



# **CI4402**

# **GEOMECANICA**

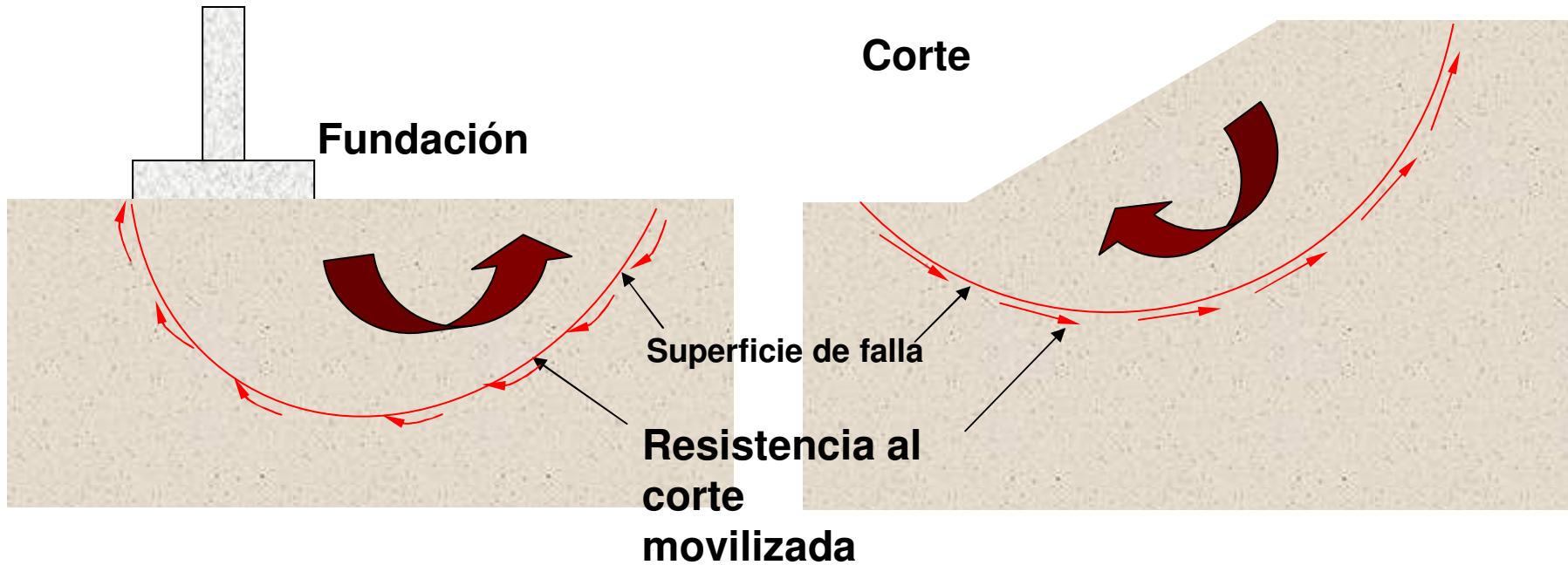
UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y  
MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

Prof. Luis Paredes

AGOSTO 2010

# Falla por corte en suelos

Los suelos suelen fallar por corte



En la falla, la tensión de corte a lo largo de la superficie de falla (resistencia al corte movilizada) alcanza la resistencia al corte.

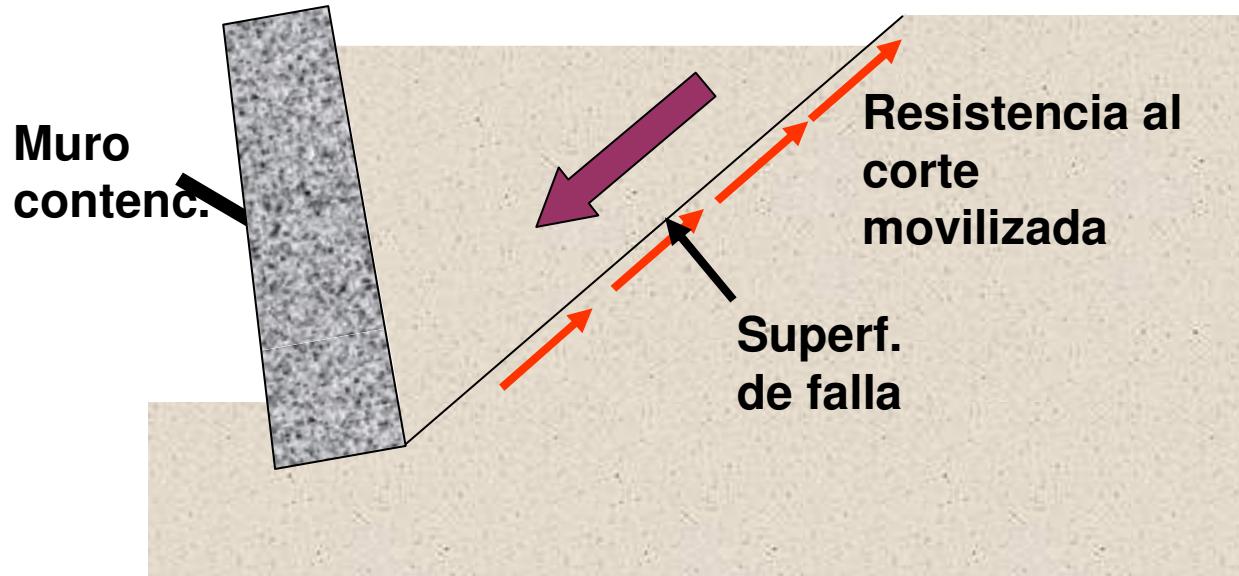
# Falla por corte en suelos

Suelos suelen fallar por corte



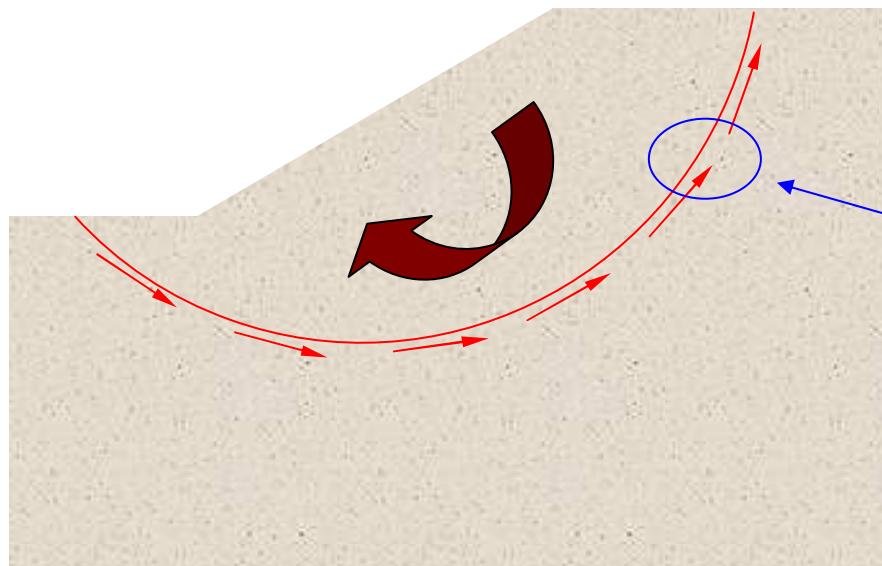
# Falla por corte en suelos

Suelos suelen fallar por corte



En la falla, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla (resistencia al corte movilizada) alcanza la resistencia al corte.

# Mecanismo de falla por corte



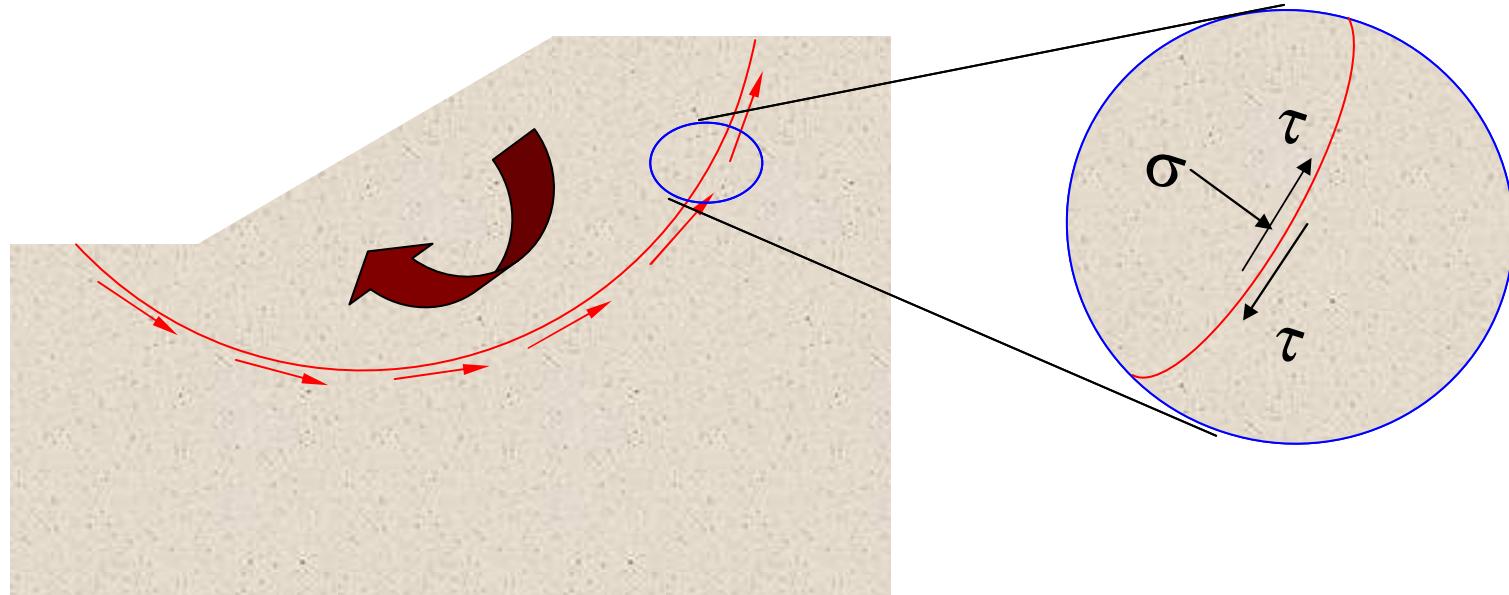
Superficie de  
falla

Las partículas de suelo deslizan unas sobre otras a lo largo de la superficie de falla.

Las partículas individuales no se fragmentan.



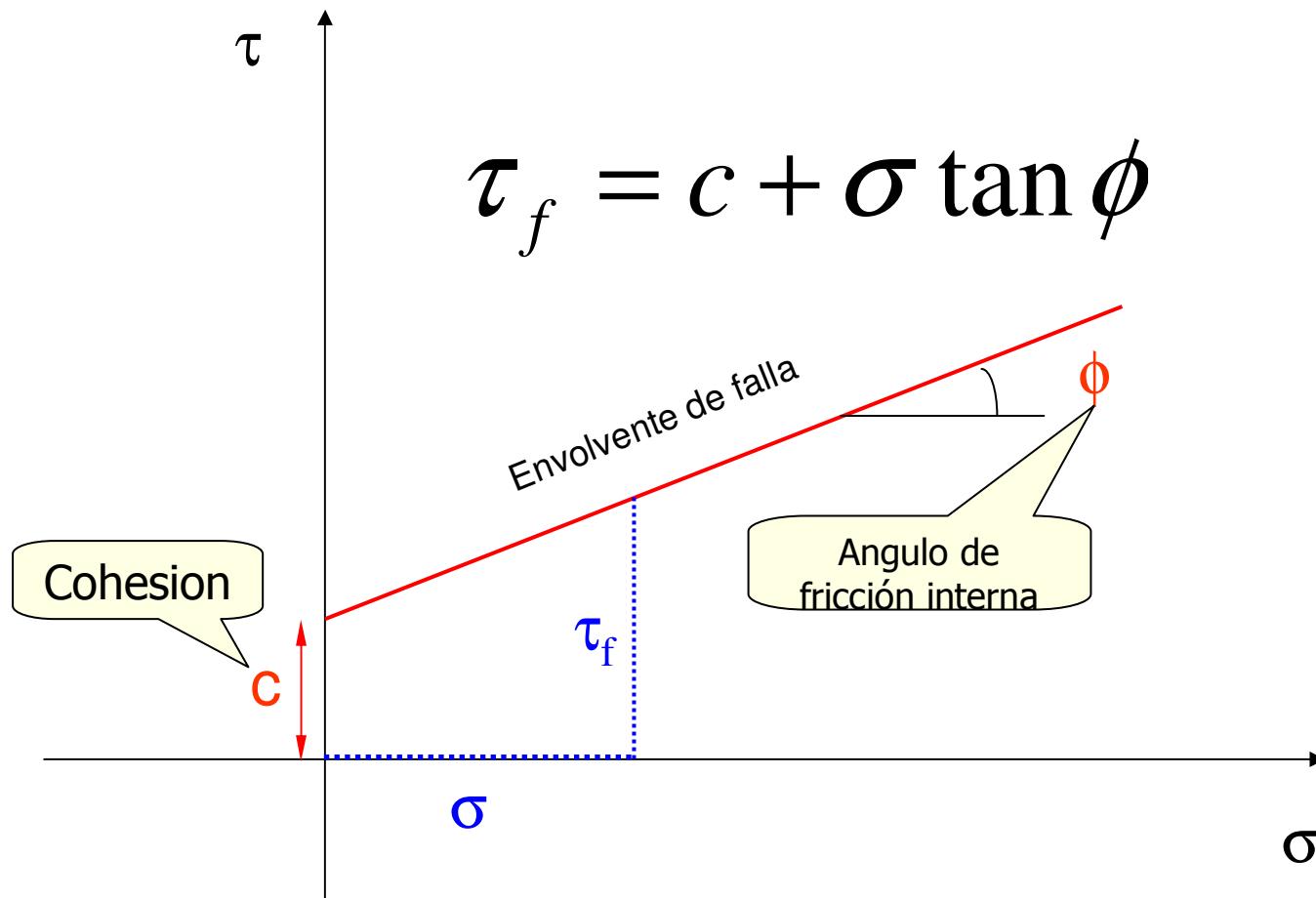
# Mecanismo de falla por corte



En la falla, las tensiones de corte a lo largo de la superficie de falla ( $\tau$ ) alcanzan la resistencia al corte ( $\tau_f$ ).

# Criterio de falla de Mohr-Coulomb

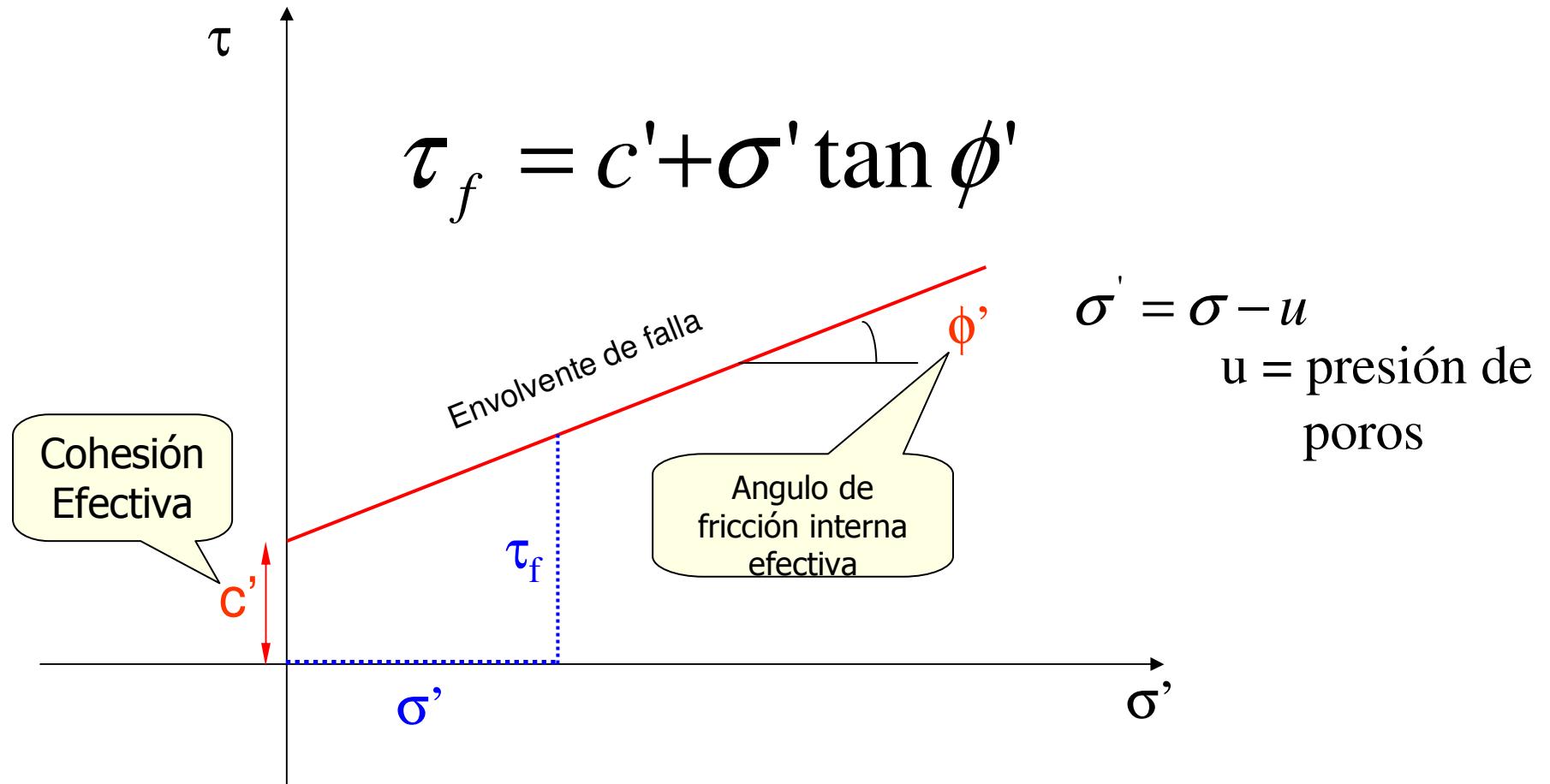
## (en términos de tensiones totales)



$\tau_f$  es la tensión máxima de corte que el suelo puede asumir antes de la falla, bajo la tensión normal  $\sigma$ .

# Criterio de falla de Mohr-Coulomb

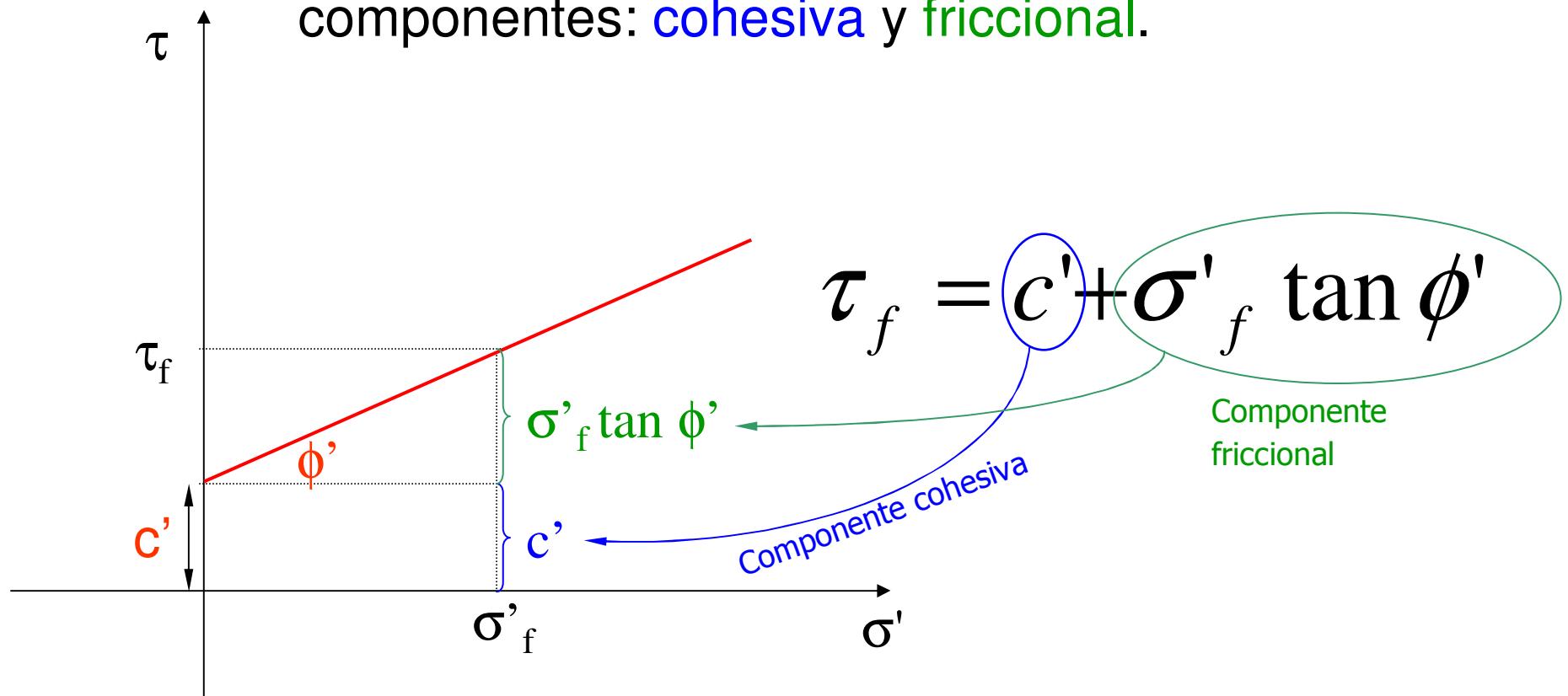
## (en términos de tensiones efectivas)



$\tau_f$  es la máxima tensión de corte que el suelo puede tomar sin fallar, bajo la tensión efectiva normal  $\sigma'$ .

# Criterio de Falla de Mohr-Coulomb

La Resistencia al Corte consta de dos componentes: **cohesiva** y **friccional**.



$c$  y  $\phi$  son los parámetros de  
resistencia al corte

A mayores valores, más alta es la  
resistencia al corte

Es la envolvente de ruptura de un suelo.

Se ha determinado que la envolvente y los parámetros dependen fuertemente de los siguientes factores:

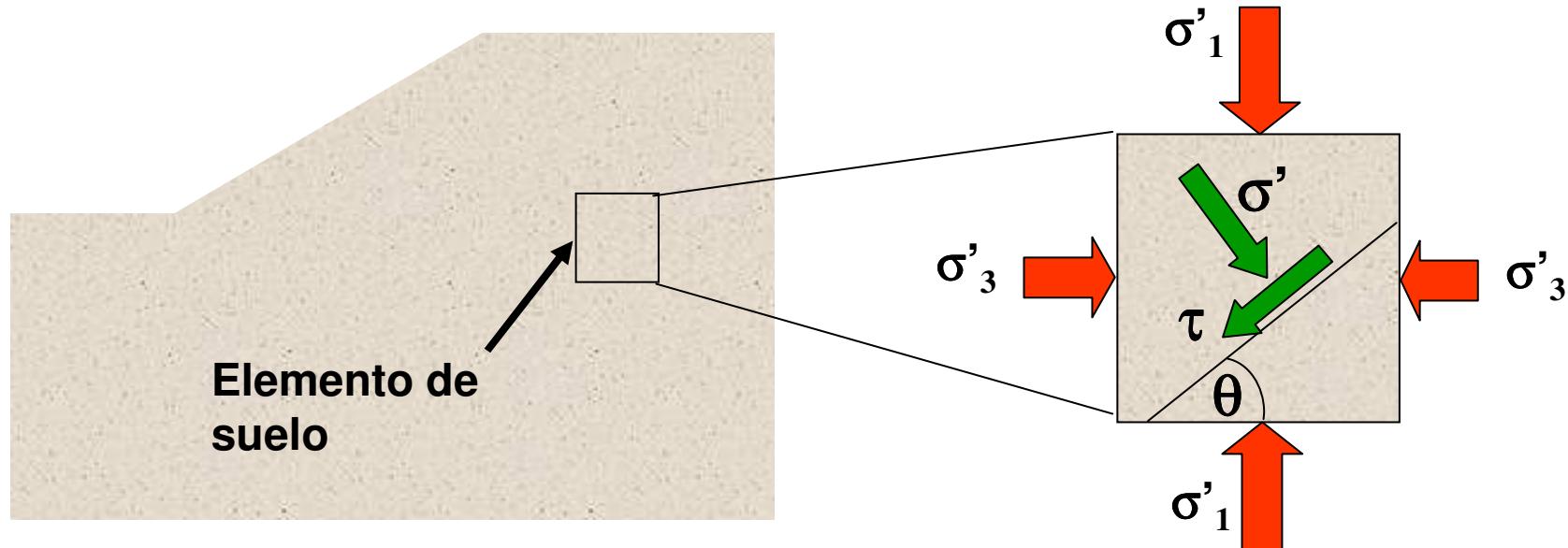
# Cohesión

- \* Contenido de humedad
- \* Método de ensayo (para  $\phi=0$  y cohesión máxima, para  $c=0$  en un ensayo CD)
- \* Historial de esfuerzos previos (en arcillas preconsolidadas,  $c$  diferente de cero en todos los ensayos CD)
- \* Composición mineralógica

## **Angulo de fricción interna**

- \* Método de ensayo (UU,CU, CD)
- \* Historial de esfuerzos previos (incremento de preconsolidación reduce  $\phi$ )
- \* Presión de celda o normal (incremento tiende a reducir  $\phi$ )
- \* Tamaño de partículas y forma (mayores tamaños y aumento de angularidad tiende a incrementar  $\phi$ )
- \* Densidad (aumento de densidad en el orden de solo 0,05 gr/cm<sup>3</sup> incrementa  $\phi$  en dos a tres grados)
- \* Contenido de humedad (dependiendo del ensayo y contenido de humedad,  $\phi$  puede variar de 0 al valor correcto)
- \* Composición mineral (efectos inciertos)

# Círculo de Mohr de tensiones

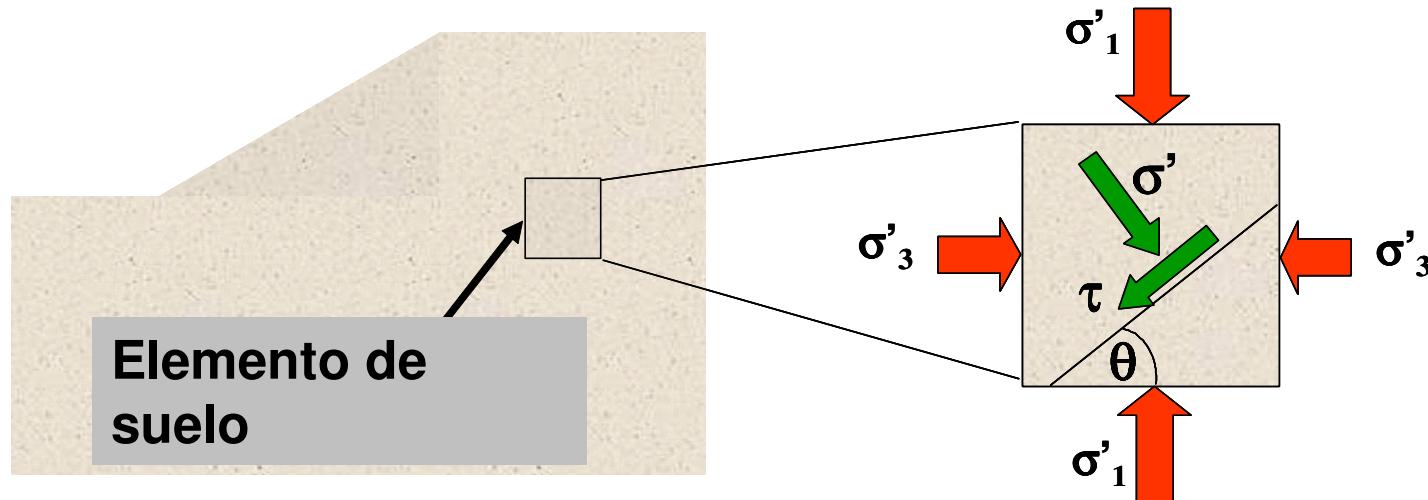


Resolviendo fuerzas en direcciones  $\sigma$  y  $\tau$ ,

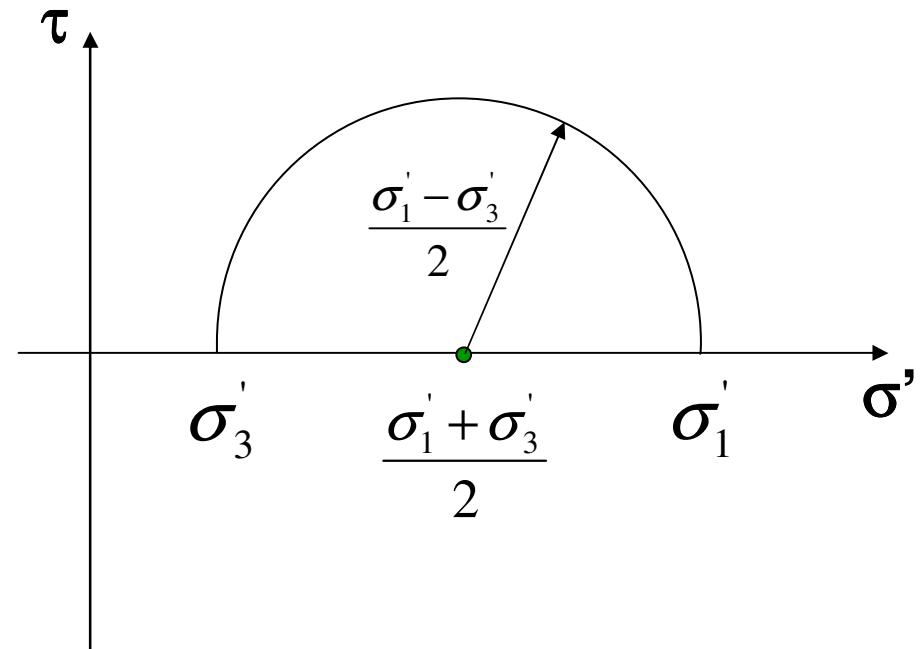
$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta \\ \sigma' &= \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta \end{aligned} \right\}$$

$$\tau^2 + \left( \sigma - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)^2 = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)^2$$

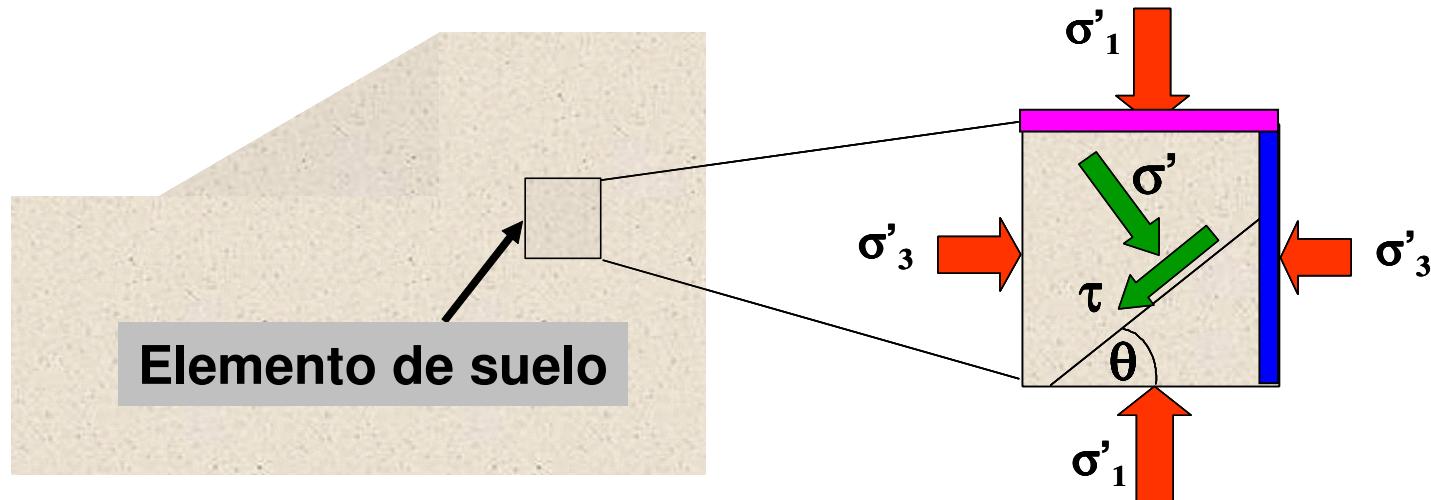
# Círculo de Mohr de tensiones



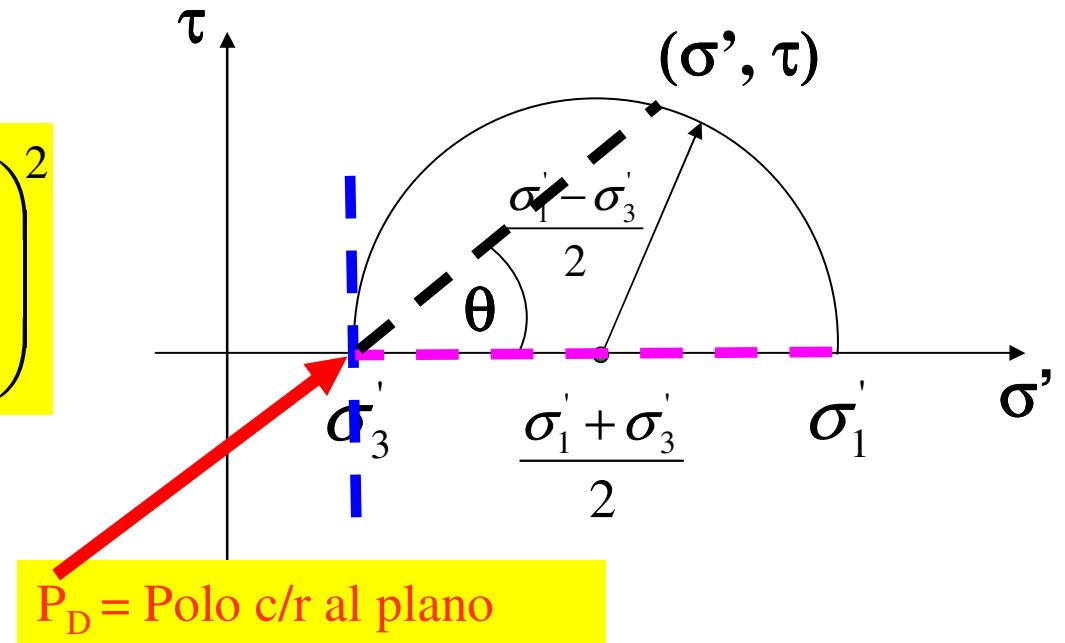
$$\tau^2 + \left( \sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$



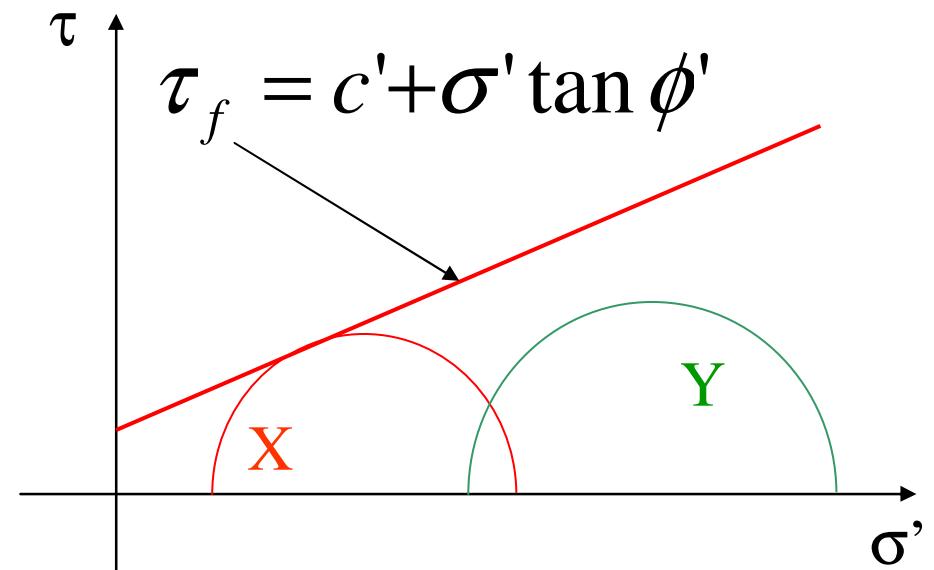
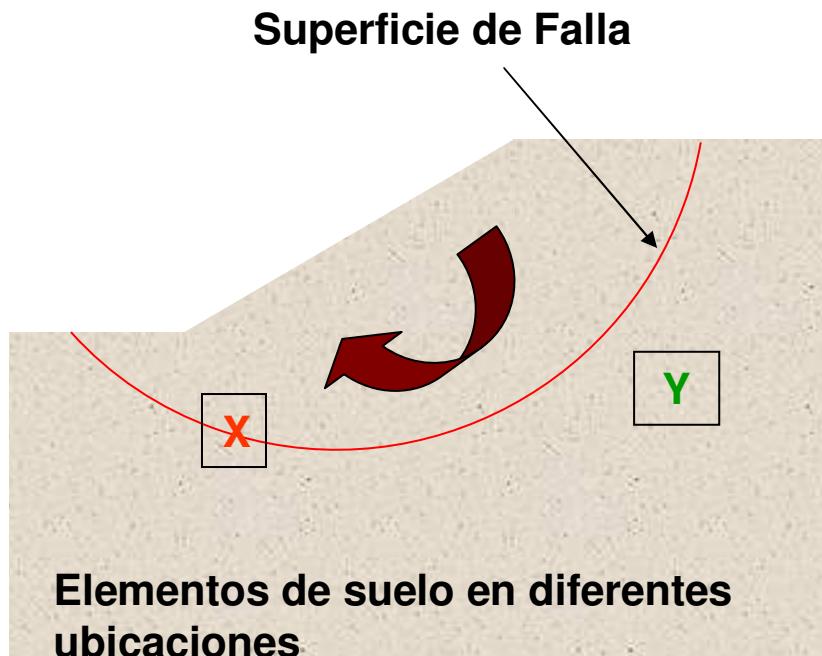
# Círculo de Mohr de tensiones



$$\tau^2 + \left( \sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$



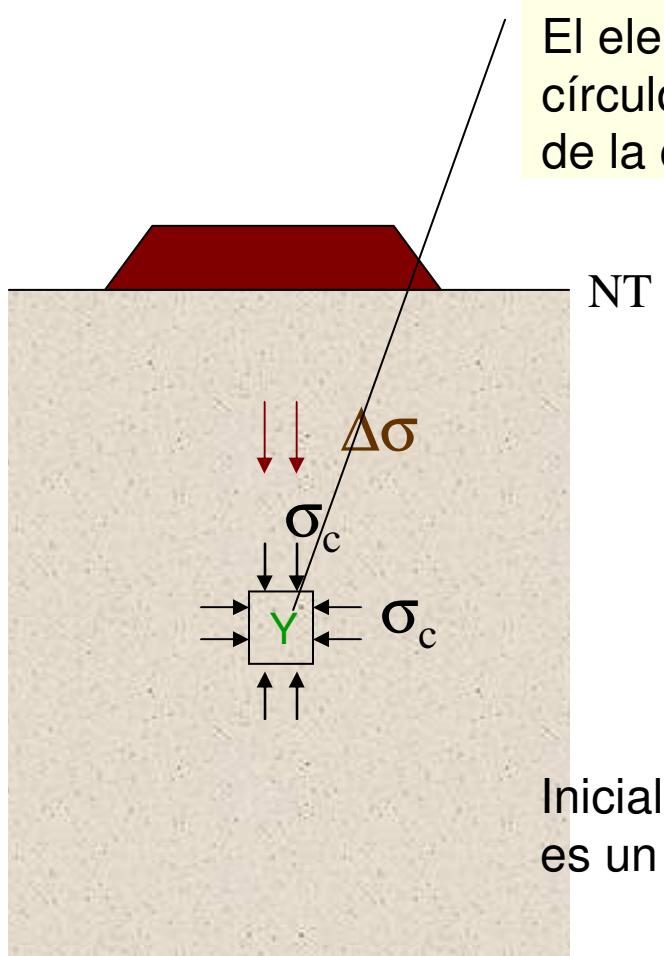
# Círculos de Mohr & Envolvente de falla



Y ~ estable

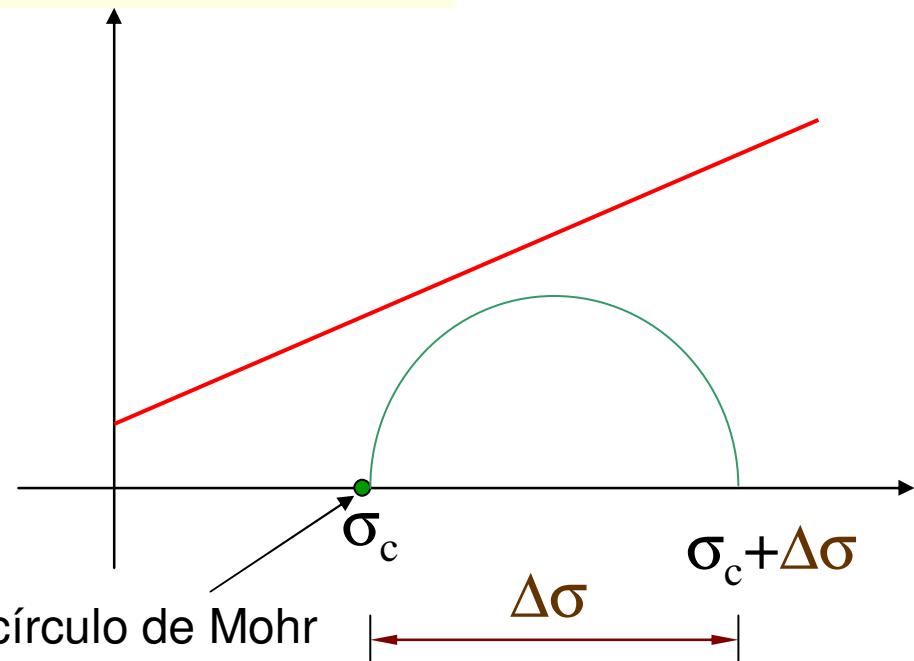
X ~ falla

## Círculos de Mohr & Envolventes de Falla

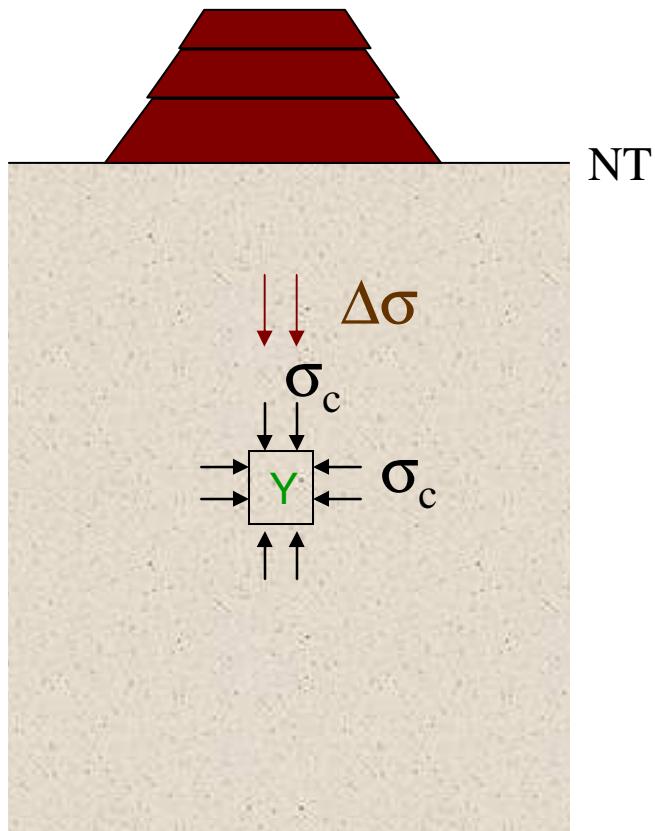


El elemento de suelo no falla si el círculo de Mohr es contenido dentro de la envolvente

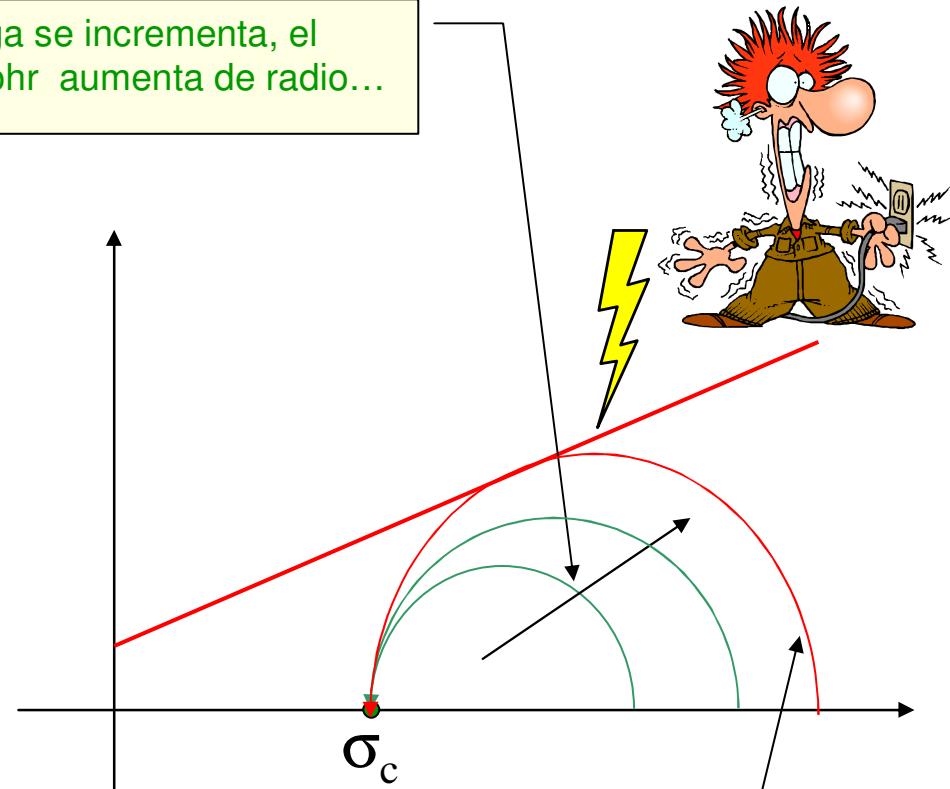
Inicialmente, el círculo de Mohr es un punto



# Círculos de Mohr & Envolventes de Falla

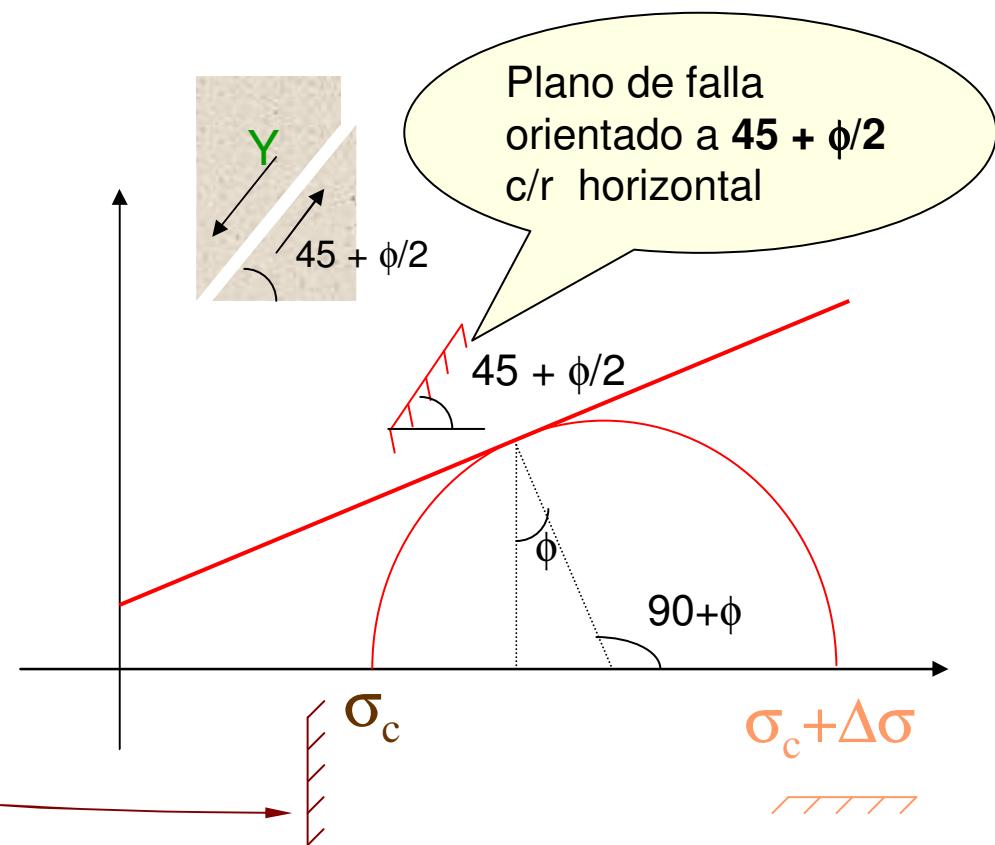
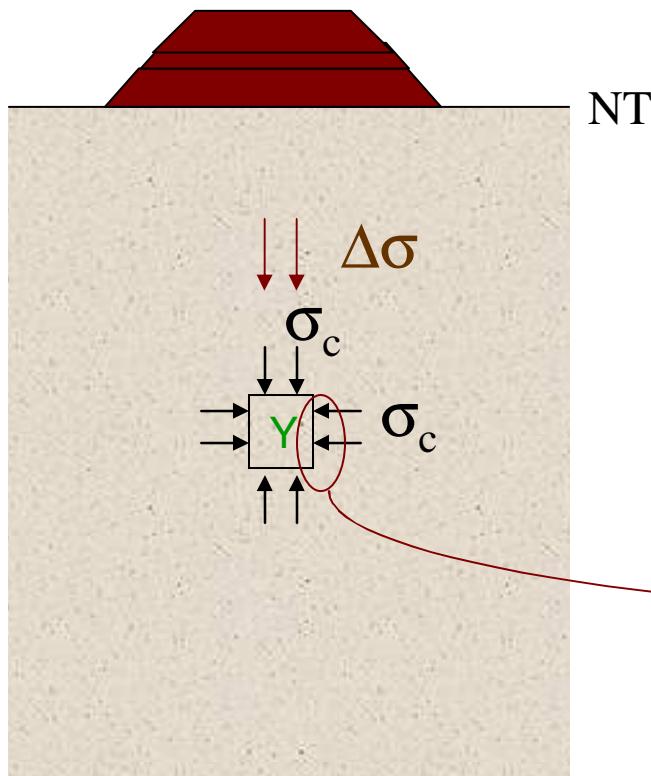


Como la carga se incrementa, el círculo de Mohr aumenta de radio...

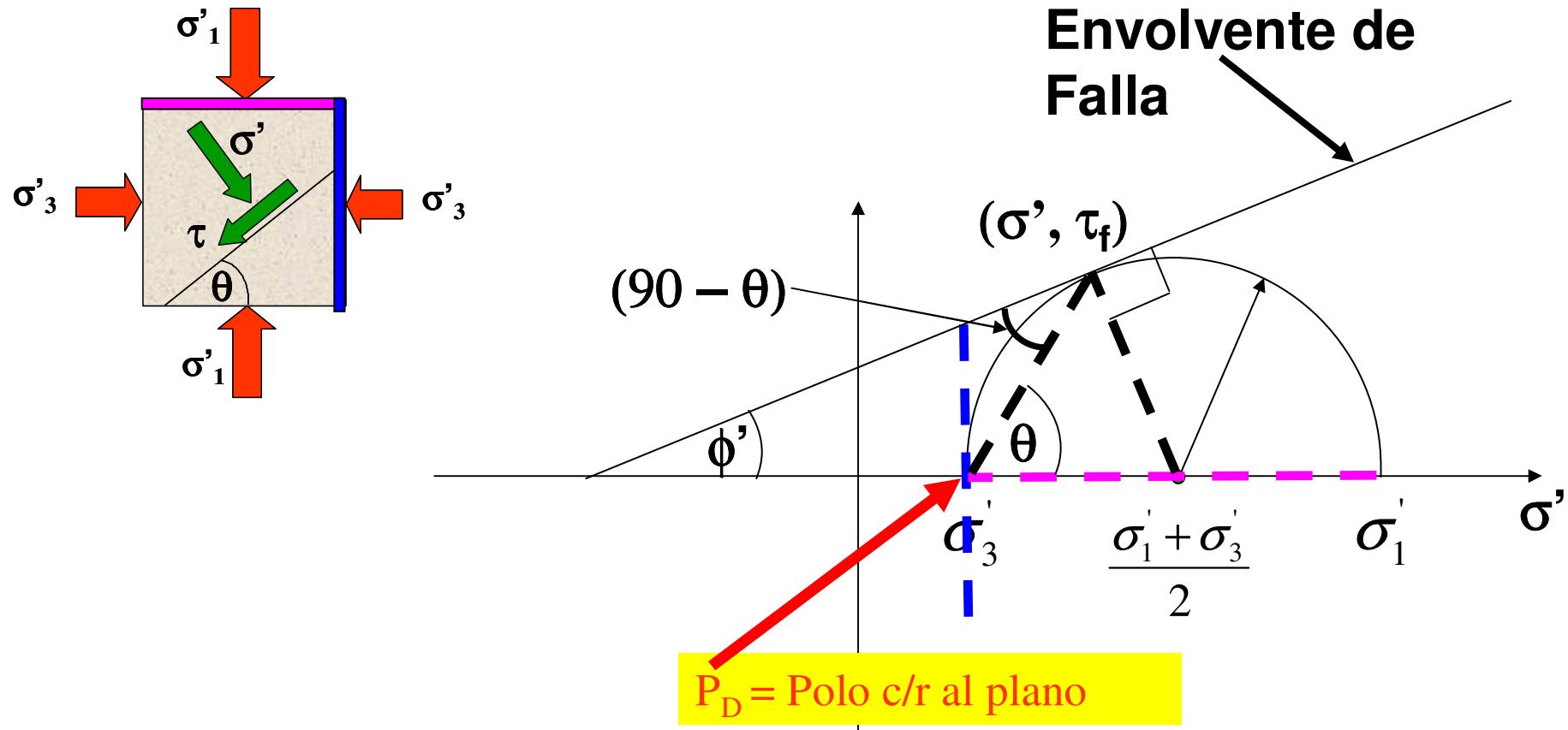


.. Y finalmente la falla se produce cuando el círculo de Mohr toca la envolvente

# Orientación del Plano de Falla



# Orientación del plano de Falla

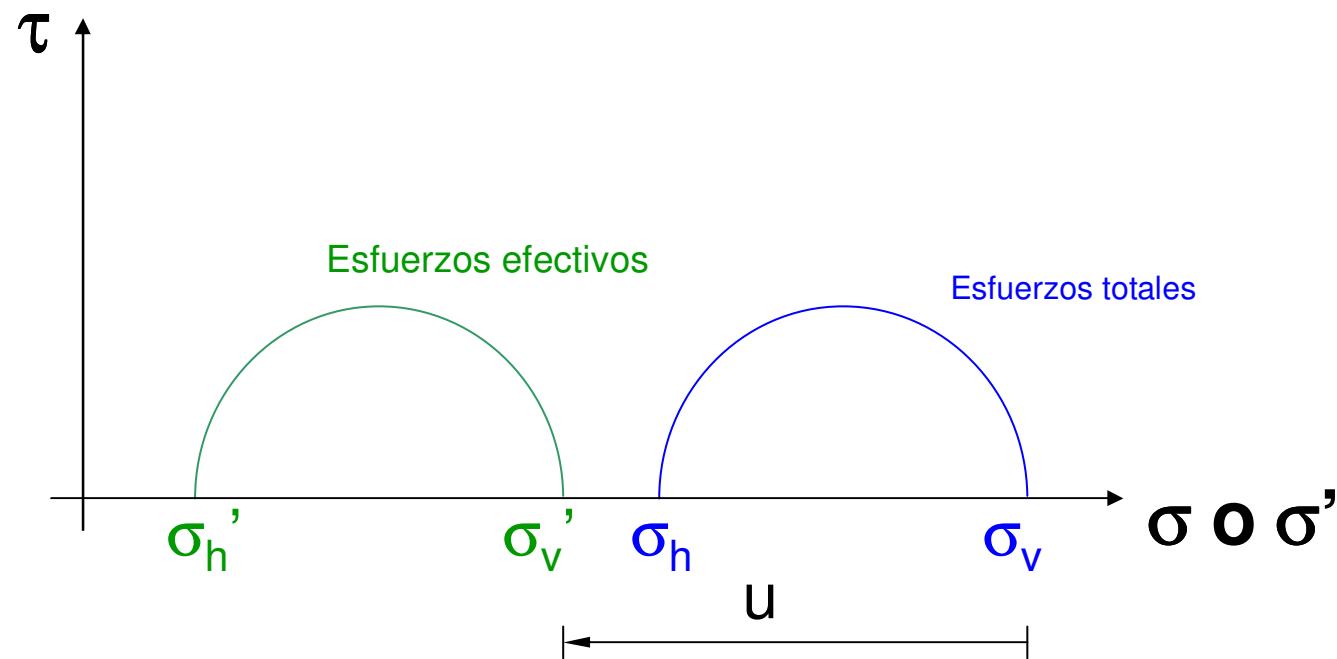
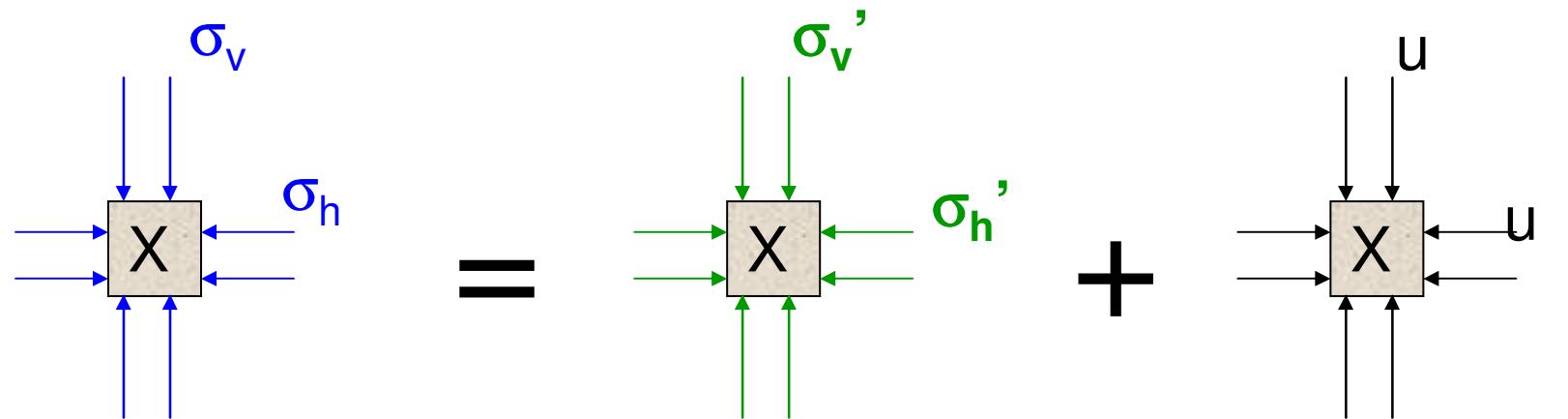


De allí,

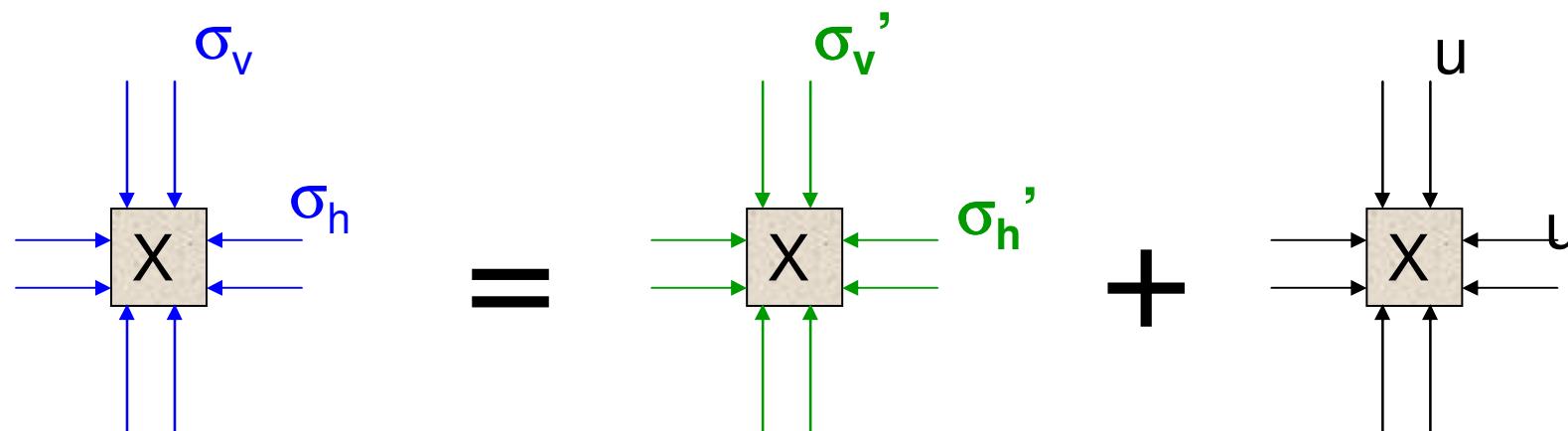
$$90 - \theta + \phi' = \theta$$

$$\theta = 45 + \phi'/2$$

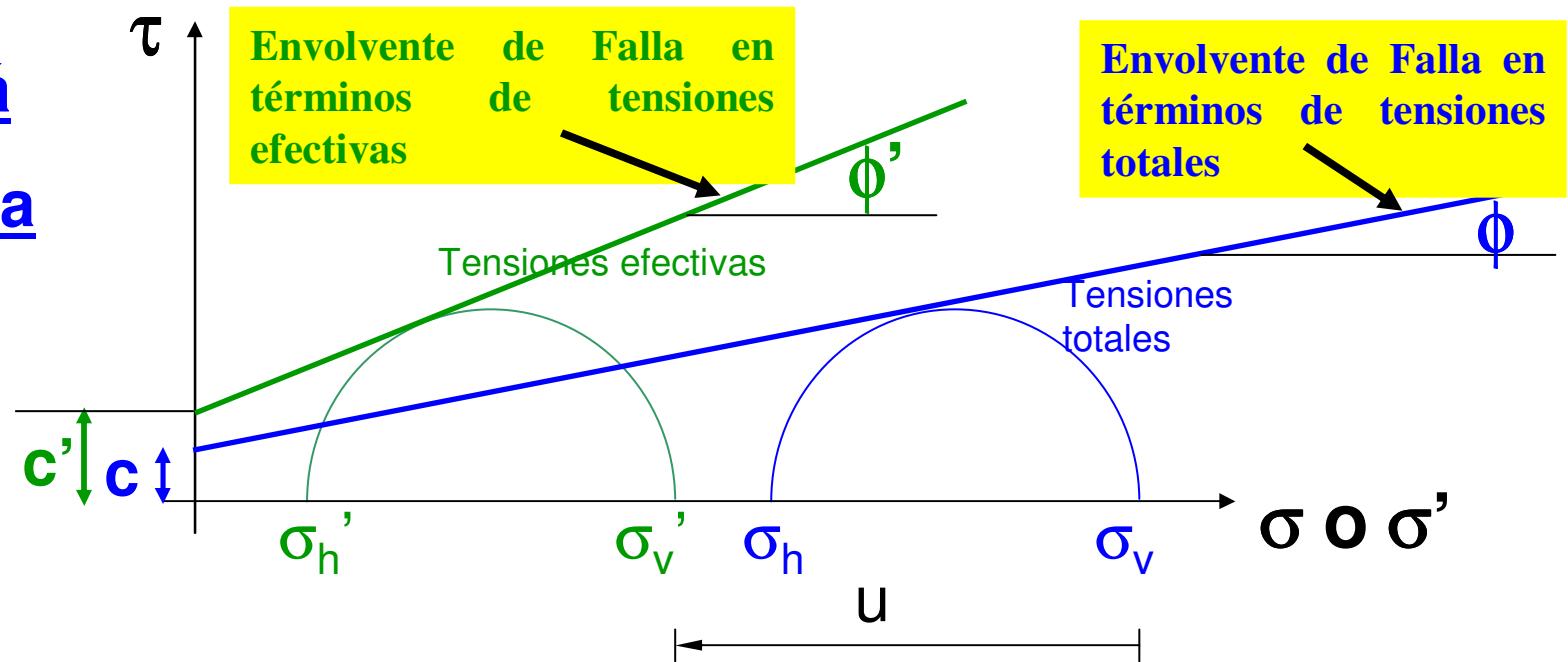
# Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales & efectivos



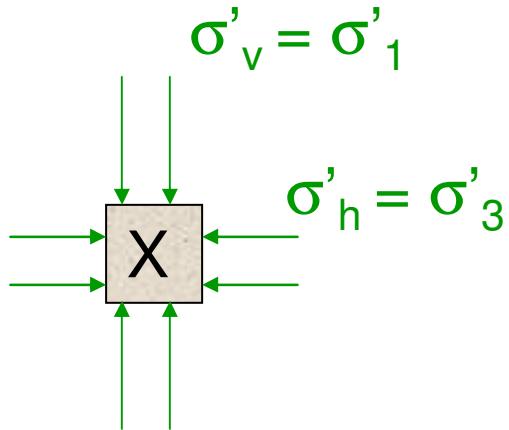
# Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales & efectivos



Si X está  
en la falla

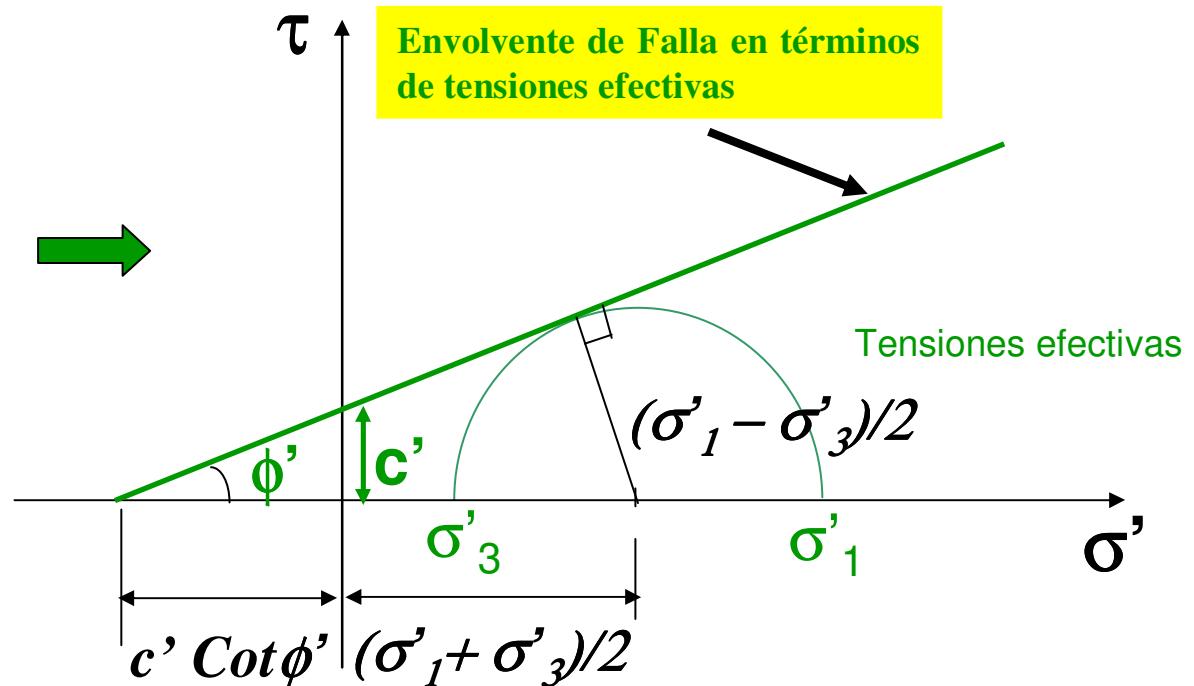


# Criterio de Falla de Mohr Coulomb con círculo de tensiones de Mohr



X esta en la  
falla

De allí,



$$\left[ c' \operatorname{Cot}\phi' + \left( \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \right] \sin\phi' = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)$$

## Criterio de Falla de Mohr Coulomb con círculo de tensiones de Mohr

$$\left[ c' \operatorname{Cot} \phi' + \left( \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \right] \sin \phi' = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)$$

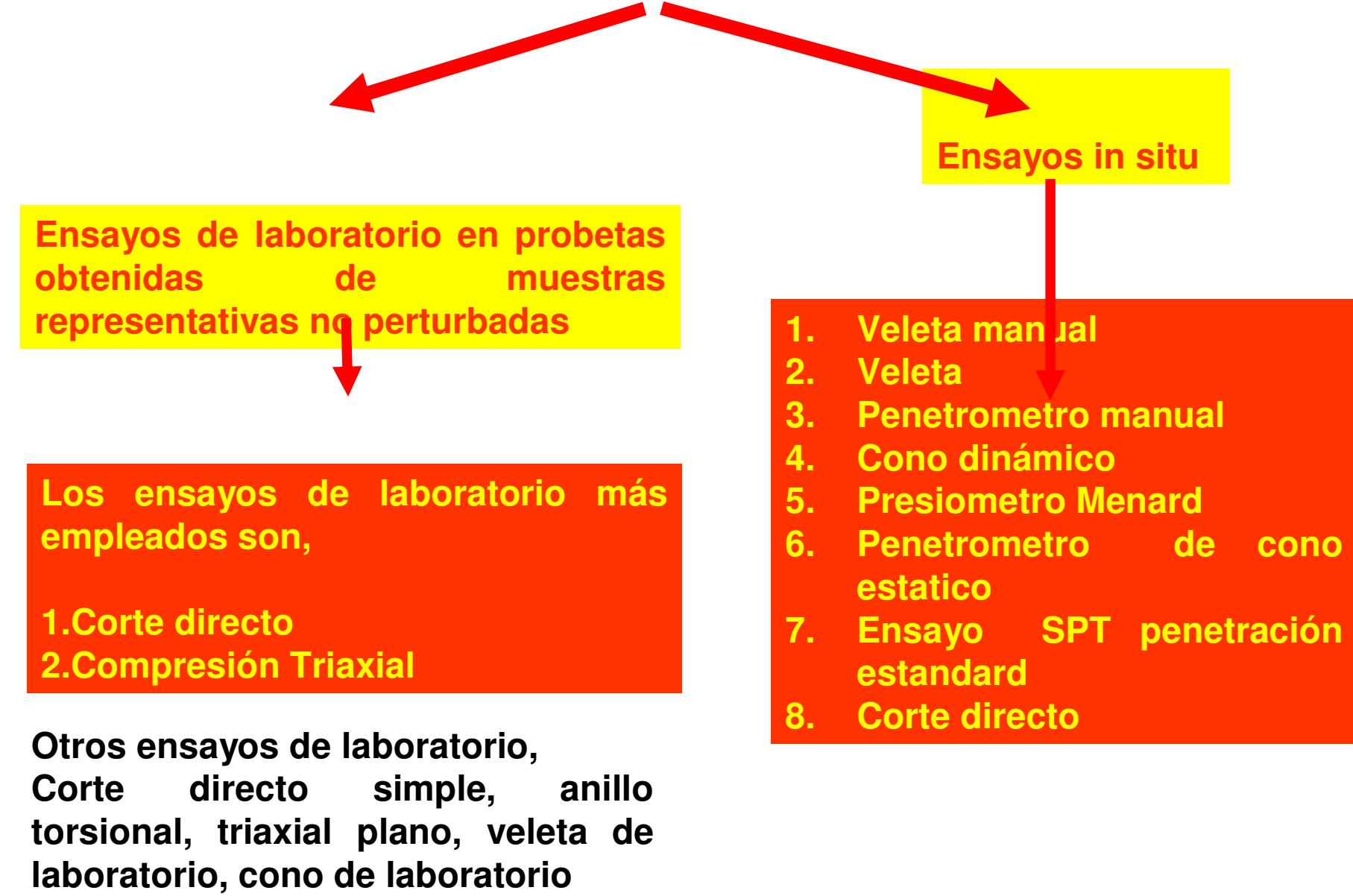
$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' + 2c' \cos \phi'$$

$$\sigma'_1 (1 - \sin \phi') = \sigma'_3 (1 + \sin \phi') + 2c' \cos \phi'$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} + 2c' \frac{\cos \phi'}{(1 - \sin \phi')}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

# Determinación de parámetros de resistencia al corte de suelos ( $c$ , $\phi$ o $c'$ , $\phi'$ )



# **Ensayos de Laboratorio**

**Paso previo:**

**obtención de muestras =>**  
**Campaña de exploración Geotecnica**



# **Ensayos de Laboratorio**

**Paso previo:**

**Obtención de muestras =>**

**Campaña de exploración Geotecnica =>**

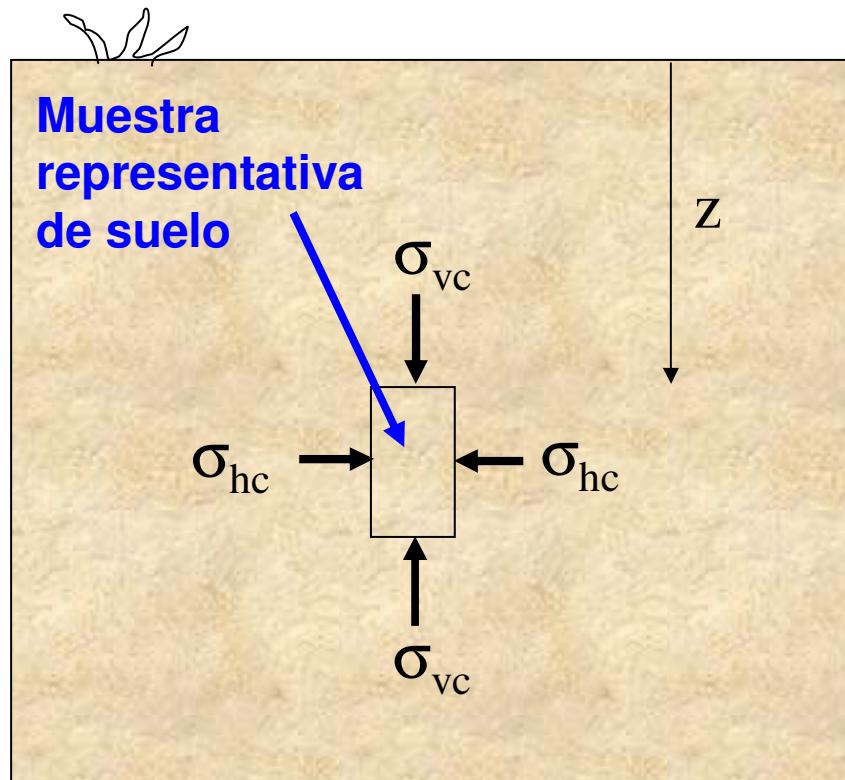
**Programación de Ensayos – Estudio de  
Antecedentes, antes de definir campaña**

**Ensayos previos, Caracterización de suelos y  
propiedades Indice**

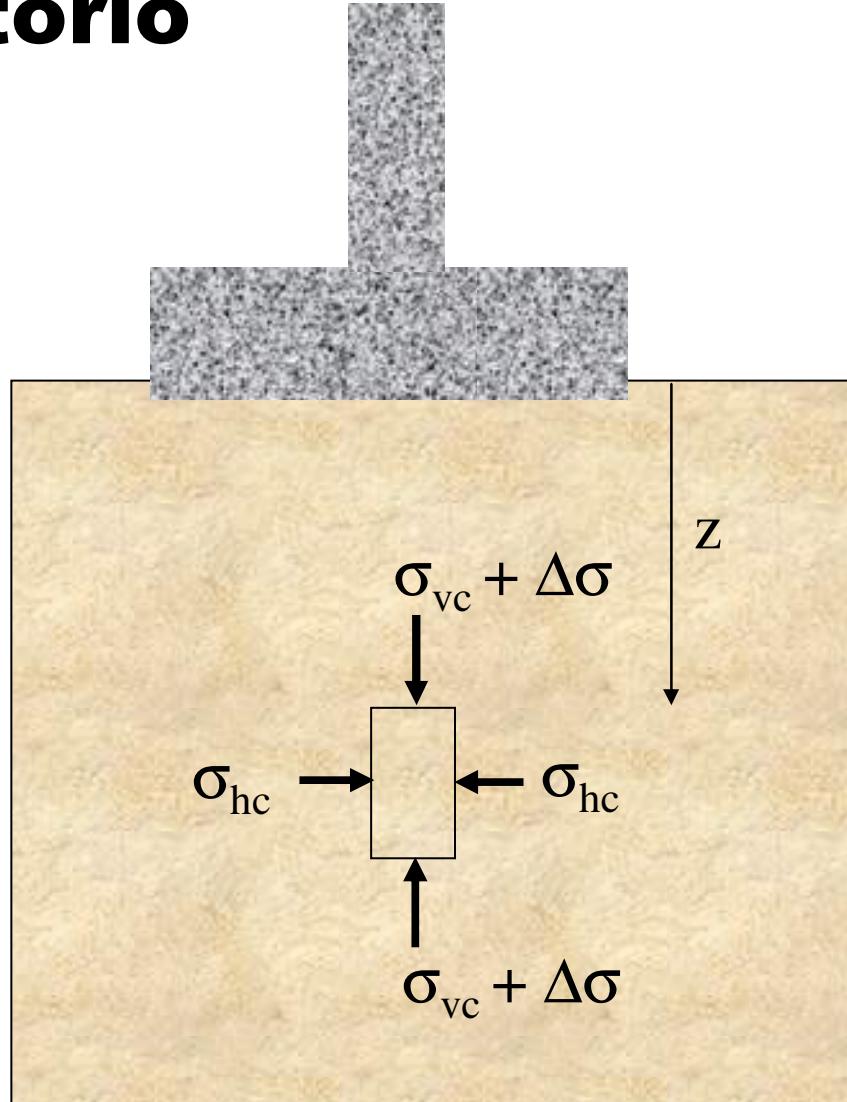
**Antes de muestreo: Inspección de calicatas y  
descripción estratigráfica ( revisión registros  
sondajes)**

# Ensayos de Laboratorio

## Condiciones de terreno



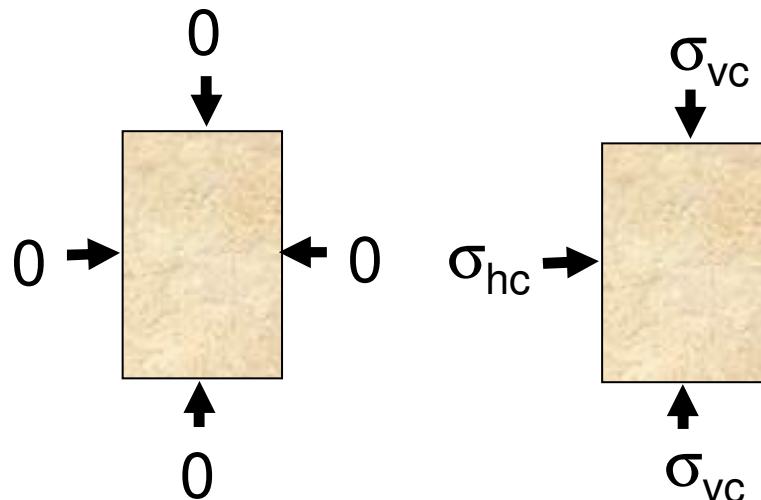
Antes de construcción



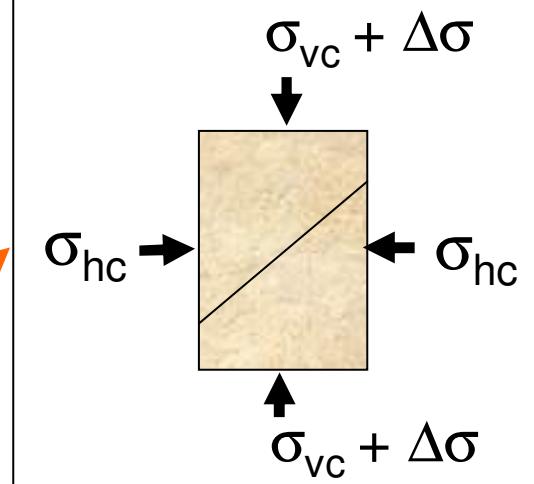
Despues y durante  
construction

# Ensayos Laboratorio

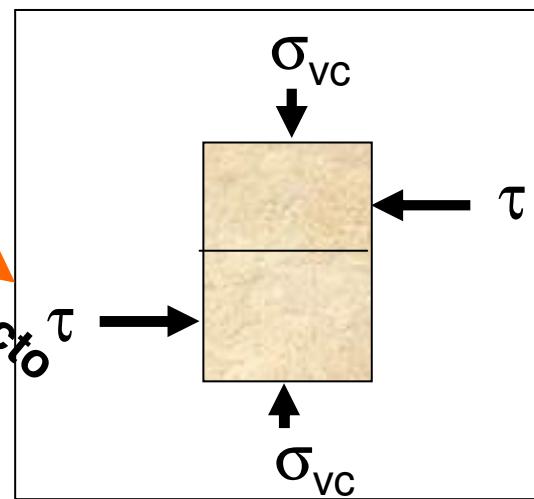
Simulan condiciones de terreno en el laboratorio



Ensayo Triaxial



Ensayo Corte Directo



Muestra  
Representativa  
de suelo  
extraida  
del sitio

Paso 1

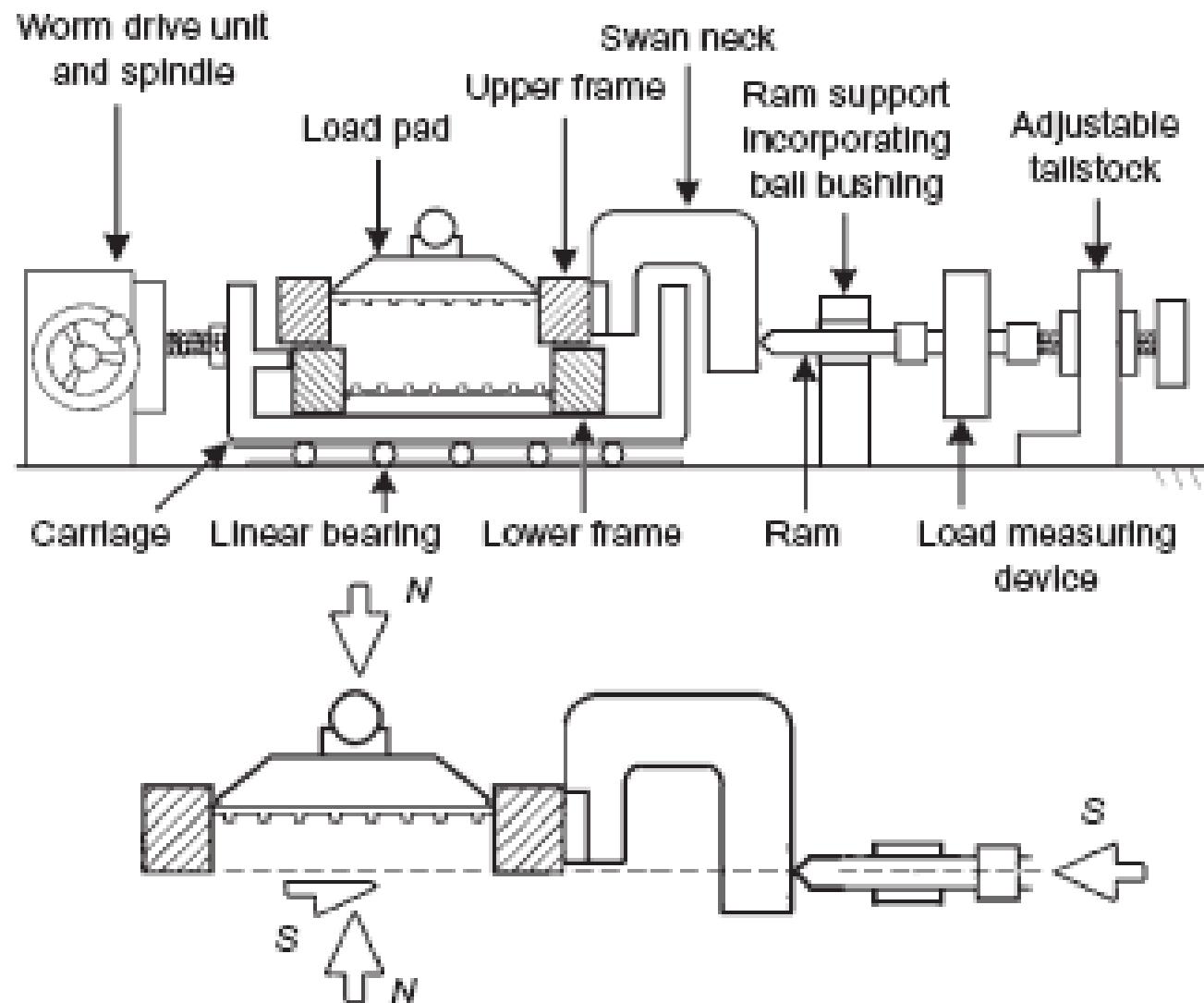
Colocar la probeta en  
la celda y aplicar las  
condiciones de  
esfuerzos iniciales

Paso 2

Aplicar el campo  
correspondiente de  
esfuerzos previstos

# Ensayo de Corte Directo

## Caja de corte directo



# Ensayo de corte Directo

Es el más aplicado para ensayos consolidados drenados, especialmente en suelos granulares como arenas o arcillas rígidas

## Preparación de muestra de arena



Componentes equipo



Preparacion de probeta de arena

# Corte directo

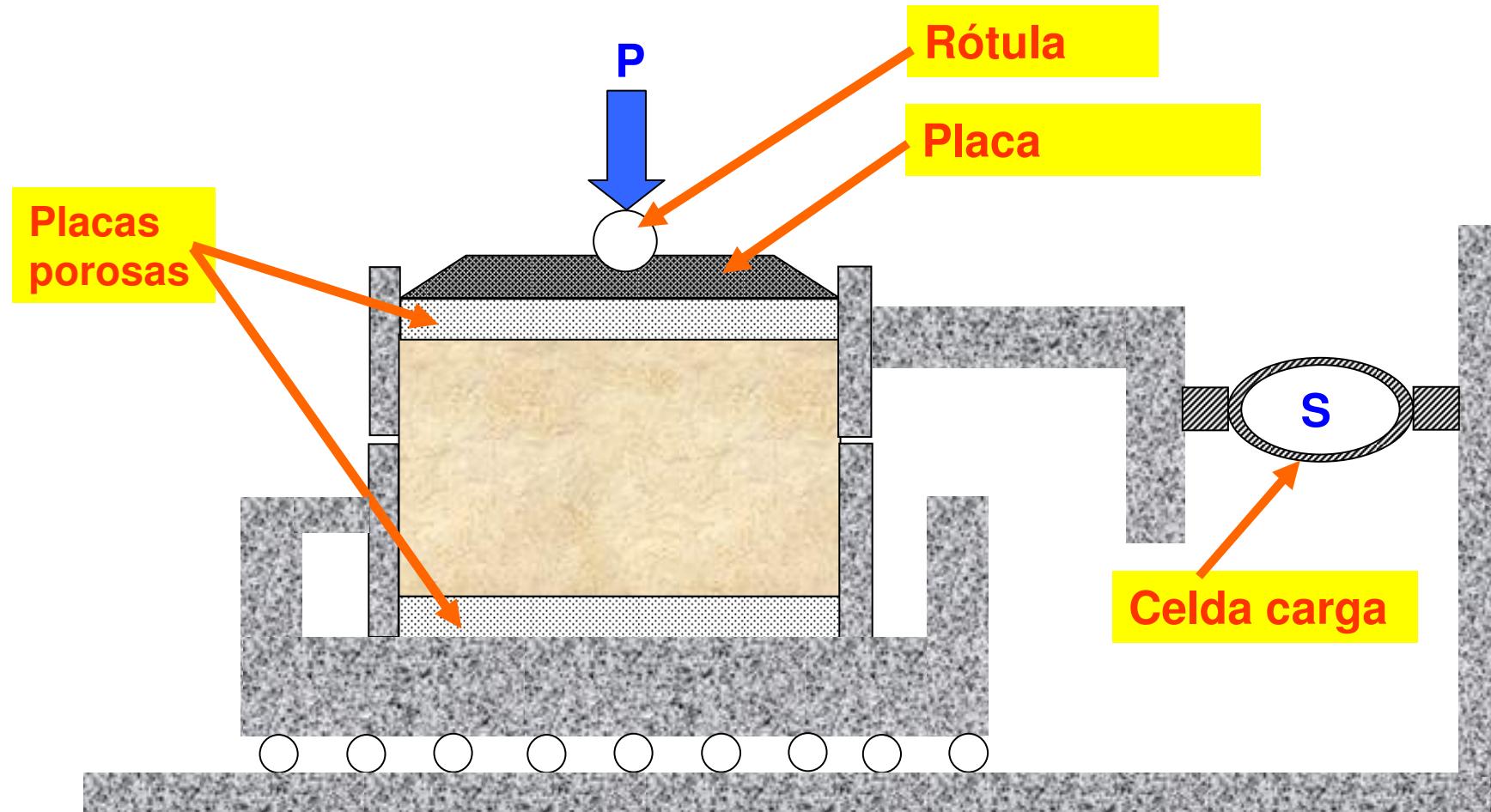


Enrasado



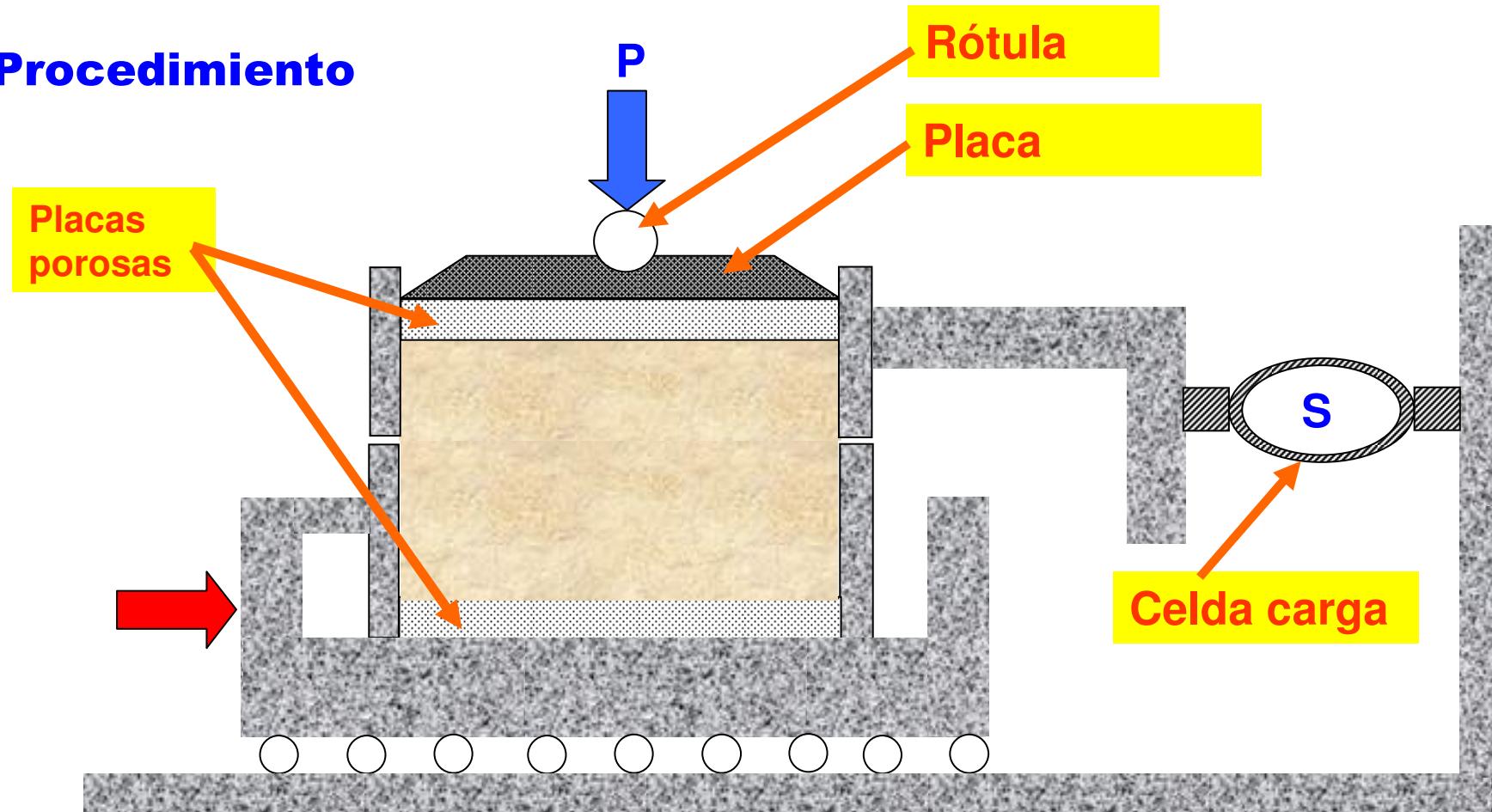
Montaje placa

# Corte directo



Paso 1 : Carga vertical y consolidación

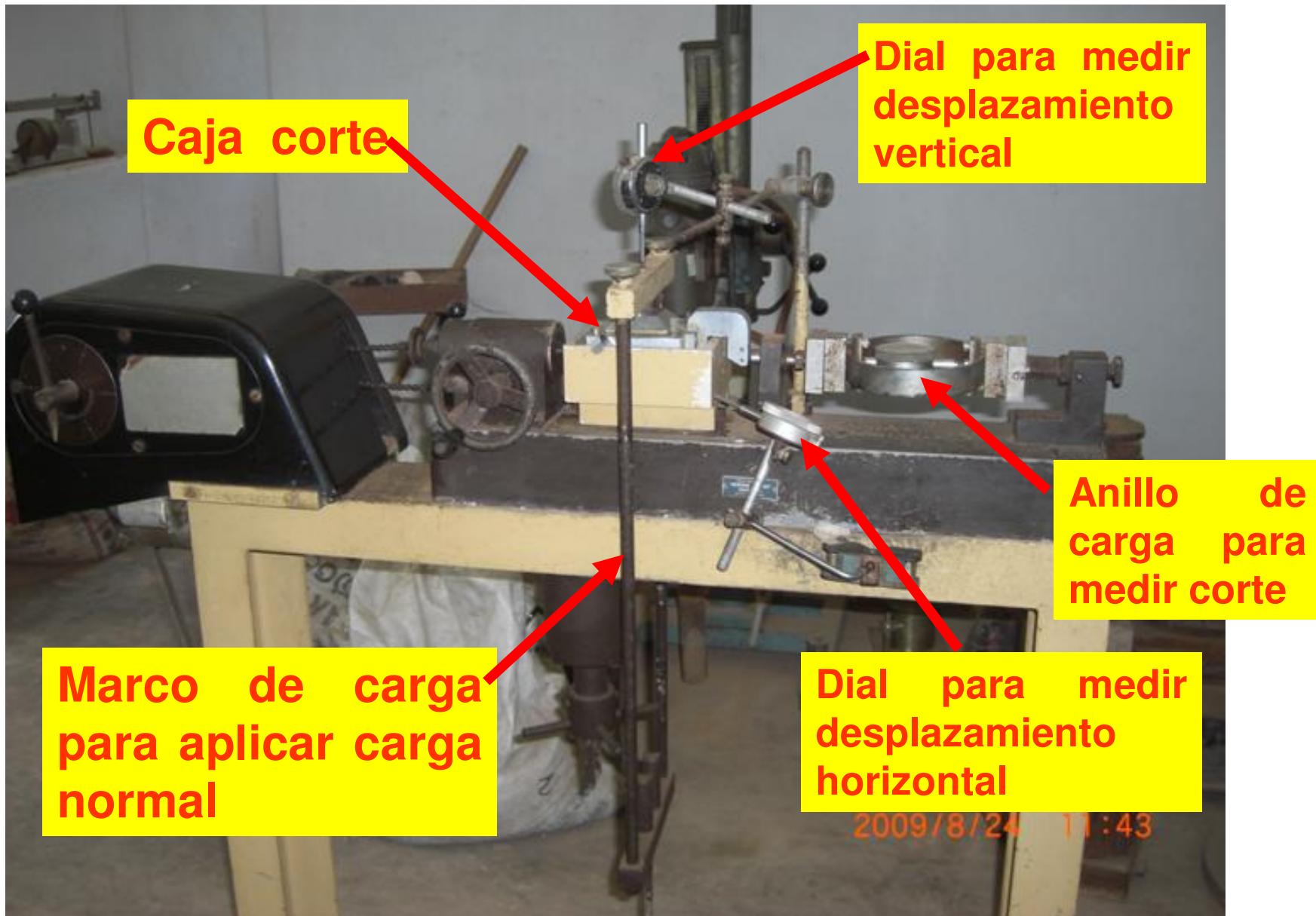
## Procedimiento



Paso 2: Desplazamiento de caja a velocidad constante



# Corte Directo



# Corte Directo

## Analisis de resultados de ensayos

Carga normal (P)

$$\sigma = \text{Presion normal} = \frac{\text{Carga normal (P)}}{\text{Area de seccion transversal de probeta}}$$

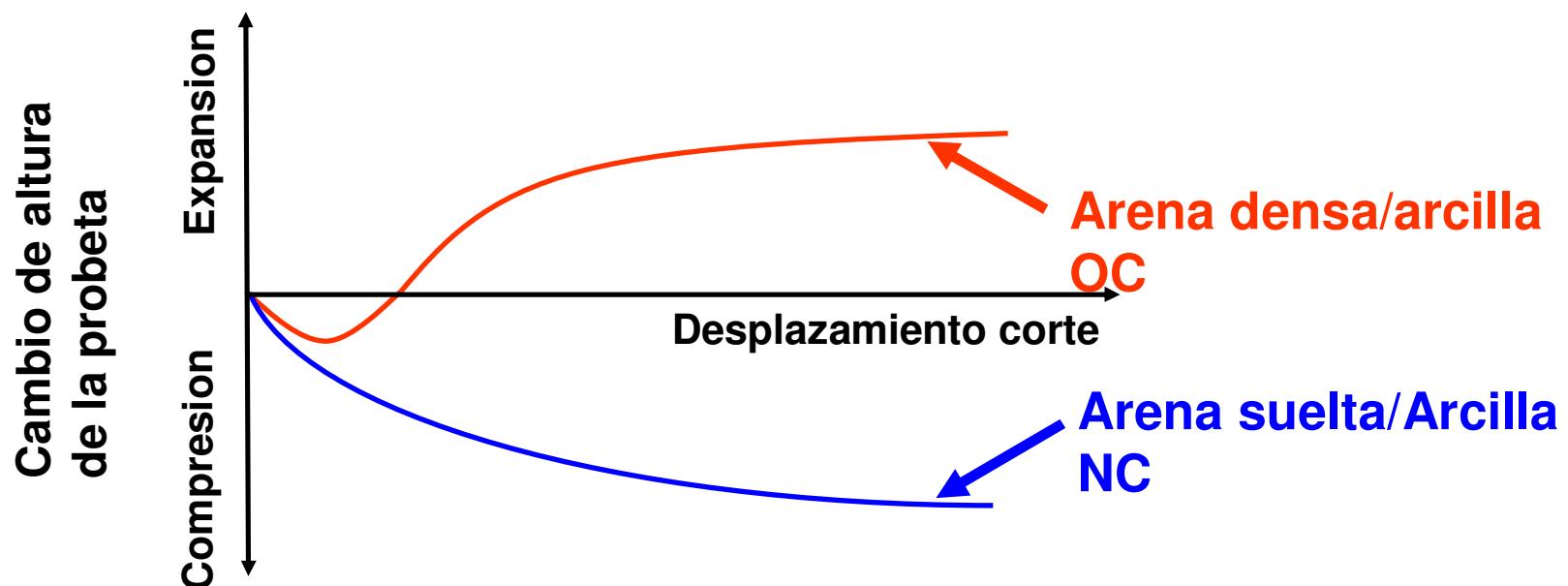
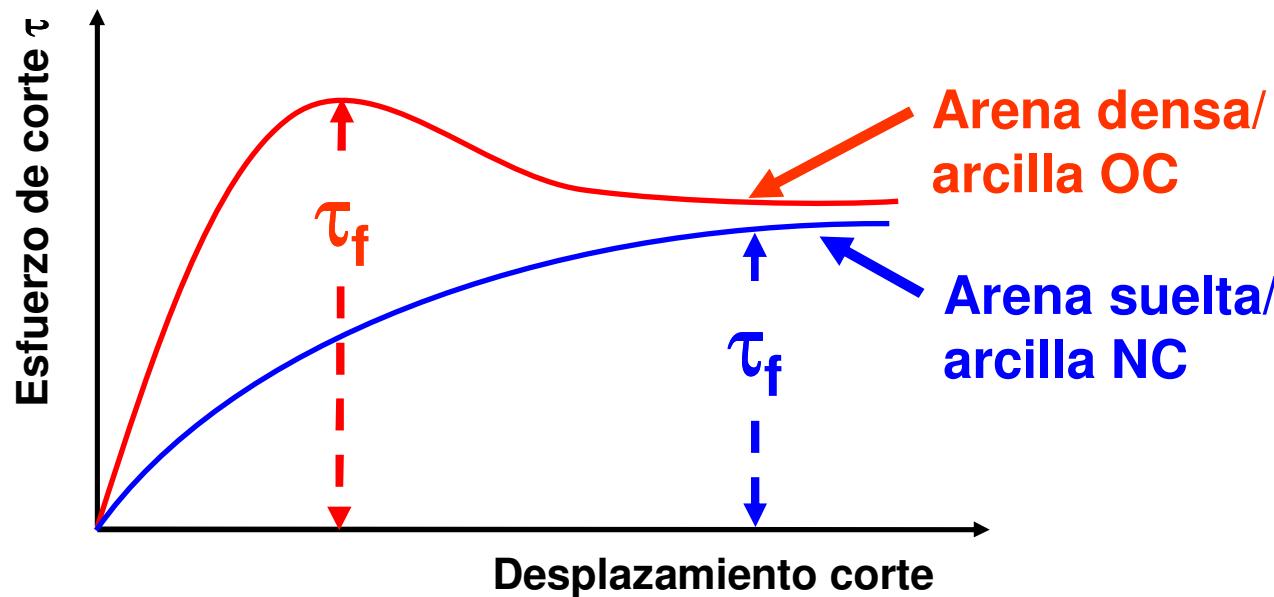
Area de seccion transversal de probeta

Carga para producir el corte

$$\tau = \text{Esfuerzo de corte} = \frac{\text{Carga para producir el corte}}{\text{Area de seccion transversal de probeta}}$$

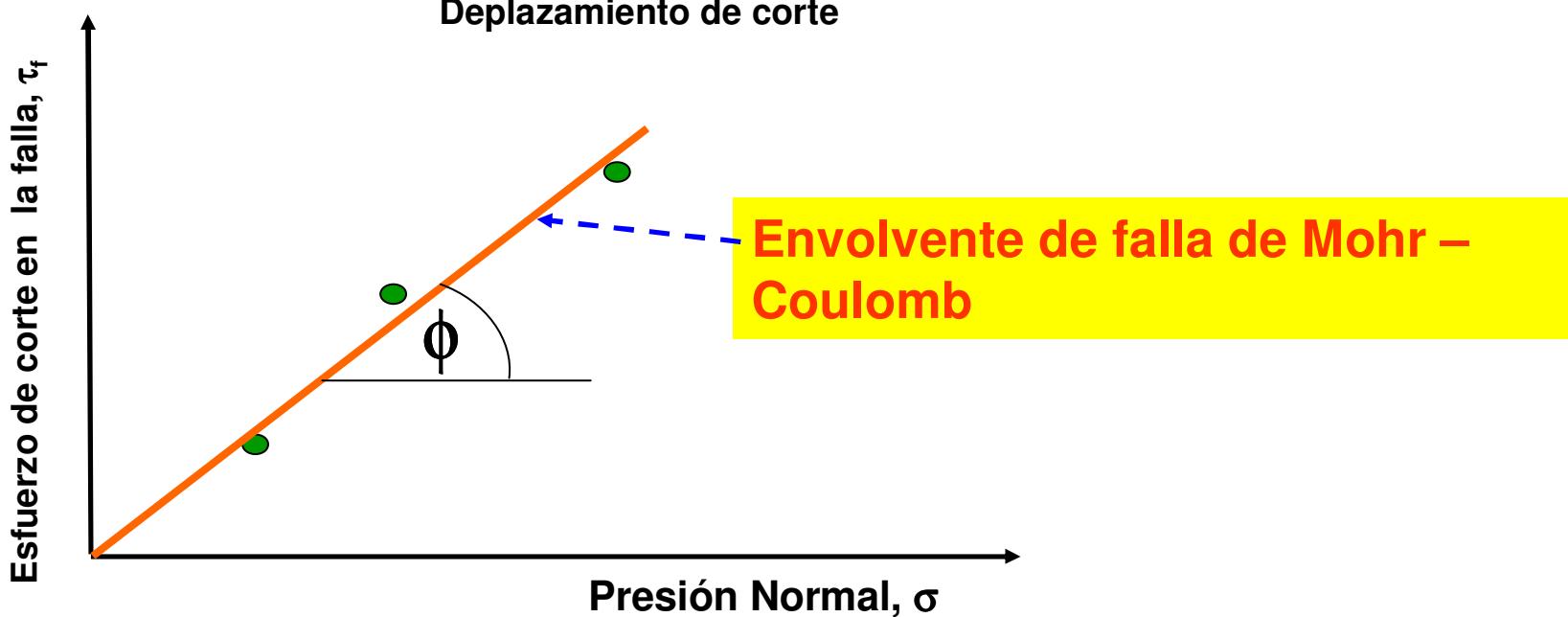
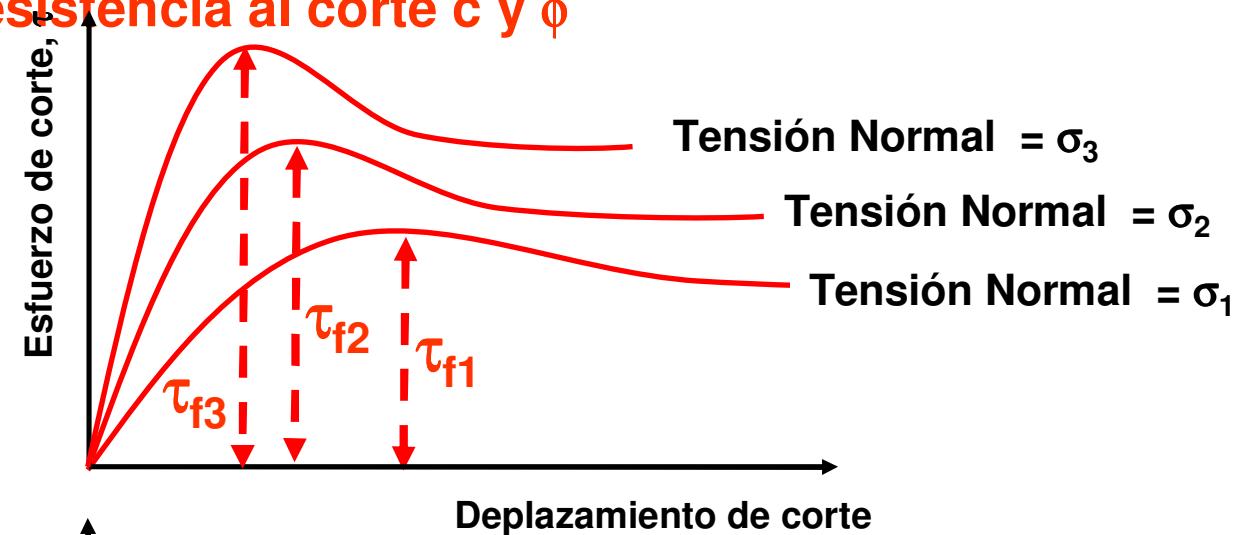
# Corte Directo en arenas

## Relación tensión-deformación



# Corte Directo en Arenas

Como determinar los parametros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$



# Ensayos corte directo en arenas

La arena es no cohesiva, de allí  $c = 0$

Los ensayos de corte directo son drenados y la presión de poros disipada, de allí  $u = 0$

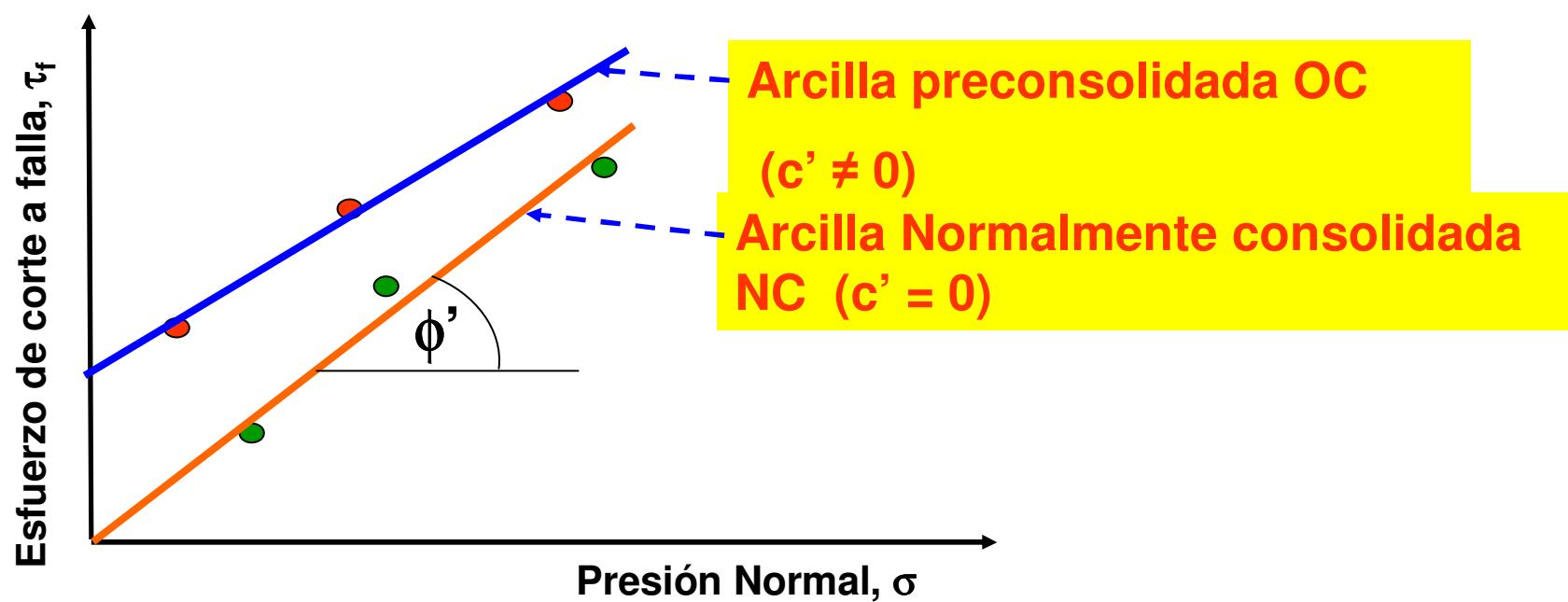
Por lo tanto,

$$\phi' = \phi \quad y \quad c' = c = 0$$

# Corte Directo en arcillas

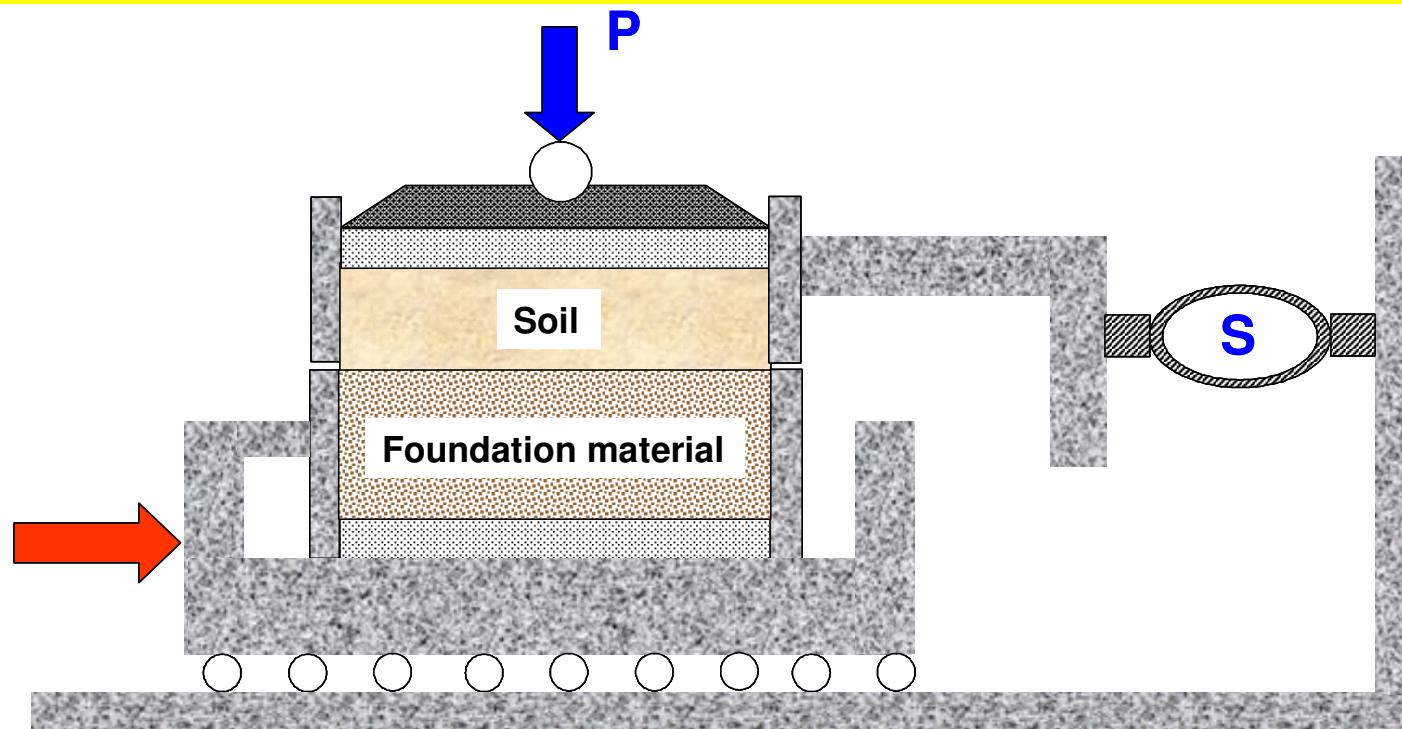
En el caso de arcillas, el desplazamiento horizontal debe ser aplicado a una velocidad muy baja para permitir la disipación de la presión de poros (de allí, un ensaye puede tomar varios días)

## Envolvente de falla para arcilla de ensaye de corte directo drenado



# Interacción suelo – estructura y corte directo

En muchos casos de diseño de fundaciones y estructuras de retención, se necesita determinar el angulo de fricción interna suelo-estructura (hormigón, acero o madera)



$$\tau_f = c_a + \sigma' \tan \delta$$

Siendo,  
 $c_a$  = adhesión,  
 $\delta$  = angulo de fricción interna

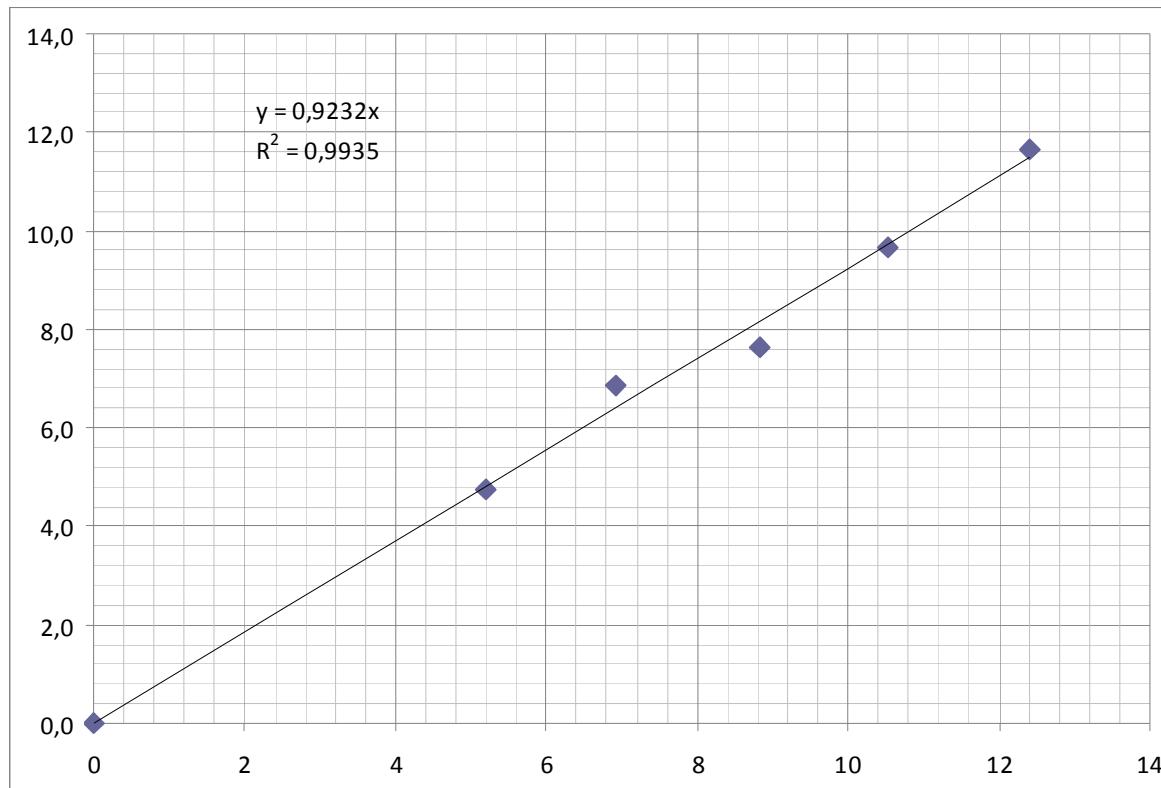
## Ventajas de equipo de Corte Directo

- Debido al reducido espesor de la probeta, se puede drenar rápidamente
- Puede ser empleado para determinar parámetros de interfaces
- Probetas de arcilla pueden ser orientadas a lo largo de su plano de debilidad o un plano de falla identificado

## Desventajas de equipo de corte directo

- Falla ocurre a lo largo de un plano de falla predeterminado
- Área de la superficie de deslizamiento cambia a medida que transcurre el ensayo
- Distribución del esfuerzo de corte no uniforme a lo largo de la superficie de falla

## **Resultado típico corte directo Probeta 60 x 60**



# **Equipos de corte directo**



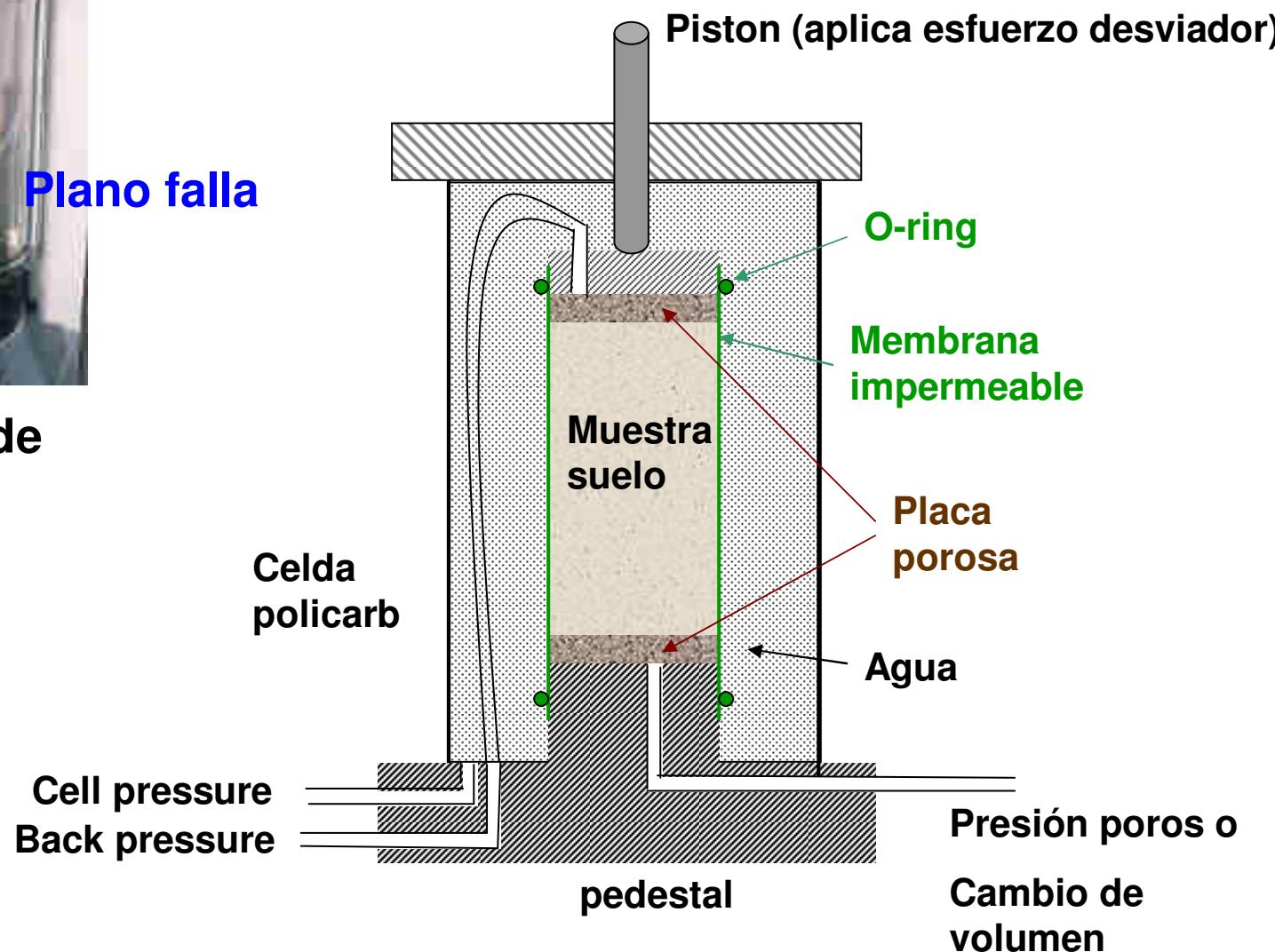
# **Equipos corte directo**



# Compresión Triaxial



Probeta de suelo en falla



# Ensaye Compresión Triaxial

## Preparación probeta (muestra no perturbada)



Tubo  
muestreador



Extractor muestras

# Compresión Triaxial

## Preparación probeta (muestra no perturbada)



Extremos son  
cortados y afinados



Colocación de la  
probeta en celda  
triaxial

# Compresión triaxial

## Preparación probeta (muestra no perturbada)



Probeta es cubierta con membrana de latex y sellada



La celda es llenada completamente de agua

# Compresión triaxial

## Preparación probeta (muestra no perturbada)

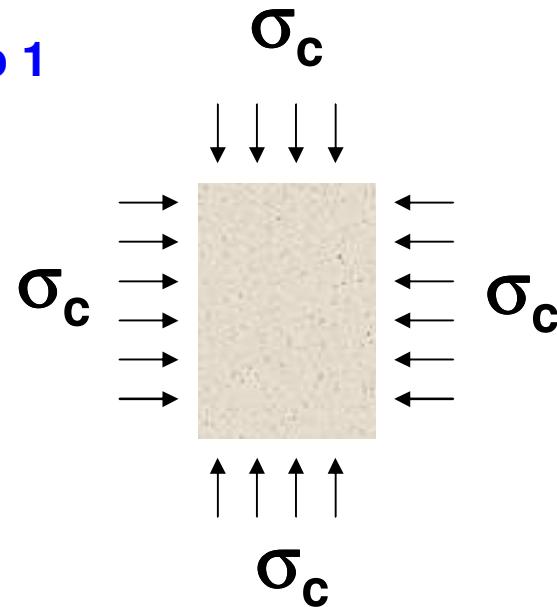


Anillo de carga  
para medir la  
carga  
desviadora

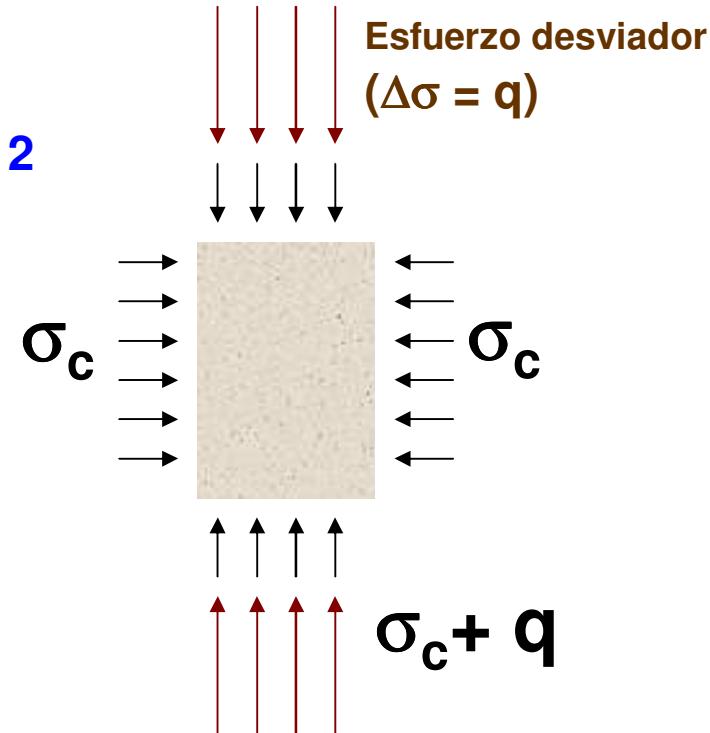
Dial  
deformaciones  
para medir  
desplazamiento  
vertical  
en algunos ensayos

# Tipos de Ensaye Triaxial

Paso 1



Paso 2



En toda la probeta presión de cámara  $\sigma_c$

Corte (carga)

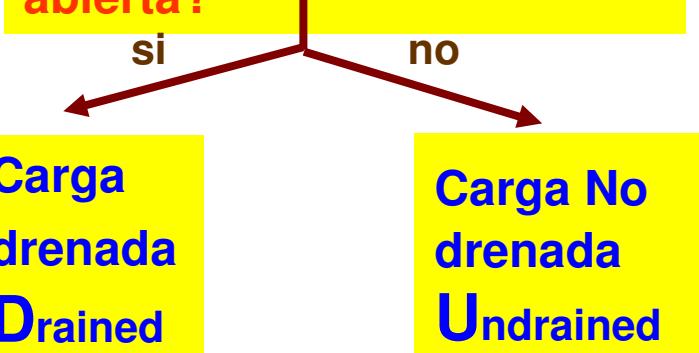
¿Esta la válvula de drenaje abierta?



Probeta consolidada  
Consolidated

Probeta No consolidada  
Unconsolidated

¿Esta la válvula de drenaje abierta?



Carga drenada  
Drained

Carga No drenada  
Undrained

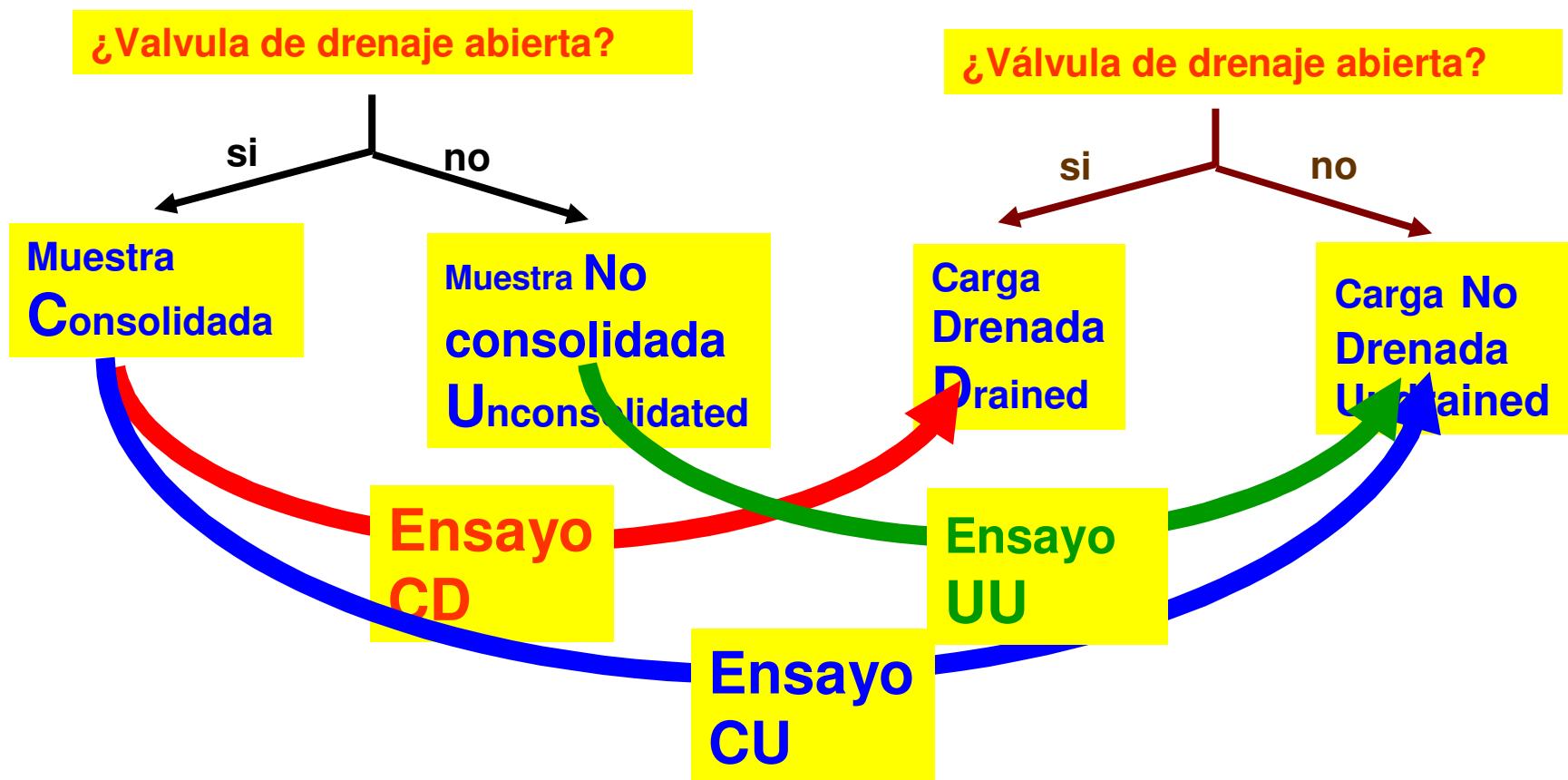
# Tipos de Ensayos Triaxiales

Paso 1

Presión cámara  $\sigma_c$

Paso 2

Corte (carga)



# Ensayo Consolidado- drenado (CD)

Total,  $\sigma$

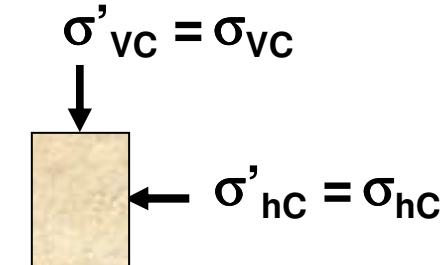
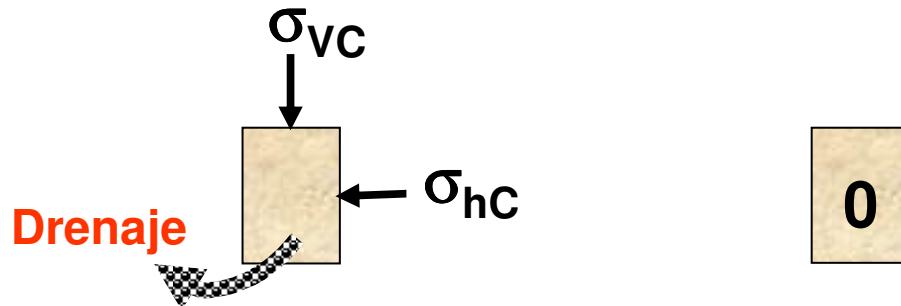
=

Neutra,  $u$

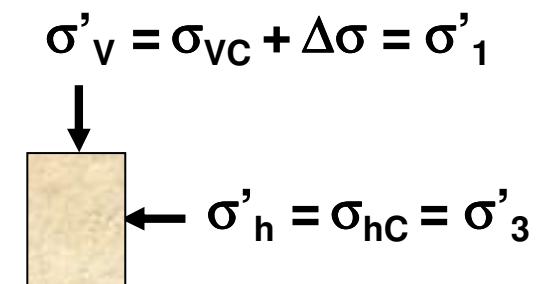
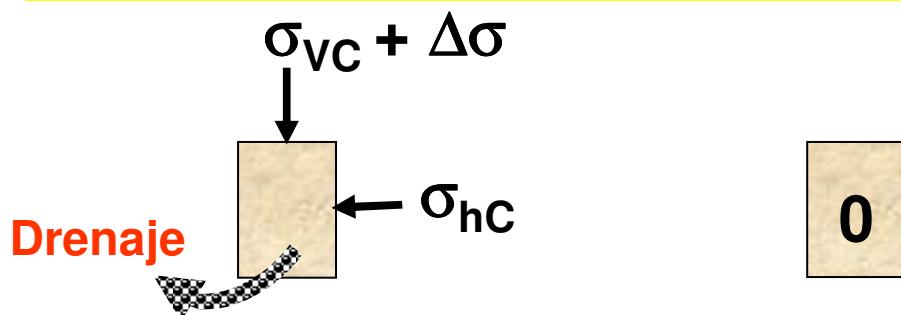
+

Efectiva,  $\sigma'$

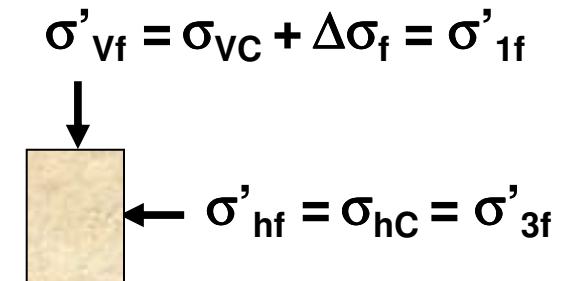
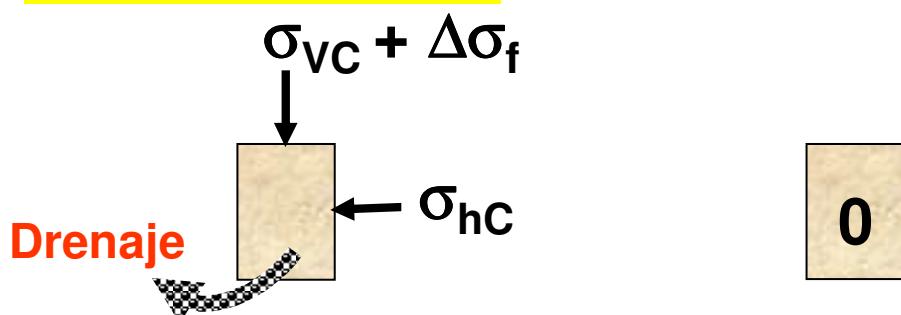
## Paso 1: Al termino de la consolidación



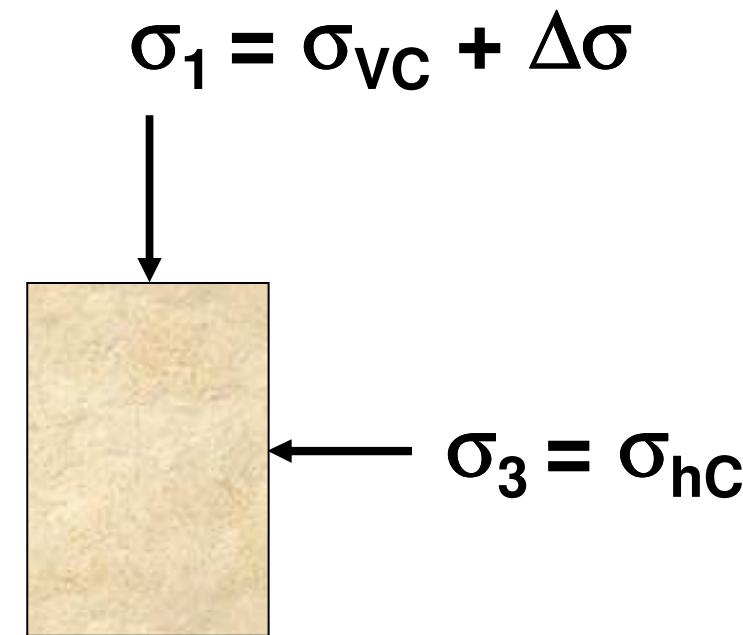
## Paso 2: Durante incremento esfuerzo axial



## Paso 3: En falla



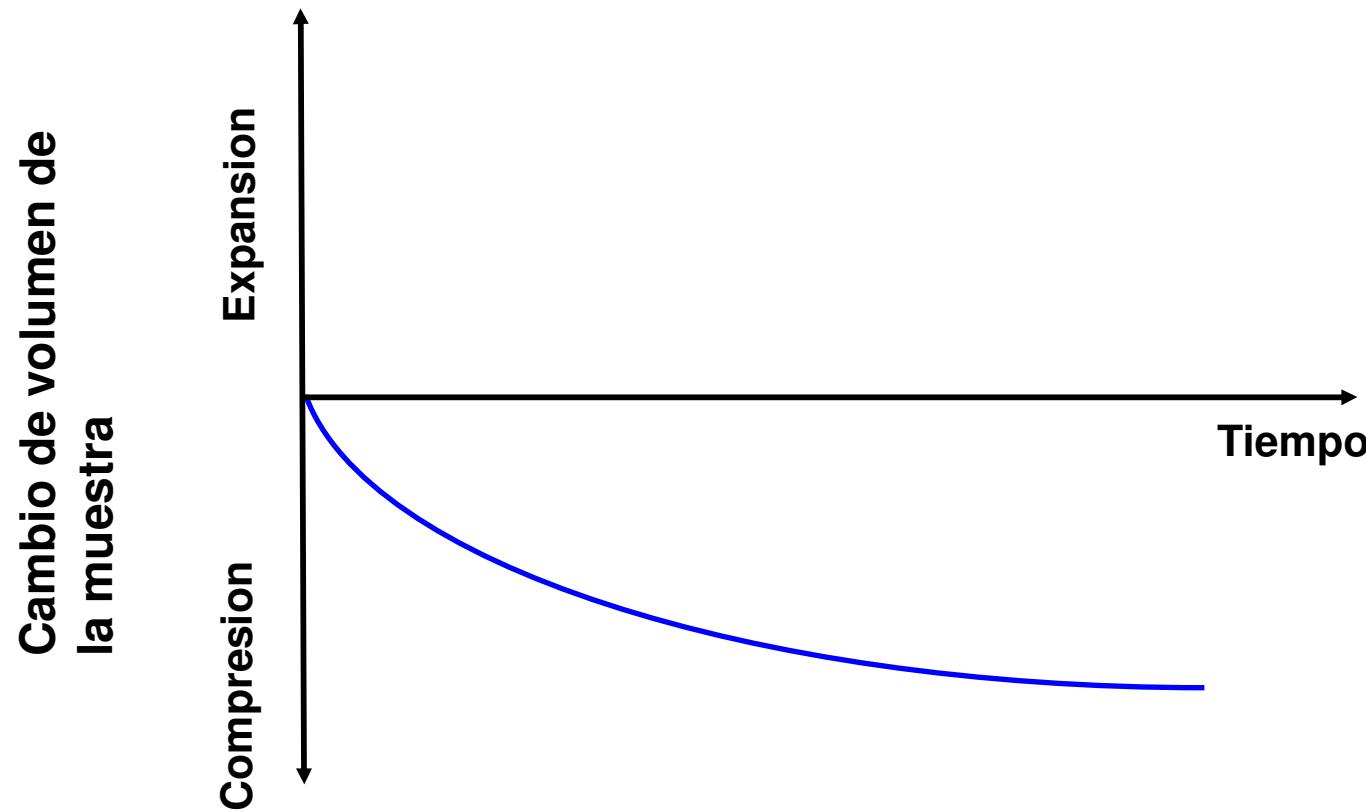
## Ensayo Consolidado - drenado(CD)



Tensión Desviadora (q or  $\Delta\sigma_d$ ) =  $\sigma_1 - \sigma_3$

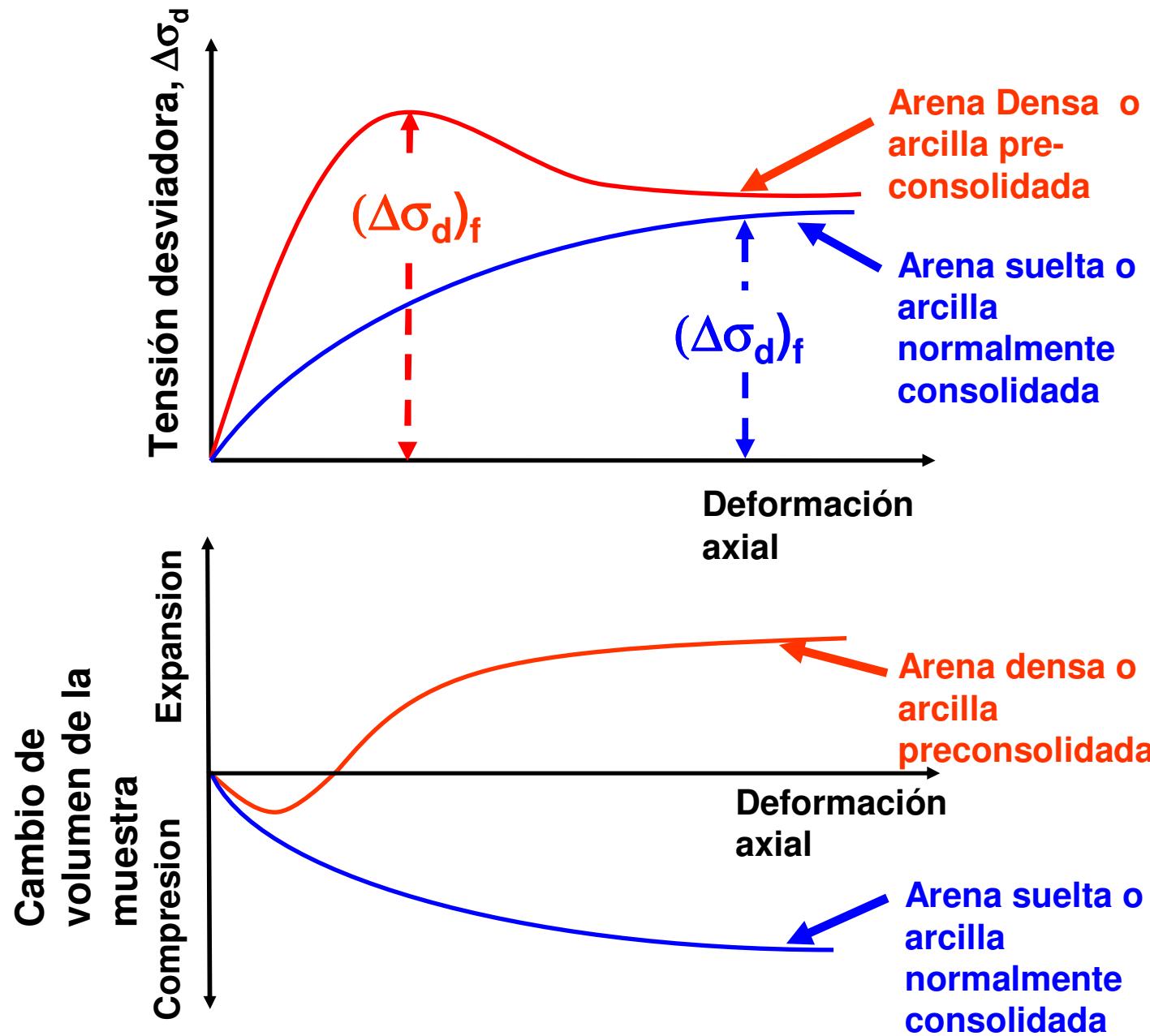
# Ensayo Consolidado - drenado (Ensayo CD)

Cambio de Volumen de muestra durante consolidación



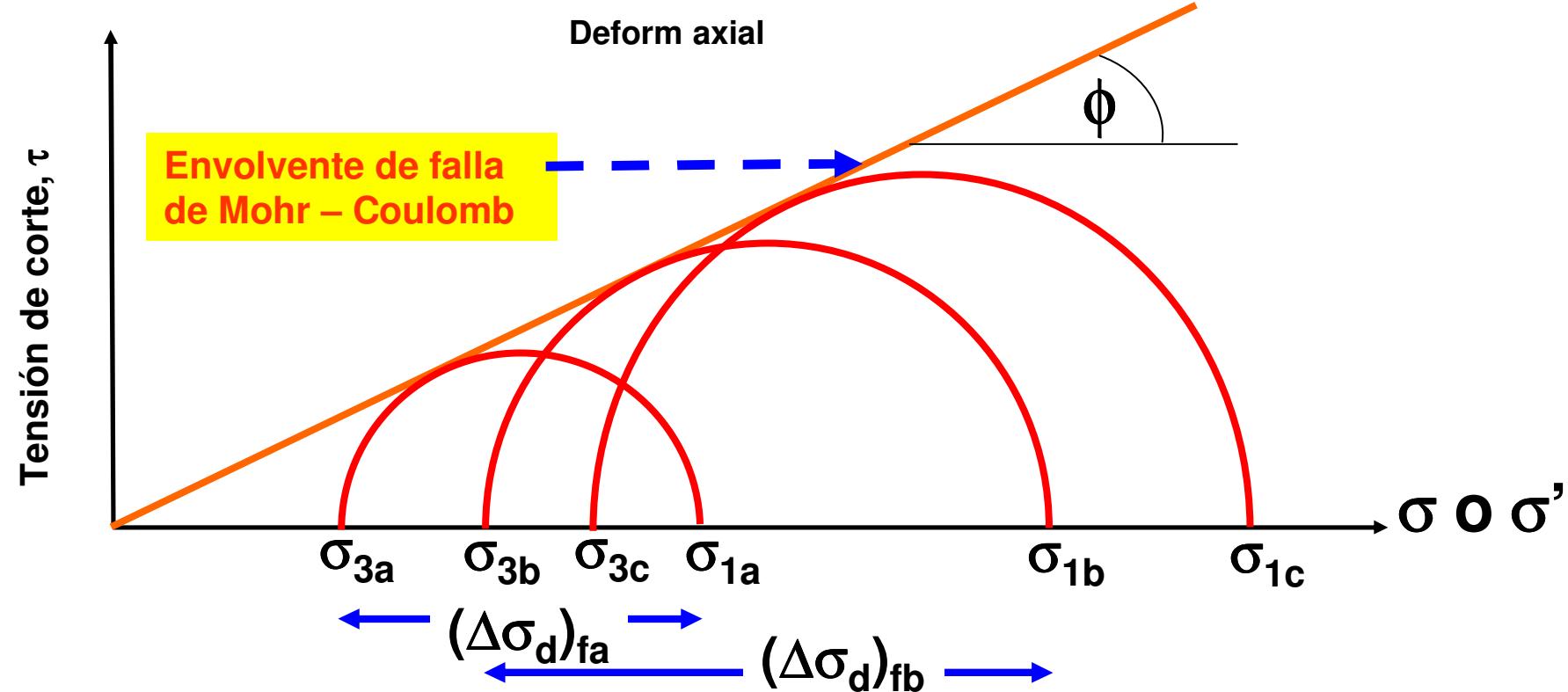
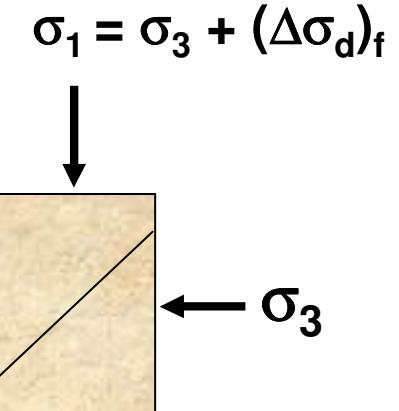
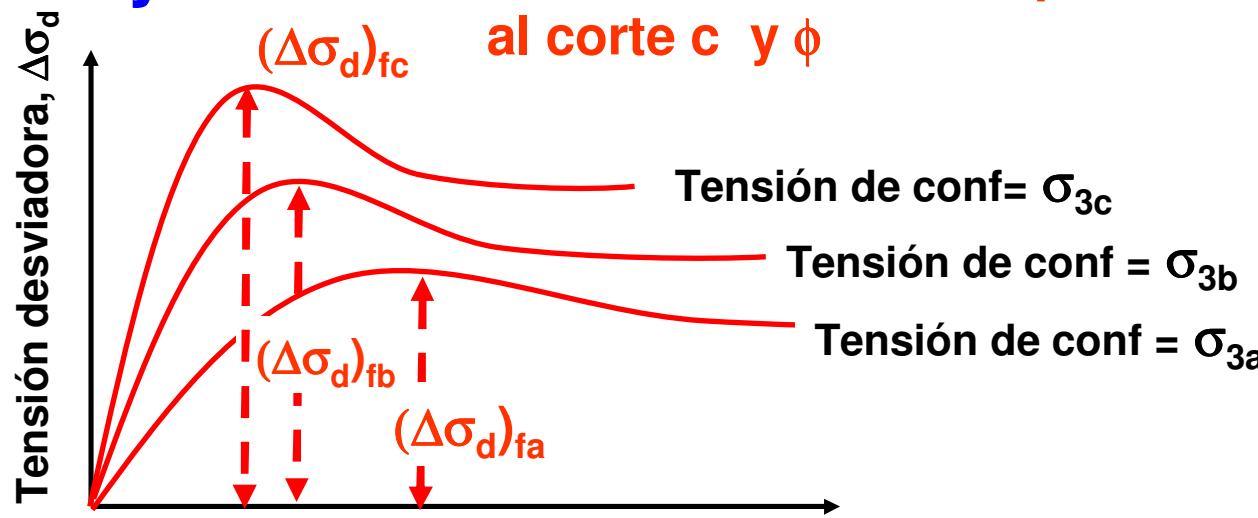
# Ensayo Consolidado- drenado (Ensayo CD)

Relaciones tensión-deformación durante el corte



# Ensayos CD

Como determinar los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$



## Ensayos CD

Como  $u = 0$        $\Rightarrow$        $\sigma = \sigma'$

Luego  $c = c'$        $\Rightarrow$        $\phi = \phi'$

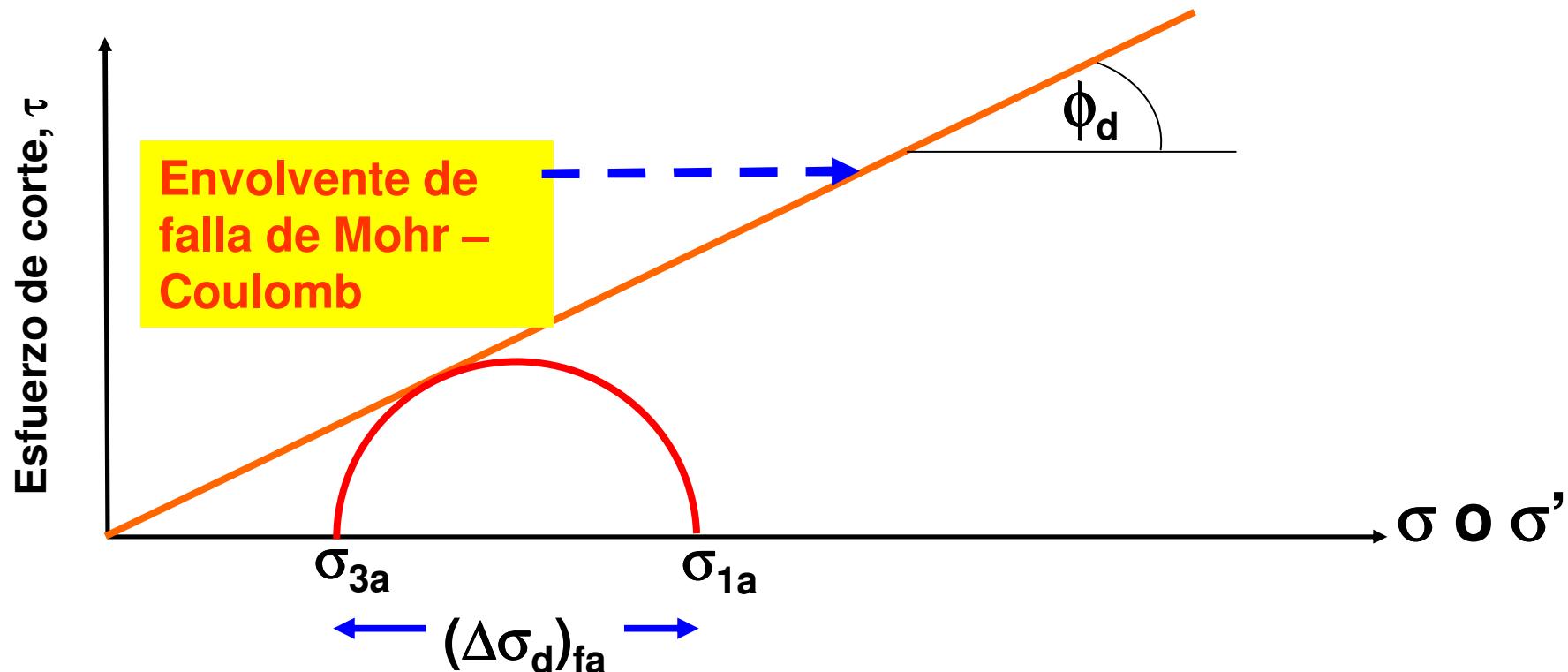
Se suelen denotar como       $c_d$  y  $\phi_d$

Arcillas Normalmente consolidadas se suelen denotar NC  
y las arcillas pre-consolidadas OC

## Ensayos CD

## Envolventes de falla

Para arenas y arcillas NC,  $c_d = 0$

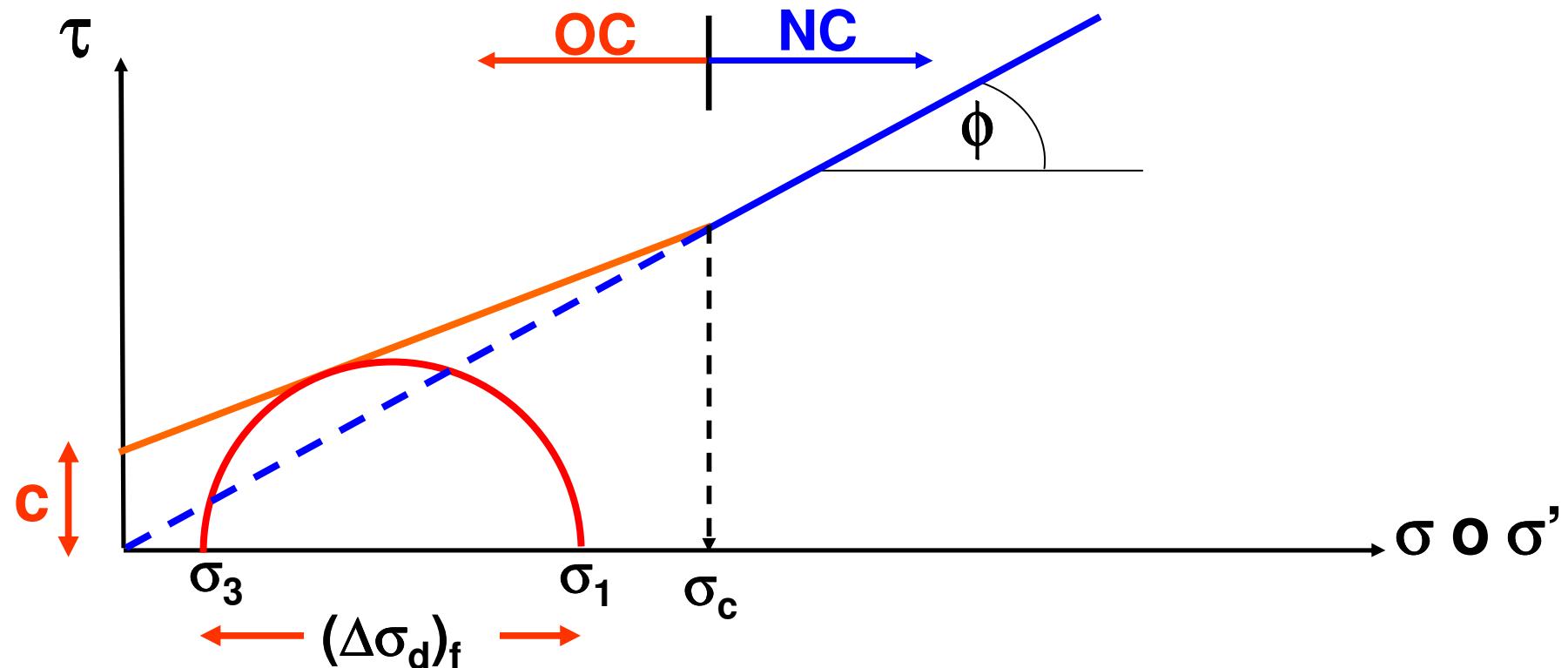


De allí, un ensayo CD podría ser suficiente para determinar  $\phi_d$  para arenas o arcillas NC

# Ensayos CD

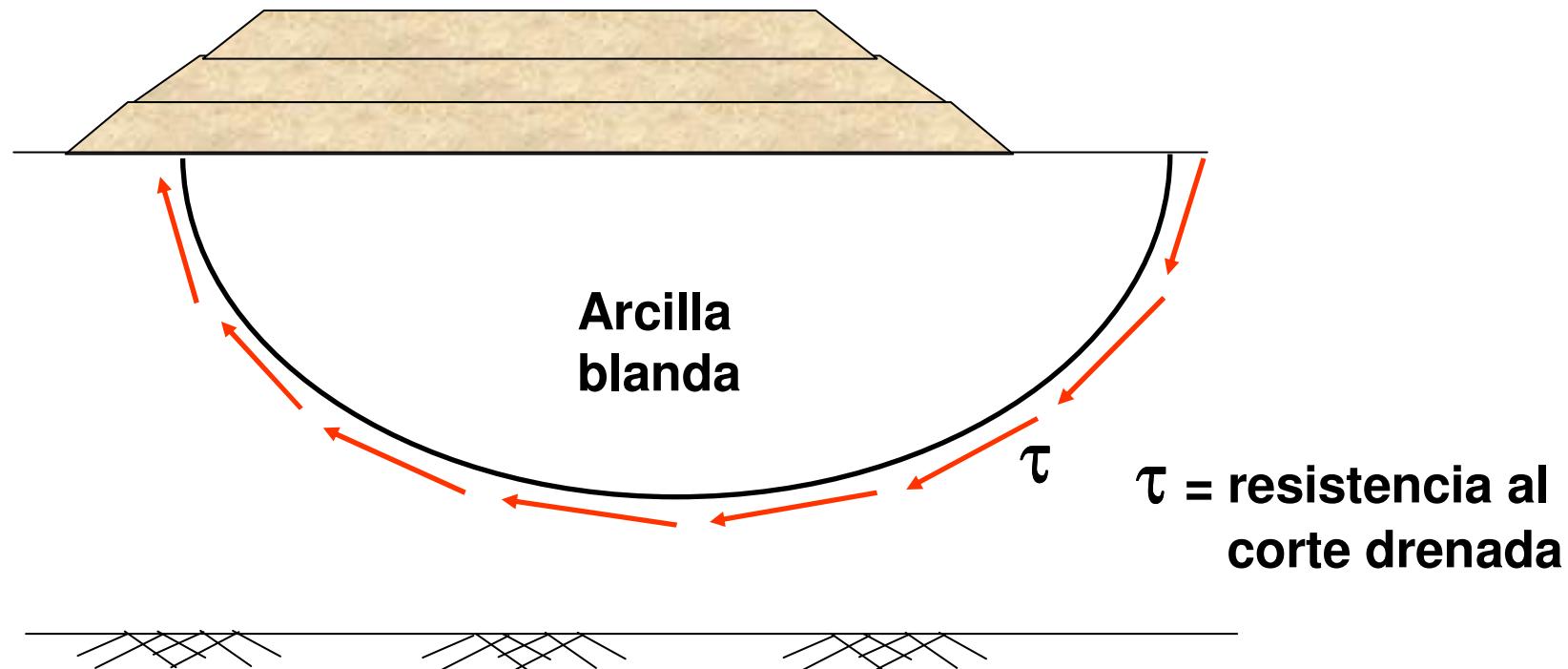
Envolventes de falla

Para arcillas OC,  $c_d \neq 0$

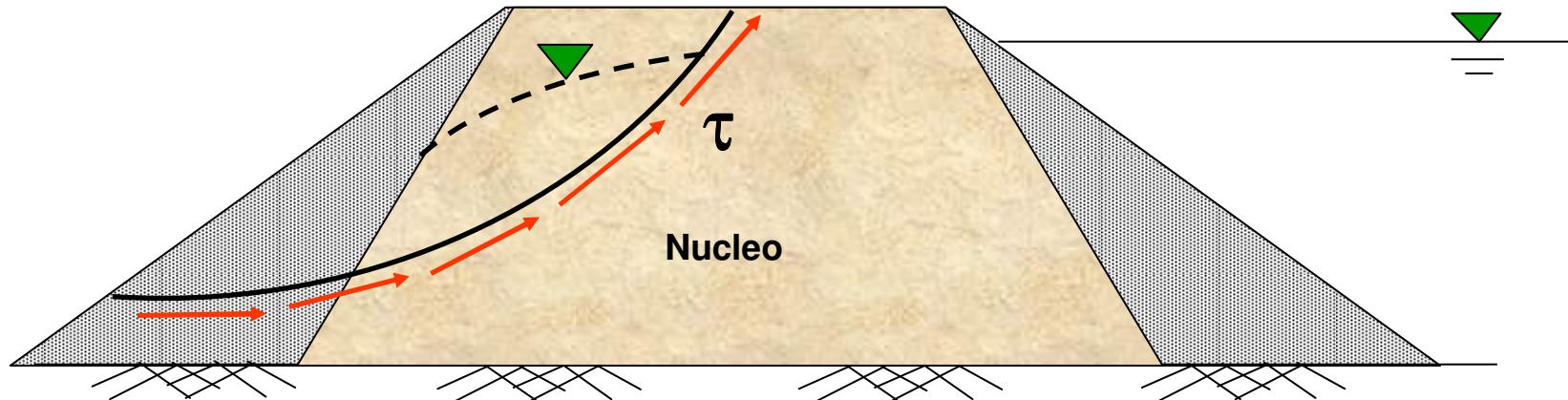


# Algunas aplicaciones prácticas de análisis CD para arcillas

1. Terraplén construido muy lentamente, en niveles sobre una arcilla muy blanda

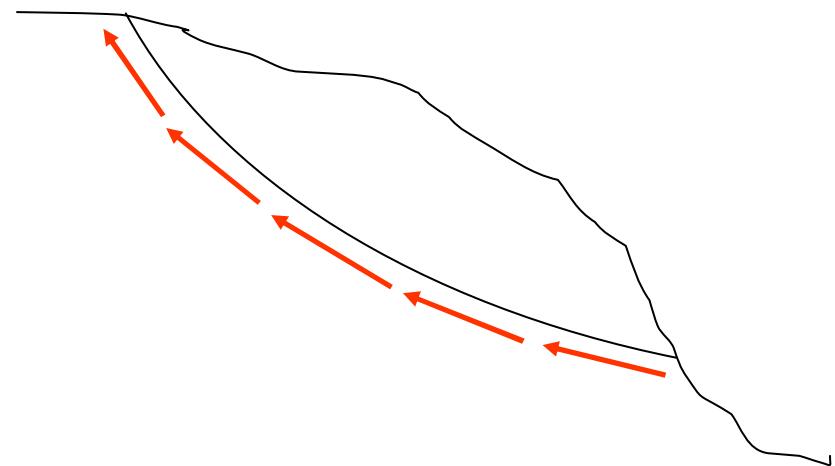
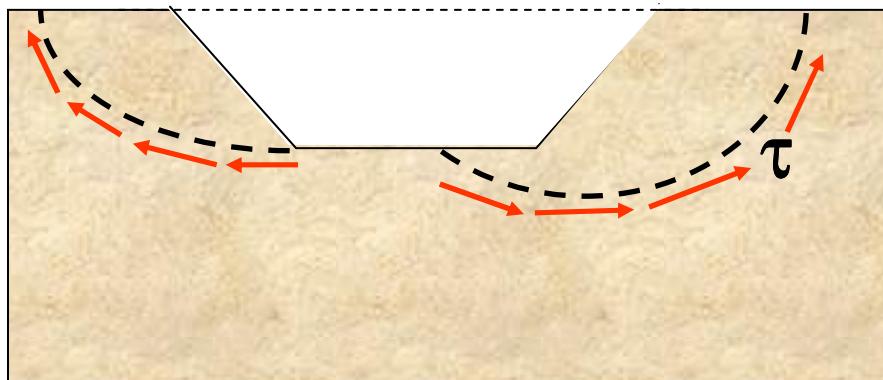


## 2. Presa de tierra con infiltración en régimen



$\tau$  = Resistencia al corte  
drenada de nucleo de  
arcilla

### 3. Excavación o talud natural en arcilla



$\tau$  = resistencia al corte drenada

Nota: ensayo CD simula la condición de largo plazo in situ.  
Así,  $c_d$  y  $\phi_d$  deben ser usadas para evaluar el comportamiento en el largo plazo del suelo

# Ensayo Consolidado- No drenado (Ensayo CU)

Total,  $\sigma$

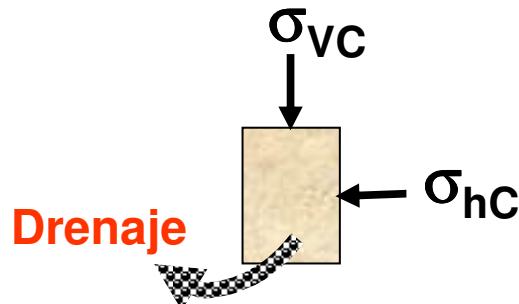
=

Neutra,  $u$

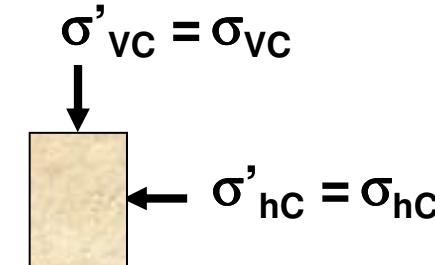
+

Efectiva,  $\sigma'$

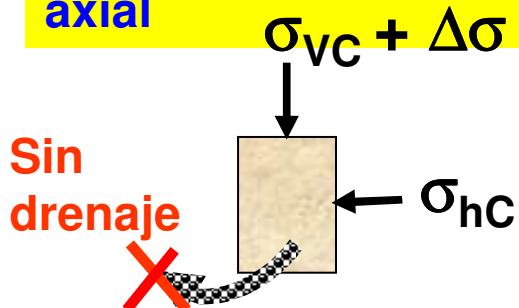
Paso 1: Al final de consolidación



0



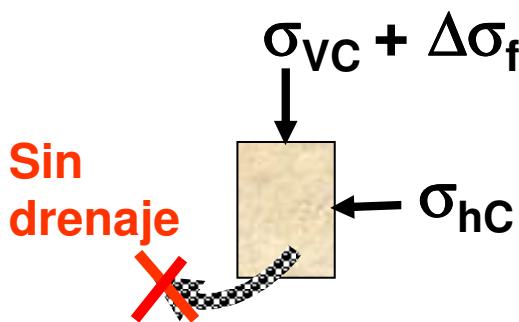
Paso 2: Durante incremento esfuerzo axial



$\pm \Delta u$

$$\begin{matrix} \sigma \\ , \\ u \\ = \\ \sigma' \\ , \\ u' \\ = \\ \sigma' \\ , \\ u' \\ \pm \\ \Delta u \\ = \end{matrix}$$

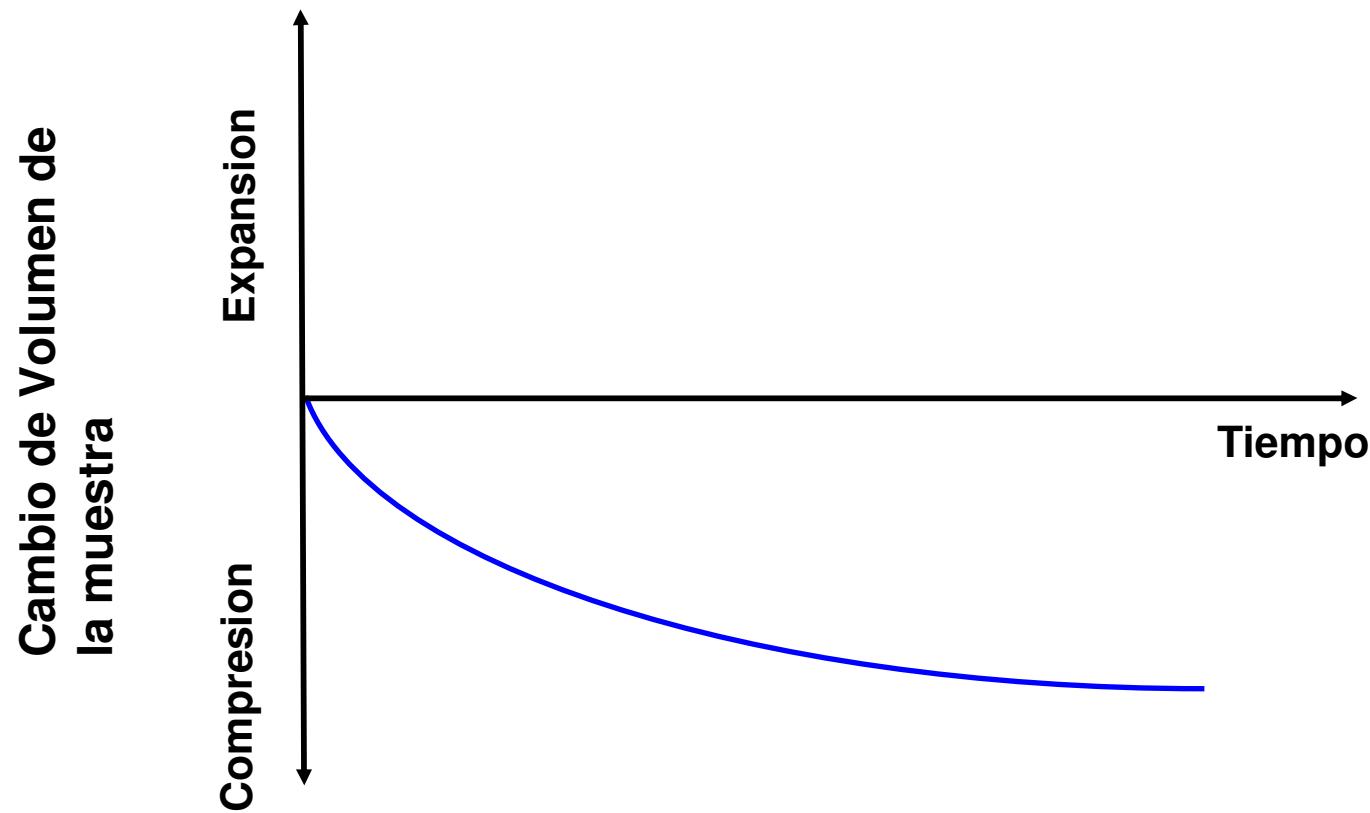
Paso 3: En la falla



$\pm \Delta u_f$

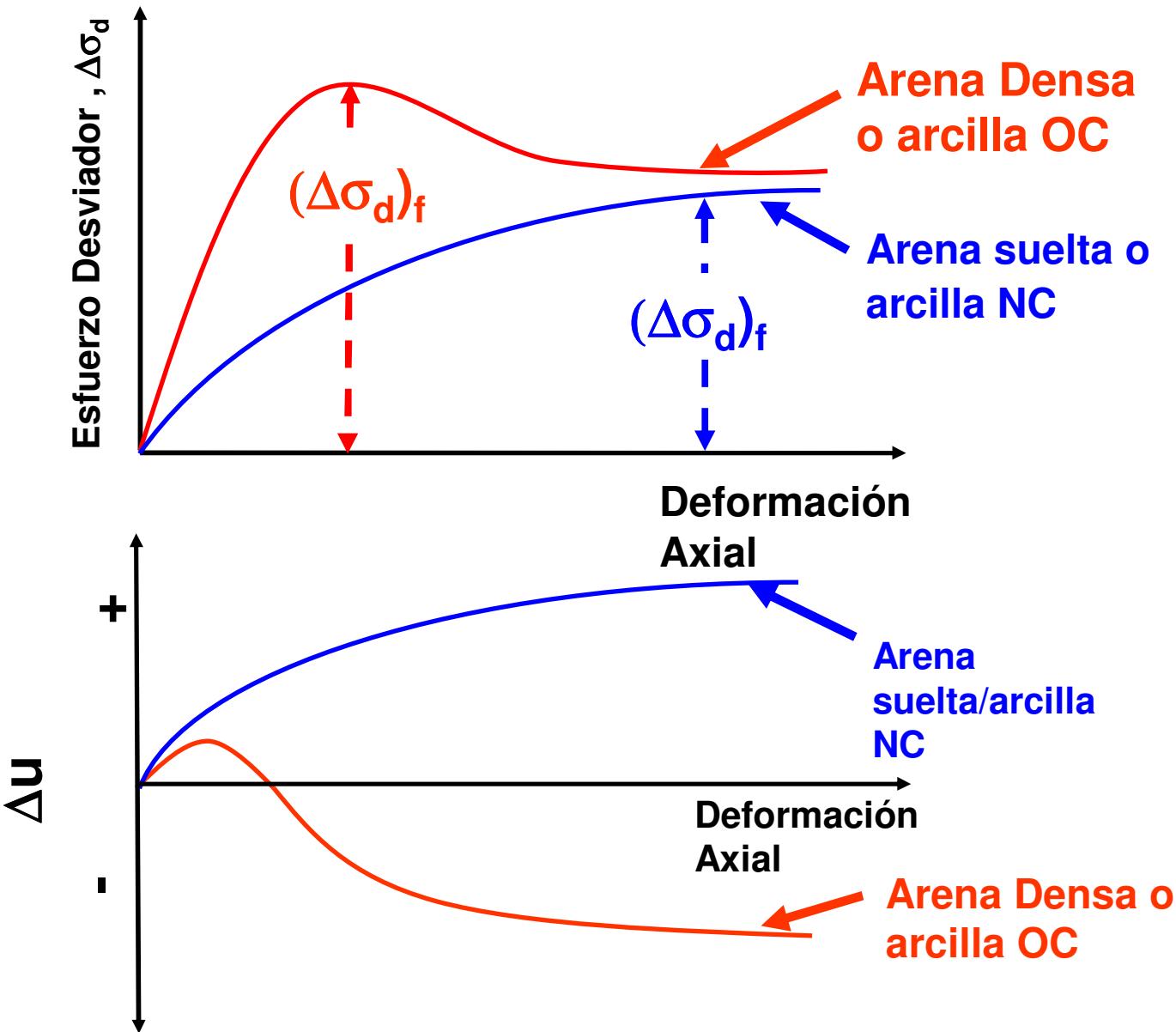
## Ensaye Consolidado – No Drenado (CU)

Cambia el Volumen de la muestra durante la consolidación



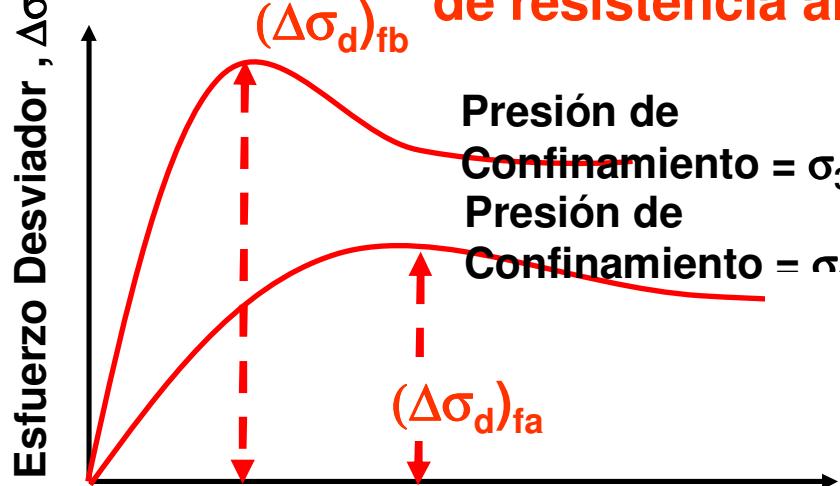
## Ensaye Consolidado- No drenado (CU)

Relación tensión-deformación durante el corte

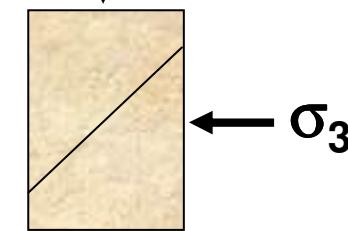


# Ensajes CU

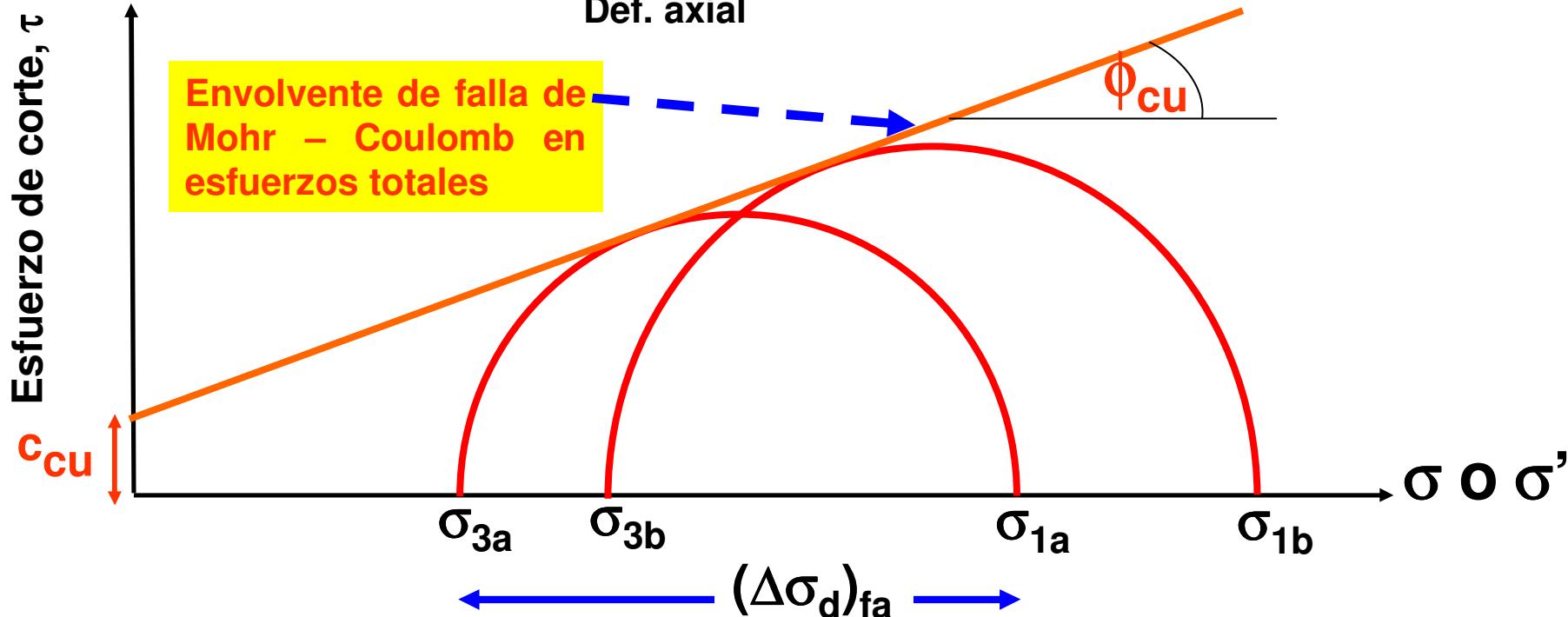
Como determinar los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$



$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f$$

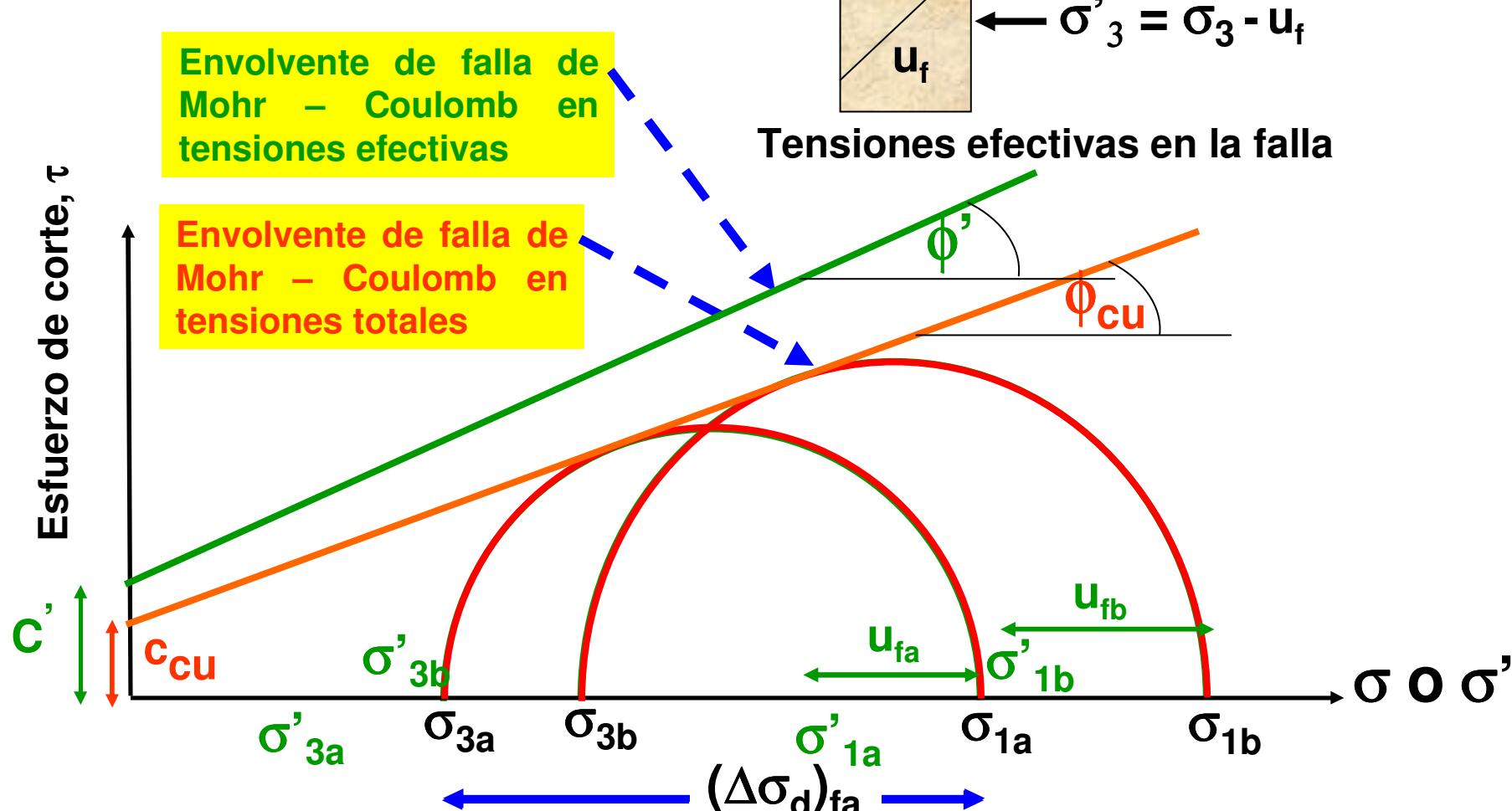


Tensión Total en falla



# Ensayos CU

Cómo determinar los parámetros  
de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$



# Ensayes CU

Parámetros de  
resistencia al  
corte en  
terminos de  
tensiones  
totales  $C_{cu}$  y  $\phi_{cu}$

En terminos  
de tensiones  
efectivas  
son  $c'$  y  $\phi'$

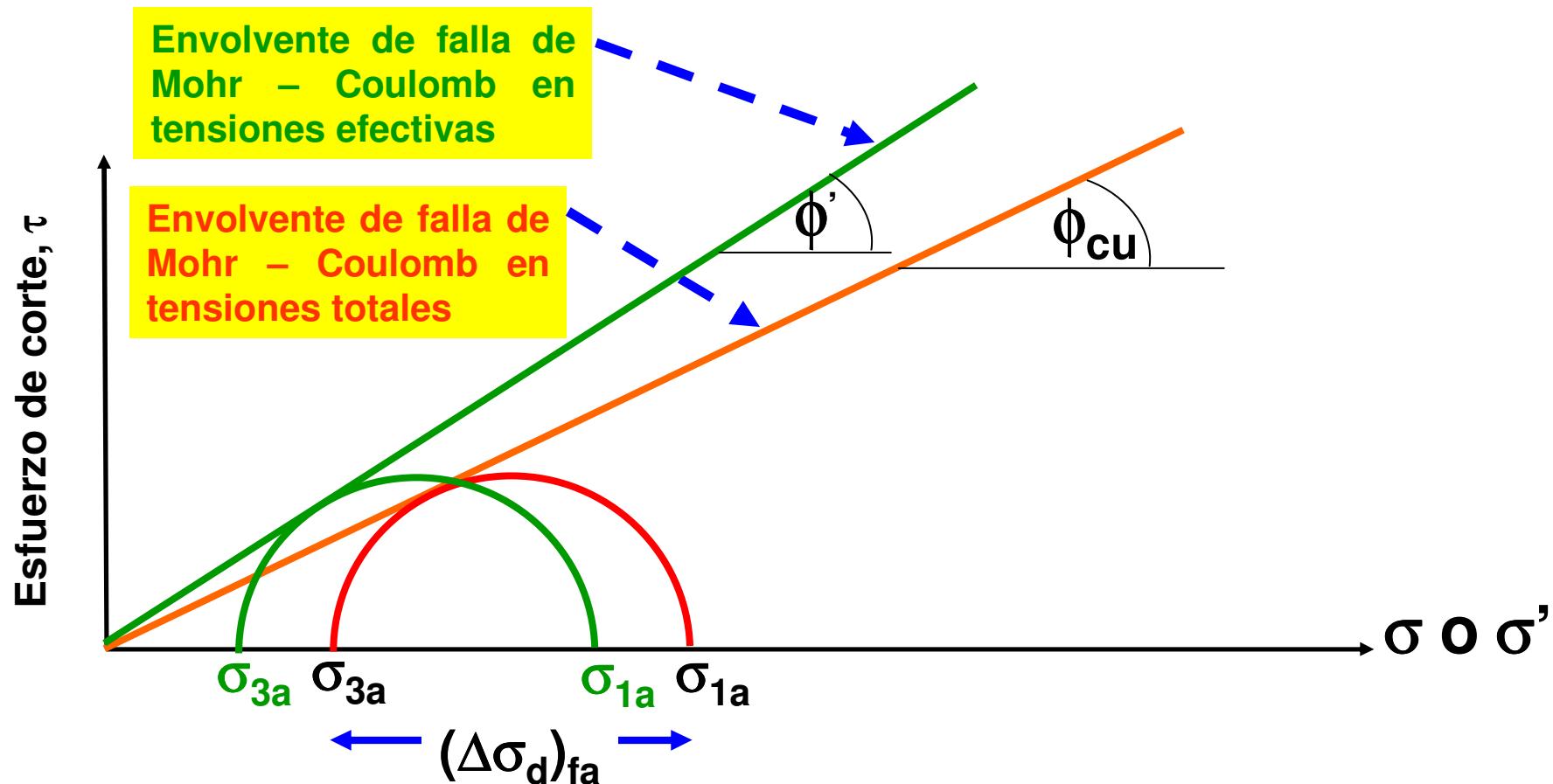
Luego

$c' = c_d$  and  $\phi' = \phi_d$

## Ensajes CU

## Envolventes de falla

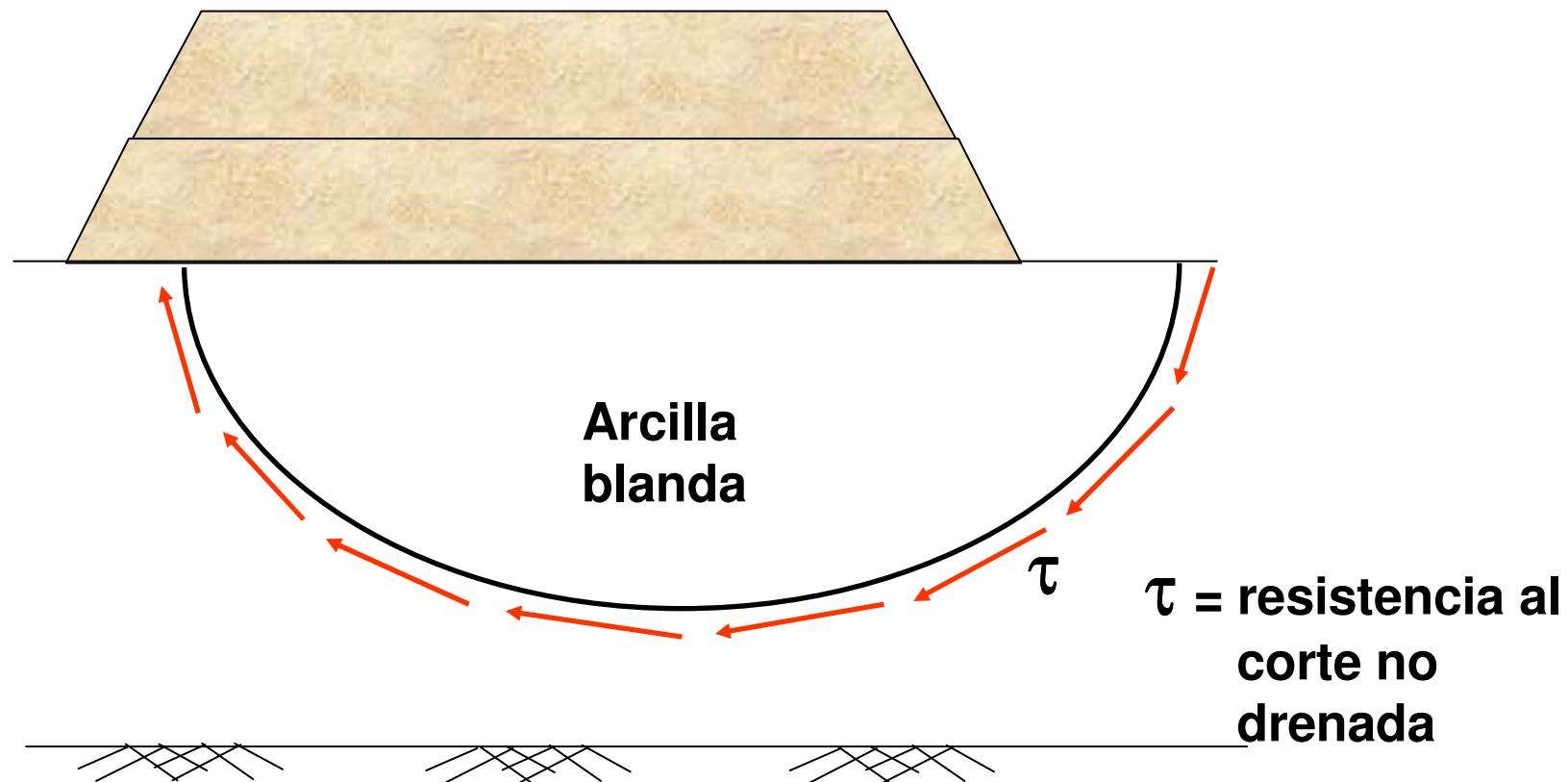
Para arenas y arcillas NC,  $c_{cu}$  y  $c' = 0$



De allí, un ensaje CU podría ser suficiente para determinar  $\phi_{cu}$  y  $\phi' (= \phi_d)$  en arenas o arcillas NC

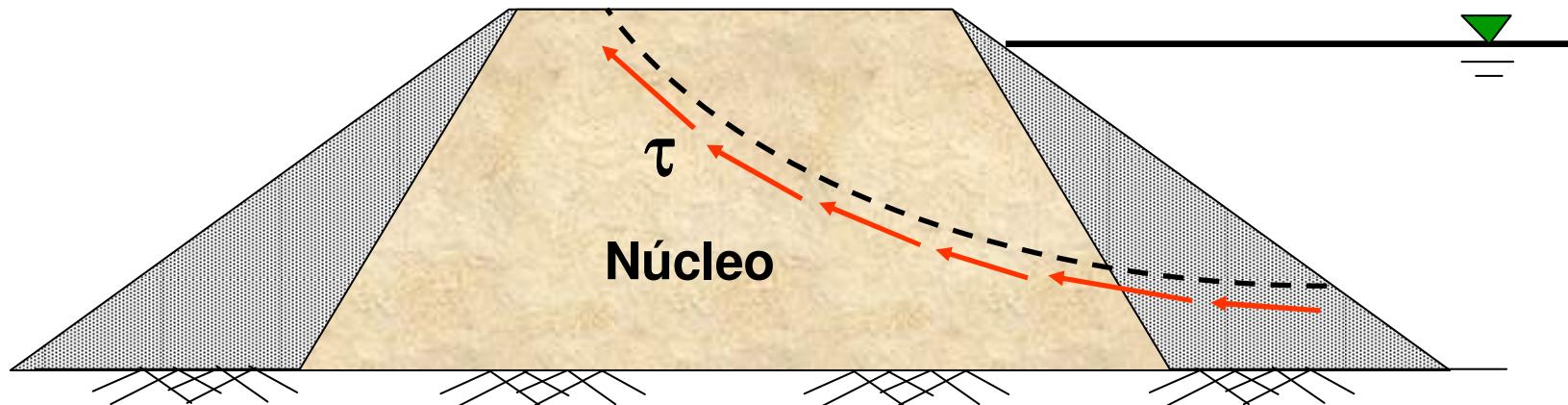
# Algunas aplicaciones prácticas de análisis CU para arcillas

1. Terraplen construido rápidamente sobre depósito de arcilla blanda



# Algunas aplicaciones prácticas de análisis CU para arcillas

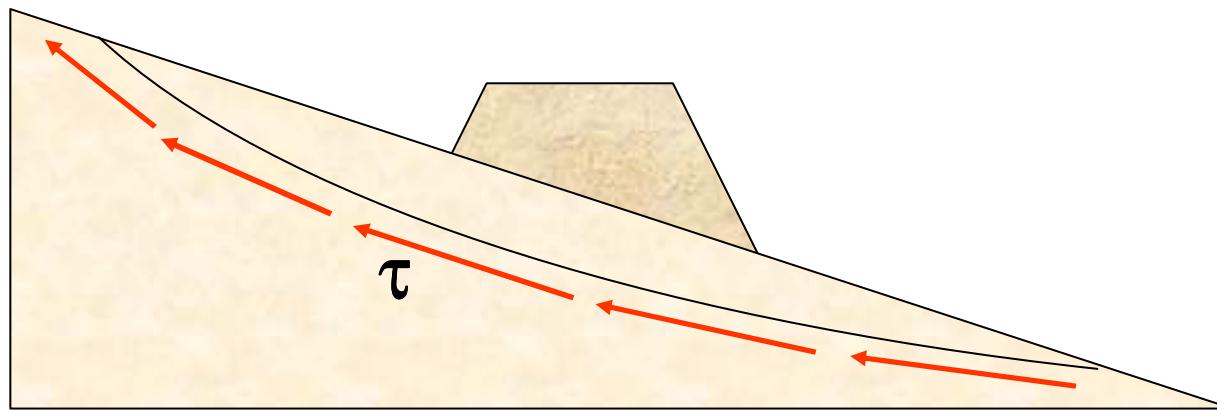
## 2. Vaciado rápido de embalse con presa de tierra



$\tau$  = Resistencia al corte  
no drenada de arcilla  
del nucleo

# Algunas aplicaciones prácticas de análisis CU para arcillas

## 3. Construcción rápida de terraplén sobre ladera natural



$\tau$  = Resistencia al corte no drenada

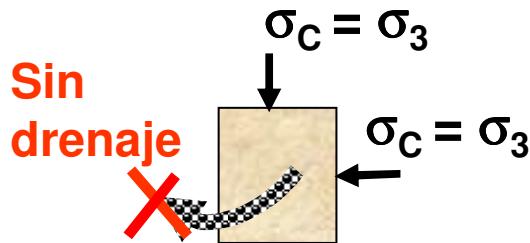
Nota: Parámetros en tensiones totales de ensayos CU ( $c_{cu}$  y  $\phi_{cu}$ ) pueden ser usados para problemas de estabilidad, donde

Suelos han llegado a consolidarse y están en equilibrio con el estado de esfuerzos existentes; Luego, por alguna razón se aplican rápidamente esfuerzos adicionales lo que ocurre sin drenaje

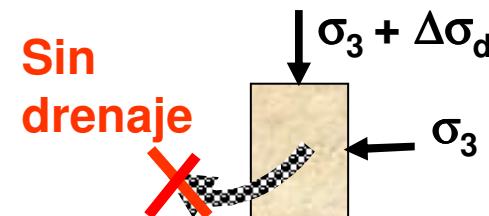
# Ensaye No consolidado No Drenado (ensaye UU)

## Analisis de datos

Condición Inicial probeta



Condición probeta durante corte



$$\text{Volumen inicial de la probeta} = A_0 \times H_0$$

$$\text{Volumen de la probeta durante corte} = A \times H$$

Como el ensaye es efectuado bajo condición no drenada,

$$A \times H = A_0 \times H_0$$

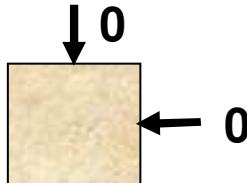
$$A \times (H_0 - \Delta H) = A_0 \times H_0$$

$$A \times (1 - \Delta H/H_0) = A_0$$

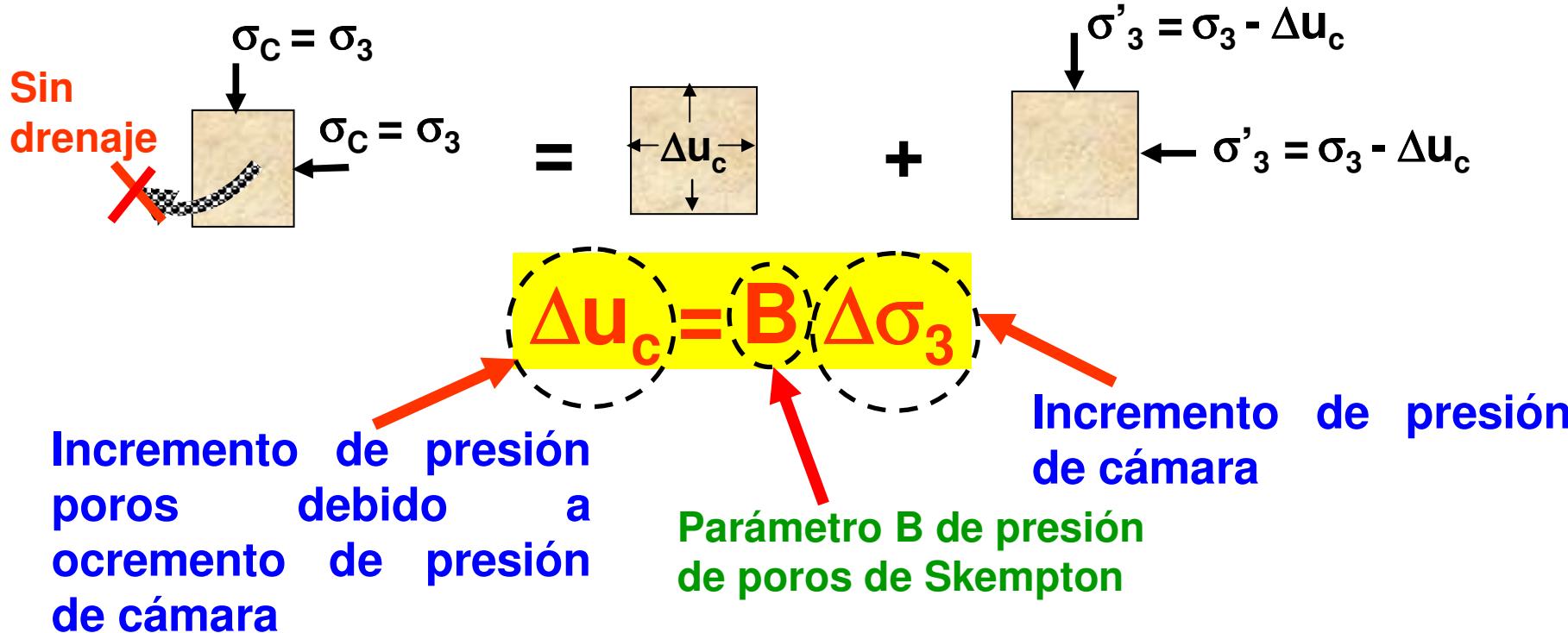
$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_z}$$

# Ensaye No Consolidado No Drenado (Ensaye UU)

## Paso 1: Inmediatamente después del muestreo



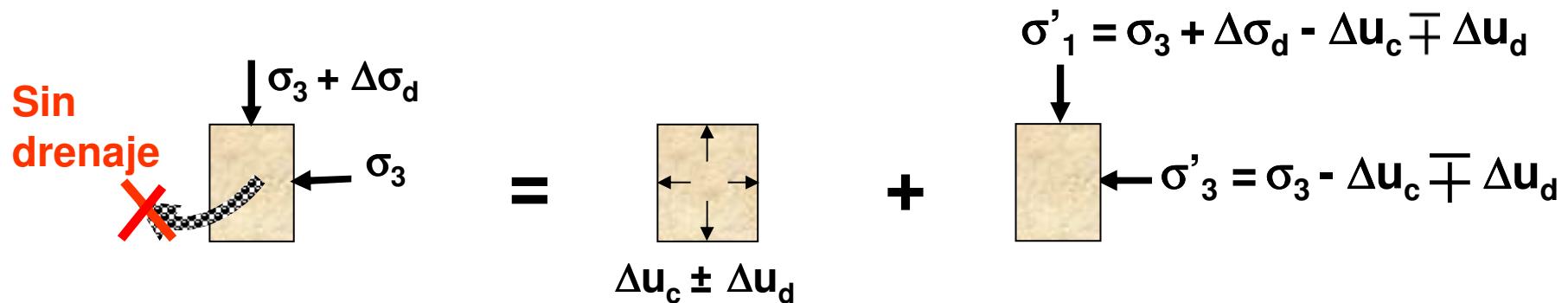
## Paso 2: Despues aplicación presión de cámara hidrostática



**Nota:** Si el suelo está completamente saturado , entonces  
 $B = 1$  (de allí,  $\Delta u_c = \Delta \sigma_3$ )

# Ensaye No Consolidado No Drenado (Ensaye UU)

## Paso 3: Durante aplicación de carga axial



$$\Delta u_d = AB \Delta \sigma_d$$

Incremento de presión de poros debido a incremento del esfuerzo desviador

Incremento del esfuerzo desviador

Parametro A de presión de poros de Skempton

## Ensaye No Consolidado No Drenado (Ensaye UU)

Combinando pasos 2 y 3,

$$\Delta u_c = B \Delta \sigma_3$$

$$\Delta u_d = AB \Delta \sigma_d$$

Incremento total de presión de poros en cualquier etapa,  $\Delta u$

$$\Delta u = \Delta u_c + \Delta u_d$$

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A \Delta \sigma_d]$$

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

Ecuación de  
presión de poros  
de Skempton

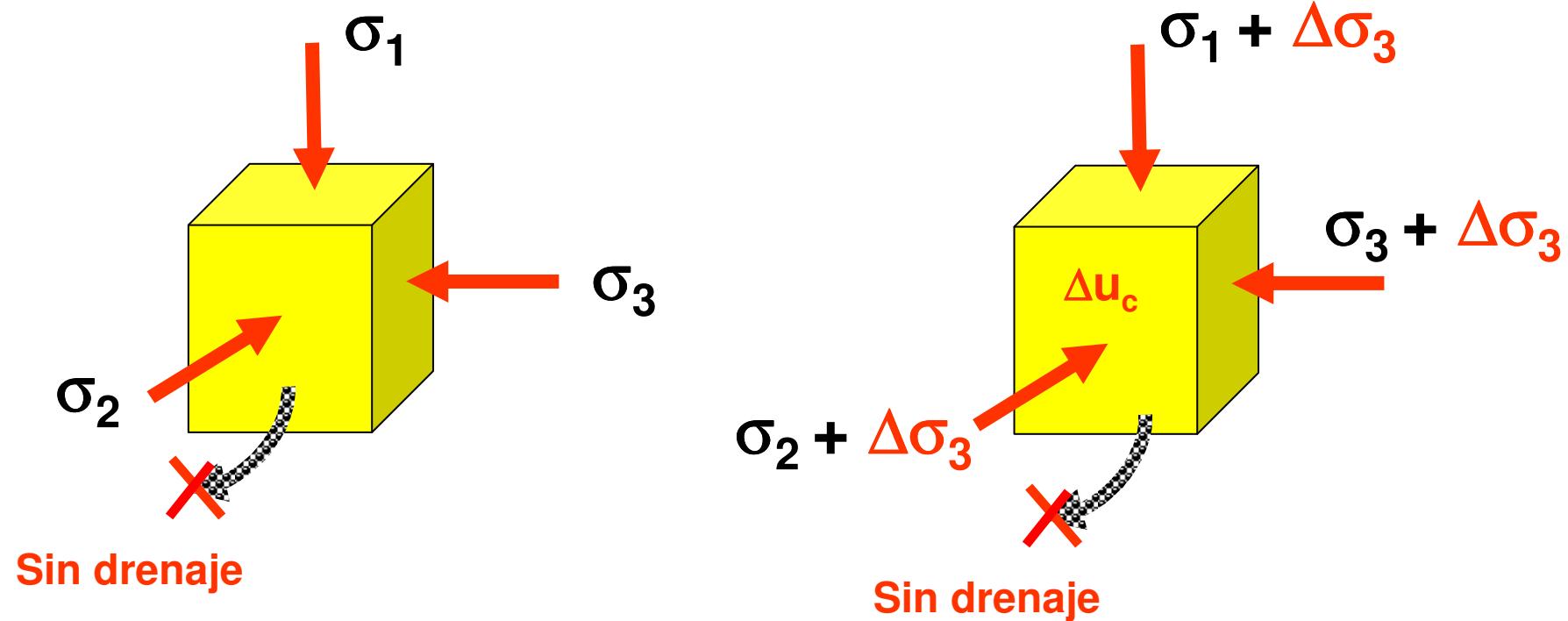
## **Ensaye No Consolidado No Drenado (Ensaye UU)**

### **Derivación de ecuación de presión de poros de Skempton**



# Derivación de ecuación de presión de poros de Skempton

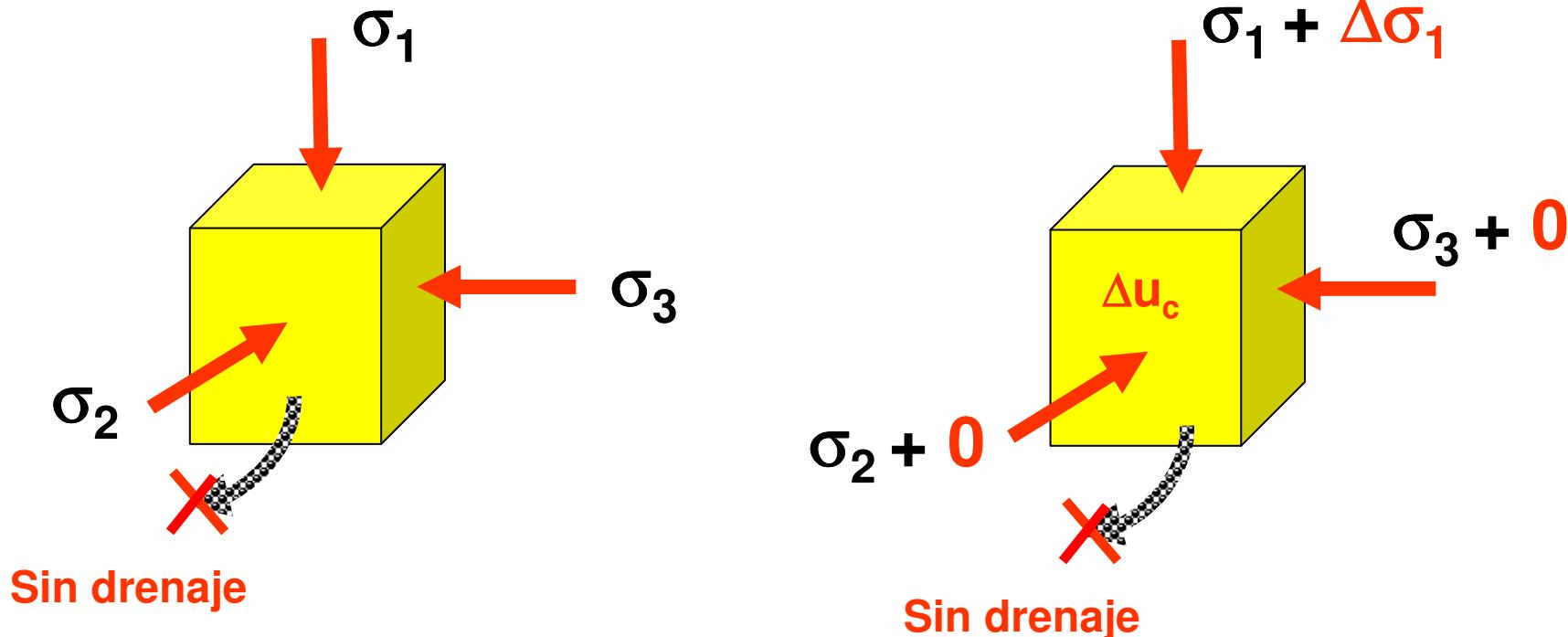
## Paso 1 :Incremento de tensiones isotropicas



Incremento de presión efectiva en cada dirección =  $\Delta\sigma_3 - \Delta u_c$

## Derivación de la ecuación de presión de poros de Skempton

### Paso 2 :Incremento de esfuerzo principal mayor

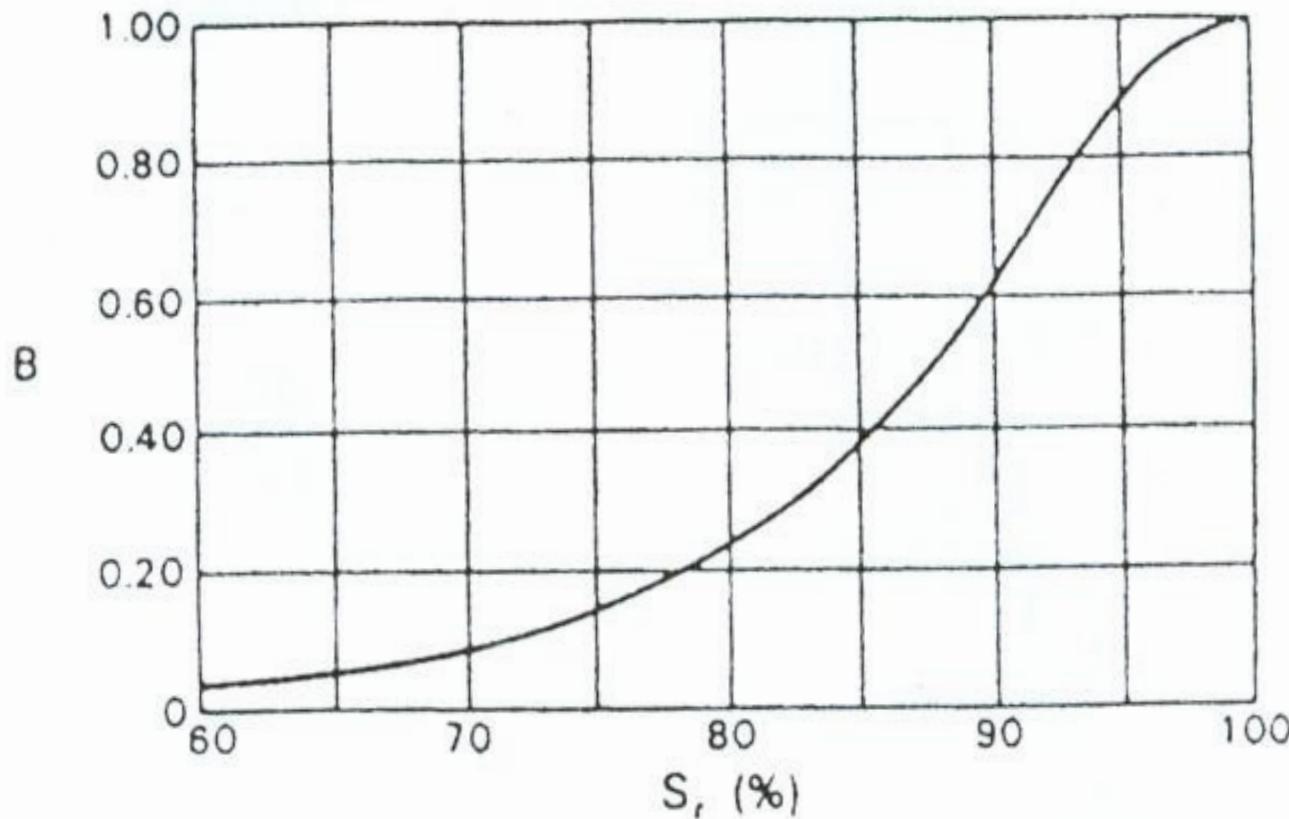


Incremento de tensión efectiva en dirección  $\sigma_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u_d$

Incremento en tensión efectiva en direcciones  $\sigma_2$  y  $\sigma_3 = 0 - \Delta u_d$

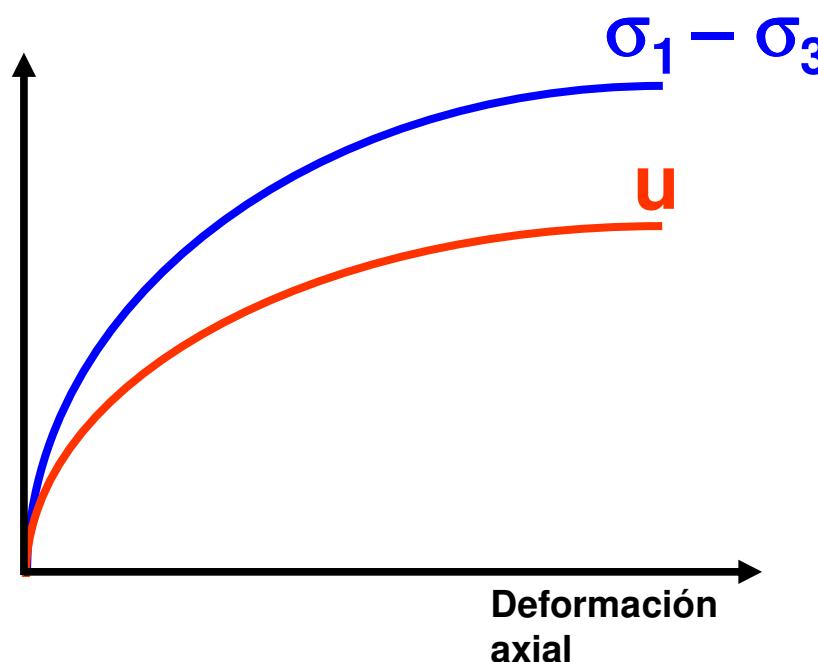
Incremento medio en tensión efectiva =  $(\Delta\sigma_1 - \Delta u_d - \Delta u_d - \Delta u_d)/3$

## Valores típicos del parámetro B

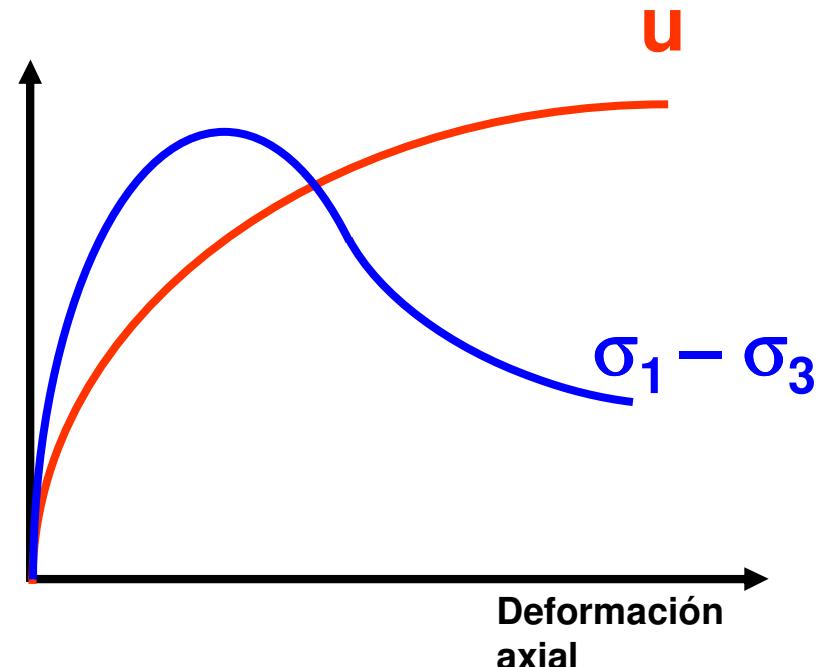


Typical relationship between  $B$  and degree of saturation.

## Valores Típicos del parámetro A



Arcilla NC (baja sensibilidad)  
( $A = 0.5 - 1.0$ )



Arcilla NC (Alta sensibilidad)  
( $A > 1.0$ )

En arcillas altamente sensitivas puede ocurrir colapso de la estructura de suelos debido a la generación de altas presiones de poros

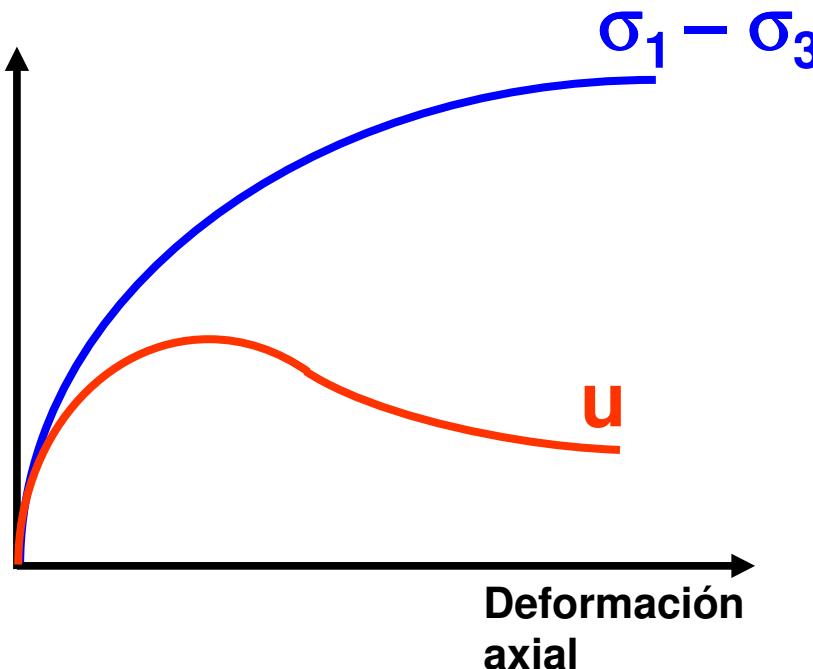
## **SENSIBILIDAD DE ARCILLAS**

Muchas arcillas pierden parte de su resistencia y rigidez cuando son remoldeadas, debido a la reorientación de partículas a posiciones menos favorables. Terzaghi la definió como la razón entre la resistencia no perturbada y la resistencia perturbada. Suele emplearse el ensayo de compresión no confinada.

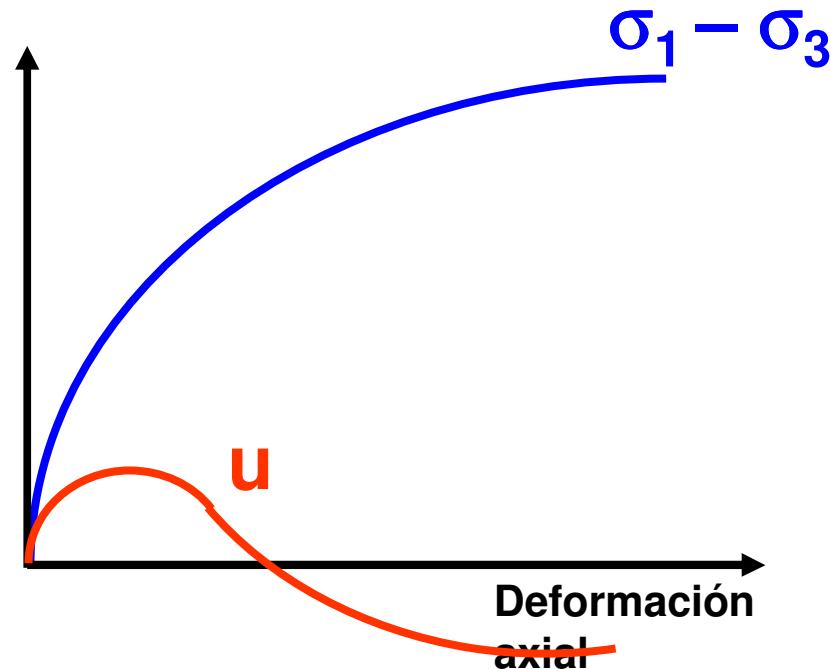
Skempton - Bjerrum

Sensibilidad	Clasificación
<2	Insensible
2-4	Moderadamente sensible
4-8	Sensible
8-16	Muy sensible
16-32	Levemente rápida
32-64	Mediana rapidez
>64	rápida

## Valores típicos de parámetro A



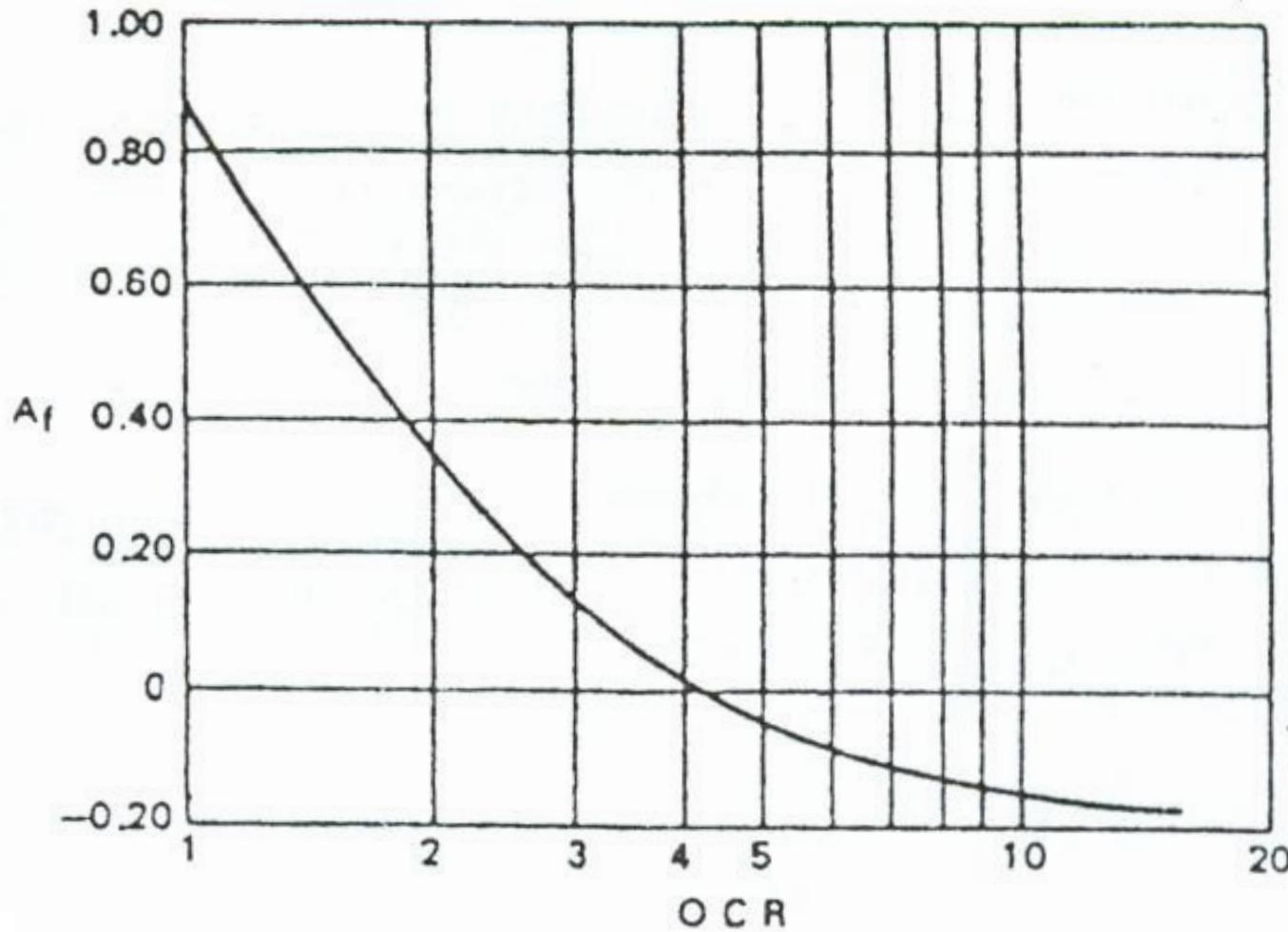
Arcilla OC (preconsolidación leve)  
( $A = 0.0 - 0.5$ )



Arcilla OC (preconsolidación alta)  
( $A = -0.5 - 0.0$ )

Durante el incremento de la tensión principal mayor la presión de poros puede llegar a ser negativa en arcillas muy preconsolidadas debido a la dilatación de la probeta

## Valores Típicos del parametro A

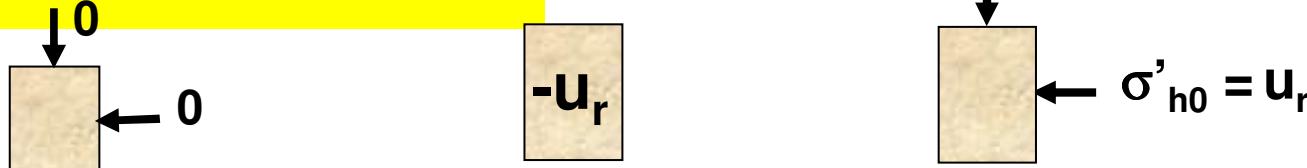


Typical relationship between  $A$  at failure and overconsolidation

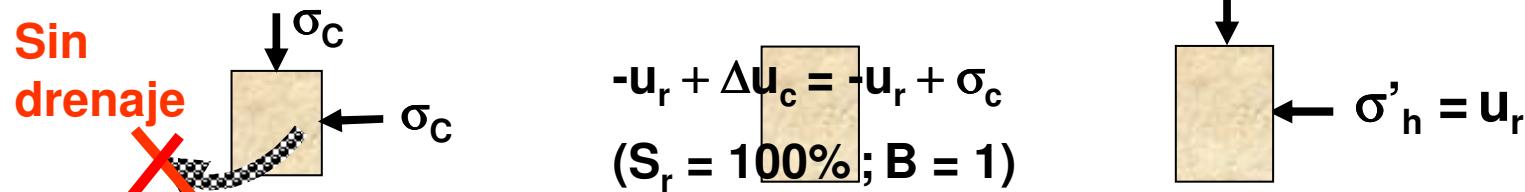
# Ensayo No Consolidado No Drenado (Ensaye UU)

$$\text{Total, } \sigma = \text{Neutra, } u + \text{Efectiva, } \sigma'$$

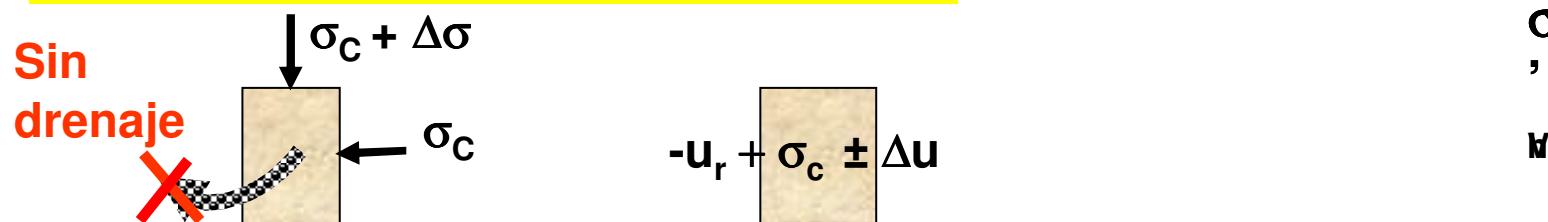
Paso 1: Inmediatamente luego de muestreo



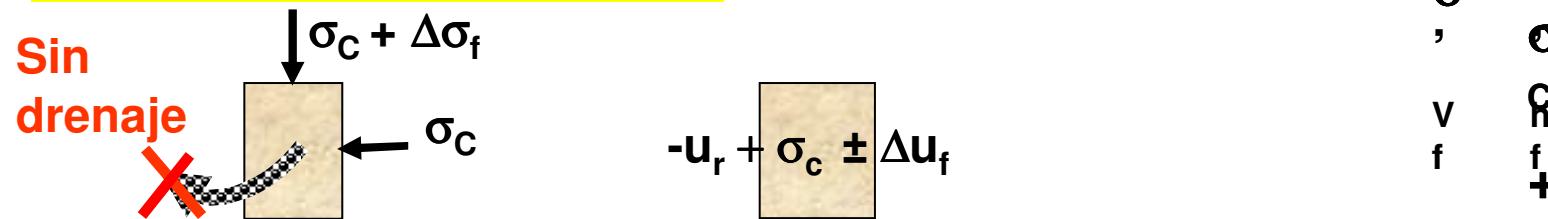
Paso 2: Luego de aplicación de presión de cámara hidrostática



Paso 3: Durante aplicación de carga axial



Paso 3: En la falla



# Ensaye No Consolidado – No Drenado (Ensaye UU)

Total,  $\sigma$

=

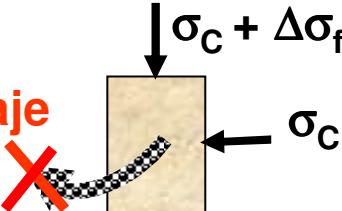
Neutra,  $u$

+

Efectiva,  $\sigma'$

Paso 3: En falla

Sin  
drenaje  
 $\times$



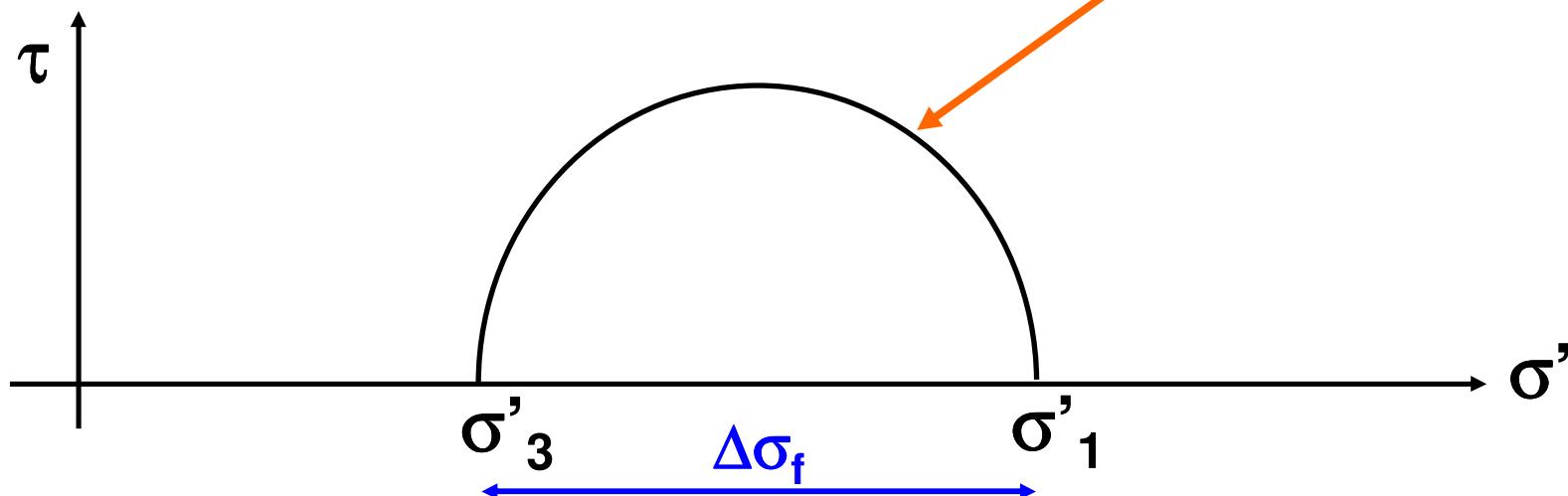
$$-u_r + \sigma_c \pm \Delta u_f$$

$$\sigma'_{vf} = \cancel{\sigma_c} + \Delta \sigma_f + u_r - \cancel{\sigma_c} \mp \Delta u_f = \sigma'_{1f}$$

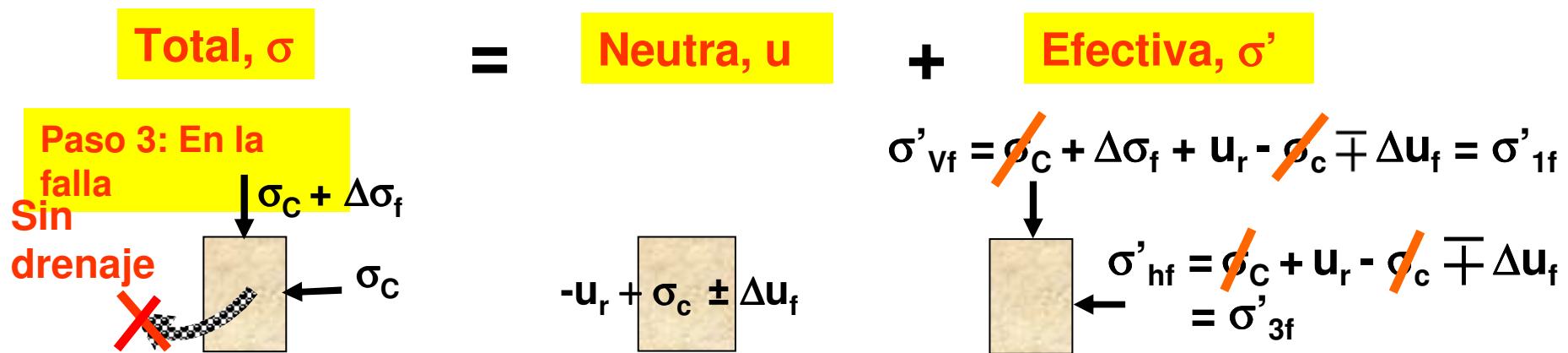
$$\sigma'_{hf} = \cancel{\sigma_c} + u_r - \cancel{\sigma_c} \mp \Delta u_f \\ = \sigma'_{3f}$$

El círculo de Mohr en términos de tensiones efectivas no depende de la presión de cámara.

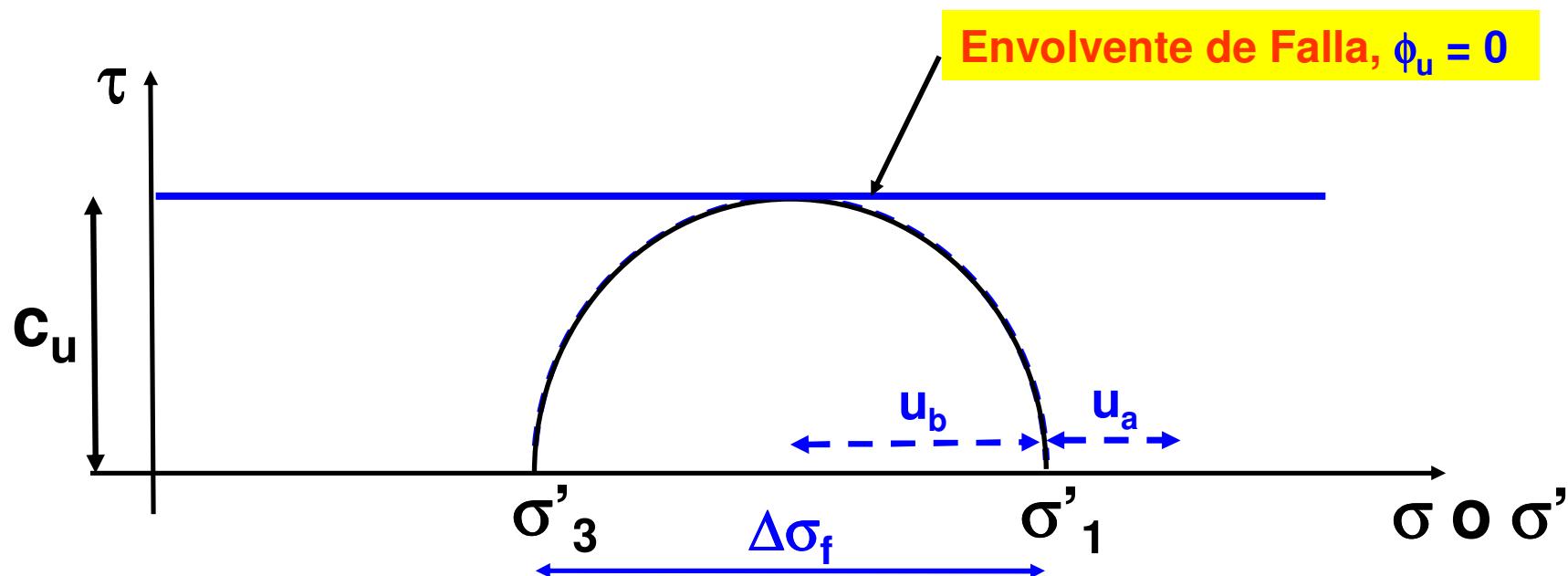
De allí, obtenemos un sólo círculo de Mohr en términos de tensiones efectivas para diferentes presiones de cámara



# Ensaye No Consolidado - No Drenado (Ensaye UU)

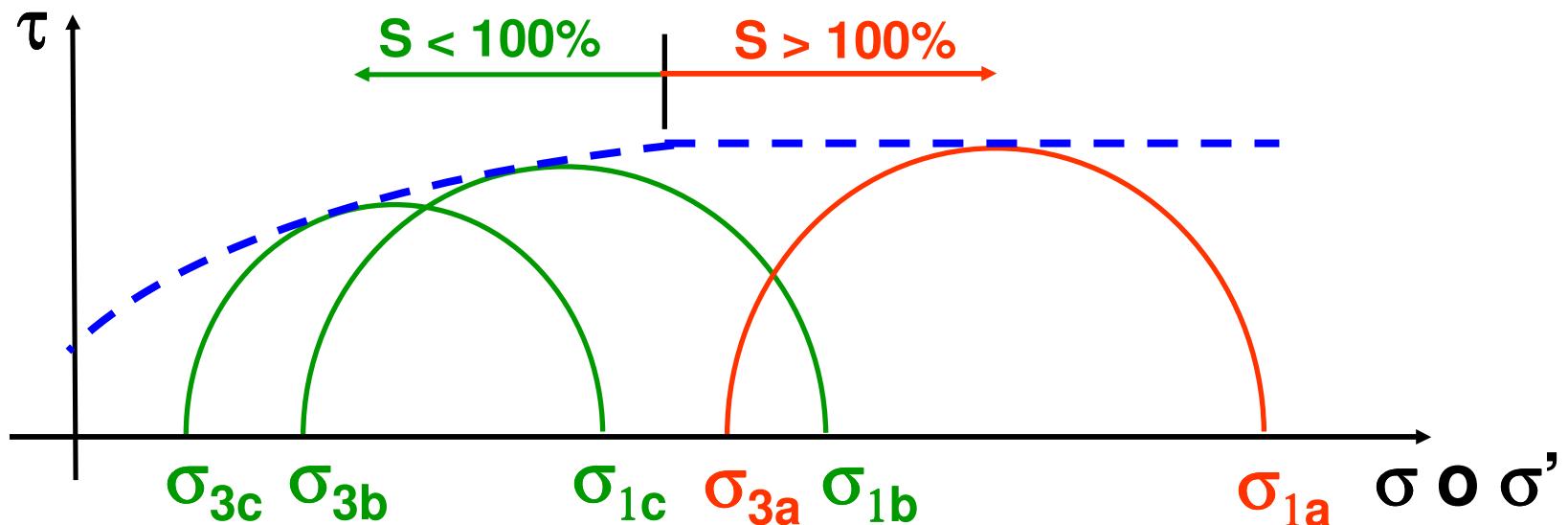


Círculos de Mohr en términos de tensiones totales



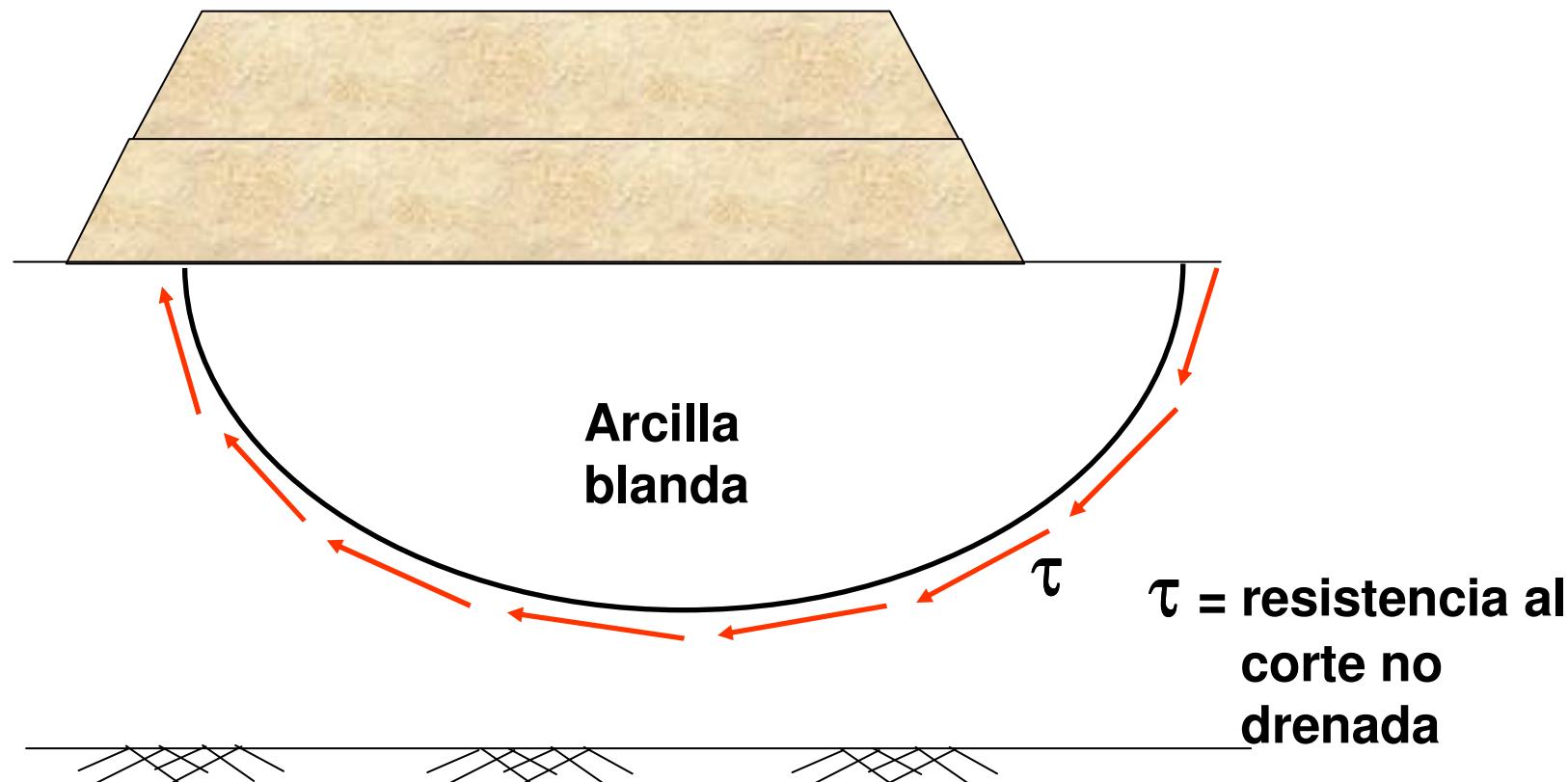
# Ensaye No Consolidado – No Drenado (Ensaye UU)

Efecto del grado de saturación en la envolvente de falla



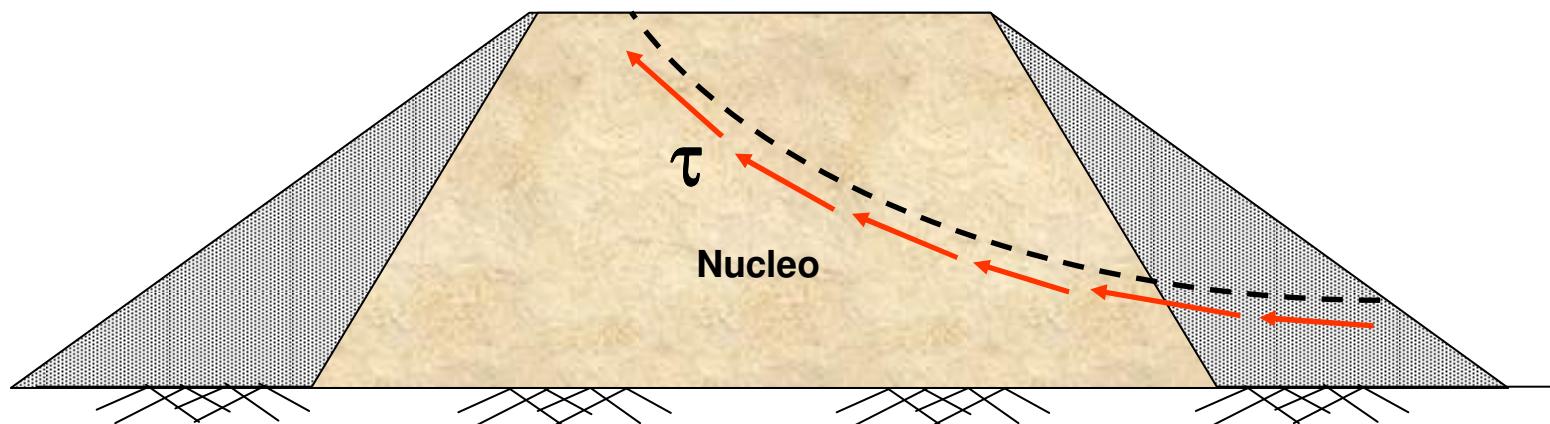
# Algunas aplicaciones prácticas de análisis UU para arcillas

1. Terraplén construido rápidamente sobre un depósito de arcilla blanda



# Algunas aplicaciones prácticas de análisis UU para arcillas

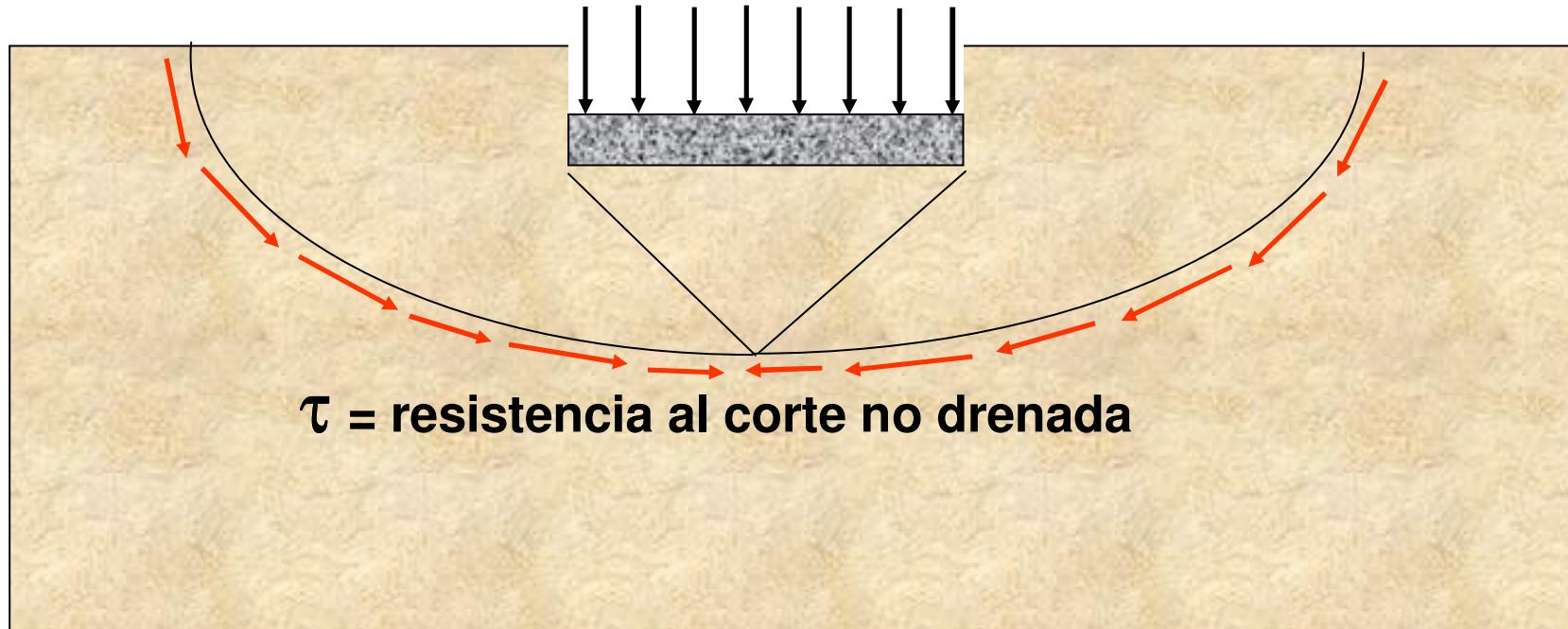
2. Presa de tierra construida rápidamente sobre arcilla blanda sin cambio en contenido de humedad de ella



$\tau$  = Resistencia al corte  
no drenada de nucleo  
de arcilla

# Algunas aplicaciones prácticas de Análisis UU para arcillas

## 3. Fundación construida rápidamente sobre depósito de arcilla



$\tau = \text{resistencia al corte no drenada}$

Nota: Ensayos UU simulan la condición de corto plazo en terreno. Así,  $c_u$  puede ser usada para analizar el comportamiento de suelos en el corto plazo

# Ensaye de Compresión No Confinada (Ensaye UC)

$$\sigma_1 = \sigma_{VC} + \Delta\sigma$$

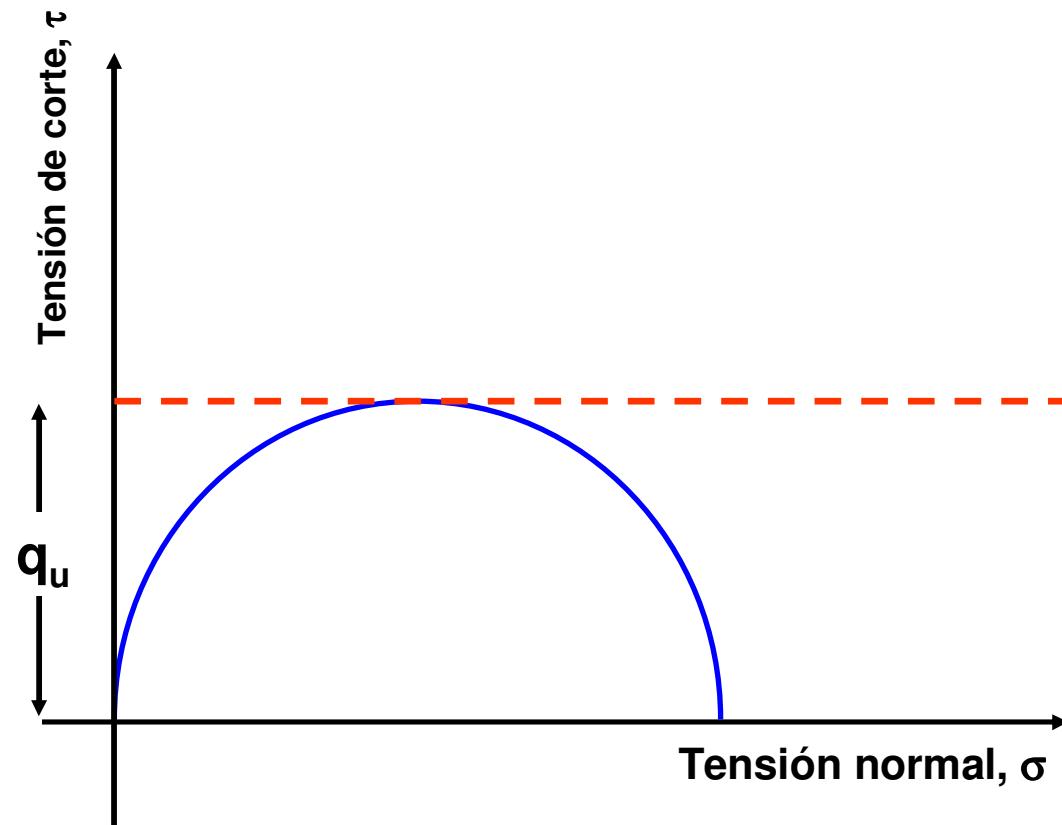
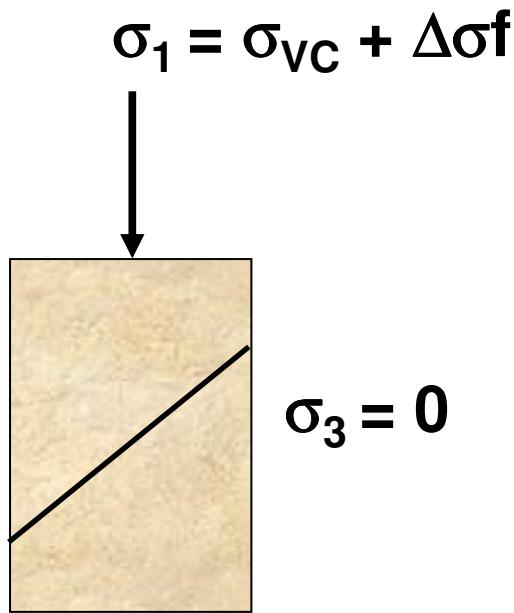


$$\sigma_3 = 0$$



La presión de confinamiento es cero en  
el ensaye UC

## Ensaye de Compresión No Confinada (Ensaye UC)

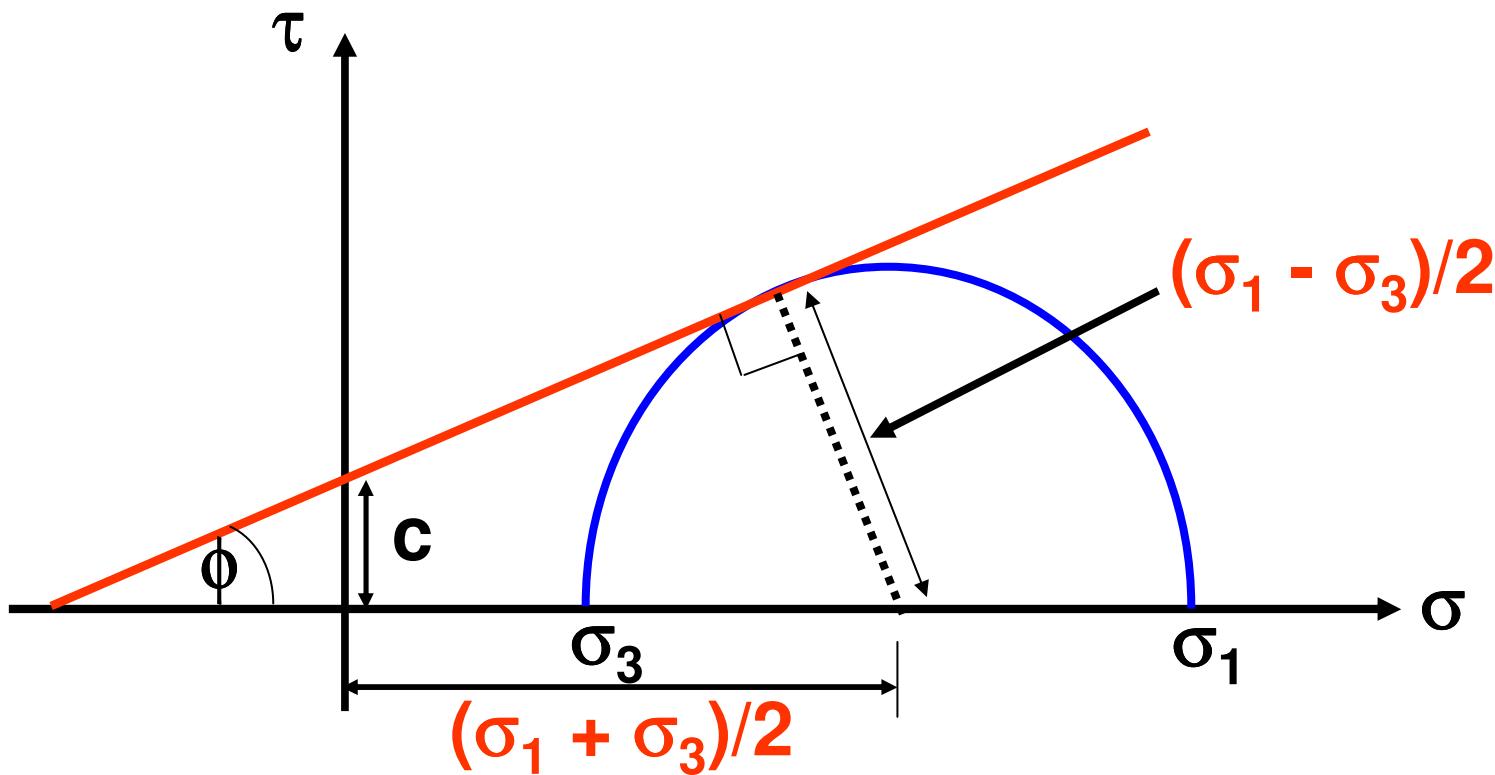


**Nota: Teóricamente  $q_u = c_u$ , sin embargo en el caso  $q_u < c_u$  debido a la falla prematura de la probeta**

## Invariantes de tensiones ( $p$ y $q$ )

$$p \text{ (o } s) = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$q \text{ (o } t) = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

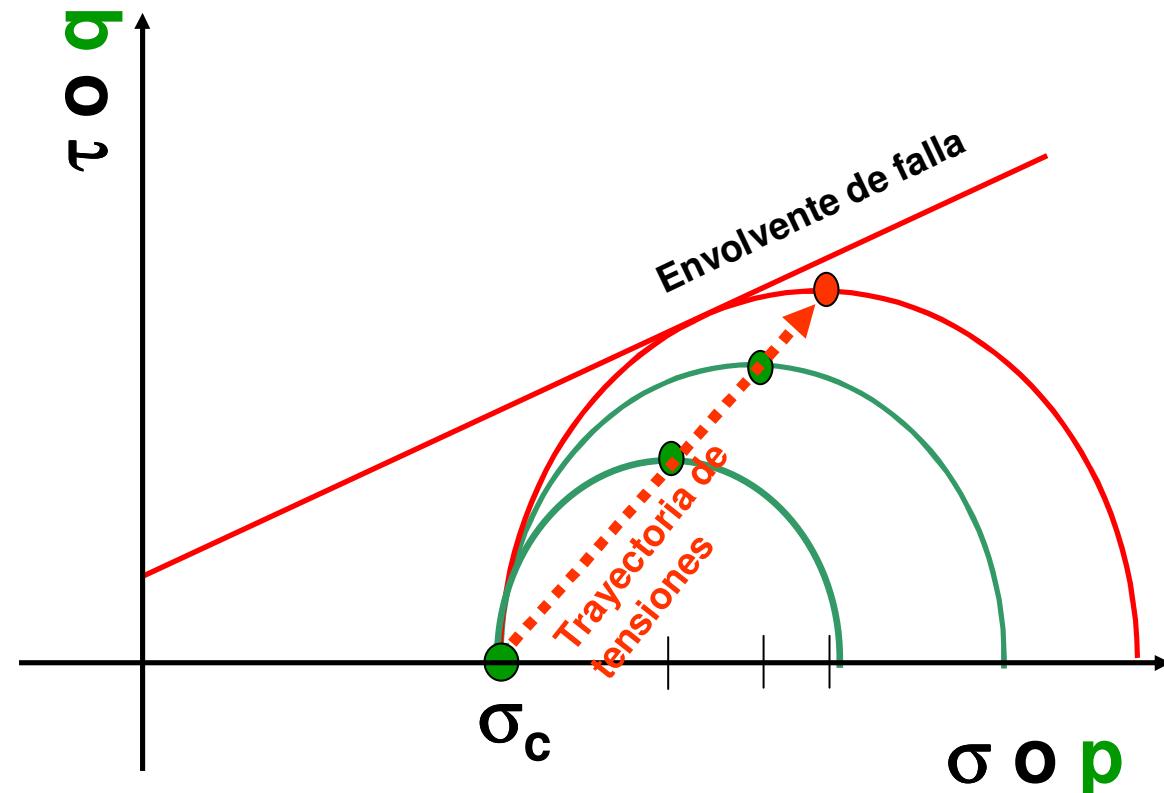
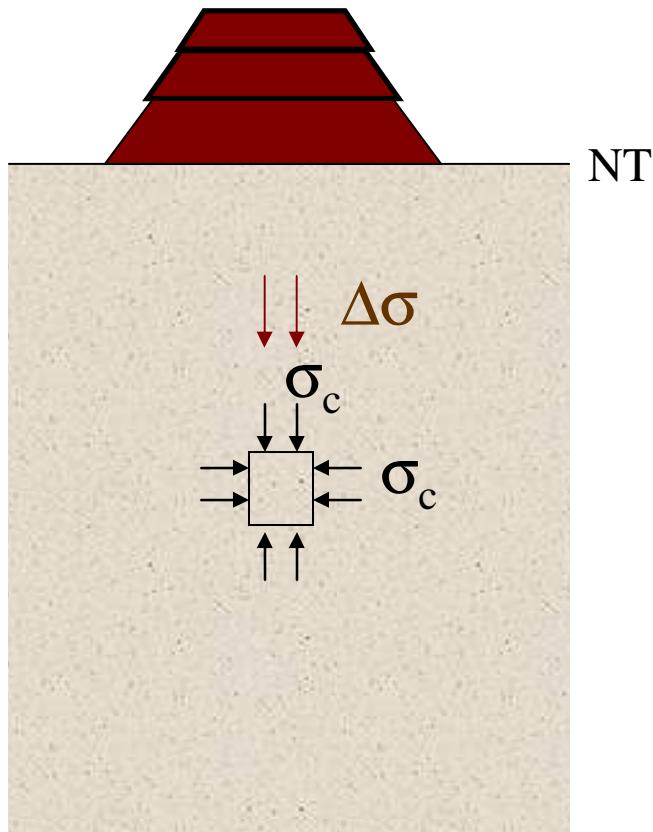


$p$  y  $q$  pueden emplearse para expresar la variación del estado tensional de una probeta durante el ensayo triaxial

# Invariantes de tensiones ( $p$ y $q$ )

$$p \text{ (o } s) = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

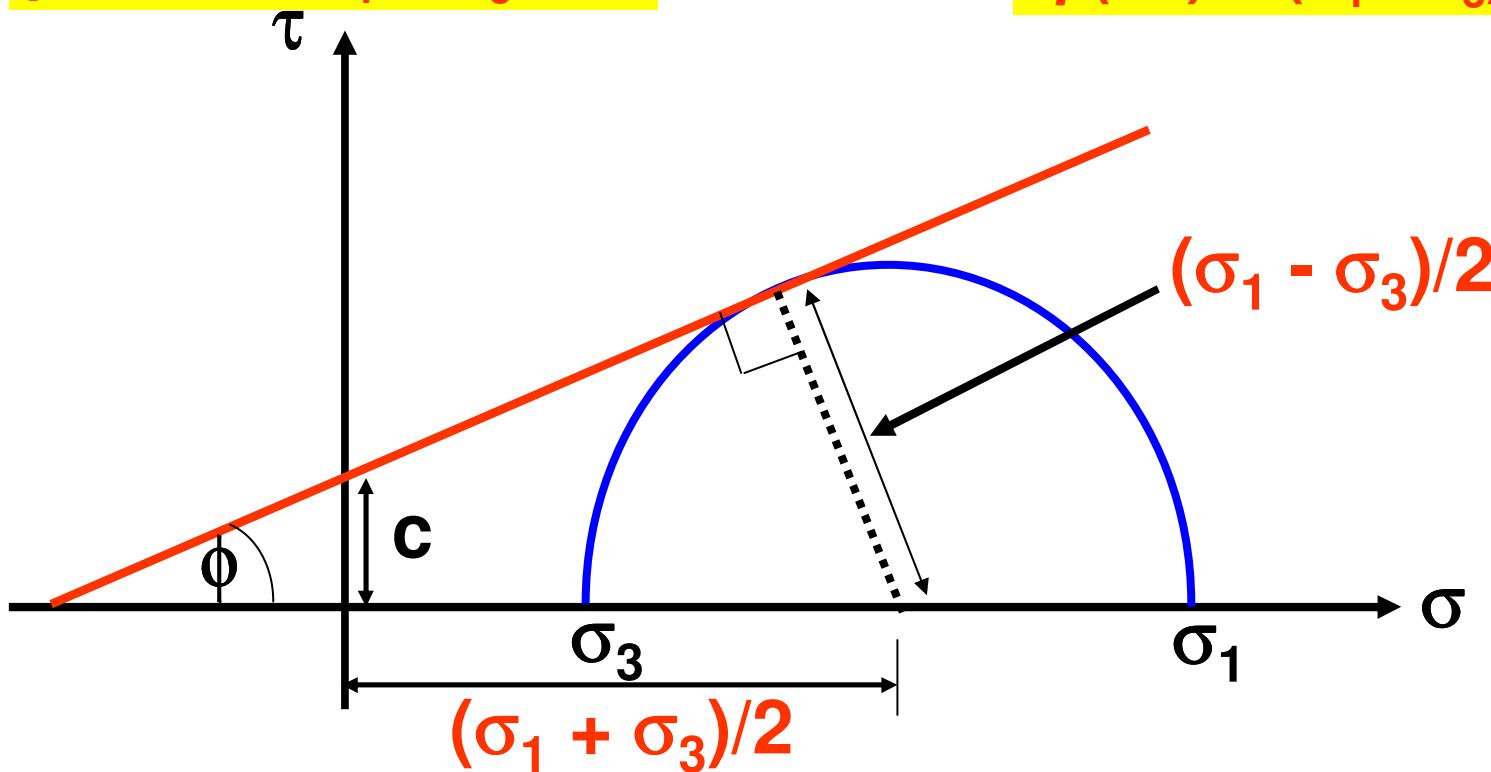
$$q \text{ (o } t) = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$



## Envolvente de falla de Mohr Coulomb en términos de invariantes de tensiones

$$p \text{ (o } s) = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$q \text{ (o } t) = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$



$$\left[ c' \operatorname{Cot} \phi' + \left( \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \right] \sin \phi' = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)$$

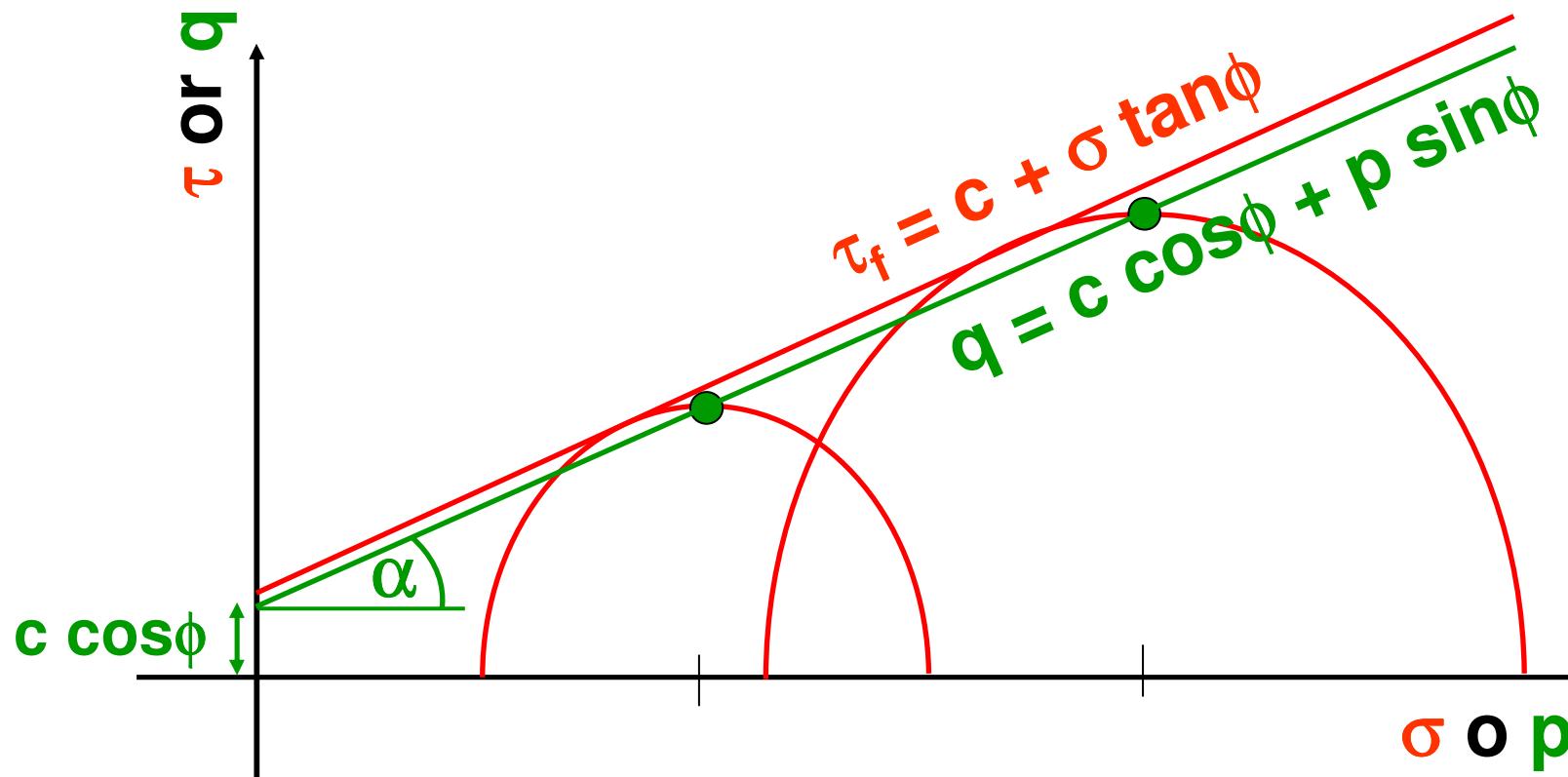
$$\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2} = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \sin \phi' + c' \cos \phi'$$

$$q = p \sin \phi' + c' \cos \phi'$$

## Envolvente de falla de Mohr Coulomb en términos de invariantes de tensiones

$$p \text{ (o } s) = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$q \text{ (o } t) = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$



De allí,  $\sin\phi = \tan\alpha$



$\phi = \sin^{-1}(\tan\alpha)$

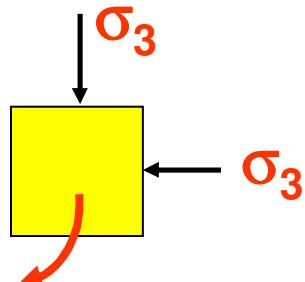
# Trayectorias de tensiones para ensayos Triaxiales CD

En ensayos CD la presión de poros es cero. Entonces, las tensiones totales y efectivas son iguales

$$\begin{aligned} p, p'(\sigma_s, \sigma'_s) &= (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \\ &= (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \end{aligned}$$

$$q(\sigma_t) = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

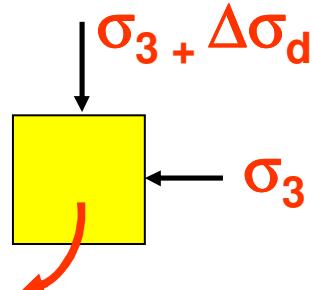
Paso 1



$$p, p'(\sigma_s, \sigma'_s) = \sigma_3$$

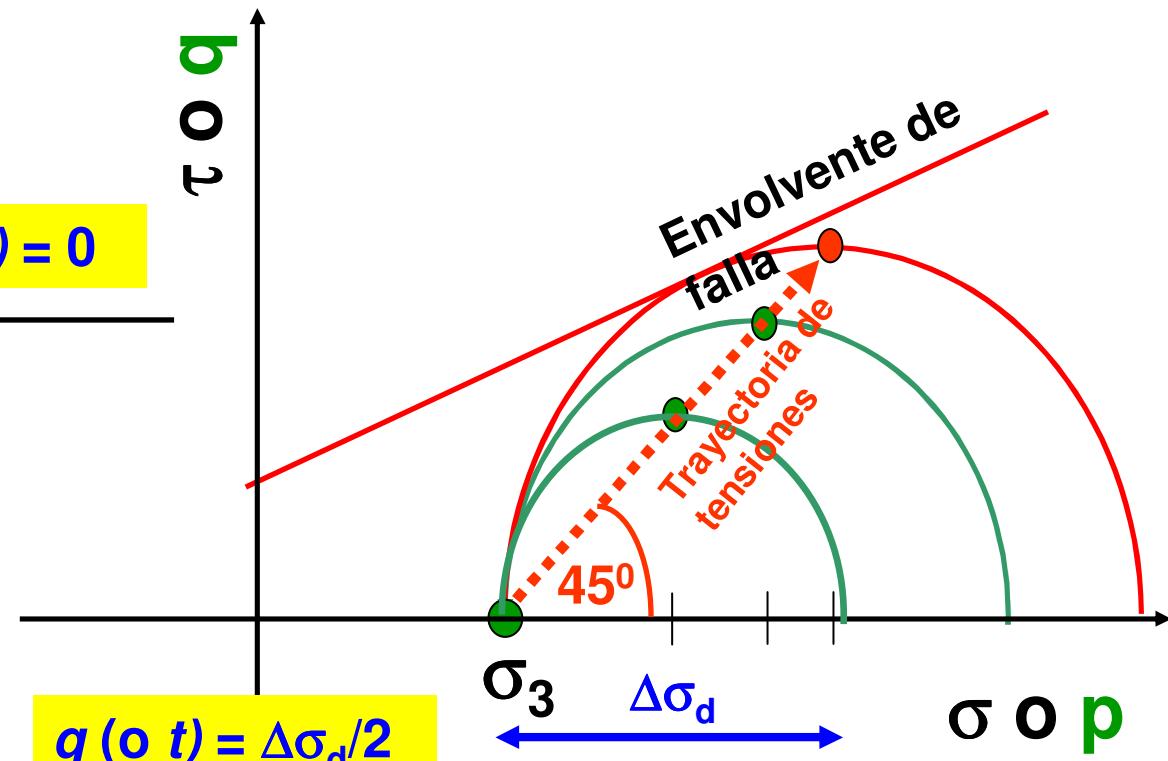
$$q(\sigma_t) = 0$$

Paso 2



$$p, p'(\sigma_s, \sigma'_s) = \sigma_3 + \Delta\sigma_d/2$$

$$q(\sigma_t) = \Delta\sigma_d/2$$



# Trayectorias de tensiones para ensayos triaxiales CU

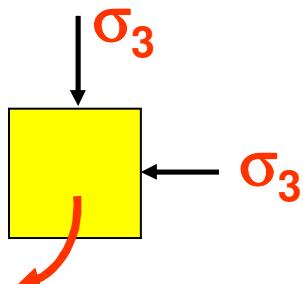
En ensayos CU se desarrolla presión de poros durante el corte

$$p(o s) = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$p'(o s') = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u$$

$$q(o t) = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

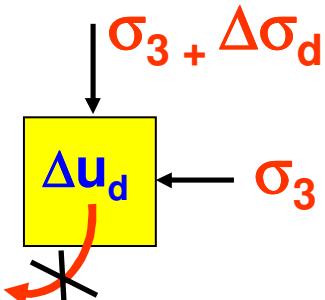
## Paso 1



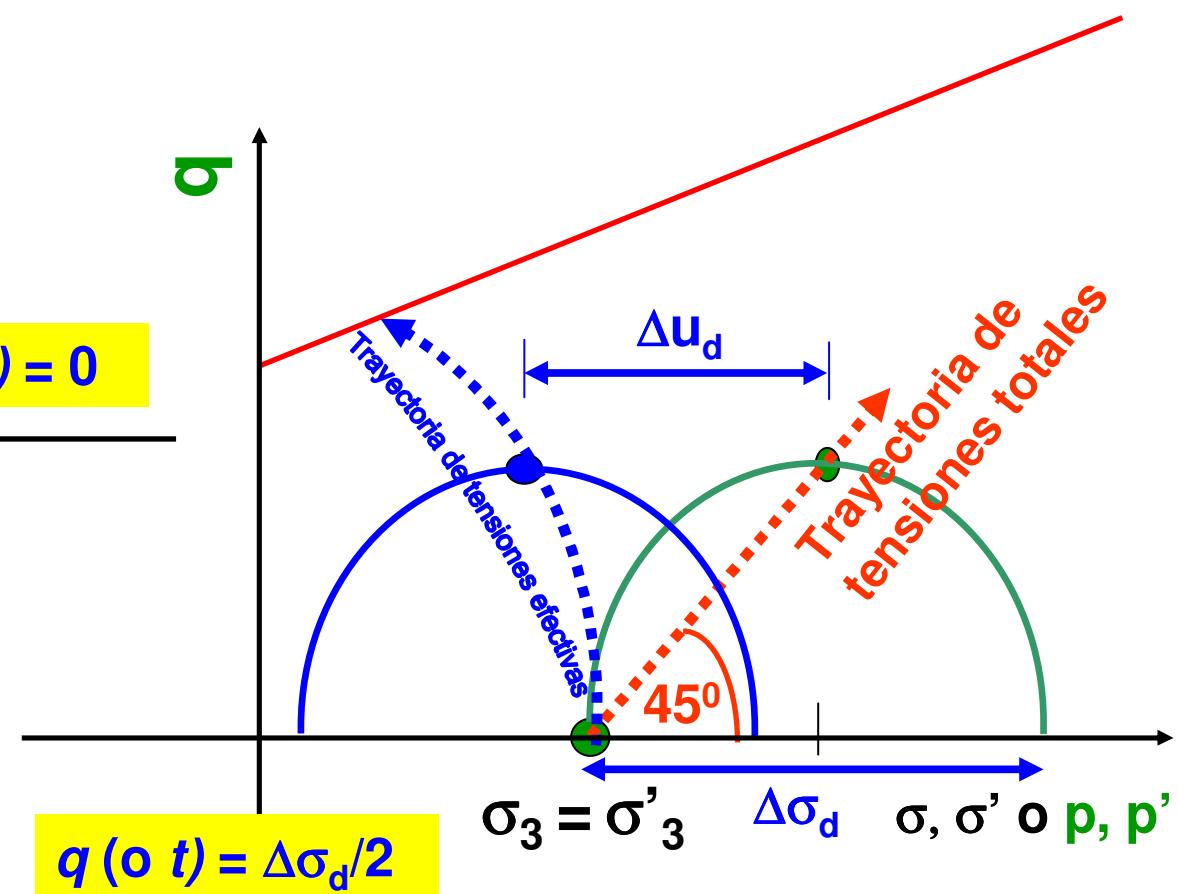
$$p, p'(o s, s') = \sigma_3$$

$$q(o t) = 0$$

## Paso 2



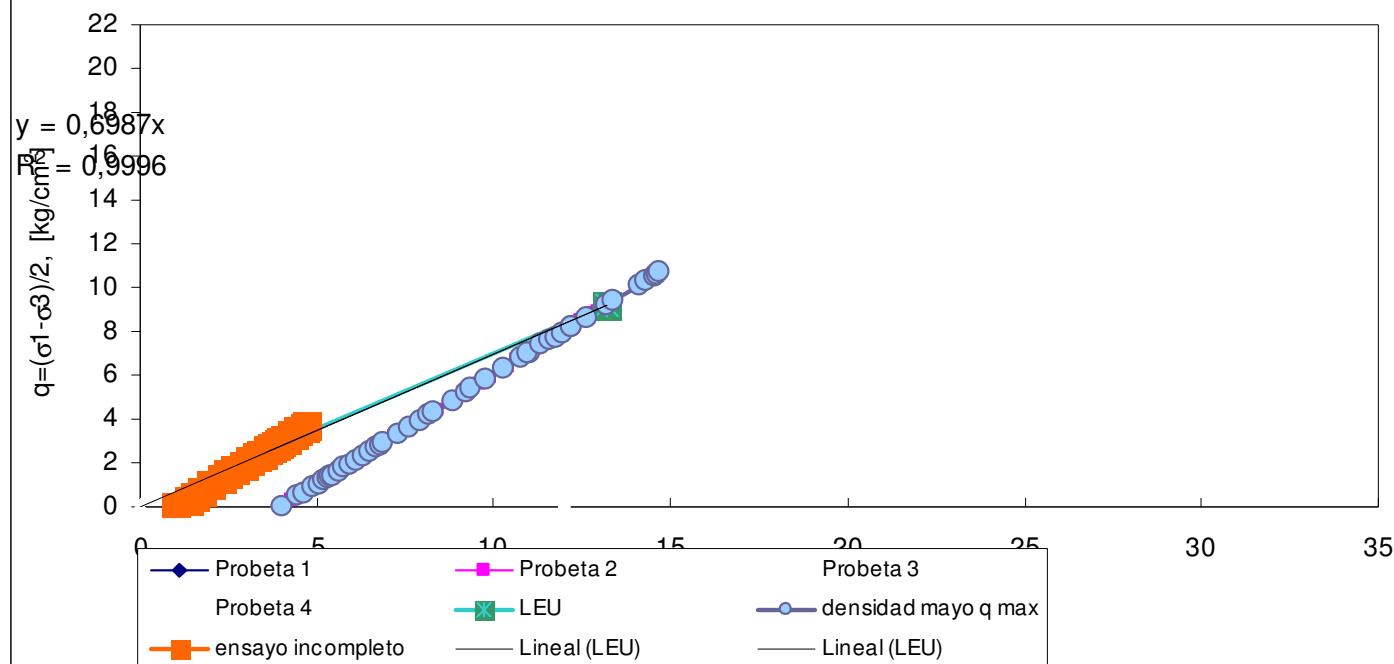
$$p(o s) = \sigma_3 + \Delta\sigma_d/2$$



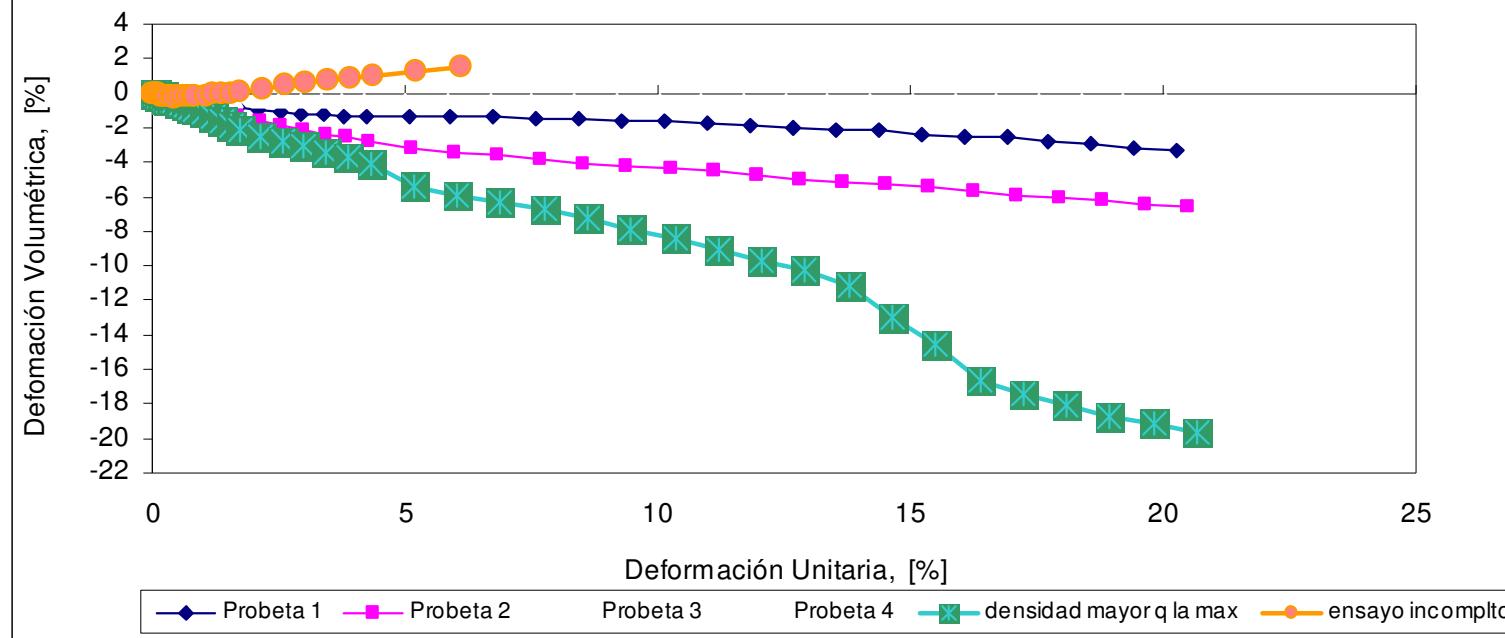
**TRIAXIAL CID, p - q,**

Proyecto: OL-4283

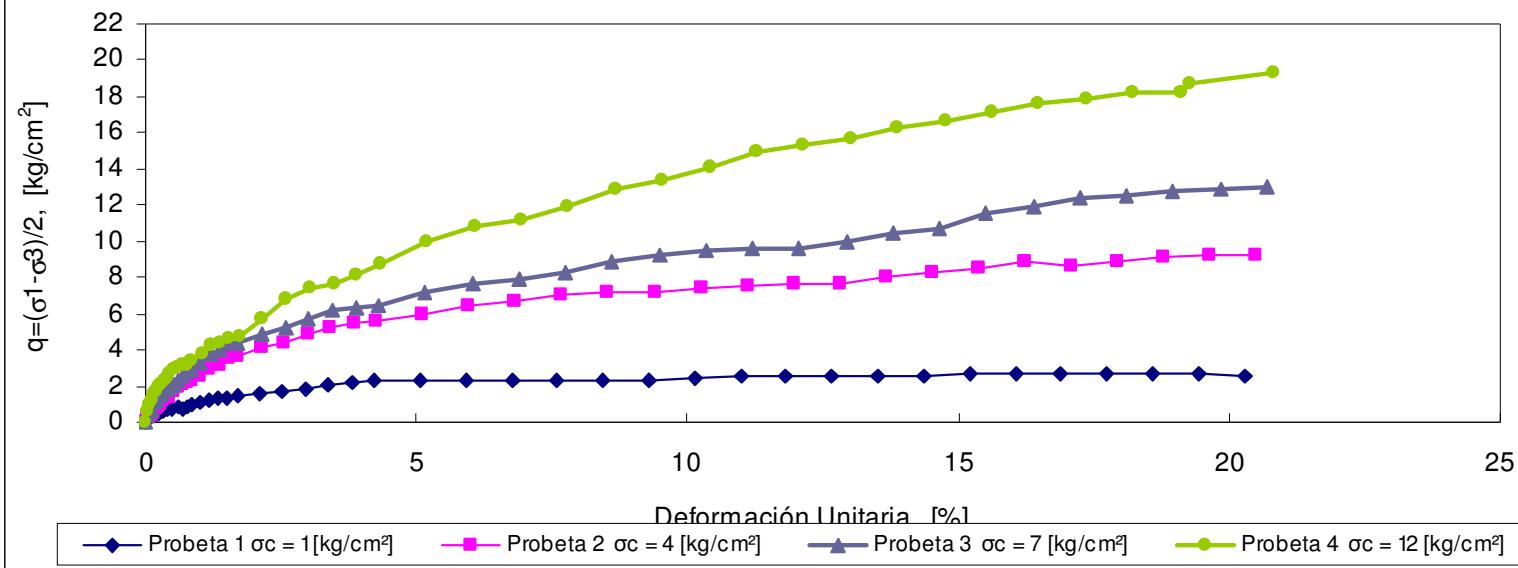
Muestra: PEBBLES



**TRIAXIAL CID,  $\epsilon - \epsilon_V$ ,**  
Proyecto: OL-4283  
Muestra: PEBBLES



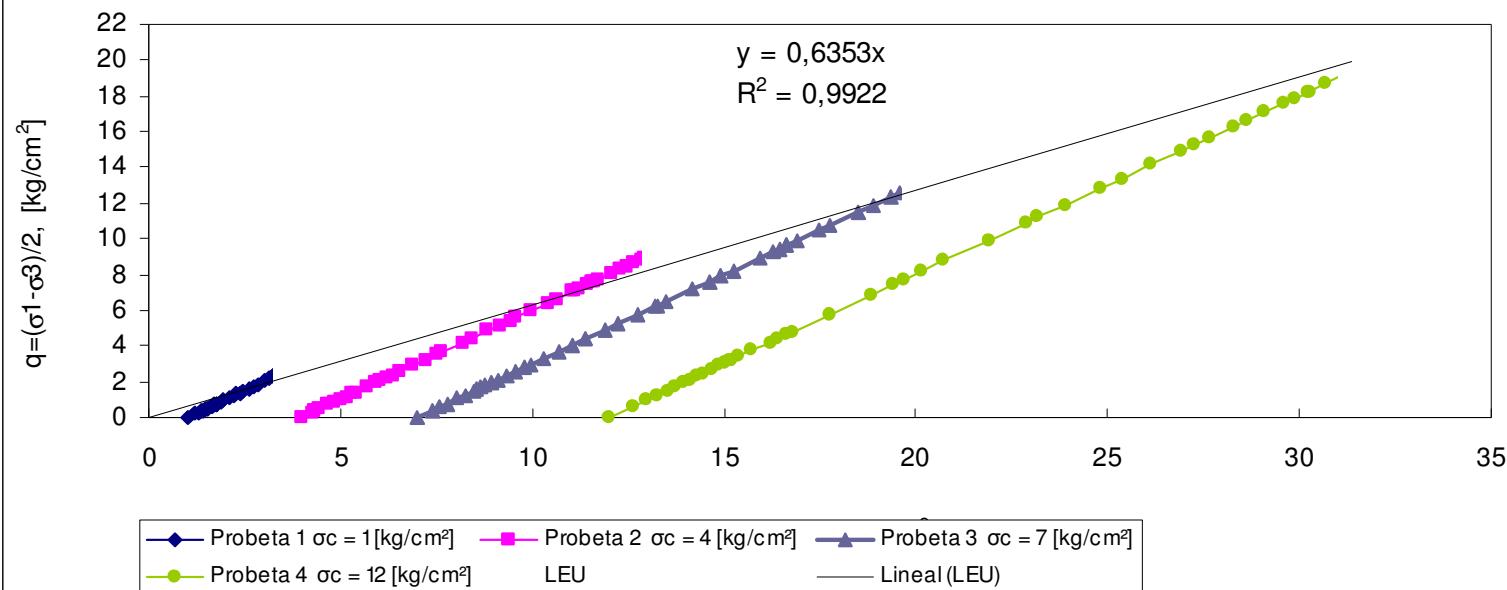
**TRIAXIAL CID,  $\varepsilon$  - q,**  
Proyecto: Caserones  
Muestra: PEBBLES

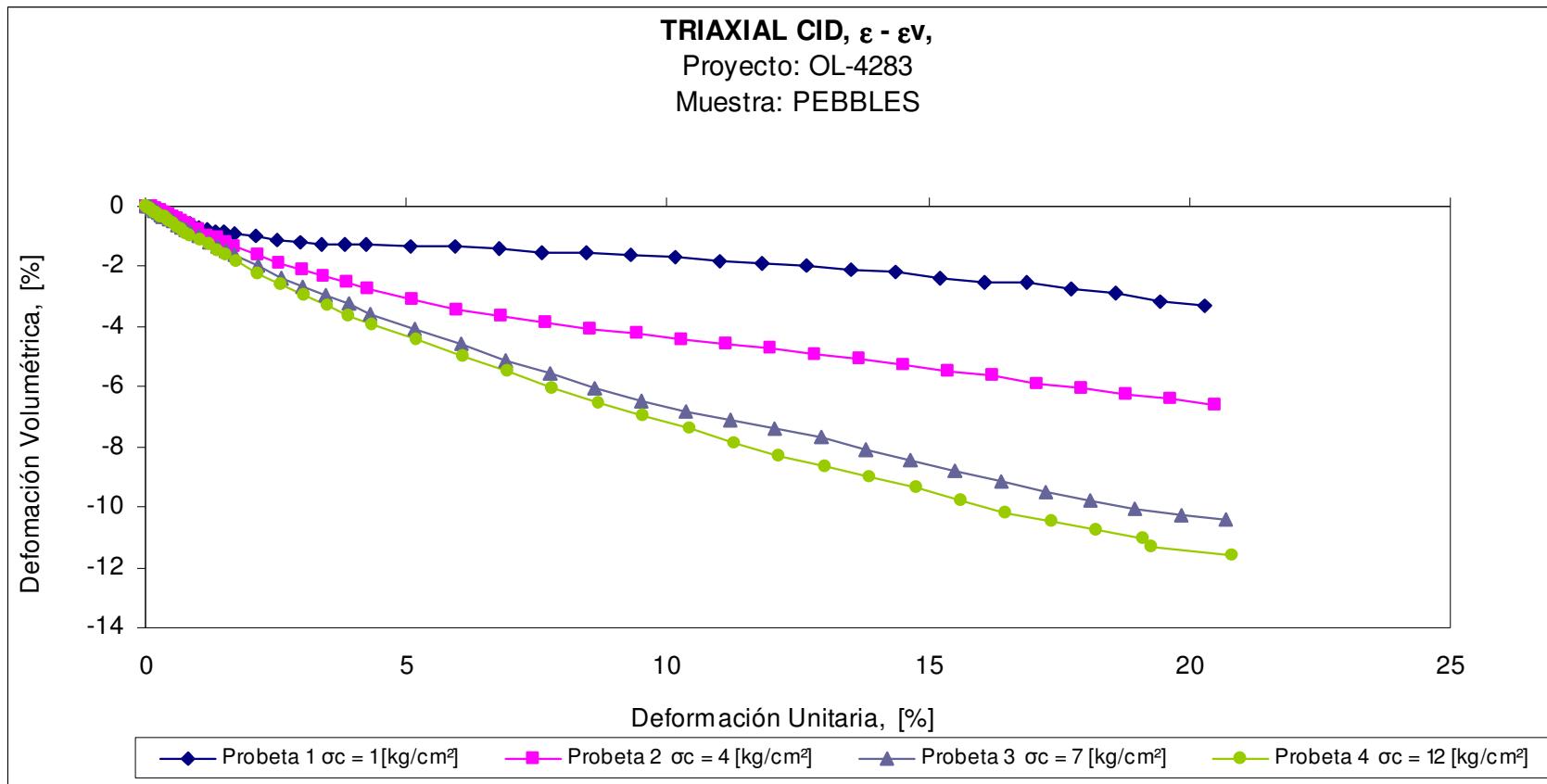


**TRIAXIAL CID, p - q,**

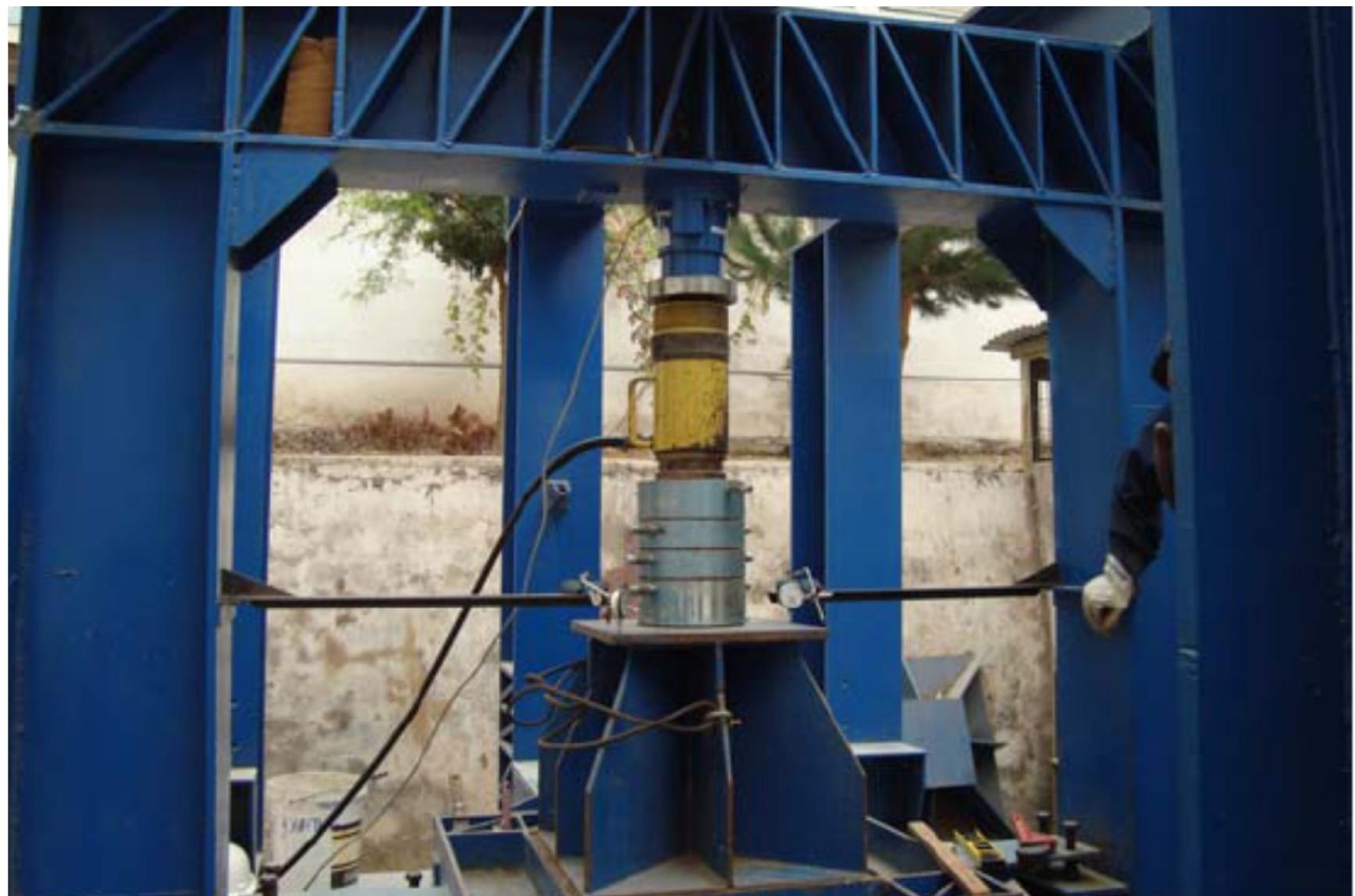
Proyecto: OL-4283

Muestra: PEBBLES











## Otros ensayes de laboratorio

Corte Directo Simple

Ensaye de Anillo Torsional

Ensaye Triaxial Plano

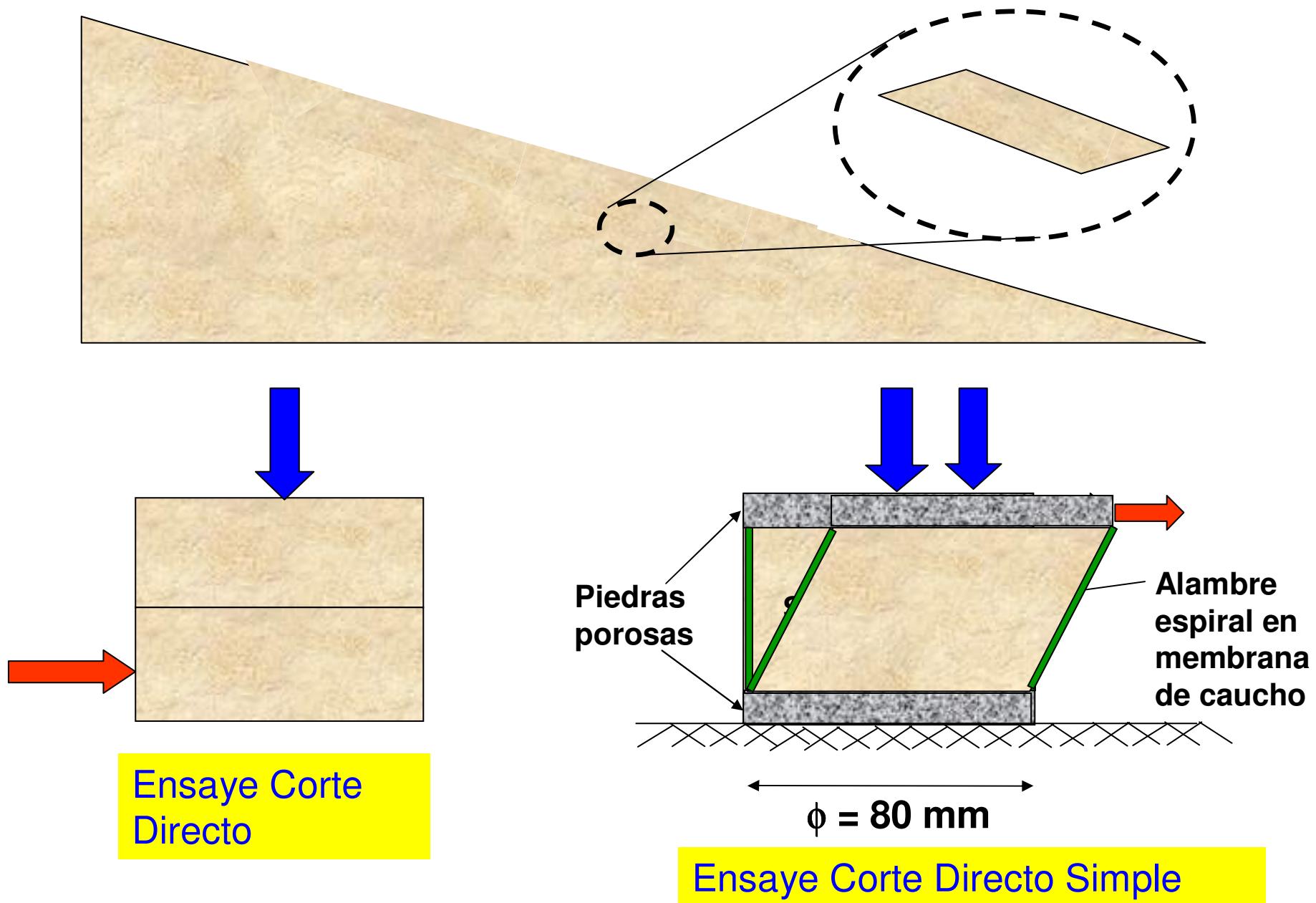
# Otros ensayes de Laboratorio

Corte Directo Simple

Ensaye de Anillo Torsional

Ensaye Triaxial Plano

# Ensaye Corte Directo Simple



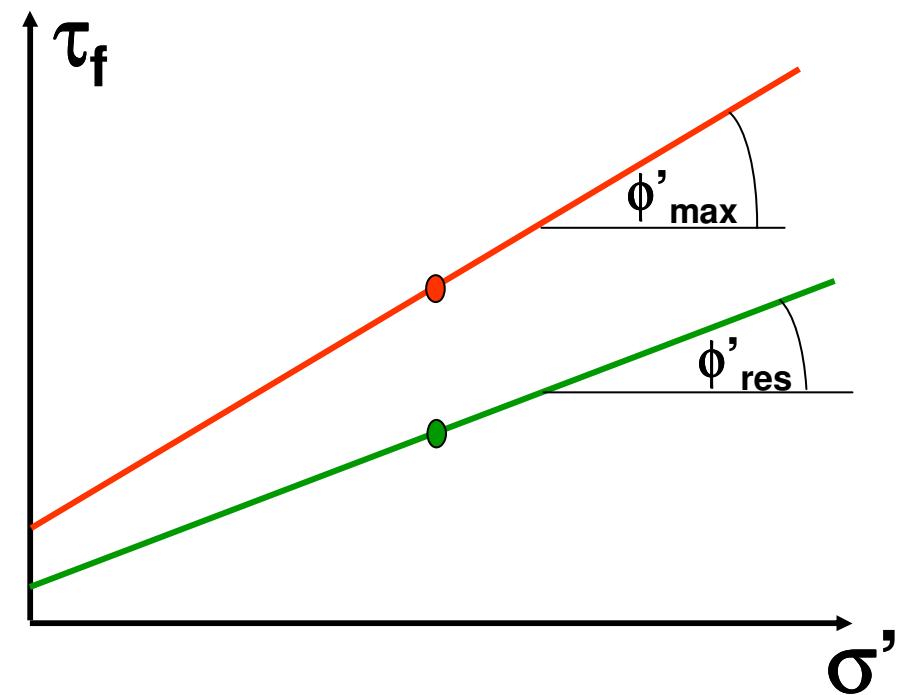
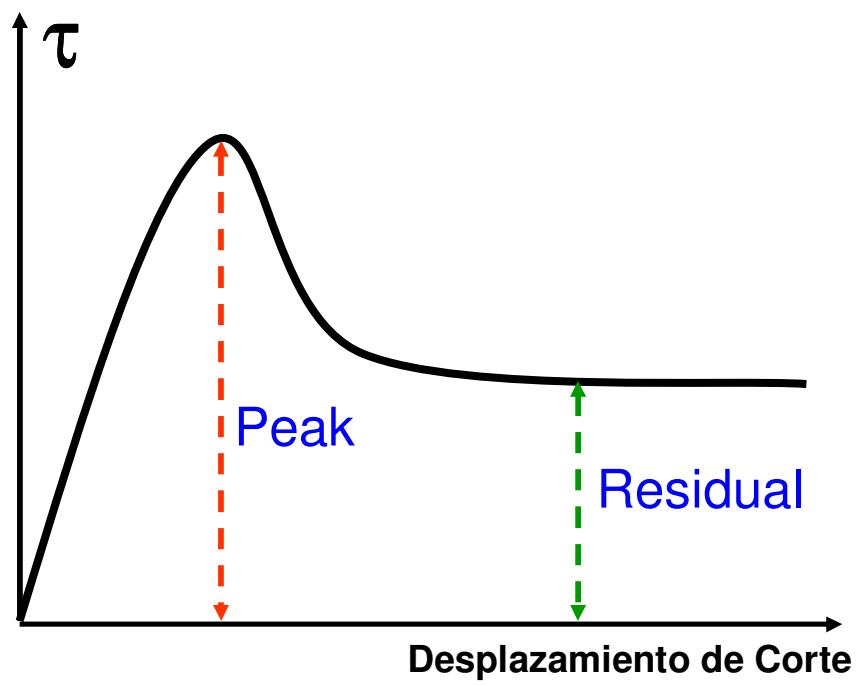
## Otros ensayes de Laboratorio

Ensaye Corte Directo Simple

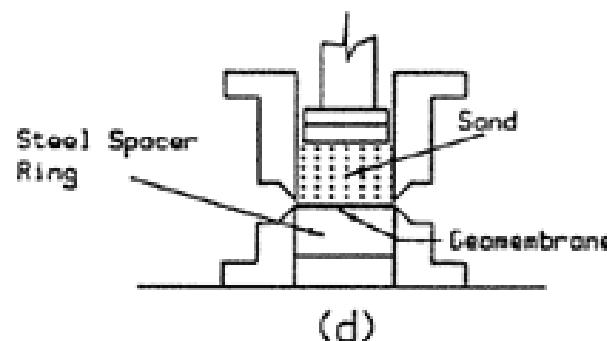
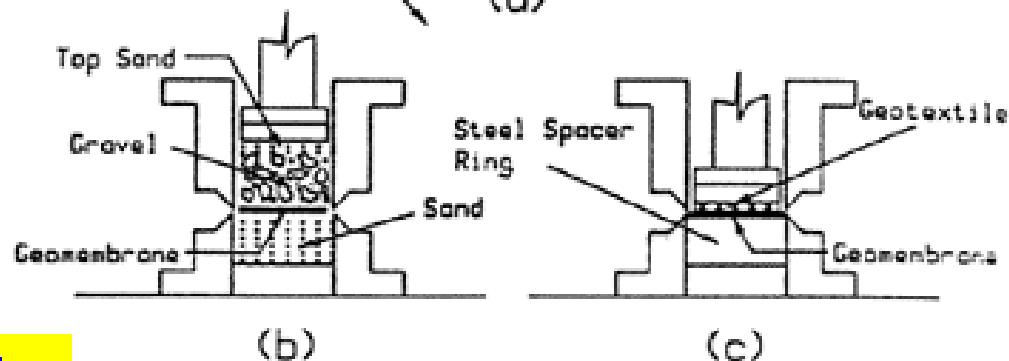
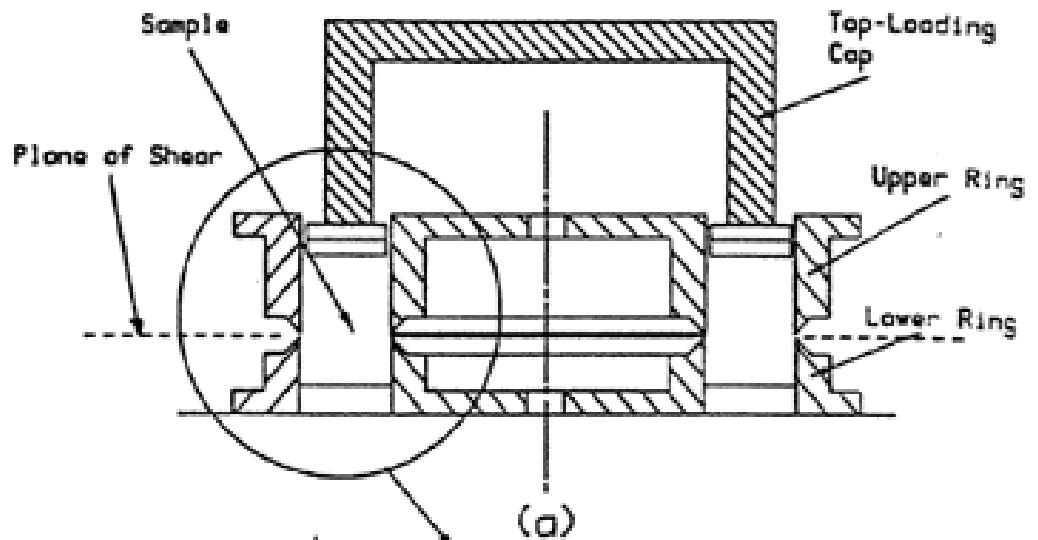
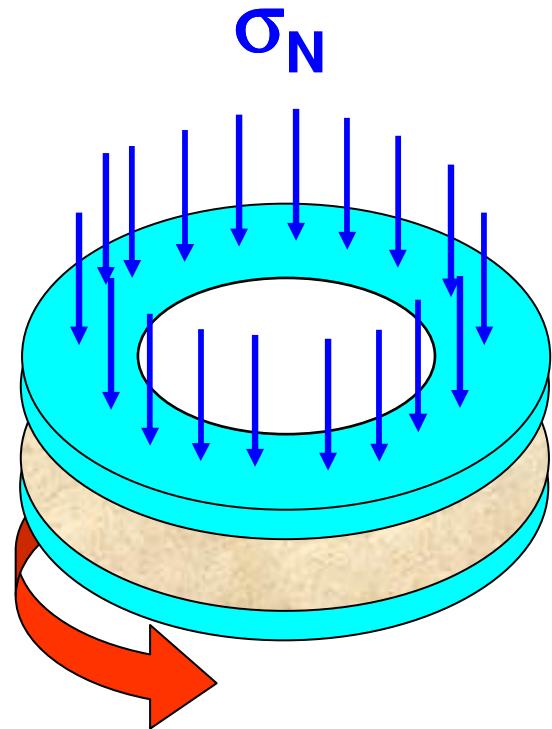
Ensaye de Anillo Torsional

Ensaye Triaxial plano

# Ensaye de Anillo Torsional



# Ensaye de Anillo Torsional



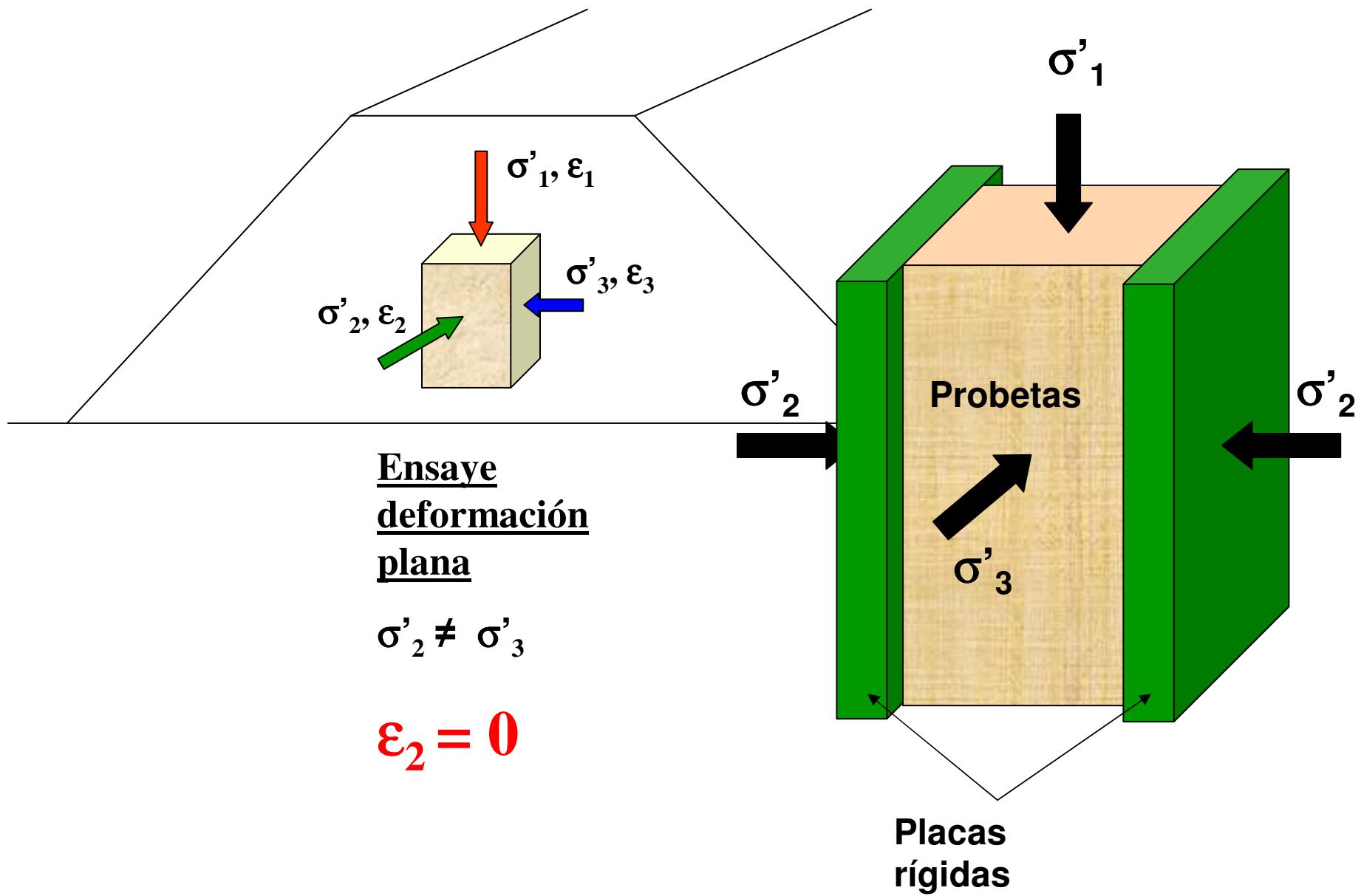
Preparación de la muestra anular no perturbada es muy difícil. Por ende, generalmente se emplean muestras remoldeadas

Direct simple shear test

Torsional ring shear test

Ensaye Triaxial Plano

# Ensaye Triaxial Plano



# Ensajes de Corte In situ

Veleta

Torvena

Penetrometro

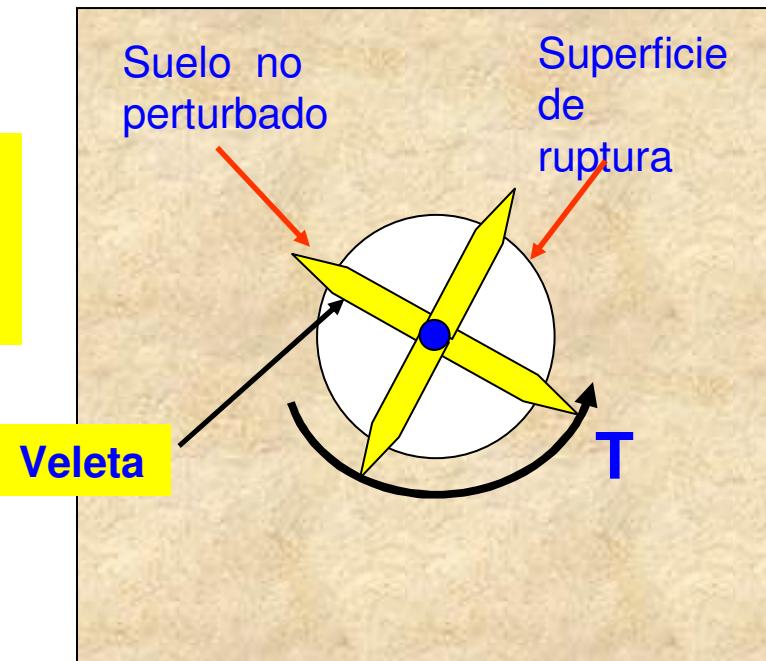
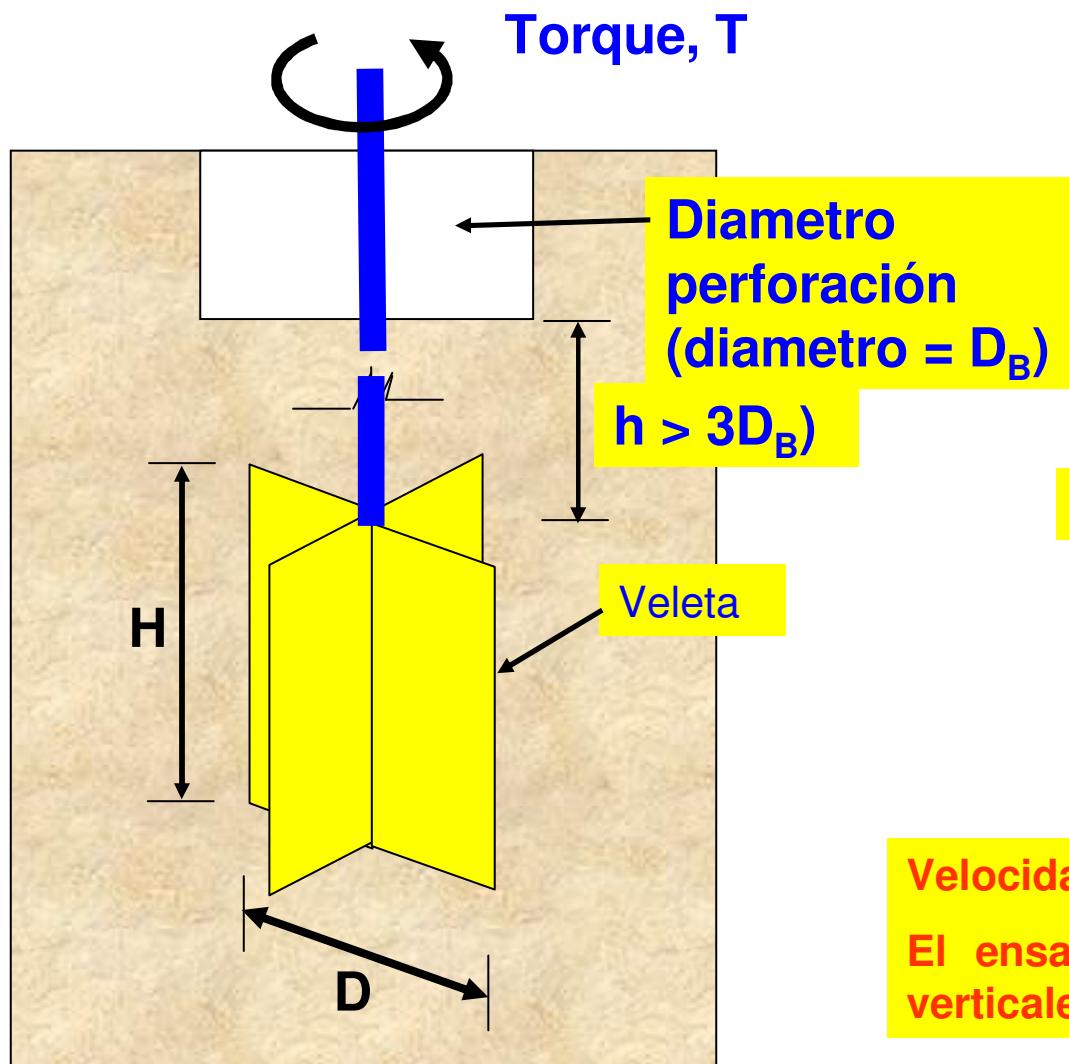
Presiometro

Penetrometro de Cono estatico, PCPT)

Standard Penetration Test, SPT

# Veleta

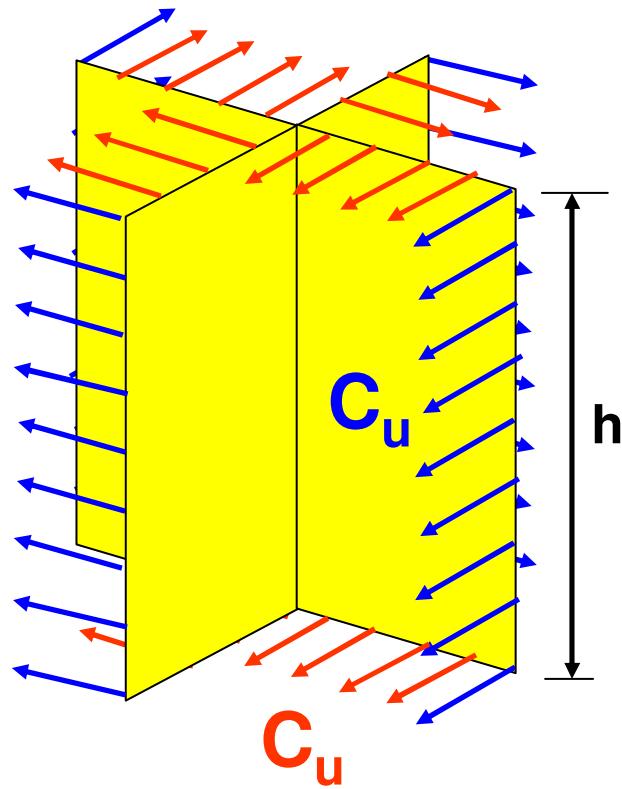
Para resistencia al corte no drenada ( $C_u$ ) y sensibilidad de arcillas blandas



**PLANTA**

Velocidad de rotación :  $6^{\circ} - 12^{\circ}$  por minuto  
El ensayo puede efectuarse cada 0.5 m verticales

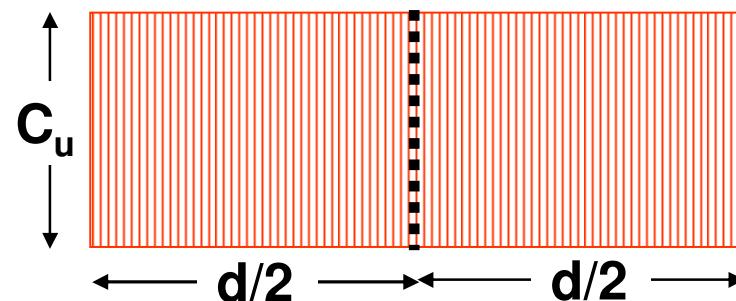
# Veleta



Como el ensaye es rápido se espera una condición no drenada(UU)

$$T = M_s + M_e + M_e = M_s + 2M_e$$

$M_e$  – Asumiendo una distribución uniforme de resistencia al corte



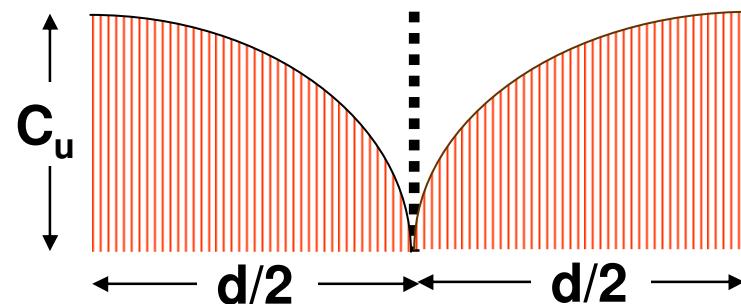
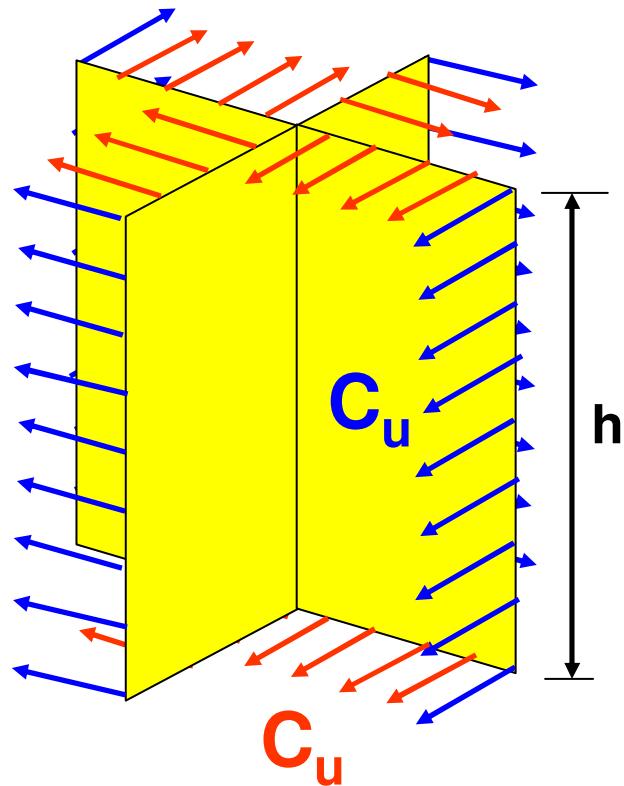
$$M_e = \int_0^{\frac{d}{2}} (2\pi r dr) \cdot C_u r$$

$$M_e = 2\pi C_u \int_0^{\frac{d}{2}} r^2 dr = 2\pi C_u \left[ \frac{r^3}{3} \right]_0^{\frac{d}{2}}$$

$$M_e = \frac{2\pi C_u}{3} \left[ \frac{d^3}{8} \right] = \frac{\pi C_u d^3}{12}$$

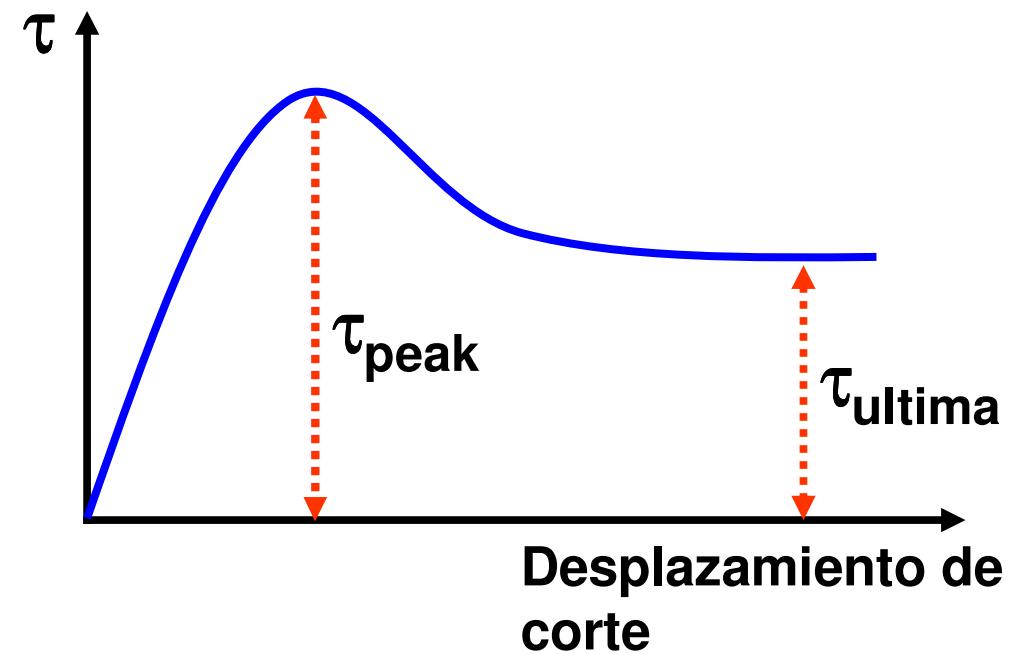
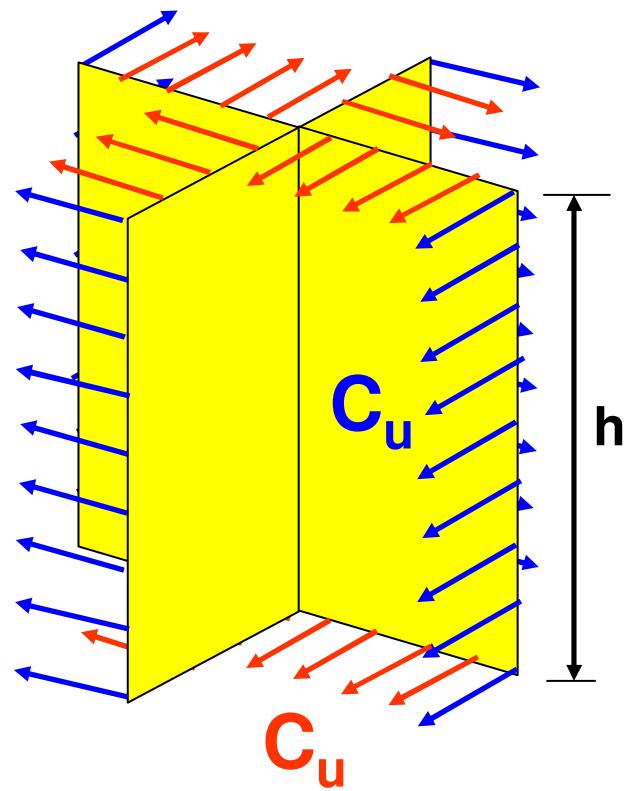
# Veleta

$$T = M_s + M_e + M_e = M_s + 2M_e$$



$$C_u = \frac{T}{\pi \left( \frac{d^2 h}{2} + \frac{3d^3}{20} \right)}$$

# Veleta



Sensibilidad = resist  
peak/resist última

## Corrección de resistencia al corte de veleta

Bjerrum (1974) propuso corregir los valores de terreno,  $C_u$  en aras de la seguridad de los diseños.

$$C_{u(\text{diseño})} = \lambda C_{u(\text{veleta})}$$

Con,  $\lambda$  = factor de corrección =  $1.7 - 0.54 \log (IP)$

IP = Indice plasticidad

# Torvena

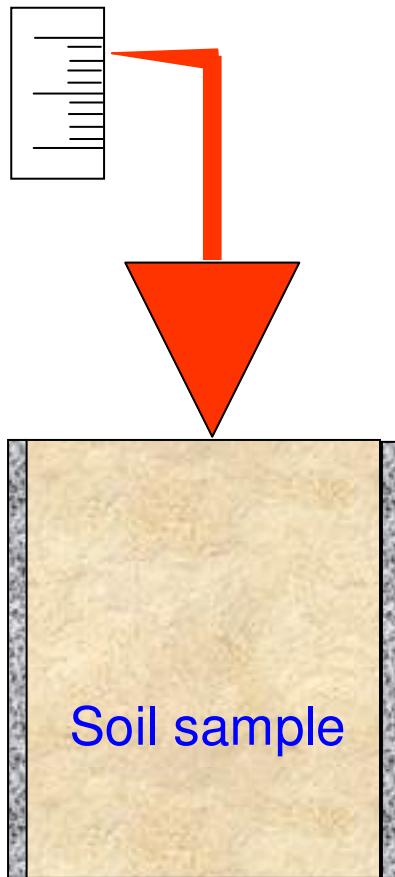


# Penetrometro

Entrega resistencia a compresión no confinada ( $q_u$ ) por medio de resorte calibrado.



## **Swedish Fall Cone** (suitable for very soft to soft clays)



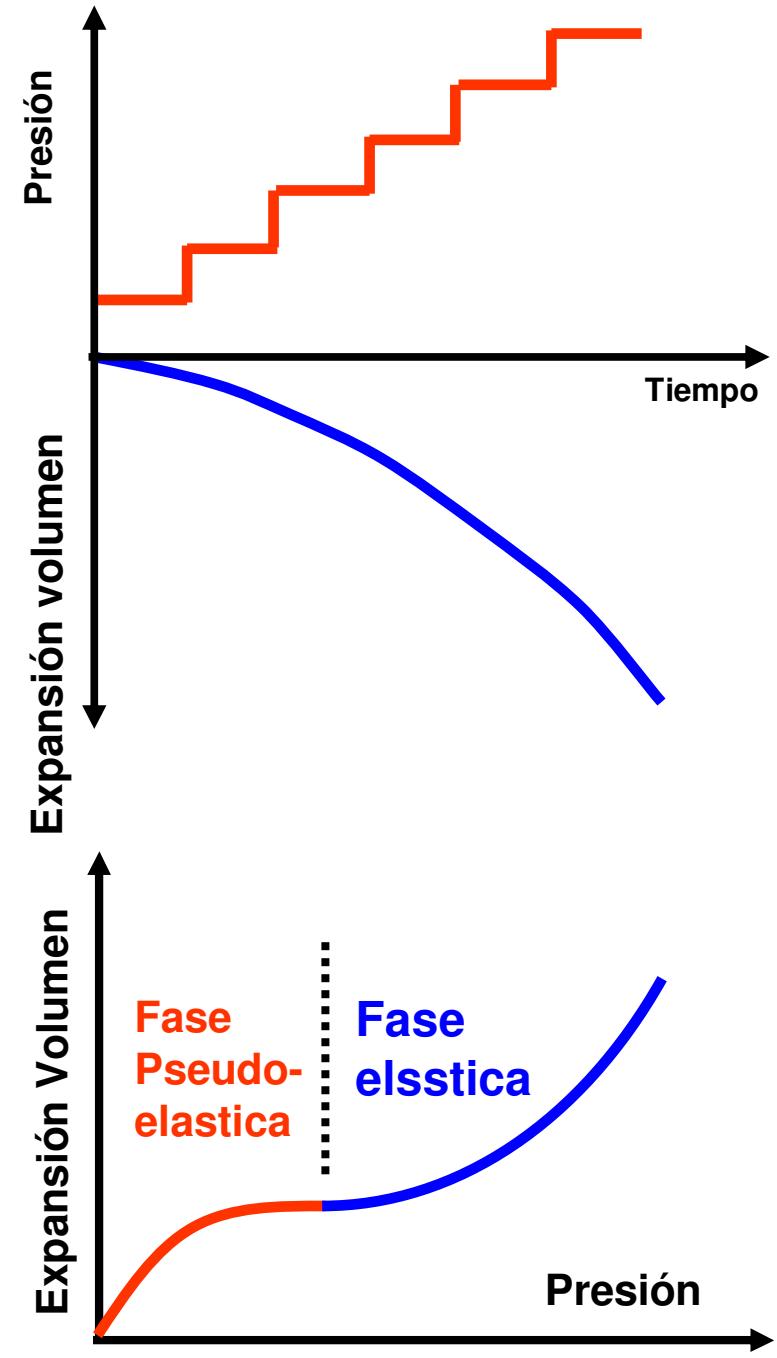
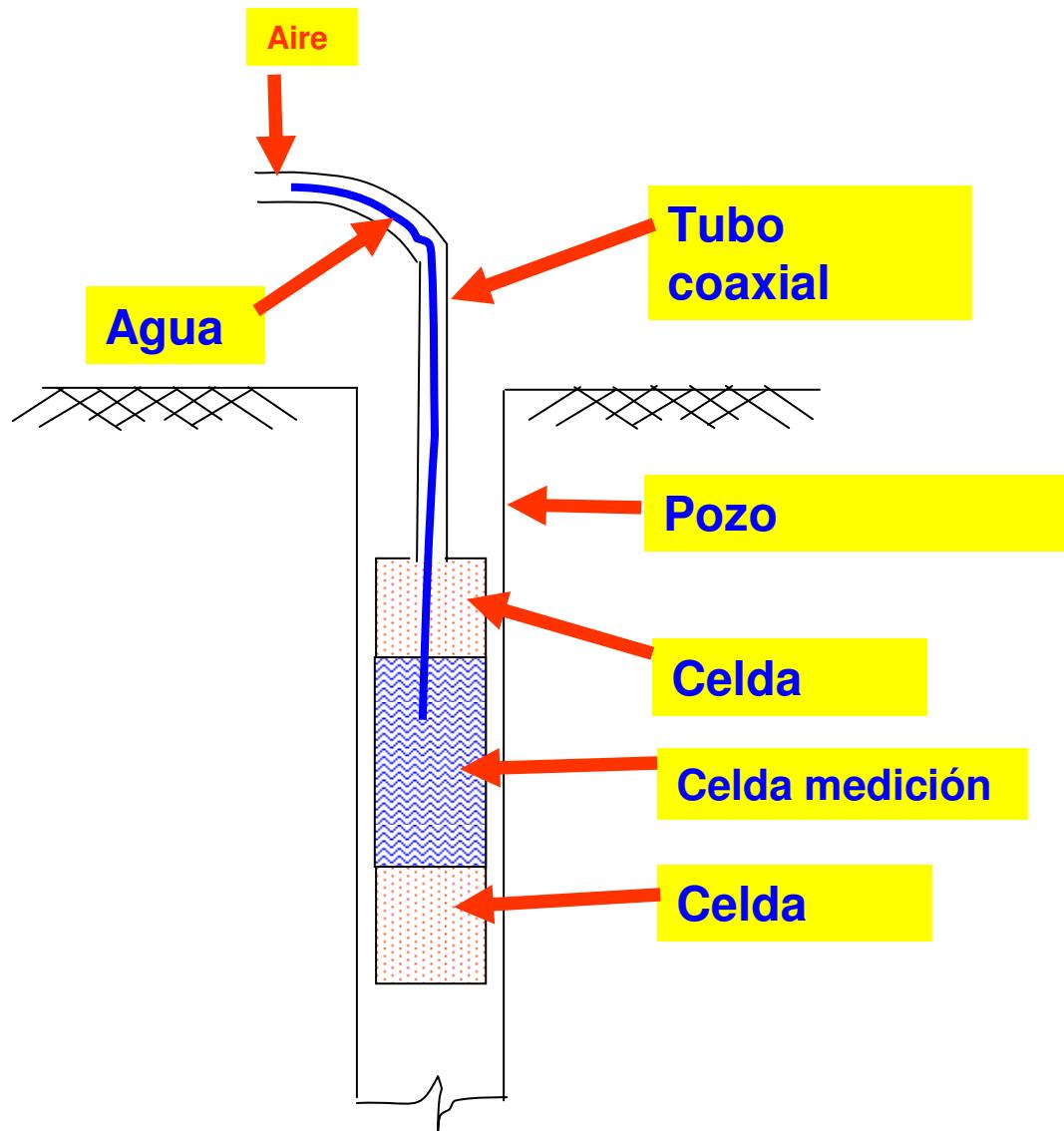
$C_u \propto$  Mass of the cone  
 $\propto 1/(\text{penetration})^2$

The test must be calibrated

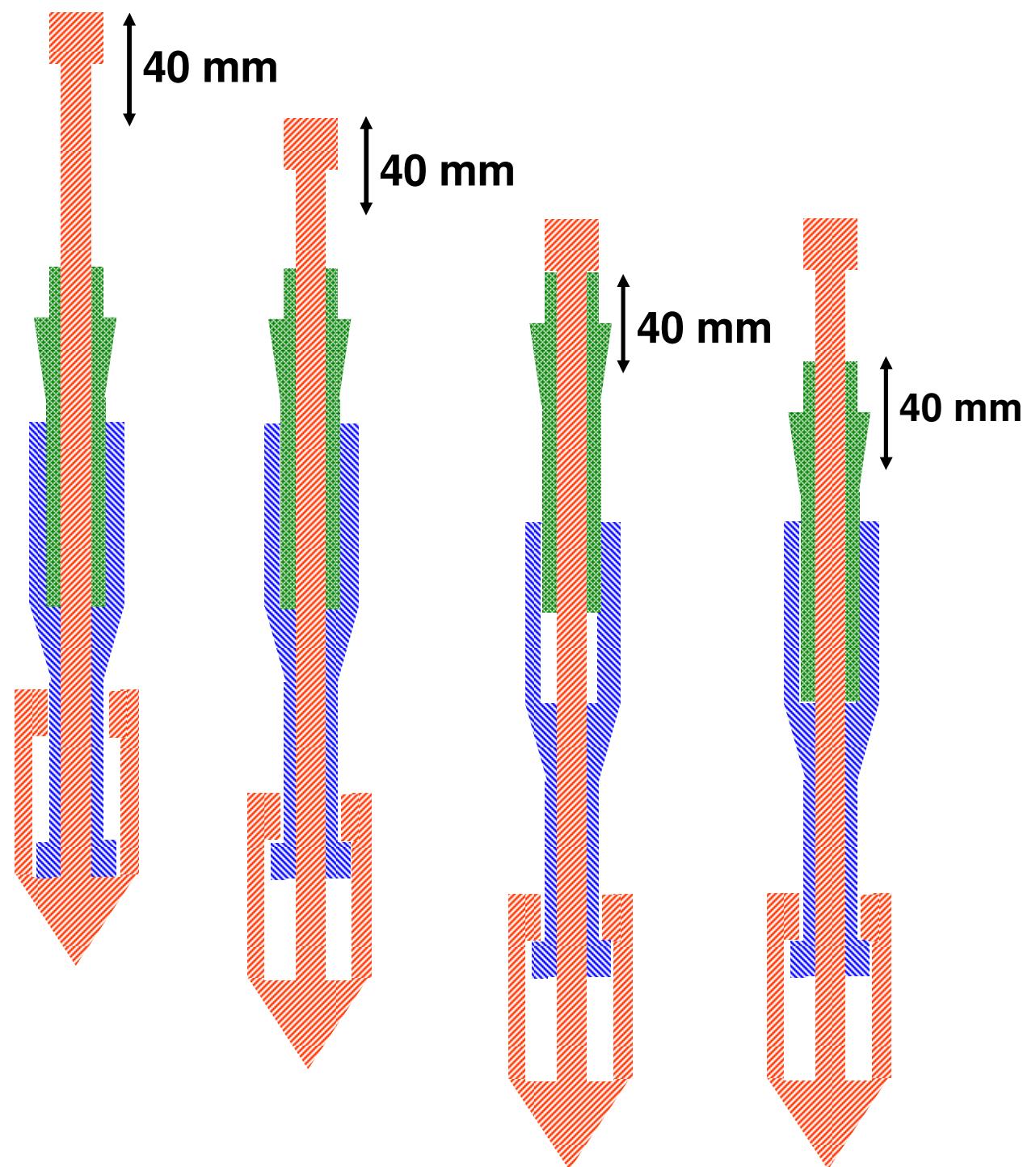
# Presiómetro



# Presiometro (Menard)



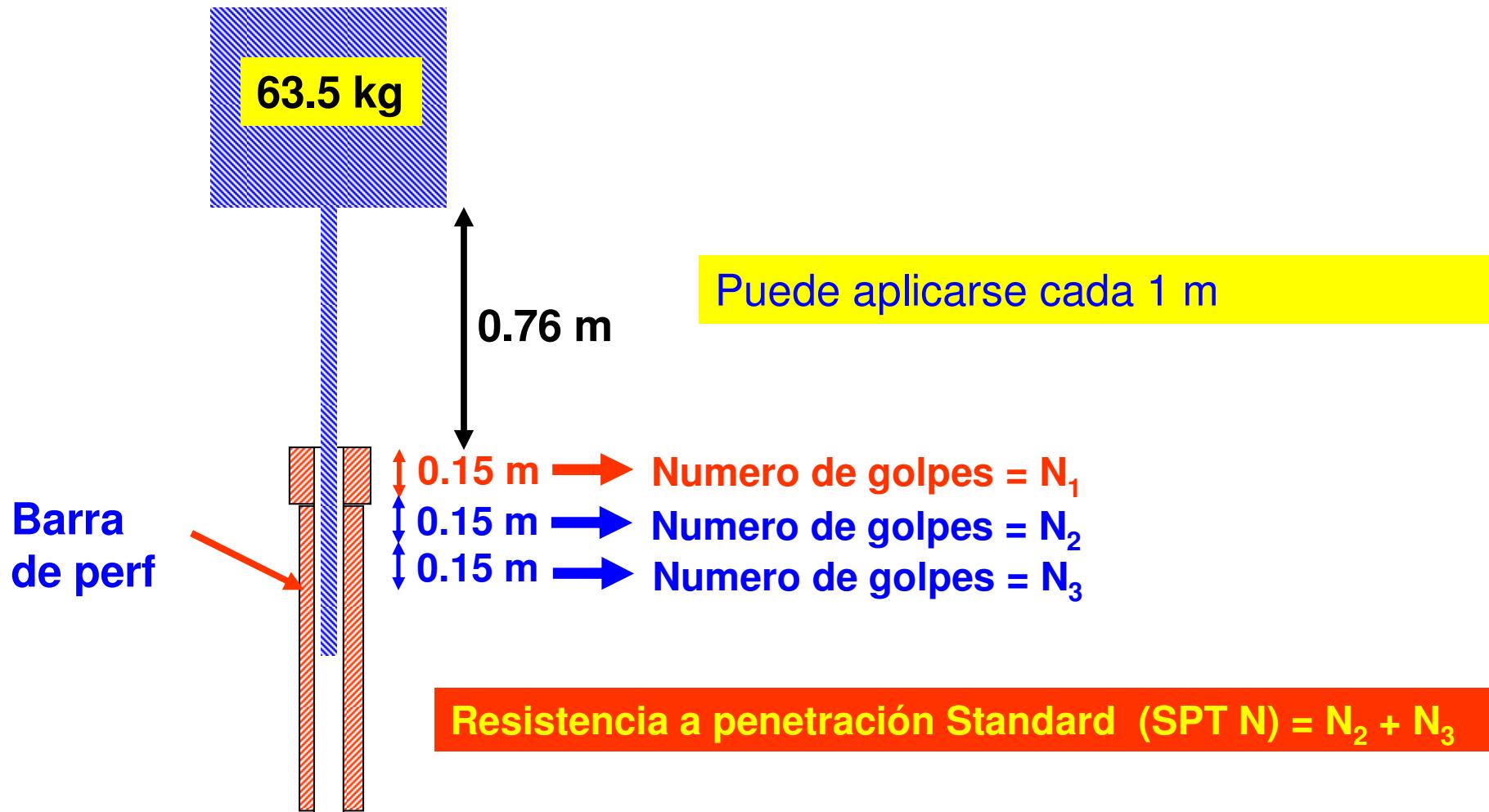
# Penetrometro estatico de cono



Aquellos que pueden medir presiones de poros se les llama piezocones

# Standard Penetration Test, SPT

Existen diversas corelaciones ( $c$ ,  $\phi$ , ect) para  $N$



## VALORES INDICATIVOS DE $\phi$

Arenas, granos redondeados	$\phi$ (grados)
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
Arenas granos angulares	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
Grava con algo de arena	34 - 48
Limos	26 - 35
Arcillas normalmente consolidadas	20 - 30

# **Standard Penetration Test, SPT**



**SPT (Manual operation)**

## Correlaciones para resistencia al corte

Para arcillas NC, la resistencia al corte no drenada ( $c_u$ ) se incrementa con la presión efectiva,  $\sigma'_0$

$$\frac{c_u}{\sigma'_0} = 0.11 + 0.0037(PI)$$

Skempton (1957)

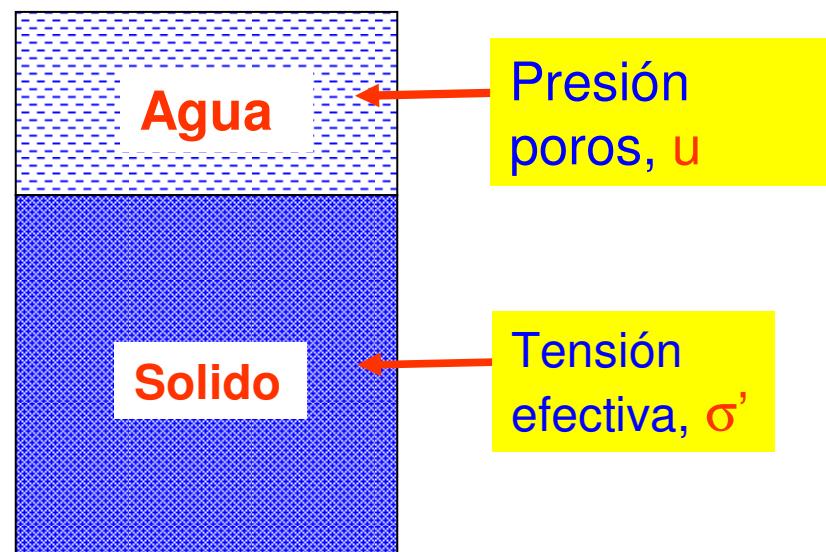
Indice de Plasticidad ( %)

Para arcillas NC, el ángulo de fricción efectivo ( $\phi'$ ) se relaciona con el IP según:

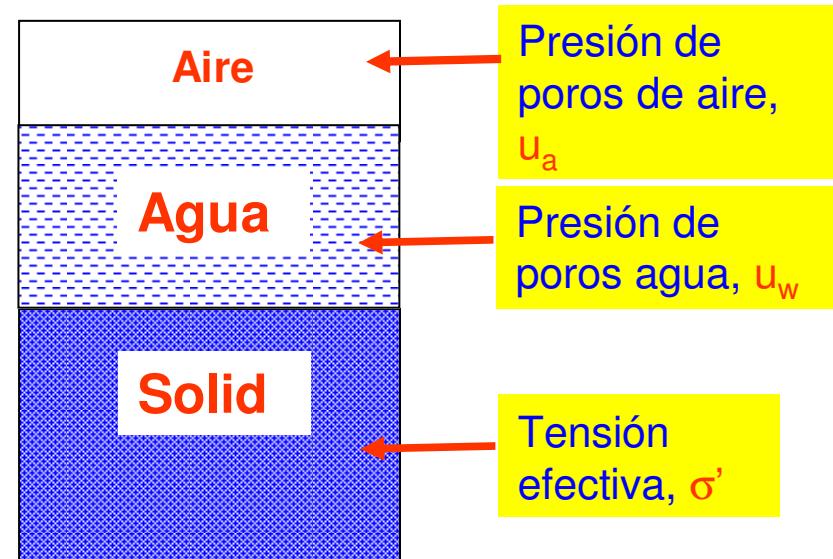
$$\sin \phi' = 0.814 - 0.234 \log(IP) \quad \text{Kenny (1959)}$$

# Resistencia al corte de suelos parcialmente saturados

En las secciones previas se abordó la resistencia al corte de suelos saturados. Sin embargo, en algunos casos, será necesario estudiar suelos no saturados.



Suelos  
saturados



Suelos  
Nosaturados

La presión de poros de agua puede ser negativa

## Resistencia al corte de suelos parcialmente saturados

Bishop (1959) propuso una ecuación para la resistencia al corte de suelos no saturados

$$\tau_f = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi'$$

Donde,

$\sigma_n - u_a$  = Tensión normal neta

$u_a - u_w$  = Succión

$\chi$ = parámetro dependiente del grado de saturación

( $\chi = 1$  para suelos saturados y  $0$  para suelos secos)

Fredlund et al (1978) modificó dicha relación

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

Donde,

$\tan \phi^b$  = Tasa de aumento de la resistencia al corte con la succión

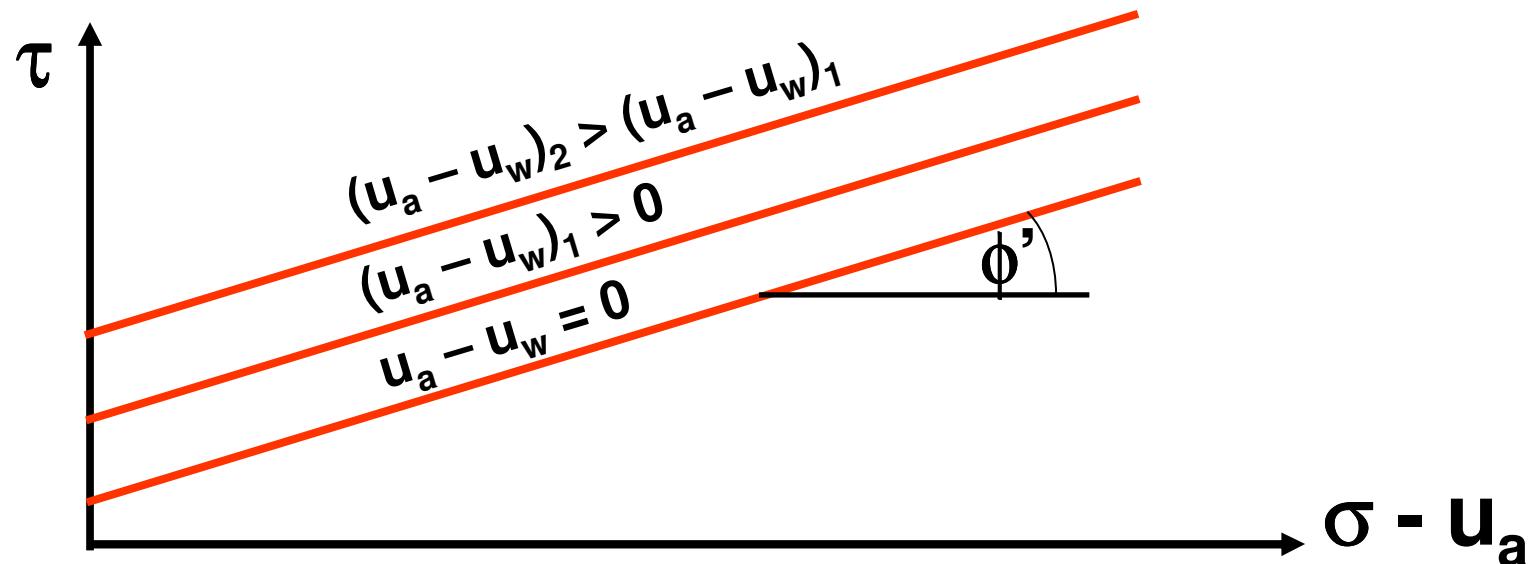
## Resistencia al corte de suelos parcialmente saturados

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

La misma de suelos  
saturados

Cohesión aparente  
debida a succión

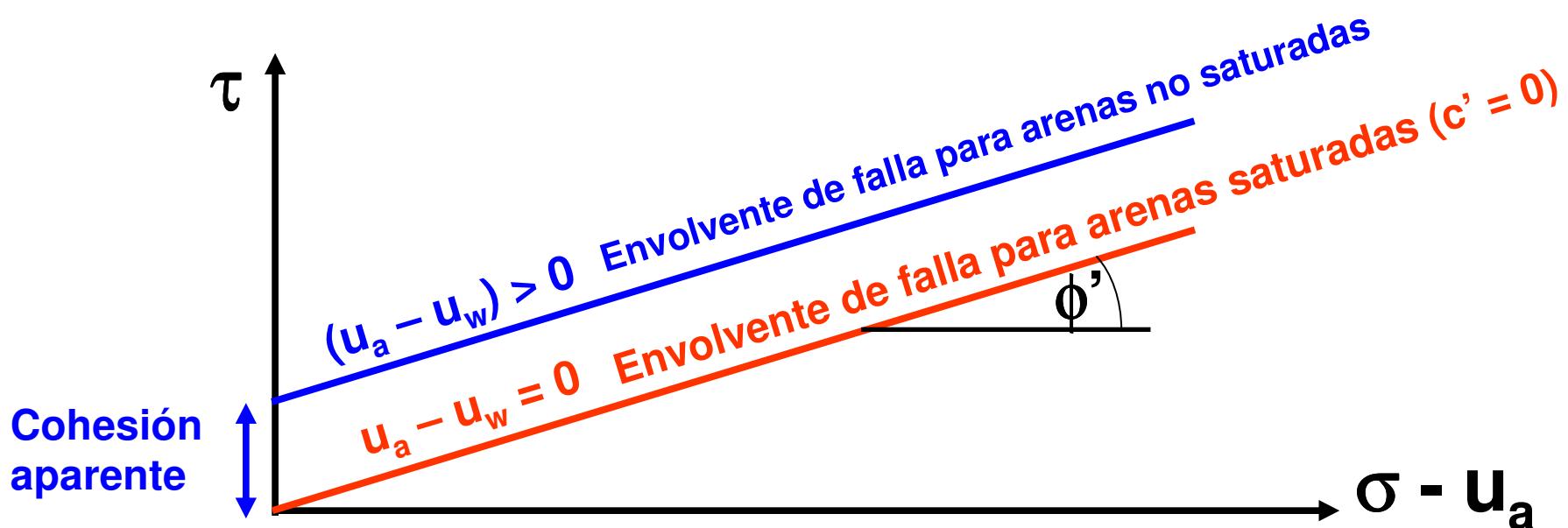
De allí, la resistencia al corte de suelos no saturados es mayor que la de los saturados debida a la succión

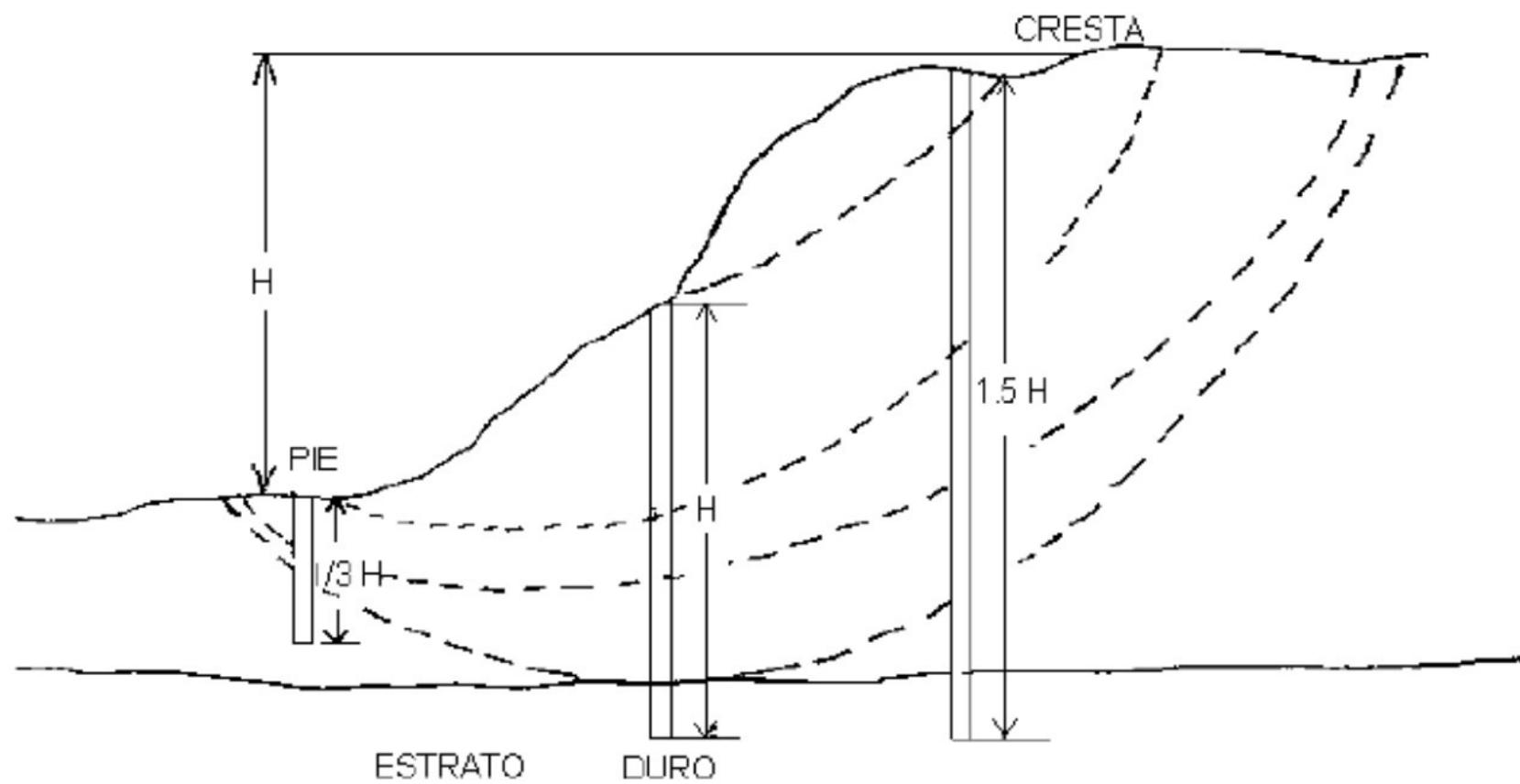


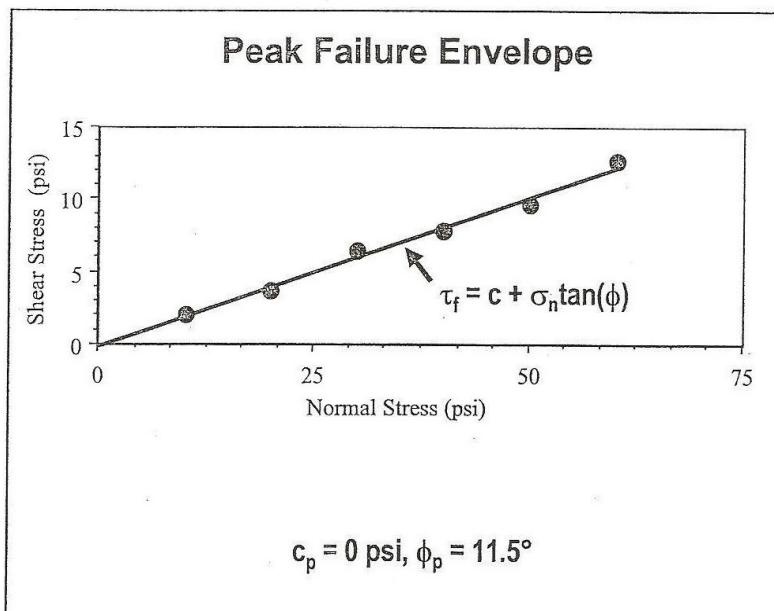
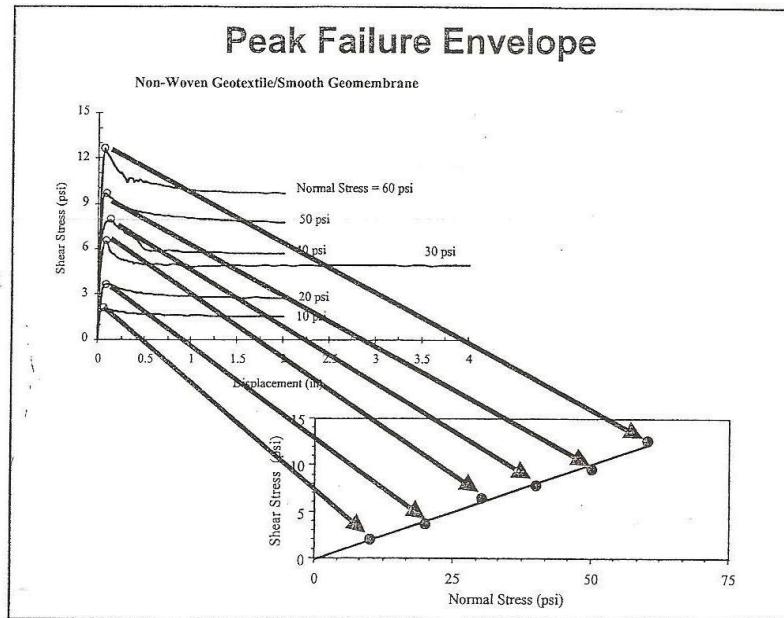
$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

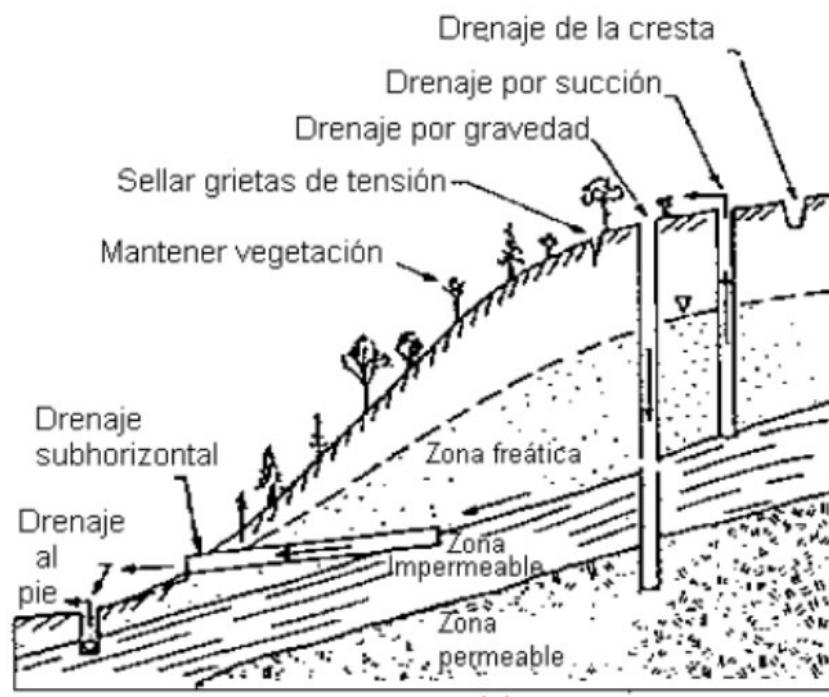
La misma de arenas saturadas

Cohesión aparente

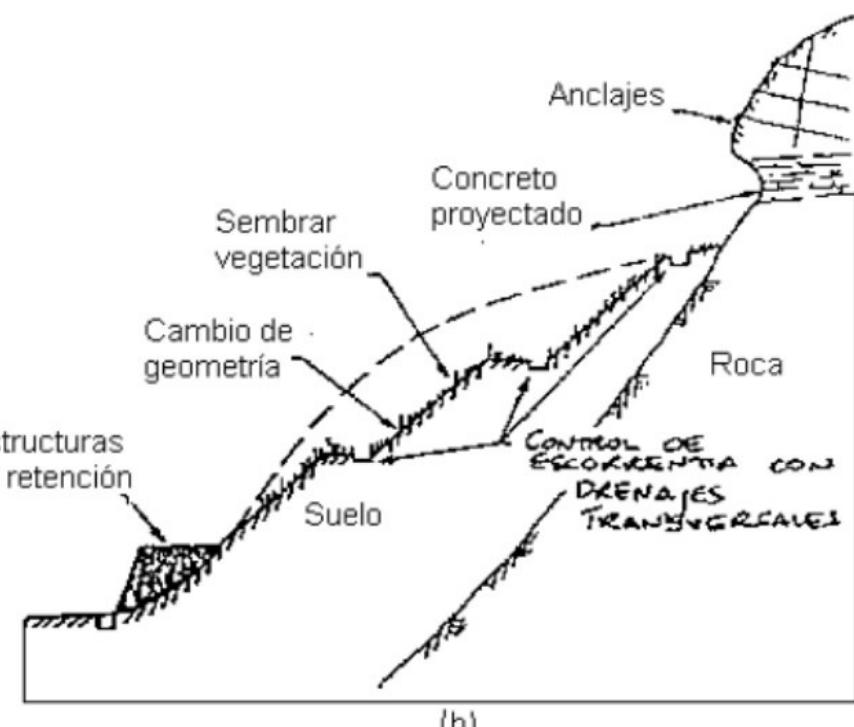








(a)



(b)