

## CAPÍTULO 12

### ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS

#### 12.1 RESISTENCIA AL CORTE DE UN SUELO

Esta resistencia del suelo determina factores como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención.

##### 12.1.1 Ecuación de falla de Coulomb (1776)

Coulomb observó que si el empuje de un suelo contra un muro produce un desplazamiento en el muro, en el suelo retenido se forma un plano recto de deslizamiento. Él postuló que LA MÁXIMA RESISTENCIA AL CORTE,  $\tau_f$ , en el plano de falla, está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (12.1)$$

donde:  $\sigma$  = Es el esfuerzo normal total en el plano de falla.

$\phi$  = Es el ángulo de fricción del suelo (por ejemplo, arena)

$c$  = Es la cohesión del suelo (por ejemplo, arcilla).

Esta es una relación empírica y se basa en la LEY DE FRICCIÓN DE AMONTON para el deslizamiento de dos superficies planas, con la inclusión de un término de cohesión  $c$  para incluir la Stiction propia del suelo arcilloso. En los materiales granulares,  $c = 0$  y por lo tanto:

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad \text{Suelo granular} \quad (12.2)$$

Contrariamente, en suelos puramente cohesivos,  $\phi = 0$ , luego:

$$\tau_f = c \quad \text{Suelo cohesivo puro} \quad (12.3)$$

Pero la ecuación (12.1) no condujo siempre a resultados satisfactorios, hasta que TERZAGUI publica su expresión  $\sigma = \sigma' + U$  con el principio de los esfuerzos efectivos (el agua no tiene cortante). Entonces:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (12.4)$$

En las figura 11.7 se ilustran las ecuaciones anteriores, con el diagrama del círculo de Mohr. (ver literales c, d, y e en OTROS ESTADOS Y SITUACIONES DE INTERÉS).

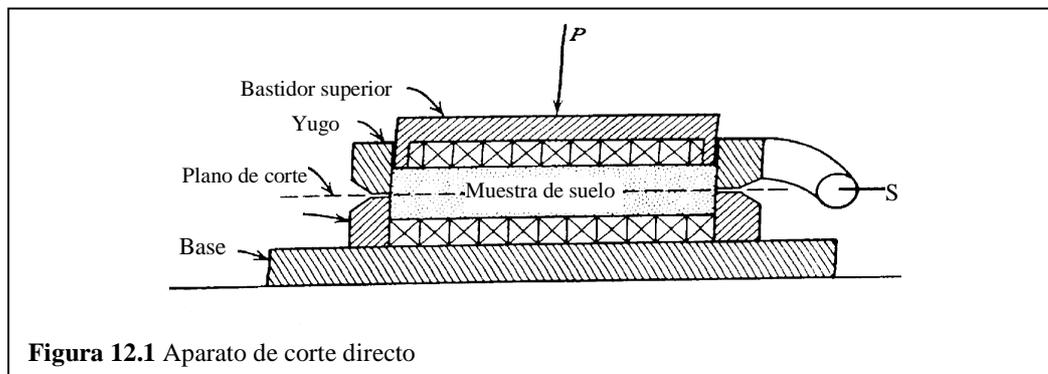


Figura 12.1 Aparato de corte directo

Puesto que la resistencia al cortante depende de los esfuerzos efectivos, en el suelo los análisis deben hacerse en esos términos, involucrando  $c'$  y  $\phi'$ , cuyos valores se obtienen del ENSAYO DE CORTE DIRECTO:

Aplicando al suelo una fuerza normal, se puede proceder a cizallarlo con una fuerza cortante. El movimiento vertical de la muestra se lee colocando un deformímetro en el bastidor superior. El molde no permite control de drenaje, que en el terreno pueden fallar en condiciones de humedad diversas (condición saturada no drenada, parcialmente drenadas o totalmente drenadas), para reproducir las condiciones de campo se programa la velocidad de aplicación de las cargas. En arenas, como el drenaje es libre, el ensayo se considera drenado. Para arcillas, la incertidumbre queda, por lo que se recurre al TRIAXIAL.

**12.3 CURVAS TÍPICAS EN ARENAS DENSA Y SUELTA (drenadas)**

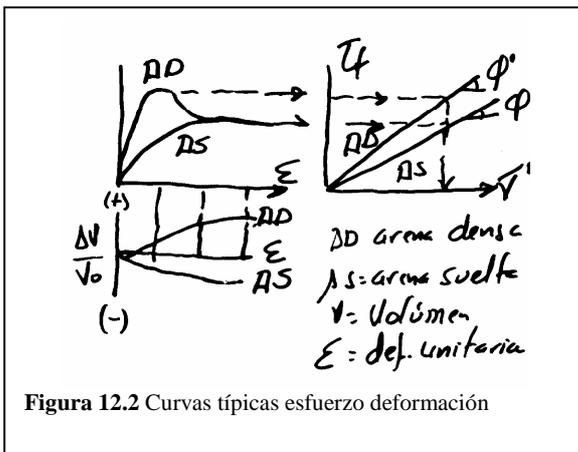


Figura 12.2 Curvas típicas esfuerzo deformación

En las arenas seltas, el volumen disminuye durante el corte porque las partículas se DENSIFICAN en el plano de corte. En las densas, se presenta DILATANCIA porque la trabazón de los granos hace que se separen para facilitar los desplazamientos relativos y el corte entre granos.

En ambas, se observa  $\tau = cte$  y  $V = cte$ , para grandes valores de la deformación. En estas condiciones se considera la muestra en el ESTADO DE RELACIÓN DE VACÍOS CRÍTICA. En las densas, si aumenta  $\epsilon$ , la rata de dilatancia disminuye hasta el valor crítico y el cortante, hasta un valor residual, que es igual al de la arena suelta para ese nivel de esfuerzos.

A la derechas se grafica la ENVOLVENTE DE FALLA, que se obtiene variando N: cundo N aumenta, el valor S necesario para la falla, también crece.

El esqueleto mineral es más resistente al corte, en las arenas densas por lo que la fricción efectiva  $\phi'$  resulta mayor. La pendiente de la envolvente da el valor de  $\phi'$ , que en suelos granulares llega a ser:

Suelo	$\phi'$ suelto	$\phi'$ denso	Suelo	$\phi'$ suelto	$\phi'$ denso
Limo	27° - 30°	30° - 36°	Arena bien gradada	33°	45°
Arena limosa	27° - 33°	30° - 35°	Grava arenosa	35°	50°
Arena uniforme	28°	34°	Suelo anguloso uniforme	35°	43°
Suelo redondeado uniforme	30°	37°	Suelo anguloso bien gradado	39°	45°
Suelo redondeado bien gradado	34°	40°	Rangos de la tabla	27° - 39°	30° - 45°

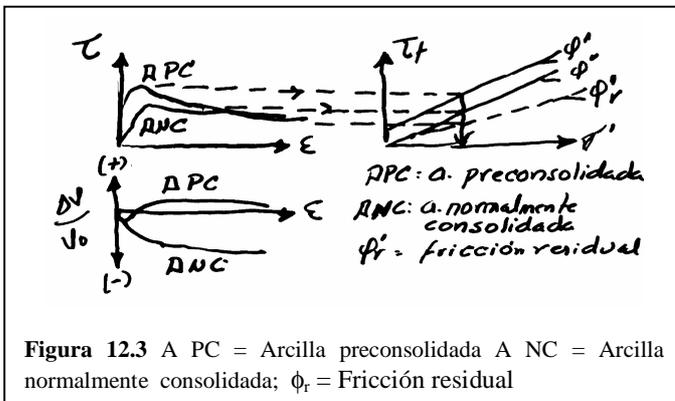


Figura 12.3 A PC = Arcilla preconsolidada A NC = Arcilla normalmente consolidada;  $\phi_r$  = Fricción residual

**12.4 CURVAS TÍPICAS EN ARCILLAS PC Y NC (condición drenada)**

Para arcillas NC la caída del esfuerzo  $\tau$  desde el pico hasta el residual (curva  $\tau - \epsilon$ ) se asocia con la orientación gradual del esqueleto mineral, colocándose paralelo al plano de falla.

En las arcillas PC, la caída de  $\tau$  es mayor, por efecto de la dilatancia que se pone en evidencia en la figura ( $\frac{\Delta\sigma}{V_0} - \epsilon$ ). Para alcanzar el estado RESIDUAL se demandan valores de  $\epsilon$  muy elevados. La diferencia entre  $\tau_{pico}$  y  $\tau_{residual}$ , permite establecer el ÍNDICE DE FRAGILIDAD (IF).

Cuando el material falla, la energía excedente se libera en forma térmica, ondulatoria, etc.

La ENVOLVENTE de falla muestra que le corresponde al ensayo de corte directo, con muestra drenada, para cada tipo de arcilla. Las arcillas PC muestran el valor  $C'$  en el intercepto del eje  $\tau_f$ , con valores entre 5 y 30  $\text{KN/m}^2$ . Para arcillas fisuradas, el valor de  $C'$  medido en laboratorio, en el campo tiende a cero con el tiempo, y la envolvente pasa por el origen.

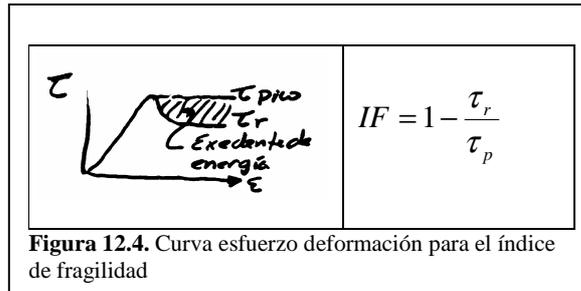


Figura 12.4. Curva esfuerzo deformación para el índice de fragilidad

El valor de  $\phi'$  no es afectado por la preconsolidación, y por lo general está en el rango  $\phi' = 20^\circ - 30^\circ$ . El  $\phi$  residual es tan bajo como  $\phi_r = 9^\circ$  en arcillas con índice de plasticidad (IP) alto, lo que explica el que taludes fallados puedan mantenerse en pie.

Para arcillas con orientación aleatoria de sus fisuras, como ocurre en suelos residuales, el valor promedio de  $\phi'$  está entre el valor pico de la arcilla intacta y el valor residual que tiene en el plano de las fisuras.

**12.5 LA ENVOLVENTE DE MOHR – COULOMB**

Para dibujar la envolvente de falla, se requieren ensayos en los que se alcance el nivel de esfuerzos que demanda la falla. La situación se logra con  $\sigma_{1f}$ ,  $\sigma_{3f}$ .

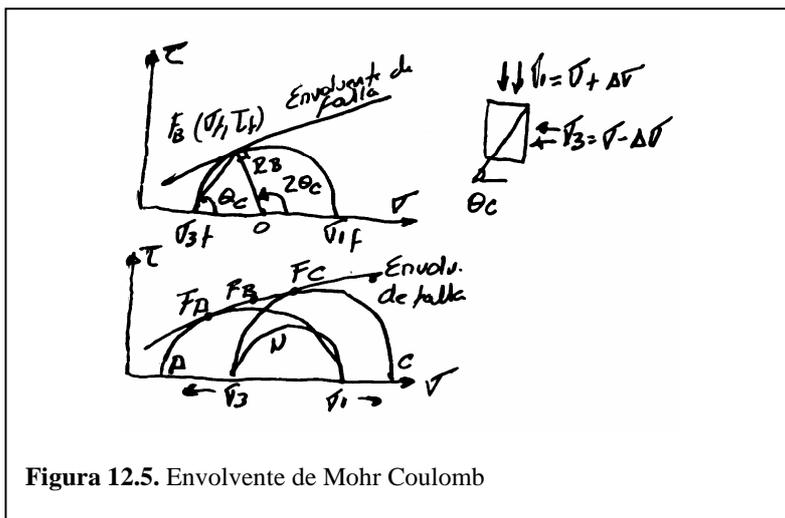


Figura 12.5. Envolvente de Mohr Coulomb

El círculo N muestra una situación estable, pero el incremento de  $\sigma_1$  lo lleva a la situación C y la reducción de  $\sigma_3$ , a la situación A. En B, se cambian ambas.

**12.6 RELACIÓN ENTRE  $\phi$  Y LOS ESFUERZOS PRINCIPALES DE FALLA  $\sigma_{1f}$   $\sigma_{3f}$**

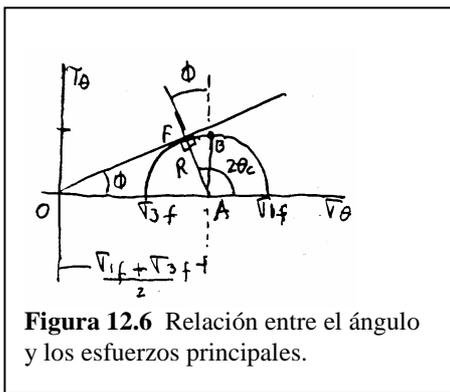
Si  $\tau_f = C_f + \sigma_f \text{tg}\phi$ , para  $C = 0$  tenemos:

$$\tau_f = \sigma_f \text{tg}\phi \quad (12.5)$$

pero  $2\theta = 90^\circ + \phi$ , entonces

$$\theta_c = 45^\circ + \phi/2 \quad (12.6)$$

además  $R = \frac{(\sigma_{1f} - \sigma_{3f})}{2}$  (12.7)



De la figura:  $\text{sen } \phi = AB/OA$ , entonces, llamando  $\sigma_{if} = \sigma_i$  tenemos:

$$\text{sen } \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{q}{p} \quad (12.8) \text{ que puede}$$

ser

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1/\sigma_3 - 1}{\sigma_1/\sigma_3 + 1} = \frac{1 - \sigma_3/\sigma_1}{1 + \sigma_3/\sigma_1} \quad (12.9) \text{ por simetría}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \Rightarrow N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = K_p \quad (12.10)$$

De 12.8 se concluye q/p; de 12.9 se concluye 12.10 (simetría).

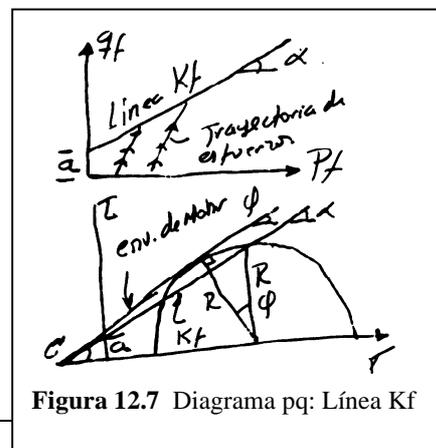
La ecuación 12.10 aparece en los libros de Mecánica de Suelos, donde  $N_\phi$  se llama "flow factor" (factor de influencia), y es igual al  $K_p$

**12.7 DIAGRAMA pq: LÍNEA  $K_f$**

La relación entre la envolvente de Mohr – Coulomb y la trayectoria de esfuerzos, la da la línea  $K_f$

$$qf = a + pf + \text{tg}\alpha \quad (12.11)$$

Pero  $\alpha = \text{arctg}(\text{sen}\phi) \therefore$



$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{sen} \phi \quad (12.12)$$

además:  $c/a = \operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \alpha \quad \therefore$

$$a = C \cos \phi \quad (12.13)$$

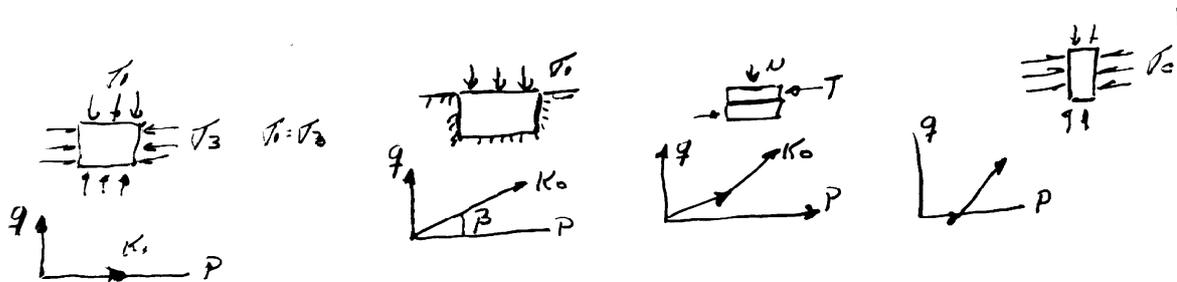
De lo anterior obtengo  $K_f$  y  $N_\phi$ :

$$qf = C \cos \phi + pf \operatorname{sen} \phi \quad (12.14)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha} = K_p \quad (12.15)$$

## 12.8 TRAYECTORIA DE ESFUERZOS Y CONDICIONES DE CARGA

Compresión isotrópica    ;    Compresión confinada    ;    Corte directo    ;    Triaxial



En la prueba edométrica, la relación entre  $\sigma_h$  y  $\sigma_v$  es  $K_0$  y el suelo desarrolla esfuerzos y deformaciones tangenciales, al igual que compresiones y cambios de volumen, pero como está **IMPEDIDO A FALLAR POR CORTE**, la deformación principal se debe a compresión. La fricción lateral perturba el estado unidimensional de deformación. ( $K_0$  = Coeficiente de presión de tierras en reposo)

En el corte directo la fuerza  $T$  se aplica a una  $u$  otra velocidad, controlada. El estado de carga  $K_0$  es al aplicar  $N$ . Luego se aplica  $T$  y por lo tanto aumentan  $p$  y  $q$ , pero su medición no se hace viable. En arcillas, el ensayo drenado ( $D$ ), supone una aplicación demasiado lenta de  $T$ , para permitir evaluar  $C'$  y  $\phi'$ . Si es rápido (no drenado), se evalúan  $C_u$  y  $\phi_u$ ; ( $\bar{D}$ ).

En cargas repetidas,  $\phi'$  puede variar. Una arena suelta se compacta y una densa se dilata, obteniendo un  $\phi$ , mayor o menor, al de carga estática.

En triaxial, se puede romper la muestra por tracción ( $\sigma_2 = \sigma_1$ ) o por compresión ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), llegándose al mismo valor de  $\phi'$  o a uno mayor en  $4^\circ$ , en deformación plana ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), prueba de mayor interés realista.

La humedad en la prueba de corte, para arena seca o saturada, afecta poco el valor de  $\phi$  y la cohesión por capilaridad en esa prueba carece de importancia.

La compresión isotrópica pura es rara en la realidad, mientras la confinada es muy corriente en la naturaleza. Para una variación de  $\sigma_1$ , la variación del octaédrico es mayor en la compresión isotrópica, por lo que la deformación volumétrica también resulta mayor, que en la compresión confinada. Sección 11.2.3

## 12.9 FRICCIÓN

Sea A una partícula de arena a punto de rodar, y  $\beta$  el ángulo máximo de reposo del depósito de arena seca. Las componentes del peso W de la partícula A, son la normal n y la fuerza tangencial t. Además r es la fuerza de rozamiento que se opone a t; es decir:

$$r = t \quad (\text{equilibrio}) \quad (12.16)$$

$$\text{si } n = W \cos\phi' \text{ y } t = W \sin\phi' \quad (12.17) \text{ puedo decir que } r = n f \quad (12.18)$$

siendo f la fricción unitaria. Reemplazando (12.18) y (12.17) en (12.16) tenemos:

$$r = t \Rightarrow \text{pero } r = (W \cos\phi') f \text{ y } t = W \sin\phi'.$$

$$\text{luego: } (W \cos\phi') f = W \sin\phi' \Rightarrow f = \frac{W \sin\phi'}{W \cos\phi'}$$

$$\text{así: } f = \text{tg}\phi' \quad (12.19)$$

Pero  $\beta = \phi'$  (lados perpendiculares entre sí); entonces, la fuerza actuante será proporcional a un coeficiente

$$f_a = \text{tg}\beta \quad (12.20)$$

Y el factor de seguridad, cociente entre las fuerzas resistente y actuante, será:

$$FS = \frac{\text{tg}\phi'}{\text{tg}\beta} \quad (12.21)$$

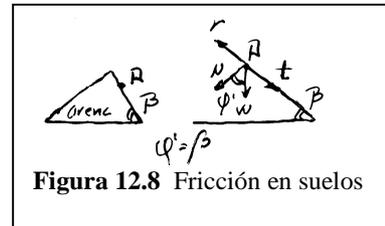


Figura 12.8 Fricción en suelos

## 12.10 FRICCIÓN RESIDUAL Y FRICCIÓN MÁXIMA

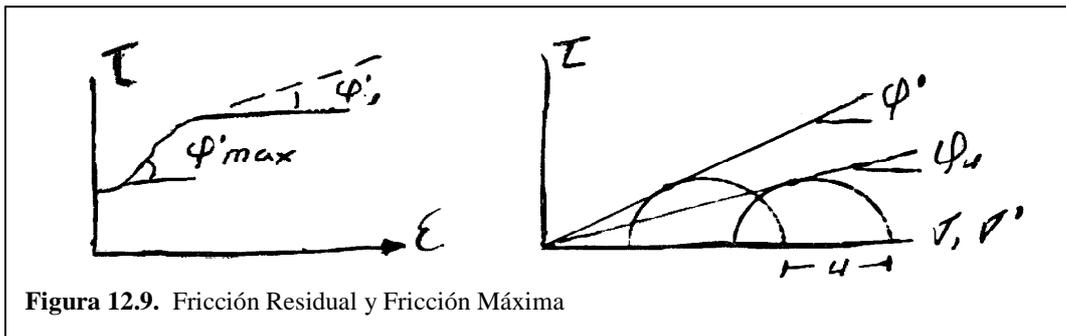


Figura 12.9. Fricción Residual y Fricción Máxima

La curva  $\sigma - \epsilon$  enseña que las arenas tienen un comportamiento plasto – elasto – plástico, razón por la que la envolvente de falla no es recta, y el máximo valor de  $\phi'$  estará en la pico de  $\sigma - \epsilon$ . Se debe relacionar el valor que se corresponde con el nivel de esfuerzos reales probables a los que se someterá el suelo, pero midiendo los parámetros  $C'$  y  $\phi'$  en muestras de suelo a lo largo de la superficie de falla probable, teniendo en consideración las condiciones reales del suelo.

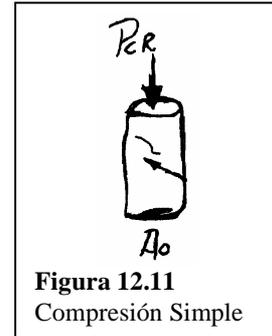
El corte directo es el ensayo más sencillo para obtener  $\phi'$ . También se puede utilizar dos métodos que dan el  $\phi'$  aproximado: El ensayo de veleta y el de penetración estándar.

### 12.11 COMPRESIÓN SIMPLE (Suelos cohesivos)

Se ha visto la compresión confinada o uniaxial, con el edómetro. Ahora, la compresión inconfiada, similar a la que se somete a los cilindros de concreto, sirve para determinar la RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE,  $q_U$ , de muestras de arcilla.

$$q_U = \frac{P_{CR}}{A_C} \quad P_{CR} = \text{Es el valor de } \sigma \text{ que causa la falla.}$$

$$A_C = \frac{A_0}{(1 + \epsilon)} \quad \text{siendo } A_0 \text{ el área inicial y } A_C \text{ el área corregida en } (1 + \epsilon)$$



En suelos FINO GRANULARES ( $\phi = 0^\circ$ ),  $q_U$  es un indicativo de la capacidad de soporte del suelo. Por el confinamiento, una arcilla puede soportar mayores esfuerzos que  $q_U$ , pero en general cuando  $\sigma_3 = 0$ , en el círculo de Mohr, el  $\tau_{\text{máx}}$  es  $C$  Figura 11.7 literal c, y como  $q_U = \sigma_1$  se puede deducir que

$$q_U = 2 C_U \quad (12.22)$$

### 12.12 COHESIÓN ÚLTIMA $C_U$ :

Se puede hablar de cohesión efectiva  $C'$  y cohesión última  $C_U$ . En arcillas saturadas ( $\bar{D}$ ), los cálculos son viables con esfuerzos totales como caso de excepción. El valor  $C_U$  es mayor que  $C'$ , normalmente.

<u>Consistencia (arcilla saturada y ND)</u>	$q_U \text{ KN/m}^2$
Muy blanda	< 0,25
Blanda	0,25 – 0,50
Medianamente compacta	0,50 – 1,00
Compacta	1,00 – 2,00
Muy compacta	2,00 – 4,00
FIRME (SAPROLITO)	40 – 75
RÍGIDA	75 – 100
MUY RÍGIDA	100 - 200
DURA (ROCA DURA)	> 200

Regresar a Contenido  
del libro M d S