

Unidad 1

(Repaso de) Clasificación de suelos



Interacción Terreno Estructura I
Especialización en Ingeniería Geotécnica

Clasificación de suelos

La clasificación le da el “nombre” a un suelo (lo que el suelo “es”)

- Suelos de grano grueso: Grava (**G**) y Arena (**S**)
 - Las partículas se tocan (fuerzas de masa)
 - Controla: granulometría, forma y dureza de partículas
- Suelos de grano fino: Limo (**M**) y Arcilla (**C**)
 - Las partículas no se tocan entre sí (cargas eléctricas, f. superficiales)
 - Controla: capacidad de absorber agua



Suelos gruesos

Fracción suelo: tamaño menor a 75mm (criba 3")

Tamaño grava: 75mm a 4.75mm (tamiz #4)

Tamaño arena: 4.75mm a 74 μ m (tamiz #200)

Suelo grueso: $P_{200} < 50\%$



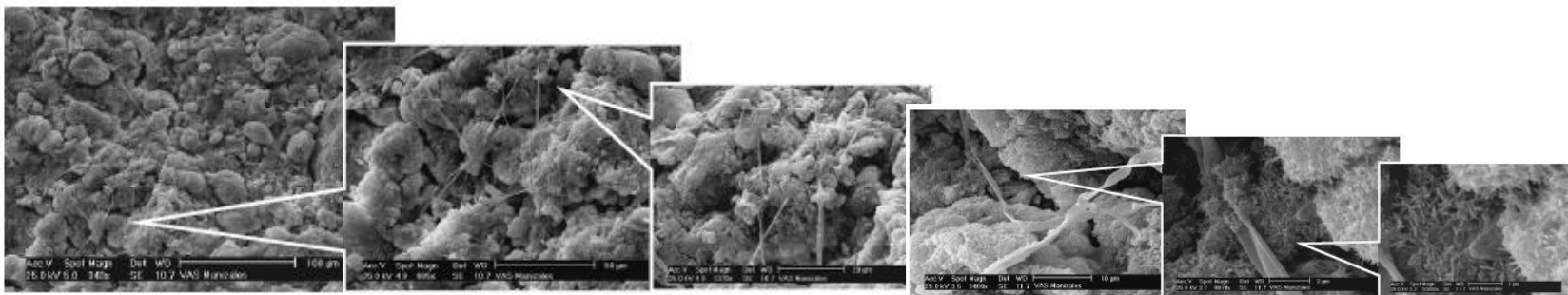
Suelos finos

Predominan las fuerzas de interacción electroquímica

La “granulometría” no controla el comportamiento

- Tamaño limo: $74\mu m$ (tamiz #200) a $2\mu m$
- Tamaño arcilla: menor a $2\mu m$

Lo que decide si es Limo o Arcilla es su capacidad de absorber agua (Los limos no suelen tener propiedades coloidales)



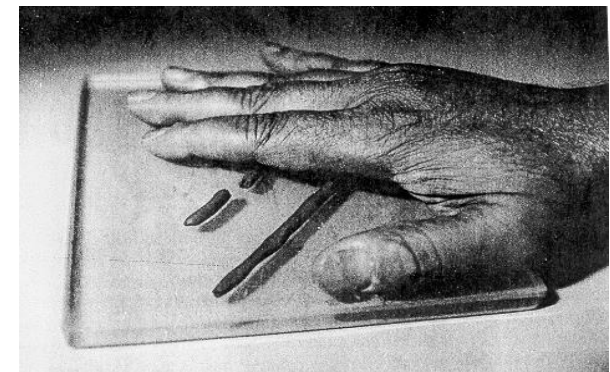
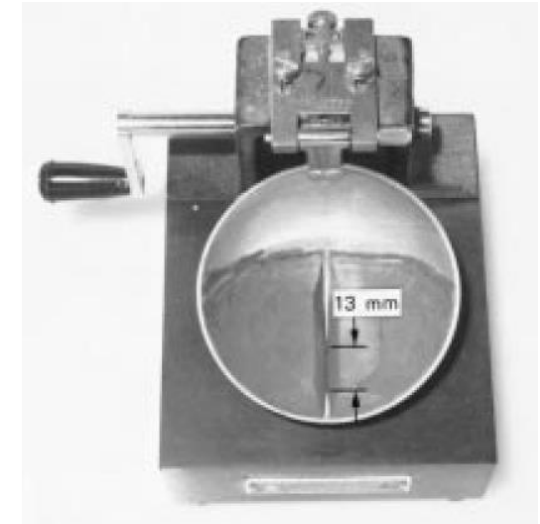
Límites de Atterberg

Límite líquido (LL)

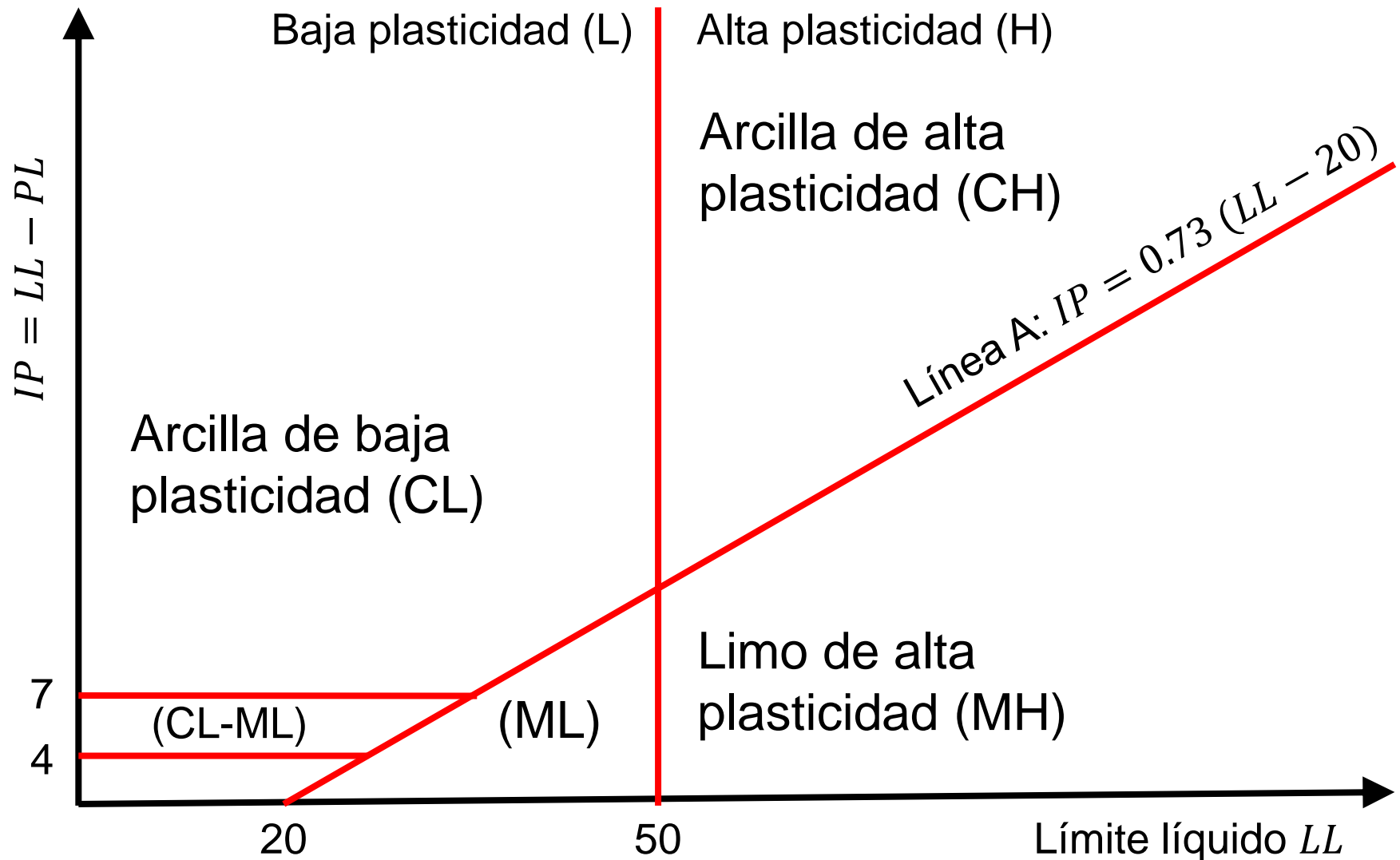
- Mas humedad que LL , se porta como un líquido
- Menos humedad que LL , se porta como un sólido

Límite plástico (LP)

- Mas humedad que LP , se porta como plástico
- Menos humedad que LP , se porta como frágil



Carta de plasticidad



Carta de clasificación de suelos

NOTES:

- a Based on the material passing the 3 in (75 mm) sieve.
- b If field sample contained cobbles and/or boulders, add "with cobbles and/or boulders" to group name.
- c Gravels with 5 to 12% fines require dual symbols:
GW-GM, well-graded gravel with silt
GW-GC, well-graded gravel with clay
GP-GM, poorly graded gravel with silt
GP-GC, poorly graded gravel with clay
- d Sands with 5 to 12% fines require dual symbols:
SW-SM, well-graded sand with silt
SW-SC, well-graded sand with clay
SP-SM, poorly graded sand with silt
SP-SC, poorly graded sand with clay
- e $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})}$
[C_u : Uniformity Coefficient; C_c : Coefficient of Curvature]
- f If soil contains $\geq 15\%$ sand, add "with sand" to group name.
- g If fines classify as CL-ML, use dual symbol GC-GM, SC-SM.
- h If fines are organic, add "with organic fines" to group name.
- i If soil contains $\geq 15\%$ gravel, add "with gravel" to group name.
- j If the liquid limit and plasticity index plot in hatched area on plasticity chart, soil is a CL-ML, silty clay.
- k If soil contains 15 to 29% plus No. 200 (0.075 mm), add "with sand" or "with gravel," whichever is predominant.
- l If soil contains $\geq 30\%$ plus No. 200 (0.075mm), predominantly sand, add "sandy" to group name.
- m If soil contains $\geq 30\%$ plus No. 200 (0.075 mm), predominantly gravel, add "gravelly" to group name.
- n $PI \geq 4$ and plots on or above "A" line.
- o $PI < 4$ or plots below "A" line.
- p PI plots on or above "A" line.
- q PI plots below "A" line.

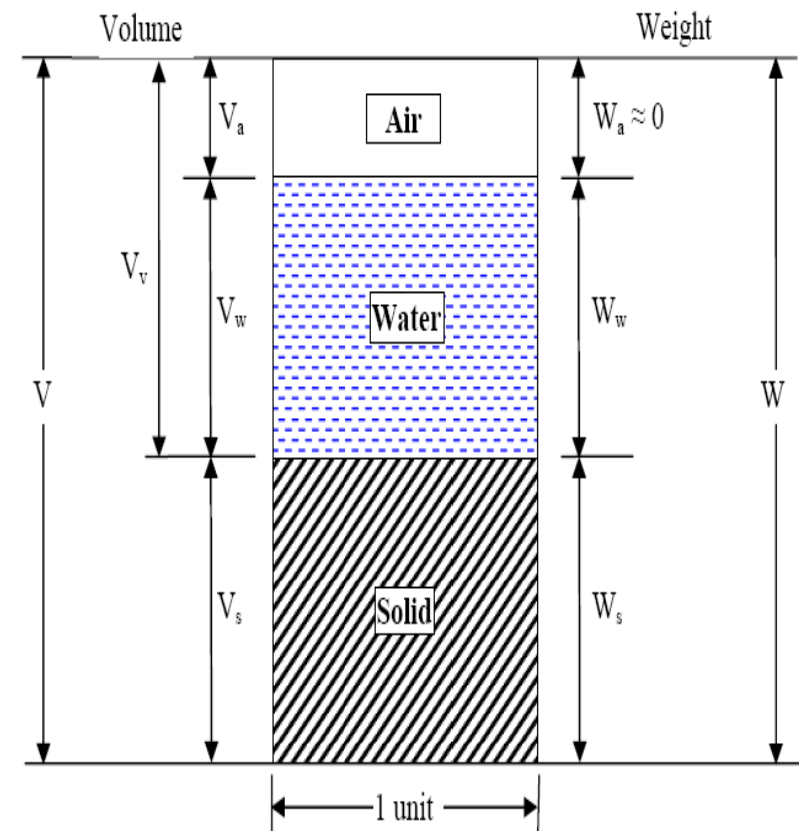
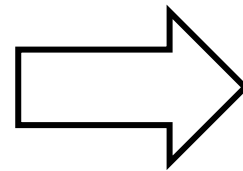
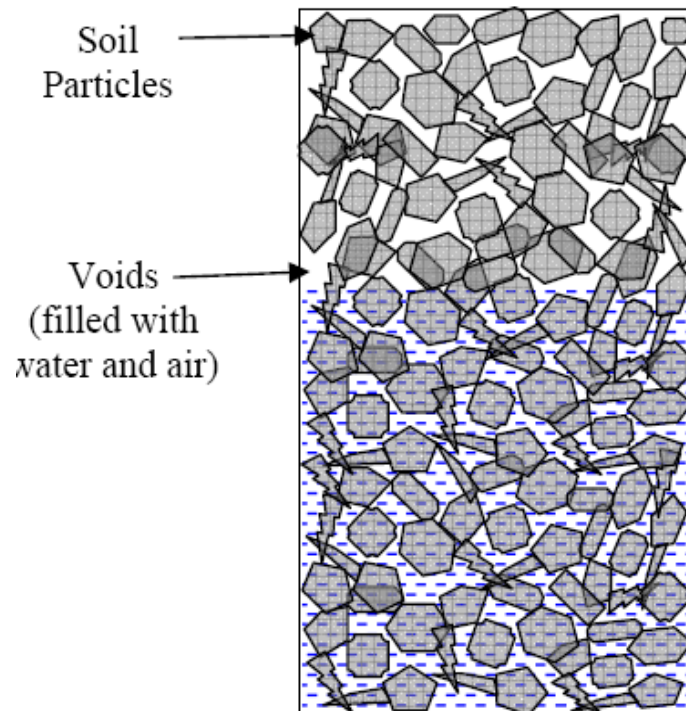
Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests ^a			Soil Classification	
			Group Symbol	Group Name ^b
COARSE-GRAINED SOILS (Sands and Gravels) - more than 50% retained on No. 200 (0.075 mm) sieve				
FINE-GRAINED (Silts and Clays) - 50% or more passes the No. 200 (0.075 mm) sieve				
GRAVELS More than 50% of coarse Fraction retained on No. 4 Sieve	CLEAN GRAVELS	$C_u \geq 4$ and $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW	Well-graded gravel ^f
		$C_u < 4$ and/or $1 > C_c > 3^e$	GP	Poorly-graded gravel ^f
	GRAVELS WITH FINES	Fines classify as ML or MH	GM	Silty gravel ^{f,g,h}
		Fines classify as CL or CH	GC	Clayey gravel ^{f,g,h}
SANDS 50% or more of coarse fraction passes No. 4 Sieve	CLEAN SANDS	$C_u \geq 6$ and $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW	Well-graded Sand ⁱ
		$C_u < 6$ and/or $1 > C_c > 3^e$	SP	Poorly-graded sand ⁱ
	SANDS WITH FINES	Fines classify as ML or MH	SM	Silty sand ^{g,h,i}
		Fines classify as CL or CH	SC	Clayey sand ^{g,h,i}
SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50	Inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line ^j	CL	Lean clay ^{k,l,m}
		$PI < 4$ or plots below "A" line ^j	ML	Silt ^{k,l,m}
	Organic	$\frac{\text{Liquid limit - overdried}}{\text{Liquid limit - not dried}} < 0.75$	OL	Organic clay ^{k,l,m,n}
				Organic silt ^{k,l,m,o}
SILTS AND CLAYS Liquid limit 50 or more	Inorganic	PI plots on or above "A" line	CH	Fat clay ^{k,l,m}
		PI plots below "A" line	MH	Elastic silt ^{k,l,m}
	Organic	$\frac{\text{Liquid limit - oven dried}}{\text{Liquid limit - not dried}} < 0.75$	OH	Organic clay ^{k,l,m,p}
				Organic silt ^{k,l,m,q}
Highly fibrous organic soils	Primary organic matter, dark in color, and organic odor		Pt	Peat

Clasificación de suelos

- 1: $P_{\#4} = 100\%$, $P_{\#200} = 95\%$, $LL = 38$, $LP = 28$
- 2: $P_{\#4} = 100\%$, $P_{\#200} = 25\%$, $LL = 27$, $LP = 13$, $C_u = 4.3$, $C_c = 1.1$
- 3: $P_{3''} = 95\%$, $P_{\#4} = 50\%$, $P_{\#200} = 8\%$, $LL = 27$, $LP = 13$, $C_u = 5.9$,
 $C_c = 4.3$
- 4: $P_{\#4} = 90\%$, $P_{\#200} = 3\%$, $C_u = 2.3$, $C_c = 1.7$

Propiedades índice

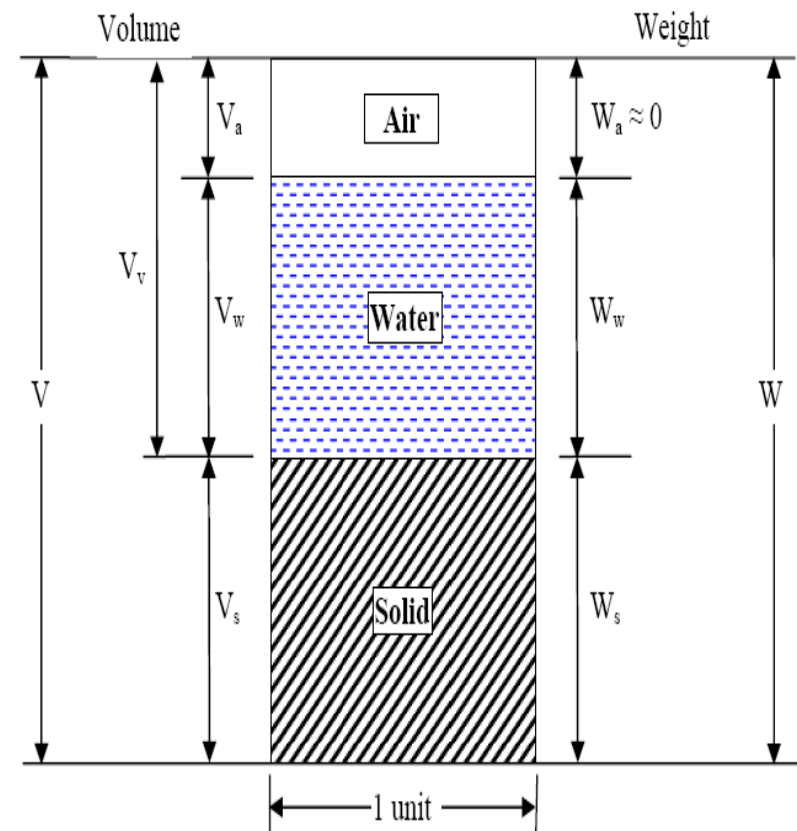
Las propiedades índice caracterizan el estado de un suelo
(definen cómo el suelo “está”)



Propiedades índice

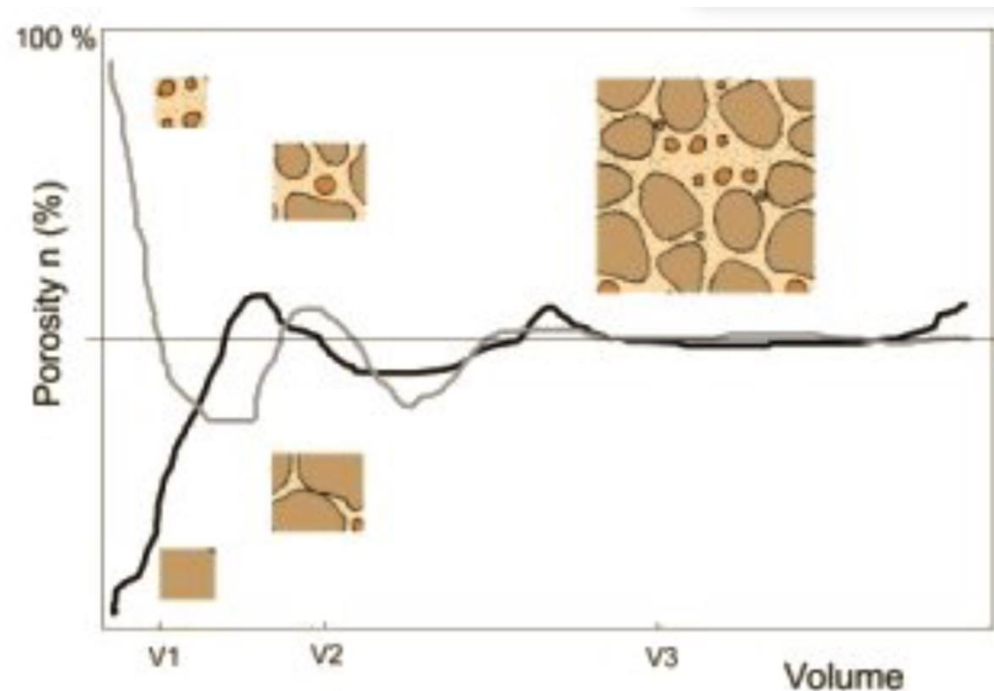
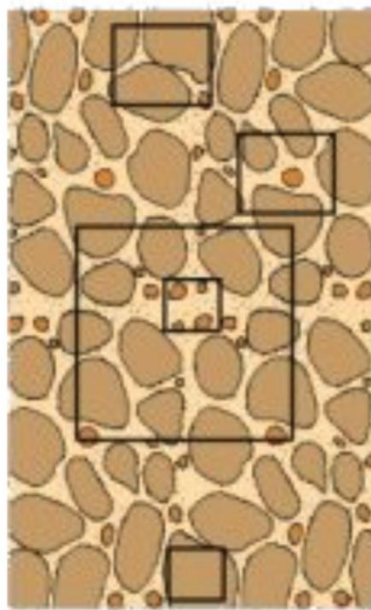
Las propiedades índice caracterizan el estado de un suelo (definen cómo el suelo “está”)

- Humedad: $\omega = W_W / W_S$
- Humedad vol: $\theta = V_W / V$
- Peso unitario: $\gamma = W / V$
- Peso unitario seco: $\gamma_d = W_S / V$
- Relación de vacíos: $e = V_V / V_S$
- Porosidad: $n = V_V / V$
- Grado de saturación: $S_r = V_W / V_V$



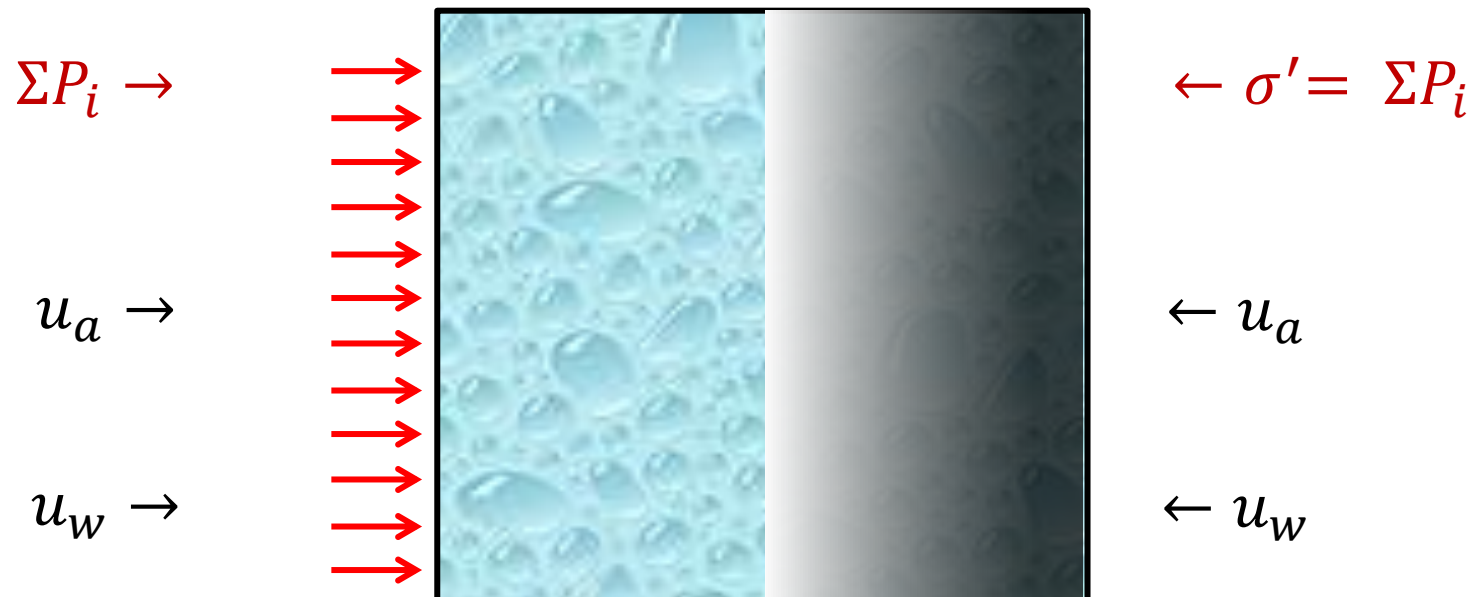
Propiedades índice

Las propiedades índices aplican a una muestra de tamaño tal que las propiedades sean independientes del volumen muestral que se toma.



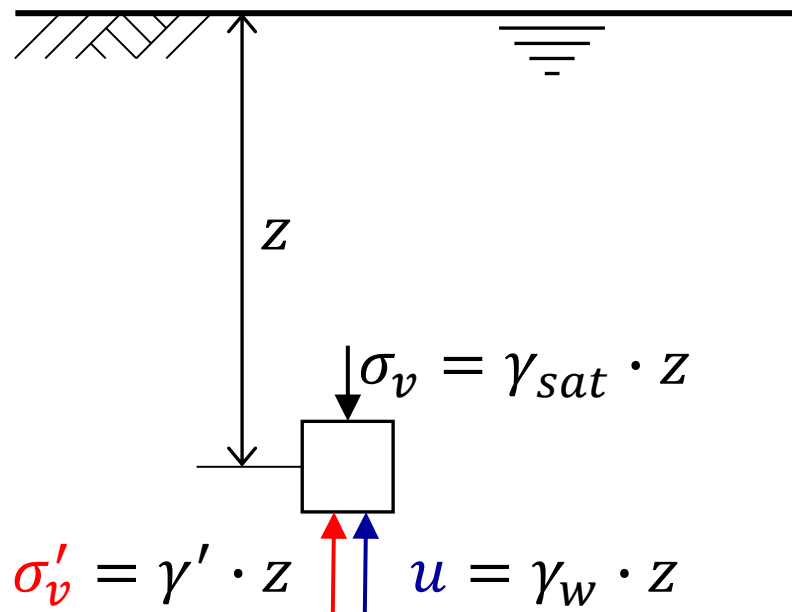
La definición de tensión efectiva en un medio poroso

Las **fuerzas concentradas** que se transmiten de grano a grano (a través de sus contactos) se “**convierten**” en una “**tensión integranular**” que actúa en toda la superficie

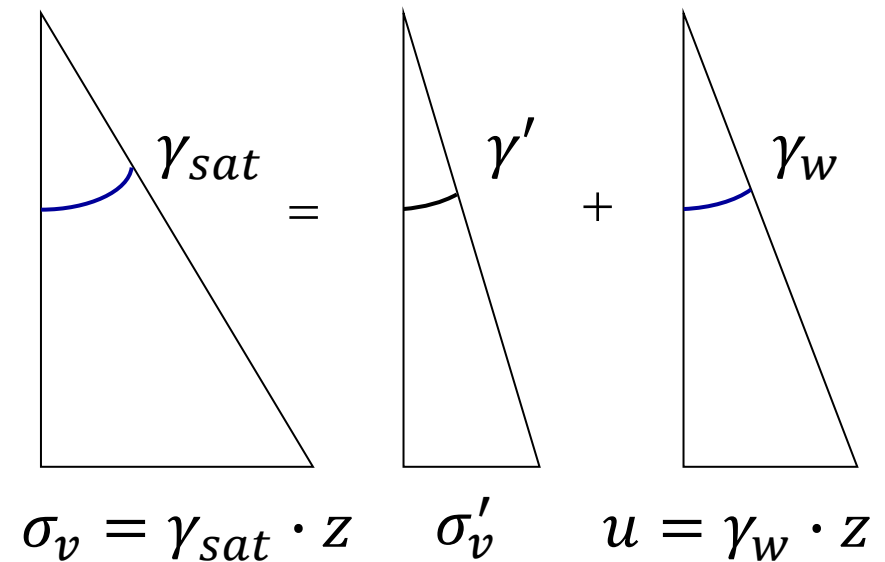


Presión efectiva en terreno horizontal: suelo sumergido

La **presión intergranular (efectiva)** es igual a la presión total menos la **presión del fluido de poros (agua)**

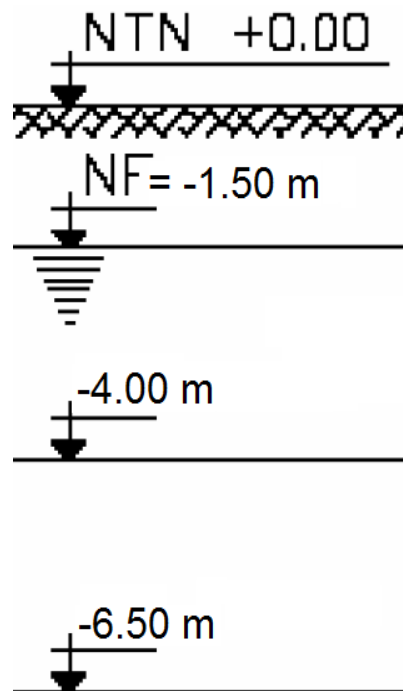


$$\sigma'_v + u = \sigma_v$$



$$\gamma' + \gamma_w = \gamma_{sat}$$

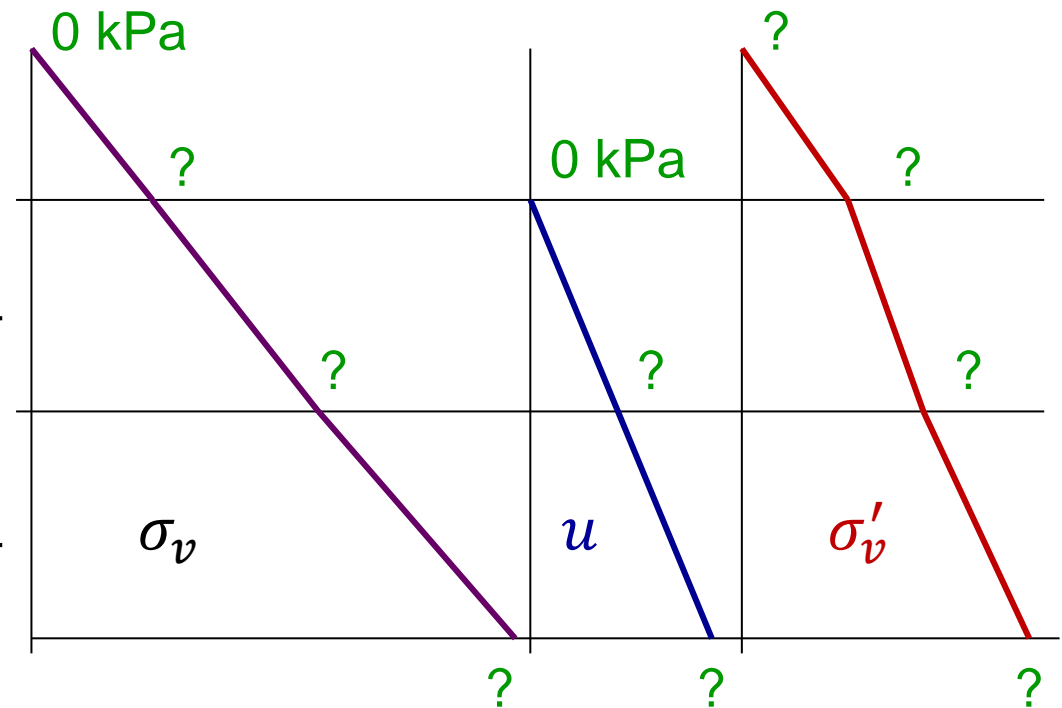
Ejercicio: presiones efectivas verticales



$$\gamma_h = \frac{18 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{20 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{22 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$



Nota importante: Se asume que la presión de poros es nula por encima del nivel freático

$$\sigma'_v + u = \sigma_v$$

Ley de Darcy

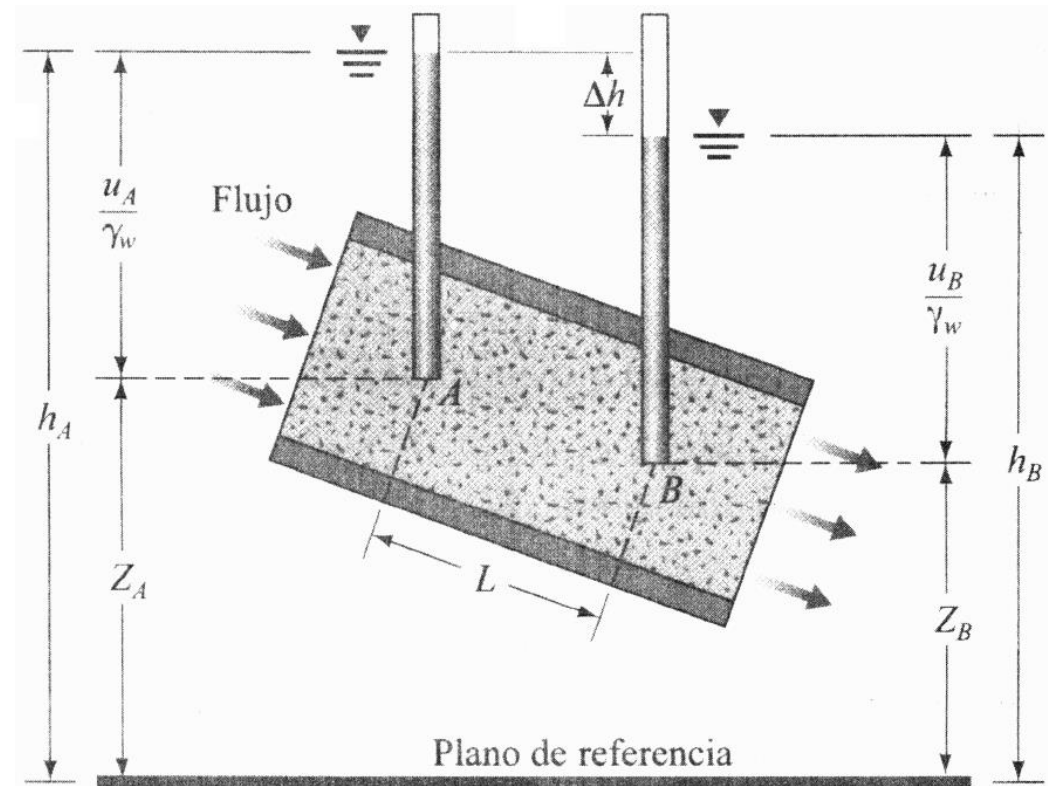
Hipótesis

- Medio poroso uniforme
- Flujo laminar

La velocidad de flujo es linealmente proporcional al gradiente hidráulico

$$v = k \frac{\partial h}{\partial x} = k \cdot i$$

k es el coeficiente de permeabilidad, que depende de la viscosidad del fluido



Permeámetro de carga constante

El permeámetro de carga constante es un cilindro lleno de suelo por el que fluye agua

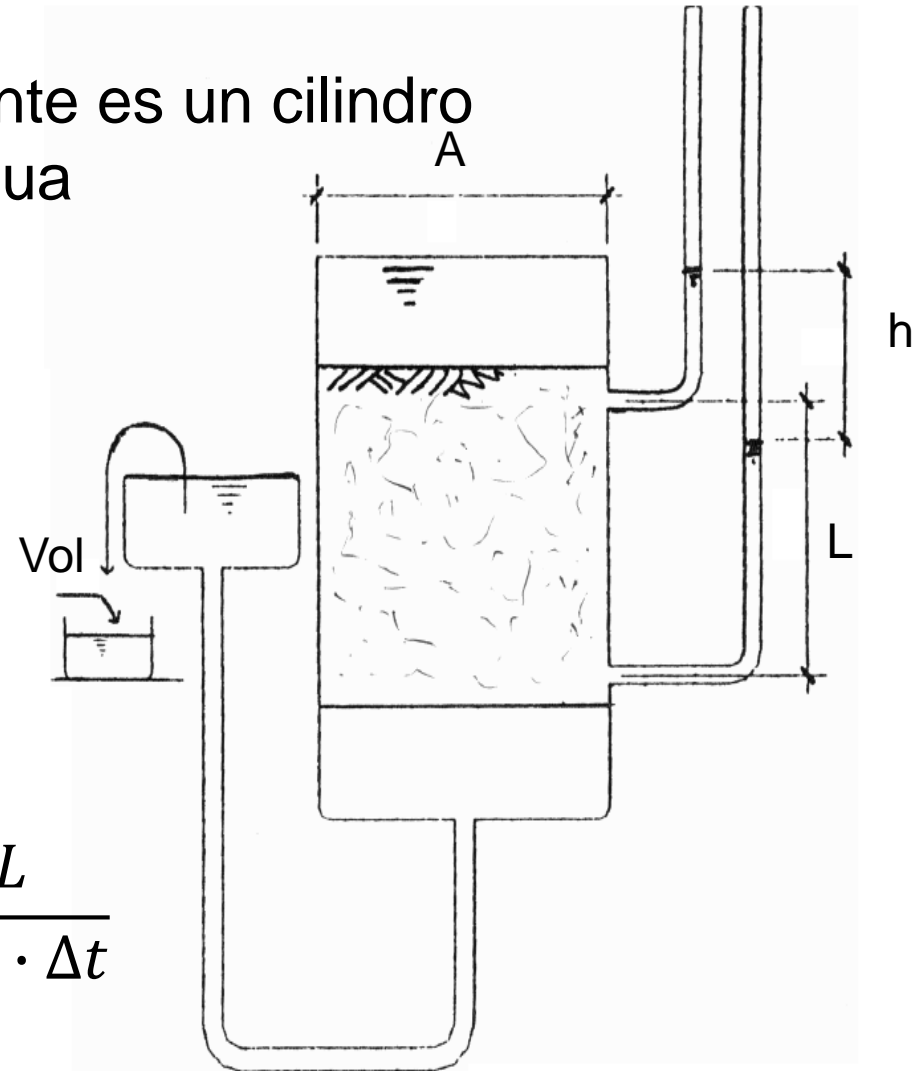
- Caudal
- Velocidad
- Darcy
- Permeabilidad

$$Q = \frac{V}{\Delta T}$$

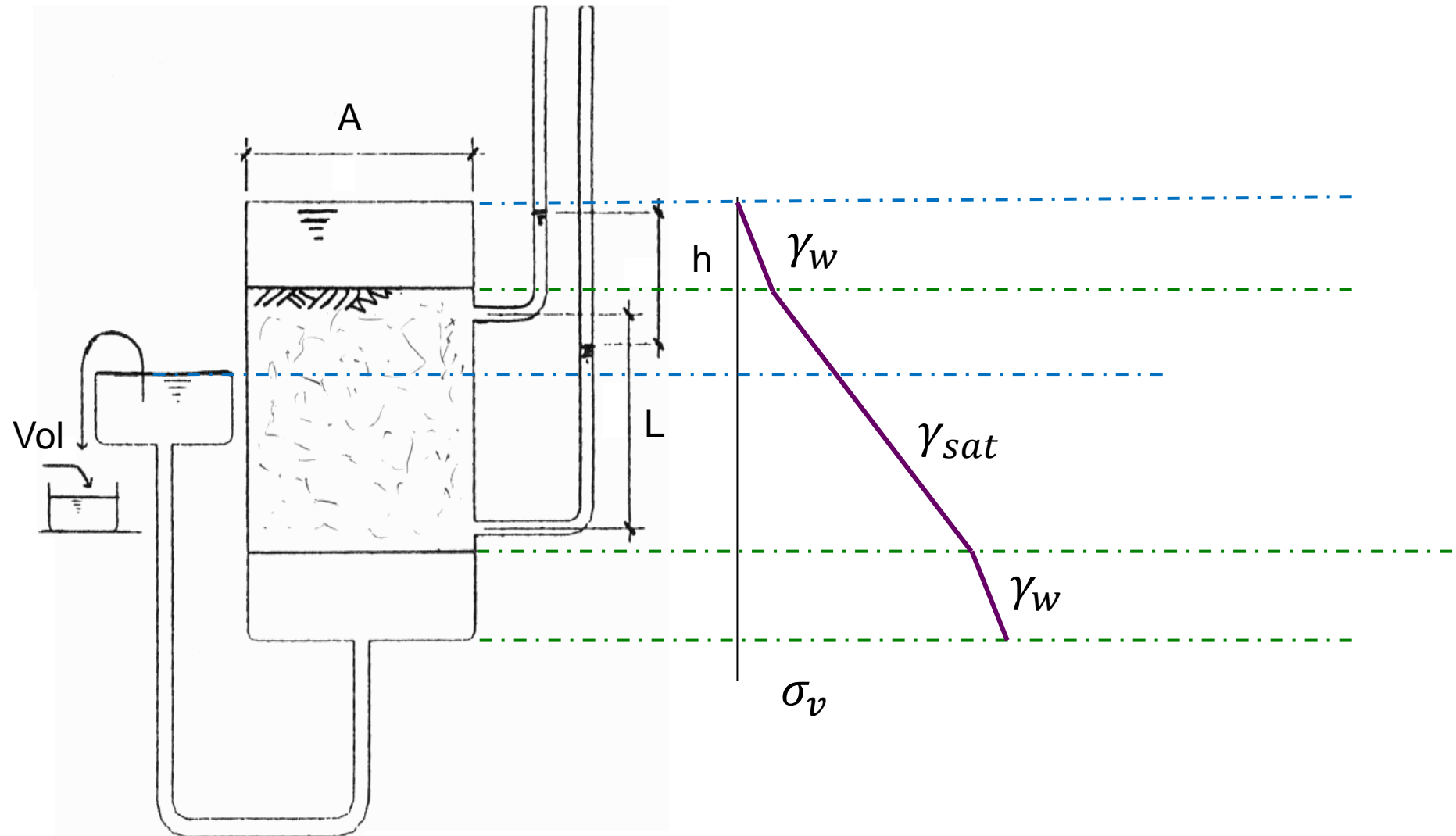
$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = k \cdot i$$

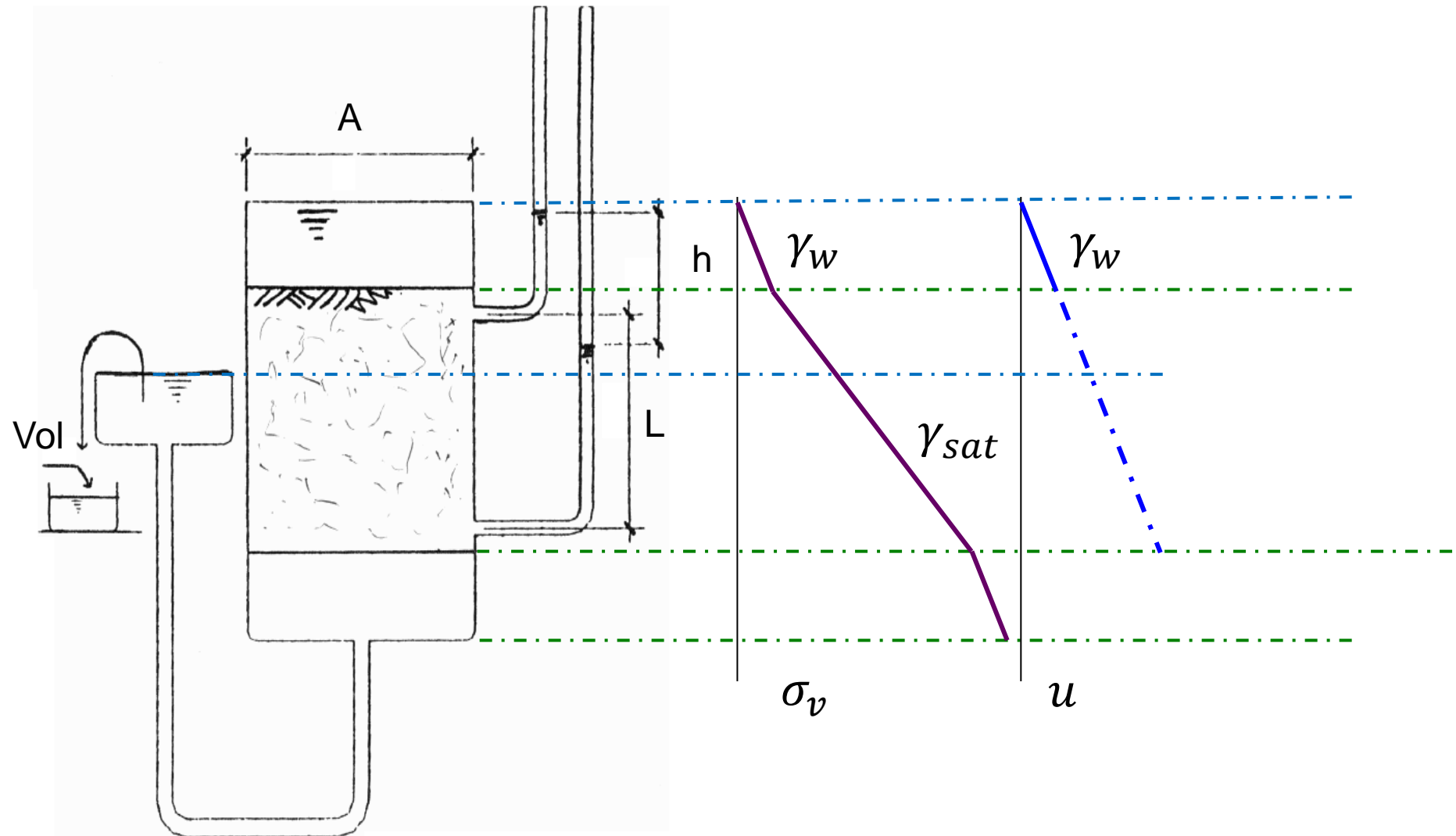
$$k = \frac{V \cdot L}{\Delta H \cdot A \cdot \Delta t}$$



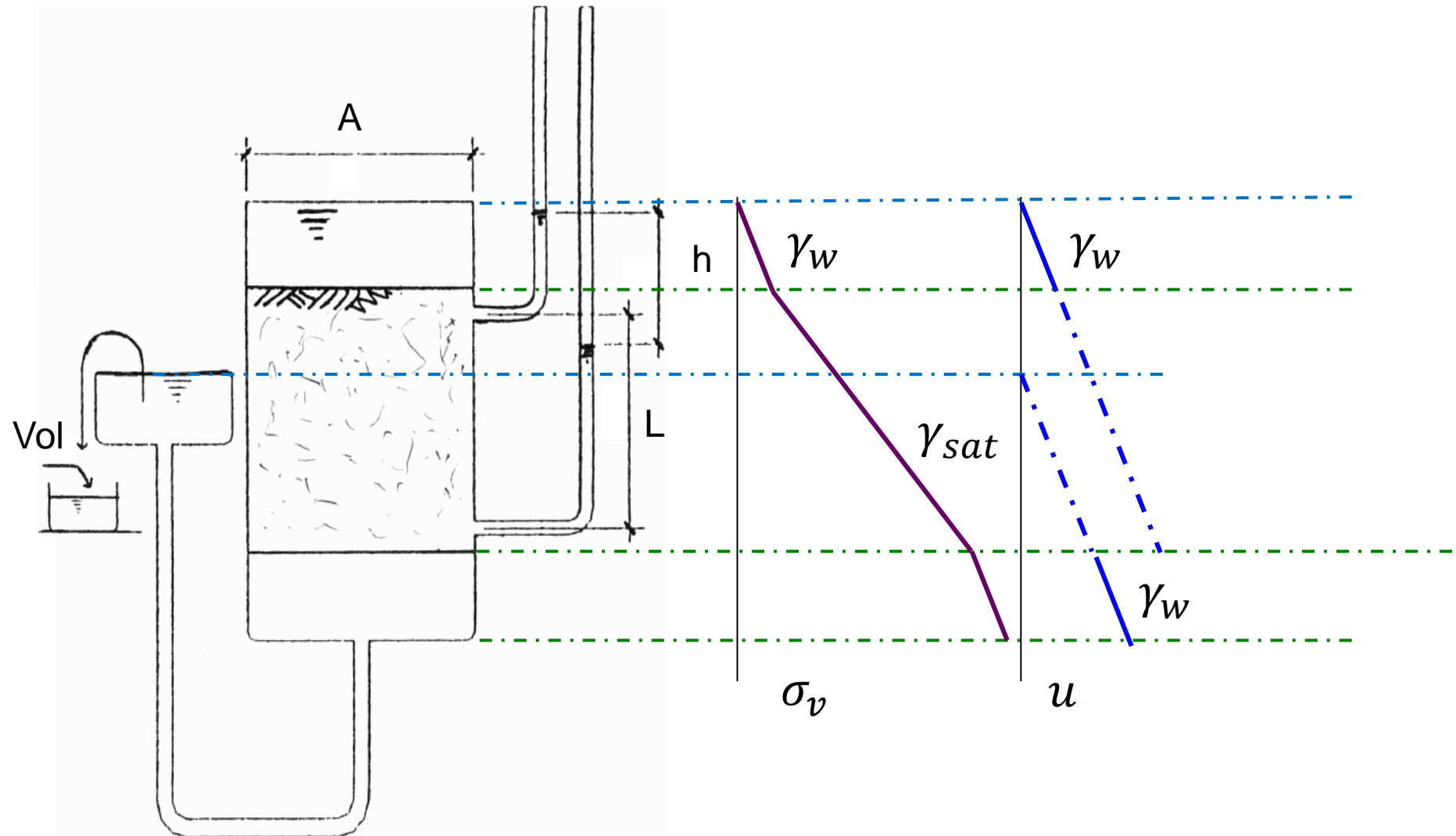
Permeámetro de carga constante



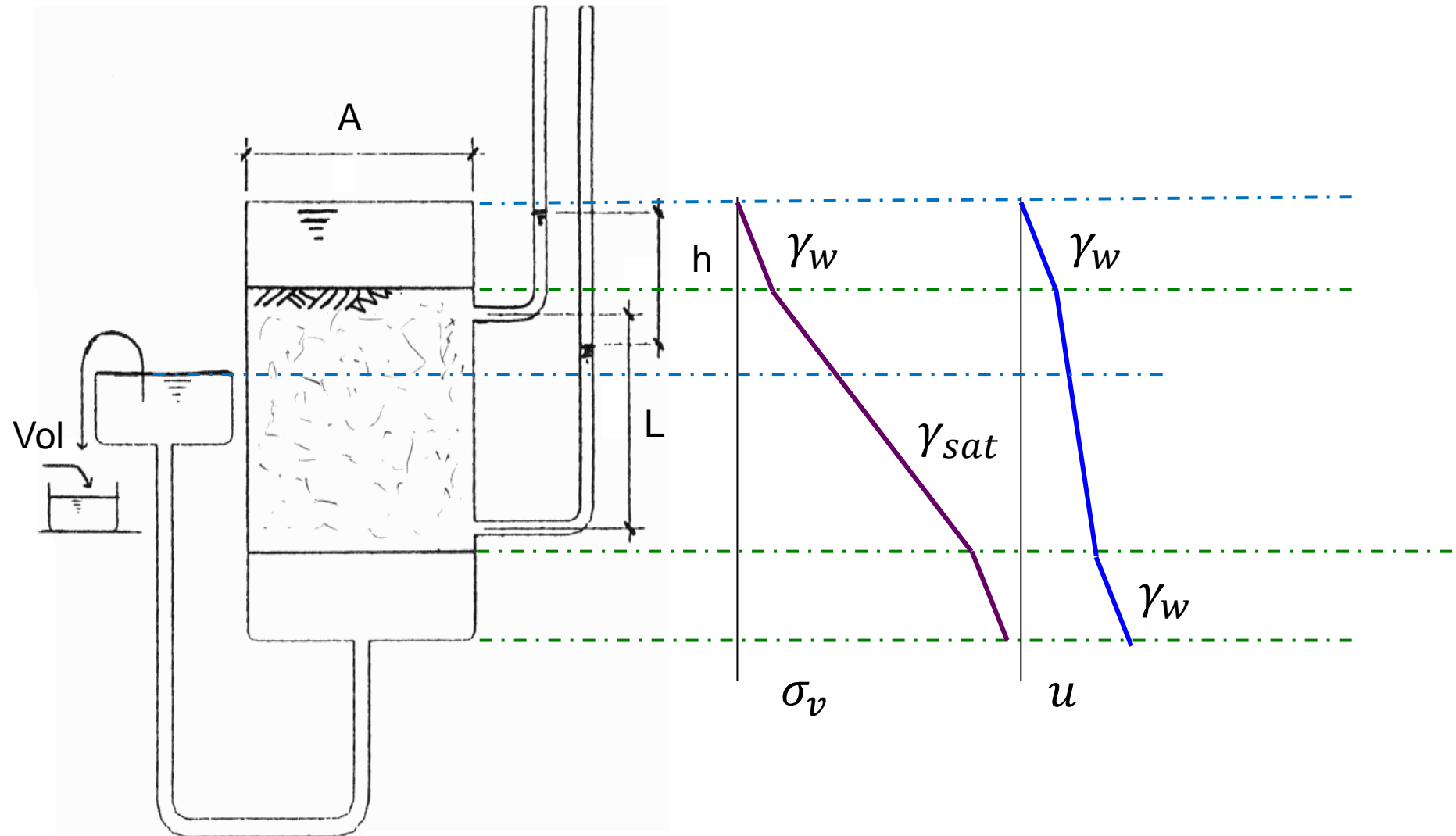
Permeámetro de carga constante



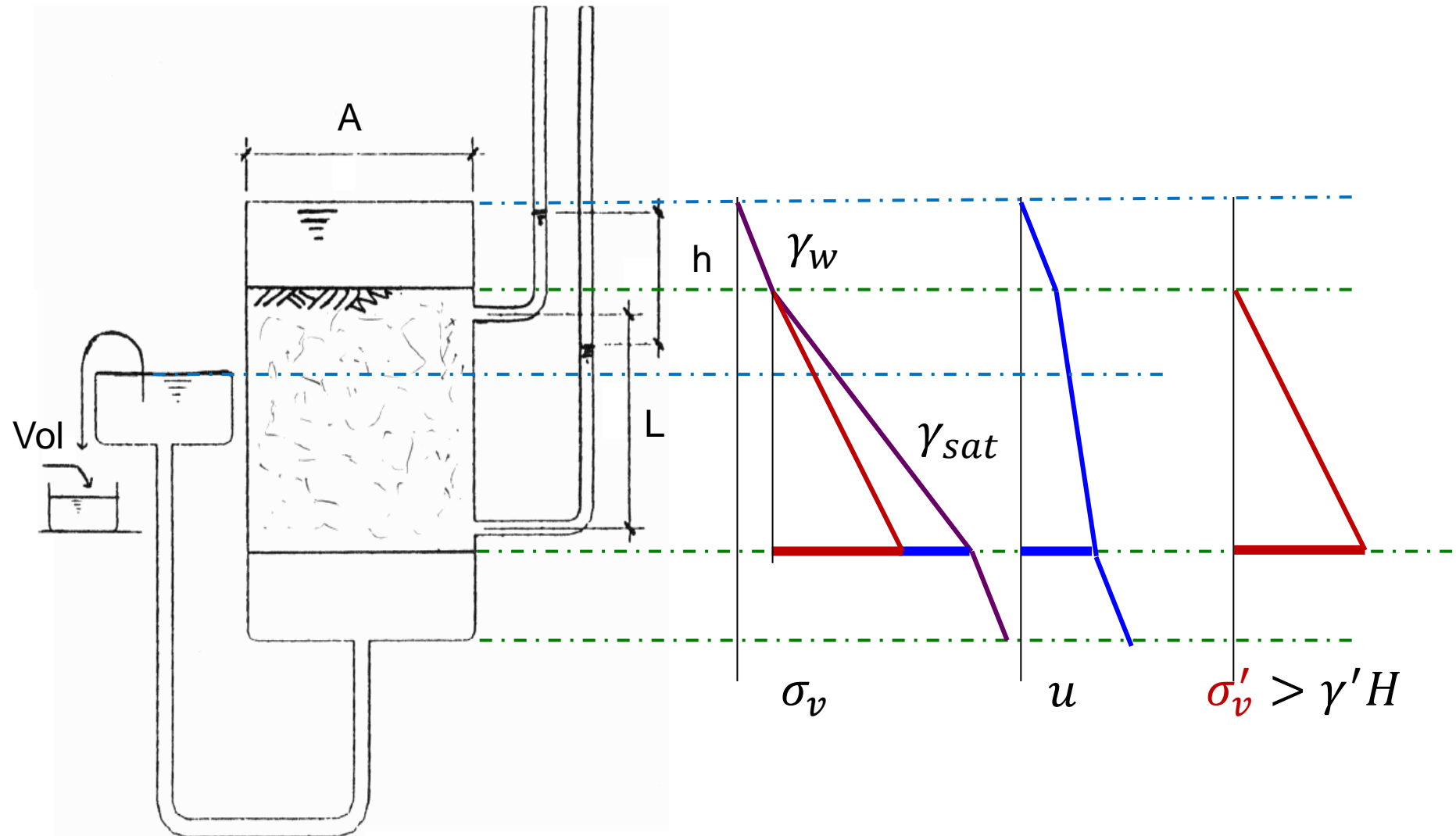
Permeámetro de carga constante



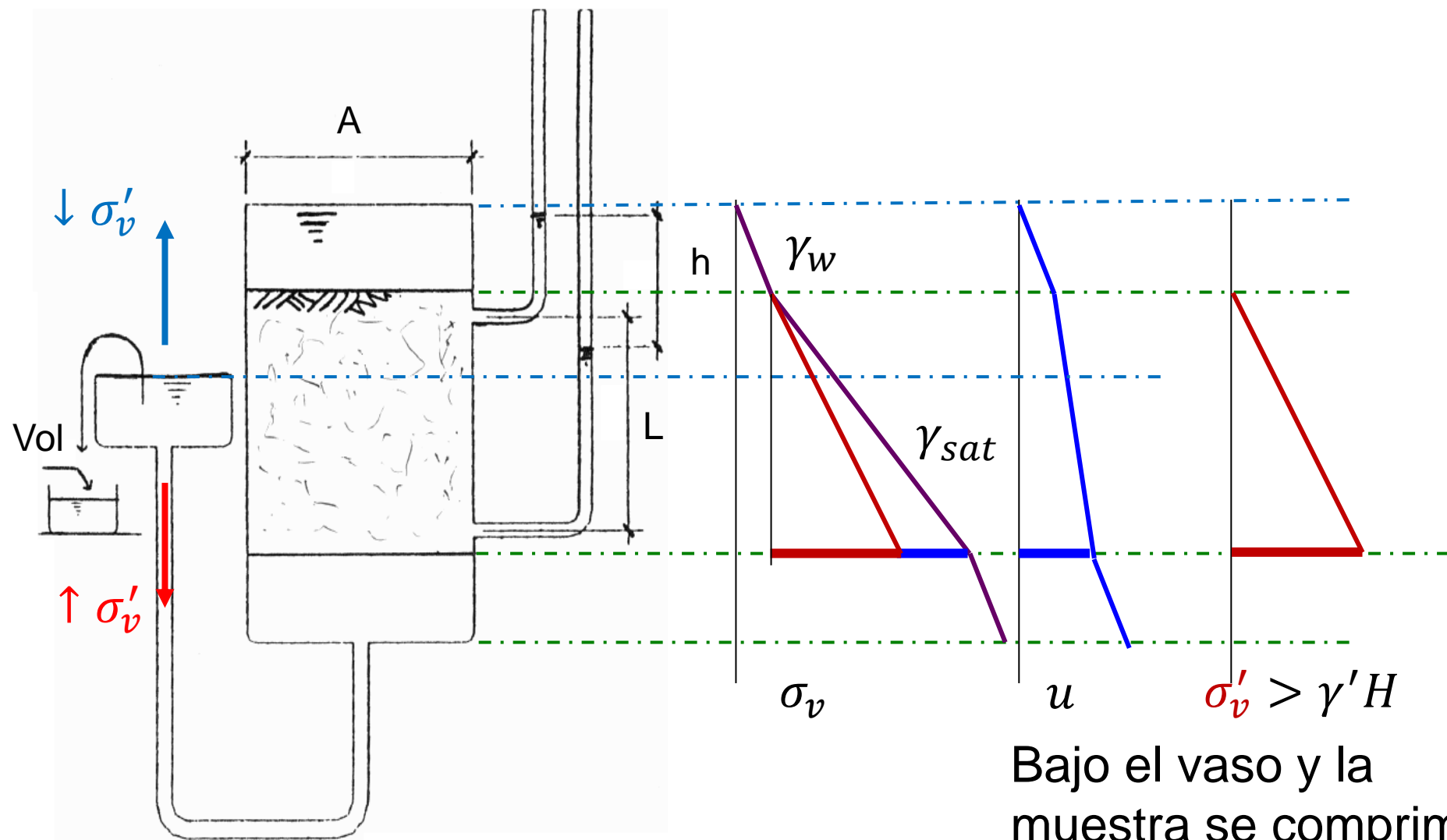
Permeámetro de carga constante



Permeámetro de carga constante

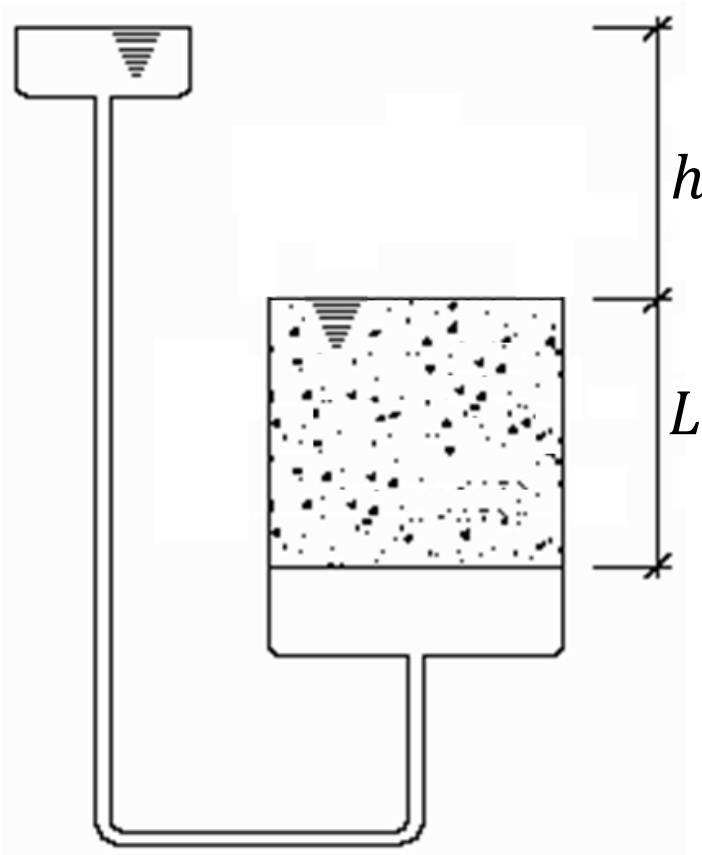


Permeámetro de carga constante



Gradiente hidráulico crítico

El gradiente hidráulico crítico es el que produce presión efectiva nula



$$\sigma'_v = \gamma_{sat} \cdot L - \gamma_w \cdot (h + L)$$

$$h = h_{crit} \rightarrow \sigma'_v = 0 \text{ kPa}$$

$$h_{crit} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} L \rightarrow i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$



Clasificación de suelos

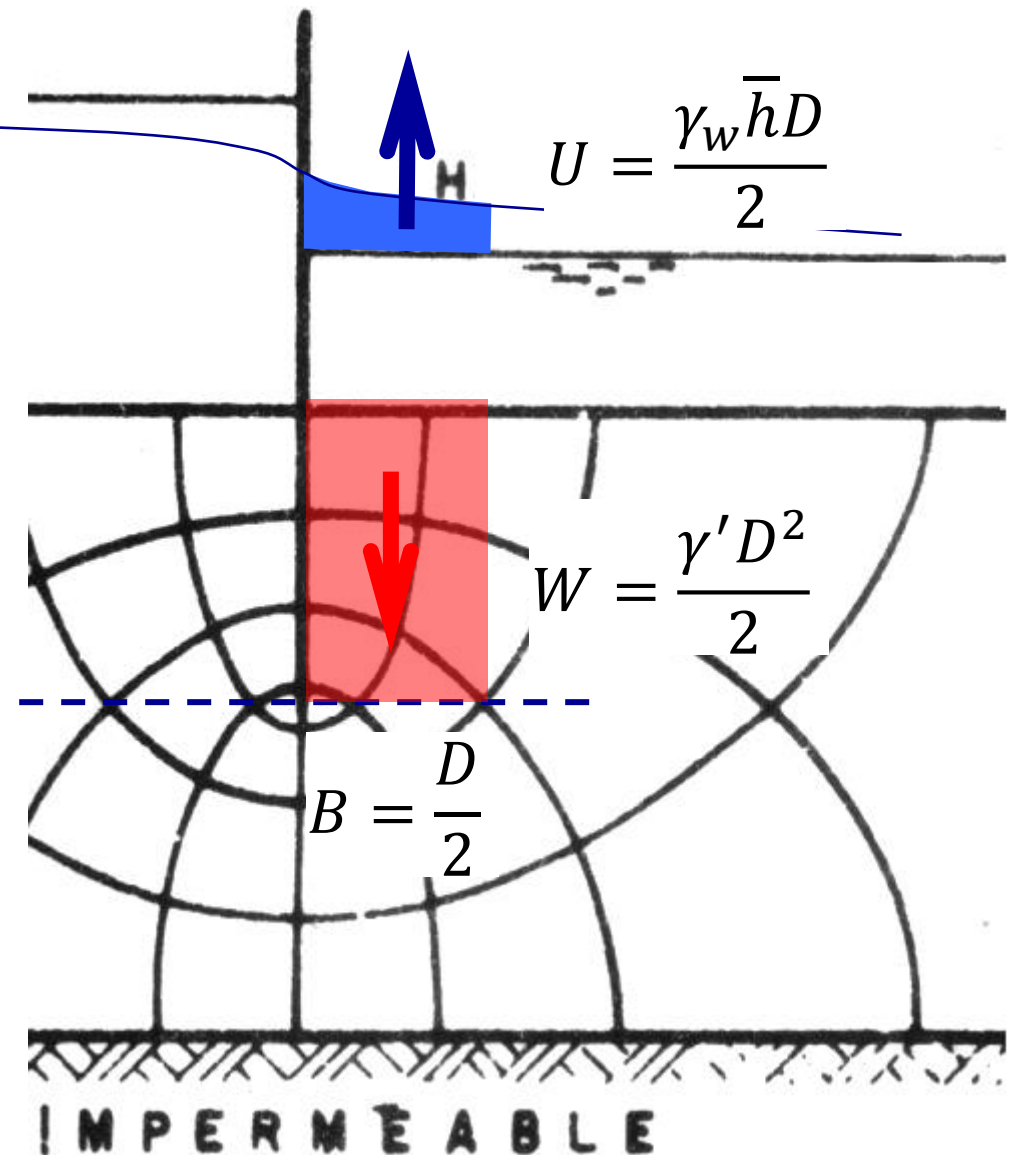
- 1: $P_{\#4} = 100\%$, $P_{\#200} = 95\%$, $LL = 38$, $LP = 28$
- 2: $P_{\#4} = 100\%$, $P_{\#200} = 25\%$, $LL = 27$, $LP = 13$, $C_u = 4.3$, $C_c = 1.1$
- 3: $P_{3''} = 95\%$, $P_{\#4} = 50\%$, $P_{\#200} = 8\%$, $LL = 27$, $LP = 13$, $C_u = 5.9$,
 $C_c = 4.3$
- 4: $P_{\#4} = 90\%$, $P_{\#200} = 3\%$, $C_u = 2.3$, $C_c = 1.7$

Sifonaje

El flujo de agua de abajo hacia arriba produce reducción de la presión efectiva.

Si la presión efectiva se anula, el suelo puede ser arrastrado por el agua → Sifonaje

$$F = \frac{W}{U} = \frac{\gamma' D}{\gamma_w \bar{h}} > 1.20$$



Ejercicio: flujo unidimensional ascendente

Calcule

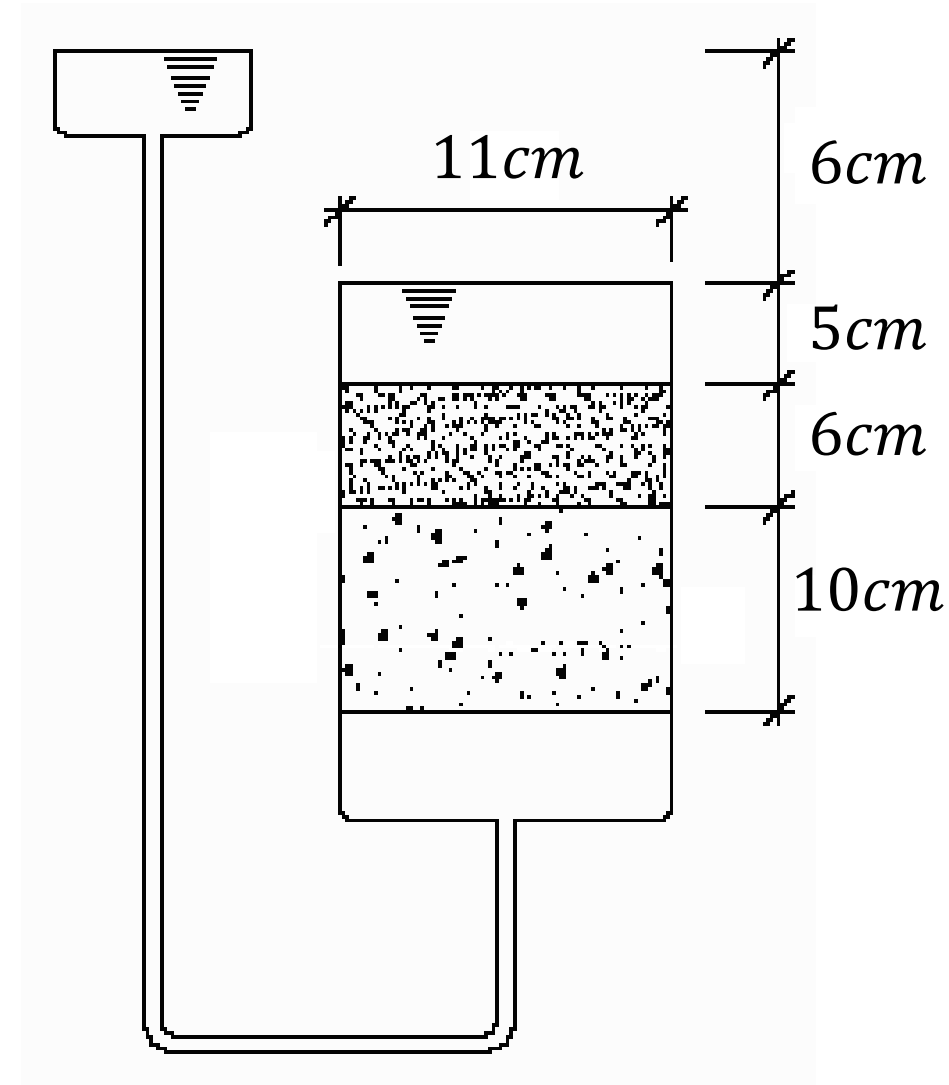
- Caudal
- Gradiente hidráulico crítico
- Diagramas de presiones

$$k_1 = 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$\gamma_{sat1} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$k_2 = 10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$\gamma_{sat2} = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$



(Repaso de) Resistencia de resistencia y rigidez de suelos

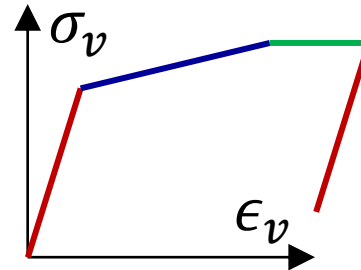


Interacción Terreno Estructura I
Especialización en Ingeniería Geotécnica

Compresión edométrica (o compresión unidimensional)

Trayectoria de compresión típica de
suelos blandos cargados con rellenos

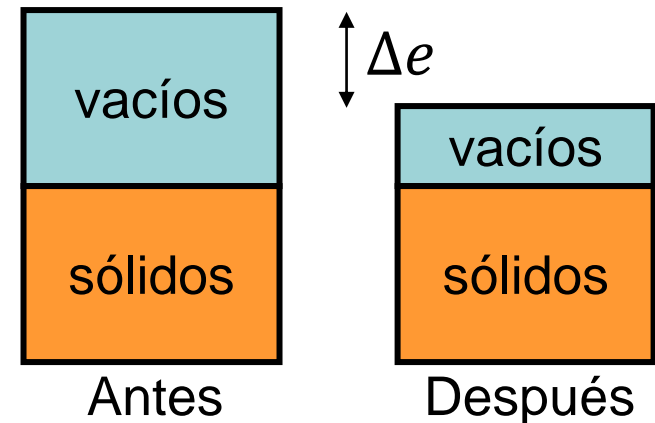
- Vertical $\epsilon_1 > 0$
- Horizontal $\epsilon_3 = 0$



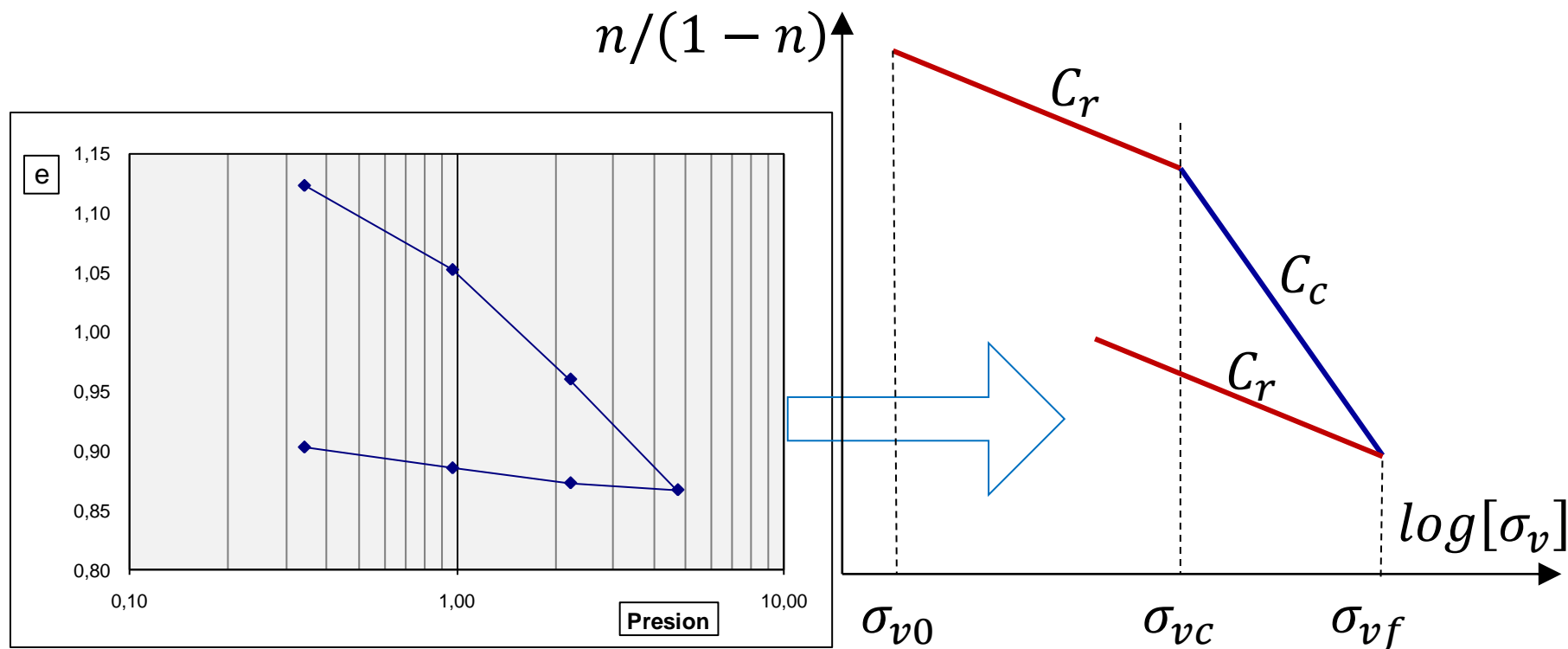
Tiene componentes

- Reversible (**elástica**)
- Permanente (**elastoplástica**)
- Dependiente del tiempo (**viscosa**)

**En los suelos reales, las tres
componentes están siempre presentes**



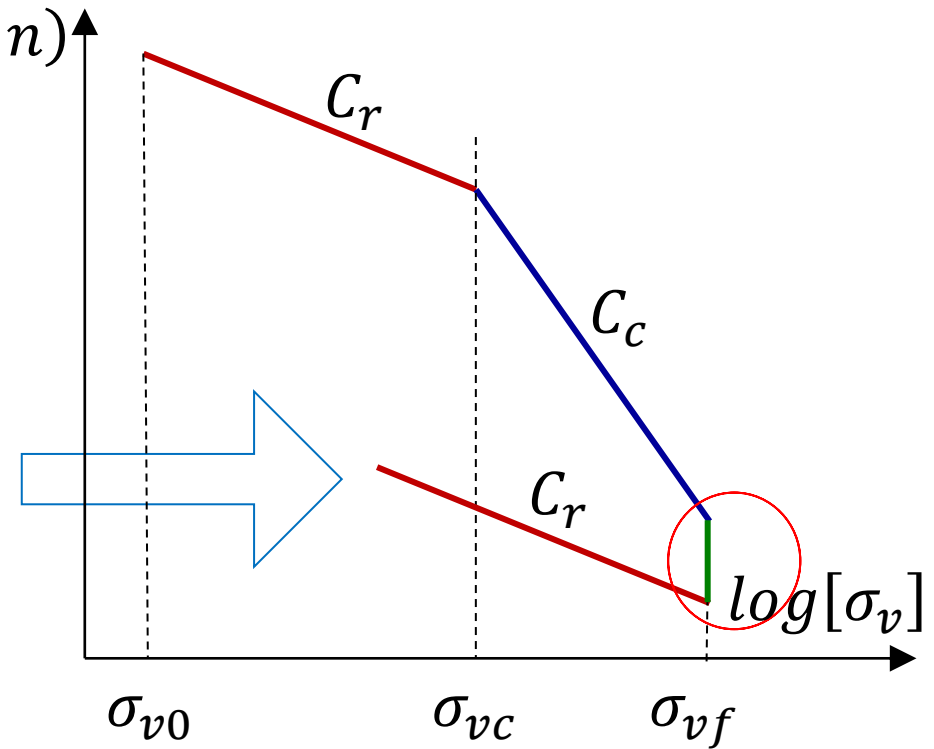
Ensayo edométrico



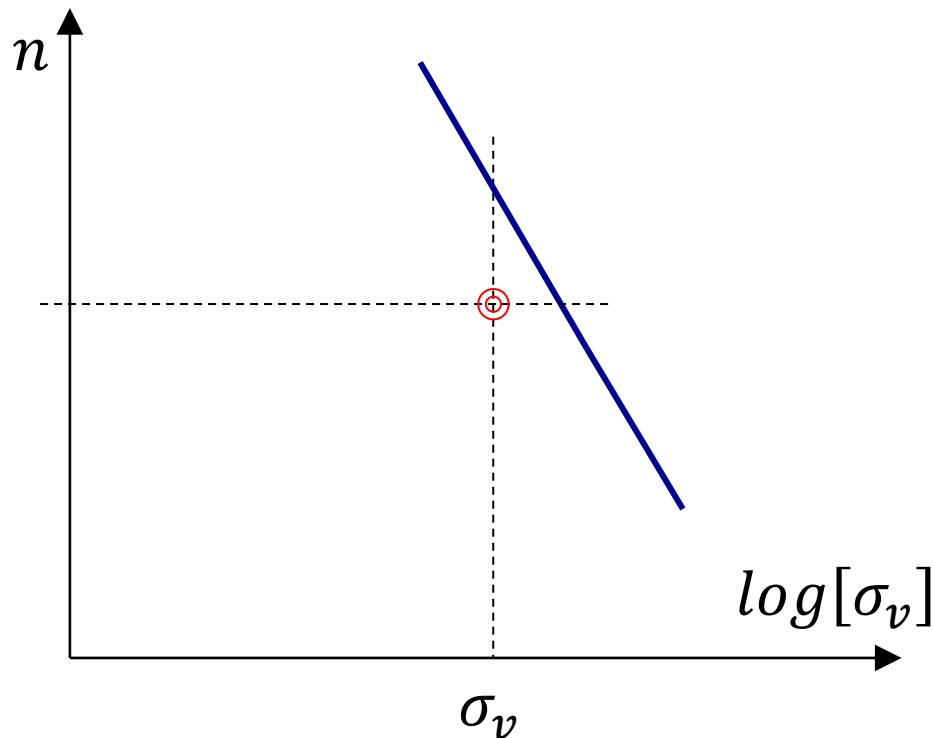
Pendiente ramas “**elástica**”, “**elastoplástica**” y tensión de fluencia σ_{vc} (“presión de preconsolidación”)

Ensayo edométrico

Si la carga se mantiene en el tiempo se produce una compresión adicional (comportamiento viscoplástico)



Suelos preconsolidados

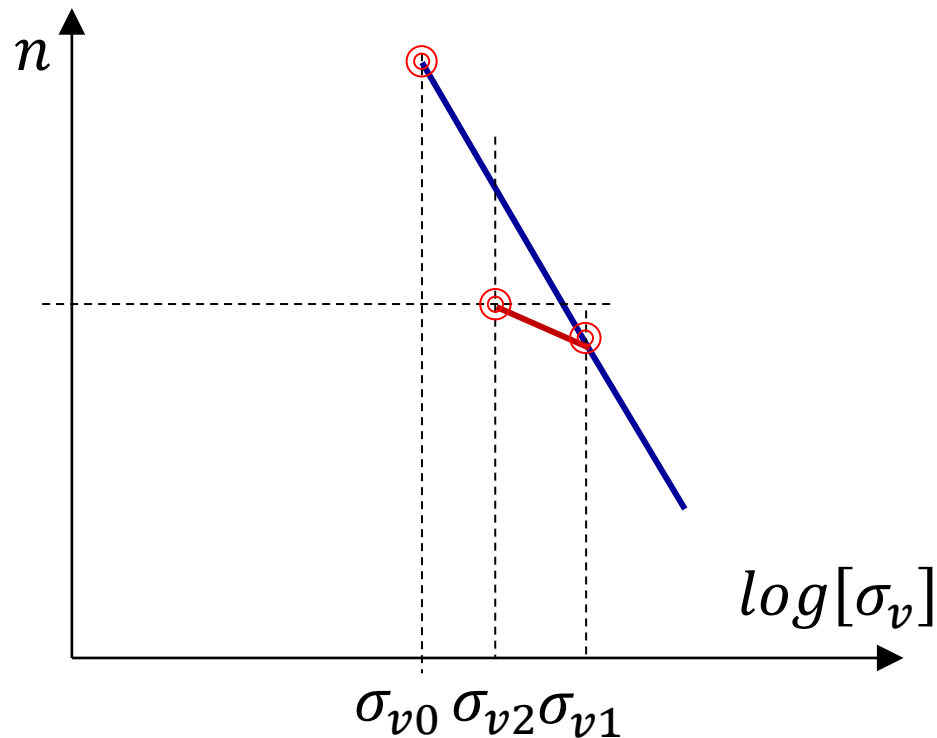


Un suelo está preconsolidado si su estado ($n - \sigma_v$) está a la izquierda de la línea de compresión 1D

Esto puede ocurrir por dos razones

- Tensión pasada mayor que la actual
- Tensión actual aplicada mucho tiempo

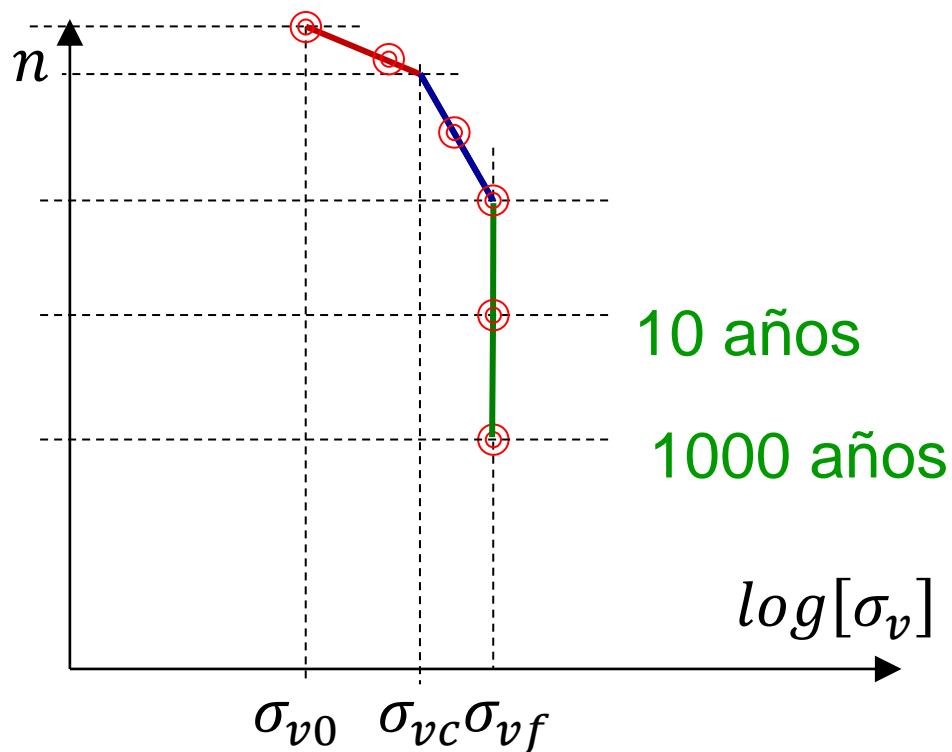
Preconsolidación



- Parte de un estado normalmente cons.
- Se incrementa σ_v
- Se reduce σ_v
- Se define el **Over Consolidation Ratio**

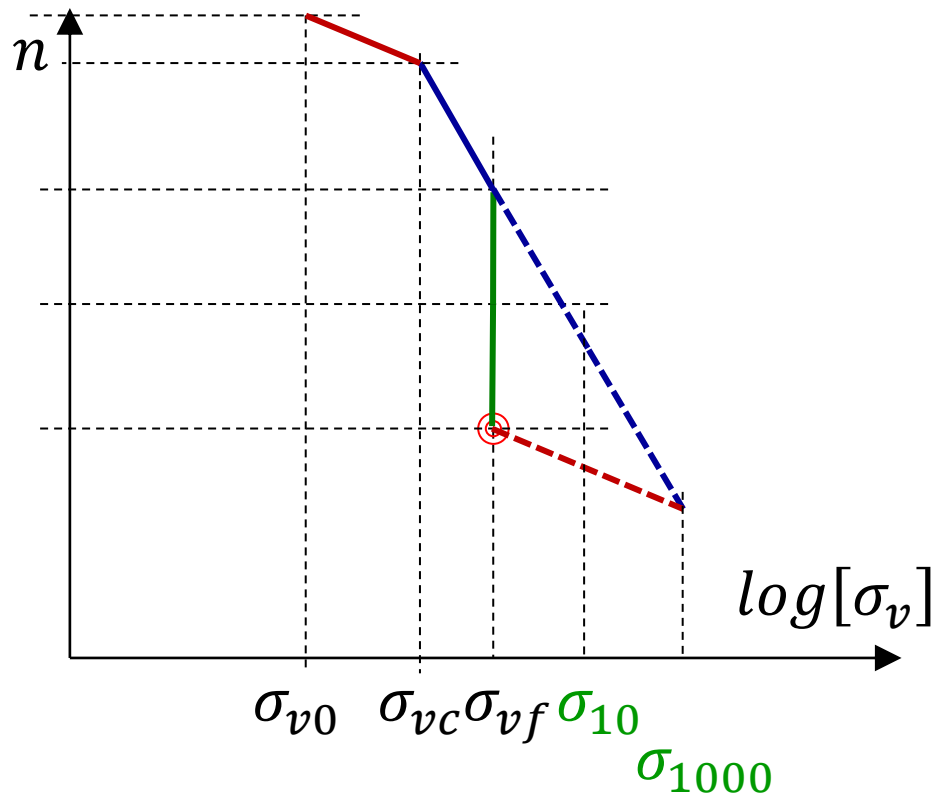
$$OCR = \frac{\sigma_{v1}}{\sigma_{v2}}$$

Preconsolidación por tiempo




- Estado inicial
- Se recorre la rama **preconsolidada**
- Se cruza la tensión de fluencia
- Se recorre la rama **normalmente cons.**
- Se alcanza la tensión final
- **Pasan 10 años**
- **Pasan 1000 años**

Preconsolidación por tiempo



El tiempo preconsolida

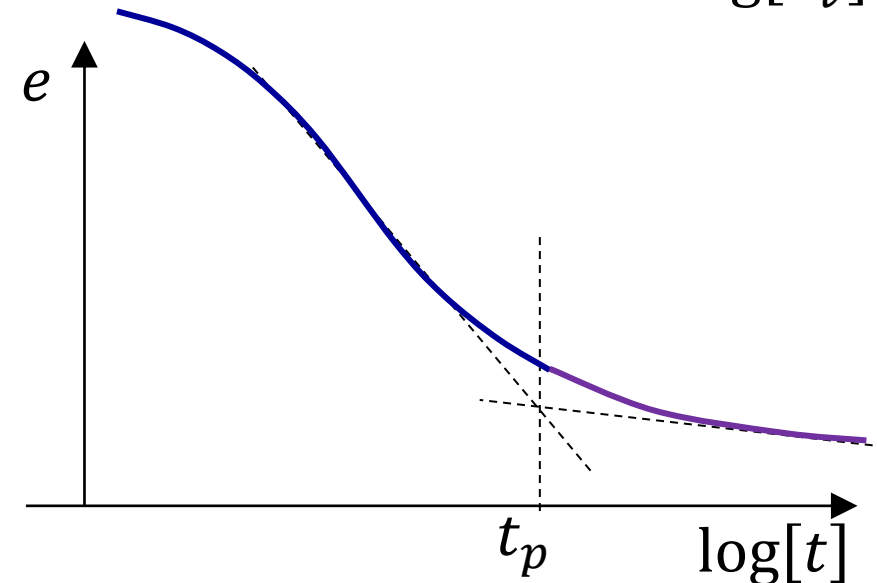
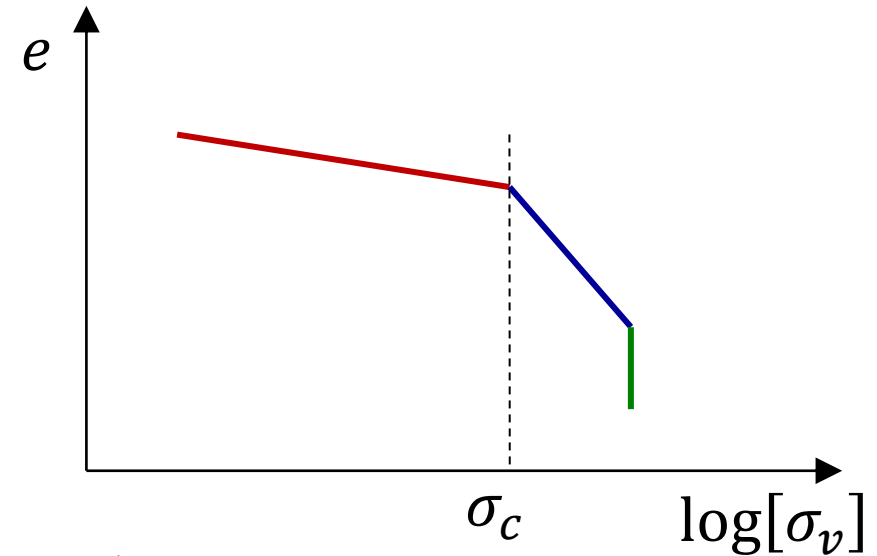
- A los **1000 años** se alcanza el punto 
- Al mismo punto se llega si **se carga** hasta **σ_{1000}** y **descarga** hasta σ_{vf}
- Entonces, **NC** con **1000 años** es **preconsolidado**

Compresión vs. consolidación

La **compresión primaria** es un proceso de deformación elastoplástico (acrónico)

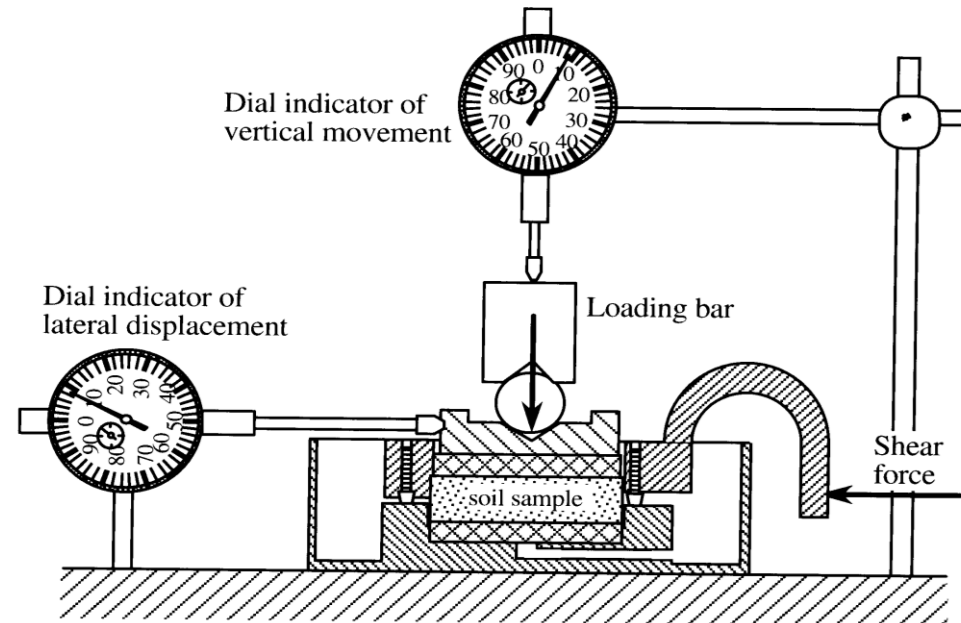
La **compresión secundaria** es un proceso de creep (crónico)

La **consolidación** es un proceso de flujo acoplado con deformación (velocidad depende de la permeabilidad del suelo)

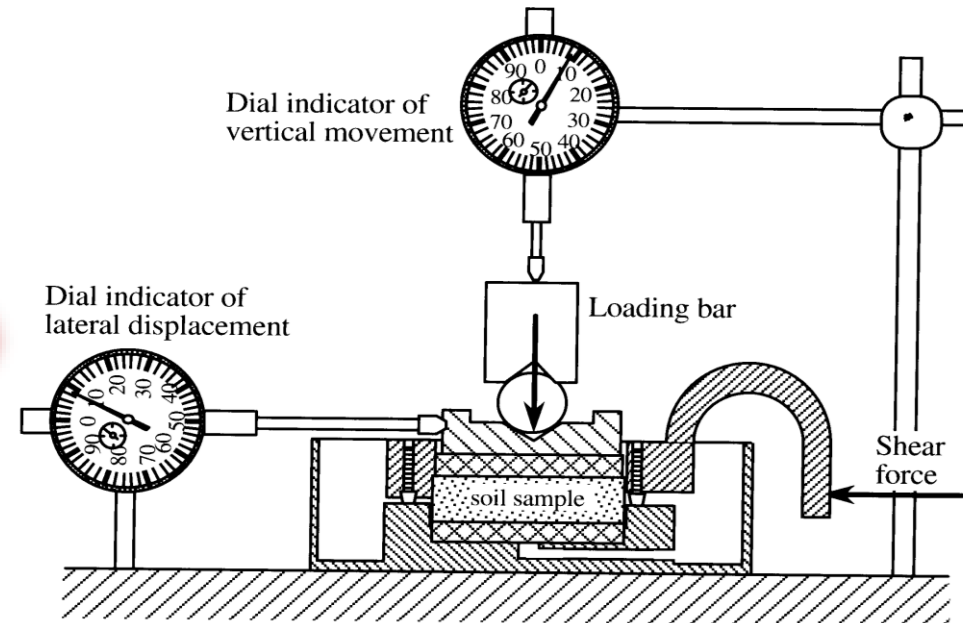
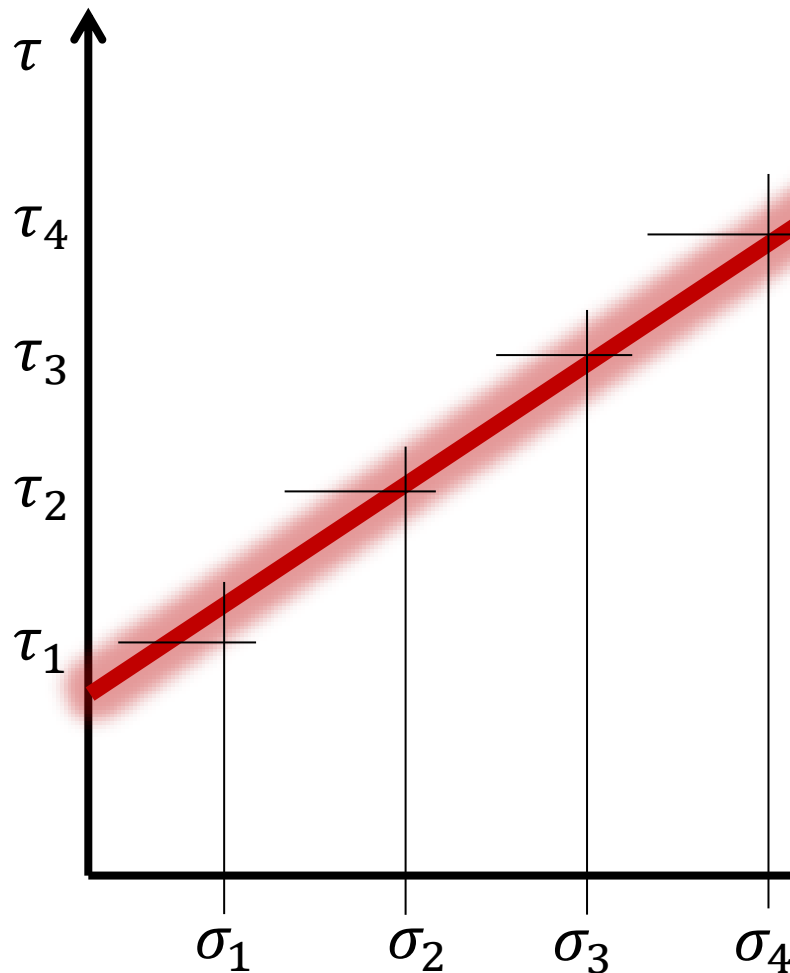


Ensayo de corte directo

- Se aplica una carga vertical constante
- Se aplica una carga horizontal creciente
- Se mide el desplazamiento horizontal y vertical
- El ensayo impone un plano de falla en la muestra
- En ese plano se mide la resistencia al corte s
- Se determinan los parámetros resistentes $s = c + \sigma \tan[\phi]$
- **Este procedimiento se basa en una interpretación incorrecta del comportamiento de los suelos**



Ensayo de corte directo



$$s = c + \sigma \tan[\phi]$$

El procedimiento se basa en una interpretación **incorrecta** del comportamiento de los suelos

Introducción al concepto de dilatancia

Los materiales friccionales cambian su volumen cuando son sometidos a tensiones de corte

Dilatancia: acoplamiento entre $\Delta\tau$ y $\Delta\epsilon_v$

Caminando en la playa

- El pie “**comprime**” la arena
- La arena se “seca” alrededor del pie (por un ratito)
- ¿Qué ocurre? **La arena aumenta su volumen** (dilata) y absorbe agua en el proceso



3.bp.blogspot.com/.../Dilatant+Sand
+Bastendorf+Beach+Oregon.jpg

La teoría tensión-dilatancia y la mecánica de suelos de estado crítico

14.9 Factors Contributing to Shearing Strength in Sands

The shearing strength in sand may be said to consist of two parts, the internal, frictional resistance between grains, which is a combination of rolling and sliding friction, and a second factor for which the most common name is *interlocking*. Interlocking contributes a large portion of the strength in dense sands; this phenomenon does not occur in very loose sands. The gradual loss of strength after the peak point is passed, illustrated by the dense tests of Figs. 14.2 and 14.5, may be attributed to a gradual decrease in interlocking which takes place because the sample is decreasing in density. The angle of internal friction, in spite of its name, does not depend solely on internal friction, since a portion of the shearing stress on a plane of failure is utilized in overcoming interlocking.

Interlocking can best be explained by considerations of strain energy. Sands generally are undergoing increase in volume when the ϕ -obliquity condition is reached, and the part of the shearing stress that is acting to overcome interlocking may also be said to be supplying the energy that is being expended in volume increase.

(Taylor 1948)



La teoría tensión-dilatancia y la mecánica de suelos de estado crítico

La mecánica de suelos de estado crítico se basa en relacionar resistencia con cambio de volumen

- Interpretación incorrecta: $\tau/\sigma = \tan[\phi]$
 - Los suelos resisten más cuando dilatan

- Taylor (1948)

- Balance de trabajo:

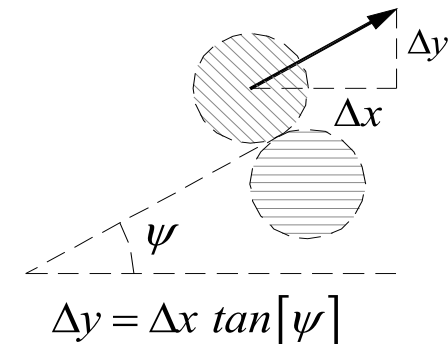
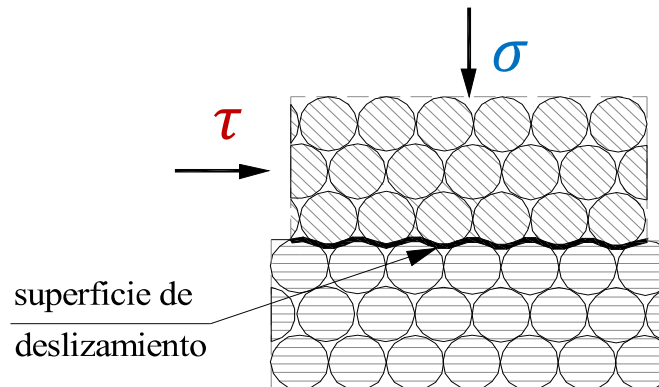
$$\tau \Delta x = \mu \sigma \Delta x + \sigma \Delta y$$

- Dividiendo por σ :

$$\tau/\sigma = \mu + \Delta y/\Delta x$$

- Entonces: $\tan[\phi] = \tan[\phi_{cv}] + \tan[\psi]$

- Los suelos resisten más porque dilatan



(Taylor 1948)

La curva de resistencia intrínseca de los geomateriales

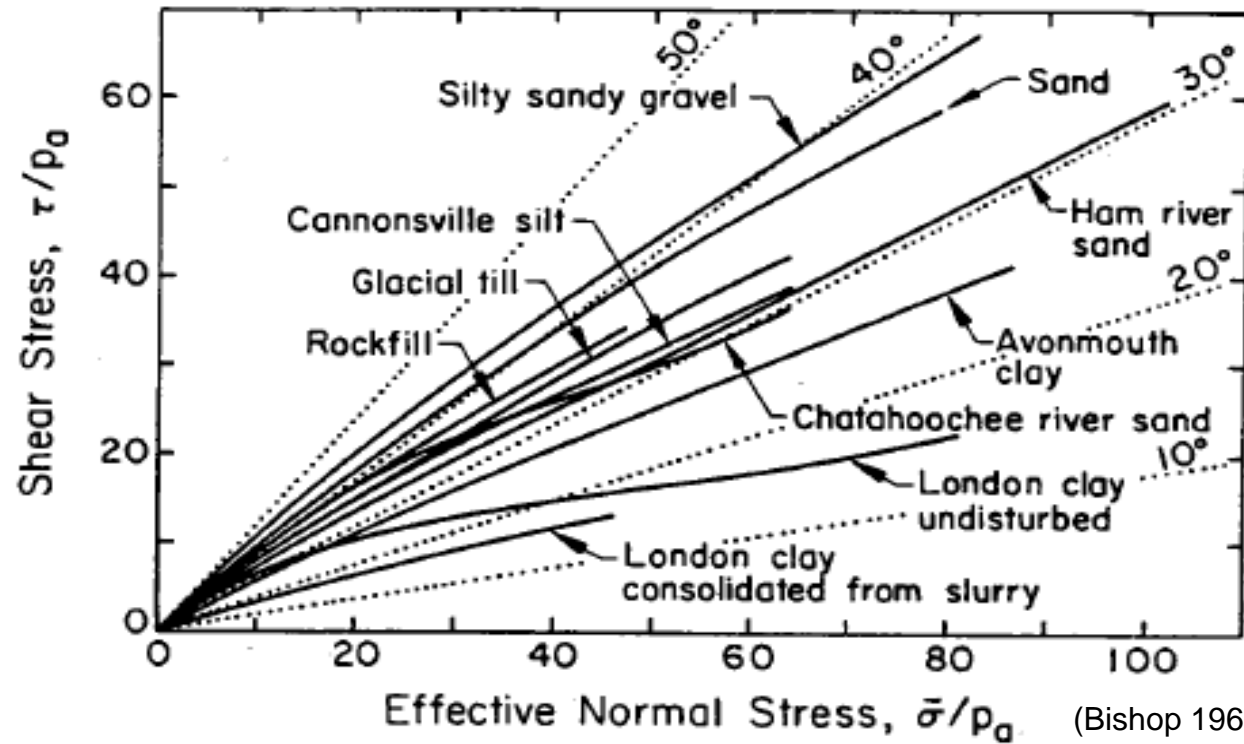
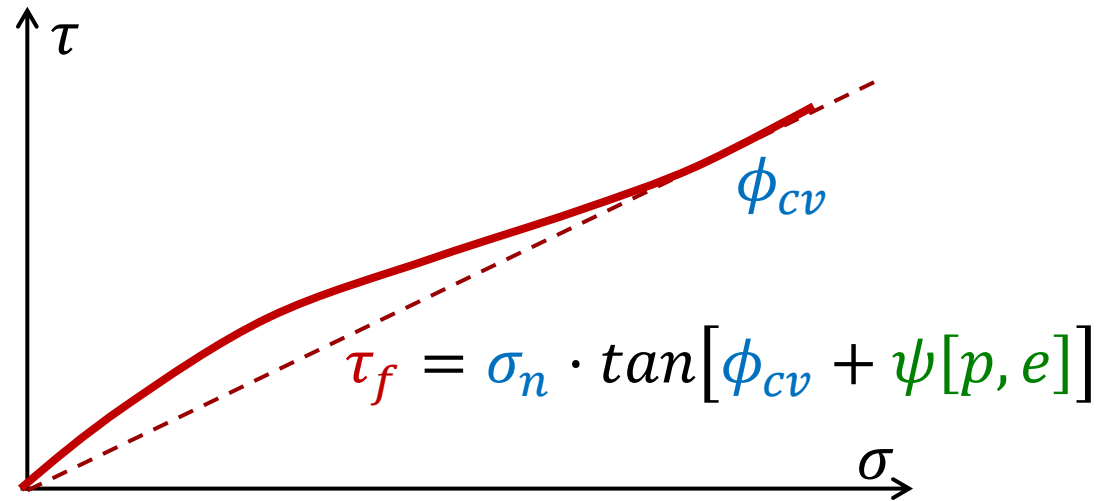
ϕ era una “propiedad” del suelo

En 1936 Casagrande mostró que $\phi[e] \rightarrow \phi_{cv}$

En 1966 Bishop mostró que $\phi[p]$

En 1986 Bolton mostró que

$$\phi[p, e] = \phi_{cv} + \psi[p, e]$$

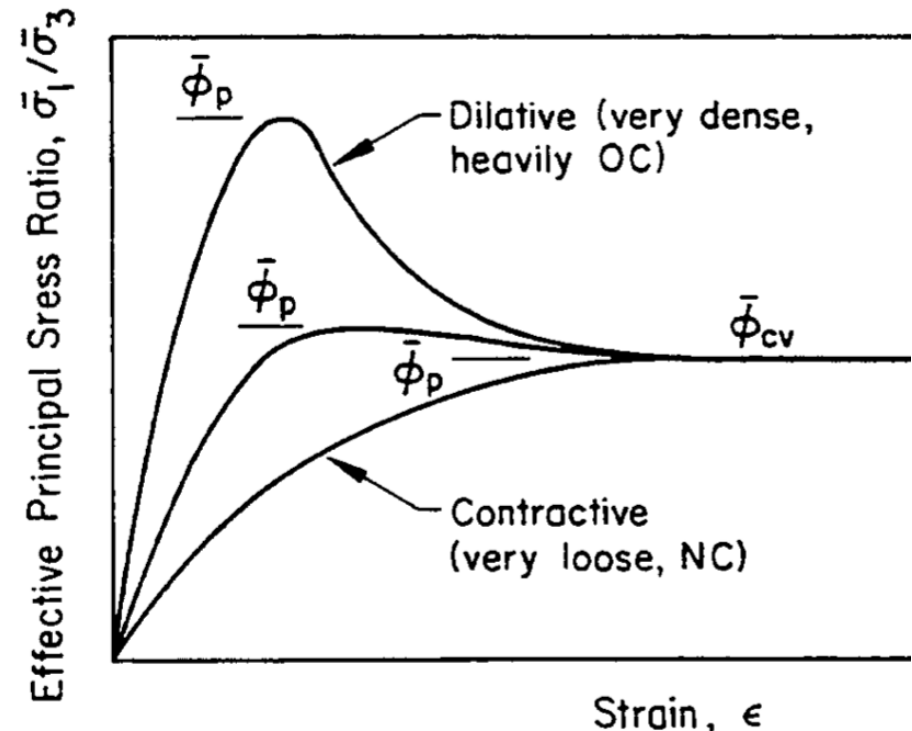


(Bishop 1966)

Resistencia al corte en arenas

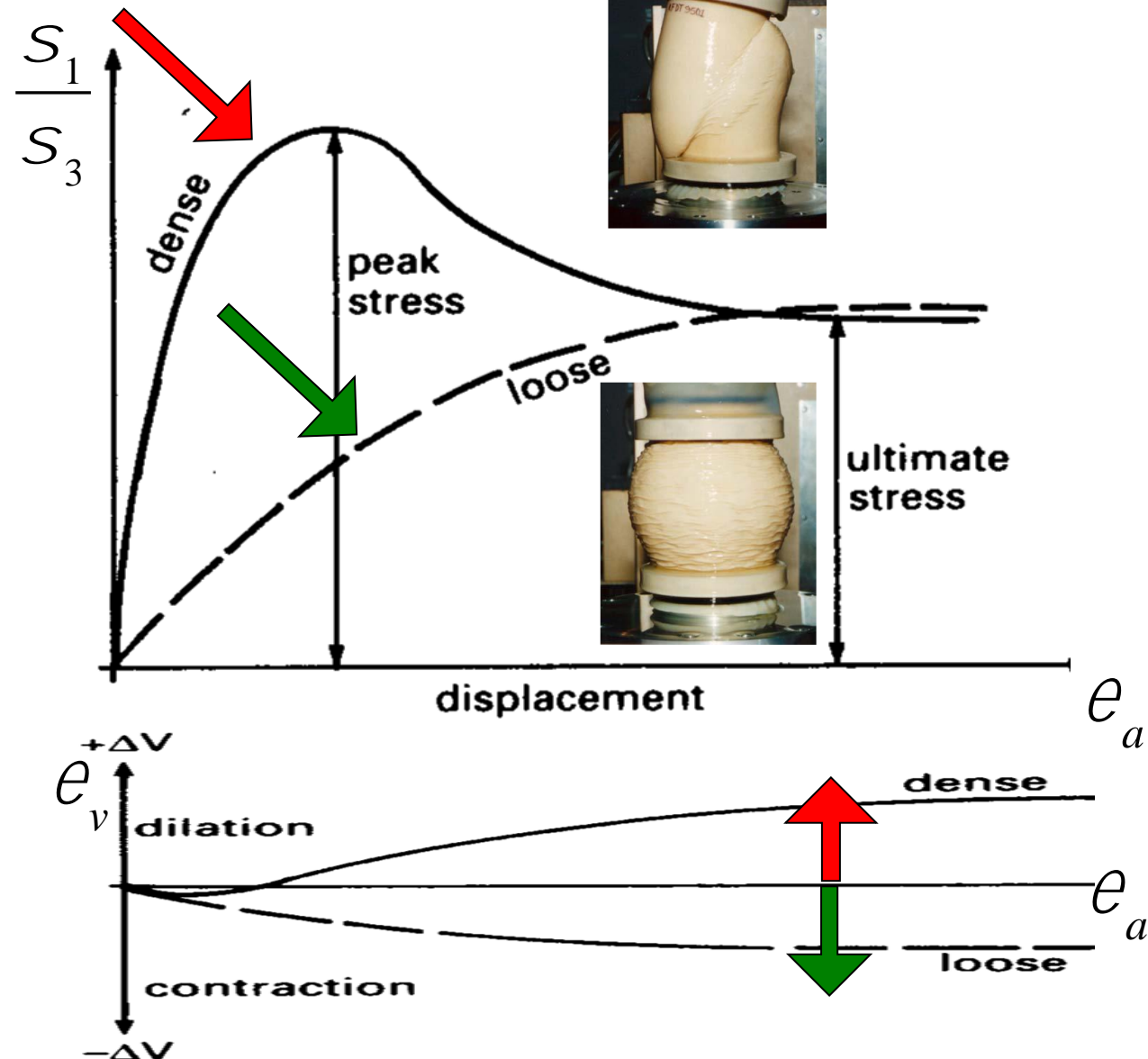
$$\phi(p, e) = \phi_c + \psi$$

- El ángulo de fricción interna crítico ϕ_c es una propiedad del material.
- La dilatancia ψ depende de la densidad relativa y la presión.



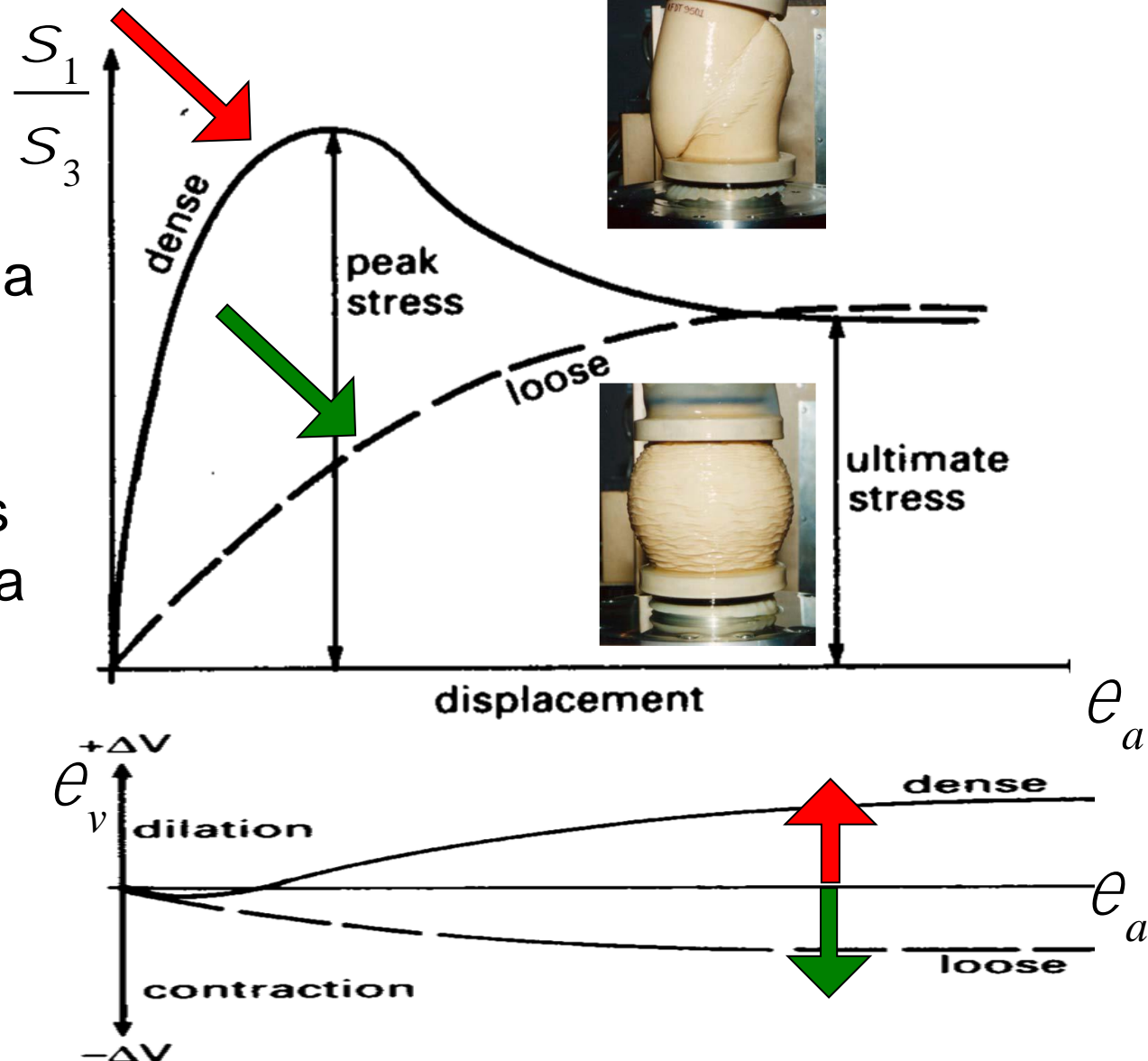
Densidad y dilatancia

- **Suelo denso**
 - Alta rigidez
 - Alta resistencia
 - Dilata
- **Suelo suelto**
 - Baja rigidez
 - Baja resistencia
 - Contrae

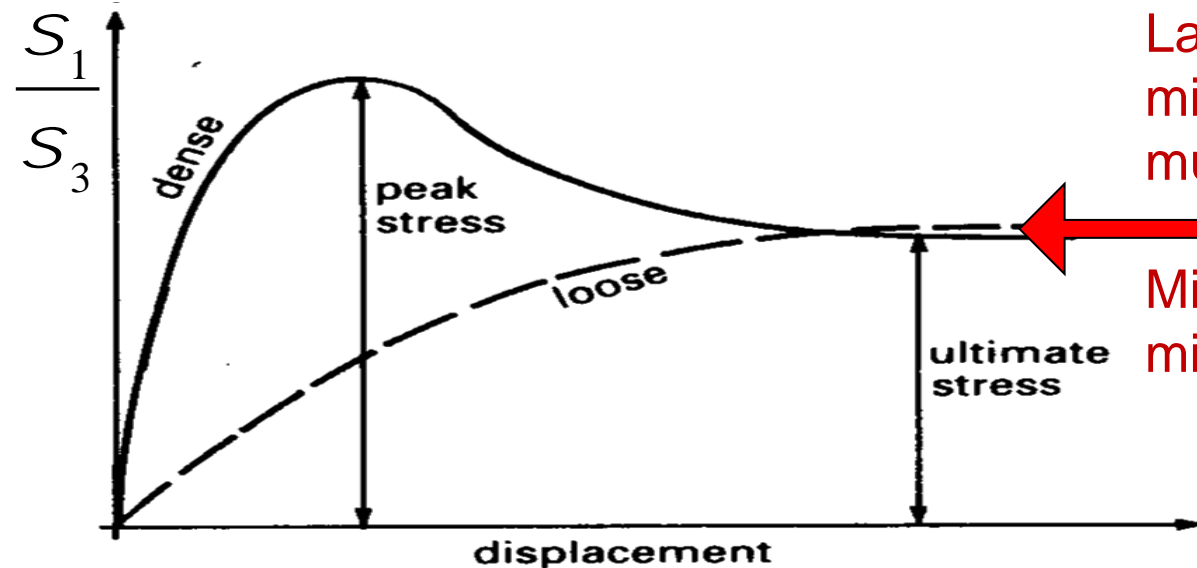


Densidad y dilatancia

- En ambos casos la densidad y resistencia final son las mismas.
- La relación de vacíos final es la misma para ambas muestras
- Curvas horizontales: densidad constante.

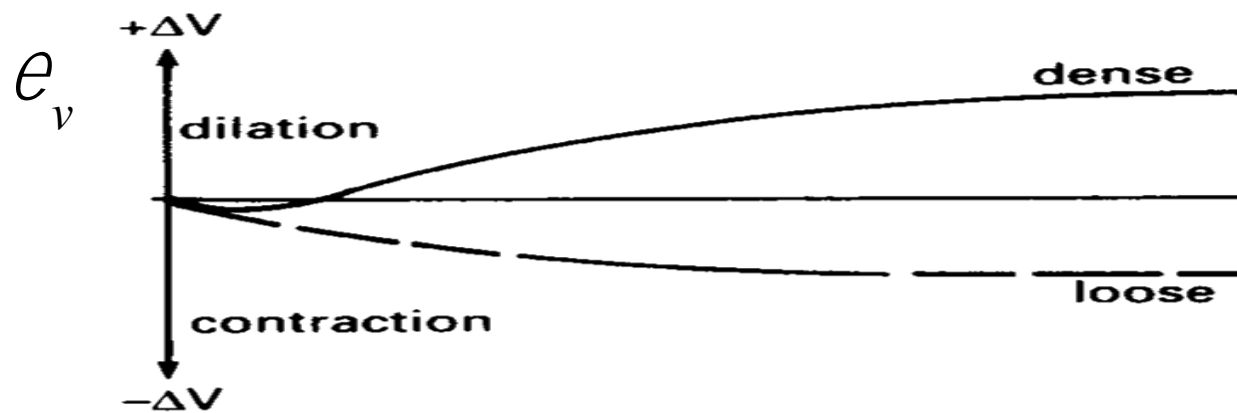


Los suelos densos y sueltos alcanzan el mismo estado crítico



La porosidad final es la misma para ambas muestras

Misma porosidad final: misma resistencia final



Porosidad constante: curvas horizontales

e_a

Porosidad y dilatancia: estado crítico

- **Suelo denso**

- Alta rigidez
- Alta resistencia
- Dilata



Deformación

- **Suelo (no tan) denso**

- Baja su rigidez
- Baja su resistencia
- Deja de dilatar
- **Estado crítico**

- **Suelo suelto**

- Baja rigidez
- Baja resistencia
- Contrae

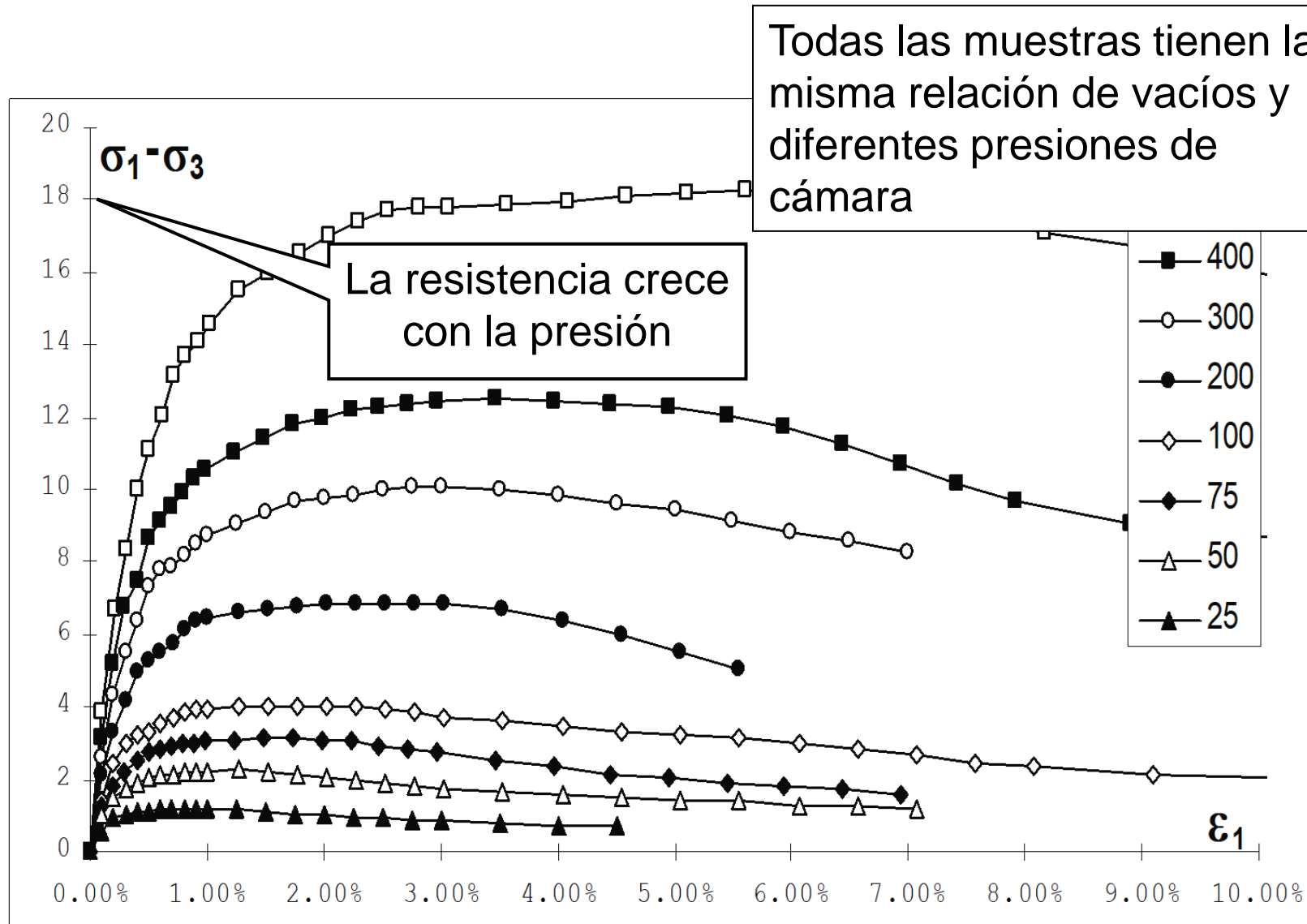


Deformación

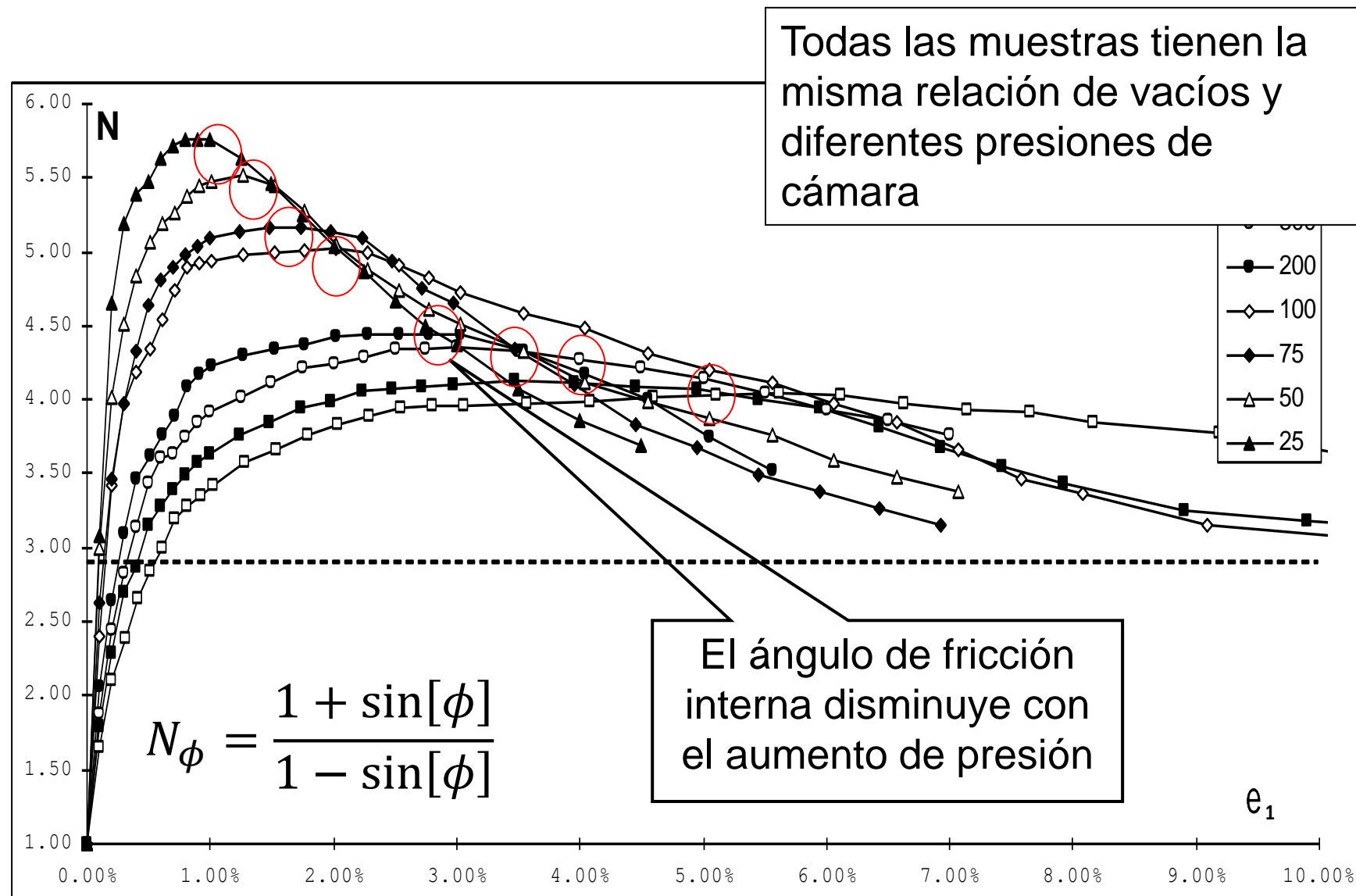
- **Suelo (no tan) suelto**

- Sube su rigidez
- Sube su resistencia
- Deja de contraer
- **Mismo estado crítico**

$\sigma_1 - \sigma_3$ crece con la presión

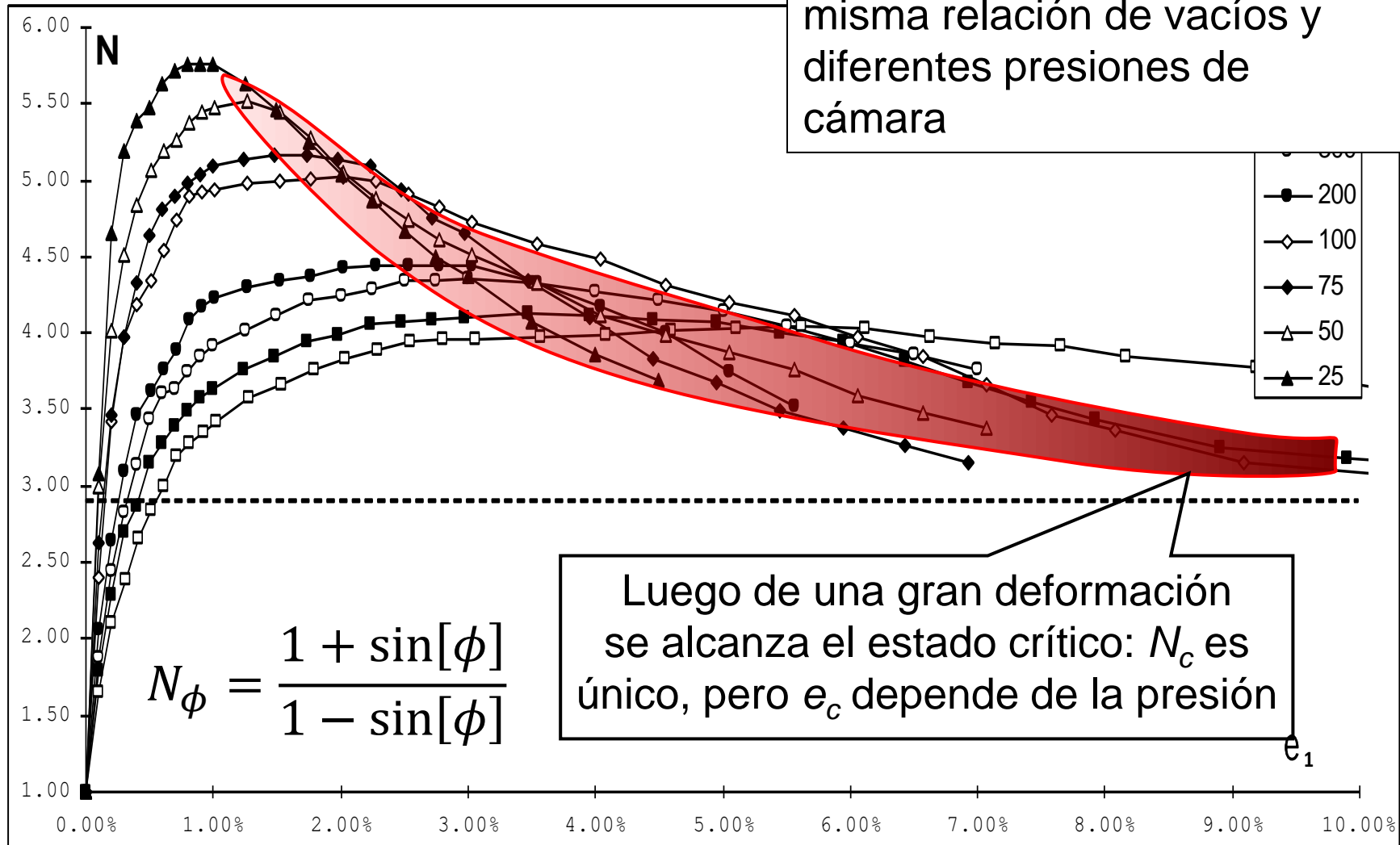


ϕ decrece con la presión

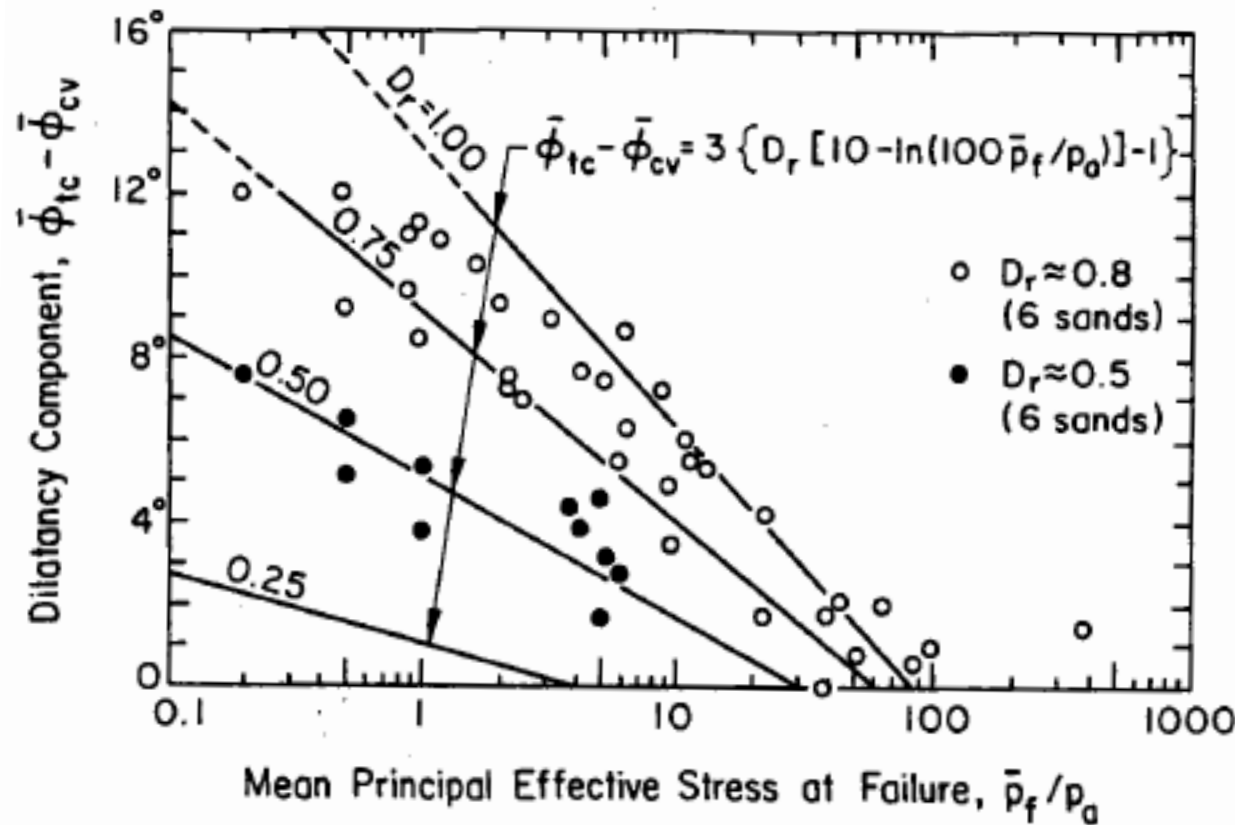


ϕ tiende a ϕ_c para cualquier presión media

Todas las muestras tienen la misma relación de vacíos y diferentes presiones de cámara



Ecuación de Bolton

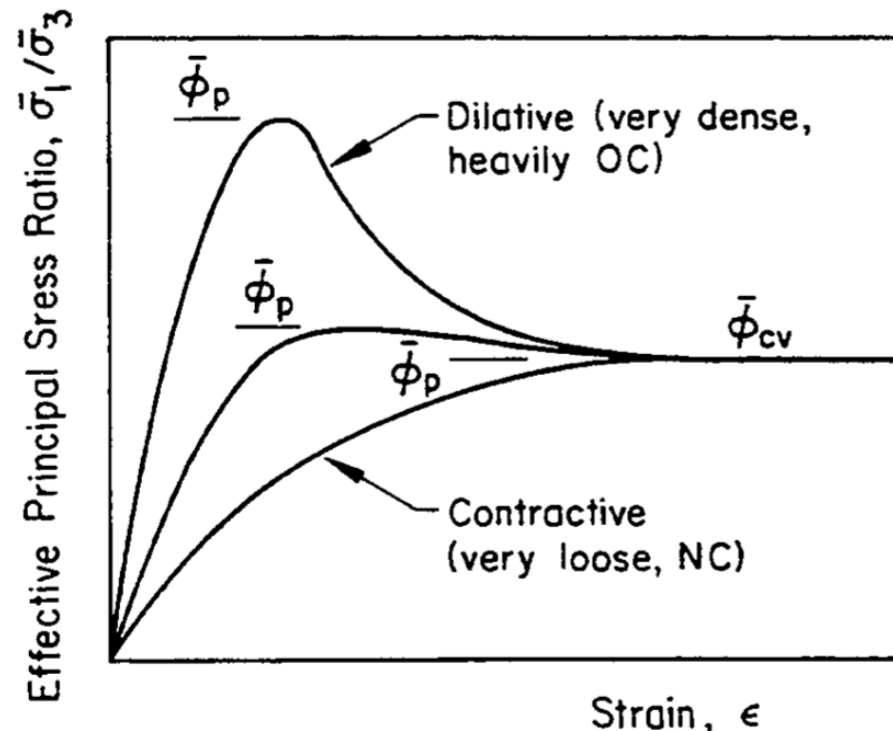


Q	Grain type
10	Quartz and feldspar
8	Limestone
7	Anthracite
5.5	Chalk

$$\phi - \phi_c = 3^\circ D_r \left(Q - \ln \left[100 \frac{p}{p_{atm}} \right] \right) - 3^\circ$$

Resistencia al corte en arcillas

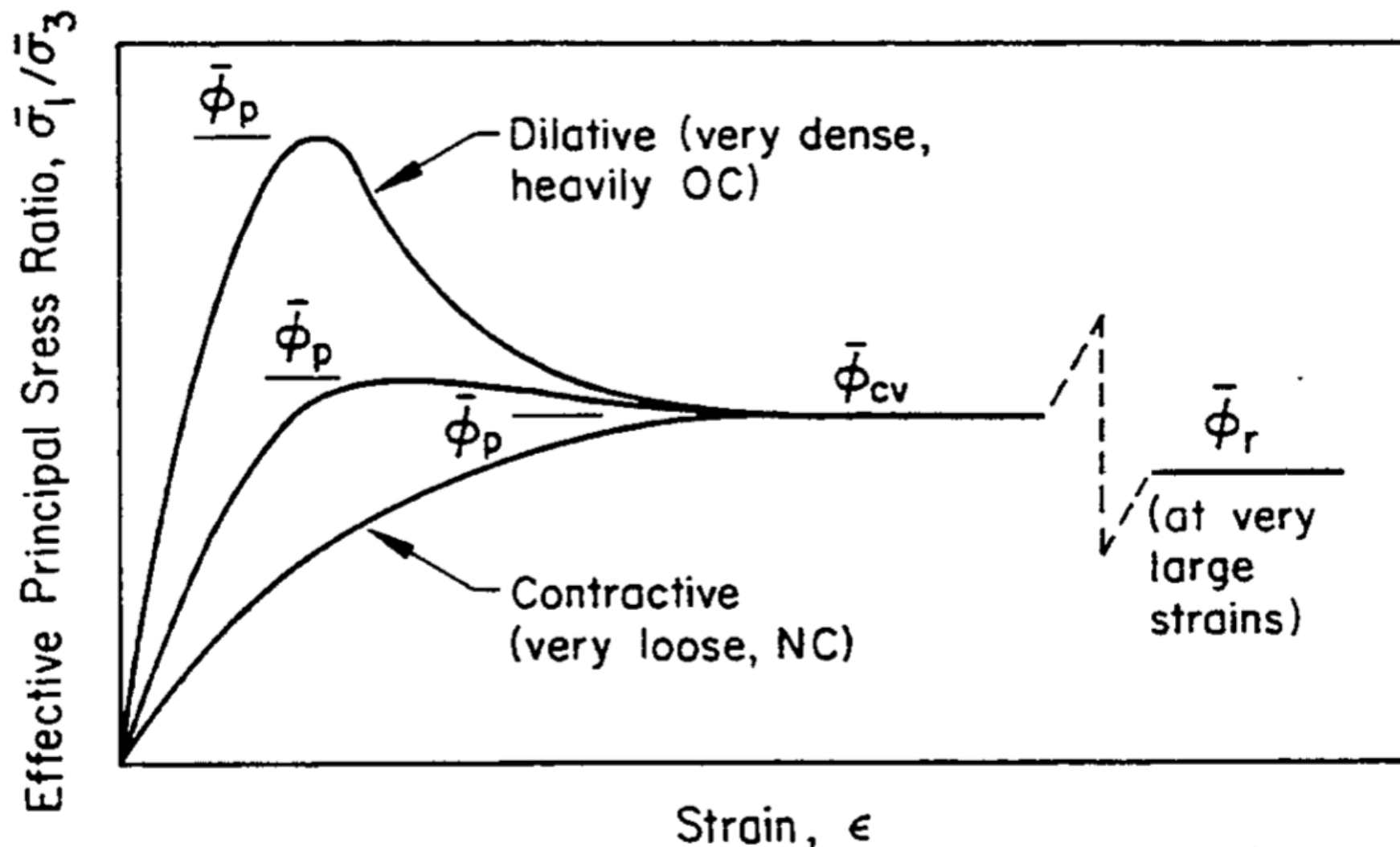
- Las arcillas compactas dilatan (como arenas densas)
- Las arcillas blandas contraen (como arenas sueltas)
- Ambas alcanzan el mismo estado crítico luego de una deformación grande



Resistencia al corte en arcillas

- Las partículas de las arcillas no tienen contacto directo grano a grano
- Las arenas no tienen memoria: ϕ no depende de la historia de tensiones
- Las arcillas tienen memoria: ϕ depende de la historia de cargas, porque el material “recuerda” cual fue la presión máxima que soportó y en qué dirección ocurrió
- Para enormes deformaciones, las arcillas tienen un ángulo de fricción interna residual ϕ_r menor que ϕ_c

Resistencia al corte en arcillas



La dilatancia

En las arcillas, igual que en las arenas

$$\phi = \phi_c + \psi$$

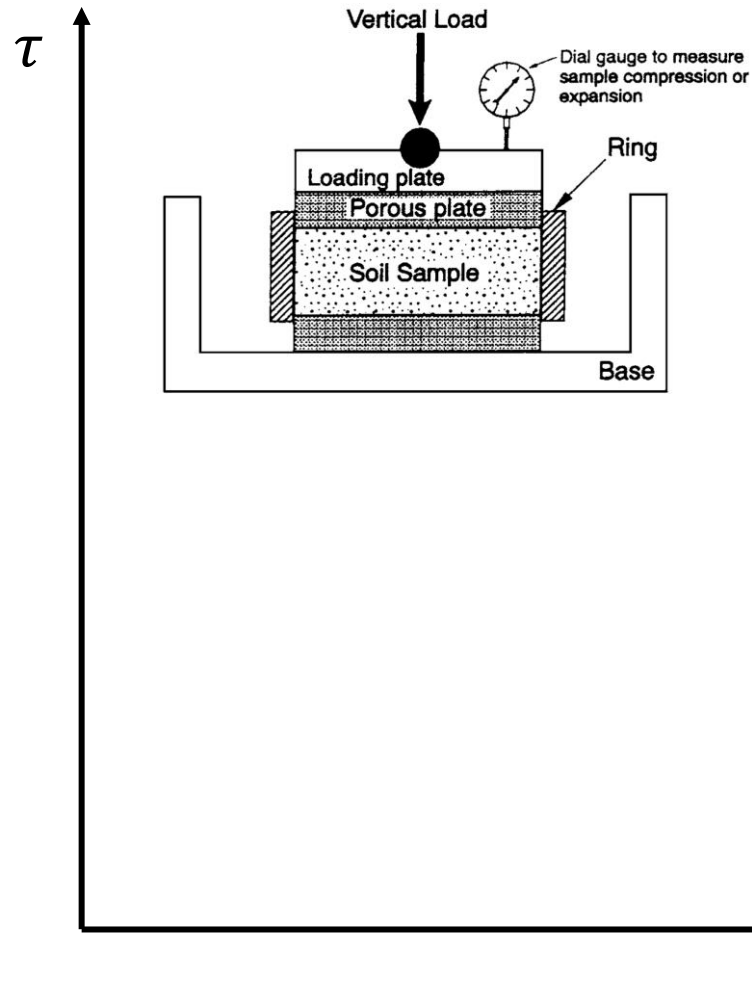
En las arenas, la dilatancia depende de la densidad relativa y de la presión

$$\phi = \phi_c + \psi[D_r, p]$$

En las arcillas, la dilatancia depende del grado de sobreconsolidación

$$\phi = \phi_c + \psi[\text{OCR}]$$

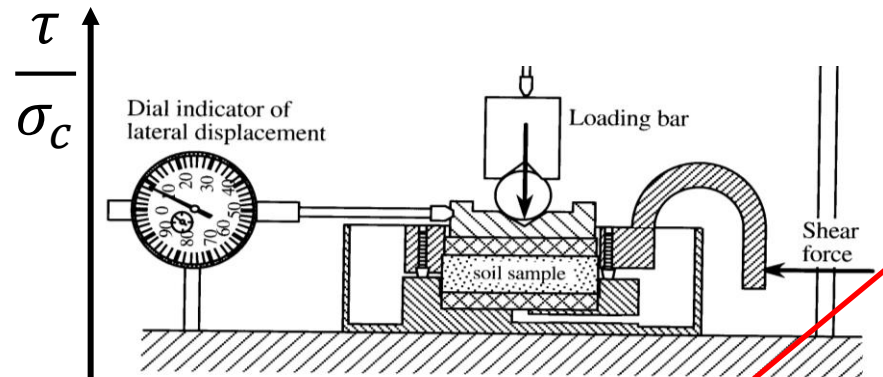
Interpretación correcta de ensayo de corte directo



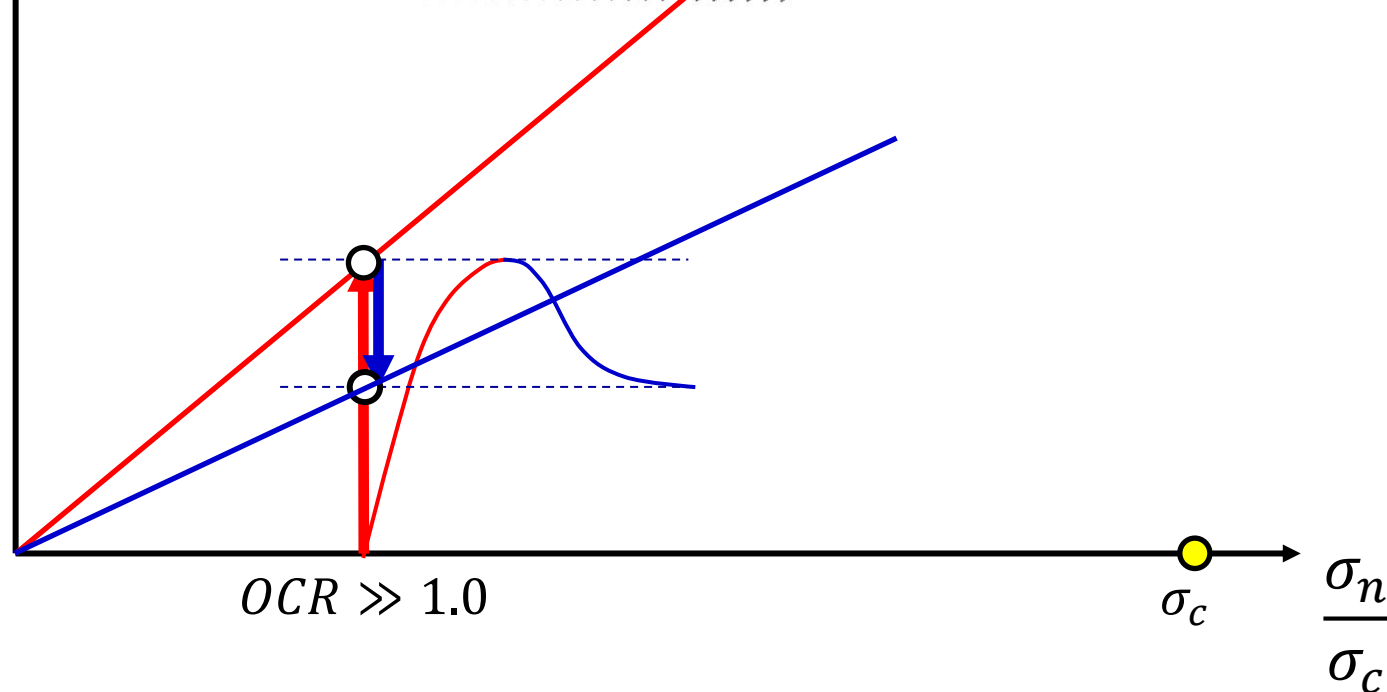
1. Consolide hasta σ_c

(Mitchell 1996)

Interpretación correcta de ensayo de corte directo

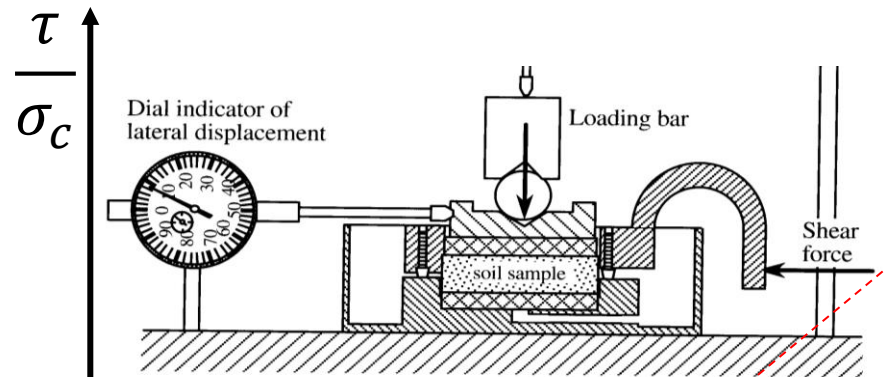


1. Consolide hasta σ_c
2. Reduzca σ_n hasta un OCR dado y corte hasta la falla

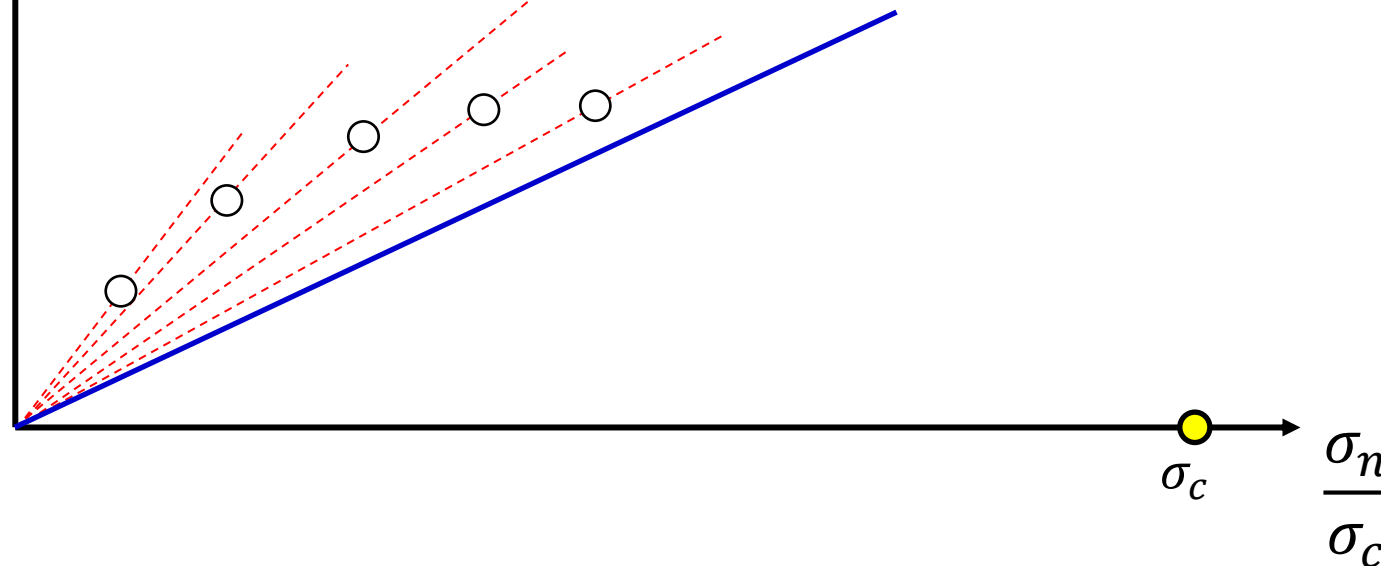


(Mitchell 1996)

Interpretación correcta de ensayo de corte directo

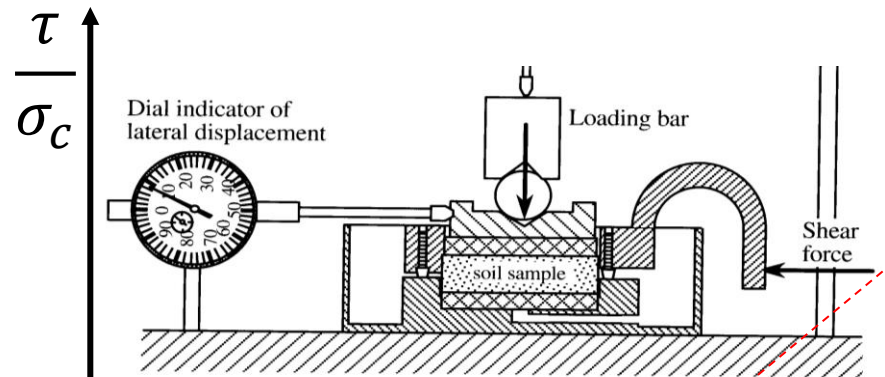


1. Consolide hasta σ_c
2. Reduzca σ_n hasta un OCR dado y corte hasta la falla
3. Repita con distintos OCR

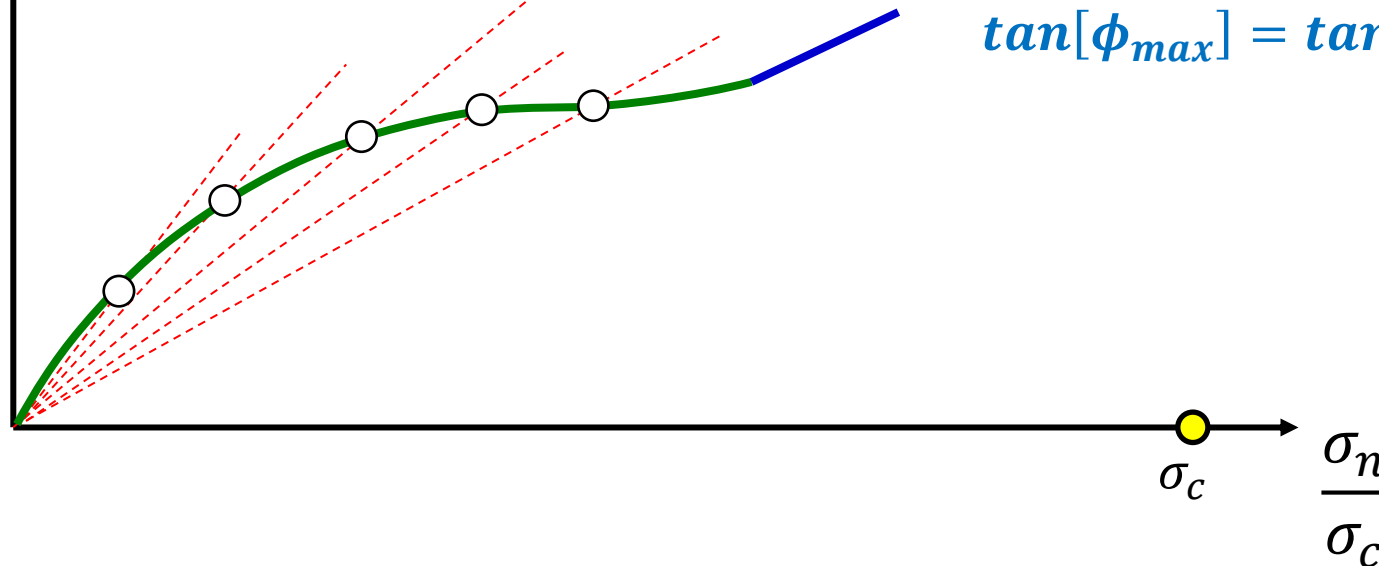


(Mitchell 1996)

Interpretación correcta de ensayo de corte directo

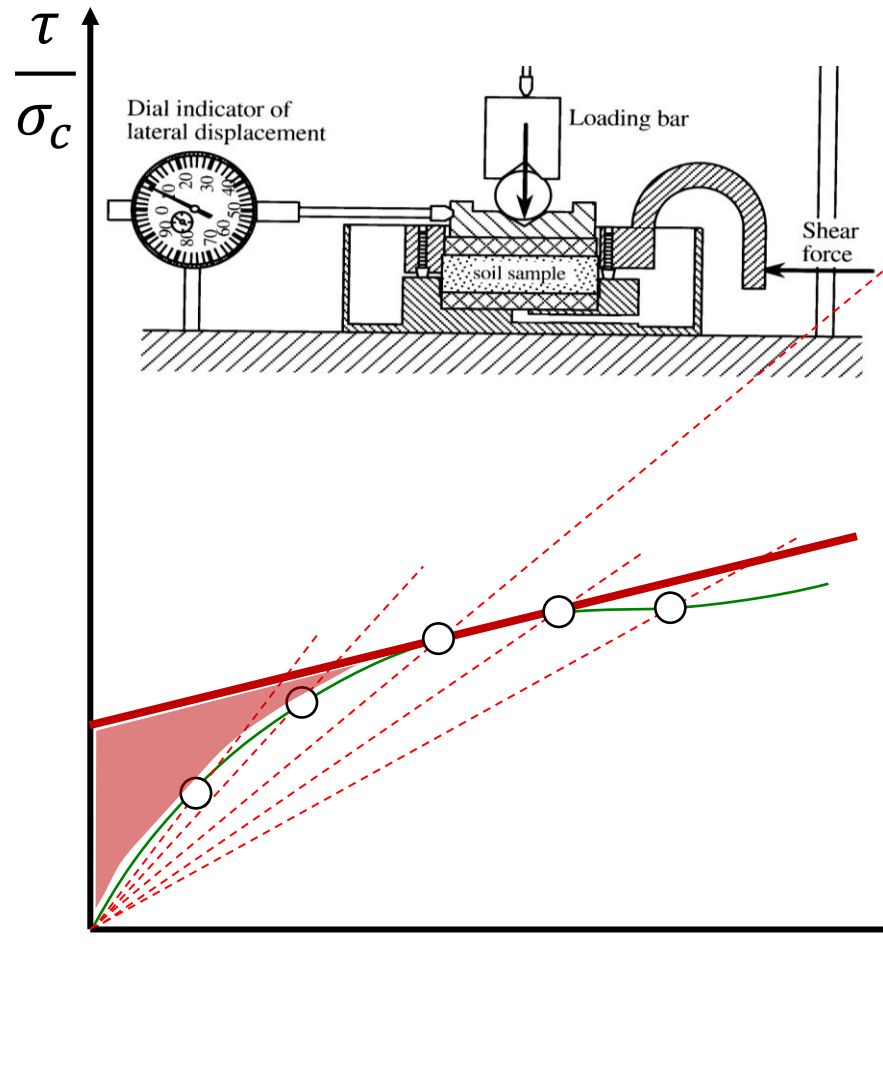


1. Consolide hasta σ_c
2. Reduzca σ_n hasta un OCR dado y corte hasta la falla
3. Repita con distintos OCR
4. Establezca la relación
$$\tan[\phi_{max}] = \tan[\phi_{cv}] + \tan[\psi]$$



(Mitchell 1996)

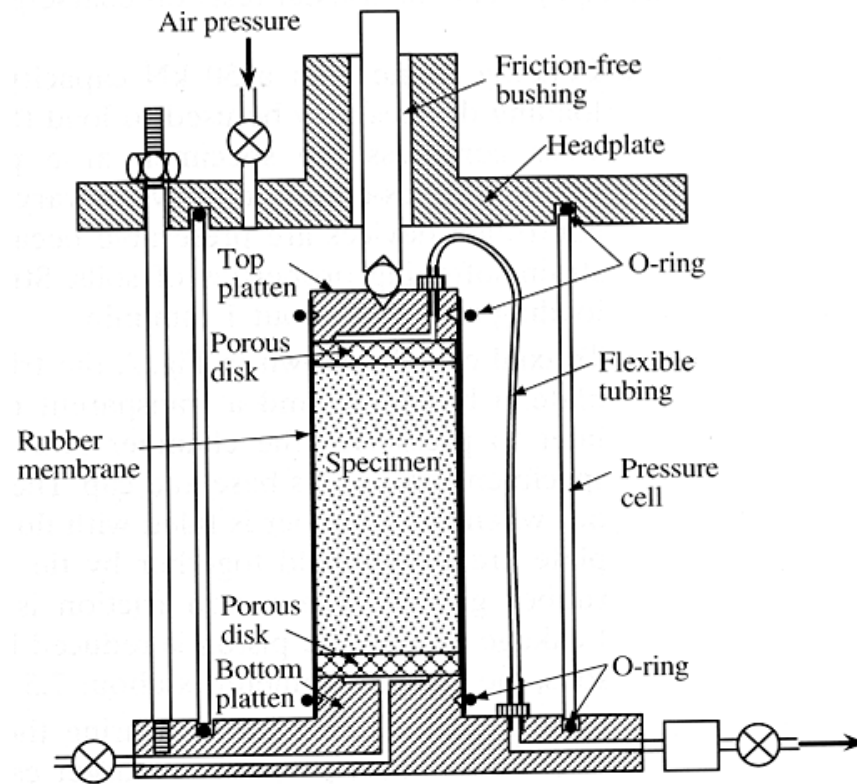
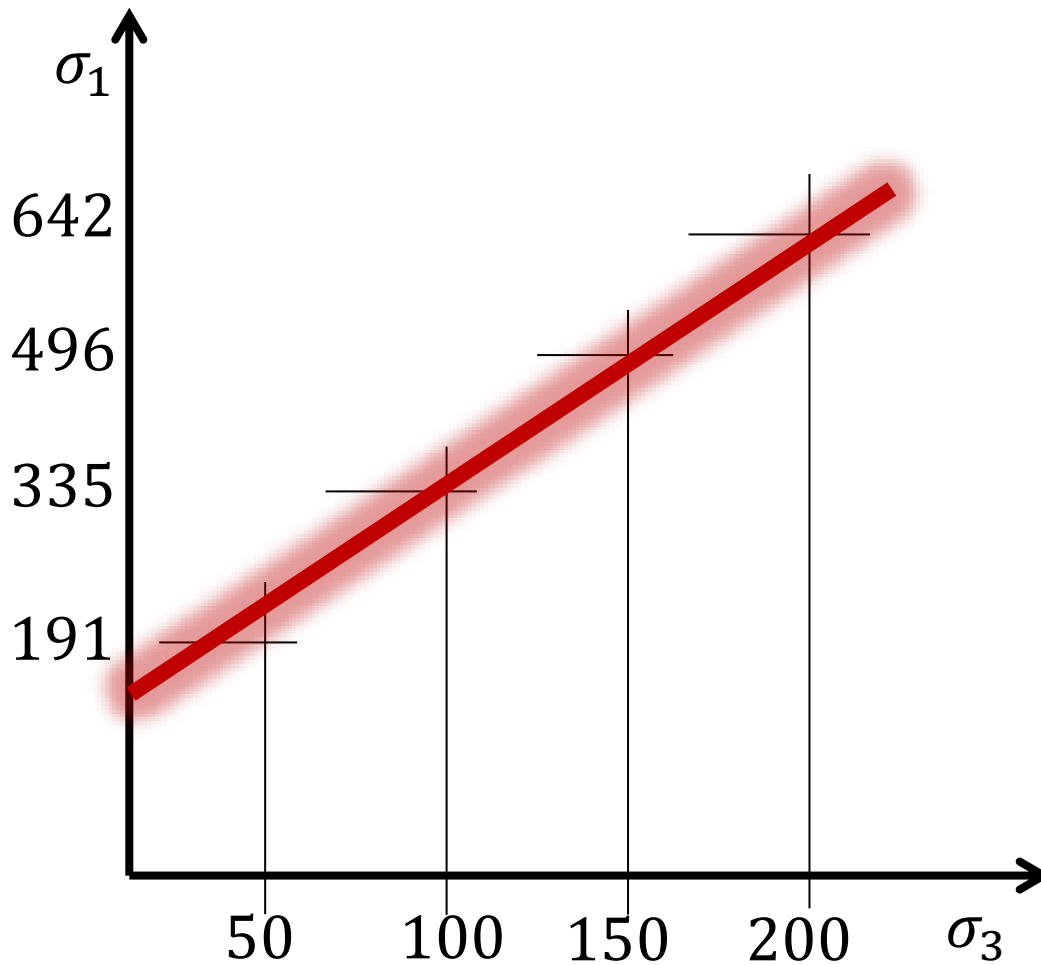
Interpretación correcta de ensayo de corte directo



1. Consolide hasta σ_c
2. Reduzca σ_n hasta un OCR dado y corte hasta la falla
3. Repita con distintos OCR
4. Establezca la relación
 $\tan[\phi_{max}] = \tan[\phi_{cv}] + \tan[\psi]$
5. **¡No haga esto! El área sombreada es inalcanzable para los suelos**

(Mitchell 1996)

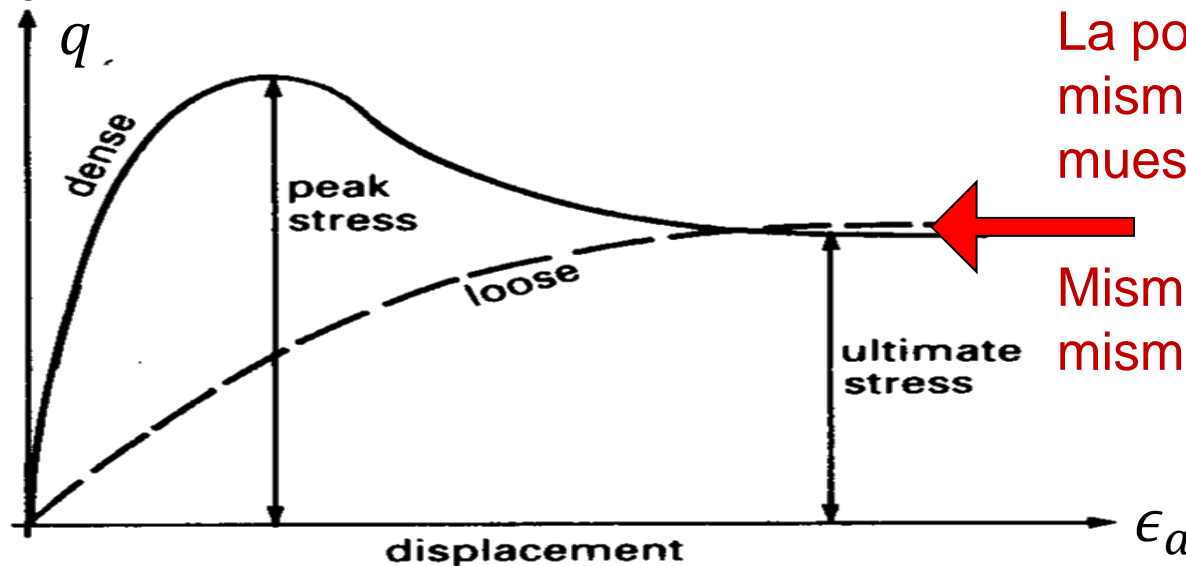
El ensayo triaxial



$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi}$$

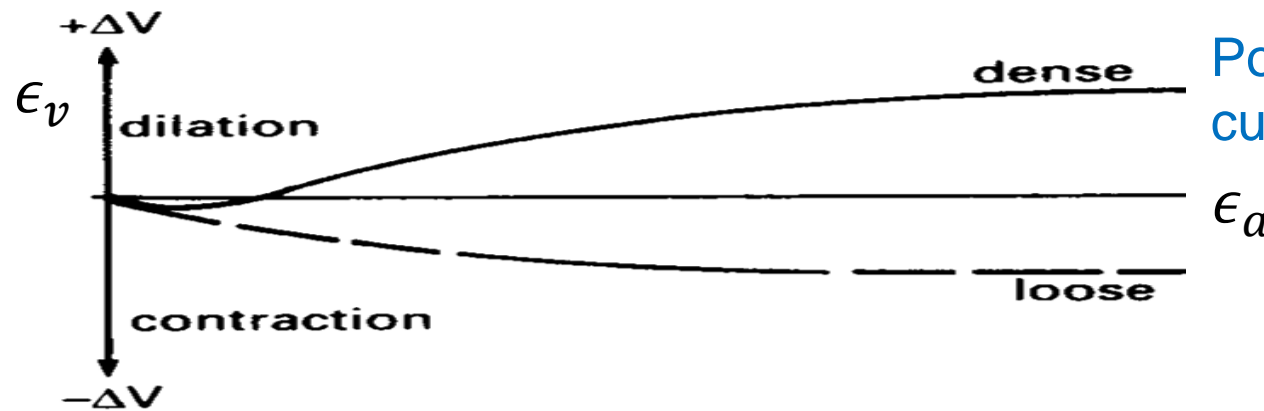
El procedimiento se basa en una interpretación **incorrecta** del comportamiento de los suelos

Los suelos densos y sueltos alcanzan el mismo estado crítico



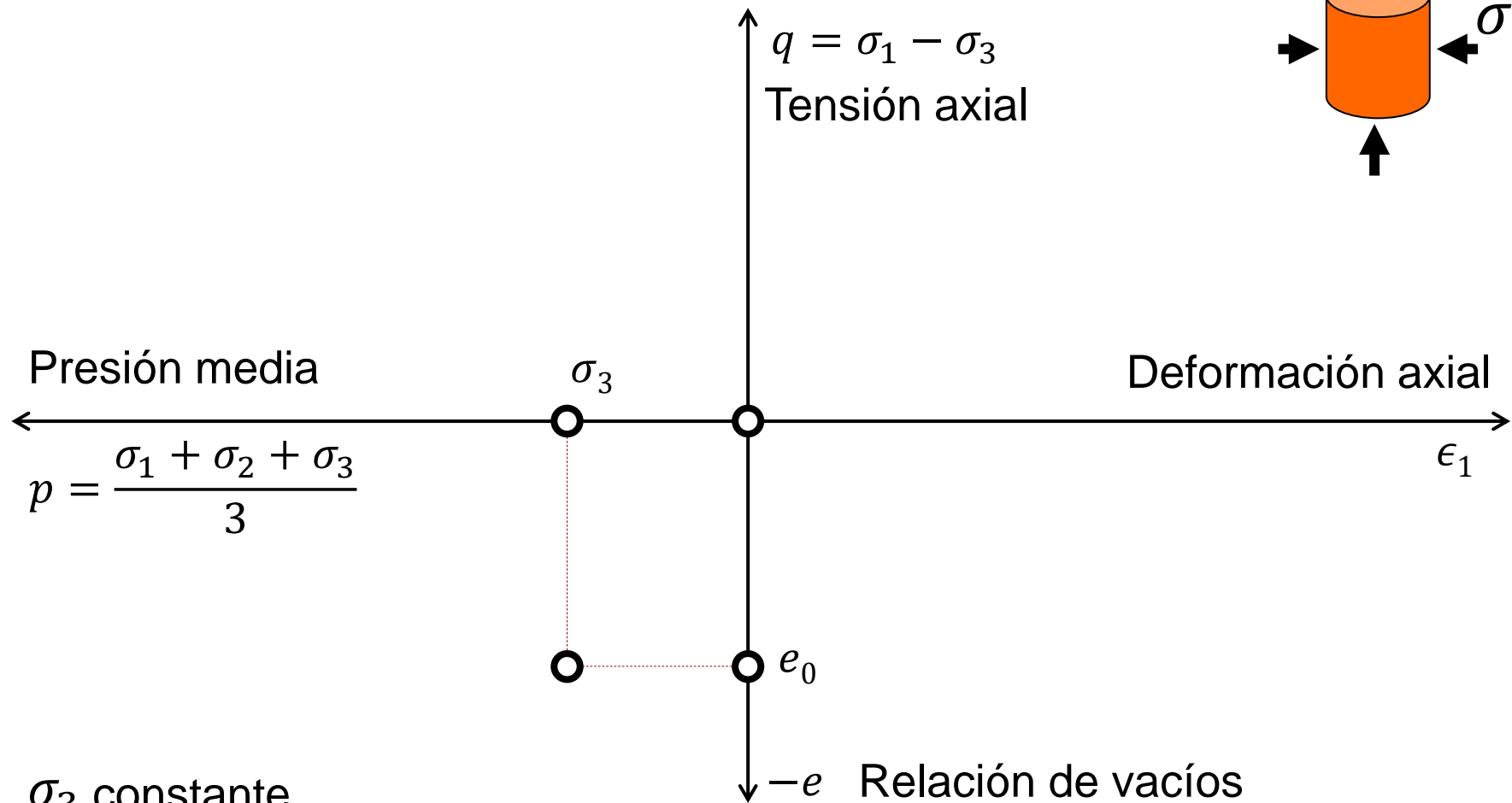
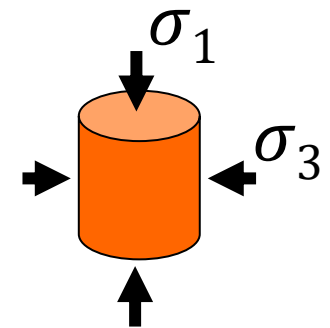
La porosidad final es la misma para ambas muestras

Misma porosidad final: misma resistencia final



Porosidad constante: curvas horizontales

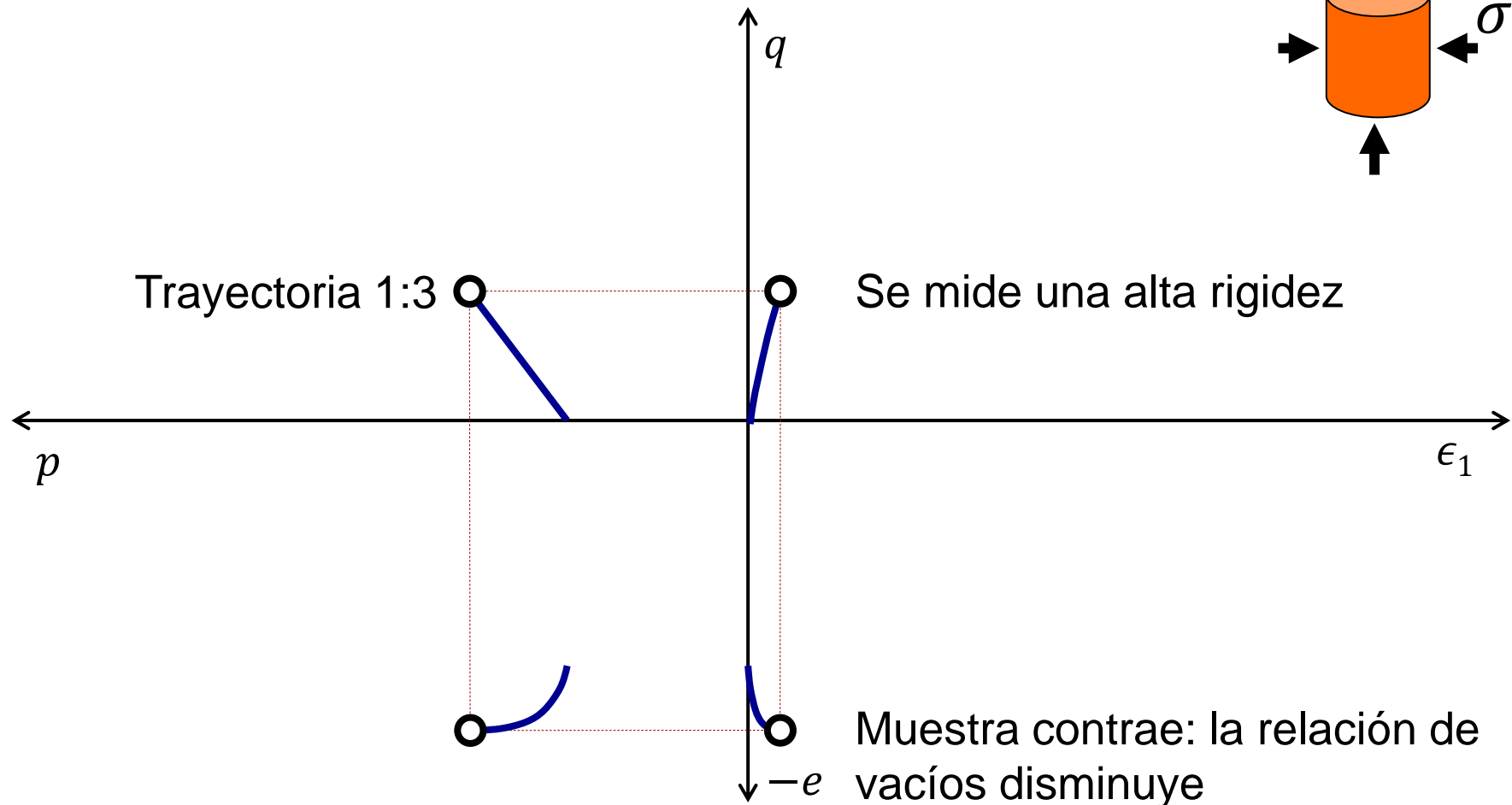
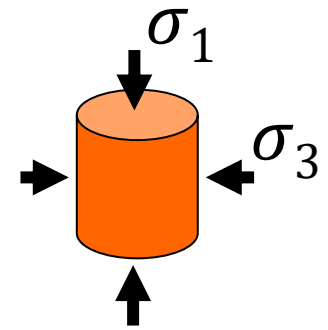
Comportamiento de una arena **densa** en el ensayo triaxial **drenado**



σ_3 constante

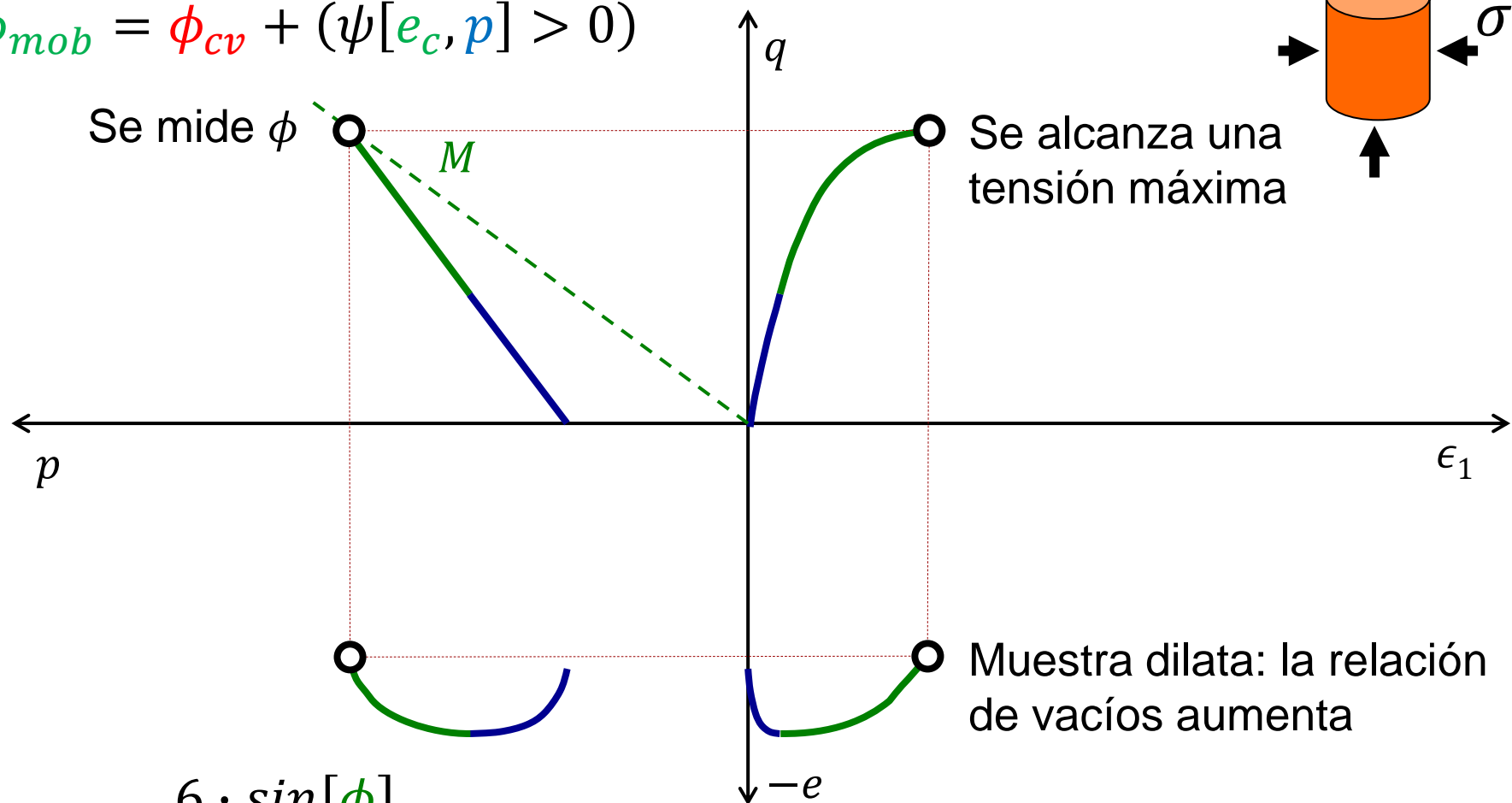
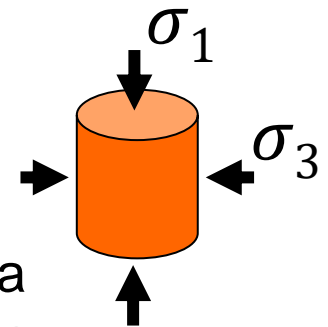
Comienza el ensayo con una presión de confinamiento y porosidad especificadas

Comportamiento de una arena **densa** en el ensayo triaxial **drenado**



Comportamiento de una arena **densa** en el ensayo triaxial **drenado**

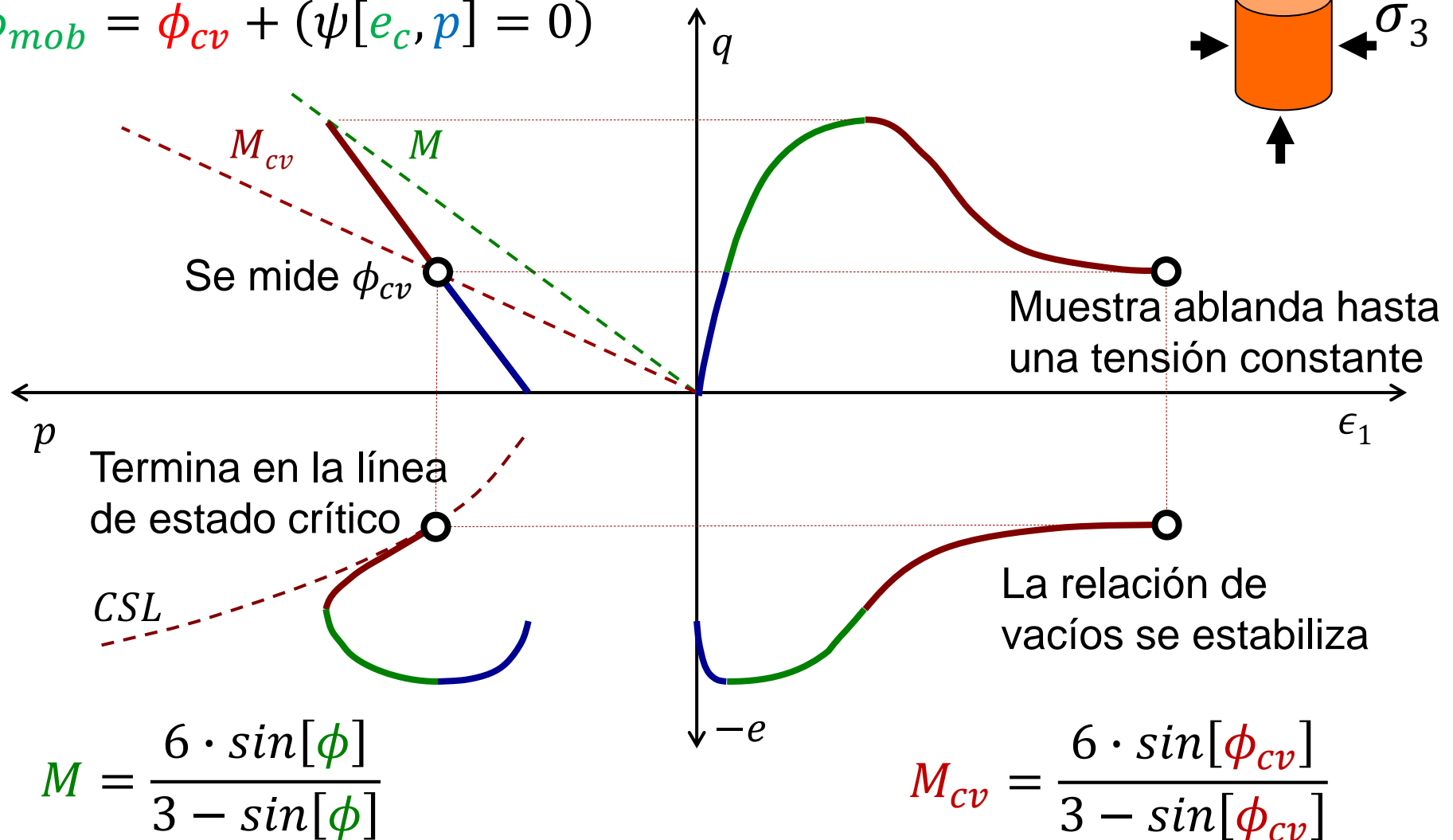
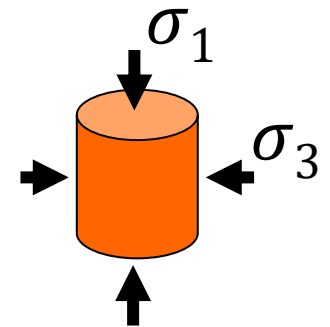
$$\phi_{mob} = \phi_{cv} + (\psi[e_c, p] > 0)$$



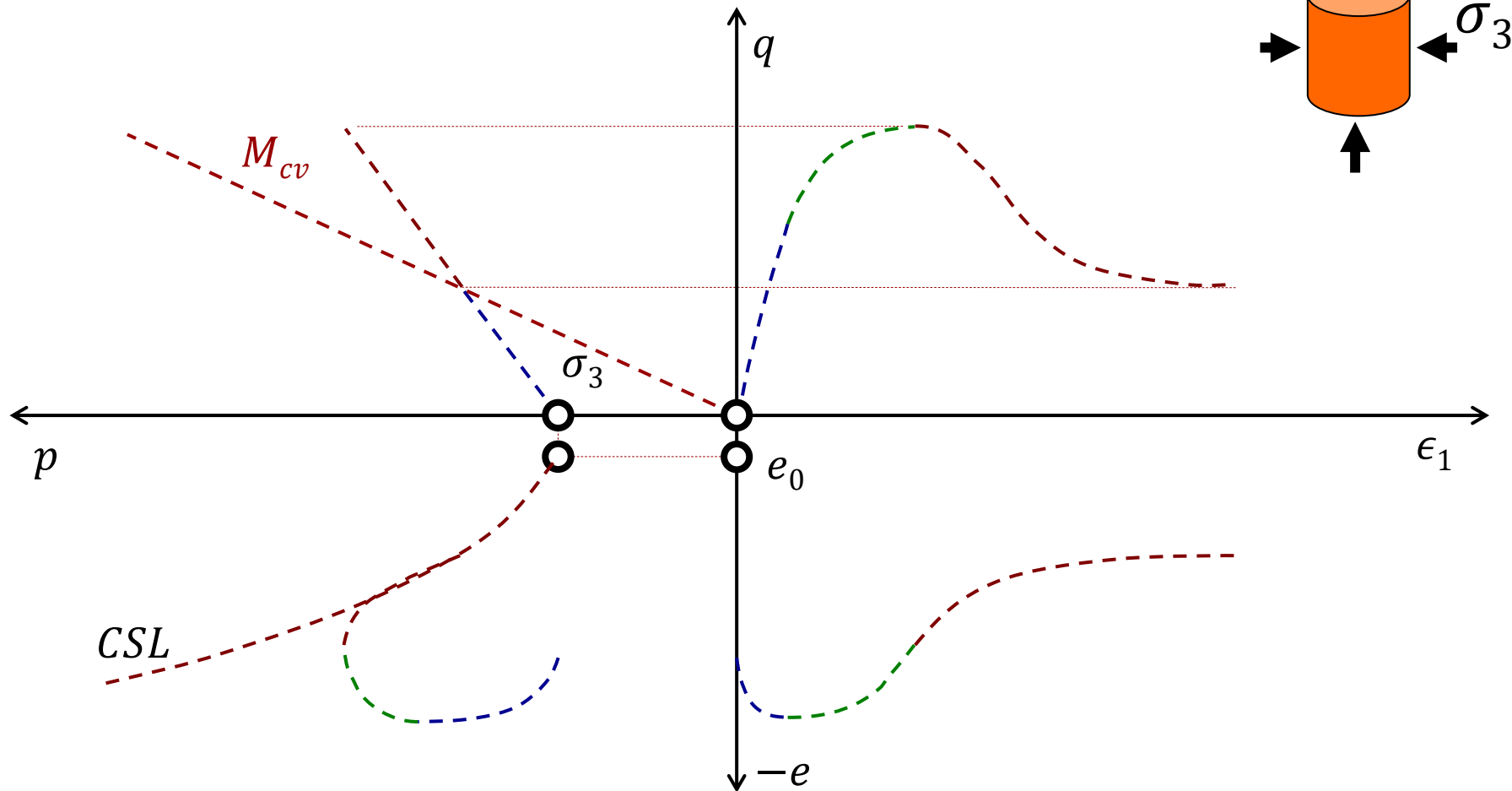
$$M = \frac{6 \cdot \sin[\phi]}{3 - \sin[\phi]}$$

Comportamiento de una arena **densa** en el ensayo triaxial **drenado**

$$\phi_{mob} = \phi_{cv} + (\psi[e_c, p] = 0)$$



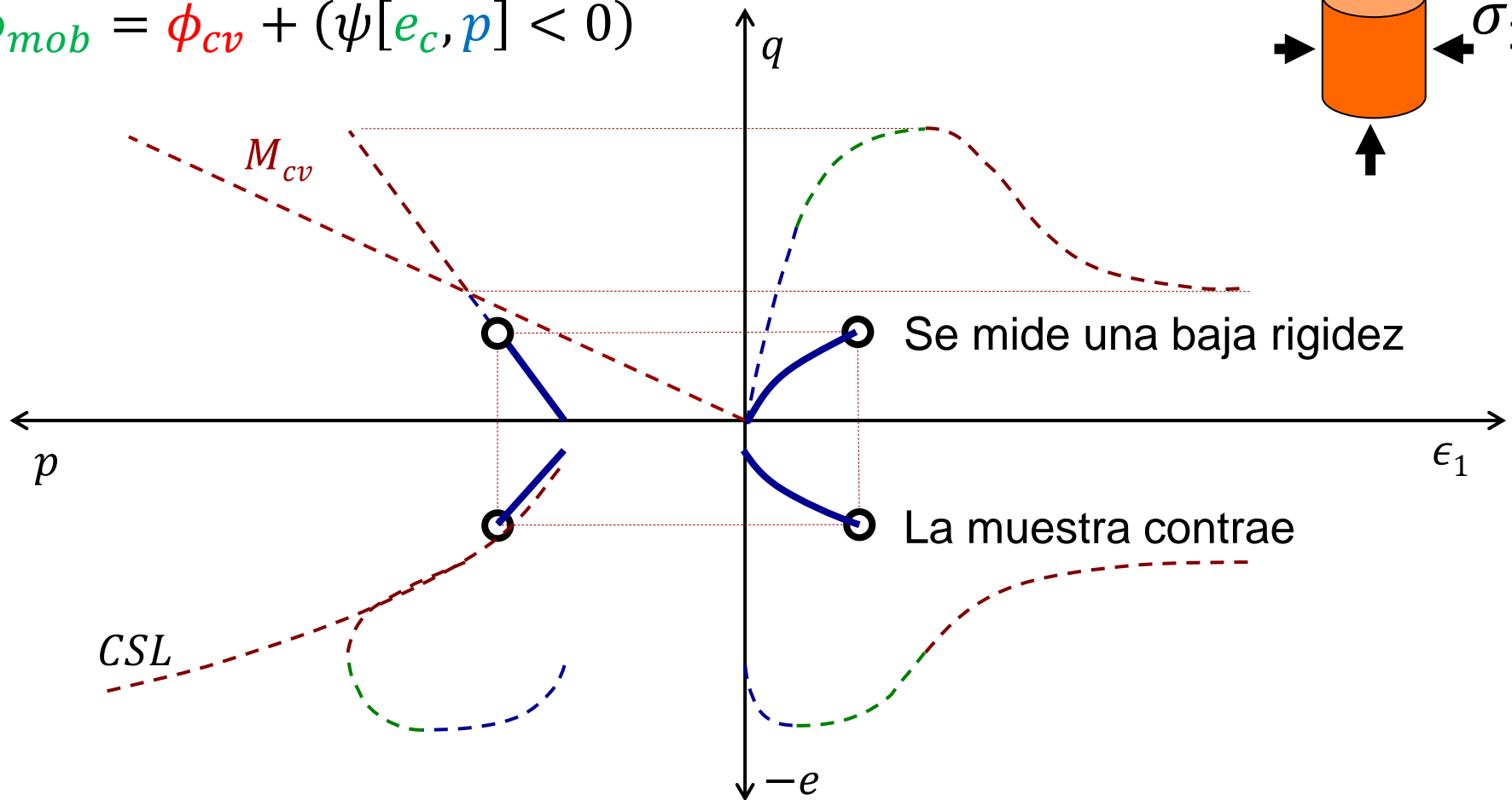
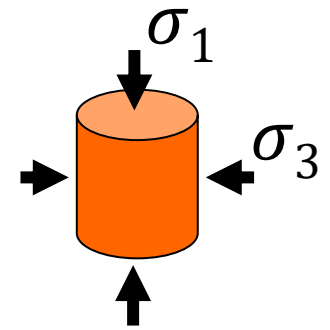
Comportamiento de una arena **suelta** en el ensayo triaxial **drenado**



Comienza el ensayo con la misma presión pero una mayor relación de vacíos

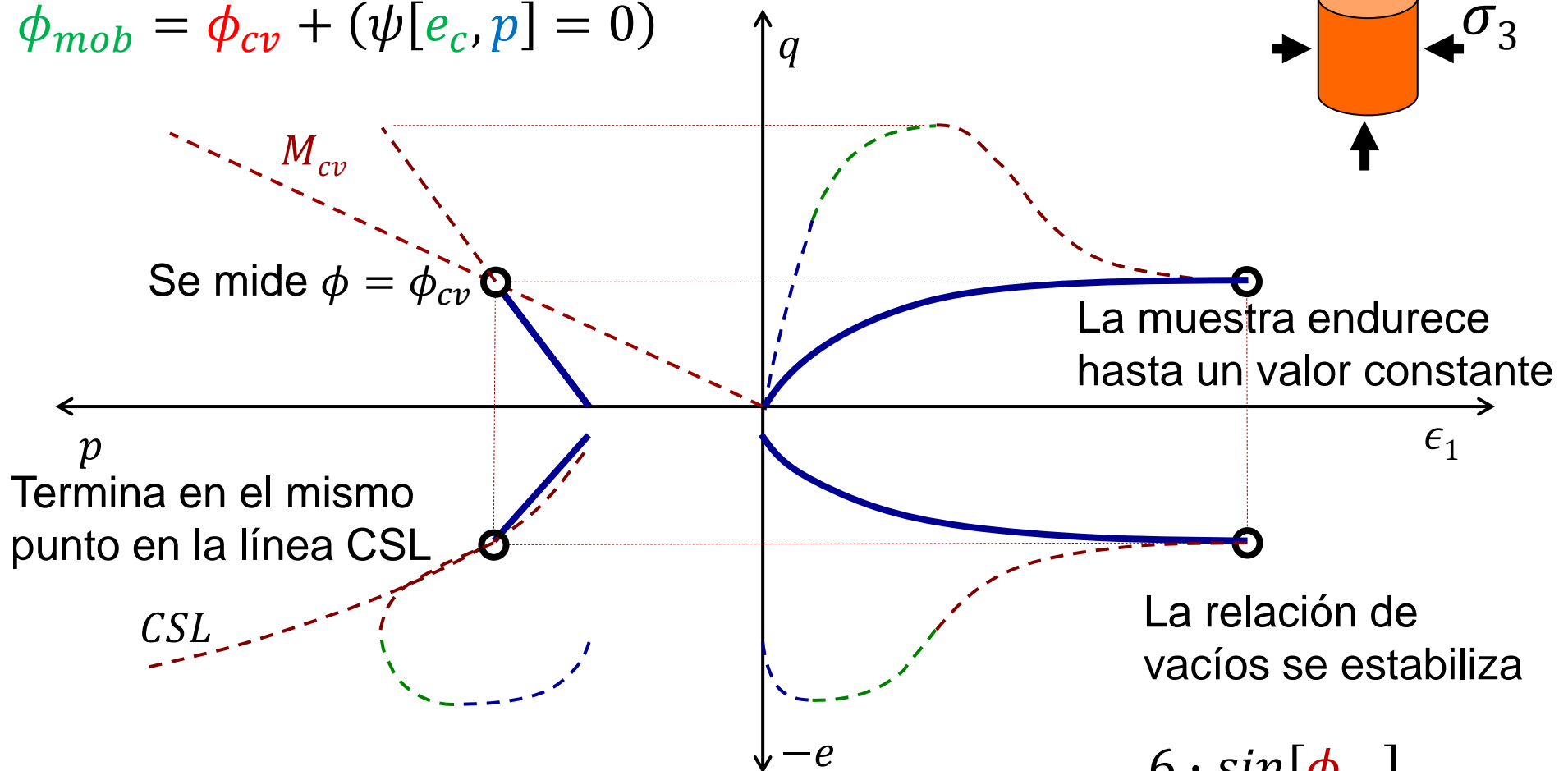
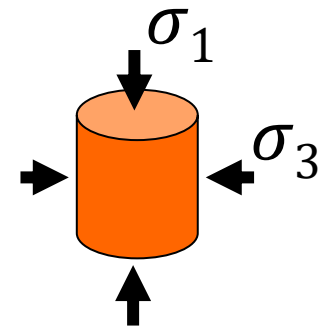
Comportamiento de una arena **suelta** en el ensayo triaxial **drenado**

$$\phi_{mob} = \phi_{cv} + (\psi[e_c, p] < 0)$$



Comportamiento de una arena **suelta** en el ensayo triaxial **drenado**

$$\phi_{mob} = \phi_{cv} + (\psi[e_c, p] = 0)$$

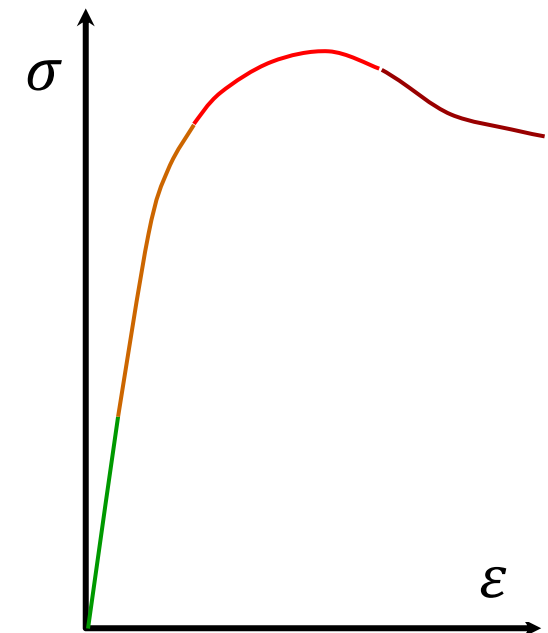
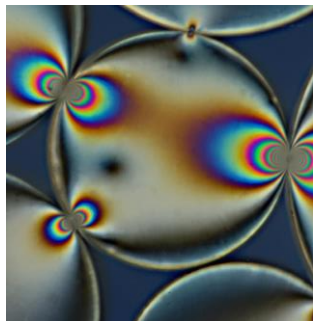


$$M_{cv} = \frac{6 \cdot \sin[\phi_{cv}]}{3 - \sin[\phi_{cv}]}$$

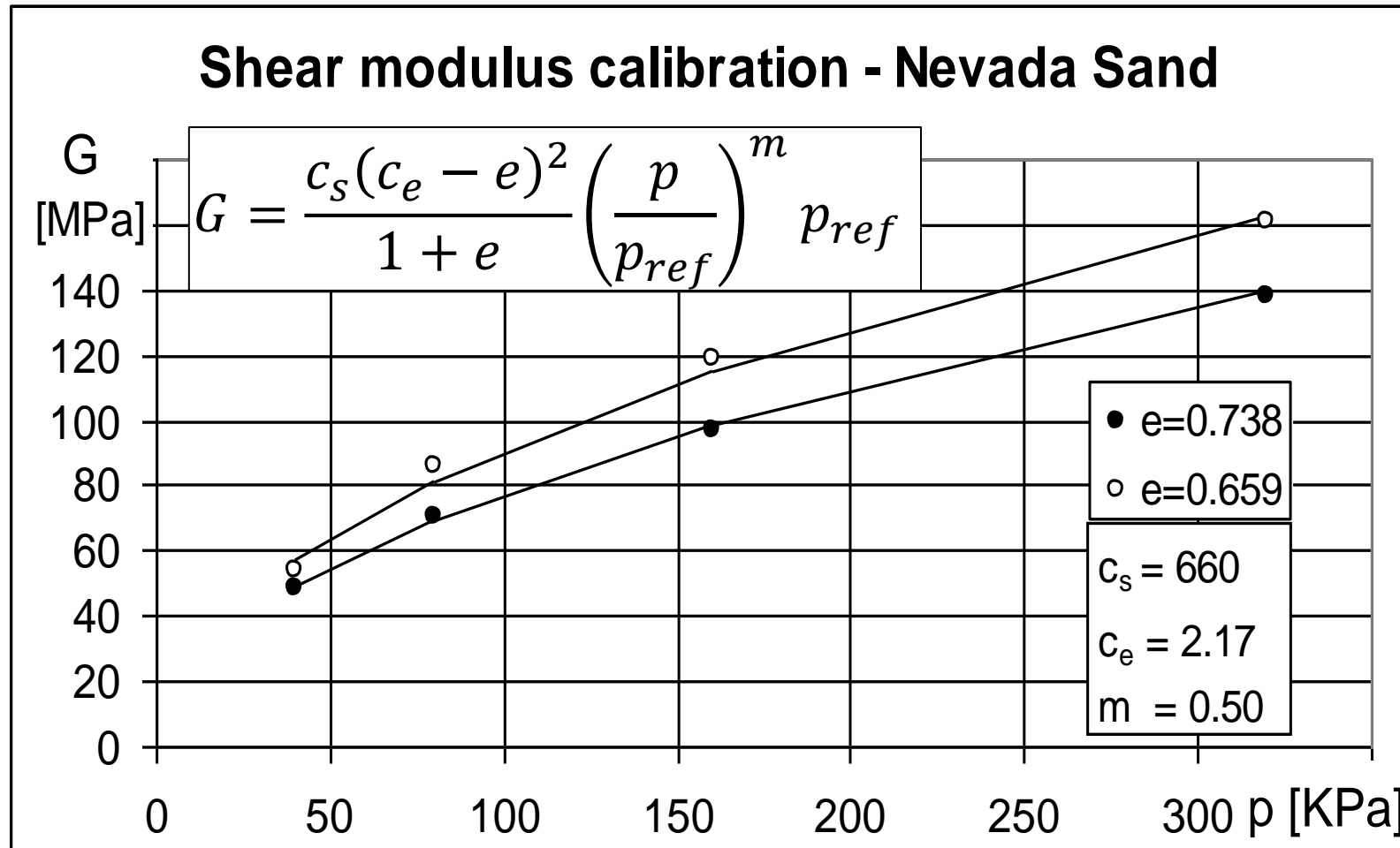
Rango de deformación: Arenas

La relación tensión – deformación tiene cuatro rangos

- anterior al deslizamiento de partículas
- deslizamiento de algunos granos
- resistencia pico: reorientación de contactos
- ablandamiento: estado crítico

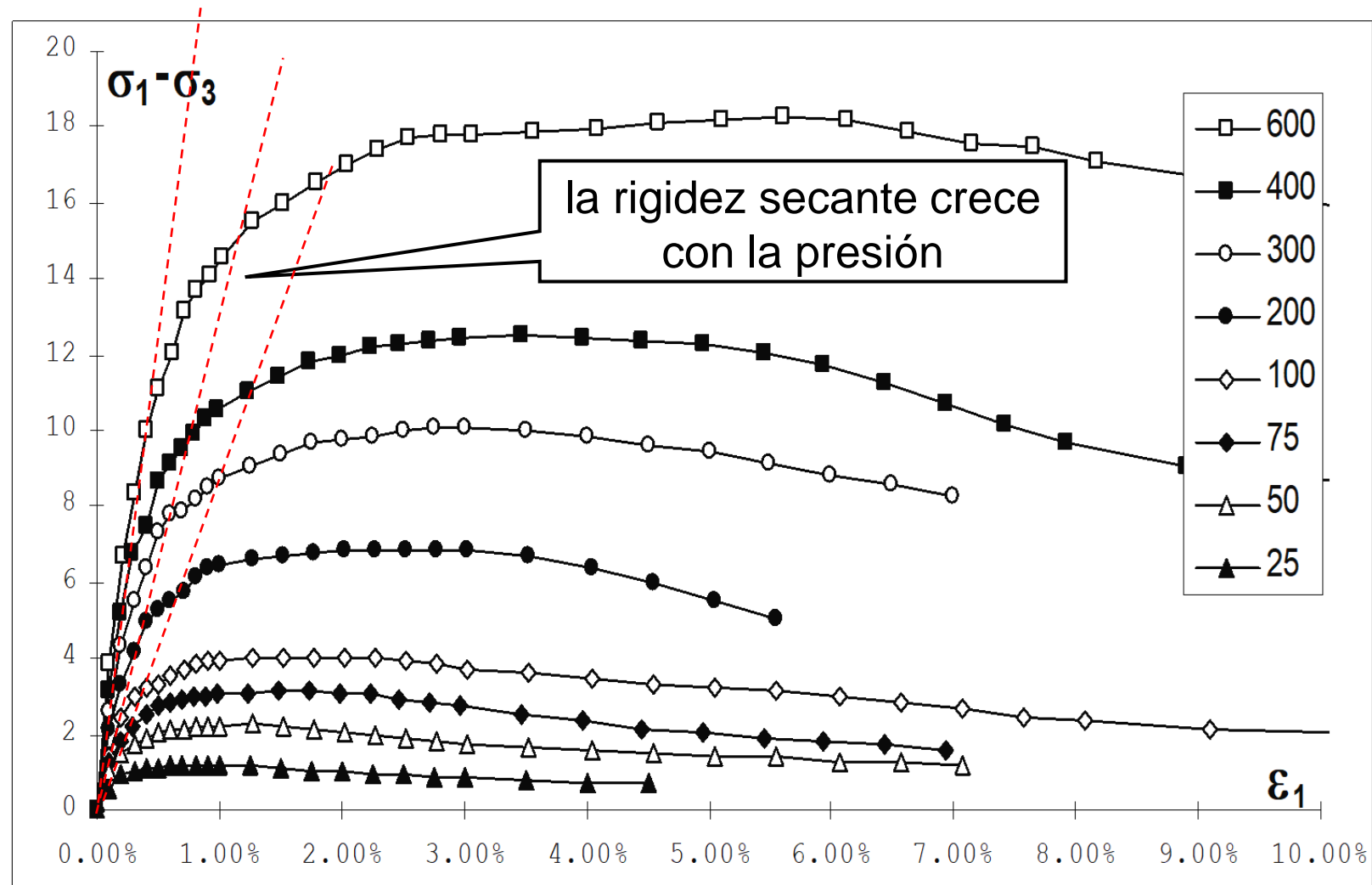


Modulo de corte inicial: crece con la presión y con la densidad

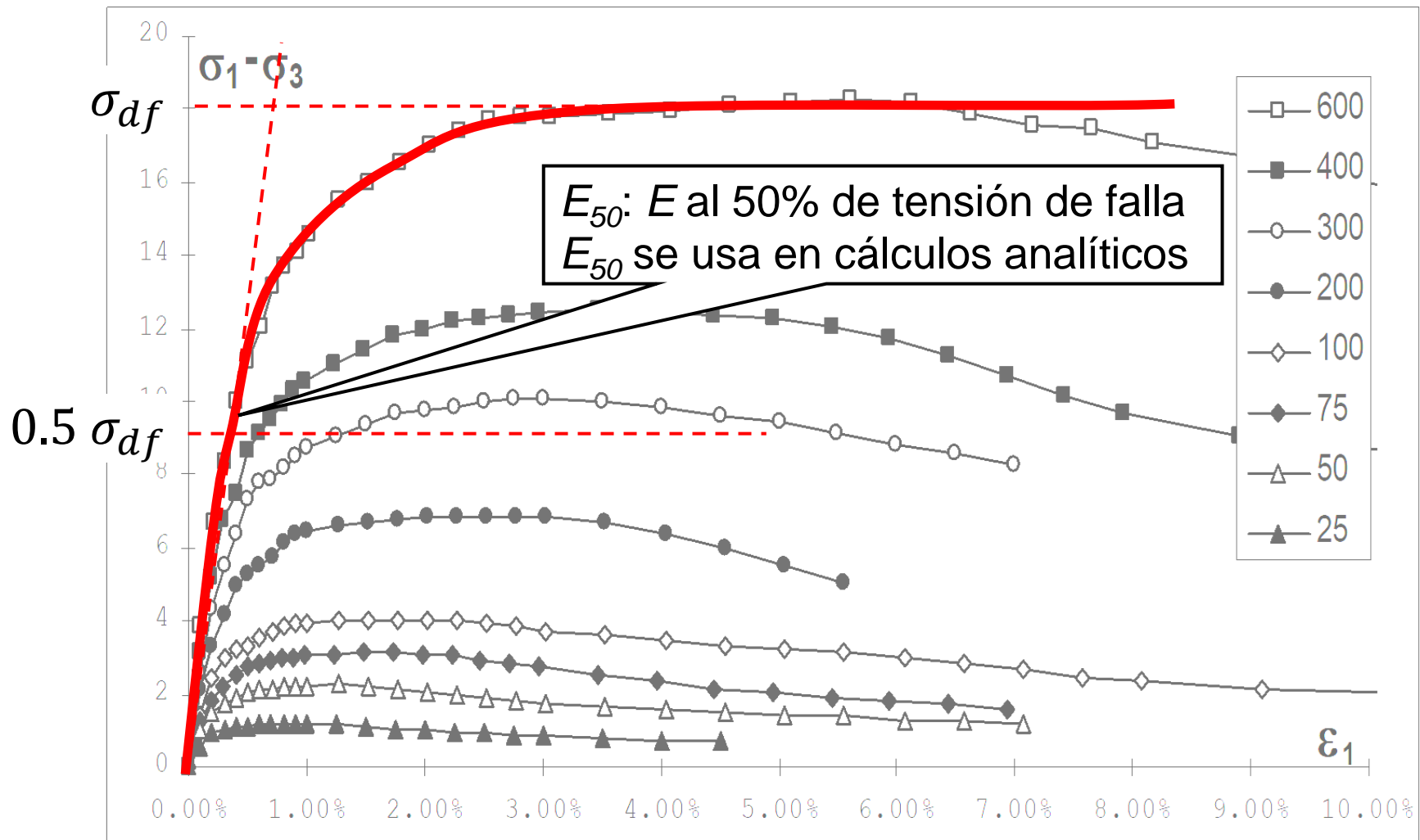


Arulmoli 1992

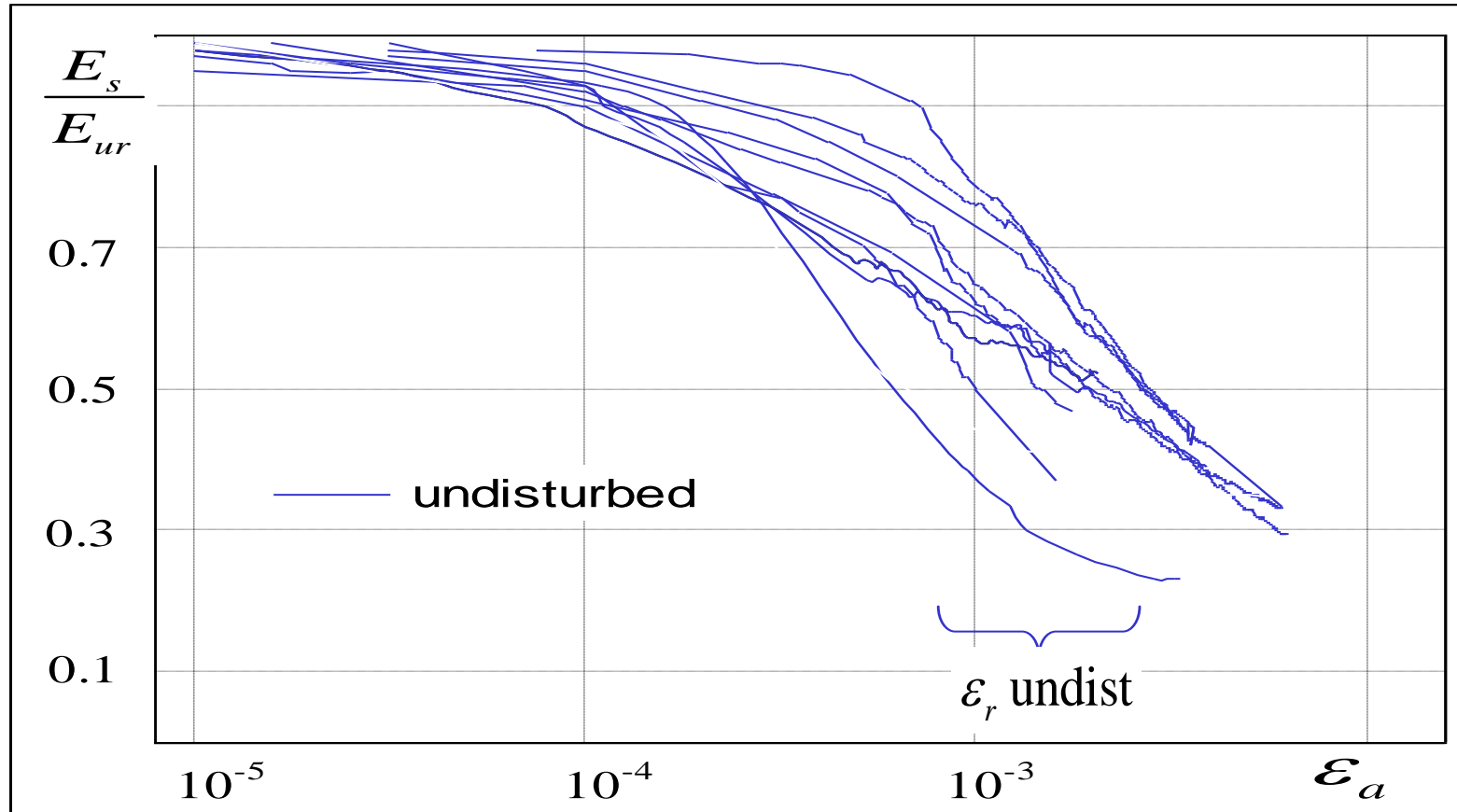
E_i : Módulo de Young secante “cercano” al origen



E_{50} : Módulo de Young al 50% de la tensión de falla



Reducción de la “rigidez” con la distorsión (Fm. Pampeano)



Muestras inalteradas

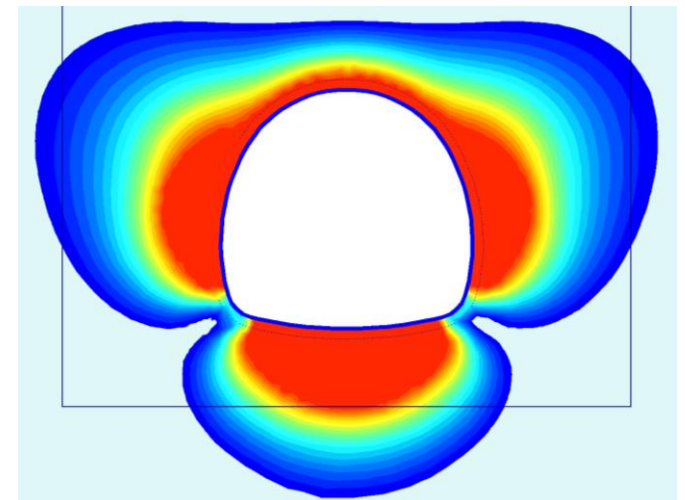
(Hardin & Richart 1963)

Problemas “elásticos” en geotecnia

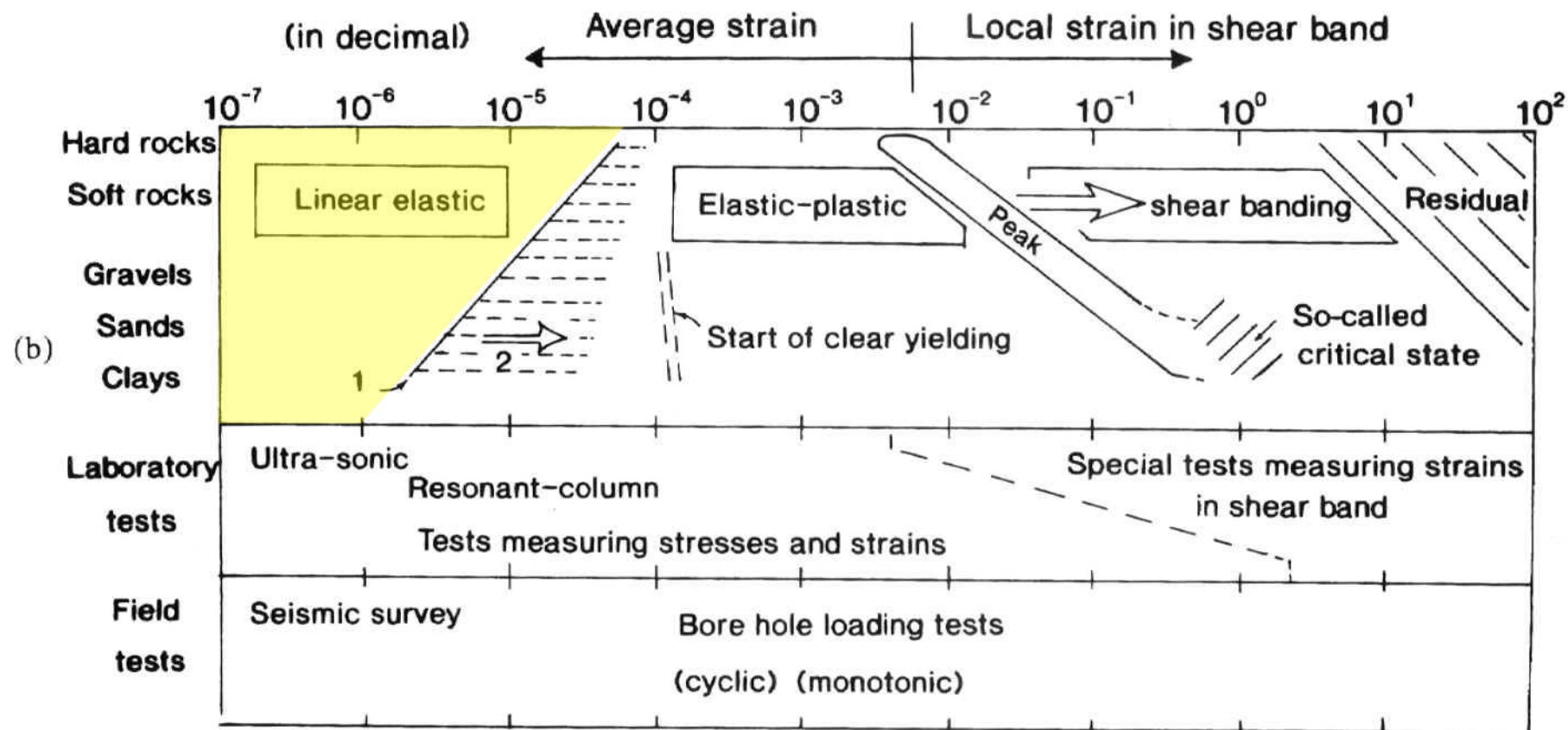
Los problemas que pueden abordarse con elasticidad son aquellos en los que el suelo está lejos de “falla”

- Propagación de ondas
- Vibraciones de máquinas
- Asentamiento de fundaciones con cargas de servicio
- Desplazamiento bajo carga lateral en pilotes y muros
- Tensiones alrededor de túneles

Los parámetros elásticos dependen del rango de deformación dominante del problema



Rango elástico en suelos y rocas



1. For normally consolidated soils subjected to monotonic loading

2. Increase as OCR increases and with cyclic loading

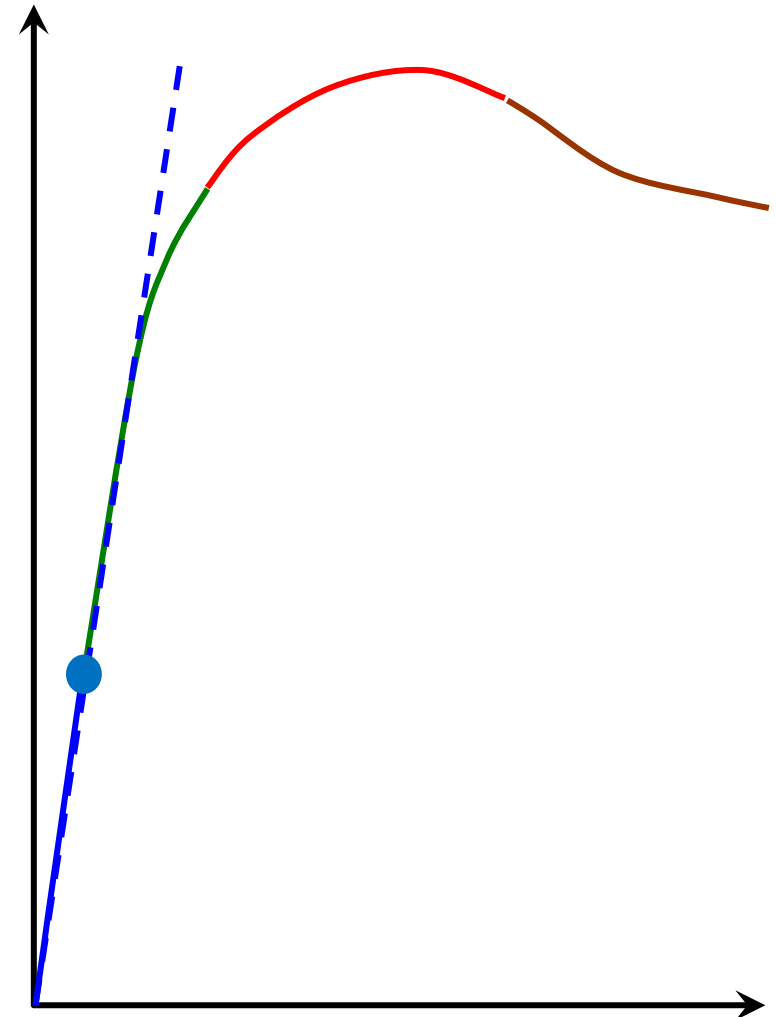
(Tatsuoka 1991)

Parámetros elásticos y rangos de deformación

La curva σ - ε es única

Los parámetros “elásticos” dependen del problema

- Fundaciones máquinas
 - Rigidez a baja deformación
 - Módulo de Poisson ~ 0.10

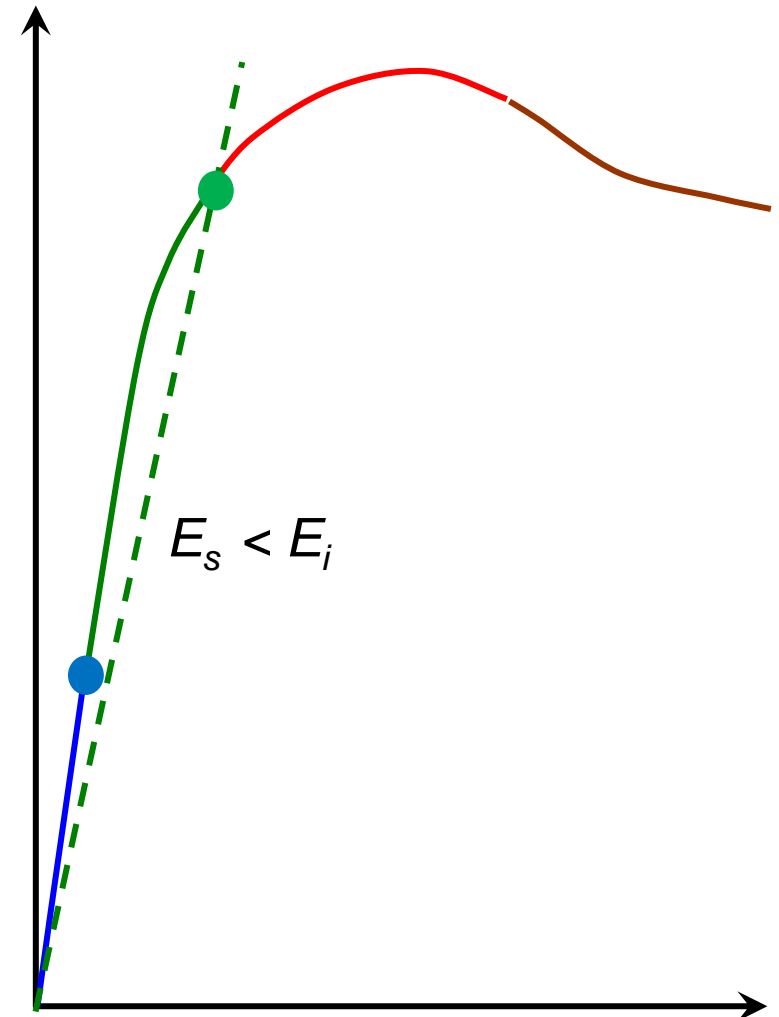


Parámetros elásticos y rangos de deformación

La curva σ - ε es única

Los parámetros “elásticos” dependen del problema

- Fund. máquinas: G_0
- Zapatas
 - Rigidez “inicial” E_i
 - Módulo de Poisson ~ 0.30

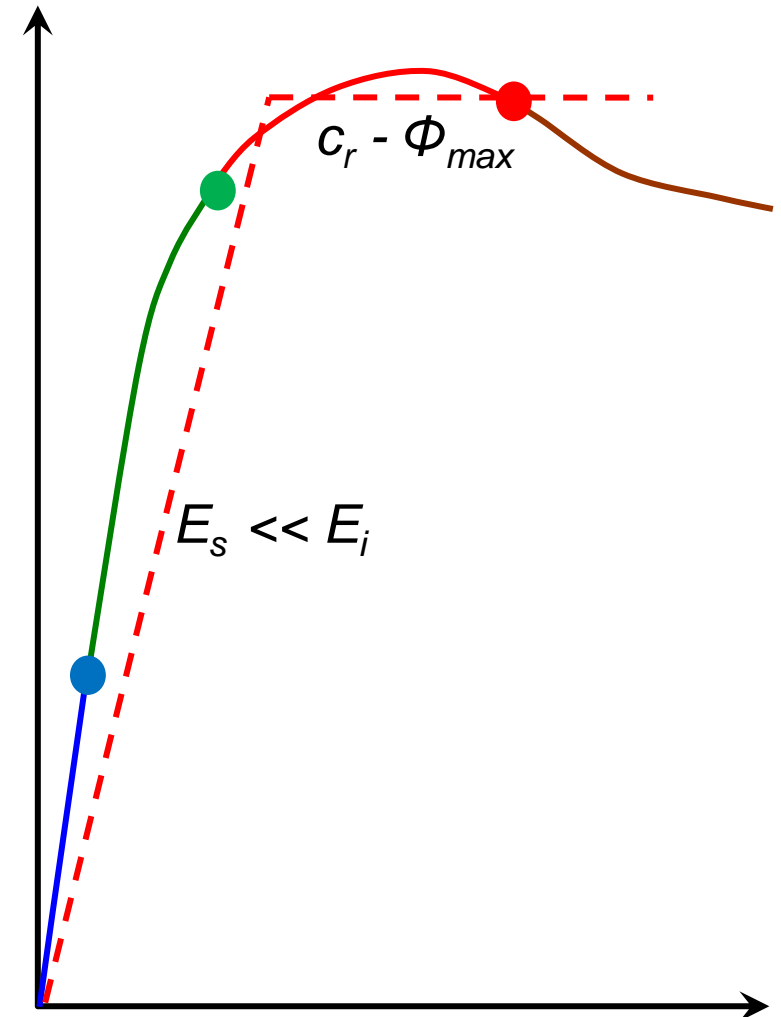


Parámetros elásticos y rangos de deformación

La curva σ - ε es única

Los parámetros “elásticos” dependen del problema

- Fund. máquinas: G_0
- Zapatas: E_i
- Muros, tablestacas, taludes (y similares):
No usar elasticidad



- Powrie, W. Soil Mechanics. Concepts and Applications. CRC Press (2014)
- Mitchell, J. M., Soga, K. Fundamentals of soil behavior. John Wiley & Sonc, Inc. (2005)
- Sfriso. Caracterización mecánica de materiales constituidos por partículas. Tesis de doctorado FIUBA.
- Videos de repaso
(<https://www.youtube.com/watch?v=YOWkJ7pHHco&list=PLQX7AAuxwaHb3Mzc5YDTNqYvbgGUQq3yB>)