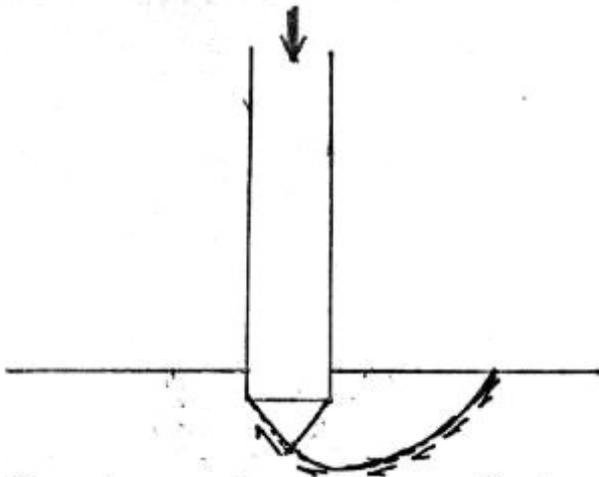
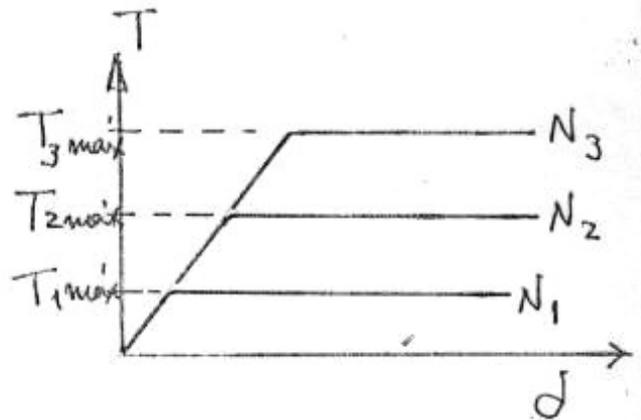
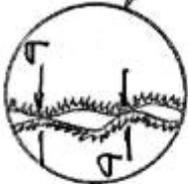
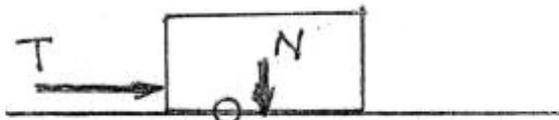
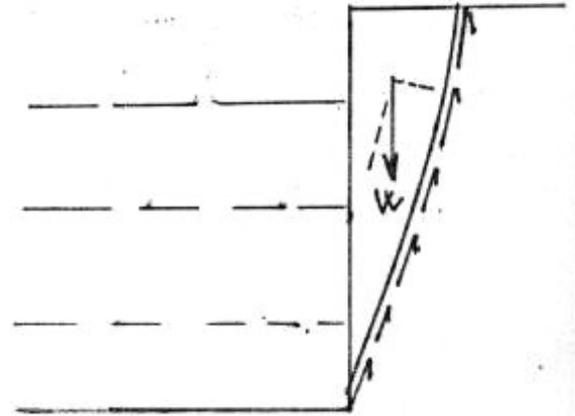


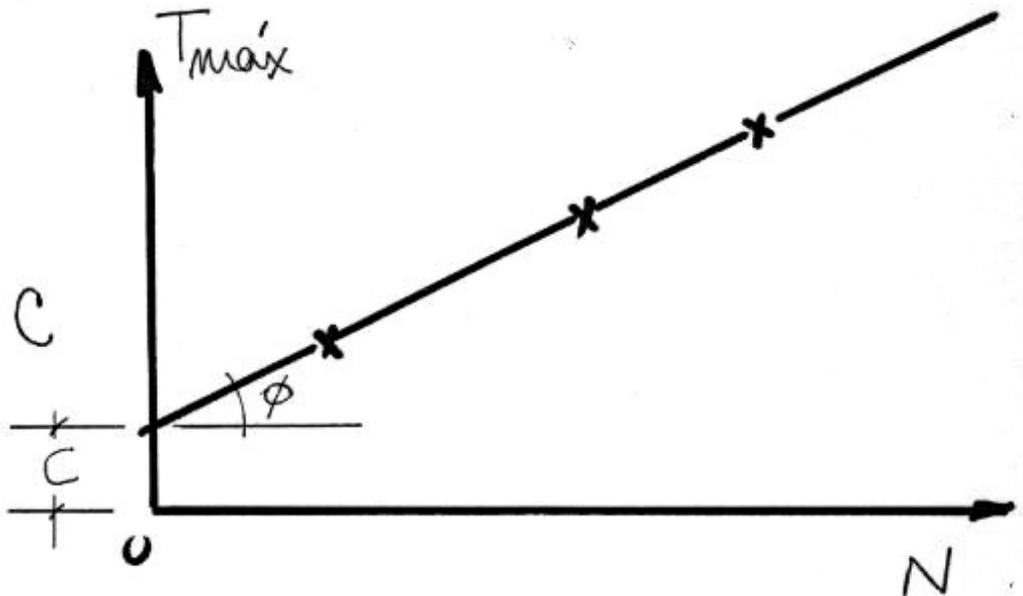
# RESISTENCIA AL CORTE



Es de naturaleza friccional



$$T_{\text{máx}} = N \operatorname{tg} \phi + C$$



$$\sigma_{\text{máx}} = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$$

Toda sollicitación externa, de cualquier tipo que sea, actuando en un medio discreto como es el suelo, impone desplazamientos, giros y deformaciones a nivel de cada partícula. Esta acción genera una reacción opuesta en el interior de la masa que lo compone, lo que en el límite se conoce como la resistencia al corte del material.

La resistencia al corte de un suelo es:

- Primeramente, de naturaleza friccional, que se moviliza a nivel de cada contacto entre granos y como tal es proporcional a la fuerza de compresión presente en ese contacto, de manera que la resistencia global de una masa se incrementa a medida que aumenta el confinamiento.
- En segundo término, la trabazón mecánica o encaje entre granos contribuye también a la resistencia al presentar obstáculos al desplazamiento relativo entre partículas.

## LA RESISTENCIA AL CORTE SE RIGE POR LEYES DE LA FRICCIÓN.

- 1.- La fuerza friccional es directamente proporcional a la fuerza normal.
- 2.- La resistencia friccional entre dos cuerpos es independiente del tamaño de los cuerpos ( o del bloque deslizante)

### Corolario

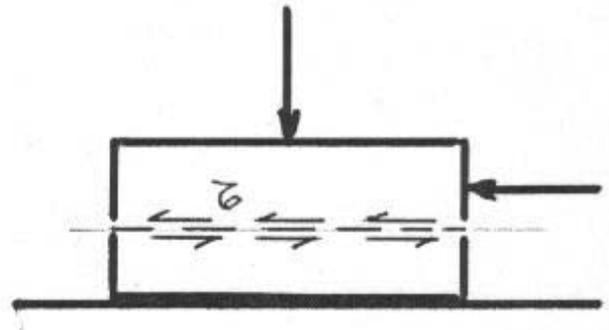
Para alcanzar  $T_{\text{máx}}$  se requiere movimiento o desplazamiento relativo entre las superficies.

∴ La resistencia al corte es movilizada a medida que progresa la deformación de corte.

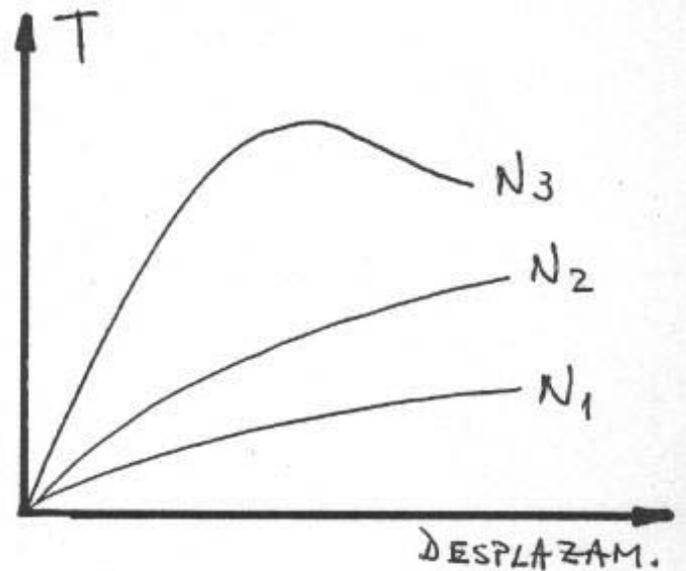
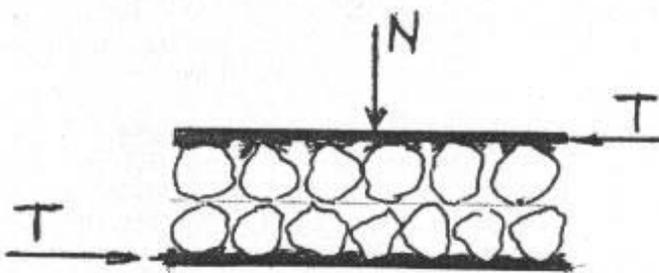
La cohesión es una suerte de soldadura entre las superficies, la que también se moviliza, pero decrece en magnitud después de alcanzar un peak.

# MEDICIÓN EN SUELO

## 1.- Caja de Corte (C.Directo)



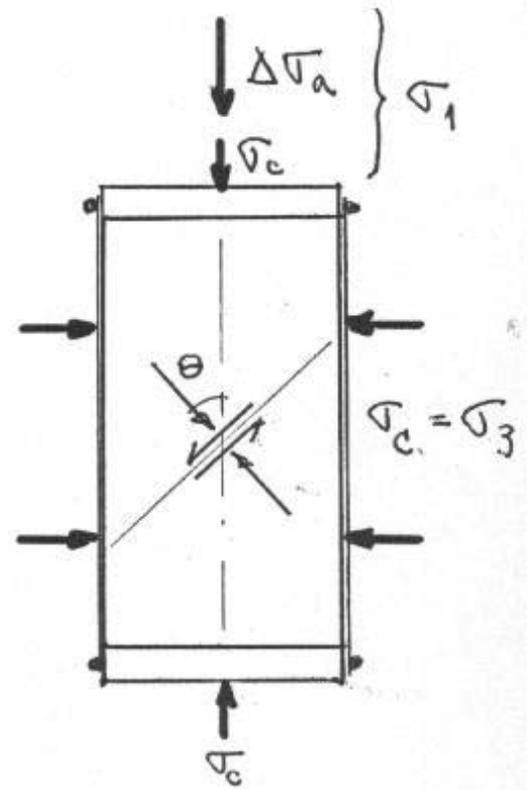
MODELO



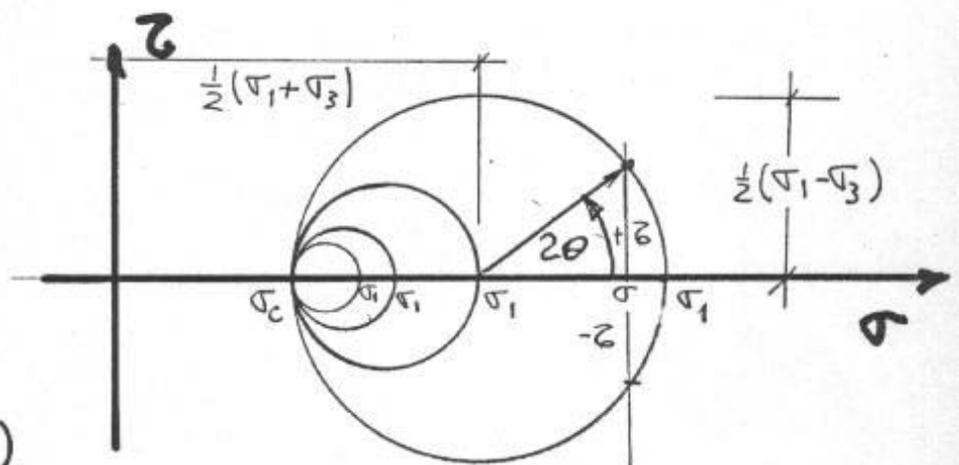
Es una representación didáctica, pero muy imperfecta. Permite visualizar la dilatancia necesaria para remontar la trabazón entre granos.

## 2.- COMPRESIÓN TRIAXIAL

- Permite representar diversas condiciones de carga.
- Limitación: asume  $\sigma_2 = \sigma_3$
- Permite saturación
- Permite consolidar a  $\sigma_c$  requerido
- Permite medir  $\varepsilon_1, \varepsilon_3$



- Permite medir  $\Delta u$  (p. poros) ó  $\Delta V$  (vol. de huecos)
- Resultados  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  permiten construcción de Mohr y así conocer la evolución de tensiones  $\tau$  y  $\sigma$  en cualquier plano  $\theta$



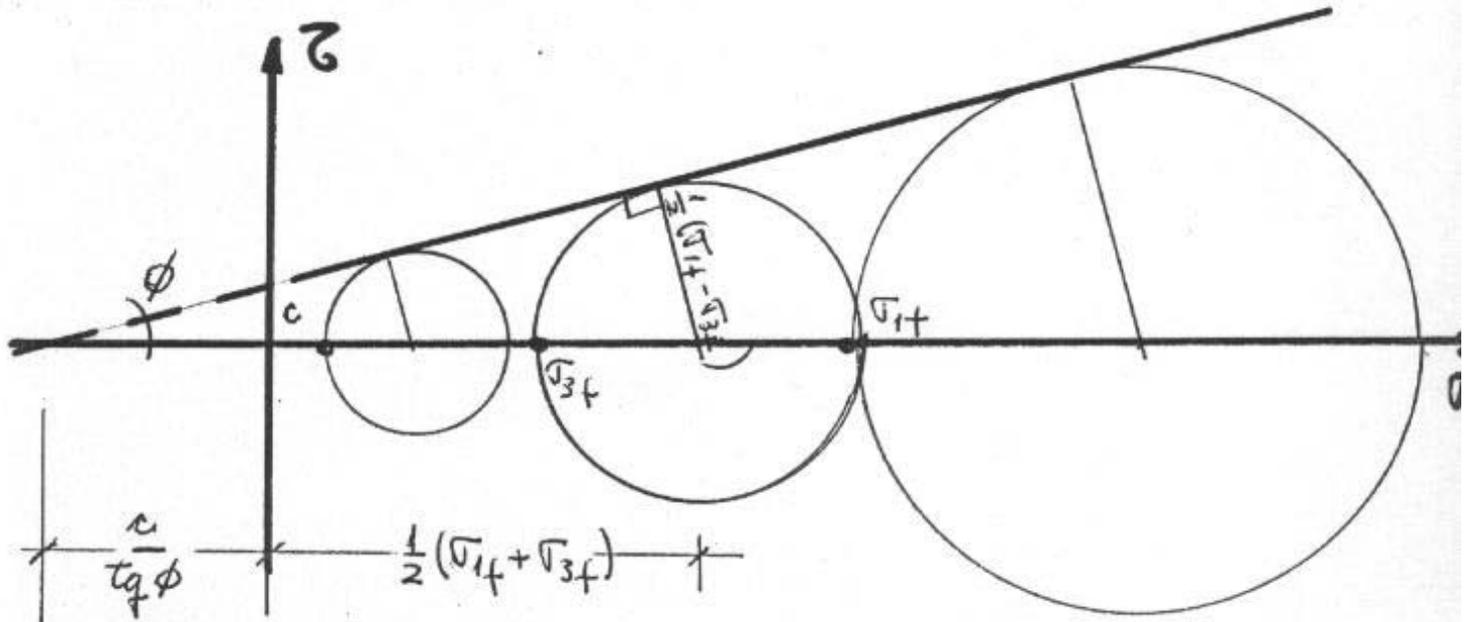
$$\text{Radio} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta$$

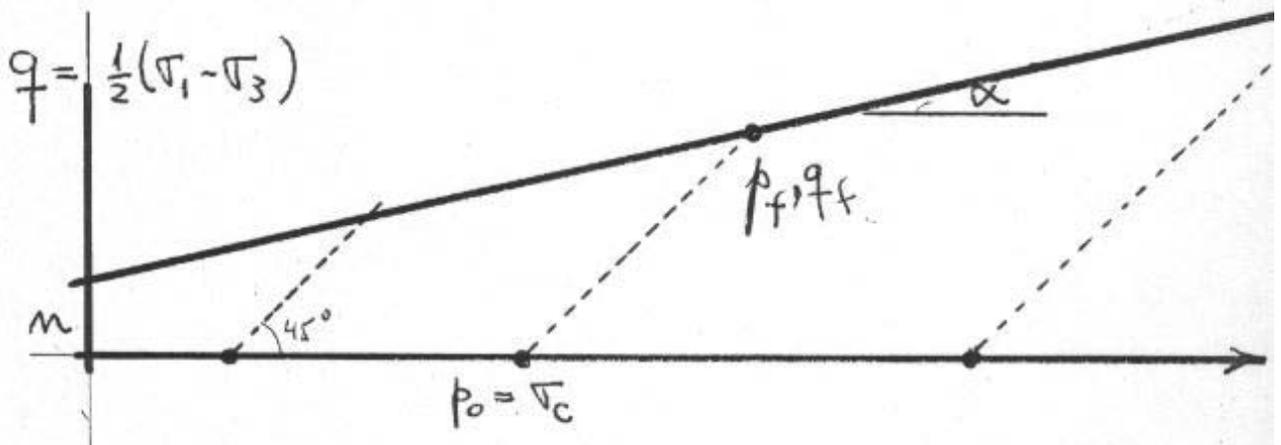
$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ sen } 2\theta$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{en } \theta = 45^\circ$$

Con 3 ó más ensayes a diferente  $\sigma_c$  llevado a la falla, se puede determinar la envolvente tangente a cada círculo.

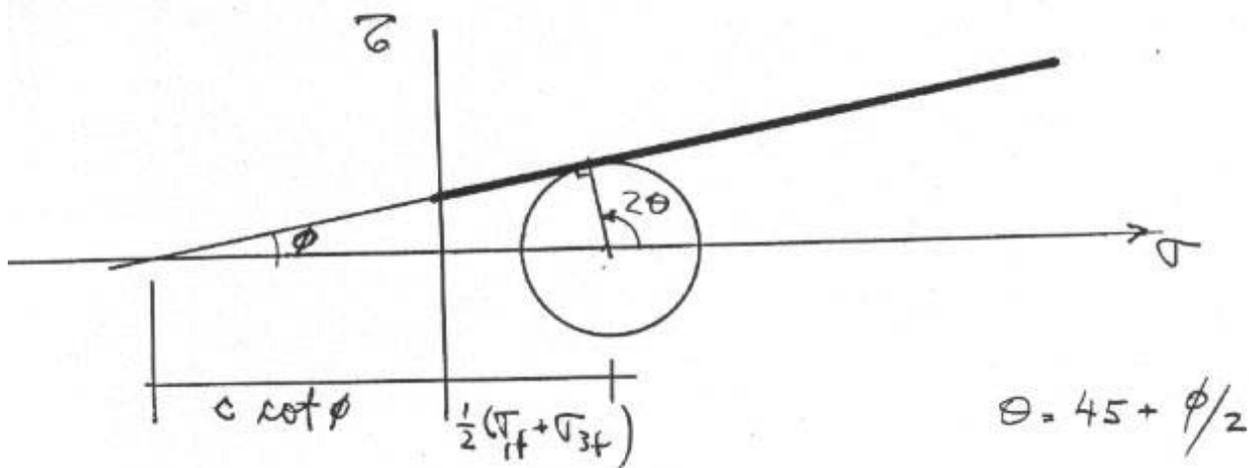


Representación p - q



### Criterio de falla de Mohr - Coulomb

1. Círculo bajo envolvente: estado tensiones estables
2. Círculo tangente: condición límite de falla.
3. Círculo secante: imposible



EN  $\Delta$  RECTANGULO

$$\text{Sen } \phi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_{3f})}{\frac{1}{2}(\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) + c \frac{\cos \phi}{\text{sen } \phi}}$$

$$\frac{1}{2}\sigma_{1f} - \frac{1}{2}\sigma_{3f} = \frac{1}{2}\sigma_{1f} \text{ sen } \phi + \frac{1}{2}\sigma_{3f} \text{ sen } \phi + c \cos \phi$$

$$\sigma_{3f} = \sigma_{1f} \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

$\parallel$   $\text{tg}^2(45 - \phi/2)$   $\parallel$   $\text{tg}(45 - \phi/2)$

EN REPRESENTACIÓN  $\phi - q$

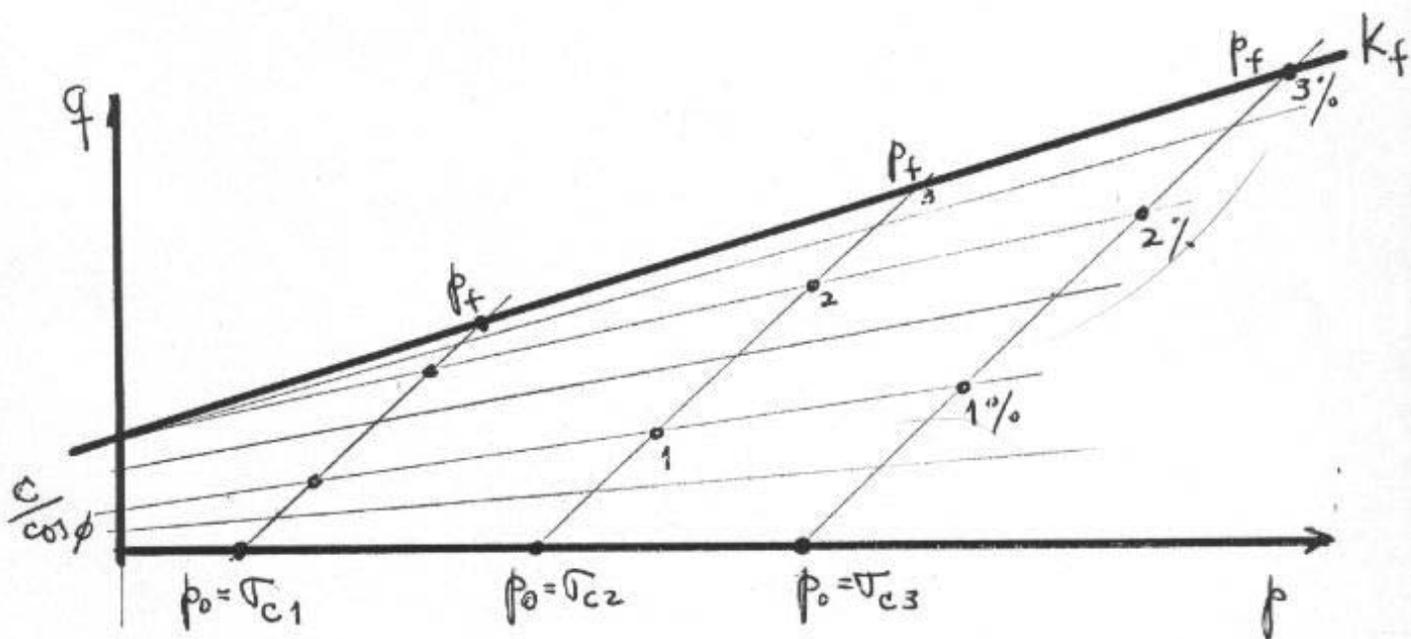
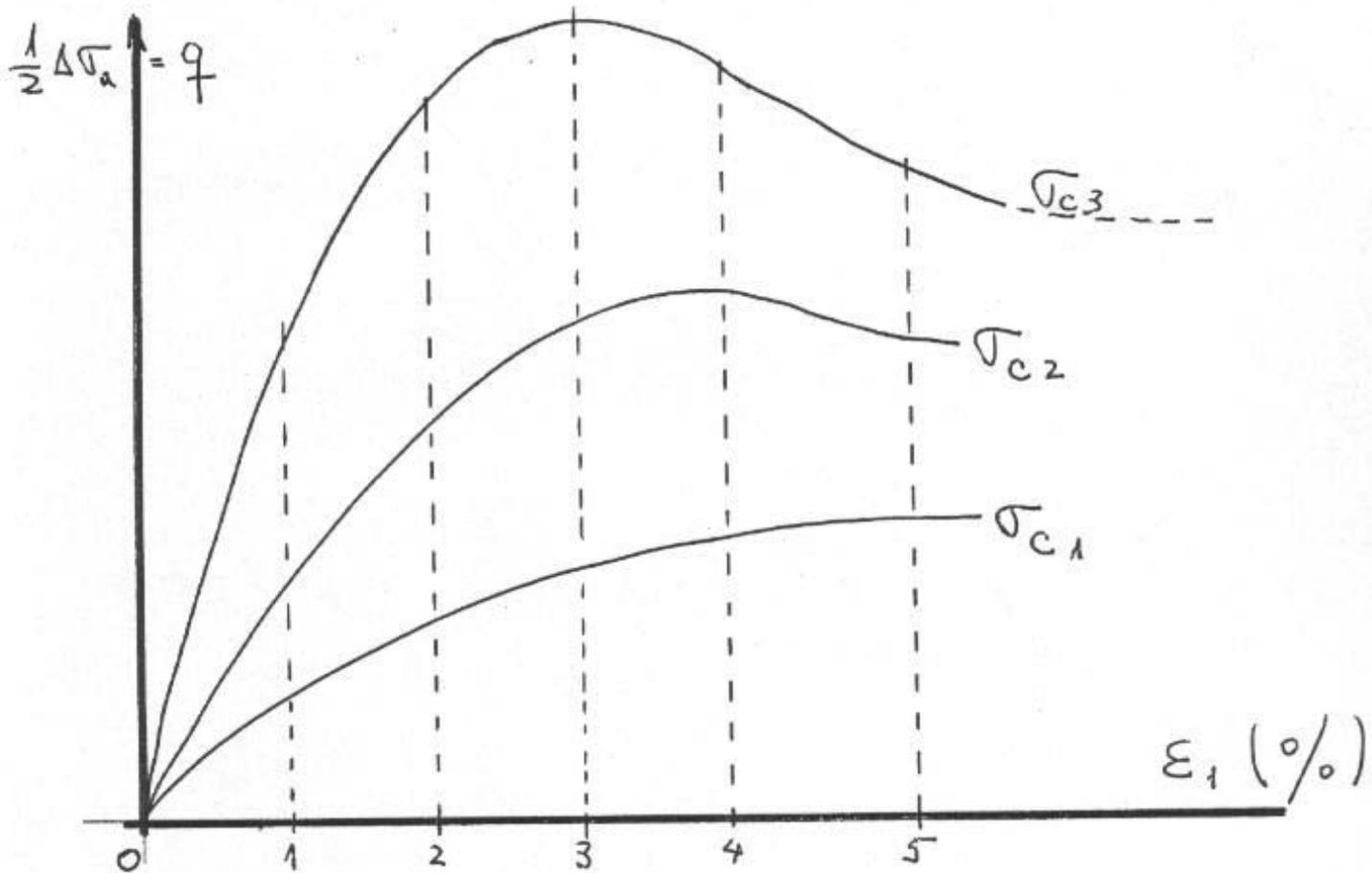
$$\text{Sen } \phi = \frac{q}{p + c \frac{\cos \phi}{\text{sen } \phi}}$$

$$q = p \text{ sen } \phi + c \cos \phi$$

$$m = \text{tg } \alpha = \text{sen } \phi$$

$$n = c \cos \phi$$

# MOVILIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN COMPR. TRIAXIAL ( $\sigma_1 = \sigma_3$ )



# TRIAXIAL GIGANTE ( $\phi 1m \times h 2m$ ) EN GRAVA DE SANTIAGO

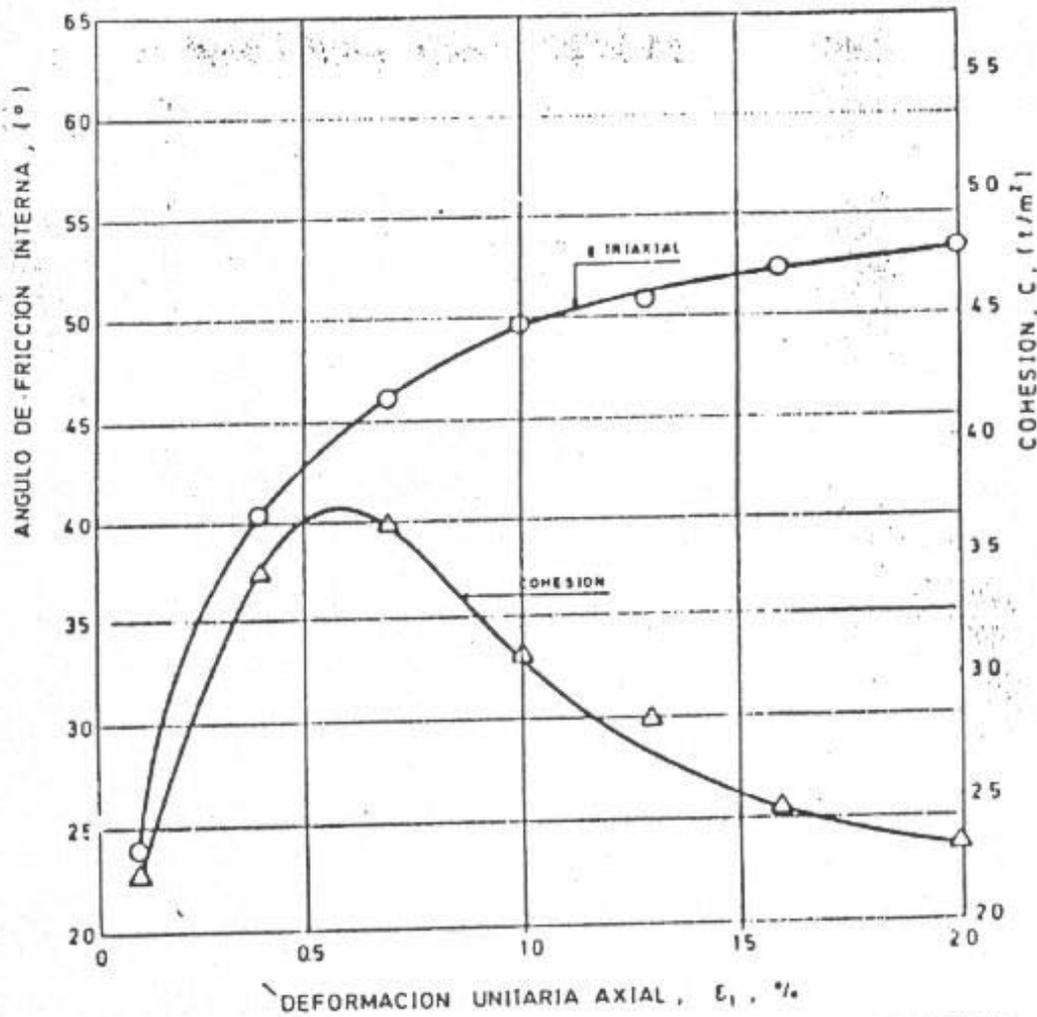
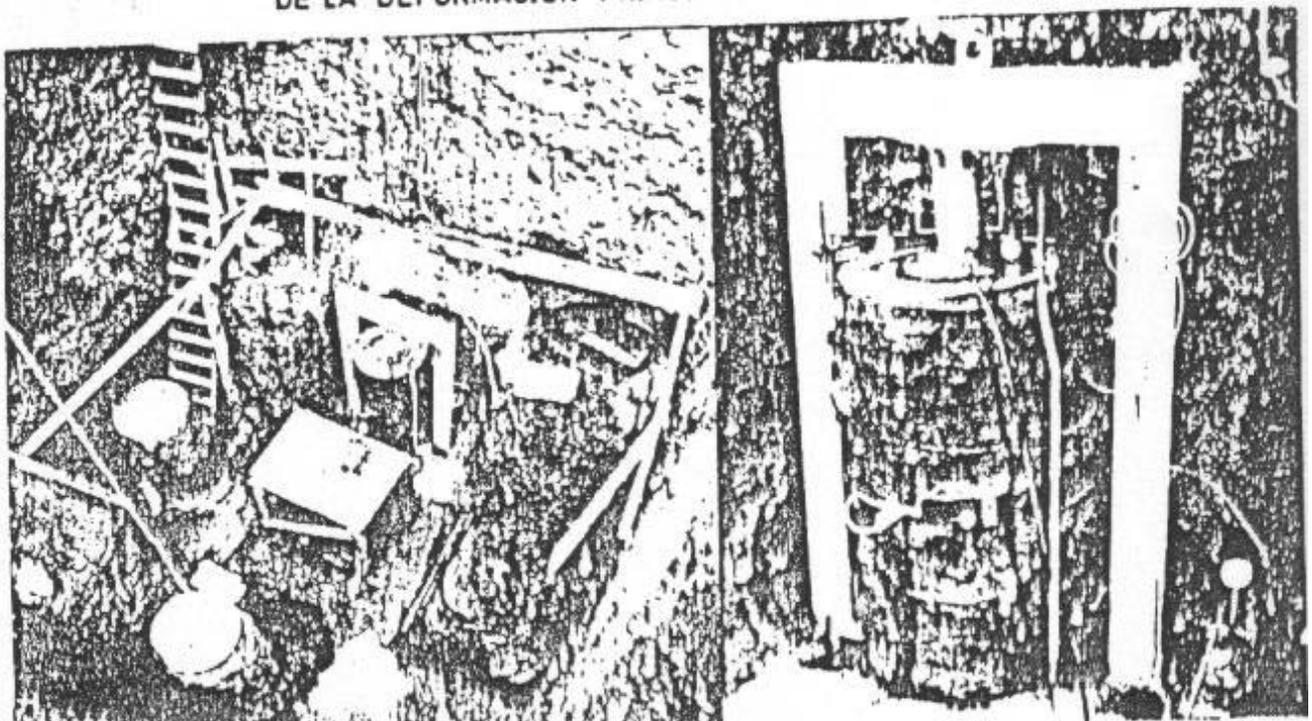
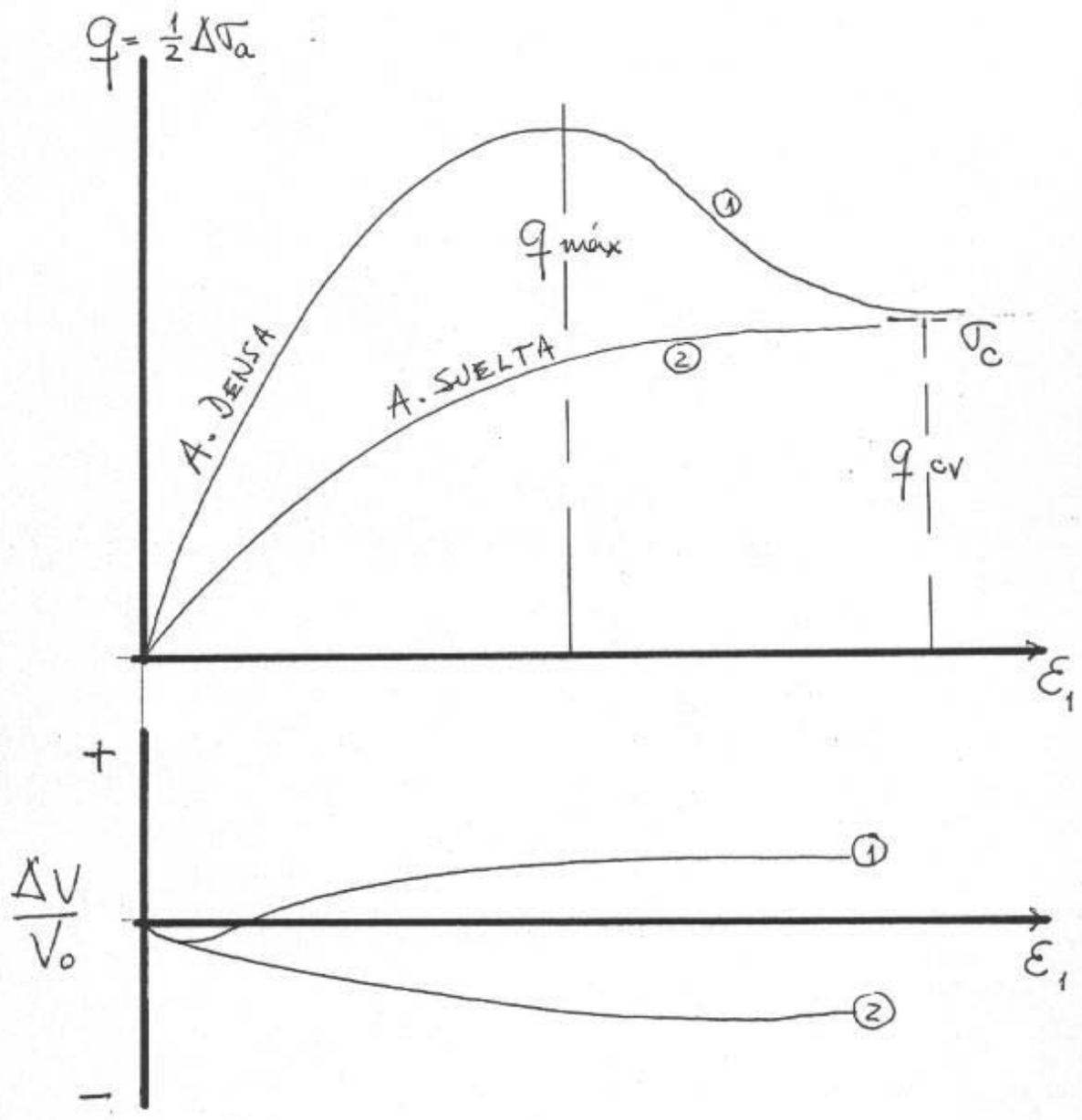


FIG. 6 ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y COHESIÓN EN FUNCIÓN DE LA DEFORMACIÓN PRINCIPAL MAYOR



# FACTORES QUE CONTROLAN EL VALOR DE $\phi$

Indice de Huecos Inicial ( Fig. 11. 8)



Clave: Trabazón mecánica, que dificulta el desplazamiento relativo entre partículas.

- A mayor densidad, mayor es el  $\phi$  máx., mayor es la expansión requerida.
- El mínimo es  $\phi_{cv}$ , llamado también  $\phi$  residual.

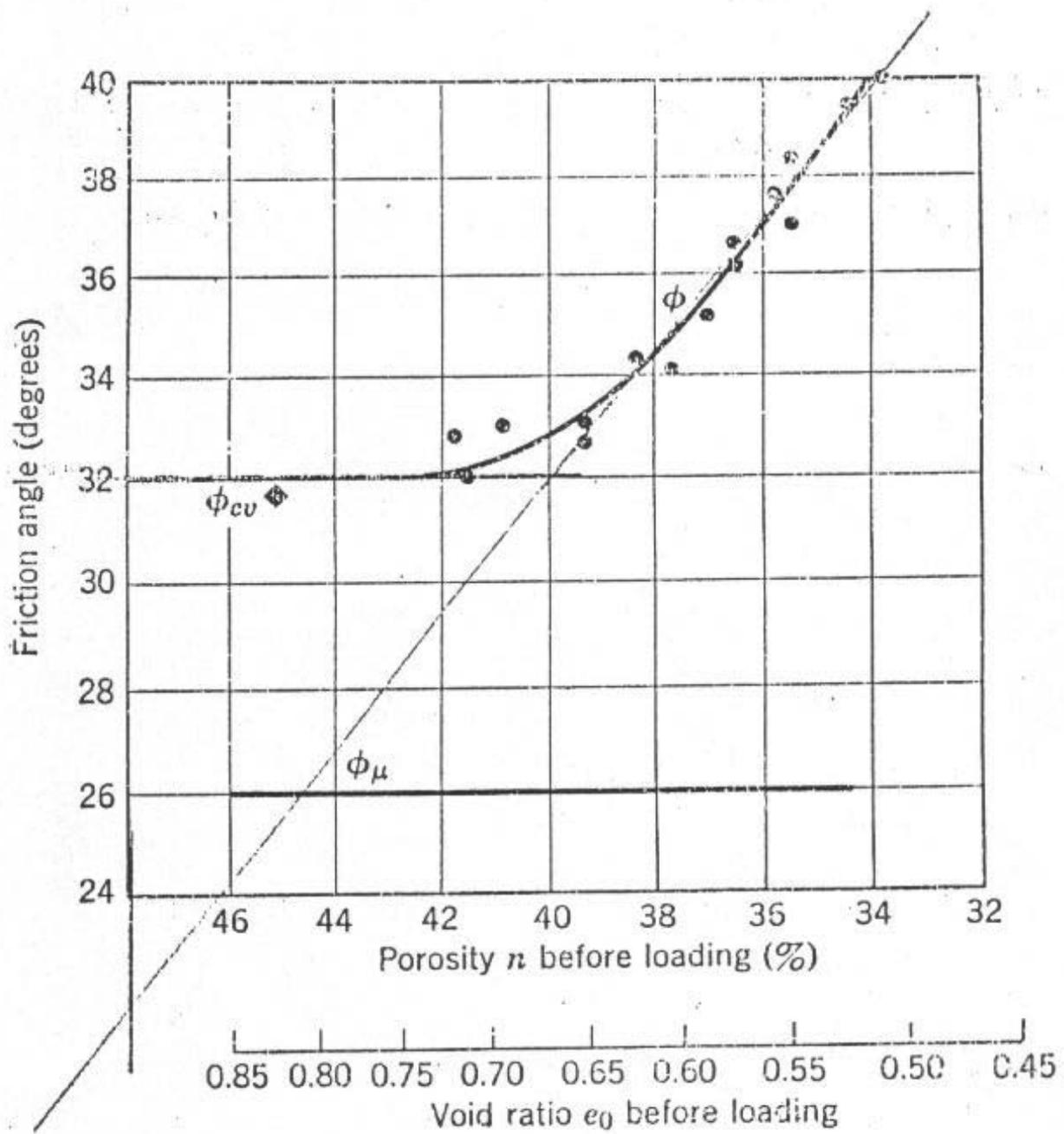


Fig. 11.8 Friction angle versus initial void ratio for medium fine sand (after Rowe, 1962).

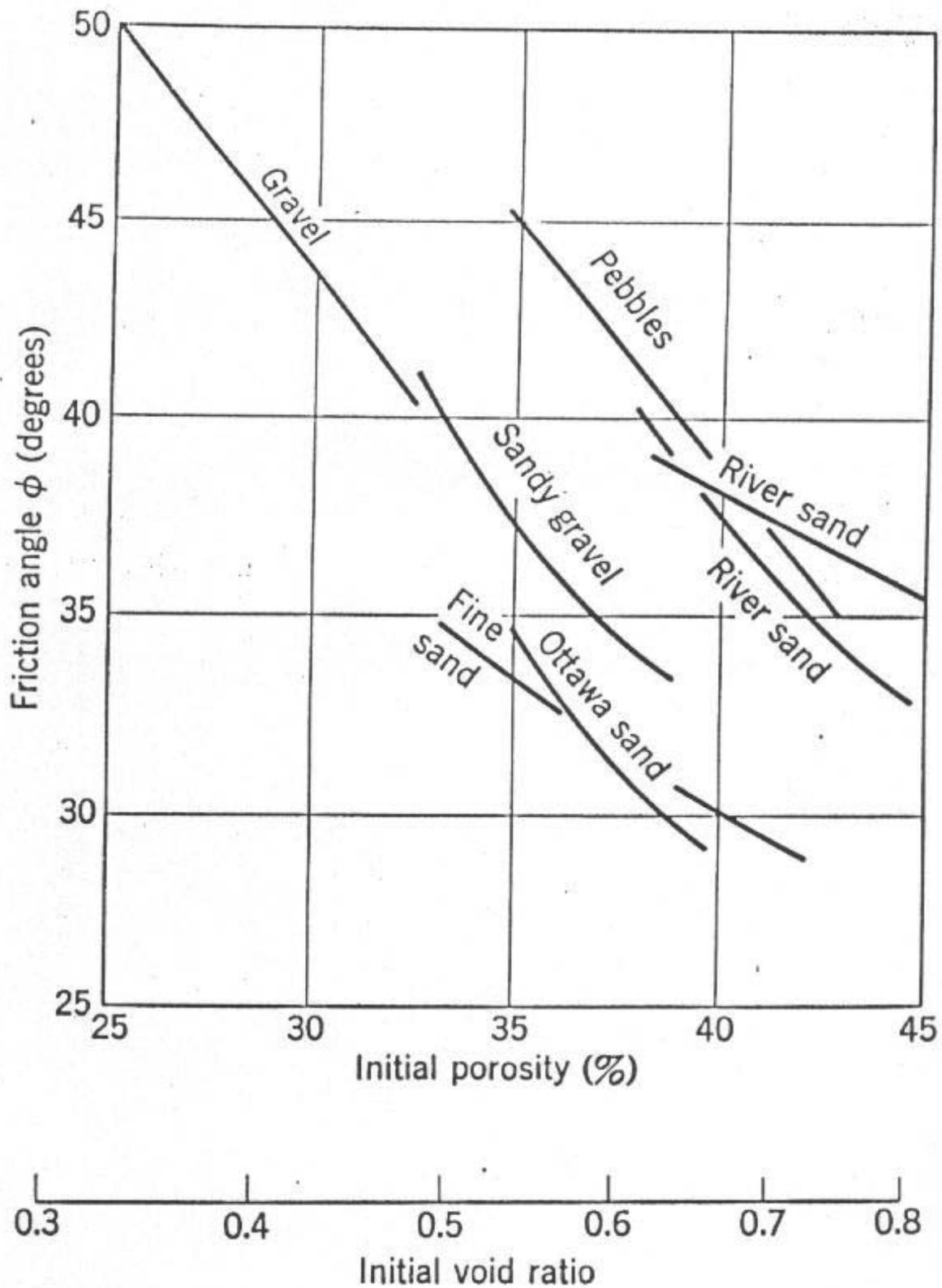


Fig. 11.11 Friction angle versus initial porosity for several granular soils.

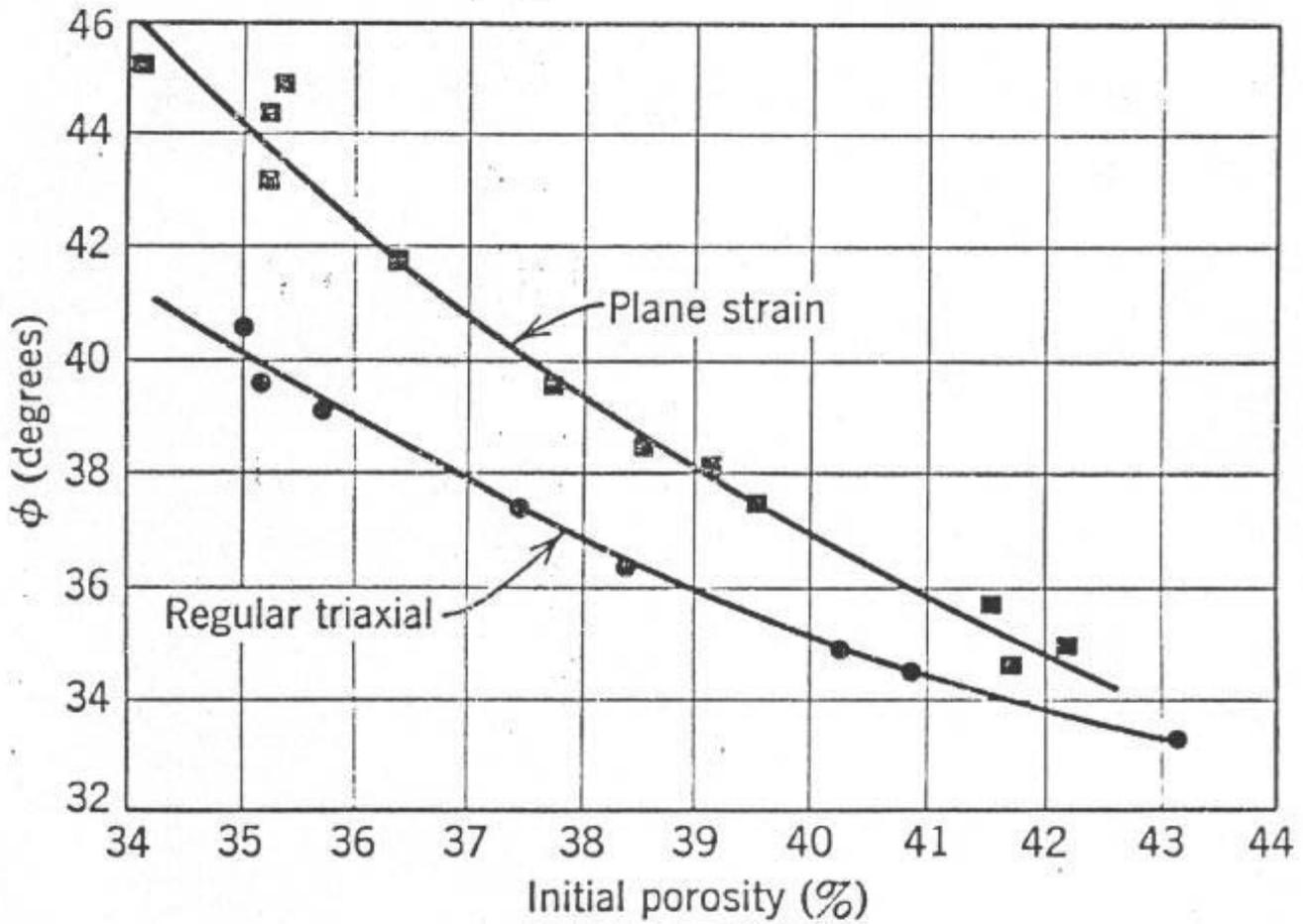


Fig. 11.10 Results of regular and plane-strain triaxial tests (from Cornforth, 1964).

## DRENADO *v/s* NO DRENADO

- Implica 100% saturación, lo que puede reproducirse en el triaxial permitiendo o restringiendo el drenaje.
  - Con agua, las gravas y arenas no cambian significativamente su comportamiento (solo 1-2° menos en  $\phi$ )
- 

- Con agua, las arcillas y limos si cambian, y mucho.....

Clave: es la **PERMEABILIDAD**

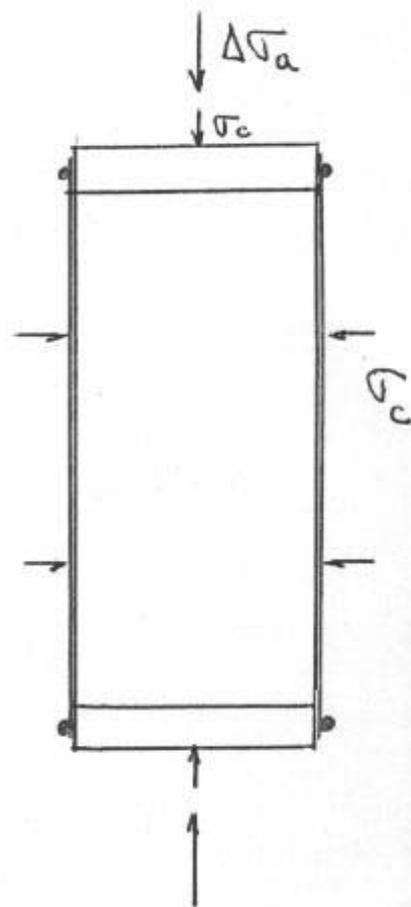
- Carga Rápida es siempre no - drenada
- Carga Lenta puede ser drenada

## TRES TIPOS DE C. TRIAXIAL

### CONSOLIDADO DRENADO CD

$$\Delta u = 0$$

En corte  $\Delta\sigma_a$  puede medirse  $\Delta V$  y  $\Delta e$



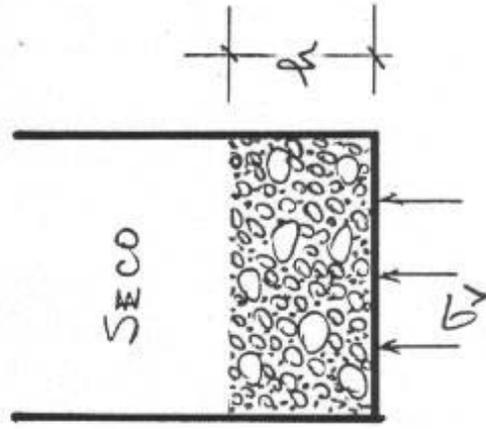
### CONSOLIDADO NO DRENADO CU

Mide  $\Delta u$  [ $\Delta V = 0$ ,  $\Delta e = 0$ ]

### NO - CONSOLIDADO NO-DRENADO UU

# PRINCIPIO DE PRESIÓN EFECTIVA

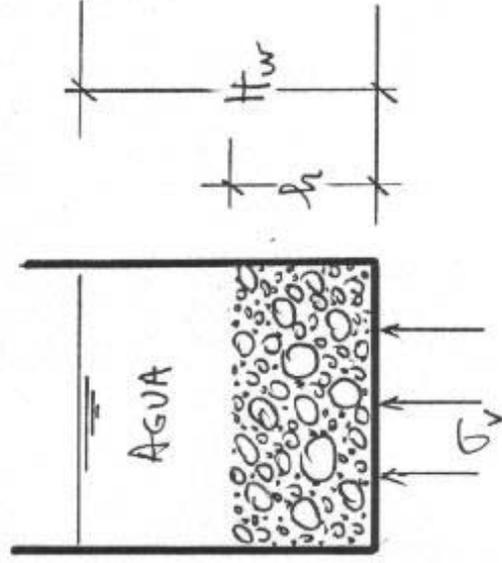
$\sigma_v$ : presión <sup>total</sup> contra el fondo del recipiente



$$\sigma_v = \gamma_t \cdot h$$

TOTAL = EFECTIVO

$$\sigma_v = \sigma_v'$$



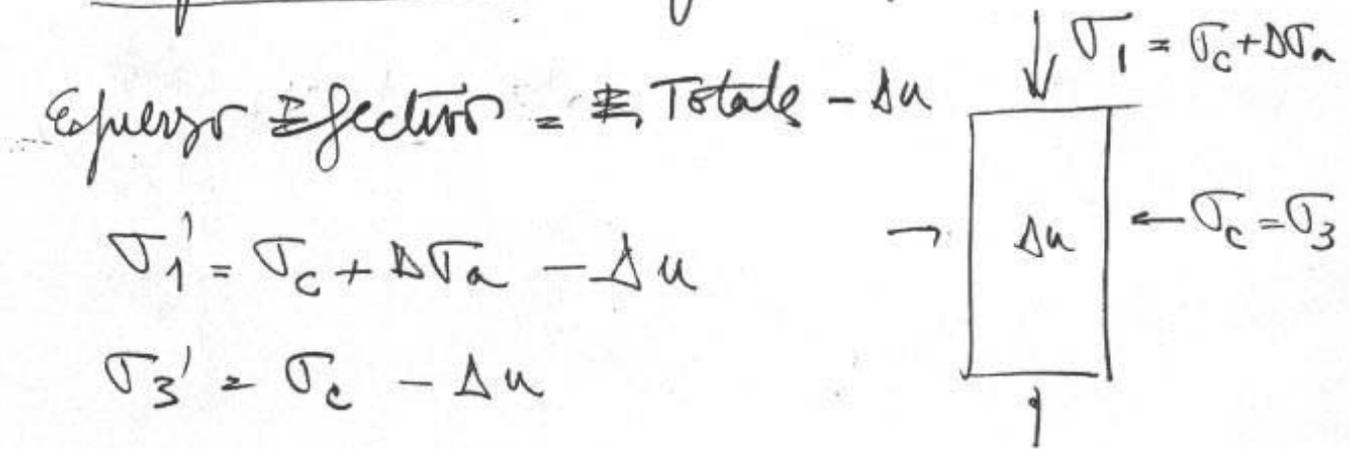
$$\begin{aligned}\sigma_v &= (h_w + h) \gamma_w + h \cdot \gamma_{solf} \\ &= h_w \cdot \gamma_w + h (\gamma_{solf} - \gamma_w)\end{aligned}$$

E. TOTAL = E. NEUTRO + E. EFECTIVO

$$\sigma_v = u + \sigma_v'$$

$$\boxed{\sigma_v' = \sigma_v - u}$$

Representación  $p - q$  de  $\sigma$  triaxial  $CU$  de espesor en



$$q = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') = \frac{1}{2} \Delta\sigma_a$$

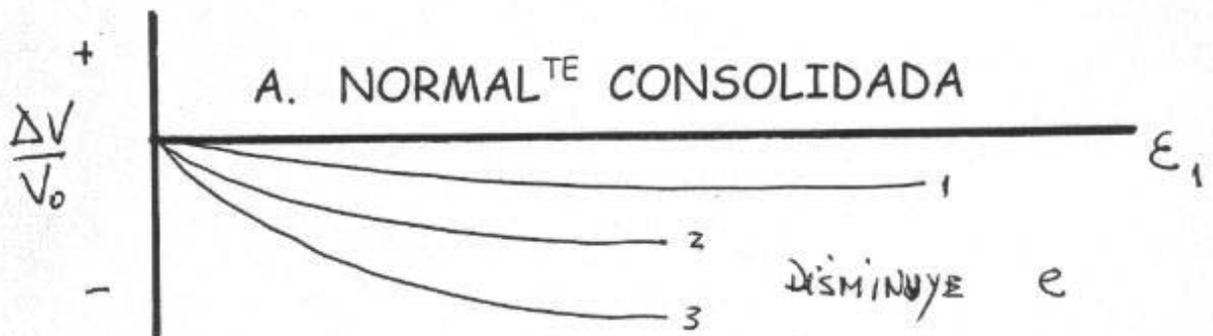
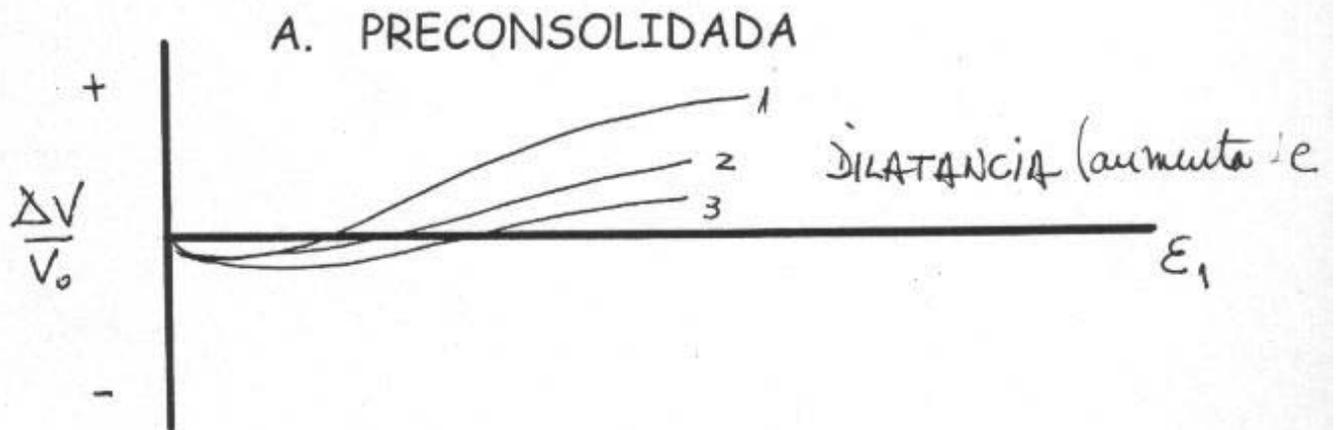
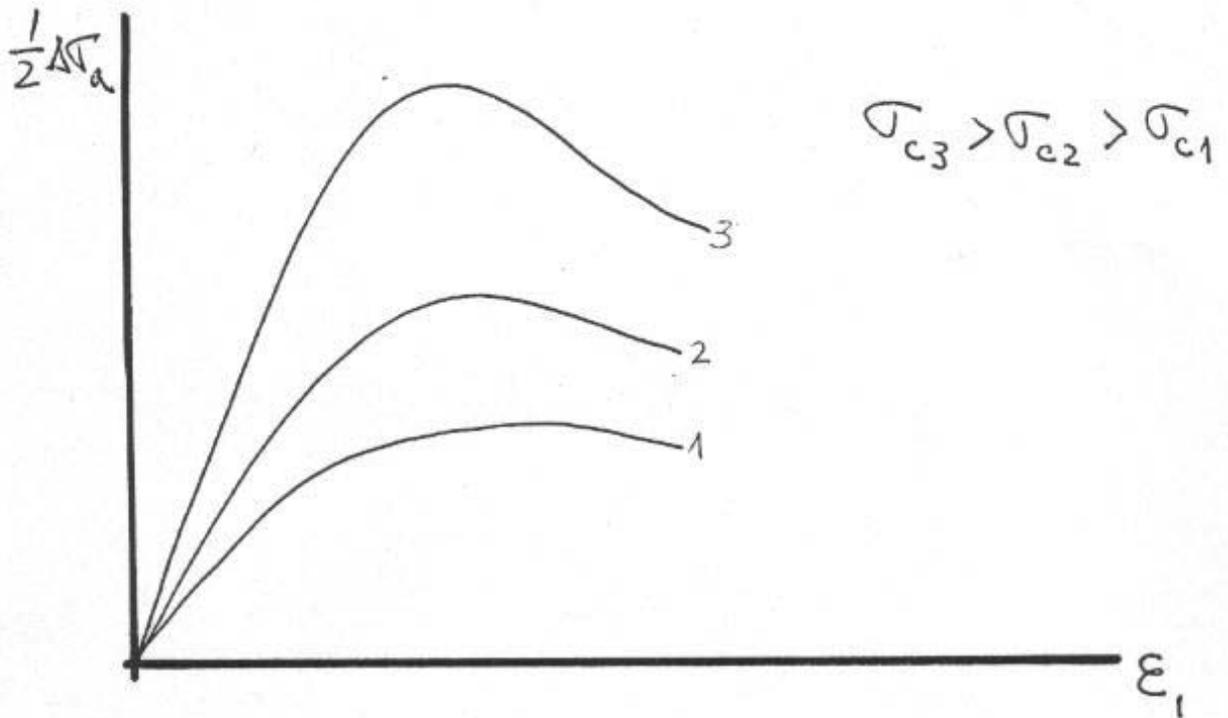
$$p = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) = \sigma_c + \frac{1}{2} \Delta\sigma_a$$

$$p' = \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') = \sigma_c + \frac{1}{2} \Delta\sigma_a - \Delta u$$

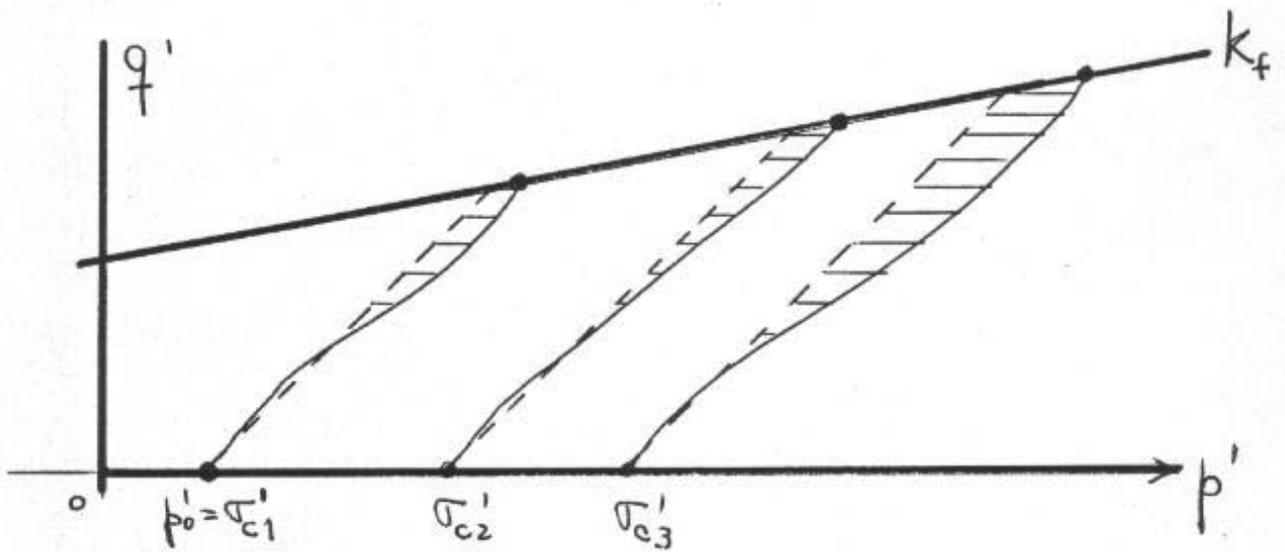
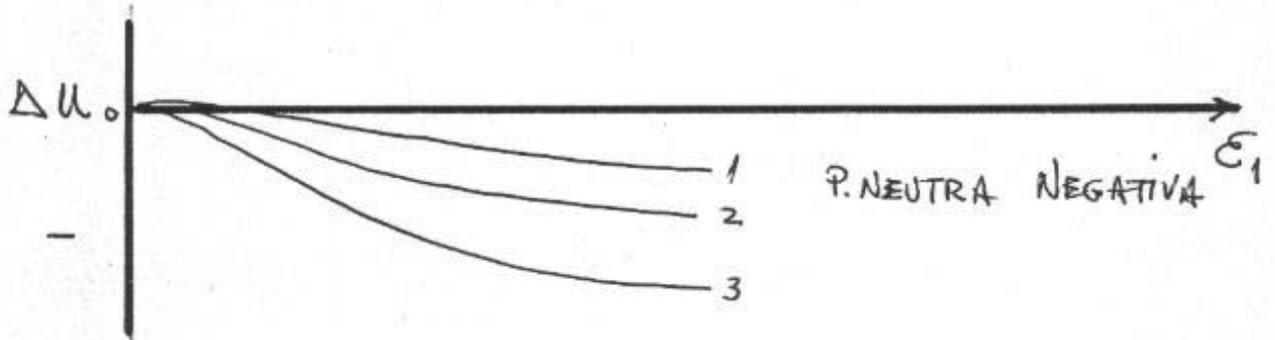
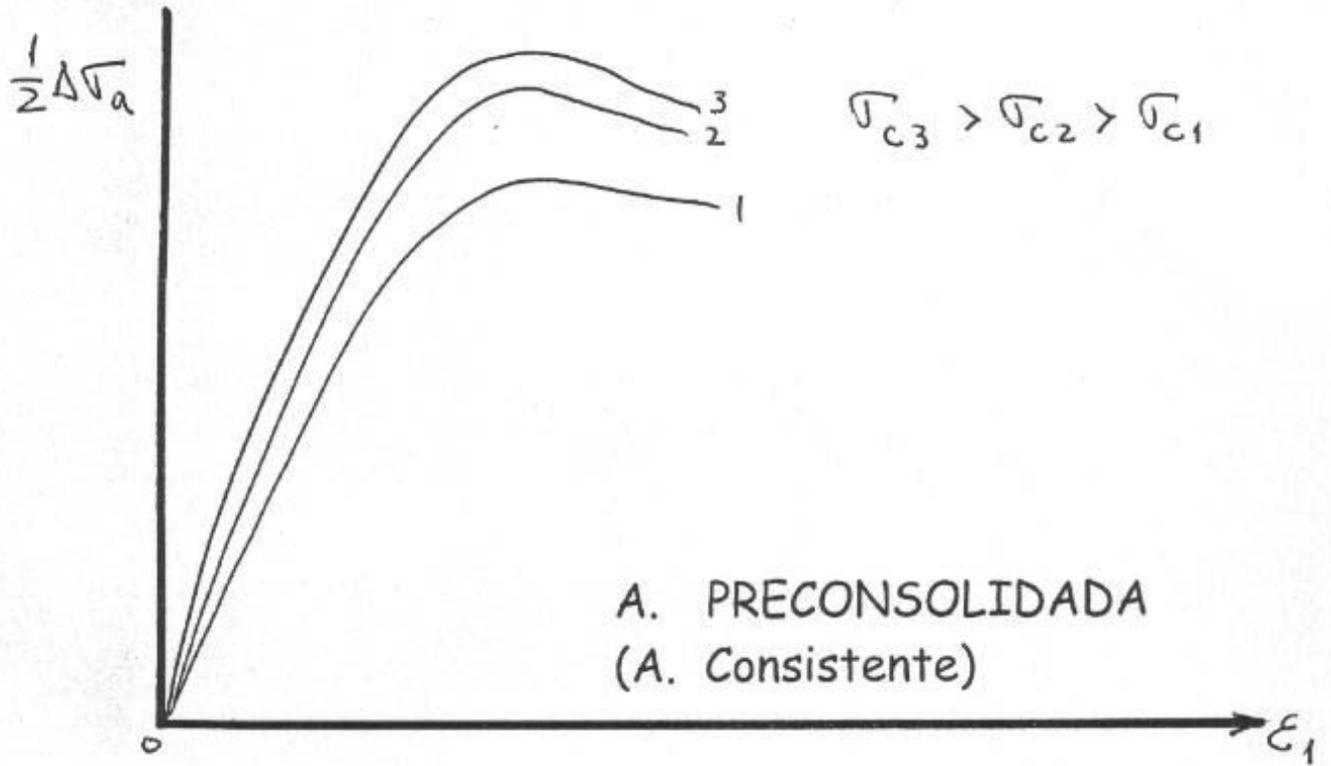
$$p' = p - \Delta u$$

En triaxial <sup>en fase</sup> de consolidación isotrópica CID  
 la trayectoria de espesor total  $p - q$  es  
 una recta de pendiente 1:1 respecto del eje  $p$ .

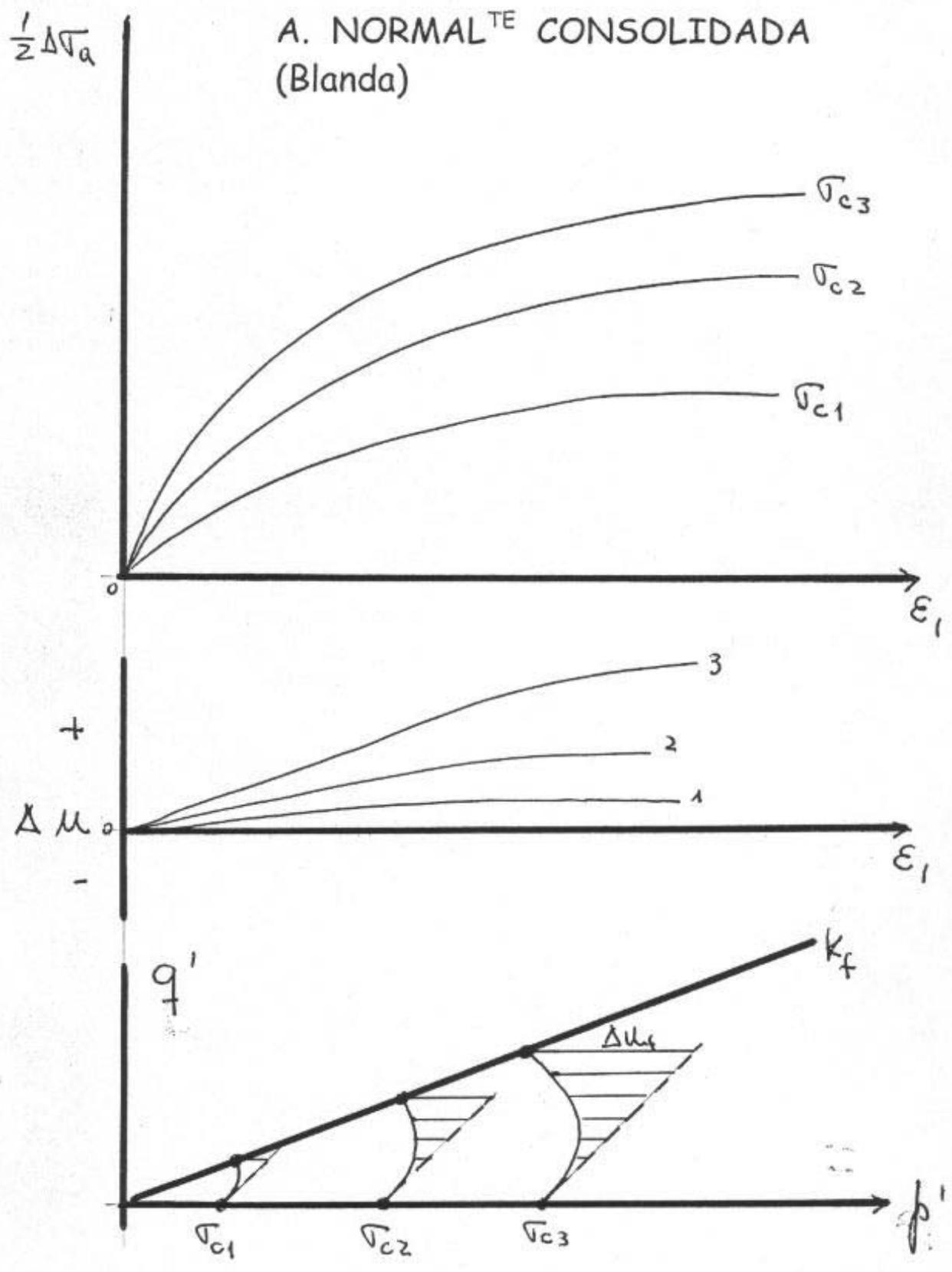
# ARCILLA EN C. TRIAXIAL DRENADO (Leeento)

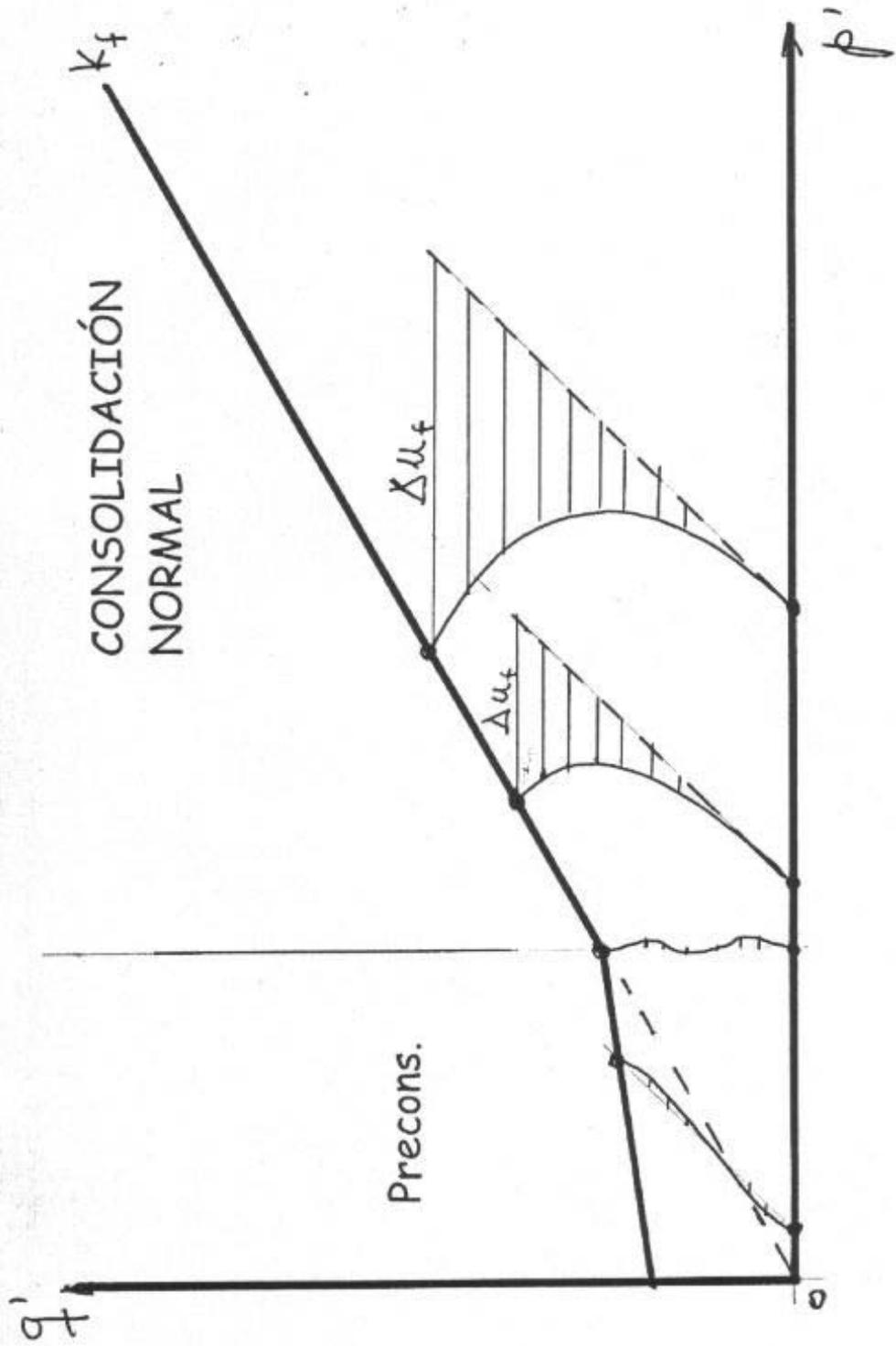


# ARCILLA EN C. TRIAXIAL NO DRENADO CU



# ARCILLA EN C. TRIAXIAL NO DRENADO CU





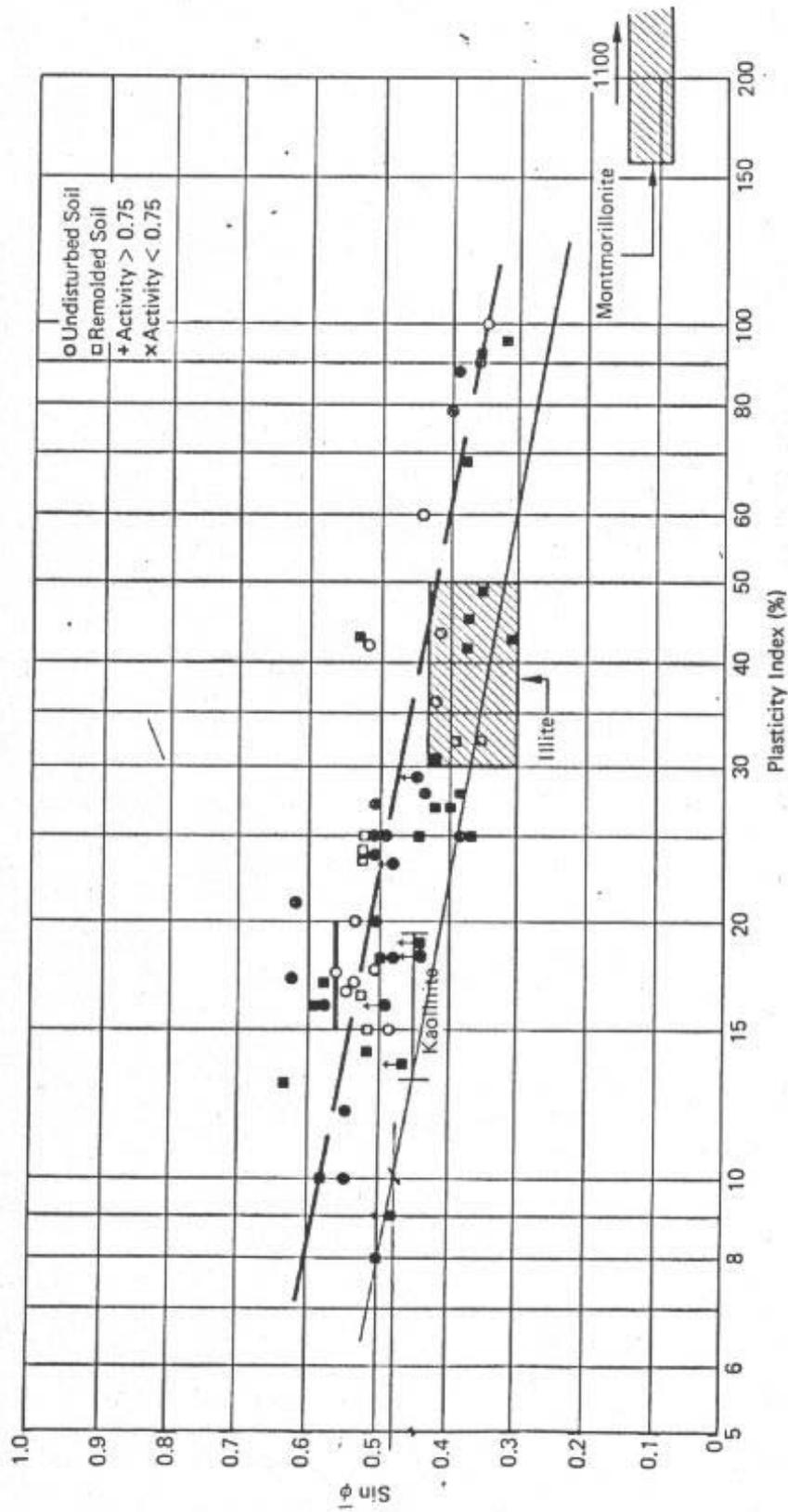
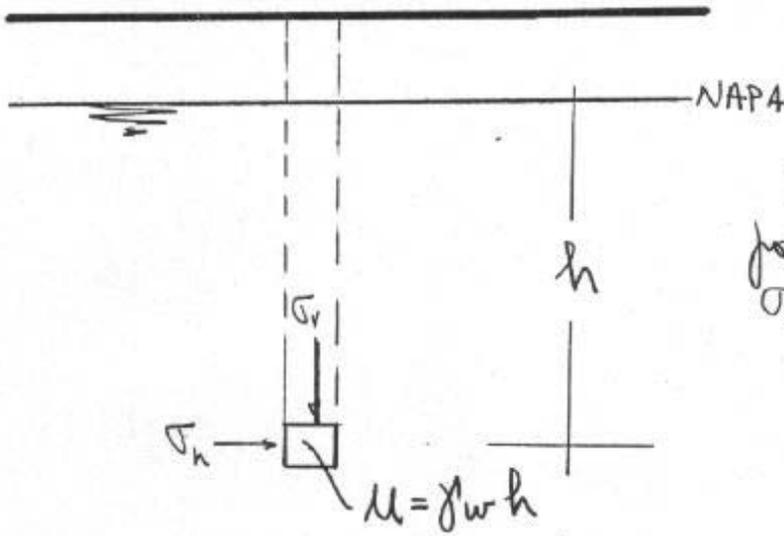
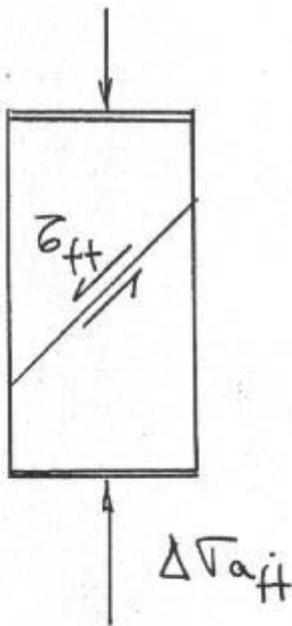
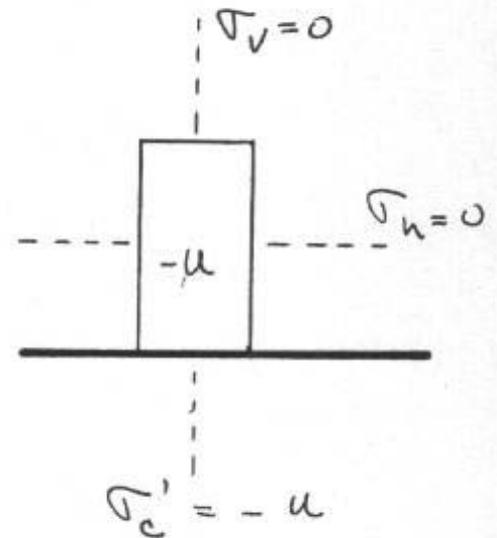


Fig. 14.1 Relationship between  $\sin \phi$  and plasticity index for normally consolidated soils (Kenney, 1959). (Data for pure clays from Olson, 1974.)

# LAS MUESTRAS INALTERADAS SATURADAS



Se mantienen cohesionadas por los esfuerzos efectivos  
 $\sigma_c' = +u$



$\Delta\sigma_{af}$  = Resistencia en compresión simple o no-confinada  
 =  $q_u$  (CNC)

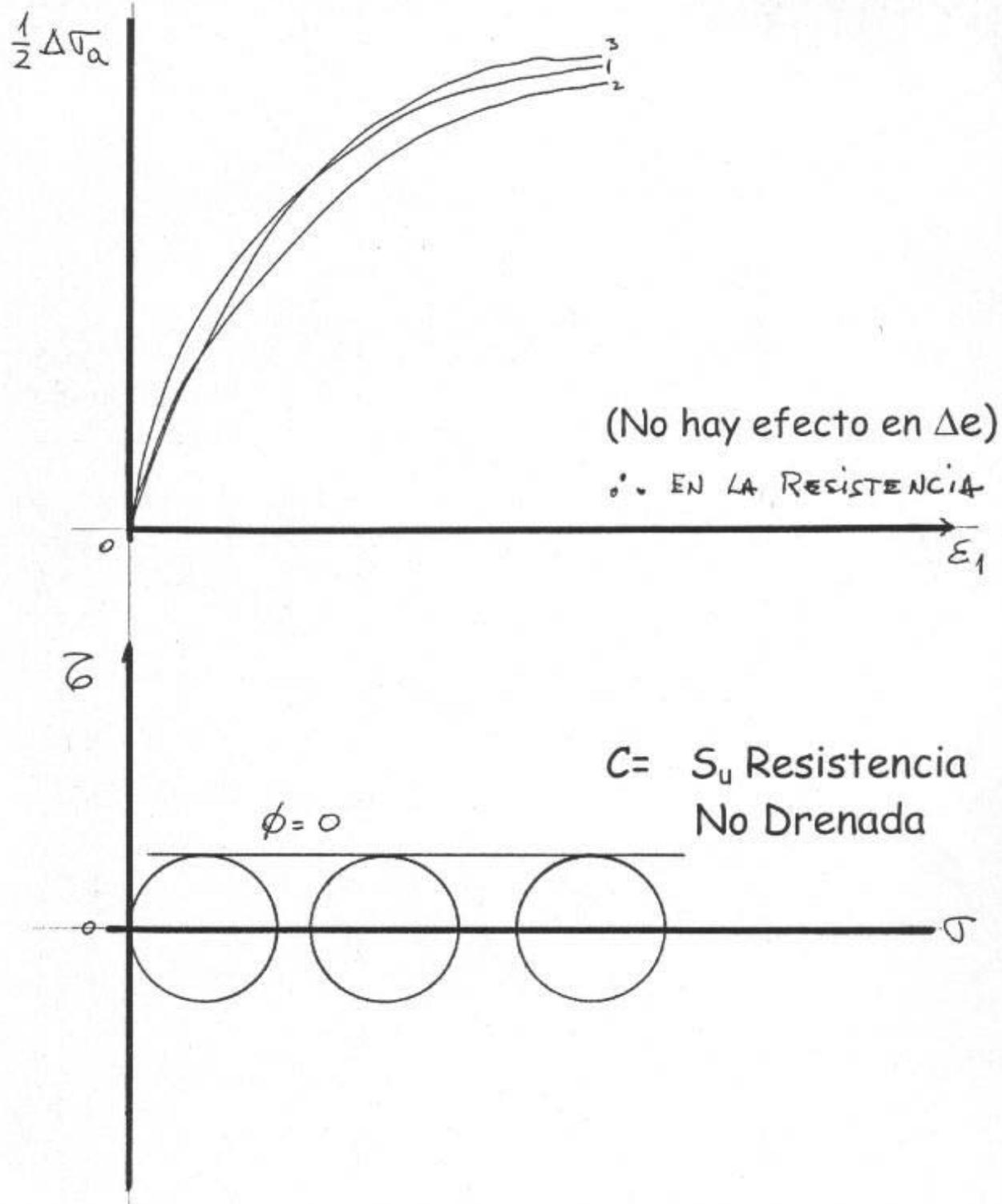
$$\tau_{ff} = q_f = \frac{1}{2} q_u \text{ (CNC)}$$

Resistencia No-drenada (condición  $\phi = 0$ ) =  $S_u = c$

- Representa la consolidación real en terreno
- Es muy sensible a la perturbación
- Solo tiene sentido verdadero en suelo fino (arcillas y limos) 100% saturado
- $q_{u \text{ nat}} > q_{u \text{ remold}}$

# CONDICIÓN $\phi = 0$

Es la condición 100% No - Drenada en que el volumen se mantiene constante,  $\Delta e = 0$





# COHESIÓN

$C$  : Cohesión verdadera

- Por cementación real en contactos
- Por trabazón mecánica
- Por efecto de pre-consolidación

$C$  : Cohesión aparente

- Por tensión superficial en meniscos de agua (arena húmeda)
- Por adhesión entre partículas (arcilla húmeda)
- Condición  $\phi = 0$