

DIRECTORIO. PROFESOR DEL CURSO: "ESTABILIDAD DE TALUDES". A IMPARTIRSE EN LA CIUDAD DE URUAPAN, MICH. AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P. DURANTE EL PERIODO: DEL 29 y 30 DE ENERO DE 1982.

P R O F E S O R

DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ASESOR

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

S.A.H.O.P.

XOLA Y AV. UNIVERSIDAD, 1er. PISO

MEXICO, D.F.

TEL: 544 13 15

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

1

URUAPAN, MICH.

CURSO: "ESTABILIDAD DE TALUDES"

FECHA: 29 y 30 DE ENERO DE 1982.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
DR. EULALIO JIAREZ BADILLO					
2.					
3.					
4.					
5.					
6.					
7.					
8.					
9.					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

URUAPAN, MICH.

EVALUACION SINCERA NOS
DARA A MEJORAR LOS
PROGRAMAS POSTERIORES QUE
DISEÑAREMOS PARA USTED.

CURSO: "ESTABILIDAD DE TALUDES"

FECHA: 29 y 30 DE ENERO DE 1982.

TEMA

ORGANIZACION Y DESARROLLO
DEL TEMA

GRADO DE PROFUNDIDAD
LOGRADO EN EL TEMA

GRADO DE ACTUALIZACION
LOGRADO EN EL TEMA

UTILIDAD, PRACTICA DEL
TEMA

1 ESTABILIDAD DE TALUDES

2 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTEN
CIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS
SUELOS.

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

3

CONCEPTO		EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR. ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELETA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI.	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION
GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P.

"ESTABILIDAD DE TALUDES"

- ESTABILIDAD DE TALUDES
- INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS
- RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS
SUELOS.

DR. EULALIO JUAREZ BADILO
URLIAPAN, MICHOACAN.
29 y 30 DE ENERO, 1982.

XI

Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

XI-1. Introducción a los estados de esfuerzos y deformaciones planos

Se dice que un medio continuo está sometido a un estado de esfuerzos plano continuo cuando puede determinarse un plano al que resulten paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos en todos los puntos de dicho medio. Es decir, los esfuerzos normales y tangenciales paralelos a la normal a ese plano determinado son nulos en todos los puntos del medio ($\sigma_x = \tau_{xy} = \tau_{yx} = 0$). Además, los esfuerzos no nulos son independientes de la coordenada x .

Se dice que un medio continuo está sometido a un estado continuo de deformación plana cuando, para todos los puntos del medio puede determinarse un plano en el cual las deformaciones normales asociadas a él sean nulas y cuando, simultáneamente, existen otros dos planos nor-

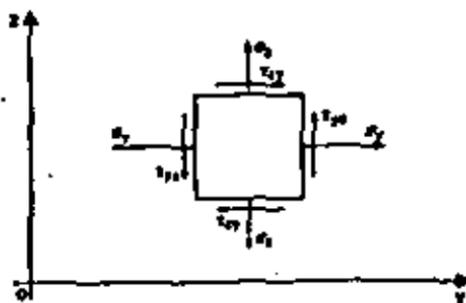


Figura XI-1. Volumen elemental de un medio continuo sujeto a un estado de esfuerzo plano.

males al primero y entre sí, en los que las deformaciones angulares asociadas sean también nulas.

En los análisis que siguen se supondrá la existencia de un estado de esfuerzos plano y, posteriormente, se discutirá la aplicabilidad de las conclusiones obtenidas a un estado de deformación plana.

Si se elige como plano coordenado YZ aquél al que resultan paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos, un volumen elemental del medio continuo quedaría como el representado en la figura XI-1.

En esa figura se ha representado al elemento visto desde la cara positiva X , la cual no hace perder generalidad en virtud de que en las caras X no actúan esfuerzos.

Debe notarse que como no hay incremento del esfuerzo al pasar de una cara a su paralela, los esfuerzos que aparecen en la Fig. XI-2 deben interpretarse como los de todos los puntos de una recta perpendicular al plano YZ , que pasa por un punto P relacionados a cuatro planos definidos respectivamente por los vectores unitarios o versores \bar{n}_1 (0, 1, 0), \bar{n}_2 (0, 0, 1), \bar{n}_3 (0, -1, 0) y \bar{n}_4 (0, 0, -1).

Según la Teoría de la Elasticidad el estado de esfuerzos plano en un punto está definido cuando se conocen los esfuerzos en ese punto, asociados a dos planos cualesquiera paralelos al eje X y mutuamente perpendiculares. En efecto, considérense conocidos los esfuerzos en P , ligados a los planos XY y XZ , cuyas trazas con el plano YZ son los ejes Y y Z , respectivamente (Fig. XI-2).

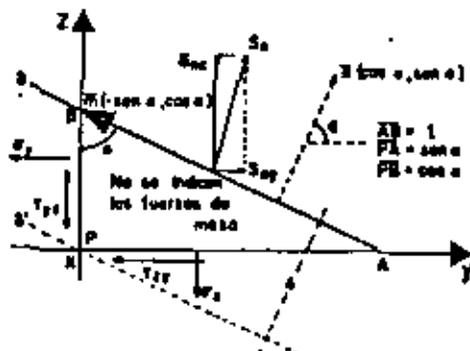


Figura XI-2. Esfuerzos en un punto P de un medio en estado de esfuerzo plano.

Del equilibrio del prisma triangular en la Fig. XI-2 se deduce:

$$\begin{aligned} \sigma F_y &= 0; & J_{xy} &= \sigma_x \cos \alpha - \tau_{yx} \operatorname{sen} \alpha + 1/2 Y h = 0 \\ \sigma F_z &= 0; & J_{xz} &= \sigma_x \operatorname{sen} \alpha - \tau_{xy} \cos \alpha + 1/2 Z h = 0 \end{aligned}$$

Las fuerzas Y y Z son las componentes de las fuerzas de masa en las direcciones de los ejes Y y Z , respectivamente. Si ahora $h \rightarrow 0$, con lo que $\delta \rightarrow \delta'$ se tiene:

$$\begin{aligned} J_{xy} &= \sigma_y \cos \alpha + \tau_{yx} \operatorname{sen} \alpha \\ J_{xz} &= \sigma_z \operatorname{sen} \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha \end{aligned} \quad (11-1)$$

O sea, que si se conocen los esfuerzos en un punto P , ligados a dos planos ortogonales paralelos al eje X , puede conocerse el esfuerzo en P ligado a cualquier otro plano paralelo al eje X .

Las componentes normal (σ_n) y tangencial (τ_n) del esfuerzo total s_n , asociado al plano \overline{AB} , definido por el versor \bar{n} ($\cos \alpha$, $\operatorname{sen} \alpha$), pueden obtenerse sencillamente también con los productos escalares:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= J_n \cdot \bar{n} \\ \tau_n &= J_n \cdot \bar{m} \end{aligned} \quad (11-2)$$

\bar{n} y \bar{m} son los versores normal y tangente al plano \overline{AB} , con las direcciones indicadas en la Fig. XI-2.

De las ecuaciones (11-2) se tiene, aplicando una expresión conocida del producto escalar en función de las componentes de los factores:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= J_{xy} \cos \alpha + J_{xz} \operatorname{sen} \alpha \\ \tau_n &= -J_{xy} \operatorname{sen} \alpha + J_{xz} \cos \alpha \end{aligned}$$

De donde:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= (\sigma_y \cos \alpha + \tau_{yx} \operatorname{sen} \alpha) \cos \alpha + (\sigma_z \operatorname{sen} \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha) \operatorname{sen} \alpha \\ \tau_n &= -(\sigma_y \cos \alpha + \tau_{yx} \operatorname{sen} \alpha) \operatorname{sen} \alpha + (\sigma_z \operatorname{sen} \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha) \cos \alpha \end{aligned}$$

y finalmente:

$$\sigma_n = \sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_z \operatorname{sen}^2 \alpha + 2\tau_{yx} \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (11-3)$$

$$\tau_n = (\sigma_z - \sigma_y) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) \quad (11-4)$$

En Teoría de la Elasticidad se demuestra que existen planos ortogonales entre sí, llamados principales de esfuerzo, en los que los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales, denominados principales; se demuestra también que en un estado de esfuerzos plano, hay dos planos principales, con su correspondiente esfuerzo principal ligado; uno de éstos es el mayor de todos los esfuerzos normales actuantes en el punto considerado, mientras el otro es el menor.

A continuación se calcula el valor de esos esfuerzos principales y la orientación de los planos principales en que actúan.

Considérese que el esfuerzo en P , ligado al plano δ , sea principal (Fig. XI-3). Entonces:

s_n será normal a dicho plano y, por lo tanto, podrá escribirse simplemente:

$$\begin{aligned} J_{xy} &= s_n \cos \alpha \\ J_{xz} &= s_n \operatorname{sen} \alpha \end{aligned}$$

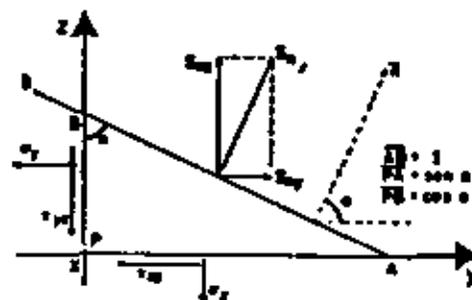


Figura XI-3. Determinación de esfuerzos y planos principales.

Llevando estos valores a las ecuaciones generales (11-1), se obtiene:

$$\begin{aligned} s_n \cos \alpha &= \sigma_x \cos \alpha + \tau_{xy} \sin \alpha \\ s_n \sin \alpha &= \sigma_y \sin \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha \end{aligned}$$

De donde puede seguirse:

$$\begin{aligned} (\sigma_x - s_n) \cos \alpha + \tau_{xy} \sin \alpha &= 0 \\ (\sigma_y - s_n) \sin \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha &= 0 \end{aligned} \quad (11-5)$$

El sistema homogéneo de ecuaciones (11-5) tiene dos raíces propias ($\sin \alpha$ y $\cos \alpha$) y una impropia (s_n). Para encontrar una solución del sistema debe establecerse, en primer lugar, que exista alguna diferente de la trivial. La unicidad de la solución trivial se elimina al introducir la condición fundamental

$$\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha = 1.$$

Entonces, teniendo en cuenta ideas de álgebra elemental, podrá escribirse:

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - s_n & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - s_n \end{vmatrix} = 0$$

De donde:

$$(\sigma_x - s_n)(\sigma_y - s_n) - \tau_{xy}^2 = 0$$

y

$$s_n^2 - (\sigma_x + \sigma_y) s_n + \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2 = 0 \quad (11-6)$$

La ecuación (11-6) tiene como raíces:

$$s_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2}$$

Simplificando:

$$s_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (11-7)$$

Es costumbre representar por σ_1 al esfuerzo principal mayor, y por σ_2 al menor; por lo tanto:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (11-8)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (11-9)$$

La orientación de los planos principales de esfuerzo puede encontrarse con la ecuación (11-4), teniendo en cuenta que en los planos principales el esfuerzo tangencial es nulo.

$$\tau_n = 0 = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha)$$

Lo cual puede ponerse como:

$$\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha = 0$$

y, por lo tanto:

$$\tan 2\alpha = -\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (11-10)$$

El ángulo α no queda precisamente definido por la ecuación (11-10), por lo que ésta suele considerarse descompuesta en las:

$$\sin 2\alpha = -\frac{2\tau_{xy}}{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}} \quad \cos 2\alpha = +\frac{\sigma_x - \sigma_y}{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}} \quad (11-11)$$

XI-2. Solución gráfica de Mohr

Se vio que a cada elemento del conjunto de los vectores \bar{n} le corresponde un elemento del conjunto de parejas ordenadas (σ_n, τ_n) . Mohr estableció que al construir el plano coordenado (σ_n, τ_n) , a cada vector \bar{n} , que representa un plano a través del punto P con dirección definida, le corresponde un punto en ese plano coordenado, cuyas coordenadas miden los esfuerzos ligados a dicho plano. Sin embargo, la recíproca es falsa; es decir, existen puntos en el plano (σ_n, τ_n) que no representan esfuerzos actuantes en el punto P. Así, se plantea naturalmente el clásico problema resuelto por Mohr: encontrar, en el plano coordenado (σ_n, τ_n) , el lugar geométrico de los puntos que representen esfuerzos actuantes en el punto P.

El problema puede resolverse a partir de las ecuaciones (11-3) y (11-4), que se reproducen abajo:

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2 \tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha \quad (11-3)$$

$$\tau_n = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \quad (11-4)$$

Estas ecuaciones, referidas a un sistema de planos principales, quedan, con índices numéricos para los esfuerzos principales:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha \quad (11-12)$$

$$\tau_n = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \alpha \cos \alpha \quad (11-13)$$

σ_1 es el esfuerzo principal mayor, y σ_2 , el menor.

Las ecuaciones pueden transformarse, teniendo en cuenta las conocidas expresiones trigonométricas:

$$\sin^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2}; \quad \cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2}; \quad \sin 2\alpha = 2 \sin \alpha \cos \alpha$$

Resultan, así, las expresiones:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha \quad (11-14)$$

$$\tau_n = - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha \quad (11-15)$$

Lo cual aún puede escribirse como:

$$\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha \quad (11-16)$$

$$\tau_n = - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha \quad (11-15)$$

Elevando al cuadrado las dos expresiones anteriores y sumándolas, se obtienen finalmente:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2 \quad (11-17)$$

Que es la ecuación del lugar geométrico buscado, el cual resulta ser un círculo de centro $(\sigma_1 + \sigma_2/2, 0)$ y de radio $(\sigma_1 - \sigma_2/2)$ (Círculo de Mohr). El círculo aparece en la Fig. XI-4.

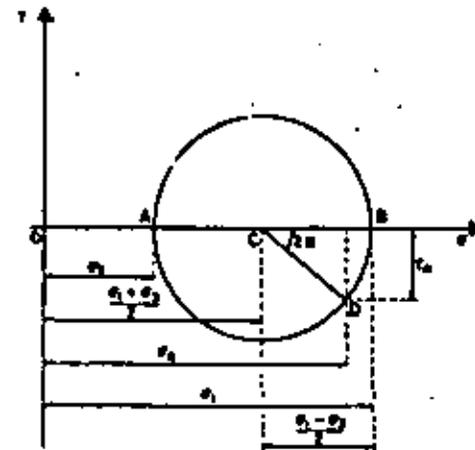


Figura XI-4. Círculo de Mohr.

Nótese que en la Fig. XI-4, el ángulo 2α se ha llevado en el sentido de las manecillas del reloj, que es contrario al que se ha tomado en la Fig. XI-2. La razón del cambio es que el signo con que τ aparece en la figura sea el mismo de la fórmula (11-15). Esta cuestión es, desde luego, puramente convencional y en el párrafo XI-3 de este capítulo se trata con algo más de detalle.

En un estado tridimensional de esfuerzos, los esfuerzos asociados a las distintas direcciones en un punto dado pueden obtenerse por una extensión de la teoría presentada en los párrafos anteriores. La Teoría de la Elasticidad demuestra, que en el caso más general, existen tres planos normales entre sí en los que no existe esfuerzo cortante, sino esfuerzo normal solamente; estos planos son principales. En esos estados tridimensionales, si se elige como plano coordenado aquel al que resultan paralelos los segmentos dirigidos representativos de dos de los esfuerzos principales, los esfuerzos asociados a planos normales a ese coordenado podrán determinarse aplicando las ecuaciones (11-14) y (11-15), que también son susceptibles de la interpretación gráfica de Mohr. En el estado tridimensional de esfuerzos se tienen así, por lo general, tres círculos de Mohr asociados a un punto, los cuales resultan tangentes entre sí, de modo que uno de los círculos envuelve a los otros dos. Este queda definido por los esfuerzos principales mayor y menor y es el que, por lo general, interesa analizar específicamente en Mecánica de Suelos, debido a que la Teoría de Falla más usada en este campo involucra a los esfuerzos normales asociados a los esfuerzos tangenciales máximos que se pueden presentar en el punto considerado. Es obvio que el círculo envolvente, de mayor diámetro que los otros dos, es el que presenta mayores esfuerzos tangenciales o cortantes asociados a un esfuerzo normal dado.

En particular, en los estados de deformación plana, tan frecuentes en los análisis en Mecánica de Suelos, si se escoge como plano coorde-

nado aquel en el cual las deformaciones normales asociadas sean nulas, el círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos asociados a planos normales a ese coordenado está definido por los esfuerzos principales mayor y menor, o sea también es el círculo mayor de los tres, envolvente de los otros dos. Estos estados se presentan en masas continuas de tierra de sección transversal constante y limitadas por fronteras normales a un mismo plano vertical (por ejemplo, un cimiento largo, un terraplén, un muro de retención, etc.). Cada lámina de suelo orientada paralelamente a ese plano está sometida a las mismas fuerzas externas y a los mismos esfuerzos y su espesor permanece inalterado al cambiar el estado de esfuerzos general (deformación plana). En estos casos es suficiente, como se indicó anteriormente, investigar únicamente los esfuerzos que actúan paralelamente a las caras de la lámina.

XI-3. Discusión sobre el signo de los esfuerzos y Teoría del Polo

En Mecánica de Suelos se suele establecer la convención de que los esfuerzos normales de compresión son los positivos y, aunque por lo general en la práctica no se requiere un análisis detallado sobre el signo de los esfuerzos cortantes, no deja de ser conveniente en algunos casos establecer algunas reglas y convenciones a este último respecto.

Considérese el esquema de la Fig. XI-5. En él se muestra un espécimen de suelo sujeto a un esfuerzo vertical σ_1 , que se supone el principal mayor y a un esfuerzo lateral, σ_3 , considerado como el principal menor; en esta figura, el ángulo θ es el que forma un plano cualquiera BB' , con el plano horizontal, AA' , en el cual actúa el esfuerzo principal mayor. En la Fig. XI-5.b aparece un detalle del espécimen de suelo,

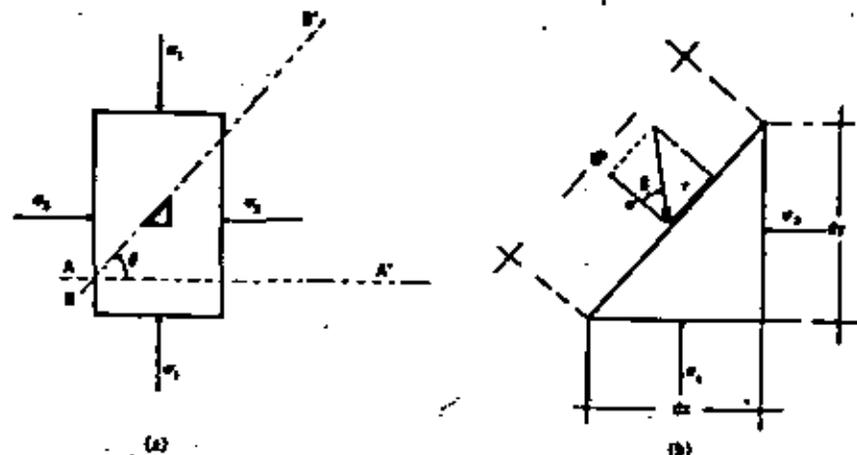


Figura XI-5. Condiciones de esfuerzo de un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial.

que corresponde al elemento triangular rayado de la Fig. XI-5.a. El ángulo θ se mide en sentido contrario al de las manecillas del reloj.

Un análisis del equilibrio de ese prisma triangular conduce a ecuaciones totalmente semejantes a las (11-14) y (11-15), con ligeras diferencias en signo imputables a las nuevas condiciones arriba discutidas.

Las nuevas ecuaciones son:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (11-18)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (11-19)$$

Si $\theta < 90^\circ$, como en la Fig. XI-5, τ resulta positivo al aplicar la ecuación (11-19); el ángulo δ que mide la desviación entre el esfuerzo normal y el resultante en el elemento triangular, se genera, así, en el sentido de las manecillas del reloj, sentido que se considera positivo por corresponder a un valor positivo del esfuerzo cortante τ .

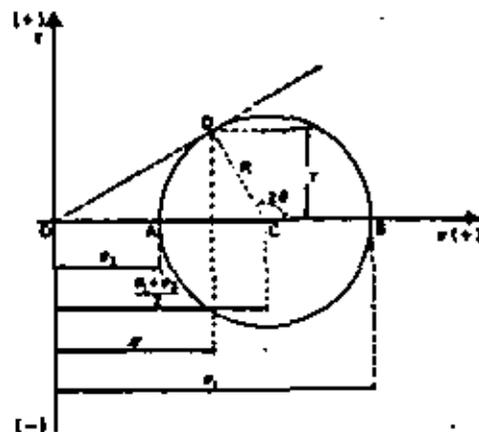


Figura XI-6. El círculo de Mohr en la forma usual en Mecánica de Suelos.

El círculo de Mohr construido teniendo en cuenta los datos de la Fig. XI-5 y las ecuaciones (11-18) y (11-19) resulta ahora como el que aparece en la Fig. XI-6.

Obsérvese que en ese círculo de Mohr los valores positivos del ángulo δ aparecen hacia arriba a partir del eje horizontal y que el ángulo 2θ se genera a partir de dicho eje horizontal, en sentido contrario al de las manecillas del reloj. Las coordenadas del punto D dan los esfuerzos normal y tangencial que actúan en el plano inclinado mostrado en la Fig. XI-5.b.

En un caso más general, si los esfuerzos principales no son horizontal y vertical, respectivamente, el círculo de Mohr puede servir para encontrar los esfuerzos actuantes en cualquier dirección y ligados a un punto

considerado de la masa de suelo, siempre y cuando se conozcan las magnitudes y las direcciones de los esfuerzos principales. El procedimiento para ello es esencialmente el mismo visto antes. En la Fig. XI-7 se ilustra la construcción.

Sea un punto Q de una masa de suelo, sujeto a esfuerzos principales actuantes según las direcciones d_1 y d_2 . Se trata de determinar los esfuerzos

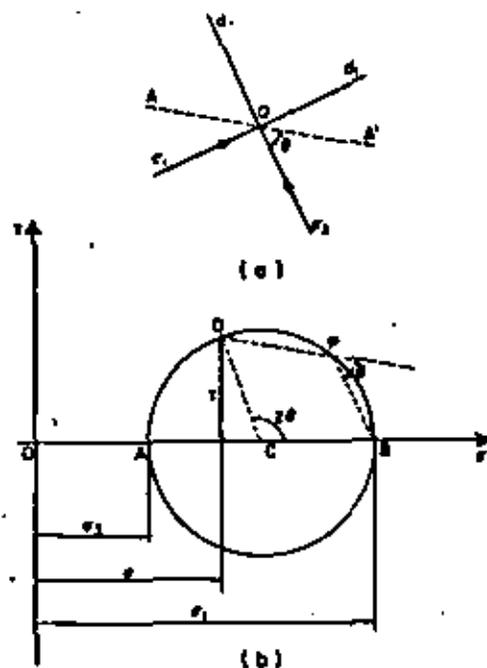


Figura XI-7. Método del polo para la determinación de esfuerzos.

en ese punto, ligados a una dirección $\overline{AA'}$, que forma un ángulo θ con la dirección d_2 . El punto D cuyas coordenadas proporcionan los esfuerzos deseados puede obtenerse llevando el ángulo 2θ en sentido contrario al de las manecillas del reloj, a partir del eje horizontal; sin embargo, la posición de D puede obtenerse por otro método diferente: trácese desde B una línea paralela a la dirección d_1 , correspondiente al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; esta línea corta al círculo en el punto P , llamado polo; por P puede trazarse ahora otra línea paralela a la dirección $\overline{AA'}$; esta línea forma con \overline{PB} un ángulo θ , por construcción y, por lo tanto, debe cortar al círculo en el punto buscado, D . La justificación geométrica de esta última afirmación se considera evidente. Así, obtenido el polo P una sola vez, será posible, pasando por él paralelas a diferentes direcciones, encontrar puntos en el círculo de Mohr cuyas coordenadas representan los esfuerzos asociados a planos en las diferentes direcciones consideradas.

Recíprocamente, si se toman varios puntos en el círculo y se trazan por ellos paralelas a las direcciones de los planos en que actúan los esfuerzos representados por esos puntos, todas esas líneas concurrirán en el polo y, de hecho, para encontrar este importante punto bastará conocer la dirección del plano en que actúan los esfuerzos representados por un solo punto del círculo.

En el círculo de Mohr se observa que para diferentes puntos tales como el D , correspondientes a diferentes inclinaciones del plano en que se miden los esfuerzos, la magnitud de éstos varía. La Fig. XI-8 muestra la variación relativa de los esfuerzos normales y tangenciales al tomar θ diferentes valores.

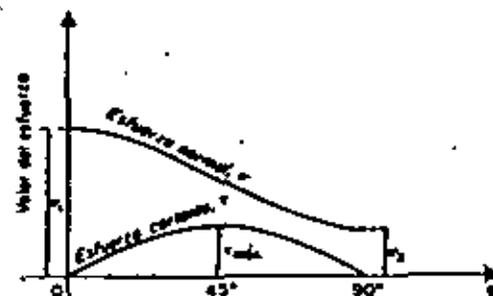


Figura XI-8. Variación de los esfuerzos normales y tangenciales con la inclinación del plano en que actúa.

XI-4. Relaciones de esfuerzos principales

Resulta de utilidad para estudios que se detallan en lo que sigue, principalmente referentes a estabilidad de masas de tierra, establecer la relación entre los esfuerzos principales actuantes en un punto de la masa, supuesta en estado de falla incipiente.

Dentro de las teorías de falla más importantes en el estado actual de la Mecánica de Suelos, figura una, según la cual el material falla cuando el esfuerzo cortante en cualquier sección adquiere un valor, s , que depende del esfuerzo normal actuante en dicha sección. La condición puede expresarse, según posteriormente se detallará, como:

$$\tau = s = \sigma \tan \phi \quad (11-20)$$

En un plano $\sigma-\tau$, la ecuación anterior queda representada por una recta que pasa por el origen y que forma un ángulo ϕ con el eje horizontal (Fig. XI-9). Esa recta se conoce con el nombre de línea de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales.

Si en un punto dado, el círculo de Mohr, representativo de los esfuerzos actuantes en las distintas direcciones, no toca a las líneas de falla, en ese punto no existirá ninguna sección que esté en falla incipiente

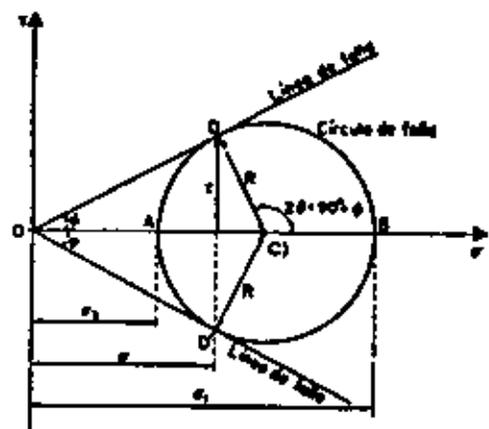


Figura XI-9. Líneas de falla en el círculo de Mohr.

o haya fallado. Si el círculo es tangente a las líneas de falla, como el de la Fig. XI-9, habrá un punto del círculo (el punto D) que representa unos esfuerzos tales que satisfacen la condición de falla (11-20). La inclinación del plano en que actúan dichos esfuerzos respecto al plano en que actúa σ_1 , el esfuerzo principal mayor, queda medida por el ángulo θ , que ahora vale, según se desprende de la geometría de la misma Fig. XI-9.

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (11-21)$$

No pueden ser reales los círculos que corten a las líneas de falla, pues en ellos, según la hipótesis de falla (11-20), no existe equilibrio en todos los puntos que queden fuera de la zona comprendida entre las líneas de falla.

De la Fig. XI-9 puede obtenerse una relación muy útil para aplicaciones posteriores entre los esfuerzos principales, en función del ángulo ϕ . En efecto:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

Pero:

$$\overline{CB} = \overline{CA} = \overline{CD} = r$$

Entonces:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\overline{OC} + r}{\overline{OC} - r} = \frac{1 + \frac{r}{\overline{OC}}}{1 - \frac{r}{\overline{OC}}} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Operando trigonométricamente, se tiene:

$$\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \frac{1 + \cos(90 - \phi)}{1 - \cos(90 - \phi)} = \frac{2 \cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{2 \text{sen}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}$$

En lo anterior se han usado, para la última igualdad, las fórmulas conocidas:

$$\cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \cos(90 - \phi)}{2} \quad y$$

$$\text{sen}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \cos(90 - \phi)}{2}$$

Por lo tanto, en definitiva, resulta:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \cotan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = N_\phi \quad (11-22)$$

El valor

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

juega un papel importante en la simbología matemática de muchas aplicaciones en Mecánica de Suelos.

Naturalmente, también puede escribirse:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{N_\phi} \quad (11-23)$$

Esta relación también se aplicará posteriormente. Otra hipótesis de falla, debida a Coulomb aún se usa hoy en algunos casos especiales, que se discutirán posteriormente. Según esta hipótesis, las líneas de falla no concurren en el origen de un sistema σ - τ , sino que cortan el eje vertical formando una cierta ordenada en el origen, c . Matemáticamente esta otra hipótesis puede expresarse:

$$\tau = s - c + \sigma \tan \phi \quad (11-24)$$

En la Fig. XI-10 aparecen las líneas de falla tal como se definen ahora y a partir de ella es posible obtener la nueva relación de esfuerzos principales, que también figura en aplicaciones posteriores.

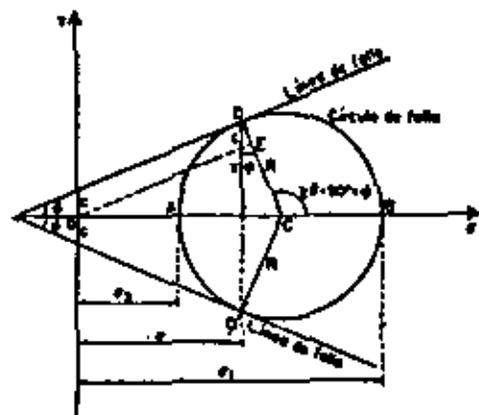


Figura XI-10. Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb.

En efecto, se tiene:

$$\overline{CD} = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi + c \cos \phi$$

Pero:

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{y} \quad \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \operatorname{sen} \phi + c \cos \phi$$

Operando:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2) \operatorname{sen} \phi + 2c \cos \phi$$

Agrupando términos:

$$\sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \phi) = \sigma_2 (1 + \operatorname{sen} \phi) + 2c \cos \phi$$

Despejando σ_1 se puede escribir:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (11-25)$$

Pero, según se vio antes:

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = N_\phi$$

$$\begin{aligned} \text{y} \quad \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} &= \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \sqrt{\frac{(1 + \operatorname{sen} \phi)(1 - \operatorname{sen} \phi)}{(1 - \operatorname{sen} \phi)^2}} \\ &= \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} = \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \sqrt{N_\phi} \end{aligned}$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (11-25) se tiene, finalmente:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (11-26)$$

Que aún puede escribirse, usando la notación simbólica arriba introducida:

$$\sigma_1 = \sigma_2 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (11-27)$$

Según se dijo, la relación anterior encuentra aplicación en algunos problemas prácticos de Mecánica de Suelos, que se detallarán más adelante.

XI-5. Esfuerzos conjugados

Sea un plano \overline{AB} , en el que actúa un esfuerzo normal σ_n , y uno tangencial τ_n , tal que el esfuerzo resultante total s_n tenga una inclinación δ , respecto a la normal a dicho plano. Considérese otro plano, \overline{AC} , en dirección paralela a la de s_n ; en este plano, el esfuerzo total actuante s'_n resultará paralelo a la dirección del primer plano \overline{AB} , teniendo por lo tanto este esfuerzo la misma inclinación δ . Los esfuerzos s_n y s'_n se llaman conjugados y los planos en que actúan reciben el mismo nombre. En efecto, si se observa la Fig. XI-11, se notará que el punto D representa a los esfuerzos actuantes en el plano \overline{AB} . Trazando \overline{DP} en la dirección \overline{AB} se encuentra el polo P . Una paralela a \overline{AC} por P corta al círculo en D' , que representa al esfuerzo total conjugado del representado por D .

Es necesario demostrar que el ángulo δ' , formado por la recta $\overline{OD'}$ es igual, en valor absoluto, al δ , formado por la recta \overline{OD} con la horizontal. Considerando el cuadrilátero inscrito $DPD'E$, en la Fig. XI-11.b, puede concluirse que los ángulos P y E son suplementarios. El ángulo β es igual al ángulo \hat{A} de la Fig. XI-11.a, por construcción y, por lo tanto, puesto que el ángulo en \hat{C} es suplementario de \hat{A} , se sigue que es igual al ángulo \hat{E} en la sección (b) de la misma figura. En la parte (a) de la figura se ve de inmediato que:

$$\hat{A} = 90 + \delta$$

$$\hat{C} = 90 - \delta'$$

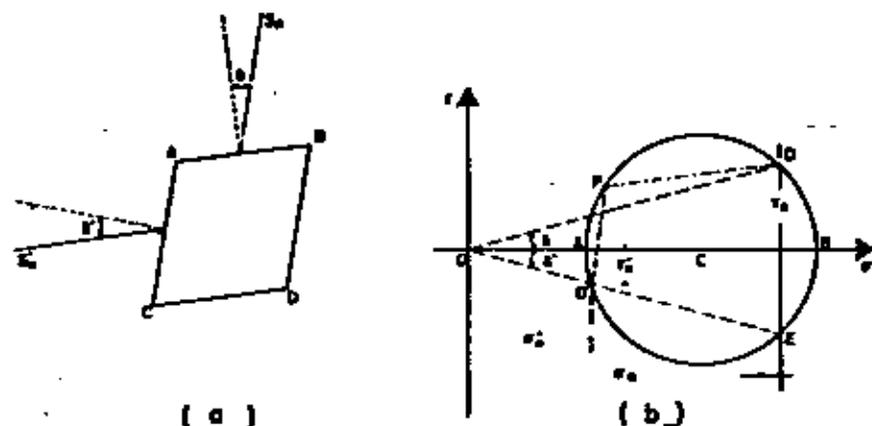


Figura XI-11. Esfuerzos conjugados.

Por lo tanto, podrá escribirse:

$$\hat{E} = 180 - \hat{P} = 180 - \hat{A} = 180 - (90 + \delta) = 90 - \delta$$

Pero

$$\hat{E} = \hat{C} = 90 - \delta'$$

Por lo tanto:

$$\delta = \delta' \quad (\text{q.e.d.})$$

Resulta de interés para algunas aplicaciones especiales el conocer la relación entre los esfuerzos conjugados:

$$\frac{f'_s}{s_s} = \frac{\overline{OD'}}{\overline{OD}}$$

Observando la Fig. XI-11 puede escribirse, en los triángulos OCD y OCD' :

$$R^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OD}^2 - 2 \cdot \overline{OC} \cdot \overline{OD} \cos \delta$$

y

$$R^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OD'}^2 - 2 \cdot \overline{OC} \cdot \overline{OD'} \cos \delta$$

Lo cual puede escribirse:

$$\overline{OD}^2 - 2 \overline{OC} \cdot \overline{OD} \cos \delta + \overline{OC}^2 - R^2 = 0$$

y

$$\overline{OD'}^2 - 2 \overline{OC} \cdot \overline{OD'} \cos \delta + \overline{OC}^2 - R^2 = 0$$

Resolviendo las ecuaciones de segundo grado en OD y OD' y teniendo en cuenta que:

$$R = \overline{OC} \sin \phi, \text{ resulta:}$$

$$\overline{OD} = \overline{OC} \cos \delta \pm \overline{OC} \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}$$

$$\overline{OD'} = \overline{OC} \cos \delta \pm \overline{OC} \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}$$

Resulta obvio que para \overline{OD} debe escogerse el signo más y para $\overline{OD'}$ el menos, en los correspondientes radicales, por lo tanto:

$$\frac{f'_s}{s_s} = \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \quad (11-28)$$

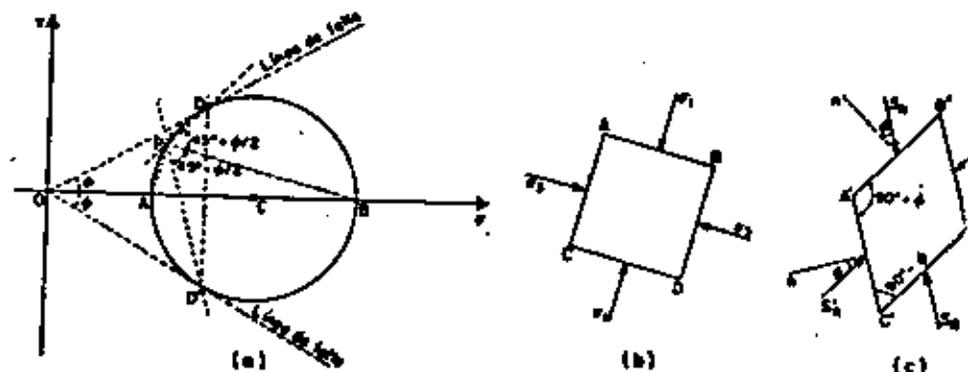


Figura XI-12. Planos conjugados en un elemento en estado de falla incipiente.

En el caso en que se admita una hipótesis de falla del tipo visto atrás en primer lugar; es decir, según la ley:

$$s = \sigma \tan \phi \quad (11-20)$$

Es importante hacer notar que los esfuerzos actuantes en los planos críticos, en condición de falla incipiente, resultan conjugados.

En la Fig. XI-12.a aparece un círculo de Mohr, que se supone representativo de un estado de esfuerzos crítico en un cierto punto; se supone que P representa el polo de ese estado de esfuerzos. Según teorías ya discutidas, la dirección \overline{PB} será la del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, σ_1 , y \overline{PA} la del plano en que actúa el menor, σ_2 . Estas direcciones se ilustran en la sección (b) de la misma figura. Los puntos D y D' sobre las líneas de falla, representan los esfuerzos críticos y, según el mismo método del polo, las direcciones de los planos de falla representados en la parte (c), serán las \overline{PD} y $\overline{PD'}$ que forman ángulos de $45 + \phi/2$ con el plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, según ya se vio. Consecuentemente, el ángulo en A' [parte (c)] será

igual a $90^\circ + \phi$, por construcción y en ángulo en C' a $90^\circ - \phi$. Por existir estado de falla incipiente, la inclinación de los esfuerzos totales s_n y s'_n , respecto a sus normales correspondientes, será ϕ y, por lo tanto, el esfuerzo resultante en cada plano de falla es paralelo al otro. Así pues, los planos de falla resultan ser planos conjugados.

Ha de notarse que si se admite para el material de que se trate la hipótesis de falla tratada en segundo lugar, según la cual:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (11-24)$$

los planos de falla y sus esfuerzos respectivos ya no resultan conjugados, pues en ese caso permanecen inalteradas las direcciones de los planos de falla, pero aumentan de valor las inclinaciones de los esfuerzos totales correspondientes, según puede deducirse fácilmente de la citada figura XI-12.

XI-6. Teorías de falla

La Mecánica de Suelos tradicionalmente ha estudiado las condiciones de esfuerzo límite que causan la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico a través de la teoría de Mohr-Coulomb, que consiste en considerar que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla. Esta hipótesis de falla ha dado, en general, buenos resultados prácticos en los suelos, siempre y cuando los esfuerzos que se consideren sean los efectivos. La anterior hipótesis de falla, tan generalizada en la actual Mecánica de Suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucra la resistencia de los suelos, se refieran a la resistencia, al esfuerzo cortante de éstos.

En el Anexo XI-a se hace un somero estudio de algunas otras teorías de falla que han sido propuestas para explicar la falla de muy diversos tipos de materiales. En el capítulo XII habrá ocasión de puntualizar algo más la hipótesis, por lo demás adoptada en esta obra, de Mohr-Coulomb.

ANEXO XI-a

Breve exposición de algunas teorías simples de falla

Para establecer una teoría de falla cualquiera, es condición definir claramente lo que se entiende por falla, dentro de tal teoría. En términos generales no existe aún una definición general del concepto falla; puede significar el principio del comportamiento inelástico del material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes entre los especialistas. Aceptando una teoría en la que la resistencia del material esté expresada en términos del esfuerzo cortante

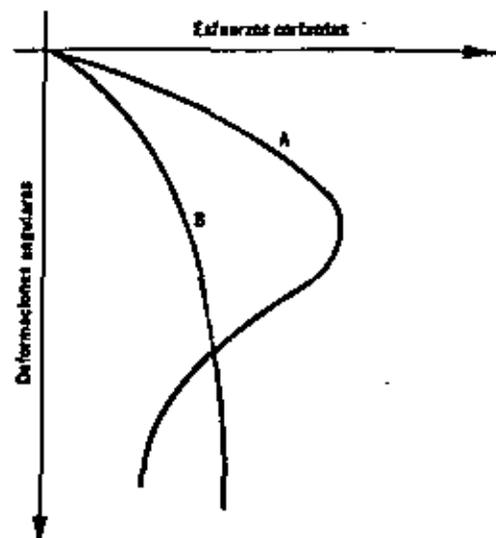


Figura XI-a.1. Curvas esfuerzos cortantes-deformaciones angulares.

máximo que resiste dicho material puede establecerse el momento en que ocurre la falla estudiando la curva de esfuerzos cortantes-deformaciones angulares, como se ve en la figura XI-a.1.

En el caso de la curva A la posición del punto de falla podría definirse con claridad, en el punto de máximo esfuerzo cortante (falla frágil), mientras que en la curva B (falla plástica) resulta confuso fijar cualquier punto como límite, y la condición de falla ha de establecerse arbitrariamente.

Los criterios de falla que se han presentado en el pasado podrían clasificarse primeramente en dos grupos:

- El que utiliza criterios dinámicos; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.
- El que utiliza criterios cinemáticos, en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

Actualmente, las Teorías de Falla más usadas siguen criterios dinámicos, y las correspondientes al segundo grupo no gozan de gran predicamento. En el análisis que sigue, se trata una sola Teoría de Falla de tipo cinemático y es precisamente la mencionada en primer lugar entre las que siguen:

- Teoría de la deformación unitaria máxima (Saint-Venant).

Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, que experimenta el material sujeto a esfuerzos.

Esta teoría ha sido condenada por los experimentos de Bridgman, que demostró que si un material se sujeta a deformaciones

principales iguales según tres direcciones cartesianas ortogonales, aplicando alta presión hidrostática, no se produce en él ruptura ni flujo plástico y ello aunque las deformaciones producidas sean muy importantes. De hecho, Bridgman demostró que el comportamiento de muchos materiales era casi perfectamente elástico bajo las altas presiones hidrostáticas usadas en los experimentos.

Dentro de las teorías de tipo dinámico, las que han alcanzado mayor notoriedad son las siguientes:

b) *Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine).*

Supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales.

Los mismos experimentos de Bridgman hacen ver a esta teoría como inadecuada, pues cuando los 3 esfuerzos principales son iguales, el material puede soportar muy grandes presiones, sin que se presente una condición de falla.

c) *Teorías de máximo esfuerzo cortante.*

Con el criterio de atribuir la falla al esfuerzo cortante actuante máximo existen varias teorías, que podría decirse son las de más amplio uso, porque son las que experimentalmente han rendido los mejores resultados.

1. *Teoría de Guest:*

Según esta teoría, la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales. Guest supuso que el esfuerzo cortante límite es una constante del material. La experiencia, sin embargo, ha demostrado que las ideas anteriores no representan al comportamiento de materiales frágiles, tales como rocas, concreto, etc.; tampoco es aplicable en arenas ni arcillas, pues la resistencia al esfuerzo cortante, representada por el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante en estos materiales.

2. *Teoría de Coulomb:*

En 1733 Coulomb estableció una teoría según la cual un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano a su través alcanza un valor límite máximo. Dentro de la teoría, que también es atribuida a Navier se acepta que dicho esfuerzo cortante límite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

Esta teoría se usó en épocas pasadas, en los comienzos de los estudios modernos de la Mecánica de Suelos.

3. *Teoría de Mohr:*

Esta teoría, debida a Otto Mohr establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial al normal (oblicuidad) alcance un cierto

valor máximo. Dicho máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de Mohr no fija la hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica; según esta teoría, dicha ley de variación queda representada en general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles, como rocas, concreto y suelos.

La Mecánica de Suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de Mohr-Coulomb, con líneas de falla curvas. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que éste depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero se acepta también que la relación entre ambos esfuerzos no es constante. La teoría de Coulomb, que resulta ahora un caso particular de la generalizada de Mohr-Coulomb, puede ser suficientemente satisfactoria en muchos problemas, tales como los que se refieren a los suelos arenosos sujetos a niveles de esfuerzos bajos y a los suelos plásticos saturados y normalmente consolidados. En los suelos plásticos no saturados o preconsolidados, la generalización que representa el criterio de Mohr es conveniente.

Modernamente se han desarrollado otras teorías que toman en cuenta el esfuerzo normal principal intermedio. Estas teorías usan de los conceptos esfuerzo normal octaédrico y esfuerzo tangencial octaédrico, que corresponden respectivamente al promedio de los tres esfuerzos normales principales y al esfuerzo tangencial que actúa en un plano igualmente inclinado respecto a los tres planos principales. Manejando estos dos conceptos en forma similar a como se manejaron el esfuerzo cortante máximo y al esfuerzo normal en el plano de falla, pueden obtenerse teorías de falla análogas a las antes mencionadas, pero referentes a esfuerzos octaédricos. Así la teoría de Von Mises supone que existe un esfuerzo tangencial octaédrico límite constante que define la resistencia de los materiales. Esta teoría coincide con la de Guest cuando el esfuerzo principal intermedio es igual a uno de los otros dos esfuerzos principales. La teoría de Von Mises no es tampoco aplicable a rocas, concreto o suelo y sólo ha trabajado bien al ser aplicada a metales dúctiles.

Generalizaciones de esta teoría consideran al esfuerzo tangencial octaédrico límite como función del esfuerzo normal octaédrico, lo cual parece dar buen resultado para un número mayor de materiales reales.

En el caso de los suelos, parece que uno de los mejores criterios de falla hoy disponibles es una generalización de las ideas de Mohr-Coulomb a un espacio cartesiano ortogonal de tres dimensiones.

En las referencias 1 a 7 podrá profundizarse convenientemente sobre las distintas teorías mencionadas.

Referencias

1. Rutledge, P. C.—*Theories of Failure of Materials Applied to the Shearing Resistance of Soils*—Proc. Purdue Conference on Soil Mechanics and its applications—1940.

2. Mohr, O.—*Tecnisches Mechanik*—W. Ernst—Berlin—1928.
3. Westergaard, H. M.—*Einfache Ableitung der von Mohr Gegebenen Graphischen Darstellung der Dreiaxigen Spannungszustände*—ZAMM—Vol. IV—1924.
4. Nadai, A.—*Theories of Strength*—Journal Applied Mechanics, Vol. I—1933.
5. Eridyman, P. W.—*Considerations on Rupture Under Triaxial Stress*—Mech. Eng., Vol. 61—1931.
6. Newmark, N. M.—*Failure Hypotheses for Soils*—A. S. C. E. Research Conference on shear strength of cohesive soils—Colorado—1960.
7. Kirkpatrick, W. M.—*The Condition of Failure for Sands*—Proc. Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering—Vol. I—London—1957.

Bibliografía

- Notas sobre Teoría de la Elasticidad*—D. de la Serna—Apuntes no publicados para la clase de Estabilidad de las Construcciones, en la Escuela de Ingeniería de la Universidad Iberoamericana—México, D. F.—1961.
- Theory of Elasticity*—S. Timoshenko y J. N. Goodier—McGraw-Hill Book Co.—1951.
- Theoretical Soil Mechanics*—K. Terzaghi—John Wiley and Sons—1956.
- Fundamentals of Soil Mechanics*—D. W. Taylor—John Wiley and Sons—1956.
- The Mechanics of Engineering Soils*—P. L. Capper y W. F. Cassie—E. y F. N. Spon—London—1957.
- Traité de Mécanique des Sols*—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier—Villars Editeur—Paris—1956.

XII

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

XII-I. Introducción

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Empero, debe hacerse notar que, quizá como ningún otro, este capítulo de la especialidad refleja las incertidumbres y encrucijadas científicas del momento. Gracias sobre todo a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el trascendental problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que otras anteriores, el ingeniero valuó la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que hoy se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la Plasticidad, se revistaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquellas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo del que antes se disponía, por otro análogo y acorde con las nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se ha mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es la razón por la que aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja en estos terrenos, como si los últimos años no hubiesen transcurrido, por lo que

el tema resulta particularmente espinoso para ser abordado en un libro de texto.

En lo que sigue, tratarán de exponerse las ideas tradicionales sobre el tema, indicando las razones que aconsejan su abandono y se expondrán algunas de las ideas modernas que aparecen hoy como de sobrevivencia más probable. El lector no debe olvidar que las verdaderas fuentes actuales del tema son los artículos, comunicaciones y trabajos de investigación que, en gran número, aparecen por doquier; allí, eliminando lo que haya de probarse insostenible, se encontrarán las ideas que irán normando el futuro de este campo.

XII-2. Reseña histórica

El primer trabajo en que seriamente trató de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al conocido físico e ingeniero francés C. A. Coulomb (1776).¹ La primera idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la Mecánica elemental.

Es sabido que si un cuerpo (Fig. XII-1.a) sobre el que actúa una fuerza normal P ha de deslizarse sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F , necesaria para ello, resulta ser proporcional a P , teniéndose:

$$F = \mu P$$

donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma $\overline{AA'}$ (Fig. XII-1.b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de σ , presión normal en el plano $\overline{AA'}$, teniéndose:

$$\frac{F}{A} = s = \tau_{\text{máx.}} = \sigma \tan \phi$$

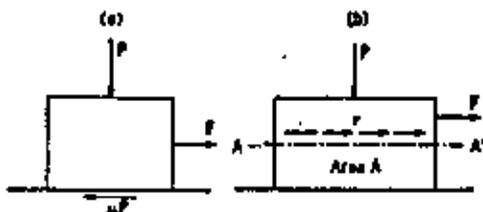


Figura XII-1. Mecanismos de los fenómenos de fricción.

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor s , tal que:

$$s = \sigma \tan \phi \quad (12-1)$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\tan \phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual él llamó "ángulo de fricción interna" y definió como una constante del material.

De la ecuación (12-1) se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma = 0$. Basta tener en una mano entrecubierta una muestra de arena seca y suelta (por ejemplo, arena de playa), en la cual obviamente puede considerarse $\sigma = 0$, para darse cuenta, al ver deslizar entre los dedos a la arena, que ese material es de los que para $\sigma = 0$ presentan una $s = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como por ejemplo un fragmento de arcilla, el sencillo experimento anterior conduce a otras conclusiones; en efecto, es un hecho que la arcilla no deslizaría entre los dedos, de modo que ese material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aun en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los materiales de este último tipo, Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó "cohesión" y consideró también una constante de los materiales. Es más, Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto, en dichos materiales parecía existir sólo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$. La ley de resistencia de estos suelos será:

$$s = c \quad (12-2)$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes enumeradas; es decir, presentan, a la vez "cohesión" y "fricción interna", por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las (12-1) y (12-2). Esta ecuación, tradicionalmente conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de ley de Coulomb, podría escribirse:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (12-3)$$

Así, las ecuaciones (12-1) y (12-2) pueden verse como casos particulares de una ley más general. Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación del tipo (12-1) se ha llamado tradicionalmente "suelo puramente friccionante", así como un suelo que satisfaga la ley (12-2) ha recibido el nombre de "puramente cohesivo". En el caso más general se ha hablado de suelos "cohesivos y friccionantes" o suelos "intermedios".

Estos términos aún son usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado íntimo de las expresiones se haya modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de Coulomb.

La ecuación (12-3) fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

No obstante, los ingenieros con ciertas dotes de observación empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y lo que alguno de ellos llegó a denominar teorías de "libros de texto". En 1925² Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales, comenzadas alrededor de 1920, que en las ecuaciones (12-1) y (12-3) la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular ($X-3$), de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total, sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación (12-3) se modificó así para tomar la forma:

$$s = c + (\sigma - u_w) \tan \phi \quad (12-4)$$

En donde, como es usual, u_w representa la presión neutral en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de u_w depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella,⁴ lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida"; más adelante habrá ocasión de extender estas ideas.

Posteriormente, Hvorslev⁵ hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación (12-3) debe escribirse ahora:

$$s = f(w) + (\sigma - u_w) \tan \phi \quad (12-5)$$

Es interesante hacer notar que la contribución de Hvorslev destruyó, de una vez por todas, la idea, en sí insostenible, de que c fuese una constante del material.

La ley (12-5) es lineal en un diagrama $\sigma-s$ para todo valor de σ . Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula ($c = 0$) y las preconsolidadas, en las que la ley lineal ha tenido que ser sustituida por otra más complicada. En lo que sigue habrá ocasión de insistir sobre estas ideas.

XII-3. Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la

resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial, descritas adelante.

Un esquema del aparato necesario para efectuar la prueba se presenta en la Fig. XII-2.



Figura XII-2. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Las piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical. Una descripción un poco más detallada de la prueba figura en el Anexo XII-a.

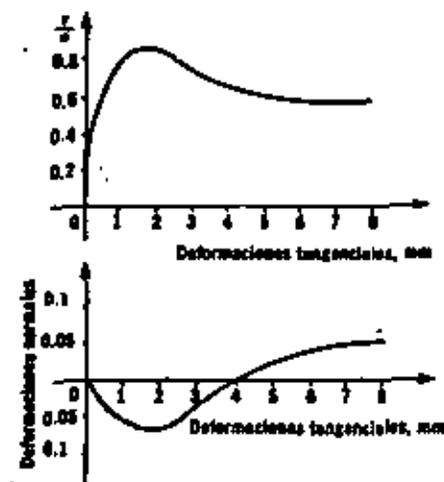


Figura XII-3. Gráficas de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Los resultados de la prueba, en la cual suelen calcularse los valores de la relación τ/σ correspondientes a deformaciones sobre el plano de falla, se dibujan en forma similar a la indicada en la Fig. XII-3.

En ésta, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben dos posibilidades de realización: el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a efecto aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; en el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Ejecutando varias pruebas con diversos valores de la presión normal, pueden trazarse puntos en la gráfica $\sigma-\tau$ con los valores de las presiones normales y los valores máximos de τ obtenidos de cada una de las pruebas. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrá la línea de falla del material, correspondiente a este procedimiento de prueba.

Una de las desventajas de esta prueba consiste en la imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización. En el instante de falla incipiente, los esfuerzos actuantes en estas otras direcciones pueden determinarse teniendo en cuenta que, en ese instante, el círculo de falla debe ser tangente a la línea de falla. Este círculo, así como los valores y direcciones de los esfuerzos principales, pueden obtenerse por el procedimiento del polo como se ilustra en la Fig. XII-4.

En esta figura se ha considerado que la línea de falla pasa por el origen de coordenadas. Conociendo los esfuerzos σ y $\tau = \tau_{máx}$ (punto D) se traza el círculo tangente a dicha línea de falla en D , cuyo centro está sobre el eje σ . El polo P se encuentra trazando por D una paralela al plano en que actúan esos esfuerzos; es decir, en dirección horizontal. Uniendo P con A y B se tienen las direcciones de los planos principales, que se detallan en la sección (a) de la Fig. XII-4. Nótese que el punto D está en la parte positiva del eje τ , debido a que la desviación ϕ del esfuerzo total en la sección de falla es positiva, según la convención ya introducida.

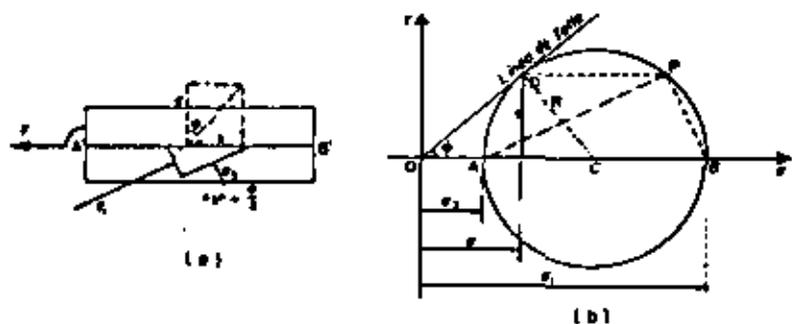


Figura XII-4. Círculo de falla con los esfuerzos y direcciones principales en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

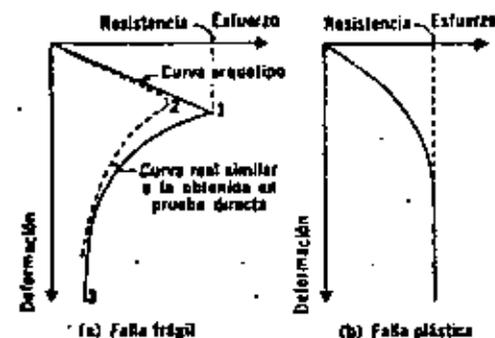


Figura XII-5. Tipos de falla considerados en los suelos.

Es sabido que cuando un material falla en una prueba de resistencia su curva esfuerzo-deformación será semejante a alguno de los dos arquetipos que aparecen en la Fig. XII-5.

La curva llena, de (a) es representativa de materiales llamados de "falla frágil" y se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación. La curva (b) corresponde a materiales de "falla plástica" en los que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente; la falla no está bien definida, habiendo en realidad lo que suele denominarse un flujo del material, bajo esfuerzo constante.

Uno de los inconvenientes más importantes de la prueba de resistencia al esfuerzo cortante directa es que su uso debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, pues la curva esfuerzo-deformación obtenida para éstos resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo, respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas, proporcionando, por lo tanto, valores menores de la resistencia (curva discontinua de la Fig. XII-5.a). El hecho puede explicarse como sigue: cuando se inicia el movimiento del martillo móvil, la deformación tangencial en la superficie de falla $A'B'$ no es uniforme, sino que existen concentraciones de deformación en las zonas próximas a A' y a B' , que son menores en el centro de la muestra. A estas diferentes deformaciones corresponden diferentes esfuerzos en un material frágil y cuando las zonas A' y B' alcanzan la deformación y el esfuerzo de falla, en el centro de la muestra obrarán esfuerzos mucho menores; al proseguir la deformación la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas extremas, ya falladas, estarán trabajando a un esfuerzo mucho menor que el de falla (falla progresiva). El extensómetro horizontal mide lo que podría considerarse, la deformación media de la superficie de falla y así, la resistencia medida en la prueba, en el momento en que la falla se presente en un suelo frágil, es un promedio de los esfuerzos actuantes que no representa la máxima resistencia, sino que es menor. Esto no sucede en los suelos de falla plástica, pues una vez alcanzada la falla, en todos los puntos de

la sección crítica los esfuerzos son iguales, independientemente de cualquier concentración de la deformación tangencial; en este caso el esfuerzo promedio representa al máximo de falla.

El grado en que el mecanismo de falla progresiva afecta los resultados de una prueba, está teóricamente representado por la diferencia de esfuerzos de los puntos 1 y 2 de la Fig. XII-5.a.

Esta diferencia depende de varios factores de los que el más importante es la diferencia que, a su vez, exista entre la resistencia máxima (punto 2) y lo que suele denominarse resistencia última del material (punto 3). Así, cuando al efectuarse una prueba se encuentre que la diferencia entre la resistencia máxima y última sobre la curva real obtenida en el laboratorio sea grande, respecto al valor de la resistencia máxima, podrá pensarse que, en ese suelo, el mecanismo de falla progresiva fue de importancia y por lo tanto la resistencia obtenida será muy conservadora, respecto a la real.

En la práctica, sobre todo en análisis que se refieran a cuestiones de estabilidad, es conveniente distinguir entre la falla en puntos aislados y la falla del conjunto de la masa de suelo. En teoría de estructuras, cuando se usa un criterio "elástico" de diseño, es norma calcular los distintos elementos de modo que en ningún punto de ellos se sobrepase el esfuerzo de falla. En Mecánica de Suelos suele seguirse otro criterio, por otra parte también ampliamente usado en la teoría de las estructuras, según el cual no es objetable que ciertas zonas de la masa hayan sobrepasado su resistencia elástica y estén en estado plástico confinado, siempre y cuando el conjunto esté en razonables condiciones de seguridad.

Se sigue que la prueba de que se está tratando, únicamente puede usarse en suelos de falla plástica, como son las arcillas blandas y las arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas, la prueba conduce a resultados por lo general demasiado conservadores.

Otro inconveniente que suele citarse para la prueba es el hecho de que el área de la sección crítica está, en realidad, variando durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduciría a efectuar correcciones, que normalmente no suelen hacerse.

XII-4. Prueba "in situ" por medio de la veleta

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos". La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos "in situ", es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. La alteración de los suelos sujetos a la prueba dista, sin embargo, de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual vayan a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo

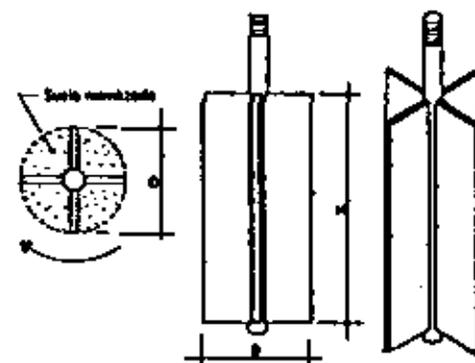


Figura XII-6. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada y está afectada por algunas de sus limitaciones.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. XII-6). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Generalmente la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y, despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^3}{4} \cdot s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{máx.}$):

$$M_{máx.} = M_{B_z} + 2M_{B_x} = \frac{1}{2} \pi D^2 H_s + \frac{1}{6} \pi D^2 s$$

y:

$$M_{máx.} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

De donde:

$$s = \frac{M_{máx.}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{máx.}}{C} \quad (12-6)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que:

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas. Aquí pudiera repetirse todo lo dicho al respecto en la prueba directa, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aún sueltas, la veleta modifica, al ser introducida, la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación imposible.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

XII-5. Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus

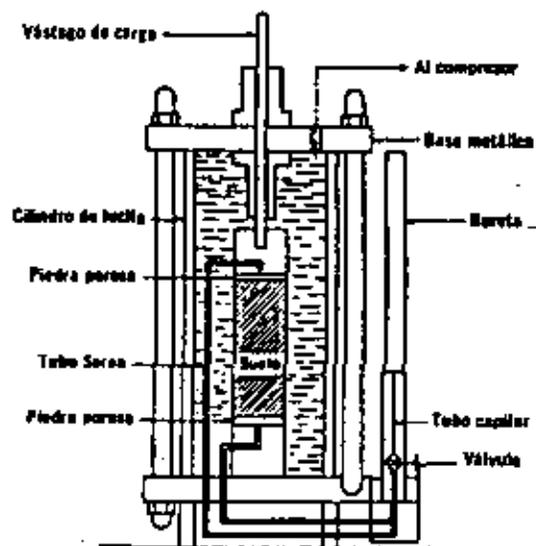


Figura XII-7. Esquema de la cámara de compresión triaxial.

características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. XII-7). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

Las Figs. XII-8 y XII-9 muestran vistas de conjunto de un banco de compresión triaxial, instalado en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas, en México.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La primera prueba triaxial desarrollada, la más usada en los últimos años y aún actualmente, es aquella en la que se transmite al espécimen una presión por medio del vástago; el valor de esa presión (p), sumada a la del agua (σ_c), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra (σ_a):

$$\sigma_a = \sigma_c + p \quad (12-7)$$

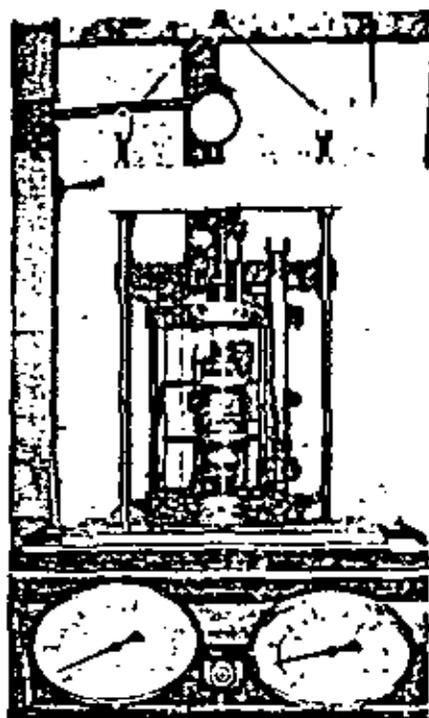


Figura XII-8. Detalle de una cámara triaxial (Laboratorio del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México, D. F.)

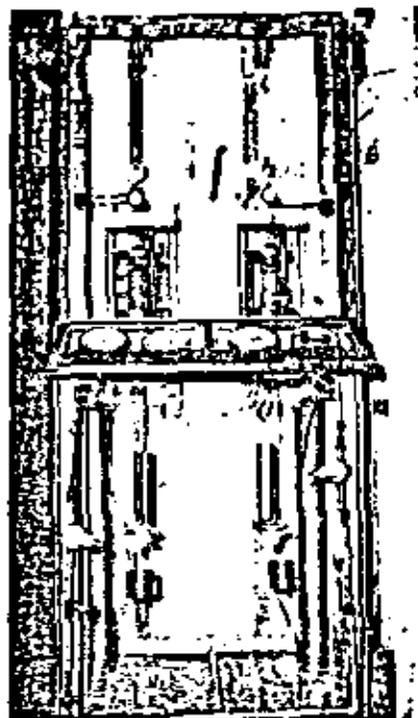


Figura XII-9. Conjunto de un banco triaxial (Laboratorio del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México, D. F.)

En épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero se mantiene la presión axial constante, para lo que son precisos los ajustes correspondientes en la presión transmitida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto al esfuerzo axial como al lateral.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Una prueba de compresión puede tener, evidentemente, varias modalidades de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo

axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua (naturalmente, este método exige ajustes en la carga transmitida por el vástago, para mantener la misma presión axial) o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente; la más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Correspondientemente, las pruebas de extensión pueden tener también varias modalidades. En la primera, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial, pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen. En la segunda modalidad, la presión axial se hace permanecer constante (con los precisos ajustes con el vástago), pero se hace aumentar la presión dada con el agua. Finalmente, en la tercera modalidad posible, se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral; en este tipo de prueba también es muy usual que la disminución de presión axial sea, en cada variación de carga aplicada, doble del aumento de la presión lateral, buscando una vez más, que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantenga.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1 = \sigma_2$).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr (capítulo XI), con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de ese caso particular. Por ello no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más tí-

picas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (Fig. XII-7). En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago, de acuerdo con alguna de las líneas de acción ya mencionadas (pruebas de compresión o de extensión); esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

La descripción de las pruebas se hace con base en la más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por aplicación de una carga a través del vástago.

Prueba lenta. (Símbolo L). Prueba con consolidación y con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada. (Símbolo R_c). Prueba con consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_c , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_c llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}_c$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cá-

mara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, si ocurriría esa distribución simple del esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida. (Símbolo R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple. (Símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Más adelante se describen los aspectos teóricos de estas pruebas realizadas en suelos en diferentes condiciones y en el Anexo XII-c de este capítulo se detallan los procedimientos de laboratorio para llevarlas a cabo.

XII-6. Pruebas de compresión triaxial en suelos "friccionantes"

En suelos "puramente friccionantes", tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión triaxial arriba mencionadas encuentran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación;

aun si se trata con muestras alteradas la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío, cuya descripción figura en el Anexo XII-c de este capítulo. La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral σ_s por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de estabilidad de un talud o de capacidad de carga de un estrato, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compactación relativa del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Sea con la prueba al vacío aquí mencionada o con otros tipos de pruebas especiales que no se discuten, es posible realizar una investigación de las características de resistencia de las arenas a la compresión triaxial.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

XII-7. Factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos"

Según ya se dijo, el término "cohesivo" ha sido usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos con referencia a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. El término nació porque en realidad se pensaba que estos suelos tenían "cohesión"; es decir, se creía en la presencia de una suerte de liga entre las partículas constituyentes; hoy la denominación prevalece, aun cuando está bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que en los suelos granulares: la fricción. En una muestra de suelo, aun no existiendo presiones exteriores, la estructura está sujeta a presiones intergranulares, a causa, sobre todo, de efectos capilares; estas presiones hacen posible la generación de un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del material.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" es de mucho más difícil determinación que en los suelos "friccionantes", pues en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualesquiera nuevas condiciones de esfuerzo que

puedan presentarse; esto es debido, sobre todo, a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos, respecto a las arenas; ahora, el agua requiere siempre periodos importantes de tiempo para movilizarse dentro de la masa de suelo. El análisis se hace más complejo al tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora también mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos "cohesivos".

Así como en materiales tales como el acero o el concreto no existe inconveniente práctico de consideración para tomar su resistencia a los esfuerzos como constante, por lo menos en todos los problemas referentes a los diseños estructurales comunes, la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos "cohesivos" se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales que, en ningún caso, es permisible manejarla con fórmulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso, efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor que en cada problema haya de emplearse para garantizar la consecución de los fines tradicionales del ingeniero: la seguridad y la economía. Este hecho complica, sin duda, el manejo de la teoría en los casos de la práctica, pero, por otro lado, garantiza que al ingeniero de suelos que aspire a mediana competencia no le es lícita la inercia mental que lleva a la aplicación indiscriminada de fórmulas o manuales, tan frecuente, por desgracia, en otras especialidades ingenieriles.

Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujeta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de estos factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se someta a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante (Fig. XII-10). La prueba se usa ahora con fines puramente explicativos, aunque en la realidad sólo sea aplicable a arcillas de falla plástica, y, aun para éstas, haya pruebas preferibles.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal σ_1 , proporcionada por una carga P , cualquiera. Supóngase

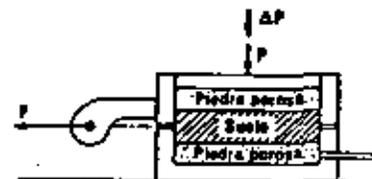


Figura XII-10. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

también que la muestra nunca soportó, a través de su historia geológica, un esfuerzo mayor que dicho σ_1 ; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones debe tenerse en el agua $u_n = 0$. (Se considera $u_n = 0$ en la muestra.)

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_1 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo el paso del tiempo suficiente entre cada uno, como para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutras en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, aparecerían en las zonas vecinas a la superficie de falla presiones neutras causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. Esta tendencia es, en arcillas normalmente consolidadas, siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u_{nr} representa a ésta presiones neutras en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_{nr}) \tan \phi = (\sigma_2 - u_{nr}) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de F .

El valor de u_{nr} depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u_{nr} se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectuase estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_n$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutras

que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible, de lograr en un aparato de corte directo; ésta es otra grave desventaja de esta prueba). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial es también u_{nr} (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_n$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_n - u_{nr}) \tan \phi = (\sigma_1 - u_{nr}) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sujeta a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior; es decir:

$$u_{nr} = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P , la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u_{nr} , consecuencia de ello disminuye la tensión u_{nr} existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_{nr} = -\sigma_1$, como:

$$s = (0 - u_{nr} - u_{nr}) \tan \phi = (\sigma_1 - u_{nr}) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la

remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F . La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo e_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo hasta que, finalmente el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza; cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme las compresiones o tensiones, originadas en el agua por las cargas, se disipen con el tiempo.

XII-B. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "friccionantes"

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos es conveniente tratar primeramente aquellos que suelen considerarse puramente friccionantes; es decir, las arenas limpias, las gravas limpias y los enrocamientos (aunque estos últimos caigan fuera de la categoría de los suelos definidos en forma tradicional) y las combinaciones de tales materiales.

Los criterios que se describen a continuación se refieren a la prueba directa de esfuerzo cortante, por simplicidad y buscando mayor claridad de exposición. El comportamiento triaxial se expondrá en un capítulo posterior.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes parte de los mecanismos de la fricción mecánica, presen-

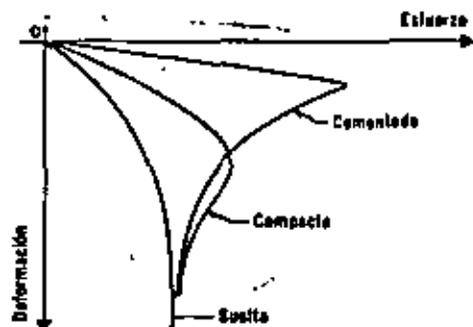


Figura XII-11. Gráficas esfuerzo-deformación para una arena en estado suelta, compacto y cementado, bajo la misma presión normal.

tados en la Fig. XII-1, pero para una aplicación más estricta de esta ley a una masa de partículas discretas, hay que considerarlos actuando en los puntos de contacto. Cuanto mayores sean las partículas menos serán los puntos de contacto, si todas las demás circunstancias prevalecen y, por lo tanto, mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la mejor distribución granulométrica. Las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de los granos del material, pues bajo aquellas, éstos pueden llegar a deformarse o a romperse.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de las siguientes características del propio material:

- Compacidad.
- Forma de los granos.
- Distribución granulométrica.
- Resistencia individual de las partículas.
- Tamaño de las partículas.

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de cómo se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

La Fig. XII-11 muestra las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada (con un cementante natural obrando entre sus granos), en pruebas directas de esfuerzo cortante hechas aplicando en cada caso la misma presión vertical; se supone que se aplican lo que pudieran considerarse esfuerzos de bajo nivel.

Puede observarse que en el caso de la arena suelta, la gráfica esfuerzo-deformación es del tipo de falla plástica, en la que al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo aquél a un valor límite que se conserva aunque la deformación siga creciendo hasta valores muy grandes.

En el caso de la arena compacta, el tipo de falla corresponde al frágil; en ella, cuando el esfuerzo llega a un máximo, disminuye, si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en los dos casos.

Por último, en el caso de la arena cementada, se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. Al crecer la deformación se llega a valores finales del esfuerzo análogos a los de los dos casos anteriores.

La deformabilidad es menor en la arena compacta que en la suelta y en la cementada es la menor de las tres.

En la arena suelta, puede afirmarse en términos sencillos, que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo fricción. En cambio,

en una arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de los granos entre sí, que se opone y bloquea toda tendencia al movimiento relativo entre ellos.

En la arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos, que se manifiesta por una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante, cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En la arena compacta, los granos que originalmente estaban bien acomodados, han de moverse sobre sus vecinos y relativamente a ellos para que haya deformación; esto produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece. Este aumento de volumen continúa aún después de la resistencia máxima y tiende a un valor constante cuando la resistencia ha alcanzado su valor último, menor que el máximo. La relación de la resistencia máxima a la resistencia última, en la arena compacta es, así, mayor que 1.

Si la resistencia de las partículas individuales es baja, manteniéndose constante todos los demás factores, la relación anterior disminuye, debido a que el efecto de trabazón es menos eficiente por el mayor grado de rotura de los granos. Similarmente, si la magnitud de los esfuerzos aplicados sube, la relación de las resistencias máxima a última baja, aunque ahora esta última será mayor, correspondiendo al mayor nivel de esfuerzos. Esta disminución en la relación de resistencia es lo que produce que la línea de resistencia para una arena compacta sea una curva cóncava hacia abajo, de tal manera que al elevarse el nivel de esfuerzos, esta curva tiende hacia la línea recta de resistencia de la arena suelta. Esto ocurre cuando, debido al alto nivel de esfuerzos, el efecto de trabazón entre las partículas es ineficiente por deformación y principalmente rotura de los granos al tratar de deformarse.

La exposición anterior puede extenderse fácilmente hacia los conceptos tamaño de las partículas y distribución granulométrica, para llegar a la conclusión de que manteniendo todos los demás factores constantes, la relación de las resistencias máxima a última decrece al aumentar el tamaño de las partículas y decrece igualmente al empeorar la distribución granulométrica, es decir, al ser el material más uniforme en la dimensión de sus partículas. Los detalles de este mecanismo se dejan como ejercicio al lector.

Es obvio que cuando la compactidad disminuye de muy compacta hacia muy suelta, en toda la gama posible en la naturaleza, el comportamiento en la ley esfuerzo-deformación será, en algún grado, intermedio entre los descritos arriba para los extremos.

Por último, también es fácil ver que manteniendo todos los demás factores constantes, la deformabilidad decrece y la resistencia crece al variar la forma de los granos de una forma redonda hacia una forma equidimensional angulosa.

Las razones por las que la resistencia varía con el tipo de prueba no son ya tan obvias y no se discutirán con mayor detalle; baste decir que

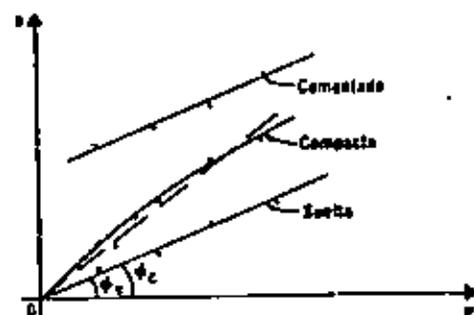


Figura XII-12. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

lo más importante es la trayectoria de esfuerzos seguida para llevar al material a la falla.

En la Fig. XII-12 aparecen las formas típicas de las líneas de resistencia de la arena suelta, compacta y cementada, obtenidas en prueba directa de esfuerzo cortante y con bajos niveles de esfuerzo.

Se observa que en el caso de la arena suelta la línea de resistencia es una recta que pasa por el origen como se mencionó previamente; por lo tanto, para estos suelos, la resistencia queda bien descrita con una ley:

$$s = \sigma \tan \phi_s \quad (12-8)$$

Donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena en estado suelto, que puede obtenerse en el laboratorio.

En el caso de la arena compacta, la curva de resistencia es cóncava hacia abajo, como ya se discutió, pero para fines prácticos suele asimilarse a una recta, por lo que la ley de resistencia resulta ser:

$$s = \sigma \tan \phi_c \quad (12-9)$$

En donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena compacta. Nótese que ϕ_c involucra no sólo efectos de fricción mecánica, sino también de trabazón estructural por la resistencia de los granos; por ello $\phi_c > \phi_s$. El valor de ϕ_c decrece a mayores niveles de esfuerzos, a partir de la presión nula. En presiones muy altas $\phi_c = \phi_s$ y el efecto de trabazón prácticamente no tiene relevancia en comparación al de fricción mecánica. Esto ocurre a esfuerzos superiores a 30 o 40 kg/cm² en las arenas normales.

Para el caso de la arena cementada, la ley práctica de resistencia será del tipo:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (12-3)$$

Ahora c y ϕ son únicamente parámetros de cálculo, que varían con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones considerado.

Se ha estado considerando en todos los análisis anteriores que la arena objeto del estudio está totalmente se.a. En el caso de arenas totalmente saturadas, el comportamiento es absolutamente el mismo antes descrito

y todas las fórmulas son aplicables, sin más que hacer la consideración de que ahora $\bar{\sigma} = \sigma - u$ es el esfuerzo efectivo a tomar en cuenta.

En el caso de arenas parcialmente saturadas se puede observar que el comportamiento depende, en gran manera, del grado de saturación; en arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una "cohesión aparente" que la hace aparecer resistente, aun bajo presión normal exterior nula. Este fenómeno es grandemente aprovechado por los constructores de "castillos" en las zonas húmedas de las playas. Lo que en realidad sucede es que, a pesar de la no existencia de una presión exterior, existe una presión capilar intergranular que la suple; esta presión genera la resistencia friccionante del material. Al aumentar el grado de saturación de las arenas disminuyen los efectos capilares, que llegan a anularse cuando aquél toma valores lo suficientemente altos como para que el aire contenido en el suelo exista sólo en forma de burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permite la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo. En la práctica, en el caso de arenas parcialmente saturadas, las líneas de resistencia pueden obtenerse directamente de pruebas. Sin embargo, es importante notar que en la naturaleza las arenas están arriba o abajo del nivel freático; en el primer caso, por no existir prácticamente zona de saturación capilar y por ser la arena permeable, estarán secas o ligeramente húmedas; en el segundo, saturadas. Claro está que lo anterior es tanto más cierto cuanto más gruesa sea la arena; en arenas muy finas, el asunto ya no es tan simple y el criterio a aplicar será similar a los que se discutirán para suelos finos en páginas posteriores.

En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumentan su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio (dilatación por vibración, IV-1), llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. Este fenómeno resulta ahora de fácil explicación si se tiene en cuenta la resistencia comunicada a la masa de arena por las presiones intergranulares provocadas por el agua capilar. Una vibración brusca hace que las partículas de arena abandonen sus posiciones de equilibrio, tendiendo a ampliar el espacio que ocupan; la existencia de presiones capilares hace posible que las partículas permanezcan en esas nuevas posiciones de equilibrio aparentemente inestable. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

XII-9. Relación de vacíos crítica y licuación de las arenas

Según ha quedado establecido, existe el hecho, revelado por el experimento, de que, en deformación bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior se puede intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de

vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado por A. Casagrande "relación de vacíos crítica".⁹

La obtención de este valor crítico ha de basarse en pruebas de laboratorio. Desde luego la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante no es adecuada, por no ser uniforme el estado de esfuerzos que se produce en toda la masa de suelo; por ello, es preciso recurrir a pruebas de compresión triaxial, que se describirán más adelante, efectuadas sobre arenas totalmente saturadas.

Los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada; por esta razón algunos autores prefieren hablar de un "intervalo crítico de la relación de vacíos" y no de un valor preciso de ella.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. La resistencia al esfuerzo cortante de tales arenas queda expresada por la ley, ya discutida:

$$s = (\sigma - u_0) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (12-10)$$

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja; el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de sollicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de los vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, u_0 , menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, la diferencia $\sigma - u_0$, o sea el esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, y, por ende, la resistencia, s , al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante (ecuación 12-10). En principio parecería no haber límite al crecimiento del término u_0 , hasta que la diferencia $\sigma - u_0$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (licuación), pero esto nunca se ha observado en las pruebas efectuadas en el laboratorio, ni existe evidencia confiable de que esto haya suce-

dido en el c. .o; de hecho tampoco existe ninguna razón teórica para afirmar que tal límite crítico pueda ser alcanzado.

Si la arena estuviese en la relación de vacíos crítica, teóricamente su resistencia al esfuerzo cortante no cambiaría al ser sometida a deformación bajo ese tipo de esfuerzo en una prueba de laboratorio. Este hecho ha sido usado por algunos autores para establecer una definición alternativa del concepto relación de vacíos crítica. En la realidad las relaciones de vacíos críticas definidas como se hizo en primer lugar o como ahora acaba de hacerse, no resultan idénticas, sino que presentan pequeñas diferencias imputables a los métodos de obtención.

El fenómeno de licuación de arenas que se presenta tanto en el campo como en el laboratorio, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulos, por un aumento igualmente rápido de la presión neutral, ocurre cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (impacto, sismo, etc.). Lo que ahora sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas grandes del suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática, que reducen la presión efectiva a cero; el conjunto se comporta realmente como una suspensión densa y este comportamiento da nombre al fenómeno.

Hay experimentos sencillos, del tipo del que se describe a continuación, que ilustran objetivamente el fenómeno de licuación de arenas. Considérese una probeta (Fig. XII-13) con agua hasta un cierto nivel; si ahora se vacía una arena fina en la probeta, de tal manera que quede en estado suelto y completamente saturado, sin que exista tirante de agua sobre ella, al terminar la operación, se tendrá un conjunto con la apariencia de un suelo estable. En efecto, sobre la frontera superior puede colocarse un peso de cierta importancia, sin que se produzca deformación perceptible; pero si, en estas condiciones, se introduce bruscamente una varilla, extrayéndola inmediatamente, se podrá observar que el peso antes soportado se hunde materialmente en la arena, quedando alojado en el interior de la masa. Al introducir la varilla y extraerla bruscamente se

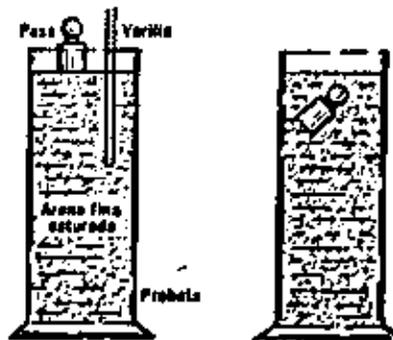


Figura XII-13. Experimento para reproducir condiciones de licuación en arenas.

ha producido un desplazamiento brusco que ocasionó un derrumbe en la estructura de la arena suelta; esto fue causa de la licuación momentánea de, por lo menos, la parte en que se apoyaba el peso.

En una arena depositada en la naturaleza, el peligro de la licuación disminuye según sea más compacta y nunca se ha reportado una falla en mantos en los que la compactación relativa fuese mayor de 50%. Por lo demás, las fallas por licuación, relativamente frecuentes en zonas sísmicas, constituyen un capítulo de los más dramáticos dentro de la literatura sobre Mecánica de Suelos.

Algunos autores han tratado de estudiar la posibilidad del fenómeno de licuación comparando la relación de vacíos de la arena en cuestión con su valor crítico, pero en realidad no se ha encontrado ninguna razón para pensar que exista una relación de tal naturaleza.

XII-10. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, normalmente consolidados

Los resultados de las diferentes pruebas triaxiales se interpretan generalmente a partir de gráficas constituidas según el método de Mohr (capítulo XI); es decir, en una representación de los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes. El análisis de los resultados de las pruebas exige distinguir aquellas realizadas sobre suelos saturados por completo; aun dentro del primer grupo, es preciso separar los casos en que se prueban arcillas normalmente consolidadas, de los que tratan con arcillas preconsolidadas. En esta sección se tratarán, como queda indicado por su título, los suelos "cohesivos" saturados y normalmente consolidados, lo cual implica que la presión del agua en la cámara deberá ser, por lo menos, igual a la presión vertical efectiva actuante sobre la muestra "in situ", supuesto que esta presión es la máxima soportada por el suelo en su historia geológica. A continuación se analiza cada prueba por separado.

A) Prueba lenta:

1. Prueba de compresión (variante con incremento del esfuerzo axial).

Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo drenaje libre en las líneas de la muestra a la bureta y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, la muestra es sometida en todas direcciones a la presión del agua (σ_1) y, en la segunda etapa, se la lleva a la falla con incrementos de carga axial (p), permitiendo completa consolidación bajo cada incremento. El esfuerzo total axial de falla será designado por $\sigma_1 = \sigma_3 + p_1$, donde p_1 se denomina esfuerzo derivador de falla y es el máximo esfuerzo

desviador p . p_c mide la resistencia a la compresión del espécimen en esta prueba.

Los instantes finales de cada etapa pueden sumarse esquemáticamente para obtener la condición definitiva de falla (Fig. XII-14.a).

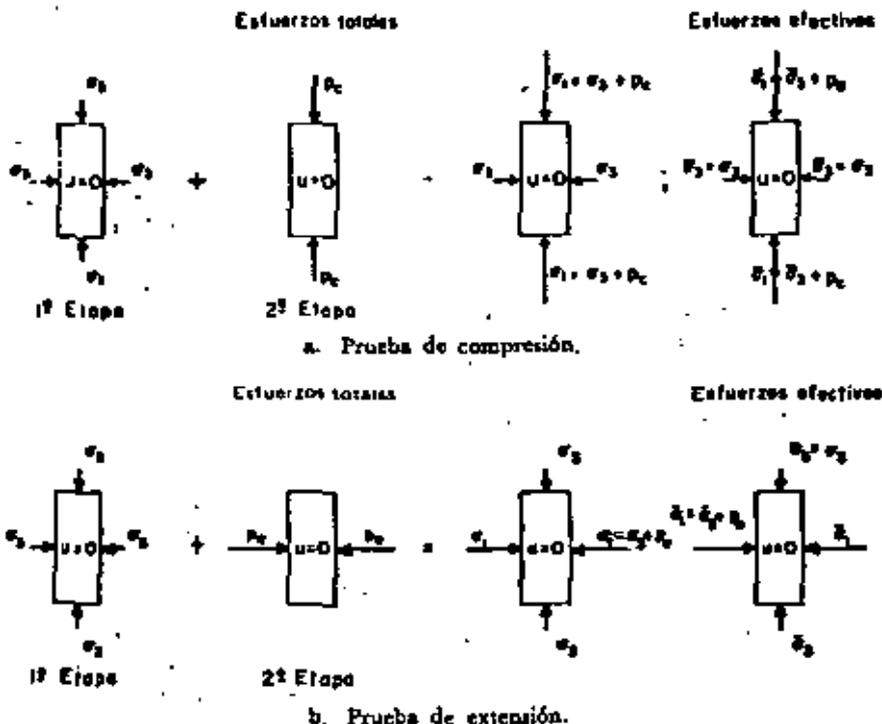


Figura XII-14. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba. Prueba de compresión triaxial lenta.

En la primera etapa el espécimen aparece sujeto al esfuerzo total σ_1 y, por haberse permitido la consolidación total, la presión neutra, u_n , se ha reducido a cero; como se considera $u_n = 0$, dado el pequeño tamaño de los especímenes, puede escribirse esa condición como $u = 0$.

En la segunda etapa obra sobre el suelo el esfuerzo desviador de falla, p_c , y nuevamente $u = 0$, por existir drenaje libre y dejarse transcurrir suficiente tiempo.

La suma de estas dos etapas conduce a la etapa final que se representa desplegada en dos croquis, uno relativo a esfuerzos totales y otro a los efectivos.

Los resultados de una prueba lenta se llevan a una gráfica construida de acuerdo con la Teoría del Circulo de Mohr. En la Fig. XII-15 aparece una de estas gráficas.

al mismo tiempo, se haga aumentar el esfuerzo axial y disminuir el lateral. Sin embargo, cualquier disminución de la presión lateral induce un efecto de preconsolidación, pues en tal caso, a medida que la prueba progresa, el espécimen irá teniendo esfuerzos laterales menores que los que tenía anteriormente; así, estos casos corresponden a pruebas en suelos preconsolidados, tratadas más adelante.

2. Prueba de extensión (aumentando el esfuerzo lateral).

En la Fig. XII-14.b se muestra la distribución de esfuerzos correspondiente a las diferentes etapas significativas de esta prueba. La primera etapa es idéntica a la prueba de compresión ya descrita. En la segunda, el incremento de carga se efectúa lateralmente y se estima evidente la distribución de esfuerzos presentada.

Es un hecho experimental que en pruebas de extensión el valor del esfuerzo desviador en la falla β_e , resulta igual al β_c obtenido en pruebas de compresión, a igual presión inicial de cámara (σ_3), por lo que la Fig. XII-15 representará también a la prueba de extensión, excepto que ahora el polo P estará situado en B, en lugar de en A y, por lo tanto, la inclinación del plano de falla será ahora $45^\circ - \phi/2$, respecto a la horizontal.

Se tratarán en suelos preconsolidados las pruebas hechas disminuyendo el esfuerzo axial vertical.

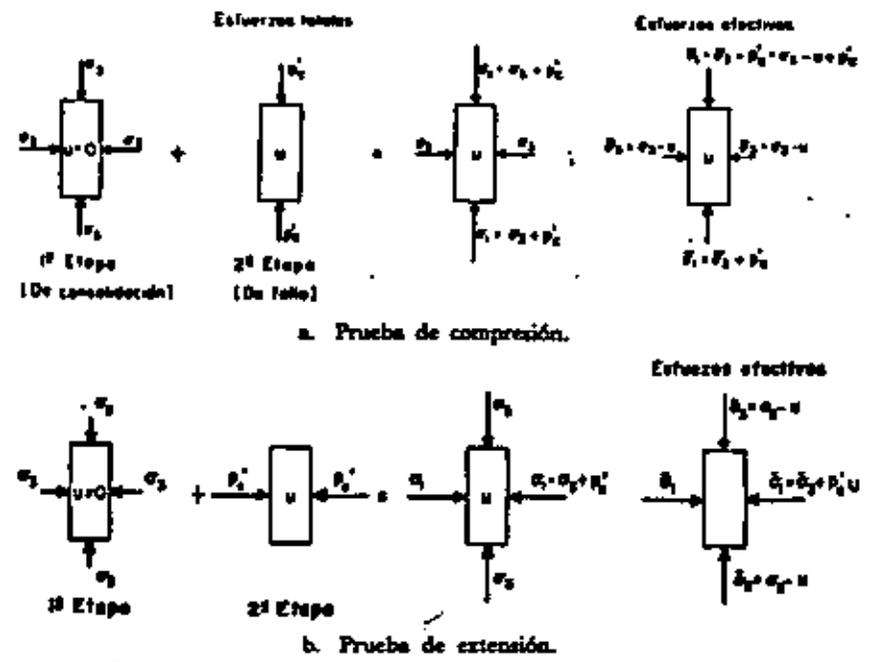


Figura XII-16. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba. Prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

B) Prueba rápida-consolidada:

1. Prueba de compresión (variante con incremento del esfuerzo axial).

En esta prueba la distinción entre la primera etapa (de consolidación) y la segunda (de falla) se establece aún más marcadamente que en la lenta. Al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara σ_3 , que llega a ser esfuerzo efectivo; después se lleva al suelo a la falla con aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que, conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

Si se representa por u el valor que haya alcanzado esa presión neutral en el momento de la falla, esquemáticamente las etapas de la prueba se desarrollarán como indica la Fig. XII-16.a.

La primera etapa de esta prueba es similar a la misma en la prueba lenta. La segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de presión neutral en el agua de la muestra y la resistencia a la compresión (β'_c) resulta mucho menor que en la prueba lenta (β_c). Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen, son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión neutral del agua (u).

El Círculo de Mohr, de falla, puede trazarse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales que el operador conoce en todo momento de la prueba y en el de falla en particular;

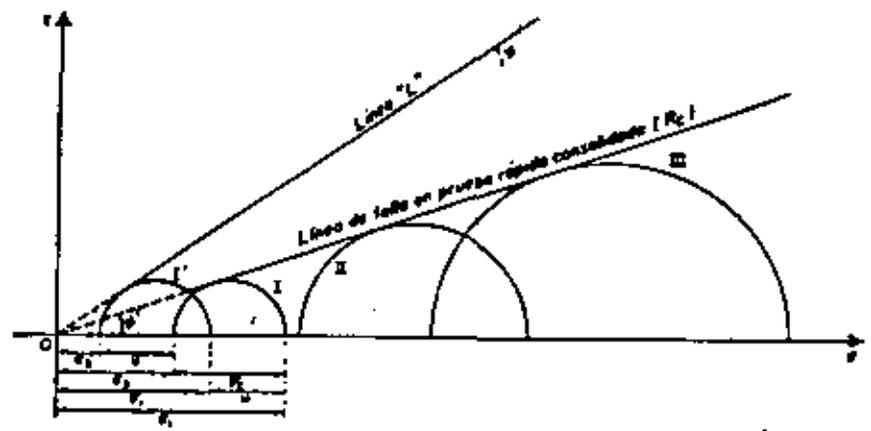


Figura XII-17. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

Es importante insistir en el hecho de que las envolventes de esfuerzos totales se refieren a las variantes de prueba aquí descritas (aumento del esfuerzo axial en compresión y del lateral en extensión), pero no debe pensarse que esas envolventes sean las mismas con otras variantes posibles de las pruebas.

En efecto, si la prueba de compresión se hace disminuyendo la presión lateral, el círculo de Mohr de esfuerzos totales correspondiente habrá de dibujarse hacia la izquierda. Como se verá, en este tipo de prueba se obtiene a fin de cuentas la misma resistencia que en la prueba en que se aumenta el esfuerzo axial, por lo que es obvio que la envolvente de esfuerzos totales con disminución de esfuerzo lateral tendrá una inclinación mucho mayor que la inclinación correspondiente a la envolvente de esfuerzos totales con aumento del esfuerzo axial.

La presión neutral, en el caso de pruebas de compresión con disminución de la presión lateral, en la falla es mucho menor que la de la prueba con aumento de la presión axial; inclusive puede llegar a ser negativa, en cuyo caso la inclinación de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos totales resulta mayor que el ángulo ϕ , obtenido en pruebas drenadas.

La demostración de la afirmación ya hecha, de que las diferentes modalidades de la prueba rápida consolidada de compresión producen la misma resistencia, se encuentra en el Anexo XII-j de este capítulo.

C) Prueba rápida:

1. Prueba de compresión (variante con incremento del esfuerzo axial).

La característica fundamental de esta prueba es, según ya se dijo, el no permitir drenaje del espécimen ni en la etapa inicial, de presión de cámara, ni en la final de falla.

Al someter una muestra, consolidada en la naturaleza a la presión γz , a esa misma presión con el agua de la cámara, teóricamente la estructura del suelo tomará toda esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado a ella y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión ejercida con el agua es mayor que la presión que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos y ello independientemente del valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p'_c) es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial.

En la Fig. XII-18a aparecen los esfuerzos que obran sobre el suelo en prueba rápida.

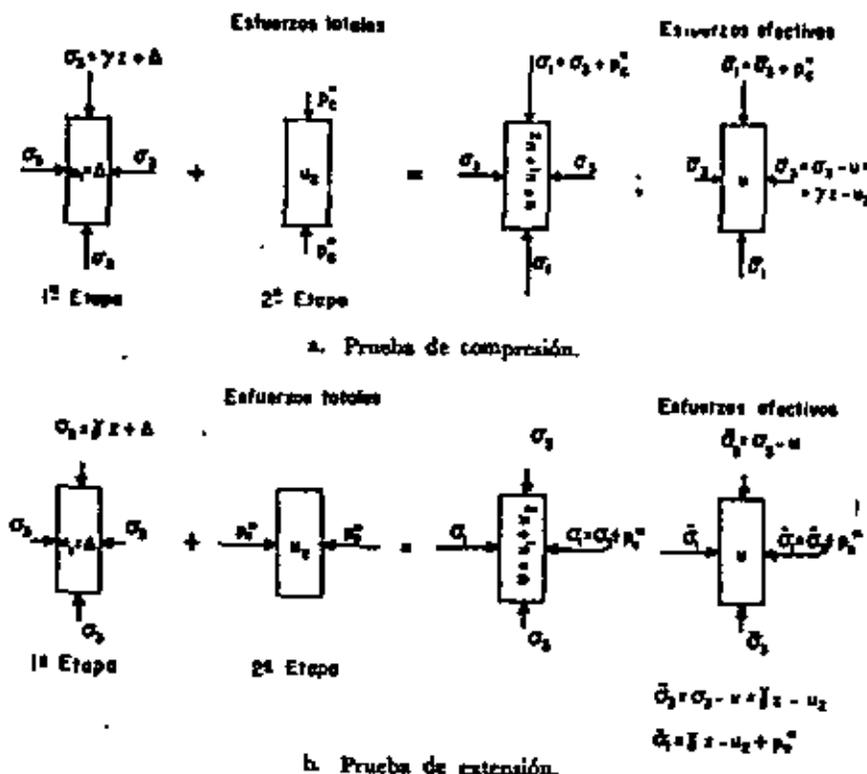


Figura XII-18. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba triaxial rápida.

En la primera etapa de la prueba se supone que la presión hidrostática es la que el suelo tenía en la naturaleza (γz), más un cierto valor Δ arbitrario; consecuentemente se desarrolla en el agua del suelo una presión neutral $u_1 = \Delta$.

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p'_c , con el vástago de la cámara y al final de ella se ha desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 , por estar impedida la salida del agua del espécimen.

El desarrollo de la presión u_2 es totalmente análogo al de la presión neutral en la segunda etapa de la prueba rápida consolidada. Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales, menos esa presión neutral u .

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u = \sigma_1 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_1 + p'_c = \gamma z - u_2 + p'_c$$

Es de importancia hacer notar que el valor de los esfuerzos efectivos es independiente del valor de Δ y sólo depende de la presión a

el valor $p_c/2$. Esto no es grave numéricamente hablando, pues ϕ por lo general es del orden de los 30° , según más adelante se especificará ϕ , por lo tanto $\cos \phi$ es 0.87 aproximadamente; tomando en cuenta que la muestra se altera en su extracción, manipulación, etc., y que, por ello la resistencia determinada en laboratorio siempre es algo menor que la real, puede concluirse que $p_c/2$ es inclusive un valor mejor de la resistencia del suelo "in situ" que el dado por la ecuación (12-16).

Respecto a la línea " R_c " de la prueba rápida-consolidada podrá decirse algo análogo, aunque en este caso la diferencia entre el esfuerzo cortante de falla real y el obtenido de esa línea es mucho menor que en el caso de la prueba rápida.

XII-12. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, preconsolidados

Si las diferentes pruebas triaxiales atrás descritas se ejecutan con presiones hidráulicas de cámara menores que las que la muestra de suelo haya soportado en la naturaleza; es decir, en el intervalo de preconsolidación del mismo, las líneas de resistencia obtenidas trazando las envolventes a los círculos de falla se modifican adoptando una forma similar a la mostrada en la Fig. XII-21.

En las pruebas lentas se observa que la envolvente a los círculos de falla va quedando un poco arriba de la línea " L ", tal como se obtendría si el suelo fuera normalmente consolidado; es decir, existe una resistencia adicional, si bien pequeña, respecto a la dada por la ecuación:

$$\tau = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (12-12)$$

Esta resistencia adicional es atribuible a efectos de "fricción remanente" debido a la presión mayor que la actual a que el suelo fue consolidado. En efecto, se ha observado que la mencionada resistencia adicional disminuye cuando se aumenta el tiempo durante el que obra

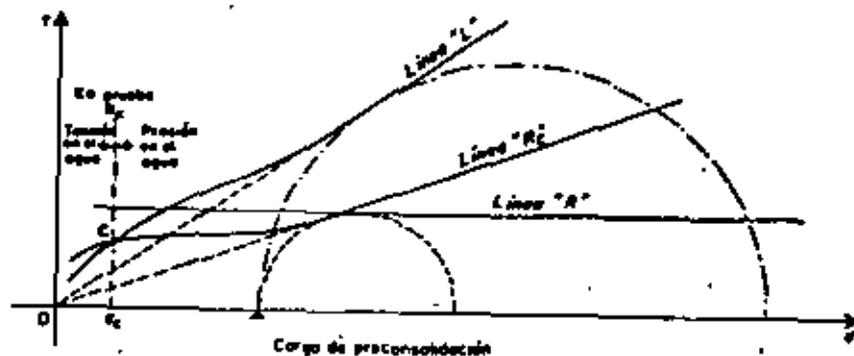


Figura XII-21. Líneas de falla en pruebas triaxiales ejecutadas sobre suelos "cohesivos" en el intervalo de preconsolidación.

cada incremento de carga axial en la ejecución de la prueba en el laboratorio; con tiempos crecientes esa resistencia adicional tiende a desaparecer. Para presiones normales mayores que la carga de preconsolidación el suelo ya se comporta como normalmente consolidado.

En pruebas rápidas-consolidadas la envolvente a los círculos de falla resulta como aparece en la misma Fig. XII-21. La resistencia permanece prácticamente constante para una amplia gama de valores de la presión normal inferiores a la carga de preconsolidación, hasta llegar a valores próximos a cero, en cuyo caso la resistencia se desploma con mucha mayor rapidez. La resistencia adicional respecto a la prolongación de la línea " R_c " se atribuye ahora también a los mismos efectos de preconsolidación; estos efectos son comparativamente mayores al caso de la prueba lenta, debido a que en la prueba rápida-consolidada la etapa de falla se ejecuta a drenaje impedido y, en ella, la "fricción remanente" no tiene ocasión de disiparse. Si los círculos de esfuerzos totales que generan la envolvente de la Fig. XII-21 se hacen de esfuerzos efectivos, deberán resultar tangentes a la envolvente de prueba lenta que se muestra en la misma figura. En realidad esto es sólo aproximado. (Véase Anexo XII-d.)

Obsérvese que las envolventes de prueba lenta y rápida-consolidada se cortan en el punto C, lo que indica que para presiones normales menores que σ_c , la resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida-consolidada es mayor que en prueba lenta. Lo que sucede es que para esas presiones, bastante menores que la carga de preconsolidación, la deformación producida por la carga axial en la segunda etapa de la prueba tiende a hacer que la muestra se expanda; como esto no es posible por ocurrir la segunda etapa a volumen constante, el agua empieza a trabajar a tensión, aumentando el esfuerzo efectivo y haciendo que éste sea mayor que la presión normal total; en otras palabras, si se ejecutara una prueba lenta, en la segunda etapa, al aplicar el esfuerzo desviador con drenaje libre, la acción de ese esfuerzo desviador produce una consolidación de la muestra para presiones normales mayores que σ_c , y expansión para presiones menores; para presiones iguales a σ_c , la resistencia del suelo es idéntica en los dos tipos de prueba.

Para comprender el fenómeno de expansión del suelo con presiones de cámara bastante inferiores a su carga de preconsolidación debe tenerse en cuenta que la fase sólida de la arcilla está estructurada y que cuando la presión es mucho menor que la carga de preconsolidación, la deformación tangencial que se produzca en la muestra al aplicar el esfuerzo desviador afecta las fuerzas fisicoquímicas que mantenían en relativo equilibrio a la estructura preconsolidada, liberando con ello cierto poder de expansibilidad que aún conservaba la estructura. Si la deformación volumétrica de la muestra está impedida, con drenaje cerrado, esta expansibilidad genera tensiones en el agua intersticial de la muestra y los esfuerzos efectivos en la fase sólida de la arcilla aumentan en la misma proporción; si, por el contrario, el drenaje es libre, la expansibilidad

XII-14. Consideraciones sobre los resultados de las pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" no saturados

En suelos no saturados totalmente, como es el caso de suelos compactados para la construcción del terraplén de un camino o para una presa de tierra, las envolventes de resistencia obtenidas de las distintas pruebas triaxiales tienen una forma totalmente diferente, dependiendo fundamentalmente del contenido de gases en la muestra; es decir, del grado de saturación. En estos casos aun la prueba rápida muestra incremento de resistencia al aumentar la presión de cámara a que se efectúe la prueba, pues aun cuando no se permite drenaje, la muestra se consolida y los esfuerzos efectivos aumentan por compresión de la fase gaseosa.

El incremento de resistencia en prueba rápida tiene como límite el valor de σ_c en que el aire se comprime tanto que entre en solución con el agua, desapareciendo la fase gaseosa, en lo que se refiere a efectos mecánicos. De ahí en adelante el suelo se comporta como totalmente saturado.

En prueba rápida-consolidada ocurre algo similar, pues en la segunda etapa de la prueba tiene lugar un cierto monto de consolidación adicional, a expensas de los gases.

En prueba lenta el comportamiento del suelo es completamente similar al de los suelos saturados, pues ahora los gases y el agua pueden entrar o salir de la muestra con entera libertad según lo requiera la sollicitación a que el suelo sea sometido. En toda etapa significativa, los esfuerzos efectivos se mantienen iguales a los totales.

Las envolventes de resistencia de las pruebas rápida y rápida-consolidada ya no son rectas, sino curvas, tal como se muestra en la Fig. XII-24.

Las curvas se cruzan en el punto *C* y nuevamente es aplicable lo que se dijo para suelos preconsolidados, totalmente saturados; es decir, para presiones normales mayores que σ_c la resistencia es mayor en prueba rápida-consolidada y para presiones menores es mayor en rápida. En pruebas rápidas-consolidadas efectuadas a presiones mayores que σ_c hay consolidación de la muestra y en caso contrario hay expansión.

En el Anexo XII-e se detalla más el tema objeto de esta sección.

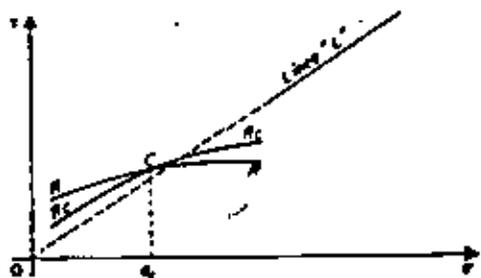


Figura XII-24. Aspecto típico de las envolventes de falla en suelos no saturados.

XII-15. Aplicación de los resultados de las pruebas de compresión triaxial a los problemas prácticos

Cuando el ingeniero necesita conocer con vistas a la obtención de datos para un diseño en la práctica, las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las circunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción. Sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil del suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

a) El criterio de los esfuerzos efectivos

En este criterio se razona pensando que es este tipo de esfuerzos el que realmente define la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea *L*), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Ese criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. El criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales está someramente descrito en la Fig. XII-25.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal, como por ejemplo, resulta de una serie de pruebas lentas.

de esfuerzos del espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable, por su mayor rigidez, en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve, pues, que la obtención de la línea *L* por medio de pruebas lentas, además de dilatada y costosa, pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea *L* en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone hoy de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. En el Anexo XII-c se menciona algo en relación a las ideas básicas que han permitido el desarrollo de tales aparatos medidores. Sin embargo, en el momento presente, los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de *pie de obra*.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sujeto a una prueba rápida-consolidada. En el Anexo XII-f se mencionan métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez Badillo para cubrir tal fin; como puede verse en tal lugar, estos métodos presentan también algunos inconvenientes para su utilización práctica en gran escala.

En conclusión, puede decirse que hoy empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos teóricos y que, si bien estos métodos no pueden considerarse aún de uso popular, permiten esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos puede aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la Fig. XII-25. Una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis, sería preciso conocer la presión de poro u existente en cada punto de la estructura de tierra en estudio; por ejemplo, en el caso de la Fig. XII-25, sería necesario conocer el valor de u en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla supuesta, para restarlo en cada uno de ellos de la presión total σ (que sí se conoce) y así llegar al valor $\bar{\sigma}$, a partir del cual puede obtener la resistencia con base en esfuerzos efectivos, utilizando la línea L . Este es un problema no resuelto al día de hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aún disponiendo de la línea L se tendrá la dificultad adicional en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas Instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra, superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es únicamente práctico para Instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a las que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

b) El criterio de los esfuerzos totales

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir se hace uso de las envolventes L o R , según el problema específico que se tenga. Puesto

que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, al variar las circunstancias a que estará sujeto éste durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se hace refleje en forma suficientemente aproximada y conservadora a la realidad que se trata de representar en el laboratorio, será preciso que la prueba seleccionada para el caso refleje razonablemente las circunstancias de trabajo extremas a que el suelo estará sujeto en la realidad; en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán de hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, se hacen en lo que sigue algunos comentarios de carácter general.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran o en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye pues, una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco.

Según el proceso de consolidación inducido por el edificio progresa, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. XII-26), por ejemplo para un camino o un bordo de protección y se quieren investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por lo tanto, su resistencia al esfuerzo

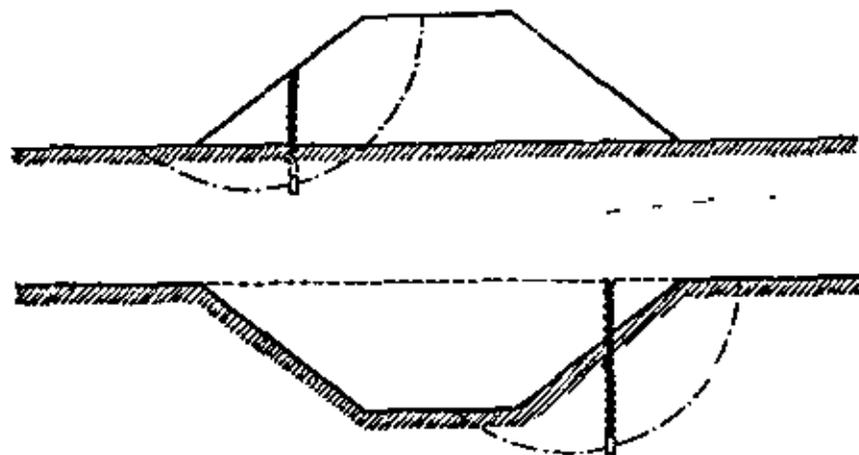


Figura XII-26. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si se desea hacer en el mismo suelo una excavación, por ejemplo, para alojar un camino, un canal o para la construcción de la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada (ver volúmenes II y III) y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora, la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta sería obviamente la recomendable para la representación de esta situación, sujetando al espécimen a los esfuerzos que tendrá el suelo tras la excavación, permitiéndose así su expansión en el laboratorio.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de los que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas del tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazando a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a man-

tener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente a la envolvente en el tramo con suficiente precisión. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas y su ecuación matemática será de la forma:

$$s = a + \sigma \tan \alpha \quad (12-19)$$

Con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la Ec. 12-19 es de la misma forma que la ley clásica de Coulomb (12-9). Sin embargo, resulta ya inútil discutir las esenciales diferencias de concepto e interpretación entre ambas; a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo sino, solamente, son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " α ", el "ángulo de fricción aparente" o "ángulo de resistencia aparente". Incluso es usual en la literatura sobre Mecánica de Suelos seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra.

Comoquiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas, representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en este caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

Para dar idea de los valores que adoptan en la realidad los ángulos de fricción interna ϕ y aparente ϕ' para arcillas saturadas en las pruebas lenta y rápida-consolidada respectivamente, pueden mencionarse los datos proporcionados por el laboratorio de la Universidad de Harvard bajo la dirección del Dr. A. Casagrande, según los cuales en una gran mayoría de arcillas el ángulo ϕ oscila entre 28° y 30°, mientras que ϕ' lo hace entre 14° y 15°. Los mínimos ángulos medidos fueron respectivamente de $\phi = 22^\circ$ y $\phi' = 11.5^\circ$. En prueba rápida como es natural, el ángulo de fricción aparente resulta de 0°, en suelos saturados.

Debe observarse que al hablar del método de los esfuerzos totales sólo se han mencionado las envolventes L y R , pero no la R_c . El uso de la envolvente L en dicho método sólo está justificado cuando las condiciones de campo son tales que los esfuerzos totales son a la vez efectivos, de manera que en este caso el criterio de los esfuerzos totales y el de los esfuerzos efectivos coinciden. Por lo que respecta a la prueba rápida-consolidada ha de decirse que sus condiciones representan muy rara vez a las del

campo, de manera que una aplicación indiscriminada de ella puede ser causa de resultados erróneos y frecuentemente del lado de la inseguridad. Sin embargo, al estimar la resistencia en la superficie potencial de falla de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido, se usa tal prueba, como se ve en la parte relativa a este tema en el volumen III, relacionando la resistencia al esfuerzo normal efectivo existente en la superficie de falla antes del vaciado.

XII-16. Algunos factores que modifican las características de compresibilidad y resistencia de algunas arcillas

Además de los factores analizados hasta ahora, existen otros de escala geológica que influyen en forma importante en la resistencia y en la compresibilidad de las arcillas. Los Anexos XII-g, XII-h y XII-i están dedicados a estudiar la influencia de tres de estos factores, que se consideran hoy de particular importancia dentro de un conjunto numeroso en que figuran otros cuya relevancia se conceptúa menor.

XII-17. Representación de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de los esfuerzos principales

Recientemente se ha desarrollado una sugestiva representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en un espacio tridimensional, en cuyos ejes ortogonales figuran los valores de los tres esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 y σ_3 en escalas aritméticas. Esto permite representar trayectorias de esfuerzos con las que es posible estudiar en forma elegante y general el comportamiento mecánico del suelo en las pruebas triaxiales, en especial las envolventes de falla, la evolución de las presiones de poro en pruebas no drenadas y los cambios volumétricos del espécimen, medidos a partir de cambios en la relación de vacíos o del contenido de agua, en pruebas drenadas.

En el Anexo XII-j se detalla esta representación, así como las conclusiones más importantes que hasta ahora se han obtenido en ella, a partir de pruebas triaxiales realizadas con especímenes de arcilla remoldeada y saturada.

Cabe un comentario acerca del uso casi sistemático que hoy se hace de las arcillas remoldeadas en muchos trabajos de investigación en lugar de las arcillas en estado natural (inalteradas), de las que pudiera pensarse que se obtendrán conclusiones de extrapolación práctica aparente más directa y confiable. El uso de arcillas remoldeadas suele estimarse preferible en virtud de que con ellas se excluyen factores que influyen en el comportamiento del suelo en forma que se considera muy difícil de cuantificar hoy por hoy; por ello, en trabajos realizados para comprender el comportamiento básico de los suelos, se sacrifica *realismo* en aras de una simplicidad que se espera permita dilucidar aspectos fundamentales de comportamiento, que posteriormente podrá desembocar en conocimiento general susceptible de aplicación práctica en materiales más naturales.

Entre esos aspectos cuya influencia se elimina en las arcillas remoldeadas figuran la consolidación anisotrópica, consecuencia de las diferentes presiones horizontal y vertical a que ha sido sometido el suelo *in situ*; los defectos de la consolidación secundaria; la historia de los esfuerzos y deformaciones que el suelo ha tenido, que por desconocerse generalmente, resulta imposible de cuantificar; efectos de lavado, intercambios catiónicos y cementación que haya tenido lugar en la estructura de la arcilla, etc.

XII-18. Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sujeta a una prueba de corte simple o prueba directa, en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en las que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, la carga tangencial y, por lo tanto el esfuerzo cortante, aumenta, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra, existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de *resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla*, se le llamará ahora *resistencia máxima*. Si la prueba se continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante) disminuye.

En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba se continúa, se observa que según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye, pero esta disminución también tiene un límite el cual, una vez alcanzado, se conserva aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba y existe evidencia de campo de que esta resistencia se conserva para desplazamientos en la arcilla del orden de metros. Si se realizan de esta manera diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los atrás descritos, aunque los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla sean, naturalmente, distintos en cada caso. A esta resistencia final, más allá de la máxima se le llama *resistencia residual*.²⁰

En la parte a) de la Fig. XII-27 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede obser-

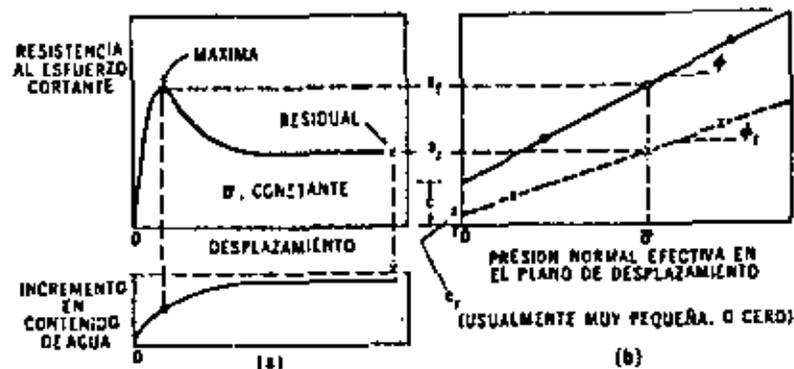


Figura XII-27. Resistencia máxima y residual y características de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

vase que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima.

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (12-20)$$

y para la resistencia residual

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (12-21)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello desprejarse. Por lo tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse:

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (12-22)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siempre siguiendo a Skempton, podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por lo tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, existe hoy evidencia incontrovertible de la existencia de

tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse son tan grandes, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de *creep* más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, sugiriendo que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieron resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia, del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual, no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino que también en las arcillas normalmente consolidadas se nota, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, ϕ_r se ha visto

que depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10%, cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual, R , por medio de la expresión:

$$R = \frac{s_f - \bar{i}}{s_f - s_r} \quad (12-23)$$

donde:

s_f = resistencia máxima de la arcilla

s_r = resistencia residual de la misma

\bar{i} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales \bar{i} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{i} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma puede calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 12-23 como:

$$\bar{i} = R s_f + (1 - R) s_r \quad (12-24)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total, a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

Otro objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. En arcillas sin fisuras y grietas, se encuentra que la disminución de resistencia en la falla respectó a la máxima es muy pequeña y despreciable, por lo que en estos casos se podía usar en general dicha resistencia máxima; se considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente si ha ocurrido una falla, cualquier desplazamiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

ANEXO XII-a

Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

XII-a.1. Introducción

El procedimiento para efectuar la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, tal como aquí se presenta, se aplica solamente al más sencillo de los casos que pueden presentarse en la práctica: aquel en que se prueben arenas secas. En el cuerpo de este capítulo se considera que los resultados de la prueba son confiables en arenas sueltas, obteniéndose resultados conservadores con arenas compactas. La aplicación de la prueba a otros tipos de suelos diferentes de las arenas sueltas es posible y ello se comprende fácilmente después de estudiar, en el cuerpo del capítulo, las características de resistencia de tales suelos; en esos casos la prueba se efectúa de modo similar al ahora descrito, resultando superfluo entrar a posteriores detalles, sobre todo por el hecho de que, en esos otros tipos de suelos, la prueba directa se ve sustituida con ventaja por otras pruebas de resistencia.

XII-a.2. Equipo para la prueba

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

Un aparato de prueba directa.

Un pisón para compactar el suelo. (Si ello ha de hacerse.)

Balanza.

Equipo general de laboratorio, como espátulas, reglas metálicas, cápsulas, etcétera.

XII-a.3. Preparación de la muestra

La arena deberá cribarse a través de la malla N° 10, eliminando todo el material de mayor tamaño. El suelo así obtenido se secará al aire, hasta notarlo uniformemente seco; no es indicado el secado al horno.

En el caso en que el suelo por probar sea arcilla inalterada deberá contarse con una muestra de, por lo menos, 4 cm de espesor y unos 10 cm de diámetro. De esta muestra se forma un espécimen usando un anillo cortador de las dimensiones apropiadas para el aparato en que haya de hacerse la prueba; las dos caras del espécimen se alisan cuidadosamente con espátula o regla metálica. Después deberá retirarse el espécimen del anillo, usando un procedimiento que produzca la mínima alteración. El espesor del anillo cortador es ya el deseado para el

especímen definitivo, pero las dimensiones de la sección recta de éste deberán obtenerse ahora, colocando el suelo sobre una placa y cortándolo en forma conveniente; es común que los aparatos de corte directo usen especímenes cuadrados de 6 cm de lado (hay también, sobre todo para arenas, aparatos de 10 x 10 cm).

El espécimen deberá quedar bien ajustado en el aparato, para lo cual es aconsejable labrar su sección recta con dimensiones algo mayores que lo justo, afinando éstas con espátula al irlo introduciendo, evitando su alteración todo lo que sea posible.

Si la prueba ha de hacerse sobre arcillas alteradas procedentes, por ejemplo, de una prueba de compactación, el material del molde en que ésta se haya efectuado se tratará como una muestra inalterada.

Antes de proceder a la realización de la prueba se pesará la muestra, para determinar los pesos específicos y humedad del material probado.

XII-a.4. Procedimiento de prueba

Resulta difícil detallar el procedimiento para la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, dado que varía ligeramente según el tipo de aparato usado y existen varios de éstos; sin embargo, los siguientes son los pasos esenciales:

1. Mídense las dimensiones de la caja del aparato en que se alojará el suelo.
2. Obténgase la carga muerta propia del aparato, que será el peso del mecanismo de carga, cuando aplique carga normal nula. En ocasiones esta carga muerta se balancea con un mecanismo apropiado.
3. Colóquese la muestra de arena en la caja del aparato. Una muestra de arena debe tener un espesor del orden de 1.0 a 1.5 cm. Espesores mayores acentúan el fenómeno de falla progresiva y hacen que se obtengan resistencias menores. La superficie de la muestra deberá nivelarse cuidadosamente con un aditamento apropiado.
4. Colóquese una placa sobre el espécimen y, sobre ella, sitúese el mecanismo transmisor de presión normal.
5. Aplíquese la carga normal deseada.
6. Colóquense los extensómetros para medir las deformaciones normal y tangencial, anotando sus lecturas iniciales.
7. Verifíquese que no haya contacto entre los marcos fijo y móvil de la caja que contiene al suelo.
8. Iniciése el proceso de aplicación de la carga tangencial, haciendo lecturas de la carga aplicada y de las deformaciones normal y tangencial, a diversos tiempos.

9. Si la prueba es de esfuerzo controlado se tomarán lecturas antes de la aplicación de cada nueva carga; si es de deformación controlada, las lecturas se harán cada 15 seg, durante los primeros dos minutos y, después, cada medio milímetro de deformación. (En ocasiones basta

10. En la prueba de esfuerzo controlado, el fin de la prueba es la falla del espécimen; en la deformación controlada, el instante en que se alcanza una deformación del orden de un 15% de la longitud inicial de la muestra, a menos que se obtenga antes una fuerza tangencial constante.

XII-a.5. Observaciones

Para la mayoría de los suelos es satisfactoria una separación de 1 mm entre los marcos fijo y móvil del aparato; en realidad esa separación es función del tamaño máximo de las partículas del suelo y de la compacidad de éste. La separación debe ser mayor que el tamaño máximo, para evitar que los marcos entren en contacto por medio de una partícula que se escurra al espacio entre ambos. En suelos sueltos se requiere mayor separación que en los compactos a causa de la deformabilidad de los primeros, que también puede hacer que los marcos se toquen.

En las pruebas de esfuerzo controlado los incrementos de carga pueden aplicarse a intervalos regulares o después de que la deformación bajo el incremento anterior cese; estos incrementos se aplican con una magnitud del orden de un 10% de la resistencia que se estima para la muestra. En las pruebas de deformación controlada, la velocidad de ésta es del orden de un milímetro por minuto; esta velocidad no es muy importante en pruebas sobre suelos "friccionantes", pero sí afecta la resistencia de los suelos "cohesivos" saturados, modificándola en forma apreciable.

ANEXO XII-b

Algunas consideraciones adicionales sobre la resistencia al esfuerzo cortante en suelos "friccionantes"

En el cuerpo de este capítulo se analiza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo considerado como un complejo, formado de partículas minerales entre las que existen vacíos. Esta resistencia es diferente, en general, de la que exhiben las partículas minerales consideradas como un sólido puro, exento de vacíos macroscópicos. La resistencia de muestras sóliditas de los diferentes materiales se llama su "resistencia intrínseca" (s_i). Hasta la fecha son contados los experimentos que tienden a obtener la resistencia intrínseca de los diversos materiales con los que el ingeniero se ve obligado a tratar; sin embargo, parece que aquélla puede expresarse por una ley del tipo:

$$s_i = k + \sigma \tan \psi \quad (12-b.1)$$

En donde k es la "cohesión intrínseca" del material y ψ su "ángulo de fricción intrínseca" o más propiamente, su "ángulo de resistencia

intrínseca al esfuerzo cortante". Para los metales parece que $\phi = 5^\circ$, por lo menos para la mayoría de ellos. En los minerales aparentemente ϕ fluctúa entre 3° y 10° . El estrechamiento de flujos internos en el sólido, causado por presión exterior creciente, parece contribuir al hecho de que el ángulo ϕ resulte mayor que cero. Resulta sugestiva, en consecuencia, la idea de considerar un "sólido perfecto" a aquel ideal en el cual $\phi = 0$.

Entre las principales pruebas realizadas sobre minerales destacan las de Von Karman (1911) sobre mármol, quien probó que bajo una presión del orden de $2,500 \text{ kg/cm}^2$, con un esfuerzo desviador de $5,000 \text{ kg/cm}^2$, el flujo plástico interno reduce los vacíos macroscópicos en ese material prácticamente a cero; las efectuadas por Bridgman (1936) y Griggs (1942) sobre calcita pura, que encontraron un aumento lineal en la resistencia de este material hasta presiones de $30,000 \text{ kg/cm}^2$, con $\phi = 8^\circ$, desviándose de esa ley y tendiéndose más la "línea de resistencia intrínseca" para presiones mayores; las llevadas a cabo por Bridgman (1936), King y Tabor (1954) sobre sal gema, que mostraron ley lineal de resistencia con $\phi = 3.5^\circ$, hasta presiones de $20,000 \text{ kg/cm}^2$ y, finalmente, las ejecutadas por el mismo Bridgman (1941) y antes por Griggs y Bell (1938) sobre cuarzo, que también mostró una ley lineal, con $\phi = 13.25^\circ$.

Los valores que se encontraron para la "cohesión intrínseca" en las pruebas arriba citadas fueron:

Calcita	$1,900 \text{ kg/cm}^2$
Sal gema	450 kg/cm^2
Cuarzo	$9,500 \text{ kg/cm}^2$

Con fundamento en las pruebas anteriores, se ha extendido la ley (12-b.1), admitiendo que gobierna la resistencia intrínseca de otros materiales, tales como las partículas constituyentes del concreto, de las rocas o de los suelos.

En materiales porosos, tales como la arena, considerada ahora como un suelo o sea como un conjunto de partículas minerales y vacíos, se ha observado sistemáticamente un hecho notable, al sujetarlos a pruebas de resistencia al esfuerzo cortante (sea del tipo "directa o triaxial"): la línea de resistencia se tiende más y más a presión creciente, presentándose valores del ángulo de fricción interna cada vez menores. El hecho ha sido rara vez objeto de una explicación seria. Sin embargo, al recordar las ideas atrás expuestas, surge una explicación plausible: al ir aumentando las presiones a que está sujeta la arena, los vacíos de ésta disminuyen y comienza a manifestarse la resistencia intrínseca de sus partículas constitutivas; así, la línea de resistencia tiende a la "línea intrínseca" y el ángulo ϕ se acerca cada vez más al ϕ , que es mucho menor, por lo que la línea pierde pendiente progresivamente. Es obvio que el efecto tiene que ser más perceptible en arenas densas, lo cual, concuerda con la experiencia. El efecto se ilustra en la Fig. XII-b.1.

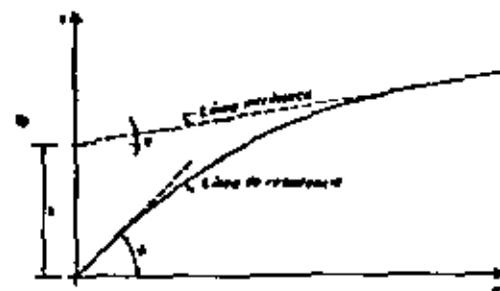


Figura XII-b.1. Línea de falla y línea intrínseca de las partículas sólidas, en un suelo puramente friccionante.

Nota: Este Anexo ha sido elaborado básicamente teniendo en cuenta el título: *Effective stress in soils, concrete and rocks*, por A. W. Skempton, *Soil pressure and Suction in soils*—Butterworths—1961).

ANEXO XII-c

A. Pruebas de compresión triaxial

XII-c.1. Introducción

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo, de que se trata. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales. La descripción que sigue se refiere básicamente a la prueba de compresión que se hace aumentando el esfuerzo axial.

XII-c.2. Aparato para efectuar las pruebas

El único aparato que se describe en lo que sigue corresponde a un modelo originalmente diseñado en la Universidad de Harvard, EE.UU. y es, seguramente, uno de los tipos más comunes en los laboratorios de Mecánica de Suelos en todo el mundo. En la Fig. XII-c.1 aparece un esquema del conjunto.

El aparato consta, en primer lugar, de la llamada cámara de compresión triaxial (Fig. XII-c.2) constituida por un cilindro de lucita, de unos 10 cm de diámetro exterior y unos 6 mm de espesor en su pared.

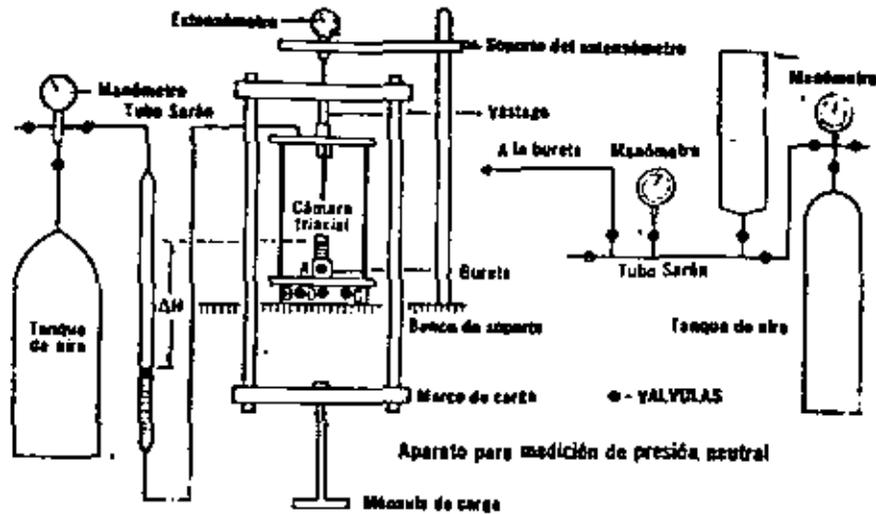


Figura XII-c.1. Conjunto del dispositivo para pruebas de compresión triaxial.

Las bases de la cámara son dos placas redondas de acero al cadmio (o su equivalente), selladas respecto al cilindro de lucita perfectamente, por medio de goma o hule.

La cámara con las anteriores dimensiones es resistente a presiones internas hasta valores de alrededor de 7 kg/cm², con un generoso

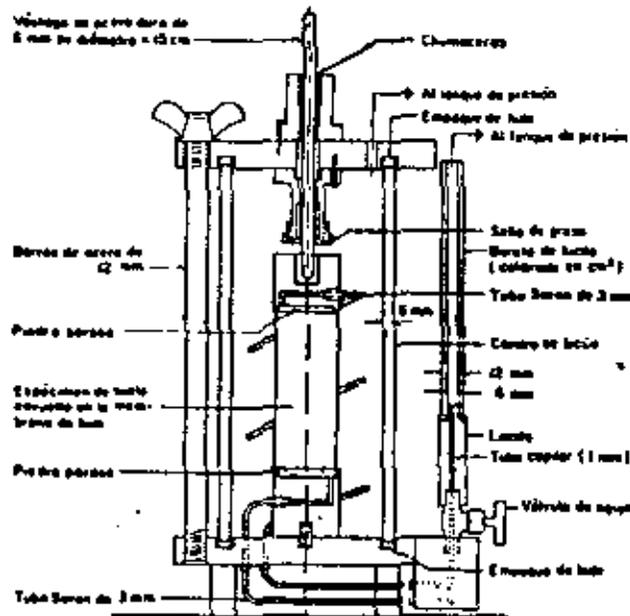


Figura XII-c.2. Cámara de compresión triaxial.

factor de seguridad. Si las presiones interiores fueran aún mayores, la cámara deberá protegerse con anillos de bronce o latón o con malla metálica; con estas protecciones pueden manejarse presiones hasta de 10 kg/cm².

Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos de lucita, que sirven de base y cabezal del espécimen, con piedras porosas en los contactos con dicho espécimen. Estas piezas están perforadas y se comunican, por medio de tubo-sarén, de unos 3 mm (1/8 de pulgada) de diámetro exterior con una bureta, a fin de permitir drenaje de la muestra durante su consolidación.

El vástago transmisor de carga axial transmite ésta a la muestra a través del cabezal superior de lucita, que está provisto de una perforación para que penetre la punta de dicho vástago; en esta perforación se permite un juego de dos o tres grados a fin de garantizar en todo caso un contacto entre la piedra porosa del cabezal y la cara superior del espécimen que produzca una distribución uniforme de la presión axial.

El sistema de drenaje está constituido por cuatro válvulas, un pequeño depósito de agua y una bureta calibrada, preferentemente de lucita, por no ser este material muy quebradizo. Un esquema detallado de esta instalación se muestra en la Fig. XII-c.3. Las líneas de drenaje de la base y del cabezal de lucita atraviesan materialmente la placa metálica que constituye la base de la cámara. Esto tiene por objeto que el agua no entre en contacto con el metal y así evitar la posibilidad de actividad electroquímica, en pruebas de larga duración.

Las cargas se aplican colocando pesas en una ménsula apropiada, que cuelga de un marco móvil. Esto implica realizar la prueba por el método de esfuerzo controlado; alternativamente puede aplicarse la carga controlando la velocidad de deformación (deformación controlada); en este caso, debe medirse la magnitud de la carga, insertando un anillo de carga calibrado entre el vástago y el cabezal de la muestra o entre el vástago y el marco de carga. Estos anillos de carga son piezas anulares de acero calibradas previamente, conociéndose las variaciones de su diámetro interior bajo la acción de carga axial; en el momento de la prueba, un extensómetro colocado diametralmente da las deformaciones que tengan lugar las que, en la tabla o gráfica de calibración, proporcionan las cargas actuantes correspondientes. En ocasiones la prueba se efectúa sobre una báscula cuya carátula da, directamente sin necesidad de anillo, las cargas aplicadas en cada instante. Desde el punto de vista de determinaciones de resistencia no existe diferencia importante entre los métodos de esfuerzo o deformación controlados, si es que las demás circunstancias de la prueba se mantienen similares. En trabajos de rutina el actual progreso de las básculas de laboratorio ha popularizado el empleo de la deformación controlada, pero en trabajos de investigación suele considerarse más preciso el método de esfuerzo controlado.

Las cargas se aplican siempre desde el exterior y se transmiten al espécimen por medio de un vástago bien ajustado. La fricción que actúa sobre el vástago puede llegar a ser de importancia, por lo que es conveniente o bien medir las cargas dentro de la cámara (por ejemplo, con un anillo de carga) o bien recurrir a diseños muy delicados que reduzcan esa fricción a un mínimo. En las cámaras modernas es usual un diseño especial a base de cojinetes con bolas que reducen a un mínimo la fricción del vástago cuando éste se desplaza axialmente.

Cuando se usa el método de esfuerzo controlado, la deformación se mide simplemente colocando un extensómetro sobre el marco de carga.

En las pruebas de compresión triaxial se requiere que la muestra esté confundada en membranas transparentes, resistentes e impermeables. En pruebas de rutina, las disponibles comercialmente son satisfactorias, pero en pruebas de larga duración se ha observado que el flujo a su través aunque pequeño, llega a afectar seriamente los resultados de las pruebas; algunos laboratorios han optado por el uso de membrana doble, en tanto que otros han preferido la fabricación de sus propias membranas, buscando siempre satisfacer el doble requisito de impermeabilidad y resistencia.

Para dar la presión inicial en torno a la muestra, el aire sería el fluido ideal, si no fuera porque todas las membranas son permeables a sus moléculas. En las pruebas rápidas, que se realizan en pocos minutos, la cantidad de aire que alcanza a atravesar la membrana no es de consideración pero en las pruebas lenta y rápida-consolidada, aun pequeñas cantidades de aire aumentan la presión neutral, disminuyendo en la misma proporción a la efectiva; esto aparte del efecto desfavorable causado por la acumulación de aire libre dentro del espécimen. Para disminuir este flujo a través de la membrana, algunos investigadores llenan la cámara triaxial hasta un nivel superior al espécimen con un fluido que no ataque a la membrana (agua, glicerina, aceites, etc.). Aunque las membranas usadas son comparativamente impermeables a estos fluidos, esto no resuelve el problema; el aire entra en solución con todos los líquidos, prácticamente hablando, en cantidad proporcional a la presión, por lo que en la cámara el fluido se satura de aire rápidamente. A través de la membrana, el aire disuelto pasa entonces a formar solución en el agua intersticial de la muestra; esto sucede aun cuando dicha agua intersticial esté saturada, a su vez, de aire y ello por la menor concentración y presión que prevalece en el agua dentro de la muestra; al estar el agua de la muestra saturada de aire lo que sucede es que el aire que penetra desde el exterior, sale de la solución y forma burbujas con el efecto nocivo de crear presión neutral, si el drenaje de la muestra está impedido o de desalojar agua del suelo a la bureta, provocando en el observador la falsa impresión de un cambio de volumen adicional no ocurrido. Lo que ha dado mejor resultado a final de cuentas es el llenar la cámara totalmente con el líquido, generalmente agua, dejando incluso que éste llene un buen segmento de la línea de comunicación con el compresor, que le comunica la presión

por medio de aire comprimido y se ha observado que el agua que atraviesa la membrana que protege al espécimen ejerce un efecto de mucha menor importancia que el aire antes analizado.

XII-c.3. Saturación del aparato

Todas las líneas de tubería, válvulas y piedras porosas del conjunto de la Fig. XII-c.3 deben llenarse con agua desaireada antes de comenzar la prueba; para lograrlo, procédase como sigue (Fig. XII-c.3):

1. Desármese y límpiese la cámara y todas las líneas. Ciérranse todas las válvulas.

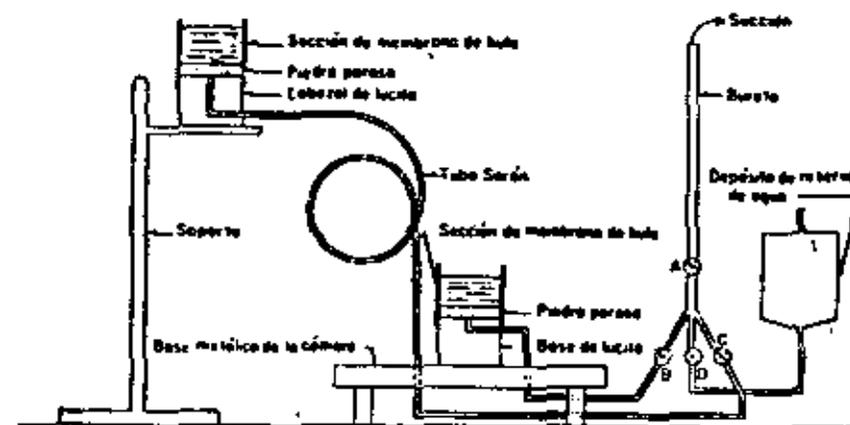


Figura XII-c.3. Croquis de la disposición para la saturación del sistema de drenaje.

2. Fijese el cabezal de lucita, interior a la cámara, en un soporte y póngasele su piedra porosa. El cabezal se colocará invertido quedando la piedra porosa sobre él.

3. Colóquese una sección corta de membrana de hule (de unos 5 cm de longitud y mismo diámetro que la piedra porosa) sobre la base y otra sobre el cabezal de lucita.

4. Lléñense con agua estas secciones de membrana y también el depósito de agua de reserva de la bureta.

5. Aplíquese una succión conveniente en el extremo superior de la bureta y ábranse las válvulas A y B. Manténgase la succión, añadiendo agua a la membrana de la base de lucita según se necesite, hasta que no se vean burbujas de aire en la línea. Ciérrase la válvula B.

6. Repítase la etapa 5) accionando ahora la válvula C, en lugar de la B.

7. Lléñese bien el depósito de reserva de la bureta y repítase la etapa 5), accionando ahora la válvula D.

XII-c.4. Preparación de la muestra

Primeramente se corta un fragmento prismático de suelo, usando segueta de alambre y guías apropiadas. Los extremos de ese fragmento deben cortarse también normalmente al eje del prisma. A continuación el fragmento se afina, usando un cortador vertical apropiado, hasta formar un espécimen cilíndrico de 3.6 cm de diámetro (lo cual da un área de sección recta de 10.18 cm² para la muestra) y de 10 cm de altura aproximadamente. El material sobrante de la afinación sirve para determinaciones de contenido de agua. Después se afina la altura del espécimen hasta su valor definitivo de 9 cm (lo cual da al espécimen una relación de esbeltez de 2.5). Cuidadosamente, se coloca el espécimen en un recipiente hermético y se pesa, a fin de obtener su peso húmedo inicial. Dentro de un cilindro metálico de 4.5 cm de diámetro y 9.0 cm de altura se coloca una membrana apropiada, doblando hacia afuera sus extremos y expandiéndola, creando un vacío entre la membrana y el cilindro. En seguida este conjunto se coloca sobre el espécimen, cubriéndolo, se suspende el vacío, con lo que la membrana se aprieta en torno al espécimen y se retira el cilindro. Los extremos libres de la membrana se doblan ahora hacia afuera sobre el espécimen.

XII-c.5. Armado del aparato en conjunto

Para poner el conjunto del aparato triaxial en condiciones de efectuar las pruebas deberá procederse como sigue (Figs. XII-c.1 y XII-c.2):

1. Teniendo aún el cabezal de lucita colocado en su soporte en posición invertida, retírese la sección de hule con agua, quitando el exceso de agua que quede sobre la piedra porosa y póngase sobre ésta la muestra envuelta en su membrana; la muestra se colocará también en posición invertida.

2. Desenrólese el extremo de la membrana en torno al cabezal, aplanando las arrugas. Hecho esto, asegúrese esta posición enrollando un hilo elástico en torno a la parte de la membrana que cubre al cabezal.

3. Retírese la sección de hule con agua que se tenía colocada sobre la base de lucita. Suéltese el cabezal de su soporte e inviértase el conjunto cabezal y muestra, cuidadosamente, colocándolo sobre la base de modo que la muestra quede en contacto con la piedra porosa.

4. Repítase la etapa 2) ahora con la base de lucita.

5. Colóquese el cilindro de lucita que forma la cámara triaxial, en su lugar.

6. Colóquese la base metálica superior de la cámara sobre el cilindro de lucita, centrando el vástago de carga axial cuidadosamente en el cabezal de lucita y verificando que los empaques de hule estén correctamente dispuestos.

7. Asegúrese provisionalmente la placa metálica superior por medio de sus tuercas y luego en forma definitiva enroscándolas sucesivamente, de

modo que la placa quede bien horizontal; las tuercas deben afianzarse sólo con presión de mano.

8. Conéctese la línea de presión al correspondiente orificio de la placa metálica superior y la línea del agua al orificio de la placa inferior. Llénese la cámara, permitiendo que un sobrante de agua entre a la línea de presión, a fin de expulsar al aire atrapado. Desconéctese ahora la línea del agua.

9. Colóquese la cámara en el banco de soporte centrándola bien, ajústese el marco de carga sobre ella y también el extensómetro.

10. Conéctese la línea de presión a un tanque regulador con su válvula de salida cerrada. Ajústese la presión del tanque al valor que se desee tener en la cámara. Mídase y anótese la diferencia de carga (ΔH) entre los niveles del agua en la bureta y en la línea de presión; esta diferencia de carga debe ser deducida del valor señalado por el manómetro del tanque regulador para obtener la presión en la cámara.

11. Póngase en la ménsula de carga el peso suficiente para que el vástago se apoye en el cabezal de lucita, venciendo al empuje hidrostático hacia arriba que produce el agua a presión que actuará en el interior de la cámara.

12. Abrase la válvula de salida del tanque regulador, aplicando así la presión deseada al agua en la cámara.

13. Con las válvulas B y C cerradas, ábrase la A y, entreabriendo la válvula D, bájese el nivel del agua en la bureta hasta la lectura cero en su escala. Ciérrense las válvulas A y D y ábranse entonces las B y C.

14. Ajústese el extensómetro a la lectura cero.

15. Para evitar que al fallar la muestra se produzca una deformación excesiva, perjudicial para las observaciones, colóquese en el suelo bajo la ménsula de carga un tope, que deje un espacio de 2.5 cm aproximadamente entre su extremo y la ménsula.

El aparato está ahora en posición y la muestra lista para hacer la prueba.

XII-c.6. Procedimiento para la prueba rápida

Háganse actuar cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento.

El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc. A veces es deseable disminuir la magnitud de los incrementos de carga a la mitad, cerca de la falla; en este caso, los intervalos en que actúan los incrementos se reducirán también a medio minuto.

Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incremento de carga.

se quita la presión de la cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.

XII-c.7. Procedimiento para la prueba rápida-consolidada

a) Etapa de consolidación.

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

1. En un cierto tiempo registrado, se abre la válvula A completamente.
2. Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la bureta, en tiempos de 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2 h, 4 h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula A.
3. Trácese gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al proceso de consolidación.
4. Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 h, se cierra la válvula A.

b) Etapa de carga axial y falla.

Se seguirá el mismo procedimiento descrito para la prueba rápida.

XII-c.8. Procedimiento para la prueba lenta

a) Etapa de consolidación.

El procedimiento es análogo al descrito en la sección a) del párrafo XII-c.7 de este Anexo.

b) Etapa de carga axial y falla.

La carga axial se aplica en incrementos, permitiendo completo drenaje de la muestra en todo momento. La velocidad de aplicación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, sin que pueda establecerse una secuela definida. Los incrementos de carga iniciales pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista, dejando aplicado cada uno hasta obtener, por lo menos, un 75% de consolidación primaria. Después los incrementos deben ser de mucha menor magnitud y debe dejarse que cada uno obre durante 24 h por lo menos. Al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que

exista una razón especial para trazarlas. No obstante, al fin de la prueba si es preciso disponer de frecuentes lecturas de extensómetro y la bureta, para poder calcular el área corregida de la sección transversal de la muestra. Deben tenerse registro frecuentes de la presión imperante en la cámara y de la temperatura del cuarto.

XII-c.9. Cálculos

a) Prueba rápida.

Dibújese la curva esfuerzo-deformación unitaria. El área corregida se calcula con la ecuación:

$$A = \frac{100 A_0}{100 - \text{Deformación (\%)}} \quad (12-c.1)$$

Donde A_0 es el área de la sección transversal de la muestra al inicio de la prueba.

Téngase en cuenta para comprender la expresión (12-c.1) que el volumen inicial de la muestra se supone igual al final; por lo tanto, si l_0 es la longitud inicial de la muestra, se tendrá:

$$A_0 l_0 = (l_0 - \text{deformación total}) A$$

Entonces:

$$A = \frac{A_0 l_0}{l_0 - \text{def}}$$

Si l_0 se toma como 100% y la deformación es la unitaria, se llega de inmediato a la expresión (12-c.1).

También se trazará el Círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos en el instante de falla; σ_3 , igual a la presión hidrostática y σ_1 igual al σ_3 más el esfuerzo desviador aplicado por el vástago. Si se ejecutan varias pruebas rápidas, trácese la envolvente a los diversos círculos de Mohr obtenidos (uno de cada prueba).

b) Prueba rápida-consolidada.

El área corregida de la muestra al fin de la primera etapa, que es inicial para la segunda etapa de carga, se calculará con la expresión:

$$A_0 = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H} \quad (12-c.2)$$

Donde:

V = Volumen original del espécimen.

ΔV = Cambio de volumen, registrado en la bureta.

H = Altura original de la muestra.

ΔH = Cambio de altura de la muestra, registrado por el extensómetro.

En la segunda etapa deberá calcularse el área de la muestra correspondiente a cada incremento de carga aplicado, mediante la fórmula (12-c.1); con ello podrán trazarse las curvas esfuerzo-deformación. Trácese el Círculo de Mohr de falla. Si se hacen varias pruebas, trácese la envolvente a los círculos obtenidos.

c) Prueba lenta.

El área en el momento de la falla podrá calcularse con la expresión (12-c.2); así podrá calcularse el esfuerzo derivador. Trácese el Círculo de Mohr correspondiente y la envolvente de falla, si se efectúan varias pruebas.

XII-c.10. Desarmado del aparato en conjunto

Deberán seguirse los siguientes pasos:

1. Colóquese la cámara triaxial en un recipiente grande y aflojense las tuercas de la placa metálica superior, permitiendo que el agua fluya en el recipiente. La cámara puede vaciarse también abriendo la válvula de la placa superior, permitiendo el paso de aire y sacando el agua por la válvula de la placa inferior; empero este procedimiento es mucho más lento.

2. Quítense la placa metálica superior, las barras de armado entre las placas y el cilindro de lucita.

3. Desenróllense los hilos elásticos de la base y el cabezal de lucita; dóblense los extremos de la membrana otra vez sobre el espécimen y retírese la muestra.

4. Quítesele al espécimen la membrana impermeable rolándola a partir de un extremo y prepárese un esquema del espécimen fallado. Si hay un plano de falla claramente definido, médase su inclinación con un transportador de ángulos. Esta inclinación puede alterarse muy sensiblemente por deformación excesiva después de la falla.

5. Obténgase el peso húmedo de la muestra, séquesela en un horno y obténgase su peso seco. Calcúlese el contenido de agua al principio y al final de la prueba. La pérdida de agua entre los estados final e inicial debe compararse con el registro de la bureta; si existen discrepancias serias entre estas fuentes de información podrá deberse a flujo a través de la membrana o a alguna otra dificultad.

6. Séquese la membrana impermeable, rociándola con polvo de talco. Límpiense y ármese de nuevo el aparato.

XII-c.11. Medidas de presión neutral

a) Equipo.

Las cámaras triaxiales modernas, como las del tipo aquí descrito, pueden usarse para medición de presión neutral durante la prueba,

insertando, en la base de la bureta, un segmento corto de tubo capilar de lucita (Fig. XII-c.2) y conectando una línea de presión de aire (Fig. XII-c.1) al extremo superior de la bureta. Esta línea conduce a un sistema de válvulas de control y manómetros que permiten un buen ajuste de la presión neutral del agua intersticial.

b) Procedimiento para la prueba rápida-consolidada.

Se ceñirá a lo que sigue:

1. Con el aparato triaxial completamente armado y con la válvula que conecta la bureta con el espécimen cerrada, se somete a la bureta a una presión inicial, u_{m0} , de 0.5 kg/cm², aproximadamente. Esta presión neutral inicial sirve para mantener la saturación completa.

2. En seguida aplíquese presión a la cámara de modo que se tenga el valor deseado de σ_3 , más la presión u_{m0} .

3. Abrase la válvula de comunicación entre la bureta y el espécimen y léase el extensómetro y el nivel de la bureta a intervalos convenientes. Se debe permitir que la muestra alcance el 100% de consolidación primaria y preferentemente déjense transcurrir 24 h después de que tal punto sea alcanzado, a fin de hacer mínimos los efectos de la consolidación secundaria.

4. El nivel del agua en la bureta debe bajarse ahora hasta la sección capilar, entreabriendo la válvula D con cuidado y cerrando previamente las B y C. Una vez logrado esto, deberá cerrarse la válvula D y abrirse las B y C. A continuación, se aplican al espécimen incrementos de carga axial, con intervalos de 3 a 5 min. Las válvulas del dispositivo de presión neutral deben ajustarse continuamente de modo que el menisco en la sección capilar ni ascienda, ni descienda. Deberán hacerse observaciones continuas hasta que la muestra falle. Los manómetros del dispositivo de presión neutral dan automáticamente las presiones necesarias para contrarrestar la desarrollada en el agua intersticial de la muestra, de modo que el menisco no se mueva.

Hoy en día existen métodos prácticamente más precisos para medir presiones neutrales que el aquí descrito, pero estos métodos se consideran técnicas especializadas de laboratorio, ya fuera del alcance de esta obra.

B. Prueba de compresión simple

XII-c.12. Introducción

La prueba de compresión simple es la más usada en los laboratorios de Mecánica de Suelos para los trabajos de rutina. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo, en comparación con las pruebas triaxiales. Sin embargo, una co-

a) Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga:
(Esfuerzo controlado.)

El procedimiento se ajustará a lo que sigue:

1. Móntese el espécimen, con su base y cabezal ya instalados bien centrado bajo el marco de carga.

2. Colocando una pequeña pesita en la ménsula, asegúrese un buen contacto entre el espécimen y el marco de carga, a través del balín y la placa del cabezal. Verifíquese previamente que el peso del marco de carga está correctamente balanceado por el contrapeso.

3. Móntese un extensómetro sensible al centésimo de milímetro en su soporte, adosado al marco de carga. Ajustese a una lectura inicial de cero.

4. Echese a andar un cronómetro y, simultáneamente, aplíquese el primer incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse y registrarse la lectura del extensómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del extensómetro debe hacerse 5 seg antes de aplicar el siguiente.

5. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser cuidadosamente observada para detectar sus grietas o posibles planos de falla y otros puntos de interés.

6. Si la muestra falla bruscamente regístrese el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga; después quítense las pesas de la ménsula. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%.

7. Quítense la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla y agrietamientos a una escala correcta.

8. Córtese una laja delgada, de unos 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinación del contenido de agua. El resto del espécimen se pondrá a secar para el mismo fin.

9. Calcúlese las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos según los datos observados, calculando con áreas corregidas y dibújese un diagrama esfuerzo-deformación.

b) Procedimiento de prueba con báscula de carga (deformación controlada).

El método se ceñirá a los siguientes pasos:

1. Colóquese sobre la plataforma de la báscula de carga una placa metálica redonda, con dos brazos verticales entre los que va el puente para instalar el extensómetro; sobre esa base colóquese una placa destinada a soportar directamente al espécimen.

Sobre dicho espécimen otra placa delgada hace el papel de cabezal, en el cual se apoyará, a través de un balín, el marco móvil de carga. La colocación de todos esos objetos hará que la aguja de la carátula de la báscula abandone su posición original de lectura cero; por medio

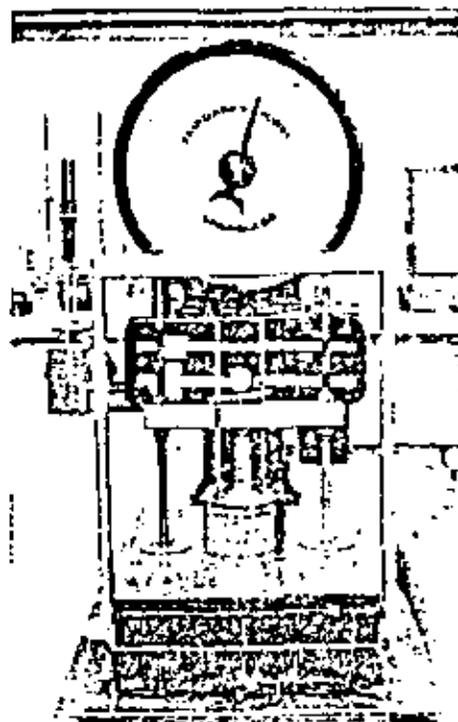


Figura XII-c.5. Aparato de compresión simple de deformación controlada (Laboratorio del Departamento de Geología de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. México, D. F.)

de los pesos situados en los brazos horizontales de la báscula, deberá volverse dicha aguja a su posición original. En este momento la báscula está lista para la prueba.

2. Céntrese bien el espécimen bajo el marco móvil, cuidando que el balín transmisor resulta perfectamente axial. Accionense manualmente las palancas que mueven el marco móvil hasta lograr el contacto con el cabezal de la muestra, a través del balín; éste se hace notorio por un pequeño desplazamiento de la aguja de la carátula de la báscula, la cual deberá colocarse en cero otra vez, accionando ligeramente en sentido inverso el mismo control manual.

3. Móntese el extensómetro y ajústese su carátula en lectura cero.

4. Conéctese el mecanismo eléctrico de la báscula y échese a andar el mecanismo de aplicación de carga simultáneamente con un cronómetro. El marco de carga desciende ahora a una velocidad uniforme, comprimiendo al espécimen contra la plataforma, con lo cual la carátula de la báscula marcará las cargas aplicadas progresivamente.

5. Deberán hacerse lecturas de la carga aplicada a cada milímetro de deformación, según indicación del extensómetro. Esta frecuencia puede variarse de acuerdo con la mayor o menor rigidez del espécimen; en los especímenes más rígidos es recomendable una frecuencia mayor.

recta interpretación de sus resultados es más difícil que en el caso de las pruebas triaxiales, si se desea ir al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar; por el contrario, los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina, por lo menos en apariencia, pero es recomendable que las conclusiones que se deriven de esta prueba vayan siempre sancionadas por un especialista. La prueba queda circunscrita a arcillas y suelos cohesivos, pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

XII-e.13. Equipo

- Una báscula de carga u otro aparato que cubra sus fines.
- Cortador para el espécimen, segueta de alambre, etc.
- Recipientes para determinación del contenido de agua.
- Extensómetro.
- Balanza.
- Cilindro metálico y demás equipo para preparar un espécimen de suelo remoldado, si éste es el caso.

XII-e.14. Preparación de la muestra

a) Especímenes de suelo inalterado.

Córtense prismas de unos 5 cm de lado de base y unos 12 ó 13 cm de longitud de la arcilla inalterada. Con un cortador y una segueta de alambre afinense los especímenes hasta su forma definitiva cilíndrica de 3.6 cm de diámetro de base, y 9 cm de altura. El material producto del labrado debe conservarse, protegiéndolo del secado.

b) Especímenes de suelo remoldado.

Remoldéese la arcilla a mano hasta formar una masa homogénea, sin grumos, de material inalterado. Prepárese un fragmento de tubo de bronce o latón y una placa de vidrio, aceitándolas ligeramente. Con la arcilla fórmese una bola del tamaño de una nuez y colóquese ésta dentro del cilindro colocado sobre la placa de vidrio; apisonese el material. Estas operaciones han de repetirse hasta llenar el molde. Finalmente, extráigase el espécimen del molde.

XII-e.15. Protección de la muestra contra la evaporación

Aun en pruebas de sólo unos minutos de duración, es conveniente proteger a los especímenes contra la evaporación; para ello existen muchos métodos, algunos de los cuales se mencionan a continuación, ordenados de menor a mayor efectividad:

1. Envuélvase la muestra en una toalla de papel húmeda, sin que quede ceñida.

2. Cúbrase el espécimen con una capa delgada de grasa.
3. Enciérrase el espécimen en una cámara cerrada con agua en el fondo.
4. Cúbrase el espécimen con una membrana de hule delgado.
5. Envuélvase el espécimen con dos membranas de hule y una capa de grasa a prueba de agua entre ellas, sumergiendo el conjunto totalmente en agua.

XII-e.16. Procedimientos de prueba

Los métodos de prueba dependen del equipo de carga disponible; a continuación, se detallan los dos casos más comunes. Sin embargo,

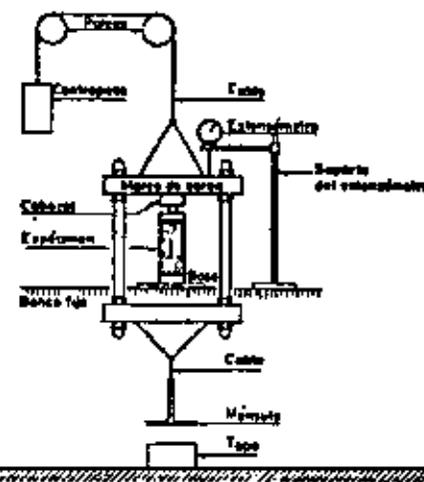


Figura XII-e-4. Esquema de un aparato con aplicación de carga directa para prueba de compresión simple.

como criterio general es de señalar que es conveniente que la prueba dure de 5 a 10 min. Si la carga se aplica en incrementos, esto puede lograrse haciendo obrar cada minuto valores del orden de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{10}$ de la carga de falla estimada (al hacer esta estimación debe tenerse presente que la resistencia de las arcillas remoldadas, en general, es mucho menor que la de las mismas en estado inalterado).

Un aparato portátil de piñón y cremallera o de plataforma de carga con tornillo de avance es recomendable para adquirir *a priori* una idea de la resistencia del material a probar y de los incrementos de carga a usar en una prueba más ambiciosa; este aparato sencillo puede usarse, por ejemplo en el campo, para determinaciones toscas de las resistencias a la compresión simple de las arcillas.

En pruebas con deformación controlada deberá trabajarse con una velocidad tal que la prueba dure el mínimo tiempo señalado.

La velocidad de deformación es frecuentemente de 1 mm por minuto, sin embargo, pueden precisarse velocidades menores cuando se prueben muestras muy rígidas, de manera que la prueba dure un tiempo comprendido entre los 5 y 10 min ya señalados.

6. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser observada cuidadosamente para detectar sus grietas, planos de falla u otros puntos de interés.

7. Por lo general, la falla del espécimen está señalada por un regreso en la aguja de la carátula de la báscula, tanto mayor cuanto la falla sea más típicamente frágil. El instante en que esto ocurra debe ser registrado. Después deberá continuarse la prueba haciendo lecturas en la forma normal, hasta obtener algunos valores para la curva esfuerzo-deformación en la zona adelante de la carga máxima. La prueba deberá suspenderse al alcanzar la muestra una deformación unitaria del orden del 20%. Si no se define una falla típica, deberá también suspenderse la prueba al llegar al mismo límite de deformación.

8. Ejecútense las etapas 7), 8) y 9) del inciso XII-c.16.a. relativas a pruebas de esfuerzo controlado.

XII-c.17. Errores posibles

La elección de la magnitud de los incrementos de carga aplicados o de la velocidad de aplicación de la carga, pueden influir en la forma de la curva esfuerzo-deformación y en el valor de la resistencia última.

El labrado del espécimen y la prueba deben realizarse en un cuarto húmedo para evitar evaporación.

Por un ajuste impropio de la base o el cabezal con el espécimen pueden tenerse errores en las lecturas del extensómetro y en la verticalidad de las muestras; en arcillas duras y frágiles es aconsejable cabecear los especímenes antes de la prueba.

C. Prueba triaxial al vacío en arenas

XII-c.18. Introducción

El objeto de esta prueba es la determinación de las características esfuerzo-deformación y resistencia de una arena sujeta a esfuerzos constantes, producidos al variar los esfuerzos principales que actúan en un espécimen cilíndrico de arena.

Los esfuerzos principales menor e intermedio (iguales) se generan aplicando un vacío a la arena.¹⁷⁴

XII-c.19. Equipo de prueba y dimensiones de la muestra

La prueba no requiere equipo especial complicado y un laboratorio equipado para hacer pruebas de compresión simple y triaxiales

puede realizarla. Algunos detalles especiales resaltarán al leer lo que sigue.

El espécimen es del mismo tipo del usado en pruebas triaxiales o de compresión simple, pero sus dimensiones lineales deben ser ahora mayores, por ejemplo del orden del doble.

XII-c.20. Procedimiento de prueba

La prueba se ajustará a lo siguiente:

1. Obténgase el peso de una cantidad de arena secada al horno suficiente para efectuar la prueba.

2. Colóquese el extremo inferior de una membrana cilíndrica de hule de tamaño adecuado abrazando la base sobre la que irá el espécimen y fíjese esa posición enrollando hilo elástico fuertemente en torno a la membrana y la base.

3. En torno a la membrana cilíndrica de hule colóquense dos semicilindros metálicos que puedan atornillarse uno a otro firmemente; éste será el molde que sirva para constituir el espécimen. El extremo superior de la membrana de hule deberá doblarse ahora sobre el filo del borde superior de ese molde. Asegúrese esa doblez también con hilo elástico.

4. Llénese el molde y la membrana con arena, en diez capas aproximadamente iguales, compactando cada capa con un pisón especial dejado caer de una altura de 7.5 cm. Para obtener una compacidad relativa uniforme en todo el espécimen es preciso aumentar el número de golpes por capa, según vaya aumentando el espesor de la muestra. Una secuencia de compactación como la siguiente ha resultado recomendable: 5, 7, 7, 9, 9, 11, 11, 13, 13 y 15 golpes, con un total de 100 golpes. Cada capa de arena debe colocarse cuidadosamente, con espesor uniforme y después ser compactada; el primer golpe y el último deben aplicarse en el centro del molde y el resto en las zonas periféricas, con espaciamiento uniforme.

5. La décima capa debe quedar, después de compactada, al ras del molde. Después colóquese al espécimen un cabezal; deshágase la doblez de la membrana sobre el borde superior del molde y colóquesela abrazando el cabezal, asegurando la nueva posición con hilo elástico.

6. Pésese la arena seca que haya sobrado.

7. Conéctese la base al tanque de vacío y aplíquese vacío a la muestra; para ello, la base debe estar perforada, permitiendo el paso de una línea de vacío.

8. Quítese el molde separando los dos semicilindros metálicos; la muestra permanecerá firme a causa del vacío aplicado.

9. Tómense por lo menos dos medidas de cada uno de los diámetros extremos y central del espécimen y de la altura del mismo.

10. Colóquese el espécimen así armado en la plataforma de una báscula de carga y procédase como en una prueba de compresión simple con deformación controlada.

11.- Obténganse lecturas del diámetro del centro del espécimen a medida que la prueba se desarrolla. Al aumentar la deformación lateral estas medidas han de hacerse más frecuentemente.

12. Anótese los valores de la presión de vacío, que debe mantenerse constante durante la prueba.

13. Hágase un buen esquema final de la muestra en el que aparezca el tipo de falla.

14. Hágase cesar la acción del vacío, desármese el conjunto y mídase el espesor de la membrana de hule usada.

15. Dibújense gráficas del esfuerzo desviador ($\sigma_3 - \sigma_1$) contra la deformación axial y lateral y trácese el Círculo de Mohr correspondiente a la condición de falla.

OBRA _____
 LOCALIZACION: _____
 SONDEO N°: _____ ENSAYE N° _____
 MUESTRA N°: _____ PROF.: _____
 DESCRIPCION: _____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MEDIDAS DE LA MUESTRA:
 D_s = _____ cm A_s = _____ cm² W_s = _____ gr FECHA: _____
 D_c = _____ cm A_c = _____ cm² V_c = _____ cm³ OPERADOR: _____
 D_m = _____ cm A_m = _____ cm² γ_m = _____ Ton/m³ CALCULISTA: _____
 H_m = _____ cm $A_m = A_s + 4A_c + A_i$ _____ cm²
 VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: _____ kg/cm²

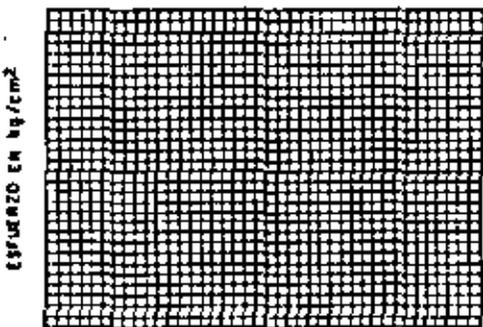
XII-c.21. Errores posibles

La prueba se ve afectada frecuentemente por errores referentes a compactación no uniforme; fallas en el sistema de vacío; obtención de una falsa área corregida; por defecto de medidas; excentricidad de cargas por inclinación del cabezal; efecto confinante de la membrana de hule o errores humanos.

NOTAS: El presente Anexo se ha elaborado teniendo especialmente en cuenta las ideas impartidas por el profesor S. D. Wilson en su cátedra de la Universidad de Harvard, EE. UU.

Las formas para laboratorio correspondientes a las pruebas triaxial lenta y rápida-consolidada no se incluyen y pueden elaborarse como una combinación de las presentadas para Consolidación (capítulo X) y para la prueba triaxial rápida.

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura del tensómetro	Deformación lateral	Deformación axial	Deformación lateral	Área corregida	Esfuerzo desviador	Contenido de agua
min	kg	cm	cm	cm	cm	cm ²	kg/cm ²	
								Cápsula n°
								Peso cap + s h
								Peso cap + s s
								Peso agua
								Peso capsula
								Peso suelo seco
								w %
								OBSERVACIONES:
								Cápsula n°
								Peso cap + s h
								Peso cap + s s
								Peso agua
								Peso capsula
								Peso suelo seco
								w %
								OBSERVACIONES:



NOTA: Área correg. = $\frac{A_m}{(1 - \Delta e)}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: _____

OBRA _____
 LOCALIZACION _____
 SONDEO N° _____ ENSAYE N° _____
 MUESTRA N° _____ PROF. _____
 DESCRIPCION _____

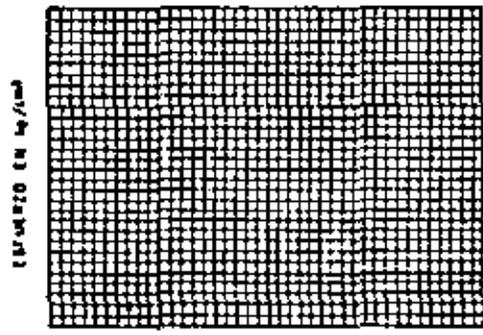
(DEPENDENCIA)

COMPRESION SIMPLE

MEIDAS DE LA MUESTRA
 D_s = _____ cm A_s = _____ cm² W_s = _____ g FECHA _____
 D_c = _____ cm A_c = _____ cm² V_s = _____ cm³ OPERADOR _____
 D_j = _____ cm A_j = _____ cm² γ_m = _____ Ton/m³ CALCULISTA _____
 M_m = _____ cm A_m = $A_s + 4A_c + A_j$ = _____ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA _____

Tiempo monótono seg	Carga kg	Lectura en extensómetro mm	Deforma- ción total cm	Deforma- ción material cm	Deforma- ción unitaria cm	Área corregida cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	Contenido de agua	
								Cápsula N°	
								Peso cáps. + S.R.	
								Peso cáps. + S.S.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES:	



DEFORMACION UNITARIA EN %

OBSERVACIONES _____

NOTA: Área correg. = $\frac{A_m}{1 - \text{Def. unit.}}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBRA _____
 LOCALIZACION _____
 SONDEO N° _____ ENSAYE N° _____
 MUESTRA N° _____ PROF. _____
 DESCRIPCION _____

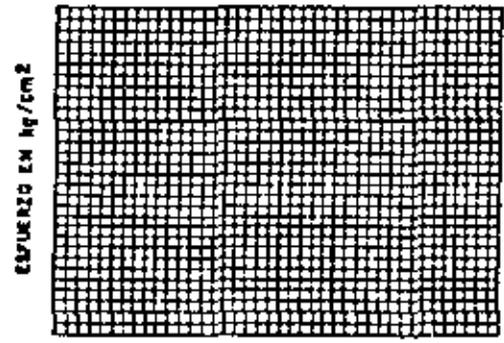
(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL AL VACIO

MEIDAS DE LA MUESTRA
 D_s = _____ cm A_s = _____ cm² W_s = _____ g FECHA _____
 D_c = _____ cm A_c = _____ cm² V_s = _____ cm³ OPERADOR _____
 D_j = _____ cm A_j = _____ cm² γ_m = _____ Ton/m³ CALCULISTA _____
 M_m = _____ cm A_m = $A_s + 4A_c + A_j$ = _____ cm²

VACIO APLICADO _____ cmHg $\sigma_3 = 0.0136 \times$ _____ = _____ kg/cm²
 VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA _____

Tiempo monótono min	Carga kg	Lectura en extensómetro mm	Deforma- ción total mm	Deforma- ción unitaria cm	Deforma- ción unitaria cm	Área corregida cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	Peso arena seca	
								Cápsula N°	
								Peso cápsula	
								Peso material + arena	
								Peso material + arena	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES:	



DEFORMACION UNITARIA EN %

OBSERVACIONES _____

NOTA: Área correg. = $\frac{A_m}{1 - \text{Def. unit.}}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

ANEXO XII-d

Preconsolidación inducida en pruebas de compresión triaxial rápidas-consolidadas

En pruebas rápidas-consolidadas hechas con medición de la presión neutral en suelos saturados, normalmente consolidados, se encuentra sistemáticamente que los círculos de esfuerzos efectivos de falla no son tangentes a la línea "L", recta, obtenida de pruebas lentas, sino que dichas círculos cortan a esa línea, indicando una mayor resistencia del suelo. Aparentemente este efecto es contradictorio con respecto a ideas expuestas en el curso de este capítulo, pero la contradicción desaparece si se toma en cuenta el hecho de que en una prueba rápida-consolidada la muestra está realmente preconsolidada en el instante de falla incipiente, a pesar de que la presión de la cámara que se haya empleado sea mayor que la carga de preconsolidación del suelo, debido a que durante la aplicación del esfuerzo desviador los esfuerzos efectivos en la muestra disminuyen por la aparición de la presión neutral, habiendo estado entonces el suelo sujeto a otros mayores en el final de la primera etapa de la prueba. La sencilla explicación mencionada al hecho experimental descrito es debida al Dr. A. Casagrande y al Prof. S. D. Wilson* y la exposición que sigue está construida siguiendo los lineamientos de esos distinguidos investigadores.

Como se vio al efectuar una prueba lenta con presiones de cámara mayores que la carga de preconsolidación natural del suelo, la envolvente a los círculos de falla resulta una recta (línea "L") y el ángulo ϕ que esta línea forma con la horizontal puede calcularse con la ecuación:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (11-22)$$

Si los esfuerzos dados por el agua en la cámara son inferiores a la carga de preconsolidación, la envolvente es una curva que se desarrolla arriba de la prolongación de la línea "L", lo cual produce una relación de esfuerzos principales mayor que la dada por la ecuación (11-22).

En la prueba rápida-consolidada los esfuerzos neutrales de la segunda etapa pueden medirse durante la ejecución; ello permite calcular los esfuerzos efectivos en el instante de falla incipiente:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 - u \\ \bar{\sigma}_1 &= \bar{\sigma}_3 + p'c \end{aligned}$$

Es decir, el esfuerzo efectivo $\bar{\sigma}_1$ en el momento de la falla es considerablemente menor que el esfuerzo σ_3 a que la muestra se consolidó durante la primera etapa, o sea, en realidad la prueba está siendo efectuada, en lo que a la segunda etapa se refiere, sobre un suelo preconsolidado.

lido. Por ello no es sorprendente que la relación de esfuerzos principales en la falla resulte mayor que la determinada en prueba lenta.

Para un análisis más serio de lo que ocurre en la muestra durante la etapa de carga axial en una prueba rápida-consolidada, se hace necesario recurrir al concepto de curva vectorial, que se expone inmediatamente.

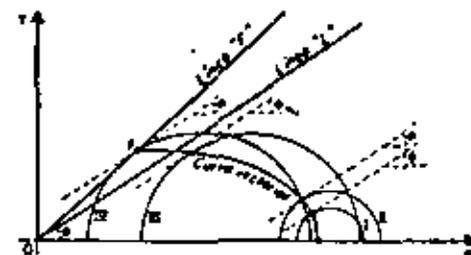


Figura XII-d.1. Curva vectorial obtenida en una prueba rápida-consolidada.

Considérese una prueba rápida-consolidada con mediciones de presión neutral. Se trata de analizar la variación de los esfuerzos normales efectivos y los tangenciales durante la aplicación del esfuerzo desviador. Se supone que previamente ha sido determinada la línea "L" del suelo y por lo tanto, se conoce el valor del ángulo ϕ de fricción interna. Si se trazan ahora diversos círculos de esfuerzos efectivos, correspondientes a distintos momentos de la segunda etapa de la prueba, se podrán determinar en cada uno de ellos los esfuerzos normal y cortante actuantes en el plano potencial de falla, simplemente encontrando el punto de tangencia de cada uno con rectas inclinadas al ángulo $\phi/2$, alternativamente, trazando por el polo de cada uno líneas a $45^\circ + \phi/2$, como se ilustra en la Fig. XII-d.1.

Si esos puntos se unen con una curva continua, se habrá trazado la curva vectorial del suelo en la prueba efectuada. Esta representa el lugar geométrico de los extremos de los vectores cuyas componentes normal y tangencial son los esfuerzos del mismo nombre en el plano potencial de falla. En la Fig. XII-d.1 se han trazado cuatro círculos de Mohr. El círculo II se ha escogido de tal manera que su $\bar{\sigma}_1$ sea el máximo alcanzado en la prueba y el círculo IV tiene el mínimo $\bar{\sigma}_1$ alcanzado en la misma. Este último círculo es el de falla y el punto F representa las condiciones de esfuerzo en el plano crítico en el instante en que la falla se produce. Obsérvese la posición relativa de los círculos sucesivos; resulta así debido a que la presión neutral aumenta continuamente, haciendo que los círculos efectivos se desplacen hacia la izquierda, respecto a los correspondientes círculos totales; en el caso de la figura, el esfuerzo efectivo principal mayor en el momento de la falla es inclusive menor que el esfuerzo σ_3 a que fue consolidado el suelo al fin de la primera etapa de la prueba. Esto hace que todos los planos en el espécimen en el instante de falla estén en el intervalo de preconsolidación.

Si se ejecutan varias pruebas rápidas-consolidadas a distintas presiones de cámara se encontrará que la línea que une los diversos puntos F obtenidos también es una recta (línea " F ") que pasa por el origen y que forma con la horizontal un ángulo mayor que ϕ . El Dr. Casagrande y el Prof. Wilson reportan una arcilla orgánica en que este nuevo ángulo resultó de 43° contra un $\phi = 34^\circ$.

Por lo tanto, los círculos efectivos de falla no tienen por qué ser tangentes a la línea " L ", en pruebas rápidas-consolidadas, sino que deben ser prácticamente tangentes a la línea F , que puede determinarse según queda dicho.

En suelos normalmente consolidados es fácil notar que cuanto mayor sea la presión neutral desarrollada en la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada, los círculos efectivos se desplazarán más hacia la izquierda y, por lo tanto, la curva vectorial resultará más tendida; si la presión neutral desarrollada es menor, la curva vectorial resulta más alzada. Según se vio, el valor de la presión neutral desarrollada depende fundamentalmente de la sensibilidad de la estructura del suelo a la deformación; cuanto mayor es ésta, mayor presión neutral desarrolla el agua de la muestra. Por lo tanto, una curva vectorial alzada indica un suelo de estructura poco sensible; la curva vectorial tendida indica, naturalmente, lo contrario. Obsérvese que cuando $u = 0$ (prueba lenta) la curva vectorial es una recta inclinada en ángulo $45^\circ + \phi/2$.

ANEXO XII-e

Nociones sobre las características de esfuerzo-deformación y resistencia de las arcillas compactadas

Los suelos compactados caen naturalmente dentro del grupo de suelos parcialmente saturados, pues cuando se compacta un suelo es normal ponerlo antes en una humedad que no corresponde a la saturación total. La compactación de los suelos se discutirá con detalle en el capítulo XIV de esta obra. Las propiedades que presente un suelo compactado dependerán de la intensidad de la compactación producida y ésta varía con el contenido de agua del suelo en el momento de la compactación; es normal referir la compactación del suelo al peso específico seco que alcanza al material compactado.

Para estudiar las presiones neutrales desarrolladas en muestras de suelo compactado durante la ejecución de pruebas triaxiales, se considerará una arcilla compactada hasta un mismo peso específico seco, pero en varias pruebas, con distintos contenidos de agua a los que corresponden diferentes grados de saturación.

Si a cada muestra se la somete a presiones hidrostáticas crecientes en la cámara de compresión triaxial, parte de esta presión será tomada por la estructura del suelo desde un principio, ya que éste puede comprimirse en la parte de vacíos llena por aire y parte será presión neutral.

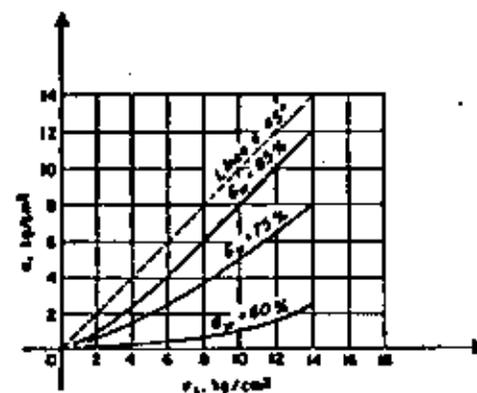


Figura XII-e.1. Forma de las curvas presión neutral-presión de cámara en suelos compactados.

En la Fig. XII-e.1 se presentan tres curvas reportadas por los Drs. A. Casagrande y R. G. Hirschfeld¹⁰ para una cierta arcilla en los grados de saturación iniciales indicados.

En esa figura se observa que para grados de saturación decrecientes la desviación de las curvas aumenta respecto a una línea a 45° , que se considera la teórica para $G_w = 100\%$, pues en este caso toda la presión σ_1 debería ser tomada por el agua. La inclinación y desviación de esas curvas puede explicarse pensando en que conforme σ_1 aumenta es parcialmente transmitida al aire, el cual reduce su volumen y se disuelve en el agua en parte, resultando un aumento rápido del grado de saturación en el suelo. En la curva $G_w = 85\%$, el volumen de aire es pequeño y por ello entra en solución en el agua, bajo el efecto de presiones hidrostáticas relativamente bajas y, así, esa curva se parece, para presiones mayores, a una recta a 45° . En la figura se ve que la arcilla tratada en la investigación alcanzó la disolución total del aire para presiones σ_1 del orden de 5 kg/cm^2 . Por otra parte en la curva de $G_w = 60\%$ puede verse que aun para presiones entre 10 y 14 kg/cm^2 la pendiente es variable y diferente de la recta a 45° ; ello indica que el grado de saturación es sustancialmente inferior todavía a 100% .

Las muestras objeto del experimento pueden probarse en prueba rápida; en la Fig. XII-e.2 aparecen las envolventes obtenidas para ese caso, reportadas por los investigadores ya mencionados.

Comparando estas envolventes se observa que a mayores grados de saturación se acercan más a la forma recta horizontal propia de los suelos saturados. En el caso de las muestras con 85% de grado de saturación inicial, la envolvente es prácticamente horizontal para presiones mayores que 5 kg/cm^2 , en tanto que para el caso en que $G_w = 60\%$, la envolvente todavía sigue elevándose para valores de la presión normal mucho más altos. Se deduce que las muestras compactadas al 85% de grado de saturación inicial alcanzaron prácticamente la saturación

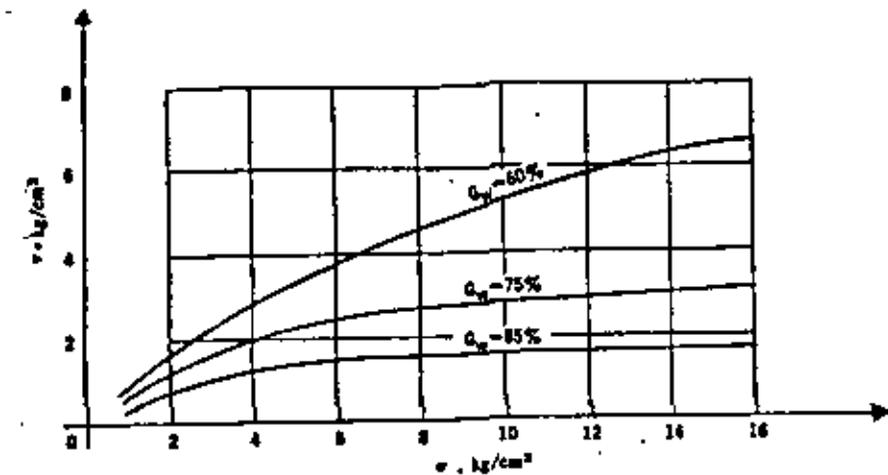


Figura XII-e.2. Forma de las envolventes de falla en prueba rápida realizada sobre una arcilla compactada.

total rápidamente y su volumen ya no disminuyó al aumentar las presiones de cámara una vez alcanzada esa saturación; esto concuerda con el comportamiento de los suelos saturados. Las muestras compactadas con $G_w = 60\%$ no alcanzaron la saturación total dentro del intervalo de presiones reportado y, por ello, siguieron consolidándose en todo momento al aumentar las presiones de cámara, con un incremento en el esfuerzo efectivo y en la resistencia exhibida.

En la referencia mencionada en este Anexo podrán verse más datos sobre el comportamiento de los suelos compactados.

ANEXO XII-f

Procedimientos teóricos para estimar la presión neutral desarrollada por un cambio rápido de los esfuerzos totales

En este Anexo se menciona, en primer lugar, una teoría de A. W. Skempton usualmente conocida con el nombre de Teoría de los Coeficientes A y B de presión neutral.¹¹ Esta teoría tiene por finalidad la determinación de la presión neutral desarrollada en una muestra de arcilla cuando varían los esfuerzos principales totales σ_1 y σ_3 y es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en pruebas rápidas-consolidadas.

Skempton propone la fórmula:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (12-f.1)$$

como medio para la valuación de u . Los coeficientes A y B, que aparecen en la expresión pueden obtenerse experimentalmente en una prueba

rápida-consolidada y $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_3$ se escogen, en general, de manera que representen el cambio de esfuerzos principales que tenga lugar en el problema práctico bajo estudio.

Considérese un elemento de suelo en equilibrio bajo una presión exterior p ejercida en todas direcciones; se considera a la muestra totalmente consolidada bajo esa presión, o sea, obra sobre la estructura del suelo. Si los esfuerzos varían se tendrá un incremento $\Delta\sigma_1$ en el

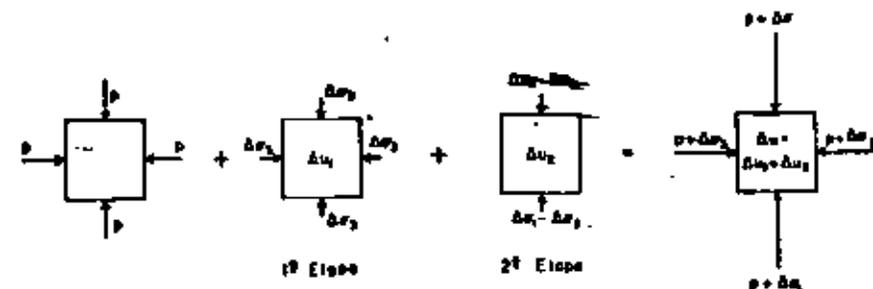


Figura XII-f.1. Etapas consideradas en la variación de los esfuerzos actuantes en un elemento de suelo.

esfuerzo vertical y otro, $\Delta\sigma_3$, en el esfuerzo lateral. Estos incrementos de esfuerzo pueden considerarse aplicados en dos etapas (Fig. XII-f.1).

En la primera etapa se sujeta al elemento a un incremento de presión $\Delta\sigma_3$, igual en todas direcciones; en la segunda, actúa un esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$. Esos incrementos de esfuerzo exterior producirán en el elemento las presiones neutras Δu_1 y Δu_2 , respectivamente.

El coeficiente B se define como la relación que existe entre el aumento de presión neutral en la primera etapa y el aumento de esfuerzo exterior en esa etapa:

$$B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} \quad (12-f.2)$$

El coeficiente A, análogamente, se define con la expresión:

$$AB = \frac{\Delta u_2}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} \quad (12-f.3)$$

Los coeficientes A y B pueden analizarse también teóricamente en la forma que aparece abajo.

En la primera etapa, al aplicar $\Delta\sigma_3$, el esfuerzo efectivo comunicado a la estructura del suelo es:

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 = \Delta u_1$$

Si c_s representa la compresibilidad de la estructura del suelo, es decir, la deformación volumétrica unitaria por unidad de presión actuante, el decremento de volumen de un volumen V_m de suelo está dado por:

$$\Delta V_m = c_s V_m (\Delta \sigma_3 - \Delta u_1) \quad (12-f.4)$$

Por otra parte, si c_f es la compresibilidad del conjunto fluido, agua + aire, que ocupa los vacíos del suelo y n es la porosidad de éste, el mismo decremento ΔV_m podrá también expresarse:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_1 \quad (12-f.5)$$

Pues lo que la masa de suelo se comprime debe ser precisamente lo que se comprima el conjunto agua + aire que ocupa sus vacíos.

Igualando (12-f.4) y (12-f.5) se obtiene:

$$c_s (\Delta \sigma_3 - \Delta u_1) = c_f n \Delta u_1$$

$$\therefore B = \frac{\Delta u_1}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + n \frac{c_f}{c_s}} \quad (12-f.6)$$

En suelos totalmente saturados c_f es mucho menor que c_s , pues el agua es prácticamente incompresible, por lo que B debe resultar igual a 1. Esta predicción teórica concuerda con los resultados experimentales considerados en el Anexo XII-e de este capítulo. Por el contrario, en un suelo totalmente seco c_f es mucho mayor que c_s , pues el aire es mucho más compresible que la estructura del suelo, por lo que B debe resultar muy cercano a cero. En suelos parcialmente saturados B varía entre cero y uno, dependiendo del grado de saturación. Skempton reporta una arcilla en que, para $G_w < 80\%$, el coeficiente B se mantiene menor que 0.2, pero para grados de saturación arriba del 80%, la variación se hace muy abrupta, creciendo B muy rápidamente.

El cambio de presión neutral durante la segunda etapa de aplicación del esfuerzo desviador (Fig. XII-f.1) puede también analizarse teóricamente. Los incrementos de esfuerzos efectivos debidos al esfuerzo desviador son:

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) - \Delta u_2 \quad (12-f.7)$$

$$\Delta \bar{\sigma}_3 = 0 - \Delta u_2$$

En donde Δu_2 es, como ya se dijo, el incremento de presión neutral en la segunda etapa de variación de los esfuerzos actuantes sobre el elemento de suelo.

Si se supone momentáneamente que el suelo se comporta según la Teoría de la Elasticidad, el decremento de volumen de la estructura del suelo debido a los anteriores esfuerzos efectivos será:

$$\Delta V_m = c_s V_m \frac{1}{3} (\Delta \bar{\sigma}_1 + 2\Delta \bar{\sigma}_3)$$

$$\therefore \Delta V_m = c_s V_m \frac{1}{3} [(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) - 3\Delta u_2]$$

Por otra parte el decremento de volumen del compuesto agua + aire, igual al anterior, será:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_2$$

Igualando:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} \frac{1}{1 + n \frac{c_f}{c_s}} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

O sea:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} B (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (12-f.8)$$

Pero el comportamiento de los suelos no es acorde con la Teoría de la Elasticidad, en general, por lo que la ecuación (12-f.8) debe modificarse, pudiéndose escribir en la forma:

$$\Delta u_2 = BA (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (12-f.9)$$

Donde un coeficiente A sustituye al valor $1/3$, apartándose de tal valor tanto más cuanto el suelo se aparte del comportamiento elástico. El coeficiente A debe determinarse experimentalmente.

El incremento total de presión neutral será, por lo tanto:

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = B \Delta \sigma_3 + BA (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\therefore \Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (12-f.1)$$

Que es la ecuación que se escribió al principio de este Anexo.

Para el caso de suelos totalmente saturados la ecuación (12-f.1) se reduce a:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (12-f.10)$$

Para un suelo dado el coeficiente A varía con los esfuerzos y las deformaciones. En la tabla 12-f.1 aparecen algunos valores experimentales de A , medidos en el instante de la falla de muestras del suelo mencionado.

Tabla 12-f.1

TIPO DE ARCILLA	A
Arcillas de alta sensibilidad	$\frac{3}{4} \approx 1\frac{1}{2}$
Arcillas normalmente consolidadas	$\frac{3}{4} \approx 1$
Arcillas arenosas compactadas	$\frac{3}{4} \approx \frac{3}{4}$
Arcillas ligeramente preconsolidadas	$0 \approx \frac{1}{2}$
Gravas arcillosas compactadas	$-\frac{1}{4} \approx \frac{1}{4}$
Arcillas fuertemente preconsolidadas	$-\frac{1}{4} \approx 0$

Los valores de A concuerdan razonablemente con las discusiones establecidas en este capítulo. Por ejemplo, en el caso de arcillas de alta sensibilidad, la degradación de la estructura bajo deformación hace que se desarrollen presiones neutrales altas e inclusive mayores que el esfuerzo desviador aplicado, por lo que A deberá ser o cercano a 1 o aún mayor, como resulta en la experiencia. En el caso de arcillas fuertemente preconsolidadas, en el otro extremo, la deformación bajo el esfuerzo desviador libera a la estructura capacidad de expansión, por lo cual la presión neutral generada resulta tensión, lo que da valores negativos para A .

D. J. Henkel¹² propone otra expresión para estimar la presión neutral desarrollada en una masa de arcilla al variar el estado de esfuerzos a que se encuentra sometida. Esta expresión tiene la ventaja sobre la de Skempton de que toma en cuenta el valor del esfuerzo principal intermedio.

La ecuación de Henkel para Δu está en función del promedio de la variación de los esfuerzos normales y de la variación de los esfuerzos cortantes y tiene la forma:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + \frac{\sigma}{3} \Delta \left[\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \right] \quad (12-f.11)$$

o más brevemente

$$\Delta u = \Delta\sigma + \sigma\Delta\tau \quad (12-f.12)$$

Donde σ_1 , σ_2 y σ_3 son los esfuerzos principales totales, σ es un parámetro que mide la contribución de los esfuerzos cortantes al desarrollo de la presión neutral y σ y τ son los esfuerzos normal y cortante octaédricos, definidos por las expresiones:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (12-f.13)$$

$$\tau = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Como ya se indicó (Anexo XI-a), los esfuerzos octaédricos así definidos representan físicamente a los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el plano octaédrico, que es aquel que posee la misma inclinación respecto a las tres direcciones principales de esfuerzo.

Debe notarse que en la expresión de Henkel, el valor de σ depende también del grado de preconsolidación de la arcilla, pero en este caso el autor no ha proporcionado intervalos de variación del parámetro.

Por su parte, Juárez Badillo ha propuesto una teoría que también permite estimar la presión de poro desarrollada dentro de un espécimen en una cámara triaxial. Esta teoría hace uso de dos parámetros, que él denomina α y β , razón por la cual y tomando como antecedente la teoría de Skempton atrás descrita, dicha teoría puede ser llamada *Teoría de los coeficientes α y β* . Primeramente se expondrá este trabajo para suelos normalmente consolidados y posteriormente se extenderá a suelos preconsolidados.¹³

La teoría ha sido desarrollada en función de los esfuerzos normal y tangencial octaédrico recién definidos por la Ec. 12-f.13 y de un parámetro adicional ν , denominado *factor de distribución de esfuerzos cortantes*, que permite definir el estado de esfuerzos en un punto de la masa de suelo. El concepto involucrado en ν no se describirá a fondo en este lugar, porque en una prueba triaxial estándar permanece constante; baste decir que ν depende de la posición relativa del esfuerzo principal intermedio (σ_2) respecto a los otros dos esfuerzos principales. Así ν es constante en pruebas triaxiales de compresión, donde $\sigma_3 = \sigma_2$ siempre y es también constante, aunque con otro valor, en pruebas de extensión, en que siempre se cumple $\sigma_3 = \sigma_1$.

Imagínese un espécimen de arcilla saturada, normalmente consolidada bajo un esfuerzo isotrópico, en la cámara σ_c . Si ahora se aumenta el esfuerzo exterior en una magnitud igual en todas direcciones, el incremento en la presión de poro será igual a ese incremento en el esfuerzo exterior (ya que la compresibilidad del agua es prácticamente nula comparada con la de la estructura de la arcilla). En este caso se tiene que:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \Delta\sigma$$

es decir el incremento de presión de poro es igual al incremento de presión octaédrica.

Imagínese ahora que el incremento de esfuerzo se efectúa únicamente en la dirección vertical. Este caso es el más usado en pruebas triaxiales de compresión. Ahora al aumentar el esfuerzo axial aumentan tanto el esfuerzo normal octaédrico como el esfuerzo cortante octaédrico. La presión de poro puede pensarse como constituida de dos partes. La primera parte corresponde al aumento en presión normal octaédrica y será igual en magnitud a dicho incremento. La segunda parte, en esta teoría, no es atribuible directamente al esfuerzo cortante octaédrico, como sucede en la expresión propuesta por Henkel, sino que se atribuye al efecto de σ_c actuando ahora

en una estructura deformada angularmente por efecto de los esfuerzos cortantes. En otras palabras, al deformarse angularmente la muestra de arcilla por efecto del esfuerzo octaédrico actuante, su capacidad para soportar el esfuerzo isotrópico σ_c se supone disminuida en tal forma que el agua tiene que ayudar a dicha estructura a soportar parte de σ_c . Conforme la prueba triaxial progresa mayores serán los esfuerzos cortantes y mayor ayuda deberá prestar el agua a soportar σ_c . Así, en la falla, una parte de σ_c , tal como $\alpha\sigma_c$ (con $\alpha < 1$) ha sido transferida de la estructura al agua. Entonces en el momento de la falla la expresión que da Δu podrá ponerse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \quad (12-f.14)$$

Como en el caso de la prueba descrita:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \quad (12-f.15)$$

ya que ahora $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ y $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$, pues sólo se incrementó el esfuerzo axial vertical, puede, por lo tanto, escribirse:

$$\Delta u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \alpha\sigma_c \quad (12-f.16)$$

En la teoría descrita se hace ahora la hipótesis de que σ es una constante física del material, independiente de σ_c . La génesis de la hipótesis es principalmente la intuición de su autor.

El primer sumando del segundo miembro de la expresión 12-f.16 cambiará cuando cambie la forma de efectuar la prueba; por ejemplo, hoy es frecuente sobre todo en trabajos de investigación, realizar pruebas de compresión triaxial disminuyendo los esfuerzos laterales sobre el espécimen y dejando el axial constante. En tal caso la expresión 12-f.16 se transformará en:

$$\Delta u = -\frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) + \alpha\sigma_c \quad (12-f.17)$$

Ya que en este caso $\Delta\sigma_1 = 0$ y $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = -(\sigma_1 - \sigma_3)$.

La teoría en estudio propone además una expresión para la presión de poro en cualquier instante del proceso de carga de la prueba; esta expresión contiene a una función correctora a la que se ha llamado función de sensibilidad y puede escribirse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c y \quad (12-f.18)$$

donde y es la función de sensibilidad que debe ser nula al iniciar la prueba, cuando la muestra no ha sufrido distorsión alguna e igual a 1 en el instante de la falla. Se propone para y la forma:

$$y = \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^\beta \quad (12-f.19)$$

donde τ_f es el esfuerzo cortante octaédrico en el instante de la falla, τ el mismo en cualquier instante anterior y β es un segundo coeficiente constante, que depende de características físicas del material. Puede demostrarse que en una prueba triaxial

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (12-f.20)$$

donde $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ representa la diferencia entre los esfuerzos principales máximo y mínimo en el momento de la falla. En esta teoría se ha considerado como momento de la falla aquel en que τ alcanza el valor máximo en el proceso de carga. Introduciendo las expresiones 12-f.19 y 12-f.20 en la (12-f.18), se obtiene:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right)^\beta \quad (12-f.21)$$

La anterior es la expresión general que proporciona la teoría para arcillas normalmente consolidadas.

En la práctica, al efectuar una prueba rápida-consolidada, midiendo la presión de poro en la falla de un espécimen de arcilla normalmente consolidada, puede conocerse el coeficiente α , despejándolo de la expresión 12-f.14, utilizando valores en la falla. Posteriormente, puede estimarse β , utilizando valores de Δu y de los esfuerzos principales en un momento

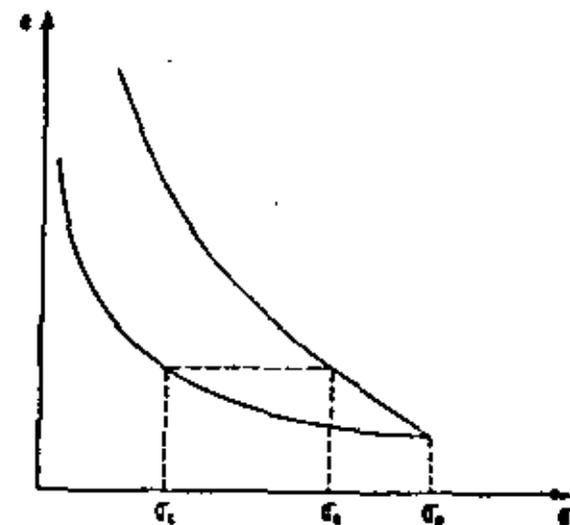


Figura XII-f.2. Ilustración del concepto de presión octaédrica equivalente de consolidación.

anterior a la falla, siendo recomendable escoger tal instante en la zona media del proceso de carga. Una vez conocidos α y β , la fórmula 12-f.21 permite estimar Δu en cualquier otra prueba rápida-consolidada en que no se haya medido la presión de poro.

En suelos preconsolidados la teoría se extiende teniendo como base las ideas adicionales siguientes:

—El hecho de que durante un proceso de descarga desde la presión σ_p (carga de preconsolidación) a la σ_c (que se supone menor, naturalmente), la relación de vacíos del espécimen no recupere su valor correspondiente al tramo virgen, sino que alcanza uno menor, puede interpretarse como si una parte de la energía de consolidación debida al decremento de presión hidrostática $\sigma_p - \sigma_c$ fuese retenida por el suelo, cuando el esfuerzo σ disminuye de σ_p a σ_c . Si se define (Fig. XII-f.2) la presión octaédrica equivalente de consolidación, σ_{ec} , como la presión que produce en la rama virgen de la curva de compresibilidad la misma relación de vacíos que σ_c en la rama de descarga, al pasar el valor de σ de σ_p a σ_c , la diferencia $\sigma_p - \sigma_c$ puede considerarse como una medida relativa de la energía de consolidación retenida por la estructura del suelo en la des-

Esta definición es similar, aunque no idéntica, a la presión equivalente de consolidación definida previamente por Hvorslev.¹⁸

—Un incremento en el esfuerzo cortante octaédrico afecta la estructura del suelo en tal forma que una parte de $\sigma_p - \sigma_c$ es liberada por dicha estructura y transferida al agua en forma de tensión de poro, en pruebas a volumen constante. La energía liberada puede representarse por el producto $\alpha(\sigma_p - \sigma_c)$, en el instante de la falla, en el cual α es un coeficiente constante entre cero y uno; en la Ref. 15 el autor de esta teoría expuso que el valor de α recién introducido debería ser diferente del que aparece en la fórmula 12-f.14, pero posteriores investigaciones aún no publicadas tienden a convencerlo de que ambos coeficientes constantes son en realidad el mismo.

Así, ahora la magnitud de la presión de poro en la falla puede considerarse constituida por tres sumandos; el primero, debido al incremento del esfuerzo normal octaédrico; el segundo, debido a un efecto de perturbación estructural, supuesto el suelo normalmente consolidado y el tercero, al efecto de preconsolidación descrito anteriormente. Por lo tanto, la expresión general para Δu en el instante de la falla será:

$$\Delta u = \Delta \sigma + \alpha \sigma_p - \alpha_p (\sigma_p - \sigma_c) \quad (12-f.22)$$

Esta es la expresión que aparece en la Ref. 15, en donde inclusive el coeficiente α se supone distinto en el segundo y en el tercer términos del segundo miembro; α se consideraba en dicha referencia igual al obtenido para el caso en que el suelo fuese normalmente consolidado. Investigaciones posteriores no publicadas del autor de esta teoría, lo condujeron a pensar que:

$$\alpha = \alpha_p$$

Y ambos coinciden con el coeficiente que rige el caso de suelos normalmente consolidados, ya que no parece lógico suponer coeficientes diferentes para cuantificar la perturbación de una misma estructura de suelo. Por otra parte, también se considera que el término $\alpha \sigma_c$ debe modificarse por un factor reductor, ya que el suelo preconsolidado posee una estructura más resistente que el normalmente consolidado. Para encontrar este factor reductor puede pensarse que el suelo bajo una presión isotrópica σ_c realmente está consolidado a la presión equivalente σ_{ec} , por lo que parece permisible aceptar que el factor reductor debe ser precisamente el cociente de estas presiones; es decir:

$$\frac{\sigma_{ec}}{\sigma_c}$$

En consecuencia, en definitiva, la fórmula 12-f.22 puede ponerse:

$$\Delta u = \Delta \sigma + \alpha \sigma_p \frac{\sigma_{ec}}{\sigma_c} - \alpha (\sigma_p - \sigma_c)$$

lo que conduce a:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} + \alpha \frac{\sigma_{ec}}{\sigma_c} - \alpha \frac{\sigma_p - \sigma_c}{\sigma_c}$$

y

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} - \alpha \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_c} - 1 \right) \quad (12-f.23)$$

Para el proceso de carga, el segundo sumando del segundo miembro deberá multiplicarse por la función de sensibilidad; suponiéndola, como antes, igual a $(\tau/\tau_f)^\beta$ y tomando en cuenta que en las pruebas triaxiales estándar:

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3)_f}$$

Se puede finalmente escribir la expresión general para obtener la presión de poro en cualquier instante del desarrollo de una prueba triaxial en un suelo remoldado, saturado, normalmente consolidado o preconsolidado:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} - \alpha \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c} - \frac{\sigma_3}{\sigma_c} - 1 \right) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad (12-f.24)$$

Para el momento de la falla la expresión anterior se reduce a la (12-f.23), por lo ya dicho. Además, para suelos normalmente consolidados, $\sigma_{ec} = \sigma_c$ y la expresión 12-f.24 se reduce a la (12-f.21).

En la práctica es preciso hacer una prueba triaxial rápida-consolidada para calcular α y β , tal como se describió; para ello podrá usarse una muestra normalmente consolidada. Notese que por tratarse de un suelo

remoldeado y consolidado isotrópicamente la diferencia entre una muestra normalmente consolidada y una preconsolidada, estribará únicamente en el valor de la presión σ_c que se aplique en la primera etapa de la prueba triaxial; si σ_c es menor que la presión isotrópica utilizada para consolidar el espécimen, éste será preconsolidado; en caso contrario será normalmente consolidado. Además será preciso conocer el valor de σ_c para cada valor de σ_e , si se quiere aplicar la fórmula (12-f.24); esto requiere obtener la curva de compresibilidad de la arcilla remoldeada, incluyendo su tramo de expansión.

En un trabajo posterior¹⁷ Juárez Badillo encontró una relación teórica que permite calcular σ_e/σ_c como función del grado de consolidación σ_p/d_p haciendo uso de un coeficiente μ , llamado relación expansión-compresibilidad, característico del material y que es constante e independiente del nivel de esfuerzos que se use en la prueba. Dicha relación es:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \right)^{1-\mu} \quad (12-f.25)$$

El coeficiente μ se calcula con lineamientos que aparecen en la mencionada Ref. 17.

ANEXO XII-g

Efecto del lavado en la compresibilidad y resistencia de arcillas marinas normalmente consolidadas

En el presente Anexo se tratan brevemente las ideas que sobre el efecto del lavado por agua dulce de infiltración en las arcillas depositadas en agua de mar han sido expuestas por el Dr. L. Bjerrum en la Ref. 13. En ese lugar, estas ideas se aplican a un cierto tipo de arcillas noruegas, pero se incluyen en el anexo ya que los autores de este libro consideran que poseen una generalidad que las hace conceptualmente aplicables a otros muchos casos en que se tenga que trabajar con arcillas depositadas en aguas saladas o salobres.

Cuando una arcilla se sedimenta en agua salada y se consolida bajo su peso propio únicamente, sus propiedades ingenieriles dependen de un cierto número de factores que la pueden afectar en épocas subsecuentes de su vida geológica. Uno de los más importantes de esos factores es el efecto del lavado, causado por un flujo lento de agua dulce que tenga lugar a través de los sedimentos marinos. El flujo de agua dulce puede producirse, por ejemplo, por artesianismo proveniente de un estrato permeable bajo el depósito arcilloso o por la existencia de grietas y fisuras en una roca subyacente a la arcilla, en la que haya agua libre sujeta a carga hidráulica. El hecho importante es que el depósito de arcilla esté sujeto a un flujo de agua, que sería ascendente en los ejemplos citados arriba. El flujo lento de agua a través de la arcilla no produce, por sí mismo, ningún cambio en las características mecánicas del material,

pero si el agua que fluye es dulce, en tanto que la preexistente en los huecos de la arcilla es salada, ocurre una sustitución gradual del agua salada por dulce; a este fenómeno se le denomina *lavado de la arcilla* y tiene un efecto importante en las características de la arcilla, transformando la arcilla normalmente consolidada ordinaria, en una arcilla de alta sensibilidad (*quick clay*).

Los efectos del lavado sobre las propiedades ingenieriles de la arcilla original (sedimentada en algunas aguas saladas) son varios. Uno de ellos es la reducción de su límite líquido y su índice de plasticidad, a causa de la disminución de la concentración del complejo catiónico en la atmósfera de adsorción del cristal, que naturalmente es más exigua en el agua dulce, según se desprende de lo expuesto en el Anexo II-a; de esta manera, el lavado aunque no modifica substancialmente la distribución estructural del material sólido, ha dado lugar a la formación de una nueva arcilla. Esta arcilla, si se hubiera formado desde un principio en agua dulce sería, según lo manifiesta el propio Bjerrum, menos compresible que la formada en agua salada; este hecho, por otra parte, es lógico, pues la arcilla formada en agua dulce tendría sus cristales con menores atmósferas de adsorción y, por ende, exhibiría menor compresibilidad. La arcilla original tenía un contenido de agua del orden del límite líquido, lo cual es la característica común y distintiva de las arcillas normalmente consolidadas, como se ha supuesto que lo estaba; el lavado, al no modificar la estructura de la arcilla, dejó el contenido de agua prácticamente el mismo, pero la arcilla lavada tiene un menor límite líquido, por lo que la nueva arcilla ha quedado, por así decirlo, subconsolidada. Esto conduce a que la arcilla lavada adquiere consistencia semilíquida o líquida al ser remoldeada, por lo que su sensibilidad habrá aumentado grandemente respecto a la arcilla original, al grado que si ésta tenía valores de sensibilidad de 10, por ejemplo, la lavada tendrá valores que pueden llegar a las centenas. Esta característica notable es lo que distingue a este tipo de arcillas.

La resistencia en pruebas rápidas de la arcilla lavada suele ser del orden de la mitad de la de la arcilla marina original; ello puede explicarse al considerar que al someter a esfuerzos cortantes la arcilla lavada, la

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y PRESIÓN VERTICAL (Esc. log.)



Figura XII-g-1. Efecto de lavado sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas marinas.

presión de poro en el agua intersticial será mayor que la producida en la arcilla original, a causa de su mucha mayor sensibilidad (párrafo XII-6).

El cambio en compresibilidad de la arcilla al lavarse se puede estudiar con base en la Fig. XII-g.1, también presentada originalmente por Bjerrum.

La curva *A* de la figura es la compresibilidad de la arcilla marina original, tanto en su trazo lleno como en el punteado. La curva *B* es la de compresibilidad de la misma arcilla si se hubiese depositado en agua dulce, en vez de en agua salada; nótese que la parte de trazo discontinuo de dicha curva es hipotética y corresponde a una concepción básica de Bjerrum. La curva *C* representa el comportamiento de la arcilla marina lavada, cuando se la sujeta a incrementos adicionales de carga; el comportamiento de la arcilla va de la curva *A* a la *B* a través de un tramo de muy fuerte pendiente; es decir que para incrementos de carga adicionales a la carga existente en el momento del lavado, la nueva arcilla sufre fuerte disminución de volumen, por lo que, para estos incrementos de carga, la compresibilidad de la arcilla es mucho mayor que la de la arcilla original. Nótese que una vez salido de este tramo de fuerte pendiente para incrementos posteriores de carga, la compresibilidad de la nueva arcilla es similar o aún menor que la de la arcilla original. Para fines prácticos prevalece el hecho importante de que para los primeros incrementos de carga adicionales a la carga original de consolidación *in situ* de la arcilla, la curva de compresibilidad es la *C*, lo que hace que una arcilla lavada sea de peligro, si sobre ella ha de colocarse una carga por encima de la que tuviese en el momento en que fue lavada.

En la Fig. XII-g.1 se ha supuesto una pequeña disminución de la relación de vacíos de la arcilla por este efecto del lavado.

En la misma figura se ilustra también el efecto de disminución de la resistencia de la arcilla lavada, comparada con la de la arcilla original (curvas *A'*, *B'* y *C'*). La representación es similar a la usada para explicar el cambio en compresibilidad. El uso de la resistencia de la arcilla de la curva *A'* a la *B'* mide la disminución de dicha resistencia; nótese que el hecho del lavado reduce la resistencia de por sí y desde ese punto en adelante, la resistencia aumenta lentamente por efecto de la consolidación adicional, hasta llegar a la curva *B'*.

En la parte final del trazo lleno de la curva *A'*, Bjerrum, considera para el caso especial de las arcillas noruegas, la existencia de una pequeña presión de poro, según él debida a un levantamiento isostático de la Península Escandinava; esto produce la pequeña disminución en la presión efectiva que aparece en la figura. En general, este efecto es irrelevante en relación con los conceptos que aquí se discuten y la curva *C* partirá precisamente del último punto del trazo lleno de la curva *A*.

ANEXO XII-b

Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este Anexo se presentan las ideas y resultados de los estudios a que llegó en Noruega L. Bjerrum sobre el efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y en la resistencia de las arcillas.¹³ El trabajo que se comentará, aunque está referido a arcillas noruegas, contiene principios básicos de interés general para todo tipo de suelos finos, hacia los que se enfocará predominantemente la atención de estas páginas.

Considérese la etapa de sedimentación de una arcilla en agua; la estructura se irá consolidando, según se forma, bajo el peso creciente de los sedimentos suprayacentes; esta consolidación ocurre en muchas arcillas aun en épocas posteriores a la disipación de las presiones neutrales en exceso de la hidrostática, originadas durante el proceso de sedimentación. Esta consolidación bajo esfuerzo efectivo constante puesto que el proceso de depósito ha terminado y la consolidación primaria ya terminó también, constituye un fenómeno de consolidación secundaria o diferida, como Bjerrum prefiere decir haciendo una distinción un tanto sutil entre ambos términos.

En el caso de estas arcillas que presentan una intensa consolidación secundaria, las características de compresibilidad ya no pueden definirse con una sola curva $e-p$, sino con una familia, como se ilustra en la Fig. XII-h.1.

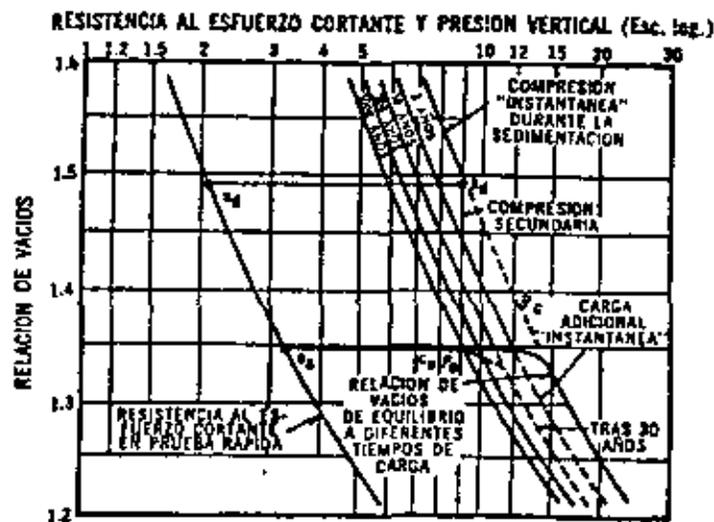


Figura XII-h.1. Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.

En la gráfica, cada una de las líneas representa lo que Bjerrum llama la *relación de vacíos de equilibrio*, para diferentes valores de la presión vertical efectiva a distintos tiempos de acción de la carga vertical. Así, la figura postula, una relación única entre e , \bar{p} y el tiempo en que esta última haya actuado. También aparece en la misma gráfica una curva que representa la resistencia en prueba rápida, en función de la relación de vacíos, que combinada con las diferentes curvas de compresibilidad, proporciona la resistencia al esfuerzo cortante que corresponde a una presión vertical efectiva actuante durante un lapso determinado. Nótese que con esta combinación puede encontrarse el aumento de resistencia que se produce cuando la relación de vacíos disminuye por consolidación secundaria, lo cual ha sido verificado experimentalmente con suficiente grado de seguridad por diferentes investigadores (Taylor, Ladd, Osterman, Scherzmann, etc.). El mecanismo de la gráfica para apreciar tal aumento de resistencia es el siguiente; supóngase que la presión efectiva por peso, propia de la arcilla subyacente es p_0 , a la que corresponde una relación de vacíos e_0 cuando no ha transcurrido el tiempo en que pueda tener lugar la consolidación secundaria (fin de la etapa de depósito); la resistencia en prueba rápida en estas condiciones es s_0 . Si, por otra parte, pasan 3,000 años bajo la presión efectiva señalada, por efecto de la consolidación secundaria, la relación de vacíos habrá disminuido al valor e_c , al cual corresponde una nueva resistencia, s_c . Este efecto de aumento de resistencia es comprensible si se piensa en que la arcilla llega por consolidación secundaria a una configuración más estable en su estructura, lo que conduce al desarrollo de menores presiones de poro en el instante de la falla.

Lógico también resulta el que al incrementarse la carga, la estructura presente mayor resistencia a disminuir de volumen si ha sufrido consolidación secundaria, que si no. El comportamiento de una arcilla que ha sufrido consolidación secundaria es el de un suelo preconsolidado. Esto es cierto hasta un valor crítico de la presión, p_c , más allá del cual el comportamiento de la arcilla vuelve a ser el correspondiente a la consolidación normal. El valor de la presión crítica puede tomarse en la práctica como el correspondiente a la de la relación de vacíos del suelo sobre la curva de compresibilidad en la condición de no existencia de consolidación secundaria; este valor se ilustra en la figura que se ha venido comentando. Como las curvas $e-\bar{p}$, en escala logarítmica la última, pueden considerarse paralelas para los diferentes tiempos, la relación p_c/\bar{p} es aproximadamente igual en todo el espesor de un depósito de arcilla normalmente consolidada; es decir, la presión crítica es proporcional a la presión efectiva actuante. Por supuesto, el comportamiento de la arcilla preconsolidada, para el caso de pequeñas sobrecargas, se refiere sólo a la consolidación primaria de la arcilla bajo dichas sobrecargas. Al paso del tiempo se tendrá consolidación secundaria debido al incremento de carga y el efecto de preconsolidación tenderá a degenerar hasta una arcilla normalmente consolidada. Una estimación de la magnitud de esta consolidación secundaria puede obtenerse de las curvas de compresibilidad para los diferentes tiempos. En la figura aparece como ilustración, con línea discontinua, la curva

que podrá esperarse para diferentes incrementos de carga después de que cada uno de ellos ha actuado 30 años, adicionalmente a la presión que ha actuado 3,000 años. Si el incremento de carga actuara 3,000 años el efecto de preconsolidación dejaría de funcionar por completo. Lo anterior lleva a la conclusión práctica de que el efecto de preconsolidación por consolidación secundaria será relevante sólo en aquellos depósitos de arcilla cuya edad sea grande en comparación con la vida útil de la estructura que producirá el incremento de carga en el depósito arcilloso.

Bjerrum, tomando en cuenta las anteriores ideas propone el siguiente método para el cálculo de asentamiento en arcillas que presentan fuerte consolidación secundaria. En primer lugar, las pruebas de consolidación estándar proporcionarán el valor de la presión crítica p_c y el valor del índice de compresibilidad C_c . Supóngase ahora el incremento de carga Δp mayor que $p_c - p_0$. En este caso el cálculo de Δs debido al incremento Δp , si este incremento actuara por un tiempo igual al de la edad del depósito, se haría:

$$\Delta s = C_c \log \frac{p_c + \Delta p}{p_0} \quad (10-1)$$

Lo anterior equivale a usar la curva de compresibilidad de 3,000 años. Esto es lo que Bjerrum llama la *compresión total*. Por otra parte, la *compresión instantánea* o sea la que se tiene una vez que la consolidación primaria ha tenido lugar, puede estimarse calculando e con la ecuación:

$$\Delta e = C_c \frac{\log p_c + [\Delta p - (p_c - p_0)]}{p_0}$$

lo que equivale a desprestigiar la compresión debido a $p_c - p_0$ y usar sólo la parte Δp que excede este valor, utilizando la curva de *compresión instantánea* de la misma figura.

En el caso de que Δp sea menor que $p_c - p_0$, la *compresión total* podrá calcularse con la misma expresión (10-1) mientras que la *compresión instantánea* será despreciable.

Las ideas anteriores permiten así, una vez calculada Δs , estimar la magnitud del asentamiento debido a consolidación secundaria, siempre y cuando se cuente con el dato de la edad del depósito compresible.

De observaciones de hundimiento de edificios cimentados en arcillas noruegas, Bjerrum finalmente concluye que parece razonable que para evitar asentamientos excesivos durante la vida útil de los edificios, el incremento de carga Δp aplicado al estrato compresible no debe exceder $\frac{1}{2} (p_c - p_0)$.

ANEXO XIII

Efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este Anexo se presentan las ideas que sobre el efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y

resistencia de las arcillas, ha presentado el Dr. L. Bjerrum en la Ref. 13. Aunque estas ideas fueron expuestas por el citado investigador con relación a las arcillas noruegas, la esencia de ellos se considera aplicable a las arcillas en general.

En el capítulo II ya se ha descrito con cierta amplitud el importante papel que juega el complejo catiónico en la atmósfera de adsorción de las partículas de una estructura de minerales de arcilla sobre sus propiedades ingenieriles. En el caso de las arcillas marinas las partículas de arcilla están inicialmente saturadas de cationes de sodio. Si el tipo y la cementación de los cationes adheridos a las partículas cambia, ello puede modificar radicalmente la plasticidad, la resistencia y la compresibilidad de dichas arcillas.

Tabla 12-i.1

Tipo de catión	Origen posible	Efecto sobre la arcilla probada	
		I_p	S_u en estado remoldeado, ton/m ²
H ⁺	Agua. Producto de la descomposición de materia orgánica	7.5	<0.01
Na ⁺	Agua de mar	16.4	0.11
Ca ⁺⁺	Agua de mar. Fósiles	16.7	0.15
Mg ⁺⁺	Agua de mar. Desintegración de clorita	17.9	0.13
Al ⁺⁺⁺	Desintegración de clorita y feldespato	21.6	0.42
Fe ⁺⁺ y Fe ⁺⁺⁺	Desintegración de clorita	22.4	0.21
K ⁺	Agua de mar. Desintegración de feldespato y mica	22.7	0.29

Los experimentos del Dr. L. Bjerrum consistieron en saturar con diferentes cationes muestras de arcilla marina remoldeada. Los cationes originales de las muestras eran de sodio. Dichos cationes fueron substituidos por cada uno de los que aparecen en la tabla 12-i.1. Posteriormente se determinaron el índice plástico de la nueva arcilla, así como su compresibilidad y resistencia en prueba rápida, a un contenido de agua prácticamente igual al natural de la arcilla (48% en las pruebas realizadas). Los resultados de estas pruebas indicaron claramente que, según se muestra en la tabla citada, el índice plástico, y la resistencia aumentaron según el orden de los cationes mostrados. Asimismo, la compresibilidad disminuyó según el orden de los cationes enlistados.

La resistencia estructural de la arcilla depende pues de sus condiciones ambientales; el factor básico que gobierna la estabilidad química de los minerales de arcilla es el valor del potencial hidrógeno (pH) de su carga



Figura XII-1.1. Efecto del intercambio catiónico en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas normalmente consolidadas.

intersticial. Así, cualquier cambio que reduzca a aquél, aumenta la velocidad de desintegración de los minerales y viceversa.

En la Fig. XII-1.1 se ilustra la variación de la compresibilidad y de la resistencia de una arcilla normalmente consolidada, marina, en la que los cationes Na⁺ han sido substituidos por iones de orden superior (en relación a la tabla 12-i.1).

Conforme el I_p y la resistencia de la arcilla crecen, se desarrolla una resistencia adicional a la deformación volumétrica bajo ulteriores incrementos de carga. La arcilla ha desarrollado una presión crítica p_c , y si los incrementos adicionales de la carga no exceden este valor, la deformación volumétrica bajo ellos será muy pequeña. Por otra parte, si el incremento de carga excede de dicho valor, la arcilla se comprime según una nueva curva de compresibilidad e -log p , que corresponde al nuevo material, más plástico.

Otro factor que modifica la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas y que también discute Bjerrum en la Ref. 13, es el de la precipitación de agentes cementantes químicamente estables, cons-

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y PRESIÓN VERTICAL (Esc. log.)

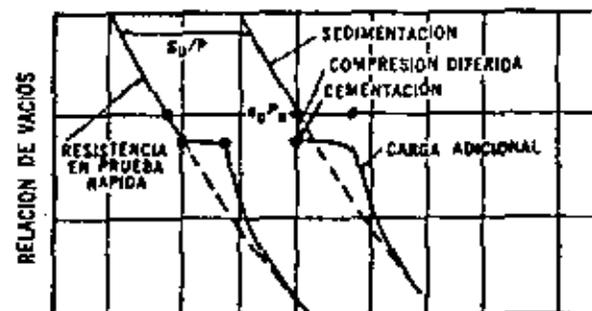


Figura XII-1.2. Efecto de la cementación en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.

tituidos a partir de ciertos agentes químicos solubles, tales como materia orgánica, carbonatos, yeso, aluminio y compuestos de hierro, que bajo ciertas condiciones dan lugar a los primeros; estos cementantes poseen considerable resistencia. El efecto de esta precipitación de cementantes está limitado a reforzar las ligas estructurales de la arcilla, sin afectar a la arcilla misma. En la Fig. XII-i.2 se ilustra el efecto de la cementación sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.

Puede observarse que el efecto de la cementación es desarrollar una presión crítica, p_c , mayor que la presión vertical efectiva actuante en la arcilla, de tal manera que para incrementos de carga que no la excedan, la muestra presenta compresibilidad prácticamente despreciable, pero incrementos ulteriores, más allá de la presión crítica, harán que la muestra se comprima mucho y con la característica de que su curva de compresibilidad tiende a la curva original de la arcilla, antes de la precipitación de los cementantes, por lo que para incrementos de carga que excedan bastante el valor de p_c , el efecto de la cementación se anula. Ideas similares pueden deducirse de la figura para la resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida.

Se ve pues que el intercambio catiónico modifica la arcilla, transformándola en otra con curvas de compresibilidad y resistencia diferentes; la cementación sólo modifica los nexos entre las partículas, reforzándolos algo, pero si se rompe este refuerzo, el material se revela idéntico a su condición original.

ANEXO XII-j)

Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de esfuerzos principales

Recientemente se ha hecho bastante uso de un espacio tridimensional definido por tres ejes en los que se representan los tres esfuerzos principales. Como quiera que en las pruebas triaxiales estándar de laboratorio dos de los esfuerzos principales son iguales, la parte más comúnmente usada de este espacio es el plano definido por la condición anterior. En la Fig. XII-j.1 se ilustra este plano en que $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_r$ son los esfuerzos laterales y $\sigma_z = \sigma_v$ es el esfuerzo vertical. El simbolismo más común para este plano es σ_a para el esfuerzo axial y σ_r para el esfuerzo radial. En este caso no se representan los esfuerzos por σ_1 , σ_2 y σ_3 , ya que es frecuente usar estos últimos símbolos para los esfuerzos mayor, intermedio y menor respectivamente y en el plano σ_a , σ_r , el esfuerzo axial no siempre será el esfuerzo principal mayor usado en la prueba. Debe notarse que en este plano la coordenada vertical representa σ_a mientras que la coordenada horizontal representa $\sqrt{2}\sigma_r$. Esta representación fue introducida a la Mecánica de Suelos por Rendulic.¹³

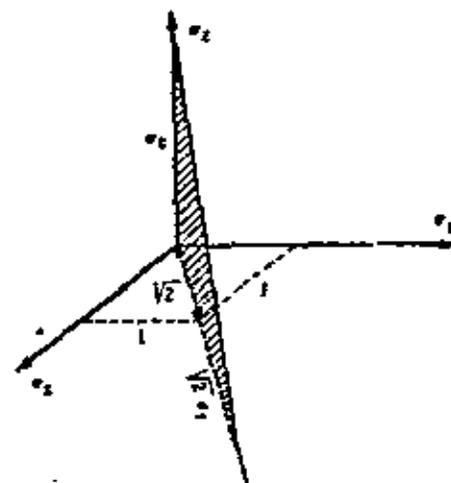


Figura XII-j.1. Plano de esfuerzos correspondiente a las pruebas triaxiales estándar.

En este plano de esfuerzos la línea que representa un estado de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$, es la recta que partiendo del origen tiene una pendiente de $1/\sqrt{2}$ (eje isotrópico). Cuando una muestra de arcilla se consolida isotrópicamente en la primera etapa de una prueba triaxial, los puntos que representa este estado de esfuerzos se encontrarán sobre esta recta. Durante la segunda etapa de una prueba triaxial se tendrá que $\sigma_x \neq \sigma_r$ y los puntos que representan estos estados de esfuerzos quedarán ya fuera de la recta. Si se trazan los diferentes puntos que representan los esfuerzos efectivos durante la segunda etapa de la prueba, se obtendrá una curva que define la trayectoria de esfuerzos efectivos. Si $\sigma_a > \sigma_r$, la trayectoria se desarrollará hacia arriba del eje isotrópico. Si por el contrario $\sigma_a < \sigma_r$, la trayectoria de esfuerzos triaxiales se desarrollará hacia abajo de este eje. A las primeras pruebas triaxiales se les llama pruebas de compresión y a las segundas pruebas de extensión. Las pruebas de compresión más comunes son las realizadas aumentando el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas disminuyendo el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante. Las pruebas de extensión más comunes son las realizadas disminuyendo el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas aumentando el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante.

Una prueba triaxial en que se aumente el esfuerzo axial y se disminuya el esfuerzo lateral simultáneamente también será una prueba de compresión. En particular si el decremento de la presión lateral es igual en la mitad del incremento axial se tendrá una prueba en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante durante toda ella. Análogamente, si el esfuerzo vertical se disminuye en magnitud doble de lo que se incrementa el esfuerzo lateral se tendrá una prueba de extensión en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante.

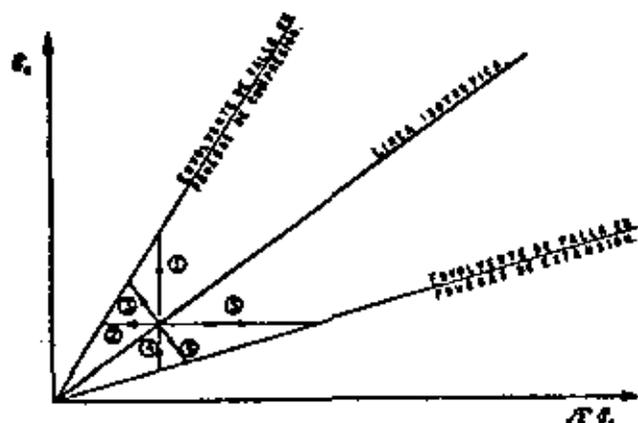


Figura XII-j.2. Trayectoria de esfuerzos efectivos más comunes en pruebas triaxiales drenadas.

En pruebas de compresión drenadas (ver Fig. XII-j.2) si el esfuerzo axial es el que se incrementa, la trayectoria de esfuerzos efectivos, que ahora son iguales a los totales, es una vertical que partiendo del eje isotrópico sigue hacia arriba hasta el momento de la falla (trayectoria 1), ya que el esfuerzo lateral permanece constante y sólo el vertical crece. Esta trayectoria será una horizontal hacia la izquierda del eje isotrópico (trayectoria 2) si es el esfuerzo lateral el que se disminuye y será una perpendicular al eje isotrópico (trayectoria 3) si la prueba de compresión se realiza manteniendo constante el esfuerzo normal octaédrico. Estas trayectorias de esfuerzos efectivos serán hacia abajo del eje hidrostático en el caso de las pruebas de extensión; vertical hacia abajo (trayectoria 4) en el caso de disminuir el esfuerzo axial, horizontal hacia la derecha (trayectoria 5) en el caso de que se aumente solamente el esfuerzo lateral y normal a la línea isotrópica hacia abajo, si el esfuerzo normal octaédrico permanece constante (trayectoria 6) (Fig. XII-j.2).

En pruebas triaxiales no drenadas la trayectoria de esfuerzos efectivos dependerá de las presiones de poro que se desarrollen durante la prueba. Sin embargo la trayectoria de esfuerzos efectivos en pruebas de compresión es única en el sentido de que no depende de la trayectoria de esfuerzos totales. En otras palabras, si la prueba se efectúa aumentando el esfuerzo axial, o disminuyendo el esfuerzo lateral, o manteniendo el esfuerzo normal octaédrico constante o con cualquier otra combinación más general del primero y segundo casos, la trayectoria de esfuerzos efectivos es la misma. Lo mismo puede afirmarse para el caso de las pruebas de extensión. La explicación de este hecho aparentemente desconcertante es simple. Para ello considérense dos muestras de arcilla, ambas consolidadas bajo la presión σ_c . A la primera muestra se le aumenta el esfuerzo axial en una magnitud p . Como resultado de este incremento en el esfuerzo axial aparece una presión de poro u_1 (positiva siempre, si la muestra es

normalmente consolidada). Las presiones efectivas lateral y axial serán ahora $\bar{\sigma}_r = \sigma_c - u_1$ y $\bar{\sigma}_a = \sigma_c + p - u_1$. Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c$ y $\sigma_a = \sigma_c + p$ están representados por el punto 1 de la Fig. XII-j.3. Los esfuerzos efectivos $\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_a$ estarán representados por el punto 2 localizado precisamente sobre una paralela al eje isotrópico, ya que para obtener los esfuerzos efectivos se restó un esfuerzo isotrópico (la presión de poro u) de los esfuerzos totales.

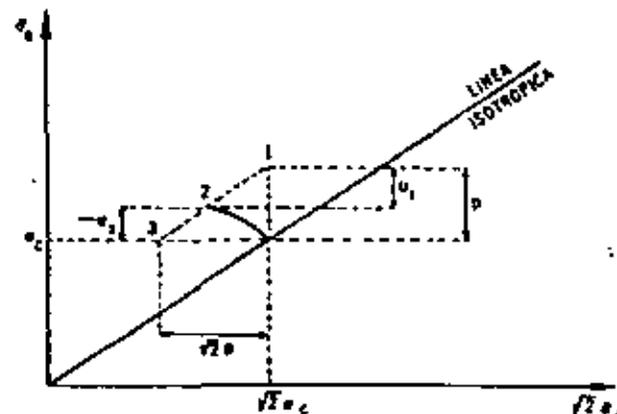


Figura XII-j.3. Justificación de la trayectoria única de esfuerzos efectivos en pruebas triaxiales no drenadas.

A la segunda muestra se le disminuye ahora el esfuerzo lateral, en una magnitud también igual a p . Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c - p$ y $\sigma_a = \sigma_c$ están ahora representados por el punto 3.

La presión de poro resultante ahora será u_2 . Sin embargo, u_2 está relacionado con u_1 y p como sigue: la segunda muestra puede considerarse como la superposición de la primera muestra más un estado isotrópico de esfuerzos de tensión de magnitud p , tal como se muestra en la Fig. XII-j.4. De esta figura es evidente que $u_2 = u_1 - p$. Por lo tanto los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_r &= \sigma_c - p - u_2 = \sigma_c - p - (u_1 - p) = \sigma_c - u_1 \\ \sigma_a &= \sigma_c - u_2 = \sigma_c - (u_1 - p) = \sigma_c + p - u_1\end{aligned}$$

Es decir, los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán idénticos a los de la primera y consecuentemente el punto que los represente en el plano de esfuerzos efectivos será el mismo. Este razonamiento puede extenderse para otras trayectorias de esfuerzos totales en pruebas de compresión.

Similarmente, las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas de extensión también son únicas en el sentido de que no dependen de la trayectoria de esfuerzos totales.

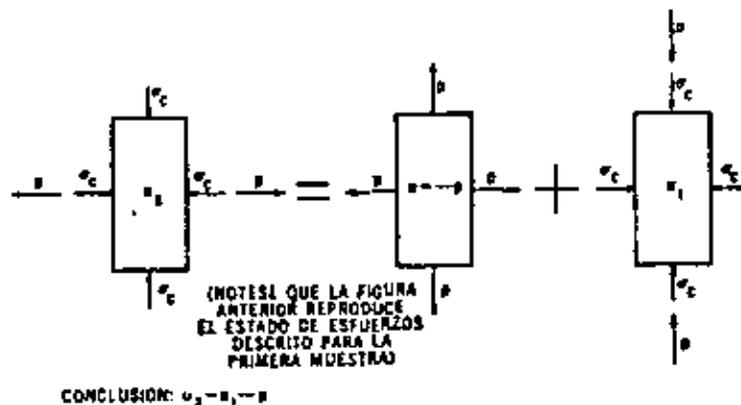


Figura XII-j.4. Relación entre u_1 , u_2 y u_3 en dos pruebas triaxiales de compresión no drenadas.

Cuando se hace una prueba no drenada, el contenido de agua del espécimen permanece constante y, por lo tanto, cada trayectoria de esfuerzos efectivos obtenida en la prueba representa una curva de contenido de agua constante. A mayor presión hidrostática en la primera etapa de la prueba, bajo la cual se haya consolidado el espécimen, el contenido de agua con que se inicie la segunda etapa será menor, de manera que las diversas curvas con contenido de agua constante tendrán este valor tanto menor cuanto mayor sea la presión de consolidación en la primera etapa. En una prueba triaxial drenada, la trayectoria de esfuerzos efectivos es fija y depende del tipo de prueba que se realice, pero en cambio

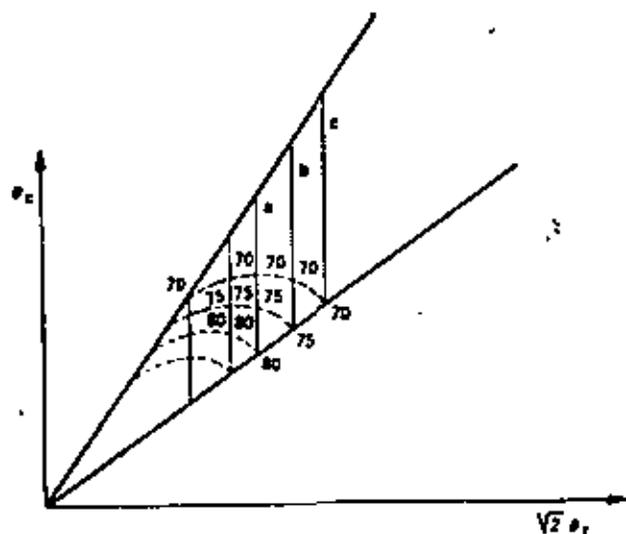


Figura XII-j.5. Trazo de los contornos de igual contenido de agua en pruebas triaxiales drenadas.

el volumen de la muestra va cambiando. Por ejemplo en la Fig. XII-j.5 se supone que se realizan pruebas drenadas de compresión aumentando el esfuerzo axial. En los tres casos se realizó una prueba de compresión drenada, con los contenidos de agua iniciales para la segunda etapa de 80, 75 y 70%; las trayectorias de esfuerzos efectivos a , b y c , son verticales hasta la falla.

A lo largo de la trayectoria a , por ejemplo, el volumen de la muestra irá disminuyendo y lo mismo el contenido de agua; este último valor podrá indicarse en cada punto de la trayectoria, si se han tomado durante la prueba los datos necesarios para ello. Si esto se hace frecuentemente en todas las trayectorias podrán trazarse con suficiente aproximación curvas que unan puntos de igual contenido de agua constante a partir de las pruebas drenadas.

En la Fig. XII-j.6 se presentan los contornos de contenido de agua constante obtenidos por D. J. Henkel para la arcilla de Weald (Inglaterra);¹⁸ con línea llena aparecen los correspondientes a pruebas no drenadas y con línea punteada a las pruebas drenadas. Puede observarse que las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas ($w = cte$) se corresponden muy bien con las curvas de igual contenido de agua en pruebas drenadas, lo que indujo a Henkel a postular que entre esfuerzos efectivos y contenido de agua debía existir una relación única.

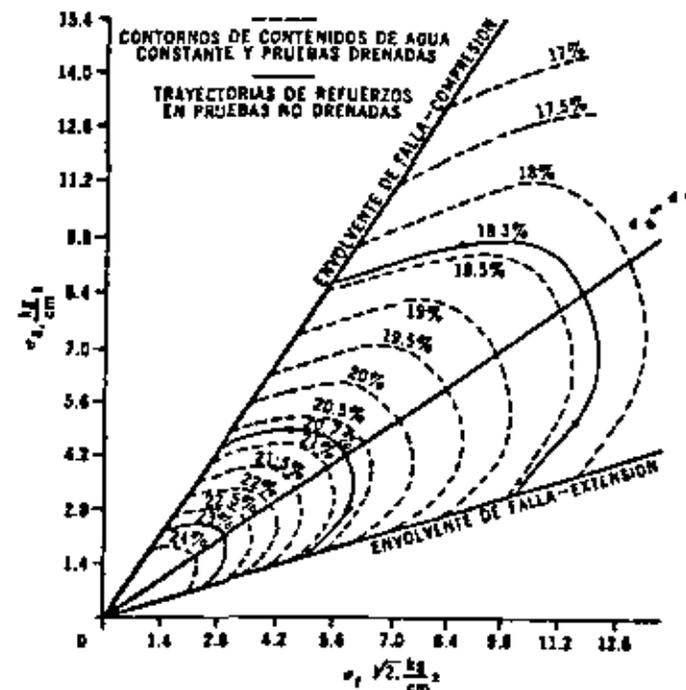


Figura XII-j.6. Contornos de contenido de agua constantes para la arcilla de Weald normalmente consolidada.

En la Fig. XII-j.7 se presentan los mismos contornos para la misma arcilla remoldeada de Weald, preconsolidada, con máxima presión de consolidación de 8.5 kg/cm^2 (120 lb/plg^2). En este caso los contornos ya son diferentes, pues según el grado de preconsolidación crece, las muestras acusan inclusive aumento de volumen y, por lo tanto, de contenido de agua. Nuevamente Henkel hace notar la buena concordancia entre los contornos correspondientes a pruebas drenadas y no drenadas.

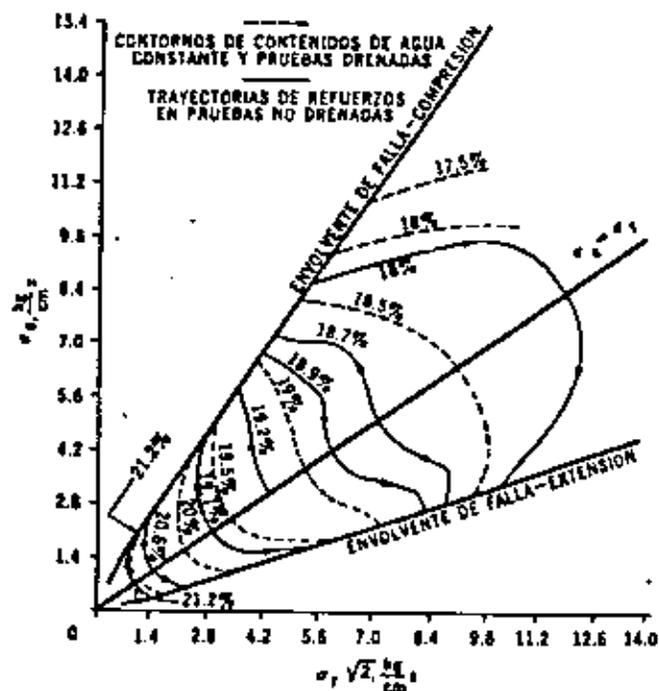


Figura XII-j.7. Contornos de contenido de agua constante para la arcilla de Weald preconsolidada. Presión máxima de consolidación: 8.5 kg/cm^2 (120 lb/plg^2).

Cabe también mencionar que las envolventes de falla, tanto en arcillas normalmente consolidadas como en las preconsolidadas, resultaron comunes para las pruebas drenadas y no drenadas.

La utilización práctica de cierto interés en los resultados de la investigación mencionada estriba en que una vez establecidas las envolventes de falla y la relación entre esfuerzos efectivos y contenido de agua, sea con el uso de pruebas drenadas o no drenadas, pueden predecirse los resultados de cualquier prueba triaxial hecha a la misma arcilla, en lo relativo a cambios volumétricos y evolución de presión de poro. Así, por ejemplo, en una prueba drenada se trazará la trayectoria de esfuerzos efectivos que se siga en la prueba y sus intersecciones con los diferentes contornos de contenido de agua constante, irán indicando los cambios

volumétricos que tengan lugar y la intersección con la envolvente dará la resistencia y el cambio volumétrico en la falla.

Como comentario final puede decirse que la unicidad de la relación entre contenido de agua y esfuerzos efectivos ha sido aproximadamente comprobada por Henkel sólo para la arcilla de Weald, por lo que de ninguna manera debe verse como una propiedad general, por lo menos en opinión de los autores.

ANEXO XII-k

Problemas resueltos

1. El estado de esfuerzos plano de un cuerpo está definido por los siguientes esfuerzos:

$$\sigma_1 = 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compresión.}$$

$$\sigma_2 = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tensión.}$$

Determine, por el círculo de Mohr, los esfuerzos normal y tangencial en un plano inclinado 10° con respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal menor. Verifique los resultados analíticamente. Use la convención aceptada en Mecánica de Suelos, según la cual los esfuerzos de compresión son positivos y los de tensión negativos.

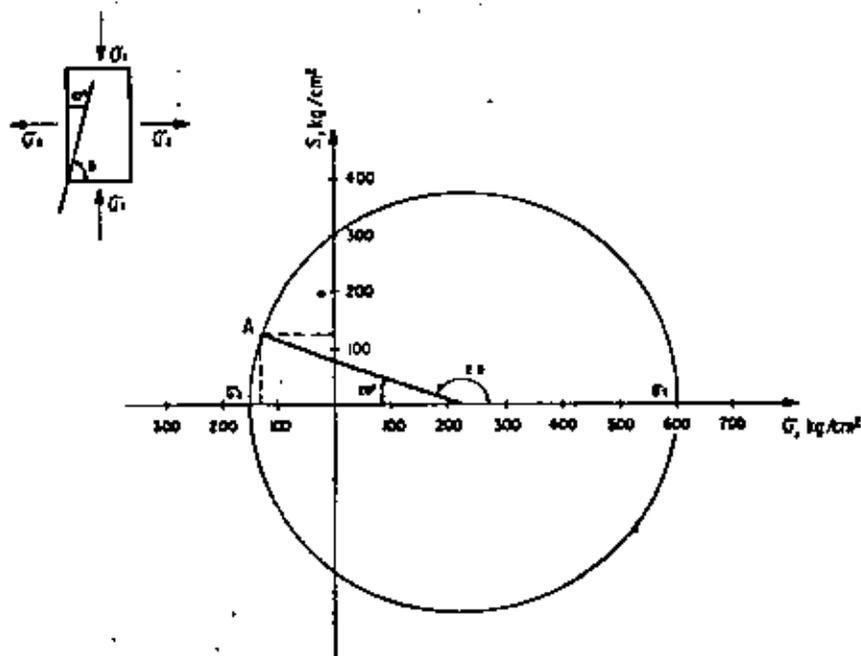


Figura XII-k.1. Esquema operativo.

Solución.

Los esfuerzos pedidos son las coordenadas del punto A en la Fig. XII-k.1.

$$\sigma = -125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 125 \text{ kg/cm}^2$$

Análiticamente:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta \quad (11-18)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta \quad (11-19)$$

$$\theta = 90^\circ - 10^\circ = 80^\circ$$

$$\therefore \sigma = \frac{600 - 150}{2} + \frac{600 + 150}{2} \cos 160^\circ = -126 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{600 + 150}{2} \sin 160^\circ = 126 \text{ kg/cm}^2$$

2. Un estado de esfuerzos plano en una masa de arena puramente friccionante y compacta, está definido por los siguientes esfuerzos:

Esfuerzo normal en el plano horizontal = 3.7 kg/cm².

Esfuerzo normal en el plano vertical = 2.0 kg/cm².

Esfuerzo cortante en los planos vertical y horizontal = 0.8 kg/cm².

Determine por medio del Círculo de Mohr la magnitud y dimensión de los esfuerzos principales y diga si el estado de esfuerzos mencionado es de falla.

Solución.

Con relación a la Fig. XII-k.2:

$$\sigma_1 = 4.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$2\theta = \text{ang tan} \frac{0.8}{3.7 - 2.85} = \text{ang tan} \frac{0.8}{0.85}$$

$$\therefore 2\theta = 43.2^\circ \text{ y } \theta = 21.6^\circ$$

El esfuerzo principal σ_1 actúa en el plano AB y el σ_2 en el CD (Fig. XII-k.2).

El estado de esfuerzos es de falla, puesto que la definición de un estado de esfuerzos plano involucra que el otro esfuerzo principal, en la dirección normal al papel valga cero y si se trazan en este caso los círculos de Mohr del estado general de esfuerzos (tridimensional) se ve que el

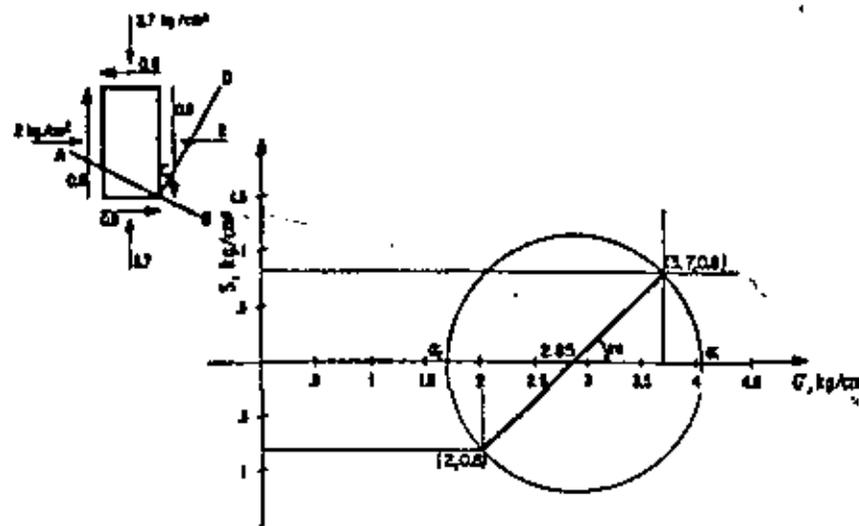


Figura XII-k.1. Esquema operativo.

círculo que define a σ_2 en este caso ha de cortar a cualquier envolvente; recta que pase por el origen.

De hecho todo estado de esfuerzos plano en arenas será de falla, pues no puede haber equilibrio en la arena con un esfuerzo principal nullo, por falta de confinamiento.

3. En una prueba triaxial lenta realizada en una muestra de arena, la presión de cámara es de 3.2 kg/cm² y el esfuerzo desviador en la falla es de 8.3 kg/cm². Suponiendo que la envolvente de falla de la arena es una recta que pasa por el origen, determine el ángulo ϕ de la arena.

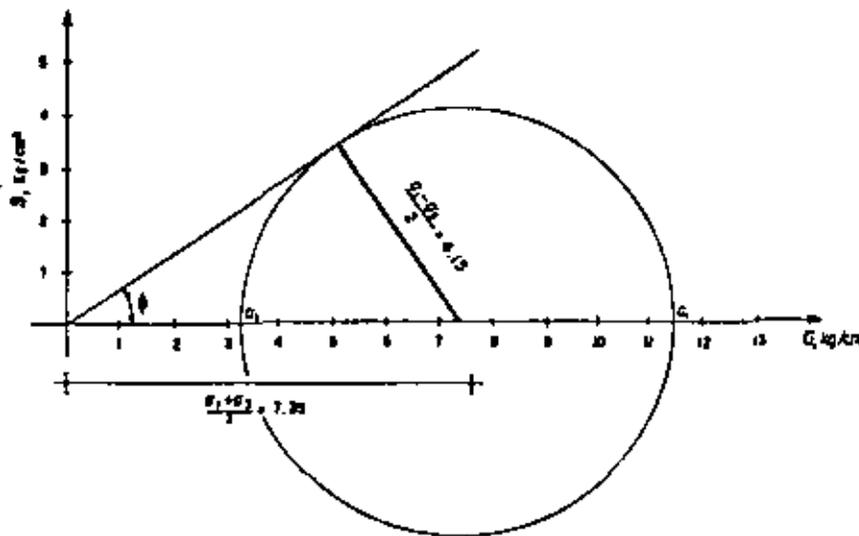


Figura XII-k.3. Esquema operativo.

Solución.

Con relación a la Fig. XII-k.3 se tiene.

Análíticamente:

$$\begin{aligned} \operatorname{sen} \phi &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{8.3}{14.7} = 0.565 \\ \therefore \phi &= 34.4^\circ \end{aligned}$$

4. En una prueba de corte directo drenada hecha a una muestra de arena puramente friccionante, el esfuerzo normal sobre la muestra fue de 3 kg/cm^2 y el esfuerzo cortante horizontal en la falla fue de 2 kg/cm^2 . Suponiendo una distribución uniforme de esfuerzos en la zona de falla y una envolvente de resistencia recta y pasando por el origen, determínese por medio del círculo de Mohr, la magnitud y dirección de los esfuerzos principales en la falla.

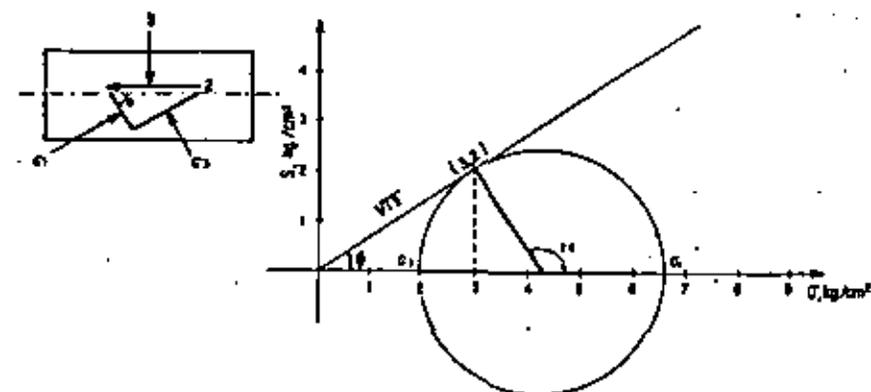


Figura XII-k.4. Esquema operativo.

Solución.

Con referencia a la Fig. XII-k.4:

$$\begin{aligned} \tan \phi &= \frac{2}{3} \therefore \phi = 33.7^\circ \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} &= \sqrt{13} \tan \phi = 3.6 \times \frac{2}{3} = 2.4 \\ \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} &= \frac{\sqrt{13}}{\cos \phi} = \frac{13}{3} = 4.3 \\ \therefore \sigma_1 &= 6.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_3 &= 1.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El ángulo θ se obtiene con la expresión:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{33.7^\circ}{2} = 62^\circ$$

5. La resistencia a la compresión simple de un suelo arenoso muy fino húmedo y compacto es de $2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y su ángulo de fricción interna puede estimarse en 40° .

¿Cuál será la presión σ_c necesaria para producir sobre la resistencia de suelo seco el mismo efecto que la cohesión aparente por capilaridad, e las mismas condiciones de compactad?

Solución.

Con referencia a la Fig. XII-k.5.

En la prueba de compresión simple, el círculo de esfuerzos efectivos ha de ser tangente a la envolvente de resistencia a 40° y tener como diámetro $q_u = 2 \text{ tn/m}^2$.

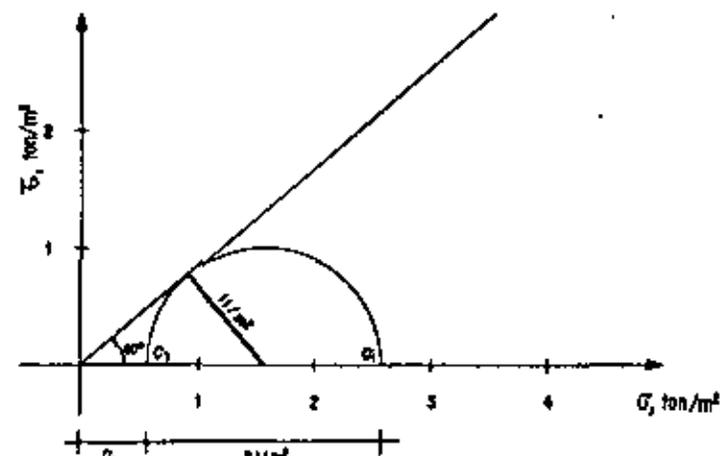


Figura XII-k.5. Esquema operativo.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \sigma_c + 1 &= \frac{1}{\operatorname{sen} 40^\circ} \text{ y } \sigma_c = \frac{1}{\operatorname{sen} 40^\circ} - 1 = \frac{1}{0.64} - 1 \\ \therefore \sigma_c &= 0.56 \text{ tn/m}^2. \end{aligned}$$

6. Una muestra inalterada de una arcilla orgánica ha sido sometida a pruebas triaxiales. La carga de preconsolidación, determinada de pruebas de consolidación, está entre los valores 0.9 y 1.6 kg/cm^2 .

En dos pruebas lentas los esfuerzos principales en la falla fueron:

Prueba N° 1 $\sigma_3 = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_1 = 7.04 \text{ kg/cm}^2$

Prueba N° 2 $\sigma_3 = 2.78 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_1 = 9.79 \text{ kg/cm}^2$

En una prueba rápida consolidada con medición de la presión de poro se obtuvieron los resultados siguientes. La presión efectiva de consolidación fue de 3.30 kg/cm^2 y la prueba fue de compresión axial.

Esfuerzo deviator (kg/cm ²)	Deformación (%)	Presión de poro (kg/cm ²)
0	0	0
0.30	0.06	0.15
0.60	0.15	0.32
0.90	0.30	0.49
1.20	0.53	0.73
1.50	0.90	1.05
1.80	1.68	1.44
2.10	4.40	1.87
2.40	15.50	2.98

- Calcule el ángulo de inclinación, ϕ , de la envolvente en pruebas lentas, para presiones superiores a la carga de preconsolidación.
- Para la prueba rápida consolidada dibuje las curvas de esfuerzo deviator y presión de poro contra deformación y la de presión de poro contra esfuerzo deviator.
- Suponiendo que esta prueba rápida consolidada es representativa para todas las pruebas de este tipo realizadas a presiones mayores que la carga de preconsolidación, indique: 1) ¿Cuál es la inclinación ϕ , de la envolvente en términos de esfuerzos totales? 2) ¿Cuál es la inclinación ϕ_r , de la envolvente en términos de esfuerzos efectivos (línea F de Casagrande).

Solución.

- Con los datos proporcionados para las pruebas lentas puede construirse la Fig. XII-k.6. En ella se ve: $\phi = 34^\circ$
- Con los datos de la tabla correspondiente a la prueba rápida consolidada pueden construirse las Figs. XII-k.1 y XII-k.8, que proporcionan las curvas pedidas.
- Esta parte del problema se refiere al contenido del Anexo XII-d. Ha de encontrarse el círculo de esfuerzos totales correspondiente al instante de la falla en la prueba R_r .

$$\sigma_3 = 3.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 3.30 + 2.40 = 5.70 \text{ kg/cm}^2$$

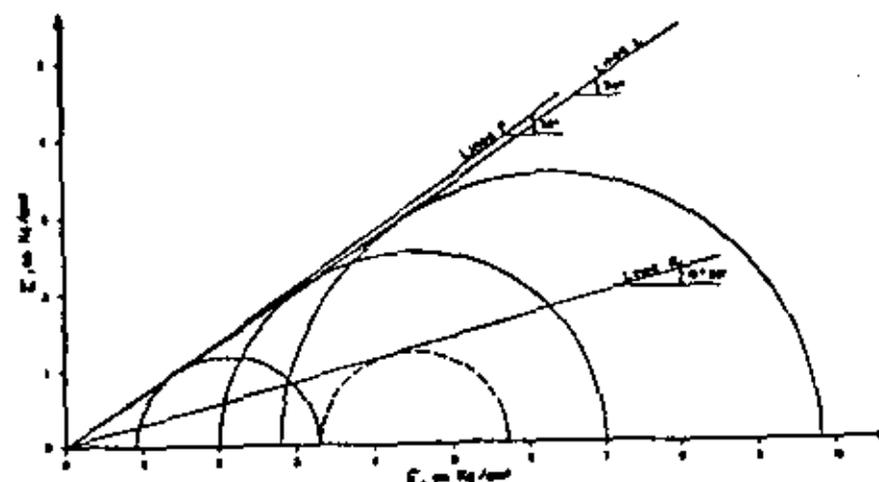


Figura XII-k.6. Esquema operativo.

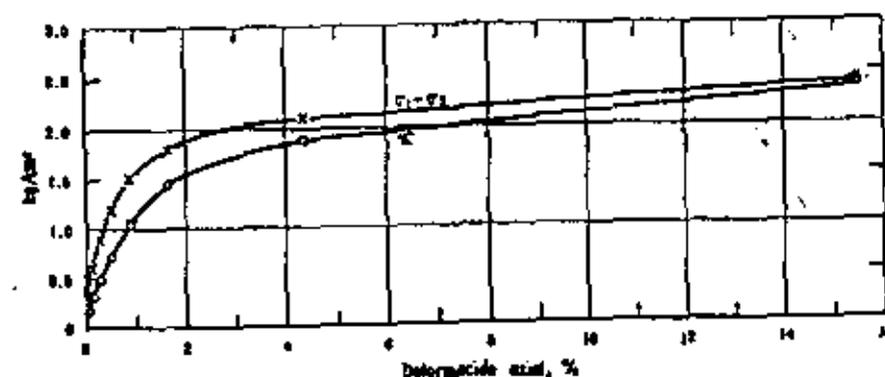


Figura XII-k.7.

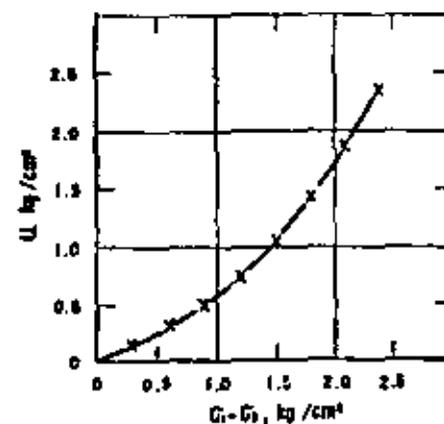


Figura XII-k.8.

Con esos datos se dibuja el círculo discontinuo de la Fig. XII-k.6. En ella se ve que:

$$\phi' = 15^{\circ}30'$$

El círculo en términos de esfuerzos efectivos, correspondiente al instante de la falla en la prueba R_{20} , se dibuja con los datos:

$$\bar{\sigma}_3 = 3.30 - 2.38 = 0.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 = 5.70 - 2.38 = 3.32 \text{ kg/cm}^2$$

(Datos del enunciado. Ver tabla).

El ángulo de la línea F (Anexo XII-d) resulta:

$$\phi_p = 35^{\circ}$$

Problemas propuestos

1. Los resultados de una serie de pruebas triaxiales lentas realizadas en una arena puramente friccionante son como se indican en la siguiente tabla. La relación de vacíos de todas las muestras fue aproximadamente la misma al principio de cada prueba. Trace los círculos de resistencia y dibuje la envolvente para la serie de pruebas. Indique el valor de ϕ que deberá usarse al analizar problemas de estabilidad en los que el nivel de los esfuerzos normales esté entre:

- 1) 0 y 5 kg/cm²
- 2) 10 y 15 kg/cm²
- 3) 30 y 60 kg/cm²
- 4) 0 y 60 kg/cm²

TABLA

Prueba	Presión confinante kg/cm ²	Esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) kg/cm ²
1	1.00	4.80
2	4.00	18.70
3	9.97	40.8
4	18.8	70.5
5	29.9	102.0
6	38.5	126.9

Respuesta:

- $$\phi_{0-5} = 45^{\circ}$$
- $$\phi_{10-15} = 42^{\circ}$$
- $$\phi_{30-60} = 39^{\circ}$$
- $$\phi_{0-60} = 40^{\circ}$$

2. Los resultados de dos pruebas triaxiales lentas a diferente presión confinante realizadas en una arena puramente friccionante de compactación media son como se indica. La relación de vacíos de ambos especímenes fue aproximadamente la misma al principio de las pruebas. Trace en una misma hoja para cada prueba, las gráficas "esfuerzo desviador" —deformación axial y deformación volumétrica— deformación axial. Estime los módulos tangentes iniciales de deformación y la deformación en la falla para cada una de las pruebas.

Prueba N° 1 $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$			Prueba N° 2 $\sigma_c = 30.1 \text{ kg/cm}^2$		
Def. axial (%)	Esfuerzo desviador (kg/cm ²)	Def. vol. (%)	Def. axial (%)	Esfuerzo desviador (kg/cm ²)	Def. vol. (%)
0	0	0	0	0	0
1.71	3.25	-0.10	0.82	20.9	-0.68
3.22	4.14	+0.60	2.50	42.9	-1.80
4.76	4.41	+1.66	4.24	58.1	-2.71
6.51	4.39	+2.94	6.00	69.5	-3.36
8.44	4.05	+4.10	7.76	77.6	-3.88
10.4	3.70	+5.10	9.56	83.5	-4.27
12.3	3.44	+5.77	11.4	87.1	-4.53
14.3	3.33	+6.33	13.2	89.8	-4.71
16.3	3.19	+6.70	14.9	91.2	-4.84
18.3	3.18	+7.04	16.8	91.4	-4.92
20.4	3.08	+7.34	18.6	91.0	-4.96
			20.5	90.9	-5.01

Respuesta:

Prueba N° 1.

Módulo tangente inicial de deformación: 3 kg/cm².
Deformación en la falla: 5%.

Prueba N° 2.

Módulo tangente inicial de deformación: 30 kg/cm².
Deformación en la falla: 15%.

3. Los resultados de pruebas de compresión simple en muestras de una arcilla en estados inalterado y remoldeado son como se indican. Determine tanto para el espécimen inalterado como para el remoldeado la resistencia a la compresión, el módulo tangente inicial de deformación y el módulo secante de deformación al 50% de la resistencia. Determine la sensibilidad de la arcilla. Indique usted la resistencia al esfuerzo cortante que deberá usarse en la solución de un problema práctico de estabilidad en esta arcilla en estado inalterado si no ocurre cambio en su contenido de agua durante la aplicación de la carga.

Estado inalterado		Estado remoldeado	
Def. axial (%)	Esf. desviador (kg/cm ²)	Def. axial (%)	Esf. desviador (kg/cm ²)
1	0.33	1	0.07
2	0.61	2	0.11
4	1.09	4	0.23
6	1.33	6	0.32
8	1.49	8	0.40
12	1.60	12	0.47
16	1.61	16	0.50
20	1.61	20	0.51

Respuesta:

Especimen inalterado:

Resistencia a la compresión: 1.60 kg/cm².

Módulo tangente inicial de deformación: 0.35 kg/cm².

Módulo secante de deformación al 50% de la resistencia: 0.30 kg/cm².

Especimen remoldeado:

Resistencia a la compresión: 0.50 kg/cm².

Módulo tangente inicial de deformación: 0.07 kg/cm².

Módulo secante de deformación al 50% de la resistencia: 0.05 kg/cm².

Sensibilidad de la arcilla: 3.2.

Resistencia al esfuerzo cortante pedida: 0.80 kg/cm².

4. Una muestra inalterada de arcilla tiene una carga de preconsolidación de 5 kg/cm².

Diga en cuál de las siguientes pruebas triaxiales esperaría tener mayor resistencia y explique la razón para ello.

a) Una prueba lenta realizada con $\sigma_c = 0.1$ kg/cm².

b) Una prueba rápida-consolidada realizada con $\sigma_c = 0.1$ kg/cm².

Respuesta:

En la rápida-consolidada.

Para razonar vea la Fig. XII-22 y compare las líneas R_c

y L , para una presión de cámara de $\frac{1}{50}$ de la carga

de preconsolidación.

5. En un suelo fino no saturado se tuvieron los siguientes resultados en un conjunto de tres pruebas triaxiales rápidas.

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)
0.25	1.05
0.75	2.05
1.50	3.10

Calcule el valor de los parámetros de cálculo c y ϕ que podría considerarse para la elaboración de un proyecto en el que el nivel de esfuerzos normales vaya a estar comprendido entre 1.5 y 2.0 kg/cm².

Respuesta:

$$c = 0.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 9.5^\circ$$

6. En una prueba directa de esfuerzo cortante se empleó una presión normal de 8.75 kg/cm² produciéndose la falla con un esfuerzo cortante de 4 kg/cm². Determine con la teoría del círculo de Mohr los esfuerzos principales máximo y mínimo en el instante de la falla.

Respuesta:

$$\sigma_1 = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

7. Una muestra de arcilla extraída de 8 m de profundidad se sometió a una prueba triaxial rápida y falló con un esfuerzo desviador de 1 kg/cm². En prueba lenta se determinó para esa arcilla un valor $\phi = 26.5^\circ$. También se sabe que $\gamma_w = 1.55 \frac{\text{tan}}{\text{m}}$. Calcule la presión de poro en la muestra en el instante de la falla en la prueba rápida.

Respuesta:

$$u = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

8. Calcule el esfuerzo desviador en la falla para un suelo al que se hace una prueba triaxial drenada con $\sigma_c = 2$ kg/cm², si ese suelo tiene como parámetros de resistencia $c = 0.5$ kg/cm² y $\phi = 35^\circ$.

Respuesta:

$$p_c = 7.30 \text{ kg/cm}^2$$

9. En una arcilla normalmente consolidada se calculó el ángulo ϕ en prueba lenta, que resultó de 30° .

En una prueba rápida-consolidada en la misma arcilla se produjo la falla con $\sigma = 4.5$ kg/cm² y $\sigma_1 = 6.5$ kg/cm². Estime la presión de poro en la falla en la prueba rápida-consolidada y el valor del ángulo ϕ aparente en ella obtenido.

Respuesta:

$$\alpha = 3.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 12^\circ$$

10. Se han hecho tres pruebas triaxiales drenadas con un cierto suelo predominantemente friccionante, obteniéndose los siguientes resultados:

Prueba	σ_3 (tn/m^2)	σ_1 (tn/m^2)
1	2	8.2
2	4	16.0
3	6	24.4

Dibuje el diagrama de Mohr de las tres pruebas y calcule en él el valor del ángulo ϕ del suelo. Calcule en cada uno de los tres casos el esfuerzo cortante actuante en el plano de falla, en el instante de la falla.

Respuesta:

$$\phi = 37^\circ 20'$$

$$\tau_1 = 2.4 \text{ tn/m}^2$$

$$\tau_2 = 4.8 \text{ tn/m}^2$$

$$\tau_3 = 7.2 \text{ tn/m}^2$$

Referencias

1. Coulomb, C. A.—*Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*—Mémoires de l'Académie Royale—Vol. VII—Paris—1776.
2. Baker, B.—*The actual lateral pressure of earthwork*—Minutes of Proceedings—Inst. C. E.—Vol. LKV—1881.
3. Terzaghi, K.—*Erdbaumechanik*—Viena—1925.
4. Casagrande, A.—Discusión a un artículo de L. Jürgenson titulado *The application of the Theory of Elasticity and Theory of Plasticity to Foundation Problems*—Journal, Boston Soc. of Civ. Eng.—Vol. 21—1934.
5. Hvorslev, J.—*Conditions for Failure of Remolded Cohesive Soils*—Proc. 1st Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering—Cambridge, Mass.—Vol. III—1936.
6. Casagrande, A.—*Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*—Contribution to Soil Mechanics of the Boston Soc. of Civ. Eng.—1940.
7. Waterways Experimental Station—*Soil Mechanics Fact Fluiding Survey*—Progress report—Triaxial Shear Research—Vicksburg, Miss., U.S.A.
8. Chen, L. S.—*Stress Reformation and Strength Characteristics of Cohesionless Soils*—Tesis Doctoral—Universidad de Harvard—1944.
9. Casagrande, A. y Wilson, S. D.—*Prestress Induced in Consolidated—Quick Triaxial Tests*—Harvard Soil Mechanics Series N° 42—1953.
10. Casagrande, A. y Hirschfeld, R. C.—*First Progress Report on Investigation of Stress Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*—Harvard Soil Mechanics Series N° 61—1960.

11. Skempton, A. W.—*The pore-pressure Coefficients A and B*—Geotechnique—Vol. IV—1954.
12. Henkel, D. J.—*The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays*—Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils—A.S.C.E.—Colorado—1960.
13. Bjerrum, L.—*Engineering Geology of Norwegian Normally—Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings*—7^a Conferencia Rankine—Geotechnique—Vol. XVII—N° 2—1967.
14. Henkel, D. J. y Wade, N. H.—*Plane Strain Test on a Saturated Remoulded Clay*—Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division—A.S.C.E.—Vol. 92—SM-6—1966.
15. Juárez Badillo, E.—*Pore Pressure Functions in Saturated Soils*—NRC and ASTM. Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils—Ottawa—1963.
16. Hvorslev, M. J.—*Physical Components of the Shear Strength of Cohesive Soils*—A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils—Boulder, Colorado—1960.
17. Juárez Badillo, E.—*Compressibility of Soils—Behaviour of Soil under Stress Symposium*—Indian Institute of Science—Bangalore, India—1965.
18. Rendulic, L.—*Ein Grundgesetz der tonmechanik und sein experimenteller basis*—Bauingenieur—1937.
19. Henkel, D. J.—*The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays*—Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado—1960.
20. Skempton, A. W.—*Long-Term Stability of Clay Slopes*—IV Rankine Lecture. Geotechnique—Vol. XIV—1964.

Bibliografía

- Theoretical Soil Mechanics*—K. Terzaghi—John Wiley and Sons, Inc.—1956.
- La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad. O. Moretto)—El Ateneo Ed.—1955.
- Fundamentals of Soils Mechanics*—D. W. Taylor—John Wiley and Sons, Inc.—1956.
- Soils Mechanics, Foundations and Earth Structures*—G. Tschebotarioff—McGraw-Hill Book Co.—1951.
- Mecánica del Suelo*—J. A. Jiménez Salas—E. Dossat—1954.
- Traité de Mécanique des Sols*—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier—Villars Ed.—1956.
- Mécanique des Sols et Fondations*—J. Verdeyen—Ed. Eyrelles—1952.
- Soils Mechanics for Road Engineers*—Road Research Laboratory D.S.I.R.—Her Majesty's Stationary Office—Londres—1959.
- Direct Measurement of Shear Stress in Soil Mass*—R. G. Ahlvin—Proc. Highway Research Board—1954.
- Undrained Triaxial Tests on Saturated Sand and their Significance in the General Theory of Shear Strength*—A. W. Bishop y A. K. Gamal—Proc. 3rd Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering—Vol. I—1953.
- Fundamental Considerations on the Shear Strength of Soils*—L. Bjerrum—Geotechnique—Vol. II—209—1951.
- The Shearing Resistance of Soil*—A. Casagrande—Proc. Soils Found. Conference U.S. Eng. Department—Boston—1939.
- Triaxial Shear Research*—A. Casagrande—Waterways Experiment Station—Vicksburg—1947.
- The Effect of Overconsolidation on the Behavior of Clays during Shear*—D. J. Henkel—Geotechnique—Vol. VI, N° 4—1956.
- Mecánica de Suelos* (Instructivo para Ensayo de Suelos)—Sra. de Recursos Hidráulicos—México—1954.
- Laboratory Testing in Soil Engineering*—T. N. W. Akroyd—G. T. Faulis and Co.—1957.
- Soil Testing for Engineers*—T. W. Lambe—John Wiley and Sons, Inc.—1958.

CAPITULO V

ESTABILIDAD DE TALUDES

V-1. Generalidades

Se comprende bajo el nombre genético de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

Aun cuando las laderas naturales pueden plantear y de hecho plantean problemas que pueden llegar a ser de vital importancia, en este capítulo se tratarán en forma predominante los taludes artificiales, pero se mencionarán las características más importantes que pueden ser fuente de preocupación ingenieril en las laderas naturales.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos, etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

Es obvio que la construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, durante casi toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas. La expansión del ferrocarril y el canal primero y de la carretera después, provocaron los primeros intentos para un estudio racional de este campo; pero no fue sino hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios, que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencia sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento

particular de estas estructuras. La historia del desarrollo de la técnica constructiva de presas de tierra y de los métodos de análisis de las mismas es uno de tantos ejemplos en apoyo de la afirmación anterior: hoy, gracias a los aportes de la Mecánica de Suelos al análisis de taludes, entre otras razones, se construyen doquiera presas que hace apenas 30 o 40 años se estimarían imposibles de realizar.

Por principio de cuentas es necesario dejar establecido el hecho de que la determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio material que constituye un talud es un problema no resuelto en general en la actualidad, ni aún para casos idealizados, como serían los de suponer el material elástico o plástico. Esto hace que los procedimientos usuales de análisis de estabilidad estructural no pueden utilizarse, por lo que ha de recurrirse a métodos que, por lo menos en la época en que comenzaron a usarse, eran de tipo especial. En rigor estos métodos se encasillan hoy entre los de "Análisis Límite", que cada día van siendo más frecuentes en todos los campos de la Ingeniería. En esencia estos métodos consisten todos en imaginar un mecanismo de falla para el talud (la forma específica de este mecanismo se busca frecuentemente en la experiencia) y en aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, de manera de ver si, con tal resistencia, hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse. En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta. Al analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia que se le considere.

En el campo del estudio de los taludes existen pioneros de labor muy meritoria. Collin (1845) ¹ habló por vez primera de superficies de deslizamiento curvas en las fallas de los taludes e imaginó mecanismos de falla que no difieren mucho de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño. Desgraciadamente sus ideas, obtenidas de una observación muy objetiva de la realidad, se vieron obstaculizadas por opiniones anteriores y contrarias de Ch. A. Coulomb ² quien preconizó la falla plana de los taludes, hipótesis mucho menos fecunda, según se demostró en el desarrollo posterior del campo y vio impuestas sus ideas quizá por el hecho de su mayor prestigio y autoridad. Las ideas de superficie de deslizamiento no plano fueron resucitadas en Suecia (1916) por Petterson, quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gotemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva y fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes del campo de los taludes. La escuela sueca propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia; con esto se busca sobre todo facilidad en los cálculos, pues desde un

principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

En la actualidad, la investigación está muy lejos de haber resuelto todos los aspectos del análisis de los taludes y se están estudiando en muchas partes otras teorías y métodos de cálculo.

La Teoría de la Elasticidad y la Plasticidad ofrecen perspectivas de interés, que también están probándose con los mismos fines.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos: hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica: es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

V-2. Tipos y causas de falla más comunes

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan en lo que sigue:

a) *Falla por deslizamiento superficial*

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado.

El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y, en este caso, generalmente abarca áreas tan importantes que cual-



Deslizamiento superficial de grandes proporciones (carretera Huixtla-Motasiñla. El problema fue evitado con cambio de trazo)



Deslizamiento superficial. Nótese los indicios de carrilientos recientes en los cantiles del fonda (carretera directa Tijuana-Emanada)

quier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que un cambio en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento. El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraizan; inclinación de postes, por la misma razón; movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, y otras señales del mismo tipo.

Investigaciones recientes sobre comportamiento triaxial de suelos arcillosos en pruebas drenadas (Ref. 16) demuestran que su resistencia es una función del tiempo que dura la prueba; la curva esfuerzo-deformación también depende del tiempo que actúe sobre la muestra cada incremento de carga. Para cargas muy pequeñas respecto a la resistencia máxima, las diferencias de deformación en tiempos distintos son imperceptibles, pero cuando la carga es una fracción importante de la resistencia, la deformación axial crece mucho, si la carga se deja actuar largos periodos de tiempo. El efecto empieza a ser importante cuando la carga aplicada es del orden del 50% de la resistencia máxima, pero se nota claramente para cargas bastante menores.

En el deslizamiento superficial influye seguramente este fenómeno, pues los esfuerzos cortantes en la superficie del talud pueden actuar mucho tiempo sobre los materiales arcillosos.

b) Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes

En muchas laderas naturales se encuentra en movimiento hacia abajo una costra importante del material; no se trata ya de un mecanismo más o menos superficial, como el que se describe en el inciso a) anterior, sino de otro producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla (Refs. 17 y 18). Estos movimientos, a veces son tan lentos que pasan inadvertidos, hasta que el ingeniero ha de actuar en la zona, en alguna obra. Si los movimientos se aceleran se puede llegar a producir un deslizamiento de tierras. Parece ser que la mayor parte de este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. Un caso frecuente y tal vez el más sencillo es el que aparece en laderas formadas por depósitos de talud sobre otros materiales firmes estratificados, que siguen más o menos la inclinación de la ladera. En estos casos se observan con frecuencia superficies de falla prácticamente planas, que siguen los contactos entre los depósitos de talud y los materiales más resistentes de apoyo.

Este tipo de fallas se presenta en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo, producen deformaciones grandes, que llegan a generar la superficie de falla. Una vez generada la superficie, la resistencia disponible a lo largo de ella será la resistencia residual

(Capítulo 12 del Volumen I de esta obra) correspondiente a los materiales en contacto.

c) Falla por movimiento del cuerpo del talud

En contraste con los movimientos superficiales lentos, descritos en el inciso anterior, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

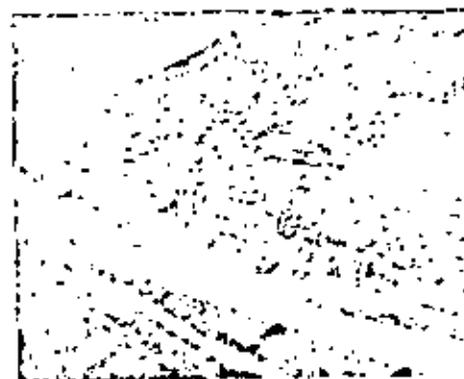
Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. En la fig. V-1 se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples.



Deslizamiento superficial. Nótese la inclinación del arbolado



*Falla por rotación
(carretera Guadalajara-Saltillo)*



*Falla por rotación
(carretera Tijuana-Ensenada)*



*Falla de base.
Nótese la salida de la superficie de falla adelante del pie del talud*

d) *Flujos*

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en si y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe, en si, una superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno (Ref. 19).

Estas fallas pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de roca, hasta arcillas francas: suceden tanto en materiales secos, como húmedos. Muchos flujos rápidos en materiales secos ocurren asociados a fenómenos de presión de aire, en los que éste juega un papel análogo al del agua en los fenómenos de licuación de suelos. Otros flujos, en suelos muy húmedos, son verdaderos procesos de licuación.

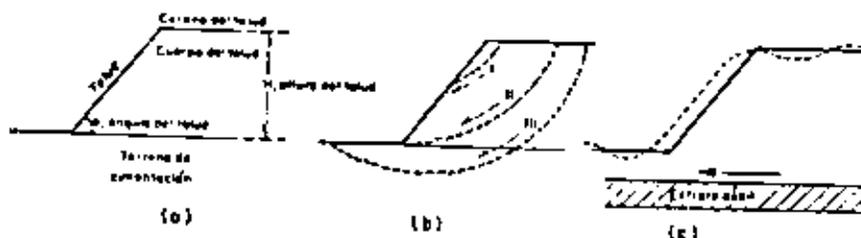


FIG. V-1. Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes

- a) Nomenclatura
- b) Fallas por rotación
 - I Local
 - II Por el pie del talud
 - III De base
- c) Falla por traslación sobre un plano débil

e) *Fallas por erosión*

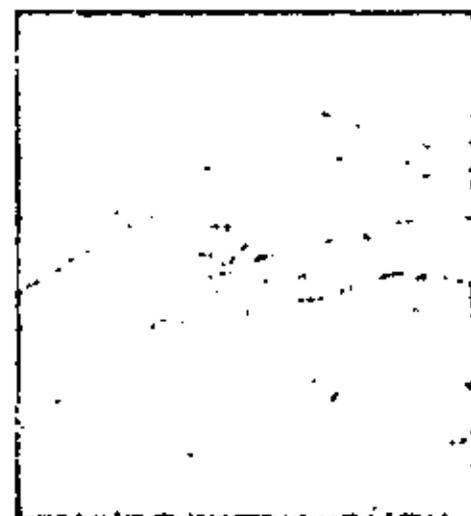
Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado.

f) *Falla por licuación*

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

g) *Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación*

Estas fallas se tratarán preferentemente en capítulos subsiguientes de esta obra.



Efecto de la erosión en un talud (carretera Compostela-Puerto Vallarta)

V-3 Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que deben usarse en las diferentes condiciones de análisis de estabilidad

En el párrafo XII-16 del Volumen I de esta obra se dieron las ideas necesarias para establecer el concepto de momento crítico de la vida de una estructura de tierra y se ligó éste con las condiciones a corto y largo plazo, que suelen ser las más relevantes.

Se insistirá ahora un poco en esos aspectos, a fin de analizar cualitativamente los cambios que pueden tener lugar en las condiciones mecánicas de los suelos con los que se construye una cierta estructura, ejemplificando las condiciones a corto y a largo plazo por un terraplén que se construya sobre un terreno arcilloso saturado y blando y por una excavación hecha en el mismo suelo, respectivamente

Considérese el terraplén de la Fig. V-2 (Ref. 20).

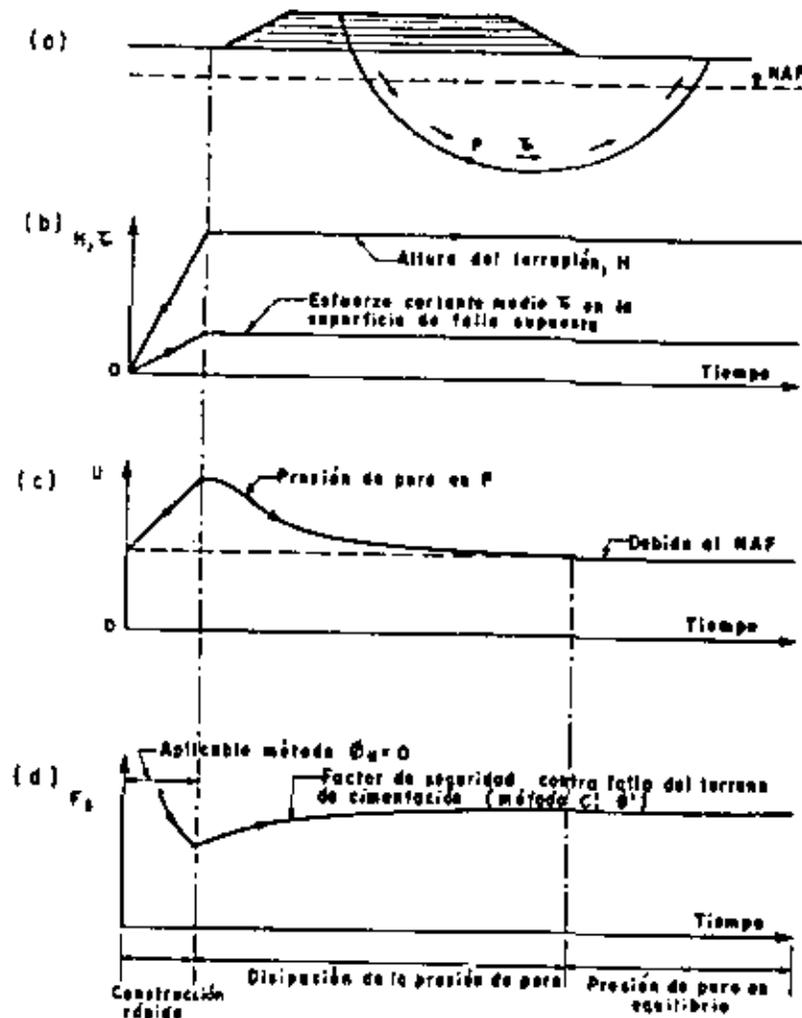


Fig. V-2 Terraplén construido sobre terreno arcilloso saturado.

En la parte a) aparece el terraplén y una supuesta superficie potencial de deslizamiento; en la parte b) se ha dibujado la variación de la altura del terraplén con el tiempo, así como el cambio del esfuerzo cortante medio en dicha superficie de falla. En la parte c) de la figura aparece la variación de la presión de poro en un punto P de la superficie de deslizamientos supuesta; finalmente, la parte d) indica en forma cualitativa cómo varía el factor de seguridad del terraplén contra el deslizamiento, definido, como se verá, como la relación de la resistencia media del suelo, al esfuerzo cortante medio actuante, ambos medidos a lo largo de la superficie de deslizamiento considerada.

Si la construcción se verifica en forma rápida, es decir, en un tiempo durante el cual no ocurre consolidación apreciable del terreno de cimentación, se tendrá un aumento sostenido de la presión de poro durante ese lapso, hasta un máximo al fin del mismo; a partir del fin de la construcción, la presión de poro tenderá a disiparse, tratando de volver al valor original que existía en P.

Las condiciones de seguridad contra el deslizamiento (parte d) empeoran durante el periodo de construcción, pues durante él aumenta el esfuerzo cortante medio actuante (al crecer el terraplén), en tanto que la resistencia potencial media a lo largo de la superficie de falla se mantiene la misma, por considerarse que en el lapso considerado no ha tenido lugar ninguna consolidación apreciable. A partir del fin de la construcción sobreviene la consolidación del suelo bajo el terraplén, aumenta la resistencia y correspondientemente mejoran las condiciones de estabilidad, pues el esfuerzo cortante medio ya no aumenta más.

Se ve así claramente que durante el periodo de construcción, la resistencia a considerar es la correspondiente a una prueba rápida ($c \neq 0; \phi = 0$); sin embargo, si se deseara cuantificar la condición final del terraplén debería considerarse el aumento de la resistencia al corte por consolidación, utilizando los parámetros correspondientes a una prueba lenta. En momentos intermedios de la vida del terraplén podrá cuantificarse la condición de estabilidad del mismo, usando una resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla obtenida de la envolvente de esfuerzos efectivos (prueba lenta), entrando en la gráfica $\tau - \sigma$ con una presión efectiva (abscisa) que sea igual a la presión total dada por el terraplén, menos la presión de poro que exista en el momento que se calcula.

En la práctica, es evidente que el momento crítico es al fin de la construcción.

En la Fig. V-3 se muestra el caso de una excavación en la misma arcilla. Ahora se ha efectuado una descarga en el suelo (parte a).

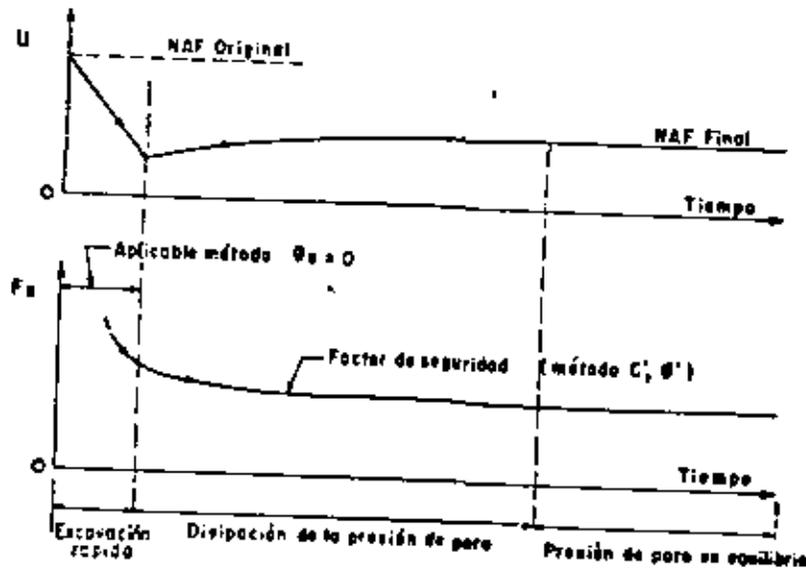
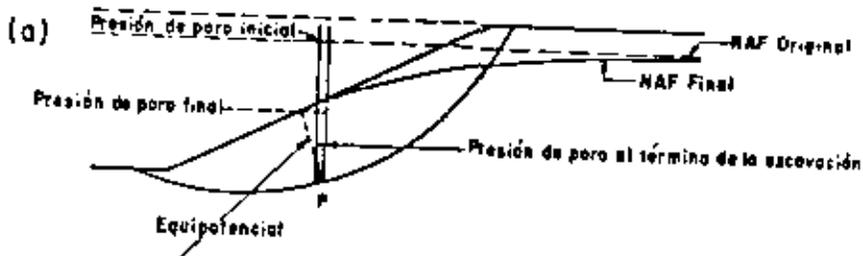


Fig. V-3 Excavación realizada en un terreno arcilloso saturado

Se ve que la presión de poro en un punto P de la superficie hipotética de deslizamiento tiende a disminuir durante la excavación (parte b); después, esta presión aumenta, con expansión de la arcilla, hasta un valor constante, que dependerá de las condiciones de flujo de agua en el talud (Volumen III), pero que en general es menor que la presión que había en el agua antes de realizar la excavación.

En la parte c de la figura, se muestra la variación de las condiciones de estabilidad del talud de la excavación con el tiempo, definidas como en el caso anterior del terraplén. Durante el periodo de construcción las condiciones empeoran por el aumento que ocurre en el esfuerzo cortante medio actuante, mientras la resistencia no ha tenido tiempo de cambiar (el esfuerzo cortante medio aumenta como consecuencia de la excavación, que va formando un talud allí donde antes el terreno era horizontal y no había ningún esfuerzo cortante actuante); pero ahora, durante el tiempo que sigue al final de la construcción, la resistencia del suelo sigue disminuyendo, por efecto del aumento de la presión de poro y la correspondiente expansión del suelo, por lo que, a despecho de que una vez terminada la excavación el esfuerzo cortante medio actuante ya no cambia, las condiciones de estabilidad generales siguen empeorando. La condición a largo plazo, que se alcance cuando se llegue a la presión de poro mayor a la que haya de llegar el suelo, es ahora evidentemente el momento crítico y la condición de diseño.

A continuación se mencionan algunos casos concretos frecuentes en la práctica y se comenta el tipo de parámetros de resistencia que deben utilizarse en los análisis de estabilidad correspondientes:

a) Terraplenes construidos sobre arcillas blandas saturadas

Como ya se hizo ver, en este caso la condición inicial, al fin de la construcción, es la crítica, pues cualquier tiempo que pase trae consigo una consolidación adicional del terreno de apoyo, que hace aumentar la resistencia. En tales condiciones habrá de hacerse un análisis que use parámetros de resistencia obtenidos en pruebas rápidas (sin consolidación y sin drenaje) hechas sobre muestras inalteradas representativas. Se obtendrán parámetros del tipo $c \neq 0$, $\delta = 0$ y el análisis se hará en términos de esfuerzos totales.

b) *Terraplenes de arcilla parcialmente saturada construidos sobre terrenos resistentes. Condición al fin de la construcción*

En este caso, los terraplenes se construyen compactando la arcilla con una cierta humedad, que después variará en general, con el paso del tiempo; frecuentemente la humedad tiende a aumentar. En los terraplenes de las vías terrestres, lo común es llegar a una humedad de equilibrio, por abajo aun de la saturación, compatible con las condiciones ambientales y en torno a la que puede haber variaciones estacionales. En los bordos de protección de ríos, presas y otras obras hidráulicas, por el contrario, los cambios de humedad posteriores a la construcción pueden fácilmente incluir la condición de saturación.

En ocasiones interesa conocer las condiciones de estabilidad al fin de la construcción, las cuales son prácticamente comunes para las diferentes clases de estructuras arriba mencionadas. Este tipo de análisis presupone que la construcción ha sido tan rápida que la humedad de compactación de la arcilla no ha sufrido ningún cambio durante ella. En estos casos, la resistencia de la arcilla puede estimarse en el laboratorio compactando una muestra de manera que se dupliquen lo mejor que sea posible las condiciones de campo, utilizando la misma humedad de compactación; en seguida se obtendrá la resistencia afectando una prueba triaxial rápida, hecha con una presión de cámara similar a la horizontal que sufre el suelo en la obra (estimada) en el punto cuya resistencia se calcula. De esta manera puede pensarse que la falla que se provoca en el espécimen, por aplicación de carga vertical, sin que cambie el contenido de agua, es análoga a la que podría tener lugar en el terraplén, si una vez terminado éste, ocurre un deslizamiento antes de que su humedad pueda llegar a cambiar. Esto lleva a un análisis de estabilidad en base a esfuerzos totales y prueba rápida.

c) *Excavaciones practicadas en arcillas blandas saturadas*

Como ya se hizo ver (Fig. V-3), en estos casos la condición crítica se presenta a largo plazo, cuando las presiones de poro se han adaptado o bien a una condición estática o a una de flujo establicido. Debe hacerse un análisis basado en los parámetros de resistencia de prueba con consolidación y drenaje (lenta) y en términos de esfuerzos efectivos.

Si se trata de excavaciones provisionales, de vida corta, tales como las que se hacen a veces en relación con cimentaciones, cabe realizar un análisis considerando el momento al fin de la excavación como el crítico, etc. Cuando el cálculo de estabilidad con los parámetros provenientes de una prueba rápida y con base en esfuerzos totales ($c \neq 0, \phi = 0$).

d) *Deslizamiento con superficies de falla preexistentes*

En estos casos se ha de considerar siempre que han ocurrido o están ocurriendo deslizamientos de una masa de suelo con respecto a otra a lo largo de la superficie formada, por lo que la resistencia con que se pueda contar en ese suelo corresponderá a niveles muy altos de deformación previa, es decir, será invariablemente la resistencia residual.

La lista de casos frecuentes en la práctica podría prolongarse aun más; concretamente, las condiciones de flujo establecido y de vaciado rápido, que se tratarán en el Volumen III de esta obra, representan circunstancias de trabajo usuales en muchas obras de tierra. Sin embargo, se espera que la anterior enumeración baste para normal el criterio con que habrán de elegirse los parámetros de resistencia a asignar al suelo en otros casos no mencionados.

V.4. *Taludes en arenas*

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo "puramente friccional", tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto, seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \phi$$

(5-1)

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento inminente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y ϕ , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no se excesiva.

V.5. El método sueco

Como ya se ha dicho, bajo el título genérico de *Método Sueco* se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. En lo que sigue se mencionarán los procedimientos para resolver el problema con cada tipo de suelo de los que se consideran.

a) Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$; $c \neq 0$)

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto para estudiar la falla de base como la de pie del talud. La descripción que sigue se refiere a la Fig. V-4.

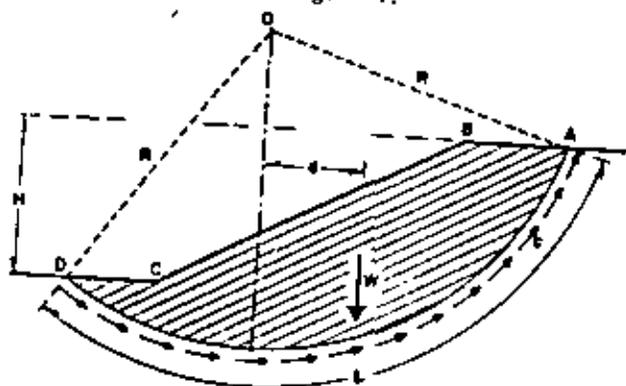


FIG. V-4. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo"

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie

de falla, aparece rayada en la Fig. V-4. Puede considerarse que las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área $ABCD$ (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo esa base se hacen todos los análisis que siguen) más cualesquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la Fig. V-4, en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_m = Wd \quad (5-2)$$

que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_R = cLR \quad (5-3)$$

es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O (momento resistente).

En el instante de falla incipiente:

$$M_m = M_R$$

por lo tanto, en general:

$$\Sigma W'd = cLR$$

donde el símbolo Σ debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \quad (5-4)$$

podrá escribirse:

$$F_s = \frac{cLR}{\Sigma W'd} \quad (5-5)$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de F_s , compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito se torne un método de tanteos, según el cual deberán de escogerse

otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, antes de dar al talud por seguro. En la práctica resulta recomendable, para fijar el F , mínimo encontrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será el más crítico de esos dos.

En el Anexo V-a se presentan ideas complementarias debidas a Taylor de gran interés práctico para el análisis sin tanteos de taludes simples en suelos "cohesivos" homogéneos.

Nótese que en el procedimiento anterior, aparte de la falla circular, se está admitiendo que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se está produciendo a la vez a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Esto, en general, no sucede, pues a lo largo de la superficie de falla real la deformación angular no es uniforme y, por lo tanto, los esfuerzos tangenciales, que se desarrollan de acuerdo con ella, tampoco lo serán. Esto implica que la resistencia máxima del material se alcance antes en unos puntos de la superficie que en otros, lo cual conduce a una redistribución de esfuerzos en las zonas vecinas a los puntos en que se alcanzó la resistencia, dependiendo esta redistribución y la propagación de la falla en estos puntos, de la curva esfuerzo-deformación del material con que se trabaje. Si ésta es del tipo plástico llegarán a tenerse zonas, a lo largo de la superficie de falla, en las que se haya alcanzado la máxima resistencia, pero ésta se mantendrá aun cuando la deformación angular progrese: por ello, en el instante de falla incipiente es posible aceptar que, a lo largo de toda la superficie de falla, el material está desarrollando toda su resistencia. Por el contrario, en un material de falla frágil típica, aquellos puntos de la superficie de falla que alcancen la deformación angular correspondiente a su máxima resistencia ya no seguirán cooperando a la estabilidad del talud; esto puede producir zonas de falla que, al propagarse pueden llegar a causar la falla del talud (falla progresiva). Como se discutió en el Capítulo XII del Volumen I de esta obra, la prueba de esfuerzo cortante directo presenta este efecto de falla progresiva y algunos investigadores admiten que el valor menor de la resistencia al corte que con ella se obtiene representa un mejor valor para el análisis de la estabilidad de un talud que el obtenido de una prueba triaxial. Sin embargo, la opinión más general es que el fenómeno de falla progresiva no es en un talud tan acentuado como en una prueba directa de esfuerzo cortante, por lo que la resistencia del suelo en esta prueba puede resultar conservadora. Estos últimos especialistas consideran preferible usar en un cálculo real de la estabilidad de un talud un valor de la resistencia intermedio a los obtenidos en prueba directa y triaxial. La experiencia y criterio de cada proyectista resultan decisivos en este punto para definir la actitud de cada uno.

b) Suelos con "cohesión" y "fricción" ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$).

Análisis con esfuerzos totales

Bajo el anterior encabezado han de situarse aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetro de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del Método Suevo a este tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellenius (1927), que se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la Fig. V-5-a.

El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección, si bien, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma Fig. V-5. W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal

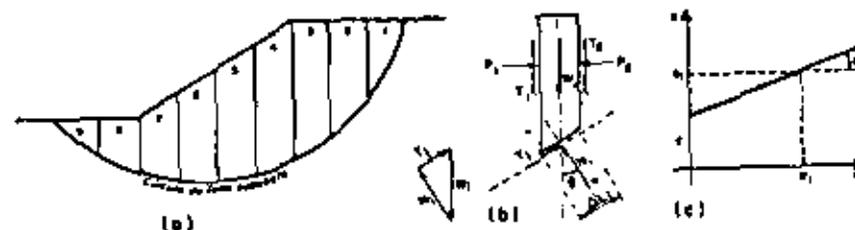


FIG. V-5. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius

y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran

de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido (ver parte c) de la Fig. V-5) y determinar ahí el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (5-6)$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , pasa por O, por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona del talud existiesen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión 5-6.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (5-7)$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unisono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual, como ya se discutió, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{|\sum T_i|} \quad (5-8)$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte $F_s \geq 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_s ligado a cada uno; es preciso que el F_s más no sea menor de 1.5, en general, para garantizar en la práctica la estabilidad de un talud. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados, hasta alcanzar una seguridad razonable respecto al F_s más; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por muy sólida experiencia no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

El procedimiento arriba descrito habrá de aplicarse en general a círculos de falla de base y por el pie del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y ha de ser tomada en cuenta por los procedimientos descritos en el Volumen III de esta obra.

En el Anexo V-b se tratan algunos trabajos que complementan lo aquí escrito.

- c) Suelos con "cohesión" y fricción ($c \neq 0, \phi \neq 0$).
Análisis con esfuerzos efectivos

Se trata ahora de los análisis que se hagan en los casos en que los parámetros obtenidos de una prueba lenta (o método equivalente) sean los representativos y en que haya de trabajarse con base en esfuerzos efectivos y una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$s = c + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi$$

El análisis puede ejemplificarse con base en el caso que se muestra en la Fig. V-6.

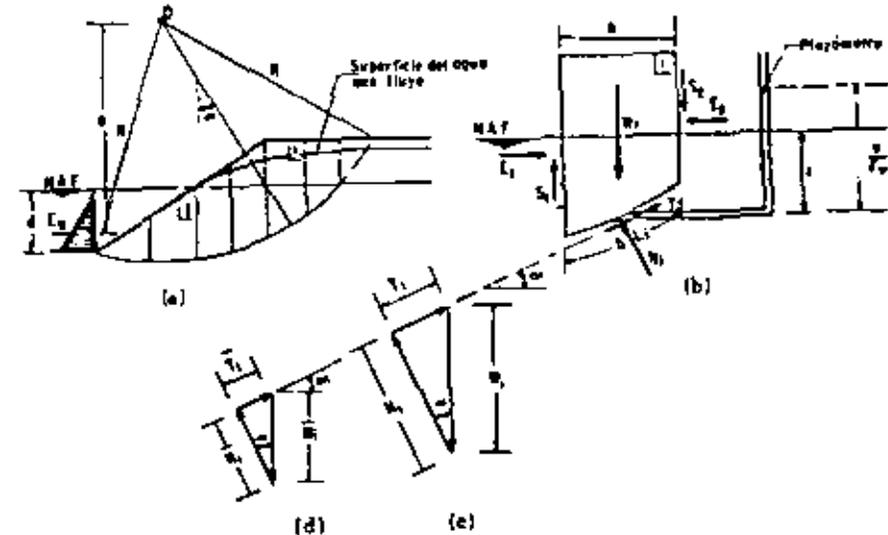


Fig. V-6 Aplicación del Método Suelco en el caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el N.A.F.

CAPITULO V

En la parte *a* de la figura aparece un talud sujeto a un flujo de agua a su través y con un tirante de agua en su parte exterior.

Aplicando el método sueco, se ha supuesto un círculo de falla como superficie de deslizamiento tentativa; el método se aplica con el uso de dovelas, una de las cuales aparece en la parte *b* de la misma figura. En ella se han dibujado las fuerzas actuantes.

De acuerdo con las hipótesis originales de W. Fellenius, se acepta que las fuerzas entre las dovelas (E_1 , E_2 , S_1 y S_2) no influyen en el estado de equilibrio de una de ellas, por lo que las fuerzas totales normal y tangencial en la base de la dovela pueden obtenerse a partir del dinámico mostrado en la parte *c* de la figura, de donde:

$$N_1 = W_1 \cos \alpha \quad (5-9)$$

En donde W_1 es el peso total de la dovela de ancho b , calculado con base en su γ_w saturado abajo del nivel del agua y quizá no saturado sobre el mismo. En el caso de que la dovela esté totalmente cubierta por el agua, el peso del agua sobre la dovela deberá incluirse en W_1 , puesto que éste es el peso total (suelo y agua) arriba de la base de la dovela que se considere.

Con N_1 , el esfuerzo normal total medio en la base de la dovela podrá calcularse como:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{\Delta L_1} = \frac{W_1}{\Delta L_1} \cos \alpha = \frac{W_1}{b} \cos^2 \alpha \quad (5-10)$$

ya que $b/\Delta L_1 = \cos \alpha$

Puesto que se conoce la presión del agua u , en la base de la dovela, el esfuerzo normal efectivo en esa zona podrá valuarse como:

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u = \frac{N_1}{\Delta L_1} - u = \frac{W_1}{b} \cos^2 \alpha - u \quad (5-11)$$

Con este valor de $\bar{\sigma}_1$ se entrará a la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos (que ha de conocerse) y podrá obtenerse un valor de la resistencia disponible, s_1 , en la base de la dovela.

El anterior no es el único modo de calcular $\bar{\sigma}_1$ que pudiera ocurrirse. Otro, sería el siguiente.

Siendo W_1 el peso total de la dovela de ancho b , el peso efectivo W_1 de la misma puede obtenerse restando al peso total la fuerza de subpresión (de abajo hacia arriba), debida a la presión de poro u , que es igual a ub ; por lo tanto:

$$\bar{W}_1 = W_1 - ub \quad (5-12)$$

Considerando siempre un ancho unitario del talud en la dirección perpendicular al papel.

Aceptando nuevamente que las fuerzas laterales en las dovelas no influyen, la fuerza normal efectiva en la base de la dovela puede obtenerse del polígono dinámico mostrado en la parte *d* de la Fig. V-6, por lo que:

$$\bar{N}_1 = \bar{W}_1 \cos \alpha \quad (5-13)$$

Introduciendo la ec. 5-12 en la 5-13, se llega a:

$$\bar{N}_1 = (W_1 - ub) \cos \alpha \quad (5-14)$$

y ahora, simplemente:

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\bar{N}_1}{\Delta L_1} \quad (5-15)$$

La ec. 5-15 permite calcular el esfuerzo normal efectivo en la base de la dovela de un modo rápido y sencillo.

De esta manera se ha llegado a dos ecuaciones, la 5-11 y la 5-15 para calcular el esfuerzo normal efectivo en la base de la dovela. Ambas corresponden a métodos de trabajo que pudieran parecer, en primera impresión, equivalentes; sin embargo, en lo que sigue se hará ver que las ecs. 5-11 y 5-15 no conducen al mismo resultado, excepto en el caso $\alpha = 0$.

En efecto, la ecuación (5-15) puede escribirse como sigue:

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{W_1 - ub}{\Delta L_1} \cos \alpha = \frac{W_1 - ub}{b} \cos^2 \alpha$$

O bien:

$$\bar{\sigma}_1 = \left(\frac{W_i}{b} - u \right) \cos^2 \alpha \quad (5-16)$$

Comparando la ec. 5-16 con la 5-11 se observa cómo difieren en el factor $\cos^2 \alpha$, en el segundo término del segundo miembro.

El primero de los procedimientos de cálculo de $\bar{\sigma}_1$ que conduce a la ec. 5-11, es el que usualmente se menciona en la literatura técnica alusiva a estos temas; sin embargo, es opinión de los autores de este libro, que el segundo método descrito, el que conduce a las ecs. 5-15 o 5-16, proporciona valores menos alejados de lo que pudiera ser el valor real del esfuerzo efectivo que actúe en la base de la dovela.

En efecto, la hipótesis de Fellenius equivale a suponer que en la base de la dovela hay sólo esfuerzos verticales y que los horizontales son nulos. En el primero de los métodos para el cálculo de $\bar{\sigma}_1$ descritos, se está implicando la nulidad de los esfuerzos horizontales totales, que tienen dos componentes, una que es la presión del agua horizontal y otra, la presión efectiva horizontal, según la relación usual:

$$P_h = \bar{p}_h + u$$

Ahora bien, parece obligado aceptar que la presión horizontal en el agua sea igual a la vertical (u), en virtud de la ley de Pascal, universalmente válida; por lo tanto, la afirmación de que $P_h = 0$, implica $\bar{p}_h = -u$; es decir, se está opinando (si se aceptan las hipótesis de Fellenius) que horizontalmente hay tensión en la estructura del suelo.

En el segundo método mencionado para el cálculo de $\bar{\sigma}_1$, al manejar sólo presiones efectivas, se está implicando que la presión efectiva horizontal es nula ($\bar{p}_h = 0$), a la vez que se establece implícitamente que la presión horizontal en el agua es igual a la vertical (u), como realmente tiene que suceder.

Desde luego, parece también razonable aceptar que la presión efectiva horizontal en la base de la dovela tendrá en la realidad un valor positivo en la generalidad de los casos, por lo que la presión horizontal efectiva será en general diferente a la implicada por los dos métodos anteriores. La presión normal efectiva en la

base de la dovela, si es positiva la presión horizontal efectiva, será siempre mayor que la dada por la expresión 5-16, correspondiente a presión horizontal efectiva nula y, por lo tanto, también mayor que el valor de la presión normal efectiva dada por la ec. 5-11, correspondiente a presión horizontal efectiva negativa, ya que esta ecuación da, para todo $\alpha \neq 0$, valores menores que la expresión 5-16.

El primer método, que conduce a la ec. 5-11 parece apropiado para evaluar $\bar{\sigma}_1$ en aquellos casos en que en efecto pueda hablarse de existencia de estados de tensión horizontal efectiva en los taludes; esta situación no es imposible de encontrar en la práctica, pues muchos taludes se agrietan efectivamente, sobre todo en las zonas próximas a su corona. Esto ocurre en taludes escarpados. El segundo método, que utiliza la ec. 5-16 parece, en cambio, más apropiado para calcular $\bar{\sigma}_1$ en los casos en que no tenga sentido pensar en que existan en el suelo tensiones horizontales efectivas y en que, por el contrario, pueda pensarse que lo lógico será esperar que tales presiones horizontales sean positivas. Este segundo método, que implica $\bar{p}_h = 0$, estará más cerca de lo real en esos casos. Todo esto sucede en taludes tendidos, tales como las laderas naturales o muchos taludes artificiales que se construyen para una larga vida, que, en rigor, es el caso a que se refiere un análisis con esfuerzos efectivos (condiciones a largo plazo).

La práctica impone la conveniencia de utilizar en cada caso una sola secuela de cálculo y no calcular parte del talud con un procedimiento y otra parte, con el otro. Habida cuenta de lo anterior, tal parece recomendable el empleo del segundo procedimiento de valuación de $\bar{\sigma}_1$ (Ec. 5-16) en laderas naturales tendidas y en taludes también tendidos; el primer procedimiento (ec. 5-11) podrá, en cambio, usarse en taludes más bien escarpados, de los que no es raro encontrar, por ejemplo, en las vías terrestres, en donde las preocupaciones del costo suelen inclinar a los proyectistas a ser más bien audaces.

En todas las discusiones anteriores se ha hablado sólo de esfuerzos o presiones normales horizontales y verticales en la base de las dovelas, pero no se ha hecho referencia a cuál pueda ser la influencia de los esfuerzos cortantes en esas mismas superficies, que sin duda existen y juegan un importante papel; esta ulterior discusión se considera fuera de las intenciones de esta obra. Finalmente, cabe también una reflexión sobre la causa de las incertidumbres y problemas de valuación de los esfuerzos en la superficie de des-

lizamiento de un talud, que no es otra que, como se dijo, no se tiene en la actualidad a mano un método teórico confiable para establecer el estado de esfuerzos en el interior de un talud.

Sea cual sea el método que se emplee para valuar $\bar{\sigma}_t$, una vez obtenido este valor, podrá llegarse al momento resistente correspondiente a toda la superficie de deslizamiento, por medio de la expresión:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (5-17)$$

Donde s_i se ha obtenido de la envolvente de resistencia en términos de los esfuerzos efectivos, a partir de $\bar{\sigma}_t$ en cada caso.

El momento motor ha de valuar a partir del peso total de las dovelas, incluyendo suelo y el agua contenida en él.

$$M_m = R \sum W_i \sin \alpha \quad (5-18)$$

Si existe un tirante de agua en la parte exterior del talud (como, por otra parte, es el caso mostrado en la Fig. V-6) debe tenerse en cuenta que bajo dicho nivel de agua, ésta está en equilibrio dentro y fuera del talud y no ejerce efecto motor; en ese caso, el momento motor sería:

$$M_m = R \sum (W_i - z b \gamma_w) \sin \alpha \quad (5-19)$$

Donde z es el desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela.

Al igual que en el análisis con esfuerzos totales, se define un factor de seguridad, F_s :

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \quad (5-8)$$

y también ahora se llegará al círculo crítico por un procedimiento de tanteos.

d) Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso mostrado en la Fig. V-7.

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I de material

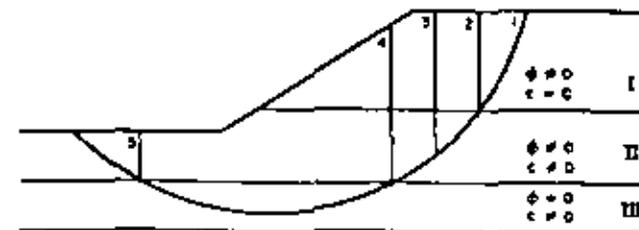


Fig. V-7. Aplicación del Método Svecio a taludes en suelos estratificados

puramente "friccionante", el II de material "friccionante" y "cohesivo" y el III, formado por suelo puramente "cohesivo". Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II, en el caso de la Fig. V-7 deberán de tratarse según el método de Fellenius, aplicando las expresiones 5-6 y 5-7 y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material de que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes parciales.

La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la Fig. V-7 debe tratarse con arreglo a las normas dadas en el inciso a) de esta sección, aplicando las fórmulas 5-2 y 5-3. Así se obtienen otros momentos motor y resistente parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, naturalmente, como suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla elegido; usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al $F_{s, min}$ que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

e) Resumen de hipótesis

Las hipótesis utilizadas en los párrafos anteriores pueden resumirse como sigue:

- 1) Falla circular
- 2) El análisis es bidimensional, respondiendo a un estado de deformación plana
- 3) Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb

- 4) La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- 5) En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de las dovelas (no existe interacción entre ellas)
- 6) El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie.

f) Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción

Krey⁴ proporcionó hacia 1936 las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación, conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o, abreviadamente, círculo ϕ .

El procedimiento acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con el plano de los cálculos es un arco de circunferencia (círculo de falla). La secuela ya ha sido aplicada en este volumen a problemas de empuje de tierras (ver capítulo IV).

Considérese el talud mostrado en la Fig. V-8, con un círculo de falla escogido: con centro en O, del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio

$$r = R \operatorname{sen} \phi \quad (5-20)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

Si f es la resultante de la reacción normal y de fricción en un elemento de arco de la superficie de falla supuesta, formará con la normal a esta superficie un ángulo ϕ y, por lo tanto, será tangente al círculo de fricción, según se desprende evidentemente de la Fig. V-8.

El equilibrio de la masa de suelo deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

- W, peso de la masa de suelo, que pasa por el centro de gravedad de dicha masa.
- C, fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.
- F, resultante total de las reacciones normales y de fricción.

Se supone que no actúan fuerzas de filtración ni sobrecargas; las primeras de éstas se tomarán en cuenta, según se dijo, con los métodos descritos en el Volumen III de esta obra; las segundas con procedimientos que se desprenden evidentemente de lo que sigue.

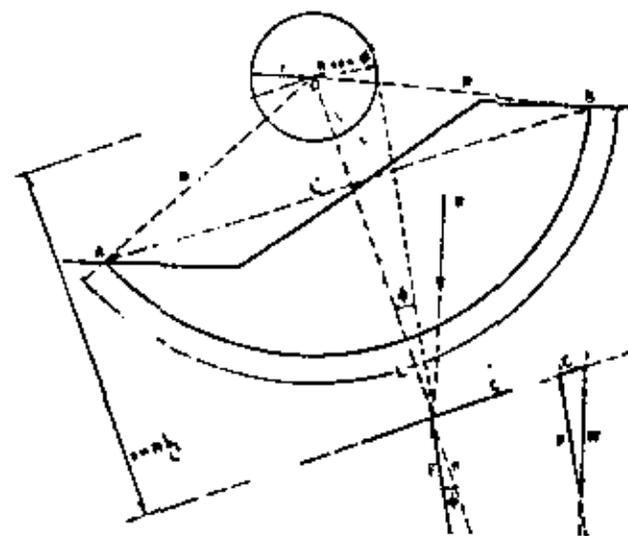


Fig. V-8. Aplicación del círculo de fricción a taludes

La fuerza C puede calcularse, en magnitud, con la expresión

$$C = c_s L' \quad (5-21)$$

donde c_s es la "cohesión" del suelo requerida para el equilibrio y L' la longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto. La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda \overline{AB} (Fig. V-8), puesto que esta cuerda es la línea que cierra el dinámico de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos respecto al punto O podrá escribirse

$$c_s L R = c_s L' x$$

donde x es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C, que fija la línea de acción de ésta.

Por lo tanto:

$$x = \frac{L}{L'} R \quad (5-22)$$

Nótese que el valor de x es independiente de c_s . La fuerza F es la resultante total de las fuerzas f que son tangentes al círculo de fricción; estas fuerzas f no constituyen pues un sistema concurrente y la fuerza F no será tangente al círculo de fricción (en la

sección IV-10, sin embargo, se consideró tangente, cometiéndose un pequeño error de escasas consecuencias que, por supuesto, puede corregirse en parte adoptando los procedimientos aquí descritos). La posición F respecto a O puede definirse por la expresión

$$d = K R \text{ sen } \phi \quad (5-23)$$

donde

d = distancia de O a F

K = un factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB (Fig. V-8) y del ángulo central $AOB = 2\theta$

R, ϕ = los sentidos usuales.

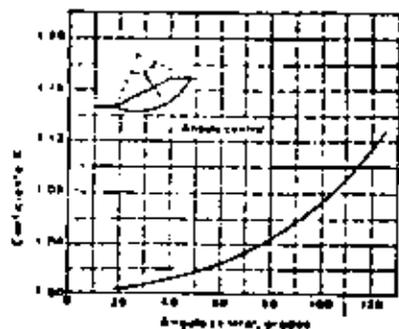


Fig. V-9. Gráfico para obtener el valor de K (Taylor)

Taylor da una gráfica en que puede encontrarse el valor de K en función del ángulo central $AOB = 2\theta$; la gráfica aparece en la Fig. V-9 y está constituida con la hipótesis de una distribución senoidal de esfuerzos normales a lo largo del arco AB , con valor nulo para el esfuerzo en los puntos A y B .

Con las líneas de acción de W y C puede encontrarse su punto de concurrencia, por el cual ha de pasar la fuerza F , pues si la masa deslizante ha de estar en equilibrio, W, C y F han de ser concurrentes.

Con esto se define la línea de acción de F , que pasa por el mencionado punto de concurrencia de W y C y es tangente a una circunferencia con centro en O y radio $KR \text{ sen } \phi$.

Conocidas las líneas de acción de F y C puede construirse con W , conocido en magnitud y posición, un triángulo de fuerzas en el cual puede determinarse la magnitud de C necesaria para el equilibrio.

La "cohesión" del material constituyente del talud es conocida por pruebas de laboratorio y vale c ; el valor necesario del parámetro para que el talud sea estable según el cálculo, es decir, para tener la condición de equilibrio de las fuerzas actuantes es, según la expresión 5-21

$$c_s = \frac{C}{L}$$

que puede ya calcularse. Por ello, puede determinarse la relación

$$F_c = \frac{c}{c_s} \quad (5-24)$$

Con lo cual se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión".

Si el valor de ϕ con el cual se construyó el círculo de fricción es el real del suelo, la expresión 5-24 proporciona un factor de seguridad del talud, el que estaría trabajando, pudiera decirse, en condición límite respecto a la fricción.

Cuando se desea que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la "cohesión" sino también a la fricción puede aplicarse el método del círculo ϕ con un valor de ϕ menor que el real del suelo; se define así un factor de seguridad respecto a la fricción¹

$$F_\phi = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_r} \quad (5-25)$$

donde ϕ es el valor real del suelo y ϕ_r el escogido para aplicar el método, menor que el anterior. En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el ϕ_r elegido hubiese sido igual a ϕ .

Existen así infinitas combinaciones posibles de valores de F_c y F_ϕ asociados a un talud dado.

Si se desea que $F_c = F_\phi = F_s$, donde F_s es el factor de seguridad respecto a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, para manejar un solo factor de seguridad ligado a un círculo dado, puede procederse como sigue (Taylor):

Usense varios valores lógicos de ϕ_r en la aplicación del método del círculo ϕ . A cada valor está ligado un F_ϕ y para cada valor puede obtenerse un F_c . Grafíquense esos valores de F_c y F_ϕ correspondientemente, como se muestra en la Fig. V-10.

La curva obtenida corta a una recta a 45° en un punto en que

$$F_c = F_\phi = F_s$$

Ese punto indica un valor de F_ϕ y F_c al que corresponde un cierto valor de ϕ_r que es con el que tendría que haberse aplicado el método del círculo ϕ para obtener directamente factores de seguridad iguales respecto a "cohesión" y "fricción", en el círculo de falla tentativo que se está estudiando.

Puede demostrarse que en un suelo homogéneo sin fuerzas de filtración y con círculo crítico de falla de base, una vertical tangente al círculo de fricción pasa por el punto medio del talud. (Anexo V-a).

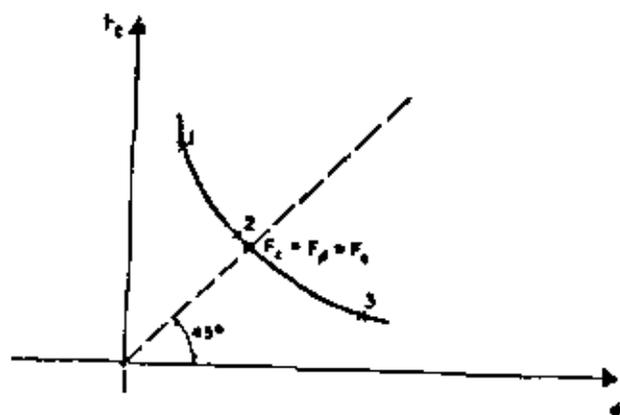


Fig. V-10. Método de Taylor para fijar el factor de seguridad de un talud.

g) Métodos de análisis considerando algún efecto lateral entre las dovelas

Algunos autores han mostrado inquietud por el hecho de aplicar el método sueco despreciando todo efecto lateral entre las dovelas, tal como se hace en el procedimiento originalmente propuesto por Fellenius, y, consecuentemente, han propuesto diversas formas para tomarlo en cuenta de alguna manera, respaldada por algunas hipótesis adicionales.

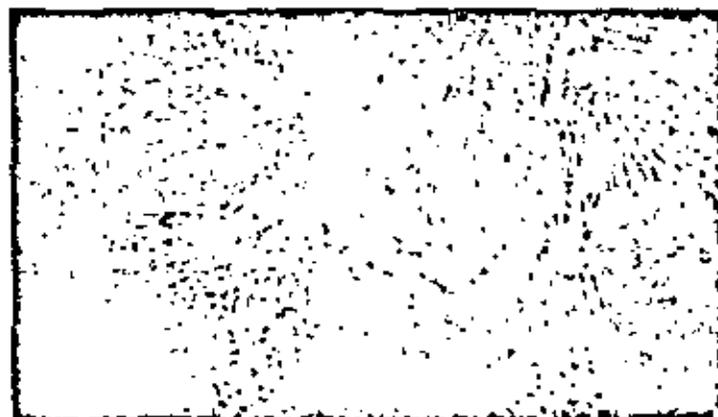
Existe acuerdo general en que el grado de aproximación que se obtiene al emplear estos métodos de cálculo más refinados tal vez no exceda del 10% ó 15%, si bien se han señalado ganancias más significativas en aproximación en los análisis que se hacen en algunos tipos especiales de presas grandes. En cualquier caso, parece razonable pensar que estos refinamientos competen más bien al interés de especialistas y quedan un tanto fuera de los objetivos de la presente obra, por lo que aquí no serán tratados en detalle.

Probablemente, los esfuerzos más significativos en esta dirección son los debidos a Bishop (Ref. 21), Morgenstern y Price (Ref. 22) y a Jambu (Ref. 23), entre otros varios de mérito. El lector podrá recurrir a las referencias mencionadas para ampliar este tema y en ellas podrá encontrar bibliografía suficiente para profundizar en él tanto como le resulte necesario.

V-6. Grietas de tensión

Es un hecho experimental que antes de ocurrir un deslizamiento de tierras en el cuerpo de un talud que no sea puramente friccionante aparecen en la corona grietas más o menos longitudinales; esto es indicativo de la existencia de un estado de tensiones en esa zona.

La aparición de las grietas causa, en general, los siguientes efectos:



Grieta típica en la corona de un talud en estado de falla incipiente

- Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente, Fig. V-11
- Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña e_1/e .
- Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta. Estos empujes son desfavorables a la estabilidad del talud.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable y sólo el primer efecto mencionado ha de ser tomado en cuenta. Para ello el propio Terzaghi ha propuesto, en suelos puramente "cohesivos", substituir la "cohesión" del suelo, obtenida de pruebas de laboratorio, por un valor, c_a , corregido según la relación (Fig. V-11)

$$c_a = \frac{be_1}{bc} c \quad (5-26)$$

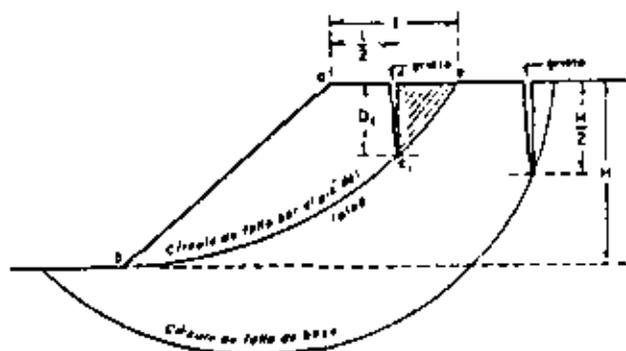


Fig. V-11 Grietas de tensión en la corona de un talud

De esta manera puede hacerse el análisis por los métodos ya indicados, como si no existiese grieta.

La posición de la grieta ha de determinarse previamente a la aplicación de la relación 5.26. Cuando el círculo más crítico posible pasa por el pie del talud, la experiencia indica que la grieta se localiza casi siempre a una distancia del borde del talud mayor que la mitad de la porción de la corona interesada por el círculo (Fig. V-11) y puede considerarse, para efectos de análisis, que llega hasta dicho círculo (D_c). Cuando el círculo más crítico posible corresponde a falla de base, la grieta suele localizarse en la práctica a partir del hecho también experimental de que la profundidad máxima observada no sobrepasa $H/2$. Este valor es pues conservador y una vez delimitado, la grieta puede ser localizada con ayuda del círculo crítico (Fig. V-11).

Si se desea tomar en cuenta en los cálculos el efecto del empuje hidrostático del agua almacenada en las grietas, podrá usarse la ecuación

$$\Delta M_a \approx \frac{1}{2} z_0^2 \gamma_w d \quad (5-27)$$

donde z_0 es la profundidad de la grieta y d es la distancia al centro del círculo, O , del empuje hidrostático, que actúa en el tercio inferior de la profundidad agrietada.

V-7. Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares

Como ya se vio al principio de este capítulo, son frecuentes en la práctica los taludes que se deslizan sobre superficies que difieren

mucho de la forma circular; para estos casos puede plantearse un método de análisis aproximado según el procedimiento de dovelas (Refs. 24 y 25), que se presenta a continuación con base en esfuerzos efectivos y suponiendo nulas las fuerzas de interacción entre las dovelas.

En la Fig. V-12 se presenta un talud con una superficie de falla no circular (parte a); en la parte b aparece la dovela i-ésima, con las fuerzas que la mantienen en equilibrio. En la parte c se ilustra el polígono dinámico de las fuerzas efectivas, suponiendo nulas las fuerzas laterales, con excepción de las fuerzas del agua en condición hidrostática.

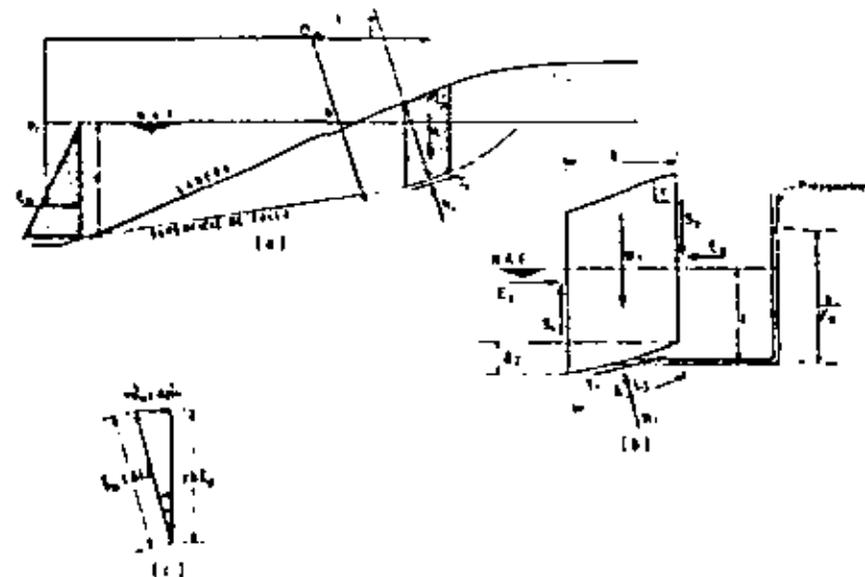


Fig. V-12 Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular

Considerando el equilibrio de la dovela puede obtenerse la resistencia potencial en su base a partir del conocimiento del esfuerzo normal efectivo y de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos. Nuevamente (véase el inciso c del párrafo V-5) el esfuerzo normal efectivo puede valuarse por dos métodos no equivalentes, sancionados por la literatura alusiva.

Según el primer procedimiento el esfuerzo normal efectivo en la base de la dovela estará dado por la expresión 5-11:

$$\bar{\sigma}_i = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - u \quad (5-28)$$

Donde W_i es el peso total de la dovela calculado con base en el γ_m ; es decir, considerando suelo y agua. Si la dovela tiene un tirante de agua encima, el peso de esa agua exterior debe considerarse adicionalmente.

De acuerdo con el segundo procedimiento, el $\bar{\sigma}_i$ está dado por la ecuación 5-16:

$$\bar{\sigma}_i = \left(\frac{W_i}{b} - u \right) \cos^2 \alpha \quad (5-29)$$

Respecto al uso de uno u otro método caben los mismos comentarios que se hicieron en el párrafo citado como antecedente.

Una vez valuado el $\bar{\sigma}_i$ podrá encontrarse la resistencia media s_i en la base de la dovela haciendo uso de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos.

Para valuar el momento resistente deberá elegirse un polo arbitrario de momentos, O , tal como se ve en la parte *a* de la Fig. V-12. Para la dovela i -ésima el momento resistente vale:

$$M_{R_i} = a s_i \Delta L_i \quad (5-30)$$

El momento resistente total será, obviamente:

$$M_R = \sum a s_i \Delta L_i \quad (5-31)$$

Obsérvese que el brazo a es diferente para cada dovela, por no ser circular la superficie de falla.

La obtención del momento motor (Fig. V-12a) puede seguir los lineamientos incluidos en los párrafos siguientes.

Considerando el equilibrio de momentos de toda la masa deslizante, respecto al polo arbitrario, O , se requiere que:

$$\sum W_i l = \sum T_i a + \sum N_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a \quad (5-32)$$

En la ecuación anterior W_i es el peso total de la dovela i -ésima considerando suelo y agua. Deberá calcularse usando el γ_m del suelo.

T_i es la fuerza tangencial actuante en la base de la dovela i -ésima. El efecto conjunto de todas las fuerzas T_i en todas las dovelas, deberá de ser neutralizado por la resistencia al esfuerzo cortante que haya de mobilizarse a lo largo de la superficie de falla. Nótese que en un talud real no se movilizará la resistencia máxima a lo largo de toda la superficie de falla, a menos que el talud esté en estado de falla incipiente. Se define ahora como Factor de Seguridad del talud, precisamente a la relación:

$$F_s = \frac{\sum T_{iR}}{\sum s_i \Delta L_i} \quad (5-33)$$

Donde s_i es la máxima resistencia al corte en la base de cada dovela.

De lo anterior:

$$\sum T_{iR} = \frac{1}{F_s} \sum s_i \Delta L_i \quad (5-34)$$

En la ecuación 5-32 N_i es la fuerza normal total en la base de la dovela y vale:

$$N_i = \bar{N}_i + u \Delta L_i \quad (5-35)$$

Donde u es la presión neutral en la base de cada dovela (Fig. V-12b). En muchos casos de la práctica, u es la presión hidrodinámica correspondiente a un flujo establecido a través del talud y ha de ser obtenida, por ejemplo, de una red de flujo (Ver Volumen III de esta obra).

El último término del segundo miembro de la ecuación (5-32) representa el momento de la presión hidrostática por efecto del tirante de agua, que se ha supuesto en la Fig. V-12. Esta presión actúa en la sección vertical por el pie de la superficie de falla, que es la frontera del cuerpo libre cuyo equilibrio se analiza.

Bajo el nivel del agua (NAF) toda la masa líquida está en equilibrio y, por lo tanto:

$$\sum \gamma_w z b l = \sum \gamma_w z \Delta L_i \cdot f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_i \quad (5-36)$$

Llevando las ecuaciones (5-34) y (5-35) a la ecuación (5-32), se obtiene:

$$\sum W_i f = \frac{1}{F_s} \sum s_i \cdot \Delta L_i \cdot a + \sum \bar{N}_i f + \sum u \Delta L_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_i \quad (5-37)$$

Introduciendo ahora la ecuación (5-36):

$$\begin{aligned} \sum W_i f &= \frac{1}{F_s} \sum s_i \cdot \Delta L_i \cdot a + \sum \bar{N}_i f + \sum u \Delta L_i f + \\ &+ \sum \gamma_w z b l - \sum \gamma_w z \Delta L_i f \end{aligned} \quad (5-38)$$

Simplificando:

$$\begin{aligned} \sum (W_i - \gamma_w z b) f &= \frac{1}{F_s} \sum s_i \Delta L_i a + \sum \left[\bar{N}_i + \right. \\ &\left. + (u - \gamma_w z) \Delta L_i \right] f \end{aligned} \quad (5-39)$$

Despejando F_s :

$$F_s = \frac{\sum s_i \Delta L_i a}{\sum (W_i - \gamma_w z b) f - \sum [\bar{N}_i + (u - \gamma_w z) \Delta L_i] f} \quad (5-40)$$

La expresión (5-40) permite calcular el F_s asociado a la superficie de falla supuesta, con el polo de momentos escogido y dentro del marco de hipótesis que se han aceptado. La tabulación para tal cálculo se estima obvia. Es también claro que el método de análisis desemboca en uno de tanteos, estudiando el número de superficies de falla suficiente para convencerse de que no existe en la ladera un F_s por debajo del valor que se haya estimado conveniente.

Como es usual en los métodos de análisis de estabilidad de taludes, éste no está exento de incongruencias, cuyo estudio detallado se considera fuera de los objetivos de esta obra. Sin embargo, debe mencionarse el hecho de que el F_s que se obtiene para una superficie de falla dada varía con la posición del polo de momentos. O según se pone de manifiesto por ejemplo, en la Ref. 28. Por otra parte, la variación del F_s no parece ser tan importante como para interferir seriamente con la aplicación práctica del método.

Si no hubiera flujo en el talud y el agua estuviera en condición hidrostática, la ecuación (5-40) se reduciría a:

$$F_s = \frac{\sum s_i \Delta L_i a}{\sum (W_i - \gamma_w z b) f - \sum \bar{N}_i f} \quad (5-41)$$

V-8. Fallas por traslación

Como ya se ha indicado, las fallas por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad existe un estrato paralelo a la superficie del terreno o casi paralelo, cuya resistencia sea muy baja. El fenómeno es particularmente frecuente cuando el terreno natural constituye una ladera inclinada, con el plano débil guardando una inclinación similar. En la naturaleza los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla muy blanda o de arena, más o menos fina, sujeta a una subpresión que disminuya los esfuerzos efectivos y rebaje mucho la resistencia del manto al esfuerzo cortante.

En la Fig. V-13 se muestra una falla de la naturaleza en estudio.

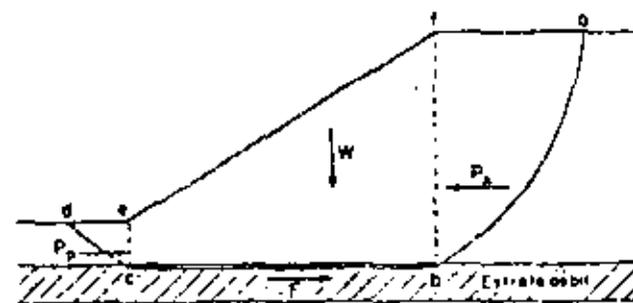


Fig. V-13. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación

Si se acepta que la masa de suelo movilizada es la $ecfb$ (Fig. V-13), la fuerza motora neta que tenderá a moverla es la diferencia entre P_a , empuje activo ejercido sobre la cara fb y P_p , empuje pasivo que se genera en la cara ec . La fuerza resistente está dada por F , relacionada con la resistencia que se desarrolle en la superficie cb .

Los valores de los empujes activo (P_a) y pasivo (P_p) pueden calcularse ya sea por la Teoría de Coulomb o por la de Rankine, expuestas en el Capítulo IV; conviene considerar horizontales los empujes, lo cual resulta sencillo y ligeramente dentro de la seguridad.

Si el suelo del estrato débil es puramente "cohesivo", el valor de la fuerza F es simplemente $\overline{cb} \cdot c$, donde c es la "cohesión" del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa $ecbf$ en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de ese valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva igual a la total menos la neutral. En el Volumen III de esta obra se darán los métodos para determinar los valores de u .

El factor de seguridad asociado a la superficie compuesta analizada puede definirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_a} \quad (5-42)$$

V.9. Otros métodos de análisis

Rendulic⁴ ha propuesto, como ya se indicó, el uso de la espiral logarítmica como curva de falla más representativa que la circular. En este caso se tiene la ventaja de que las fuerzas de reacción resultantes de los esfuerzos normales y de fricción pasan por el centro de la espiral; a la vez se tienen desventajas que emanan del hecho de que, en general, la curva espiral es más complicada en su manejo que la circunferencia. Taylor⁷ ha demostrado que este método de la espiral logarítmica proporciona prácticamente los mismos resultados que el Método Sueco y conduce a superficies de falla de ubicación parecida. Por todo ello, el uso de la espiral en los problemas prácticos es restringido, dado que su aplicación resulta en definitiva más complicada. En el Anexo V-c se insiste más en estos puntos.

En épocas recientes se han aplicado a los análisis de taludes ecuaciones e ideas de tipo elasto-plástico. Entre estos trabajos destacan las aplicaciones de las ecuaciones de Kötter, originalmente obtenidas por este investigador para el caso de un material puramente "friccionante" ($c = 0$) y generalizadas por Carrillo y Jaky para el caso

$c \neq 0$, $\phi \neq 0$ ⁸. Estas ecuaciones representan una condición general que deben satisfacer los esfuerzos a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento, en condición de falla incipiente. En el Anexo V-c se trata también este tema con mayor amplitud.

V-10. Fallas por licuación

Según ya se mencionó en el volumen I de esta obra, las condiciones para que una masa de arena pueda entrar en licuación son que el material esté saturado y en estado más bien suelto y sea sometido a un efecto dinámico rápido; en estas condiciones ya se discutió el cambio que puede ocurrir en la distribución interna de presiones efectivas y neutras, sin que se modifique la condición exterior de cargas.

En general, se supone que cualquier talud arenoso, independientemente de su inclinación, puede ser fácilmente licuable cuando su relación de vacíos sea mayor que la crítica; esta condición es relativamente frecuente en presas de relleno hidráulico y en otros lugares en que la arena es depositada en forma muy suelta, pero es relativamente fácil de evitar en terraplenes y formaciones artificiales, construidas con un proceso de compactación.

En formaciones arcillosas se han presentado en ocasiones fallas bruscas similares a las de licuación en arenas, que han sido generalmente atribuidas a dos causas diferentes. La primera, por la disminución grande de la "cohesión aparente" del material, cuando éste aumenta mucho su humedad. La segunda, por la pérdida de resistencia que tiene lugar en arcillas sensibles a causa de la deformación bajo esfuerzo cortante o por cualquier otra degradación estructural que pueda tener lugar, aun sin cambio en el contenido de agua.

En cualquier caso, el análisis teórico del problema es, aún hoy, muy difícil y tosco, por lo que se hace preciso recurrir casi por completo a conclusiones de la experiencia. En el capítulo XI se vuelve a tratar con mayor detalle este importante problema.

En general, se admite que la expansión con absorción de agua es causa de falla mucho más frecuente que las degradaciones estructurales, a no ser que la sensibilidad de la arcilla sea extrema. Aunque la arcilla es muy poco permeable existen innumerables circunstancias por las que puede absorber agua en un caso dado.

Las fallas rápidas por licuación tienen lugar casi siempre en taludes naturales; no se tiene noticia de que estas fallas se hayan presentado en terraplenes y bordos eficientemente compactados.

Un reconocimiento geológico de la región en que se ubicarán los taludes es fundamental para poder predecir la posibilidad del tipo de fallas bajo estudio; si en la región se presentan deslizamientos de laderas naturales de diferente inclinación podrá pensarse que el problema es probable.

V-11. Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes

A continuación se indican algunos métodos que han comprobado su valor práctico para mejorar la estabilidad de taludes cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

a) Tender taludes

A primera vista quizá pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica. Sin embargo, ha de tomarse con el debido cuidado desde el punto de vista teórico y muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno constituyente del talud es *puramente friccionante* la solución es indicada, pues, según se vio, la estabilidad de estos suelos es fundamentalmente cuestión de inclinación en el talud; tendiendo a éste convenientemente, se adquiere la estabilidad deseada. En suelos "cohesivos", por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada sobre todo por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es siempre escasa y, en ocasiones, nula (ver Anexo V-a). En suelos con "cohesión" y "fricción", el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otra parte, muchos requisitos prácticos, tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible al proyectista el pensar en tender los taludes de los terraplenes, bordos, cortes y demás obras similares, en gran cantidad de casos prácticos.

b) Empleo de bermas laterales o frontales

Se denominan *bermas* a masas generalmente del mismo material que el propio talud, que se colocan adecuadamente en el lado exterior del mismo a fin de aumentar su estabilidad. En la Fig. V-14 se muestra en esquema una de estas estructuras.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad por dos motivos. Uno, por su propio peso, en la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento motor (parte *bcef* de la Fig. V-14). Otro, que aumenta el momento resistente, por el incremento en la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma.

Otro efecto importante de las bermas, a veces de gran utilidad, estriba en la redistribución de esfuerzos cortantes que su presencia produce en el terreno de cimentación. En efecto, en ciertas zonas de éste se producen concentraciones de tales esfuerzos que pueden ser muy perjudiciales, sobre todo en terrenos arcillosos altamente sensibles; la presencia de la berma hace que la distribución de esfuerzos sea más favorable y que un mayor volumen del terreno de cimentación coopere a resistir tales esfuerzos.

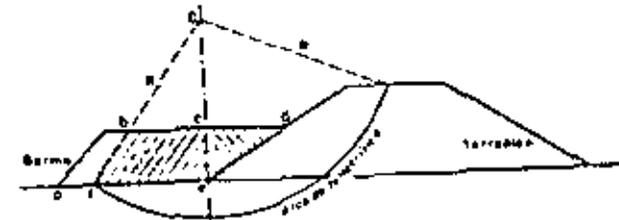
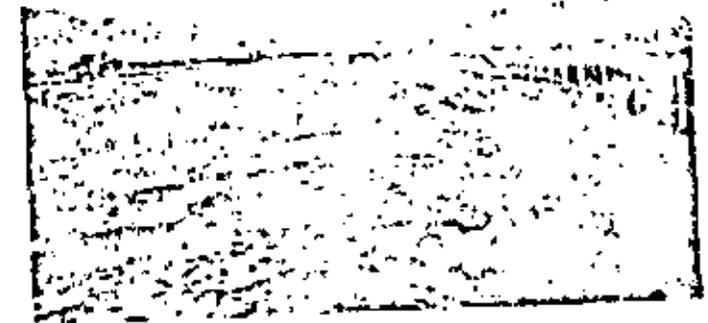


Fig. V-14 Efecto de una berma

En los cálculos prácticos ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación de la superficie de falla crítica, por lo que su colocación exige un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud protegido por la berma. La experiencia ha demostrado que es una buena base para los tanteos el suponer un ancho de berma del orden de la mitad de la base del terraplén y una altura tal que el peso de la berma dé un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado. A partir de este principio se procederá por tanteos hasta fijar la berma mínima que cumpla su cometido.

c) Empleo de materiales ligeros

Se trata ahora de colocar como material de terraplén suelos de peso específico bajo que, por lo tanto, den bajos momentos motores.



Berma utilizada en el camino directo México-Puebla para corregir una falla ocurrida durante la construcción

El tezontle, de origen volcánico, con peso específico del orden de 1 a 1.2 ton/m³ ha sido muy empleado para este fin. Otras soluciones, tales como sustitución de parte del terraplén con tubos, cajones de concreto hueco, etc., en general resultan muy costosas y, por ello, su uso ha sido muy limitado.

d) Consolidación previa de suelos compresibles

Cuando los suelos de cimentación de terraplenes sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo cortante, puede inducirse un proceso de consolidación, acelerado en lo posible, que aumente la resistencia del material.

Al construir terraplenes es frecuente y económico recurrir a construir la estructura por partes, no exigiendo una mientras la anterior no haya producido una consolidación suficiente.

En el Capítulo X del Volumen I de esta obra se ha presentado un método para acelerar el proceso de consolidación por medio de drenes verticales cilíndricos de arena. Desgraciadamente este procedimiento, eficiente por otra parte, suele resultar bastante costoso en la práctica.

El procedimiento para estimar el aumento de la resistencia al esfuerzo cortante que tiene lugar según el proceso de consolidación progresiva está basado en ideas expuestas y discutidas en los Capítulos X y XII del Volumen I de esta obra.

Supóngase que se trata de un terraplén que se construye sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, cuya resistencia no garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se ha decidido erigir la mitad de su altura, esperando para completarla a que el suelo se haya consolidado parcialmente hasta que el aumento de su resistencia sea suficiente.

Bajo carga rápida, supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, la resistencia del suelo de cimentación estará representada por la envolvente de la prueba Rápida Consolidada, obtenida trabajando con esfuerzos totales. Analizando esta envolvente puede verse que la resistencia, s , al esfuerzo cortante es proporcional a la carga con que se haya consolidado al material (Fig. V-15).

En el manto compresible normalmente consolidado, la resistencia bajo carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual las presiones efectivas aumentarán en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al fin del proceso de consolidación, calculables por los métodos expuestos en el capítulo III. Así, si s_1 es la resistencia inicial de un punto de

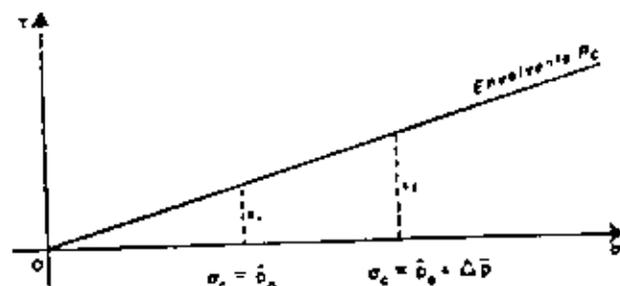


Fig. V-15. Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación

la masa consolidada bajo la presión efectiva por peso propio, \hat{p}_0 , la resistencia final bajo carga rápida, s_1 , será la correspondiente a la nueva presión de consolidación $\hat{p}_0 + \Delta \bar{p}$, donde $\Delta \bar{p}$ representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad primeramente construida del terraplén.

La resistencia en un punto correspondiente a un porcentaje de consolidación entre 0 y 100% tendrá un valor intermedio entre s_1 y s_2 , el cual podrá interpolarse linealmente entre esos dos, según se desprende obviamente de la Fig. V-15.

Si el suelo de cimentación fuera preconsolidado, el problema podrá tratarse como el anterior, pero considerando la envolvente R_c incluyendo el intervalo de preconsolidación.

En ocasiones se ha recurrido en la práctica a algunos otros procedimientos esencialmente equivalentes al arriba expuesto para estimar el aumento de resistencia rápida del suelo por consolidación (Hvorslev¹⁰, Rutledge¹¹).

e) Empleo de materiales estabilizantes

El fin de la solución en estudio es mejorar las cualidades de resistencia de los suelos mezclándoles algunas sustancias que al producir una cementación entre las partículas del suelo natural o al mejorar sus características de fricción aumenten su resistencia en los problemas prácticos. Las sustancias más empleadas han sido cementos, asfaltos y sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan costosos, por lo que su uso es limitado.

f) Empleo de muros de retención

Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta aunque, en general, costosa.

Sin embargo, muchas son las precauciones que han de tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de los muros. En el capítulo IV se ha tratado el problema general de estas estructuras por lo que aquí sólo se mencionarán algunas precauciones de carácter especial.

En primer lugar ha de cuidarse que la cimentación del muro quede bajo la zona de suelo movilizada por la falla hipotética del talud, pues se han reportado casos en que el muro, en falla por rotación por ejemplo, se moviliza en conjunto con el suelo, resultando totalmente inútil.

En segundo lugar, es preciso tomar precauciones muy especiales en lo referente al drenaje, dotando al muro en su paramento interno de filtros de material permeable, que canalicen a las aguas hacia las salidas que se proyecten a través del muro. En suelos con contenido apreciable de finos plásticos es preciso tener muy presente la posibilidad de que el material del talud se sature, en cuyo caso disminuirá fuertemente su "cohesión aparente", aumentando correspondientemente los empujes que produce contra la estructura. Esta ha sido posiblemente, la principal causa de fallas en muros de retención usados en vías terrestres, canales, etc.

En general, el muro de retención como elemento estabilizador de taludes, constituye una de las estructuras más delicadas en lo refe-



Deslizamiento por rotación causado por la pérdida de resistencia debida a la saturación de los suelos



Tubería perforada para drenaje interno de un corte de una carretera

rente a su proyecto y construcción y es recomendable que ambas etapas sean muy cuidadosamente supervisadas por un especialista. Esto, por supuesto, es tanto más cierto cuanto más altas sean las estructuras que se requiera construir y cuanto más plástico sea el suelo por retener.

g) Precauciones de drenaje

La principal y más frecuente causa de problemas derivados de la estabilidad de taludes en obras de ingeniería es, sin duda, la presencia de agua y su movimiento por el interior de la masa de suelo. Estos efectos y el modo de cuantificarlos se detallarán en las partes correspondientes del Volumen III de esta obra, pero es obvio desde este momento que la saturación y el desarrollo de fuerzas de filtración que tiene lugar durante el flujo de agua afectan decisivamente la estabilidad de las masas de suelo.

Salvo el caso especial de las presas de tierra, en donde el flujo es un factor inevitable cuya presencia siempre ha de tomarse en cuenta, en la mayoría de las obras de ingeniería resulta más económico proyectar obras de drenaje que eliminen filtraciones y flujo que proyectar los taludes para soportar esta condición tan desfavorable.

rable. Las estructuras comunes, tales como cunetas, contracunetas, alcantarillas, etc., debidamente proyectadas y construidas han demostrado hoy ser indispensables y no es buena la técnica ingenieril que regatee inversión o esfuerzos en esta dirección. En otras ocasiones será preciso pensar en estructuras especiales del tipo de pantallas de drenes protectores, tubería perforada que penetre convenientemente en la masa de suelo y otras muchas.

En este punto se toca un aspecto que ha sido y sigue siendo muy debatido entre los ingenieros de todo el mundo. Se trata de definir si resulta más conveniente proyectar una obra vial, por ejemplo, con todas las precauciones de drenaje en cada lugar, a fin de evitar futuras fallas encarreciendo fuertemente la construcción o, por el contrario, si resulta mejor construir con las precauciones elementales e indispensables, ateniéndose al riesgo de falla futura en algún lugar aislado en que las condiciones de filtración y flujo resulten imprevisiblemente críticas. Este último criterio traerá trastornos en la operación de la obra y acarreará, quizá, riesgos hipotéticos a sus usuarios, por la posibilidad de derrumbes localizados bruscos. Apenas puede dudarse que este último criterio resulta más apropiado para ser usado en países de economía restringida, pues siempre será más barato y económico arreglar fallas en algunos puntos que proteger contra esas fallas cada kilómetro de un camino, por ejemplo. De todas maneras, por sus implicaciones económicas y aún morales, el asunto se presta a toda clase de disquisiciones.

En taludes en excavaciones, el bombeo o los métodos electrostáticos (ver Volumen III de esta obra) se usan hoy comúnmente y los segundos parecen prometedores en los problemas de taludes en general.



Trazado de drenaje para la zona central de un estacionamiento moderno



Otra vista de drenes horizontales para captación de agua en el interior de los cortes de los caminos



Un ejemplo de una solución especial para estabilizar taludes en roca: colocación de barras de anclaje en los bloques sueltos

h) Soluciones especiales

Además de las soluciones que se han mencionado, existen muchas otras y puede decirse que este es un punto en que el ingenio del proyectista guiado por un buen criterio tiene amplio campo de acción. En caminos, por ejemplo, el uso de terraplenes en diente de sierra ha sido muy socorrido para rebajar altura de terraplenes por concepto de sobreelevación en curva y así eliminar riesgos de falla (Fig. V-16). En otros casos sobre-



Fig. V-16 Terraplenes en diente de sierra

todo en cortes en roca fracturada, los bloques se cosen materialmente con varillas de acero, pretensadas o no, colocadas en barrenos rellenos con mortero.



Otra solución especial a un problema de estabilidad de taludes en roca: el medio viaducto



Combinación de soluciones a base de muros de retención y medio viaducto (carretera escénica en Acapulco, Gro.)



Un problema especial: el echado de las rocas ferruceas se deslizan hacia un camino

ANEXO V-a

Consideraciones respecto al análisis de taludes en material "cohesivo" homogéneo en el cuerpo del talud y en el terreno de cimentación

V-a.1. Talud "cohesivo" y terreno de cimentación homogéneo con él y semi-infinito

Los análisis de estabilidad de taludes en suelos "cohesivos" homogéneos en el cuerpo del talud y en el terreno de cimentación han demostrado (Taylor) que la "cohesión" necesaria para garantizar la estabilidad de un talud de inclinación dada sigue la ley de proporcionalidad

$$c \propto \gamma_m H \quad (5-a.1)$$

donde:

γ_m = peso específico del suelo que forma el talud y el terreno de cimentación

H = altura del talud.

La relación anterior puede escribirse:

$$c = N_s \gamma_m H \quad (5-a.2)$$

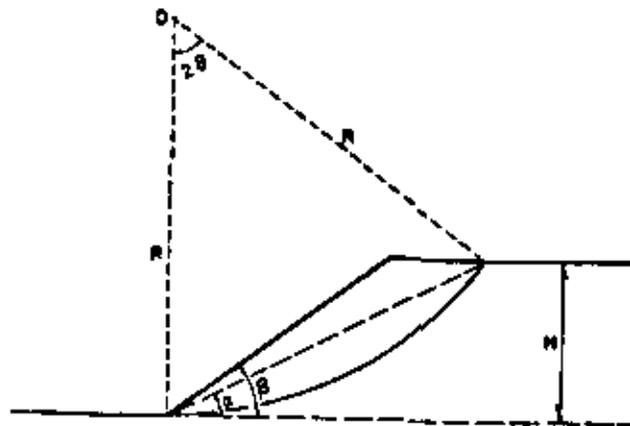


FIG. V-a.1. Líneas usadas en el análisis de taludes homogéneos "cohesivos"

Donde N_s se denomina número de estabilidad del talud de que se trate. N_s es función de la inclinación, β , del talud (fig. V-a.1), cuando el círculo más crítico posible pase por el pie del talud. La posibilidad de falla de base se analizará más adelante en esta misma sección.

El sentido de las letras citadas aparece en la fig. V-a.1.

Puede demostrarse que el valor $\beta = 53^\circ$ es una frontera de interés, de modo que si $\beta > 53^\circ$ la superficie de falla más crítica posible pasa siempre por el pie del talud y si $\beta < 53^\circ$ el círculo más crítico se presenta adelante del pie del talud, produciéndose una falla de base.

En efecto, considérese la fig. V-a.2 en la cual se muestra un talud en falla de base con una superficie de falla circular cualquiera, que genera las secciones marcadas con números romanos.

Para encontrar el círculo más crítico posible es preciso buscar aquel que dé un factor de seguridad (F_s) mínimo. Para ello se analizará en primer lugar lo que sucede cuando el centro del arco seleccionado se mueve sobre una trayectoria horizontal, después cuando varíe el radio, fijo el ángulo central, 2θ y, finalmente, cuando varíe el ángulo central, 2θ , únicamente

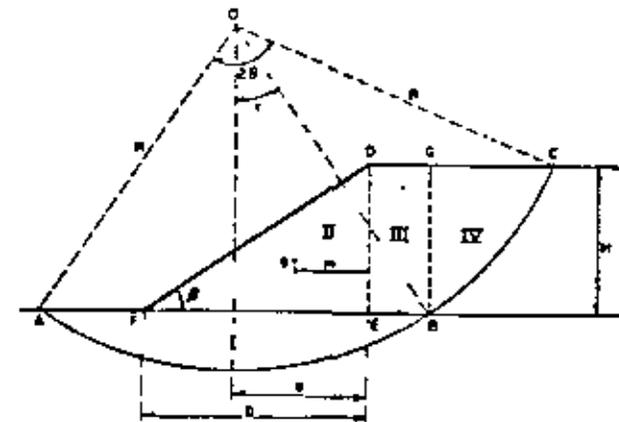


FIG. V-a.2. Esquema de un talud de material "cohesivo", homogéneo con el terreno de cimentación, para determinar el círculo crítico de falla de base

Si el punto O se mueve sobre una horizontal (véase fig. V-a.2) la longitud del arco hipotético de falla no varía, pues los puntos A y C no abandonan sus respectivas horizontales. Por lo tanto se mantiene constante el momento resistente que corresponde al producto cLR . Si se considera ahora como momento motor la expresión ΣWd .

CAPITULO V

como se hizo en el cuerpo de este capítulo, por permanecer constante el momento resistente, el F_s mínimo se tendrá, simplemente, cuando el momento motor sea máximo

Pero:

$$M_m = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV}$$

M_I es el momento del peso de la tierra correspondiente a la sección I de la fig. V-a.2 y vale cero, pues el centroide del área del sector está siempre en la vertical que pasa por O.

M_{II} es el momento del peso de la tierra correspondiente a la cuña triangular DEF y vale, según la figura mencionada:

$$M_{II} = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) \quad (5-a.3)$$

M_{III} es el momento, respecto a O, del peso de la tierra correspondiente al área DEBG y vale:

$$M_{III} = (R \operatorname{sen} \epsilon - a) H \gamma_m \frac{R \operatorname{sen} \epsilon + a}{2} \quad (5-a.4)$$

El momento del peso de la tierra correspondiente al área CBG, M_{IV} , no varía cuando el centro del arco de circunferencia escogido se mueve horizontalmente a partir de O; su valor es constante, por lo tanto, y se representará por K.

Teniendo en cuenta las expresiones anteriores podrá escribirse:

$$M_m = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) + \frac{H \gamma_m}{2} (R^2 \operatorname{sen}^2 \epsilon - a^2) + K \quad (5-a.5)$$

Interesa el valor máximo de esta función cuando O se mueve horizontalmente y este movimiento puede referirse a la variación de a; por lo tanto interesa la condición:

$$\frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) + \frac{H \gamma_m}{2} (R^2 \operatorname{sen}^2 \epsilon - a^2) + K \right] = 0$$

de donde:

$$\frac{1}{2} b H \gamma_m + \frac{H \gamma_m}{2} (-2a) = 0$$

$$y \quad \frac{b}{2} - a = 0$$

$$o \text{ sea:} \quad a = \frac{B}{2} \quad (5-a.6)$$

Así pues, respecto al movimiento del centro del círculo escogido a lo largo de la horizontal, el círculo de falla más crítico respecto a falla de base, será aquél cuyo centro esté en la vertical que pase por el centro del talud.

Si ahora se fija el ángulo central 2θ y se mueve el centro sobre la vertical que pase por O, el valor del radio variará y también el momento motor y el momento resistente. El valor de R que corresponde al círculo más crítico para esta condición es bastante complicado de obtener y el proceso poco añade, conceptualmente hablando, al panorama general, por lo cual aquí se proporcionará simplemente el resultado final del análisis, según el cual el radio del círculo más crítico resulta ser infinito.

Para que el círculo más crítico posible quede totalmente definido y así poder calcular teóricamente la "cohesión" necesaria para el equilibrio será preciso encontrar el ángulo central 2θ que hace mínimo el factor de seguridad. Como se ha aceptado que el círculo crítico corresponde a radio infinito, para cualquier ángulo central, 2θ , distinto de cero, las distancias del talud a que el círculo de falla intercepte la superficie del terreno serán infinitas a ambos lados. Para hacer el análisis que permita encontrar el valor de 2θ correspondiente al círculo crítico conviene considerar un radio finito muy grande, al cual posteriormente se hará tender a ∞ , encontrando los resultados en ese límite. Teniendo esto en mente, podrá escribirse (ver fig. V-a.3).

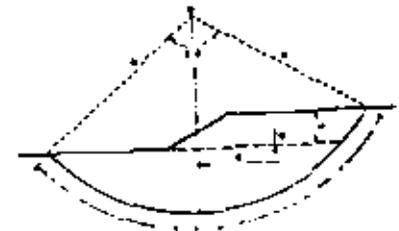


FIG. V-a.3. Talud en material "cohesivo", homogéneo con el terreno de cimentación. Variación del ángulo central 2θ

$$W = \gamma_m H R \operatorname{sen} \theta \quad (5-a.7)$$

También podrá escribirse:

$$d = \frac{R \operatorname{sen} \theta}{2}$$

y, desde luego:

$$L = 2\theta R$$

En falla incipiente: $Wd = cLR$

por lo tanto

$$c = \frac{Wd}{LR} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_m H R^2 \operatorname{sen}^2 \theta}{2\theta R^2}$$

de donde:

$$c = \frac{\gamma_m H}{4} \frac{\operatorname{sen}^2 \theta}{\theta} \quad (5-a.8)$$

El valor más crítico posible de θ será el que haga que la c requerida para mantener la estabilidad sea máxima. Por lo tanto interesa estudiar la condición:

$$\frac{d}{d\theta} \left[\frac{\sin^2 \theta}{\theta} \right] = 0 \quad (5-a.9)$$

de donde:

$$\frac{2\theta \sin \theta \cos \theta - \sin^2 \theta}{\theta^2} = 0$$

y

$$2\theta \sin \theta \cos \theta = \sin^2 \theta$$

de donde se obtiene finalmente la ec.:

$$\theta = \frac{\operatorname{tg} \theta}{2} \quad (5-a.10)$$

De la ec. 5-a.10 se deduce que un valor de $\theta = 66^{\circ}45'$, o sea $2\theta = 133^{\circ}30'$ corresponde al círculo más crítico posible. Si este valor de θ se lleva a la ec. 5-a.8 se obtiene:

$$c = \frac{\gamma_m H}{4} \frac{\sin^2 66^{\circ}45'}{66^{\circ}45' \frac{2\pi}{360^{\circ}}} = 0.181 \gamma_m H \quad (5-a.11)$$

Si se compara esta expresión con la (5-a.2), podrá verse que, para el caso de radio infinito, $2\theta = 133^{\circ}30'$, centro del círculo sobre la vertical media del talud y talud "cohesivo" y homogéneo con el terreno de cimentación, el número de estabilidad del talud resultaría igual a 0.181.

Taylor¹¹ y Fellenius¹² realizaron gran volumen de investigación en este terreno tendiente a evitar a los proyectistas el trabajo largo y tedioso de los tanteos. Taylor dibujó una gráfica relacionando los valores del ángulo del talud, β , con los números de estabilidad obtenidos para ellos, N_s ; así obtuvo el primer tramo curvo de la gráfica superior de la fig. V-a.4, que corresponde a círculos de falla por el pie del talud. Se ha visto que el número de estabilidad para los círculos más críticos posibles que corresponden a la falla de base ($R = \infty$) es 0.181; este valor define el tramo recto de la misma gráfica en la misma figura. La intersección de los tramos recto y curvo B se produce en un valor del ángulo β igual a 53° . A mayor número de estabilidad el círculo es más crítico por lo que la parte recta representa al valor de N_s para los círculos más críticos, posibles, que son de falla de base con un ángulo de talud, β , comprendido entre 0° y 53° . Para valores de β mayores de 53° la parte curva rige y los círculos más críticos posibles pasan por el pie del talud.

Fellenius observó que para $\beta = 60^{\circ}$ el ángulo α de la fig. V-a.1 resulta igual a θ y la tangente a la circunferencia de falla que pase por el pie del talud, trazada en ese punto, es horizontal, y que para $53^{\circ} < \beta < 60^{\circ}$ los círculos más críticos posibles que desde luego pasan por el pie del talud, interesan al terreno de cimentación; fallas únicamente en el cuerpo del talud ocurren sólo si $\beta > 60^{\circ}$.

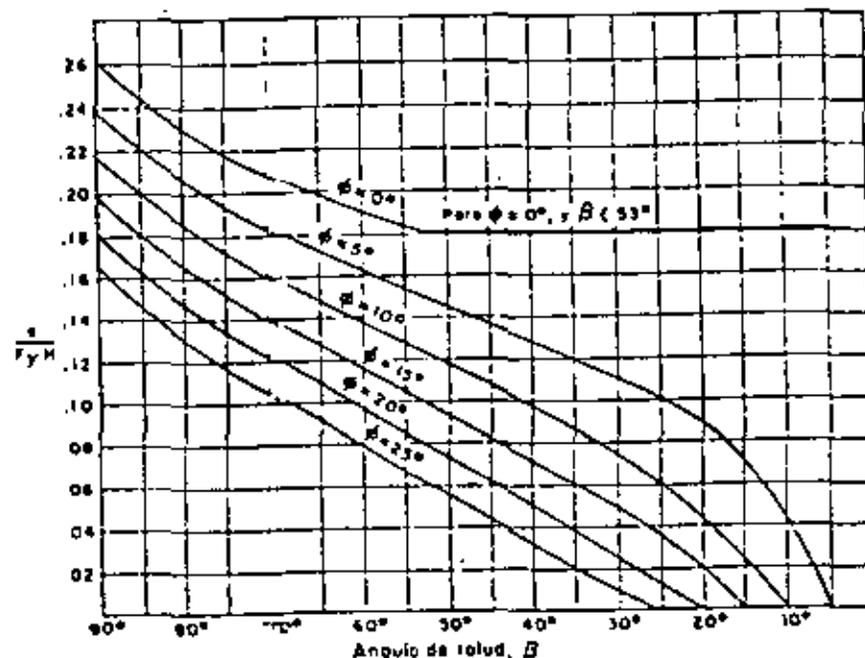


FIG. V-a.4. Gráfico de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación

V-a.2. Talud "cohesivo" con terreno de cimentación homogéneo con él y limitado por un estrato horizontal resistente

Es muy frecuente que en la naturaleza aparezcan estratos resistentes a una cierta profundidad dentro del terreno de cimentación "cohesivo" y homogéneo con el cuerpo de un talud; en lo que sigue se considerará que estos estratos son horizontales, lo cual, por otra parte no está lejos del caso real normal.

Cuando la inclinación del talud es menor de 53° , de la discusión realizada en la sección anterior de este anexo respecto a los círculos de falla de base, se deduce que el círculo crítico tiende a profundizarse, pues siempre existirá un círculo a mayor profundidad al que corresponda un número de estabilidad mayor, si bien éstos tienden asintóticamente a 0.181 con la profundidad. De esto se deduce que, para estos taludes, el círculo crítico será siempre tangente al estrato resistente. Para fines prácticos, cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad mayor que tres veces la altura del talud propiamente dicho, el número de estabilidad del círculo crítico es muy cercano a 0.181, y sólo se justifica su cálculo para aquellos

casos en que el estrato resistente está a profundidad comprendida entre 0 y $3H$.

Cuando el estrato resistente corresponde al nivel del terreno y $\beta < 60^\circ$, la superficie crítica de deslizamiento sigue siendo tangente a dicho estrato resistente y se desarrolla como se muestra en la fig. V-a.5.

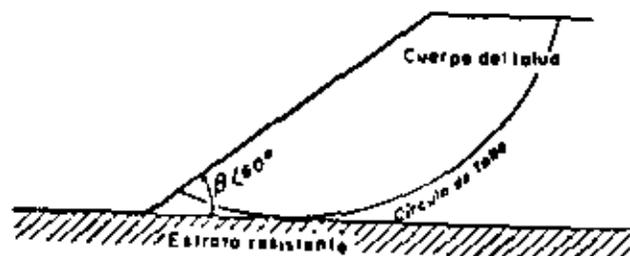


FIG. V-a.5. Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando el terreno de cimentación está constituido por un material resistente.

Para analizar las condiciones de estabilidad de un talud en material "cohesivo" con un estrato resistente localizado en el terreno de cimentación a una profundidad comprendida entre 0 y $3H$, a partir del nivel del terreno (H altura del talud), se utiliza el concepto de factor de profundidad, D , definido según se desprende de la fig. V-a.6.

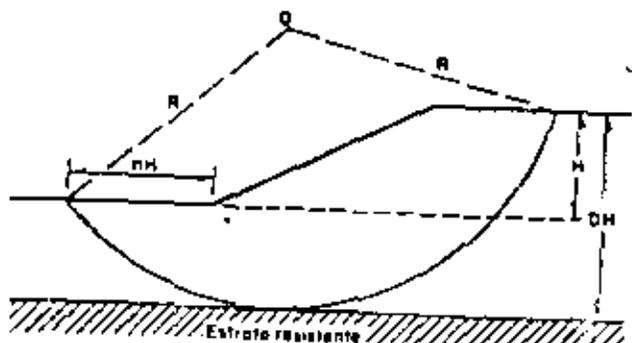


FIG. V-a.6. Esquema para definir los conceptos de factor de profundidad, D , y factor de alejamiento, n .

Desde luego, para un cierto talud el número de estabilidad disminuye si el factor de profundidad va disminuyendo, es decir si el estrato firme está más próximo al nivel del terreno.

Con base en los cálculos realizados, Taylor pudo trazar las curvas que aparecen en la fig. V-a.7, en la cual se consideran ángu-

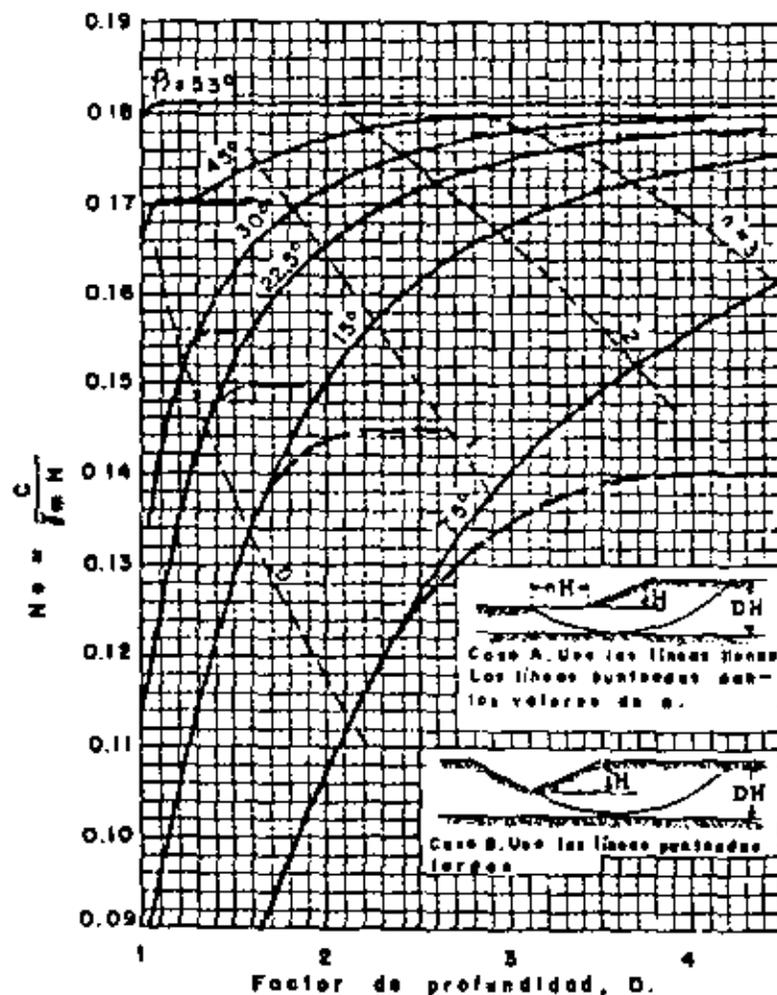


FIG. V-a.7 Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente.

los de talud desde 53° hasta 7.5° . Entrando con el valor de D y usando la curva de β correspondiente puede obtenerse el valor de N , y el de n , factor de alejamiento, interpolado entre las curvas mostradas.

En la fig. V-a.8 se muestra un círculo de falla de base cuyo centro cae en la vertical por el punto medio del talud y que es tangente a un estrato resistente situado a la profundidad DH .

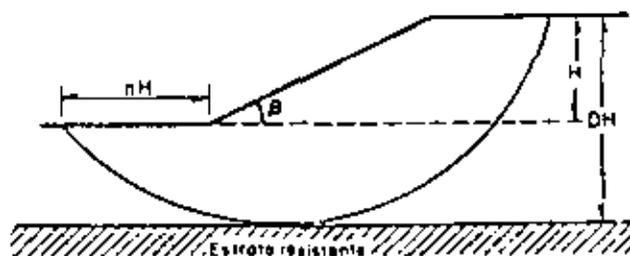


FIG. V-a.8 Círculo con falla de base tangente a un estrato resistente

La superficie de falla aflora a una distancia horizontal nH adelante del pie del talud. Para círculos tangentes al estrato resistente y con centro en la vertical media, el valor n determina la posición del círculo respecto al talud; estos valores pueden obtenerse del mismo gráfico mostrado en la fig. V-a.7. Obsérvese que, como era de esperar para una inclinación del talud dada (curvas llenas de la figura), n aumenta cuando aumenta D ; es decir, cuando el círculo de falla se profundiza más, aflora a mayor distancia del pie del talud.

Puede observarse que en la práctica hay casos en los que el desarrollo de la superficie de falla se ve forzado a pasar por el pie del talud; en la parte inferior de la fig. V-a.7 se muestra un caso de éstos, en el que el número de estabilidad será menor que si la restricción no existiese (y por lo tanto el talud más estable). Los números de estabilidad correspondientes se calcularán en la misma figura recurriendo a las líneas discontinuas de segmentos largos.

ANEXO V-b

Consideraciones respecto al análisis de taludes homogéneos en materiales con cohesión y fricción

Existen numerosos trabajos de mérito cuya finalidad es, a la vez, ahorrar tiempo a los calculistas de estabilidad de taludes y arrojar mayor luz sobre el comportamiento de éstos y sobre las conclusiones que pueden extraerse de los distintos métodos de análisis. De todos

esos, cuya simple mención es imposible en este lugar, se glosan a continuación aquellos que han alcanzado mayor popularidad. Desde luego las conclusiones de estos trabajos son aplicables a taludes homogéneos, en falla por el pie del talud o de base (en cuyo caso se supone que el material constitutivo del terreno de cimentación es el mismo del cuerpo del talud propiamente dicho) y se refieren únicamente a la posibilidad de falla de rotación.

a) Trabajos de Fellenius

Fellenius ha extraído algunas conclusiones de carácter general como resultado de un gran número de aplicaciones del procedimiento de las dovelas. En varias de las referencias citadas en este capítulo podrán verse distintas alusiones a sus trabajos. En la Tabla 5-b.1. aparece un aspecto de las investigaciones de Fellenius; en dicha Tabla se definen algunos círculos críticos por el pie del talud en suelos puramente "cohesivos", correspondientes a ángulos de talud, β , frecuentes en la práctica. Las letras tienen el sentido que se desprende de la fig. V-b.1.

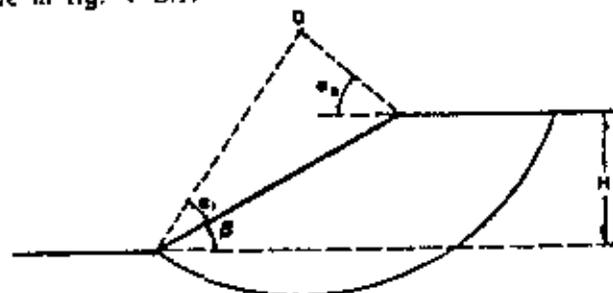


FIG. V-b.1. Posición del centro del círculo crítico por el pie del talud; trabajo de Fellenius ($\phi \neq 0, c \neq 0$)

TABLA 5-b.1

Suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0; \phi = 0$)

Talud	β	a_1	a_2
1:0.58	60	29	40
1:1.00	45	28	37
1:1.50	33.8	26	35
1:2.00 (o mayor)	26.6 (o menor)	25	35

Ha de insistirse que las posiciones fijadas por la Tabla 5-b.1 se refieren a círculos críticos por el pie del talud; para su aplicación

práctica será necesario en cada caso, comparar los factores de seguridad con los obtenidos estudiando la falla de base.

b) Trabajos de Taylor *

Siguiendo un procedimiento análogo al expuesto en el Anexo V-a para suelos puramente "cohesivos", Taylor estudió también los materiales con "cohesión" y "fricción". En la fig. V-b.2 se presentan curvas que relacionan el ángulo de talud, β , con el número de estabilidad, N_s , en función del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , en círculos críticos correspondientes a falla por el pie del talud.

Las gráficas son de uso muy simple: entrando con un valor de β de proyecto, que se desea verificar y el valor de ϕ , obtenido en pruebas de laboratorio, se obtiene un valor de N_s correspondiente; según la definición del número de estabilidad usada por Taylor, puede escribirse:

$$F_s = \frac{N_s \cdot c}{\gamma_m H} \quad (5-b.1)$$

Donde F_s es el factor de seguridad del talud analizado en términos de la "cohesión", que como ya se discutió, no es un verdadero factor de seguridad. Así pues, las gráficas de la fig. V-b.2 propor-

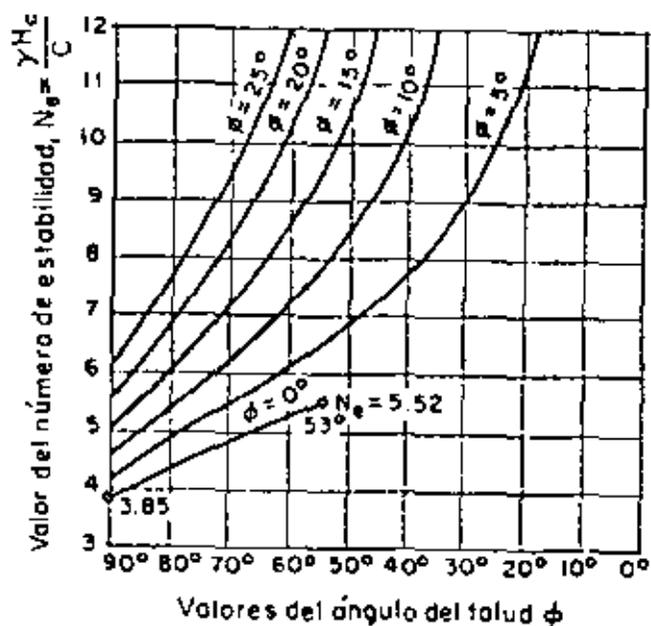


FIG. V-b.2. Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$

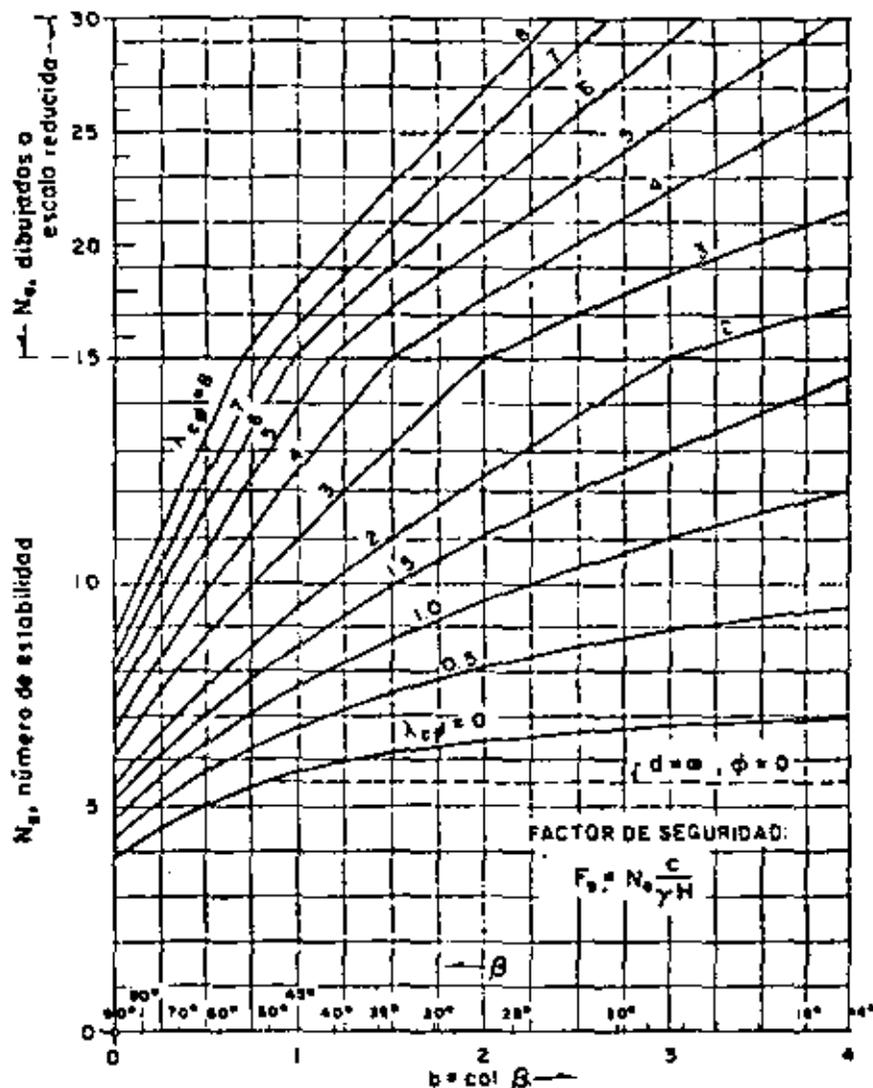


FIG. V-b.3. Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambu

cionan sólo una primera aproximación al problema de la estabilidad en círculos por el pie del talud; además, será preciso estudiar la posibilidad de falla de base para llegar al círculo más crítico posible.

c) *Trabajos de Jambu*''

Para taludes simples y homogéneos Jambu expresa el factor de

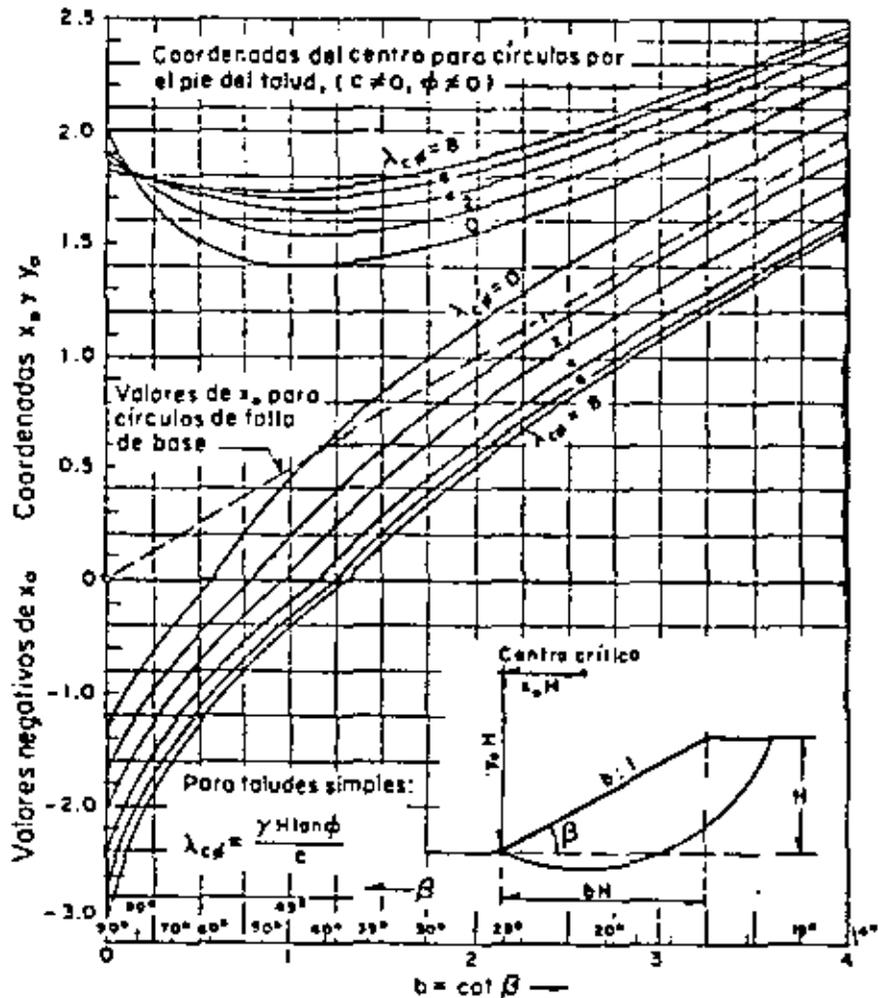


FIG. V-b.4. Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambu

seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud, por la fórmula:

$$F_s = \frac{N_c}{\gamma_m H} \quad (5-b.2)$$

Donde N_c es un número de estabilidad que puede obtenerse de la fig. V-b.3, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H}{c} \tan \phi \quad (5-b.3)$$

También proporciona (fig. V-b.4), los parámetros x_0 y y_0 que definen la posición de los centros de los círculos críticos de pie del talud por medio de las relaciones

$$\begin{aligned} x &= x_0 H \\ y &= y_0 H \end{aligned} \quad (5-b.4)$$

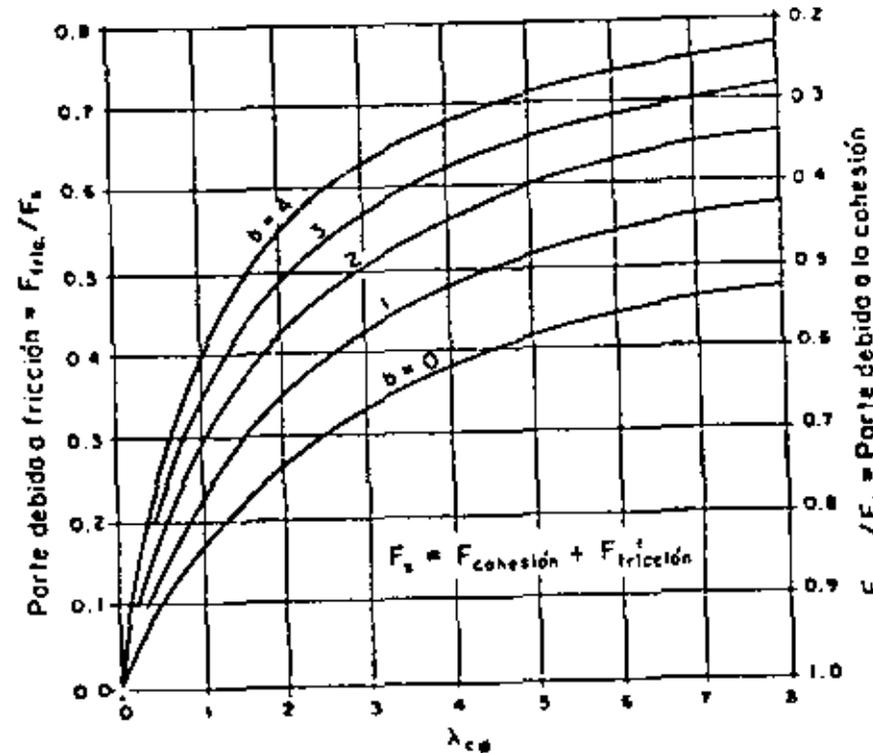


FIG. V-b.5. Contribución de la "fricción" y la "cohesión" al factor de seguridad, según N. Jambu

Por último, en la fig. V-b.5 se da una gráfica en la que puede verse qué fracción del factor de seguridad total asociado a un círculo dado se refiere a la "cohesión" del suelo y cual a la fricción del mismo.

Huelga decir que las gráficas y fórmulas anteriores se refieren solamente a taludes en que no hay presiones neutrales de agua en el interior del suelo. Cuando éstas existan, el problema de la estabilidad se atacará con las normas que se establecen en el Volumen III de esta obra.

ANEXO V-c.

Otros métodos de análisis de taludes

V-c.1. Método de la espiral logarítmica

Al aplicar el Método Sueco es preciso introducir una hipótesis simplificativa respecto a la distribución de esfuerzos a lo largo de la superficie de deslizamiento; de otro modo el problema resulta estáticamente indeterminado. Rendulic² evita esta situación no deseable utilizando como superficie de falla hipotética un arco de espiral logarítmica, de ecuación

$$r = r_0 e^{\phi \theta} \quad (5-c.1)$$

Donde el sentido de las letras es el indicado en la fig. V-c.1 y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. Como ya se mencionó en otra ocasión, la propiedad que hace útil a la espiral en los análisis de estabilidad es que su radio vector en cualquier punto forma precisamente el ángulo ϕ con la normal a la curva en dicho punto. Así,

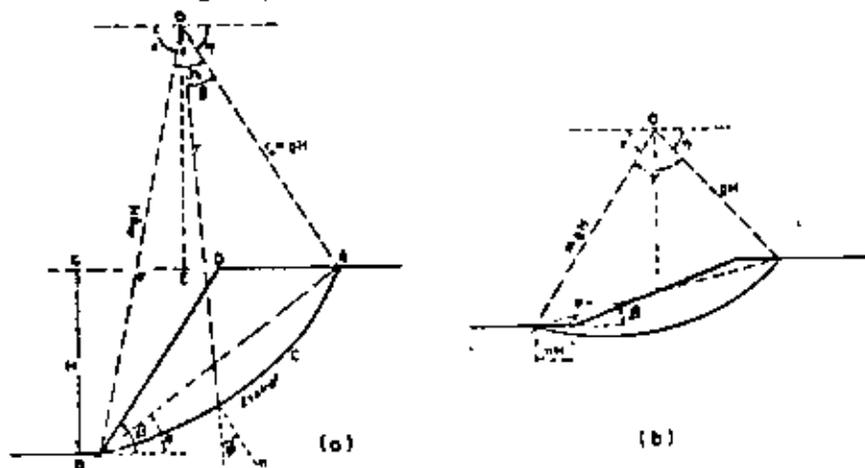


FIG. V-c.1. Método de la espiral logarítmica

todas las fuerzas resultantes de las reacciones normales y de fricción actuantes en los elementos de línea sobre la curva pasan por el centro de la curva O.

Considérense los siguientes cuatro parámetros, con objeto de simplificar el planteamiento matemático del método.

$$m = e^{\gamma_c \alpha}$$

$$g = \frac{1}{\text{sen } \alpha \sqrt{1 + m^2 - 2m \cos \gamma_c}} = \frac{r_0}{H}$$

$$\epsilon = \alpha + \text{ang} \text{ sen} \left[\frac{\text{sen } \gamma_c}{\sqrt{1 + m^2 - 2m \cos \gamma_c}} \right]$$

$$\eta = \pi - \gamma_c - \epsilon$$

Donde γ_c y α se han tomado como los dos parámetros necesarios para definir la espiral.

Considérense también las siguientes fuerzas que actúan en el talud

W = peso de la tierra deslizante.

C = fuerza de cohesión total desarrollada a lo largo de la superficie de deslizamiento.

P = fuerza total resultante de los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Sean:

M_1 = momento en torno a O de la masa de tierra representada por el área OACBO

M_2 = momento en torno a O de la masa de tierra representada por el área OAP O

M_3 = momento en torno a O de la masa de tierra representada por el área BDFB

Entonces el momento motor del peso W vale:

$$M_w = M_1 - M_2 - M_3 \quad (5-c.2)$$

En la fig. V-c.1 puede verse que:

$$M_1 = \gamma \int_0^{\gamma_c} \frac{r^2}{3} \cos(\theta + \eta) d\theta = \frac{\gamma g^2 H^3}{3(9 \text{tg}^2 \phi + 1)} \times [(m^2 \text{sen } \epsilon - \text{sen } \eta) - 3 \text{tg} \phi (m^2 \cos \epsilon + \cos \eta)] \quad (5-c.3)$$

$$M_2 = \frac{1}{6} \gamma g^2 H^3 \text{sen}^2 \eta (\text{ctg}^2 \eta - \text{ctg}^2 \epsilon) \quad (5-c.4)$$

$$M_3 = \frac{1}{6} \gamma H^3 [\text{ctg}^2 \beta - \text{ctg}^2 \epsilon - 3m g \cos \epsilon (\text{ctg} \beta - \text{ctg} \epsilon)] \quad (5-c.5)$$

Si M_w es el momento de la fuerza W , M_c el de la fuerza C y M_p el de la P (nulo por pasar esta fuerza por O), se tendrá

$$M_w + M_c = 0$$

Introduciendo un factor de seguridad F_c , respecto a la "cohesión", podrá escribirse:

$$M_w + \frac{M_c}{F_c} = 0 \quad (5-c.6)$$

en la fig. V-c.1 puede ahora verse que

$$M_c = - \int_0^{\gamma_c} cr^2 d\theta = - \frac{cg^2 H^2}{2 \operatorname{tg} \phi} (m^2 - 1) \quad (5-c.7)$$

Si se substituyen las expresiones 5-c.7, 5-c.3, 5-c.4 y 5-c.5 en las (5-c.2) y (5-c.6) se obtiene

$$\begin{aligned} \frac{c}{F_c \gamma H} = & \frac{\operatorname{tg} \phi}{3g^2(m^2 - 1)} \times \\ & \times \left[\frac{2g^2((m^2 \operatorname{sen} \epsilon - \operatorname{sen} \eta) - 3 \operatorname{tg} \phi (m^2 \cos \epsilon + \cos \eta))}{9 \operatorname{tg}^2 \phi + 1} + \right. \\ & + g^2 \operatorname{sen}^2 \eta (\operatorname{ctg}^2 \epsilon - \operatorname{ctg}^2 \eta) + 3mg \cos \epsilon (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \epsilon) - \\ & \left. - \operatorname{ctg}^2 \beta + \operatorname{ctg}^2 \epsilon \right] \quad (5-c.8) \end{aligned}$$

La ec. 5-c.8 se aplica cuando la superficie de falla pasa por el pie del talud (caso a de la fig. V-c.1).

Cuando la falla es de base, (fig. V-c.1.b), la condición más desfavorable ocurre cuando el centro de la espiral está en la vertical por el punto medio del talud y entonces

$$n = mg \cos \epsilon - \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \beta \quad (5-c.9)$$

Respecto al caso de falla por el pie del talud hay ahora un incremento de momento motor que vale

$$\frac{1}{2} \gamma n^2 H^2 = \frac{\gamma H^2}{2} (mg \cos \epsilon - \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \beta)^2 \quad (5-c.10)$$

Esto hace que la ec. 5-c.8 se modifique para falla de base a la forma

$$\begin{aligned} \frac{c}{F_c \gamma H} = & \frac{\operatorname{tg} \phi}{3g^2(m^2 - 1)} \times \\ & \times \left[\frac{2g^2((m^2 \operatorname{sen} \epsilon - \operatorname{sen} \eta) - 3 \operatorname{tg} \phi (m^2 \cos \epsilon + \cos \eta))}{9 \operatorname{tg}^2 \phi + 1} + \right. \\ & + g^2 \operatorname{sen}^2 \eta (\operatorname{ctg}^2 \epsilon - \operatorname{ctg}^2 \eta) + 3mg \cos \epsilon (mg - \operatorname{cosec} \epsilon) - \\ & \left. - \frac{1}{4} \operatorname{ctg}^2 \beta + \operatorname{ctg}^2 \epsilon \right] \quad (5-c.11) \end{aligned}$$

Para cualquier valor de los ángulos central γ_c y α escogidos, pueden valuarse m , g , ϵ y η , después de lo cual puede calcularse n con la expresión 5-c.9. Si n resulta negativa, la falla a esperar será por el pie del talud y deberá usarse la expresión 5-c.8; si n resulta positiva, se usará la (5-c.11). Así se obtiene un número de estabilidad máximo definido por Taylor, para el talud en estudio.

$$N_c = \frac{c}{F_c \gamma H}$$

Este debe ser comparado con el obtenido aplicando la anterior expresión, calculada con los valores del suelo real y del talud en cuestión.

V-c.2. Estudios basados en las ecuaciones de Kötter

Como se dijo en el cuerpo de este capítulo, Kötter obtuvo relaciones elasto-plásticas para los esfuerzos desarrollados a lo largo de una superficie de deslizamiento cualquiera, en un talud en estado

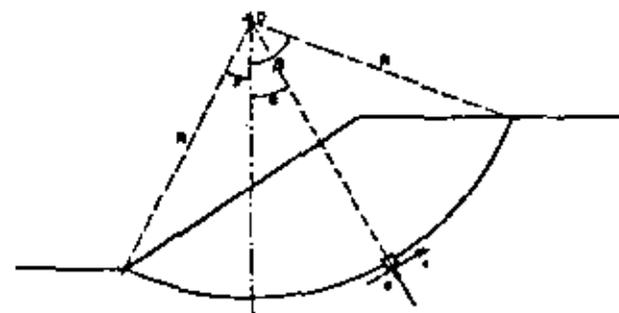


FIG. V-c.2. Clave para interpretar las ecuaciones de Kötter

de falla inminente. Estas ecuaciones son, para un suelo "cohesivo" y "friccionante" y particularizadas para falla circular: (ver fig. V-c.2)

$$\frac{d\tau}{d\alpha} = 2tg\phi \cdot \tau - \gamma R \sin\phi \sin(\alpha - \phi)$$

$$\frac{d\sigma}{d\alpha} = 2c + 2\sigma tg\phi - \gamma R \cos\phi \sin(\alpha - \phi) \quad (5-c.12)$$

donde

- τ = esfuerzo tangencial que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento circular en el elemento sujeto a análisis
- σ = esfuerzo normal que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento circular en el elemento sujeto a análisis
- ϕ = parámetro de fricción o ángulo aparente de fricción interna del suelo.
- c = cohesión aparente del suelo
- γ = peso específico del suelo
- R = radio de la superficie circular de deslizamiento
- α = ángulo que determina la posición del elemento en estudio sobre el arco circular, con respecto a la vertical.

Se ha probado (ver, por ejemplo, la Ref. 14), que para el caso de suelos puramente "cohesivos" un análisis por el Método Sueco implica una hipótesis de distribución de esfuerzos sobre la superficie de deslizamiento que no satisface las ecuaciones de Kotter. El análisis puede generalizarse (ver, por ejemplo, Ref. 15) para suelos con "cohesión" y "fricción", verificándose que el Método Sueco no satisface tampoco en este caso las condiciones de Kotter y que los valores de la "cohesión" requerida para el equilibrio del talud resultan mayores usando el Método Sueco que usando las ecuaciones de Kotter directamente; esto último indica que el Método Sueco resulta más conservador que los directamente derivados de integrar las ecuaciones de Kotter a lo largo de la superficie circular.

En la obra de J. B. Hazen que se menciona en la Bibliografía de este capítulo podrá hallarse más amplia información sobre estos temas de tantas y prometedoras posibilidades.

ANEXO v - d Problemas Resueltos

1. En la Fig. v - d.1.1 se muestra un talud de arcilla, cuyo factor de seguridad contra falla por rotación se desea valorar. El nivel freático está situado por abajo del nivel superior del suelo firme que se indica.

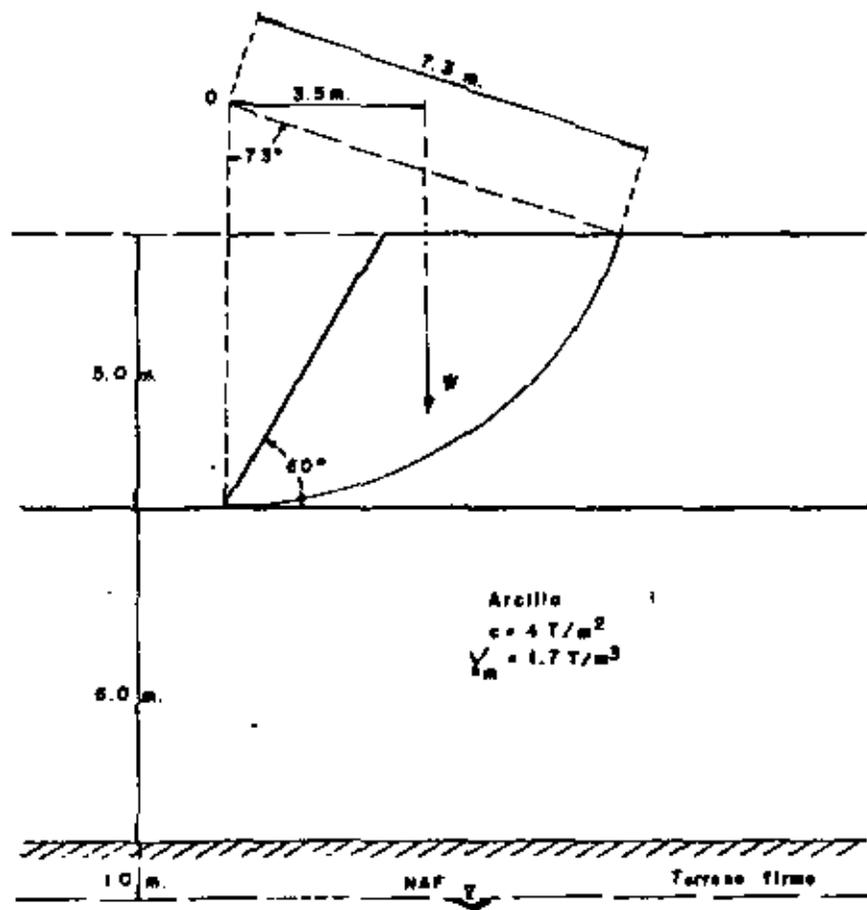


Fig. v-d.1.1. Condiciones del talud

Solución

Dadas las condiciones del perfil estratigráfico, se analiza únicamente la posibilidad de falla por el pie del talud.

Se efectúa el cálculo con base en el círculo de deslizamiento que se indica en la figura, que es el crítico. El lector deberá de llegar a él realizando cálculos en otros círculos de tanteo, siguiendo el mismo procedimiento que a continuación se describe.

El círculo indicado tiene un radio $R = 7.3$ m y un ángulo central de 73° .
La expresión 5-4, dice:

$$F_s = \frac{MR}{M_m} = \frac{cLR}{wd}$$

$$c = 4 \text{ tn/m}^2$$

$$R = 7.3 \text{ m.}$$

$$L = 2\pi R \frac{73^\circ}{360^\circ} = 9.30 \text{ m.}$$

$$\therefore M_R = 4 \times 9.30 \times 7.3 = 272 \text{ tn-m (expresión 5-3)}$$

$$M_m = W \cdot d. \text{ (expresión 5.2)}$$

$$W = \gamma_m \text{ área} = 1.7 \times 18.7 = 31.8 \text{ tn.}$$

El área de la masa deslizante se obtuvo como la suma del segmento circular y el triángulo en que se descompone el valor total.

El área del segmento vale $\frac{R^2}{2} (\theta - \text{sen } \theta)$. Lo cual deberá demostrar el lector.

A continuación deberá situarse el valor de W en el centro de gravedad de la masa deslizante (Fig. V-d.1.1), lo que el lector deberá hacer por cualquier procedimiento oportuno.

En este caso resulta:

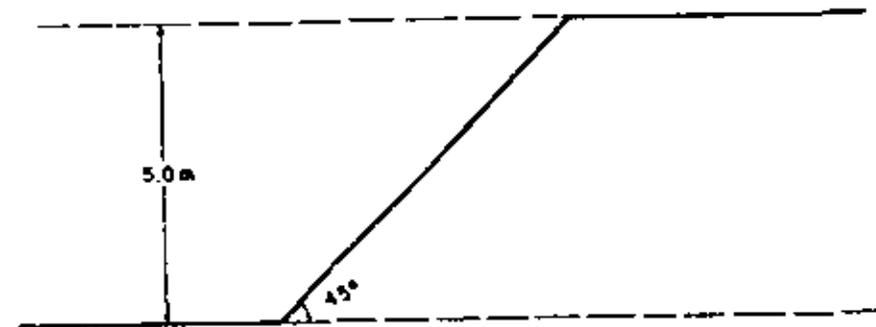
$$M_m = W_d = 31.8 \times 3.5 = 111 \text{ tn.m.}$$

$$\therefore F_s = \frac{272}{111} = 2.5$$

Todos los cálculos se han hecho para un ancho unitario de talud (1 m).
Con la información contenida en el Anexo V - a es posible llegar rápidamente al mismo resultado. En efecto, en la Fig. V - a.4 se ve que para el caso:

$$N_s = 0.19$$

$$\therefore F_s = \frac{c}{N_s \gamma_m H} = \frac{4}{0.19 \times 1.7 \times 5} = \frac{4}{1.61} = 2.5$$



Arcilla

$$c = 4 \text{ T/m}^2, \gamma_m = 1.7 \text{ T/m}^3$$

FIG. V-d.2.1 Condiciones del talud.

2. La fig. V - d.2.1 muestra un talud de material puramente cohesivo ($c = 4 \text{ tn/m}^2$, $\gamma_m = 1.7 \text{ tn/m}^3$), de 5 m de altura y homogéneo con el terreno de cimentación, tal como pudiera ser el caso de una excavación muy extensa, efectuada rápidamente en arcilla homogénea, para alojar una cimentación.

El ángulo del talud es de 45° y se desea conocer su factor de seguridad en el corto lapso de vida de la excavación.

Solución

Con referencia a la información contenida en el Anexo V - a. por ser:

$$\beta = 45^\circ < 53^\circ$$

Resulta:

$$N_s = 0.181$$

El círculo crítico pasa adelante del pie del talud y tiende a ser tan profundo como sea factible.

Se tiene

$$F_s = \frac{c}{N_s \gamma_m H} = \frac{4}{0.181 \times 1.7 \times 5} = 2.6$$

Nótese que el mismo F_s se tendría para cualquier $\beta < 53^\circ$ y que para $\beta > 53^\circ$, el N_s variaría relativamente poco, hasta 0.26 para $\beta = 90^\circ$. La estabilidad de un talud cohesivo depende, así, relativamente poco de su inclinación.

En cambio, si varía H , sí cambian substancialmente las condiciones de estabilidad. Por ejemplo si en el caso anterior $H = 10$ m se tendrá:

$$F_s = \frac{4}{0.181 \times 1.7 \times 10} = 1.3$$

3. La Fig. V-d.3.1 muestra un talud constituido por material con $\gamma_m = 1.9 \text{ tn/m}^3$. Corresponde a una excavación para un canal, dragada en arcilla preconsolidada. Para fines prácticos puede considerarse que el nivel del agua en el canal coincide con el nivel freático a los lados del mismo, el cual se encuentra en la superficie del terreno natural. En el fondo del canal existe un estrato de suelo muy firme.

El canal estuvo en operación tan largo tiempo que puede considerarse que la arcilla se ha adaptado al cambio del estado de esfuerzos y los niveles piezométricos en las masas vecinas al canal se en-

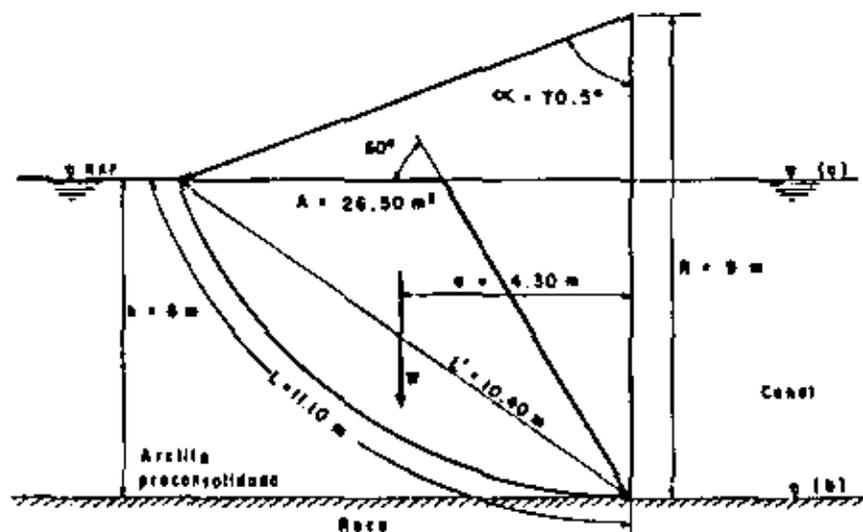


Fig. V-d.3.1 Condiciones del talud del canal

cuentran también en la superficie del terreno natural. La resistencia de la arcilla se determinó con pruebas lentas y rápidas-consolidadas con medición de presión de poro y puede estimarse como:

$$s = 1 \left(\frac{t_n}{m^2} \right) + \bar{\sigma} \operatorname{tg} 20^\circ \left(\frac{t_n}{m^2} \right)$$

Si el círculo mostrado es la superficie crítica de deslizamiento calcule el factor de seguridad del talud para los dos casos siguientes:

- Con el nivel de agua en la superficie del terreno.
- Inmediatamente después de un vaciado rápido del canal.

Solución

- Con el nivel del agua coincidente con la superficie del terreno.

La Fig. V-d.3.2 muestra la división de la masa deslizante en dovelas.

La tabla 1, que se considera autoexplicativa, proporciona la clave y secuencia de los cálculos efectuados.

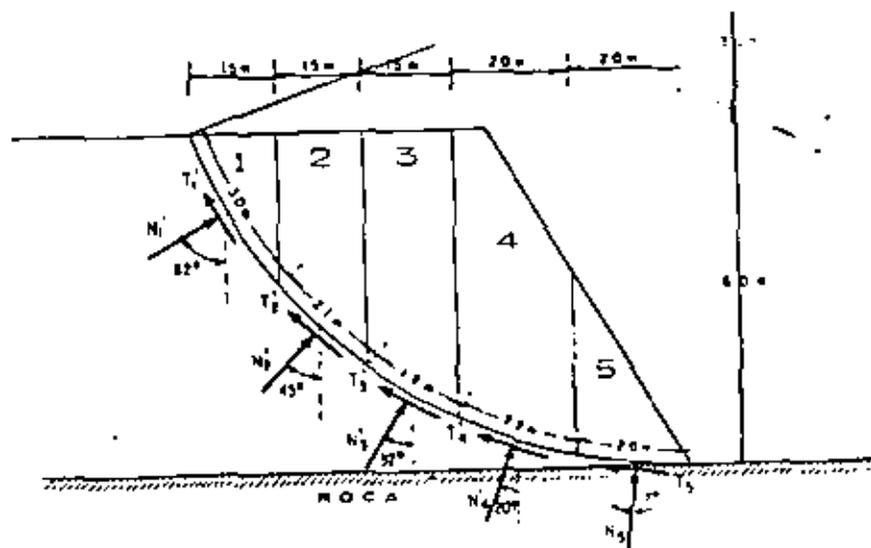


FIG. V-d.3.2 División en dovelas de la masa deslizante.

Dovela	Area	\bar{W}_i	α_i	$\cos \alpha_i$	$\text{sen} \alpha_i$	$\bar{N}_i = \bar{W}_i \cos \alpha_i$	$\bar{T}_i = \bar{W}_i \text{sen} \alpha_i$	δL_i	$\bar{c} = \frac{N_i}{\delta L_i}$	$\bar{s}_i \tan \phi$	k_i	$s_i \Delta L_i$
—	m ²	tn	(°)	—	—	tn	tn	m	tn/m ²	tn/m ²	$\frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$	tn
1	2.0	1.8	62	0.47	0.88	0.85	1.54	3.0	0.28	0.10	1.10	3.30
2	5.1	4.6	45	0.71	0.71	3.26	3.26	2.1	1.55	0.56	1.56	3.28
3	7.0	6.1	32	0.85	0.53	5.36	3.34	1.6	2.97	1.08	2.08	3.74
4	9.1	8.2	20	0.94	0.34	7.70	2.79	2.2	3.49	1.27	2.27	5.00
5	3.3	3.0	7	0.99	0.12	2.97	0.36	2.0	1.49	0.54	1.54	3.08
Σ	26.5	23.9	—	—	—	—	11.33	11.10	—	—	—	18.40

$$M_m = 11.33 \times R \quad M_R = 18.40 \times R$$

$$F_s = \frac{18.40}{11.33} = 1.63, \text{ que es el valor buscado.}$$

b. Con el nivel del agua abatido

Como el nivel bajó rápidamente, no ha transcurrido tiempo para que varíe la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. No ha podido haber consolidación bajo las nuevas condiciones de esfuerzo que supone el vaciado.

En cada dovela, el peso sumergido de la misma (W') se descompone en sus componentes normal (N') y tangencial (T'), utilizando el valor del ángulo α en cada dovela (Fig. V-d.3.2).

Las fórmulas a usar en el análisis son:

$$M_R = R \Sigma s_i \Delta L_i \quad (5-7)$$

$$M_m = R \Sigma T_i \quad (5-6)$$

$$F_s = \frac{\Sigma s_i \Delta L_i}{\Sigma T_i} \quad (5-8)$$

En los cálculos se considera un espesor del talud unitario (1 m) en la dirección normal al plano del papel.

Por lo tanto, el momento resistente es el mismo que en el caso a. El momento motor sí ha variado, pues la masa del talud ya no está en condición sumergida, aun cuando continúe saturada. Ahora el momento motor depende de $\gamma_m = 1.9 \text{ tn/m}^3$ y no, como antes, de $\gamma_m = 0.9 \text{ tn/m}^3$.

En realidad el momento motor crece, respecto al caso a en la proporción 1.9/0.9. Entonces:

$$M_m = 11.33 \cdot 1.9/0.9 R = 24 R$$

$$M_R = 18.40 \times R$$

$$\therefore F_s = 18.40/24 = 0.77$$

En estas condiciones el talud es inestable, según el cálculo.

4. La Fig. V-d.4.1 corresponde a un muelle constituido por una plataforma de concreto, cimentada en pilotes, sobre la que se apoya un relleno de arena. Bajo la plataforma de concreto hay un talud en arcilla blanda, en las condiciones mostradas.

El círculo mostrado en la figura es el crítico. Nótese que los pilotes están hincados dentro del estrato de arcilla muy firme, que subyace a la blanda; por esto, el círculo de deslizamiento pasa bajo los pilotes y entra en el estrato de arcilla muy firme. (Si no hubiera pilotes, seguramente el círculo crítico del talud se desarrollaría todo dentro de la arcilla blanda).

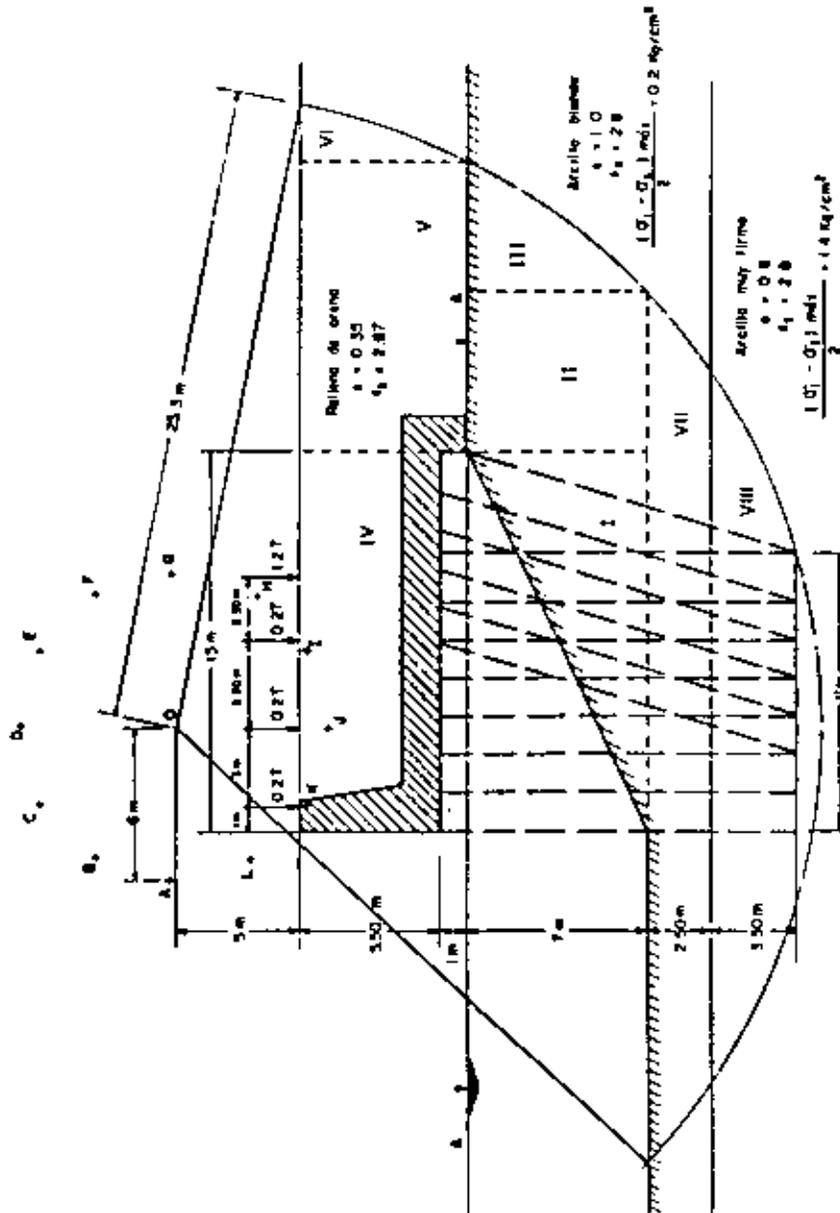


Fig. V-6.1 Condiciones del muelle.

a. Calcule el Factor de Seguridad en el círculo crítico, haciendo las siguientes consideraciones.

1. El peso volumétrico del concreto es igual al de la arena del relleno.
2. El drenaje de la plataforma de concreto es tal que no se desarrolla ninguna presión de agua contra ella.
3. La resistencia al esfuerzo cortante del relleno se considera despreciable y éste deberá tratarse sólo como una sobrecarga.
4. El nivel mínimo del agua es la línea A - A. Es conservador y así se hará el análisis, considerar saturado todo el relleno sobre el nivel A - A. Obviamente, el momento crítico corresponderá al nivel del agua más bajo posible (A - A).
5. La figura muestra cuatro cargas vivas lineales que deberán considerarse en el análisis.

b. Como ejercicio al lector se propone calcular el Factor de Seguridad ligado a cualquiera de los círculos cuyos centros se marcaron con letras mayúsculas, sobre una circunferencia de centro en O y radio de 6 m, haciendo ver que todos son mayores que el tratado en el inciso a.

Solución

Se calcularán en primer lugar los pesos volumétricos de la arena de relleno y de la arcilla blanda.

$$\text{Arena. } \gamma_m = \frac{S_r + e}{1 + e} \gamma_s = \frac{2.67 + 0.35}{1.35} = 2.24 \text{ tn/m}^3$$

$$\text{Arcilla blanda. } \gamma_m = \frac{2.8 + 1}{2} = 1.9 \text{ tn/m}^3$$

El peso volumétrico sumergido de la arcilla blanda será:

$$\gamma'_m = 0.9 \text{ tn/m}^3$$

Nótese que, dada la geometría de la figura, las zonas VII y VIII no intervienen en el cálculo del momento motor, porque por simetría su momento respecto a O es nulo.

Cálculo del momento motor.

Se hace con base en la Tabla 1

Tabla 1

Zona	Area m ²	W _i tn.	d _i m	W _i d _i tn.m
I	52.5	473.0	6.00	284
II	45.5	41.0	14.25	582
III	20.0	18.0	19.40	348
IV	82.5	185.0	3.50	648
V	76.0	170.0	16.85	2860
VI	8.1	18.1	23.50	425
F ₁	—	0.2	-3.0	-0.6
F ₂	—	0.2	0.0	0
F ₃	—	0.2	3.5	0.7
F ₄	—	1.2	6.0	7.2
				M_m = 5.154 tn.m

Cálculo del momento resistente.
Se hace con base en la Tabla 2.

Tabla 2

Estrato	c _i	L _i	R	c _i L _i R
	tn/m ²	m	m	tn.m
Arcilla blanda	2	12.9	25.5	660
Arcilla muy firme	14	34.5	25.5	12,300
				M_R = 12,960 tn.m

Entonces:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{12,960}{5,154} = 2.5$$

5. La Fig. V-d.5.1 muestra una ladera natural constituida por una arcilla pre-consolidada subyacida por formaciones más firmes, de manera que puede considerarse que la superficie mostrada es la crítica respecto a un posible deslizamiento. Los pesos volumétricos del material arcilloso son 1.8

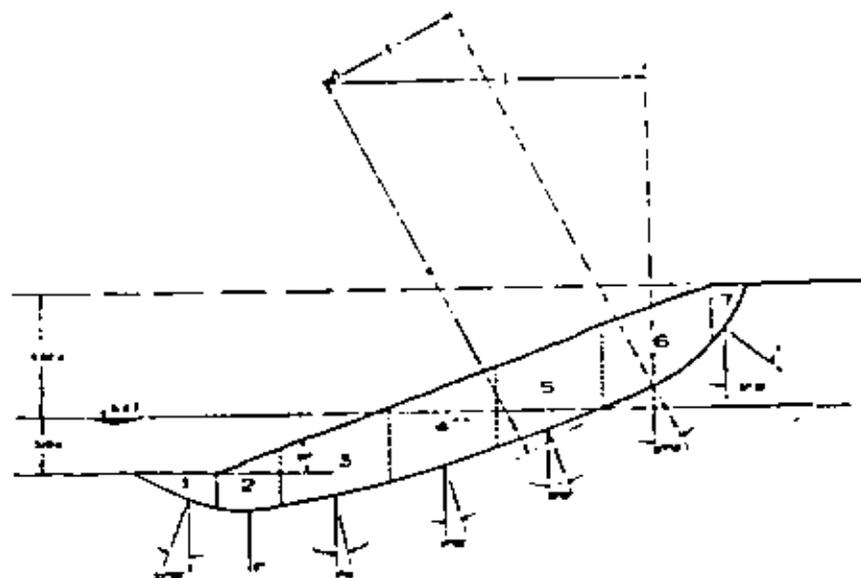


Fig. V-d.5.1 Condiciones de la ladera

tn/m³ en condición saturado, bajo el NAF y 1.6, en condiciones de humedad natural, sobre el NAF. La ladera ha sufrido desplazamientos, de modo que es de pensarse que la resistencia disponible es la residual y el valor de ϕ_R se ha estimado en 17° (Tan 17° = 0.306).

Analice la estabilidad de la ladera en las siguientes condiciones:

a) Suponiendo el NAF por abajo de la masa deslizante.

b) Suponiendo un tirante de agua tranquila, tal como el que se muestra en la figura.

Haga el análisis con el polo O de momentos indicado.

Solución

a) Sin tirante de agua.

Se utilizará la fórmula 5-39, que al no haber tirante de agua en condición hidrostática, queda:

$$F_s = \frac{\sum s_i \Delta L_i a}{\sum W_i - \sum N_{if}} \quad (5.41)$$

Para aplicar esta fórmula se produce la Tabla 1.

Tabla 1

Dovela	α_j	$\cos \alpha_j$	b	ΔL_j	Area	W_j	$\bar{N}_j = W_j \alpha_j$	$\bar{\sigma}_j = \frac{N_j}{\Delta L_j}$	$S_j = \bar{\sigma}_j \tan \phi_R$	$S_j \Delta L_j$
—	°	—	m	m	m ²	Tn/m	Tn/m	Tn/m ²	Tn/m ²	Tn/m
1	-22°	0.93	4.5	5.00	4.73	7.57	7.04	1.41	0.43	2.15
2	0	1.0	3.5	3.55	11.16	17.86	17.86	5.03	1.54	5.47
3	11°15'	0.98	6	6.15	24.47	39.15	38.37	6.24	1.91	11.75
4	17°	0.96	6	6.25	26.78	42.85	41.14	6.58	2.01	12.56
5	19°40'	0.94	6	6.35	26.99	43.18	40.59	6.39	1.96	12.45
6	27°10'	0.89	6	7.10	24.88	39.81	35.43	4.99	1.53	10.86
7	51°30'	0.62	2	4.10	3.57	5.71	3.54	0.86	0.26	1.07

Dovela	a	l	f	$S_j \Delta L_j$	$W_j l$	\bar{N}_j
—	m	m	m	Tn.m/m	Tn.m/m	Tn.m/m
1	24.35	-8.00	1.0	52.35	-60.56	7.04
2	23.70	-4.85	4.78	129.64	-86.62	85.37
3	22.55	0	-4.46	264.96	0	-171.13
4	22.20	5.05	-0.30	278.83	216.39	-12.34
5	22.34	11.80	4.65	278.13	509.52	188.74
6	23.40	17.70	7.88	254.12	704.64	279.19
7	25.72	21.70	2.50	27.52	123.91	8.85
Σ				1285.55	1407.28	214.98

Tabla 2

Dovela	α	$\cos \alpha$	b	ΔL_j	A	W_j	z	$\gamma_w z b$	$W_j - \gamma_w z b$	u	ub
—	°	—	m	m	m ²	Tn/m	m	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m
1	-22°	0.93	4.5	5.0	4.73	22.55	4.65	20.93	1.62	4.65	20.93
2	0	1.0	3.5	3.55	11.16	28.84	5.30	18.55	10.29	5.30	18.55
3	11°15'	0.98	6.0	6.15	24.47	48.87	4.60	27.60	21.27	4.60	27.60
4	17°	0.96	6.0	6.25	26.78	46.55	2.95	17.70	28.85	2.95	17.70
5	19°40'	0.94	6.0	6.35	26.99	44.44	1.05	6.30	38.14	1.05	6.30
6	27°10'	0.89	6.0	7.10	24.88	39.81	-	-	39.81	-	-
7	51°30'	0.62	2.0	4.10	3.57	5.71	-	-	5.71	-	-

$W_j = W_j - ub$	$\bar{N}_j = W_j \cos \alpha$	$\alpha_j = \frac{\bar{N}_j}{\Delta L_j}$	$s_j = \bar{\sigma}_j \tan \phi_R$	$s_j \Delta L_j$	a	l	f	$s_j \Delta L_j$	$(W_j - \gamma_w z b) l$	\bar{N}_j	Dovela
Tn/m	Tn/m	Tn/m ²	Tn/m ²	Tn/m	m	m	Tn.m/m	Tn.m/m	Tn.m/m	Tn.m/m	—
1.62	1.51	0.30	0.09	0.45	24.35	-8.0	1.0	10.96	-12.96	1.51	1
10.29	10.29	2.89	0.88	3.12	23.70	-4.85	-4.78	73.94	-49.91	-49.19	2
21.27	20.84	3.39	1.04	6.40	22.50	0	-4.46	144.32	0	-92.95	3
28.85	27.69	4.43	1.35	8.44	22.20	5.05	-0.30	187.37	145.69	-8.31	4
38.14	35.85	5.64	1.73	10.98	22.34	11.80	4.65	245.29	450.05	166.70	5
39.81	35.43	4.99	1.53	10.86	23.40	17.70	7.88	254.12	704.64	279.19	6
5.71	3.54	0.86	0.26	1.07	25.72	21.70	2.50	27.52	123.91	8.85	7
Σ								943.52	1361.42	105.8	

Aplicando la fórmula 5 - 41:

$$F_s = \frac{1285.55}{1407.28 - 214.98} = 1.08$$

La ladera se encuentra prácticamente en estado límite en cuanto a equilibrio.

b) Con tirante de agua

La fórmula a aplicar ahora es la 5 - 40

$$F_s = \frac{\sum S_i \Delta L_i \sigma}{\sum (W_i - \gamma_w z b) l - \sum \bar{N}_i f} \quad (5-40)$$

Para valuar dicha fórmula habrá de hacerse la Tabla 2, muchas de cuyas columnas son iguales a sus homólogas de la Tabla 1.

$$F_s = \frac{943.52}{1361.42 - 305.8} = 0.89$$

La ladera es inestable con tirante de agua.

En realidad, este problema refleja una situación relativamente frecuente en la práctica. Las laderas naturales están muchas veces en condición precaria en cuanto a equilibrio y el agua, aunque sea en la forma de un tirante de agua mansa, las perjudica muy notablemente. Esto preocupa a los proyectistas de presas, por los problemas que puede implicar en la estabilidad del vaso.

Problemas propuestos

1. Se efectuó un corte en un estrato de arcilla suave, cuyos taludes formaron un ángulo de 30° con la horizontal. Previamente a la excavación, se localizó un estrato de roca sana horizontal a 12 m de profundidad. Cuando la excavación alcanzó una profundidad de 7.60 m ocurrió una falla en sus taludes. Si para la arcilla el $\gamma_m = 1.9 \text{ tn/m}^3$ estime el valor de la cohesión que puede considerarse al material en análisis a corto plazo. Utilizando la gráfica de la fig. V-9.2 indique también qué tipo de superficie de deslizamiento es de esperar en el caso y a qué distancia del pie de talud debió de haber aflorado dicha superficie de falla.

$$R. c = 2.35 \text{ tn/m}^2$$

$$nH = 5.35 \text{ m.}$$

2. ¿Cuál será el valor de cohesión estimado si el manto de roca a que se refiere el problema No. 1 se encuentra a 10 m de profundidad?

$$R. c = 2.22 \text{ tn/m}^2$$

Falla por el pie del talud

3. En un suelo puramente cohesivo de espesor indefinido ($c = 5 \text{ tn/m}^2$ y $\gamma_m = 1.8 \text{ tn/m}^3$) se ha hecho una excavación de 7 m de profundidad, con talud de 70° . Proporcione el F.S. del talud.

$$R. F.S. = 1.83$$

4. Proporcione la máxima altura estable del talud de una excavación realizada con inclinación 1.5:1, en una masa de arcilla de espesor indefinido, con $c = 4 \text{ tn/m}^2$ y $\gamma_m = 1.8 \text{ tn/m}^3$.

$$R. H = 8.20 \text{ m}$$

5. Un talud de 3 m de altura, constituido por arcilla compactada ($c = 4 \text{ tn/m}^2$, $\gamma_m = 1.6 \text{ tn/m}^3$), se construyó sobre un subsuelo arcilloso blando ($c = 2 \text{ tn/m}^2$, $\gamma_m = 1.2 \text{ tn/m}^3$). El NAF coincide con la superficie de dicho terreno. El ángulo de inclinación del talud es de $18^\circ 24'$ (3:1). Calcule el F.S. del talud contra deslizamiento.

$$R. F.S. = 1.35$$

6. Un terraplén homogéneo con su terreno de cimentación tiene talud de 2:1 y 9.15 m de altura. Los parámetros de resistencia del terreno, en términos de esfuerzos totales, son $c = 4 \text{ tn/m}^2$, $\phi = 4^\circ$. El γ_m del material es de 1.6 tn/m^3 . El NAF se encuentra muy por abajo de la superficie del terreno. Estime el F.S. contra al deslizamiento utilizando el método de las dovelas.

$$R. F.S. = 1.91$$

7. Se tiene un terraplén de arcilla con talud de 1.5:1, de 4.65 m de altura, homogéneo con la capa superior de 1.5 m de su terreno

de cimentación. Bajo dicho espesor de 1.50 m existe un estrato horizontal de arcilla muy blanda, con 1 m de espesor y bajo éste un espesor indeterminado de una arcilla arenosa muy resistente. Con los datos que se dan a continuación, estimese el F.S. del talud contra un deslizamiento traslacional sobre el manto de arcilla muy blanda.

Arcilla en el terrapién	Arcilla muy blanda	Arcilla arenosa
$c = 4 \text{ tn/m}^2$	$c = 2 \text{ tn/m}^2$	$c = 7 \text{ tn/m}^2$
$\phi = 12^\circ$	$\phi = 0^\circ$	$\phi = 11^\circ$
$\gamma_m = 1.75 \text{ tn/m}^3$	$\gamma_m = 1.5 \text{ tn/m}^3$	$\gamma_m = 2.00 \text{ tn/m}^3$

El NAF se encuentra a suficiente profundidad como para no influir en la estabilidad del talud.

$$R. F.S. = 1.55$$

REFERENCIAS

- Collin, A. — *Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terres argileuses* — Carilian, Gouroy et Dalmont — Paris — 1846.
- Skempton, A. W. — *Alexander Collin, pioneer in Soil Mechanics* — Transactions Newcomen Soc. — Vol. XXV — 1946.
- Coulomb, Ch. A. — *Essai sur une application des règles des maximes et minimes à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture* — Mémoires — Académie Royale — Vol. VII — Paris — 1776.
- Krey, H. — *Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes* — Ernst Ed. — Berlin — 1936.
- Taylor, D. W. — *Fundamentals of Soil Mechanics* — Capítulo 16 — John Wiley and Sons, Inc. 1956.
- Rendulic, L. — *Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleitsicherheit* — Der Bauingenieur — No. 19.70 — 1935.
- Taylor, D. W. — *Stability of earth slopes* — Contribution to Soil Mechanics — Boston Society of Civil Engineers — 1925-1940.
- Carrillo, N. — *Perfil de un talud plástico de resistencia uniforme* — Anuario de la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica — México — 1943.
- Jaky, J. — *Stability of Earth slopes* — Proc. del I Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Vol. II — 1936.
- Capper, P. L. y Cassie, W. P. — *The Mechanics of Engineering Soils* — Capítulo 6 — E. y F. N. Spon — 1960.
- Rutledge, P. C. — *Resultados de la investigación sobre compresión triaxial* — Publicación original de Waterways Experiment Station, traducida por R. J. Marsal y M. Mazari en Contribuciones de la Mecánica de Suelos al diseño y construcción de presas de tierra — Secretaría de Recursos Hidráulicos — México — 1961.

- Pellenius, W. — *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion. Adhäsion, und unter annahme Kreiszyklindrischer gleitflächen* — Ernst Ed. Berlin — 1939.
- Jambu, N. — *Stability Analysis of slopes with dimensionless parameters* — Harvard Soil Mechanics Series N° 46 — Universidad de Harvard — 1954.
- Juárez-Badillo, E. — *La ecuación de Kötter en el análisis de estabilidad de taludes simples formados por suelos "cohesivos"* — Memoria del VII Congreso Panamericano de Carreteras — Panamá — 1957 — Revista Ingeniería — Vol. 28 — N° 2 — 1958.
- Rico, A. — *Analysis of Slope Stability. Elastoplastic Considerations* — V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Paris — 1961.
- Bishop, A. W. — *The Strength of Soils as Engineering Materials*. — Geotechnique, Vol. 16, No. 2, 1966. 66.
- Goldstein, M. y Ter-Stepanian, G. — *The Long Term Strength of Clays and Depth Creep of Slopes*. — Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. — Vol. II. — Londres, 1957.
- Rico A. y del Castillo, H. — *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*. — Cap. VI. — Ed. Limusa, S. A. — México, D. F., 1974.
- Highway Research Board. — *Landslides and Engineering Practice*. — Committee of Landslide Investigation. — Editado por E. B. Eckel. — Reporte Especial No. 29. — Washington, D. C., 1958.
- Bishop, A. W. y Bjerrum, L. — *The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems*. — Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils. — ASCE. — University of Colorado, Boulder, Colorado, 1960.
- Bishop, A. W. — *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*. — Geotechnique, Vol. No. 5, 1955.
- Morgenstern, N. R. y Price, V. E. — *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. — Geotechnique, Vol. 15, 1965.
- Jambu, N. — *Slope Stability Computations*. — Contribución a la Obra Embankment-Dam Engineering del Volumen A. Casagrande. — Preparado por R. C. Hirschfeld y S. J. Poulos. — Edit. John Wiley and Sons Interscience Publications, 1973.
- Jambu, N. — *Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis*. Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes. — Vol. III. — Stockholm, 1954.
- Nonveiller, E. — *The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surface of General Shape* — Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. — Vol. II, Montreal, 1965.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. — *Soil Mechanics in Engineering Practice*. — Art. 35. — John Wiley and Sons, Inc. 1967.
- Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizevski, S. F. y Clavenger, W. A. — *Earth and Earth — Rock Dams*. — John Wiley and Sons, Inc. 1963.
- Carler, R. K., Lovell, Jr., C. W. y Hart, M. E. — *Computer Oriented to Stability to Analysis of Reservoir Slopes*. — School of Civil Engineering Purdue University. — Lafayette, Ind., 1971.

BIBLIOGRAFIA

- Fundamentals of Soil Mechanics* — D. W. Taylor — John Wiley and Sons — 1956.
Theoretical Soil Mechanics — K. Terzaghi — John Wiley and Sons — 1956.
Basic Soils Engineering — B. K. Hough — Ronald Press Co. — 1957.

CAPITULO V

- Principles of Engineering Geology and Geotechnics* — D. P. Krynine y. W. R. Judd — McGraw Hill Book Co. — 1957.
- La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* — K. Terzaghi y R. B. Peck — (Trad. O. Moretto) — Aeneo Ed. — 1955.
- Landslides and Engineering Practice* — Highway Research Board Special Report N° 29 — Editado por E. B. Eckel — 1959.
- Earth Pressure Calculations* — J. Brinch Hansen — Danish Technical Press — Copenhagen — 1953.
- The Mechanics of Engineering Soils* — P. L. Capper y W. P. Cassie — E. y P. N. Spon — 1957.
- Mecánica del Suelo* — J. A. Jiménez Salas — Ed. Dossat — 1954.
- Traité de Mécanique des sols* — A. Caquot y J. Kerisel — Gauthier-Villars Ed. — 1956.
- Stabilité des terres* — J. Verdeyen y V. Rotin — Eyrolles Ed. — 1955.
- Practical Problems in Soil Mechanics* — H. R. Reynolds y P. Protopapadakis — Crosby Lockwood and Son — 1956.