

Ensayos para conocer resistencia de un suelo

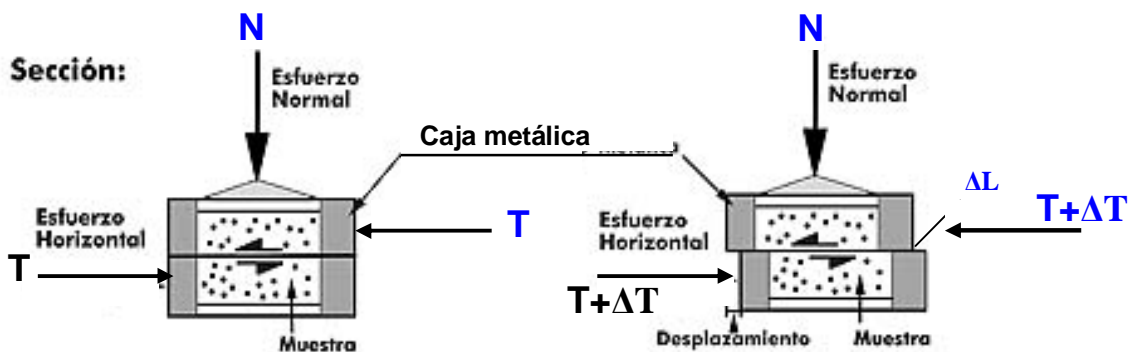
La determinación de los parámetros, cohesión y ángulo de rozamiento que nos definen la resistencia del suelo se determinan en el estudio Geotécnico, bien a través de ensayos de campo o mediante en ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio más usuales, para este fin, son :

- I/ Ensayo de Corte Directo.
- II/ Ensayo de Corte Triaxial.
- III/ Ensayo de Compresión simple.

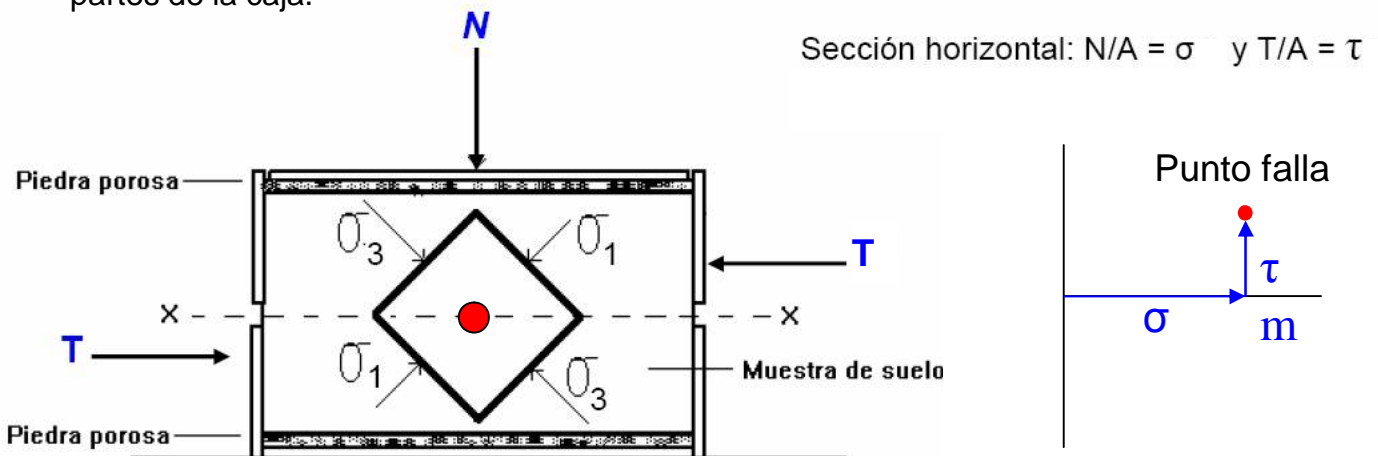
I/ Ensayo de corte directo (ensayo (Casagrande)).

Intenta reproducir en el laboratorio la experiencia y resultados del plano inclinado.



Esquema de la caja empleado en el ensayo de corte directo.

En el aparato se aplica a la muestra de terreno una carga vertical "N" que se mantiene fija y a continuación se aplica una carga cortante "T" que va aumentado hasta que la muestra del terreno rompe. El plano de rotura está prefijado por la unión de las dos partes de la caja.



La direcciones y tensiones principales están determinadas

Hay diversos tipos de cajas en función del tamaño de la muestra de suelo a ensayar::

- Cajas cuadradas de tamaño 6 x 6 cm o de 10 x10 cm de lado para arenas.
- Cajas cuadradas de 30 x 30 cm de lado, para gravas. (hasta 100 x 100 cm.)
- Cajas cilíndricas de 6 -10 -16 cm de \emptyset

Tomás Cabrera (U.P.M.)

Máquinas ensayo de corte directo



Máquina ensayo
corte directo.



Micrómetro analógico



Micrómetro digital



CEDEX (centro de estudio y
experimentación de obras
públicas.)

Equipo de corte directo
con caja de 100 x100 cm
para materiales
granulados gruesos en
presas y escolleras.

N max = 1000 kN (100 t)

T max = 1000 kN (100 t)

ΔL = 25 cm.

Resultados del ensayo:

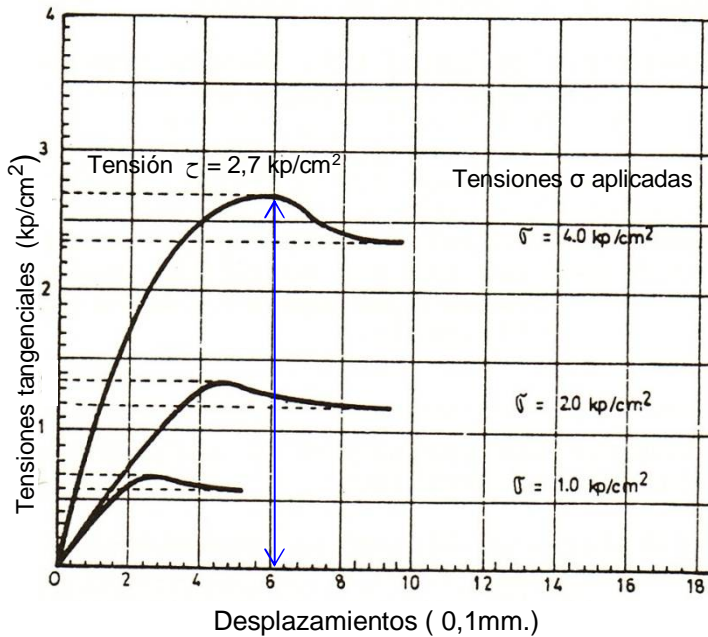
1º Cuando se produce la rotura como son conocidos “N” , “T” , la lectura del micrómetro “ ΔL ” y el área de las superficies de contacto. Podemos calcular:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \tau = \frac{T}{A} \quad \tan \phi = \frac{T}{N}$$

Gráficas ensayo de corte directo

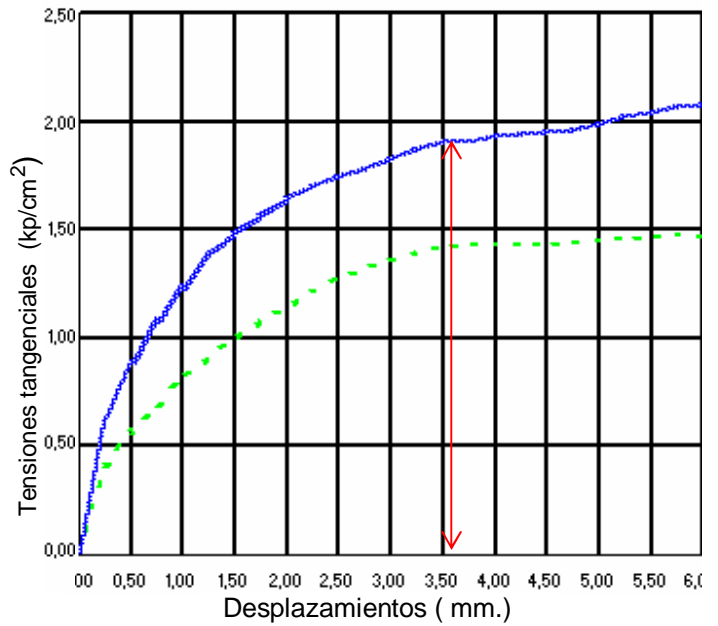
2º Graficas tensión- deformación. El avance del progreso del ensayo de corte directo se puede representar en un grafico tensión “ τ ” en el eje vertical y deformación horizontal “ ΔL ” en el eje horizontal. Existen dos tipos básicos de gráficas.

Suelos con gráfica tipo 1 se toma el máximo de la curva de rotura del terreno. (resistencia de pico)



gráfica tipo 1

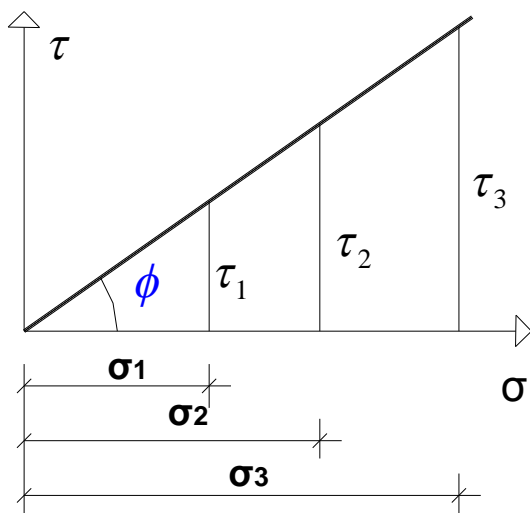
Suelos con gráfica tipo 2 se toma el valor residual correspondiente al final del tramo curvo.(resistencia residual)



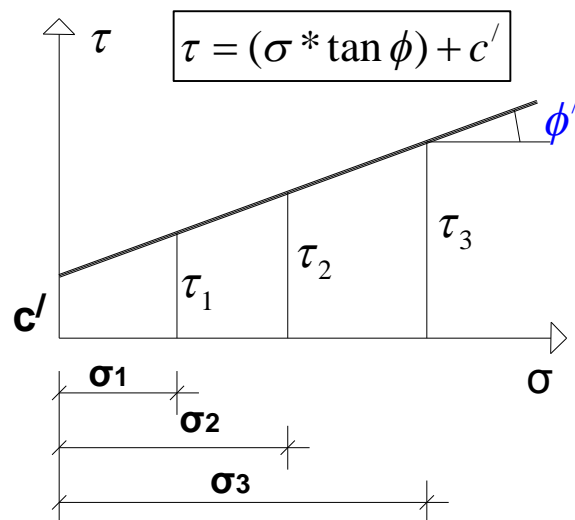
gráfica tipo 2

3º Gráfica tensiones: normales y tangenciales.

Si las tensiones “ σ ” y “ τ ” resultantes de cada ensayo de corte directo se llevan a unos ejes cartesianos y los unimos tendremos:



Gráfica típica arenas y arcillas normalmente consolidadas (recta pasa por el origen).



Gráfica típica arcillas sobreconsolidadas Aparece cohesión efectiva: “ c' ”

Criterio de Plasticidad - Rotura de Coulomb

Se repite el ensayo tres veces con distintos valores de partida: N1, N2 y N3. es decir, con las tensiones: σ_1 σ_2 σ_3 .

Para obtener los tres valores de carga de rotura a cortante: T1 , T2 y T3. o en valores unitarios las tensiones: τ_1 τ_2 τ_3

Aunque dos valores serían suficientes para definir la recta, el tercero sirve de comprobación y para evitar algún resultado errático.

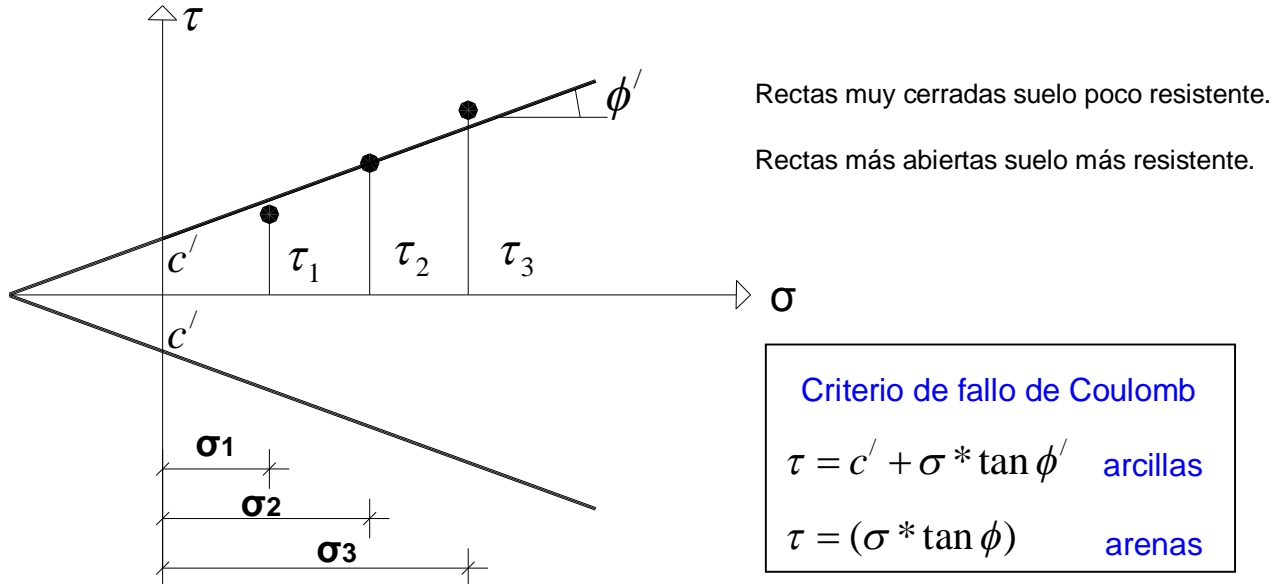
El ensayo de corte directo es rápido y útil y bastante exacto para suelos granulares ya que drenan muy bien y no existe problema con la presión de agua.

En arcillas la expulsión del agua es muy lenta, por lo que la fiabilidad del ensayo depende de que se haga más o menos rápido.

Si se produce la rotura frágil del suelo, hay que realizar el ensayo triaxial

1º Criterio de Coulomb (1736-1806).

Coulomb propuso en 1776 un criterio de plasticidad - rotura que representado en unos ejes cartesianos: “ σ ” y “ τ ” en los que la resistencia de un suelo queda definida por dos rectas a la que llamo ” rectas de resistencia intrínseca del suelo.



La combinación de tensiones “ σ ” y “ τ ” que representa un punto interior a las rectas, corresponde a un estado de tensiones para los cuales es suelo resiste.

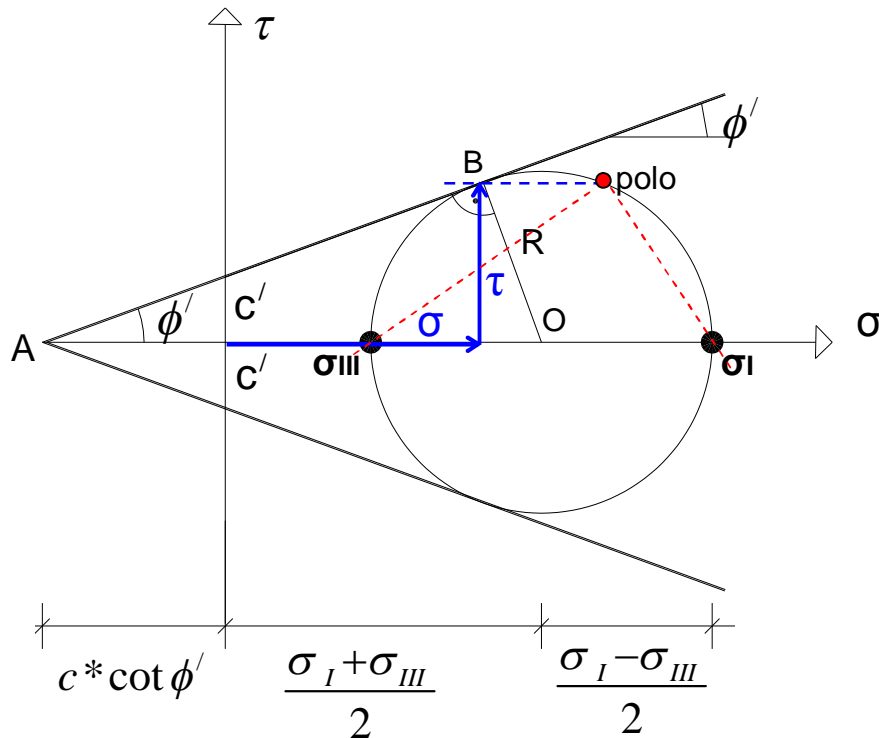
Los puntos de las rectas son puntos límite de plasticidad - de rotura de suelo.

Los puntos exteriores representan combinaciones de tensiones no resistidas.

Criterio Plasticidad- Rotura de Mohr – Coulomb en un suelo

2º Criterio de Mohr – Coulomb (CTE).

Representado conjuntamente el círculo de Mohr y las rectas de resistencia intrínseca.



De la geometría del triángulo ABO de la figura se deduce:

$$\sin \phi' = \frac{\overline{BO}}{\overline{AO}} = \frac{\left(\frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} \right)}{\left(\frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2} + c * \cot \phi' \right)}$$

Despejando se tiene:

$$(\sigma_I + \sigma_{III}) * \sin \phi' - (\sigma_I - \sigma_{III}) + 2c * \cos \phi' = 0$$

Función que relaciona tensiones principales σ_I y σ_{III} con parámetros resistentes c y ϕ .

Este es el denominado criterio de fallo Mohr – Coulomb en CTE (4.2.3.1 ELU)

Para la verificación del estado límite último de deslizamiento a lo largo de superficies de contacto terreno-cimiento, será necesario establecer la resistencia al corte de dicho contacto. Si, el modelo empleado para el terreno es un modelo de rotura del tipo Mohr-Coulomb ($\tau = a' + \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta'$), como valores para cimentaciones convencionales de hormigón armado ejecutadas sobre suelo se pueden adoptar para la adherencia (a') (componente cohesiva) y el ángulo de rozamiento terreno-cimiento (δ') (componente friccional), los siguientes valores:

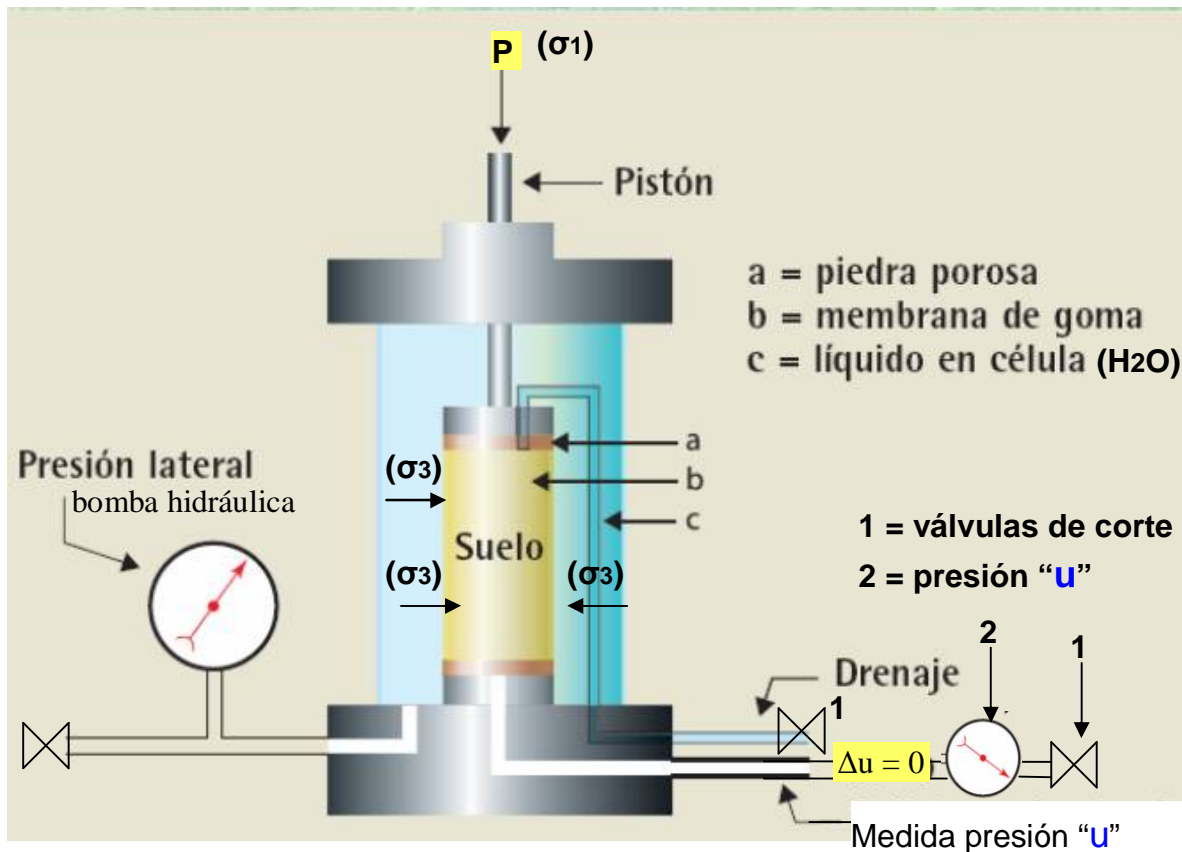
- en términos de tensiones efectivas y para un terreno de resistencia al corte definida por parámetros efectivos (c' , ϕ'): $a' = 0$; $\delta' = 3/4\phi'$;
- en términos de tensiones totales para situaciones transitorias en las que el proyectista considere necesario emplear cálculos en condiciones sin drenaje: $\delta' = 0$; $a' = c_u$.

Equipo para el ensayo triaxial en suelos

II/ Ensayo triaxial.

Con el aparato de corte triaxial, ensayo triaxial se superan los inconvenientes que presenta el aparato de corte directo.

Esquemáticamente como se ve en la figura, consta de un cilindro de plástico (perpex) dentro del cual se coloca la muestra del suelo (**b**) a ensayar protegida por una membrana plástica muy deformable, la célula o cilindro de plástico se llena de agua (**c**) a la que se puede dar la presión lateral cilíndrica necesaria.



La muestra de suelo (**b**) está colocada entre dos piedras porosas (**a**) para permitir el drenaje superior e inferior de la muestra. .

El drenaje se permite o no, según convenga al ensayo, mediante llaves de corte (1) y se controla su presión con un manómetro (2).

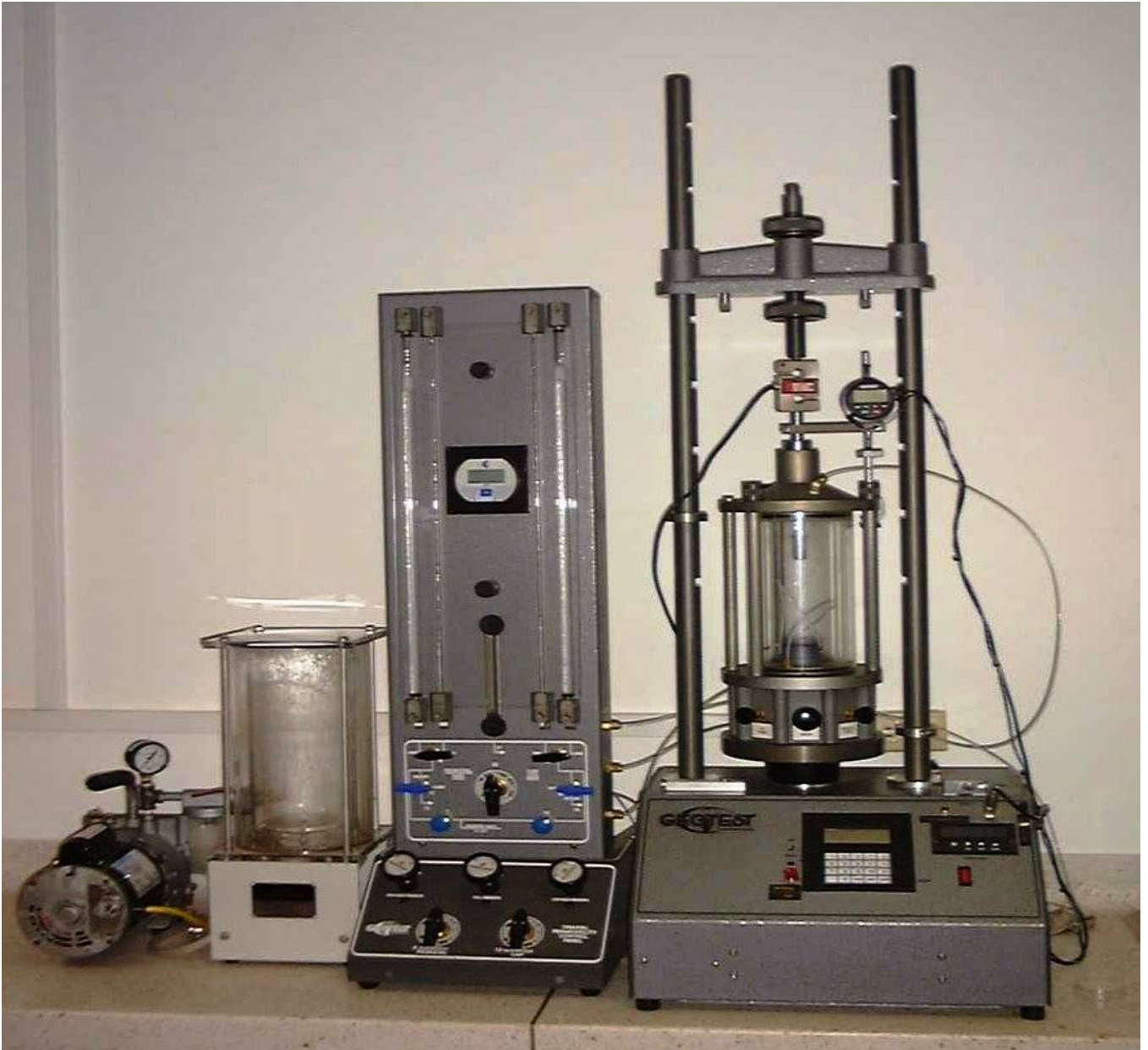
El aparato permite aplicar, mediante un pistón, una tensión vertical: (**σ₁**) y mediante el líquido de la célula una tensiones horizontales cilíndricas:(**σ₃**)

El estado tensional inducido en la muestra se puede representar mediante la utilización del círculo de Mohr.

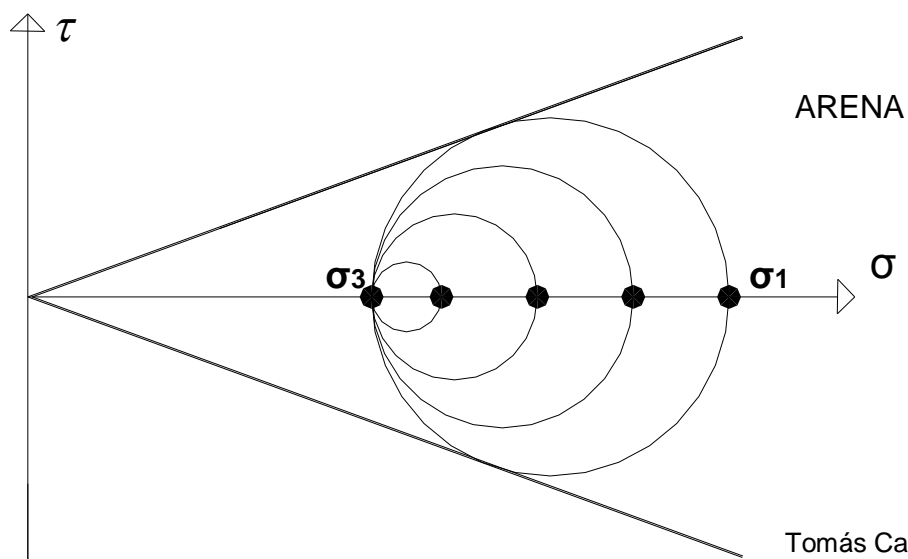
Primero se aplica una tensión de célula (**σ₃**) que afecta a toda la muestra. Por ello inicialmente: **σ₁ = σ₃**

Posteriormente se aplica lentamente el resto de la tensión vertical: **σ_{1T} - σ₃** hasta llegar al valor máximo de la tensión vertical en el ensayo triaxial = **σ_{1T}**

Equipo para ensayo triaxial en suelos



Al ir incrementando la tensión vertical (σ_1), iremos obteniendo distintos círculos de Mohr, hasta que para un determinado valor de (σ_1) la muestra rompe. Gráficamente:



Tomás Cabrera (U.P.M.)

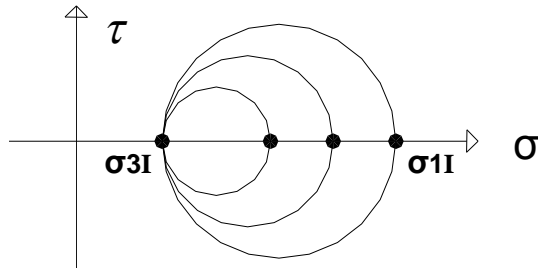
Ensayos de Consolidación con aparato triaxial.

1º Ensayo con consolidación y drenaje (C D) o lento. (Consolidated Drained)

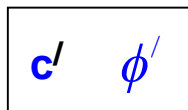
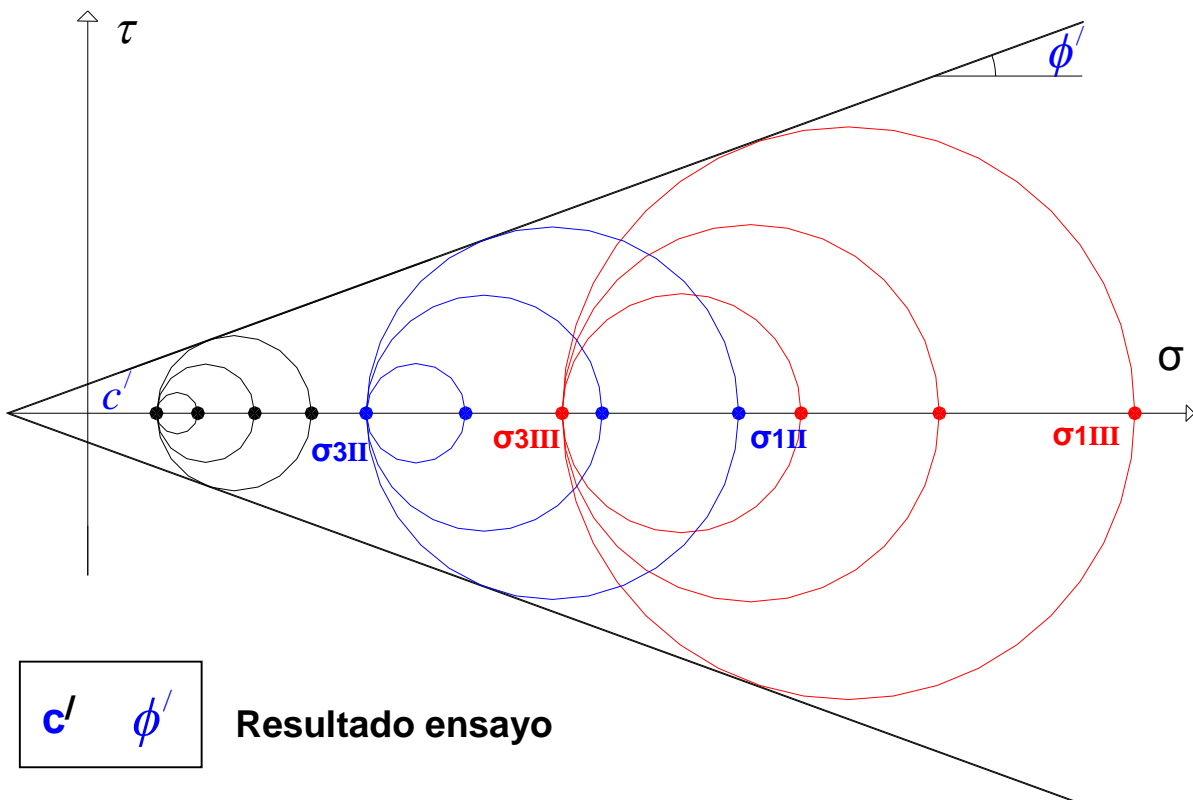
Si aplica la presión de célula (σ_3) y se consolida la muestra,.

Se permite en todo el ensayo que escape el agua intersticial manteniendo las válvulas (1) siempre abiertas estamos dejando que la muestra drene. El manómetro (2) siempre marcará cero.

Empezamos a incrementar lentamente la tensión vertical (σ_1), hasta que la muestra de suelo rompe. Las tensiones de este primer ensayo que llamaremos (I) son las tensiones principales de rotura: (σ_{1I}) y (σ_{3I}).



Usualmente se realiza el ensayo tres veces



Resultado ensayo

Las tensiones son siempre efectivas pues se realiza el ensayo muy lentamente.

Tanto la cohesión con el ángulo de rozamiento interno son efectivos:

La ordenada en el origen nos indicará si se trata de un suelo normalmente consolidado o sobreconsolidado (a veces se llama preconsolidado).

$c' = 0$ \longrightarrow suelo normalmente consolidado.

$c' > 0$ \longrightarrow suelo sobreconsolidado.

Tomás Cabrera (U.P.M.)

Ensayos de Consolidación con aparato triaxial.

2º Ensayo con consolidación sin drenaje (C U) o rápido. (Consolidated Undrained)

(El inconveniente del ensayo anterior "CD" es su lentitud y en consecuencia su coste.)

Se aplica la presión de célula (σ_3) y se consolida la muestra,.

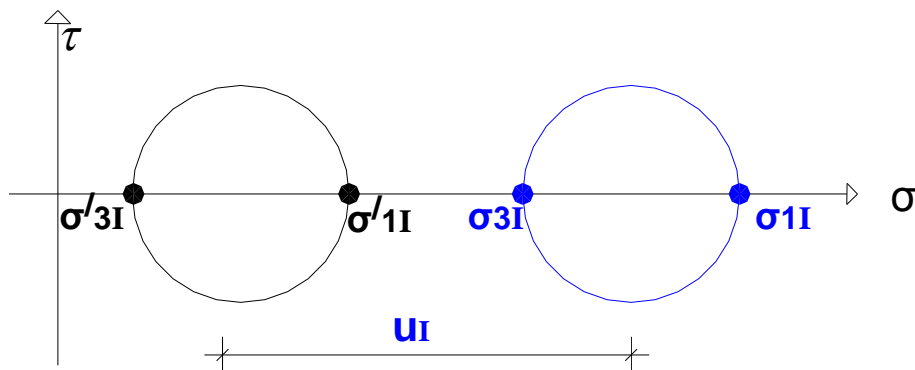
Se cierran las válvulas (1), con el manómetro podemos medir la presión del agua intersticial "u".

Conocida "u" y las tensiones totales, por el principio de las tensiones efectivas podremos obtener estas últimas:

$$\sigma'_{1I} = \sigma_{1I} - u_I = \sigma v'_{1I}$$

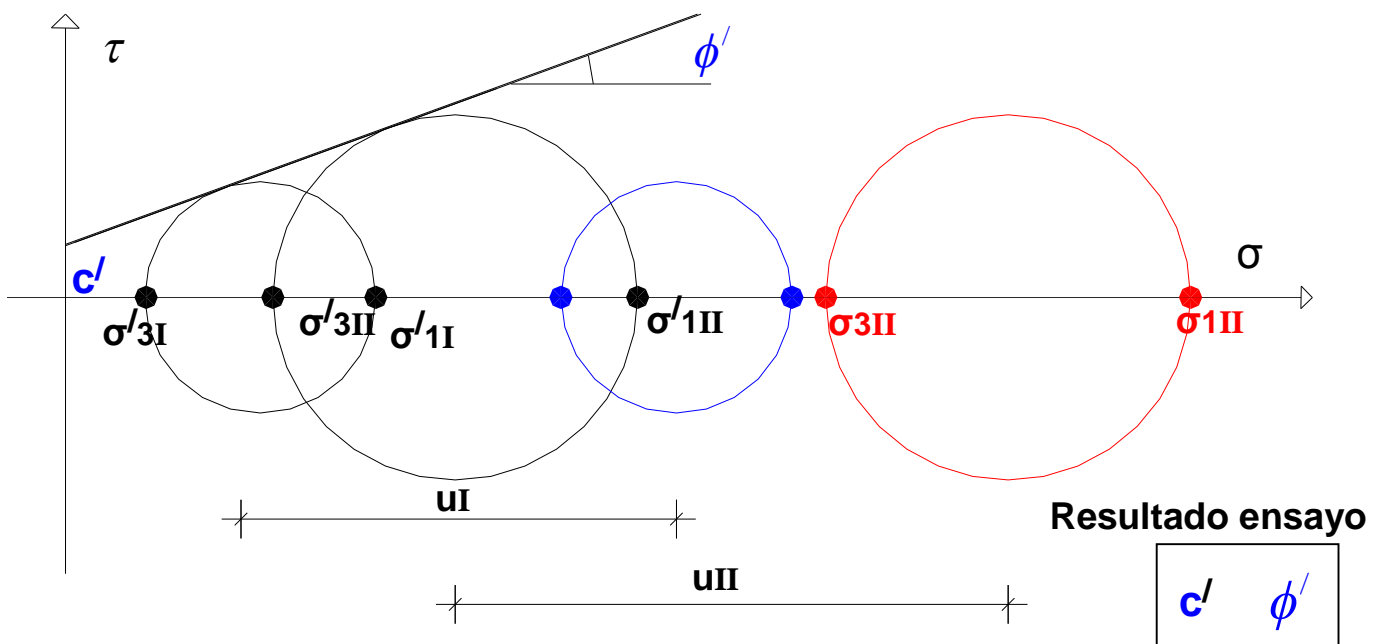
$$\sigma'_{3I} = \sigma_{3I} - u_I = \sigma h'_{1I}$$

Se trazan el círculo correspondiente a la tensiones totales y a continuación se les resta el valor de la presión intersticial en este momento "u" con lo que el círculo se desplaza hacia la izquierda hasta colocarse en tensiones efectivas.



Usualmente se realiza el ensayo dos o tres veces.

Trazando la tangente a los círculos de tensiones efectivas (en negro), obtenemos:



Este es el ensayo que se realiza habitualmente ya que es muy rápido de efectuar

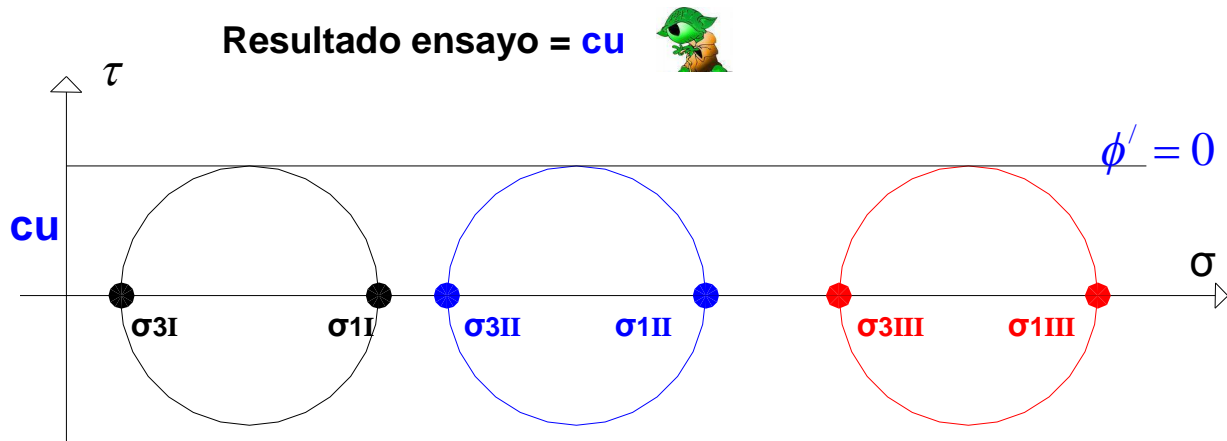
Ensayos de Consolidación con aparato triaxial.

3º/ Ensayo sin consolidación sin drenaje (U U) rápido. (Unconsolidated Undrained)

Sirve para conocer que ocurre cuando la carga se aplica rápidamente sin dar tiempo a consolidar ni drenar.

En este caso se mantiene cerrada la válvula (1) y se procede a cargar rápidamente.

De esta manera se obtienen tensiones totales y no podemos medir las tensiones intersticiales.



Al realizar el ensayo el suelo rompe para unas tensiones: σ_{3I} σ_{1I}

Repitiendo el ensayo varias veces más nos encontramos círculos de Mohr de igual diámetro.

La tangente a todos los círculos es horizontal, es decir, de pendiente nula.

La pendiente de esta recta es el ángulo de rozamiento interno, entonces: $\phi' = 0$

La ordenada de la recta de pendiente nula nos da en el eje vertical en el origen un valor de resistencia tangencial sin drenaje: **cu**

La presión intersticial del agua se desconoce en todo momento ya que no podemos medirla.

III/ Ensayo de compresión simple

Los resultado del ensayo anterior (UU) se pueden contrastar, incluso sustituir por otro ensayo más sencillo que es el de compresión simple de una muestra tallado de suelo.

Las muestra se pueden obtener de dos formas:

a/ Muestra inalterada obtenida mecánicamente in situ. La muestra tiene forma cilíndrica y con un diámetros comprendido entre 33 mm. y 150 mm.

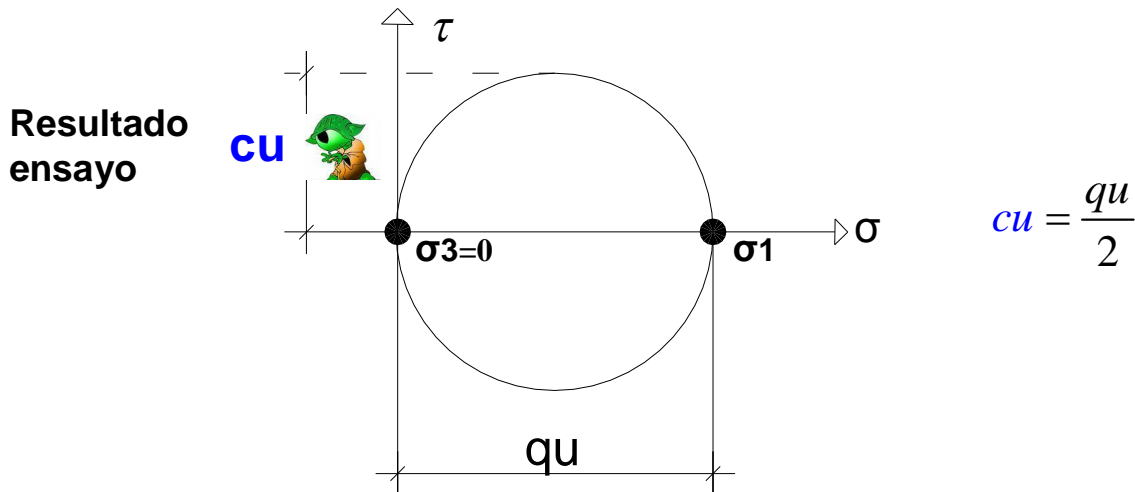
b/ Se toma manualmente una **muestra del terreno inalterada de forma cúbica**, se parafina y se envía al laboratorio, donde se retalla de manera adecuada.

Ensayo compresión simple en suelos con cohesión

El ensayo de compresión simple en suelos es semejante al correspondiente para probetas de hormigón. La muestra rompe con una tensión: $\sigma_1 = q_u$

Donde q_u es la resistencia a compresión simple de la muestra obtenida en el ensayo.

El círculo de Mohr obtenido es del tipo:



El ensayo nos da directamente la cohesión sin drenaje = cu , que coincide con el radio del círculo de Mohr:

El valor de esta resistencia es: $cu = \frac{qu}{2}$

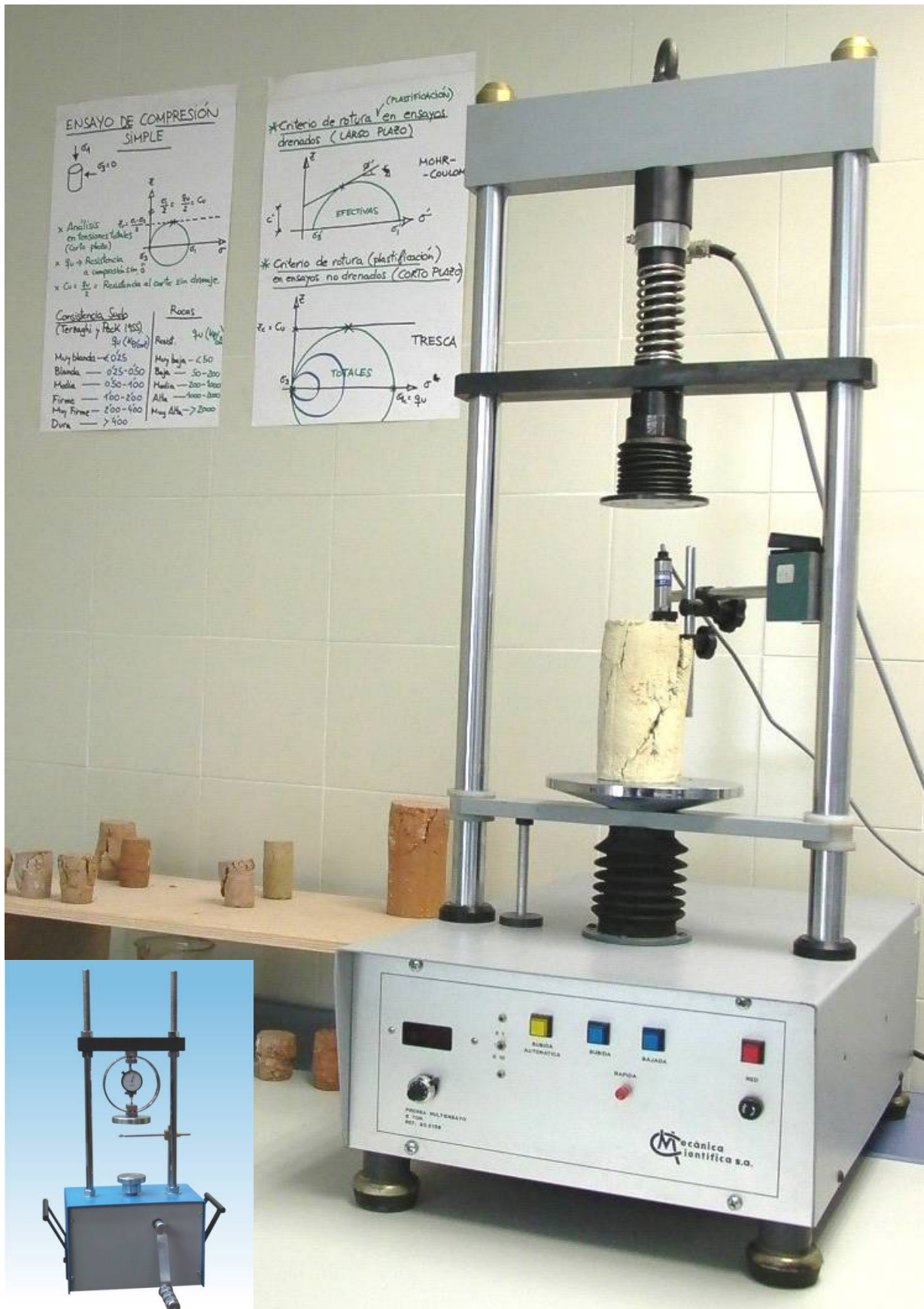
Según el valor de la resistencia a compresión simple, las arcillas puede clasificarse según Terzagui y Peck (1955)

<u>Consistencia del suelo</u>	qu (kp/cm ²)
Muy blanda.....	0,25
Blanda.....	0,25 – 0,50
Media.....	0,50 – 1,00
Firme.....	1,00 – 2,00
Muy firme.....	2,00 – 4,00
Dura.....	> 4,00

Estos mismos valores se recogieron en la NTE – ECG (1975) y son los mismos recomendados por CTE (2006)

Maquinaria para el ensayo compresión simple en suelos.

La maquinaria varia según se trate de modelos en función del suelo a ensayar: para arcillas blandas, duras, calizas o rocas. Pueden ser manuales o automáticos



Tomás Cabrera (U.P.M.)

Los ensayos CD CU UU y compresión simple en CTE.

4.2.3 Variables básicas y parámetros del terreno

4.2.3.1 Estados límite últimos

1 Para la verificación del estado límite último frente al hundimiento en suelos será necesario contar con una estimación fiable de la resistencia al corte característica de las unidades geotécnicas relevantes. Dicha resistencia vendrá expresada, en términos de tensiones efectivas, por el ángulo de rozamiento interno (ϕ') y la cohesión (c'), preferiblemente obtenidos mediante ensayos de corte triaxiales (CU ó CD). No obstante, se podrá recurrir a las siguientes simplificaciones:

a) En suelos granulares limpios y sin cohesión que no contengan más de un 30% en peso de partículas de más de 20 mm de diámetro, se podrá estimar el ángulo de rozamiento interno a par-

tir de métodos indirectos tales como el golpeo del ensayo SPT o la resistencia por la punta del penetrómetro estático, q_c según la tabla 4.1 (Figura D.1).

Tabla 4.1 Correlación entre golpeo N_{SPT} , y CPT con el ángulo de rozamiento

	Muy suelto	Suelto	Medio-denso		Denso	Muy denso	
Ángulo de rozamiento interno del terreno	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
Golpeo N_{SPT} (número) Rechazo > 50 golpes	10	15	22	30	36	45	55
Resistencia por punta del penetrómetro estático (MPa)	-	2	4	7	15	21	30

Para la verificación directa del estado límite último de hundimiento se podrá recurrir asimismo a los métodos simplificados descritos en el apartado 4.3.3, basados en ensayos de penetración. Si se dispone de resultados de ensayos de penetración estática, la resistencia por la punta medida, q_c , se podrá correlacionar con el golpeo del ensayo SPT de acuerdo con la tabla 4.2 (Figura D.2) en función de la granulometría del terreno.

Tabla 4.2 Correlación entre CPT y N_{SPT}

	Arena	Arena limosa	Arena limosa o limo	Limo arcilloso o arcilla limosa	Arcilla
q_c / N (MPa / $n^{0.30}$)	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
D_{50} (mm)	0,3	0,1	0,04	0,01	0,001

Para el caso de construcciones del tipo C-3 y C-4 se puede recurrir a la comprobación de los parámetros de resistencia obtenidos indirectamente por los procedimientos anteriores mediante la ejecución de ensayos de laboratorio con muestras recom compactadas.

b) En suelos granulares limpios sin cohesión cuyo contenido en partículas de tamaño mayor que 20 mm supere el 30% en peso, los ensayos SPT, de penetración dinámica o estática pueden proporcionar resultados en exceso elevados a consecuencia del gran tamaño de las partículas más gruesas del suelo. Para estas situaciones se recomienda recurrir al empleo de ensayos tipo cross-hole o down-hole para la estimación de los parámetros de deformabilidad.

c) En suelos finos sin cohesión (limos no cohesivos) podrán ser de aplicación los criterios apuntados en el párrafo a) anterior

d) En suelos finos (limos y arcillas), saturados y de baja permeabilidad, habrá que comprobar las situaciones de dimensionado transitorias de carga sin drenaje. Bajo esta hipótesis se supone que los incrementos de presión intersticial generados por las cargas del edificio no se disipan tras su aplicación. En términos generales y salvo justificación expresa en contra, se supondrá que puede darse esta situación de dimensionado si el coeficiente de permeabilidad del terreno saturado resulta inferior a $k=0,001$ mm/s. En este caso la resistencia al corte del terreno podrá expresarse en términos de tensiones totales, representada mediante un ángulo de rozamiento interno $\phi=0$ y una cohesión $c=c_u$, ésta última denominada resistencia al corte sin drenaje. El valor de dicha resistencia provendrá de ensayos triaxiales UU o CU, o en su caso, de compresión simple. Asimismo podrá haber sido obtenida de forma indirecta a partir de ensayos in situ (molinete, penetrómetro estático, presiómetro). Salvo que se cuente con una dilatada experiencia local, para la selección final de la resistencia al corte sin drenaje a emplear en cálculo será recomendable que el estudio geotécnico cuente, para casos importantes, con diferentes tipos de ensayo, tanto de campo como de laboratorio, con el fin de comparar resultados y seleccionar su valor característico.

Anejo D. Criterios de clasificación, correlaciones y valores orientativos tabulados de referencia

D.1 Criterios de clasificación

Tabla D.1. Clasificación de suelos

Suelos gruesos ⁽¹⁾		
Gravas	Gruesas	20,0-60,0 mm
	Medias	6,0-20,0 mm
	Finas	2,0-6,0 mm
Arenas ⁽²⁾	Gruesas	0,60-2,00 mm
	Medias	0,20-0,60 mm
	Finas	0,06-0,20 mm
Suelos finos ⁽³⁾		
Limos	Gruesos	0,020-0,060 mm
	Medios	0,006-0,020 mm
	Finos	0,002-0,006 mm
Arcillas ⁽⁴⁾	< 0,002 mm	

(1) Con más del 50% de las partículas distinguibles a simple vista (aprox. 0,1 mm).

(2) En función de los datos de que se disponga de ensayos SPT las arenas pueden clasificarse tal y como se indica en la tabla D.2.

(3) Con más del 50% de las partículas no distinguible a simple vista (aprox. 0,1 mm).

(4) En función de los datos de que se disponga y de la resistencia a compresión simple pueden clasificarse las arcillas tal y como se indica en la tabla D.3.

Tabla D.2. Compacidad de las arenas

Clasificación	Índice N_{SPT}
Muy floja	< 4
Floja	4-10
Media	11-30
Densa	31-50
Muy densa	>50

Terzagui y Peck (1948)

Tabla D.3. Consistencia de las arcillas

Clasificación	Resistencia a compresión simple q_u (kPa)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

Terzagui y Peck (1955)

Tomás Cabrera (U.P.M.)