

NOTAS SOBRE
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Jorge E. Alva Hurtado, PhD
Profesor Principal
Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de Ingeniería

Febrero, 1994

INDICE

- INTRODUCCION
- CARACTERISTICAS Y ASPECTOS CRITICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.
- PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACION Y DISEÑO DE TALUDES.
- ESTUDIO GEOLOGICO E INVESTIGACION GEOTECNICA
- UTILIZACION DE ABACOS
- ANALISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD
- METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES
- REFERENCIAS

INTRODUCCION

El propósito de estas notas es proporcionar una visión simple y práctica sobre los problemas de estabilidad de taludes. Las notas cubren los siguientes aspectos: a) Características y Aspectos Críticos de Varios Tipos de Problemas de Estabilidad de Taludes, b) Procedimientos de Investigación y Diseño de Taludes, c) Estudio Geológico e Investigación Geotécnica, d) Utilización de Abacos en Estabilidad de Taludes, e) Análisis Detallado de Estabilidad y f) Métodos de Estabilización de Taludes.

Estas notas pretenden enfocar el análisis de estabilidad de manera general. Se presentan las referencias para el estudio posterior de los procedimientos analíticos avanzados existentes en la literatura especializada. Estas notas no cubren problemas especiales de estabilidad de taludes especializados, como el análisis y diseño de presas de tierra o el análisis de estabilidad durante terremotos. Se recomienda en dichos casos estudiar las referencias presentadas.

El contenido de estas notas ha seguido muy de cerca las siguientes publicaciones: Duncan J.M. y Buchignani A. L. (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley y Duncan J.M. (1977), "Slope Stability Analysis", Notes for Program on Recent Developments in the Design, Construction and Performance of Embankment Dams, University of California, Berkeley.

CARACTERISTICAS Y ASPECTOS CRITICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

TERRAPLENES GRANULARES CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA

La estabilidad de los terraplenes de relleno constituidos por gravas, arenas y limos depende de:

- a) Angulo de fricción interna del material, $\bar{\phi}$;
- b) La pendiente del terraplén;
- c) El peso unitario del terraplén γ ;
- d) Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento superficial que puede ser analizado utilizando métodos simples de análisis de pendiente infinita.

Los valores de $\bar{\phi}$ para el análisis se obtienen de ensayos triaxiales drenados o ensayos de corte directo, o por correlaciones de granulometría, densidad relativa y forma de partículas. La presión de poros debido a infiltraciones de agua reduce la estabilidad del terraplén.

Los taludes en arenas finas, arenas limosas y limos son susceptibles a la erosión de las aguas superficiales; se deben instalar cunetas de drenaje, banquetas y plantar vegetación en dichos taludes para reducir la velocidad del agua de escorrentía y retardar la erosión. Los taludes saturados en materiales granulares están sujetos a licuación y flujo de tierra; los taludes secos a asentamientos y derrumbes. Se necesitan densidades relativas mayores del 50% para asegurar la estabilidad sísmica.

TERRAPLENES COHESIVOS CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA

La estabilidad de terraplenes de suelos cohesivos, tales como arcillas, arenas arcillosas y gravas arcillosas, depende de:

- a) La resistencia al cortante (c, ϕ ó $\bar{c}, \bar{\phi}$);
- b) El peso unitario del material;
- c) La altura del terraplén;
- d) La pendiente del mismo γ ;
- e) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la superficie del terreno firme.

Con respecto a los terraplenes construidos con suelos cohesivos que drenan muy lentamente, puede ser necesario analizar la estabilidad para varias condiciones de presión de poros.

- 1) **Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo ($\phi = 0$).** Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis; los efectos de las presiones de poro en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de resistencia c y ϕ . Las presiones de poros en suelos cohesivos compactos bajo condiciones no drenadas dependen principalmente de la densidad, contenido de humedad y esfuerzos totales aplicados. Si los especímenes de laboratorio son compactados a las condiciones de campo de densidad y contenido de humedad y son cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el espécimen serán las mismas que las presiones de poro a corto plazo en el campo, donde las presiones totales son las mismas.

Las presiones de agua externa tienen un efecto estabilizador en los taludes; deben ser tomadas en cuenta tanto en el análisis con esfuerzos totales como esfuerzos efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo.** Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia determinados en ensayos triaxiales drenados (CD ó S), o ensayos de corte directo, o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de la presión de poros (\overline{CU} ó \overline{R}) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Las resistencias al cortante se relacionan a los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros \overline{c} y $\overline{\phi}$.

Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben incluirse en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.** Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia medidos en ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. La resistencia no drenada se relaciona a la presión de consolidación, sin usar los valores de c y ϕ .

El análisis de estabilidad se ejecuta con la determinación para cada punto a través del cual pasa la superficie de falla, del esfuerzo efectivo antes del desembalse o cambio de carga. El esfuerzo efectivo determinado es la presión de consolidación, que determina la resistencia no drenada en dicho punto. Con las resistencias determinadas en los puntos a lo largo de la superficie de falla, se analiza la estabilidad con el método de esfuerzos totales.

Las presiones de poro no se consideran explícitamente en el análisis. Dichos efectos están considerados en la relación entre la resistencia no drenada y la presión de consolidación.

TERRAPLENES EN TERRENO BLANDO

La estabilidad de terraplenes construídos en terreno blando depende de:

- a) La resistencia al corte del terraplén, caracterizada por los parámetros c , ϕ ó \bar{c} , $\bar{\phi}$;
- b) El peso unitario del terraplén;
- c) La altura del terraplén;
- d) El ángulo del talud;
- e) La resistencia al corte de la cimentación, caracterizada por los parámetros c ó \bar{c} y ϕ ó $\bar{\phi}$; y
- f) Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítica es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la parte superior de un estrato resistente en la cimentación. Una gran parte de la superficie de falla se localiza dentro de la cimentación, especialmente cuando el terreno blando es profundo, y por lo tanto la estabilidad del terraplén depende de la resistencia al cortante de la cimentación.

Usualmente la condición a corto plazo en terraplenes en terreno blando es la más crítica, ya que la cimentación se consolida con el peso del terraplén, ganando resistencia con el tiempo. Sin embargo, puede ser necesario analizar también la estabilidad para otras condiciones de presión de poros.

- 1) **Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo.**- Si el terraplén es granular, su resistencia debe ser tratada en términos de esfuerzos efectivos. Los valores de fricción a ser usados en el análisis deben determinarse de ensayos triaxiales drenados o corte directo, o por correlaciones con densidad relativa, granulometría y forma de partículas. Las presiones de poro en material granular se pueden determinar por medio de redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el terraplén está constituido por suelo cohesivo de baja permeabilidad, su resistencia a corto plazo deberá tratarse en términos de esfuerzos totales. Su resistencia puede determinarse por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

La cimentación en arcilla blanda tiene baja permeabilidad, por lo que durante la construcción no hay disipación de presión de poros. En estas condiciones la resistencia al corte de la arcilla deberá ser tratada en términos de esfuerzos totales y su valor determinado de ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes inalterados.

En arcillas saturadas el valor de la fricción es cero para ensayos no consolidados – no drenados, por lo que su resistencia no drenada es igual a la cohesión. Dicho parámetro también puede ser determinado de ensayos de compresión no confinada o veleta, con las correcciones respectivas.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis de esfuerzos totales, pero sus efectos en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Si los especímenes de laboratorio son representativos de los suelos en el campo, las presiones de poro en los especímenes de laboratorio serán las mismas que en el campo, donde los esfuerzos totales son iguales; el uso de parámetros de resistencia en esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones no drenadas a corto plazo.

Las presiones de agua externas deberán ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea en esfuerzos totales o en esfuerzos efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo**.- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia del terraplén y la cimentación obtenidos de ensayos triaxiales drenados (CD ó S) o consolidados – no drenados con medición de presión de poros ($\bar{C}U$ ó \bar{R}), o ensayos de corte directo. Los especímenes de la cimentación deberán ser inalterados y los del terraplén deberán ser compactados a las condiciones de campo.

Las presiones de poro son gobernadas por condiciones de infiltración constante y se determinan por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deberán ser incluidas en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar**.- Esta condición se analiza con métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte de terraplén y cimentación obtenidas de ensayos consolidados – no drenados (CU ó R). La interpretación y procedimiento de análisis es similar al presentado para terraplenes en suelo firme.

TALUDES EN EXCAVACIONES.- La estabilidad de una excavación depende de:

- a) La resistencia del terreno donde se excava el talud, caracterizada por sus parámetros de resistencia c y ϕ ó \bar{c} y $\bar{\phi}$;
- b) El peso unitario del terreno;
- c) La altura del talud;
- d) La pendiente del talud y
- e) La presión de poros

El mecanismo de falla crítico es usualmente una superficie profunda en terrenos cohesivos homogéneos, y un deslizamiento superficial en terrenos granulares

homogéneos. En taludes heterogéneos la superficie crítica puede ser superficial ó profunda, dependiendo de la resistencia y el perfil del terreno.

La estabilidad a largo plazo de los taludes de excavación en terrenos cohesivos es usualmente más crítica que la estabilidad a corto plazo, debido a que el terreno cercano a la excavación se expande bajo la reducción de esfuerzos, quedando más débil con el tiempo. Sin embargo, será necesario analizar la estabilidad de excavaciones para diferentes condiciones de la presión de poros:

- 1) **Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo.**- Si el talud se excava total o parcialmente en talud granular, sin desarrollo de exceso de presión de poros al final de la construcción, su resistencia deberá ser tratada en términos de esfuerzos efectivos.

Los valores de $\bar{\phi}$ deberá ser determinados por ensayos triaxiales drenados, corte directo o por correlaciones con granulometría, densidad relativa y forma de partículas. Las presiones de poros son las de infiltración constante y pueden ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos de baja permeabilidad, sus resistencias deben tratarse en términos de esfuerzos totales. Dichas resistencias se determinan por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados en especímenes inalterados. En el caso de arcillas saturadas, la cohesión es la resistencia no drenada y puede ser determinada además por ensayos de compresión no confinada o veleta con las correlaciones respectivas.

Las presiones de poros internas no se consideran explícitamente en este análisis, los efectos de la presión de poros en ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Las presiones de poro inducidas en especímenes inalterados serán las mismas que en el campo en lugares donde los esfuerzos totales son los mismos, el uso de parámetros de resistencia en función de esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones a corto plazo, no drenadas.

Las presiones de agua externas deben ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea realizado en función de esfuerzos totales o efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo.**- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales (CD ó S), consolidados – no drenados con medición de presión de poros (\overline{CU} ó \overline{R}) o ensayos de corte directo, realizados en especímenes inalterados de suelo. Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben ser incluidas en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.**- Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes inalterados. La interpretación de los ensayos y los procedimientos de análisis son similares a los descritos en el caso de terraplenes en suelo firme.

LADERAS NATURALES.- Si una ladera natural se modifica por cortes y rellenos, será necesario analizar la estabilidad de la misma para las diferentes condiciones de la presión de poros. Los terraplenes en laderas naturales pueden ser tratados de acuerdo a los procedimientos de terraplenes descritos anteriormente y los cortes o excavaciones en laderas naturales pueden ser analizados siguiendo los procedimientos descritos para taludes en excavaciones.

Si una ladera natural ha existido en la misma condición por muchos años y ha llegado a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, debe ser analizada utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos.

La resistencia puede ser determinada utilizando ensayos triaxiales drenados (CD ó S); ensayos de corte directo o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de presión de poros (\overline{CU} ó \overline{R}). Las presiones de poro pueden ser determinadas por mediciones de campo o utilizando redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y presiones de agua externas deben ser incluidas en el análisis.

TALUDES CON PROBLEMAS ESPECIALES.- Existen diferentes tipos de terreno que presentan problemas especiales o inusuales de estabilidad de taludes naturales o excavaciones:

Arcillas Duras Fisuradas y Lutitas: La resistencia cortante de muchos de estos materiales puede reducirse considerablemente si han estado sujetos a desplazamientos que son mayores que los desplazamientos correspondientes a la resistencia máxima (pico). Existe evidencia que en este tipo de suelo, las fallas de los taludes pueden ser del tipo progresivo y que en un período largo la resistencia al cortante se puede reducir al valor residual. Sin embargo, en algunos casos los taludes en este tipo de terreno pueden permanecer por muchos años a ángulos que son más altos de los que corresponderían a la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y práctica local es la mejor guía para el diseño apropiado en este tipo de suelos.

Loess: Debido a que este tipo de depósito contiene canales interconectados formados por raíces de plantas deterioradas, tiene una alta permeabilidad en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, el agua que discurre hacia abajo a través del suelo puede destruir las uniones pobremente cementadas entre partículas, causando erosión rápida y falla del talud. Taludes en este suelo son más estables cuando son cortes verticales para prevenir las infiltraciones. Se utilizan banquetas a intervalos para

reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en las banquetas en la parte superior e inferior del talud deben ser pavimentadas o con plantas para prevenir la infiltración. La experiencia y práctica local son la mejor guía para el espaciamiento de las banquetas y para la protección de dichos taludes contra la infiltración y la erosión.

Suelos Residuales: Dependiendo del tipo de roca y las condiciones climáticas, los suelos residuales pueden presentar problemas especiales de estabilidad de taludes y erosión. Estos suelos pueden contener características estructurales de la roca madre o del proceso de meteorización; sus características pueden variar significativamente en distancias muy cortas. Bajo dichas condiciones, la determinación de parámetros de resistencia al cortante en el laboratorio puede ser muy difícil. En estas condiciones, es preferible determinar parámetros de resistencia más representativos, basados en análisis de fallas tipo postmortem, o el utilizar diseños empíricos sin análisis, basados en experiencia local.

Arcillas Altamente Sensibles: Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida dramática de resistencia al ser alteradas, pudiendo fluir al estar completamente remoldeadas. Debido al efecto de perturbación durante el muestreo, puede resultar difícil el determinar su resistencia cortante representativa en ensayos de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía de la confiabilidad de los resultados de la resistencia cortante de laboratorio en dichas arcillas.

PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACION Y DISEÑO DE TALUDES

Dependiendo del tipo de talud y el tiempo y recursos destinados a la investigación de campo y al análisis, existen diferentes procedimientos de investigación y diseño de taludes. Existen tres procedimientos usuales, que representan niveles de complejidad y costo.

- 1) Uso de observación de campo y experiencia, sin sondajes, ni ensayos de laboratorio, ni análisis de estabilidad.
- 2) Uso de cálculos de estabilidad mediante ábacos, en combinación con observaciones de campo y un número mínimo de sondajes y ensayos de laboratorio.
- 3) Uso de cálculos detallados de estabilidad, en combinación con un programa amplio de investigación de campo y ensayos de laboratorio.

Observación de Campo.- Se diseñan los taludes en base a la observación de campo de taludes existentes en la misma área y del mismo tipo de suelo. Este procedimiento se aplica cuando el costo de perforaciones y ensayos de laboratorio es mayor que el costo de reparar la falla del talud.

El primer paso consiste en revisar los mapas geológicos existentes y un reconocimiento de la geología. Especialmente se estudia evidencias de infiltraciones, topografía y condiciones de taludes aledaños. También deben anotarse el tipo y condiciones de la vegetación existente, la cobertura y la posible inclinación de los árboles.

Usualmente se preparan gráficos de campo para los taludes en donde se anotan los taludes estables e inestables en base a sus alturas y pendientes. Para la preparación de este tipo de gráfico deben inventariarse los deslizamientos y taludes estables de la zona.

Uso de Abacos.- Este procedimiento se emplea en los análisis de tipo preliminar. Sin embargo algunos ábacos disponibles hacen posible un análisis muy preciso para ciertas condiciones. Existen ábacos que consideran efectos de sobrecarga, grietas de tensión, sumergencia, infiltración y aumento de resistencia al cortante con la profundidad.

En la mayoría de los casos se puede obtener con los ábacos una aproximación del 15% en el factor de seguridad. Por lo tanto, cuando no se tienen datos suficientes de resistencia del terreno y condiciones de campo, el uso de ábacos puede ser suficientemente aproximado.

El uso de ábacos se emplea para comparar alternativas, el chequeo del análisis detallado de estabilidad y análisis retrospectivo de taludes.

Análisis Detallado.- Una investigación detallada de estabilidad incluye el estudio geológico, observación de campo, sondajes de exploración, ensayos de laboratorio y cálculos detallados de estabilidad. El análisis puede realizarse manualmente o por

computadora. Los ábacos de estabilidad pueden utilizarse en estudios preliminares o chequeo del análisis final.

Estudios de observación de campo pueden ejecutarse para comprobar el comportamiento del talud, determinar la zona de falla y chequear los métodos de estabilización utilizados.

ESTUDIO GEOLOGICO E INVESTIGACION GEOTECNICA

Se realizan estudios geológicos detallados e investigaciones de sitio para obtener la información requerida para el análisis de nuevos taludes y el planeamiento de medidas correctivas en deslizamientos. El primer paso en el programa de exploración de campo es realizar un reconocimiento geológico, incluyendo un mapeo de campo del área. Las notas de campo deben registrarse en un mapa topográfico a gran escala. El reconocimiento debe anotar la uniformidad de la topografía, infiltración, existencia de trazas de deslizamientos antiguos, verticalidad de árboles y la condición de los taludes adenaños. La localización de las perforaciones o calicatas debe planearse y fijarse en el campo durante esta etapa de la investigación.

Debe planearse un número suficiente de sondajes, de modo de obtener información detallada de la superficie y del subsuelo del área en estudio. Algunas veces debido a la topografía accidentada, el acceso del equipo puede ser difícil, por lo que puede necesitarse equipo especial montado en camiones. Se prefieren sondajes de gran diámetro a los de diámetro pequeño al perforar en área sujetas a deslizamientos, debido a que es a menudo posible el localizar el plano de falla, al examinar las muestras de una perforación de gran diámetro. Las zonas de corte o "slickensides" proporcionan evidencias de movimientos en el pasado. Se deben tomar muestras inalteradas a profundidades seleccionadas en la perforación y cuando se encuentre cambio en el tipo de suelo. En el caso de deslizamiento existente, deben tomarse de ser posible, muestras en la zona de falla. En algunos casos puede ser necesario que un geólogo entre en la perforación para examinar los lados de la misma en busca de zonas de falla, evidencia de movimientos o infiltración. La perforación en este caso, por precaución, deberá estar entubada. Las profundidades de los sondajes deberán extenderse por debajo del pie del talud, y de ser posible, deberán llegar a suelo firme o roca.

Para obtener información del nivel freático, los sondajes deben tener entubado perforado y relleno de grava, de modo que puedan realizarse mediciones a largo plazo de las fluctuaciones del nivel freático. También pueden instalarse piezómetros en localizaciones seleccionadas para medir presiones de poro. Algunas veces se pueden instalar piezómetros en sondajes, una vez que el muestreo se ha realizado.

En base al reconocimiento y a la información de los sondajes, deben dibujarse perfiles de la superficie y del subsuelo, indicando condiciones del suelo y el nivel freático. En los perfiles se deben indicar los pesos unitarios, ensayos de clasificación y de resistencia de laboratorio.

UTILIZACION DE ABACOS

La estabilidad de taludes puede analizarse rápidamente mediante la utilización de ábacos. Aunque los ábacos suponen taludes simples y condiciones uniformes del suelo, se pueden utilizar para obtener respuestas aproximadas para problemas más complejos si los taludes irregulares se modelan con taludes más simples y se utilizan valores promedio de peso unitario, cohesión y ángulo de fricción.

ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS DE RESISTENCIA UNIFORME y $\phi = 0$

También se presentan gráficos complementarios que proporcionan correcciones por carga adicionada en la cima del talud, por sumergencia e infiltración y por grietas de tensión en la cima.

Pasos a seguir en la utilización de los ábacos:

1. De los gráficos inferiores determine la localización del centro del círculo crítico (X_o , Y_o). Para taludes más empinados que 53° , el círculo crítico pasa por el pie. Para taludes más tendidos que 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.
2. Utilizando como guía el círculo estimado, determine el valor promedio de la resistencia, c . Esto se realiza calculando el promedio ponderado de las resistencias a lo largo del arco de falla, con el número de grados intersectado por cada tipo de suelo como factor de ponderación.
3. Calcule el factor de profundidad, d , por medio de la fórmula:

$$d = \frac{D}{H} \quad \text{donde:}$$

D = profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

H = altura del talud.

4. Calcule P_d de la fórmula:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

donde:

γ	=	peso unitario promedio del suelo
H	=	altura del talud
q	=	sobrecarga
γ_w	=	peso unitario del agua
H_w	=	altura de agua fuera del talud
μ_q	=	factor de reducción por sobrecarga
μ_w	=	factor de reducción por sumergencia
μ_t	=	factor de reducción por grieta de tensión

Si no hay sobrecarga, $\mu_q = 1$; si no hay sumergencia, $\mu_w = 1$, y si no hay grieta de tensión, $\mu_t = 1$.

- Del gráfico superior determine el valor del número de estabilidad, N_o , que depende del ángulo del talud, β , y del valor de d .
- Calcule el factor de seguridad, F , mediante la fórmula:

$$F = \frac{N_o \cdot c}{P_d}$$

donde: N_o = número de estabilidad
 c = resistencia cortante promedio

- Si el talud contiene más de una capa de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad, para círculos a más de una profundidad.

El siguiente criterio puede ser utilizado para determinar que posibilidades deben examinarse.

- Si una capa de suelo es más débil que la suprayacente, el círculo crítico será tangente a la base de la capa inferior.
- Si una capa de suelo es más resistente que la suprayacente, el círculo crítico puede ser tangente a la base de la capa superior o de la inferior, debiéndose examinar ambas.

ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS UNIFORMES CON $\phi > 0$

Dichos gráficos se presentan en estas notas. Los factores de reducción por carga adicionada en la cima del talud, por sumergencia e infiltración y por grietas de tensión, son los mismos que los presentados anteriormente.

Pasos a seguir en la utilización de los ábacos.

1. Estime la localización del círculo crítico ejerciendo juicio ingenieril. En la mayoría de condiciones para taludes simples en suelos uniformes con $\phi > 0$, el círculo crítico pasa por el pie del talud. Los números de estabilidad presentados en el gráfico han sido desarrollados para el análisis del círculo pasando por el pie.

Sin embargo, cuando no existe uniformidad en el suelo y existe una capa débil por debajo del pie del talud, un círculo de falla que pasa por debajo del pie puede ser más crítico que uno por el pie. El mismo gráfico presentado puede utilizarse en dichos casos si los valores de c y ϕ utilizados representan los valores promedio del círculo considerado.

Si existe una capa débil por encima del pie del talud, un círculo que pasa por encima del pie puede ser más crítico. Similarmente, si existe agua fuera del pie del talud, un círculo por encima de éste puede ser más crítico. Cuando se analizan estos tipos de círculos de falla, el valor de H debe tomarse como la altura de la base de la capa débil o del nivel de agua, a la cima del talud.

2. Utilizando dicho círculo como guía, estime los valores promedio de c y ϕ . Esto puede realizarse determinando los valores promedio ponderados de c y ϕ a lo largo del círculo de falla, con el factor de ponderación siendo el número de grados intersectados por cada suelo a lo largo del círculo.
3. Calcule P_d de la fórmula:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

Los factores han sido definidos previamente.

4. Calcule P_e de la fórmula:

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu'_w}$$

donde:

H'_w = altura del agua dentro del talud
 μ'_w = factor de reducción por infiltración

Los otros factores han sido definidos previamente.

Si la sobrecarga se aplica rápidamente de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, tomar $q = 0$ y $\mu_q = 1$ en la fórmula de P_e . Si no existe sobrecarga, $\mu_q = 1$, y si no existe infiltración, $\mu'_w = 1$.

5. Calcule el parámetro adimensional mediante la fórmula:

$$\lambda c \phi = \frac{P_e \operatorname{tg} \phi}{c}$$

donde: $\operatorname{tg} \phi$ = valor promedio de $\operatorname{tg} \phi$
 c = valor promedio de c .

Para $c = 0$, $\lambda c \phi$ es infinito. En tal caso, omita el paso 6.

6. Utilizando el gráfico izquierdo presentado, determine el valor del número de estabilidad, N_{cf} , que depende del ángulo del talud β , y el valor de $\lambda c \phi$.
7. Calcule el factor de seguridad, F , mediante la fórmula:

$$F = N_{cf} \frac{c}{P_d} \quad (\text{para } c > 0)$$

para $c = 0$, $\lambda c \phi$ es infinito y el factor de seguridad se calcula de la fórmula:

$$F = \frac{P_e}{P_d} b \operatorname{tg} \phi \quad (\text{para } c = 0)$$

donde b es la relación del talud = $\cotg \beta$ y los otros factores fueron definidos previamente.

8. Determine la localización real del círculo crítico mediante el gráfico de la derecha. El centro del círculo se localiza en X_o , Y_o , y pasa a través del pie del talud. Una excepción es cuando una capa débil debajo del pie ocasiona un círculo más crítico (ver paso 1). En este caso el círculo crítico pasa tangente a la base de la capa débil. Una segunda excepción es para $\lambda c \phi = \infty$, en cuyo caso un deslizamiento superficial es el mecanismo de falla crítico.

Si el círculo de falla real es muy diferente al asumido en el paso 1, deben repetirse los pasos 2 a 8.

9. Si el talud contiene más de una capa de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad para círculos a más de una profundidad. El siguiente criterio puede ser utilizado para determinar que posibilidades deben examinarse:

- Si una capa de suelo es más débil que la suprayacente, el círculo crítico se extenderá a la capa inferior; y un círculo por el pie o un círculo profundo en esta capa será el crítico.
- Si una capa de suelo es más resistente que la suprayacente, el círculo crítico puede o no puede extenderse a la capa inferior, dependiendo de las resistencias relativas de las dos capas. Ambas posibilidades deben examinarse.

ABACOS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INFINITOS

Con los ábacos presentados pueden analizarse dos tipos de condiciones basadas en análisis de taludes infinitos:

1. Taludes en material granular, donde el mecanismo de falla crítico es deslizamiento superficial o rodadura.
2. Taludes en suelo residual, donde una capa relativamente delgada de suelo suprayace suelo firme o roca, y el mecanismo de falla crítico es de deslizamiento a lo largo de un plano paralelo al talud, en la parte superior del suelo firme.

Pasos para utilizar los ábacos en análisis de esfuerzos efectivos.

1. Determine la relación de presión de poros, r_u , que se define por:

$$r_u = \frac{u}{\gamma H}$$

Donde:

- u = presión de poros
- γ = peso unitario total de suelo
- H = profundidad correspondiente a la presión de poros u.

Para un talud existente, la presión de poros puede determinarse de mediciones de campo, efectuadas por piezómetros instalados en la profundidad de deslizamiento.

Para la condición de infiltración paralela al talud, que es muy frecuente, el valor de r_u se calcula de

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta \quad (\text{infiltración paralela al talud})$$

donde:

- X = distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie de la infiltración, medida normalmente a la superficie del talud.
- T = distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie del talud, medida normalmente a la superficie del talud.
- γ_w = peso unitario del agua.
- γ = peso unitario total del suelo.
- β = ángulo del talud.

Para el caso de la infiltración emergiendo del talud, que es más crítico que la infiltración paralela al talud, el valor de r_u puede calcularse:

En donde: $r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{1}{1 + \text{tg } \beta \text{ tg } \theta}$ (infiltración emergiendo del talud) $\theta =$ áng

- Determine los valores de los parámetros adimensionales A y B del gráfico inferior.
- Calcule el factor de seguridad, F, mediante la fórmula:

$$F = A \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \beta} + B \frac{c}{\gamma H}$$

- donde: ϕ = ángulo de fricción en esfuerzos efectivos.
 c = cohesión en esfuerzos efectivos.
 β = ángulo de talud.
 H = profundidad de la masa deslizante, medida verticalmente

Los otros valores fueron definidos previamente.

Pasos para utilizar los ábacos en análisis de esfuerzos totales.

- Determine el valor de B del gráfico inferior derecho.
- Calcule el factor de seguridad, F, mediante la fórmula:

$$F = A \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \beta} + B \frac{c}{\gamma H}$$

- en donde ϕ = ángulo de fricción en esfuerzos totales.
 c = cohesión en esfuerzos totales.

Los otros valores fueron definidos previamente.

ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON RESISTENCIA AUMENTANDO CON LA PROFUNDIDAD Y $\phi = 0$

Se acompañan los gráficos de estabilidad para este tipo de suelos.

Pasos a seguir.

1. Seleccione la variación lineal de resistencia con profundidad que mejor se ajuste a los valores medidos. Extrapole la variación lineal hacia arriba para determinar H_0 , la altura a la cual el perfil de resistencia es cero.
2. Calcule $M = H_0/H$, donde H = altura del talud.
3. Determine el número de estabilidad, N , del gráfico.
4. Determine el valor de resistencia, C_b , en la base del talud.
5. Calcule el factor de seguridad, F , usando la fórmula.

$$F = N \frac{C_b}{\gamma(H + H_0)}$$

donde: γ = peso unitario total del suelo para taludes por encima del agua.
 γ = peso unitario sumergido del suelo para taludes sumergidos.
 γ = peso unitario promedio ponderado para taludes parcialmente saturados.

ANÁLISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD

Cuando las condiciones del sitio y los parámetros de resistencia al cortante han sido investigados apropiadamente, se puede efectuar el análisis detallado de estabilidad de taludes.

- 1) Método de Dovelas: Se pueden analizar superficies de falla circulares y no circulares. La masa deslizante se divide en una serie de dovelas verticales y se establece el equilibrio de las fuerzas que actúan en cada dovela. Existen diversos métodos para convertir el sistema indeterminado en determinado.
- 2) Método de la Cuña Deslizante: Este es un procedimiento simple y conservador para superficie de falla no circular en suelos con $\phi = 0$ ó $\phi > 0$.

La descripción de las Fuerzas Actuales, así como el Factor de Seguridad y el Equilibrio de Fuerzas y Momentos, así como los diferentes métodos se presentan en las láminas adjuntas.

CONCLUSIONES SOBRE LOS METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE

- 1.- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos, dá el mismo factor de seguridad en el análisis de $\phi = 0$ con superficies de falla circular.
- 2.- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius), dá error en el lado conservador para el caso de $\phi > 0$. Con presiones de poro pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%. Para pendientes casi planas con presiones de poro altas, el error puede ser mayor del 50%.
- 3.- Para el análisis de $\phi = 0$ ó $\phi > 0$ con presiones de poros bajas o altas, el Método Simplificado de Bishop es adecuado para el análisis de falla circular. El método es muy estable numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla es muy parada, casi vertical.
- 4.- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el Factor de Seguridad es muy sensible a la inclinación asumida de las fuerzas laterales. El método de Lowe y Karafiath es razonable para el análisis de $\phi > 0$, pero no conservador (10-15%) para $\phi = 0$.
- 5.- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el Factor de Seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.
- 6.- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio presentan ventajas y desventajas.
 - a) GPS o JANBU : El mejor para el cálculo manual. Pueden existir inestabilidades numéricas en el computador.
 - b) SPENCER : El más estable numéricamente, bueno para el computador, malo para el análisis manual.
 - c) MORGENSTERN-PRICE : El más flexible. Las fuerzas laterales asumidas se pueden cambiar, cambiando $f(x)$. Teóricamente es atractivo porque $f(x)$ se puede cambiar hasta encontrar una distribución interna de esfuerzos razonable. En la práctica consume mucho tiempo y es innecesario para el cálculo del Factor de Seguridad, ya que este valor varía muy poco con $f(x)$.

MÉTODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

En el planeamiento de medidas efectivas de estabilización es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación e intemperismo.

Un estudio geológico concienzudo y un programa detallado de exploración del subsuelo son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificar las medidas correctivas. La superficie de falla deberá determinarse con sondajes e inclinómetros más allá de la línea de falla.

Si se estabiliza un derrumbe o deslizamiento mediante el tendido del talud o el uso de contrafuertes o estructuras de retención, la resistencia del suelo debe determinarse por métodos retrospectivos. Este valor de resistencia se usará en la evaluación del factor de seguridad después de la estabilización, o para estimar las cargas de diseño en la estructura de retención. Si existen diferencias entre las resistencias al cortante de laboratorio y del análisis retrospectivo, se usará este último ya que es un valor más confiable en el diseño de las obras de estabilización.

El cuadro adjunto presenta un resumen de los métodos de estabilización de taludes y deslizamientos.

PROCEDIMIENTO	CONDICION DE EQUILIBRIO SATISFECHA				ECUACIONES E INCOGNITAS	FORMA DE LA SUPER FICIE DE FALLA	APLICABLE A	
	MOMENT O TOTAL	MOMENTO DOVELA IND.	VERT.	HOR.			Cálculos Manuales	Cálculos por Computadora
METODO ORDINARIO DE DOVELAS	Si	No	No	No	1	Circular	Si	Si
METODO DE BISHOP MODIFICADO	Si	No	Si	No	N+1	Circular	Si	Si
METODO DE JANBU PROCEDIMIENTO GENERA- LIZADO. DEDOVELAS	Si	Si	Si	Si	3N	Cualquiera	Si	Si
METODOS DE SPENCER Y MORGENSTERN Y PRICE	Si	Si	Si	Si	3N	Cualquiera	No	Si
METODO DE LOWE Y KARAFIATH	No	No	Si	Si	2N	Cualquiera	Si	Si
METODO DE ESPIRAL LOGARITMICA	Si	-	Si	Si	3	Espiral Logarítmica	Si	Si

REFERENCIAS

- 1) ASCE (1977), "Rock Engineering for Foundation and Slopes", American Society of Civil Engineers, New York.
- 2) ABRAMS T.G. y WRIGHT S.G. (1972), "A Survey of Earth Slope Failures and Remedial Measures in Texas", The Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- 3) BAILEY W.A. (1966), "Stability Analysis by Limiting Equilibrium", C.E. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 4) BELL, J.M. (1968), "General Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM6, pp. 1253-1270.
- 5) BIAREZ J. (1965), "Equilibre, Limite Destalus et Barrages en Terre", Annales de L' Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 211-212, Sols et Foundations, Vol. 51, pp. 1017-1030.
- 6) BISHOP A.W. (1952), "The Stability of Earth Dams", PhD Thesis, University of London, England.
- 7) BISHOP A.W. (1954), "The Use of Pore Pressure Coefficients in Practice", Geotechnique, Vol. IV, No. 4, pp. 148-152.
- 8) BISHOP A.W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", Geotechnique, Vol. V, No. 1, pp. 7-17.
- 9) BISHOP A.W. y MORGENSTERN N.R. (1960), "Stability Coefficients for Earth Slopes", Geotechnique, Vol 10, No, 4, pp. 129-150.
- 10) BISHOP A.W. y BJERRUM L. (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", Proc. of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado.
- 11) BJERRUM L. (1955), "Stability of Natural Slopes in Quick Clay", Geotechnique, Vol 5, No. 1, pp. 101-119.
- 12) BJERRUM L. (1967), "Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM5, pp. 1-49.
- 13) BJERRUM L. (1973). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays", General Report, 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, pp. 11-159.

- 14) BUSH R.G. (1975), "Stabilization of a Landslide with Deep Drainage", Proc. 5th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, pp. 357-366.
- 15) CARRILLO A. (1979), "Estabilidad y Resistencia del Conglomerado de Lima Metropolitana", El Ingeniero Civil, Vol 1, pp. 20-30.
- 16) CLOUGH R.W. y WOODWARD R.J.III (1967), "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 529-550.
- 17) CORDOVA R.D. (1979), "Estudio de Estabilidad de Taludes en Minas a Cielo Abierto con Aplicación a la Mina Cerro Verde", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 18) CORDOVA R.D. y ALVA HURTADO J. (1983), "Estabilidad de Escombreras en Explotaciones Mineras", IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.
- 19) CHEN W.F. y KOH S.L. (1978), "Earthquake-Induced Landslide Problems", Central American Conference on Earthquake Engineering, San Salvador, El Salvador, pp. 665-685.
- 20) CHIRAPUNTU S. y DUNCAN J.M. (1975), "The Role of Fill Strength in the Stability of Embankments on Soft Clay Foundations". Geotechnical Engineering Research Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 21) DEERE D.U. y PATTON F.D. (1971), "Slope Stability in Residual Soils", Proc. 4 th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, Vol. 1, p. 87.
- 22) DUNCAN J.M. y BUCHIGNANI A.L. (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 23) ELNAGGAR H.A. y FLINT N.K. (1976), "Analysis and Design of Highway Cuts in Rock", Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- 24) FELLENIUS W. (1936), "Calculation of the Stability of Earth Dams", Trans. 2nd. Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the World Power Conference, Vol. 4, pp. 445-462.
- 25) FROHLICH O.K. (1955), "General Theory of Stability of Slopes", Geotechnique.

- 26) GOLDER H.Q. y WARD W.H. (1950), "The Use of Shear Strength Measurements in Practical Problems", *Geotechnique*, Vol. II, No. 2, pp. 117-133.
- 27) GOODMAN R.E. (1976), "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks", West Publishing Company, San Francisco.
- 28) GRISMALA R.E. (1978), "Stability Analysis of Natural Slopes with Weak Strata", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 29) HAMEL J.V. (1969), "Stability of Slopes in Soft, Altered Rock", PhD thesis. University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- 30) HAMEL J.V. y FLINT N.K. (1972), "Failure of Colluvial Slope", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 98, SM2, pp. 167-180.
- 31) HIGHWAY RESEARCH BOARD (1958), "Landslides in Engineering Practice", Edwin Eckel Editor, Special Report 29, Washington D.C.
- 32) HOEK E. Y BRAY J. (1974), "Rock Slope Engineering", The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.
- 33) HUANG Y. (1978), "Stability Charts for Sidehill Fills", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 104, GT5, pp. 659-663.
- 34) HUNTER J.H. y SCHUSTER R.L. (1968), "Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays", *Geotechnique*, Vol 13, No. 3, pp. 372-378.
- 35) JANBU N. (1954), "Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis", *Proc. European Conference Stability of Earth Slopes, Stockholm*, Vol. 3, pp. 43-49.
- 36) JANBU N. (1957), "Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices", *Proc. 4 th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*, Vol. 2, pp. 207-212.
- 37) JANBU N. (1973), "Slope Stability Computations", *Embankments Dam Engineering, the Casagrande Volume*, John Wiley, pp. 47-86.
- 38) JOHN K.W. (1962), "An Approach to Rock Mechanics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, Vo. 88, SM1.
- 39) JOHN K.W. (1968), "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 94, SM2, pp. 497-526.

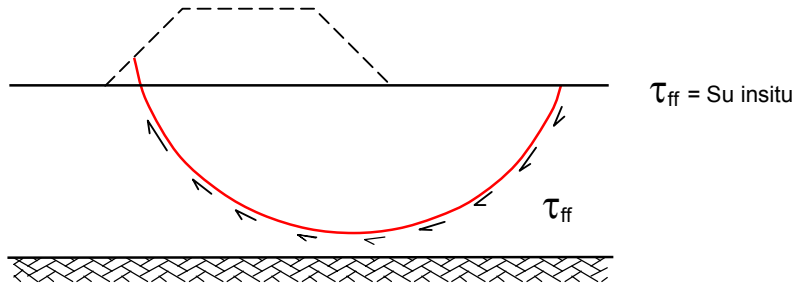
- 40) JOHNSON R.B. (1979), "Factors that Influence the Stability of Slopes, a Literature Review", U.S. DOT, Federal Highway Administration, RD 79-94 Washington, D.C.
- 41) KENNEY T.C. (1963), "Stability of Cuts in Soft Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, SM5, pp. 17-37.
- 42) LADD, G.E. (1928), "Methods of Controlling Highway Landslides", Roads and Streets, Vol 68, pp. 529-538.
- 43) LAMBE T.W. y WHITMAN R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- 44) LA ROCHELLE P. (1960), "The Short Term Stability of Slopes in London Clay", PhD Thesis, Imperial College, London, England.
- 45) LENGSTER M. (1977), "Stability of a Natural Slope", S.M. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 46) LITTLE A.L. y PRICE V.A. (1958). "The Use of an Electronic Computer for Slope Stability Analysis", Geotechnique, Vol. 8 No. 3, pp. 113-120.
- 47) LONDE P., VIGIER G. y VORMERINGER R. (1966), "Stability of Rock Slopes, a Three Dimensional Study", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, SM7.
- 48) LONDE P., VIGIER G. y VORMERINGER R. (1970), "Stability of Rock Slopes, Graphical Methods", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, SM4.
- 49) LOWE J. y KARAFIATH L. (1960), "Stability of Earth Dams Upon Drawdown", Proc. 1st. Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Vol. 2, pp. 537-552.
- 50) LOWE J. (1967), "Stability Analysis of Embankments", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 1-34.
- 51) MARTINEZ VARGAS A. (1967), "Estudio de los Sedimentos de Iquitos y sus Consideraciones en los Derrumbes de la Ribera del Amazonas", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 27, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 52) MARTINEZ VARGAS A.(1971), "Análisis sobre los Huaicos, Aluviones y Alud-Aluviones ante el Efecto Sísmico en el Perú", III Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.

- 53) MARTINEZ VARGAS A. (1972), "Análisis de Estabilidad de Taludes", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 45, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 54) MARTINEZ VARGAS A. (1974), "Modelo del Estudio Geotécnico Básico de los Huaicos, Aluviones, Alud-Aluviones e Inundaciones", Revista de la Sociedad de Ingenieros del Perú, Informes y Memorias No. 4, pp. 45-48.
- 55) MARTINEZ VARGAS A. (1974), "Represamiento del Río Mantaro: El Aluvión de Huacoto y su Origen. Análisis de las Condiciones de Seguridad de la zona del Mantaro", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 52, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 56) MARTINEZ VARGAS A. y OCAMPO A. (1975), "Movimiento del Terreno, Carretera Marginal de la Selva Tarapoto-Río Nieva", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 56, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 57) MEYERHOFF G.G. (1957) "The Mechanism of Flow Slides in Cohesive Soils", Geotechnique, Vol. VII, No. 1, pp. 41-49.
- 58) MORGENSTERN N.R. y PRICE V.E. (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique, Vol. 15, No. 1, pp. 79-93.
- 59) MORGENSTERN N.R. y PRICE V.E. (1967), "A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces", The Computer Journal, Great Britain, Vol. 9, No. 4. pp. 388-393.
- 60) NEWARK N.M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 15, pp. 139-160.
- 61) PECK R.B. (1967), "Stability of Natural Slopes", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 403-418.
- 62) PETERSON R., JASPAR J.L., RIVARD P.J. e IVENSON N.L. (1960). "Limitations of Laboratory Shear Strength in Evaluating Stability of Highly Plastic Clays", Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 765-791.
- 63) PITEAU D.R. and Associates, Ltd. (1979). "Rock Slope Engineering Reference Manual", Vancouver (British Columbia).
- 64) PLATT G.A. (1966), " Investigation of a Slope Stability at Amuay, Venezuela", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

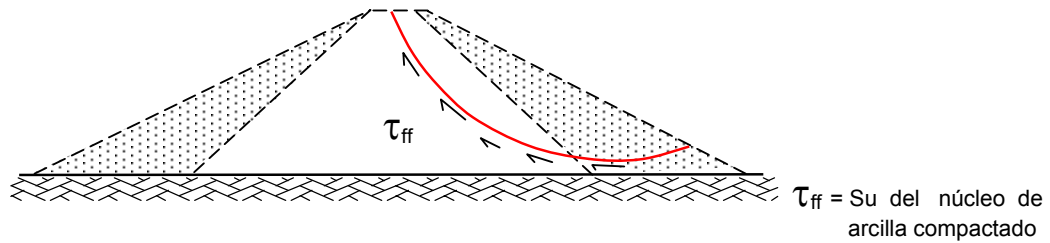
- 65) SARMA K. (1973), "Stability Analysis of Embankments and Slopes", *Geotechnique*, Vol. 23, No. 3, pp. 423-433.
- 66) SCHWEIZER R.J. y WRIGHT S.G. (1974), "A Survey and Evaluation of Remedial Measures for Earth Slope Stabilization", The Center for Highway, Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- 67) SEED H.B. (1968) "Lanslides During Earthquakes due to Soil Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 94, pp. 1059-1122.
- 68) SKEMPTON A.W. (1948), "The $\phi = 0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis", *Proc. 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, p.72.
- 69) SKEMPTON A.W. (1964), "Longterm Stability of Clay Slopes", *Geotechnique*, Vol. 14, No. 2, pp. 77-102.
- 70) SKEMPTON A.W. (1977), "Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay", *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. III, pp. 261-270.
- 71) SPENCER E. (1967), "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces", *Geotechnique*, Vol. 17, No. 1, pp. 11-26.
- 72) SPENCER E. (1968), "Effects of Tension on Stability of Embakments", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 94, SM5, pp. 159-1173.
- 73) SPENCER E. (1969), "Circular and Logaritmik Spiral Slip Surfaces", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations, American Society of Civil Engineers*, Vol. 95, No. SM1, pp. 227-234.
- 74) TAVENAS F., TRACK B. y LEROUNEILS S. (1980), "Remarks on the Validity of Stability Analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, pp. 61-73.
- 75) TAYLOR D.W. (1937), "Stability of Earth Slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 24, No. 3, (Reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, pp. 337-386).
- 76) TERZAGHI K. (1950), "Mechanism of Landslides", *Engineering Geology*, Berkey Volume, The Geological Society of America, pp. 83-123.
- 77) TERZAGHI K. y PECK R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.

- 78) TERZAGHI K. y LEPS T. (1960), "Design and Performance of Vermilion Dam", Trans. American Society of Civil Engineers, Vol. 125, Part. 1.
- 79) TONG C.K. (1970), "Stability Control of a Natural Slope", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 80) TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1980), "Compendium 13, Slopes: Analysis and Stabilization", Transportation Technology Support for Developing Countries, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- 81) TURNBULL W.J. y HVORSLEV M.J. (1967), "Special Problems in Slope Stability", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 499-528.
- 82) VARGAS M. (1967), "Design and Construction of Large Cutting in Residual Soil", Proc. 3rd. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Venezuela, Vol. II, pp. 234-254.
- 83) WRIGHT S.G. (1969), "A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength of Clay Shales", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 84) WRIGHT S.G. (1971), "A General Computer Program for Slope Stability Analysis", Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Texas.
- 85) WRIGHT S.G., KULHAWY F.H. y DUNCAN J.M. (1973), "Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, SM10, pp. 783-791.
- 86) WHITMAN R.V. y BAILEY W.A. (1967), "The Use of Computers for Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93. SM4, pp. 475-498.
- 87) WHITMAN R.V. y MOORE P.J. (1963), "Thoughts Concerning the Mechanics of Slope Stability Analysis", Proc. 2nd. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 391-411.
- 88) YODER S.M. y HOPKINS T.C. (1973), "Slope Stability Analysis A Computerized Solution of Bishop's Simplified Method of Slices", Kentucky Department of Highways, Lexington, Kentucky.
- 89) ZARUBA Q. y MENCL V. (1969), "Landslides and Their Control", Czechoslovak Academy of Sciences, Praga.

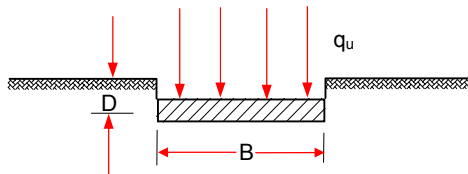
EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO UU (NO CONSOLIDADO - NO DRENADO)



a) TERRAPLEN CONSTRUIDO RAPIDAMENTE SOBRE UN DEPOSITO DE ARCILLA BLANDA



b) PRESA DE TIERRA GRANDE CONSTRUIDA RAPIDAMENTE SIN CAMBIO EN EL CONTENIDO DE HUMEDAD DEL NÚCLEO DE ARCILLA

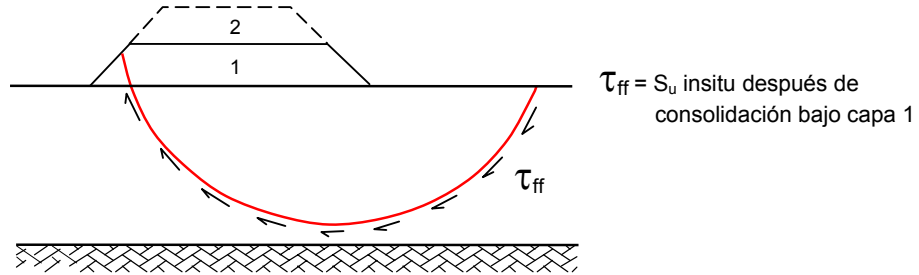


$$q_u = 5.7 S_u + \gamma_t D$$

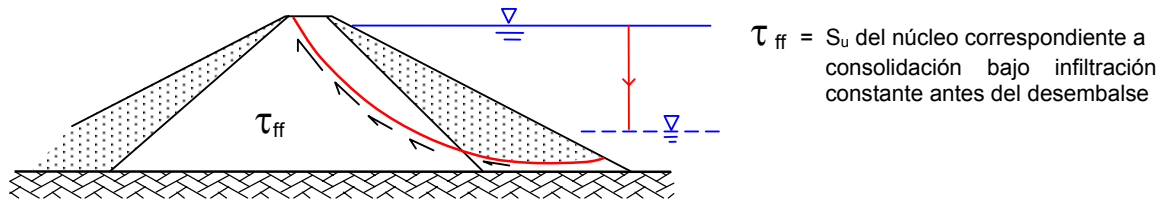
de la fórmula de capacidad de carga
Terzaghi con $\phi = 0$

c) ZAPATA CONTINUA COLOCADA RAPIDAMENTE EN DEPOSITO DE ARCILLA

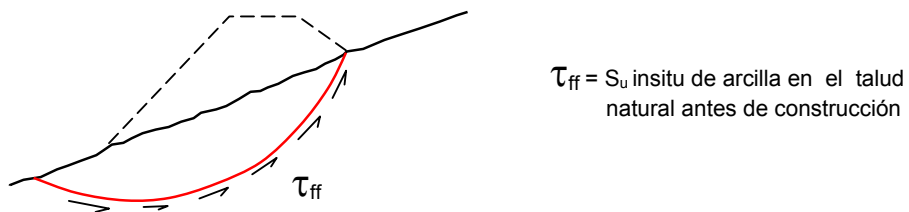
EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CU (CONSOLIDADO - NO DRENADO)



a) TERRAPLEN ELEVADO DESPUES DE CONSOLIDARSE BAJO ALTURA INICIAL



b) DESEMBALSE RAPIDO AGUAS ARRIBA. SIN DRENAJE DEL NUCLEO

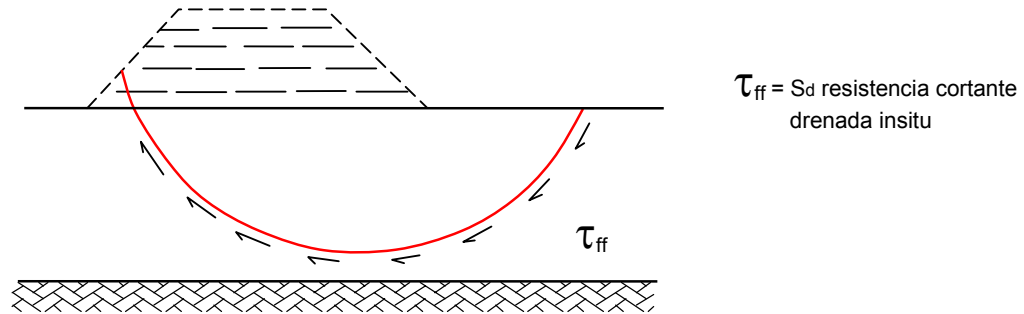


c) CONSTRUCCION RAPIDA DE TERRAPLEN EN TALUD NATURAL

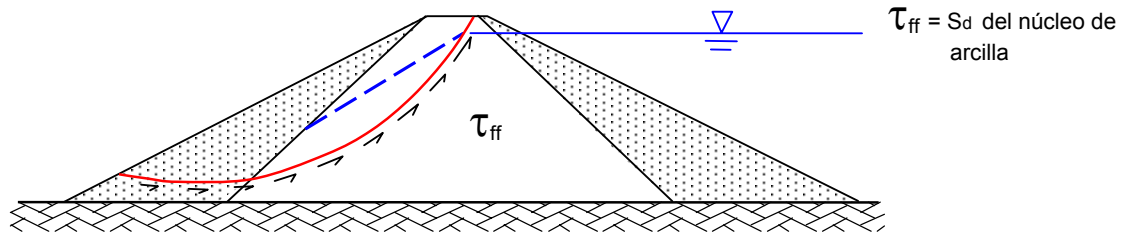
EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CD

(CONSOLIDADO - DRENADO)

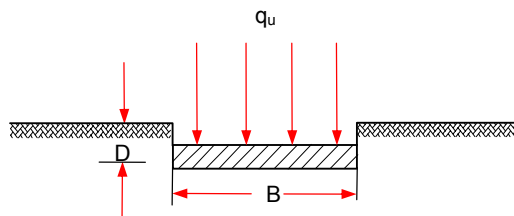
- a) TERRAPLEN CONSTRUIDO MUY LENTAMENTE POR CAPAS SOBRE UN DEPOSITO DE ARCILLA BLANDA



- b) PRESA DE TIERRA CON ESTADO DE INFILTRACION CONSTANTE

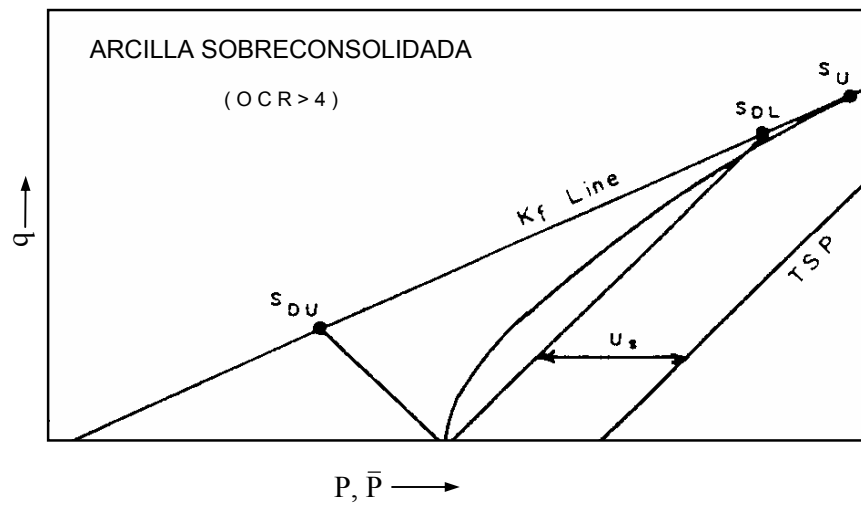
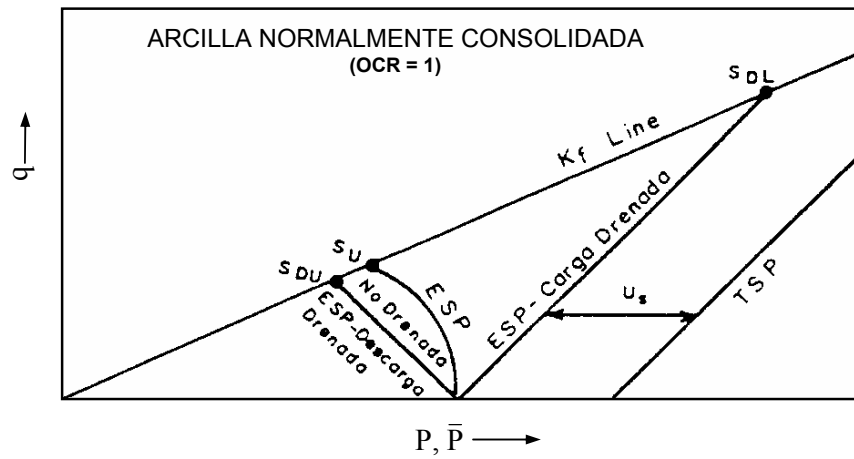


- c) ZAPATA CONTINUA EN DEPOSITO DE ARCILLA A LARGO PLAZO DESPUES DE LA CONSTRUCCION

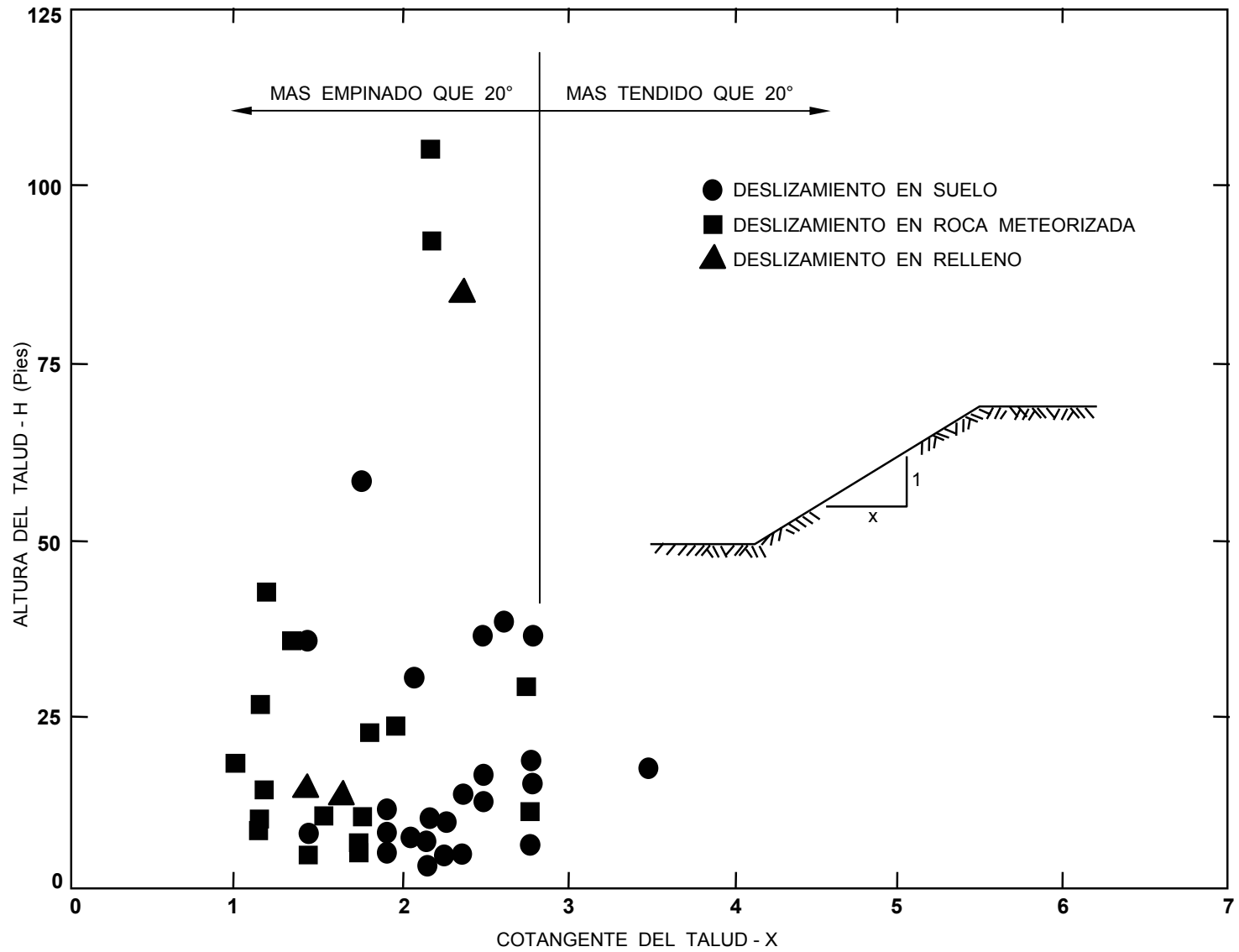


$$q_u = \bar{c} N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

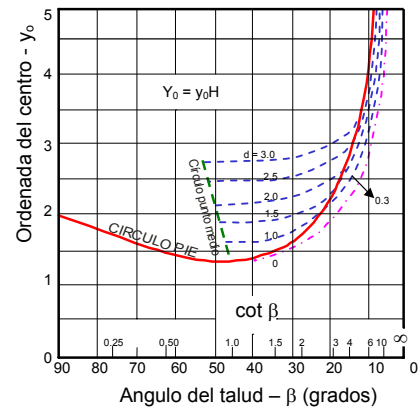
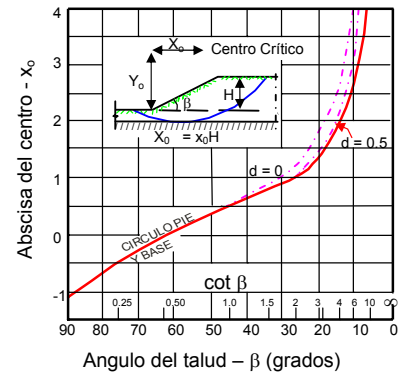
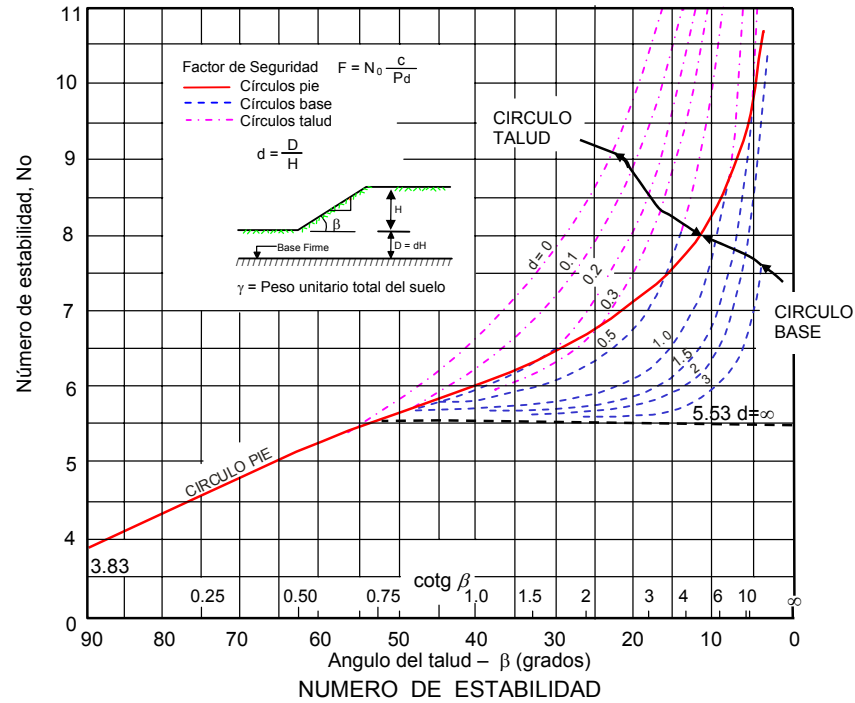
donde N_c , N_γ y N_q son función de $\bar{\phi}$



RESISTENCIA CORTANTE DRENADA Y NO DRENADA



METODO DE EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD POR MEDIO DE DATOS DE CAMPO

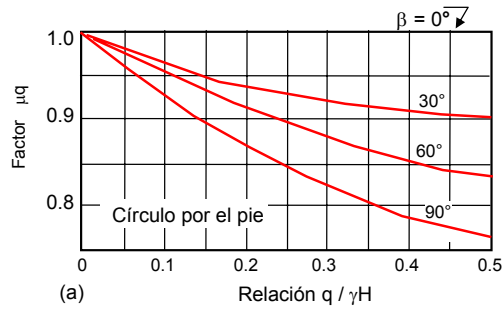


COORDENADAS DEL CENTRO PARA EL CIRCULO CRITICO

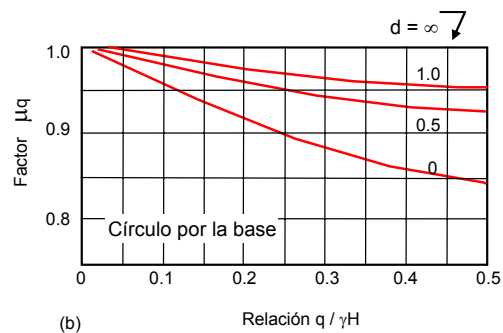
ABACOS DE ESTABILIDAD PARA SUELOS

CON $\phi = 0$ Ref. (Janbu, 1968)

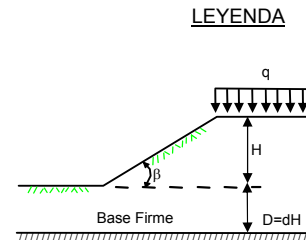
FACTORES DE REDUCCION POR CARGA ADICIONADA



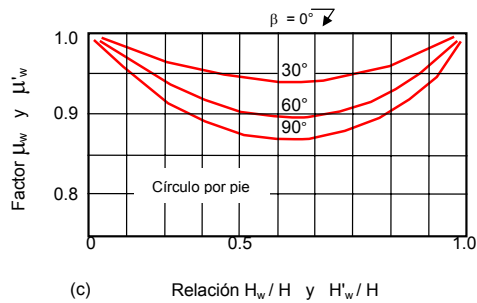
(a)



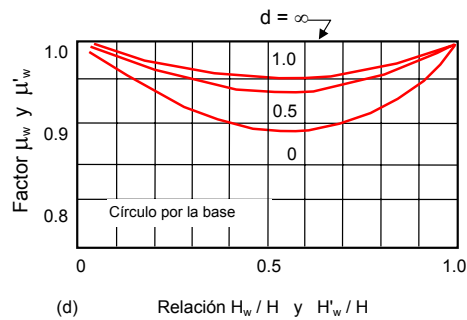
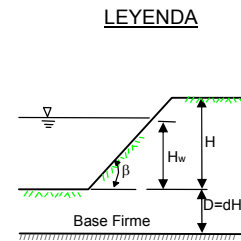
(b)



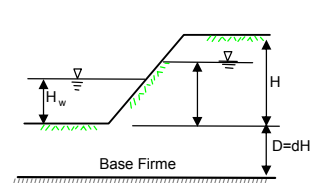
FACTORES DE REDUCCION POR SUMERGENCIA (μ_w) E INFILTRACION (μ'_w)



(c)

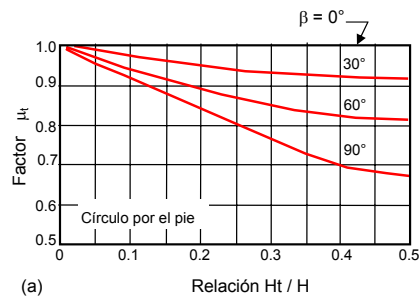


(d)

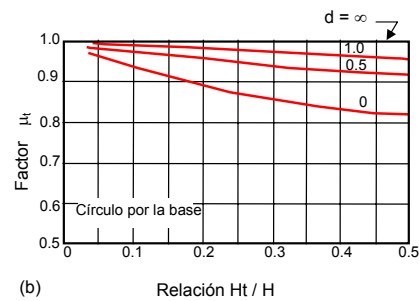


FACTORES DE REDUCCION PARA LOS GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES. SUELOS CON $\phi = 0$ Y $\phi > 0$ (Janbu, 1968)

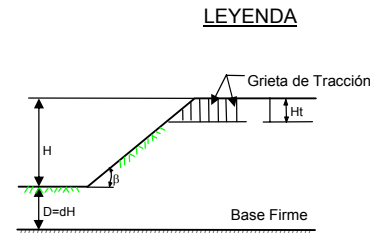
FACTOR DE REDUCCION POR GRIETA DE TRACCION SIN PRESION HIDROSTATICA EN LA GRIETA



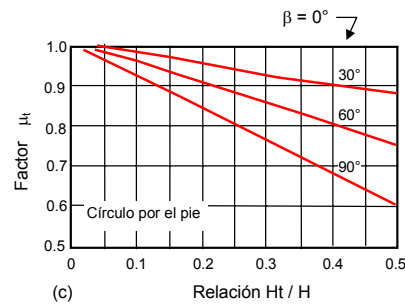
(a)



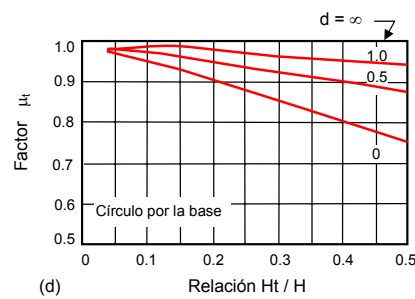
(b)



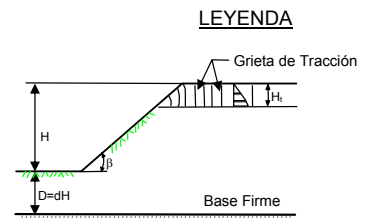
FACTOR DE REDUCCION POR GRIETA DE TRACCION CON PRESION HIDROSTATICA EN LA GRIETA



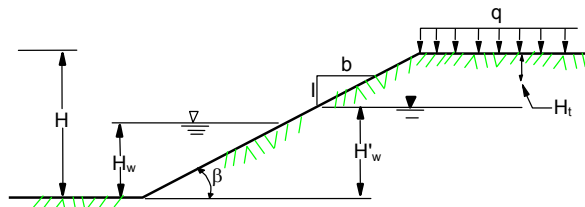
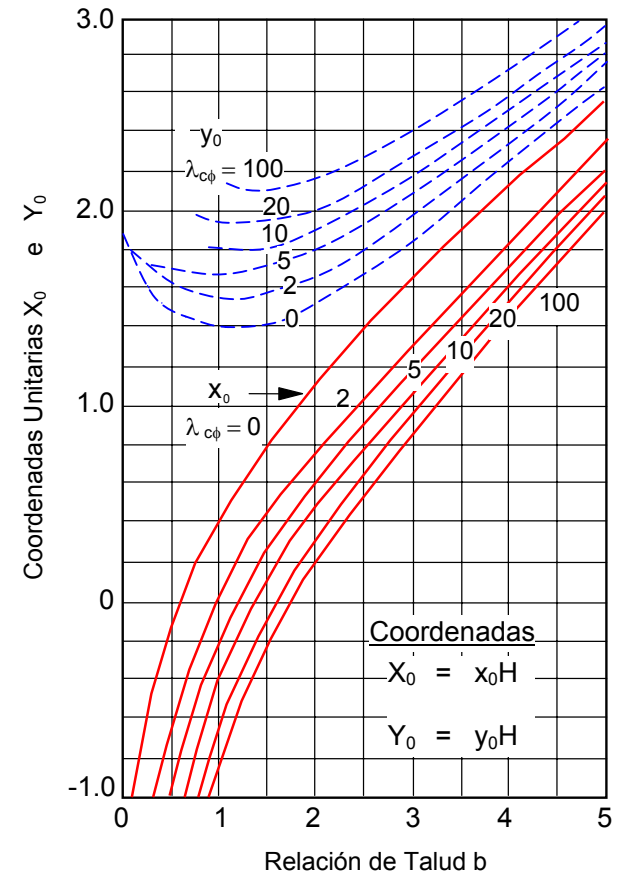
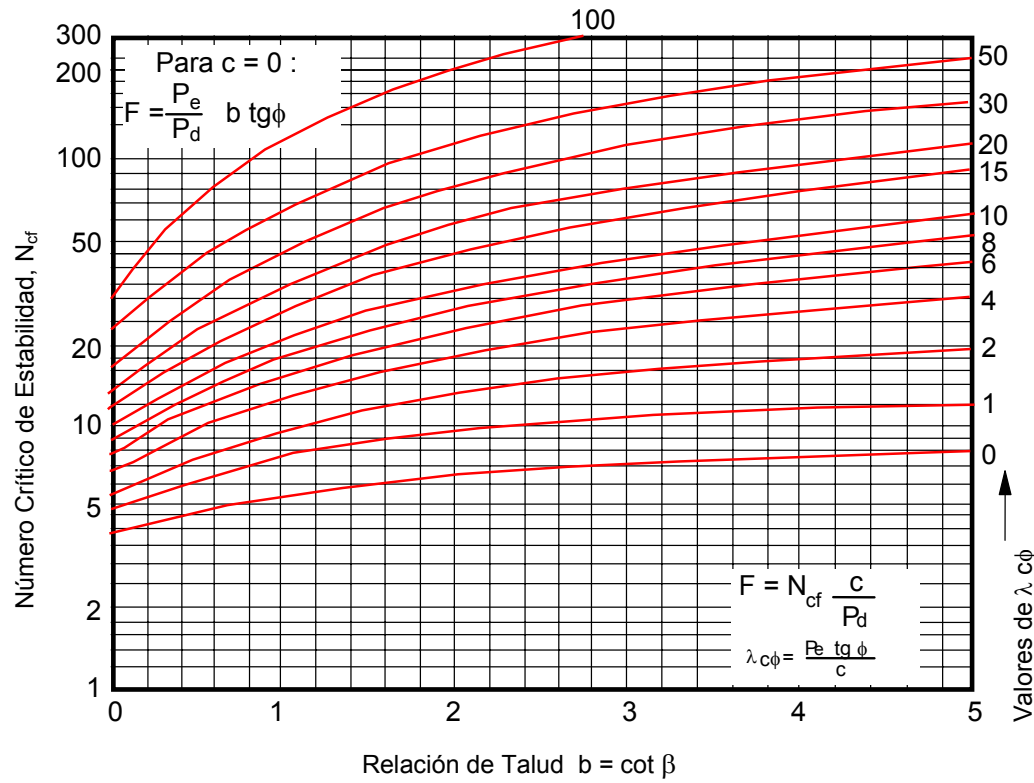
(c)



(d)



FACTORES DE REDUCCION PARA LOS GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES. SUELOS CON $\phi = 0$ Y $\phi > 0$ (Janbu, 1968)

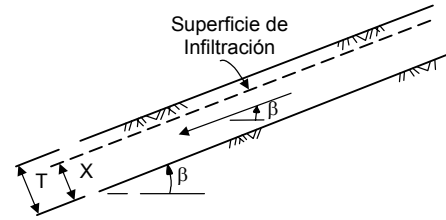
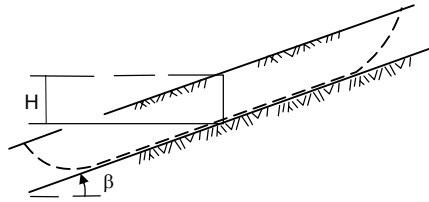


$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu'_w}$$

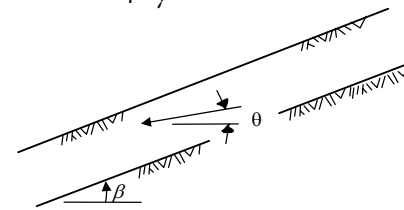
(En la fórmula de P_e tomar $q = 0$, $\mu_q = 1$ para condición no consolidada)

GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON $\phi > 0$ Ref. (Janbu, 1968)



Infiltración paralela al talud

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta$$



Infiltración emergiendo del talud

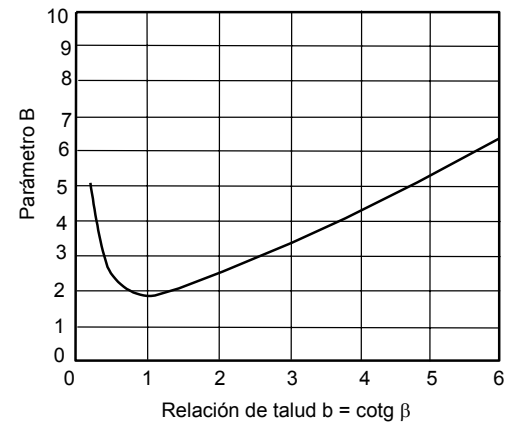
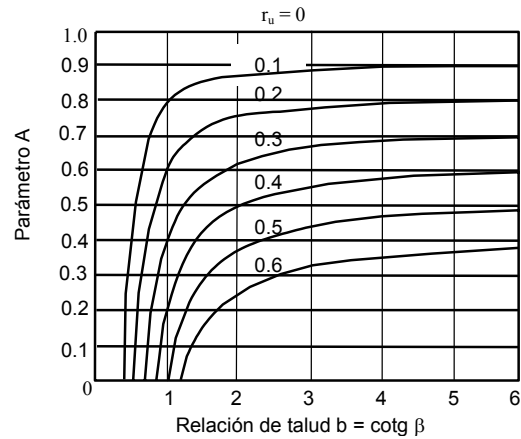
$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{1}{1 + \tan \beta \tan \theta}$$

- γ = Peso unitario total del suelo
- γ_w = Peso unitario de agua
- c' = Cohesión
- ϕ' = Angulo de fricción
- r_u = Relación de presión de poro = $\frac{u}{\gamma H}$
- u = Presión de poro en la profundidad H

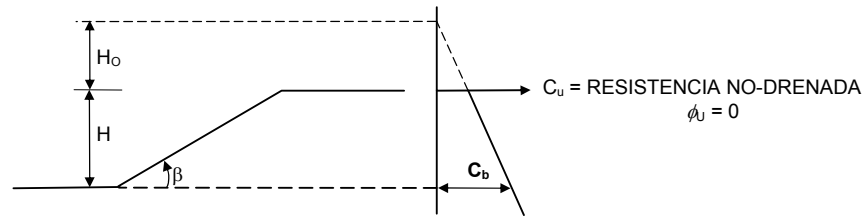
} Esfuerzo Efectivo

Pasos

1. Determine r_u de valores de presión de poros medidos ó fórmulas
2. Determine A y B de los ábacos
3. Calcule $F = A \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \frac{c'}{\gamma H}$



ABACOS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INFINITOS



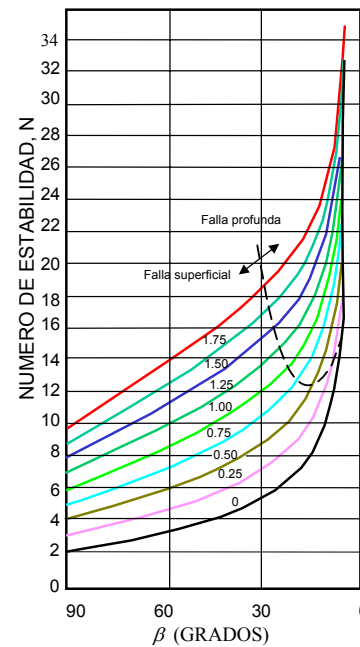
PASOS

- ① EXTRAPOLE EL PERFIL DE RESISTENCIA HACIA ARRIBA, PARA DETERMINAR H_0
- ② CALCULE $M = H_0/H$
- ③ DETERMINE EL NUMERO DE ESTABILIDAD N DEL GRAFICO INFERIOR
- ④ DETERMINE $C_b = \text{RESISTENCIA EN LA BASE DEL TALUD}$
- ⑤ CALCULE $F = N \frac{C_b}{\gamma (H + H_0)}$

Use $\gamma = \gamma_b$ PARA TALUD SUMERGIDO

Use $\gamma = \gamma_m$ PARA NO EXISTENCIA DE AGUA FUERA DEL TALUD

Use γ PROMEDIO, PARA TALUD PARCIALMENTE SUMERGIDO

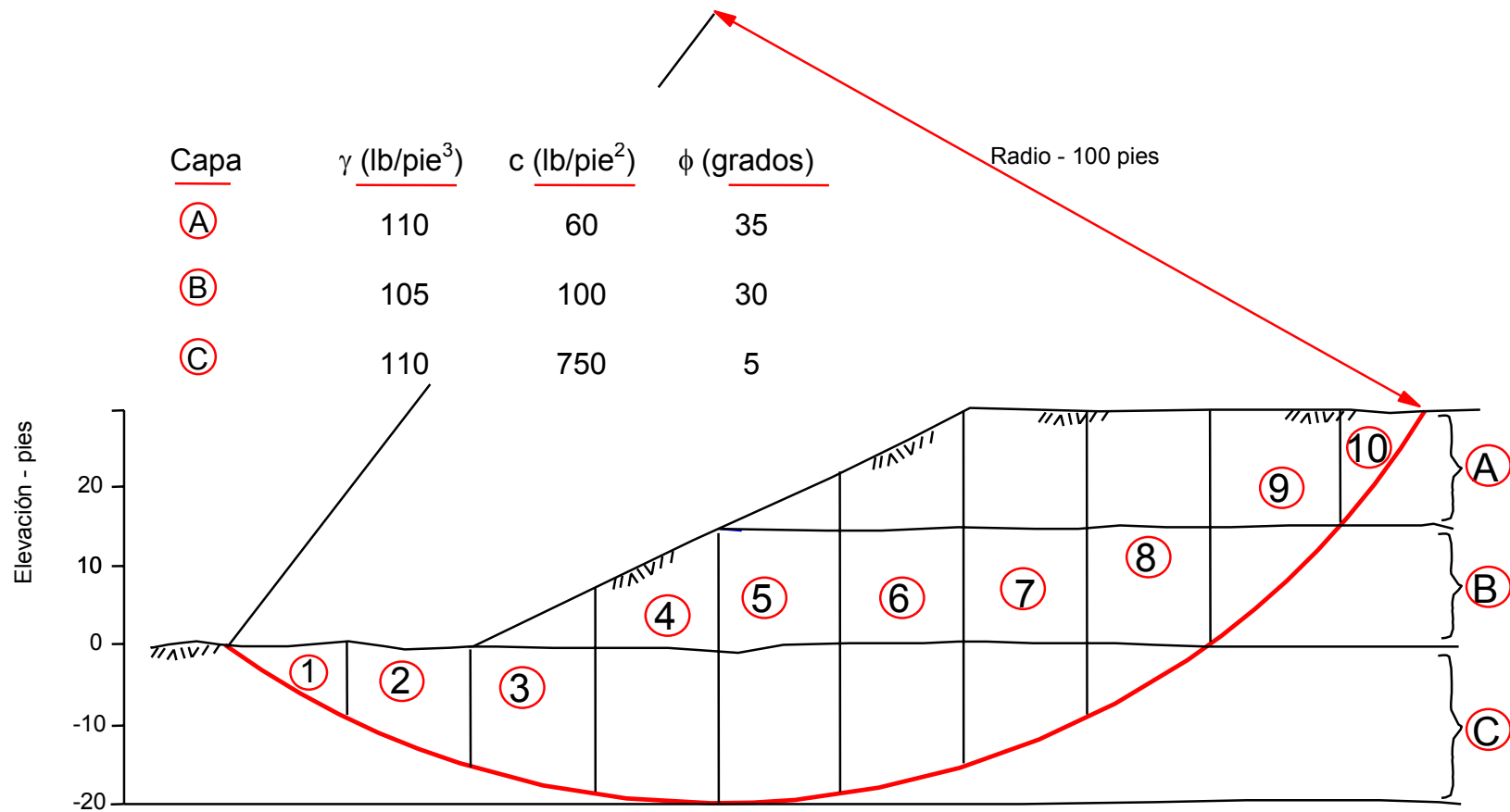


GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA $\phi = 0$ Y RESISTENCIA AUMENTANDO CON PROFUNDIDAD.

(Hunter y Schuster, 1968)

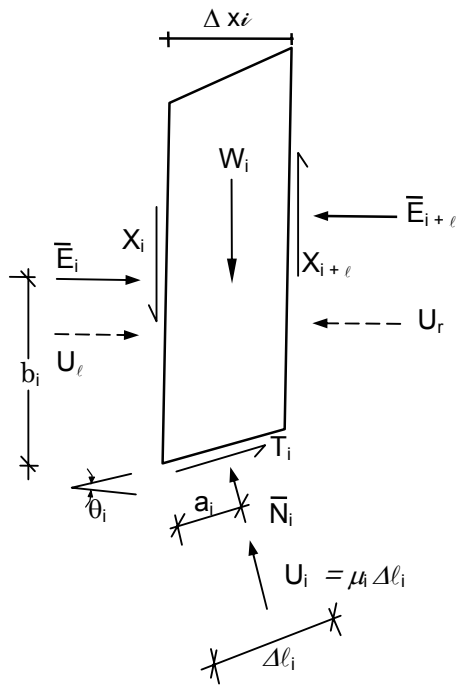
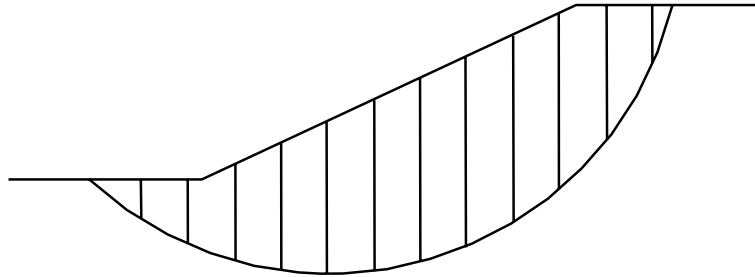
ANÁLISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD

- Método de Dovelas
- Método de la Cuña Deslizante
- Conclusiones



EJEMPLO DEL METODO ORDINARIO DE DOVELAS

FUERZAS QUE ACTUAN EN DOVELA



FACTOR DE SEGURIDAD

$$F = \frac{M_R}{M_A}$$

$$M_R = r \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \operatorname{tg} \bar{\phi}) \Delta l_i = r (cL + \operatorname{tg} \bar{\phi} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i)$$

$$M_A = r \sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \bar{\theta}_i$$

$$F = \frac{cL + \operatorname{tg} \bar{\phi} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \theta_i}$$

EQUILIBRIO DE FUERZAS Y MOMENTOS

ECUACIONES

$$N \quad \sum F_v$$

$$N \quad \sum F_H$$

$$N \quad \sum M$$

$$3N \quad \text{TOTAL}$$

INCOGNITAS

N - 1 FUERZA HORIZONTALES

N - 1 FUERZA VERTICALES

N - 1 LOC. F. HORIZONTALES

N FUERZAS NORM. BASE

N LOC. F. NORM

I F.S.

5N - 2 TOTAL

SISTEMA INDETERMINADO

METODO ORDINARIO DE DOVELAS
(FELLENIIUS)

ASUME QUE LA RESULTANTE DE FUERZAS LATERALES ACTUA
PARALELA A LA BASE DE CADA DOVELA

RESUELVE LAS FUERZAS NORMALES PERPENDICULARES A
LA BASE ELIMINANDO LAS FUERZAS LATERALES

$$F = \frac{\bar{c}L + \operatorname{tg} \bar{\phi} \sum_{i=1}^n (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \theta_i}$$

SATISFACE : EQ. TOTAL DE MOMENTOS

NO SATISFACE : EQ. F_H

EQ. F_V

EQ. INDIVIDUAL DE MOMENTOS

1 ECUACION

1 INCOGNITA

METODO SIMPLIFICADO DE BISHOP

ASUME QUE LAS FUERZAS VERTICALES EN LAS
DOVELAS SON CERO

RESUELVE LAS FUERZAS EN LA DIRECCION VERTICAL
ELIMINANDO LAS FUERZAS LATERALES

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [\bar{c} \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) t_g \bar{\phi}]}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen } \theta_i} [1 / M_i(\theta)]$$

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left(1 + \frac{t_g \theta_i t_g \bar{\phi}}{F} \right)$$

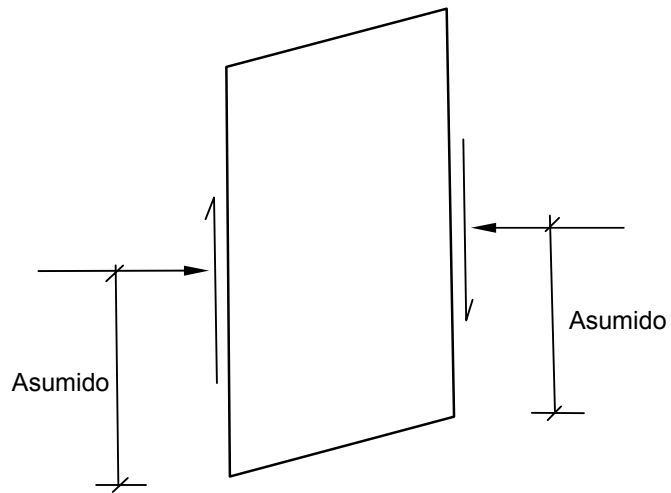
SATISFACE : EQ. TOTAL DE MOMENTOS
EQ. F_v

NO SATISFACE : EQ. INDIVIDUAL DE MOMENTOS
EQ. F_H

N + 1 ECUACIONES N + 1 INCOGNITAS

METODO DE JANBU (GPS)

ASUME QUE LA POSICION DE LA FUERZA HORIZONTAL



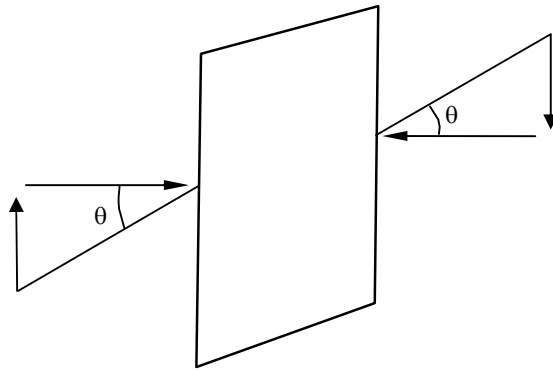
SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

METODO DE SPENCER

ASUME QUE LA INCLINACION DE LA FUERZA LATERAL RESULTANTE (q) ES LA MISMA PARA CADA DOVELA



SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

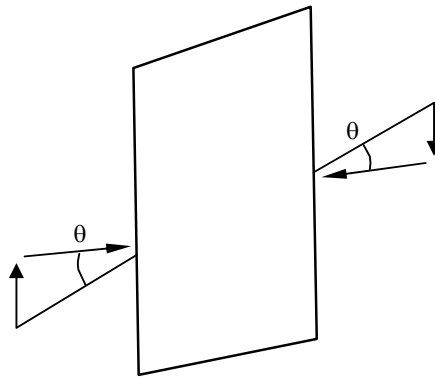
3 N ECUACIONES

3N INCOGNITAS

METODO MORGENSTERN - PRICE

ASUME QUE LA INCLINACION DE LAS FUERZAS LATERALES SIGUE UNA FORMA DETERMINADA

$$\theta = \lambda_f(x)$$



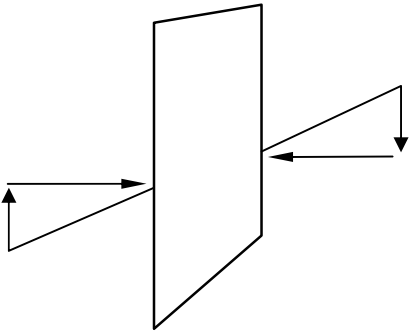
SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

METODO DE LOWE Y KARAFIATH

ASUME QUE LA INCLINACION DE LAS FUERZAS LATERALES ES EL PROMEDIO DEL TALUD Y LA SUPERFICIE DE FALLA



SATISFACE : ΣF_v

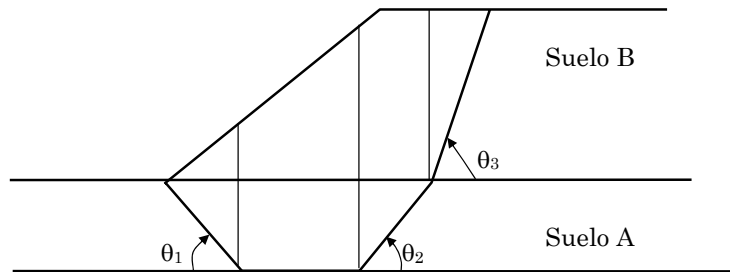
ΣF_H

NO SATISFACE : ΣM

2 N ECUACIONES

2 N INCOGNITAS

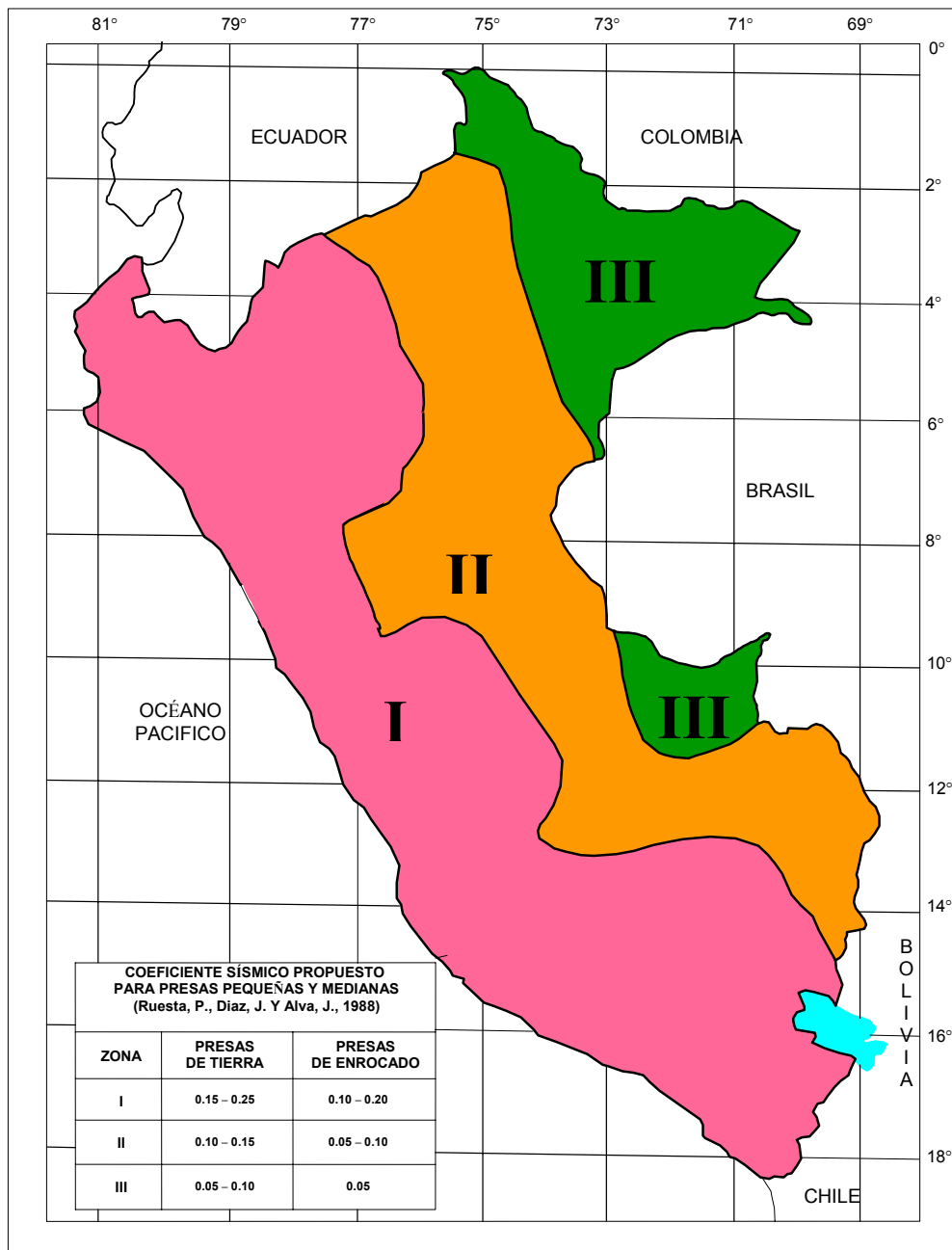
METODO DE LA CUÑA DESLIZANTE



$$\left. \begin{aligned} \theta_1 &\approx 45 - \frac{\phi_{mA}}{2} \\ \theta_2 &\approx 45 + \frac{\phi_{mA}}{2} \\ \theta_3 &\approx 45 + \frac{\phi_{mB}}{2} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \phi_{mA} &= \text{Angulo de fricción} \\ &\text{movilizado en suelo A} \\ \phi_{mB} &= \text{Angulo de fricción} \\ &\text{movilizado en suelo B} \end{aligned}$$

SATISFACE EQUILIBRIO DE FUERZAS

ASUME INCLINACION FUERZA HORIZONTAL



ZONIFICACION DEL COEFICIENTE SISIMICO EN EL PERU
(Ruesta et al, 1998)

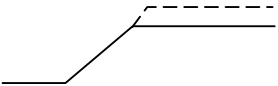
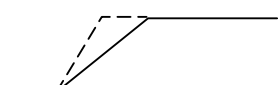
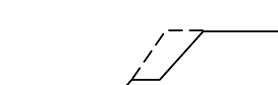


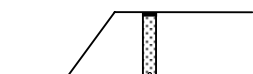
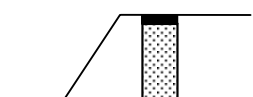

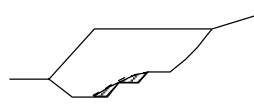
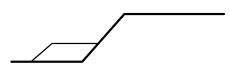
METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS

(Turnbull y Hvorslev, 1967)

- Excavación
- Drenaje
- Contrafuerte de Tierra o Roca (Bermas de Relleno)
- Estructuras de Retención
- Técnicas Especiales

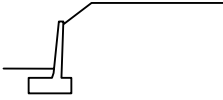
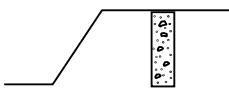
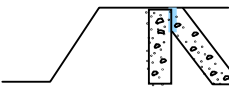
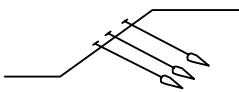
METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS

(Turnbull y Hvorslev, 1967)

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
I EXCAVACION		
	1. Reducir la altura del talud con excavaciones en la parte superior.	El área debe ser accesible al equipo de construcción. Se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado. Algunas veces se incorpora drenaje a este método.
	2. Tendido del ángulo del talud.	
	3. Excavar banqueta en la parte del talud superior.	
	4. Excavar completamente la masa de deslizamiento.	
II DRENAJE		
	1. Drenes horizontales de pequeño diámetro.	1. Más efectivo si llega al acuífero natural. Los drenes son usualmente de flujo libre.
	2. Zanjas de subdrenaje profundas y continuas. Generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.	2. El fondo de las zanjas debe tener pendiente para drenar y ser conectado con tubería de salida. Debe colocarse tubería perforada en el fondo de las zanjas. La parte superior deberá impermeabilizarse.
	3. Pozos verticales perforados, generalmente de 18-36 pulgadas de diámetro.	3. Puede ser bombeado o conectado con una salida de gravedad. Varios pozos en fila unidos al fondo pueden formar una galería de drenaje. La parte superior de cada pozo deberá ser impermeabilizado.
	4. Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales pavimentados. Sembrar plantas en el talud con raíces profundas y resistentes a la erosión.	4. Buena práctica para la mayoría de los taludes. Dirigir la descarga fuera de la masa deslizante.
II CONTRAFUERTE TIERRA O ROCA (O BERMAS DE RELLENO)		
	1. Excavación de la masa deslizado y reemplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenaje con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte.	1. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede utilizarse como relleno. Se Puede requerir calzaduras de estructuras existentes. Si la estabilidad es crítica durante la construcción, se puede realizar en secciones cortas.
	2. Utilización de bermas de relleno compactado o roca en el pie y más allá del pie. Debe proporcionarse drenaje detrás de la bermas.	2. Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra. Por debajo o a través de las bermas.

METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS

(Turnbull y Hvorslev, 1967)

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
IV ESTRUCTURAS DE RETENCION		
	1. Muro de contención del tipo entramado o cantiliver.	1. Usualmente costoso. Los muros cantiliver pueden ser anclados.
	2. Pilotes verticales vaciados en sitio, con la base cimentada por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 18-36 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	2. El espaciamiento deberá ser tal que el suelo arquee entre pilotes. Puede utilizarse una viga superficial para amarrar los pilotes. Pilotes de gran diámetro (6 pies) han sido utilizados en deslizamientos profundos.
	3. Pilotes verticales vaciados en sitio anclados a batería de pilotes o bloques de cimentación. La base de los pilotes por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 12-30 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	3. El espaciamiento lo suficientemente cerca para que el suelo arquee entre pilotes. Los pilotes pueden ser amarrados con viga superficial.
	4. Pernos de anclaje en roca y suelo.	4. Pueden ser usados de taludes altos y en área muy limitadas. Debe ser usado un diseño conservador, especialmente en soportes permanentes.
V TECNICAS ESPECIALES		
	1. Grouting 2. Inyección Química	1 y 2. Usados satisfactoriamente en varios casos. En otros casos no fue satisfactorio. La teoría no está completamente desarrollada
	3. Electromosis (en suelos finos)	3. Generalmente costoso.
	4. Congelamiento 5. Calentamiento	4 y 5. Métodos que deben ser específicamente evaluados en cada caso. Puede ser costoso. Todas estas técnicas deben ser evaluados cuidadosamente para determinar el costo y efectividad.

