

1 - Resistencia al corte



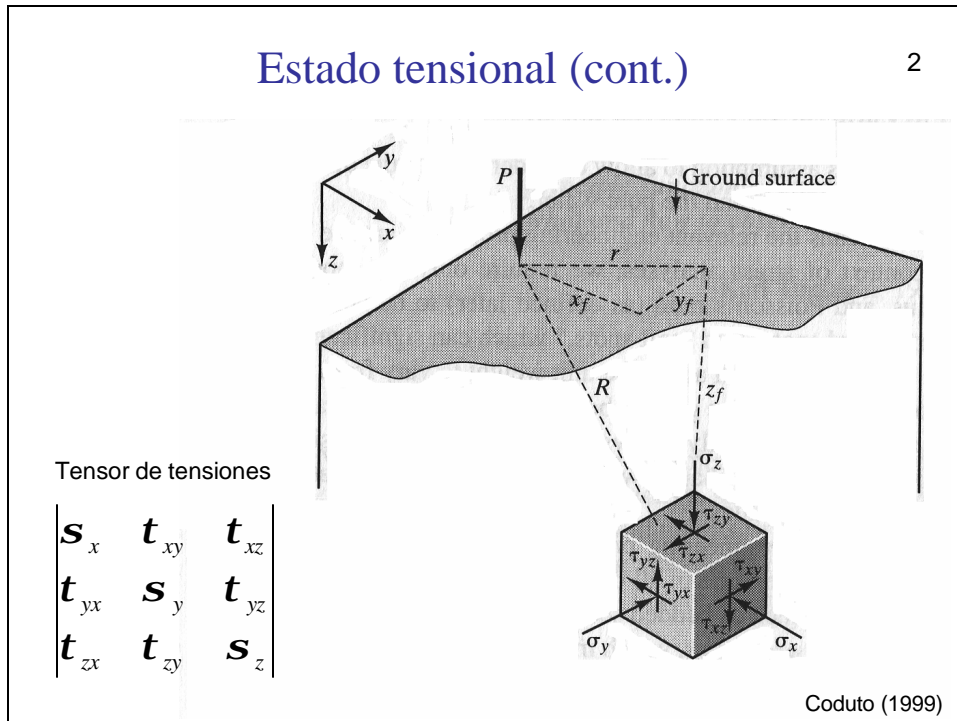
Estado tensional

1

- Virtualmente todos los proyectos de ingeniería civil transmiten cargas al suelo, generando esfuerzos de compresión, corte y a veces tensión.
- Adicionalmente existen esfuerzos debido al peso propio del suelo.
- El suelo es un material muy complejo (trifásico); sin embargo para estimar los esfuerzos, éste se idealiza como un continuo.

Estado tensional (cont.)

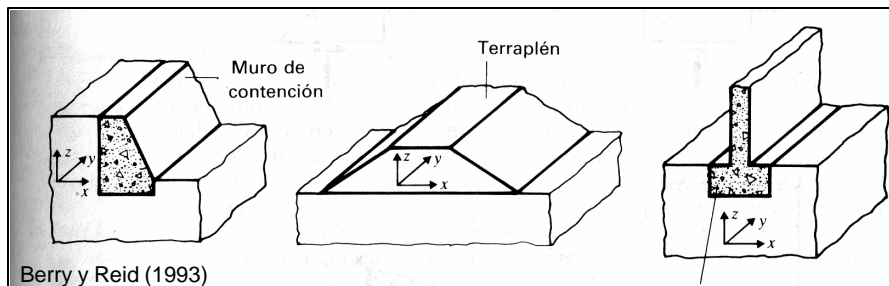
2



Problemas de deformaciones planas

3

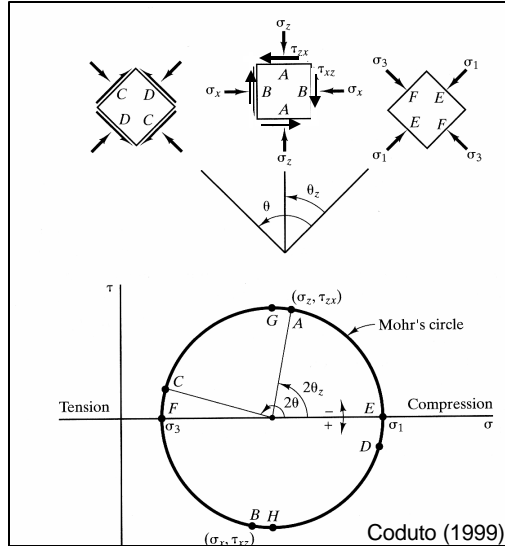
En algunos casos, como en muros de contención, terraplenes y fundaciones corridas, las condiciones de la mayor parte del suelo se aproximan a las de deformación plana y el problema se puede analizar en dos dimensiones.



Círculo de Mohr

4

En muchos casos se requiere obtener los esfuerzos que actúan en planos que no son el horizontal ni el vertical. Esto se puede realizar usando el método del círculo de Mohr.



Círculo de Mohr (cont.)

5

$$s_1 = \frac{s_x + s_z}{2} + \sqrt{\left[\frac{s_x - s_z}{2}\right]^2 + t_{zx}^2} \quad q_z = \frac{1}{2} \cos^{-1} \left(\frac{2s_z - s_1 - s_3}{s_1 - s_3} \right)$$

$$s_3 = \frac{s_x + s_z}{2} - \sqrt{\left[\frac{s_x - s_z}{2}\right]^2 + t_{zx}^2} \quad t_{\max} = \frac{s_1 - s_3}{2}$$

s_1 = esfuerzo principal mayor

s_3 = esfuerzo principal menor

s_x = esfuerzo horizontal

s_z = esfuerzo vertical

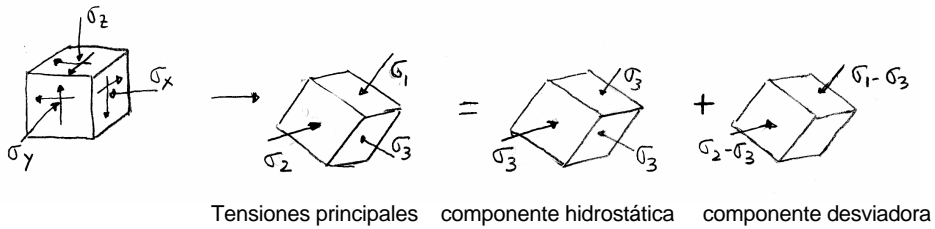
t_{zx} = esfuerzo de corte en el plano horizontal

q_z = ángulo entre s_z y s_1

t_{\max} = máximo esfuerzo de corte

Componente hidrostático y desviador

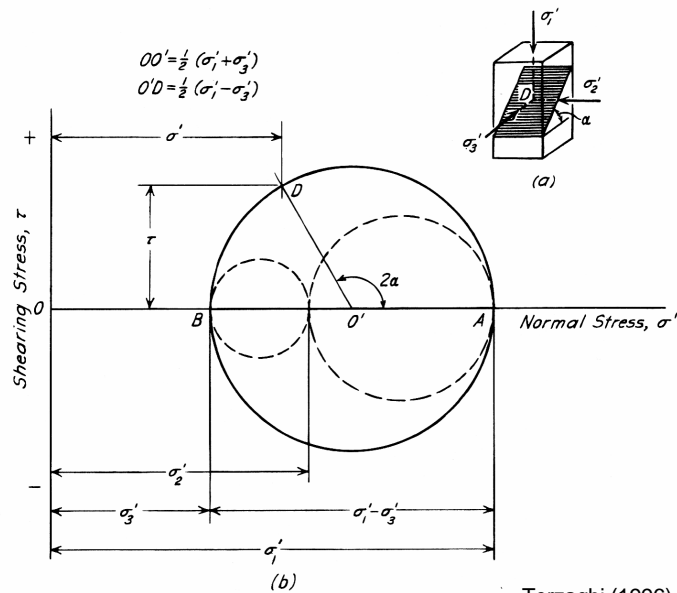
6



- La componente hidrostática genera esfuerzos de compresión y por lo tanto una deformación volumétrica.
- La componente desviadora genera esfuerzos de corte y por lo tanto deformaciones de corte.

Círculo de Mohr en 3 dimensiones

7



Diagramas p-q

8

- En muchos problemas es necesario representar muchos estados de esfuerzos. En este caso resulta poco práctico trazar varios círculos de Mohr en un mismo diagrama, por lo que se utilizan los diagramas.
- p corresponde al esfuerzo de compresión medio, y q corresponde al esfuerzo de corte máximo.

$$p = \frac{s_1 + s_3}{2}$$

en 2 dimensiones

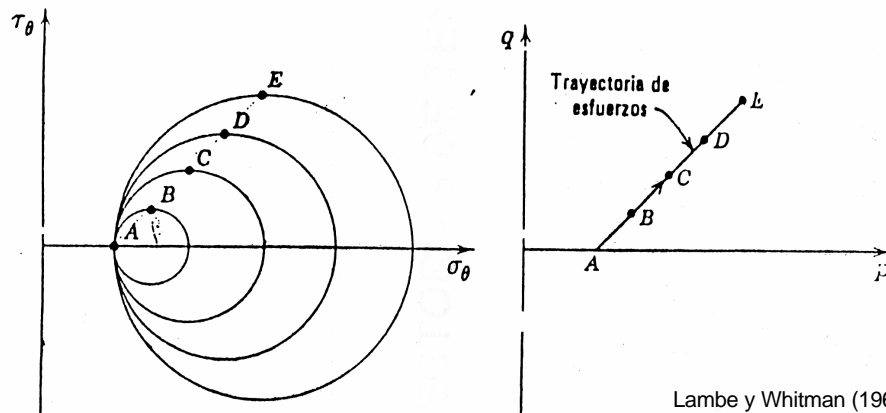
$$p = \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3}$$

en 3 dimensiones

$$q = \frac{s_1 - s_3}{2}$$

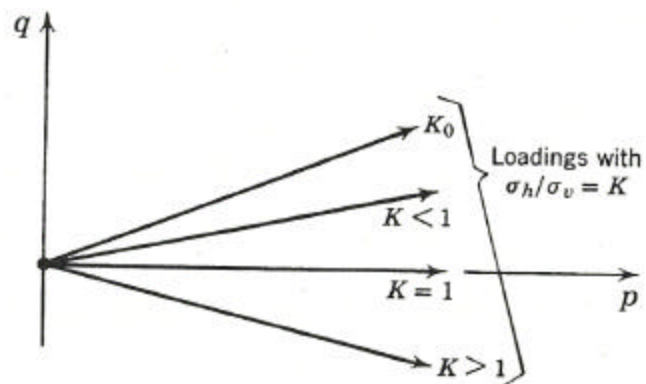
Trayectoria de esfuerzos

9



Trayectoria de esfuerzos (cont.)

10



Lambe y Whitman (1969)

Resistencia al corte

11

- La resistencia de un suelo es el mayor esfuerzo al que puede ser sometido.
- La geometría de la mayoría de los problemas geotécnicos es de tal manera que prácticamente todo el suelo se encuentra en compresión.
- Aún cuando el suelo pueda fallar debido a la aplicación de grandes esfuerzos de compresión, el suelo falla realmente al corte.
- Muchos problemas geotécnicos requieren de una evaluación de la resistencia al corte del suelo, tales como: taludes, presas de tierra, fundaciones de estructuras, muros de contención, etc.

Resistencia al corte (cont.)

12

Estabilidad de taludes: cuando la superficie del suelo esta inclinada, la fuerza de gravedad produce esfuerzos de corte. Si estos esfuerzos exceden la resistencia al corte, se produce un deslizamiento.

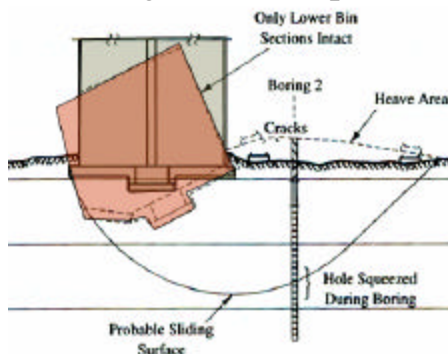


Priyantha W. J.

Resistencia al corte (cont.)

13

Fundaciones de estructuras: las cargas de una estructura son transferidas al terreno a través de las fundaciones, produciendo esfuerzos de compresión y de corte. Si el ultimo excede la resistencia al corte se produce una falla a lo largo de una superficie.



Priyantha W. J.

Resistencia al corte (cont.)

14

Muros de contención: el peso del suelo retenido por un muro de contención produce esfuerzos de corte en ese suelo. La resistencia al corte del suelo toma parte de los esfuerzos y el muro resiste el resto. Por lo tanto la carga que tome el muro depende de la resistencia al corte del suelo retenido.



Caso histórico: Vajont - Italia, 1963

15

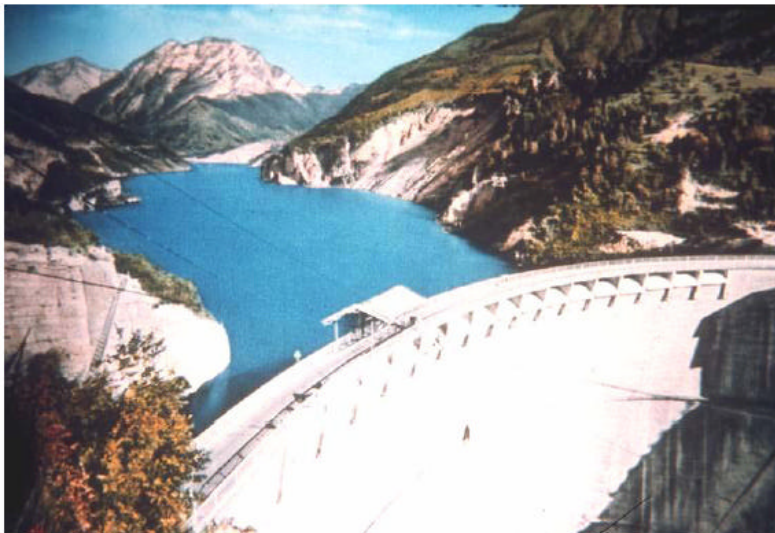
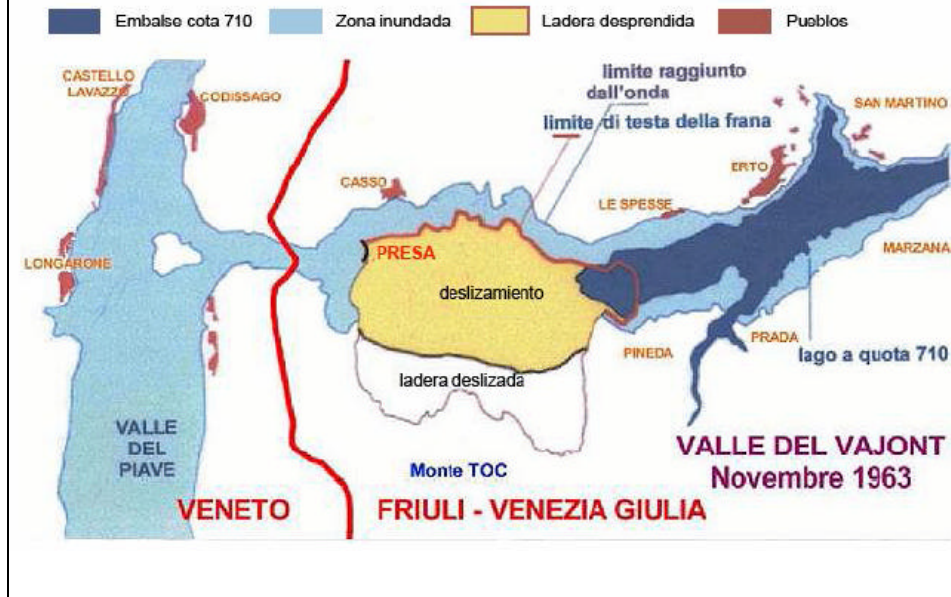


Figure 1.1a: The Vajont dam during impounding of the reservoir. In the middle distance, in the centre of the picture, is Mount Toc with the unstable slope visible as a white scar on the mountain side above the waterline.

Caso histórico: Italia, 1963

16



Caso histórico: Vajont - Italia, 1963

17



Figure 1.1b: During the filling of the Vajont reservoir the toe of the slope on Mount Toc was submerged and this precipitated a slide. The mound of debris from the slide is visible in the central part of the photograph. The very rapid descent of the slide material displaced the water in the reservoir causing a 100 m high wave to overtop the dam wall. The dam itself, visible in the foreground, was largely undamaged.

Caso histórico: Vajont - Italia, 1963

18



Figure 1.1c: The town of Longarone, located downstream of the Vajont dam, before the Mount Toc failure in October 1963.

Caso histórico: Vajont - Italia, 1963

19



Figure 1.1d: The remains of the town of Longarone after the flood caused by the overtopping of the Vajont dam as a result of the Mount Toc failure. More than 2000 persons were killed in this flood.

Caso histórico: Vajont - Italia, 1963

20

La represa hoy.



Caso histórico: Terremoto de Niigata, 1964

21



Caso histórico: Terremoto del Salvador, 2001 ²²



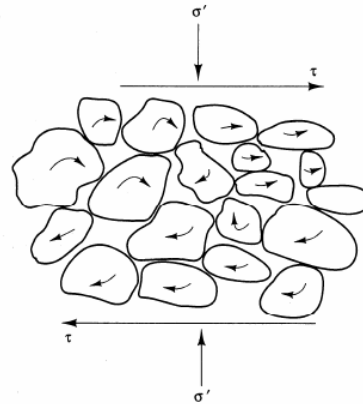
Caso histórico: Deslizamiento California, 2005 ²³



Resistencia al corte (cont.)

24

- La resistencia al corte es el resultado de la resistencia al movimiento entre partículas.
- La resistencia al corte se deriva de:
 - Resistencia a la fricción entre partículas
 - Cohesión entre partículas



Resistencia al corte (cont.)

25

Resistencia a la fricción

- La fuerza que resiste el deslizamiento es proporcional a la fuerza normal y al coeficiente de fricción.

$$t = s' \tan f' \quad s' = s - u$$

t = resistencia al corte

s' = esfuerzo efectivo en el plano de corte

f' = ángulo de fricción efectivo

u = presión de poros

- La resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos debido a que solo las partículas y no el agua contribuyen a la resistencia a la fricción.
- El valor de f' depende de las propiedades de fricción de las partículas en forma individual y la trabazón entre ellas, los que dependen de la mineralogía, forma de las partículas, gradación, e índice de vacíos.

Resistencia al corte (cont.)

26

Resistencia a la cohesión

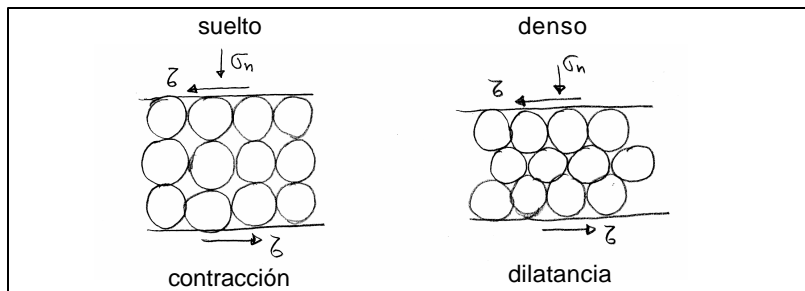
- Algunos suelos presentan resistencia al corte aún cuando el esfuerzo efectivo es prácticamente cero. Esta resistencia es llamada cohesión.
- Existen dos tipos de cohesión: cohesión verdadera y cohesión aparente .
 - Cohesión verdadera: es el resultado del enlace entre partículas (cementación, por ejemplo).
 - Cohesión aparente: puede aparecer cuando hay presiones de poros negativas sin considerar.

Resistencia al corte considerando la fricción y cohesión

$$t = c' + s' \tan f'$$

Respuesta volumétrica del suelo en corte 27

- Densidad, esfuerzo efectivo y estructura del suelo son las 3 variables importantes que determinan la resistencia al corte de los suelos granulares.
- Durante la movilización de la resistencia al corte la deformación es acompañada de un cambio en densidad y/o esfuerzo efectivo.
- Suelos sueltos tienden a compactarse durante la deformación.
- Suelos densos tienden a dilatarse durante la deformación.



Comportamiento drenado y no drenado

28

- Si el agua puede entrar o salir del suelo, las partículas se reacomodan generando un cambio de volumen y por lo tanto de densidad. No se genera cambio en la presión de poros.

$$\Delta V \neq 0 \Rightarrow \Delta u = 0$$

- Si el cambio de volumen no es posible, la presión de poros cambia, generando un cambio en el esfuerzo efectivo.

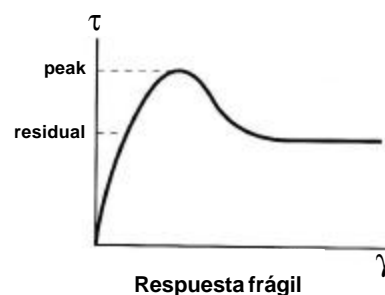
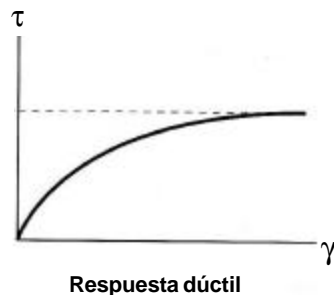
$$\Delta V = 0 \Rightarrow \Delta u \neq 0$$

- En el laboratorio se puede llevar el suelo a la falla en condiciones totalmente drenadas o no-drenadas.
- En terreno, debido a su gran permeabilidad, suelos granulares por lo general fallan en condiciones drenadas, excepto arenas muy sueltas que pueden licuarse. Suelos cohesivos por lo general tienden a fallar en condiciones no drenadas.

Definición de falla

29

- En materiales como el hormigón y el acero se define la falla como el punto en donde la curva esfuerzo-deformación se hace plástica y no-lineal (resistencia por fluencia), o cuando ocurre la ruptura (resistencia última).
- En el suelo la curva esfuerzo-deformación es no-lineal y plástica desde el comienzo, y no existe punto de ruptura.
- El suelo puede tener un comportamiento dúctil o frágil.



Definición de falla

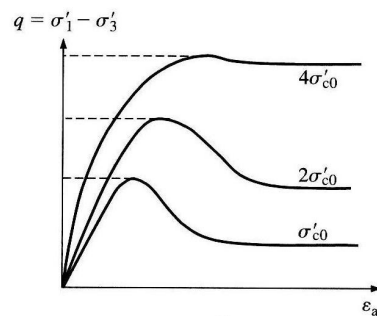
30

- En suelos con comportamiento dúctil, la resistencia aumenta con la deformación al corte, alcanzando una meseta, valor que se considera como resistencia al corte.
- En suelos con comportamiento frágil, éste presenta una resistencia máxima (máximo punto de la curva) y una resistencia residual (o resistencia última) que ocurre a mayores deformaciones de corte.
- Cualquiera de los dos valores puede ser usado para el diseño, dependiendo del tipo de problema a resolver.

Definición de falla

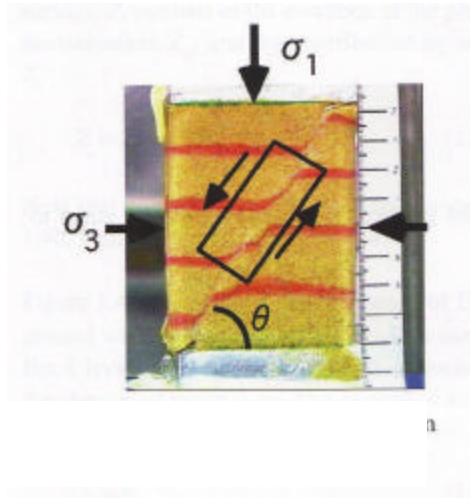
31

- Para un determinado tipo de suelo no existe una única curva esfuerzo-deformación, ya que ésta depende de factores como esfuerzo de confinamiento, tasa de deformación, etc.



Definición de falla

Falla "frágil"



Falla "dúctil"



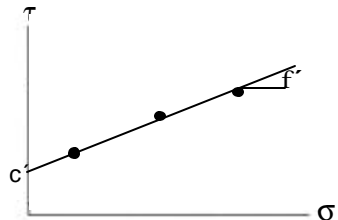
Criterio de falla Mohr-Coulomb

- El criterio de falla Mohr-Coulomb nos permite utilizar los resultados de laboratorio (c' y ϕ') en el análisis geotécnico. Este análisis puede hacerse en términos de esfuerzos efectivos o totales.

Análisis en términos de esfuerzos efectivos

- La resistencia al corte del suelo es desarrollada solamente por las partículas y no por el agua, por lo tanto es razonable evaluar la resistencia en términos de esfuerzos efectivos.

$$t_f = c' + s' \tan f'$$



Criterio de falla Mohr-Coulomb

34

Análisis en términos de esfuerzos totales

- El análisis basado en esfuerzos efectivos es posible solamente si podemos estimar o medir los esfuerzos efectivos en terreno. Esto puede ser complicado cuando hay excesos de presión de poros, ya sea por efectos de la consolidación o por comportamiento no drenado durante la carga.
- Debido a estas complicaciones es necesario a veces evaluar la resistencia basada en esfuerzos totales, utilizando los parámetros c_T y ϕ_T . La ecuación de la resistencia al corte es por lo tanto:

$$t_f = c_T + S \tan f_T$$

- Este método asume que el exceso de presión de poros desarrollado en laboratorio es el mismo que se desarrollará en el terreno.
- Pero se debe recordar que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos.

Valores típicos de ángulos de fricción

35

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
	β (°)	Talud (vert. a hor.)	ϕ_{cr} (°)	$\tan \phi_T$	Compacidad media		Compacta	
				ϕ (°)	$\tan \phi$	ϕ (°)	$\tan \phi$	
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	a		a		a		a	
Arena uniforme fina a media	30	1: 1.75	30	0.577	32	0.625	34	0.675
	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	36	0.726
	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
Arena y grava	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Según B.K. Hough, *Basic Soil Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Influencia de la relación de vacíos inicial

36

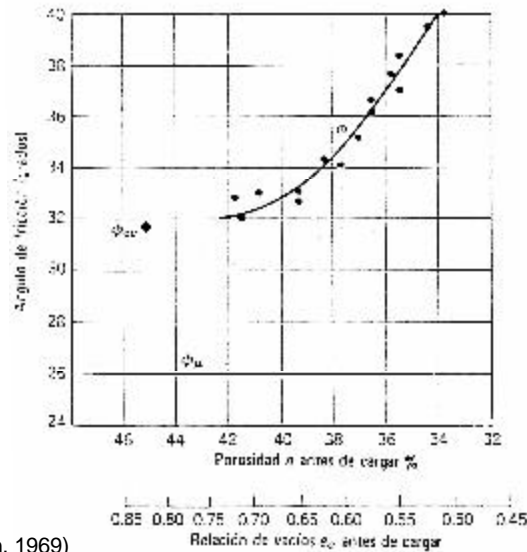
- La figura muestra la relación entre el ángulo de fricción y la relación de vacíos inicial.

f : ángulo de fricción máximo

$$f_{residual} = f_{cv}$$

: ángulo de fricción a grandes deformaciones o a volumen constante

f_u : ángulo de fricción entre partículas ($\approx 26^\circ$ en cuarzo)



(Lambe y Whitman, 1969)

Ensayos para estimar la resistencia al corte en laboratorio (los más utilizados)

37

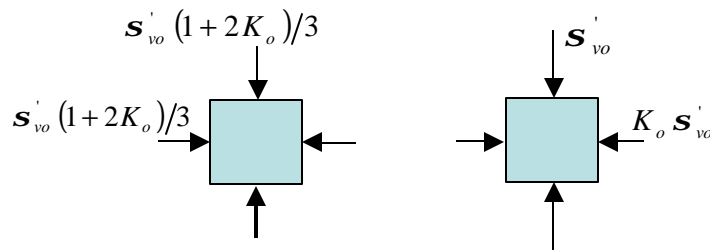
- Ensayo de corte directo
 - Ensayo de compresión no confinada
 - Ensayo de corte simple
 - Ensayo Triaxial
-
- Cada uno de estos ensayos es adecuado para estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación bajo un tipo de carga específico.
 - La mayoría de este tipo de ensayos son realizados en dos etapas.

Etapas en los ensayos para determinar la resistencia al corte

38

1^{era} etapa

- Condiciones de esfuerzo, preferentemente similares a las que existen en terreno, son aplicadas a la muestra.
- Esfuerzos isótropos o anisótropos. Por ejemplo:



- Si el drenaje es permitido, el ensayo es llamado consolidado.
- Si no se permite el drenaje durante esta etapa, el ensayo es no-consolidado.

Etapas en los ensayos para determinar la resistencia al corte (cont.)

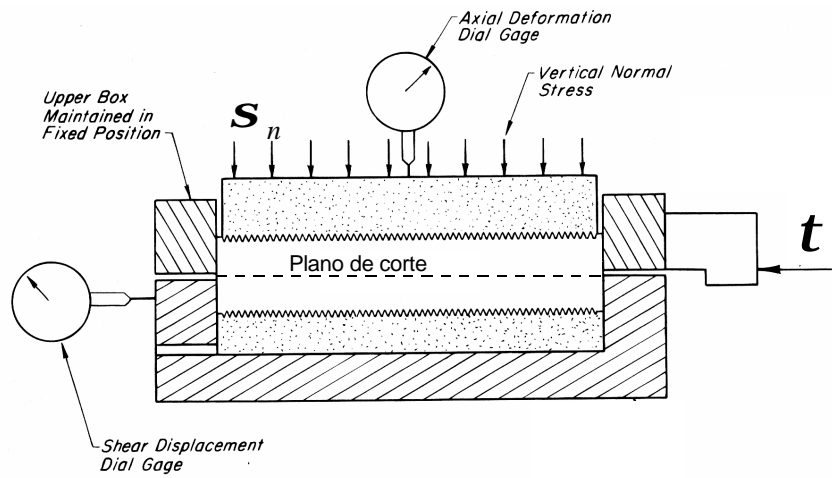
39

2^{da} etapa

- Esta etapa representa un proceso natural o de construcción que somete el suelo a cambios de esfuerzo de corte.
- Los ensayos se pueden realizar a esfuerzo controlado o deformación controlada.
- Si a la muestra se le permite el cambio de volumen, el ensayo es llamado drenado (la velocidad del ensayo debe ser tal que no se generen cambio de presión de poros).
- Si a la muestra no se le permite cambio de volumen, el ensayo es llamado no-drenado y se generan cambios de presión de poros.
- Un ensayo drenado tiene que ser precedido por una etapa de consolidación.

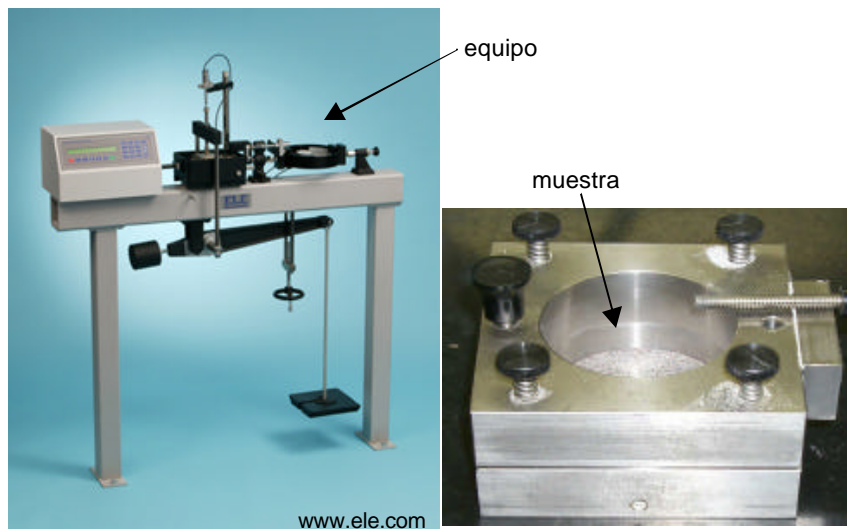
Ensayo de corte directo

40



Ensayo de corte directo (cont.)

41



Ensayo de corte directo (cont.)

42

- Se puede realizar a suelos granulares y cohesivos.
- Se puede realizar a esfuerzo o deformación controlada.

Ventajas

- Simple y rápido, especialmente con arenas.
- Arcillas se pueden orientar para medir la resistencia al corte en un plano débil.

Desventajas

- Cambio en el área de la superficie de deslizamiento.
- Plano de falla es forzado.
- Las direcciones principales no se conocen y no es fácil determinar los esfuerzos principales.

Ensayo de corte directo (cont.)

43

- Ejemplo de caso donde es necesario el ensayo de corte directo.



Clivaje en afloramiento de roca sana



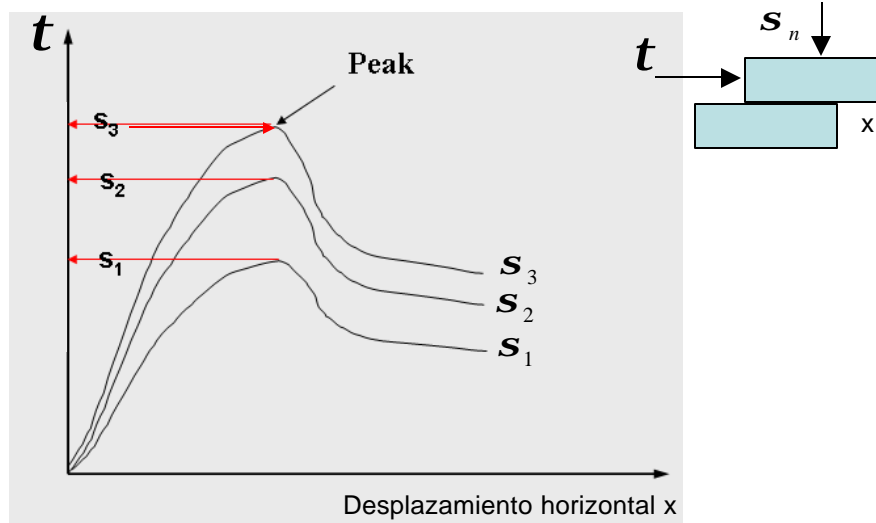
DIACLASA ARCILLIZADA

Roca alterada amarillenta

(Ortigosa y Martínez, 2004)

Ensayo de corte directo (cont.)

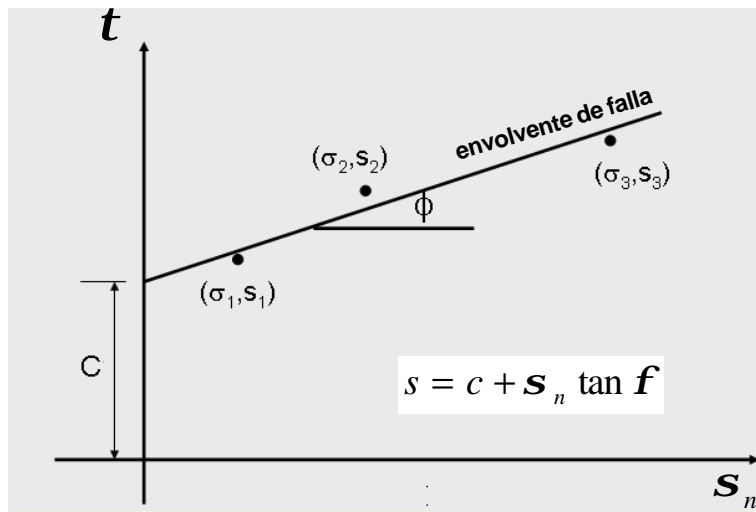
44



Ensayo de corte directo (cont.)

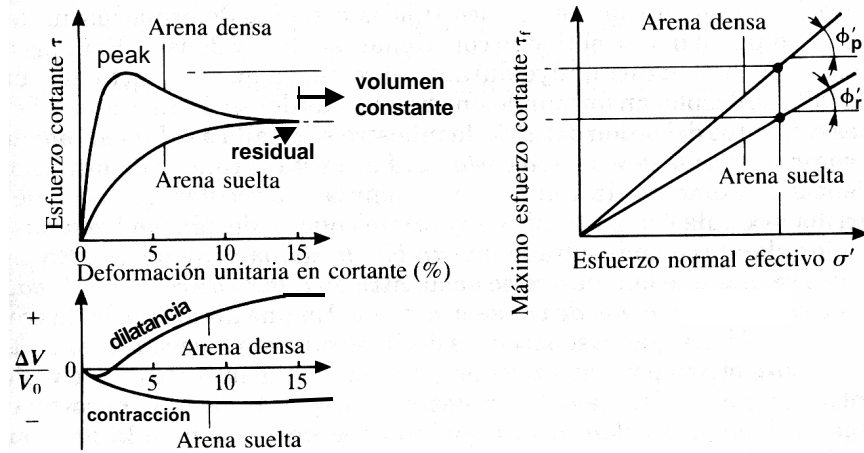
45

Si el ensayo es no-drenado, se trabaja con esfuerzos totales.



Ensayo de corte directo (cont.)

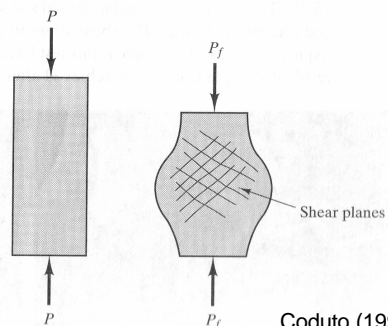
46



Ensayo de compresión no confinada

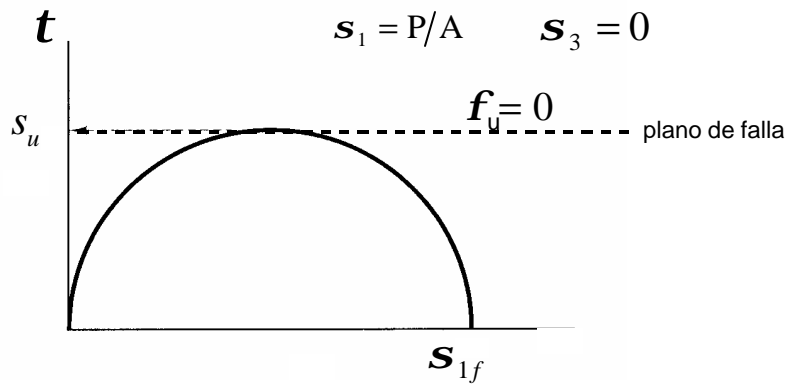
47

- La carga es aplicada relativamente rápido, de manera de producir condiciones no drenadas (deformación $\sim 1 - 2\%$ por minuto).
- La resistencia a la compresión no confinada es igual a la carga a la cual ocurre la falla, o a la carga a la cual ocurre el 20% de deformación axial, dividida por el área de la muestra en la falla.



Coduto (1999)

Ensayo de compresión no confinada (cont.) 48



- Si se asume que la falla al corte ocurre a lo largo del plano de máximo esfuerzo de corte, la resistencia al corte no drenada es:

$$s_u = P_f / (2A_f)$$

Ensayo de compresión no confinada 49

- Se suelen hacer 2 ensayos, uno con una muestra natural y otro con una muestra remoldeada (con la misma densidad y contenido de humedad) de manera de conocer la sensibilidad s del material.

$$s = \frac{s_u(\text{natural})}{s_u(\text{remoldeada})}$$

$s \leq 3$ baja sensibilidad

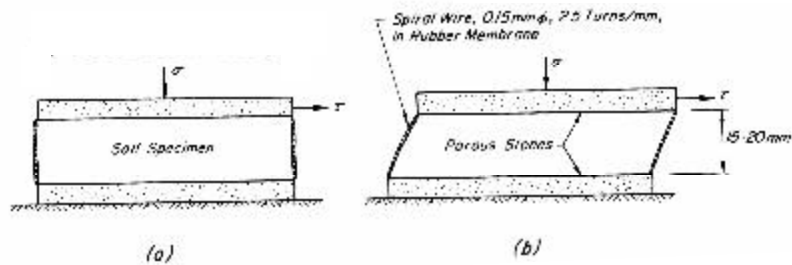
$3 < s \leq 6$ media

$s > 6$ alta

Ensayo de corte simple

50

- La muestra es contenida en una membrana cilíndrica reforzada con una espiral de alambre, la que previene la deformación lateral durante la etapa de consolidación pero que permite la deformación lateral durante la aplicación de la carga lateral.

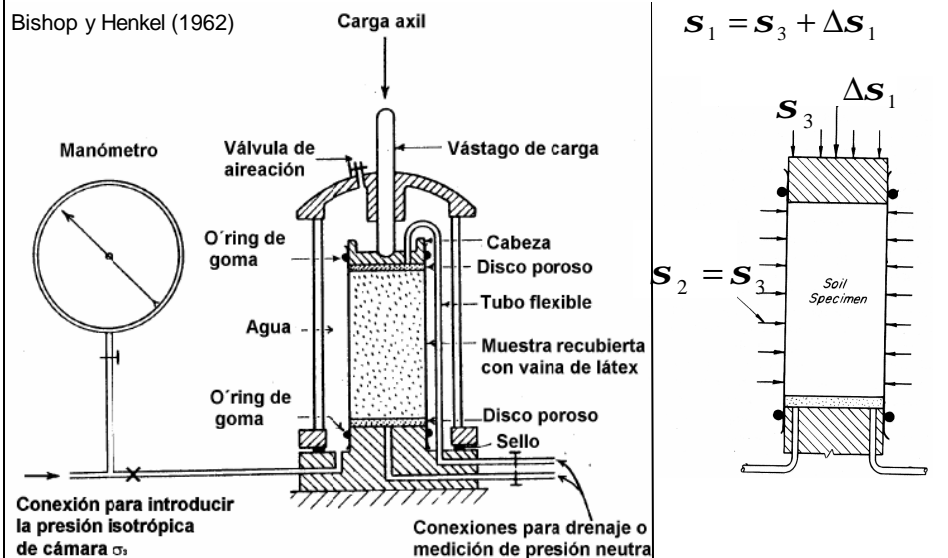


Terzaghi (1996)

Ensayo Triaxial

51

Bishop y Henkel (1962)



Equipo de Ensayo Triaxial

52



Probeta después del ensayo

53



Plano de falla

Tallado de probeta para Triaxial Gigante



Equipo Triaxial Gigante del IDIEM



Ensayo Triaxial

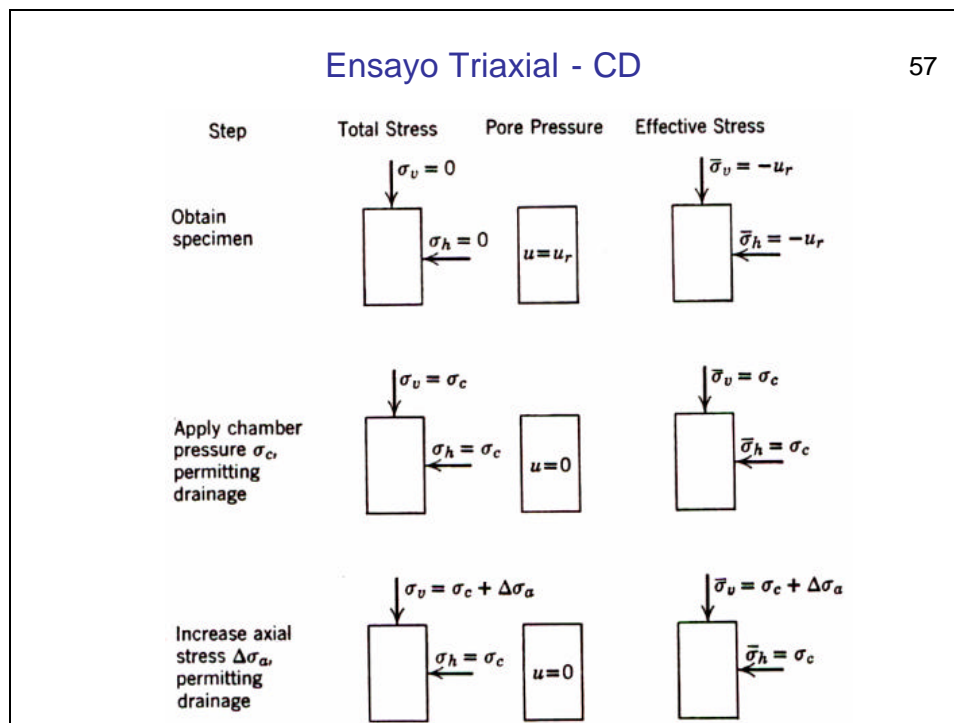
56

Tipos de ensayos triaxiales:

- Consolidado – drenado (CD): el drenaje se permite en las dos etapas y el exceso de presión de poros se disipa durante la aplicación del esfuerzo desviador.
- Consolidado – no drenado (CU): se permite el drenaje en la primera etapa hasta que presión de confinamiento efectiva sea igual a la presión de cámara. Se impide el drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador.
- No consolidado – no drenado (UU): no se permite el drenaje en ninguna de las dos etapas.

Ensayo Triaxial - CD

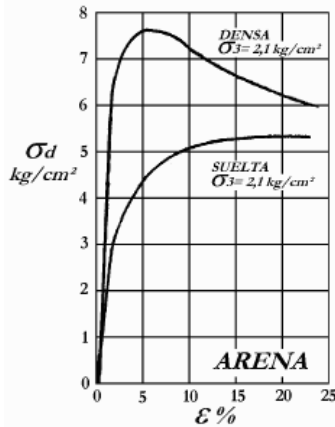
57



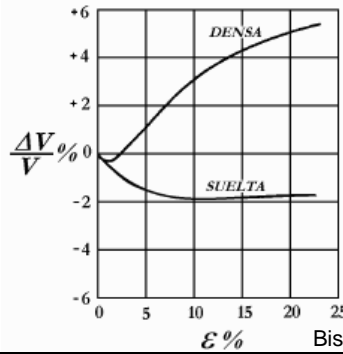
Ensayo Triaxial - CD (en suelos granulares) 58

Curva esfuerzo-deformación y cambio volumétrico

- La relación de vacíos inicial tiene una gran influencia sobre las curvas esfuerzo-deformación y sobre el cambio de volumen que experimenta la muestra.



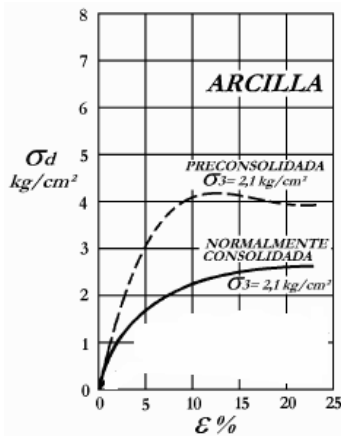
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$: esfuerzo desviador



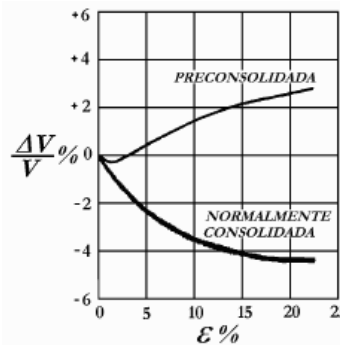
Ensayo Triaxial - CD (en suelos cohesivos) 59

Curva esfuerzo-deformación y cambio volumétrico

La curva esfuerzo-deformación de una arcilla sobreconsolidada es similar al de una arena densa, mientras que la de una arcilla normalmente consolidada es similar al de una arena suelta.



Bishop y Henkel (1962)

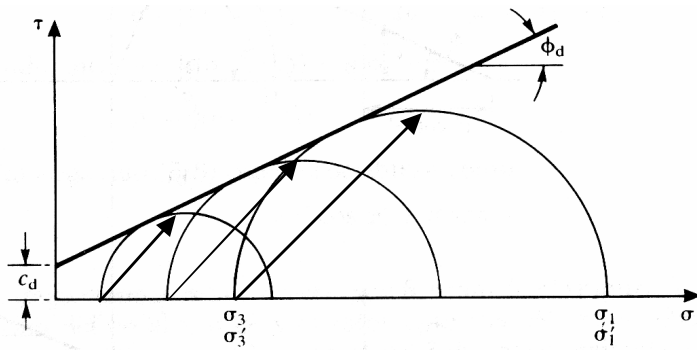


Ensayo Triaxial - CD

60

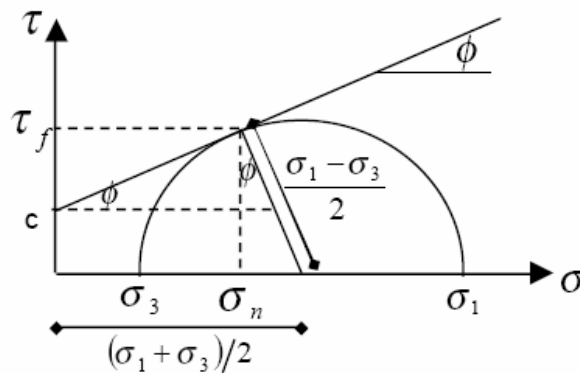
Teoría de falla Mohr-Coulomb

- Se trazan círculos de Mohr en el estado de falla para distintas presiones de confinamiento (varios ensayos sobre el mismo tipo de material, pero con distintas presiones de confinamiento).
- La línea tangente a los círculos se denomina envolvente de falla.



En la falla se cumple:

61



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

$$\text{con } N\phi = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Relación entre p y q con c y ϕ

62

En ensayo Triaxial en compresión:

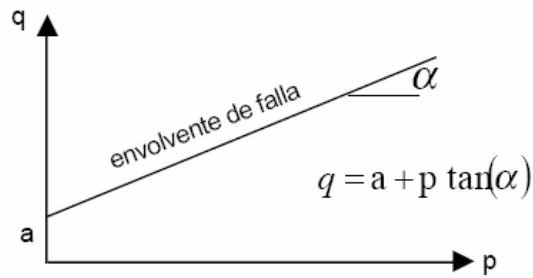
$$3p = \sigma_1 + 2\sigma_3 \quad \sigma_3 = p - \frac{2}{3}q$$

$$2q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \sigma_1 = p + \frac{4}{3}q$$

En la falla se cumple:

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

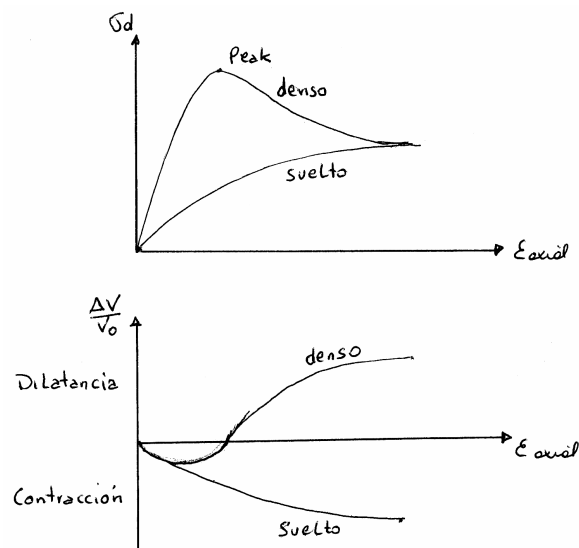
$$q = p \frac{3\text{sen}\phi}{3 - \text{sen}\phi} + c \frac{3\text{cos}\phi}{3 - \text{sen}\phi}$$



Ensayo Triaxial - CD

63

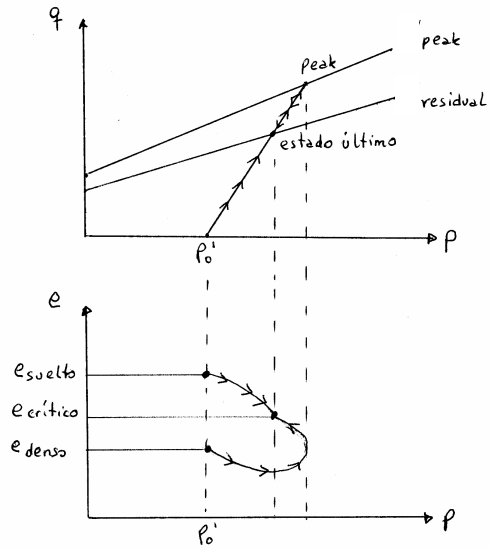
Cambio volumétrico



Ensayo Triaxial - CD

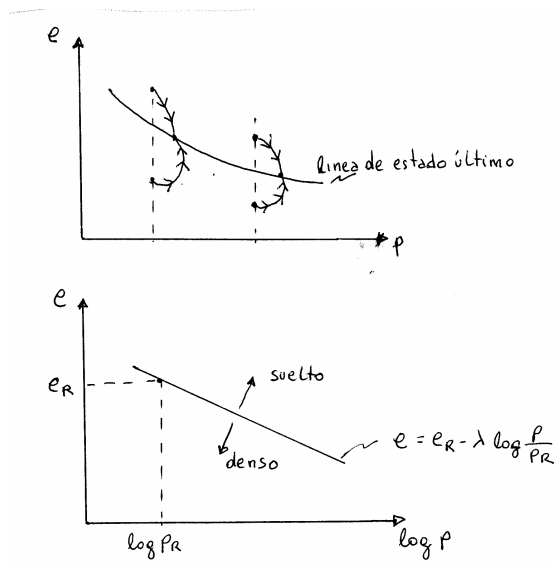
64

Cambio volumétrico



Línea de estado crítico

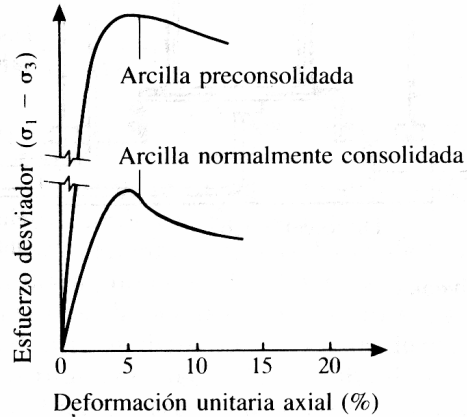
65



Ensayo Triaxial - UU

66

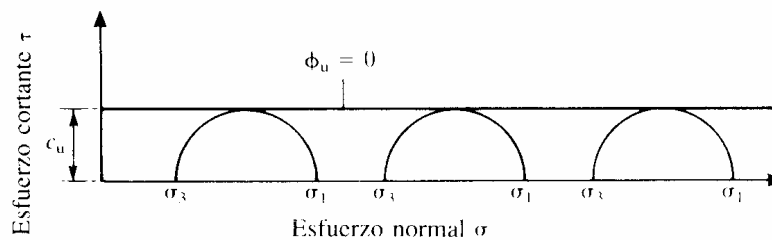
- No se permite el drenaje durante todo el ensayo.
- La figura muestra la forma típica de las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen en arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas.



Ensayo Triaxial - UU

67

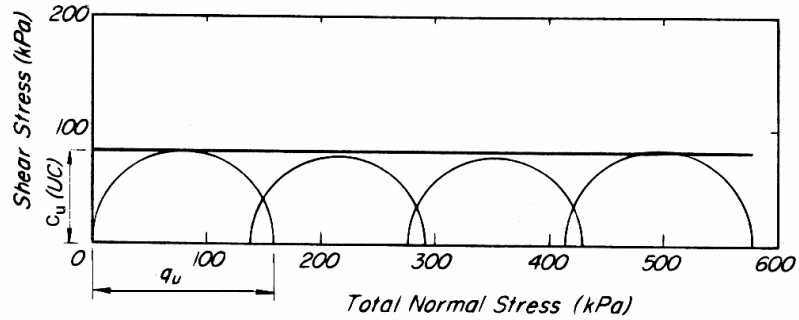
- En muestras saturadas, la presión de poros toma el incremento de la presión de cámara. El esfuerzo efectivo de la muestra no varía, por lo que la resistencia al corte no cambia.
- Esfuerzo desviador es independiente de la presión de cámara.
- Se obtiene el mismo resultado sin importar la trayectoria de esfuerzos que se siga.



Comparación entre ensayos UU y UC

68

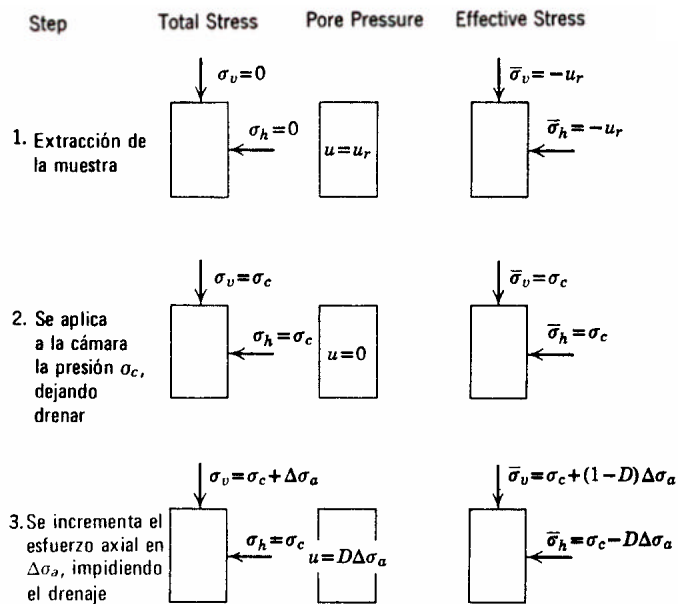
- El ensayo de compresión no confinada (UC) es un caso especial del ensayo UU.



Terzaghi (1996)

Ensayo Triaxial - CU

69



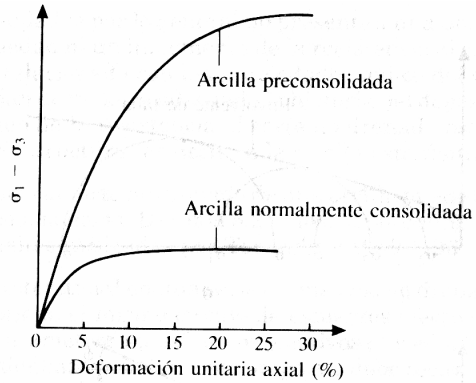
Lambe y Whitman (1969)

Ensayo Triaxial - CU

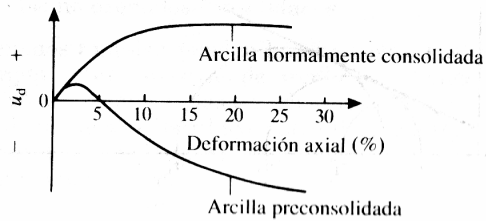
70

Suelos cohesivos

- En un suelo normalmente consolidado el exceso de presión de poros aumenta hasta la falla.
- En un suelo preconsolidado el exceso de presión de poros disminuye durante el corte.



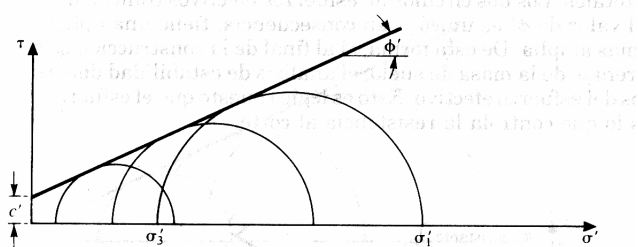
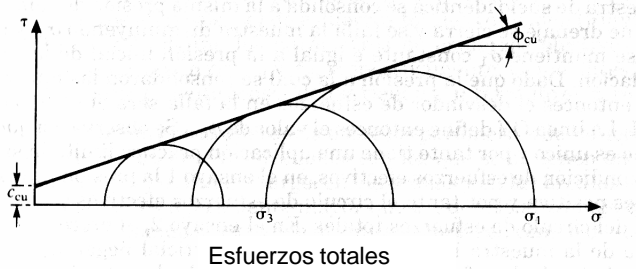
$$\Delta V = 0 \quad \Delta u \neq 0$$



Ensayo Triaxial - CU

71

Suelos cohesivos



Esfuerzos efectivos Berry y Reid (1993)

Ensayo Triaxial - CU

72

Suelos cohesivos

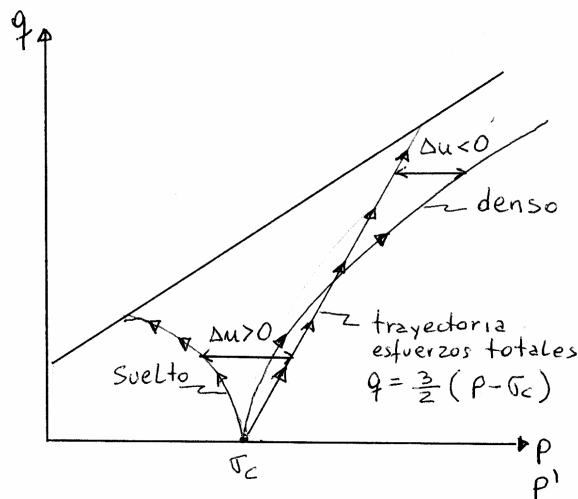
- A mayor presión de cámara mayor es el esfuerzo desviador necesario para producir la falla.
- Si durante el ensayo se mide la presión de poros se pueden dibujar los círculos de Mohr en esfuerzos efectivos, lo que permite obtener los parámetros de resistencia de corte c' y f' .
- Los círculos en esfuerzos efectivos pueden estar a la izquierda o derecha de los círculos en esfuerzos totales respectivos, dependiendo de si la presión de poros en la falla es positiva o negativa.
- En arcillas normalmente consolidadas, las envolventes de falla pasan por el origen, por lo que c_{cu} y c' son iguales a cero.

Ensayo Triaxial - CU

73

Trayectoria de tensiones

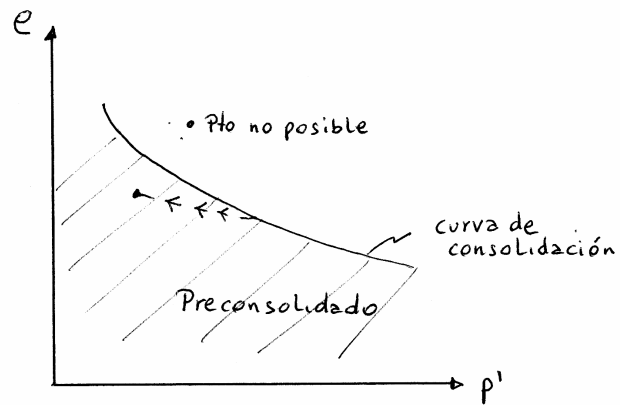
$$q' = q$$
$$p' = p - \Delta u$$



Curva de consolidación

74

Suelos cohesivos

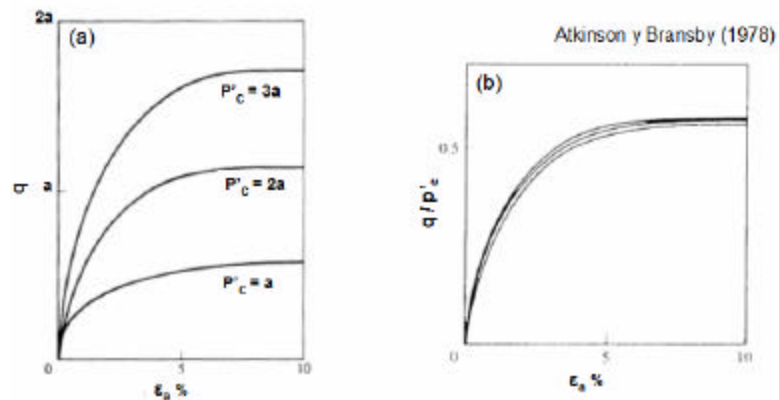


Ensayo Triaxial – CU

75

Arcilla normalmente consolidada

- La figura (a) muestra resultados de un ensayo CU (compresión) en un arcilla normalmente consolidada a distintas presiones de cámara.
- Es posible normalizar las curvas q/p'_c vs e_a (figura b).

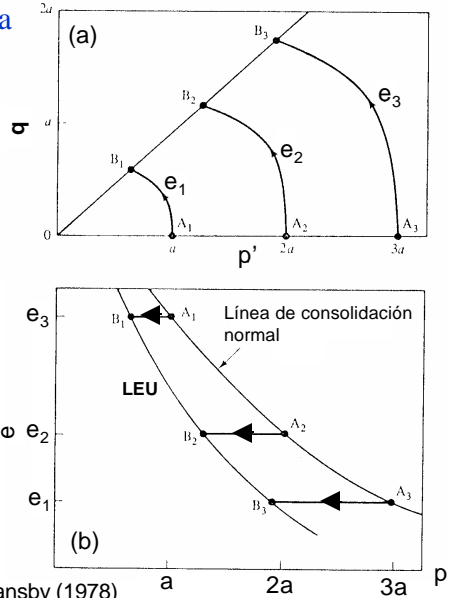


Ensayo Triaxial – CU

76

Arcilla normalmente consolidada

- La figura (a) muestra q vs p' en tensiones efectivas (ensayo CU en compresión).
- La figura (b) muestra el cambio de p' a volumen constante (e no cambia) de tres muestras con presiones de cámara distintas.
- La relación de vacíos inicial esta determinada por la curva de consolidación (isotrópica).
- La línea de estado último (LEU) o de estado crítico es la misma que se obtiene en el caso drenado.

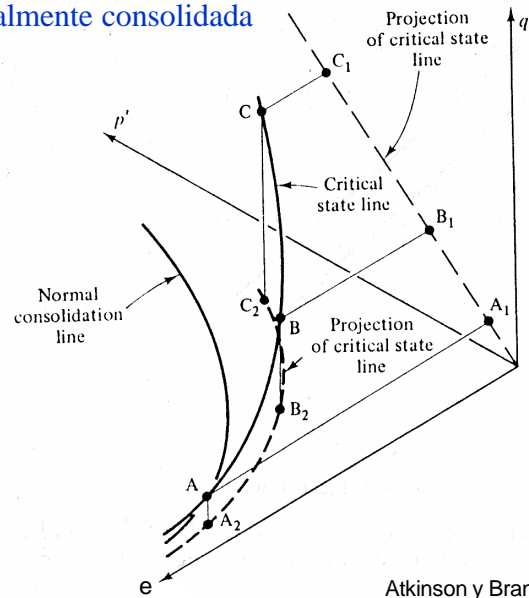


Atkinson y Bransby (1978)

Relación entre q , p' y e

77

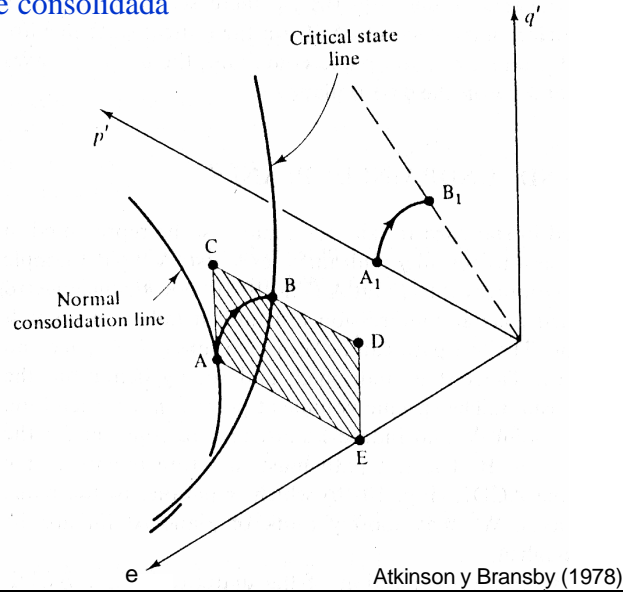
Arcilla normalmente consolidada



Atkinson y Bransby (1978)

Relación entre q , p' y e - (ensayo no drenado) 78

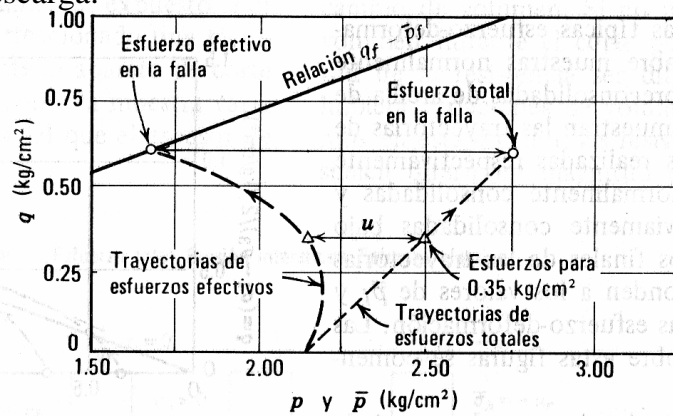
Arcilla normalmente consolidada



Ejercicio 79

Arcilla normalmente consolidada

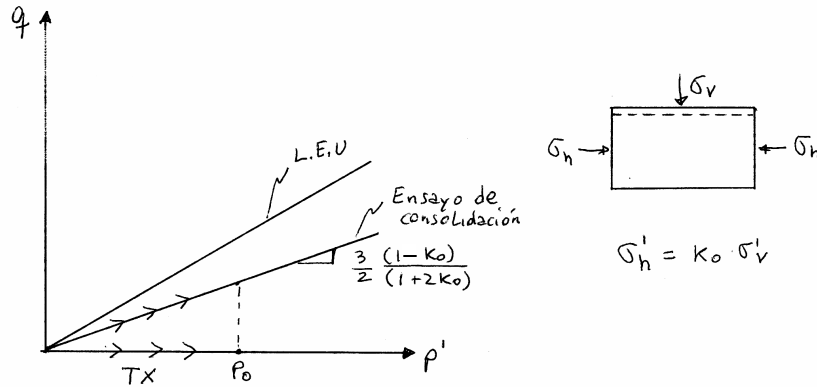
- Determinar σ_1' y σ_3' en la falla.
- Determinar u en la falla si el ensayo se realiza en compresión – descarga.



Lambe y Whitman (1969)

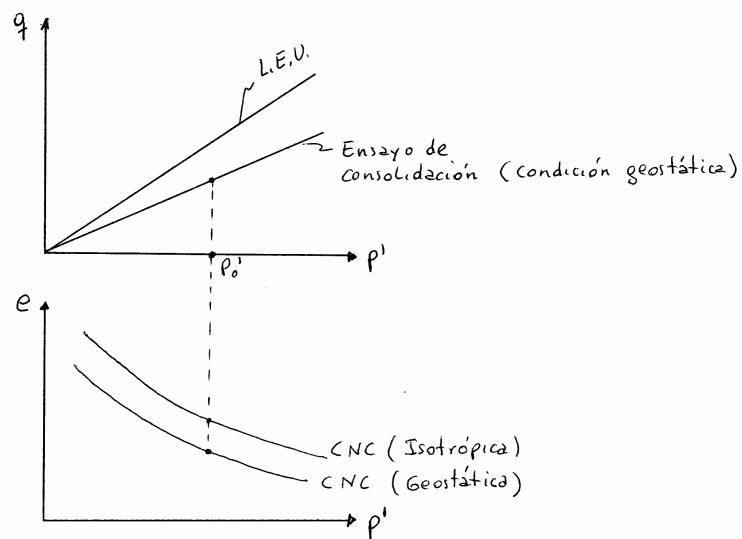
Ensayo de consolidación

80



Relación de vacíos en distintos estados de consolidación

81

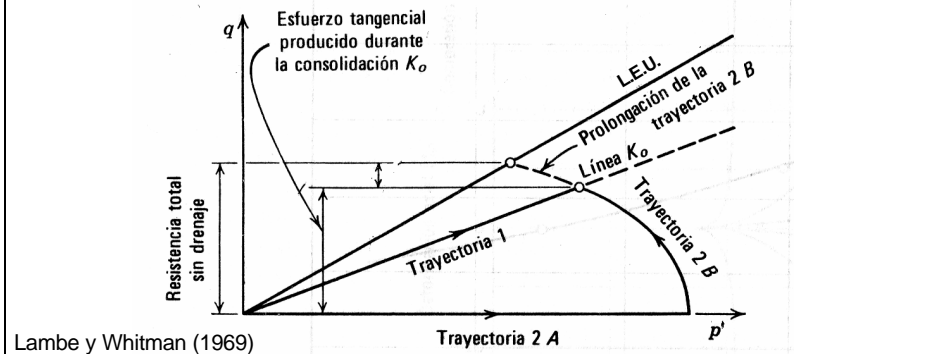


Trayectoria a partir del estado K_0

82

Arcilla normalmente consolidada

- La figura muestra dos trayectorias de esfuerzos efectivos. La primera sigue la línea K_0 . La segunda supone una consolidación isotrópica seguida de un corte sin drenaje.
- Se ha encontrado que ambas trayectorias conducen aproximadamente a la misma relación de vacíos.

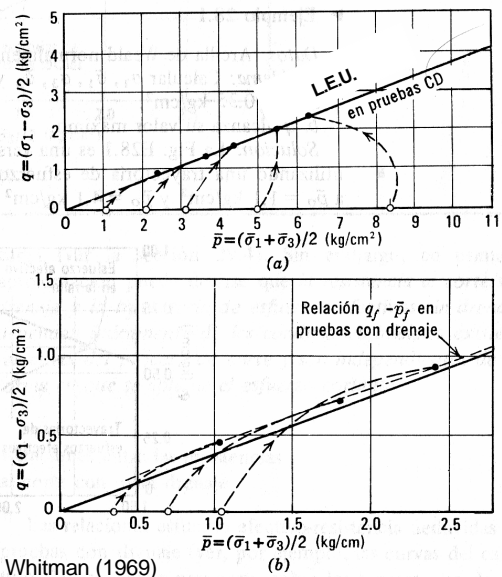


Ensayo Triaxial – CU

83

Arcilla pre-consolidada

- Las figuras muestran trayectorias de esfuerzos efectivos con muestras previamente consolidadas bajo $p' = 8.4 \text{ kg/cm}^2$.
- En muestras preconsolidadas se desarrollan presiones de poros negativas \Rightarrow aumento en los esfuerzos efectivos.

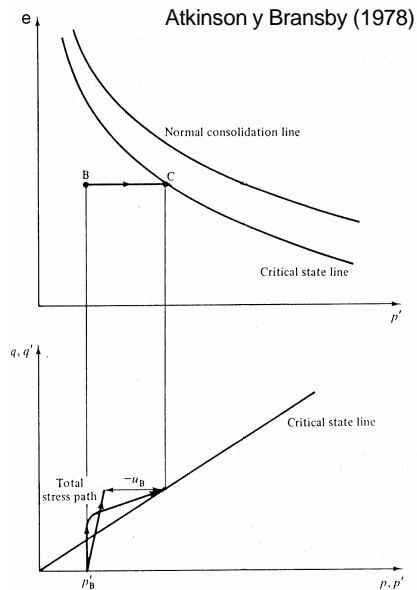


Ensayo Triaxial – CU

84

Arcilla pre-consolidada

- En una arcilla pre-consolidada cargada en condiciones no drenadas la trayectoria sigue la trayectoria BC en el plano $e-p'$.
- El efecto de preconsolidación se traduce en una mayor resistencia al corte \Rightarrow se genera una cohesión y una disminución del ángulo de fricción con respecto al caso normalmente consolidado.



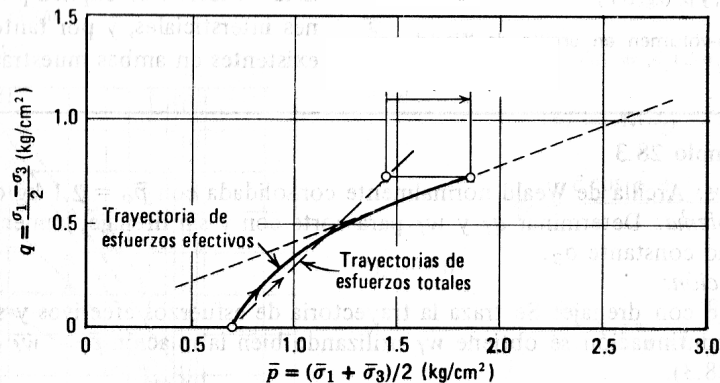
Ejercicio

85

Arcilla pre-consolidada

- Para una muestra de arcilla preconsolidada con $p' = 8.4$ kg/cm^2 y $p'_0 = 0.7$ kg/cm^2 se pide calcular el parámetro D en la falla.

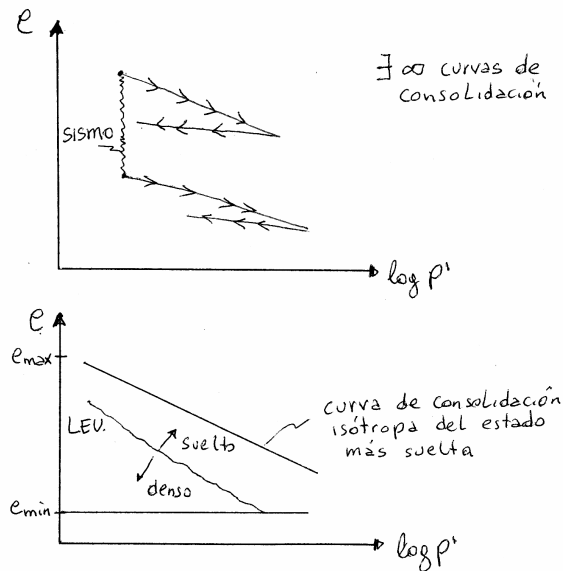
$$D = \frac{\Delta u}{s_d}$$



Lambe y Whitman (1969)

Curvas de "consolidación" en materiales no cohesivos

86

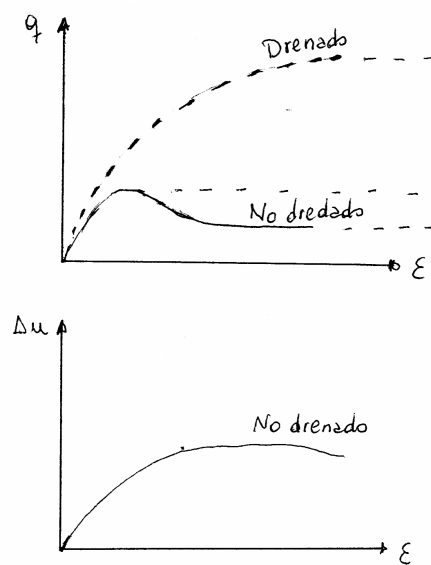


Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

87

Arenas sueltas

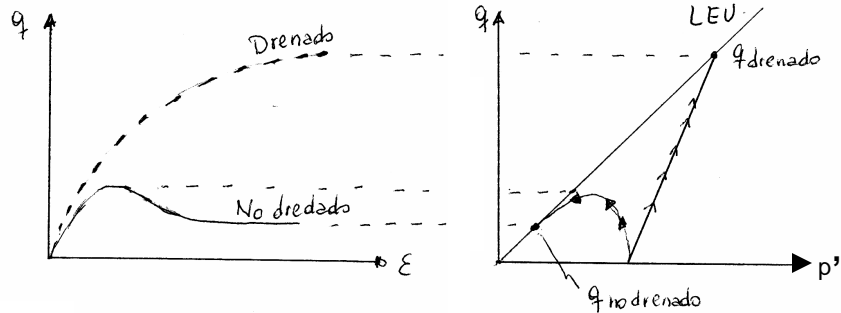
- En las arenas, la resistencia sin drenaje no tiene mucha relevancia con cargas estáticas, pero puede ser crítica en problemas con cargas dinámicas.
- En las arenas saturadas de mediana y baja densidad en un proceso de corte sin drenaje se inducen presiones de poros positivas.
- Al aumentar la presión de poros disminuye el esfuerzo efectivo y la resistencia al corte.



Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

88

Arenas sueltas

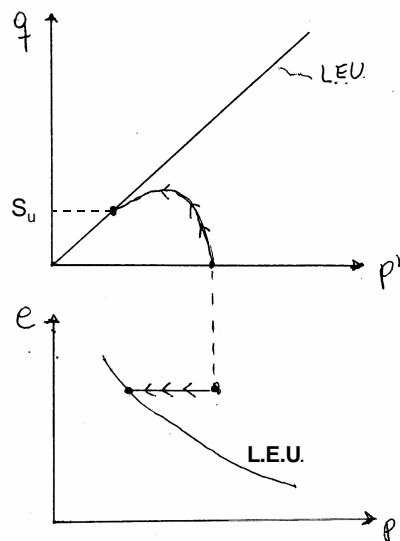


Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

89

Arenas sueltas

- Al no haber cambio volumétrico la trayectoria en el plano $e-p'$ es horizontal.
- Si los esfuerzos de corte sobre el suelo en condiciones estáticas es mayor que la resistencia al corte residual S_u se produce una falla de flujo.

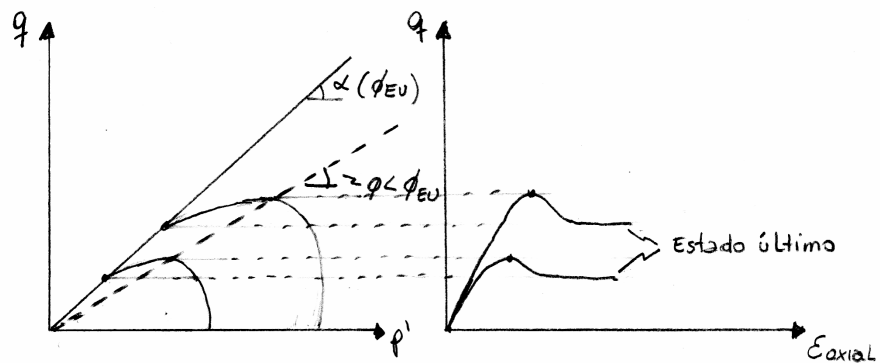


Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

90

Arenas sueltas (zona contractiva)

$$f < f_{EU}$$

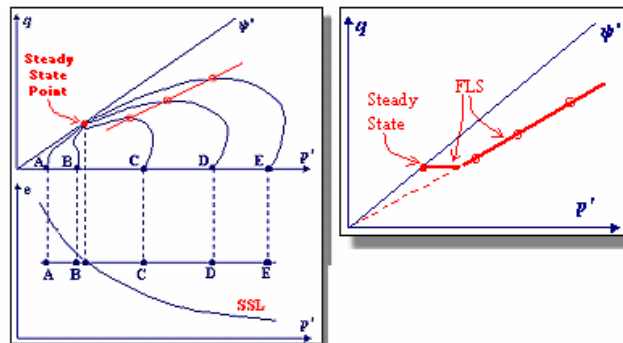


Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

91

Inicio de falla de flujo

- En la figura, tres muestras fueron sometidas a cargas mayores que su resistencia residual.
- La línea roja corresponde a donde se inicia la falla de flujo.
- La falla de flujo no puede ocurrir si los esfuerzo de corte son menores a la resistencia residual.



Falla de flujo

92



Movilidad cíclica

93

- La movilidad cíclica se produce por cargas cíclicas y ocurre en depósitos con esfuerzos de corte estáticos menores que la resistencia no drenada del suelo.
- Las deformaciones se desarrollan incrementalmente en cada ciclo, pero se detienen una vez que el sismo se termina.



Guatemala, 1976

Efectos de la licuación

94



Efectos de la licuación

95



Efectos de la licuación

96



Efectos de la licuación

97



Efectos de la licuación

98



Donde ocurre la licuación

99

- Por lo general ocurre en sectores costeros.



Donde ocurre la licuación

100

- También ocurre en puertos.



Donde ocurre la licuación

101

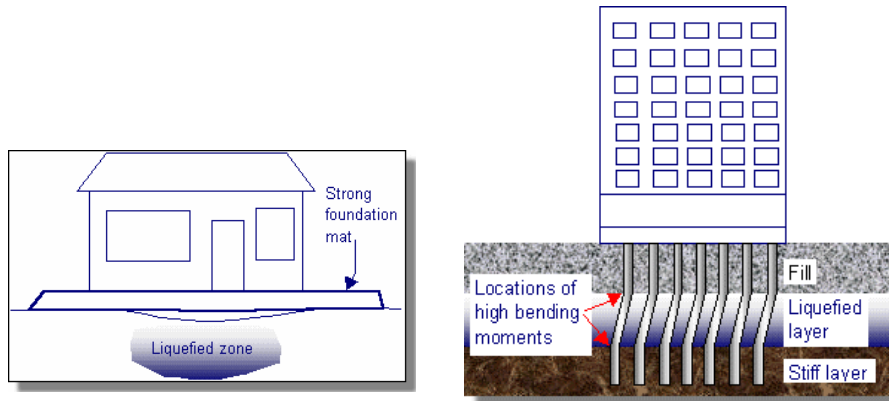
- También ocurre en ríos, afectando a puentes.



Como se puede evitar

102

- Evitar construir en suelos que se puedan licuar.
- Construir estructuras firmes, con buenas fundaciones.



Como se puede evitar

103

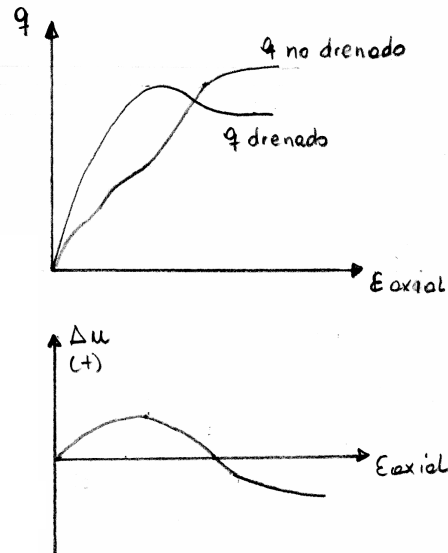
- Mejorando el suelo, como por ejemplo con compactación.



Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

104

Arenas densas (suelo dilatante)

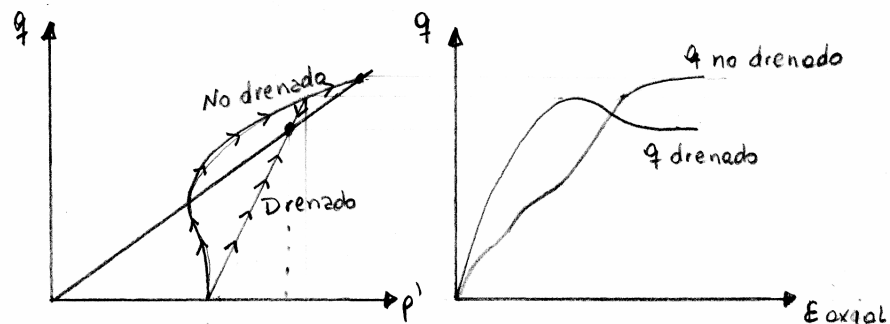


Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

105

Arenas densas (suelo dilatante)

- Por lo general controla el caso drenado.

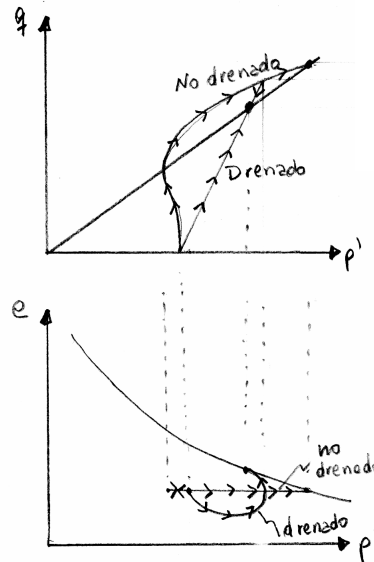


Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

106

Arenas densas

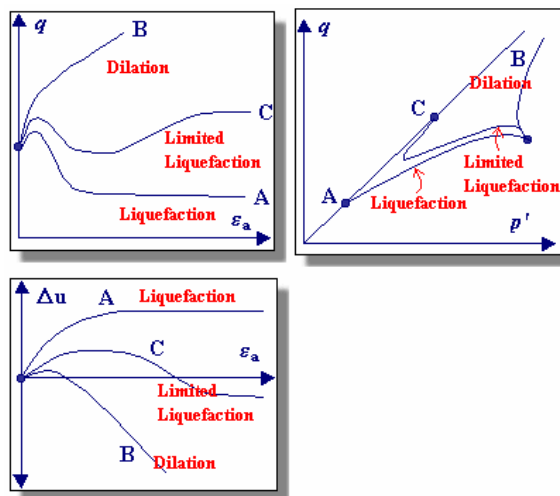
- Al no haber cambio volumétrico la trayectoria en el plano $e-p'$ es horizontal.



Respuesta no drenada en materiales no cohesivos

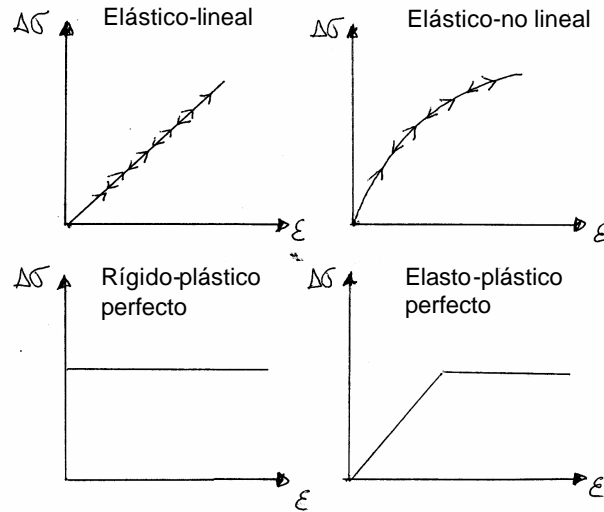
107

- La figura muestra trayectorias obtenidas de ensayos triaxiales con muestras de distintas densidades (A=suelta, B=densa, C=medianamente densa).



Relación esfuerzo-deformación

108

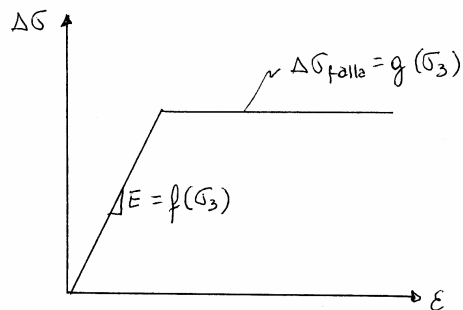


Relación esfuerzo-deformación

109

Modelo Elasto-plástico

- Modelo para cargas drenadas.



$$E = E_0 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

E : módulo de deformación
 P_a : presión atmosférica
 $\approx 1 \text{ kg/cm}^2$

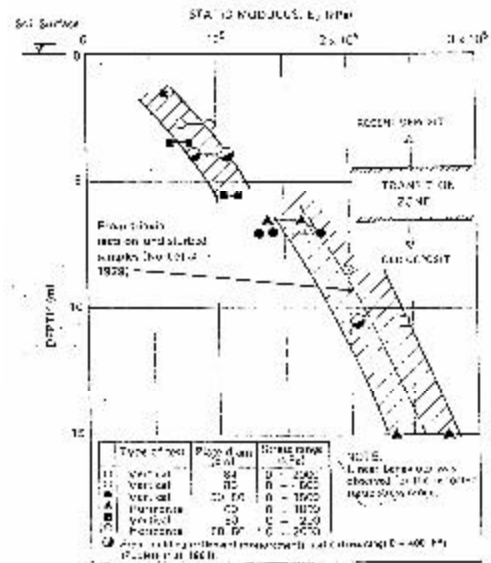
E_0, n : ctes del material
 (adimensionales)
 en general $n \approx 0.5$

$$\Delta\sigma_{falla} = \frac{2 \operatorname{sen} \phi \cdot \sigma_3 + 2c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Ensayo de placa de carga

110

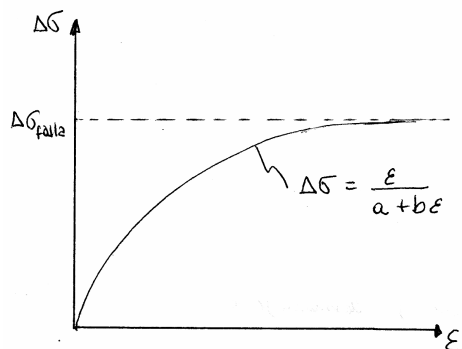
Módulo de deformación
(estático) de la grava de
Santiago



Relación esfuerzo-deformación

111

Modelo hiperbólico



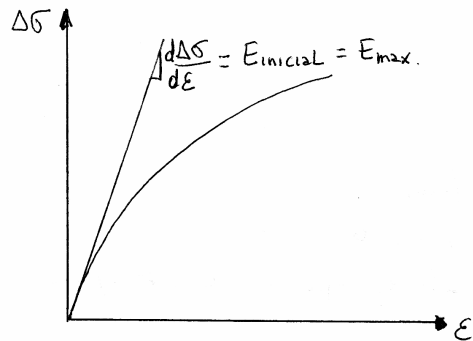
$$\Delta\sigma_{falla} \rightarrow \frac{1}{b}$$

$$b = \frac{1}{\Delta\sigma_{falla}} = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 \text{sen}\phi \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \text{cos}\phi}$$

Relación esfuerzo-deformación

112

Modelo hiperbólico



En el origen ($\epsilon=0$)

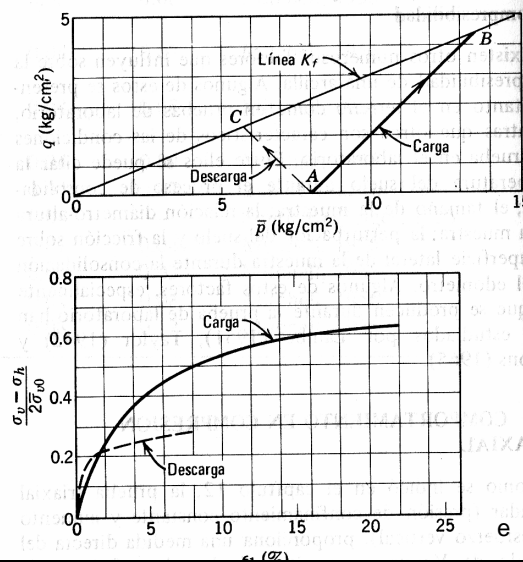
$$\frac{d\Delta\sigma}{d\epsilon} = \frac{1}{a}$$

$$E_{inicial} \approx E_z \cdot Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^{n_z}$$

Relación esfuerzo-deformación

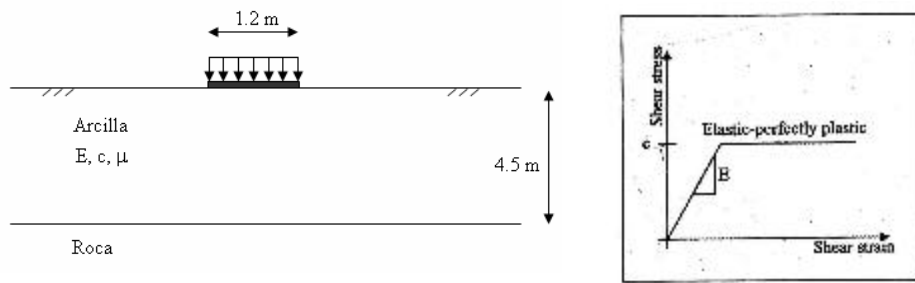
113

En general, las trayectorias de tensiones controlan la curva esfuerzo-deformación



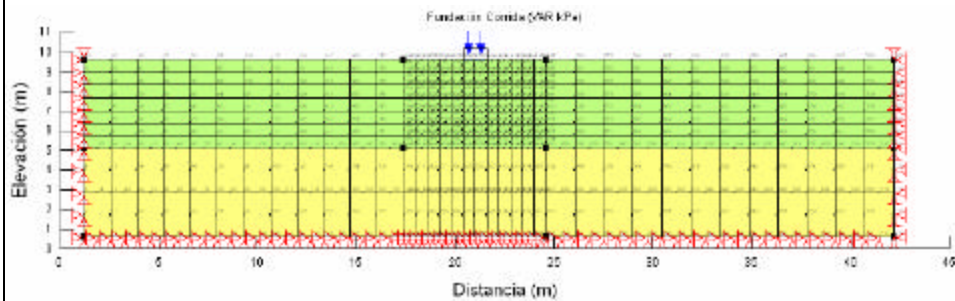
Ejemplo con Modelo elasto-plástico perfecto 114

Se tiene una fundación corrida “infinita” de base rígida apoyada sobre una arcilla, como se muestra en la figura. La arcilla presenta un comportamiento elasto-plástico perfecto. Las propiedades de la arcilla son el módulo de elasticidad (E), cohesión (c), y módulo de Poisson (μ).



Ejemplo con Modelo elasto-plástico perfecto 115

La figura muestra el modelo utilizado con un programa de elemento finito. Se analizan varios casos para ver el efecto de c , E y μ en la respuesta.



Ejemplo con Modelo elasto-plástico perfecto 116

La figura muestra la respuesta carga-deformación de la fundación, para varios casos analizados.

