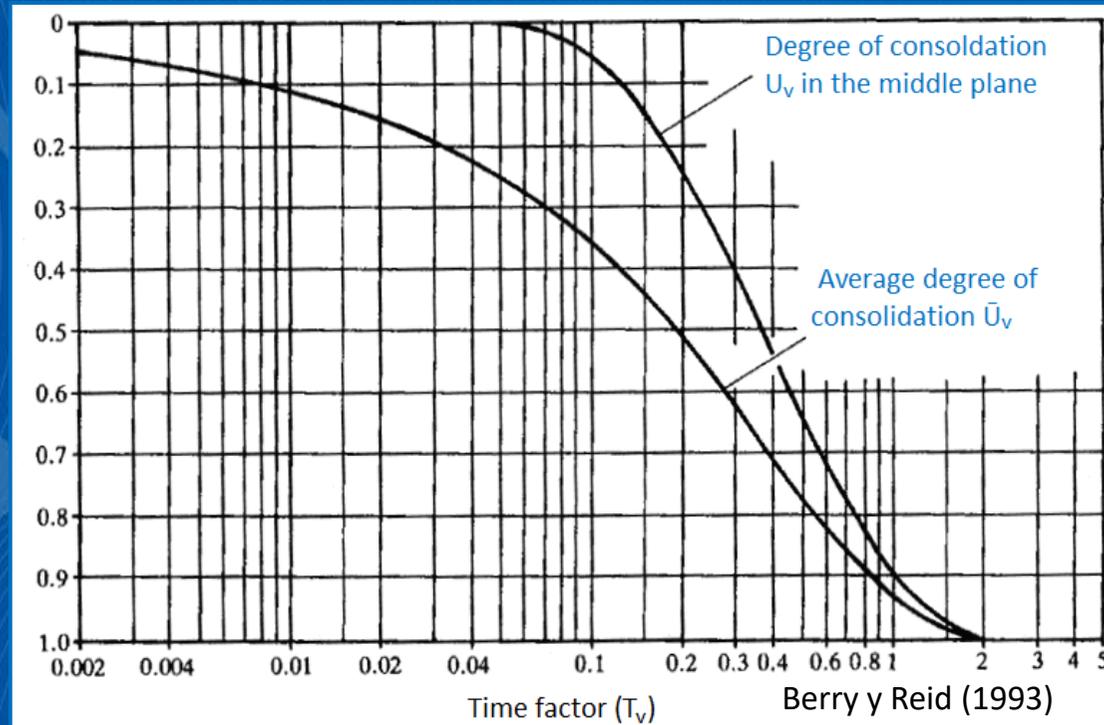


Mecánica Avanzada de Suelos

MCieTAT (UPCT)



Tema 6

Deformación en el terreno: consolidación y asientos elásticos

Prof. Gonzalo García Ros



ÍNDICE

PARTE 1: CONSOLIDACIÓN DE SUELOS

- Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi
- Consolidación radial
- Análisis de asientos de depósitos de arcillas a largo plazo
- Arcillas sobreconsolidadas
- Ejercicios

PARTE 2: ASIENTOS ELÁSTICOS DE DEPÓSITOS DE SUELO

- Área rectangular con carga uniformemente distribuida en una cimentación flexible: masa de suelo semi-infinita
- Área rectangular flexible sobre un estrato de espesor finito
- Área circular con carga uniformemente distribuida: masa de suelo finita y semi-infinita
- Ejercicios

PARTE 3: MÉTODO DE SKEMPTON-BJERRUM

REFERENCIAS

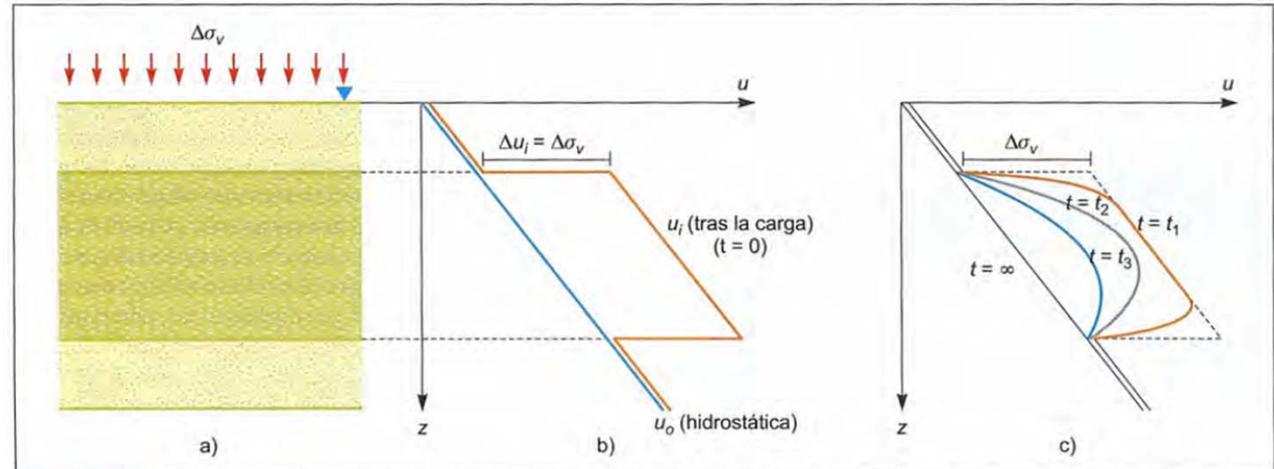


Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

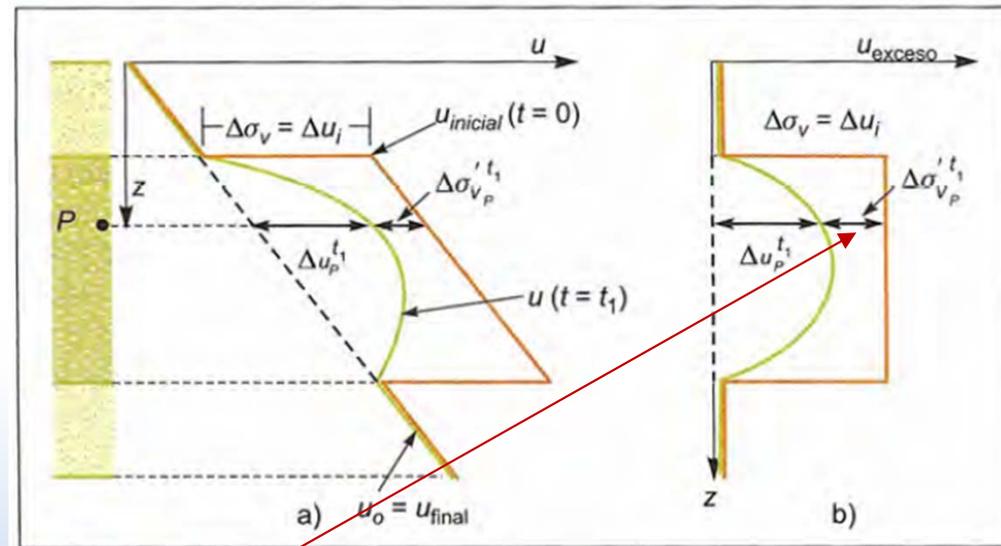
En **suelos saturados poco permeables**, principalmente arcillosos, al **aplicar cargas** en su superficie se produce, de forma inmediata, un **exceso de presión intersticial del agua** que ocupa los poros o intersticios. Como **este fluido no puede resistir esfuerzos cortantes**, el exceso de presión se elimina mediante un flujo del mismo hacia el exterior. La permeabilidad del suelo es la propiedad responsable de que este flujo se produzca en mayor o menor tiempo. **A medida que se elimina agua del sistema tiene lugar una reducción de volumen de poros**, lo que supone una pérdida de volumen del suelo.

Por otra parte, conforme disminuye la presión intersticial, **aumenta el esfuerzo efectivo** que soporta el esqueleto del suelo y, por tanto, **la resistencia al corte**, propiedad indicativa de cuánto esfuerzo es capaz de soportar el suelo sin colapsar (conservando su estabilidad). El **proceso de disipación del exceso inicial de presión intersticial** es lo que se conoce como **consolidación**, y su estudio debe responder a **dos cuestiones: cuánto se deforma el suelo y en cuánto tiempo**.

MCieTAT: Deformación en el terreno: consolidación y asientos elásticos



González de Vallejo et al. (2002)



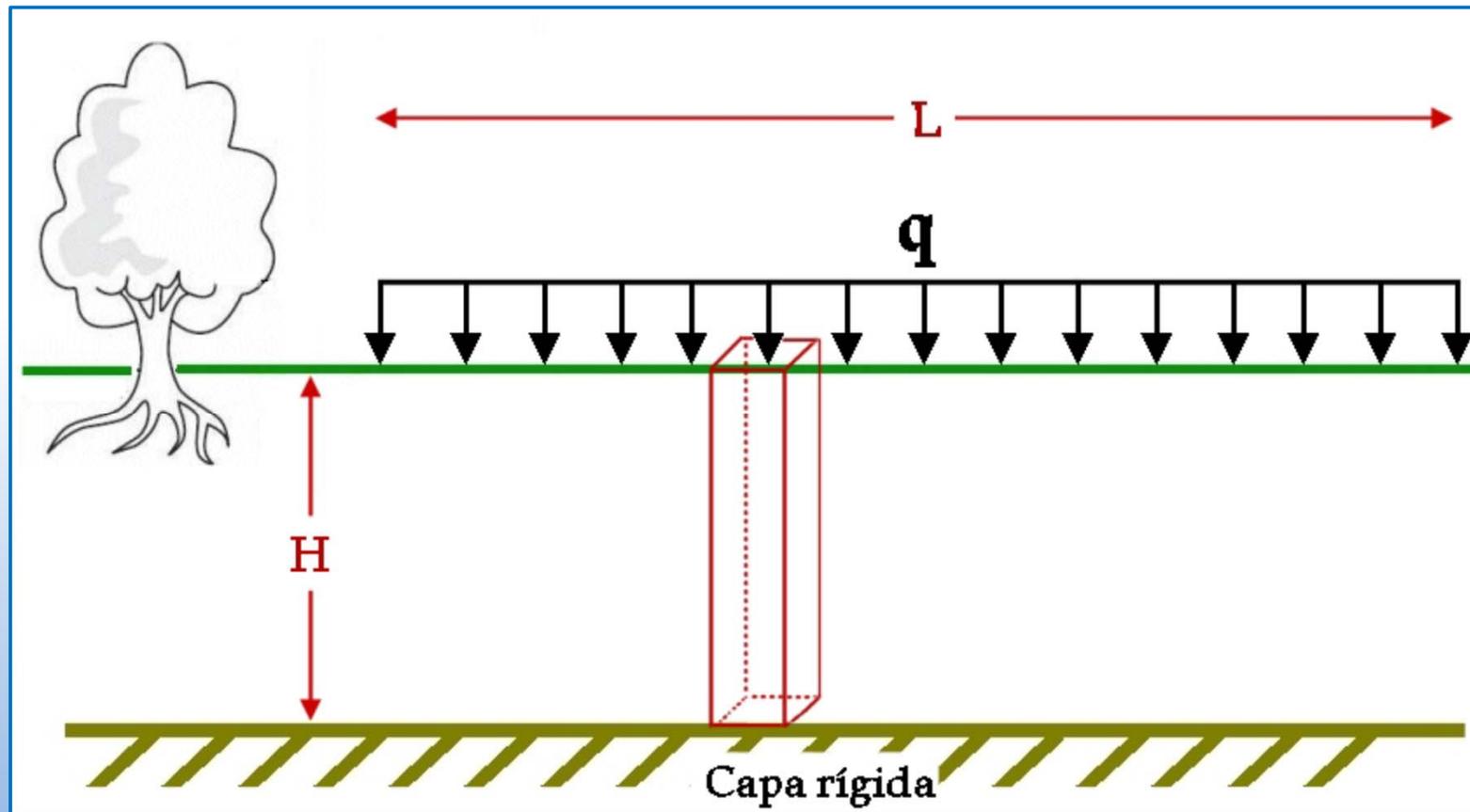


*Consolidación vertical.
Teoría de Terzaghi*

G. García. UPCT

La **consolidación unidimensional**, basada principalmente en la teoría lineal de Terzaghi [1923], asume que el **flujo de agua sólo tiene lugar en sentido vertical**.

Para se dé esta circunstancia el **espesor del estrato** de suelo que consolida **debe ser pequeño en relación con la superficie de apoyo de la carga**, de forma que, en sentido estricto, cuando cambia la tensión total en superficie por aplicación de una carga **todos los puntos del estrato arcilloso experimentan igual incremento instantáneo de presión intersticial**. Estas condiciones se reproducen en el ensayo edométrico, donde el confinamiento lateral de la muestra en la célula edométrica impide que haya flujo de agua y desplazamiento de las partículas de suelo en sentido horizontal.





Consolidación vertical.
Teoría de Terzaghi

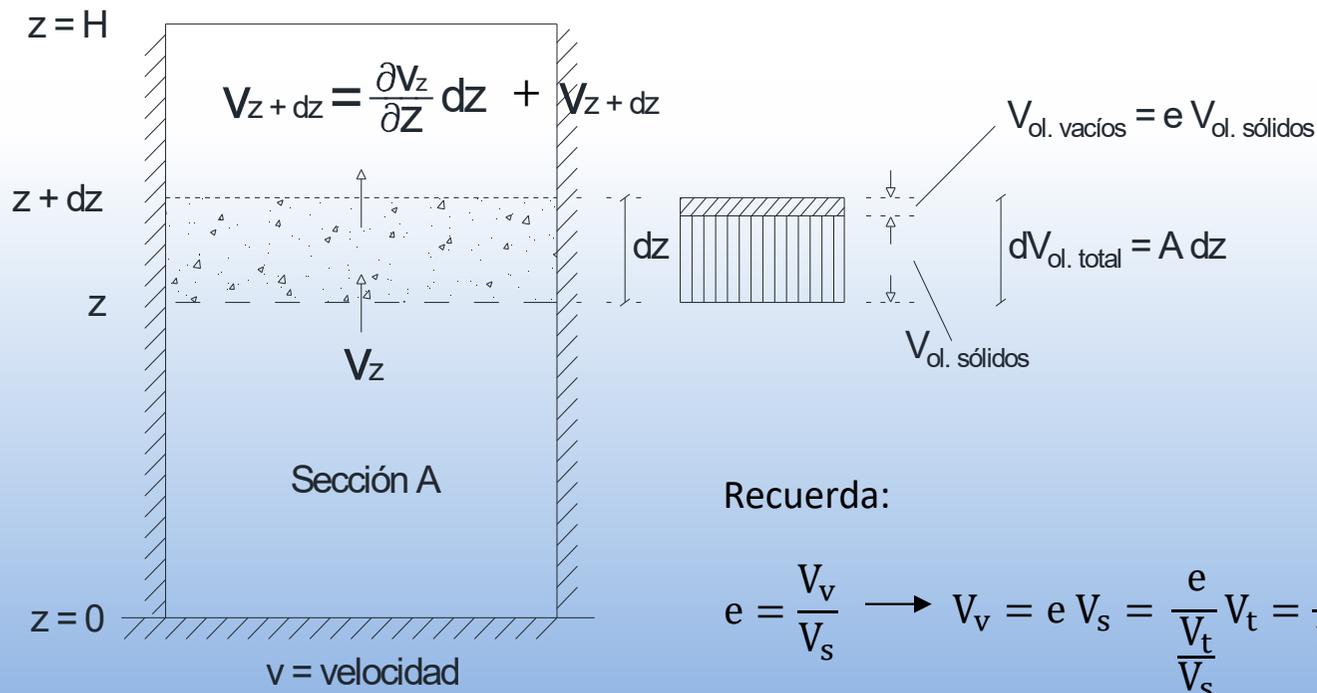
G. García. UPCT

Deducción de la ecuación de comportamiento

La siguiente figura muestra el esquema físico de la consolidación lineal rectangular 1-D. En un **suelo de arcilla saturada de espesor H** se considera un **elemento de volumen de espesor dz**.

El origen de coordenadas se sitúa en la **cota inferior del suelo, que se asume impermeable** ($z=0$), mientras que la **cota superior** ($z=H$) mantiene una **presión constante** (presión atmosférica) tras la aplicación de la carga.

Bajo estas condiciones, **en cualquier elemento de volumen** (celda) del dominio **el agua entra por su frontera inferior** (procedente de la celda adyacente, de mayor presión, situada bajo el elemento) **y sale por la superior**; y dado que **el contenido de agua de cada elemento disminuye progresivamente**, la cantidad de **agua saliente del mismo es siempre mayor que la cantidad entrante**, durante el proceso de carga que llamamos de consolidación primaria.





Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

Deducción de la ecuación de comportamiento

La ecuación diferencial de la consolidación unidimensional en geometría rectangular se plantea bajo las siguientes hipótesis:

- i) el **suelo se encuentra completamente saturado** (los intersticios entre partículas están llenos de agua),
- ii) las **partículas de suelo y el propio fluido se asumen incompresibles**,
- iii) el **suelo está lateralmente confinado y el drenaje tiene lugar sólo en sentido vertical**,
- iv) el **exceso de presión intersticial está causado por la aplicación de la carga externa**, generalmente **constante en el tiempo**,
- v) para el **movimiento del fluido en el medio poroso se asume la ley de Darcy**,
- vi) se **ignora la influencia de los pesos del agua y del suelo** en el proceso,
- vii) el **esqueleto del suelo no fluye bajo la acción de un esfuerzo efectivo constante**, y
- viii) los incrementos de carga sólo producen **pequeños desplazamientos** por lo que el volumen total del suelo se considera constante (**'1+e' = constante**).

Teniendo en cuenta lo anterior, la **ecuación de consolidación** se obtiene de **igualar el cambio temporal del volumen de agua (V_w) en un elemento de suelo** con el **cambio temporal del volumen de vacíos en dicho elemento**.

$$\dot{q}_{\text{agua}} = \frac{dV_w}{dt} = Av_z - A \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) = -A \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

$$\dot{q}_{\text{vacíos}} = \frac{dV_v}{dt} = A(dz) \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right)$$

$$V_v = \frac{e}{1+e} (dz)A$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right)$$



Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

Deducción de la ecuación de comportamiento

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right)$$

Ésta es la ecuación que formula en cualquier elemento de volumen la **igualdad** entre el **cambio temporal del contenido de agua** (\dot{q}_{agua}) y el **cambio temporal del volumen de vacíos** ($\dot{q}_{\text{vacíos}}$).

Usando la **ley de Darcy**:

$$v_z = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

(donde **u** es la presión intersticial, **k** la conductividad hidráulica y γ_w el peso específico del agua)

Considerando **condiciones edométricas**:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial t} \rightarrow \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{\partial u}{\partial t}$$

Y recurriendo a la expresión de la **deformación unitaria** (ε) en función del índice de poros, a la definición del **coeficiente de compresibilidad** (a_v) y del **coeficiente de compresibilidad volumétrico** (m_v)

$$\varepsilon = -\left(\frac{\Delta e}{1+e} \right) \quad a_v = -\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right) \quad m_v = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma'} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial \sigma'} = -\left(\frac{1}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial \sigma'} = \frac{a_v}{(1+e)}$$

La ecuación

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right) \quad \text{Puede escribirse en la forma} \quad \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{du}{dz} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)$$



Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

G. García. UPCT

Deducción de la ecuación de comportamiento

Asumiendo que los **cambios de índice de poros son pequeños**, es decir, $(1+e) \cong (1+e_0)$ (donde e_0 es el índice de poros inicial), y que la **conductividad hidráulica (k) es constante**, la ecuación

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad \text{se reduce a:} \quad \frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

o bien:

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

El grupo $\frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v}$ recibe el nombre de coeficiente de consolidación (c_v) y tiene las dimensiones de un parámetro típico de difusividad (m^2/s) con su significado físico inherente. Informa de la **rapidez con la que se disipa el exceso de presión intersticial** en el dominio

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

La ecuación de consolidación es una ecuación de difusión de u hacia zonas de menos presión.

En general c_v no es constante, ya que tampoco lo son k , e y a_v ; sin embargo, estos tres coeficientes en el caso más general (particularmente k y m_v) disminuyen inversamente a lo largo del proceso compensando parcialmente su influencia en c_v , de manera que este parámetro puede considerarse constante (consolidación lineal)



Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

Solución analítica a la ecuación de comportamiento

Para obtener las soluciones analíticas de la ecuación consideraremos las hipótesis siguientes:

- i) $c_v = \text{cte}$
- ii) $\Delta u \text{ inicial} = \Delta \sigma$ (prueba edométrica)
- iii) La coordenada z de cualquier punto no varía con el tiempo

- Solución para el exceso de presión intersticial (depende de z, t)

$$\frac{u(z, t)}{u_0} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[M \cdot \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] e^{(-M^2 \cdot T_v)}$$

u_0 : exceso de presión intersticial inicial

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad \text{con } m = 0, 1, 2, \dots, \infty$$

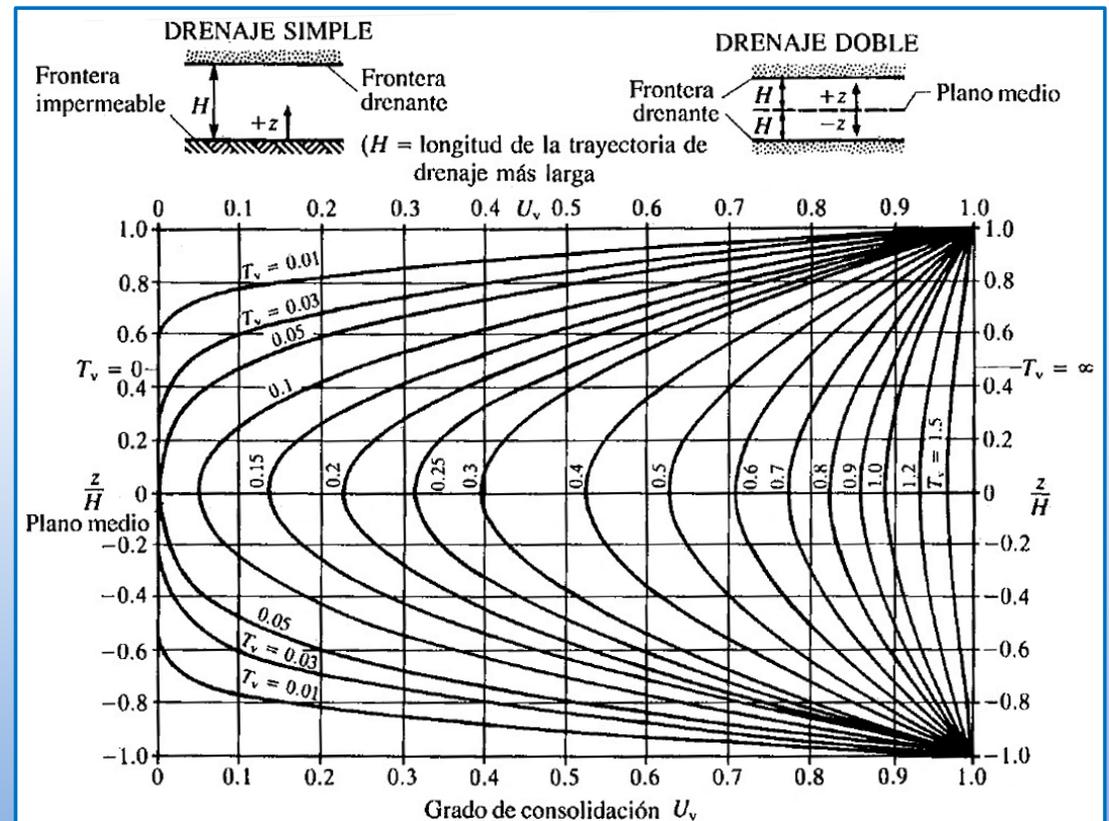
$$T_v = \left(\frac{t \cdot c_{v,z}}{H^2} \right) \quad \text{factor de tiempo}$$

H = camino drenante. (Depende del espesor y de las fronteras permeables por las que se disipa la presión intersticial)

Drenaje simple: cuando sólo se drena por la superficie superior (**H**)

Drenaje doble: cuando se drena tanto por la superficie superior como por la inferior (**H/2**)

Berry y Reid (1993)



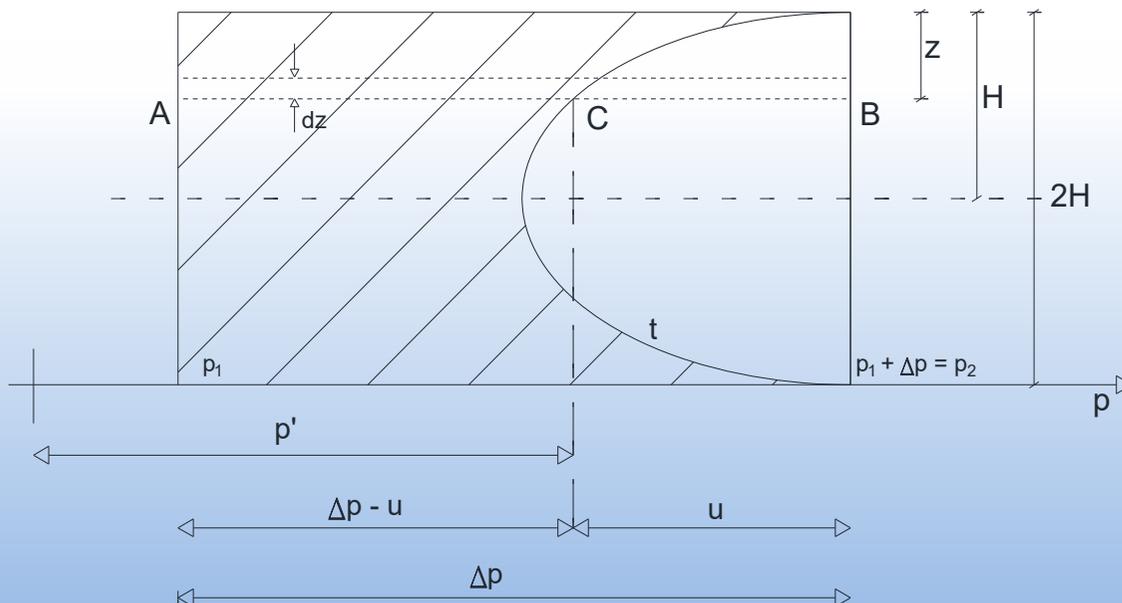


Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

Solución analítica a la ecuación de comportamiento

La **disipación del exceso de presión intersticial** trae consigo un aumento del **asiento** durante el proceso de consolidación, de manera que **cuanto más exceso de presión intersticial se haya disipado** (dicho en otras palabras, a medida que la variable “u” se reduce) **mayor será el asiento producido** (en términos porcentuales, mayor grado de consolidación se tiene).

La siguiente figura sirve para ilustrar los conceptos de **grado de consolidación (U_v)** y **grado medio de consolidación (\bar{U}_v)** mediante un esquema de la variación de la presión intersticial con la profundidad en función del tiempo transcurrido desde que se apoya la carga en la superficie del suelo



El **cociente $AC/AB = (\Delta p - u) / \Delta p$** representa el **grado local de consolidación U_v** (a una determinada profundidad z, y para un tiempo t)

El **cociente entre el área rayada y el área total** representa el **grado medio de consolidación \bar{U}_v** (para un tiempo t)



Consolidación vertical. Teoría de Terzaghi

G. García. UPCT

Solución analítica a la ecuación de comportamiento

- **Solución** para el **grado de consolidación U_v** (depende de z, t)

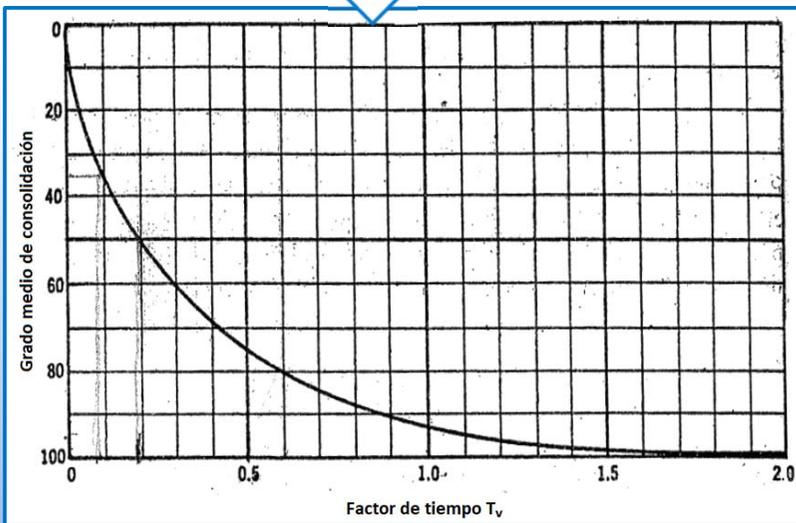
$$U_v = 1 - \frac{u(z, t)}{u_0}$$

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[M \cdot \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] e^{(-M^2 \cdot T_v)}$$

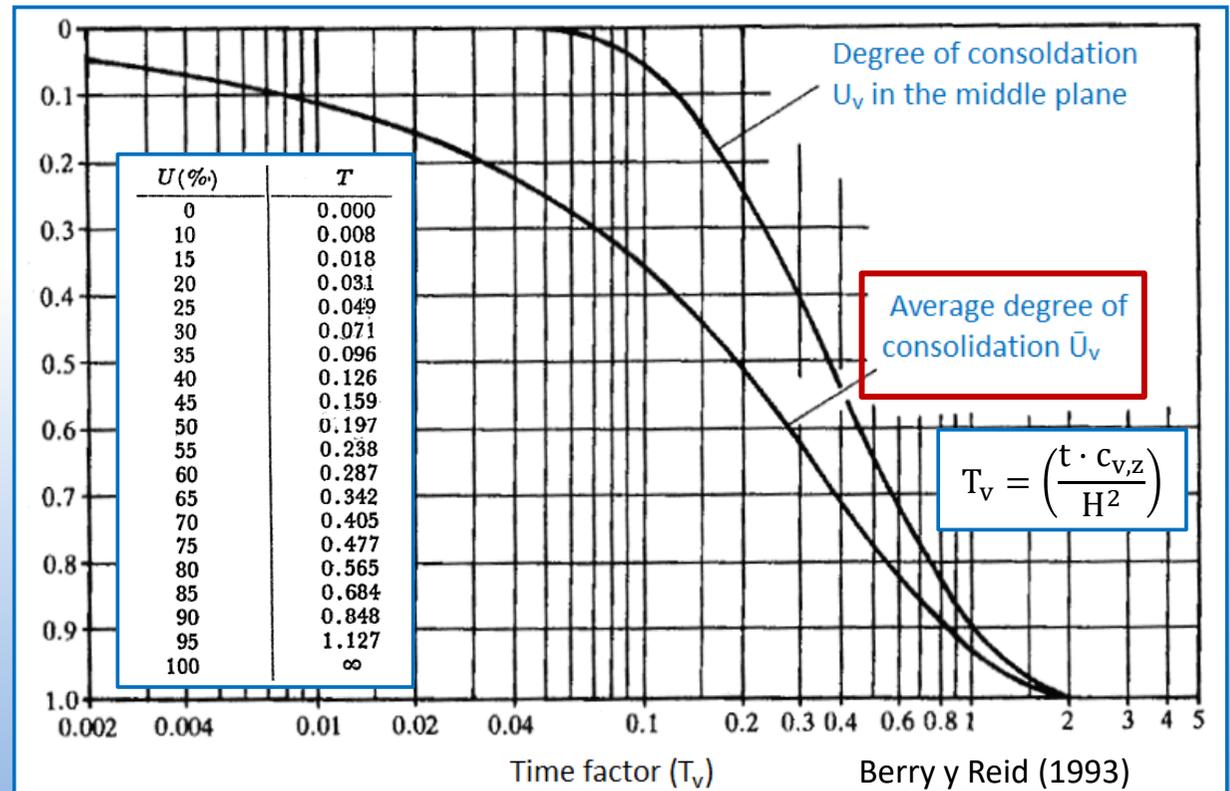
- **Solución** para el **grado medio de consolidación \bar{U}_v** (sólo depende de t)

$$\bar{U}_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 \cdot T_v)}$$

(% del asentamiento superficial)
(depende únicamente del tiempo)



Curva del grado medio de consolidación (escala aritmética)

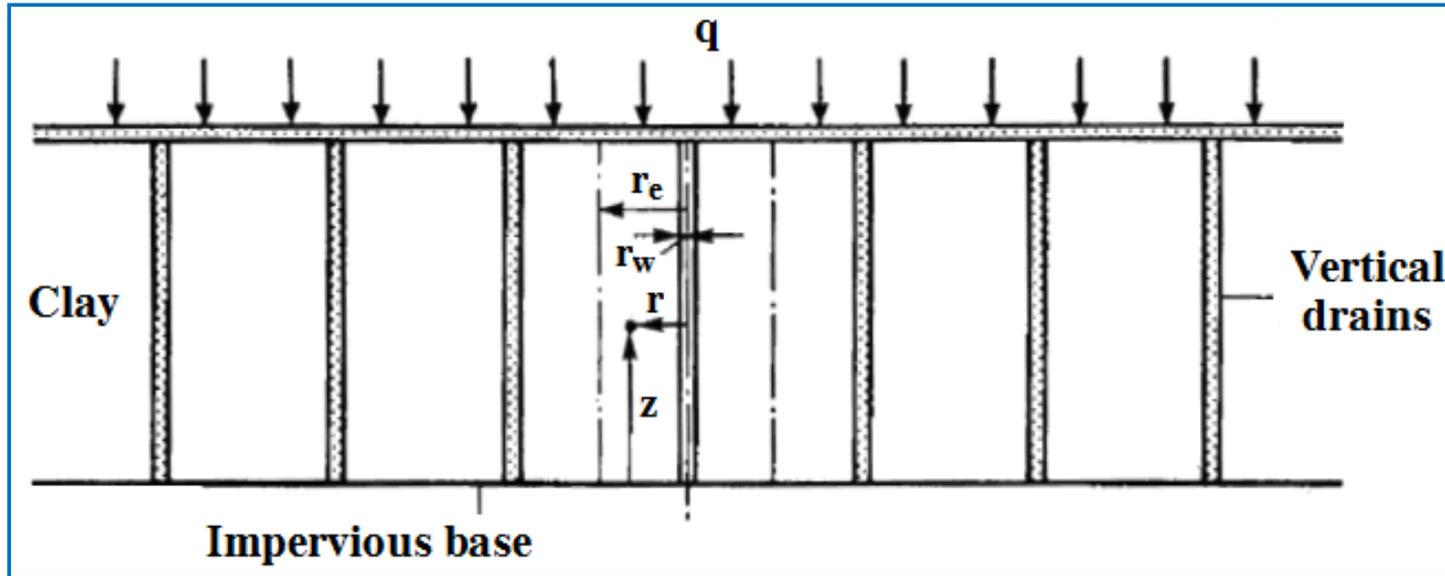


Curva del grado medio de consolidación (escala logarítmica)

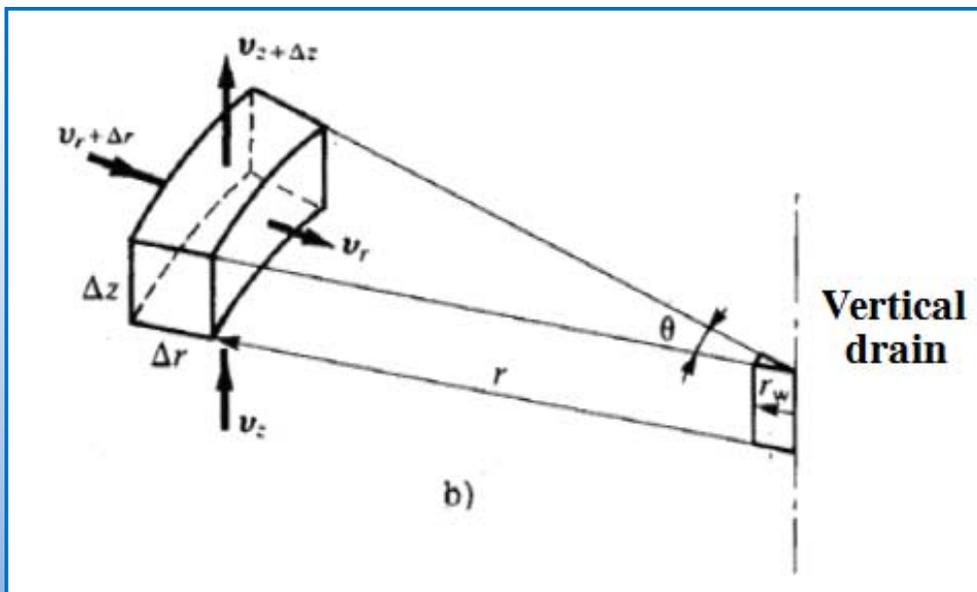


Consolidación radial

Consolidación de suelos en geometrías radiales



Berry y Reid (1993)



Consolidación vertical y radial combinada de un elemento de suelo



Ecuación de gobierno

La variación del exceso de presión intersticial (u) a lo largo del tiempo se iguala a la suma de los flujos de agua en las direcciones vertical y radial.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{v,z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_{v,r} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

Donde:

u : exceso de presión intersticial (kPa)

t : tiempo (años)

$c_{v,z}$: coeficiente de consolidación vertical (m²/año)

z : coordenada especial vertical (m)

$c_{v,r}$: coeficiente de consolidación radial (m²/año)

r : coordenada especial radial (m)

k_v : conductividad hidráulica vertical (permeabilidad) (m/año)

k_r : conductividad hidráulica radial (permeabilidad) (m/año)

e : índice de poros (adimensional)

γ_w : peso específico del agua (kN/m³)

a_v : coeficiente de compresibilidad del suelo (m²/kN)

$$c_{v,z} = \frac{k_v(1 + e)}{\gamma_w a_v}$$

$$c_{v,r} = \frac{k_r(1 + e)}{\gamma_w a_v}$$



Solución de la ecuación de gobierno

La ecuación de gobierno

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{v,z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_{v,r} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

se puede separar en la ecuación lineal para la consolidación vertical y en la ecuación para la consolidación radial plana

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{v,z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Consolidación vertical 1-D

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{v,r} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

Consolidación radial plana

El grado promedio de consolidación (porcentaje de asentamiento superficial) para la consolidación vertical y radial combinada, \bar{U}_{vr} , se puede determinar a partir de la expresión

$$(1 - \bar{U}_{vr}) = (1 - \bar{U}_v)(1 - \bar{U}_r)$$

Donde:

\bar{U}_v es el grado de consolidación vertical promedio para un tiempo dado

\bar{U}_r es el grado de consolidación radial plana promedio para el mismo tiempo dado



Solución de la ecuación de gobierno.
Solución para la consolidación radial plana

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{v,r} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

- Grado de consolidación radial plana promedio \bar{U}_r (solo depende del tiempo)

$$\bar{U}_r = 1 - \sum_{\alpha_1 \alpha_2 \dots}^{\alpha=\infty} \frac{4U_1^2(\alpha)}{\alpha^2(n^2 - 1)[n^2U_0^2(\alpha n)\alpha - U_1^2(\alpha)]} e^{(-\alpha^2 n^2 T_r)}$$



Donde:

$n = r_e/r_w$ donde r_w es el radio del dren y r_e es el radio efectivo

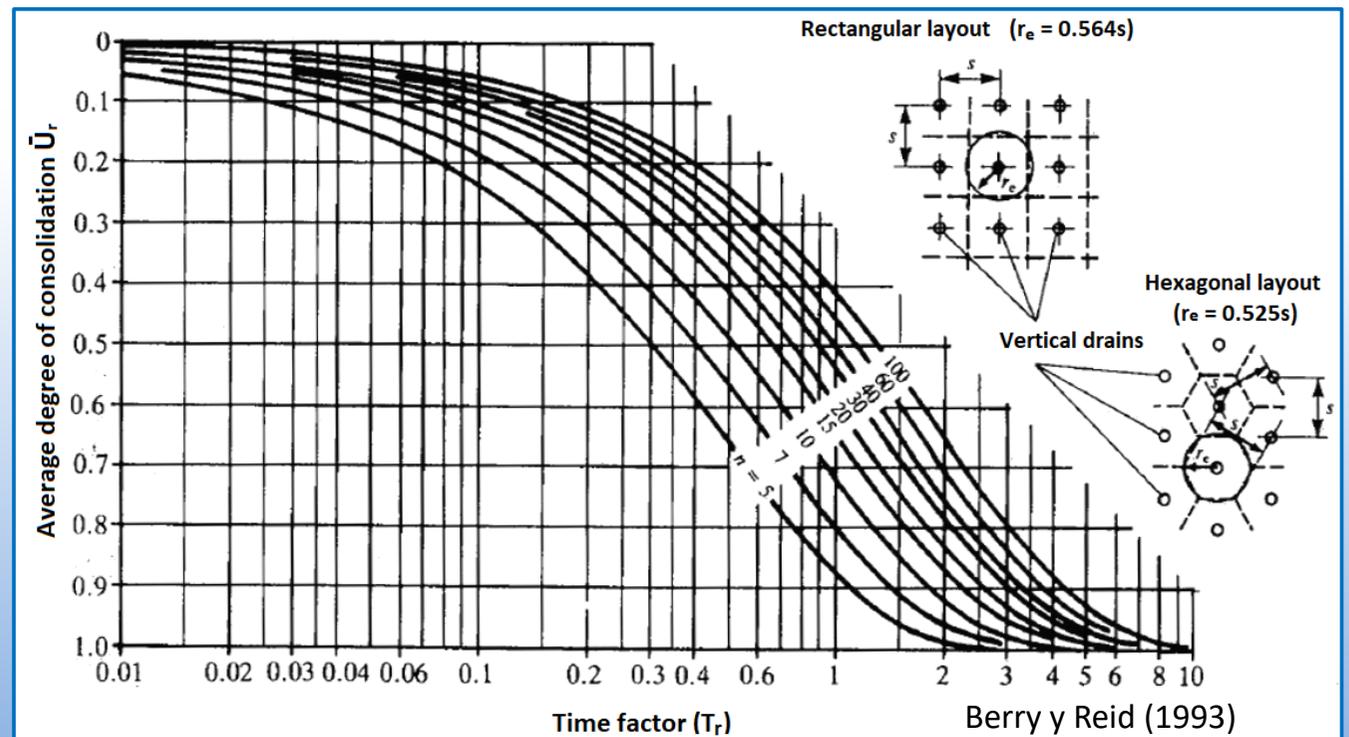
$T_r = \left(\frac{t \cdot c_{v,r}}{r_e^2} \right)$ factor de tiempo

$U_1(\alpha) = J_1(\alpha)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha)J_0(\alpha)$

$U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n)J_0(\alpha)$

J_0, J_1, Y_0 e Y_1 son funciones de Bessel

$\alpha_1, \alpha_2 \dots$ raíces de Bessel's que satisfacen:
 $J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha) = 0$





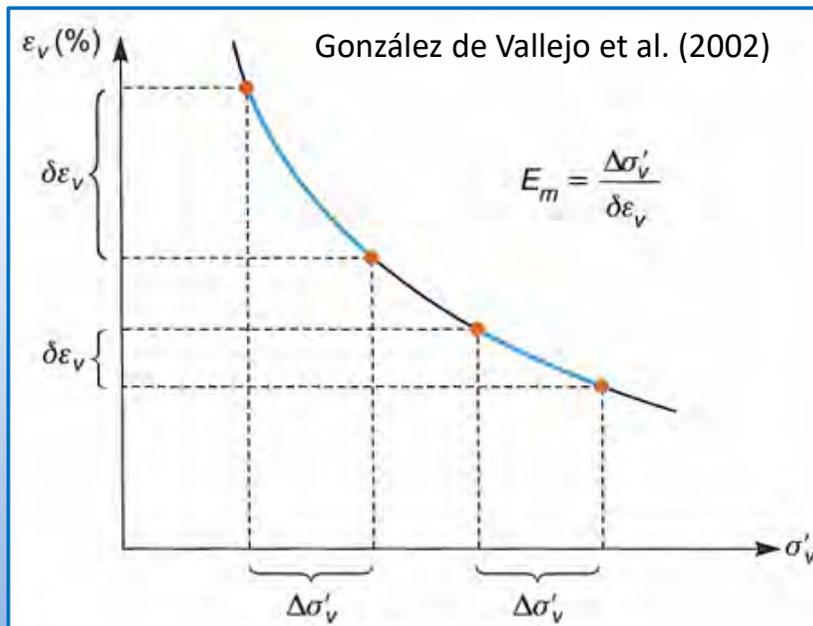
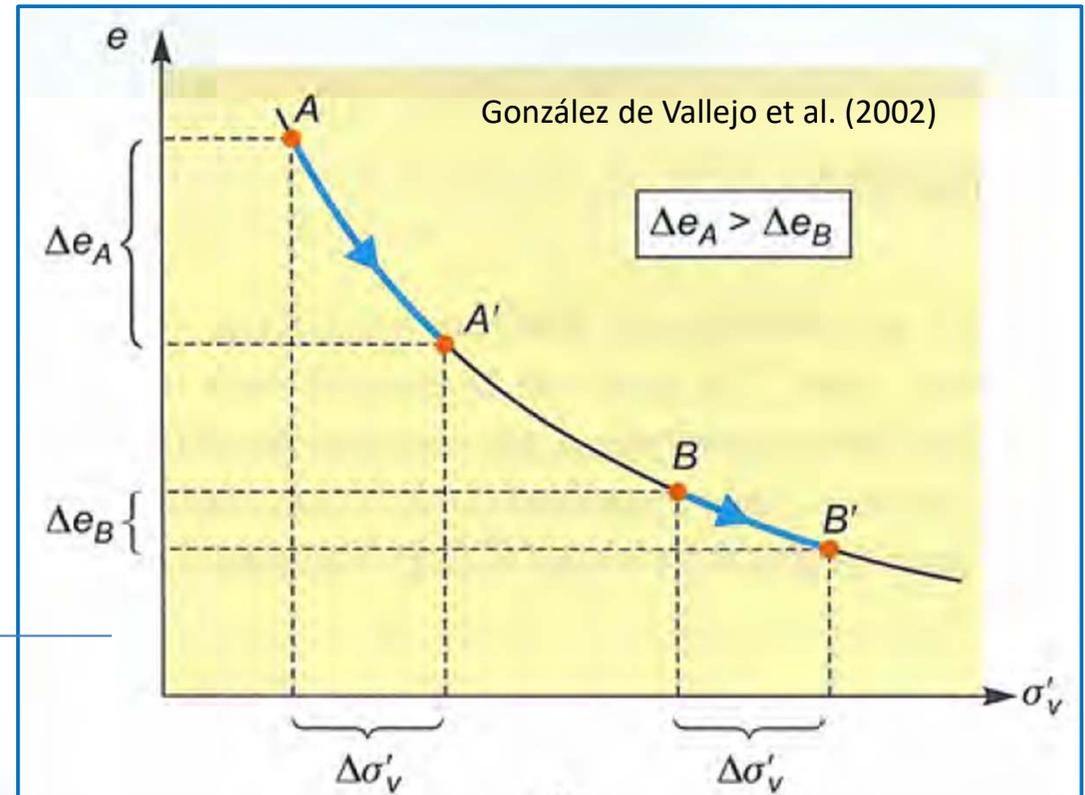
Análisis de asientos de depósitos de arcillas a largo plazo **¡¡ Ojo !!**

G. García. UPCT

Variación del volumen del suelo con la tensión efectiva

A medida que **umenta la tensión efectiva** sobre el **terreno**, éste **reduce su volumen**

Sin embargo, **la reducción** de volumen no siempre es constante, sino que ésta **va siendo menor cuanto mayor es la tensión efectiva a la que se encuentra** (para un mismo salto tensional $\Delta\sigma'_v$ la reducción de volumen es menor entre B-B' que entre A-A' puesto que el suelo se encuentra más consolidado)



$$E_m = \frac{\Delta\sigma'_v}{\delta\varepsilon_v}$$

A medida que aumenta la tensión efectiva sobre el terreno, éste reduce su volumen

Al mismo tiempo, **el material se rigidiza**

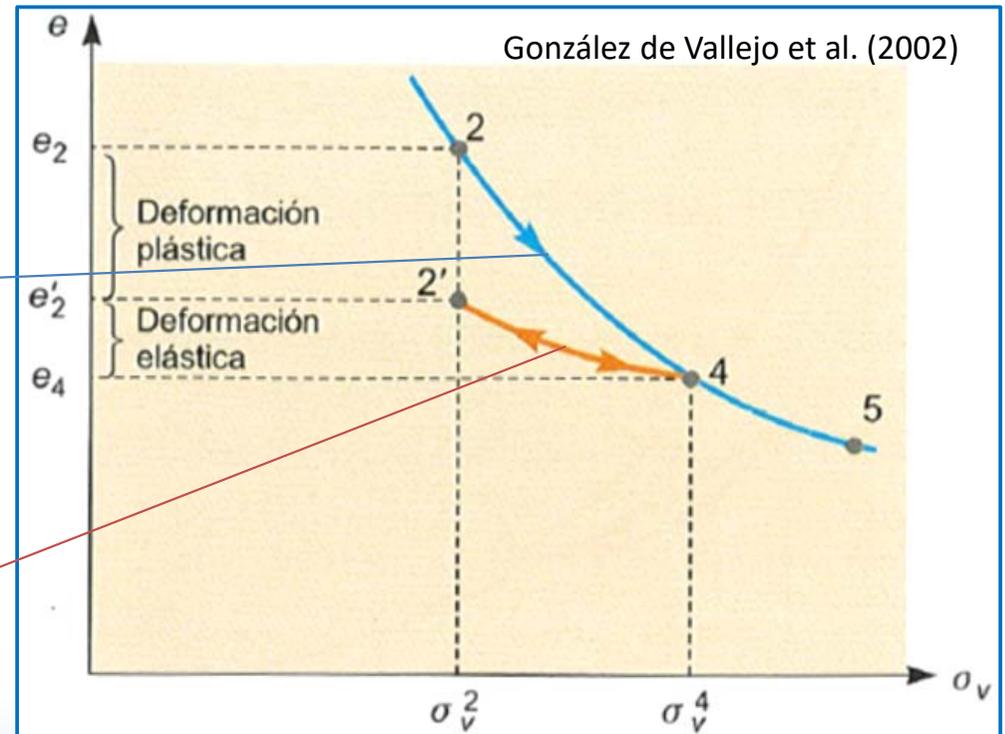
$$E_m = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\frac{(e_f - e_o)}{1 + e_o}}$$



Comportamiento deformacional del suelo en procesos de consolidación

- Cuando se produce un incremento en la tensión efectiva de un suelo, por acción de una carga $\Delta\sigma'_v = (\Delta\sigma'_{v4} - \Delta\sigma'_{v2})$, éste reduce su volumen, pasando a tener un índice de poros final e_4 menor que el inicial e_2

Sin embargo, ante un proceso de descarga con una variación de la tensión efectiva igual (pero de signo contrario) $\Delta\sigma'_v = (\Delta\sigma'_{v2} - \Delta\sigma'_{v4})$, la magnitud en la que el suelo aumenta su volumen difiere de la del proceso de carga, partiendo de un índice de poros inicial e_4 y alcanzando un índice de poros e_2' menor que e_2



En consecuencia, el volumen recuperado por el suelo durante el proceso de descarga (hinchamiento) es menor que el volumen que se reduce durante el proceso de carga (consolidación)

- Esto es debido a que durante el proceso de consolidación se produce una variación de volumen que es fruto de la suma de dos deformaciones: plástica y elástica.

$$def_{\text{consolidación}} = def_{\text{plástica}} \text{ (que ya no se recuperará) } + def_{\text{elástica}}$$

Durante el proceso de hinchamiento, el suelo sólo es capaz de recuperar la deformación elástica, y por tanto:

$$def_{\text{hinchamiento}} = def_{\text{elástica}}$$



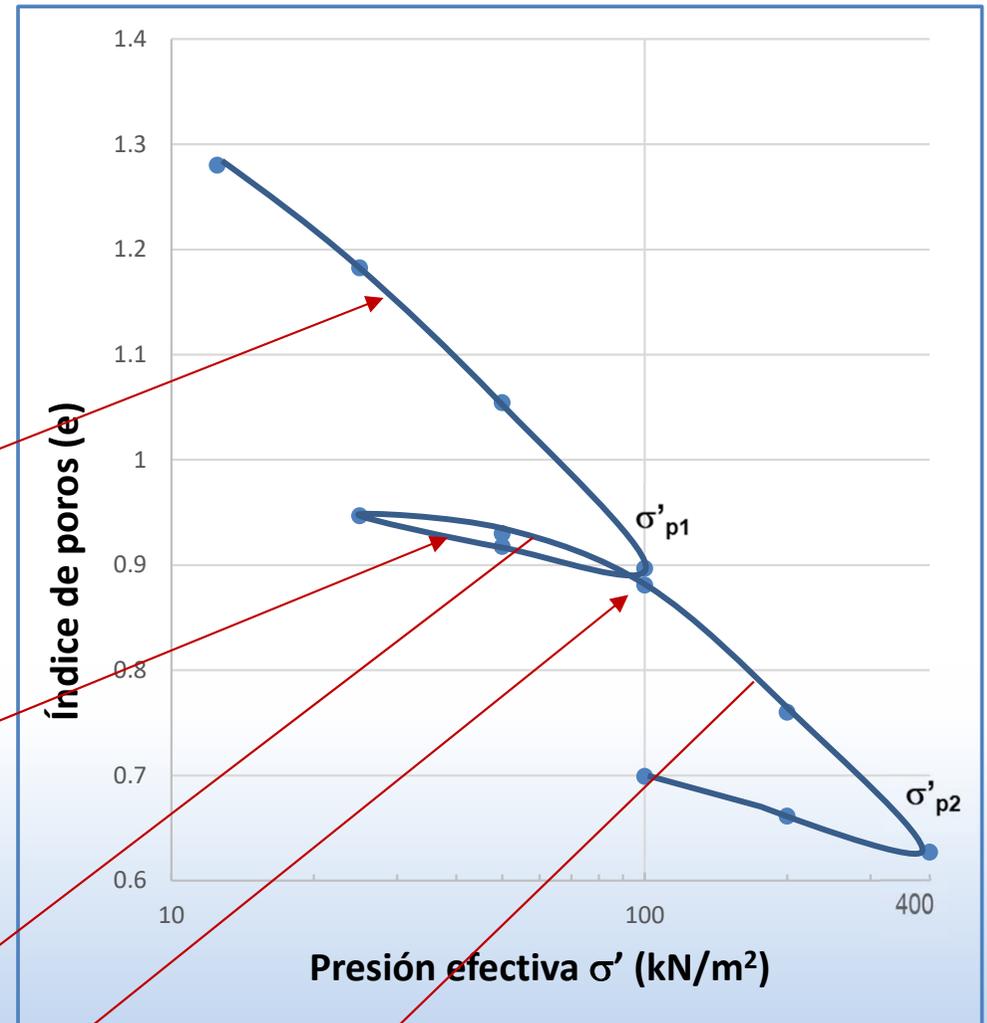
Comportamiento deformacional del suelo en procesos de consolidación

En general, y de forma cualitativa, el comportamiento deformacional de un suelo arcilloso sometido a procesos de carga-descarga-recarga sigue el patrón de la figura (curva edométrica) que se observa la derecha.

Durante los procesos de carga (incremento de la tensión efectiva σ'_v) el suelo experimenta una reducción de volumen (consolidación) fruto de una doble deformación (**plástica más elástica**)

Durante los procesos de descarga (descenso de la tensión efectiva σ'_v) el suelo experimenta un incremento de volumen (o hinchamiento) fruto de la **recuperación de la deformación elástica**, y que por tanto es menor en magnitud que el asiento por consolidación

En los procesos de recarga (suelos sobreconsolidados) el suelo volverá a asentarse. Mientras no se superen los valores tensionales alcanzados en el pasado (**σ'_p presión de sobreconsolidación**) el suelo sólo experimentará deformación elástica. Una vez sobrepasado este valor de tensión (σ'_p), el suelo volverá a asentarse presentando una doble deformación (**plástica + elástica**) (suelo normalmente consolidado)





Análisis de asientos de depósitos de arcillas a largo plazo

G. García. UPCT

Comportamiento deformacional del suelo en procesos de consolidación. Relaciones constitutivas y aproximaciones

Para **describir el comportamiento deformacional** del suelo durante el proceso de consolidación, en forma de ecuaciones o expresiones matemáticas, es **necesario establecer una relación constitutiva** que permita determinar, de manera unívoca, el valor de índice de poros (e) en función de la tensión efectiva (σ')

Habitualmente, se adopta una **dependencia $e-\sigma'$ de tipo logarítmico**.

$$e = e_0 - C_c \left\{ \log \left(\frac{p}{p_0} \right) \right\}$$

El primero en establecer este tipo de dependencia fue Taylor (1942), que a partir de datos experimentales pudo comprobar una **dependencia aproximadamente lineal del índice de poros (e) con el logaritmo decimal de tensión efectiva**, tanto en etapas de carga (compresión noval) como en etapas de descarga o recarga (rama de entumecimiento o descarga)

$$C_c = - \frac{(e - e_0)}{\left\{ \log \left(\frac{p}{p_0} \right) \right\}}$$

Las **pendientes de las rectas** vienen dadas por el **índice de compresión** c_c (rama recta de compresión noval o rama virgen), y por el **índice de entumecimiento*** c_s (ramade entumecimiento o descarga). En general:

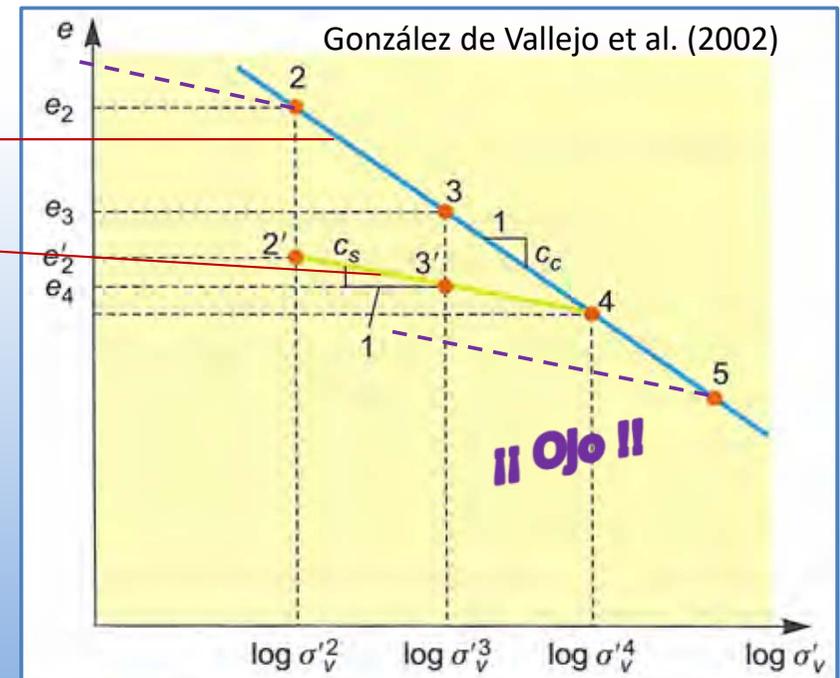
$$C_s \approx 1/3 \cdot C_c$$

$$e_0 - e = c_c \log \frac{\sigma'_v{}^0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v{}^0}$$

$$e_2 - e_3 = c_c \log \frac{\sigma'_v{}^3}{\sigma'_v{}^2}$$

$$e_0 - e = c_s \log \frac{\sigma'_v{}^0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v{}^0}$$

$$e_{2'} - e_{3'} = c_s \log \frac{\sigma'_v{}^3}{\sigma'_v{}^2}$$





Análisis de asentamientos de depósitos de arcillas a largo plazo

Relación entre la deformación volumétrica unitaria y la variación del índice de poros

Una vez caracterizada la variación del índice de poros (e) con la tensión efectiva (σ'), es posible conocer la variación del volumen (o espesor) de un suelo durante el proceso de consolidación, mediante las relaciones:

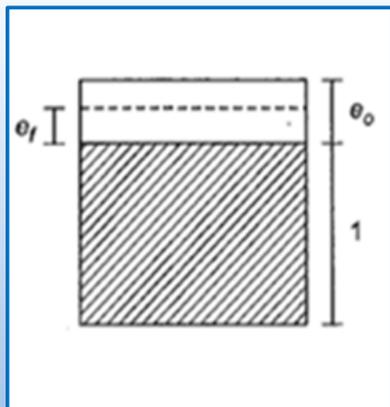
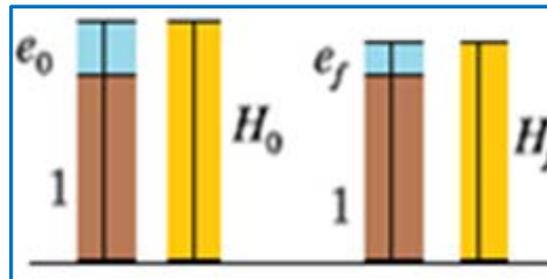
$$\frac{V}{V_0} = \frac{H}{H_0} = \frac{1+e}{1+e_0}$$

o bien:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{H_f - H_0}{H_0} = \frac{(1+e_f) - (1+e_0)}{1+e_0} = \frac{e_f - e_0}{1+e_0}$$

Asentamiento ΔH de valor negativo (al tomar $e_f - e_0$)

En las figuras siguientes se presenta, de forma esquemática, la relación existente entre el volumen del suelo (V), el espesor (H) y el índice de poros (e)



$$\delta \varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H S_0}{H_0 S_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta v$$

$$V_0 = cte(1+e_0) \quad V_f = cte(1+e_f)$$

$$\delta v = -\frac{\Delta V}{V_0} = -\frac{V_f - V_0}{V_0} = -\frac{(1+e_f) - (1+e_0)}{1+e_0} =$$

$$= \delta v = \delta \varepsilon_v = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} = \delta e = \frac{\Delta H}{H_0}$$

Asentamiento ΔH de valor positivo (al tomar $e_0 - e_f$)



Arcillas sobreconsolidadas

Una **arcilla** se encuentra **sobreconsolidada** cuando en la actualidad se encuentra a una tensión efectiva ($\sigma'_{v,actual}$) menor a la máxima tensión efectiva que ha alcanzado a lo largo de su historia tensional ($\sigma'_{v,max}$), por ejemplo, por una reducción en el espesor de la capa de suelo

Para tener una **definición cuantitativa** de la sobreconsolidación, 2 parámetros fundamentales suelen utilizarse en la práctica:

Presión de sobreconsolidación ($\sigma'_p = \sigma'_{v,max}$): **máxima tensión efectiva que ha alcanzado la arcilla** a lo largo de su historia tensional

Razón de sobreconsolidación (overconsolidation ratio, OCR): **relación entre la máxima tensión efectiva que ha alcanzado la arcilla** a lo largo de su historia tensional ($\sigma'_p = \sigma'_{v,max}$) **y la tensión efectiva que tiene en la situación actual** ($\sigma'_{v,actual}$)



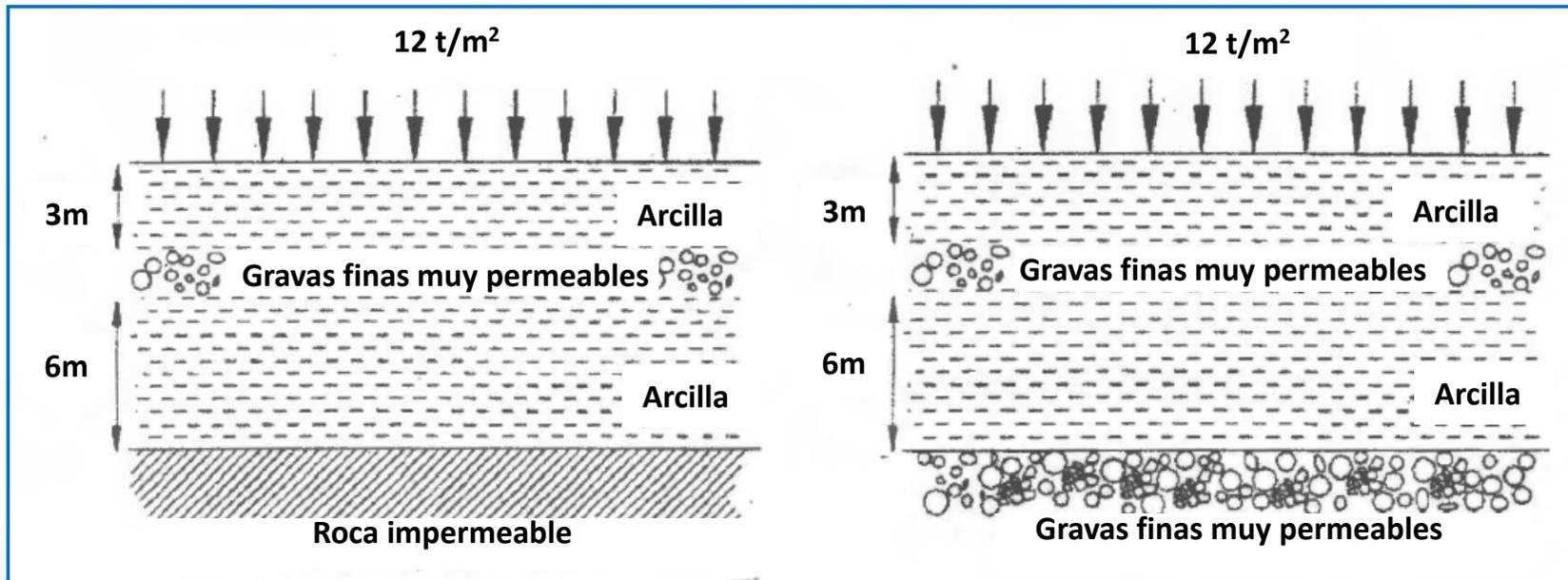
grandcanyondestinations.com

$$OCR = \left(\frac{\sigma'_{v,m\acute{a}x}}{\sigma'_{v,actual}} \right)$$



Ejercicio 1

En los dos perfiles de terrenos saturados adjuntos se ha aplicado una carga de 12 t/m^2 . Se pide, para ambos casos, dibujar y comentar las leyes de presiones intersticiales (distinguiendo entre la presión hidrostática y las sobrepresiones intersticiales) en los siguientes momentos:

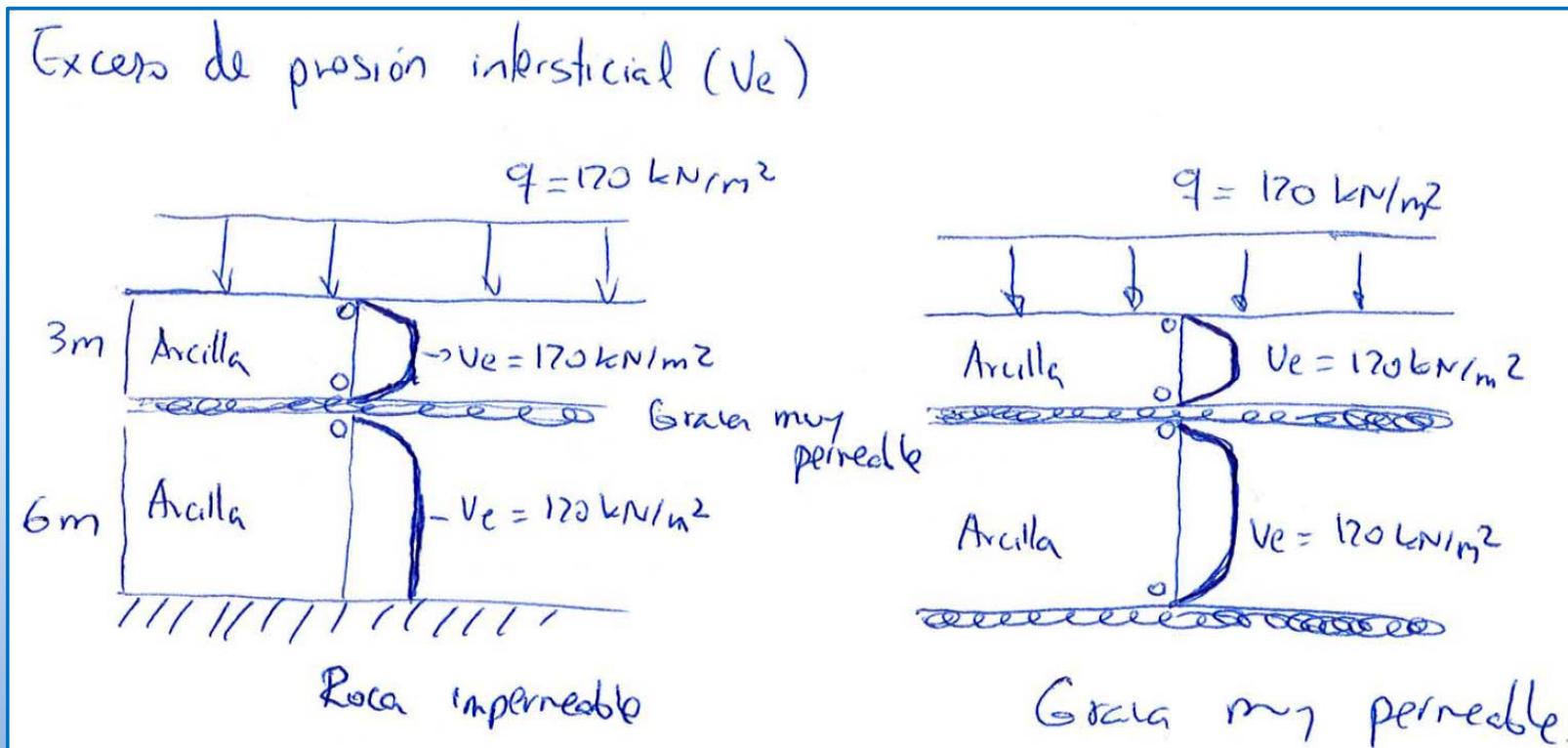
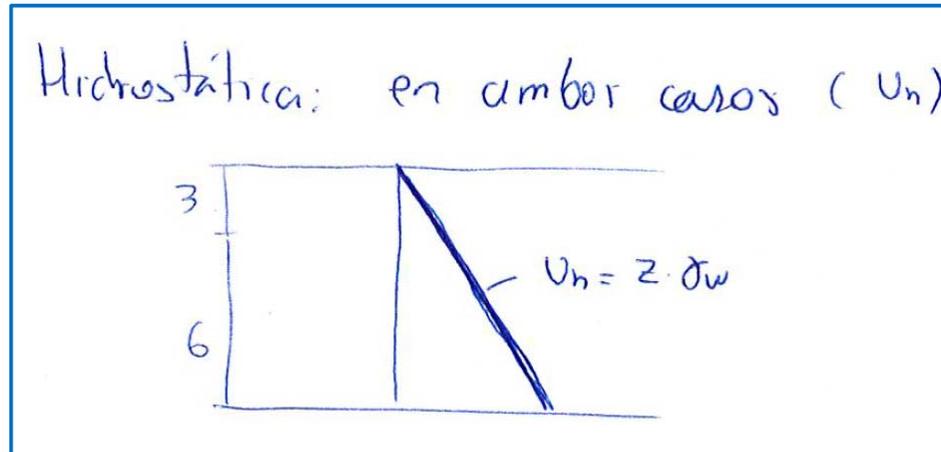


- a) A los pocos días de aplicar la sobrecarga
- b) Tras haber consolidado la arcilla inferior un 50%
- c) En qué esquema se alcanza antes dicho grado de consolidación?
- d) Cuando para la capa inferior $\bar{U}_v=50\%$, en cuál de los dos esquemas es menor el asiento? Justifica la respuesta
- e) Cuando para la capa inferior $\bar{U}_v=50\%$, estima el valor de Δu en el centro de la capa superior del segundo esquema
nota: suponer un espesor Δ (despreciable) para la capa intermedia de gravas



Ejercicio 1

a) Exceso de presión intersticial a los pocos días de aplicar la sobrecarga





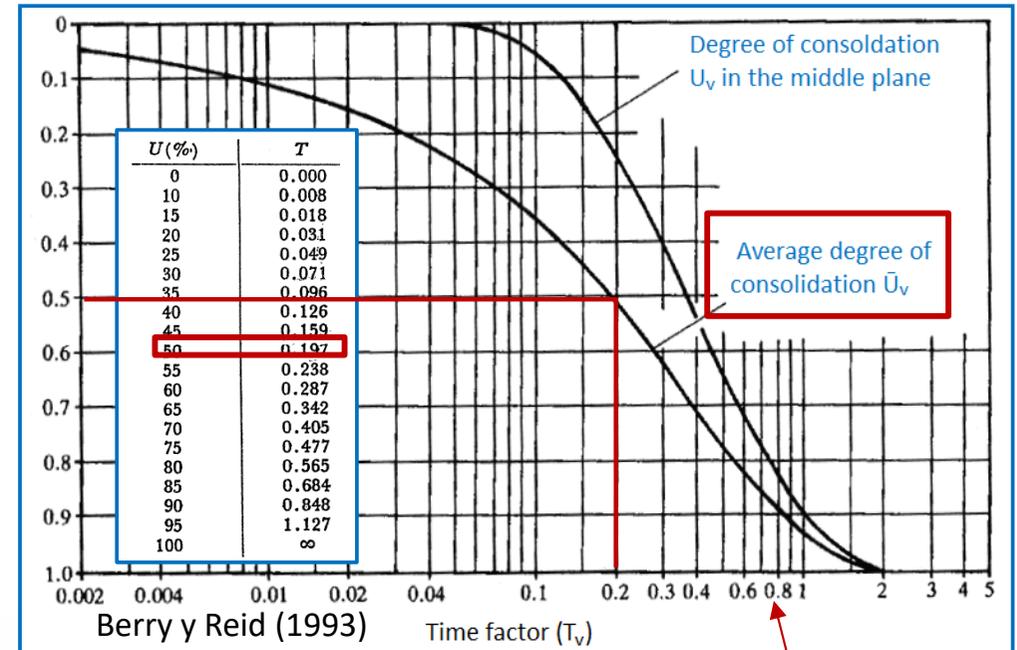
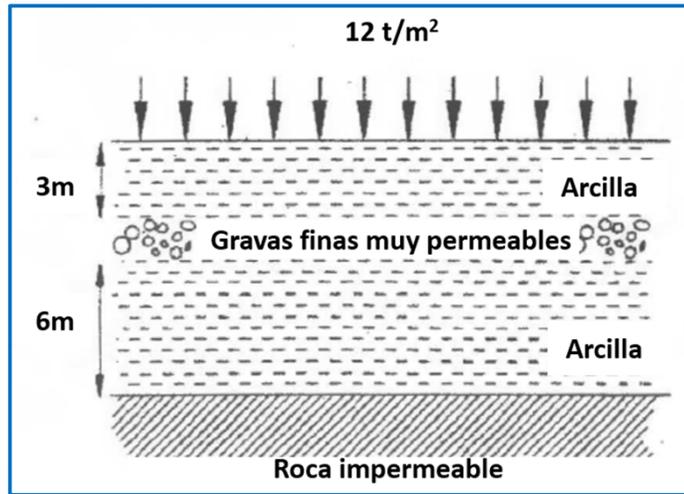
Ejercicio 1

b) Exceso de presión intersticial tras haber consolidado la arcilla inferior un 50%

Cuando la arcilla inferior ha consolidado un 50 % ($T_v = 0.2$) se cumple que:

recuerda

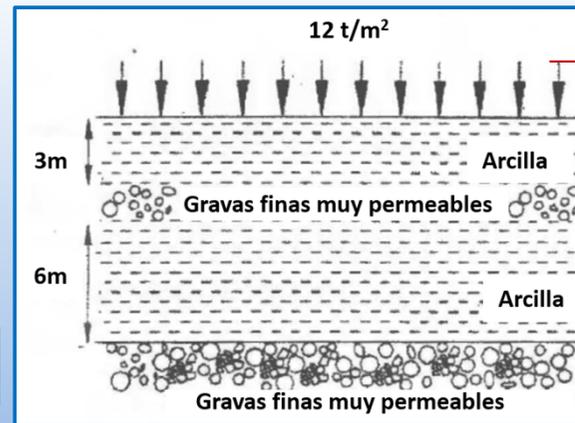
$$T_v = \left(\frac{t \cdot c_{v,z}}{H^2} \right)$$



$$t = \frac{6^2 T_{v,inf}}{c_v} = \frac{1.5^2 T_{v,sup}}{c_v}$$

$$t = \frac{6^2 \cdot 0.2}{c_v} = \frac{1.5^2 T_{v,sup}}{c_v}$$

$$T_{v,sup} = 3.2 \rightarrow \bar{U}_v = 100\%$$



$$t = \frac{3^2 T_{v,inf}}{c_v} = \frac{1.5^2 T_{v,sup}}{c_v}$$

$$t = \frac{3^2 \cdot 0.2}{c_v} = \frac{1.5^2 T_{v,sup}}{c_v}$$

$$T_{v,sup} = 0.8 \rightarrow \bar{U}_v = 89\%$$

En el centro del estrato: $U_v = 82\%$

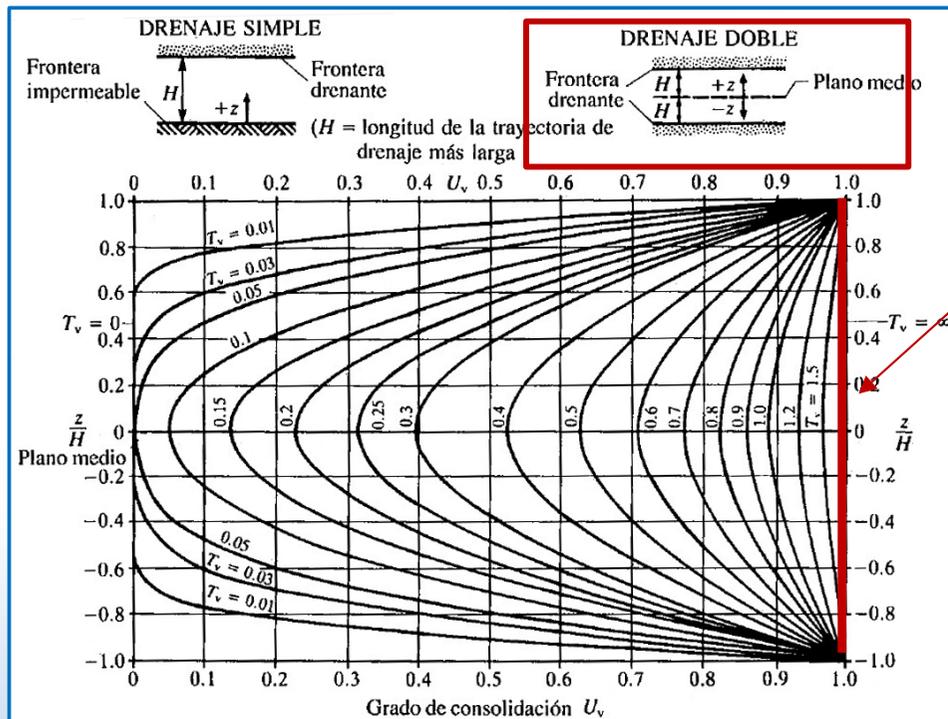
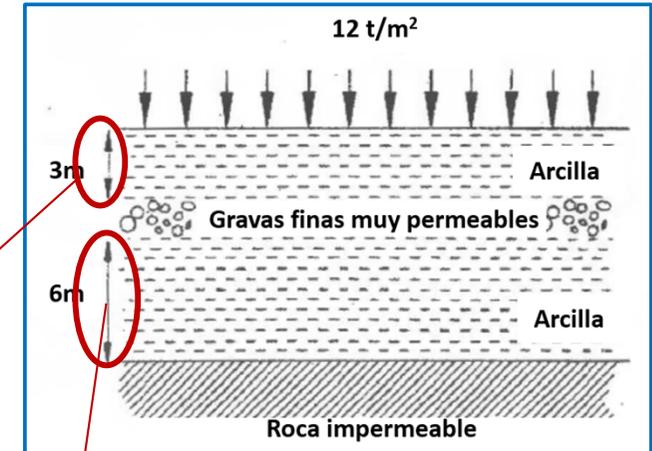


Ejercicio 1

b) Exceso de presión intersticial tras haber consolidado la arcilla inferior un 50%

$T_{v, sup} = 3.2$

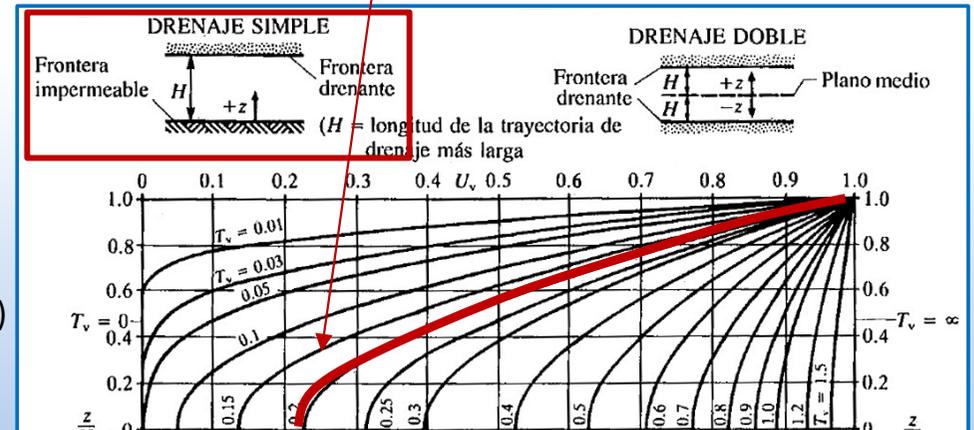
$\bar{U}_v = 100\%$



Berry y Reid (1993)

$T_{v, inf} = 0.2$

$\bar{U}_v = 50\%$

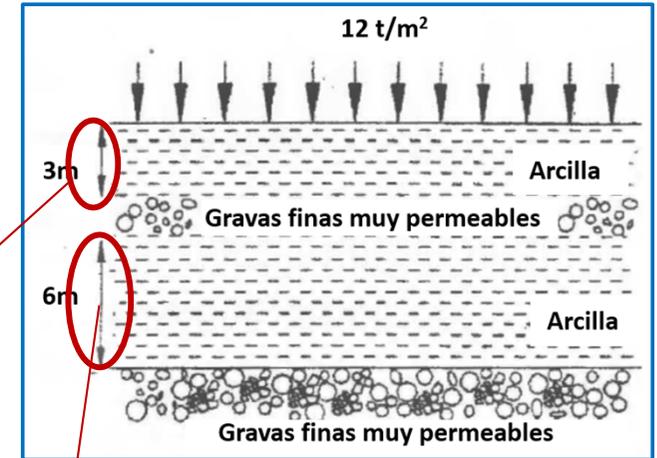




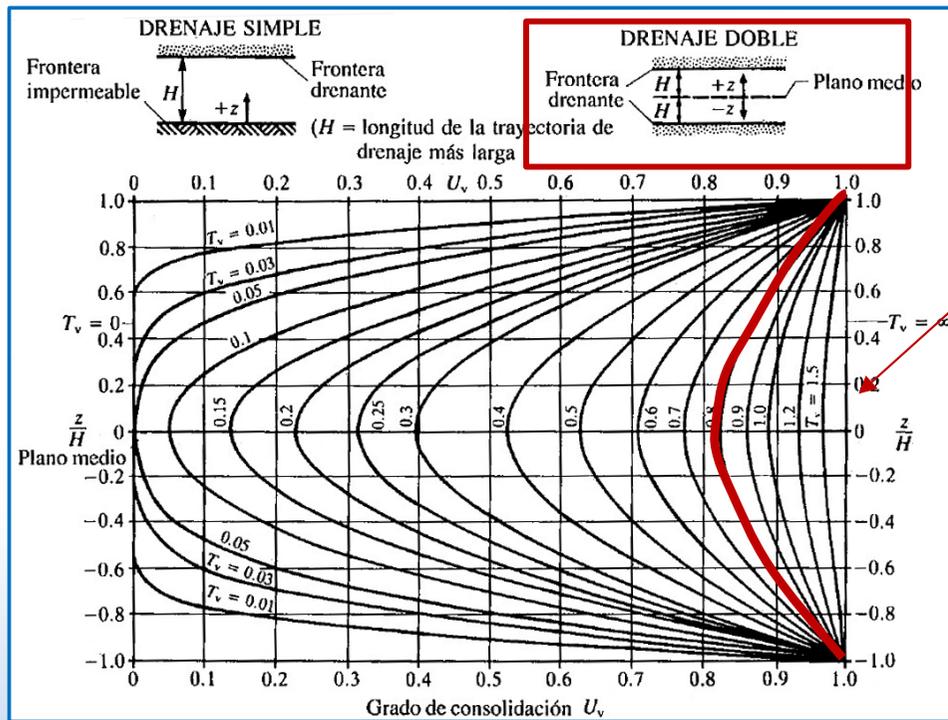
Ejercicio 1

b) Exceso de presión intersticial tras haber consolidado la arcilla inferior un 50%

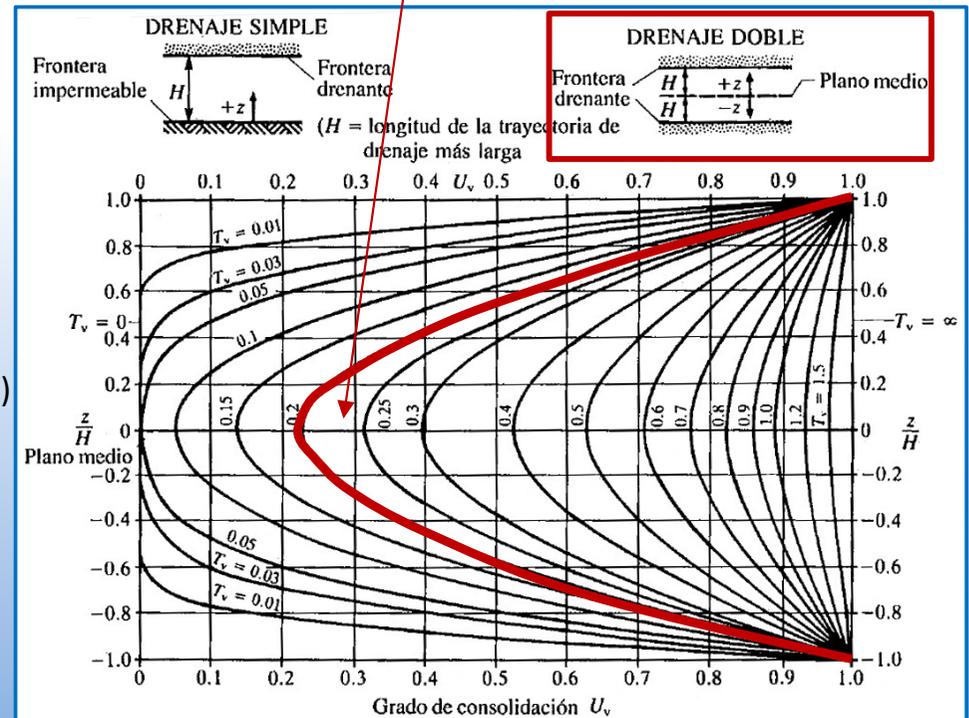
$$T_{v, \text{sup}} = 0.8 \longrightarrow \bar{U}_v = 89\%$$



$$T_{v, \text{inf}} = 0.2 \longrightarrow \bar{U}_v = 50\%$$



Berry y Reid (1993)

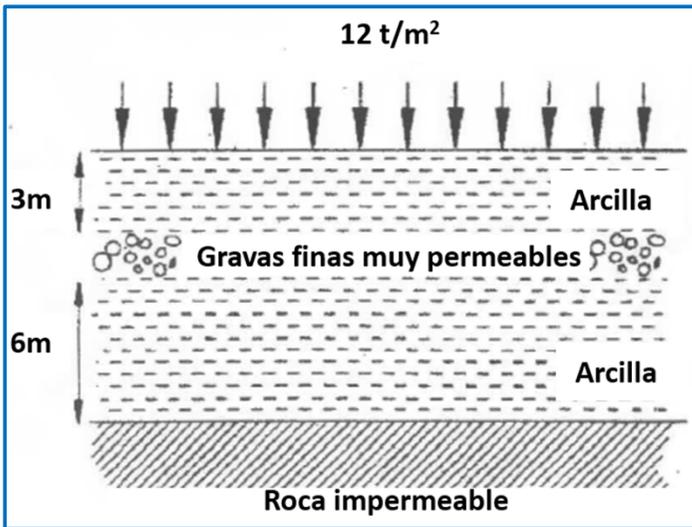




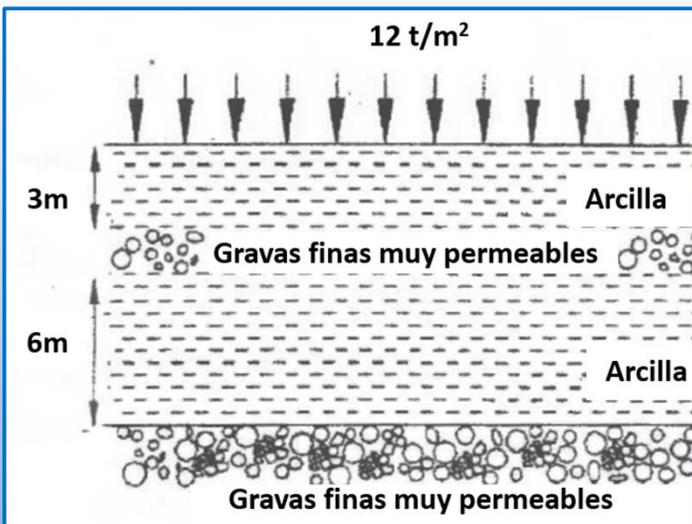
Ejercicio 1

c) En qué esquema se alcanza antes dicho grado de consolidación?

Cuando la arcilla inferior ha consolidado un 50 % ($T_v = 0.2$) se tiene que:



$$t = \frac{6^2 \cdot 0.2}{c_v} = \frac{7.2}{c_v}$$



$$t = \frac{3^2 \cdot 0.2}{c_v} = \frac{1.8}{c_v}$$

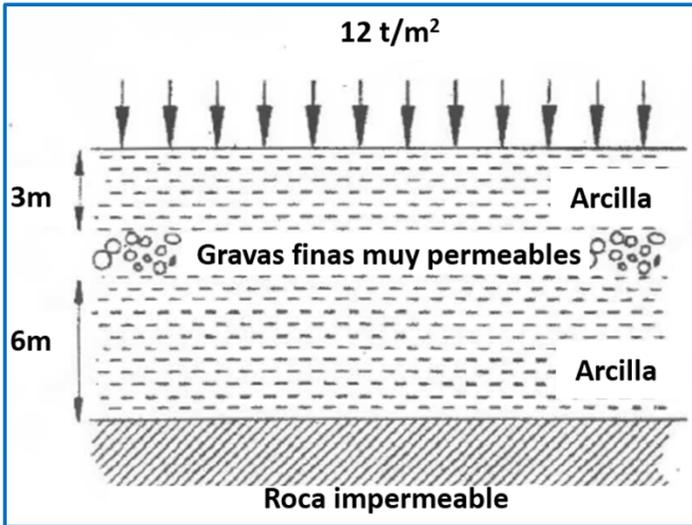
En este esquema se alcanza antes un 50% de grado de consolidación en la arcilla inferior (4 veces antes)



Ejercicio 1

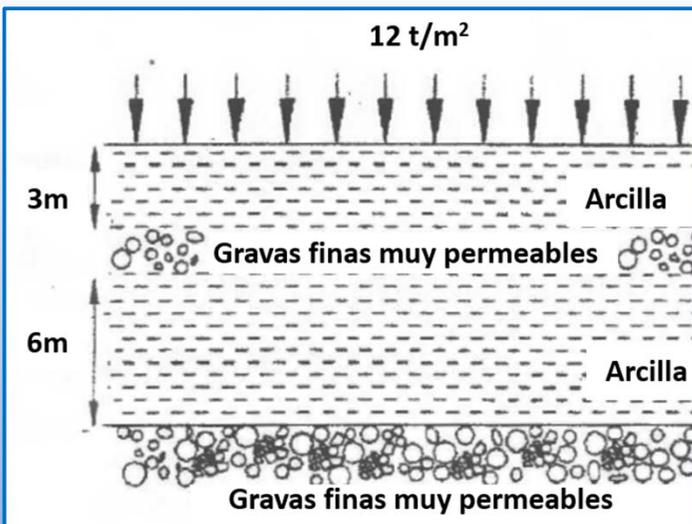
d) Cuando para la capa inferior $\bar{U}_v=50\%$, en cuál de los dos esquemas es menor el asiento? Justifica la respuesta

Por lo visto en el apartado b), se tiene:



$$T_{v, \text{inf}} = 0.2 \longrightarrow \bar{U}_v = 50\%$$

$$T_{v, \text{sup}} = 3.2 \longrightarrow \bar{U}_v = 100\%$$



$$T_{v, \text{inf}} = 0.2 \longrightarrow \bar{U}_v = 50\%$$

$$T_{v, \text{sup}} = 0.8 \longrightarrow \bar{U}_v = 89\%$$

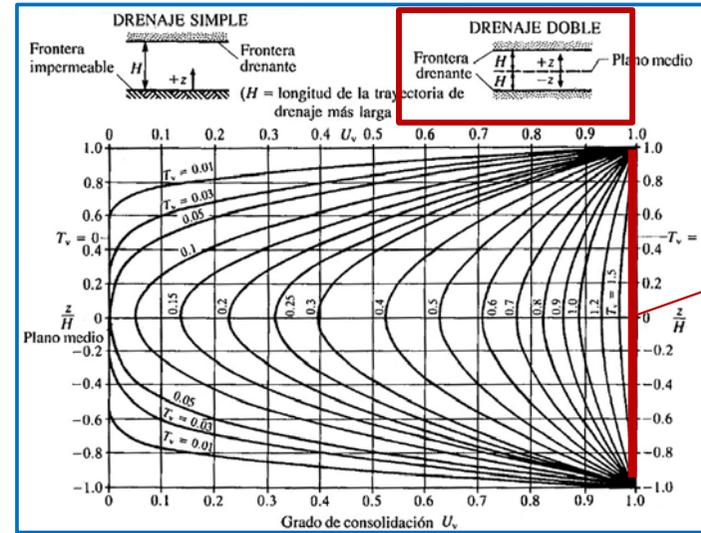
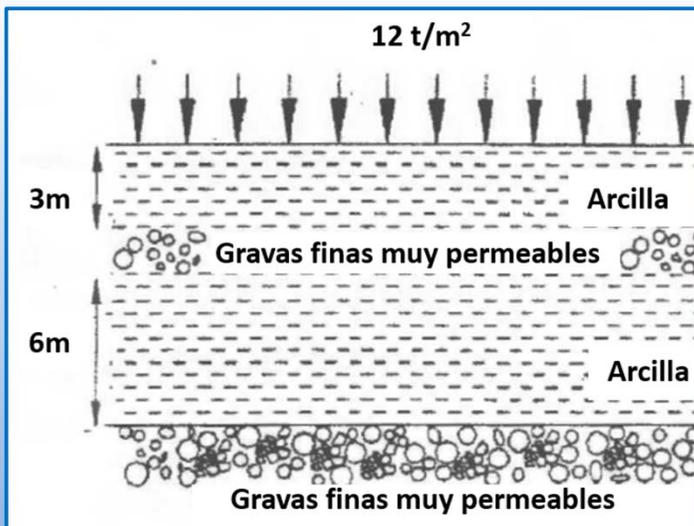
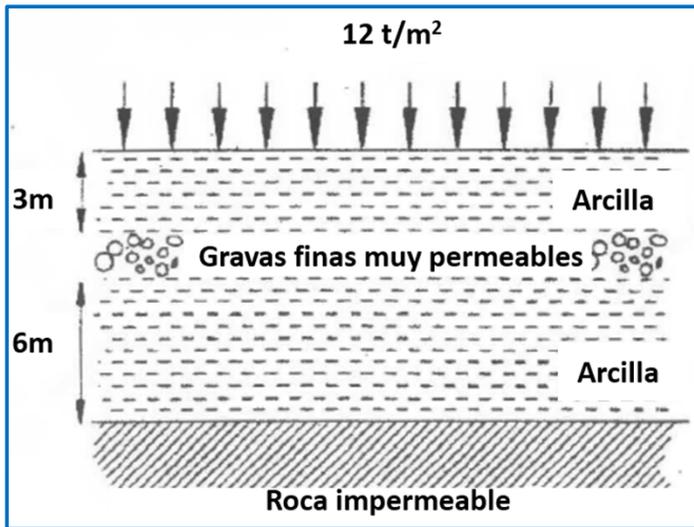
En este esquema es menor el asiento



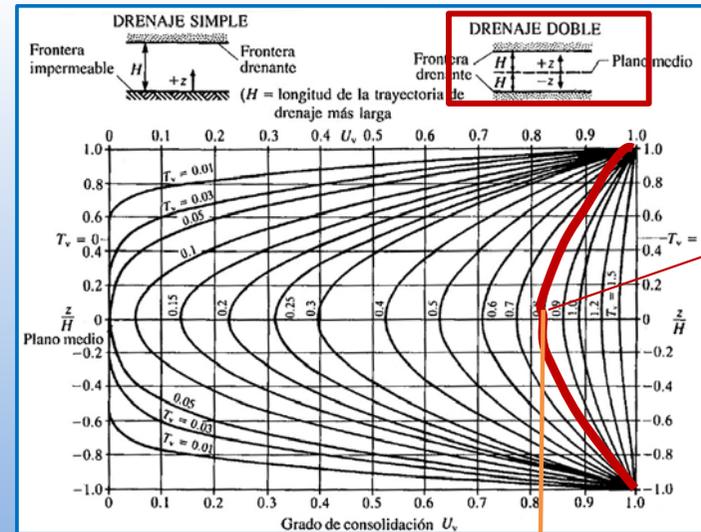
Ejercicio 1

e) Cuando para la capa inferior $\bar{U}_v=50\%$, estima el valor de Δu en el centro de la capa superior del segundo esquema

Por lo visto en el apartado b), se tiene:



Berry y Reid (1993)



$\Delta u = 0$ kPa

Grado de consolidación local

$U_v = 82\%$

$\Delta u = 0.18 u_0 = 21.6$ kPa

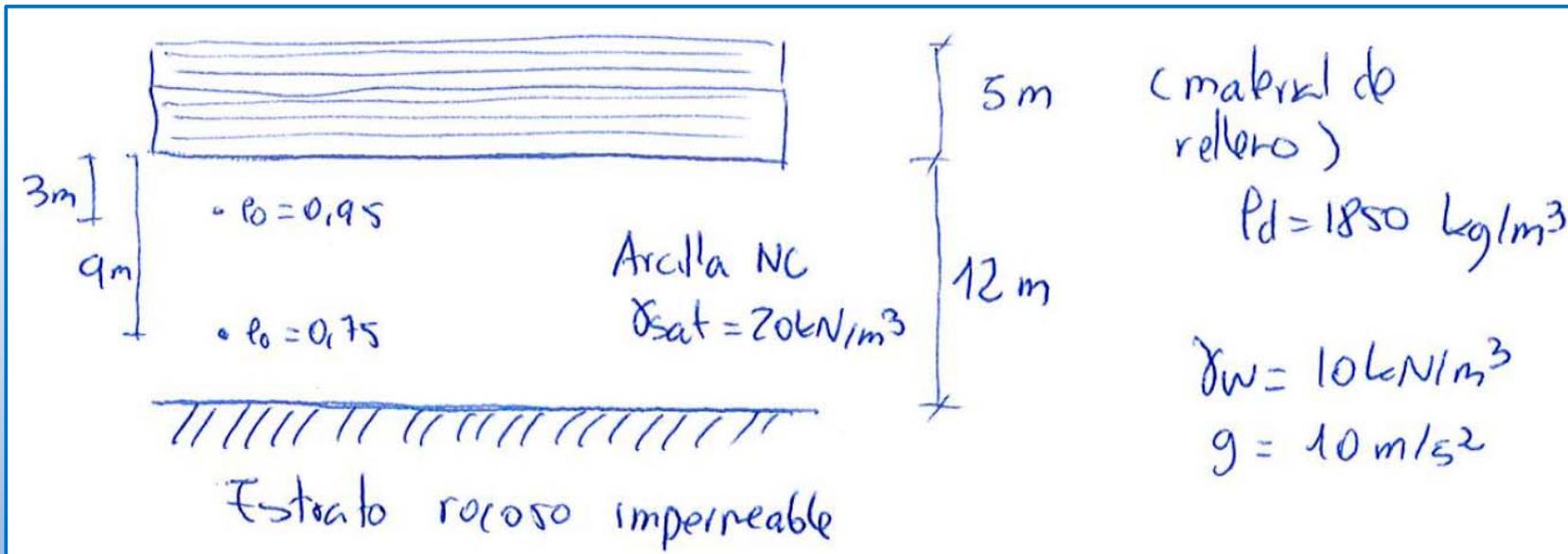


Ejercicio 2

Un terreno de gran extensión está formado por un paquete de arcillas saturadas normalmente consolidadas de 12 metros de espesor que reposa sobre un sustrato rocoso indeformable. Sobre el terreno se quiere depositar un relleno uniforme de 5 metros de espesor y $\rho_d=1850 \text{ kg/m}^3$. La carga del relleno se transmite de forma uniforme a lo largo de toda la profundidad del terreno.

Se extraen sendas muestras a 3 y 9 metros de profundidad, obteniéndose en laboratorio valores del índice de compresibilidad en edómetros $C_c = 0.17$, índice de poros inicial $e_{o,3} = 0.95$ y $e_{o,9} = 0.75$ y $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$. Asume un valor de $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ y $g=10 \text{ m/s}^2$.

- a) Calcula el asiento producido en el estrato de arcilla por el depósito del relleno.
- b) Representa de forma esquemática la curva de compresibilidad e/σ' correspondiente al ensayo de ambas muestras. Indica cómo obtendrías el índice de compresibilidad C_c .





Ejercicio 2

a) Al no disponer de más datos del índice de poros, vamos a dividir nuestro paquete de arcilla NC de 12 metros en dos capas de 6 m. cada una.

Así, supondremos que los 6 m. de la capa superior tienen un índice de poros (e) constante e igual a 0,95. De igual forma la capa inferior tiene un e igual a 0,75.

Asiento capa superior:

$$\frac{\Delta H_s}{H_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \rightarrow \Delta H = 6 \cdot \frac{(0,95 - e_f)}{1,95} \quad \text{necesito determinar } e_f.$$

Determinación del e_f superior (e_{fs}).

$$e_0 - e_{fs} = C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{fs}}{\sigma'_{0s}} \right) \rightarrow \text{necesito determinar } \sigma'_{0s} \text{ y } \sigma'_{fs}$$

σ'_{0s} = (lo determino a 3m de profundidad, que es donde tengo el dato de e_0)

$$\sigma'_{0s} = 3 \cdot 20 - 3 \cdot 10 = 30 \text{ kN/m}^2$$

(0-0)

sd del relleno en kN/m²

$$\sigma'_{fs} = \sigma'_{0s} + \Delta q = 30 + \frac{1850 \cdot 10}{1000} \cdot 5 = 30 + 18,5 \cdot 5 = 172,5 \text{ kN/m}^2$$

Entonces

$$e_{fs} = e_0 - C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{fs}}{\sigma'_{0s}} \right) = 0,95 - 0,17 \log_{10} \left(\frac{172,5}{30} \right) = 0,85$$

$$\Delta H_s = 6 \cdot \frac{(0,95 - 0,85)}{1,95} = 0,308 \text{ m}$$



Ejercicio 2

Asiento capa interior

procediendo igual que antes

$$\Delta H_i = G \cdot \frac{(0,75 - e_{fi})}{1,75} \rightarrow \text{necesito } e_{fi} \rightarrow \text{necesito } \sigma'_{oi} \text{ y } \sigma'_{fi}$$

$$\sigma'_{oi} = 9 \cdot 20 - 9 \cdot 10 = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{fi} = \sigma'_{oi} + \Delta q = 90 + 18,5 \cdot 5 = 182,5 \text{ kN/m}^2$$

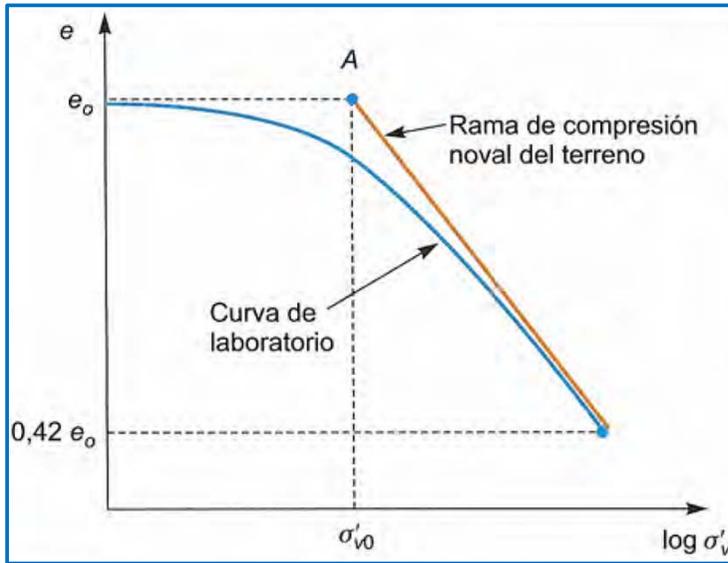
$$e_{fi} = e_{oi} - C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{fi}}{\sigma'_{oi}} \right) = 0,75 - 0,17 \log_{10} \left(\frac{182,5}{90} \right) = 0,70$$

$$\Delta H_i = G \cdot \left(\frac{0,75 - 0,70}{1,75} \right) = 0,171 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{total}} = \Delta H_s + \Delta H_i = 0,308 + 0,171 = 0,479 \text{ m}$$



Ejercicio 2



Construcción de Schmertmann para determinar la rama de compresión noval del terreno a partir de la muestra analizada en el laboratorio.



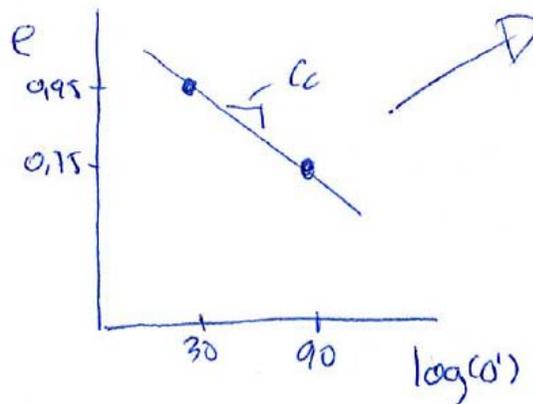
σ'_{v0} es la tensión efectiva a la que se encontraba la muestra de suelo en el terreno antes de ser extraída

b) Datos

a 3 m $\rightarrow \sigma'_{3m} = 30 \text{ kN/m}^2$ (sin sobrecarga), $e_{3m} = 0,95$

a 9 m $\rightarrow \sigma'_{9m} = 90 \text{ kN/m}^2$ (sin sobrecarga), $e_{9m} = 0,75$

Como: $e_0 - e_f = C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right) \rightarrow C_c = \frac{e_0 - e_f}{\log_{10} \sigma'_f - \log_{10} \sigma'_0}$



$$\rightarrow C_c = \frac{e_0 - e_f}{\log_{10}(\sigma'_f) - \log_{10}(\sigma'_0)} = \frac{0,2}{\log_{10} 90 - \log_{10} 30}$$

$$C_c = 0,42$$



Ejercicio 3

Una formación limo arcillosa completamente saturada ($S_r=1$) de 8.5 metros de espesor y $\rho_{sat}=2200 \text{ kg/m}^3$ reposa sobre un sustrato rocoso que se considera indeformable. Se pretende construir un edificio que ocupará una gran superficie y que transmitirá una tensión de 30 kPa al terreno.

Calcula el asiento debido a la variación de tensiones en el terreno a partir de la deformación de una muestra situada en la mitad del estrato.

En otra zona, la misma formación alcanza un espesor de 14.5 metros. Se decide la construcción de un sótano que conllevará la eliminación de 2.5 metros de terreno.

Calcula la deformación tras la excavación a partir de un punto situado en el centro del estrato bajo la excavación.

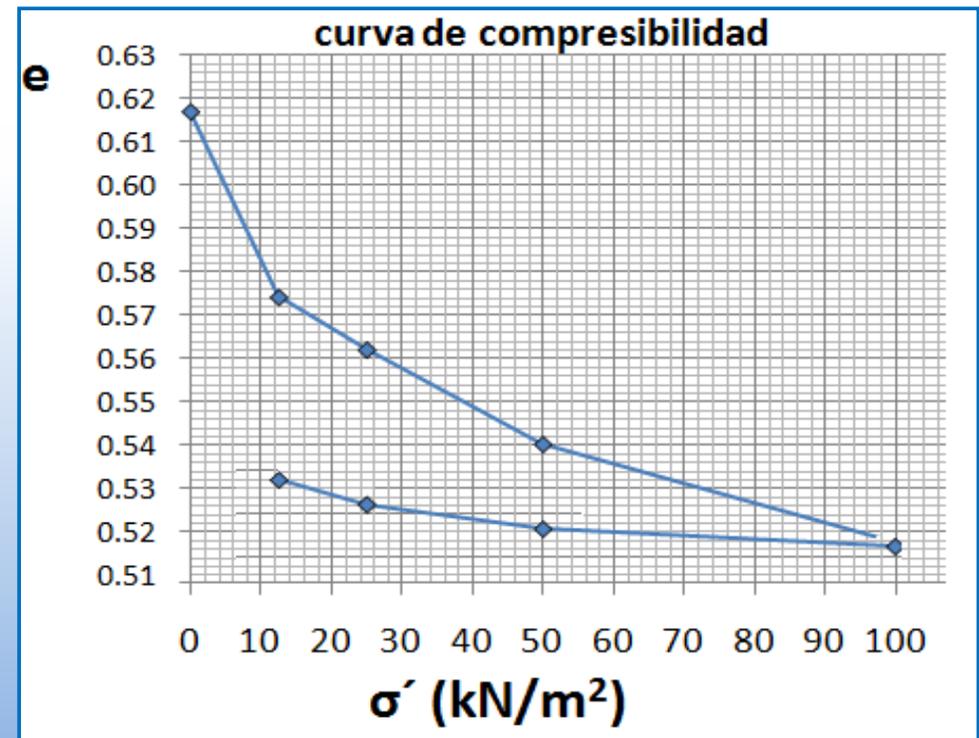
Calcula después el asiento tras construir el edificio que transmite una carga de 30 kPa al terreno

Orientaciones para la resolución:

- Se aporta la curva de compresibilidad de la arcilla, que nos da el índice de poros a partir de la tensión efectiva que hay en el suelo
- Hay que emplear

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_f - e_0}{1 + e_0}$$

$$e_f = e_0 + \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$$





Ejercicio 4

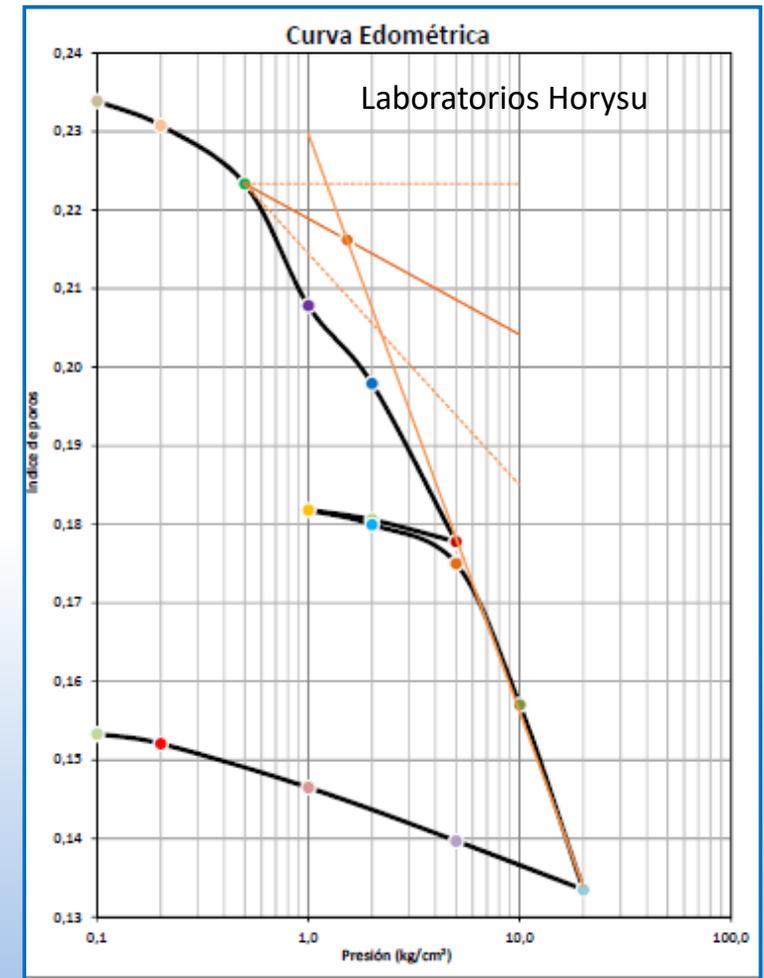
En una población ubicada en el fondo de un valle se desea construir unos depósitos de agua sobre un cerro arcilloso de gran extensión y 14.7 m de espesor medio. En una primera fase se eliminan 7.35 m de arcillas saturadas, después se deposita un relleno compactado de 5 m de espesor y finalmente se construyen los depósitos de agua de 10 m de altura que cubrirán toda la extensión.

Antes de la excavación, se realizó un ensayo de consolidación en una muestra y se obtuvo la curva edométrica de la figura. Se pide calcular el asiento final una vez construidos los depósitos.

Considerar que el material de relleno no presenta asiento

Obtener la ρ_{sat} a partir de los datos de laboratorio. $g=10 \text{ m/s}^2$. $\rho_{relleno}=2000 \text{ kg/m}^3$

Laboratorios Horysu		CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE UN SUELO EN EDÓMETRO. UNE 103 405: 1994			
UPCT	Ref.: 13/10.332	Sondeo:	S-1	Inicio:	11-11-13
LORCA	Muestra: MM-10	Cota (m):	21,4 - 21,6	Fin:	04-12-13
DATOS DEL ENSAYO		RESULTADOS DEL ENSAYO			
Diámetro de la muestra	50,50 mm	Presión (Kg/cm ²)	ΔL (mm)	Hf (mm)	e_i
Altura de la muestra	20,00 mm	0,1	0,090	19,910	0,23389
Humedad inicial	12,36 %	0,2	0,140	19,860	0,23079
Humedad final	9,77 %	0,5	0,260	19,740	0,22335
Peso específico partículas	2,58 gr/cm ³	1,0	0,510	19,490	0,20786
Grado de sat. inicial	142,53 %	2,0	0,670	19,330	0,19794
Grado de sat. final	105,05 %	5,0	0,995	19,005	0,17780
Densidad húmeda inicial	2,37 gr/cm ³	2,0	0,950	19,050	0,18059
Densidad seca inicial	2,11 gr/cm ³	1,0	0,930	19,070	0,18183
Densidad húmeda final	2,28 gr/cm ³	2,0	0,960	19,040	0,17997
Densidad seca final	2,08 gr/cm ³	5,0	1,040	18,960	0,17501
Índice de poros inicial e_0	0,2395	10,0	1,330	18,670	0,15704
Índice de Compresión C_c	0,0707	20,0	1,710	18,290	0,13349
Índice de entumecimiento C_s	0,0100	5,0	1,610	18,390	0,13969
Presión de preconsolidación P_p	1,53 kg/cm ²	1,0	1,500	18,500	0,14650
Observaciones:		0,2	1,410	18,590	0,15208
		0,1	1,390	18,610	0,15332



$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_f - e_0}{1 + e_0}$$

$$e_f = e_0 + \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$$

$$e_0 - e = c_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right)$$

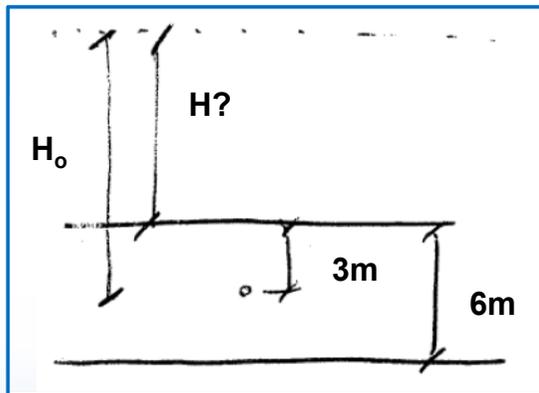
$$e_0 - e = c_s \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right)$$



Arcillas sobreconsolidadas

Ejercicio 5

Se toma una muestra a 3 m de profundidad en un estrato de arcilla de 6 metros de espesor. El terreno se encuentra completamente saturado y su $\rho_{\text{sat}} = 2010 \text{ kg/m}^3$. Se sabe que en tiempos históricos la zona fue una cantera de arcillas. Si el OCR vale 2.9, estima el espesor de arcilla eliminado.



$$\sigma_{v,\text{actual}} = 3 \times 20.1 = 60.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$\sigma'_{v,\text{actual}} = 60.3 - 3 \times 10 = 30.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{OCR} = 2.9 = \frac{\sigma'_{v,\text{max}}}{30.3}$$

$$\sigma'_{v,\text{max}} = 30.3 \times 2.9 = 87.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{v,\text{max}} = 87.87 = \sigma_{v,\text{max}} - u = (H_0 \times 20.1 - H_0 \times 10) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$H_0 \times 10.1 = 87.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$H_0 = 8.7 \text{ m}$$

$$H = H_0 - 3 = 5.7 \text{ m}$$



Ejercicio 6

Se realiza un ensayo edométrico en una muestra de arcilla saturadas de $\gamma_{\text{sat}} = 18.5 \text{ kN/m}^3$ y se obtienen unos valores de $C_c = 0.17$ y $C_s = 0.02$. El índice de poros inicial de la muestra es de $e_0 = 0.92$ y el $c_v = 0.005 \text{ cm}^2/\text{s}$. El terreno está constituido por un paquete de arcillas de 7 m de espesor que se encuentra en una albufera sobre el que se va a realizar una obra de ampliación de instalaciones portuarias. Según pliego de prescripciones técnicas, se ha de dejar un depósito de rellenos de 2 m de espesor sobre el terreno y para cuando empiecen las obras a los 13 meses, el terreno debe haberse asentado un 80%. Se plantea la opción de aplicar una sobrecarga en superficie que pueda retirarse antes del inicio de las obras. Para ello se cuenta con un préstamo de rellenos de una gravera próxima, con un $\gamma_a = 20 \text{ kN/m}^3$ una vez puesto el acopio. Se pide:

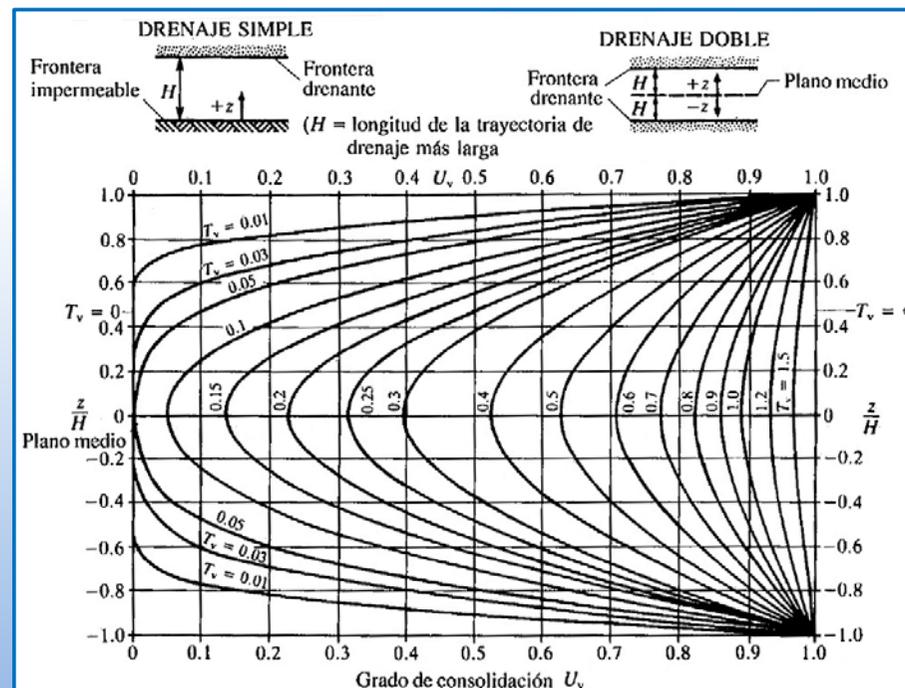
- Asiento final contando sólo con 2 m de relleno.
- Asiento del terreno cuando se ha alcanzado el 80% de la deformación total
- Tiempo estimado para alcanzar el 80% de la deformación total
- Espesor de capa que se ha de añadir para alcanzar dicho asiento en el tiempo estipulado por el PPT



Ejercicio 7

Una capa de arcilla de 8 m de espesor con el nivel freático superficial se sitúa sobre un estrato de arena permeable. El c_v de la arcilla es $8 \text{ m}^2/\text{año}$ y su $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3$. Sobre esta capa se coloca de forma instantánea una precarga formada por un relleno de grava de extensión indefinida y 3 m de espesor, con una $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$. Se pide:

- a) Leyes de tensiones antes de colocar la precarga
- b) Ídem transcurridos 3 meses de colocar la precarga
- c) Ídem cuando se registre una presión intersticial de 65 kPa en el punto medio de la arcilla. En qué momento se produce esto?
- d) ídem justo después de retirar 1.5 m de la capa de grava (la retirada es en el momento del apartado c).



Berry y Reid (1993)



Asientos elásticos de depósitos de suelo

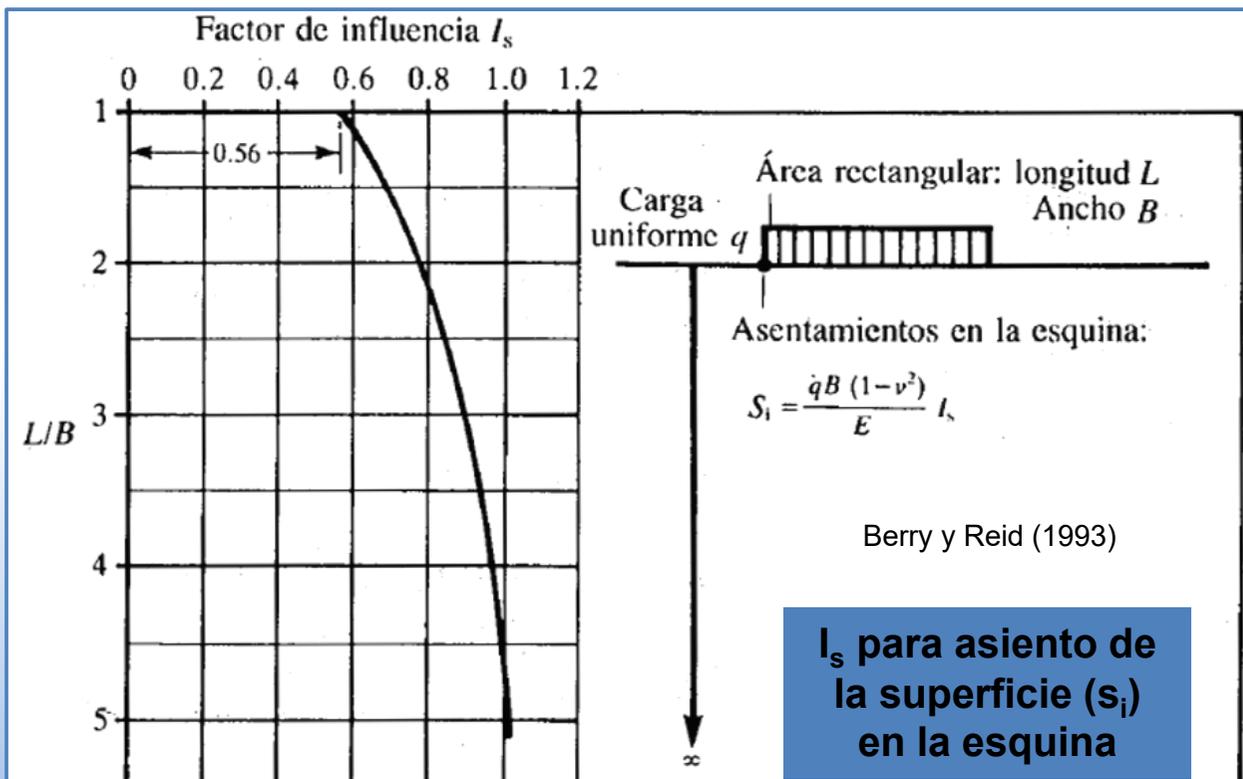
Área rectangular con carga uniformemente distribuida en una cimentación flexible: masa de suelo semi-infinita

El **asentamiento en superficie**, de una **masa de suelo semi-infinita**, producido por una **carga uniforme** sobre una superficie flexible de longitud **L** y ancho **B**, **en la esquina** de dicha área rectangular, viene dado por:

$$s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_s$$

Donde I_s es el factor de influencia del asentamiento, que depende de L/B

Factor de influencia I_s según Terzaghi (1943)



I_s para asiento de la superficie (s_i) en la esquina

Aplicable el principio de superposición. Asientos inmediatos

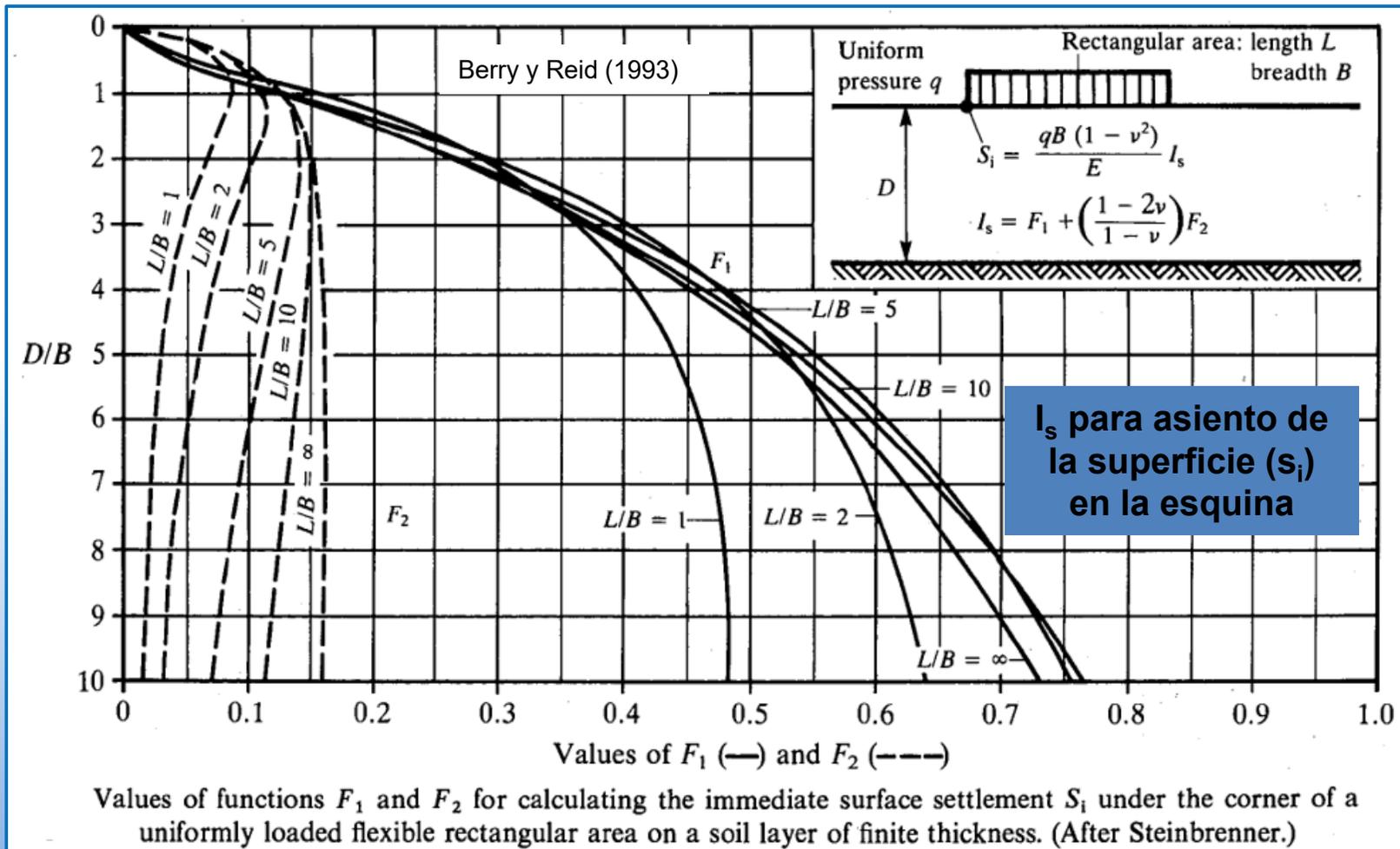
Valores del factor de influencia I_s para el cálculo del asentamiento superficial inmediato S_i en una masa de suelo semiinfinita bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada (según Terzaghi, 1943).



Área rectangular flexible sobre un estrato de espesor finito

Si el área rectangular está en la superficie de un estrato de **suelo de espesor finito D**, que reposa sobre una base rígida, el **asentamiento en la esquina** puede obtenerse mediante (Steinbrenner, 1934):

$$S_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_s \quad I_s = F_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} F_2$$





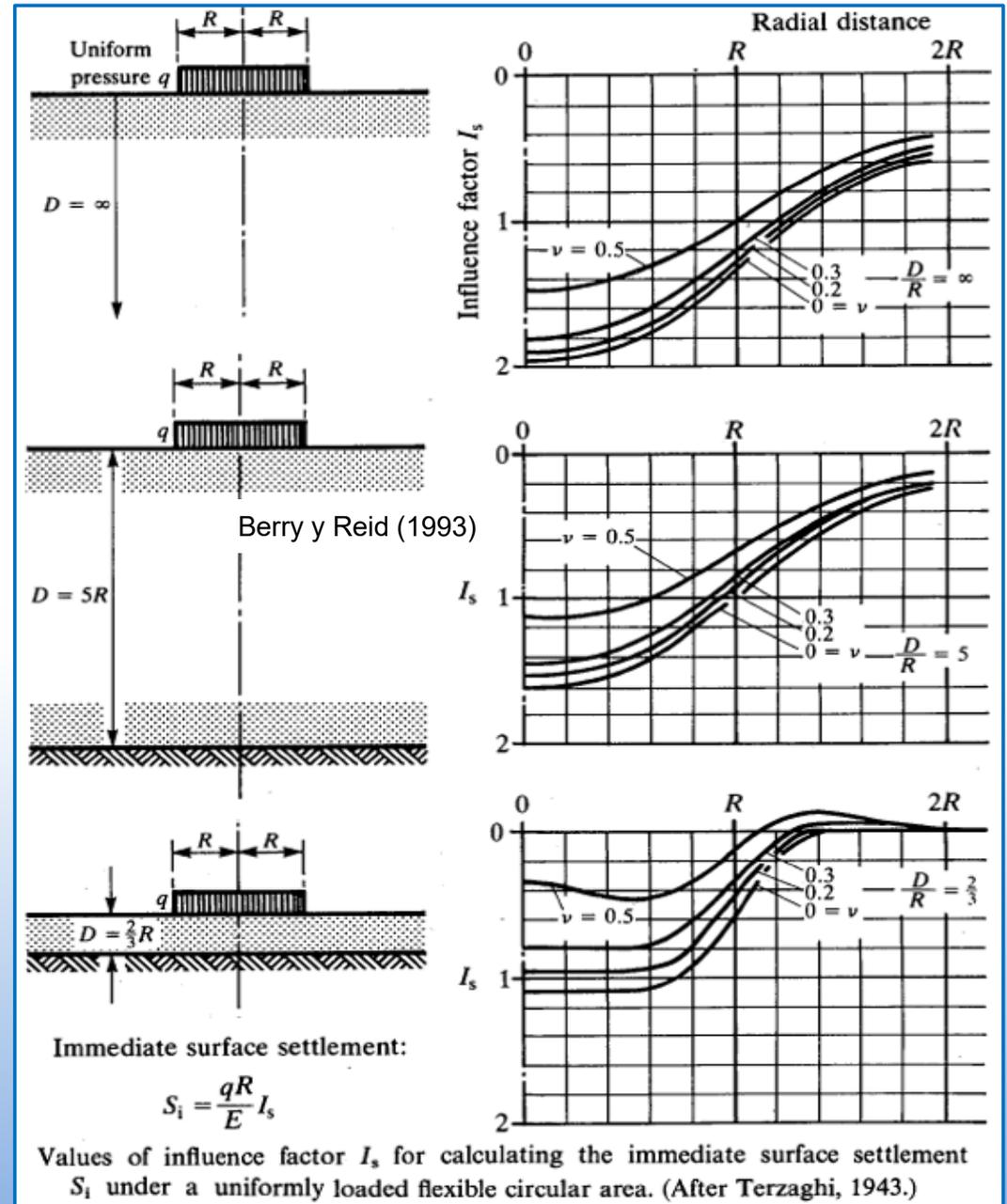
Área circular con carga uniformemente distribuida: masa de suelo finita y semi-infinita

Los asentamientos en la superficie debidos a una **carga uniforme q** que actúa sobre un **área circular flexible de radio R** vienen dados por:

$$s_i = \frac{qR}{E} I_s$$

Donde el **factor de influencia (I_s)** depende del coeficiente de Poisson (**v**) y de la **distancia radial desde el centro del área hasta el punto** en el que se busca el asentamiento.

En la figura de la derecha se tienen los valores de I_s para una masa de suelo semi-infinita y para dos casos de espesor finito D.



Terzaghi (1943)



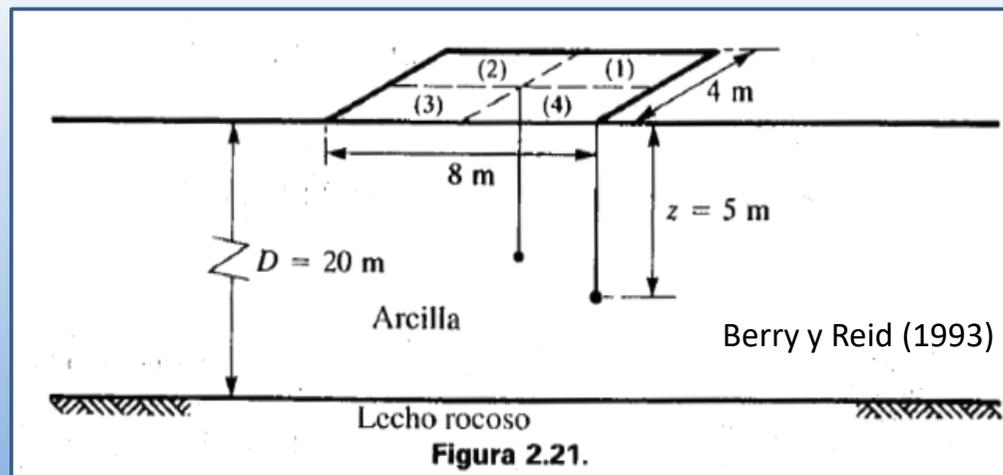
Ejercicio 2. (TEMA 3). Continuación

Berry y Reid (1993) Un área rectangular flexible de 8 m de longitud por 4 m de ancho aplica una presión uniforme de 40 kN/m^2 en la superficie de un estrato de 20 m de espesor de arcilla saturada que reposa sobre el lecho rocoso. Calcular el incremento en el esfuerzo vertical total en la arcilla a una profundidad de 5 m bajo el centro y bajo una de las esquinas del área cargada. Calcular también el asentamiento diferencial inmediato entre el centro y una esquina del área cargada.

(Los asentamientos los calculamos en esta unidad temática)

Las propiedades de la arcilla son: módulo de elasticidad no drenado = $3,500 \text{ kN/m}^2$ y relación de Poisson = 0.5.

Para determinar los incrementos en el esfuerzo vertical total bajo un área rectangular cargada se utiliza el diagrama de Fadum de la Figura 2.10. Para los esfuerzos bajo el punto central, debe dividirse el área cargada en cuatro subáreas y aplicar el principio de superposición. Por tanto, con referencia a la Figura 2.21:

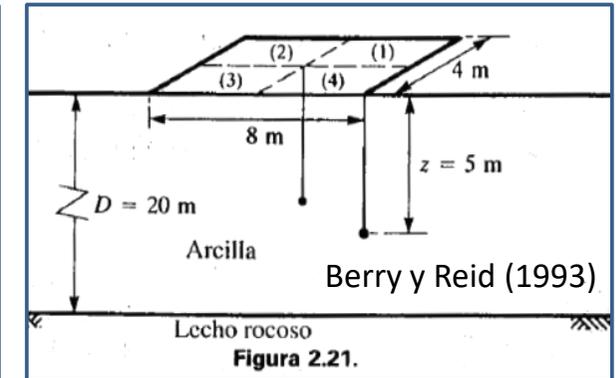




Ejercicio 2. (TEMA 3). Continuación

Berry y Reid (1993) Un área rectangular flexible de 8 m de longitud por 4 m de ancho aplica una presión uniforme de 40 kN/m² en la superficie de un estrato de 20 m de espesor de arcilla saturada que reposa sobre el lecho rocoso. Calcular el incremento en el esfuerzo vertical total en la arcilla a una profundidad de 5 m bajo el centro y bajo una de las esquinas del área cargada. Calcular también el asentamiento diferencial inmediato entre el centro y una esquina del área cargada.

Las propiedades de la arcilla son: módulo de elasticidad no drenado = 3,500 kN/m² y relación de Poisson = 0.5.



SOLUCIÓN (asentamiento diferencial):

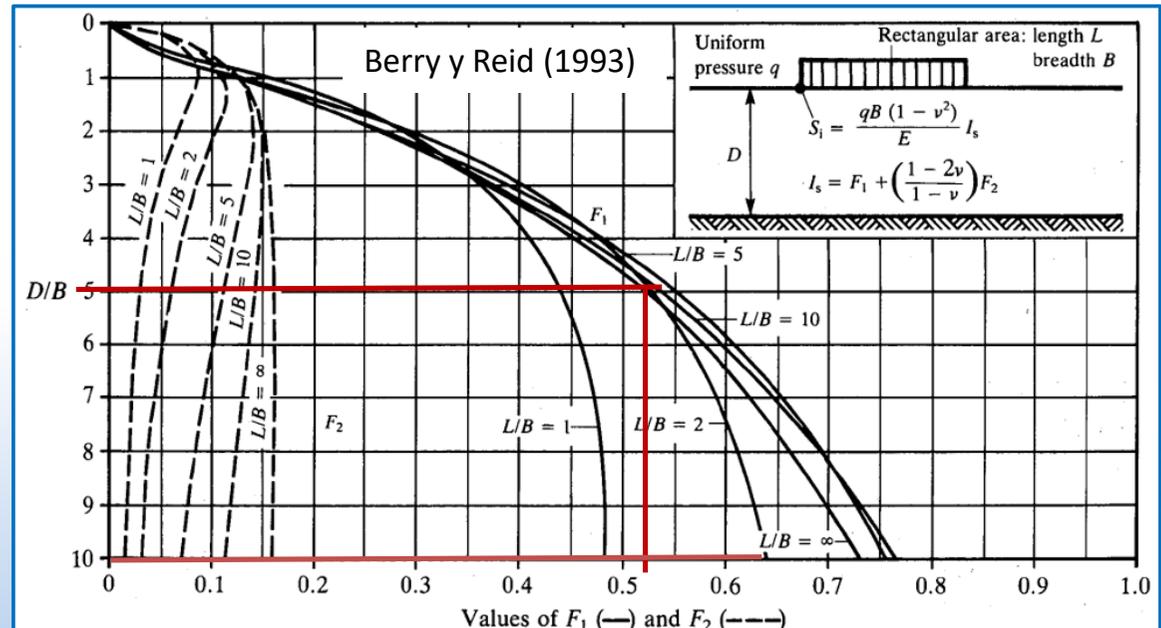
Como $\nu = 0,5 \rightarrow I_s = F_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} F_2 = F_1$

El asentamiento bajo un esquina y en el centro del área cargada se obtiene (tras determinar I_s)

$$s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_s$$

sustituyendo en la fórmula:

Area	L (m)	B (m)	D (m)	L/B	D/B	$I_s = F_1$
Whole	8	4	20	2	5	0.525
Subarea (1)	4	2	20	2	10	0.64



Values of functions F_1 and F_2 for calculating the immediate surface settlement S_i under the corner of a uniformly loaded flexible rectangular area on a soil layer of finite thickness. (After Steinbrenner.)

$$S_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_s = \frac{40 \times 4 \times 0.75 \times 0.525}{3500} = 0.018 \text{ m} = \underline{18 \text{ mm}}$$

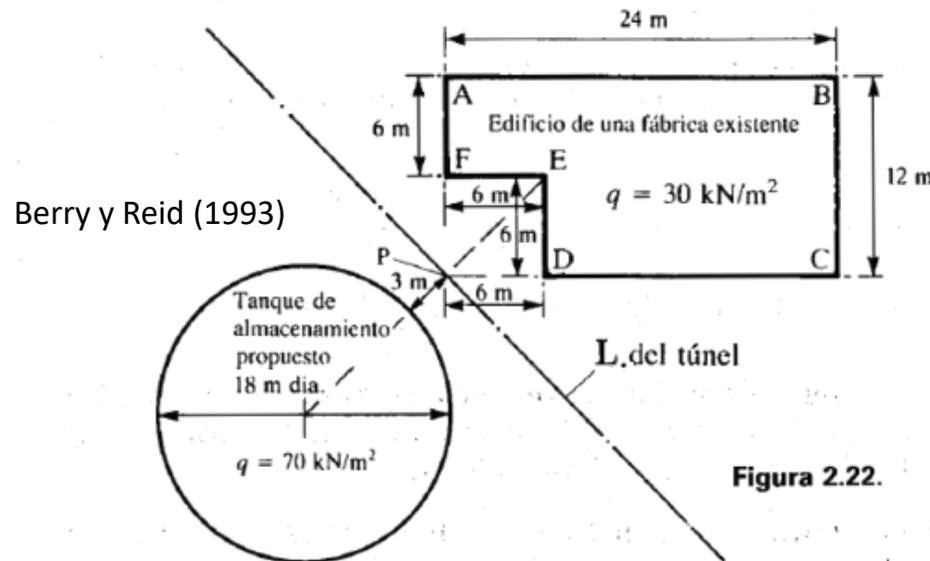
$$S_i = 4 \times \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_s = \frac{4 \times 40 \times 2 \times 0.75 \times 0.64}{3500} = 0.044 \text{ m} = \underline{44 \text{ mm}}$$

Como el S_{\max} tiene lugar en el centro y el S_{\min} bajo una esquina, la diferencia sería el **asiento diferencial inmediato máximo** que tiene lugar tras colocar la estructura: $44 - 18 = 26 \text{ mm}$



Ejercicio 3. (TEMA 3). Continuación

La Figura 2.22 muestra las dimensiones en planta de un edificio de una fábrica cimentado sobre la superficie de un depósito de arcilla homogénea de gran espesor. La presión sobre la cimentación del edificio es de 30 kN/m^2 . También se muestra la línea de un túnel existente que pasa a través de la arcilla, con su clave a una profundidad promedio de 12 m bajo el nivel del terreno.



Se desea construir un tanque de almacenamiento en el sitio que se muestra, con una cimentación flexible de 18 m de diámetro que transmitirá una presión de 70 kN/m^2 en la superficie de la arcilla. Si se lleva a cabo la construcción propuesta, calcular:

- a) el esfuerzo vertical total en el suelo a 12 m bajo el punto P, y
- b) El asentamiento superficial inmediato que se producirá en P y en el borde y en el centro de la cimentación circular. (El asentamiento lo calculamos en esta unidad temática)

Las propiedades de la arcilla son $P_s = 1.90 \text{ Mg/m}^3$, $E = 5,500 \text{ kN/m}^2$ y $\nu = 0.5$.



Asientos elásticos de depósitos de suelo

G. García. UPCT

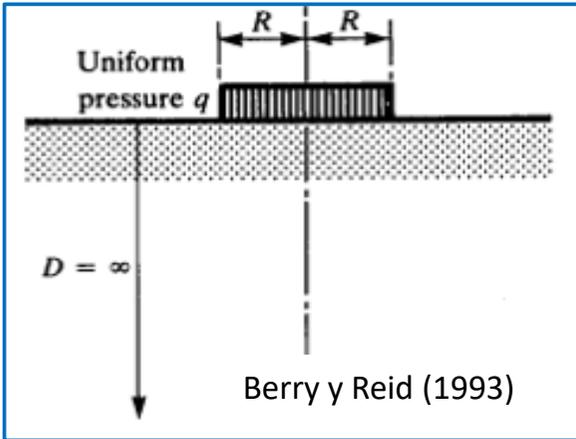
Ejercicio 2. (TEMA 3). Continuación

SOLUCIÓN (asentamientos):

Asiento producido

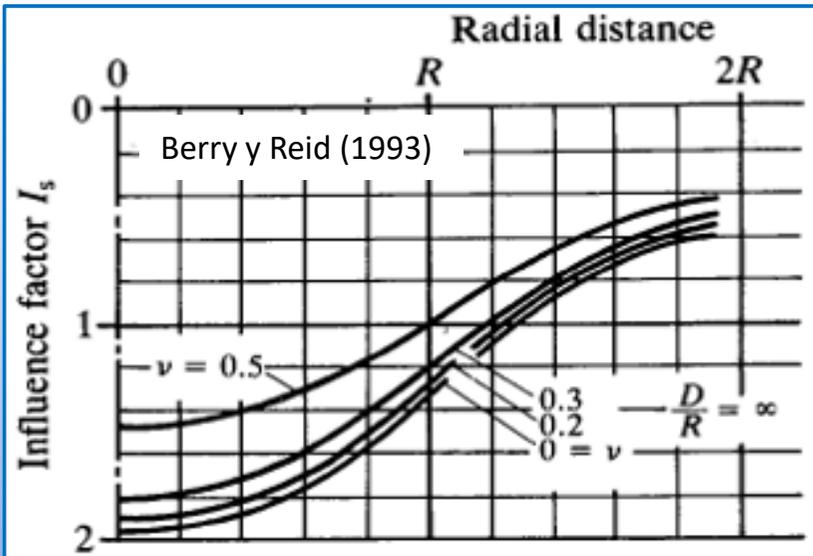
(se supone que ya se produjo asiento debido a la losa)

Gran espesor $\rightarrow D = \infty$



$$s_i = \frac{qR}{E} I_s$$

$$q = 70 \text{ kN/m}^2, R = 9 \text{ m}, E = 5500 \text{ kN/m}^2, \nu = 0.5$$



At the centre of the foundation, radial distance = 0, $I_s = 1.50$ and

$$S_i = \frac{70 \times 9 \times 1.5}{5500} = 0.172 \text{ m} = \underline{172 \text{ mm}}$$

At the edge of the foundation, radial distance = R, $I_s = 1.0$ and

$$S_i = \frac{70 \times 9 \times 1.0}{5500} = 0.115 \text{ m} = \underline{115 \text{ mm}}$$

At point P, radial distance = $\frac{1}{3}R$, $I_s = 0.75$ and

$$\text{Berry y Reid (1993)} \quad S_i = \frac{70 \times 9 \times 0.75}{5500} = 0.086 \text{ m} = \underline{86 \text{ mm}}$$

La Figura 2.22 muestra las dimensiones en planta de un edificio de una fábrica cimentado sobre la superficie de un depósito de arcilla homogénea de gran espesor. La presión sobre la cimentación del edificio es de 30 kN/m^2 . También se muestra la línea de un túnel existente que pasa a través de la arcilla, con su clave a una profundidad promedio de 12 m bajo el nivel del terreno.

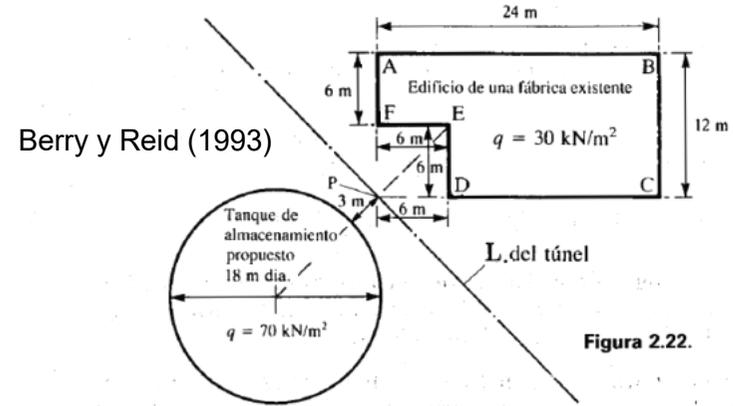


Figura 2.22.

Se desea construir un tanque de almacenamiento en el sitio que se muestra, con una cimentación flexible de 18 m de diámetro que transmitirá una presión de 70 kN/m^2 en la superficie de la arcilla. Si se lleva a cabo la construcción propuesta, calcular:

- el esfuerzo vertical total en el suelo a 12 m bajo el punto P, y
- El asentamiento superficial inmediato que se producirá en P y en el borde y en el centro de la cimentación circular.

Las propiedades de la arcilla son $P_u = 1.90 \text{ Mg/m}^3$, $E = 5,500 \text{ kN/m}^2$ y $\nu = 0.5$.

Habrá que ver si la estructura puede resistir el asiento diferencial



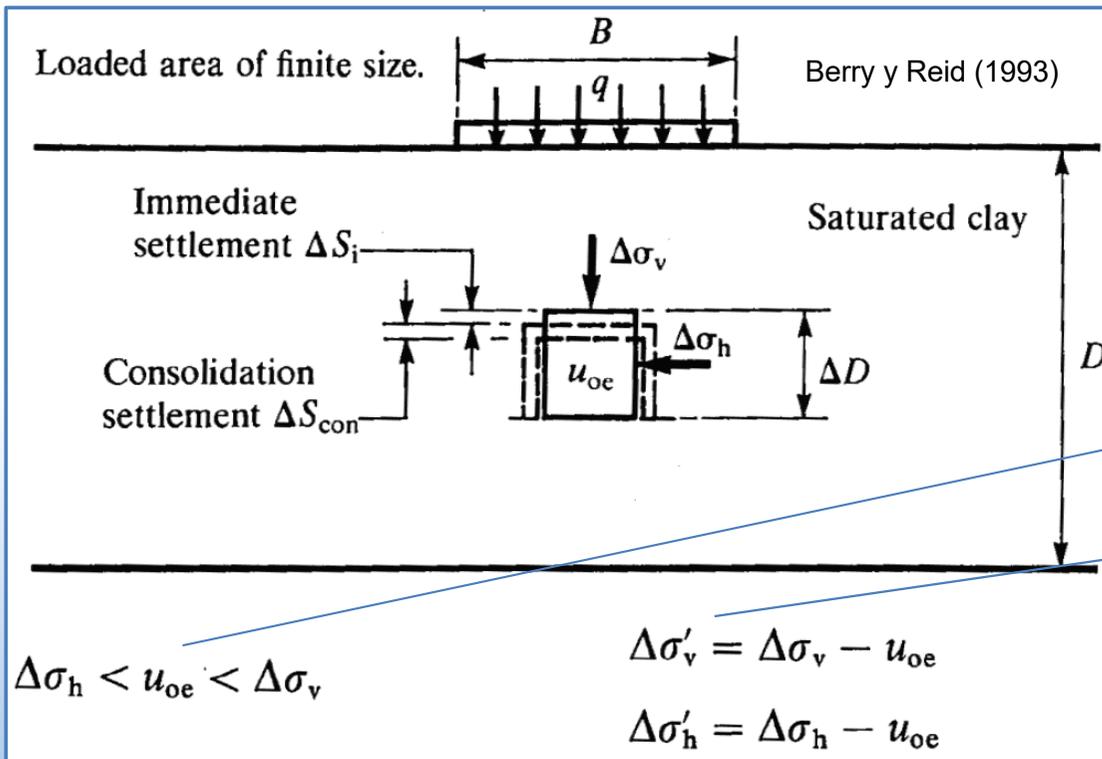
Asentamientos en condiciones no edométricas

¿Cual es el **asiento a largo plazo cuando...**

- el espesor de la capa cargada tiene un tamaño infinito?
- o la relación entre el área cargada y el espesor del estrato es muy pequeña (zapatas)?

→ Hay **deformación lateral**

Por tanto, en estas condiciones, **la consolidación no es unidimensional**



Debido a la carga q aplicada, se produce un incremento de esfuerzo vertical total ($\Delta \sigma_v$) y un incremento de esfuerzo horizontal ($\Delta \sigma_h$)

Sin embargo, el exceso de presión intersticial producido, u_{oe} , resulta ser inferior que $\Delta \sigma_v$, pero mayor que $\Delta \sigma_h$

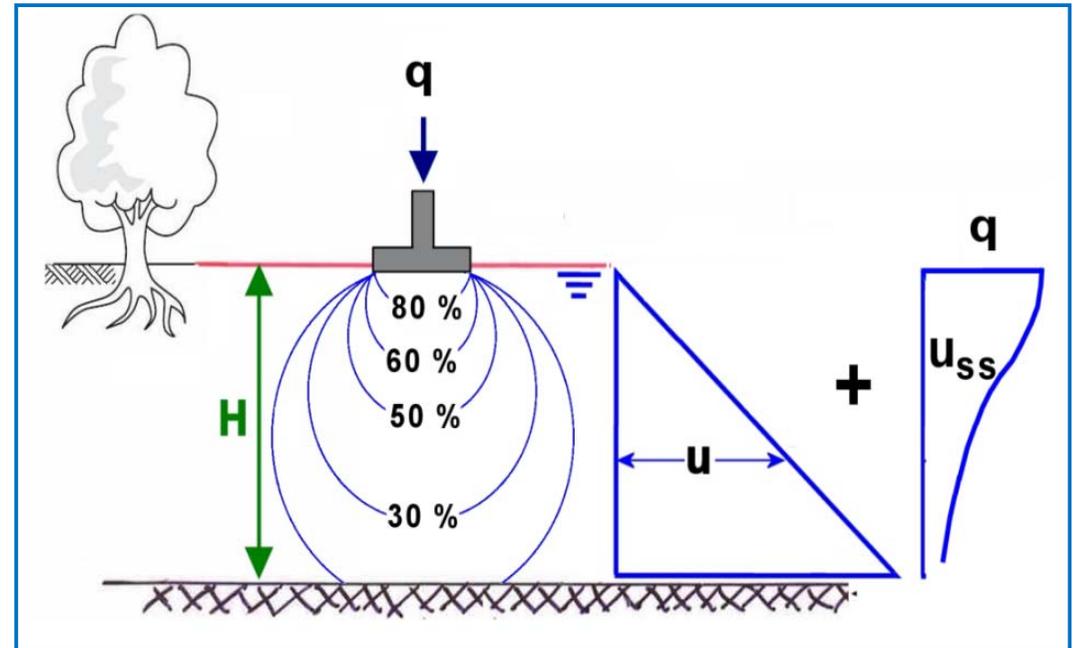
Y por tanto, el esfuerzo efectivo vertical se incrementa ($\Delta \sigma'_v$ es positivo), mientras que el esfuerzo efectivo horizontal disminuye ($\Delta \sigma'_h$ es negativo)

En consecuencia, el **elemento experimenta un asentamiento inmediato**, S_i



Asentamientos en condiciones no edométricas

Analizando la variación del esfuerzo horizontal, ($\Delta\sigma'_h$), que es lo que podría marcar la diferencia respecto a la consolidación unidimensional, se comprueba que inicialmente decrece y con el paso del tiempo aumenta, llegando el valor final (tras la consolidación) a ser mayor que antes de depositar la carga.

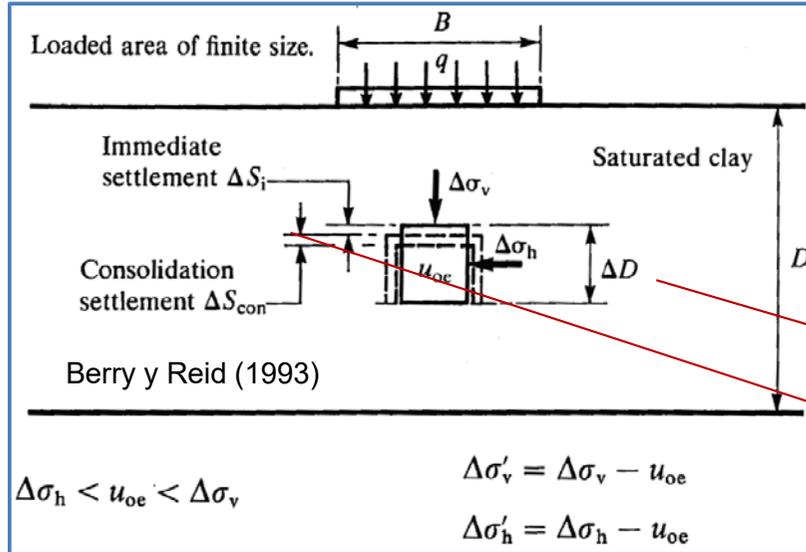


Sin embargo, Skempton y Bjerrum (1957) indican que las deformaciones horizontales son pequeñas (alrededor del 15% de las deformaciones verticales)

Las **deformaciones importantes son las verticales**, y por tanto **los resultados de consolidación unidimensional son válidos para el cálculo del asentamiento por consolidación**, S_{con}



Asentamientos en condiciones no edométricas



Como el incremento inicial de presión intersticial es menor que el que se hubiera producido en el caso unidimensional, el incremento de tensión efectiva vertical final será también menor que en el caso unidimensional. Esto se traducirá en que el asiento de consolidación esperable será menor.

Por tanto, podemos utilizar un factor de corrección estimado empíricamente (μ)

$$\Delta S_{con} = \mu m_v \Delta D \Delta \sigma'_v$$

Si nos dan m_v , en lugar de la curva edométrica

donde m_v es el módulo de compresibilidad volumétrico (m^2/N)

$$m_v = \frac{a_v}{(1+e)} = \frac{-\frac{\partial e}{\partial \sigma'}}{(1+e)}$$

El **asentamiento total (S)** será la **suma** del asentamiento **elástico inicial** (S_i) más el de **consolidación** (S_{con})

$$\Delta S = \Delta S_i + \Delta S_{con}$$

$$S = \sum \Delta S = \sum \Delta S_i + \sum \Delta S_{con}$$

$$S = S_i + \mu \sum m_v \Delta D \Delta \sigma_v$$

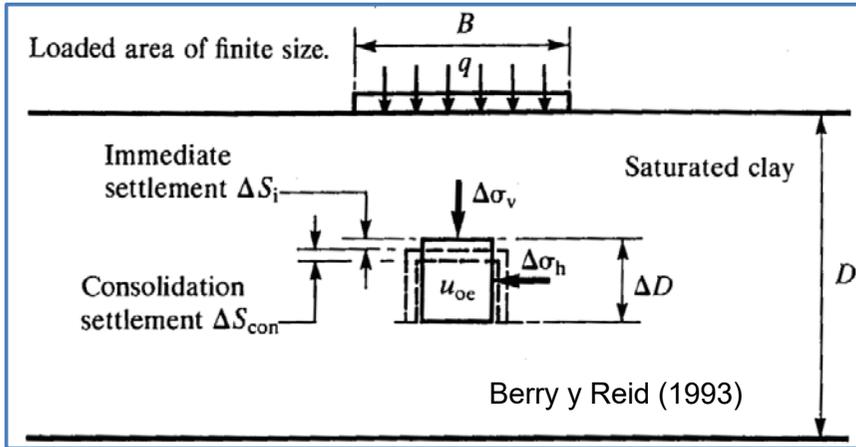
Se procede subdividiendo el terreno en capas, involucrando sólo la parte afectada por el **bulbo de presiones** (**3B para zapatas aisladas y 8B para zapatas corridas**)

Resultando **6 u 8 subcapas** con **espesor = 0,5B (zapatas aisladas)** o **espesor = B (zapatas corridas)**



Método de Skempton-Bjerrum

Asentamientos en condiciones no edométricas



$$\Delta S_{con} = \mu m_v \Delta D \Delta \sigma'_v$$

$$S = S_i + \mu \sum m_v \Delta D \Delta \sigma'_v$$

MCieTAT: Deformación en el terreno: consolidación y asientos elásticos

Gráfico para la obtención μ a partir de los valores de D/B , A (parámetro de presión intersticial de Skempton) y forma de la zapata (circular o faja)

Scott (1963)

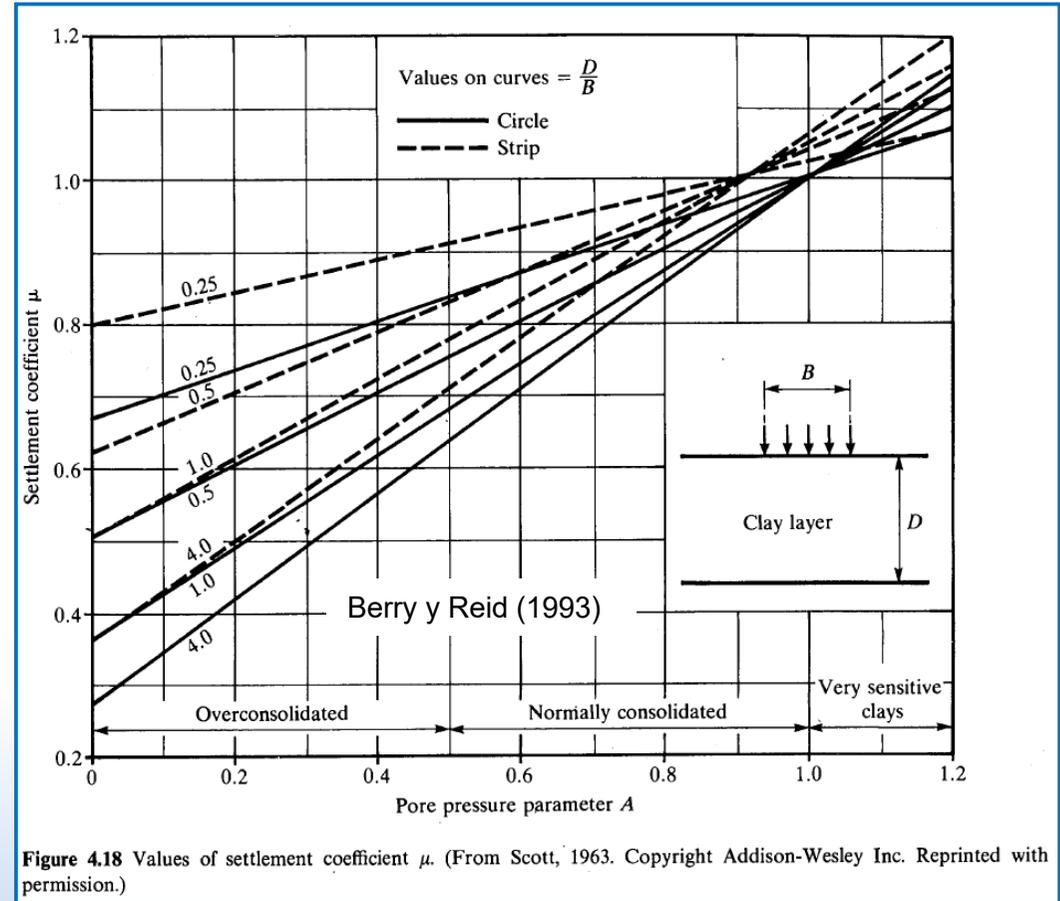


Figure 4.18 Values of settlement coefficient μ . (From Scott, 1963. Copyright Addison-Wesley Inc. Reprinted with permission.)

En el caso de **cimentaciones flexibles**, el **asiento diferencial** se debe a la diferencia entre los **asientos inmediatos** en el **centro y en una esquina** (cimentaciones rectangulares) o en el borde (cimentaciones circulares).

Para **cimentaciones rígidas**, **no existe asiento diferencial**, y se estima (aproximaciones empíricas) que el asiento es del orden de **0.8 veces el asiento bajo el centro de una cimentación flexible**.



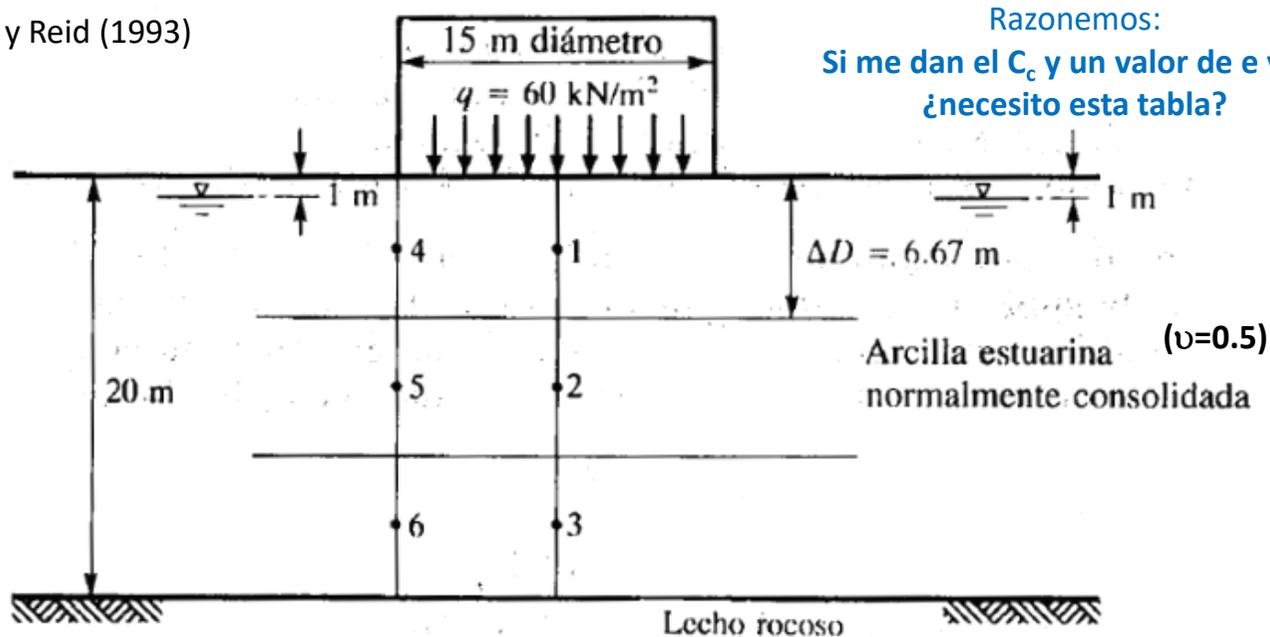
Ejercicio 9

Un tanque, para petróleo, de 15 m de diámetro y base flexible se cimentará en la superficie de un depósito de suelo blando de arcilla estuarina normalmente consolidado sobre el cual se aplicará una carga de 60 kN/m^2 . La arcilla tiene 20 m de espesor y reposa sobre el lecho rocoso. El nivel freático está a 1 m por debajo del nivel del terreno. Calcular el asentamiento máximo y el asentamiento diferencial máximo del tanque, dado que las propiedades de la arcilla son $\rho_s = 1.90 \text{ Mg/m}^3$, $E = 2,500 \text{ kN/m}^2$, $A = 0.7$ y $C_c = 0.2$. Los resultados típicos $e - \sigma'_v$ obtenidos en los ensayos de consolidación en el laboratorio fueron los siguientes:

Profundidad de la muestra = 3.5 m

$\sigma'_v, \text{ kN/m}^2$	25	50	100	200	400
e	1.06	1.03	0.97	0.91	0.85

Berry y Reid (1993)





Ejercicio 9

Asiento elástico inmediato

Los asentamientos en la superficie debidos a una carga uniforme q que actúa sobre un área circular flexible de radio R vienen dados por:

$$s_i = \frac{qR}{E} I_s \quad (\text{Tema de "asientos elásticos"})$$

Donde el factor de influencia (I_s) depende del coeficiente de Poisson (ν) y de la distancia radial desde el centro del área hasta el punto en el que se busca el asentamiento

Como:

$$q = 60 \text{ kN/m}^2, R = 7.5 \text{ m and } E = 2500 \text{ kN/m}^2. \nu = 0.5$$
$$D/R = 20/7.5 = 2.67 \quad D = 2.67R$$

Interpolamos entre las 2 gráficas

(Berry y Reid)

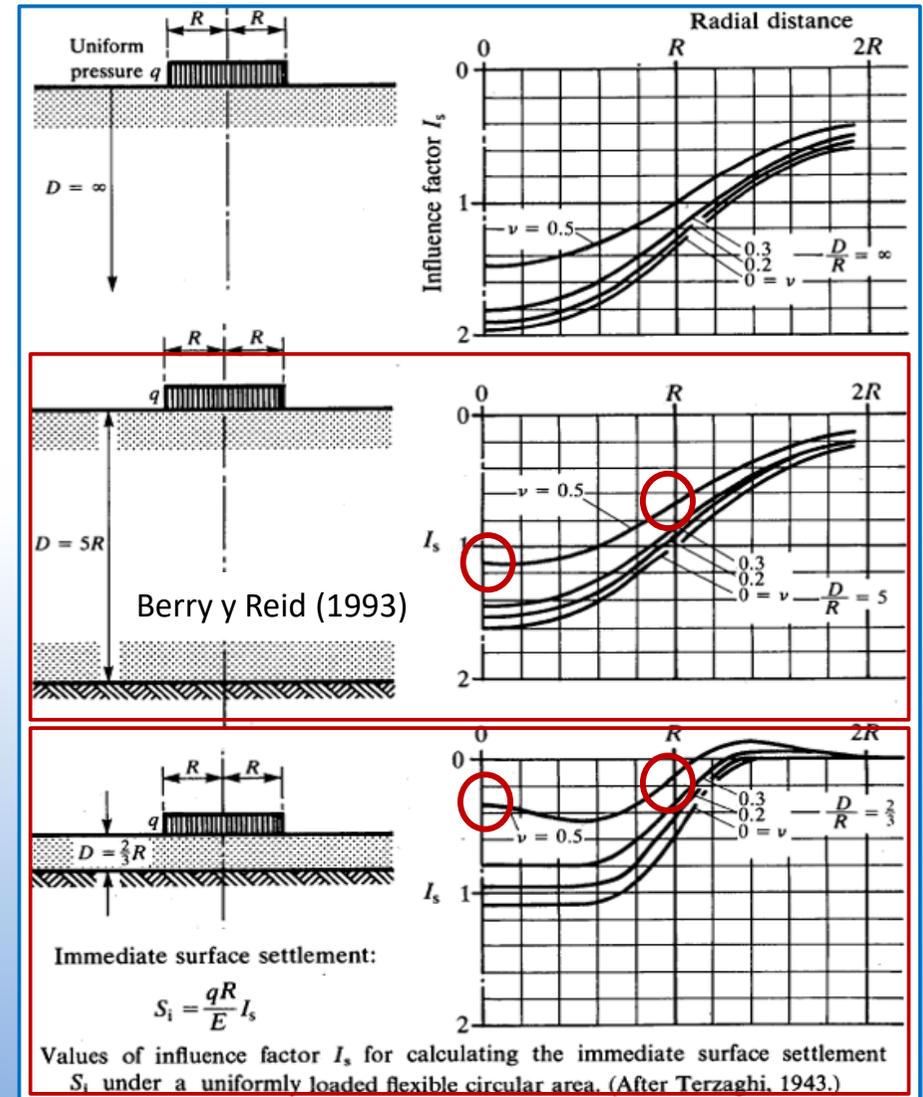
En el centro del tanque: $(1.10+0.35)/2 = 0.72 \rightarrow I_s = 0.69$

En el borde del tanque: $(0.65+0.12)/2 = 0.39 \rightarrow I_s = 0.365$

$$s_i = \frac{60 \times 7.5 \times 0.69}{2500} = \underline{0.124 \text{ m}} \quad s_i = \frac{60 \times 7.5 \times 0.365}{2500} = \underline{0.066 \text{ m}}$$

centro del tanque

borde del tanque





Ejercicio 9

Asiento por consolidación

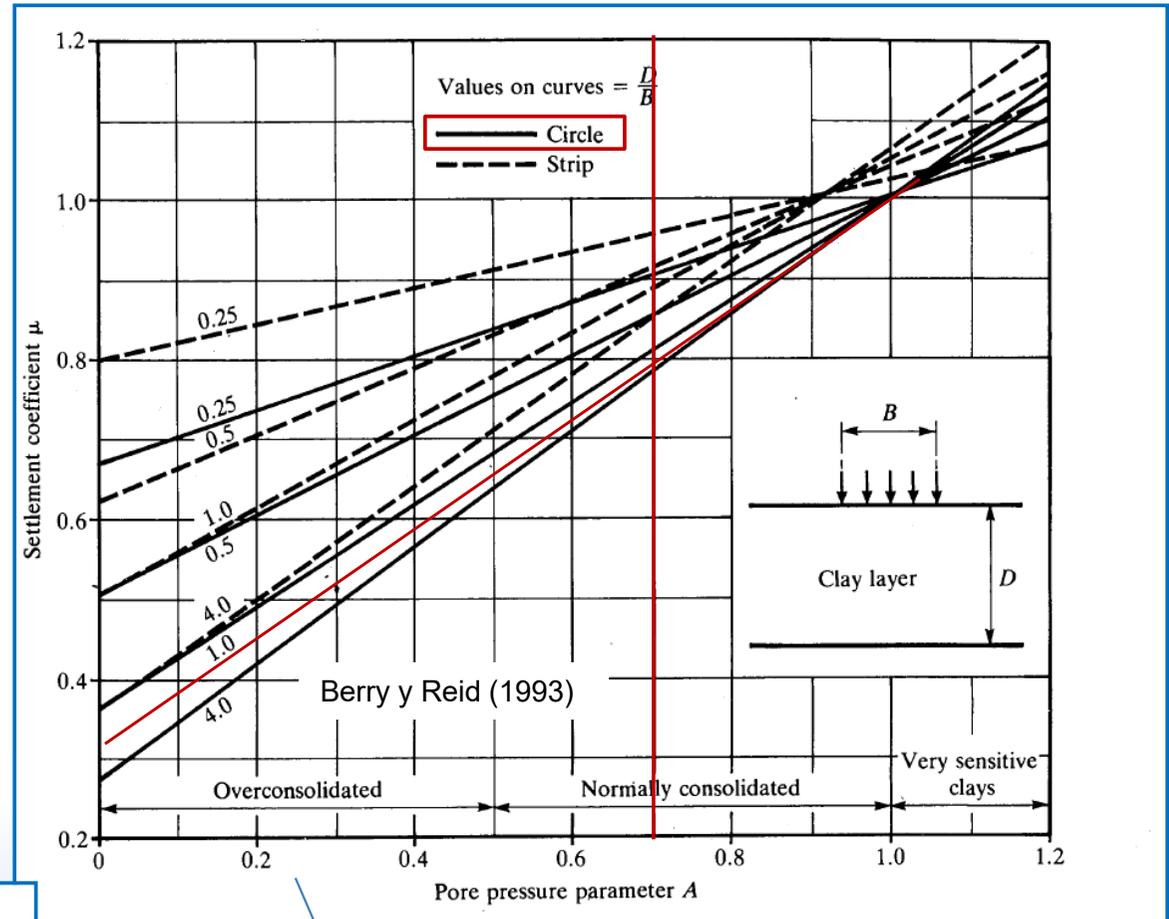
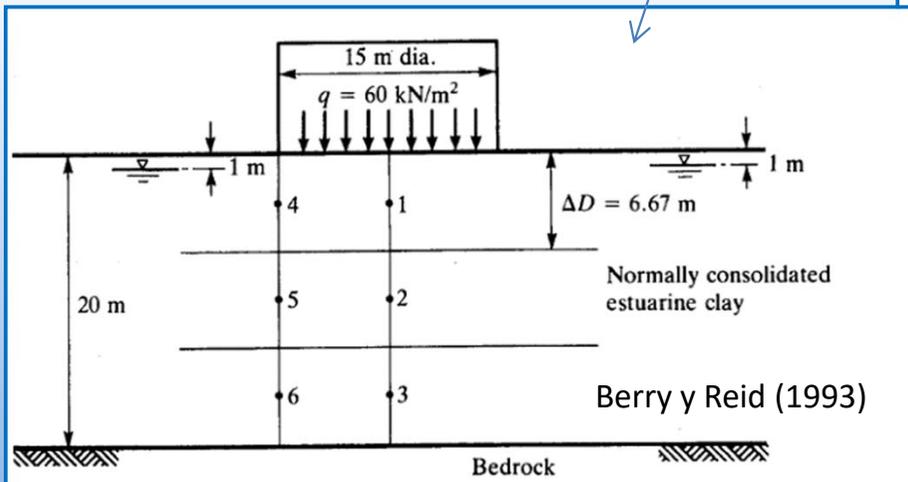
$$\Delta S_{con} = \mu m_v \Delta D \Delta \sigma'_v$$

Zona afectada por la cimentación

- Zapata aislada: --> $3B = 3 \cdot 15 = 45$ m (más del espesor del estrato) --> he de considerar que todo el estrato se deforma

En cuántas subcapas divido el espesor:

- Zapata aislada: --> $0.5B = 0.5 \cdot 15 = 7.5$ m -> salen tres capas (el espesor es 20) de 6,67 m cada una.

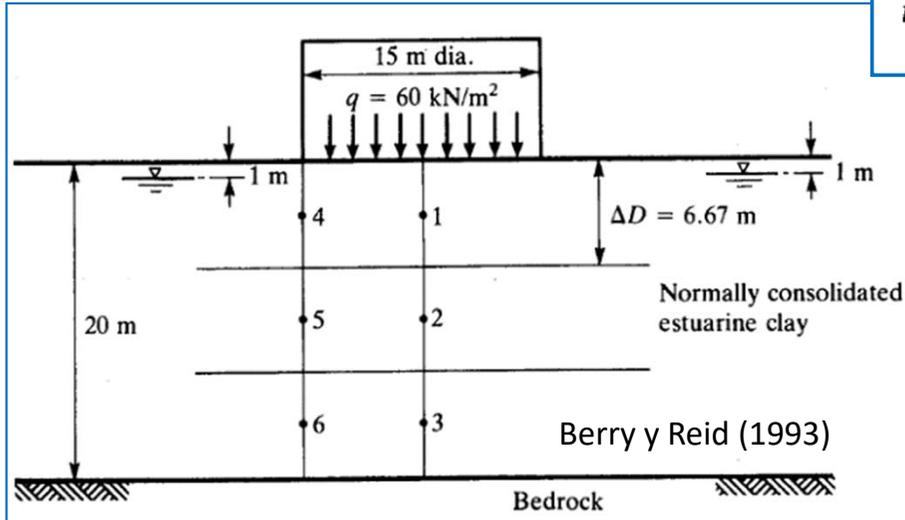


Para $D/B = 20/15 = 1.33$, con $A = 0.7$ y zapata circular, obtenemos $\mu = 0.8$



Ejercicio 9

Asiento por consolidación



$$m_v = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \cdot \frac{1}{\Delta \sigma'_v} = \frac{C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}}{(1 + e_o) \Delta \sigma'_v}$$

$$\Delta \sigma'_v = \Delta \sigma_v$$

$$= \frac{\left(0.2 \log_{10} \left(\frac{95.69}{39.29}\right)\right)}{(1 + 1.05) 56.40} = 6.69 \cdot 10^{-4}$$

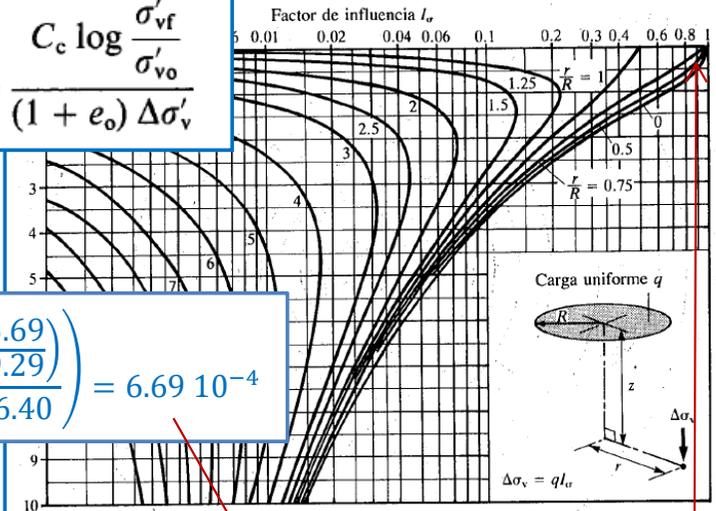


Figura 2.13. Valores del factor de influencia I_σ para calcular el incremento de esfuerzo vertical total $\Delta \sigma_v$ bajo un área circular uniformemente cargada. (Según Foster y Ahlvin, 1954. Reimpresa con la autorización del Transportation Research Board). Berry y Reid (1993)

$$3.34 \times 1.9 \times 9.81$$

$$(3.34 - 1) \times 1.0 \times 9.81$$

$$\Delta \sigma_v = q I_\sigma$$

$$z/R = 3.34/7.5 = 0.44; r/R = 0 \quad I_\sigma = 0.94$$

Point	Depth (m)	σ_{vo} (kN/m²)	u_h (kN/m²)	σ'_{vo} (kN/m²)	e_o	n	$\Delta \sigma_v$ (kN/m²)	σ_{vf} (kN/m²)	σ'_{vf} (kN/m²)	ΔS_{con} (m)
1	3.34	62.25	22.96	39.29	1.05	188	56.40	118.65	95.69	0.201
2	10.00	186.39	88.29	98.10	0.97	100	30.00	216.39	128.10	0.063
3	16.67	310.71	153.72	156.99	0.93	48	14.40	325.11	171.39	0.021
4	3.34	62.25	22.96	39.29	1.05	84	25.20	87.45	64.49	0.112
5	10.00	186.39	88.29	98.10	0.97	55	16.50	202.89	114.60	0.037
6	16.67	310.71	153.72	156.99	0.93	35	10.50	321.21	167.49	0.016

En caso de utilizar el diagrama de Newmark

$$62.25 - 22.96$$

$$e = e_o - c_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right) = 1.03 - 0.2 \log_{10} \left(\frac{39.29}{50}\right)$$

$$62.25 + 56.40$$

$$118.65 - 22.96$$

$$0.8 \cdot m_v \cdot 6.68 \cdot 56.40$$



Ejercicio 9

Asiento total

$$S = S_i + \mu \sum m_v \Delta D \Delta \sigma_v$$

Por tanto el asentamiento por consolidación bajo el centro del tanque

$$= 0.201 + 0.063 + 0.021 = \underline{0.285 \text{ m}}$$

y el asentamiento por consolidación bajo el borde del tanque

$$= 0.112 + 0.037 + 0.016 = \underline{0.165 \text{ m}}$$

Así, asentamiento total en el centro del tanque = $0.124 + 0.285 = \underline{0.409 \text{ m}}$

asentamiento total en el borde del tanque = $0.066 + 0.165 = \underline{0.231 \text{ m}}$

y asentamiento diferencial máximo del tanque = $0.409 - 0.231 = \underline{0.178 \text{ m}}$



Berry, P. L., & Reid, D. (1993). *Mecánica de suelos*. McGraw-Hill.

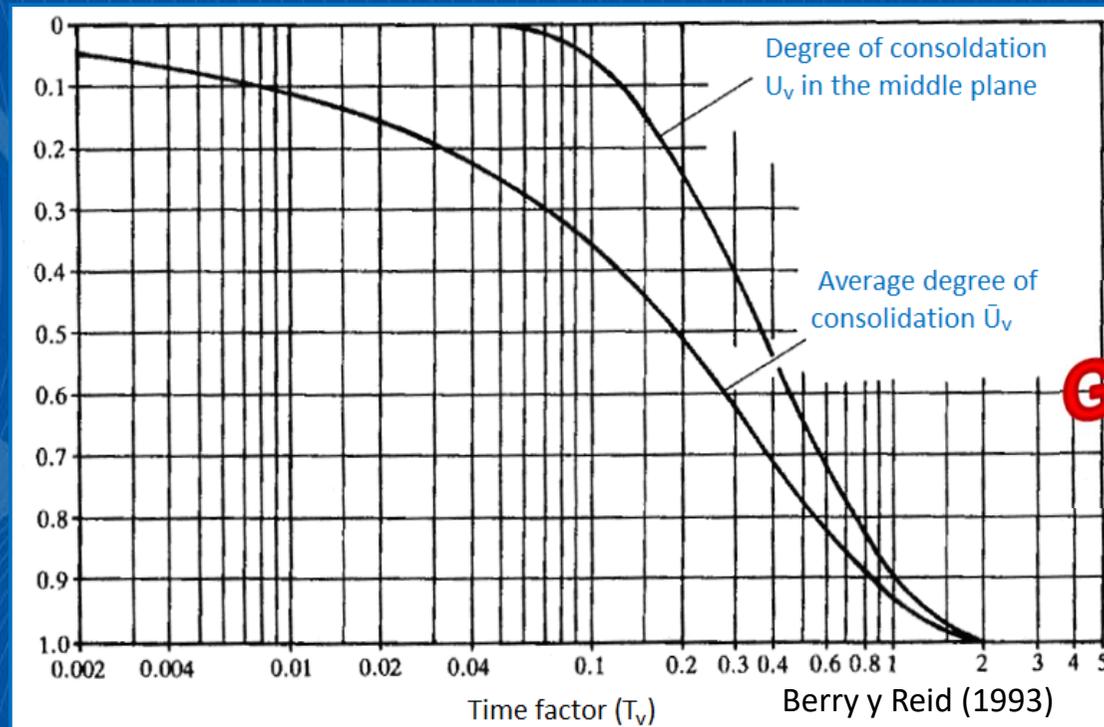
González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.

<https://www.grandcanyondestinations.com/grand-canyon-west-skywalk/>

<https://laboratorioshorysu.com/>

Mecánica Avanzada de Suelos

MCieTAT (UPCT)



Gracias por su atención

Tema 6

Deformación en el terreno:
consolidación y asientos elásticos

Prof. Gonzalo García Ros