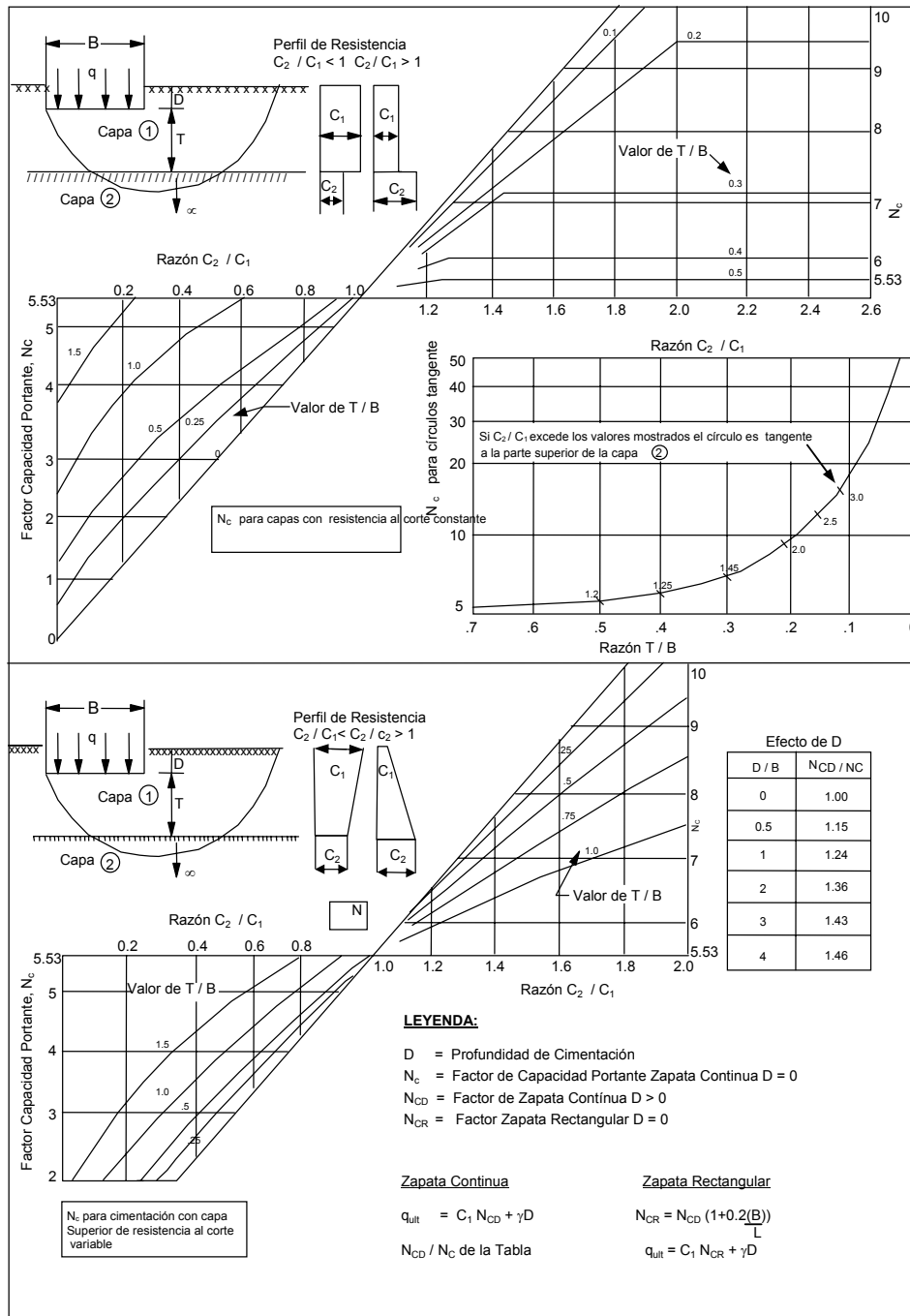


Gráfico de Resistencia Elíptica

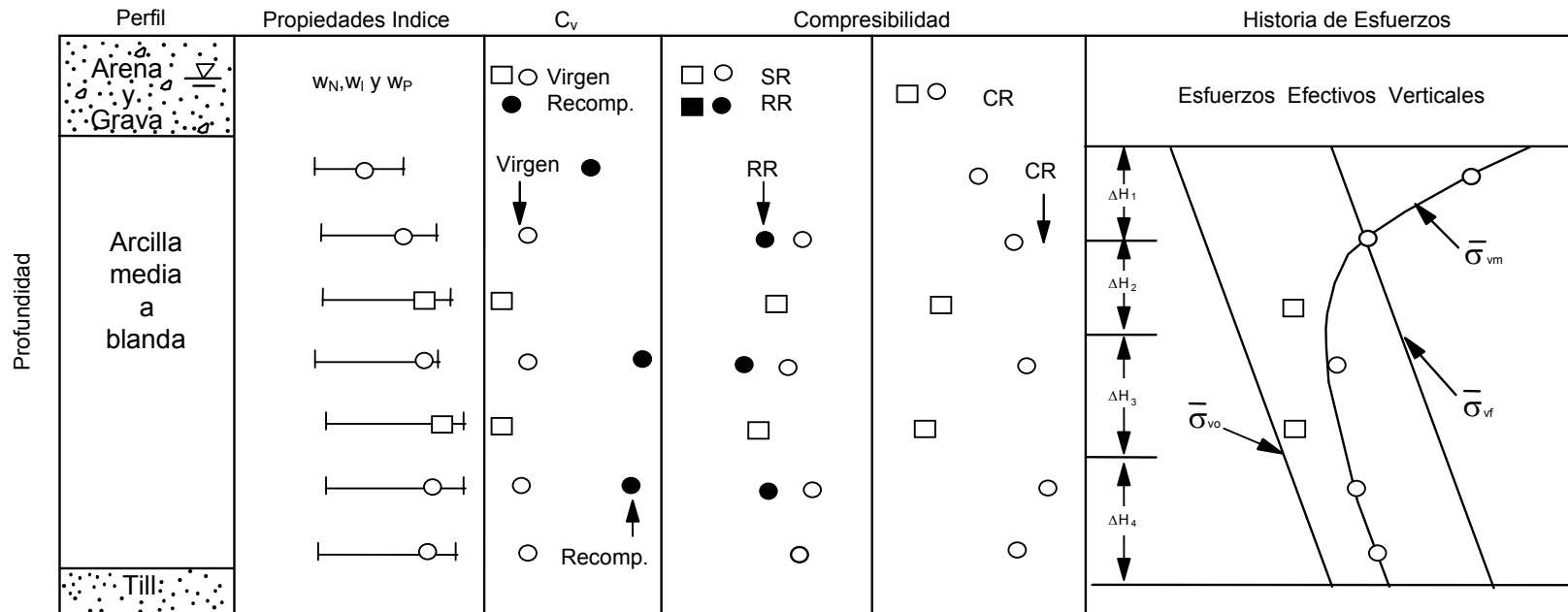
$$b/a = \frac{S_u (45)}{\sqrt{S_u (V) \times S_u (H)}}$$



CAPACIDAD PORTANTE NO-DRENADA (Ladd, 1974)



**CAPACIDAD PORTANTE EN SUELO COHESIVO BICAPA ($\phi = 0$)
(DM-7)**



$$\rho_{cf} = \sum \Delta H \left[RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right]$$

COMENTARIOS:

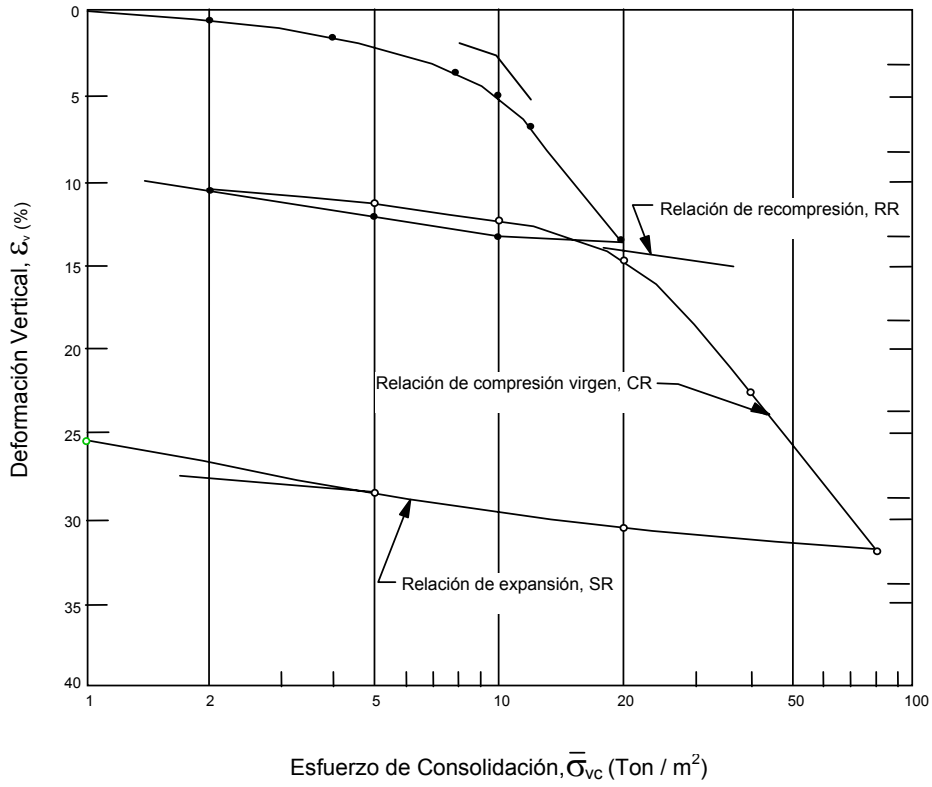
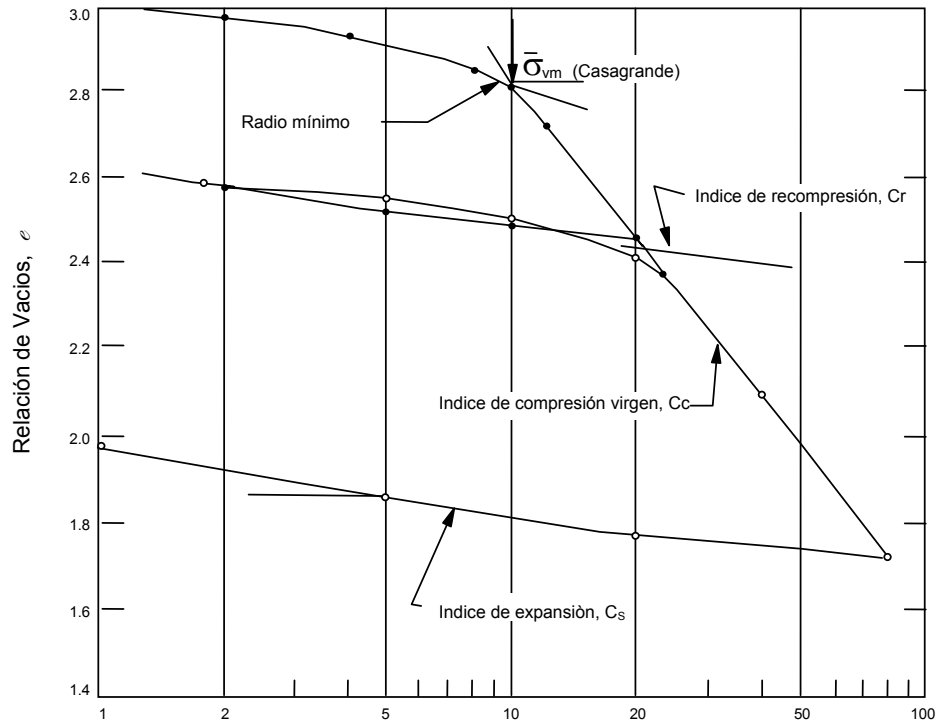
A. HISTORIA DE ESFUERZO

- 1.- Use curva de compresión t_p
- 2.- Considere la geología al seleccionar $\bar{\sigma}_{vm}$
- 3.- Valores de laboratorio de $\bar{\sigma}_m$ probablemente muy bajos

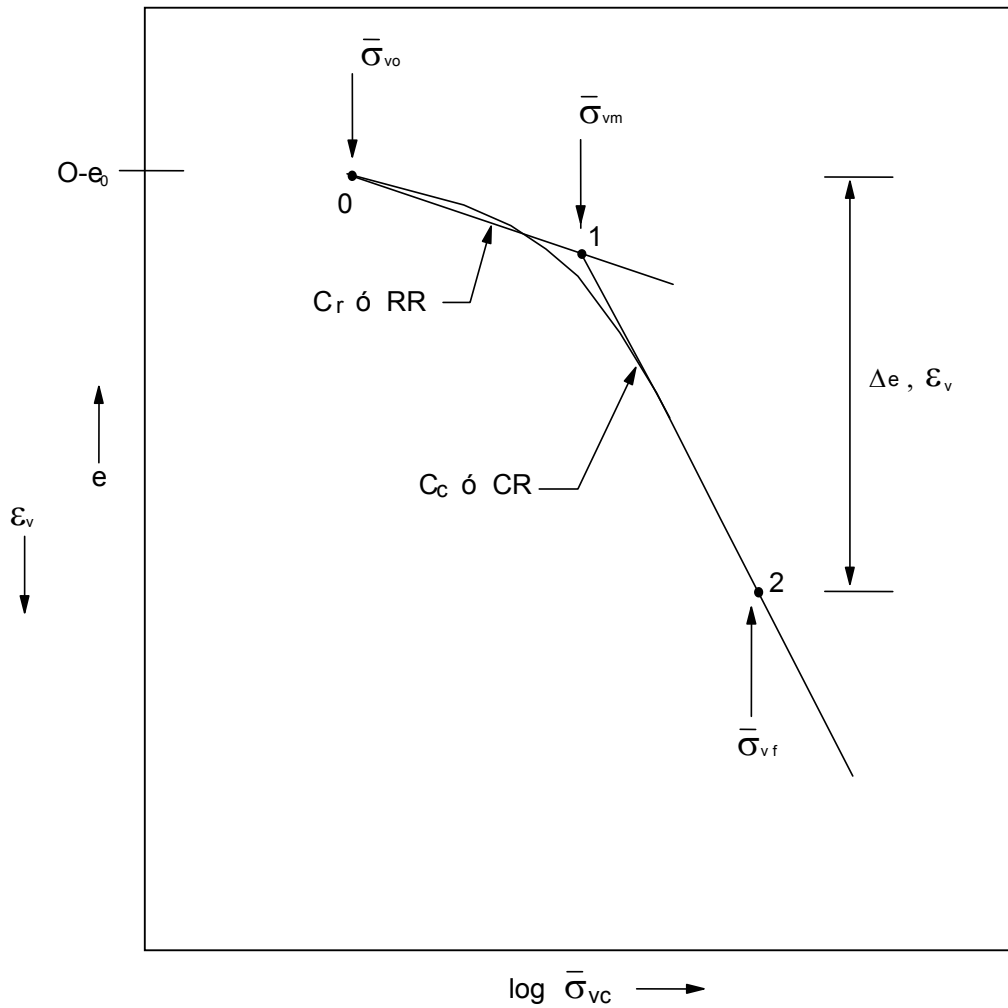
B. COMPRESIBILIDAD Y COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN

- 1.- Use información deformación – $\log \bar{\sigma}_{vc}$
- 2.- Grafique todos los valores de CR, RR, SR y C_v
- 3.- Seleccione los valores de diseño en función de los datos y el efecto de perturbación en las muestras.

CONSIDERACIONES PRACTICAS EN EL ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS



CURVAS DE COMPRESIÓN Y PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD



A una profundidad dada (e_0 $\bar{\sigma}_{vo}$)

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} = \frac{a_v \Delta \bar{\sigma}_{vc}}{(1 + e_0)} = m_v \Delta \bar{\sigma}_{vc}$$

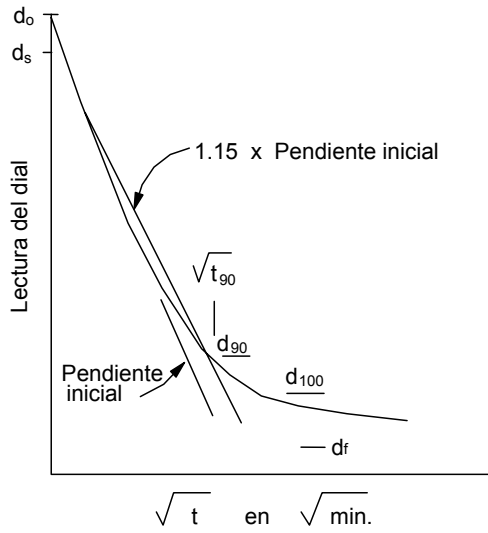
a_v = Coeficiente de compresibilidad

m_v = Coeficiente de cambio volumétrico

$$\Delta e = C_r \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}}$$

$$\varepsilon_v = RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}}$$

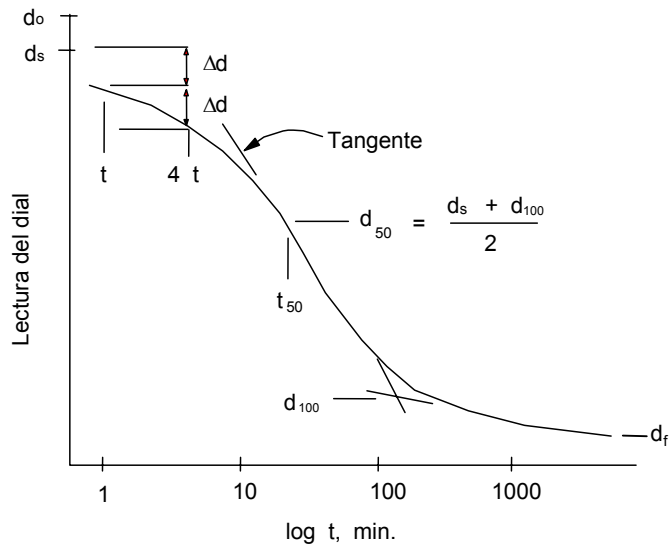
(a) Método \sqrt{t} (Taylor)



$$C_v = \frac{0.848 H_d^2}{t_{90}}$$

$$T = \frac{\frac{10}{9} (d_s - d_{90})}{(d_o - d_f)}$$

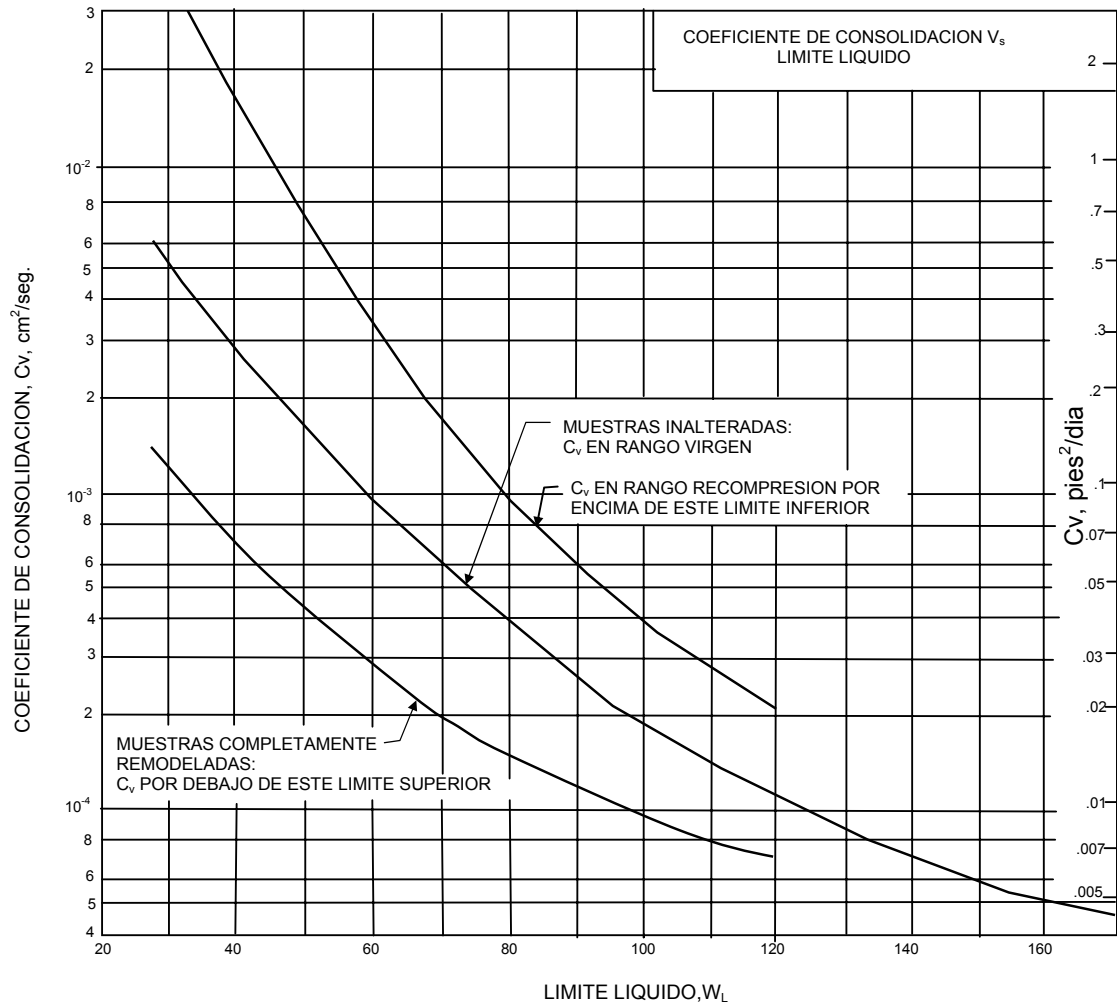
(b) Método log t (Casagrande)



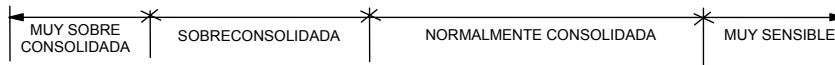
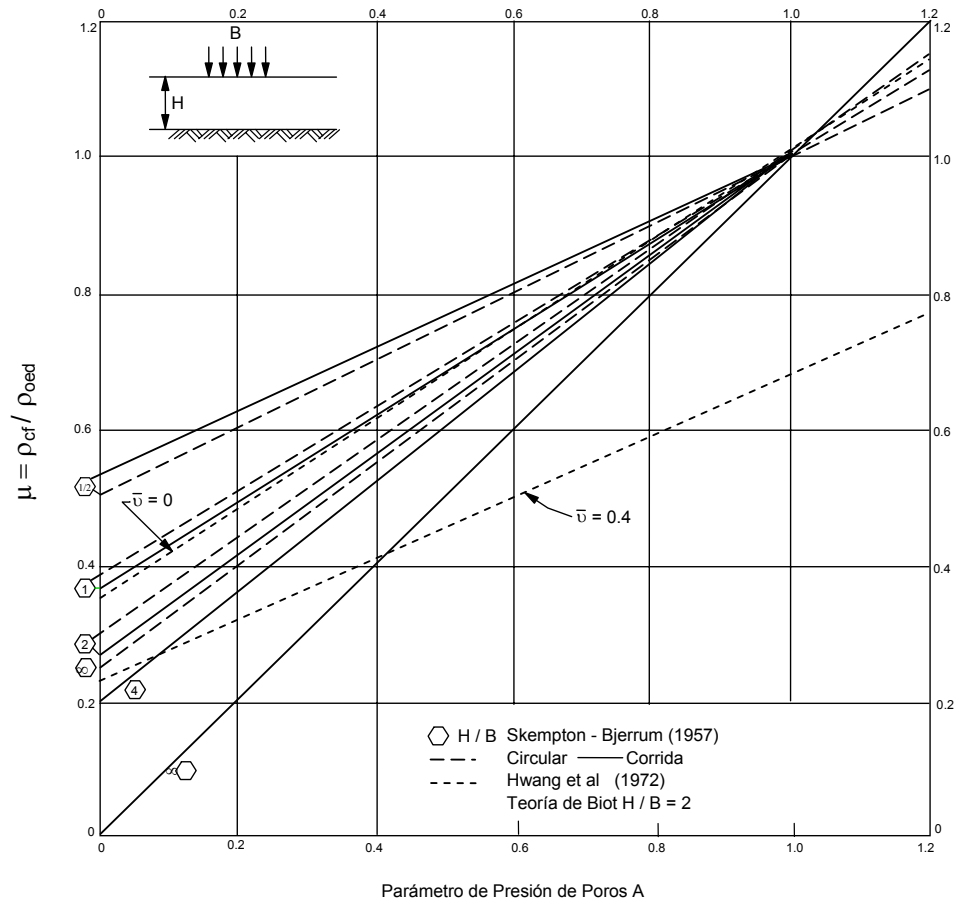
$$C_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}}$$

$$T = \frac{(d_s - d_{100})}{(d_o - d_f)}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN Y RELACION DE COMPRESIÓN PRIMARIA



CORRELACION EMPÍRICA DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN
Navdocks DM-7 (1961)



Meyerhof (1953) Geot. Vol. 8 Nº 2 P. 101

INFLUENCIA DEL PARAMETRO A Y LA GEOMETRIA EN EL ASENTAMIENTO FINAL DE CONSOLIDACIÓN TRIDIMENSIONAL VS UNIDIMENSIONAL

(Ladd, 1972)