1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

A medida que transcurren los años se van inventando nuevas técnicas para mejorar y de esta manera hacer eficiente el trabajo del ser humano.

El hombre por naturaleza fue inquieto y siempre buscó mejorar lo que ya había creado, siendo resultado de esta inquietud innumerables innovaciones, y por supuesto la ingeniería es una de ellas donde la innovación está a la orden del día en los diferentes campos de la misma.

Nadie puede negar la importancia que tiene una carretera en el transporte de las personas y mercancías. Una atención preferente al ciudadano, en sus cada vez mayores necesidades de desplazamiento, debe ser uno de los objetivos principales de todos los que trabajan para dotar a la sociedad de una red de carreteras adecuadas, y el hecho de comunicar a un país significando de antemano su progreso.

La carretera resulta, así, un bien propio de todos y para todos. Un bien de los que conciben, proyectan, construyen, conservan y explotan, cuya satisfacción por un trabajo bien realizado hace que la sientan como algo propio, y un bien para el ciudadano a cuyo servicio está dirigida.

Sin embargo, es innegable la existencia de numerosas fallas de todo tipo en el funcionamiento de nuestras carreteras debido a muchos factores; como es el caso de los deslizamiento en taludes, que además de interrumpir la comunicación, atenta contra la seguridad de los usuarios; a esto debemos añadirle la limitación económica en el diseño de los taludes que hace que antes que una solución técnica prime una solución económicamente aceptable.

Los primeros estudios sobre deslizamientos se remontan a más de 2000 años en países como China y Japón. Una aproximación realizada por Brabb en 1991, estima millones de muertes y decenas de billones de dólares los perjuicios por año relacionados con la ocurrencia de deslizamientos en el mundo entero.

La COMPARACIÓN METODOLÓGICA DE SOFTWARE DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES, es una alternativa a la necesidad de solución a los problemas antes descritos y otros existentes en la construcción de taludes que crecen y se hacen cada vez más aparentes siendo insuficientes los métodos conocidos hasta ahora para resolverlos.

Este nuevo planteamiento como una herramienta, para una mejor proyección en la construcción de taludes tiene grandes perspectivas en este campo, ya que facilita la correcta interpretación de las condiciones reales del terreno.

La comparación metodológica de los programas de software para el cálculo de estabilidad en taludes se plantea como una alternativa muy importante, valiendo la pena el estudio del mismo para su posterior recomendación conociendo de esta manera las bondades que ofrece cada uno de los software para distintas condiciones en las que se puede aplicar.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Establecer los criterios de elección de software de cálculo de estabilidad de taludes, a través, de su comparación metodológica, en base a conceptos de ingeniería de estabilidad de taludes y métodos matemáticos de cálculo, que faciliten una correcta interpretación de las condiciones reales y garantice una proyección adecuada y asegure un funcionamiento eficiente.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar los esfuerzos a los que están sometidos los taludes, los esfuerzos más importantes en taludes de carreteras, tensión y deformación de los suelos. Esfuerzo cortante en suelos cohesivos y no cohesivos.
- Analizar los factores más importantes en el desequilibrio de un talud, y las fallas relacionadas a la estructura del mismo.
- Recopilación de información acerca del software utilizado para el cálculo de estabilidad de taludes, y los métodos que éstos utilizan.
- Comparar los resultados obtenidos por dos software para el cálculo de la estabilidad de taludes y analizar los resultados obtenidos y los elementos que combinan para su análisis.

1.3 ALCANCE

En nuestro medio la modelación a través de software para el cálculo de la estabilidad de taludes, los métodos que éstos utilizan y los elementos que combinan, son prácticas que aportan a la información bibliográfica requerida para este trabajo.
Los conceptos generales a cerca de la mecánica de suelos, propiedades, taludes para carreteras, drenajes y otros, son términos y criterios mencionados por muchos autores y títulos.

También se cuenta con estudios donde se ha analizado a profundidad los esfuerzos que provocan el desequilibrio en la estructura misma de un talud.

A través de una comparación metodológica del software utilizado para el cálculo de estabilidad en taludes, podemos recomendar alguno de ellos que se pueda aplicar a nuestro medio tomando en cuenta las características físicas del terreno en cuestión.
Si bien los resultados obtenidos no serán determinantes en un estudio, pero sin duda reflejan una situación particular que es objetivo del análisis, es importante resaltar la

necesidad de llevar un análisis integrado de los distintos aspectos que hacen al problema.
Se ha podido demostrar la estrecha relación que existe entre los métodos de cálculo de estabilidad y el software elegido, como una correcta estimación de éstos aspectos resulta fundamental para una evaluación apropiada de la seguridad de una obra.

Los modelos matemáticos con base en software que combinan elementos hidrogeológicos y geotécnicos son una herramienta útil para determinar el riego de un deslizamiento, también para problemas locales cuando la complejidad geológica no es muy grande y la información existente es suficiente para la aplicación de un modelo.
Como resultados importantes del estudio en cuestión se puede mencionar, el estudio de los principales esfuerzos a los que están sometidos los taludes, profundizar en el análisis de las propiedades de resistencia a la compresión de los distintos tipos de suelos y la comparación de los resultados obtenidos por diferentes software utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes y los métodos utilizados por éstos.

2. CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

"Se denomina suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad. Roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes".[1]

Para el estudio de suelos será necesario considerar la naturaleza del suelo, obteniendo datos geológicos y geotécnicos para una buena y adecuada elección de los factores que intervienen en el comportamiento del suelo, bajo distintas condiciones, en este caso particular la estabilidad de masas de suelo, donde los factores principales están referidos a la resistencia que tenga el suelo a la rotura.

La geología se define como la ciencia que trata el origen, historia y estructura de la tierra, tal como aparecen registradas en las rocas, y de las fuerzas y procesos que actúan modificando éstas[2], esta ciencia interesada en estudiar el origen de las rocas, niveles de aguas subterráneas y los materiales derivados que forman la parte externa de la Tierra. Para comprender éstos cuerpos, se sirven de conocimientos de otros campos, por ejemplo de la física, química y biología. De esta forma, temas geológicos como la geoquímica, la geofísica, la geocronología (que usa métodos de datación) y la paleontología, ahora disciplinas importantes por derecho propio, incorporan otras ciencias, y esto permite a los geólogos comprender mejor el funcionamiento de los procesos terrestres a lo largo del tiempo.

La mecánica de suelos es una ciencia básica de la ingeniería, que se apoya en conocimientos de la física y mecánica con el fin de estudiar los esfuerzos que se producen en el terreno y sus efectos.[3] *El objetivo de la mecánica de suelos es*

[1] El Terreno, Matilde Gonzales 2001
[2] Mecánica de suelos, Tomo I, Juarez Badillo- Rico Rodríguez 1977
[3] Geotecnia I, Universidad de NARIÑO 2006, Ing. Hugo Coral

determinar en forma práctica la interacción entre el terreno y la estructura, con el fin de preveer y adoptar aquellas medidas conducentes a evitar asientos perjudiciales o aumentar la estabilidad.[4]

Los suelos son el componente principal de la mayoría de los proyectos de construcción. Éstos deben soportar cargas, pavimentos, servir como canales de agua, etc. Los suelos se pueden utilizar en el estado en que se encuentran o bien, ser excavados y tratados para adecuarlos al proyecto. El conocimiento de las características y propiedades de los suelos son muy importantes en el desarrollo de proyectos y también para el diseño.

2.1.1 Naturaleza y origen de los suelos

Los suelos son producto de la alteración química o de la desintegración mecánica de un macizo rocoso, el cual ha sido expuesto a los procesos de intemperismo.[5]

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por los agentes físicos, tales como los cambios periódicos de temperatura acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas. Debido a éstos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o cuando mucho limos.

Por alteración química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es el agua, los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación o carbonatación.

---

[4] El Terreno, Matilde Gonzales 2001
[5] Mecánica de suelos, Tomo I, Juarez Badillo- Rico Rodríguez 1977

Es el resultado de los sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, o suelos transportados por agentes como el agua, hielo o viento con contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva, y que pueden tener materia orgánica. El suelo es un cuerpo natural heterogéneo.

La mecánica de suelos es la aplicación de la mecánica a los problemas geotécnicos. Ella estudia las propiedades, comportamiento y utilización del suelo como material estructural, de tal modo que las deformaciones y resistencia del suelo ofrezcan seguridad, durabilidad y estabilidad de las estructuras.

La estructura del suelo puede ser natural, como un talud, canal en tierra o artificial, como un terraplén o un relleno.

Los factores de formación y evolución del suelo son cinco:
Material Parental*:* Permeabilidad y constituyentes minerales de la roca madre.
Tiempo*:* El clímax puede ser de decenas a miles de años. Por ejemplo siglos.
Topografía: Pendientes, drenaje; orientación de la ladera y barreras topográficas.
Formadores biológicos*:* Micro y macro fauna como fuente de humus.
Clima*:* Temperatura, balance hídrico, intensidad de acción y velocidad de procesos.

Es frecuente encontrar formaciones arcillosas en zonas húmedas y cálidas mientras que son típicas de zonas frías arenas o limos.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos medios constituye el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la “distribución interna” de las

propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iníciales de la roca original.

2.1.2 Física de los suelos

Se verán todas las relaciones necesarias para la clasificación de un suelo, además de indicar sus principales características a manera de resumen.

Para poder mencionar cualquier relación, previamente se debe indicar que un suelo se presenta en tres fases o estados que son:

- La fase sólida que son las partículas o granos de suelo, en otros términos se denomina esqueleto mineral.
- La fase líquida que es el agua que se encuentra en los poros del suelo, puede existir también otros líquidos además del agua.
- La fase gaseosa que es el aire que se entra en los pozos del suelo, donde no hay agua, puede también existir otros gases además del aire.
- Un suelo se puede representar por un diagrama de bloque como se ve a continuación.

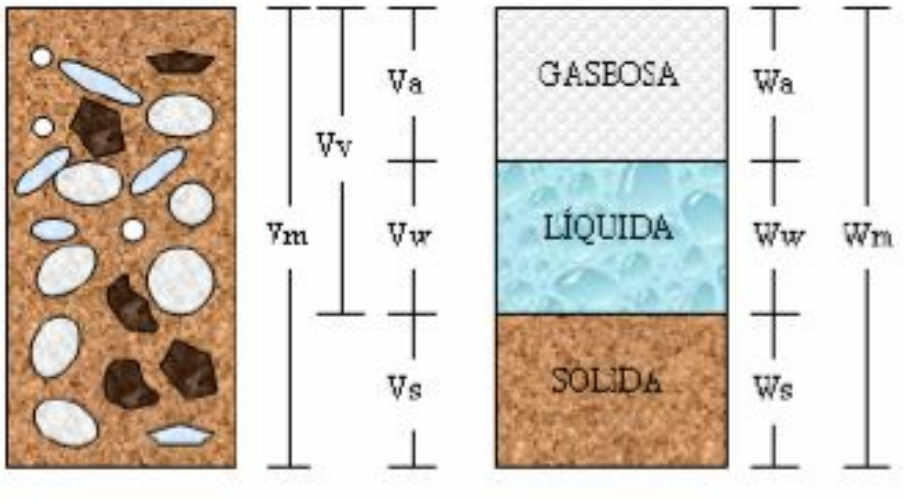


Fig. 2.1 Esquema de una muestra de suelo

Fuente: Geotecnia I, Universidad de NARIÑO 2006, Ing. Hugo Coral

El significado de los símbolos es el siguiente:

Vm = Volumen total de muestra de suelo (volumen de la masa)

Vs = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)

Vv = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos)

Vw = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua)

Va = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire)

Wm = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa)

Ws = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos)

Ww = Peso de la fase líquida de la muestra de suelo (peso del agua)

Wa = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en Mecánica de suelos.

Las relaciones de peso y volúmenes

- En volumen

$$e = V_v / V_s \quad (2.1)$$

$$n = (V_v * 100) / V_m \quad (2.2)$$

$$G_w = (V_w * 100) / V_v \quad (2.3)$$

- En peso

$$w = W_w/W_s \quad (2.4)$$

$$\gamma_m = W_m / V_m \quad (2.5)$$

$$\gamma_s = W_s / V_s \quad (2.6)$$

$$s_m = \gamma_m / \gamma_w \quad (2.7)$$

$$\gamma_d = W_s / V_m \quad (2.8)$$

Características principales de:

e.- Relación que muestra la cantidad de poros o huecos que hay en una masa de suelo, cuanto mayor es su valor se dice que el suelo es menos denso.

n.- Otra forma de expresar la cantidad de vacíos es la porosidad, está referido a suelos donde sus poros están conectados, porque son éstos los que influyen en la resistencia del suelo a diversos esfuerzos.

w.- Valor que indica el contenido de humedad del suelo.

γ.- Valor éste que se incrementa con la profundidad, pero dicho incremento no es lineal, además de tener influencia en la energía de compactación en la construcción de terraplenes, de ahí la importancia de este valor. Indicar que existen diferentes valores de densidad del suelo, dependiendo el estado en que se encuentre una masa de suelo.

Todas estas relaciones se emplean para el cálculo de:

- Estabilidad de masas de suelo (Taludes).
- Asentamientos de suelo debido a sobrecargas.
- Grado de compactación en terraplenes.

2.1.3 Compacidad de los suelos

Está referido al grado de compactación del suelo, si se dice que un suelo es de menor compacidad, entonces se tiene un material suelto, que se presenta generalmente en suelos de composición uniforme (tamaño de partículas más o menos igual); por el

contrario hay mayor compacidad en suelos cuyas partículas son de tamaños y formas diversas, ya que las partículas más pequeñas ocupan los huecos existentes entre partículas de mayor tamaño.

La compacidad en suelos granulares viene expresada por la compacidad relativa, llamada también densidad relativa la cual en función de la relación de vacíos en su estado más suelto, más denso y en su estado natural. La densidad relativa de la arena tiene un significado bien definido, ya que su valor es prácticamente independiente de la presión estática a que el material está sometido. Depende principalmente del procedimiento utilizado para sedimentarlo y compactarlo.

Por el contrario, el grado de densidad de las arcillas y de otros suelos cohesivos depende en forma primordial de las cargas que éstos habrán soportado y, en algunos casos, de la velocidad con que las cargas fueron aplicadas. Por ello, el grado de densidad de los suelos cohesivos es reflejado en forma más clara por medio del índice de liquidez (IL).

$$\mathrm{IL} = \frac{w - LP}{LL - LP} \qquad (2.9)$$

2.1.4 Características de las partículas de un suelo

El suelo no es un material homogéneo, se compone de partículas sólidas y poros. Las partículas sólidas son granos minerales. De su forma, tamaño y características superficiales depende el tipo de estructura, la plasticidad, la capilaridad, la permeabilidad y el rozamiento interno.

El tamaño de las partículas que componen una masa de suelo varía de gran manera, va desde partículas que no se aprecian con un microscopio simple, hasta bloques de gran espesor.

Clasificación utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky.

MATERIAL	CARACTERÍSTICAS	TAMAÑO (mm)
Piedra	……	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Mediana	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Mediana	0,2 a 1
	Fina	0,1 a0,2
Polvo	Grueso	0,05 a 0,1
	Fino	0,02 a 0,05
Limo	Grueso	0,006 a 0,02
	Fino	0,002 a 0,006
Arcilla	Gruesa	0,0006 a 0,002
	Fina	0,0002 a 0,0006
Ultra-Arcilla	……	0,00002 a 0,0002

Cuadro 2.1: Clasificación de las partículas

Fuente: Mecánica de suelos Tomo I; Juárez Badillo- Rico Rodríguez

Para conocer la relación de los tamaños de las partículas de un suelo, se procede a realizar ensayos de laboratorio tales como ser las granulometrías.

El resultado de las granulometrías se expresa en gráficas, denominadas curvas granulométricas, las que muestran esquemáticamente si un suelo, es uniforme, bien graduado, de graduación discontinua, si hay menor o mayor cantidad de partículas gruesas y finas.

En cuanto a la forma de las partículas, es difícil determinar con exactitud, sin embargo, éstos pueden ser.

- Partículas redondeadas en gravas y arenas.
- Partículas laminares o en forma de hojas en arcillas.

Las gravas y arenas (suelos granulares) poseen una estructura suelta de elementos individuales, donde, en la superficie de contacto sólo actúan fuerzas de rozamiento.

En los suelos cohesivos en la superficie de contacto además de fuerzas de rozamiento actúan fuerzas de adherencia o cohesión que se debe a la mutua atracción de la envoltura de agua higroscópica que rodea la partícula.

Mientras que las gravas y arenas se mantienen inalteradas en agua las partículas finas de arcilla se hinchan por absorción de agua y retraen por desecación.

Finalmente, indicar que tanto la forma y el tamaño de las partículas, influye en el comportamiento del suelo, para lo cual se deberá buscar una adecuada combinación de materiales que respondan a las exigencias que les sea planteadas, pero en general una masa de suelo para tener una buena resistencia, deberá estar conformado por granos de diversos y variados tamaños y formas.

2.1.4 Estructuración de los suelos

Los suelos gruesos tienen estructura unigranular, son masas grandes y no tienen fuerzas de atracción entre partículas, formados por deposición con diferentes coeficientes de separación (índice de vacíos). Esta estructura es denominada simple, en la cual las fuerzas debido al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la deposición de las partículas en la deposición de las partículas su comportamiento mecánico e hidráulico, queda definido principalmente por dos características: la compacidad del manto y la orientación de sus partículas.
La estructura de suelo fino puede ser: laminar (en forma de placas o láminas), floculentas (forman cadenas), fibrilar (en forma de fibras), las masas son muy pequeñas en relación con las fuerzas intermoleculares existentes entre partículas, la arcilla es un ejemplo claro de este tipo de suelo.

Otra característica de las arcillas es que tienen volúmenes grandes de vacíos, resultando ser suelos altamente compresibles.

2.1.5 Plasticidad de un suelo

La plasticidad de un suelo, (referido en general a un material en estado sólido) se define, como la propiedad que tienen un suelo a ser moldeado sin variar su volumen, propiedad que depende de la estructura cristalina de los granos y la humedad que tenga el suelo.

Con el objeto de poder clasificar un suelo con respecto a su plasticidad, se tomará en cuenta los límites de Atterberg que está dado para suelos de grano fino.

Los límites de Atterberg están basados en que un suelo, pueda existir en cuatro estados de consistencia, que son:

- Estado líquido, cuyo límite líquido (LL) es el límite entre los estados líquido y plástico del suelo.
- Estado plástico, cuyo límite plástico (LP) que es el límite entre los éstos plástico y semisólido.
- Estado semisólido, cuyo límite de contracción o retracción (LC) que es el límite entre los estados semisólido y sólido.
- Estado sólido.

A medida que el estado de consistencia del suelo avance hacia el estado sólido, la resistencia del suelo al esfuerzo de corte se va incrementando.

2.1.6 Clasificación de suelos

Una clasificación de suelos consiste, en realizar un ordenamiento de los diferentes tipos de suelos, en grupos con propiedades similares[6]. Existen también varias clasificaciones de suelos, en grupos con propiedades similares. Existen varias clasificaciones de suelos que están enfocadas a diversas finalidades, tal como puede ser la construcción de carreteras, aeropistas, etc.

Todo sistema de clasificación basado solamente en la granulometría puede conducir a errores, pues las propiedades físicas de la fracción más fina de los suelos dependen de otros factores ajenos al tamaño de los granos como se señaló anteriormente.

A continuación mencionaremos algunos métodos de clasificación más empleados:

2.1.6.1 Clasificación de suelos AASHO

Representa a todos los departamentos de carreteras de los EE.UU. , clasifica a los suelos en 7 grupos, basándose en la composición granulométrica, en el límite líquido y en el índice de plasticidad. La evaluación de cada grupo se hace por medio de su índice de grupo.

Suelos granulares.- Son aquellos que tienen 35 % o menos del material fino que pasa el tamiz N 200 (0.074 mm.) Éstos suelos forman los grupos A-1, A-2, A-3.

Grupo A-1, Comprenden las mezclas bien graduadas compuestas de fragmentas de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico, se incluyen también aquellas mezclas bien graduadas, que no tienen material ligante.

[6] El Terreno, Matilde Gonzales 2001

Subgrupo A-1a, comprende aquellos materiales formados predominantemente por piedra o grava, con o sin material ligante bien graduado.

Subgrupo A-1b, comprende aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa y con o sin material ligante bien graduado.

Grupo A2, incluye una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% de material fino.

Subgrupo A-2-4 y A-2-5, pertenece a éstos subgrupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igual o menor a 35% y cuya fracción que pasa el tamiz N 40 tiene las mismas características de los suelos A-4 y A-5 respectivamente. Éstos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa), que tengan un contenido de limo, o índice de grupo en exceso a los indicados para el grupo A-1. Así mismo incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3.

Subgrupo A-2-6 y A-2-7, los materiales de éstos subgrupos son semejantes a los anteriores, pero la fracción que pasa el tamiz N 40 tiene las mismas características de los suelos A-5 y A-7 respectivamente.

Grupo A-3, en este grupo se halla incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no tengan plasticidad. Este grupo incluye además las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa.

Grupo A-4, pertenece a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75% o más del material más fino que pasa el tamiz Nº200. Además incluyen a este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.

Grupo A-5, los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.

Grupo A-6, el material típico de este grupo es la arcilla plástica, por lo menos el 75% de éstos suelos debe pasar el tamiz Nº200, pero se incluyen también las mezclas arcilloarenosas cuyo porcentaje de arena y grava sea inferior al 54%. Éstos materiales generalmente presentan grandes cambios de volúmenes entre los estados seco y húmedo.

Grupo A-7, los suelos de este grupo son semejantes a los del A-6, pero son elásticos. Sus límites líquidos son altos.

Subgrupo A-7-5, incluye aquellos materiales cuyos índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.

Subgrupo A-7-6, comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad son muy elevados con respecto a sus límites líquidos y que además experimentan cambios de volúmenes muy grandes entre sus estados seco y húmedo.

Clasificación general	Materiales Granulares Gruesos (35% o menos del total pasa el tamiz No. 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35% del total pasa el tamiz No. 200)			
Clasificación de grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje del material que pasa el tamiz No. 10 No. 40 No. 200	50 máx 30 máx 15 máx	50 máx 25 máx	51 mín 10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40 Límite líquido, W_L Índice Plástico, Ip	6 máx		NP	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín
Índice de Grupo[b]	0		0	0		4 máx		8 máx	12 máx		

Cuadro 2.2 Sistema de clasificación AASHTO

Fuente: Geotecnia I, Universidad de NARIÑO 2006, Ing. Hugo Coral

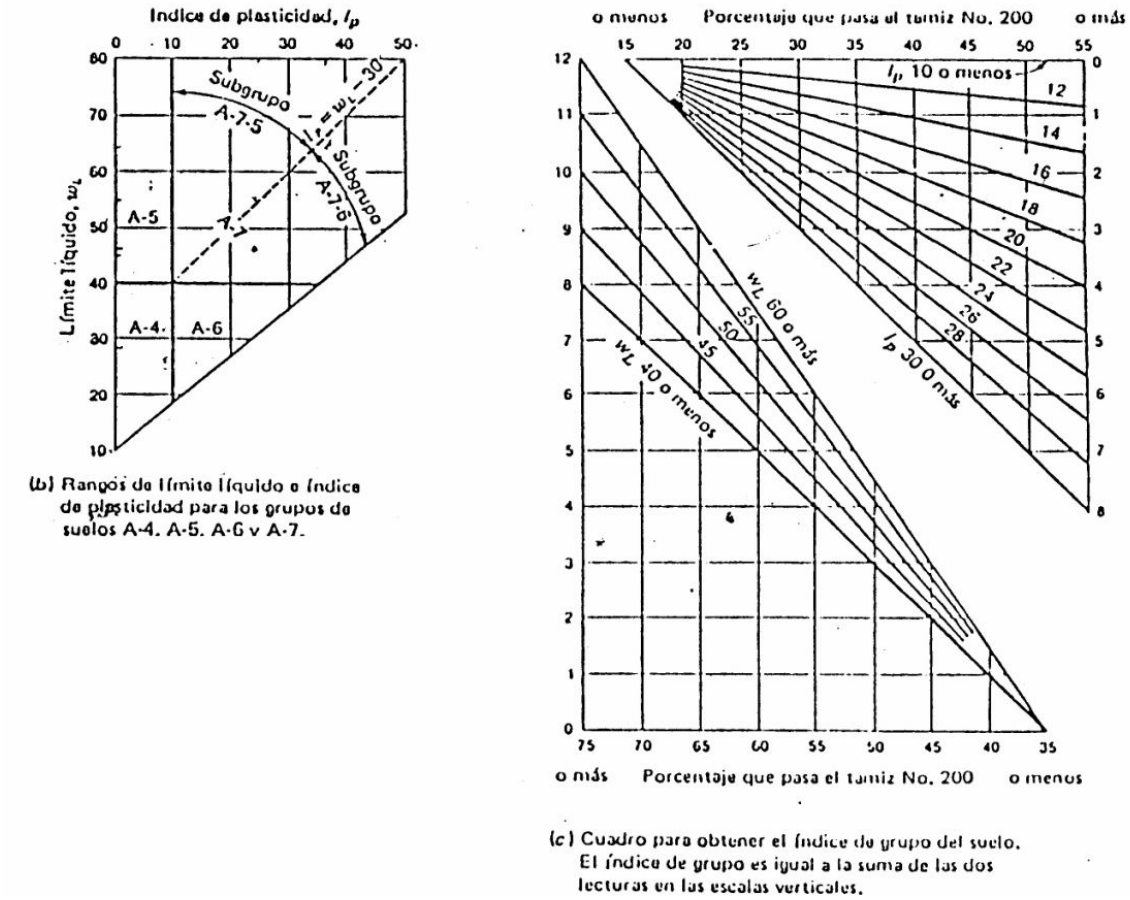


Fig 2.2 Clasificación de suelos AASHTO

Fuente: Geotecnia I, Universidad de NARIÑO 2006, Ing. Hugo Coral

2.1.6.2 Sistema unificado de clasificación de los suelos (S.U.C.S)

Método usado en cualquier obra de tierra, además hay que indicar que este método es una revisión, al método propuesto por Casagrande (clasificación AC).

Clasifica los suelos en dos clases:

- Suelos granulares.
- Suelos finos.

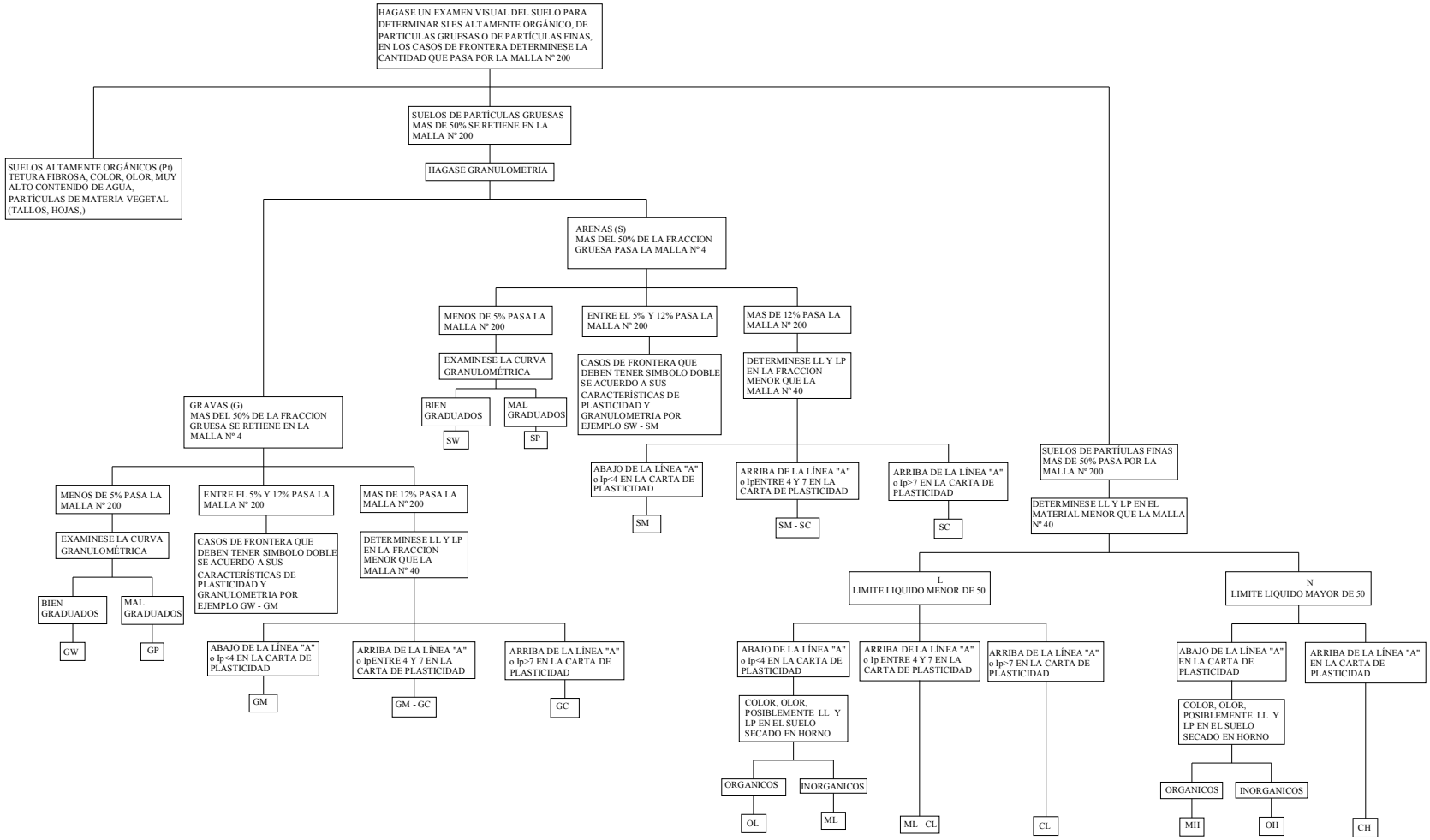
Estas clases se dividen en quince grupos, designados cada uno por dos letras, la primera letra indica si el suelo es fino o grueso, la segunda letra indica, la graduación buena o mala de la granulometría del suelo, pero también puede indicar otra característica como ser si un suelo es limo o arcilla, como se puede apreciar en el cuadro respectivo.

La clasificación unificada de suelos es una clasificación geotécnica, está basada en las siguientes características o cantidades del suelo:

- Composición granulométrica.
- Límite líquido.
- Límite plástico.

Finalmente indicar que el sistema unificado para clasificar suelos, es de gran utilidad, además de ser el más completo, dado que su empleo se entiende a diversidad de obras de tierra.

Procedimiento auxiliar para identificación de suelos en laboratorio



2.2 Resistencia al esfuerzo cortante

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, una valoración correcta de este concepto establece un paso previo e imprescindible para intentar con éxito cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos a un análisis de la estabilidad de las obras civiles. [7]

El suelo es un compuesto de tres fases, sólida (cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido), líquida (agua, relativamente incompresible a presiones ingeniériles, con resistencia al esfuerzo cortante insignificante), y aire altamente compresible. Por lo tanto, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos, la respuesta del conjunto a la transmisión de los esfuerzos de una carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes, cuya diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo.

Las presiones que actúan en la masa de un suelo completamente saturado se divide en dos tipos: aquellas que se transmiten de grano a grano y las que actúan contra el agua que llena los vacíos que dejan los suelos.

Las primeras son conocidas como presiones intergranulares o presiones efectivas, por ser las únicas que producen cambios en el volumen de masa del suelo, y las segundas como presiones neutras, presiones de poros o neutrales.

La suma de esas dos presiones será la presión total:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \qquad (2.10)$$

[7] Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

En esta ecuación figura el esfuerzo total, σ, ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y *u*, denominados esfuerzos efectivo y presión neutra, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para absorber esfuerzos cortantes, la presión *u* se denomina frecuentemente presión neutral.

De aquí que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio, el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual), según la ecuación no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

2.2.1 Tensión y deformación de los suelos

El valor de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de los esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos.[8]

[8]Propiedades Físicas de los Suelos, Universidad de Montevideo – Uruguay,2004

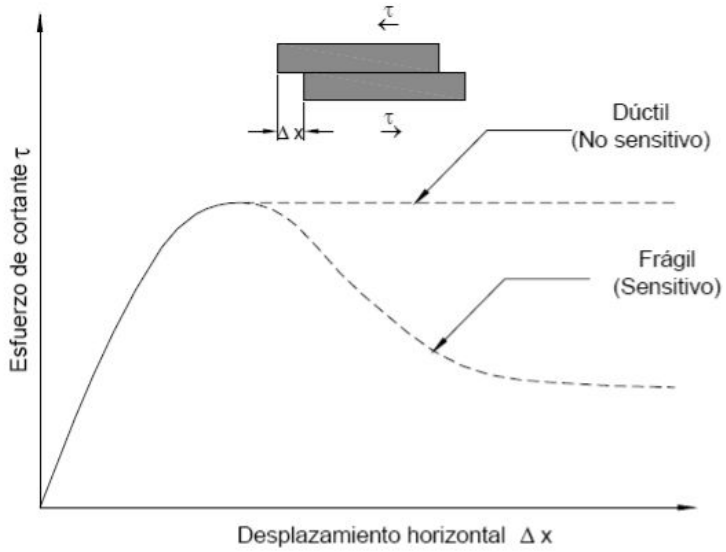


Fig. 2.3 Tensión deformación

Fuente: Estabilidad de Taludes, Jaime Suárez Díaz

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determinar características esfuerzo-deformación de los suelos, se detallan a continuación:

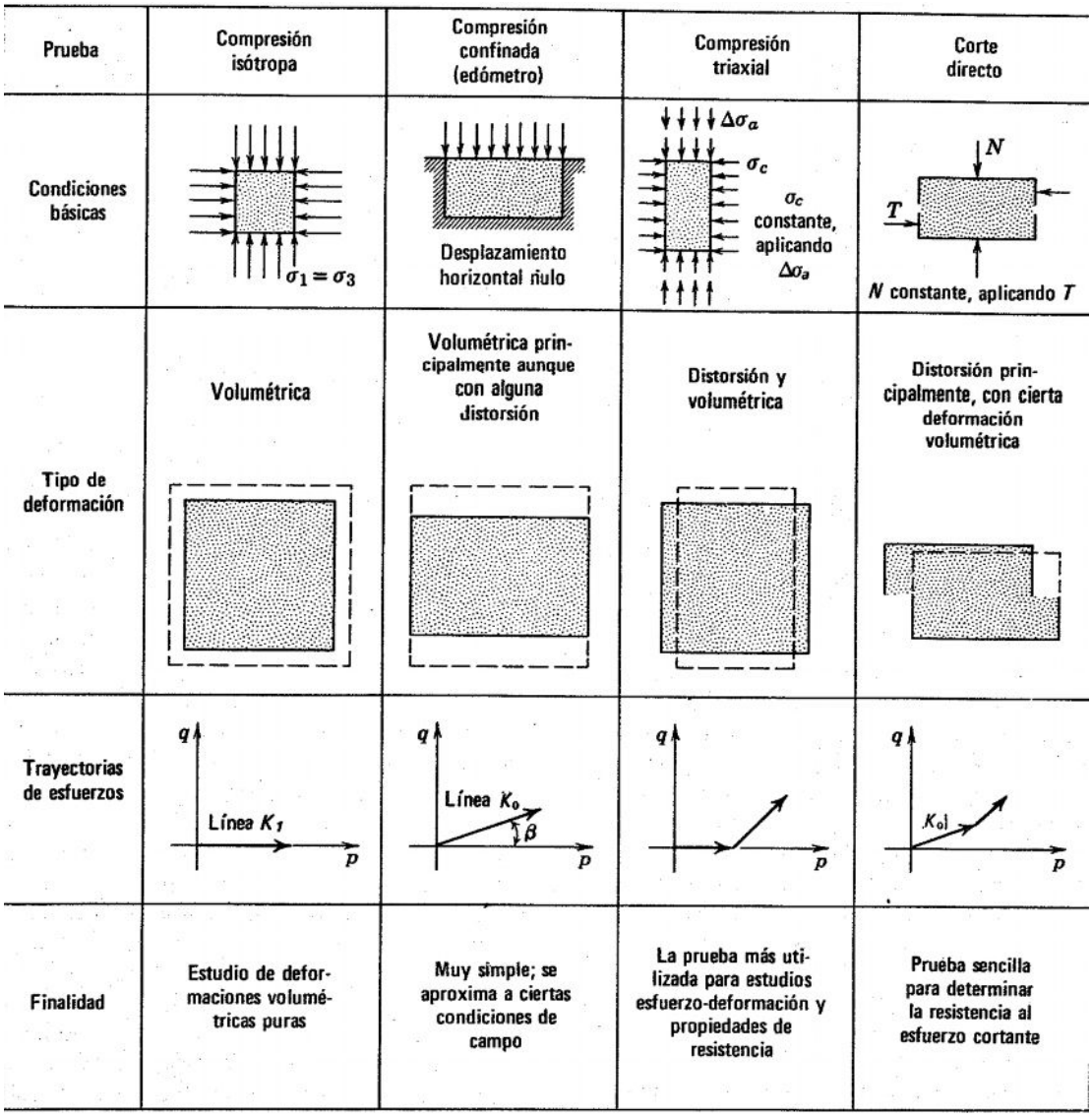


Fig. 2.4 Pruebas de tensión- deformación de los suelos

Fuente: Geotecnia Lambe

Ensayo inconfinado no-drenado

La muestra se coloca dentro de la cámara para ensayo triaxial sin membrana de caucho. No se coloca presión de confinamiento, pero la muestra debe encontrarse saturada. La rata de deformación generalmente se trabaja al 2% de la longitud axial de la muestra por minuto. Este ensayo solo es posible realizarlo para suelos arcillosos y se obtiene la resistencia al cortante no drenada inmediata.

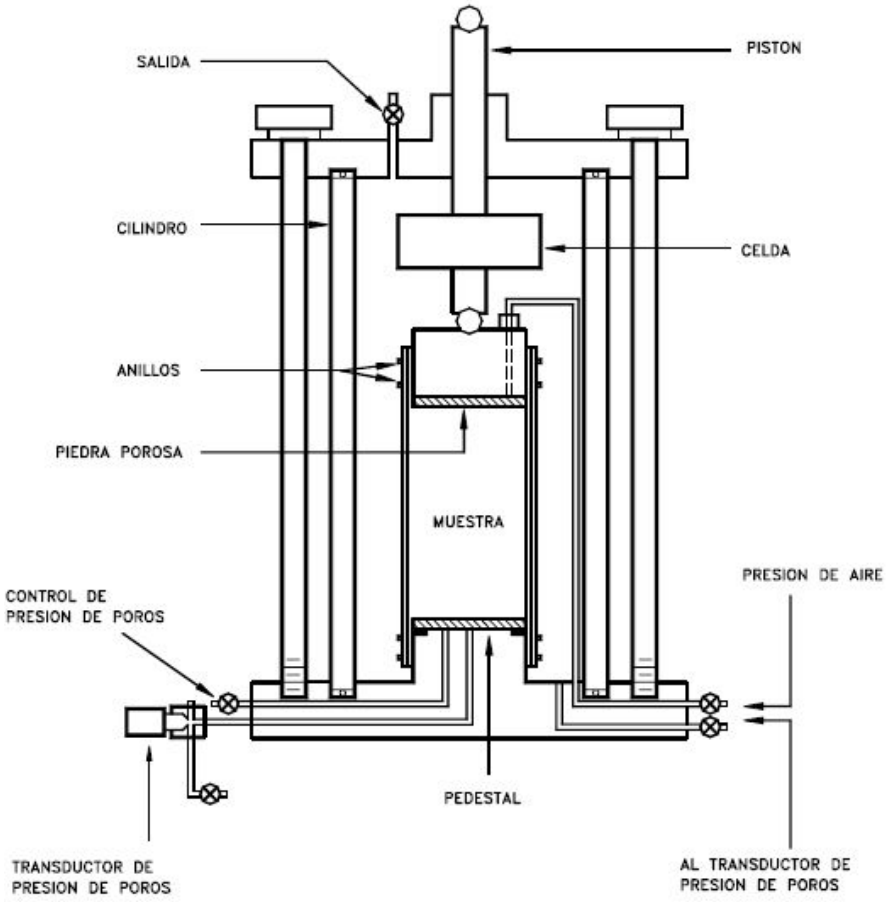


Fig.2.5 Detalle de la celda para ensayo triaxial

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez Días

b. Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad. Este ensayo se realiza a una rata de deformación relativamente rápida. Generalmente se utiliza una presión de confinamiento igual a la presión geostática que actúa sobre el suelo en el campo.

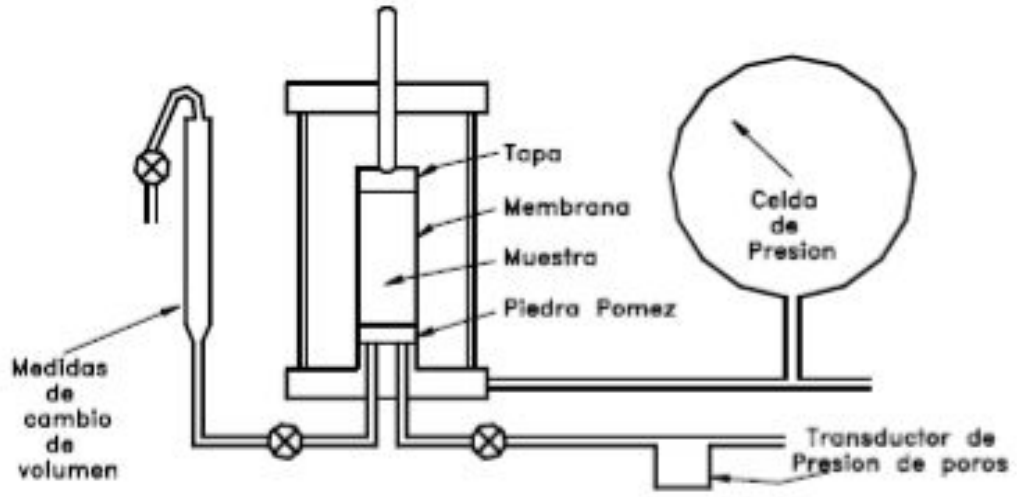


Fig.2.6 Equipo para ensayo no drenado

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez Días

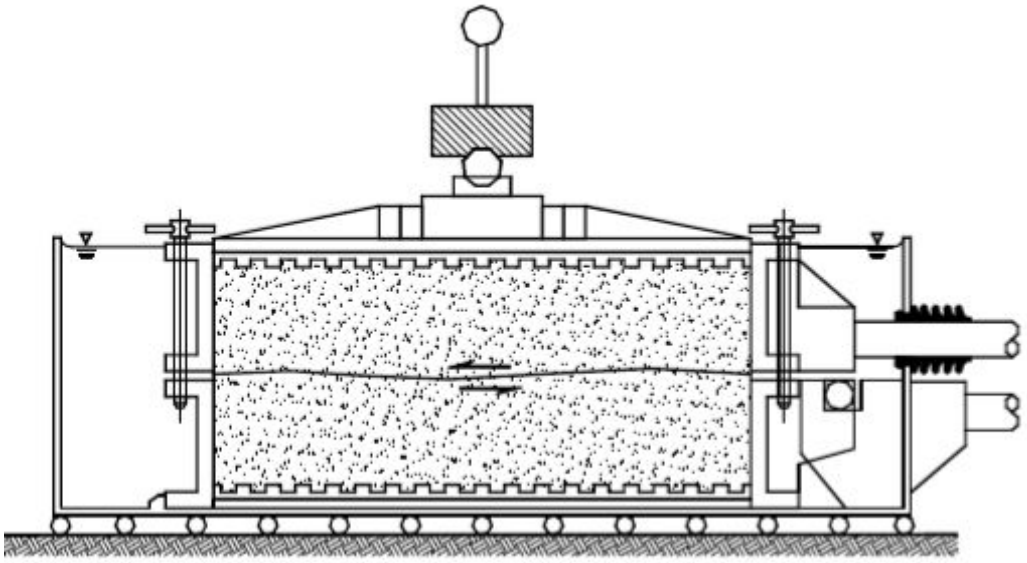


Fig.2.7 Detalle de la caja para ensayo de Corte Directo.

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez Días

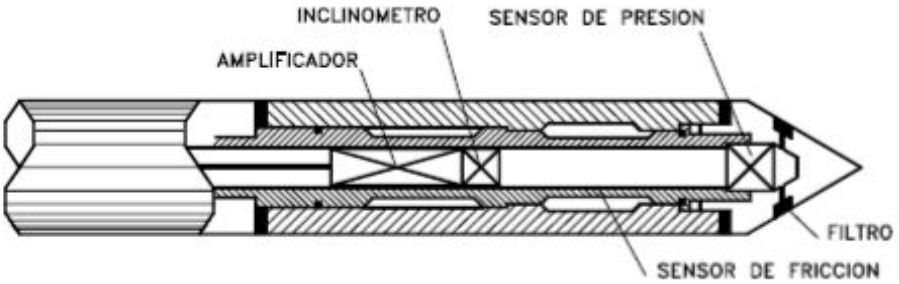


Fig.2.8 Detalle del ensayo confinado del cono

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez Días

Ensayos de Veleta

El ensayo de veleta se utiliza para medir la resistencia al cortante no drenada en arcillas muy blandas o blandas. Este ensayo se puede realizar en el laboratorio o en el campo. En el ensayo de veleta se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica.

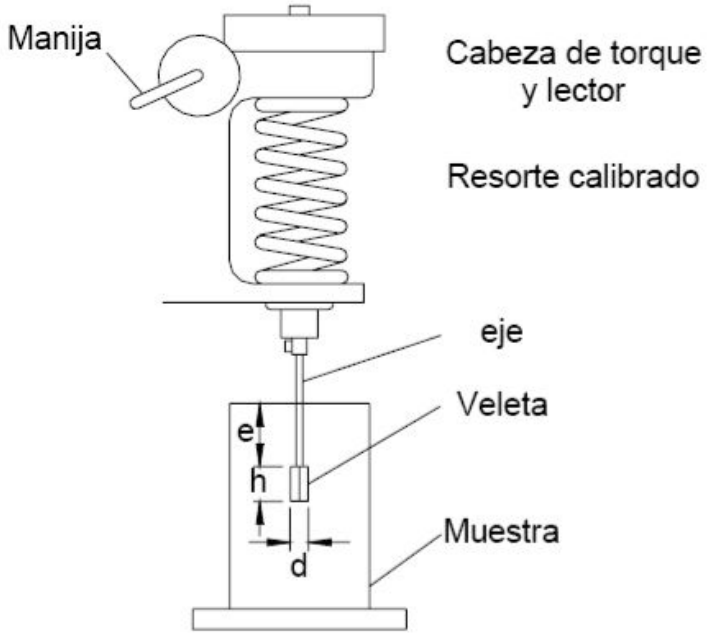


Fig.2.9 Ensayo confinado de la Veleta

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez Días

La curva llena de la parte (a) de la figura 2.2.2 es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, éste desciende abruptamente al aumentar la deformación. Los materiales con este tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia desciende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; éstos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

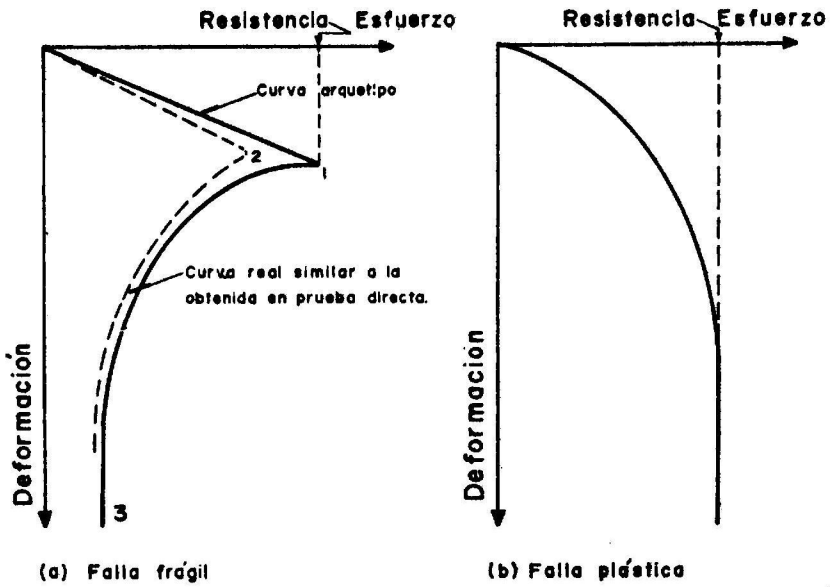


Fig. 2.10 Tipos de falla consideradas en los suelos
Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

En la parte (b) de la Fig. 2.10 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la fluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite, un material de

este tipo movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante, hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento", en la cual el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al sometérselo a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizando su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuerzo límite.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante, sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general, el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras.

2.2.2 Compresibilidad de los suelos granulares

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que la componen, consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos, más el movimiento relativo entre ellas; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento.[9]

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales. Sin embargo, estas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero.

[9] Notas sobre Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Carmelino Zea Constantino 2004

Un mismo material es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el valor de resistencia y de deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que éstos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento, irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que delante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva esfuerzo deformación correspondiente a falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.
Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, pues, la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

2.2.3 Compresibilidad de los suelos cohesivos

La compresibilidad de las capas de arcilla depende principalmente de dos factores: el límite líquido del suelo y la magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada. Si esta presión nunca ha excedido a la presión efectiva que hoy le impone la cubierta, se dice que el material es normalmente consolidado; en caso contrario, que es preconsolidado.[10]

[10] Notas sobre Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Carmelino Zea Constantino 2004

Los suelos en estado natural son diferentes de aquellos cuya estructura original ha sido destruida. En la mayoría de los suelos de un depósito natural, la posición de sus partículas no ha cambiado en cientos o miles de años, a diferencia de los amasados cuya disposición de sus partículas datan de unas pocas horas o días. Esto hace que en suelos inalterados se desarrolle una cohesión molecular entre los granos no existentes en suelos amasados.

Para aquellas arcillas que nunca estuvieron sometidas a una presión mayor que la que corresponde a su cubierta actual, cual son las arcillas inalteradas no sensitivas, el contenido de humedad w de estas arcillas se encuentra comúnmente cerca del límite líquido LL. Si esta w está por debajo del LL se debe a que la sensibilidad de la arcilla es excepcionalmente baja y si por el contrario es mucho mayor que el LL se debe a que la arcilla tiene alta sensibilidad. De cualquier modo las arcillas normalmente consolidadas son siempre blandas hasta profundidades considerables.

Se puede ver en la Fig. 2.11 que la curva K del estado de las arcillas normalmente consolidadas es constante, sin embargo para arcillas preconsolidadas al recibir un ΔP éste no sigue una línea constante K sino más bien lo hace por una curva de recompresión.

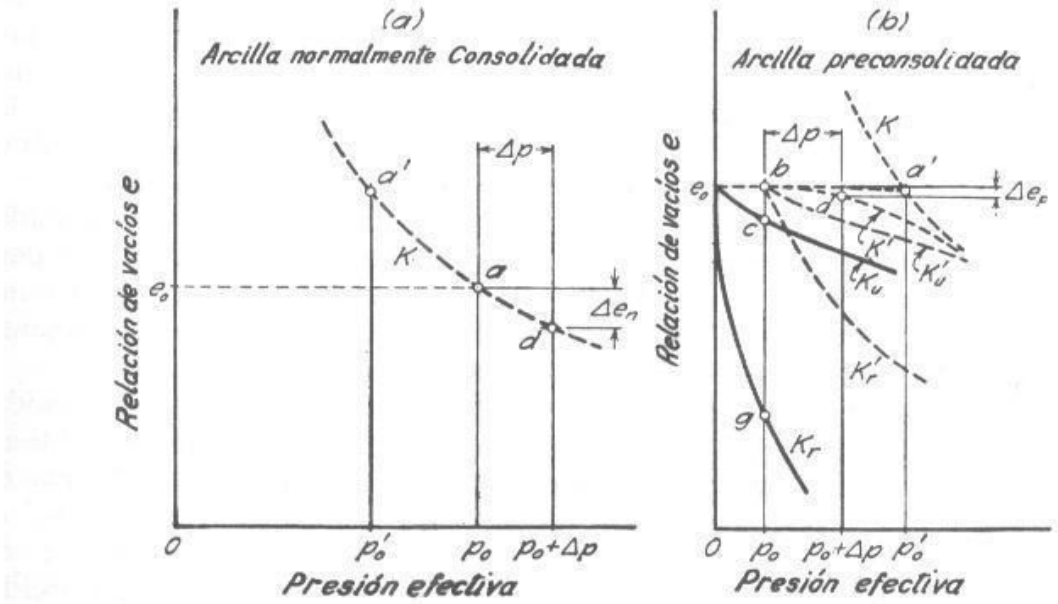


Fig. 2.11 (a) Relación entre e y p, en el terreno, para una arcilla normalmente consolidad: (b) Relaciones entre e y p para una arcilla similar preconsolidada.
Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

La compresibilidad de una arcilla preconsolidada depende no sólo del límite líquido del suelo sino que también de la relación $\Delta p/(p_o' - p_o)$, en la que Δp es la presión que la estructura agrega a la presión existente p_o, y p_o' es la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla en su historia geológica. Si esta relación es menor del 50%, la compresibilidad de la arcilla suele ser del 10 al 25% de la que corresponde a una arcilla similar normalmente consolidada. Al aumentar esta relación, el efecto que la preconsolidación ejerce sobre la compresibilidad de la arcilla disminuye y, para valores mayores del 100%, la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciarse.

2.2.4 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud es esencial para un análisis de estabilidad representativo de sus condiciones reales, aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma

más común de obtener los parámetros de resistencia al corte son los ensayos de laboratorio. Sin embargo los valores de la resistencia al cortante determinados en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y éste varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción, de las cargas dinámicas que son aplicadas en periodos muy cortos de tiempo.

El medir la capacidad de los suelos para soportar cargas sin fallar, es la resistencia al esfuerzo cortante, pues, la resistencia a la tracción de un suelo es tan pequeña que no se la toma en cuenta y la resistencia a compresión (pura) es tan grande en un suelo que, antes de fallar por compresión lo haría por corte. Por otra parte, la teoría de falla más utilizada en mecánica de suelos es una teoría de Máximo Esfuerzo Cortante.

2.2.5 Condiciones de rotura de los suelos. Diagrama de Mohr

La teoría de la Elasticidad demuestra que en el caso más general, existen tres planos normales entre sí en los que no existen esfuerzos cortantes, sino esfuerzo normal solamente, éstos planos son principales, en el estado tridimensional de esfuerzo se tienen tres círculos de Mohr asociados a un punto, los cuales resultan tangentes entre si, de modo que uno de los círculos envuelve a los otros dos. Éste queda definido por los esfuerzos principales mayor y menor, que son los que interesan analizar debido a que la teoría de falla más usada involucra a loa esfuerzos normales asociados a los esfuerzos tangenciales máximos que se puedan presentar en un punto considerado.

Un esfuerzo s aplicado a una superficie plana de un sólido se puede descomponer en dos componentes: σ y τ.

Cuando en un plano $\tau = 0$, es decir, sólo actúa σ, este se llama esfuerzo principal.

En cualquier punto o elemento de una masa de suelo existen tres planos en los cuales los esfuerzos tangenciales o cortantes son nulos. Éstos planos se llaman planos principales y los esfuerzos normales que actúan sobre éstos tres planos se llaman esfuerzos principales (ver figura 2.12):

σ_1 = esfuerzo principal mayor (el más grande);
σ_3 = esfuerzo principal menor (el más pequeño);
σ_2 = esfuerzo principal intermedio.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo, cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto, se alcanza una combinación crítica entre la tensión normal y la tangencial o de corte. El dispositivo más usado para investigar y determinar el valor que adquiere la combinación crítica entre la tensión normal es el aparato triaxial, en el cual sólo se aplica tensiones principales sobre la superficie externa de la misma, por tanto el estado de tensiones en cualquier otro plano debe ser determinado indirectamente.

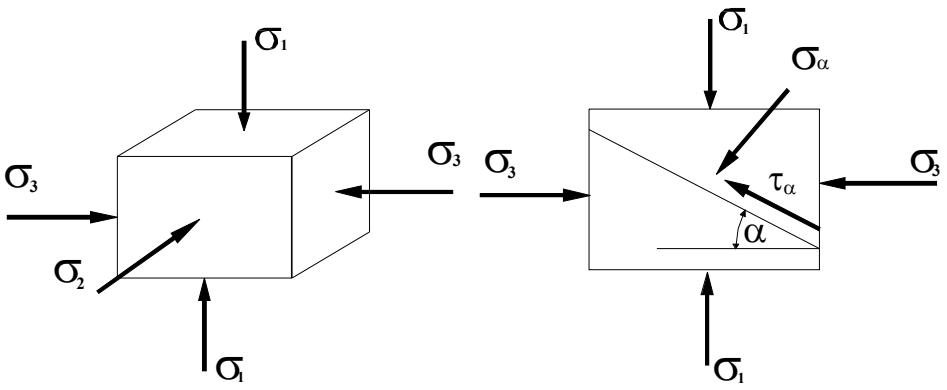


Fig.2.12 a) Cubo elemental sometido a esfuerzos principales. b) esfuerzos principales en dos dimensiones y plano de falla.

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

La tensión normal y la tangencial de un plano perpendicular al plano de la tensión principal intermedia, e inclinado en un ángulo α cualquiera respecto del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor (Fig. 2.12b) vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma = 1/2\ (\sigma 1 + \sigma 3) + 1/2(\sigma 1 - \sigma 3)\ \cos 2\alpha \qquad (2.11)$$

$$\tau = 1/2\ (\sigma 1 - \sigma 2)\ \text{sen}\ 2\alpha \qquad (2.12)$$

σ y τ representan puntos situados sobre una circunferencia con centro en el eje de las abscisas (que se conoce como el diagrama de Mohr), la circunferencia punteada Fig. 2.13 b representa tensiones normales y de corte para planos que contienen la tensión principal intermedia.

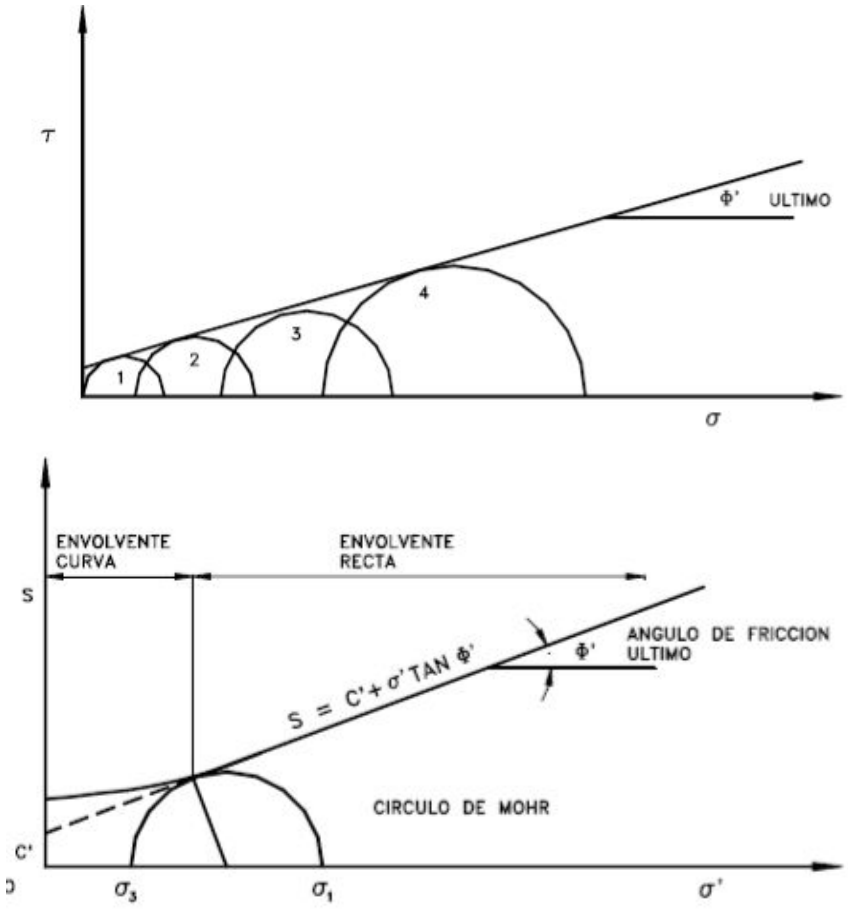


Fig. 2.13 Diagrama de MOHR

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

Este círculo de MOHR tiene su centro en:

$$X = (\sigma 1 + \sigma 2) / 2; \qquad y = 0 \tag{2.13}$$

Y radio igual a:

$$R = (\sigma 1 - \sigma 2) / 2 \tag{2.14}$$

En el ensayo triaxial más usual las tensiones principales intermedia y menor son iguales entre sí e iguales a la presión de cámara mientras que la tensión principal mayor actúa en dirección vertical, el diagrama de Mohr se reduce a la circunferencia exterior que corresponde a las tensiones principales mayor y menor σ_1 y σ_3. Esta circunferencia se conoce como la circunferencia de tensiones.

Las coordenadas de todo punto, como el D (Fig. 2.13), situado sobre la circunferencia de tensiones, representan la tensión normal y la de corte que actúan sobre un plano específico, inclinado de un ángulo α con respecto a la dirección del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor.

Siempre que las tensiones principales $\sigma 1$ y $\sigma 3$ corresponden al estado de rotura de una probeta, por lo menos uno de los puntos de la circunferencia de tensiones debe representar una combinación de tensión normal y de corte que conduce a la rotura en algún plano a través de ella.

En la figura 2.13 se representa el lugar geométrico de los puntos asociados con la rotura de las probetas de un material homogéneo e isótropo. La envolvente se conoce como la línea de rotura o la línea de resistencia intrínseca. De la figura 2.13 se puede ver que para cualquier circunferencia de rotura:

$$2\alpha = 90° + \phi \qquad (2.15)$$

Por consiguiente, el ángulo entre el plano en que se produce la rotura y el plano de la tensión principal mayor es:

$$\alpha = 45° + \phi/2 \qquad (2.16)$$

Ley de coulomb

Si sobre un cuerpo apoyado en un plano horizontal actúan las fuerzas P y F; se tiene que la fuerza necesaria para el deslizamiento es:

$$F = \mu P \qquad (2.17)$$

Siendo μ el coeficiente de fricción o de rozamiento.

Si se tiene una masa de suelo y un plano potencial de falla por corte AA'; teniendo en cuenta la ecuación anterior:

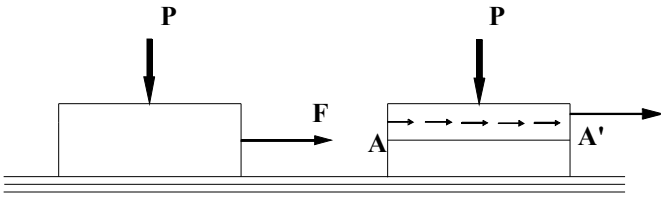


Fig.2.14 Esquema para la ley de Coulomb

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

$$F/A = \mu\, P/A \qquad (2.18)$$

$$\tau = \mu.\sigma \qquad (2.19)$$

Coulomb:

$$\tau = \sigma \tan \phi \qquad (2.20)$$

Siendo ϕ una constante del material (tipo de suelo) llamado ángulo de fricción interna.

Nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante τ alcanza el valor dado por esa ley.

Con relación a la citada ley, se tiene dos observaciones:

1. Sí $\sigma = 0$; $\tau = 0$. Esto se puede apreciar cuando los granos de una arena seca se deslizan en la mano (no ofrecen resistencia al esfuerzo cortante).

2. Por otra parte, las partículas de una arcilla no deslizan entre los dedos, aun siendo σ=0. Esto quiere decir que, en este caso, existe otra fuente de resistencia al corte de las arcillas, la cual se denomina cohesión (constante del material o suelo). Por lo tanto, en el caso de las arcillas τ es independiente de σ, comportándose como si $\phi = 0$. Luego:

$$\tau = c \qquad (2.21)$$

En general (suelos mixtos):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \qquad (2.22)$$

Terzaghi (1925), incorpora el concepto de presión neutral del agua *u*. Entonces:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \qquad (2.23)$$

Hvorslev demuestra que la cohesión c depende del contenido de agua del suelo; luego:

$$s = f(w) + (\sigma - u) \tan \phi \qquad (2.24)$$

En general, la línea intrínseca de rotura obtenida de una serie de ensayos, ejecutados con un suelo dado bajo un conjunto también dado de condiciones, es curva como lo muestra la figura 3.8c. No obstante puede aproximarse a una recta:

$$s = c + \sigma \tan\phi \qquad (2.25)$$

Los materiales que satisfacen estrictamente estas condiciones se denominan materiales plásticos ideales.

Es importante conocer la relación existente entre el esfuerzo principal mayor y menor, siendo ésta en suelos friccionantes:

$$\sigma 1 / \sigma 3 = \tan'' (45 + \phi/2) = N\phi \quad (2.26)$$

$$\sigma 3 / \sigma 1 = \tan'' (45 - \phi/2) = 1 / N\phi \quad (2.27)$$

En el caso de suelos mixtos se tendrá:

$$\sigma 1 = \sigma 3 \tan'' (45 + \phi/2) + 2c \tan (45 + \phi/2) = N\phi \quad (2.28)$$

2.2.6 Ángulo de fricción interna y cohesión del suelo

En los suelos, el ángulo de fricción y la cohesión son los parámetros determinantes de la resistencia al corte y varían bastante dependiendo de su génesis y de sus características. La cohesión posee una fracción relacionada a capilaridad, denominada cohesión aparente, la misma que varía de acuerdo al grado de saturación del suelo, comportamiento que juega un papel importante en el mecanismo de los deslizamientos en materiales terrosos.

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

Se define como la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. La cohesión se mide en Kg/cm^2. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas y suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a éstos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

La fricción interna de un suelo, está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal aplicada a dicho plano. Los valores de este ángulo llamado "ángulo de fricción interna " ϕ, varían de prácticamente 0º para arcillas plásticas, cuya consistencia esté próxima a su límite líquido, hasta 45º o más, para gravas y arenas secas, compactadas y de partículas angulares.[11]

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

a. Tamaño de los grano granos
b. Forma de los granos
c. Distribución de los tamaños de granos
d. Densidad

2.2.7 Resistencia al corte en suelos granulares

Es la fricción fundamentalmente la que provoca la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares, por tanto estará en función de la presión normal entre sus granos y el valor del ángulo de fricción interna ϕ, el que a su vez depende del grado de compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial) del material y de la forma de los granos. El tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, su grado de sanidad y dureza (que definen el fenómeno de ruptura de grano) son factores que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de otro suelo granular con misma compacidad y mismo esfuerzo de confinamiento.

Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares se puede expresar por medio de la siguiente ecuación:

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \qquad (2.29)$$

[11] Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

en la que *s* representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla (τ_{max}).

Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, *u*, por tanto el esfuerzo normal que se aplique se considerará como total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γm, que involucra el peso del suelo y del agua, entonces se utilizará la siguiente ecuación:

$$s = \bar{\sigma} \tan \bar{\phi} = (\sigma - u) \tan \bar{\phi} \qquad (2.30)$$

De la expresión anterior $\bar{\phi}$ para las arenas cambia relativamente poco, para arenas secas o saturadas el verdadero cambio es en esfuerzo normal efectivo que se tomará. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z, la presión normal efectiva sería.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma s \, . Z \qquad (2.31)$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γs aumenta al valor γm, que es mayor, pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u, el esfuerzo disponible para la residencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma m . Z - u \qquad (2.32)$$

Si la presión neutral se eleva lo suficiente hasta anular la resistencia de la arena esta se convierte en un fluido pesado, las elevaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causa fundamental para la elevación de la presión neutral.

2.2.8 Resistencia al corte en suelos cohesivos

El término cohesión es utilizado en aquellos suelos que aun bajo presión nula exhiben cierta resistencia a los esfuerzos cortantes. Actualmente, se sabe que esta cohesión y por ende la resistencia de éstos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que en los suelos granulares: la fricción.

La resistencia del esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" es de mucho más difícil determinación que en suelos "fricción antes", pues, ahora la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualesquiera nueva condición de esfuerzo que pueda presentarse, debido, sobre todo, a la relativa baja permeabilidad lo cual hace que el agua requiera mayor tiempo para movilizarse, más aún que ahora la cantidad de agua es mayor que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos cohesivos.

En general, los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos, son: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de la estructura cuyos factores incidirán directamente en las propiedades de permeabilidad y plasticidad de un suelo cohesivo, propiedades fundamentales en su resistencia al corte.

2.2.8.1 Arcillas inalteradas normalmente consolidadas de sensibilidad baja o moderada

Ensayos triaxiales drenados para esta arcilla se expresa mediante la ecuación de Coulomb:

$$s = \bar{\sigma} \tan\phi \qquad (2.33)$$

El valor de ϕ para éstos materiales, amasados o en estado inalterado, está relacionado con el índice de plasticidad (IP) donde a mayor IP corresponde un menor valor del ángulo ϕ.

La baja permeabilidad de las arcillas impedirá la rápida disipación de la presión de poros u_w asociada con las fuerzas que tienden a romper el material, motivo por el cual para que se desarrolle una resistencia igual a la ecuación 2.36 se requiere de un largo tiempo, el que estará en función de las características de consolidación y las dimensiones de la masa cohesiva.

Para representar una falta completa de drenaje se realiza por ensayos triaxiales consolidados no drenados, cuyos resultados son expresados en la circunferencia E de la Fig. 3.15 (a), siendo tangente a la línea intrínseca de la ecuación 2.36; como la presión neutra en el momento de rotura, actúa por igual en todas las direcciones. Por tanto, las tensiones principales totales de rotura son:

$$\sigma 1 = \bar{\sigma} 1 + \mu_f \qquad (2.34)$$

$$\sigma 3 = \bar{\sigma} 3 + \mu_f \qquad (2.35)$$

La circunferencia A de igual diámetro que la circunferencia E, representa la circunferencia de rotura, en términos de tensiones totales.

Si a una arcilla consolidada bajo diferentes presiones de cámara $\sigma 3$, se le practica varios ensayos no drenados, nos determina la línea intrínseca en términos de presiones totales (línea punteada de la Fig. 3.15 a) cuya ecuación es:

$$s = \sigma \tan\phi_{cu} \qquad (2.36)$$

Donde ϕ_{cu} ángulo de resistencia al corte consolidado no drenado es menor que ϕ.

Si después de la consolidación inicial bajo $\sigma 3$, y sin permitir ahora drenaje se incrementa en $\Delta\sigma 3$ la presión de cámara, habrá una presión inicial μ_a igual a $\Delta\sigma 3$, siendo la presión de poros final $\mu_a + u_f$, este ensayo es denominado "Prueba Rápida", representada en la Fig. 3.15 (b), donde B es la circunferencia en términos de esfuerzos totales manteniéndose E como la de esfuerzos efectivos.

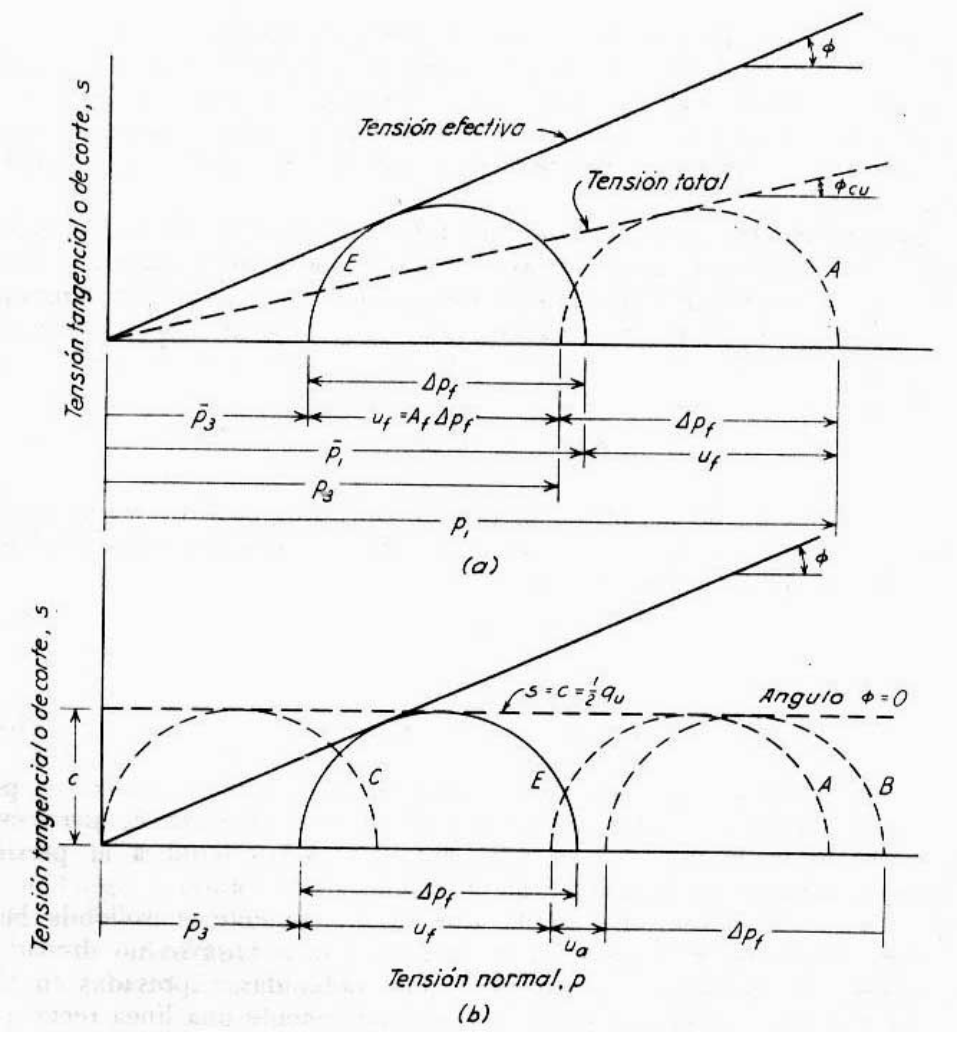


Fig. 2.15 (a) Resultados de ensayos consolidados no drenados de una arcilla normalmente consolidada de sensibilidad moderada; (b) Diagrama que ilustra la condición ϕ =0.

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

La línea punteada de la Fig. 3.15 (b) representa la línea de rotura en terminamos de esfuerzos totales en prueba rápida. Se observa que dicha línea es horizontal con s = c y $\phi = 0$. En la misma figura la circunferencia C representa el ensayo de compresión simple que se caracteriza por ser una prueba triaxial con $\sigma 3 = 0$. La resistencia al corte para la condición $\phi = 0$ se puede determinar por medio de un ensayo de compresión simple con la siguiente relación:

$$s = c = \frac{1}{2} q_u \qquad (2.37)$$

En suelos saturados de permeabilidad muy baja, como lo son la mayoría de las arcillas y de los limos, se puede suponer que el contenido de humedad del suelo no cambia por un tiempo relativamente grande después de la aplicación de la carga. Por tanto, por cierto tiempo, prevalece la condición no drenada, adecuándose la resistencia de este suelo al ensayo de la prueba rápida. Lo anterior se representa en la circunferencia B de la figura 2.15 (b).

En condiciones no drenadas, la resistencia de una arcilla precomprimida puede ser mayor o menor que la resistencia drenada, dependiendo del valor de la relación de preconsolidación. Si la relación de preconsolidación es de 1 hasta 4 a 8, el volumen de la arcilla disminuye al ser sometida a la acción de corte, por tanto la resistencia no drenada será menor que la drenada. Si la relación es mayor de 4 a 8, el volumen tiende a aumentar y por ende la presión u_w disminuye y la resistencia no drenada supera el valor que adquiere en condiciones drenadas.

La resistencia final, después de un desplazamiento muy largo bajo condiciones totalmente drenadas, se conoce como resistencia al corte residual, que se puede expresar como:

$$s_r = \bar{\sigma} \tan\phi_r \qquad (2.38)$$

Donde ϕ_r esta entre unos 30º para arcillas de bajo índice de plasticidad y entre 5 – 12º para arcillas altamente plásticas con un gran % de partículas de tamaño arcillosos (< 0.002 mm).

A causa de la casi completa destrucción de la estructura de la arcilla natural a lo largo de la superficie de deslizamiento, ϕ_r puede ser independiente de la historia de solicitación que haya tenido la arcilla, por tanto, puede ser determinado con suficiente aproximación utilizando probetas amasadas.

2.2.8.2 Suelos no saturados

En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en los mismos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación. Ahora, la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop, ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo.

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X\,(u_a - u_w) \qquad (2.39)$$

Donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida el parámetro X vale 1 para suelos saturados y 0 para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero además de la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto.

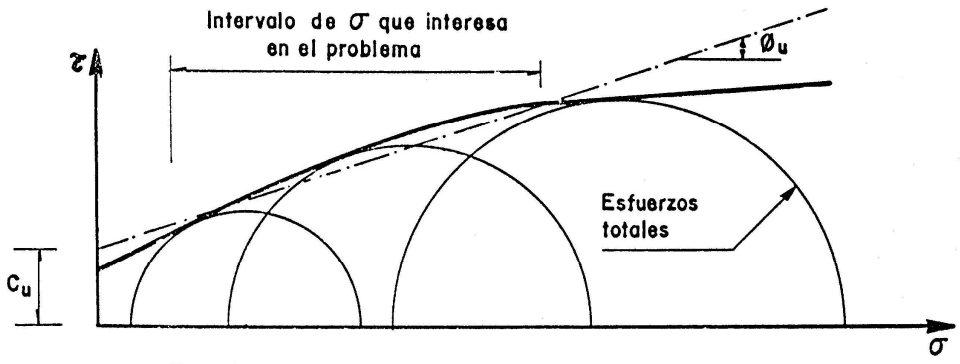


Fig. 2.16 Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija en el problema particular de que se trate. En la Fig. 2.16 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

2.3 DISEÑO DE TALUDES

2.3.1 Definición de talud

Foto 1. Talud de una carretera

Se entiende como talud cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que dependiendo del espacio es generalmente de tierra, no hay duda que el talud se constituye en una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coincide los problemas de mecánica de suelos y rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana se denomina ladera natural, cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales.[12]

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera

[12] Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Tomo II Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1979

cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente. [13]

En esencia, la sección transversal de un terraplén para carretera consta de una planicie superior horizontal con taludes laterales generalmente simétricos a ambos lados, que empiezan en la parte superior y continúan hasta que interceptan la superficie natural del terreno. La anchura de la parte superior depende de las dimensiones del pavimento y de los acotamientos requeridos.[14]

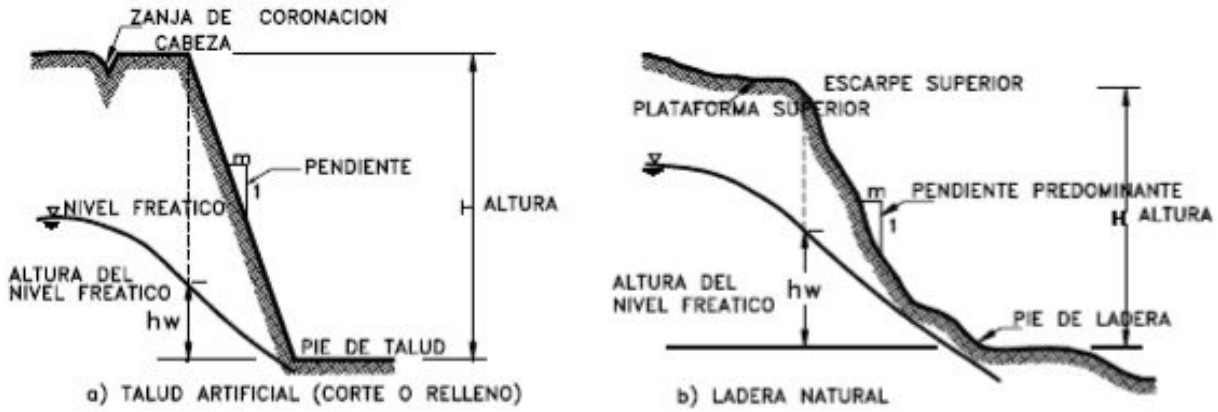


Fig.2.17 Nomenclatura de taludes y laderas

Fuente: Jaime Suárez Díaz Caracterización de los movimientos

En ciertos trabajos de ingeniería es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra, en general, se prefieren los taludes laterales planos para satisfacer las normas de seguridad y para facilitar su mantenimiento, en ciertos lugares, puede ser necesario apartarse de la sección transversal estándar, debido a las restricciones en el derecho de vía o a las condiciones inestables del suelo, tal es el caso de terraplenes en obras viales, presas de tierra, canales, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud. En ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra,

[13] Jaime Suárez Díaz, Caracterización de los movimientos

[14] Impacto Ambiental de Proyectos Carreteros. Efectos por la explotación de bancos de materiales y construcción de cortes y terraplenes Sergio Alberto Damián Hernández, América Martínez soto, José Manuel Aguirre Pérez

condicionando la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra.

2.3.2 Definición de estabilidad

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento.[15]Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder de decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin presentar fallas.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material por mover por lo tanto diferentes costos, en el caso que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiados temas diferentes, a veces radicalmente distintos, de manera que el estudio directo del problema sin diferenciar en forma clara tales variantes tiende a conducir a cierta confusión. Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que prestan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de formas diversas. Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren

[15] Geología y Geotecnia, Álvaro F. de Matteis, Universidad Nacional de Rosario

radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de éstos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes de laderas y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que primaron a lo largo de tal historia y de la influencia del hombre que ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de laderas y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de las aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

2.3.3 Pendiente del talud

Para el diseño de la pendiente del talud se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud. El suelo y la roca son materiales extremadamente complicados y heterogéneos y tienden a deteriorarse con el tiempo. Los suelos residuales por la presencia de discontinuidades estructurales son especialmente difíciles de manejar.

Para decidir el valor de la pendiente y la forma del talud se debe realizar un juicio en conjunto, analizando la influencia de todos los factores. En este estudio se puede requerir realizar ensayos de laboratorio y análisis de estabilidad, utilizando modelamientos matemáticos y físicos.

El cálculo de factores de seguridad utilizando modelos matemáticos determinísticos como los de Fellenius, Bishop Janbú o tantos otros es una práctica de ingeniería muy utilizada; Sin embargo, no siempre se dispone de información geotécnica suficiente y se requiere utilizar criterios empíricos generales. El uso de sistemas semi-empíricos requiere de mucho cuidado especialmente si la experiencia no proviene de taludes en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas.

A continuación se presenta una tabla empírica de pendientes típicas utilizadas para taludes en cortes de carreteras. Para determinar la pendiente del talud, en ocasiones se utiliza la información de la velocidad de onda elástica (V_p) a través del material

Material	Propiedades	Altura del corte (mt)	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3 H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H:1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masas de roca o bloques		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Cuadro 2.3 Pendientes típicas para taludes en corte de carreteras
Fuente: (Adaptada de Japan Road Association, 1984).

2.3.4 Taludes de pendiente combinada

En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material.

Se debe construir bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad adecuado contra deslizamiento.

Estas bermas generalmente tienen un ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferencias de altura entre 5 y10 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud. En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10 % hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte interior para el control y manejo de las aguas de escorrentía. La pendiente longitudinal de la berma debe ser superior al 3 % para garantizar la salida eficiente y rápida del agua recolectada. En ocasiones se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud a construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas.

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad. En deslizamiento de traslación y en ciertos flujos o deslizamientos de residuos, generalmente no es efectivo emplear métodos de remoción de materiales.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla

se hace más profundo y más largo, aumentándose el factor de seguridad.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraceo se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

En suelos residuales generalmente, la grada más alta debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente el menos resistente. Las terrazas generalmente, son muy útiles para control de aguas de escorrentía.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

2.3.5 Criterios generales para el diseño de pendientes

Para el diseño de bermas y pendientes se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

- **Formación Geológica**

A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales.

- **Meteorización**

Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas. Los materiales muy meteorizados requieren de taludes inferiores a 1H:1V, en la mayoría de las formaciones geológicas no

permiten alturas entre bermas superiores a 7 metros y requieren anchos de berma de mínimo 4 metros.

Para cortes en materiales meteorizados la pendiente en la parte más profunda del corte permite ángulos superiores a la cabeza del talud. Se recomienda para cortes de gran altura establecer ángulos diferentes de pendiente para el pie y la cabeza del corte, adaptándolos a la intensidad del proceso de meteorización.

- **Microestructura y estructura geológica**

A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas, las pendientes de los taludes no deben tener ángulos superiores al buzamiento de las diaclasas o planos de estratificación. Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud. Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados (Figura 10.4).

- **Minerales de arcilla**

A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas, las pendientes de los Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas, tipo Montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con Kaolinita permiten generalmente, taludes hasta 1H:1V. Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

- **Niveles freáticos y comportamiento hidrológico**

Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H:1V a menos que tengan una cohesión alta.

- **Sismicidad**

En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H:1V, a menos que se trate de rocas muy sanas.

- **Factores antrópicos**

En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H:1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5 metros.

- **Elementos en riesgo**

Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad más altos.

2.3.6 Taludes en relleno

Los taludes en llenos deben diseñarse racionalmente teniendo en cuenta las características de los materiales disponibles, el suelo de cimentación y las condiciones de estabilidad y de ejecución en cada sitio

Generalmente se utilizan pendientes uniformes con bermas en cada determinada altura. La pendiente a utilizar depende de la pendiente del talud (Tabla 3).

También en los rellenos se pueden requerir pendientes combinadas cuando se trabaja con espesores diferentes de materiales diferentes.

Se debe tener especial cuidado en el diseño del sistema de drenaje debajo y detrás del relleno para garantizar la estabilidad y la compactación del suelo subsuperficial de los taludes del terraplén. La superficie de contacto entre el suelo natural y el relleno debe trabajarse en superficies semiplanas o terrazas que permitan una excelente integración entre el relleno y el suelo de fundación. Adicionalmente, se debe construir sistemas de manejo de las aguas de escorrentía y protecciones para las superficies de los taludes.

Debe tenerse especial cuidado en la compactación de la superficie de los taludes, para lo cual se recomienda compactar en forma inclinada, utilizando un sistema de rodillo y/o buldózer. En la mayoría de los casos se requiere proteger el talud con mantos o vegetación.

Material de relleno	Altura de relleno (mt)	Pendiente
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos areno arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

Cuadro 2.4 Pendientes típicas para taludes en relleno

Fuente: (Adaptada de Japan Road Association, 1984).

2.3.7 Protección de la superficie del talud

El objetivo de la protección de la superficie del talud es prevenir la infiltración debido a la lluvia y mantener el suelo parcialmente seco. Las medidas de protección incluyen el concreto lanzado, los bloques de mampostería, la protección con piedras, el recubrimiento con productos sintéticos. Éstos recubrimientos pueden complementarse con prácticas de cobertura vegetal. Aunque, el factor de seguridad no se modifica teóricamente, en la práctica sí se produce un efecto estabilizante al mantener las fuerzas de succión o presiones negativas, las cuales actúan como fuerzas resistentes que tratan de impedir las fallas al cortante o el colapso. El recubrimiento de la superficie de un talud con productos artificiales puede implicar un aumento en los valores de escorrentía, lo cual requiere de la construcción de estructuras de control de aguas superficiales capaces de manejar los volúmenes producidos de acuerdo a la intensidad de las lluvias.

2.3.8 Protección de los taludes de las carreteras

La construcción de las vías de comunicación terrestre requiere de grandes cortes y grandes terraplenes con modificaciones sustanciales de la topografía y la eliminación de la cobertura vegetal protectora natural. Las carreteras son las obras de ingeniería que producen mayores volúmenes de erosión y de sedimentos.

Se requiere tomar una serie de medidas de control de erosión durante la construcción de la vía y diseñar y construir obras permanentes para al control de la erosión durante la vida útil de la vía.

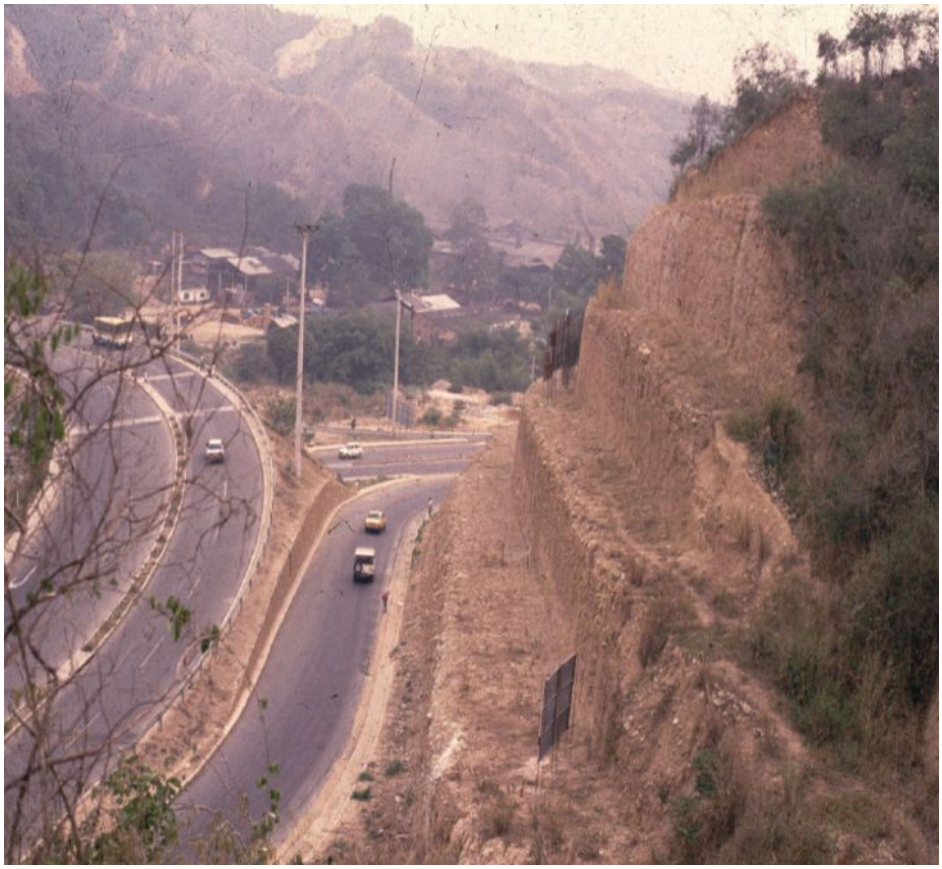


Foto 2.2 Conformación de taludes con bermas de medio talud

Fuente: Conformación de Taludes, Jaime Suárez Díaz

Además de los clásicos revestimientos destinados a soportar el empuje de las tierras, con las que están muy familiarizados los profesionales de la ingeniería, existen otros

cuyas funciones son, en cierto modo, similares, pero cumpliendo diversas finalidades. Dentro de estas finalidades deben considerarse el mejoramiento del aspecto y la consolidación y protección contra la erosión de los taludes de terraplenes y pequeñas barrancas en jardines públicos o privados, erosión producida por la acción de las aguas que escurren superficialmente, del viento o de los roedores, entre otros.

La mencionada protección se basa en el uso de elementos premoldeados de hormigón, económicos y durables, en una gran variedad de tamaño, forma y textura y con la resistencia adecuada a la función que deben cumplir.

Para la elaboración de éstos elementos es recomendable usar un hormigón de buena calidad, que arroje a los 28 días de edad una resistencia a la compresión comprendida entre 300 y 400 kg/cm^2.

2.4 TIPOS DE FALLAS EN TALUDES

Los tipos de falla más comunes en taludes son:

- Deslizamientos superficiales
- Movimiento del cuerpo del talud
- Flujos
- Fallas por erosión
- Fallas por licuación

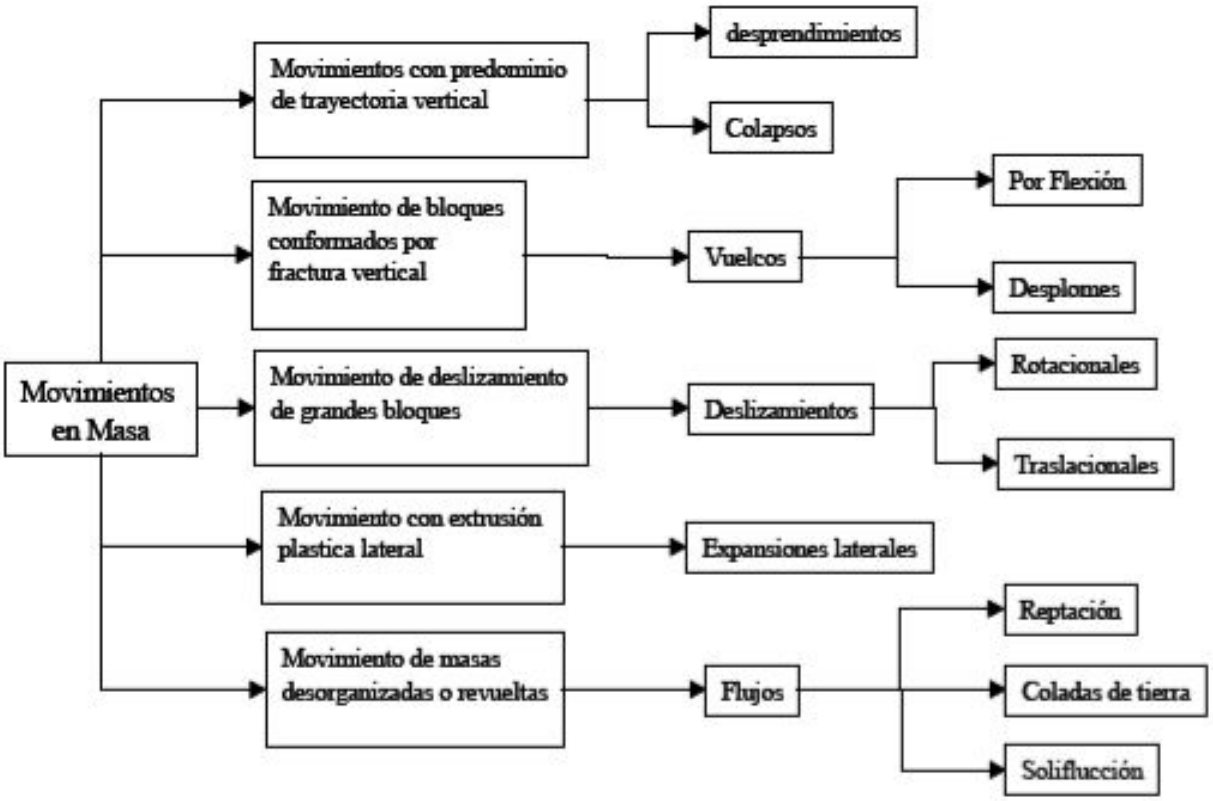


Fig. 2.18 Tipos de movimientos

Fuente: **Principios y Fundamentos para aplicación de Bioingeniería de Suelos en Taludes de Corte**, Francisco Moscoso Guerrero, Universidad de Santiago, Facultad de Ingeniería

2.4.1 Deslizamientos

Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo.[16]

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presentan en la zona superficial de algunas laderas naturales.

Existen dos tipos de deslizamientos: el estacional, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año; en cambio el segundo los prácticamente constantes.

El fenómeno es más intenso cerca de la superficie, la velocidad de movimiento ladera debajo de un crep típico puede ser muy baja y rara vez se excede la de algunos centímetros al año.

[16] Geología y Geotecnia, Álvaro F. de Matteis Universidad Nacional de Rosario

Foto 2.3 Deslizamiento superficial

Fuente: Análisis y diagnóstico de los flujos de lodos, universidad industrial de Santander Facultad de ingenierías físico-mecánicas, Escuela de ingeniería civil, Bucaramanga

El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero cuando ve que los árboles y postes están inclinados respecto a la vertical, cuando se evidencian agrietamientos o escalonamientos en el talud.

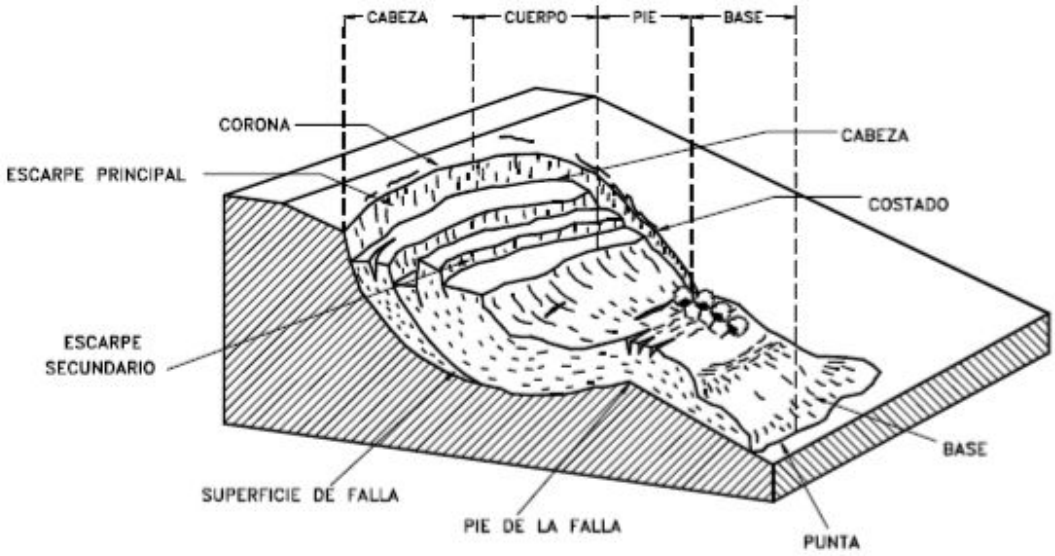


Fig. 2.19 Partes de un deslizamiento

Fuente: Geología y Geotecnia, Álvaro F. de Matteis Universidad Nacional de Rosario

- Corona
- Escarpe principal
- Escarpe secundario
- Plano de deslizamiento
- Base
- Punta
- Pie
- Flancos
- Cabeza
- Talud antes del deslizamiento

- Grietas de retracción

2.4.1.1 Factores condicionantes en un deslizamiento

Las causas de deslizamiento son externas e internas. Las externas se producen por el aumento de esfuerzos cortantes sin modificar la resistencia del material a este esfuerzo material (el aumento del talud o el hacerlo más escarpado, la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos). Las causas internas se caracterizan por la disminución de la resistencia al corte del material sin modificar los esfuerzos solicitados a este tipo de esfuerzo (el aumento de presión neutra o la disipación de la cohesión son causas de esta clase).

Se pueden apuntar como las más importantes condicionantes de los deslizamientos, los siguientes:

Factores geomorfológicos

- Topografía de los alrededores y geometría del talud
- Distribución de las discontinuidades y estratificaciones

Factores internos

- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes
- Estados de esfuerzos actuantes

Factores climáticos, concretamente el agua superficial y subterránea

La dinámica de las aguas subterráneas es una de las principales responsables por el inicio súbito de los movimientos de taludes. Actuando en el aumento de las solicitaciones, como en la reducción de la resistencia de los terrenos.

Deslizamientos de materiales terrosos ocurren asociados a la elevación del nivel freático, o debido a la saturación temporal como resultado de infiltración durante prolongados períodos de precipitación

El contenido de humedad actúa principalmente reduciendo la cohesión. Este es un hecho que debe ser tomado en cuenta en los análisis de estabilidad de un talud con la adopción de valores de cohesión obtenidos por ensayos en superficies saturadas.

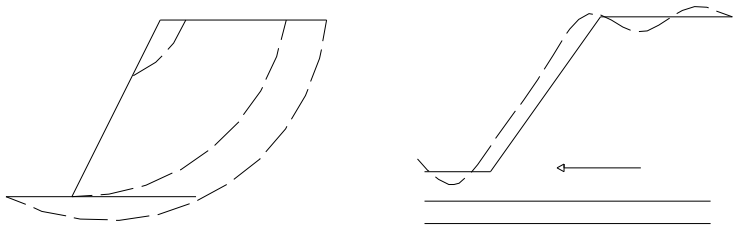
Las lluvias se relacionan directamente con la dinámica de las aguas de superficie y subterráneas, por lo tanto tienen su influencia en el inicio súbito de los procesos de inestabilidad.

Los procesos de deslizamiento en suelos dependen de los índices acumulados en días anteriores: los procesos tipo “mazamorra” están asociados a índices pluviométricos muy intensos. Las rupturas en áreas modificadas por el hombre (deforestación, cortes, rellenos, etc.), pueden ocurrir con valores de precipitación considerados normales.

Movimiento del cuerpo del talud

Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, interesando o no al terreno de fundación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos constantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la rotura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla.

Éstos fenómenos se los denomina “deslizamientos de tierras” y puede estudiarse dos tipos bien diferenciados.



(a) (b)

Fig. 2.20 Fallas en los taludes (a) Fallas por rotación: local, por el pie del talud y de base. (b) falla por traslación en un plano débil

2.4.2.1 Falla rotacional

En el primer lugar 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 mayor error a una circunferencia aunque pueden existir formas algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales. Estas fallas son llamadas de rotación.

Este tipo de fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuanto mayor sea la pendiente.

Las fallas por rotación se denominan según donde pasa el extremo de la masa que rota. Puede presentarse pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla local), por el pie, o adelante del mismo afectando al terreno en que el talud se apoya (falla en la base). Cabe señalar que la superficie de este último tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o más firme de falla donde se encuentra el talud, provocando en este punto un límite en la superficie de falla.

2.4.2.2 Falla traslacional

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos

Los estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a

fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias de la región Las fallas del material en bloque, muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos, producto de la meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

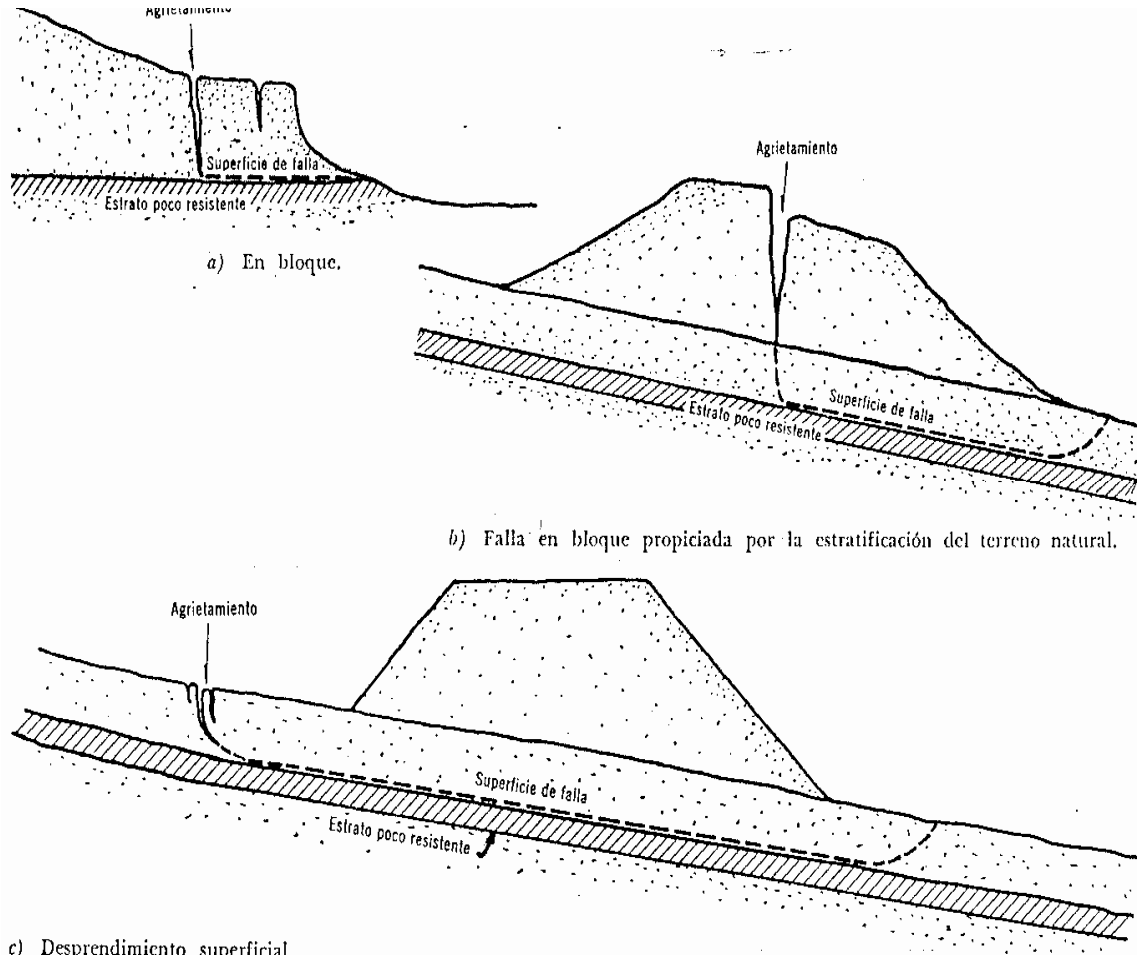


Fig. 2.21 Falla traslacional

Fuente: Geología y Geotecnia, Álvaro F. de Matteis Universidad Nacional de Rosario

2.4.3 Flujos

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en si la distribución aparente de velocidades y desplazamientos se asemeja al comportamiento de líquido viscoso.
El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; también son frecuentes los flujos en lodo.

El flujo de materiales relativamente secos comprende en primer lugar a los fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Afecta a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias. En segundo lugar se puede encontrar deslizamientos producidos por la licuación de la estructura del loess, asociado muchas veces a temblores.

Los flujos de tierra (materiales no demasiados húmedos) generalmente ocurren al pie de los deslizamientos del tipo rotacional en el cuerpo del talud. Por lo general éstos deslizamientos retienen a la vegetación original, así la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento.

En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La forma típica del deslizamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año hasta la correspondiente a deslizamientos catastróficos. En los flujos lentos es común que en la velocidad del movimiento influyan las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujos rápidos suelen seguir épocas de violenta precipitación pluvial.

Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se han removido la cobertura vegetal por alguna razón comenzando en muy modestas

proporciones y creciendo rápidamente transportando el suelo sobre el que pasa, formándose auténticos ríos de lodo.

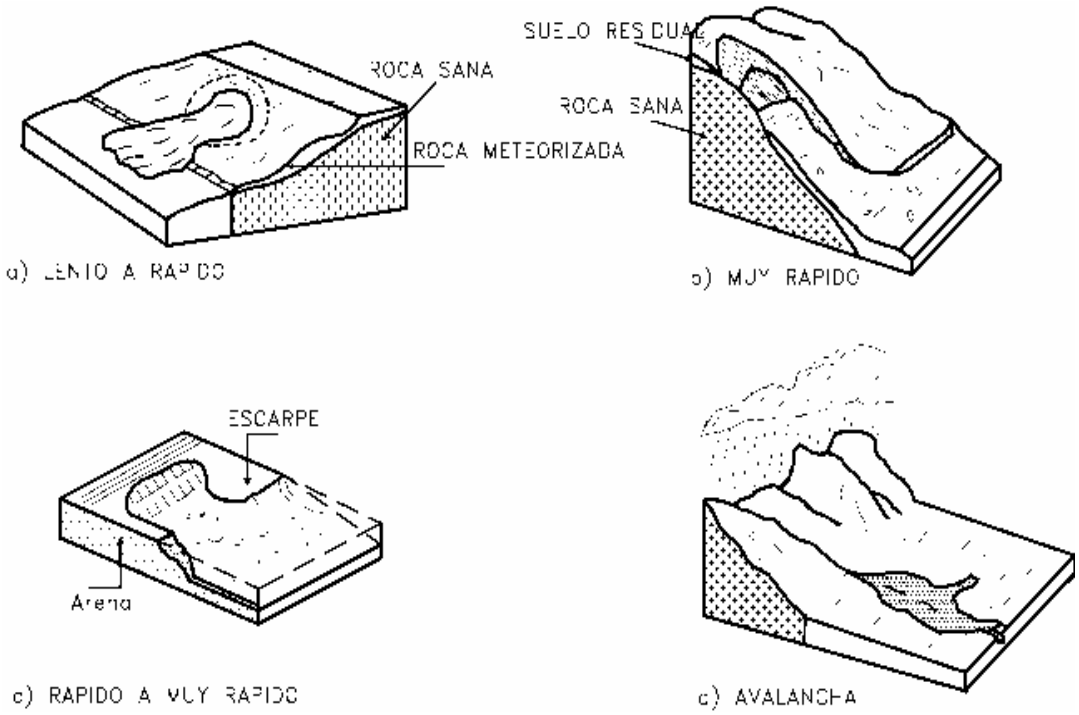


Fig. 2.22 Flujos
Fuente: Jaime Suárez Díaz, Caracterización de los movimientos

2.4.4 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.

2.4.5 Fallas 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 y el suelo se comporte como un líquido, que desenlaza en el colapso de la estructura hecha en un material que entre en licuación.

Se atribuye la pérdida de resistencia a la elevación de esfuerzos cortantes y el desarrollo de la presión de poros, pero además un factor muy importante es la elevación de presiones en el agua intersticial provocada por un sismo, una explosión, etc.

Este fenómeno es muy común en taludes en zonas sísmicas. Esta licuación se produce especialmente en suelos arenosos y limosos incluyendo las gravas. Generalmente en la mayoría de los grandes sismos se producen problemas de deslizamientos por licuación, especialmente en depósitos aluviales y en rellenos.

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 el cambio puede ocurrir en la distribución interna de presiones efectivas y neutrales, sin que se modifique la condición exterior de cargas.

En general, se supone que cualquier talud arenoso, independiente 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 atribuidas a dos causas diferentes. La

primera, por la disminución de grande de la cohesión aparente del material, cuando este 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 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 se puede absorber agua.

Un reconocimiento geológico de la región en que se ubicaran los taludes es fundamental, para poder predecir la posibilidad del tipo de falla bajo estudio; si en la región se presentan deslizamientos de laderas naturales de diferente inclinación existe la probabilidad que se presente el problema.

3. CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 MÉTODOS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

La naturaleza y la homogeneidad de los materiales constitutivos son básicos para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos. El ingeniero, como es en él usual, analiza éstos problema tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático en el que el analizar la estabilidad sea una simple cuestión de lápiz y papel y aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.[1]

Los métodos de cálculo, para definir la estabilidad, establecen un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producir el movimiento como fuerzas de gravedad, filtración, presión de agua, etc.(fuerzas motoras), las cuales se han de comparar por algún procedimiento con las fuerzas que son capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca como resistencia del terreno, raíces y otras(fuerzas resistentes). Es decir que la estabilidad se entiende como la seguridad de una masa de tierra contra la falla o el movimiento. Así todos los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que solo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera.

En el planteamiento 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

[1] Geología y Geotecnia, Álvaro F. de Matteis Universidad Nacional de Rosario
Repteo: es el resultado de la acción de fuerzas de filtración o gravitacionales y es un indicador de condiciones favorables para el deslizamiento.

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.

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

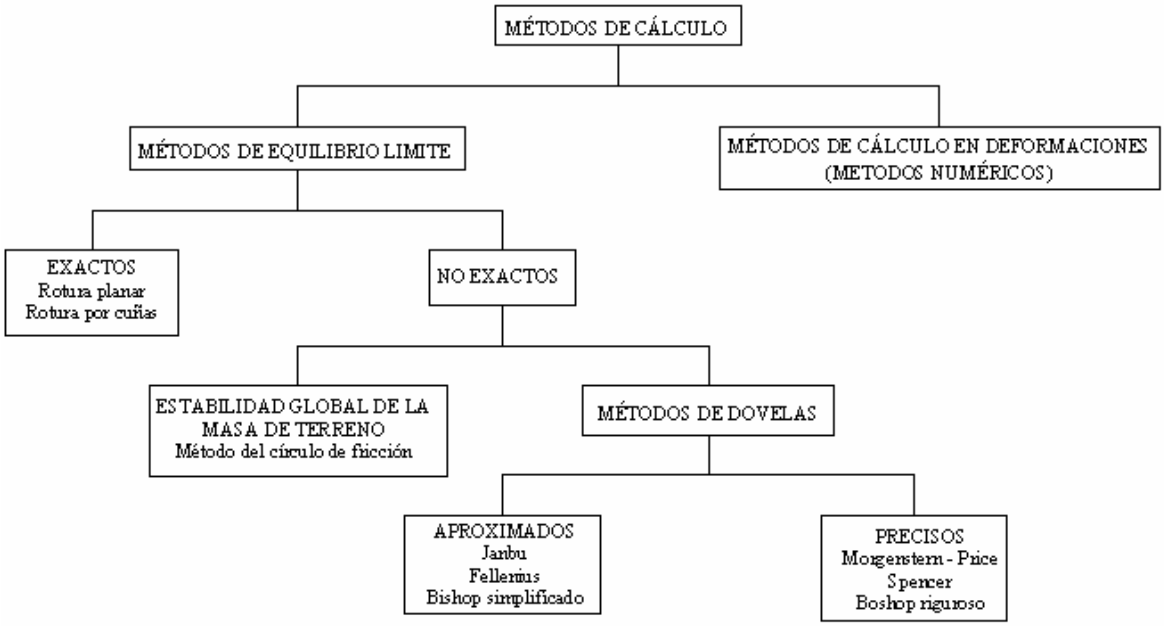


Fig. 3.1 Métodos de cálculo

Fuente: Análisis de estabilidad de taludes, Fernando Herrera Rodríguez, U.C.M, Madrid, 2000

METODO	AÑO	SUPERFICIE DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERISTICAS
FELLENIUS	1927	CIRCULAR	DE FUERZAS	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo este método es muy usado por su procedimiento simple. Resulta muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Arroja factores de seguridad bajos en círculos profundos.
BISHOP	1954	CIRCULAR	DE MOMENTOS	Asume que todas las fuerzas de corte entre dovelas son nulas. Reduce el numero de incógnitas. La solución es indeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular.
MORGENSTERN Y PRICE	1965	CUALQUIER FORMA	MOMENTOS Y FUERZAS	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
JANBU	1968	CUALQUIER FORMA	DE FUERZAS	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de corte entre dovelas. Este método utiliza un factor de corrección para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son relativamente bajos.
SPENCER	1967	CUALQUIER FORMA	MOMENTOS Y FUERZAS	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son iguales para cada rebanada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre rebanadas elementales tienen una inclinación constante pero desconocida.
ELEMENTOS FINITOS	–	CUALQUIER FORMA	ANALIZA ESFUERZOS Y DEFORM.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.

Cuadro 3.1 Métodos de cálculo de estabilidad

Fuente: Estabilidad de Taludes. FIUBA –Diciembre 2006

3.1.1 Métodos de cálculo en deformaciones

Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

3.1.2 Métodos de equilibrio límite

Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tiene en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total o simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

Para ello se necesita:

- La definición de una superficie potencial de deslizamiento a analizar.
- La definición de las fuerzas exteriores actuantes, unidas a la masa en deslizamiento.
- El cálculo previo (si es que existen) de las presiones del agua que actúan en la supuesta superficie de rotura.

Estas son las condiciones que establecen el equilibrio límite entre las fuerzas motoras y las resistentes, que establecen la resistencia al esfuerzo cortante, τ_m necesaria a movilizar en el momento en que se inicia el deslizamiento. De esa forma, el coeficiente de seguridad de esa supuesta superficie de rotura podría definirse como la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante disponible realmente, a lo largo de dicha superficie, τ, y la que es necesario movilizar para el equilibrio estricto, τ_m.

$$FS = \frac{\tau}{\tau'} \qquad (3.1)$$

$\tau = C + \sigma \, tg\phi$, resistencia al corte

τ' = Fuerza tangencial, componente del peso

Un caso especial es el de suelos “puramente friccionantes", tal como una arena limpia, la estabilidad del talud 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. Su factor de seguridad se define:

$$FS = tg\,\phi / tg\alpha \qquad (3.2)$$

ϕ = ángulo de fricción interna

α = ángulo de inclinación

Se puede decir entonces que el factor de seguridad "mide la capacidad del talud, para mantenerse estable" bajo diversas condiciones. Este factor de seguridad es función de muchas variables entre ellas el tiempo, dado que el factor de seguridad varía en el tiempo.

Muchos autores recomiendan valores mínimos para el valor del factor de seguridad, cuyo rango en general va de 1.2 a 1.5 dependiendo de la importancia y del servicio que el talud prestará. Es necesario hacer un análisis de diferentes posibles superficies de falla hasta encontrar aquella que proporcione el menor coeficiente de seguridad, Fmin, constituyendo la superficie potencial de rotura del talud.

CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE UN FACTOR DE SEGURIDAD PARA DISEÑO DE TALUDES

CASO	FACTOR DE SEGURIDAD
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica ó pérdidas considerables importantes	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes	1.3
Si la falla del talud no causa daños	1.2

Cuadro 3.2 Método de la cuña

Fuente: Curso de estabilidad de taludes, Jaime Suárez Díaz, Universidad de Cartagena

Los elementos que intervienen en todo cálculo de estabilidad de taludes son los siguientes:

- Ángulo de fricción interna.
- Grado de cohesión.
- Peso específico del material.
- Ángulo de inclinación del talud.
- Altura del talud.
- Presión neutra

Donde los tres primeros factores son propiedades del talud en estudio. La altura de talud, es dependiente de la topografía que caracterice el lugar donde se encuentra el talud que se esté procurando estabilizar.

La presión de poros, está definida por la acción del agua en la masa de suelo, si existiese ésta.

En los casos reales, donde se calcula la estabilidad de un talud, el problema fundamental radica en la elección de los parámetros de resistencia al corte del suelo otro problema que se presenta, es la estimación de la presión de neutra o el conocimiento de la posición del nivel freático no disponible frecuentemente.

Según varios autores de textos de mecánica de suelos, un buen método de cálculo de estabilidad de talud, tiene un 10% de error, en la determinación del factor de seguridad, el cual es aceptable, ya que no se tiene certeza en la elección de los parámetros de resistencia que influyen en al cálculo.

Teoría de Guest: la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre esfuerzos principales, suponiendo que el esfuerzo 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 éstos materiales.

Teoría de Coulomb: un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano a su través alcanza un valor límite máximo, 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.

Teoria de Mohr: la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial al normal alcance un cierto valor máximo, postulado como una función del acomodo y forma de las partículas del suelo como del coeficiente de fricción entre ella, esta teoría fija la hipótesis de variación lineal entre esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica, esto explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles.

Finalmente, indicar que existen varios métodos de cálculo de estabilidad de taludes que en forma resumida se presentan a continuación.

3.1.2.1 Roturas planas (Método de la cuña)

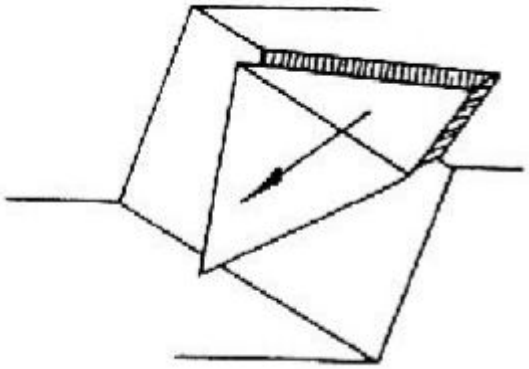


Fig. 3.2 Rotura por cuñas

Fuente: Análisis de estabilidad de taludes, Fernando Herrera Rodríguez, Geotecnia 2000

Una de las primeras formas de analizar la estabilidad de taludes finitos fue la de considerar la posible rotura a lo largo de superficies planas, considerando que el bloque deslizante tenía un comportamiento similar al de una cuña de empuje activo del trasdós de un muro.

Las roturas de taludes con una única superficie plana en suelos son prácticamente inexistentes, por lo que esta hipótesis tuvo poca utilidad. Sin embargo, en el caso de taludes rocosos, la presencia de discontinuidades casi-paralelas al talud puede definir superficies de roturas planas, aunque en general dicho plano no alcanza la cabeza del talud.

En cuanto a métodos de roturas planas, que analiza la rotura con formación de una cuña con superficie límite plana, puede ser muy simplista para el caso de suelos (ver Fig. 3.1).

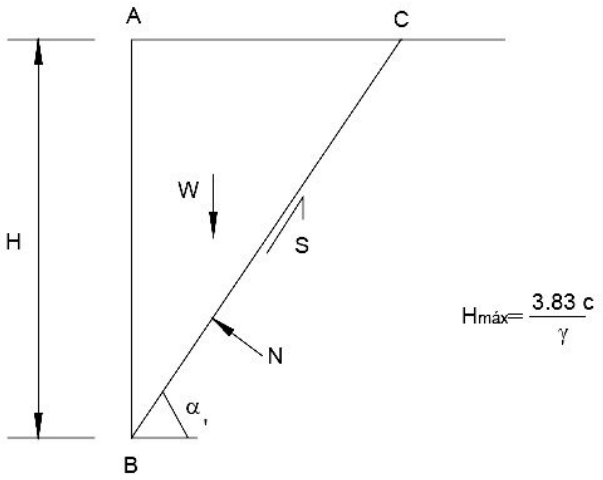


Fig. 3.3 Método de la cuña

Fuente: Curso de estabilidad de taludes, Jaime Suárez Díaz, Universidad de Cartagena

3.1.2.2 Roturas circulares

La utilización de superficies de rotura circular es la hipótesis general más cómoda y la más extendida. Supone que la masa en movimiento es un cilindro de directriz circular. Proviene de la observación y del análisis de las inestabilidades producidas en la naturaleza, pues al parecer representa mejor el problema real en taludes de macizos terrosos.

3.1.2.2.1 Método del Círculo de rozamiento

- Superficie de falla circular.
- Hipótesis $r\phi = r$, todos los esfuerzos normales se concentran en un punto único (Taylor 1937)
- El factor de seguridad así obtenido con la anterior hipótesis constituye un límite inferior de todos los factores de seguridad.
- El primer paso consiste en encontrar el peso de la masa encerrada por la superficie de falla.

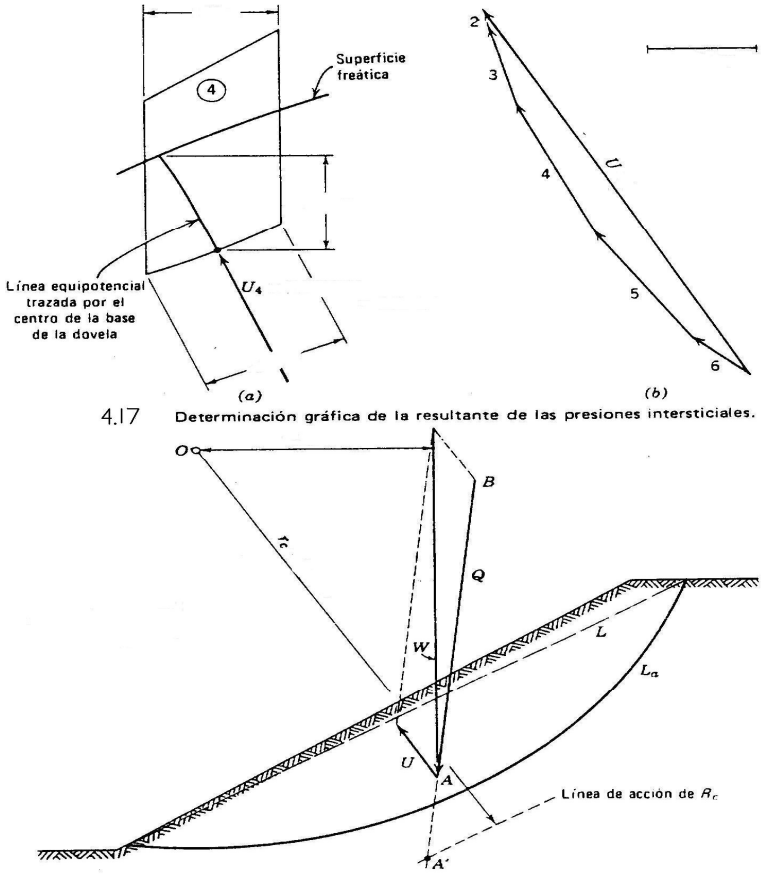


Fig. 3.4 Método del círculo de rozamiento.

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I Juárez Badillo – Rico Rodríguez 1977

- Determinar la resultante de las presiones intersticiales sobre el arco de falla**.**
- Se construye un polígono de fuerzas.
- Es necesario realizar varios tanteos para lograr el cierre del polígono probando con varios círculos de fricción hasta el cierre del polígono.
- Su fórmula deducida de cálculo es:

$$F\phi = \tan \bar{\phi} / \tan \bar{\phi}_d \qquad (3.3)$$

$$Fc = \bar{c}\, L/R_c \qquad (3.4)$$

- La solución correcta será cuando $F\phi = Fc$

- Válido para determinar el factor de seguridad de taludes en un suelo homogéneo.
- Ver la Fig. 3.4

3.1.2.3 Método de Valle Rodas

- Superficie de falla circular.
- Sistema que divide al suelo en área resistente y actuante, que subdivide a su vez en figuras geométricas sencillas; realiza el equilibrio límite momentáneo de ambas zonas (áreas), respecto al centro de círculo con lo que se obtiene el valor de FS.
- Hipótesis, aplica directamente la relación de la resistencia tangencial al corte que se vio en su debida oportunidad.
- Su fórmula deducida de cálculo es:
  Haciendo sumatoria de momentos con respecto al centro de rotación O.

$$Wd.\ ld. = RS + Wr.lr. \qquad (3.5)$$

Como quiera que en su forma general:

$$S = cL + \sum(n-u)\tan\phi \qquad (3.6)$$

Podrá escribirse así:

$$Wd.\ ld. = R[cL + \sum(n-u)\tan\phi] + Wr.\ lr. \qquad (3.7)$$

Por lo tanto, el factor de seguridad f, será:

$$f = R[cL + \sum(n-u)\tan\phi] + Wr.\ lr. \ /\ Wd.\ ld. \qquad (3.8)$$

Donde:

R = Radio de la curva de deslizamiento.

S = Resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento.

L = Longitud de la curva de deslizamiento.

Wr = Peso de la masa de suelo en la "cuña resistente" AMNA.

.lr = Brazo de palanca de Wr.

Wd= Peso de la masa de suelo en la "cuña deslizante" MBCNM.

.ld = Brazo de palanca de Wd.

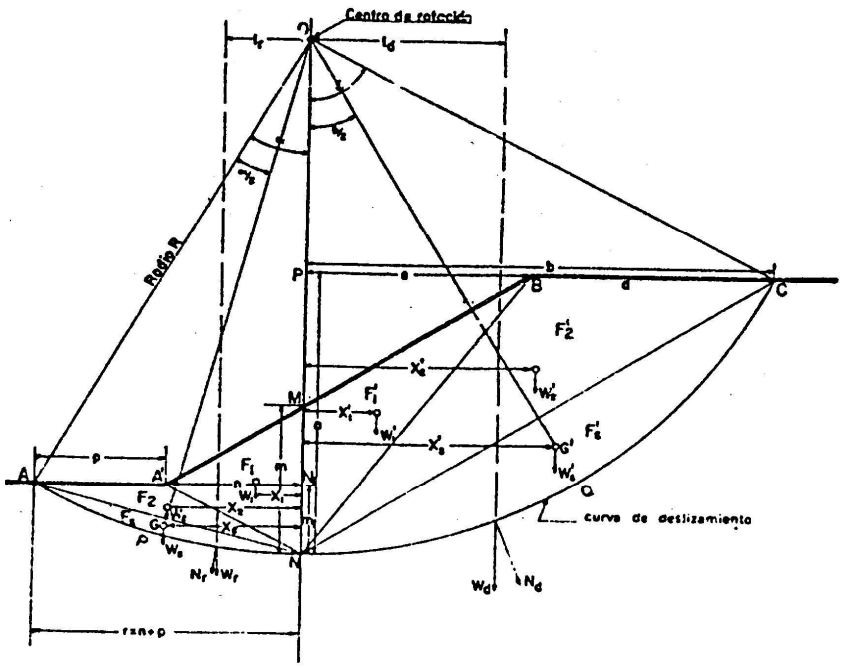


Fig. 3.5 Método de Valle Rodas

Fuente: Curso de Cimentaciones y Geotecnia,

- Proceso que requiere la ejecución de varios tanteos, antes de hallar el FS final.
- No se conoce con exactitud su error de cálculo, según la experiencia y los textos, nos da resultados confiables.
- No hay restricciones en su validez o empleo.
- Vea figura 3.5

3.1.3 Método de Bishop Simplifado

- Superficie de falla circular.

- Sistema de trabajo, es similar al método de Fellenius.
- Hipótesis: a diferencia del Método de Bishop (toma en cuenta los efectos de empuje y tensiones entre dovelas vecinas, en ambos sentidos), supone que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela, tienen una resultante nula en la dirección vertical, tal como vemos a continuación.

$$T_n - T_{n+1} = 0 \text{ de expresión de Bishop}$$

$$\bar{N}_i = \frac{W_i - u_i \Delta x_i - (1/FS) c \Delta x_i \operatorname{tg}\theta_i}{\cos\theta_i \left[1 + (\operatorname{tg}\theta_i \operatorname{tg}\phi)/FS\right]} \qquad (3.9)$$

$$FS = \frac{\sum_{1=1}^{n} \left[c\Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \operatorname{tg}\phi\right] \left[1 / M_i(\theta)\right]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \operatorname{sen}\theta_i} \qquad (3.10)$$

$$M_i(\theta) = \cos\theta_i \left[1 + (\tan\theta_i \tan\phi / F)\right] \qquad (3.11)$$

- El proceso require la ejecución de varios tanteos, hasta hallas FS que satisfaga la relación y el límite mínimo dado.
- Su error de cálculo es 10%.
- No hay restricciones en su validez o empleo.
- Vea la figura 3.4

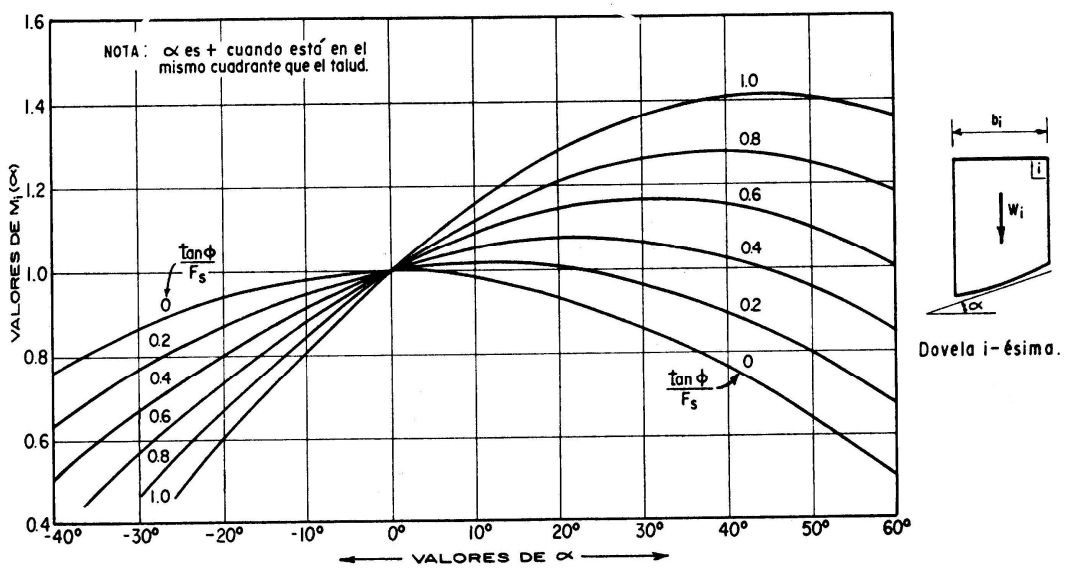


Fig. 3.6 Método de Bishop (versión simplificada)

Fuente: Geología y Geotecnia, Álvaro F. de Matteis Universidad Nacional de Rosario

3.1.4 Método de las dovelas de Fellenius

- Superficie de falla circular.
- El sistema consiste en dividir a la masa potencial de deslizamiento en varias tajadas verticales llamadas dovelas y analizar el equilibrio límite para cada una de ellas, siendo el resultado total, la suma de dichos análisis individuales.
- Hipótesis: la resultante de las fuerzas sobre las caras de las dovelas, tiene valor nulo en la dirección normal.
- Su fórmula deducida de cálculo es.

$$FS = \frac{cL + \tan\phi \sum_{i=1}^{n} (Wi \cos\theta i - ui\Delta li)}{\sum_{i=1}^{n} Wi \operatorname{sen}\theta i} \qquad (3.12)$$

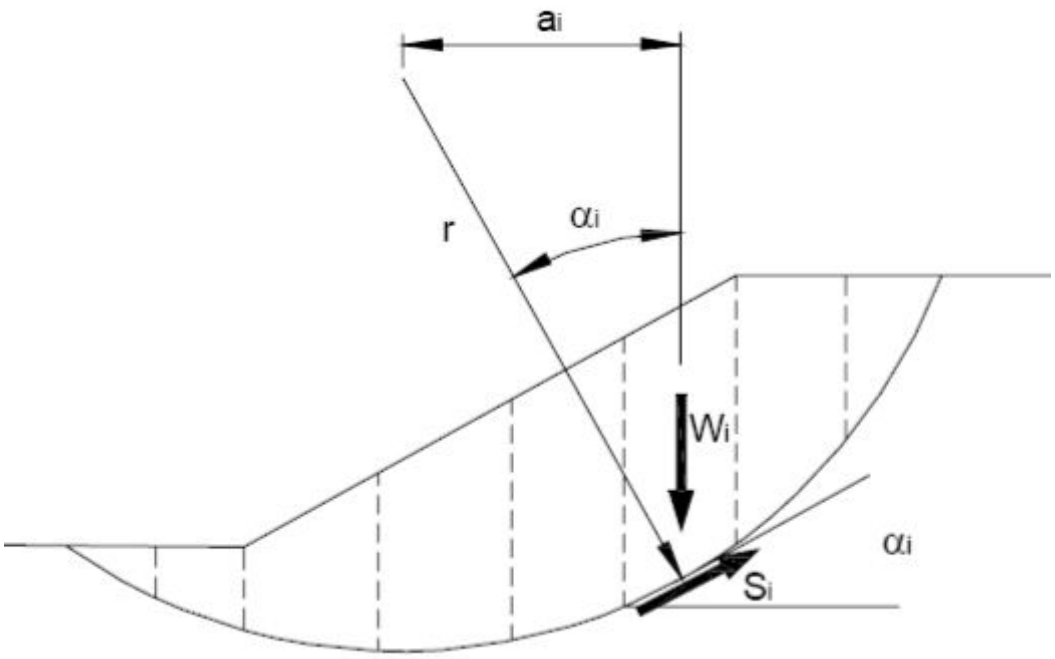


Fig. 3.7 Método de dovelas de Fellenius

Fuente: Curso de estabilidad de taludes, Jaime Suárez Díaz, Universidad de Cartagena

- Proceso que requiere la ejecución de varios tanteos, antes de hallar el FS límite, por ende su círculo de falla.
- Su error de cálculo es de 10 al 15%.
- Válido para suelos isotrópicos y heterogéneos.

3.1.5 Método de Morgentern-Price

Morgentern y Price (1967) propusieron un método capaz de satisfacer todas las ecuaciones de equilibrio. En lugar de suponer, como Janbú, que la línea de acción de las fuerzas entre rebanadas estaba a una cierta altura, supusieron que la componente tangencial T era una cierta fracción de la componente horizontal E. Esto es:

$$T = \lambda \ f(x) \ E \qquad (3.13)$$

Donde f(x) es una función de la definición geométrica a definir por el calculista según el tipo de talud y el tipo de terreno que tiene como variable independiente la abscisa x

horizontal. El parámetro λ es un factor común de corrección en todas las rebanadas, de manera que se pueda cumplir el equilibrio.

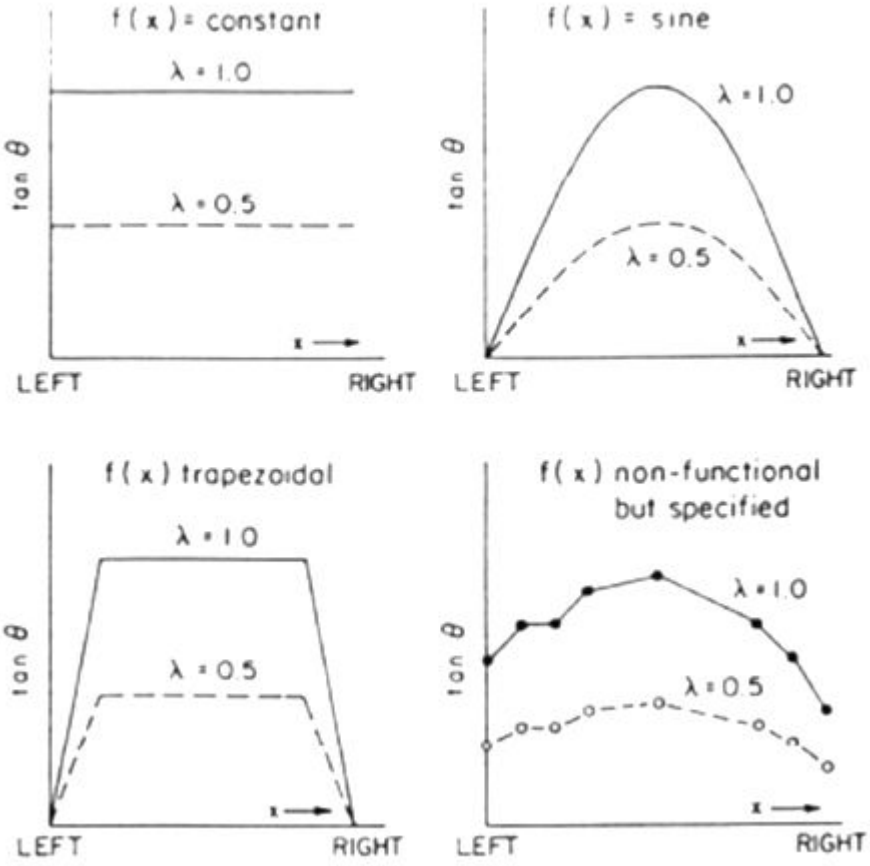


Fig. 3.8 Función del componente horizontal

Fuente: Mauro Poblete Freire, Suelos II 2006

La idea de Morgenstern es fijar con criterios ingenieriles la forma de la inclinación de las fuerzas entre rebanadas f(x) y resolver el problema completo para esta función. Una parte de la solución es, precisamente, la altura a la que deben actuar los empujes para que puedan estar en equilibrio. Si esta parte de la solución parece lógica el problema puede darse por resuelto. De otra forma habría que seguir calculando adaptando el valor de f(x).

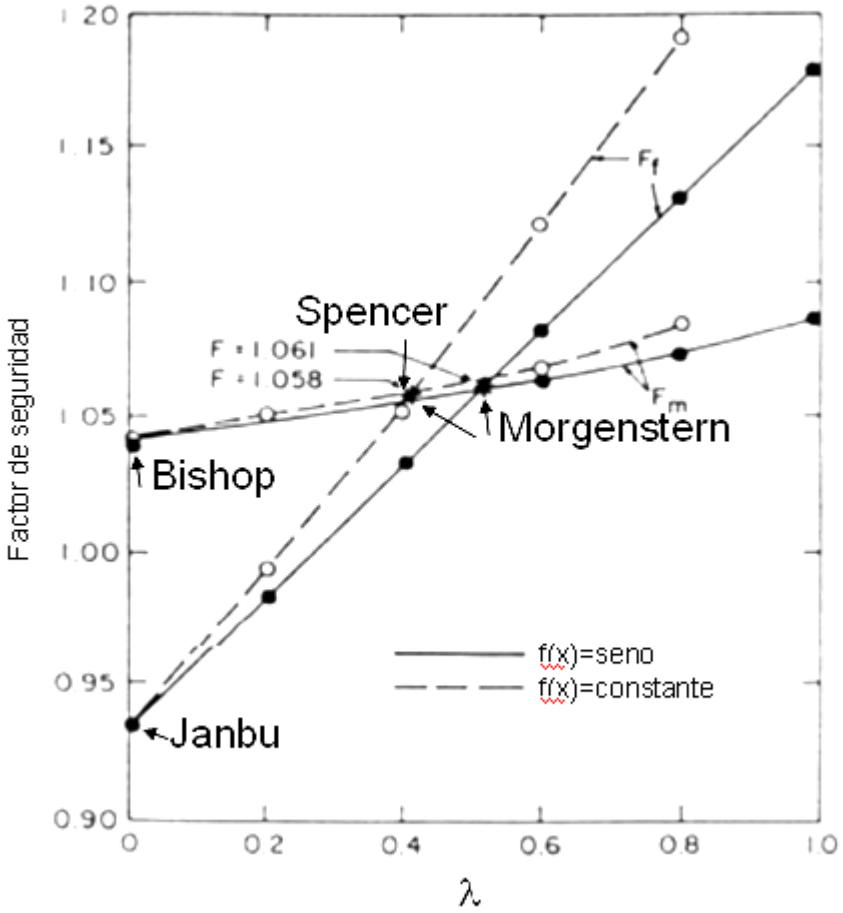


Fig. 3.9 Factor de seguridad

Fuente: Mauro Poblete Freire, Suelos II 2006

3.2 Software de cálculo de estabilidad de taludes

3.2.2. Software Slide 5.0

Slide 5.0 es un software disponible para el análisis de estabilidad de taludes. Este programa en 2D tiene la facilidad de diseño con ayuda del ordenador y además tiene opciones de interpretación de datos que permiten realizar un análisis completo y rápido.

Fácilmente se modela la geometría de un talud complejo, se dibuja como se haría en cualquier archivo CAD o importamos una imagen y digitalizamos encima de ella. Los taludes artificiales y naturales con estratos complejos, lentes de arcilla, se planean e incorporan fácilmente. La presa de tierra con el centro complejo y geometrías de pantallas también se planea fácilmente. El intérprete de los datos tiene un conjunto de herramientas que permite el despliegue conveniente de resultados ejemplares.

3.2.2.1. Análisis de estabilidad en taludes.-

Slide analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales Ver Cap III (Métodos de cálculo). Analiza superficies de deslizamiento individuales y los métodos pueden ser aplicados para buscar y localizar la superficie del deslizamiento crítica para un talud dado.

Todas las superficies de deslizamiento deben intersectar el Límite Externo, dentro los extremos del talud. Si los puntos de inicio y fin de la superficie de deslizamiento no están dentro de los extremos del talud, entonces la superficie de deslizamiento está descartada (no se analiza). Ver figura 3.10.

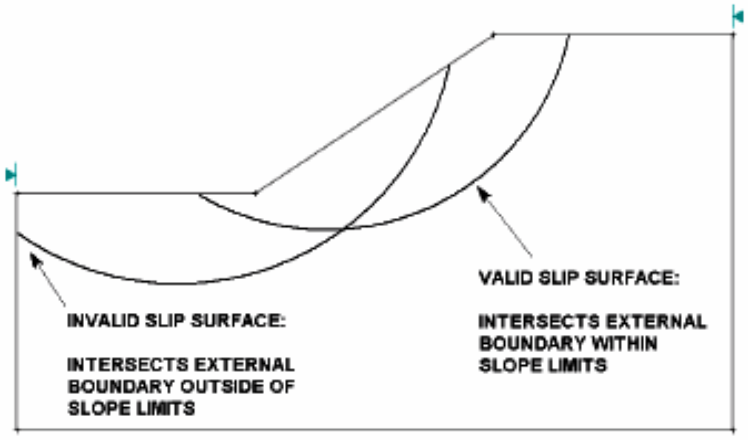


Fig. 3.10 Filtrado: Extremos del talud para superficies válidas

Fuente: Guía para el manejo de Software

3.2.2.2. Características:

- Métodos de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular.
- Bishop, Janbu, Spencer, GLE /Morgenstern- Price y otros métodos de análisis.
- Múltiples materiales. Anisotrópicos, materiales no-lineales y otros.

Agua subterránea a presión, factores Ru (valor de presión de poros), red de presiones de poro, o el análisis de infiltración.

- Carga externa lineal, distribuida o sísmica.
- Soportes, geotextiles, pilotes, y otro tipo de refuerzos requeridos.
- Vista de cualquiera o todas las superficies generadas por la búsqueda.
- Los resultados individuales detallados pueden trazarse para las superficies de deslizamiento.

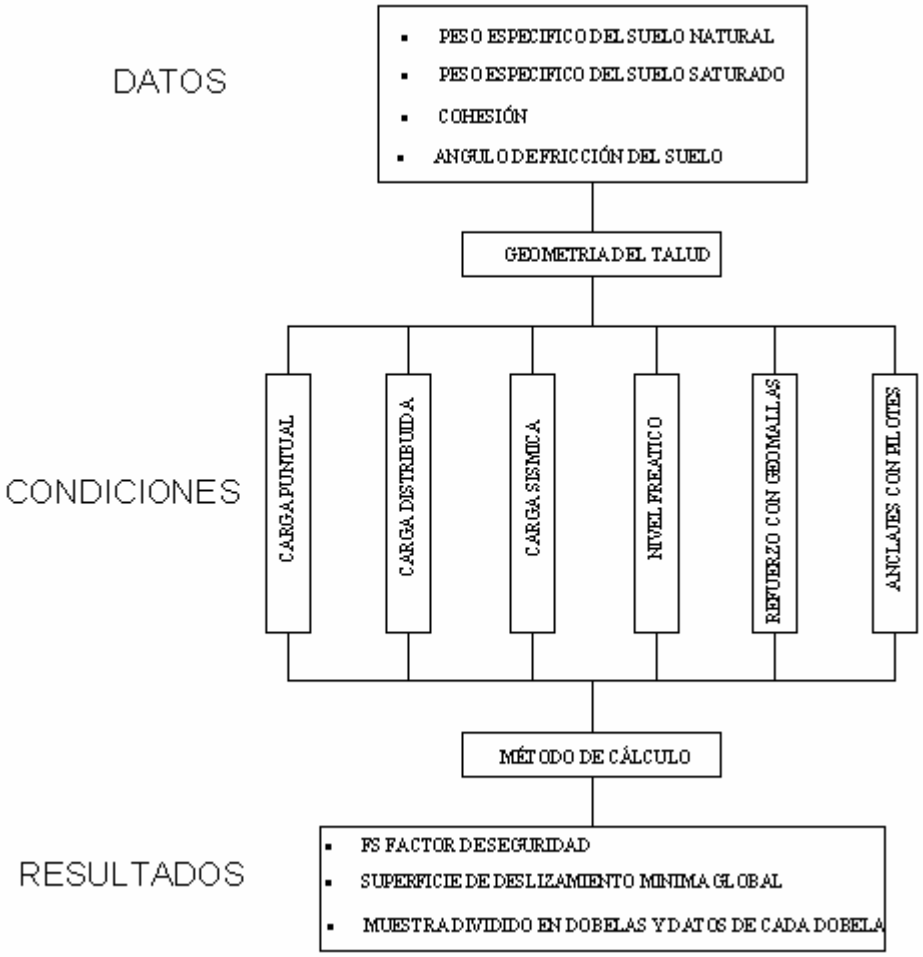


Fig. 3.11 Diagrama de operación del Software

- **Análisis de aguas subterráneas.**

El Análisis de aguas subterráneas en Slide permite definir fácilmente y analizar un problema de agua subterránea, usando el mismo modelo en cuanto al problema de estabilidad de taludes. Los límites del problema sólo necesitan ser definidos una vez, y se usará para el análisis de aguas subterráneas y el análisis de estabilidad de taludes.

- **Generación del círculo.-**

Las secciones del Límite externo entre los extremos del talud definen la superficie del talud a ser analizada. La superficie del talud es usada para generar el

deslizamiento circular para una búsqueda de red, como sigue:

Para cada deslizamiento con centro en un punto de la red, el Mínimoy Máximo radio conveniente son determinados, basados en las distancias desde el centro de deslizamiento a la superficie del talud, como se muestra en la figura.

El Incremento del Radio se usa para determinar el número de círculos de deslizamiento generados entre el mínimo y máximo radio de círculo a cada punto de la red.

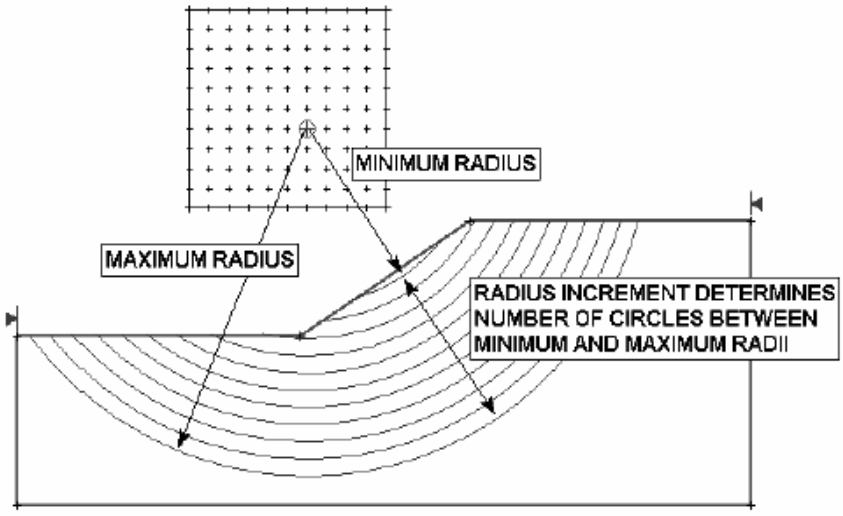


Fig. 3.12 Método de generación de círculos de deslizamiento, usando los extremos del talud e incremento del radio.

- **Agregar límites de materiales**

Se usan los límites de materiales para definir los límites entre zonas de materiales diferentes dentro del límite externo.

Desde que se planea con anticipación, colocar vértices en donde exista cambio de material en el límite externo, lo cual permite graficar con el cursor.

- **Agregar agua**

El agua debe asignarse a los materiales, para que el programa pueda calcular la presión del poro para cada material.

Por defecto, cuando usted agrega una superficie de agua, automáticamente se

saturará todos los materiales seleccionados.

El asignando de agua a los materiales, también se puede realizar al definir las propiedades de los materiales. Pero el asignar en el diálogo de Superficie de agua simplemente es un atajo conveniente, que permite asignar el agua enseguida a todos los materiales, en lugar de asignar individualmente en la opción de definir las propiedades de los materiales.

El agua debe ser definida para todos los materiales para que la presión de poros pueda ser calculada, si no es asignada, entonces el análisis no será capaz de calcular la presión de poros para las superficies de deslizamiento donde el agua no se define, y el factor de seguridad no se calculará. Por consiguiente, siempre asegúrese que el agua esté aplicado a todas las zonas de materiales del modelo, o el talud no será analizado donde el agua no es definida.

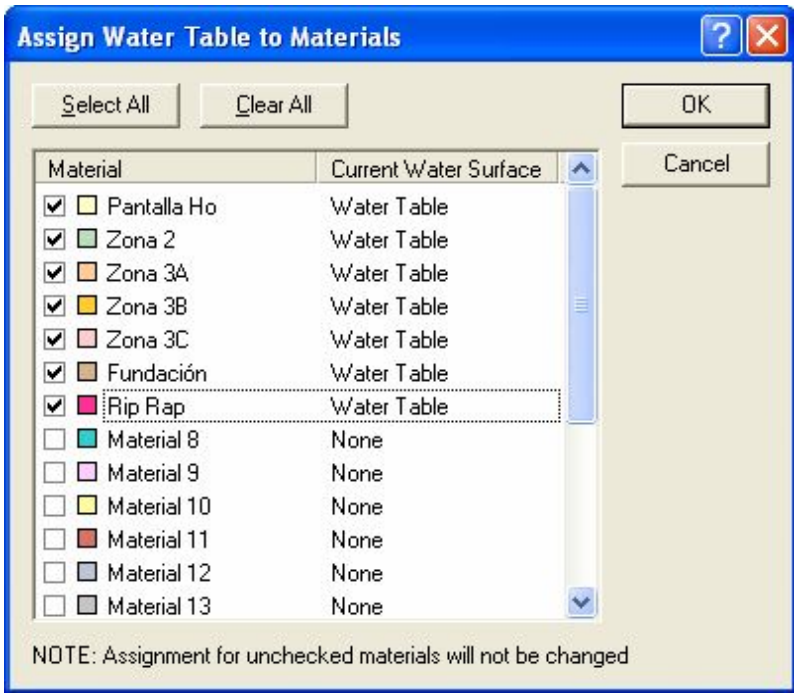


Fig. 3.13 Agregar agua a los materiales

- **Agregar cargas**

En el programa, puede definirse las cargas externas como cargas concentradas en línea o las cargas distribuidas.

La carga distribuida se agrega al modelo después de ingresar el segundo punto.

La carga distribuida es representada por flechas rojas, entre los dos puntos que se ingresó. La magnitud también se observa.

Es importante que las verdaderas unidades de la magnitud de carga distribuida, sea KN/m2 (fuerza por la unidad de área). Las unidades mostradas en el diálogo son (KN/m) referido al modelo en 2 dimensiones. El análisis de equilibrio límite se realiza en un talud de ancho de 1 metro, la magnitud de la carga por metro lineal a lo largo del límite del talud, es igual a la magnitud de carga por metro cuadrado.

- **Propiedades.-**

Se ingresan para cada material los parámetros de cohesión, ángulo de fricción, peso específico seco y saturado.

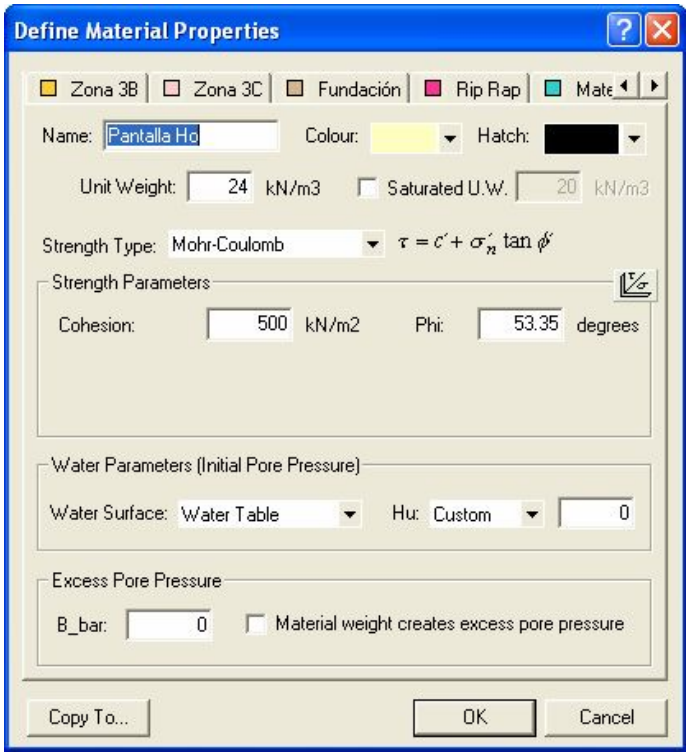


Fig. 3.14 Cuadro para definir materiales

- **Métodos de análisis.-**

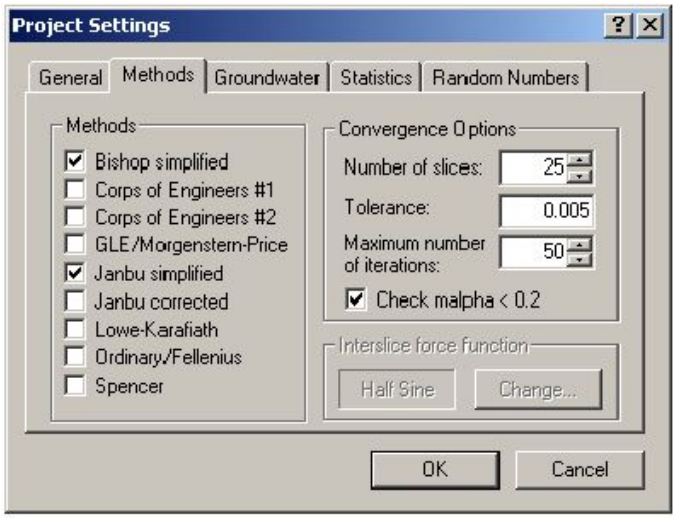


Fig. 3.15 Cuadro para definir el método

Por defecto, los métodos de análisis de equilibrio límite de Bishop y Janbu, son los métodos de análisis seleccionados. Sin embargo, se puede seleccionar cualquiera o todos los métodos de análisis, para posteriormente proceder al cálculo del modelo, en el mismo cuadro se determinan la tolerancia, el número de dobelas y número de iteraciones.

- **Intérprete.-**

Para ver los resultados del análisis

Por defecto, cuando un archivo está analizado se activa el intérprete donde se muestra:

- La superficie de deslizamiento mínima global para el método de análisis Bishop simplificado (si en el análisis se ha elegido esta opción).

- Si una búsqueda de la red se ha realizado, usted verá los contornos del factor de seguridad en la red de centros de deslizamiento. Los contornos son basados en el mínimo factor de seguridad calculado en cada centro de deslizamiento de la red.

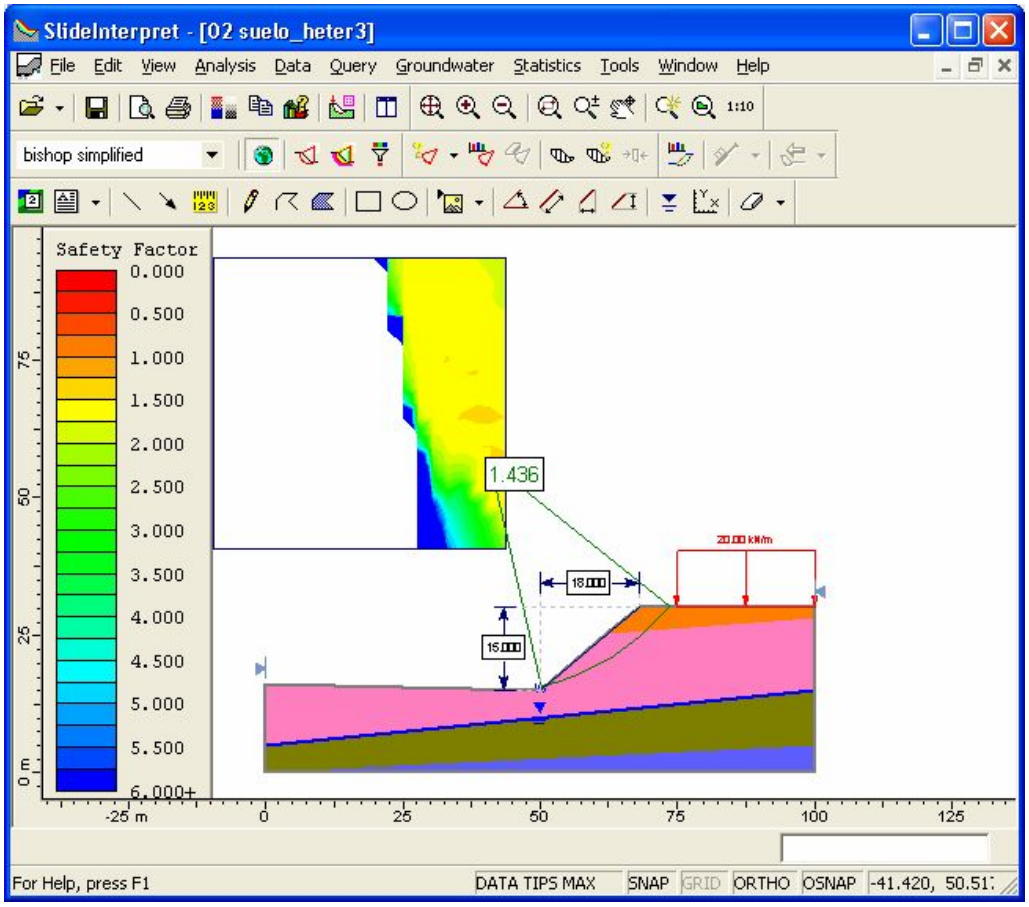


Fig. 3.16 Interpretación del análisis

- **Superficie de deslizamiento mínima global.-**

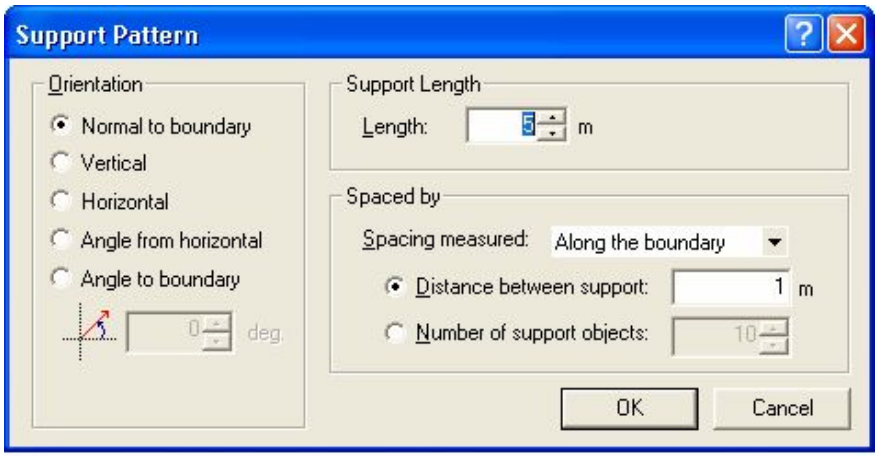
Para el método de análisis dado, la superficie de deslizamiento Mínima Global es la superficie de deslizamiento con el factor de seguridad más bajo, de todas las superficies de deslizamiento analizadas.

- **Visualizador de información.-**

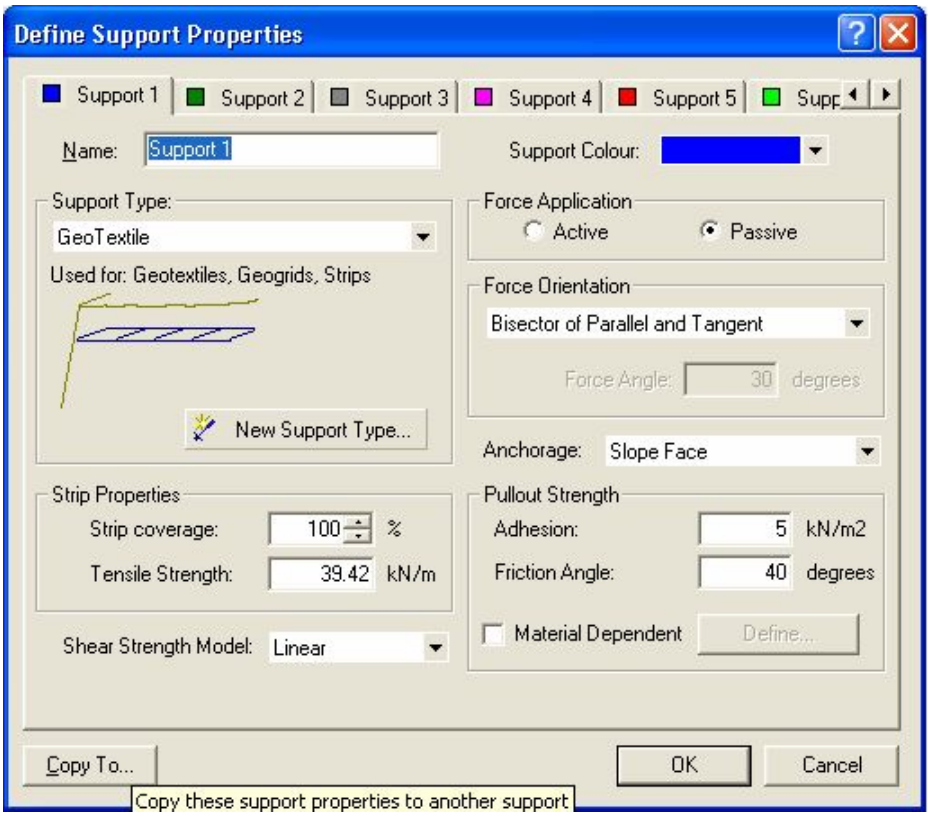
La información puede copiarse y pegarse en otra aplicación para la escritura de cualquier informe, también puede guardarse como un archivo de texto, conservando el formato.

- **Definir los soportes.-**

En el siguiente cuadro se muestra el ingreso de los datos de la geometría del soporte, y en el siguiente cuadro se define las propiedades de material del refuerzo.



3.17 Definición de las propiedades geométricas del refuerzo



3.18 Definición de las propiedades del material de refuerzo

3.2.3. Software MACSTARS. 2000

El programa fue desarrollado por Maccaferri para la verificación de la estabilidad de suelos reforzados, esto es, estructuras que confieren estabilidad de taludes usando unidades de refuerzo capaces de absorber las tensiones de tracción, permitiendo el análisis de estructuras de contención de gravedad usando el mismo principio.

El programa permite conducir las verificaciones de estabilidad utilizando el Método del Equilibrio Límite también considerando taludes no reforzados.

Definiciones Básicas.- (ver Cap.II 2.3.1)

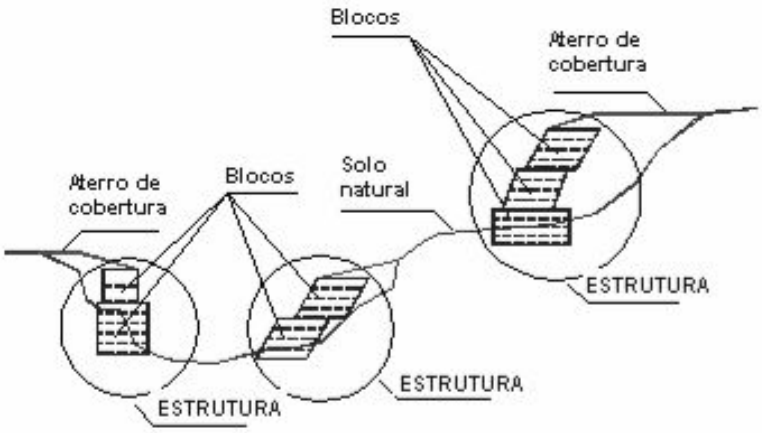


Fig. 3.19 Partes de un talud

- **Talud original**

Perfil de suelo original, antes de la instalación de las unidades de refuerzo proyectadas (ver Cap. 2.3.1.).

- **Estructura de contención**

Secuencia de estructuras reforzadas llamadas bloques, un talud puede tener de una a más estructuras reforzadas; la estructura reforzada puede ser cubierta superficialmente con suelo de relleno.

- **Relleno de cobertura**

Perfil de suelo parado sobre la estructura de contención que junta un bloque reforzado a una parte superior o junta la estructura de contención al talud natural.

- **Bloque**

Elemento estructural reforzado que consiste en el macizo estructural, las unidades de refuerzo y el suelo de relleno.

- **Relleno estructural**

Suelo usado en el bloque de refuerzo, distribuido en capas entre las unidades de refuerzo, compactado mecánicamente para mejorar sus características mecánicas y de resistencia.

- **Suelo de relleno**

Capa de suelo usada para rellenar los espacios entre el bloque reforzado y el talud original.

- **Unidades de refuerzo**

Elemento de refuerzo resistente a la tracción, instalado en capas horizontales con el objetivo de mejorar las propiedades del suelo. Puede ser utilizado como refuerzo principal o secundario.

- **Paramento frontal (Muro de encerramiento)**

Cara libre del bloque.

- **Largo de la envoltura** Parte de la unidad del refuerzo extendida de la cara frontal superior hasta el suelo de relleno con un largo de 0.50 a 1.00 m.
- **Largo de anclaje**

Largo del refuerzo atrás de la superficie de falla.

3.2.3.1 Propiedades de programa

Para iniciar un modelación el programa permite escoger una de las normas que utiliza la base de datos, entre ellas la British Standard 8006 que es la principal norma conocida para análisis de estructuras en suelo reforzado.

Al escoger una norma, se debe tener en cuenta que las mismas son regidas por factores de seguridad parciales, o sea, para cada parámetro de entrada, como suelo, refuerzo y carga, habrá un factor multiplicador que incrementará el valor de éstos parámetros. Por este motivo se debe trabajar en el programa siempre con la norma a la mano, pues ésta indica los datos que le serán solicitados.

Utilizando la opción **ninguno**, que hará que la estructura analizada esté sometida apenas a las cargas impuestas por el usuario. De esta forma será hecho un análisis de equilibrio límite, según el método seleccionado por el usuario y el factor de seguridad será obtenido entre la relación de las fuerzas resistentes y fuerzas actuantes las cuales la estructura estará sometida.

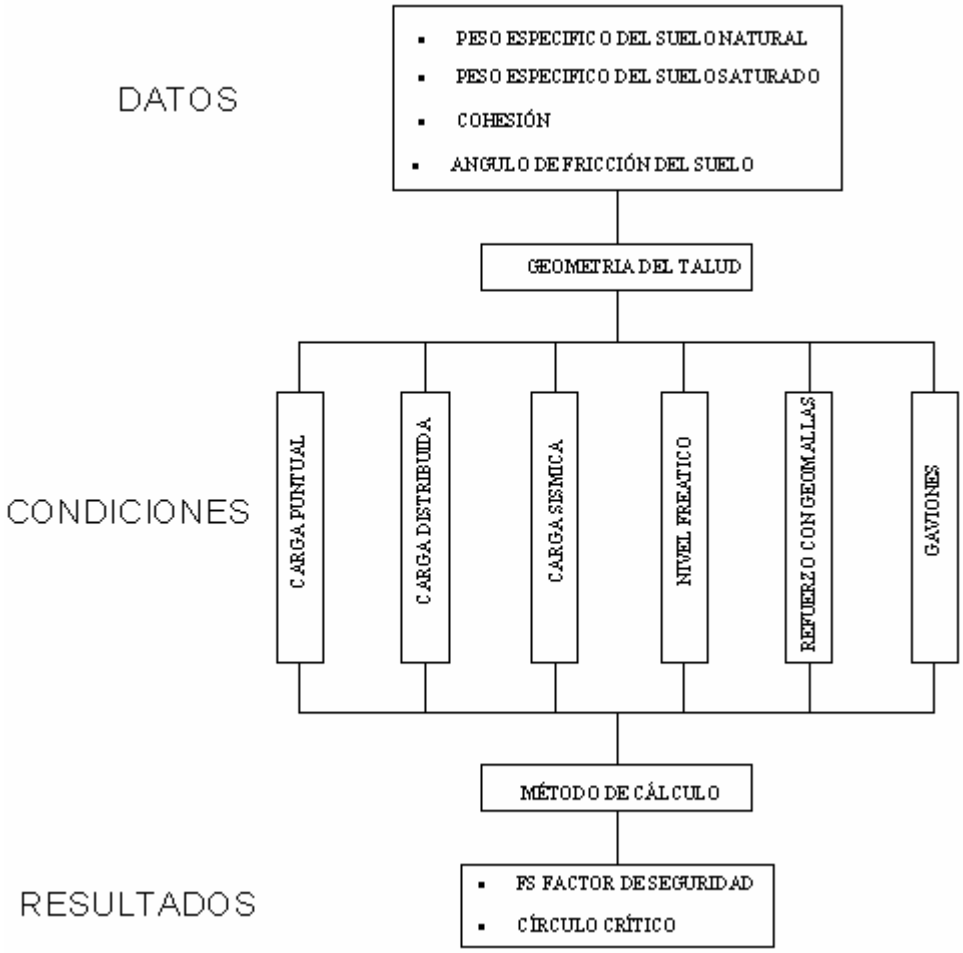


Fig. 3.20 Diagrama de operación del software

- **Propiedades de los suelos**

Para modelar un talud es determinante la introducción de las propiedades y capas de suelo existentes.

Nombre: se escribe el nombre para identificar el suelo;

Descripción: espacio donde se describe el suelo analizado; (opcional)

Parámetros necesarios para el cálculo de los asentamientos: esta opción permite describir los parámetros de deformación del suelo;

Color: seleccionar el color a ser usado para la representación gráfica del suelo;

Cohesión: valor de la cohesión en kPa; (tensión)

Ángulo de Fricción: valor del ángulo de fricción interna del suelo expresada en grados (°);

Ru: valor de presión de poros;

Factor multiplicador para el ángulo de fricción: permite seleccionar en el menú la clase del multiplicador que será utilizado por el ángulo de fricción; (Aplica solo para una norma)

Peso específico: permite escribir el peso específico en condiciones naturales (arriba del nível de agua) o en condiciones de completa saturación (abajo del nivel de agua);

Factor multiplicador (para el peso específico): permite seleccionar en el menú la clase del multiplicador que será utilizada por el peso específico; (Aplica solo para una norma)

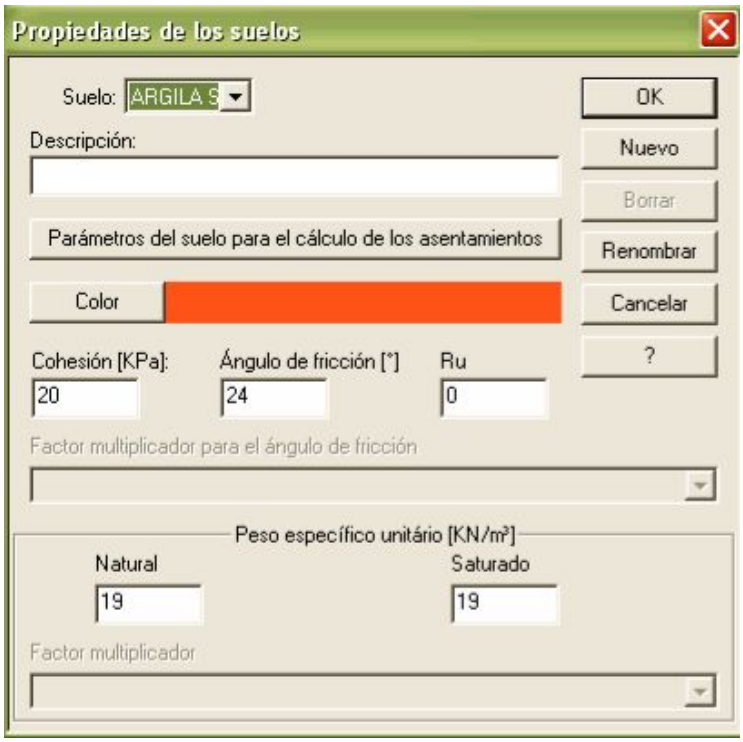


Fig. 3.21 Cuadro para definir propiedades de los suelos

- **Geometría de las capas**

Ya definidas las características del suelo, deben ser definidas entonces la geometría de las capas existentes, éstos datos en coordenadas cartesianas de **X** y **Y**, al mismo tiempo de elegir el tipo de suelo tiene cada camada.

	X [m]	Y [m]
1	0	10
2	50	15
3	55	25
4	100	30

Fig. 3.22 Cuadro para introducir las coordenadas de las camadas

Donde:

Camada (Capa): código mostrado en el informe para identificar el suelo;

Descripción: texto que describe la geometría; (opcional)

Límite rocoso: cuando esta opción sea seleccionada, significa que la geometría introducida es un horizonte de roca;

Suelo: Espacio para indicar la geometría introducida al suelo;

Tabla de coordenadas

X: valor de la abscisa;

Y: valor de la ordenada;

- **Superficie piezométrica**

Puede también ser considerada la presencia de agua en el suelo, a través de la opción superficie piezométrica que se muestra en la ventana de DATOS INICIALES.

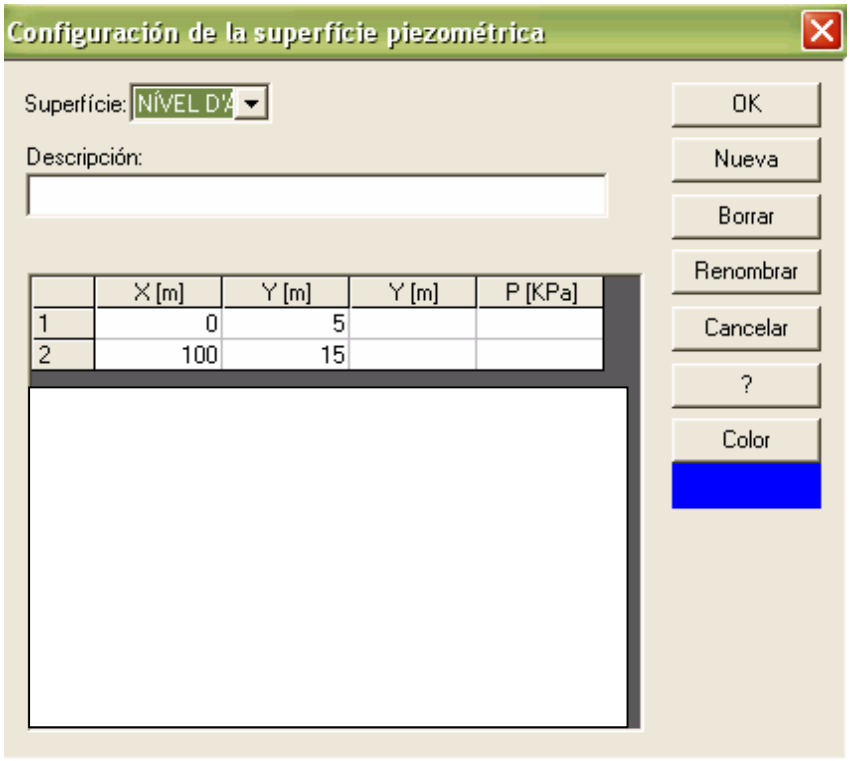


Fig. 3.23 Cuadro para definir la superficie piezométrica

- **Cargas**

El programa Mac.S.T.A.R.S. realiza la verificación de las estructuras sujetas a la acción de cargas concentradas , distribuidas, provenientes de la acción de tirantes y de acción sísmica.

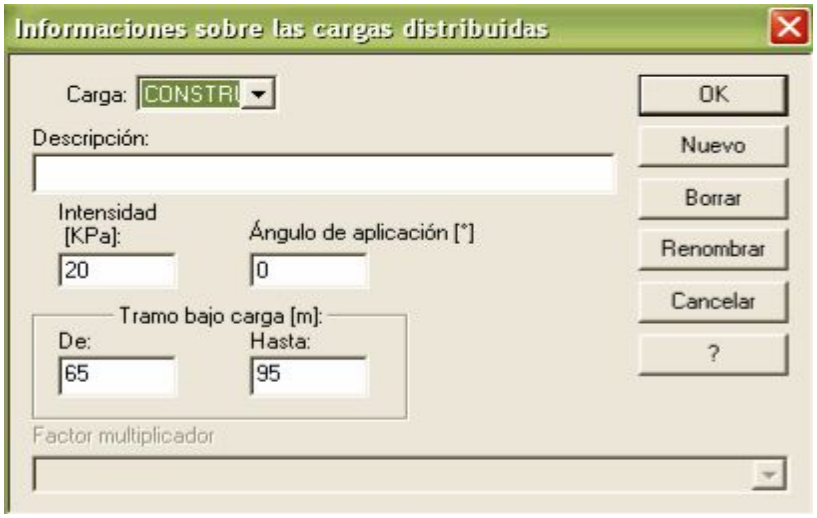


Fig. 3.24 Cuadro para definir las cargas externas

- **Análisis de la estabilidad**

Para un talud no reforzado, como el ilustrado en este ejemplo, debe ser realizada la verificación de estabilidad global.

Para la realización de la verificación de la estabilidad global en la estructura, deben ser seleccionadas las siguientes opciones:

Tipo de Superficie de falla:

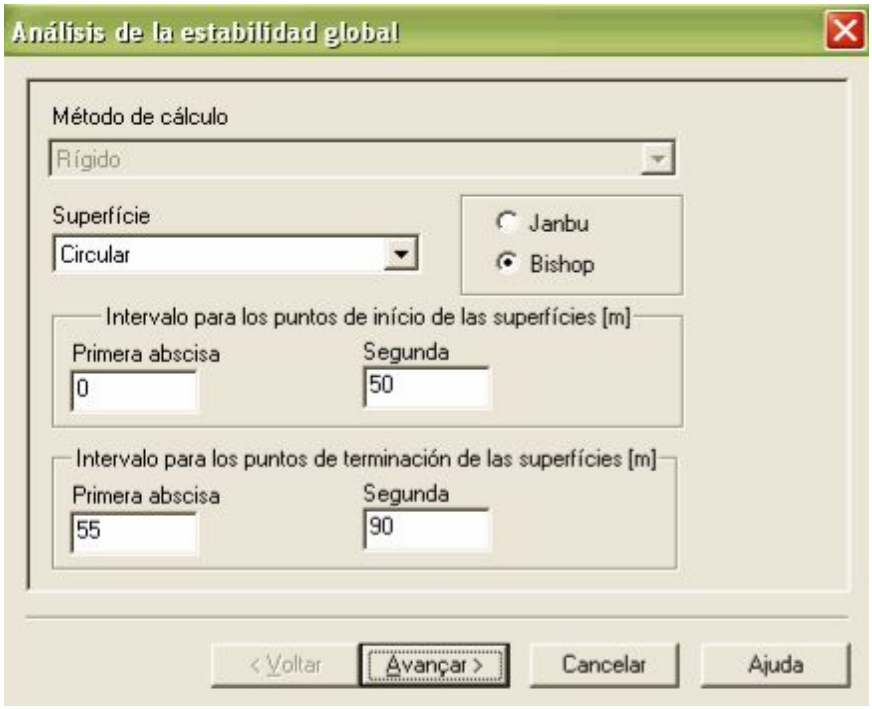


Fig. 3.25 Cuadro para definir el método

- Circular

Metodología de cálculo

- Bishop

- Janbu

Intervalo para los puntos de inicio de las superficies

- Primera abscisa

- Segunda abscisa

Intervalo para los puntos de fin de las superficies

- Primera abscisa

- Segunda abscisa

Longitud de los segmentos (1)

Número de superficies a analizar (1000)

Ángulo límite a la izquierda (0)

Ángulo límite a la derecha (0)

Número de puntos iníciales (100)

Donde:

Método de cálculo: Esta selección suministra el comportamiento de las unidades de refuerzo; rígido o deformable

Superficie: define EL tipo de superficie; (circular o poligonal)

Janbu o Bishop: este botón activa el método de cálculo seleccionado; (la opción Bishop solo puede ser seleccionada para el caso de superficie circular)

Intervalo para los puntos de inicio de las superficies

Par de coordenadas X que definen la sección geométrica donde las probables superficies de deslizamiento empezarán;

Intervalo para los puntos de término de las superficies

Par de coordenadas X que definen la sección geométrica donde las probables superficies de deslizamiento terminarán;

Longitud de los segmentos: longitud de los segmentos que forman la superficie de deslizamiento;

Ángulo límite a la izquierda: es el ángulo (siempre positivo) que sobrentiende la parte superior de la línea horizontal imaginaria que parte del punto inicial del primer segmento de la superficie de deslizamiento; el programa considerará un valor de 5 grados si ambos ángulos fuesen cero

Ángulo límite a la derecha: es el ángulo (positivo o negativo) que sobrentiende la parte inferior de la línea horizontal imaginaria que parte del punto inicial del primer segmento de la superficie de deslizamiento; el programa considerará un valor de -45 grados si ambos ángulos fuesen cero.

Número de superficies a analizar: número de probables superficies de fallas

generadas.

Número de puntos iniciales: número de puntos iniciales (equidistantes en el segmento inicial) de las superficies;

Después de seleccionada la modalidad a ser analizada, se debe calcular la estructura.

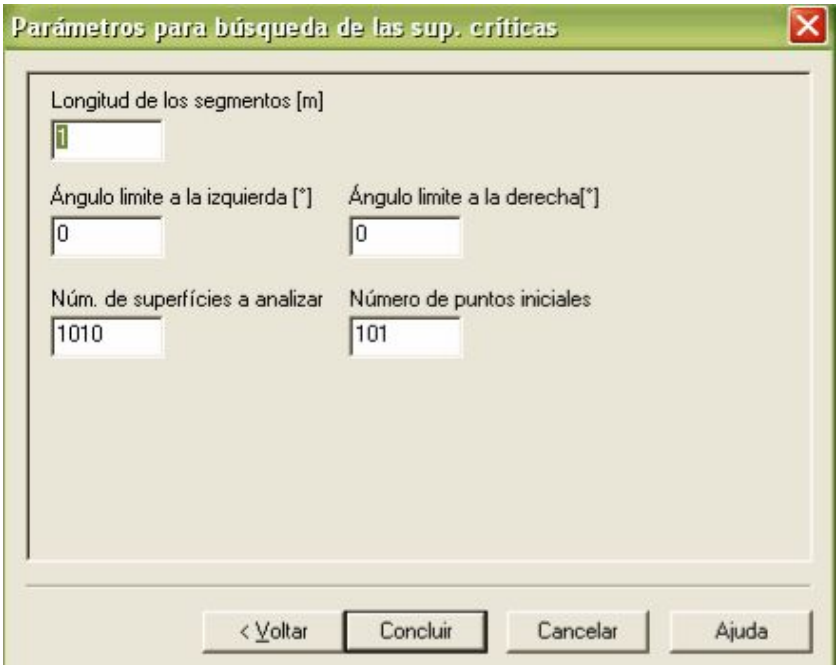


Fig. 3.26 Cuadro para definir parámetros de la superficie crítica

- **Modelación de una estructura en suelo reforzado**
- **Bloque**

Fig. 3.27 Cuadro para definir el bloque

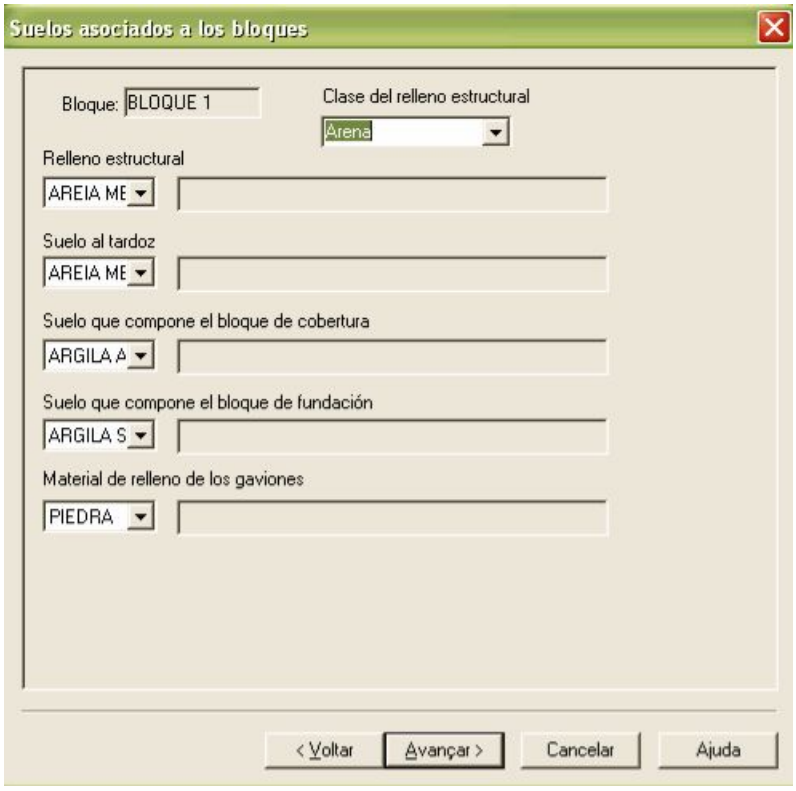


Fig. 3.28 Cuadro para definir suelos asociados al bloque

Donde:

Bloque: código mostrado en el informe para identificar el bloque;

Refuerzo principal

Fabricante: el nombre de la compañía que fabrica lo tipo de unidad de refuerzo;

Familia de productos: tipo de unidad de refuerzo (dato a ser seleccionado de la lista disponible, dependiendo del fabricante seleccionado);

Producto: nombre de la unidad de refuerzo (dato a ser seleccionado de la lista disponible, dependiendo del tipo de fabricante y familia seleccionada);

Largo del refuerzo: largo total de la unidad de refuerzo expreso en metros (m); (sin el anclaje superior)

Espaciamiento: intervalo vertical entre las unidades de refuerzo expreso en metros (m); para algunos modelos este dato será llenado automáticamente

Largo del anclaje superior: es el largo de la dobla sobre la unidad de refuerzo expreso en metros (m); para algunos modelos este dato será llenado automáticamente

Posicionado sobre el bloque: este es el campo donde el usuario tiene la identificación del bloque sobre el cual podrá instalar el bloque actual; esta opción solo estará activa, en caso que el usuario ya tenga dimensionado un bloque

Inclinación del paramento: valor en grados del ángulo entre la vertical y la faz frontal del bloque; (un valor igual a cero identifica un bloque con faz vertical)

Lado del talud: indica si el relleno del bloque será colocado a la derecha o a la izquierda de la respectiva faz del bloque;

Origen del bloque: abscisa y ordenada del canto inferior izquierdo del bloque (cuando esté orientado para la derecha), o bloque derecha (cuando este orientado para la izquierda); si el bloque está sobre otro, su origen será dada por el canto superior izquierdo o derecho del bloque inferior

Dimensiones del bloque

Largo de la base: el usuario deberá entrar con la anchura del bloque (a lo largo del eje de las abscisas);

Altura: el usuario deberá entrar con la altura del bloque (a lo largo del eje de las ordenadas);

- **Suelos asociados a la estructura:**

Clase del relleno estructural: el usuario puede seleccionar el tipo de suelo usado como relleno estructural entre: piedra, arena, limo arenoso e arena arcillosa. Esta selección deberá ser efectuada a fin de permitir al programa determinar los parámetros de fricción entre las unidades de los refuerzos y el valor patrón disponible para el suelo;

Relleno estructural: selección del código que identifica el tipo de suelo que será rellenado el bloque;

Suelo de relleno atrás de la estructura: selección del código que identifica el tipo de suelo atrás del bloque y el perfil de suelo natural o corte;

Suelo que compone el bloque de cobertura: selección del código que identifica el tipo de suelo de cobertura;

Suelo que compone el bloque de fundación: selección del código que identifica el

tipo de suelo donde el bloque está apoyado;

Material de relleno de los gaviones: selección del código que identifica el tipo de suelo usado para rellenar los gaviones; este campo será activado para el caso del muro de contención en gaviones o Terramesh.

La ventana cobertura se refiere al suelo de cobertura, esto es, la definición del perfil de suelo sobre el bloque.

Al suministrar las coordenadas del perfil, el usuario se debe referir a un sistema de coordenadas locales y considerar su origen en el parte superior del bloque (cara externa); el eje de las abscisas se extenderá creciente o decreciente dependiendo de la orientación del bloque (para la izquierda o derecha). El último segmento del perfil debe interceptar el perfil de suelo original o de corte.

La ventana perfil de la excavación se refiere al suelo de excavación antes de la instalación del muro de contención.

Al suministrar las coordinadas del perfil el usuario se debe referir a un sistema de coordinadas locales y considerar su origen en el parte inferior del bloque (cara externa); el eje de las abscisas se extenderá creciente o decreciente dependiendo de la orientación del bloque (para izquierda o derecha). El último segmento del perfil debe interceptar el perfil de suelo original o de corte.

- **Refuerzo adicional**

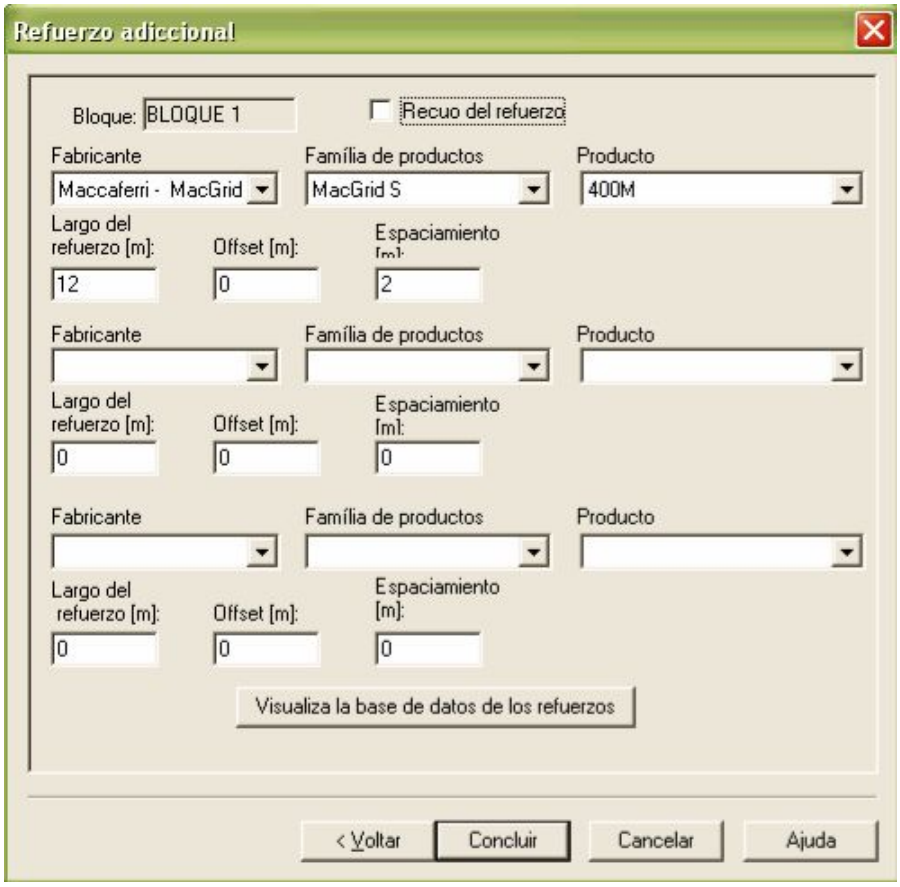


Fig. 3.29 Cuadro para definir refuerzo adicional

Donde:

Fabricante: el nombre de la compañía que fabrica el tipo de unidad de refuerzo;

Familia de productos: el tipo de unidad de refuerzo (dato a ser seleccionado de la lista disponible, dependiendo del fabricante seleccionado);

Modelo del producto: nombre de la unidad del refuerzo (dato a ser seleccionado de la lista disponible, dependiendo del tipo de fabricante y familia seleccionados);

Largo del refuerzo: largo total de la unidad de refuerzo;

Offset: distancia vertical entre la primera unidad de refuerzo y la base del bloque, esto es, la elevación referente a la base del bloque de la primera unidad de refuerzo;

Espaciamiento vertical: intervalo vertical entre las unidades de refuerzo;

Para cada página el usuario puede suministrar 3 (tres) diferentes tipos de refuerzos

adicionales. Si el número de tipos diferentes de refuerzos es mayor que tres, cuando el último refuerzo de la página sea introducido y el botón avanzar sea presionado, será abierta una nueva ventana con la posibilidad de introducir de 3 (tres) nuevos refuerzos diferentes y así sucesivamente hasta que menos de 3 (tres) refuerzos diferentes por página sean introducidos.

- **Nuevo análisis de estabilidad**

Después de haber introducido la estructura en suelo reforzado, se verifica entonces su estabilidad.

Se recomienda para casos de muros, la verificación de la estructura en cuanto a la estabilidad global, y estabilidad interna, y que la estructura sea analizada, donde serán verificadas su estabilidad contra el deslizamiento, contra el vuelco y en relación a la presión en la fundación.

Estabilidad Global

Estabilidad Interna

Como primera medida, para la realización de un nuevo cálculo, debe ser creada una nueva ventana.

Eligiendo la opción Ventanas en el menú principal, enseguida la opción Nueva ventana.

Cuando el usuario crea una nueva ventana, el deberá alterar la escala del dibujo para la misma escala de la ventana anterior, utilizando el botón de teclas rápidas Escala

Donde:

Método de cálculo: Esta selección suministra el comportamiento de las unidades de refuerzo; rígido o deformable

Superficie: define el tipo de superficie; (circular o poligonal)

Janbu o Bishop: este botón activa el método de cálculo seleccionado; (la opción Bishop solo puede ser seleccionada en el caso de superficie circular)

Intervalo para los puntos de inicio de las superficies

Par de coordenadas X que definen la sección geométrica donde posiblemente las superficies de deslizamiento empezarán;

Intervalo para los puntos de término de las superficies

Par de coordenadas X que definen la sección geométrica donde posiblemente las superficies de deslizamiento terminarán;

Longitud de los segmentos: longitud de los segmentos que forman la superficie de deslizamiento;

Ángulo límite a la izquierda: es el ángulo (siempre positivo) que comprende la parte superior de la línea horizontal imaginaria, y parte del punto inicial del primer segmento de la superficie de deslizamiento; el programa considerará un valor de 5 grados si ambos ángulos fuesen cero

Ángulo límite a la derecha: es el ángulo (positivo o negativo) que comprende la parte inferior de la línea horizontal imaginaria, y parte del punto inicial del primer segmento de la superficie de deslizamiento; el programa considerará un valor de -45 grados si ambos ángulos fuesen cero.

Número de superficies a analizar: número tentativas de superficies de falla generadas;

Número de puntos iníciales: número de puntos iníciales (equidistantes en el segmento inicial) de las superficies;

- **Informe**

Con todas las ventanas calculadas es posible generar un archivo de Word con el resumen de todos los análisis, y los parámetros utilizados.

3.3 Comparación metodológica de software de cálculo de estabilidad de taludes.

3.3.1 Ejemplo 1

En la primera modelación se presenta un caso muy sencillo, ya que se trata de un talud de un suelo homogéneo arcilla arenosa con sus características de peso específico 19 KN/m3, cohesión 20 Kpa y ángulo de fricción 24º.

En su geometría un ángulo de inclinación de 40º y con una carga uniformemente distribuida en la parte superior de 60 KN/m, sin la presencia del nivel freático por lo tanto una estructura muy estable.

1.1 Resolución por el programa Slide

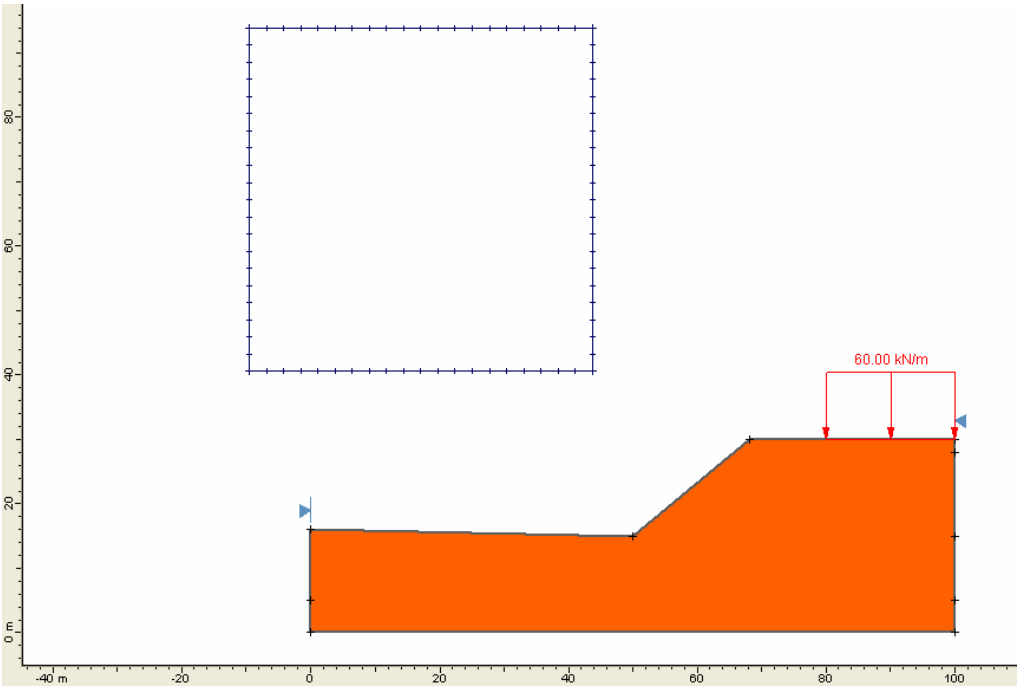
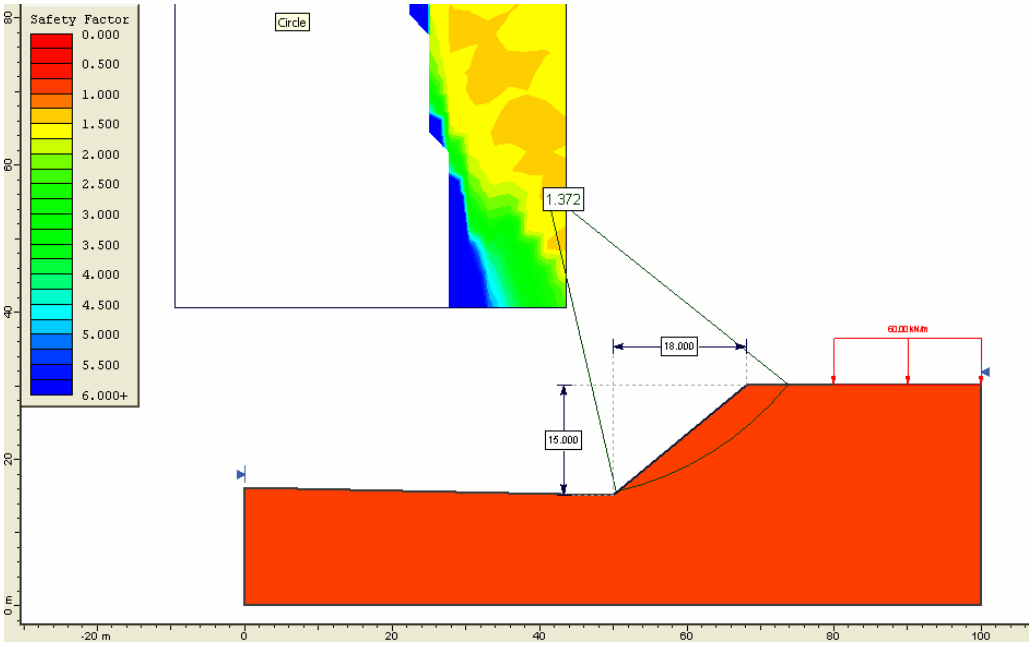
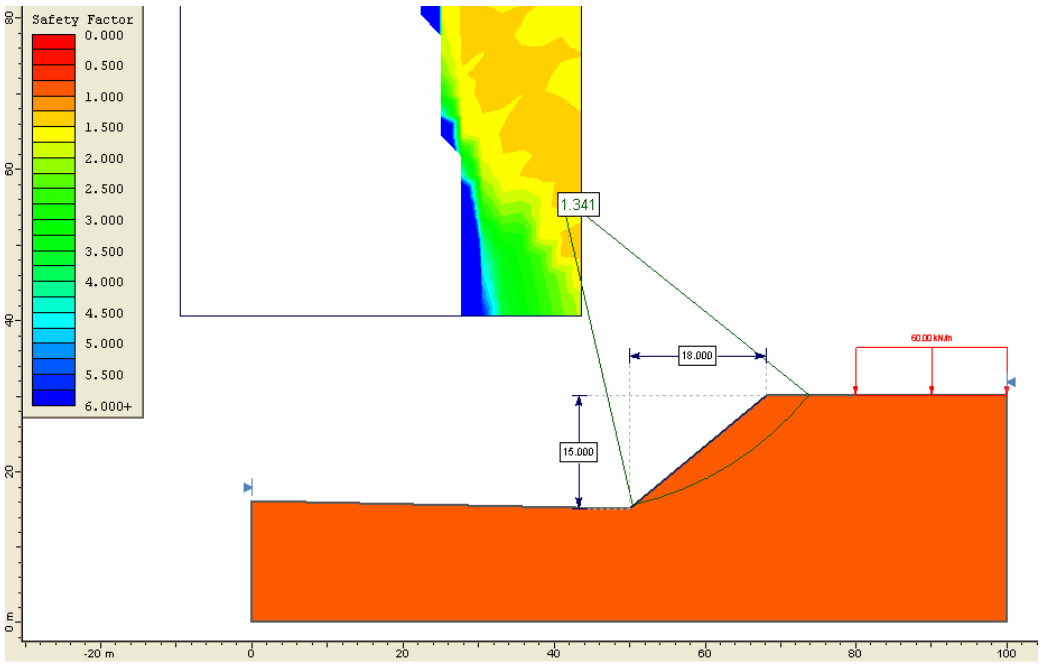


Fig. 3.30 Características geométricas

Resultado 1 FS=1.372 Método Bishop



Resultado 2 FS=1.341 Método Janbú



1.2 Resolución por el programa Macstars

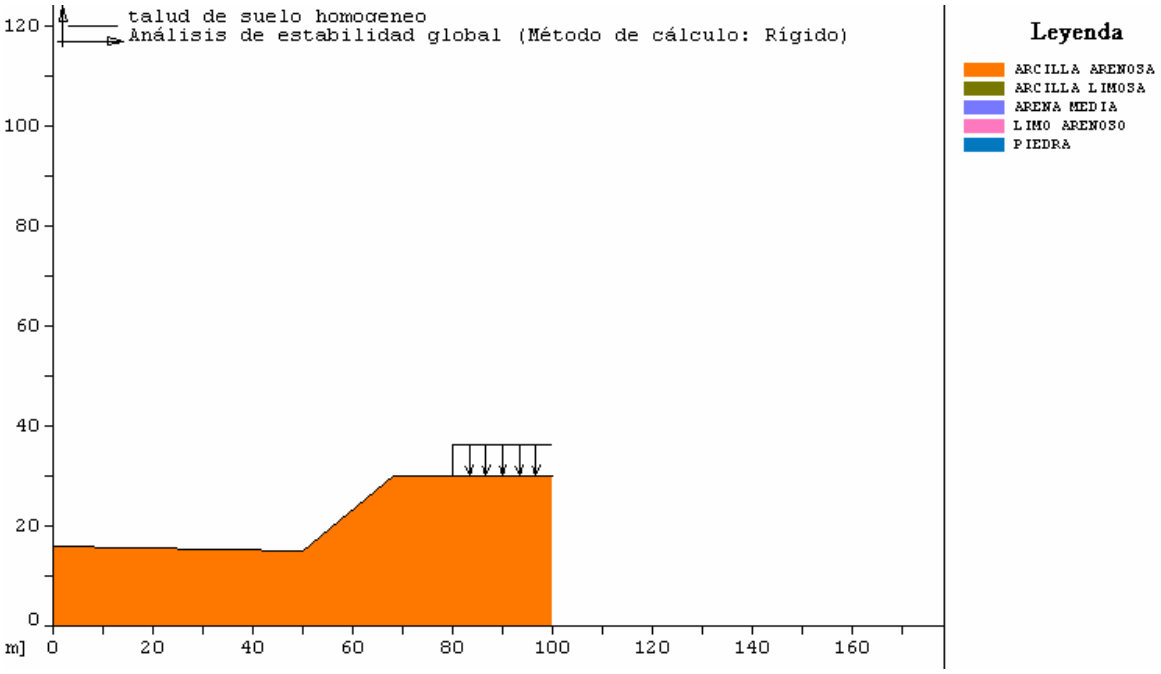
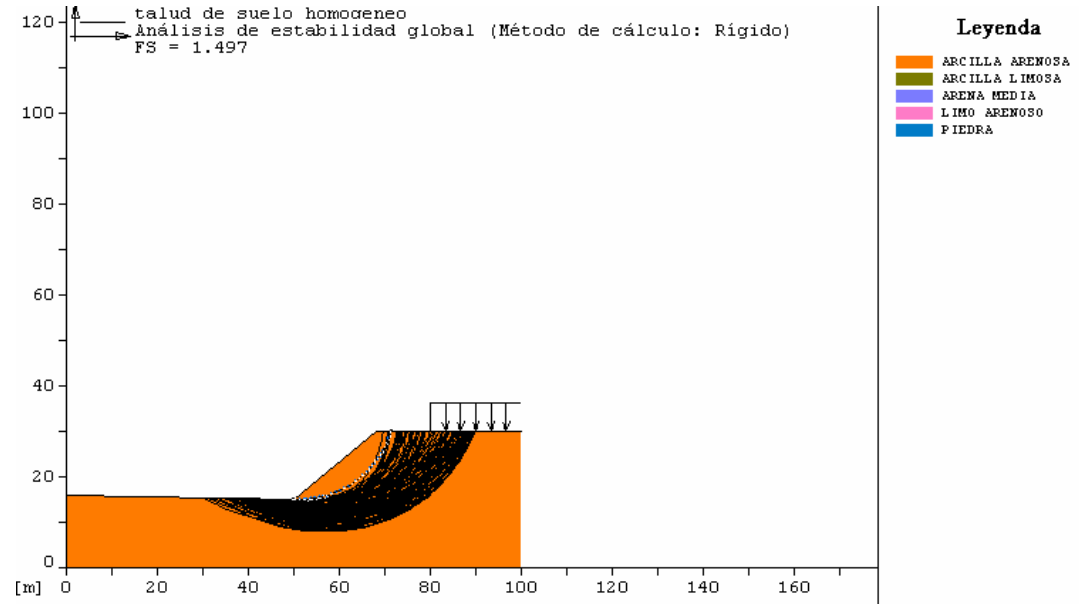
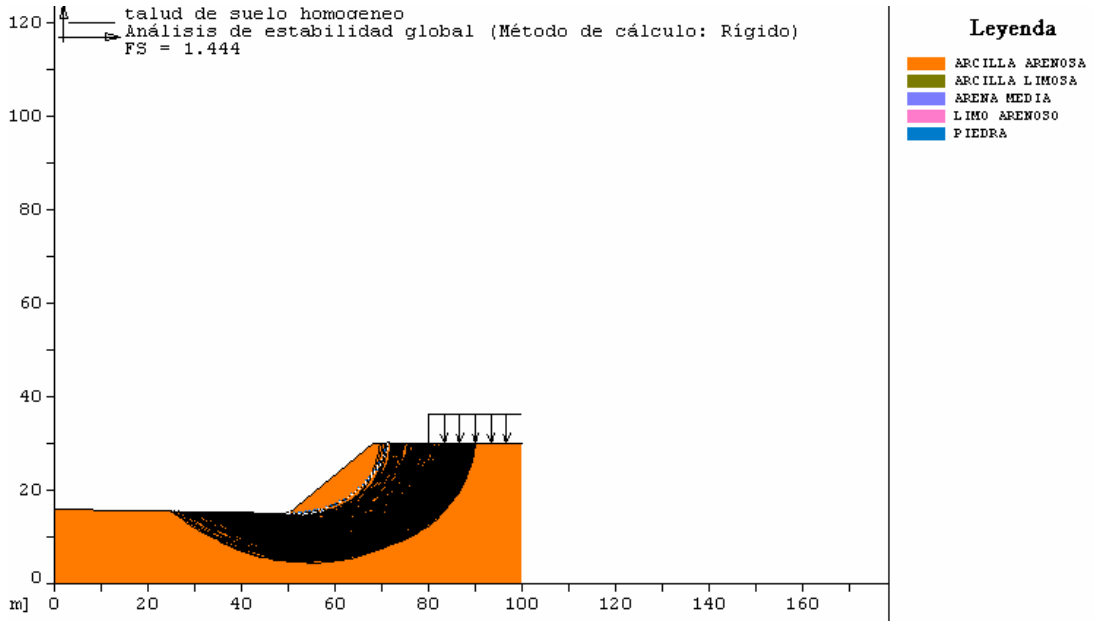


Fig. 3.31 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.497 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.444 Método Janbú

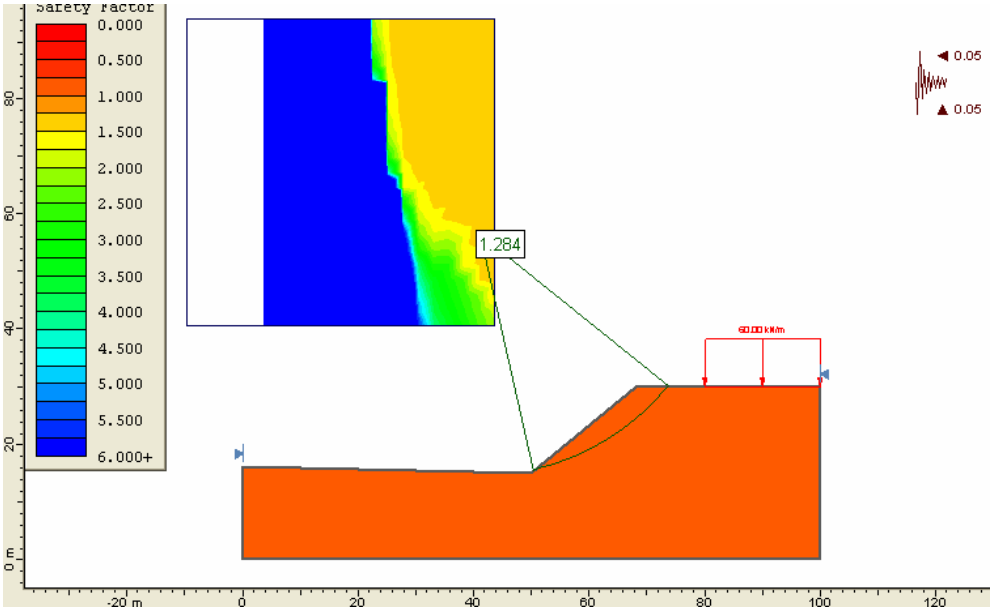


3.3.2 Ejemplo 2

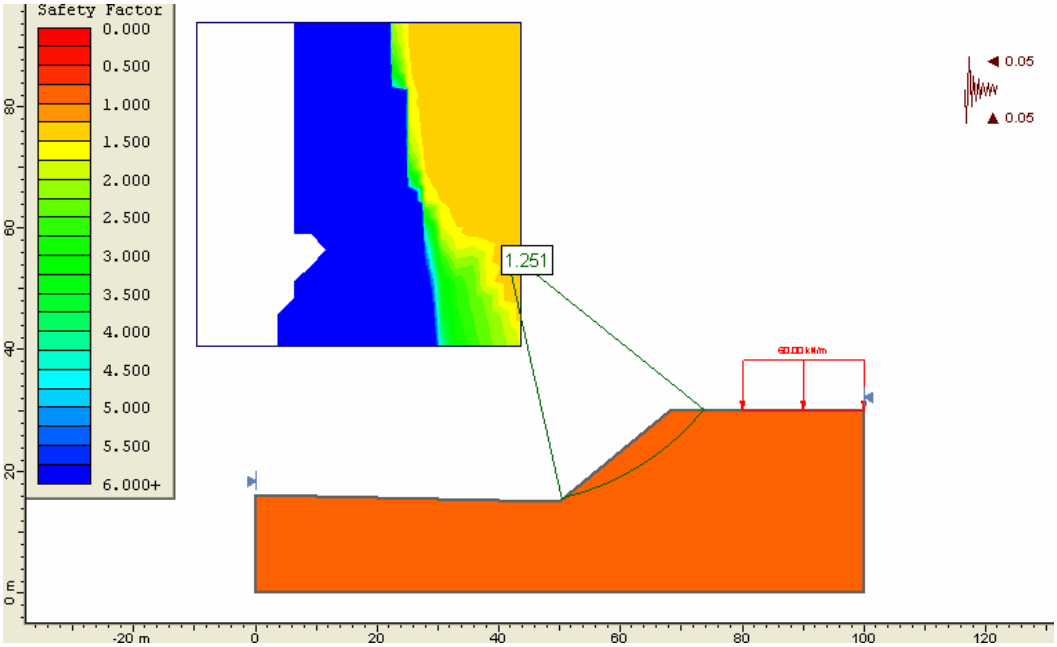
En el mismo modelo del ejemplo 1 al introducir la carga de sismo se puede apreciar la disminución de FS

2.1 Resolución por el programa Slide

Resultado 2 FS= 1.284 Método Bishop

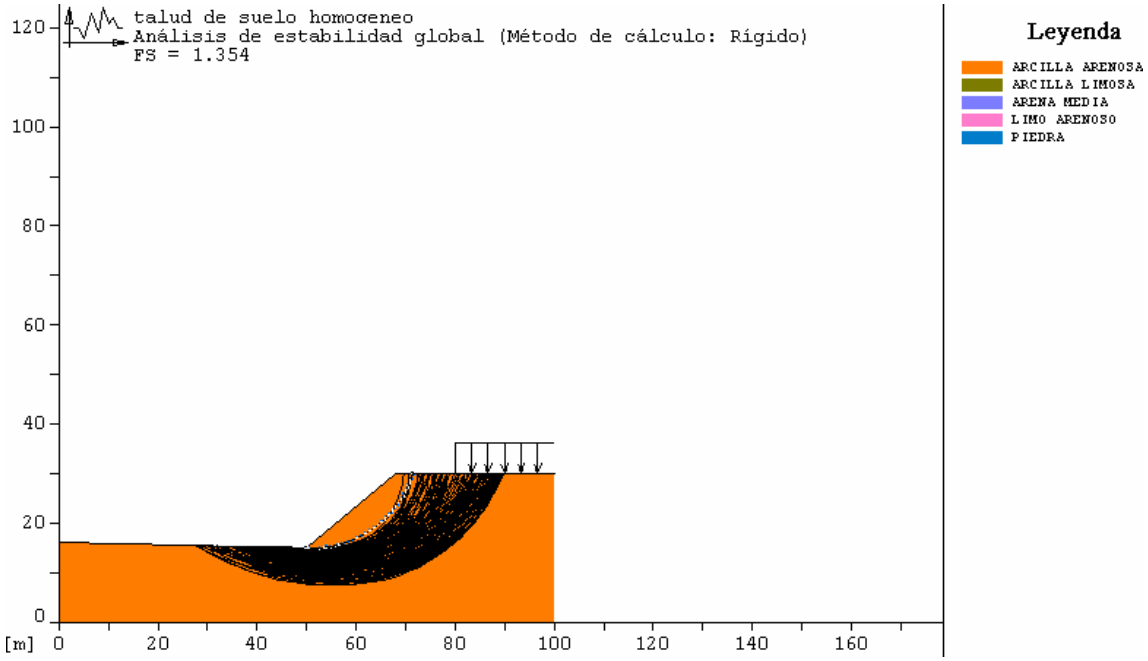


Resultado 2 FS= 1.251 Método Janbú

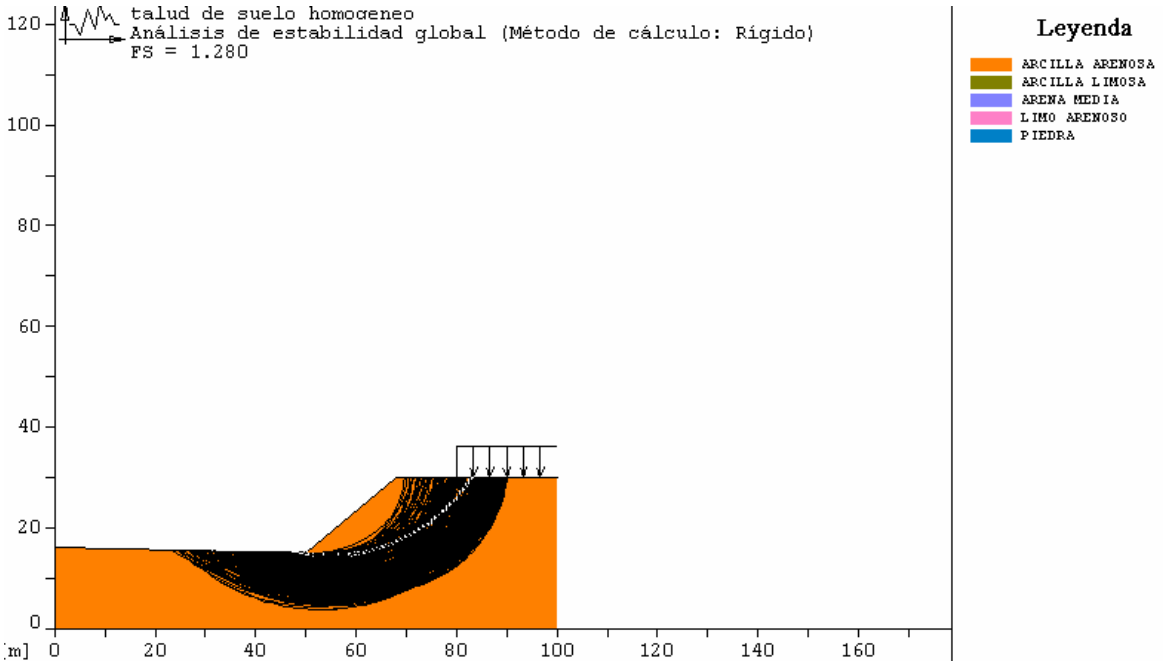


2.2 Resolución por el programa Macstars

Resultado 2 FS= 1.354 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.28 Método Janbú



3.3.3 Ejemplo 3

En la segunda modelación se muestra un caso con un estrato de cuatro tipos de suelo, en la primera camada arena media, por encima arcilla limosa, luego un limo arenoso y en la parte superior arcilla arenosa, cada uno de éstos materiales con sus características propias de peso específico, cohesión y ángulo de fricción.

En su geometría un ángulo de inclinación de 40º en 15 metros de altura y con una carga uniformemente distribuida de 20 KN/m en la parte superior, con la presencia del nivel freático que influye en las propiedades de los suelos de la parte inferior.

3.1 Resolución por el programa Slide

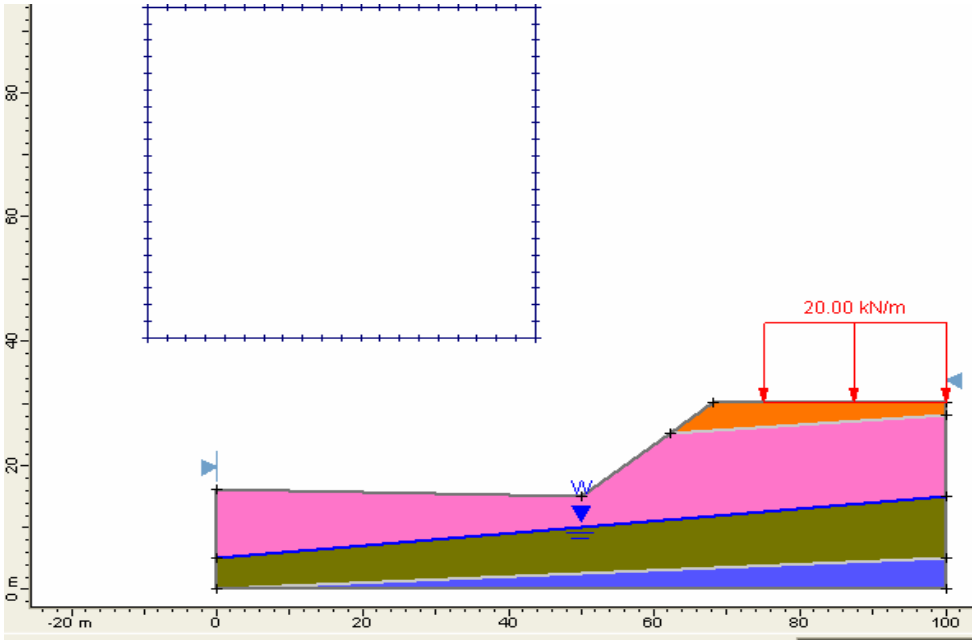
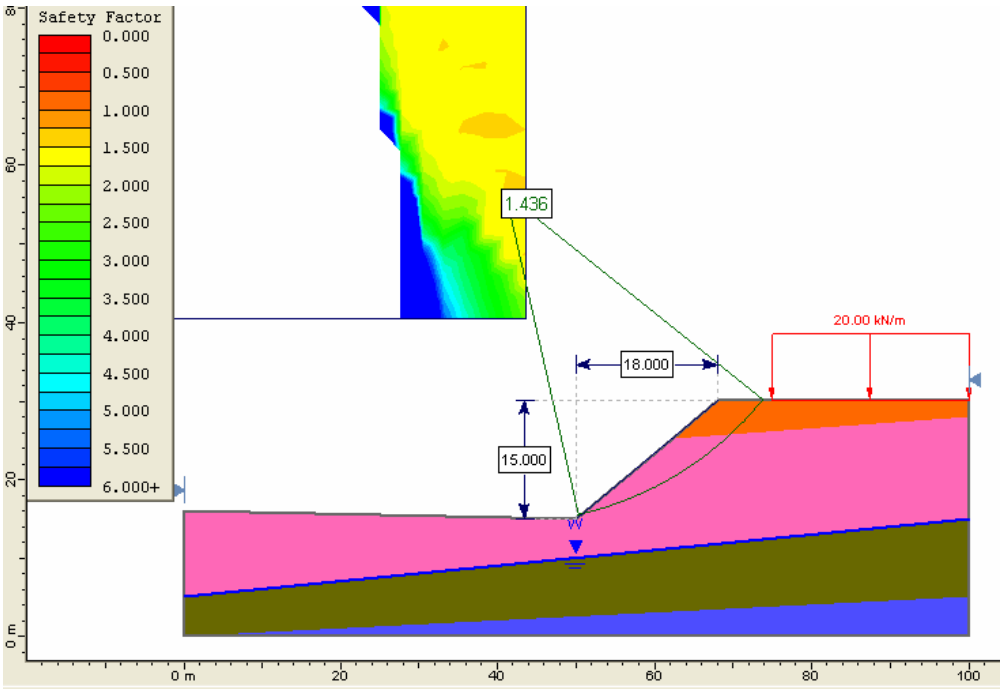
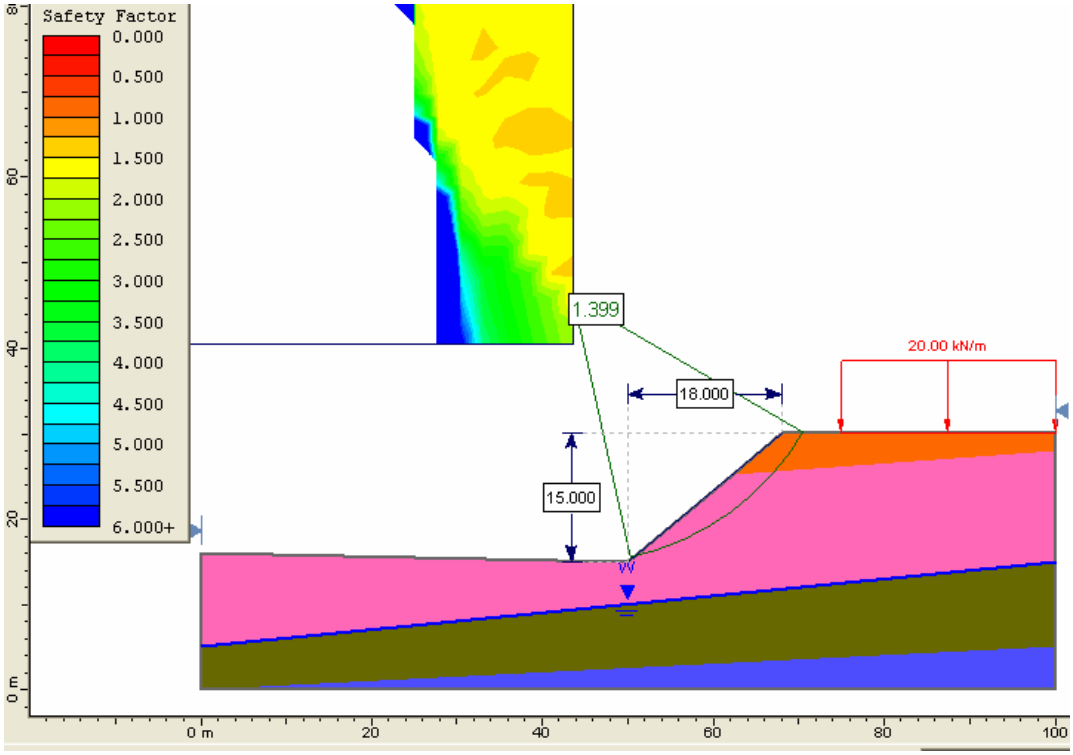


Fig. 3.32 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.436 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.399 Método Janbú



3.2 Resolución por el programa Macstars

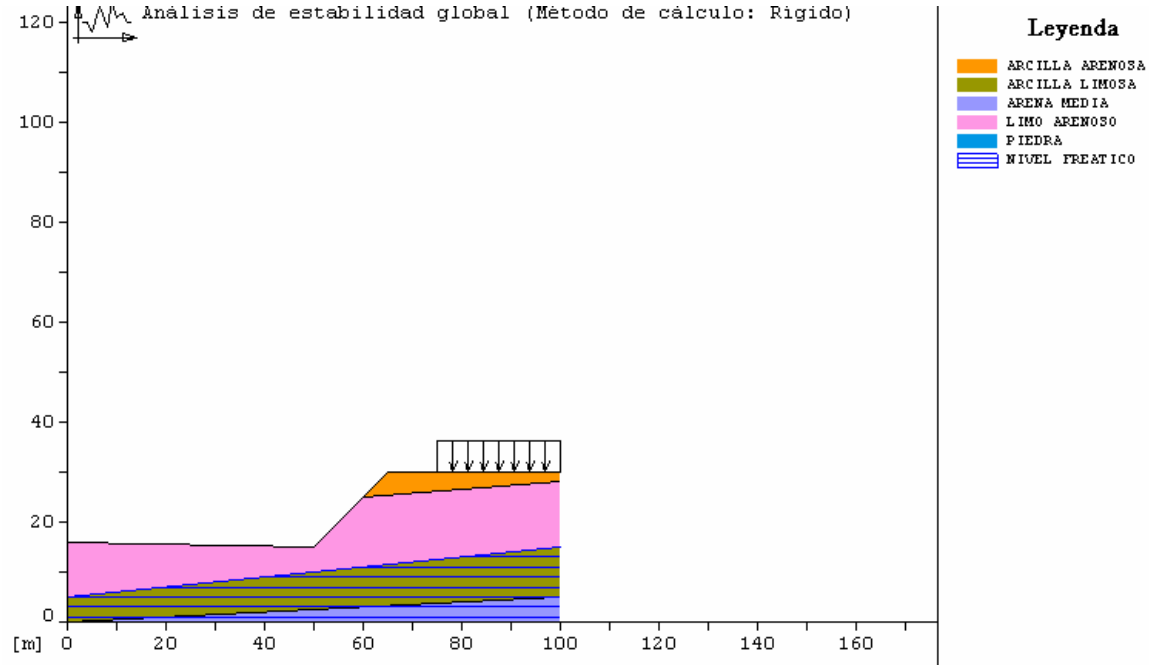
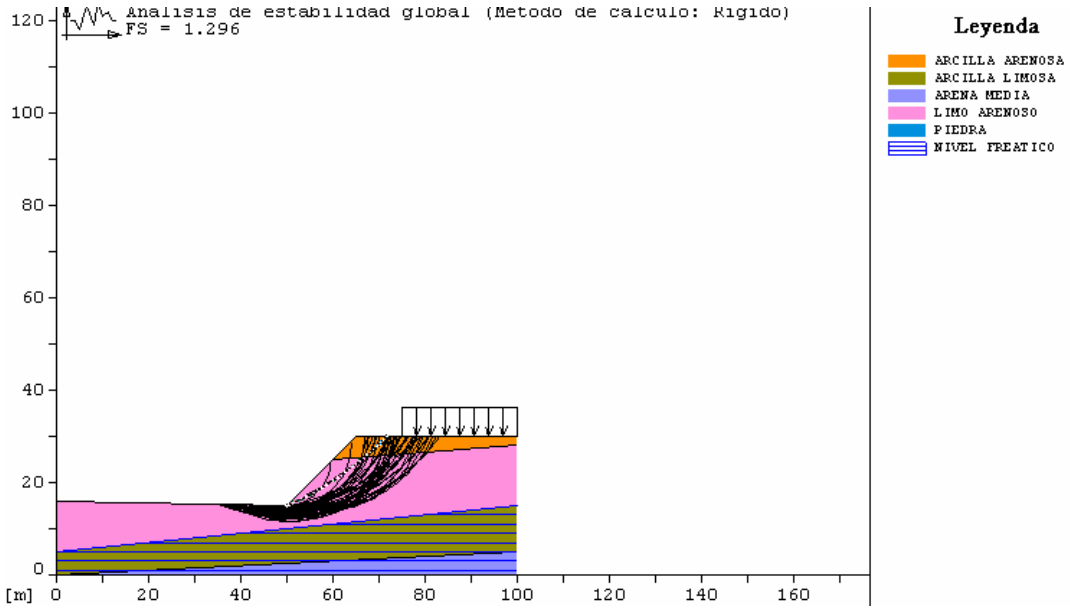
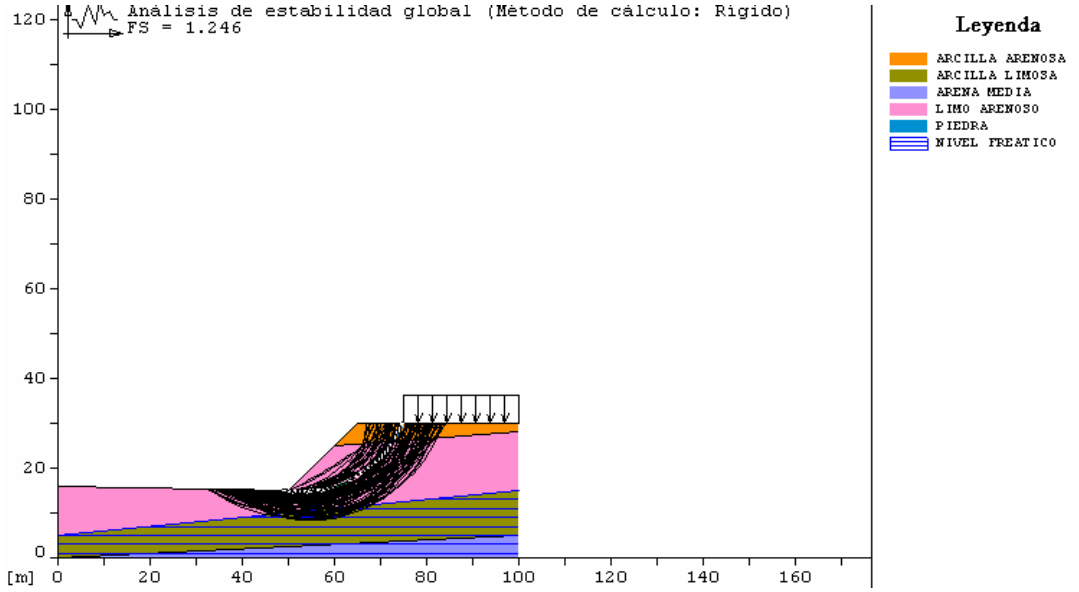


Fig. 3.33 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.296 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.246 Método Janbú



3.3.4 Ejemplo 4

En la siguiente modelación se muestra el caso de un talud con bermas intermedias en un estrato de cuatro tipos de suelo, en la primera camada arena media, por encima limo arenoso, luego una arcilla arenosa y en la parte superior una arena media, cada uno de éstos materiales con sus respectivas características de peso específico, cohesión y ángulo de fricción.

En su geometría un ángulo de inclinación de 40º con cada talud de 5 m. de altura, con la presencia del nivel freático que modifica las propiedades de los dos primeros materiales.

4.1 Resolución por el programa Slide

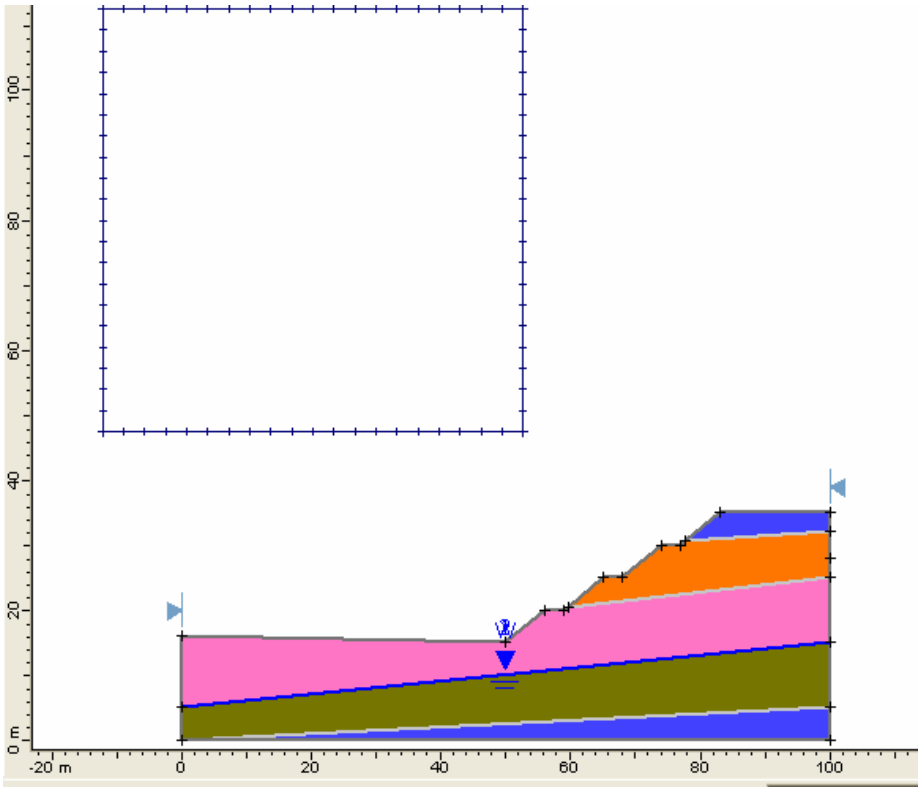
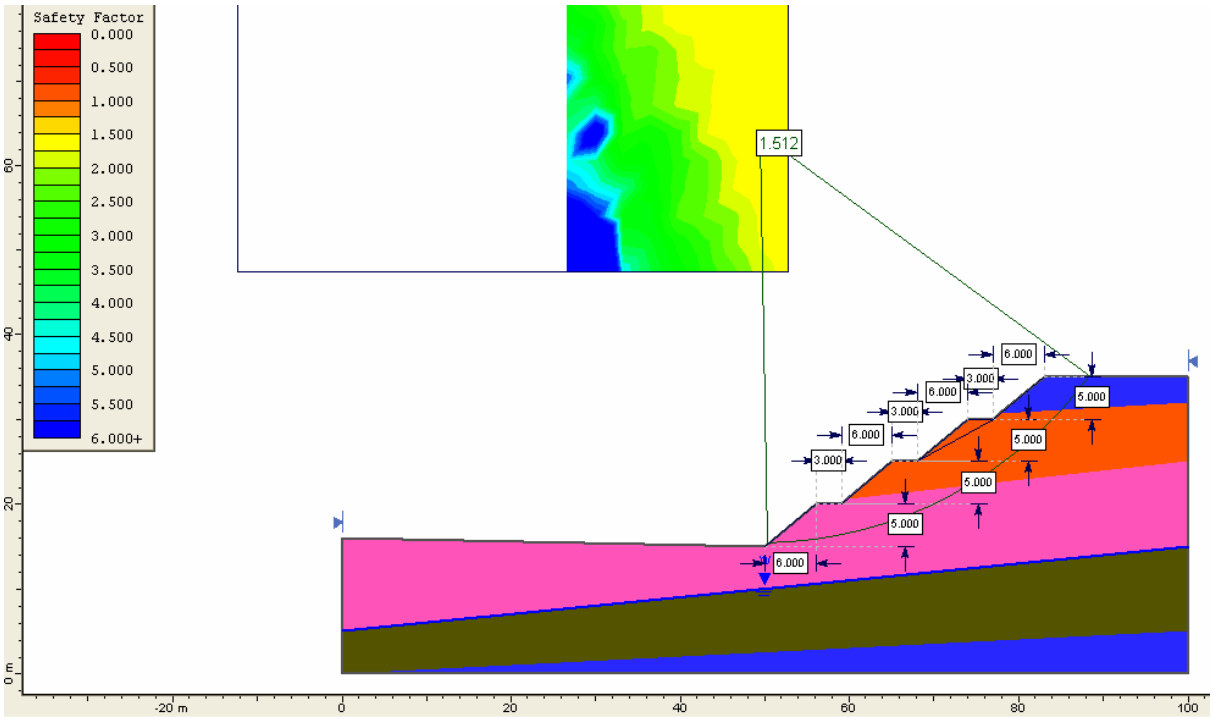
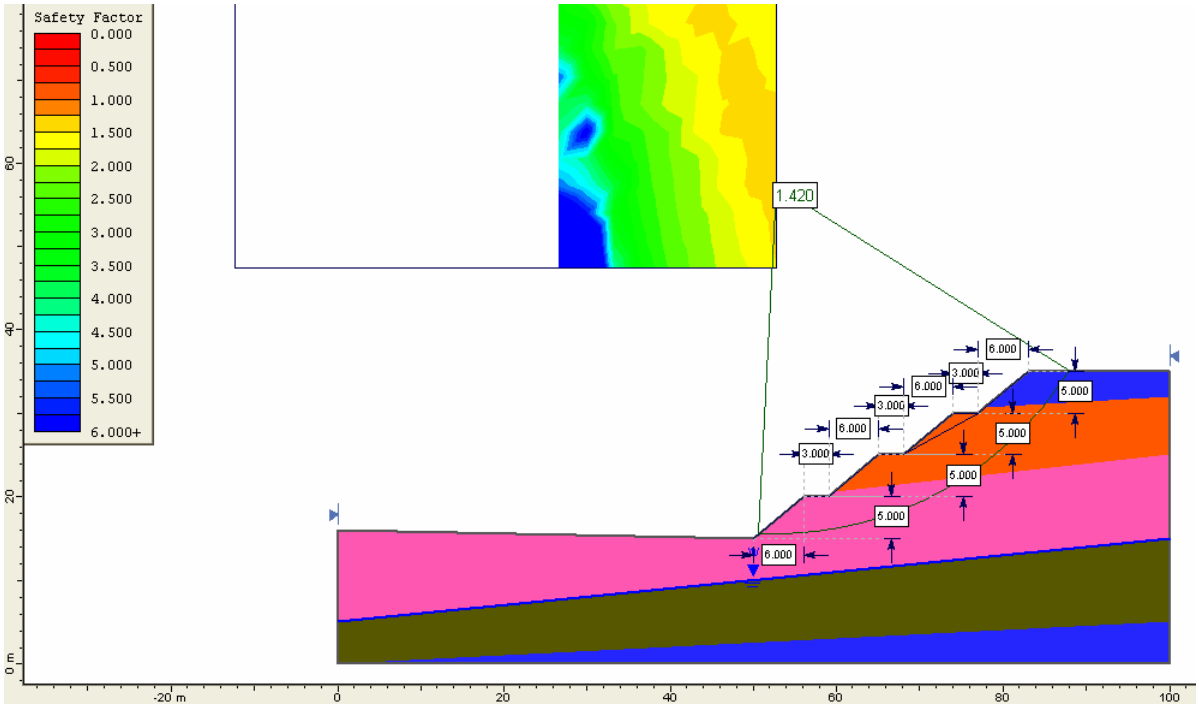


Fig. 3.34 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.512 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.420 Método Janbú



4.2 Resolución por el programa Macstars

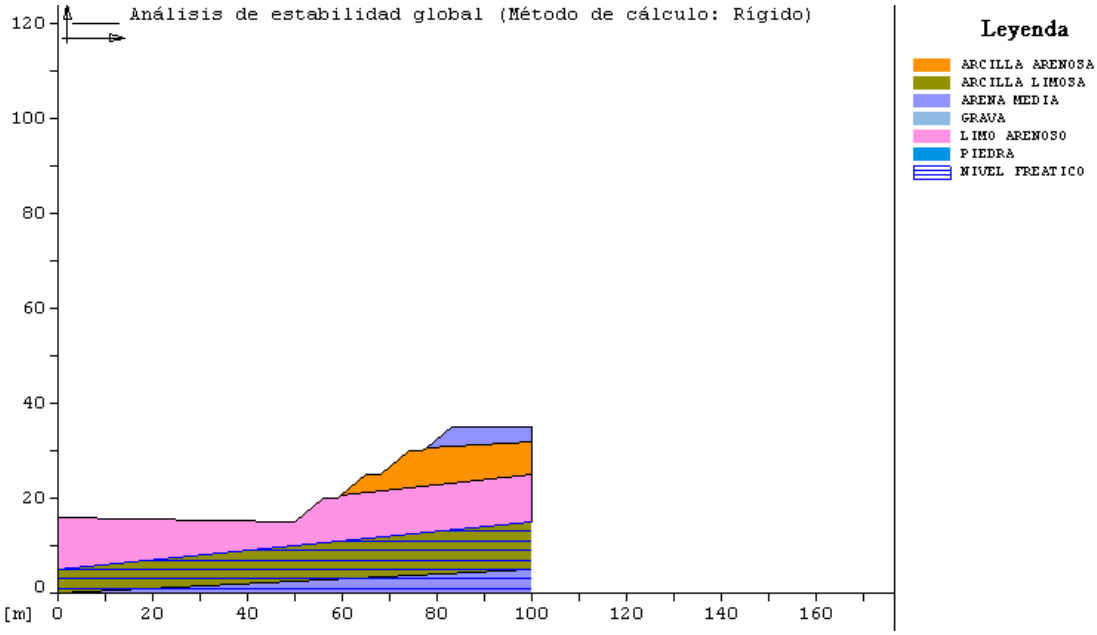
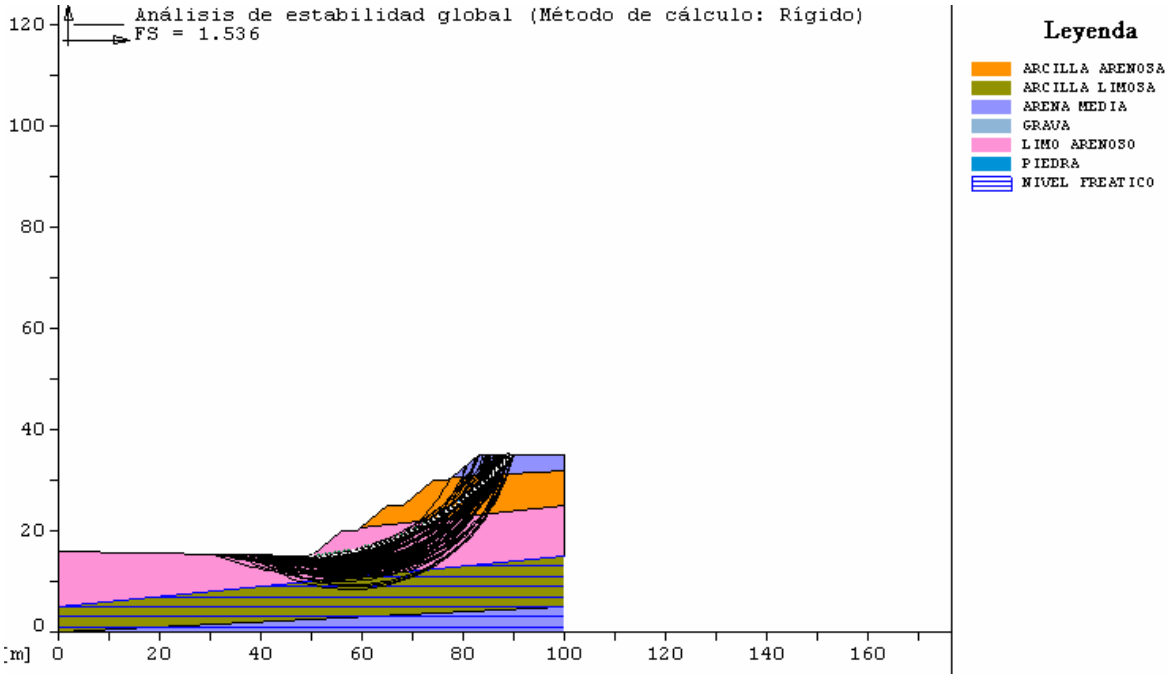
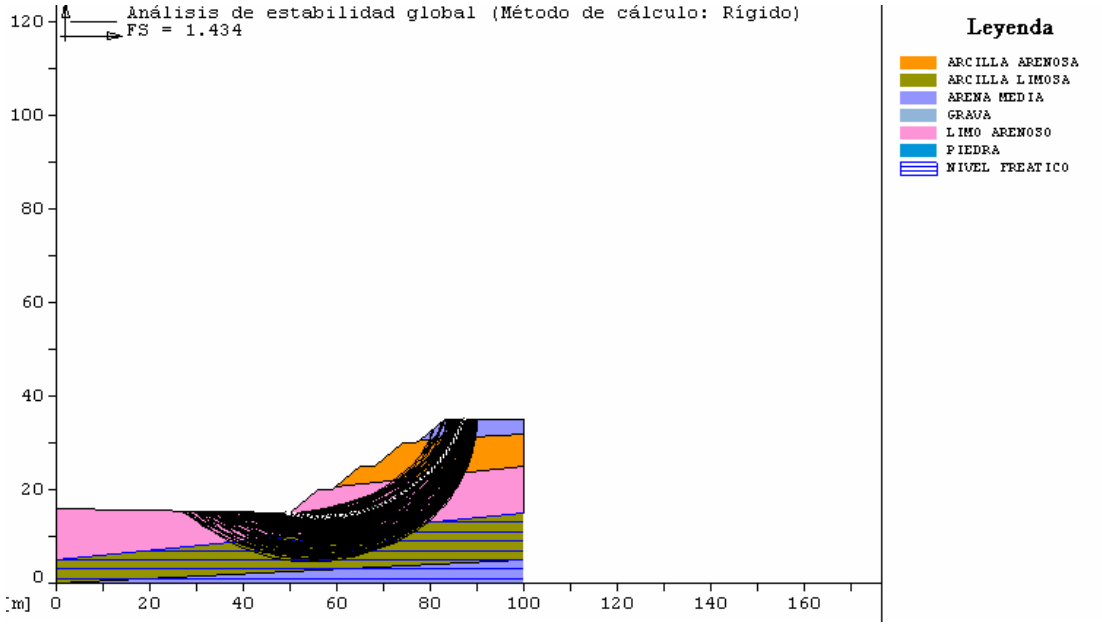


Fig. 3.35 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.536 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.434 Método Janbú



3.3.5 Ejemplo 5

En la siguiente modelación se muestra el caso de un talud de suelo reforzado con geotextiles en un estrato de cuatro tipos de suelo, en la primera camada grava, por encima limo arenoso, luego una arcilla arenosa y en la parte superior una arena media y grava, cada uno de éstos materiales con sus respectivas características de peso específico, cohesión y ángulo de fricción.

En su geometría un ángulo de inclinación de 18º en 15 metros de altura, y refuerzos de 7 metros, con la presencia del nivel freático que afecta a los dos primeros materiales.

5.1 Resolución por el programa Slide

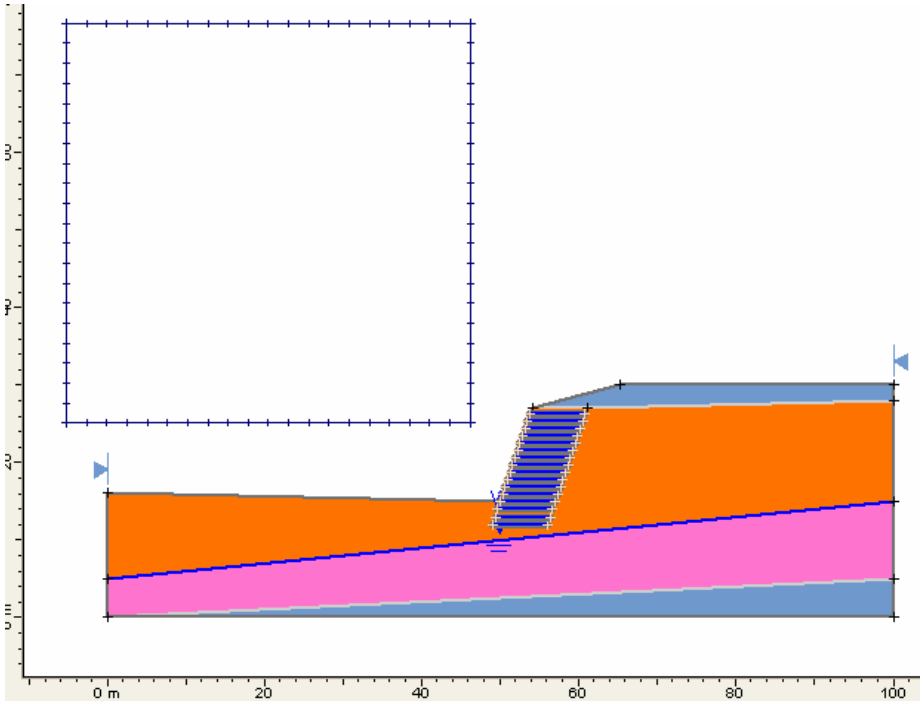
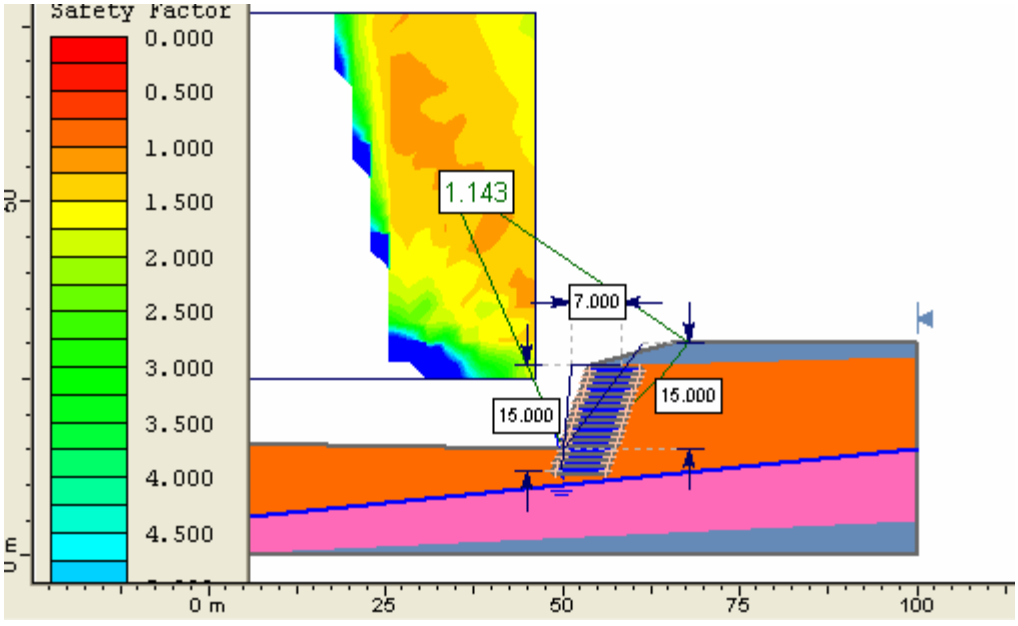
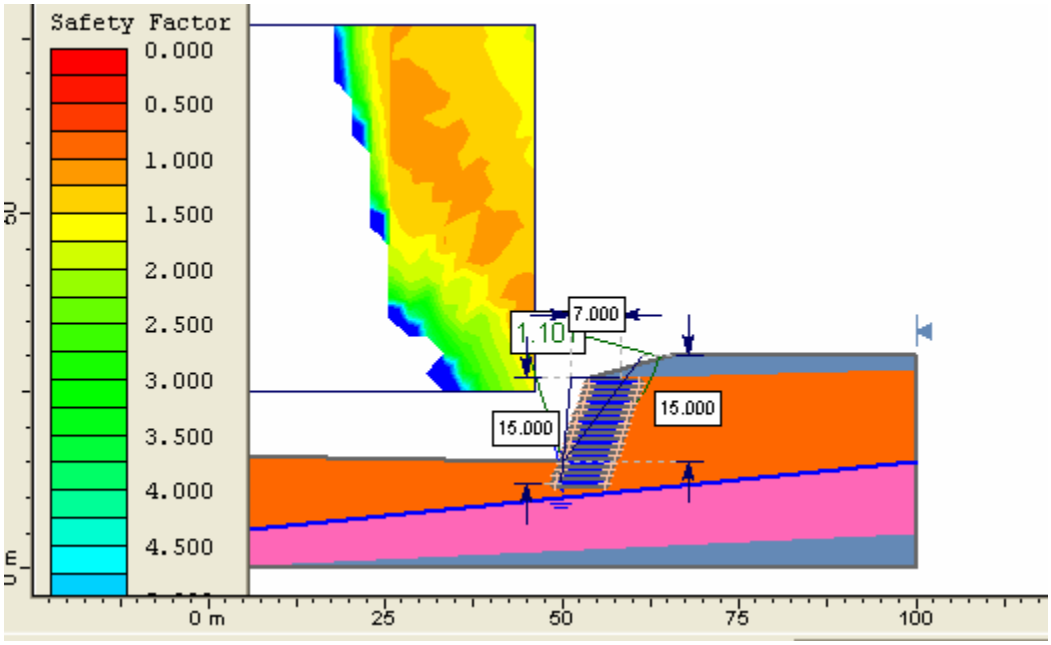


Fig. 3.36 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.143 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.107 Método Janbú



5.2 Resolución por el programa Macstars

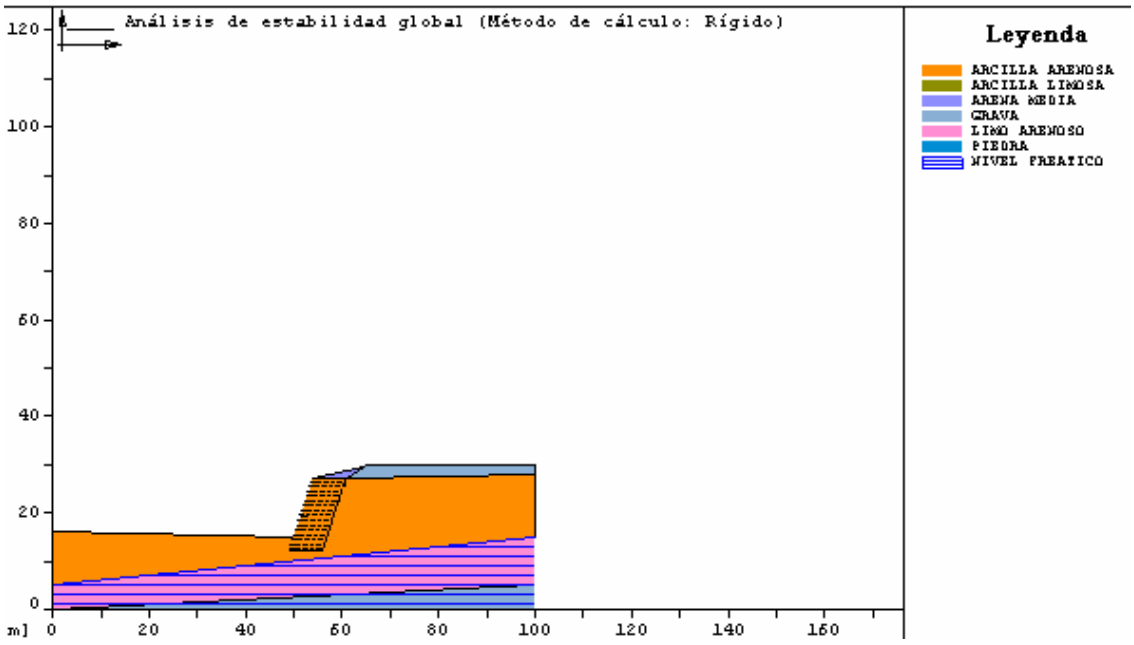
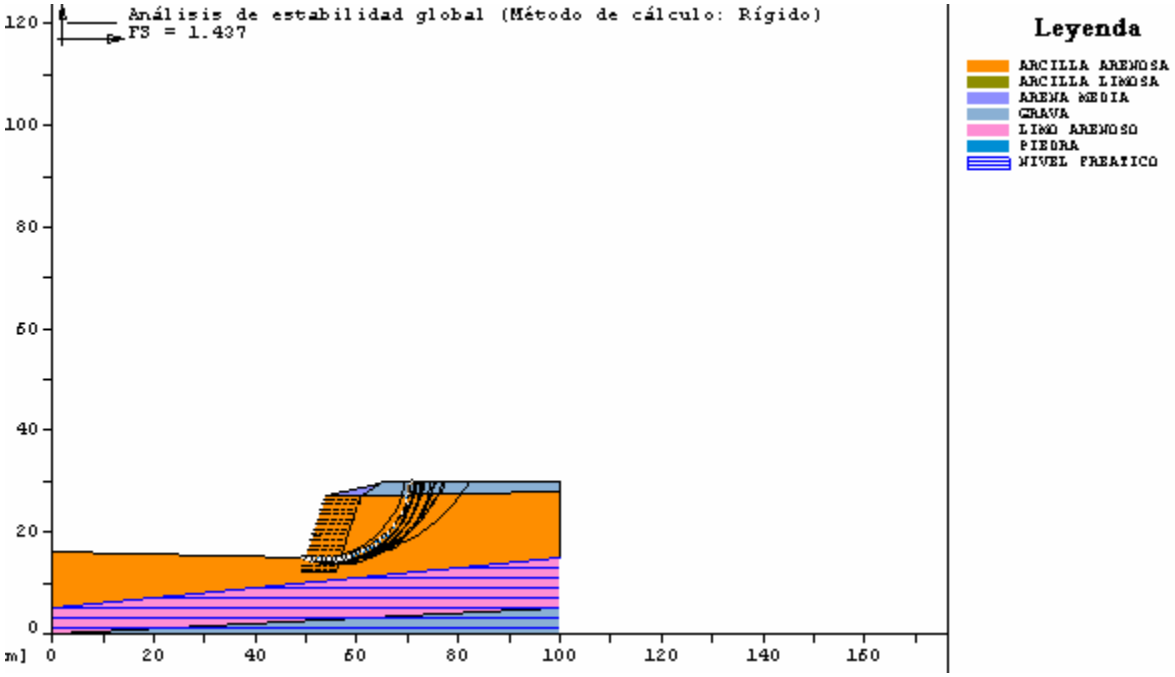
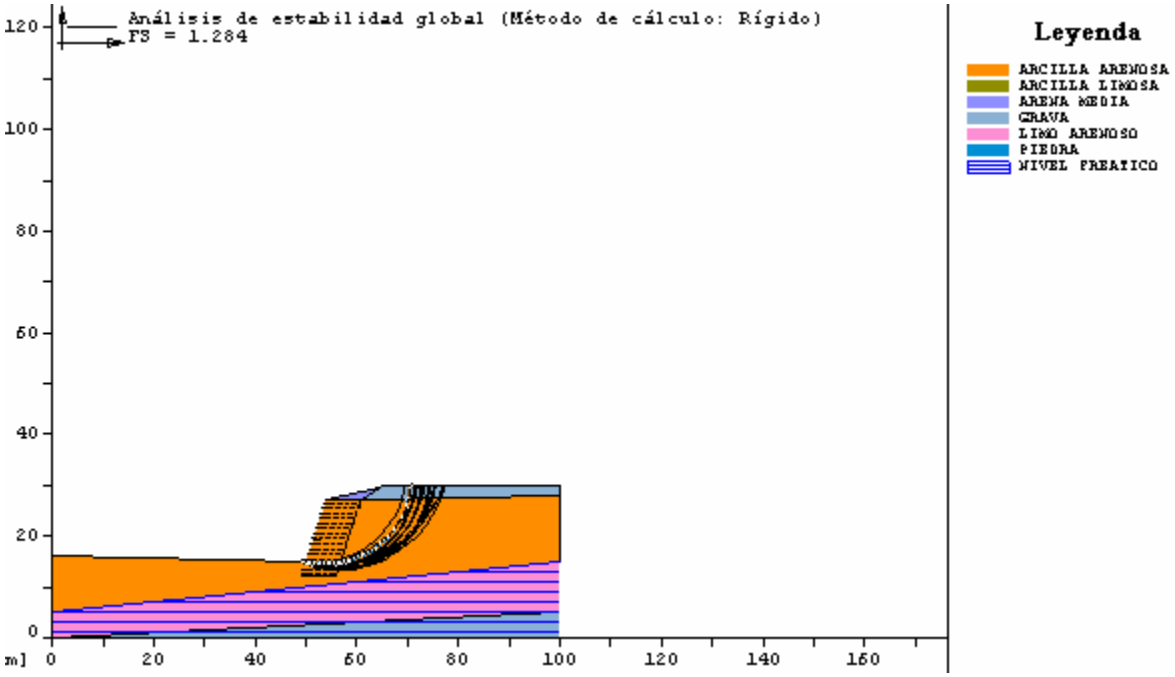


Fig. 3.37 Características geométricas

Resultado 1 FS= 1.437 Método Bishop



Resultado 2 FS= 1.284 Método Janbú



3.3.6 Ejemplo 6

En la siguiente modelación se muestra el caso de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso con sus respectivas características de peso específico, cohesión y ángulo de fricción.

En su geometría un ángulo de inclinación de 27º en 20 metros de altura, con un borde libre de 3 metros, con línea piezométrica que define la saturación del material.

6.1 Resolución por el programa Slide

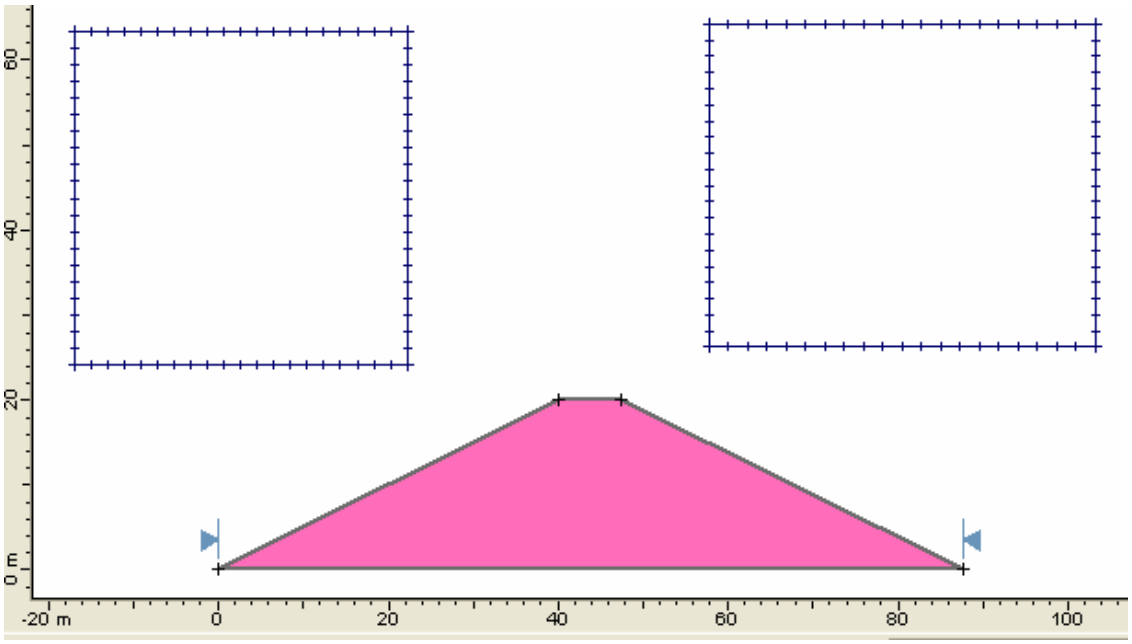
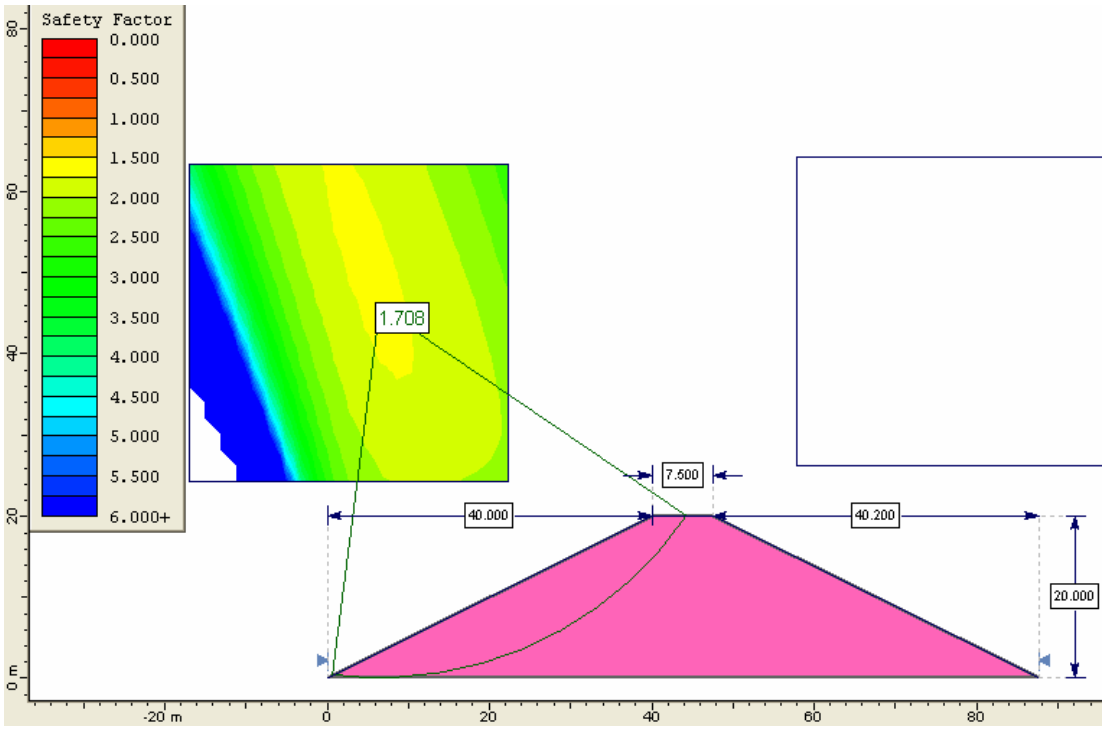
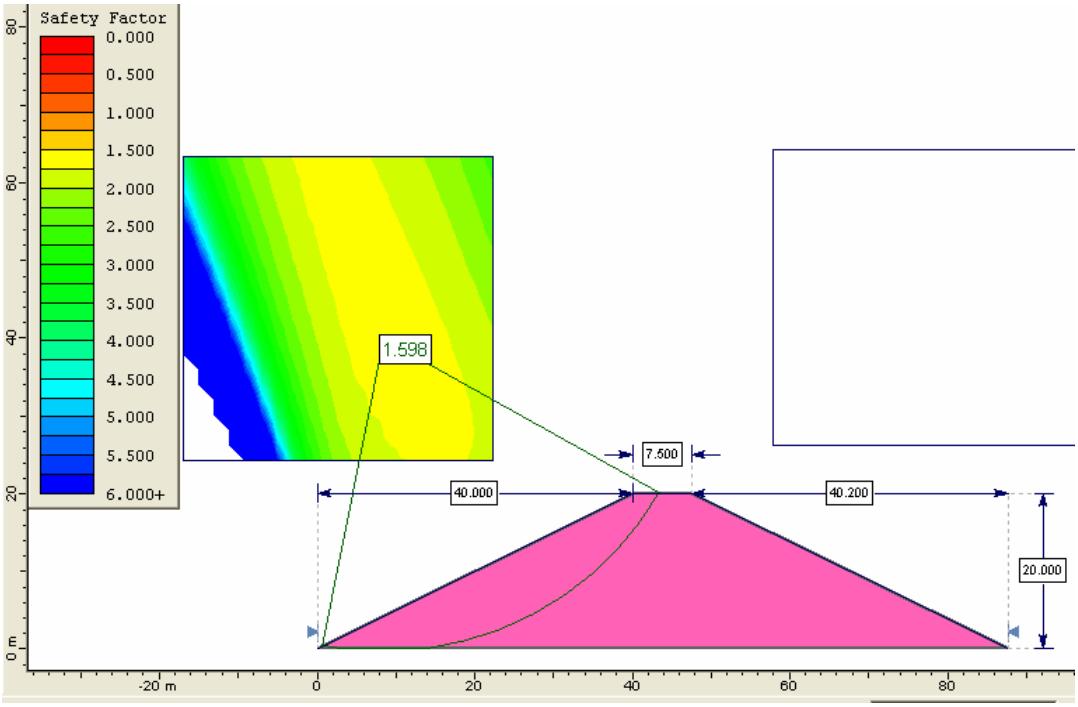


Fig. 3.38 Características geométricas presa vacía

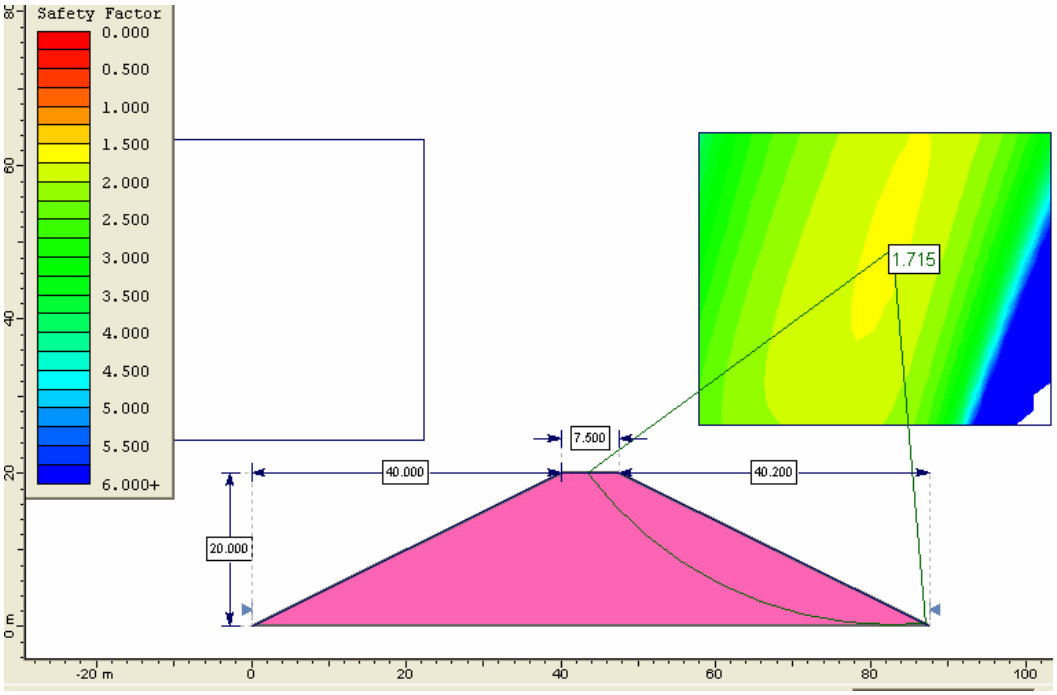
Resultado 1 FS= 1.708 Aguas arriba Método Bishop



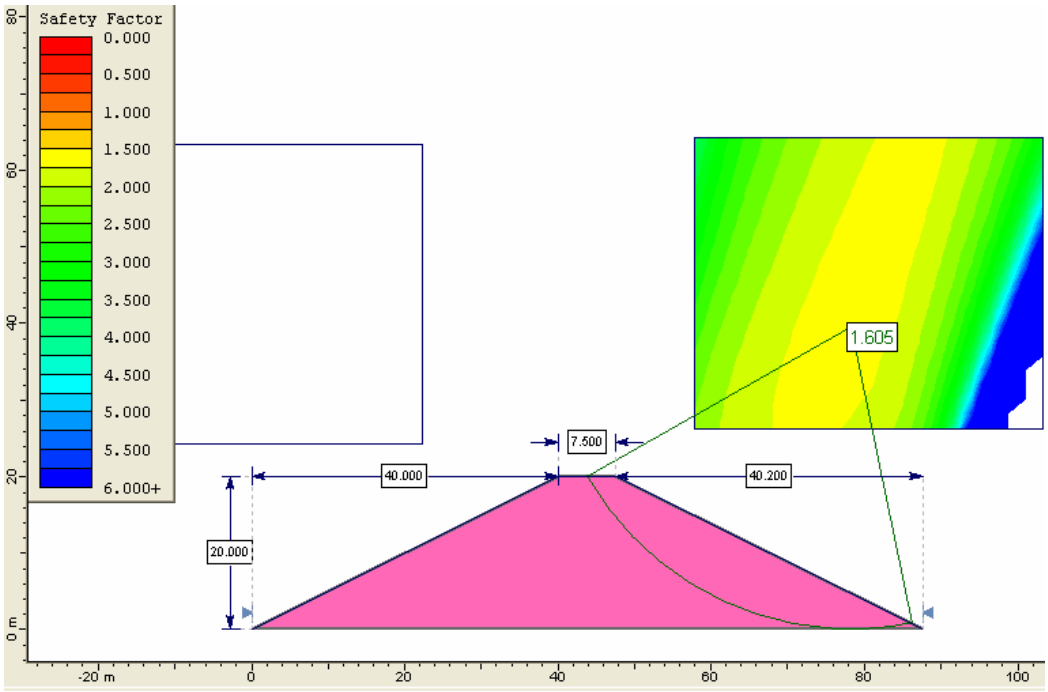
Resultado 1 FS= 1.598 Aguas arriba Método Janbú



Resultado 1 FS= 1.715 Aguas abajo Método Bishop



Resultado 1 FS= 1.605 Aguas abajo Método Janbú



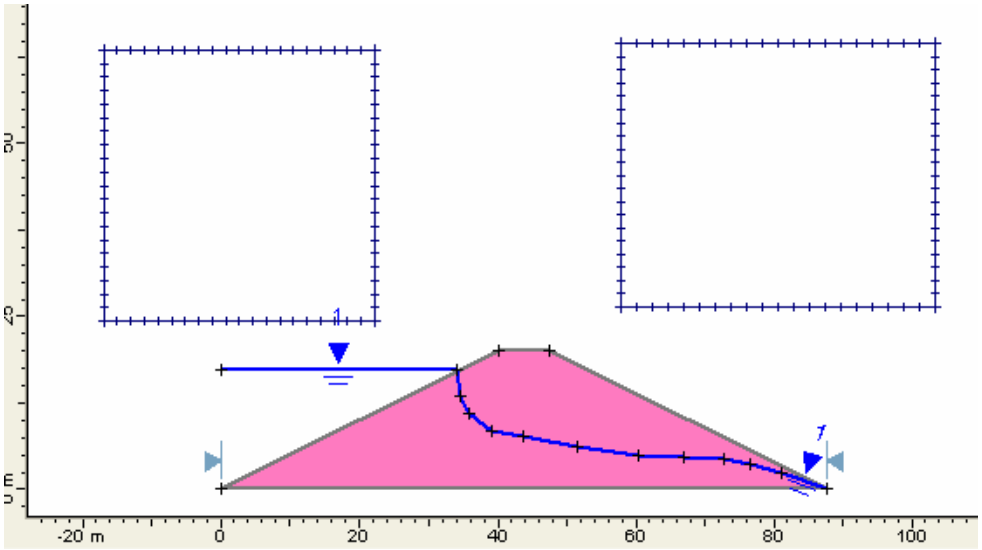
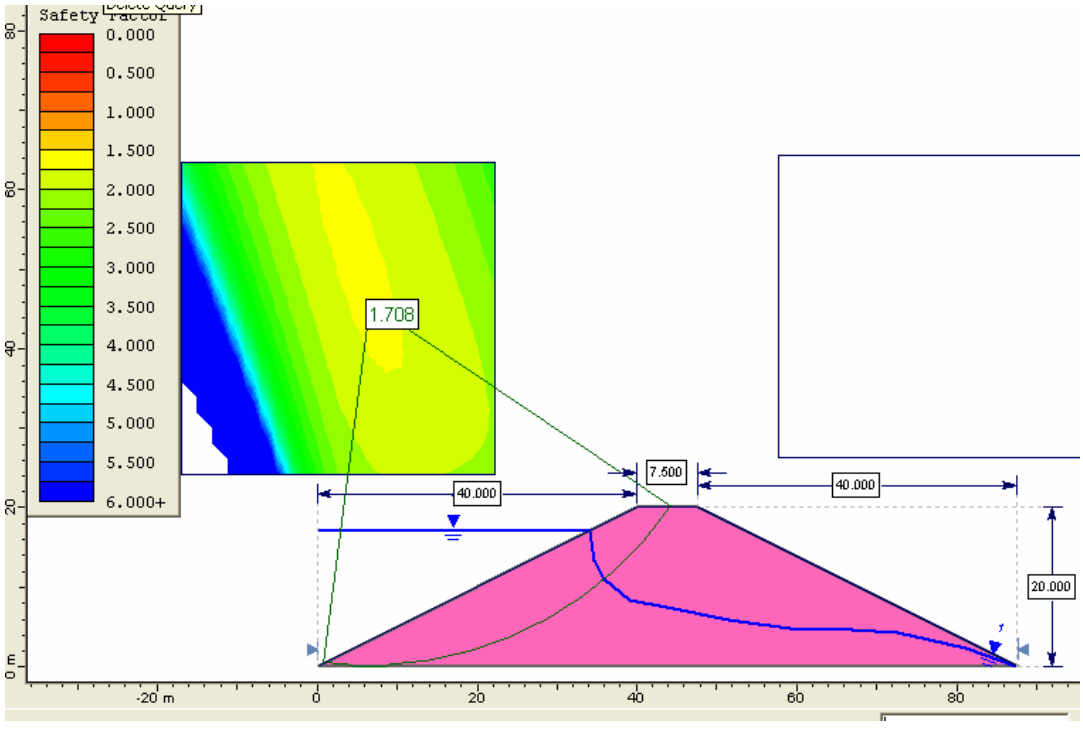
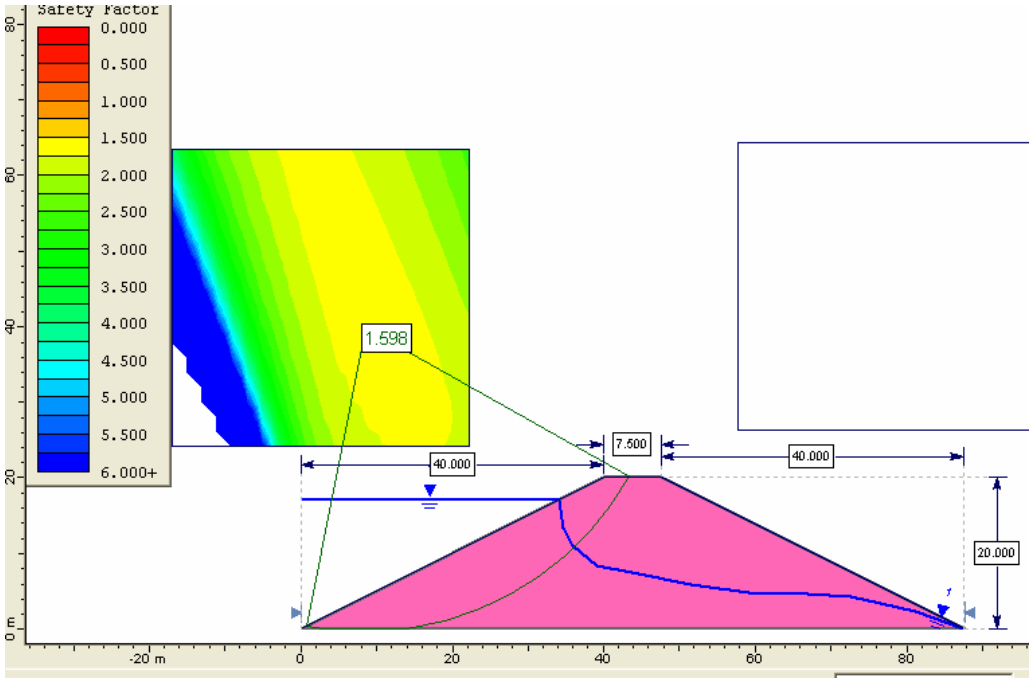


Fig. 3.39 Características geométricas presa llena

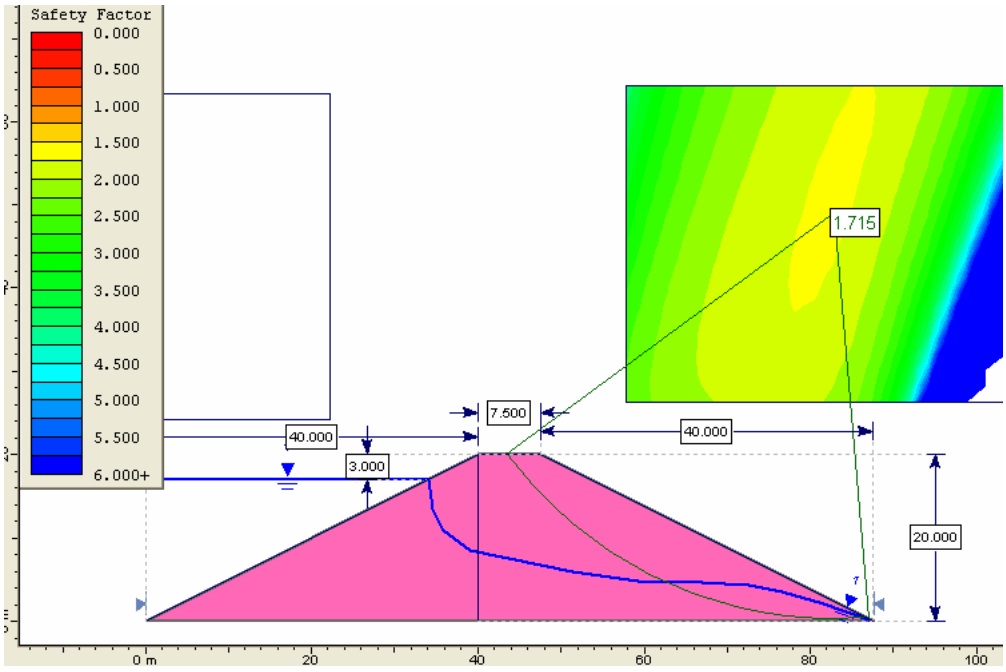
Resultado 1 FS= 1.708 Aguas arriba Método Bishop



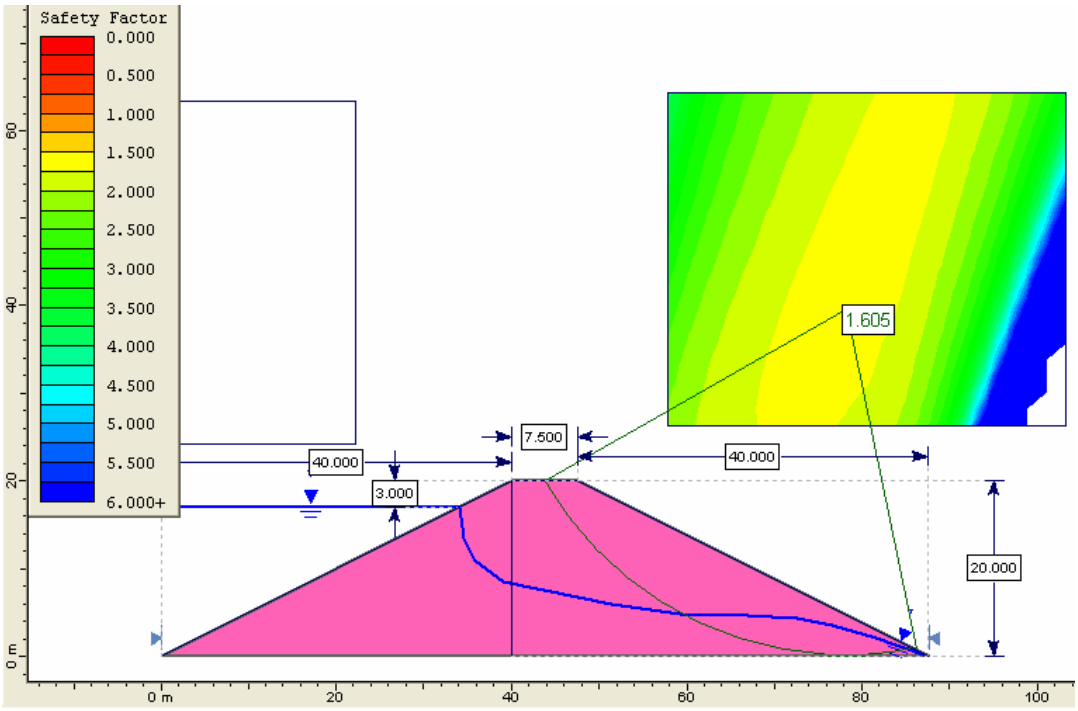
Resultado 1 FS= 1.598 Aguas arriba Método Janbú



Resultado 1 FS= 1.715 Aguas abajo Método Bishop



Resultado 1 FS= 1.605 Aguas abajo Método Janbú



6.2 Resolución por el programa Macstars

Modelo presa vacía

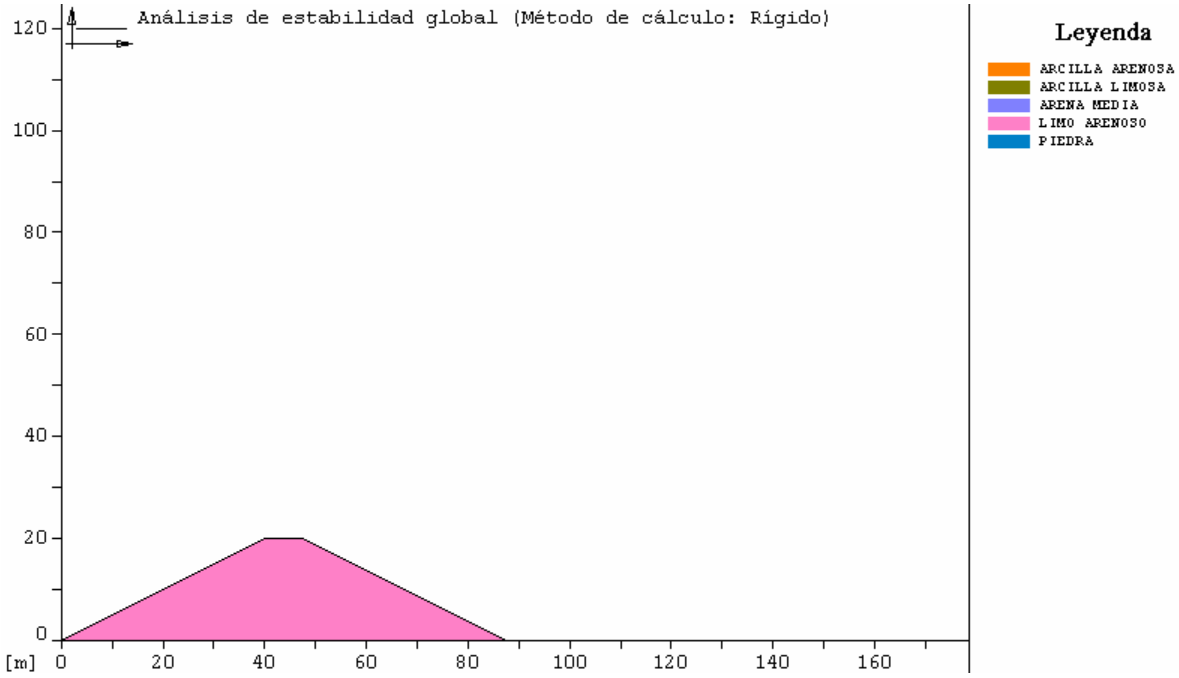
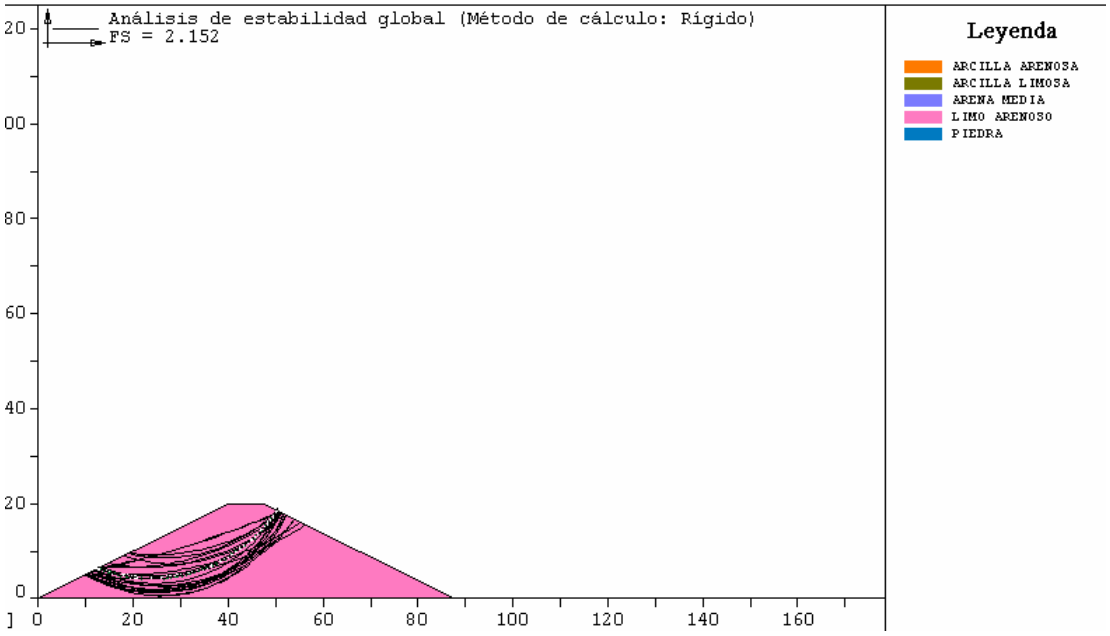
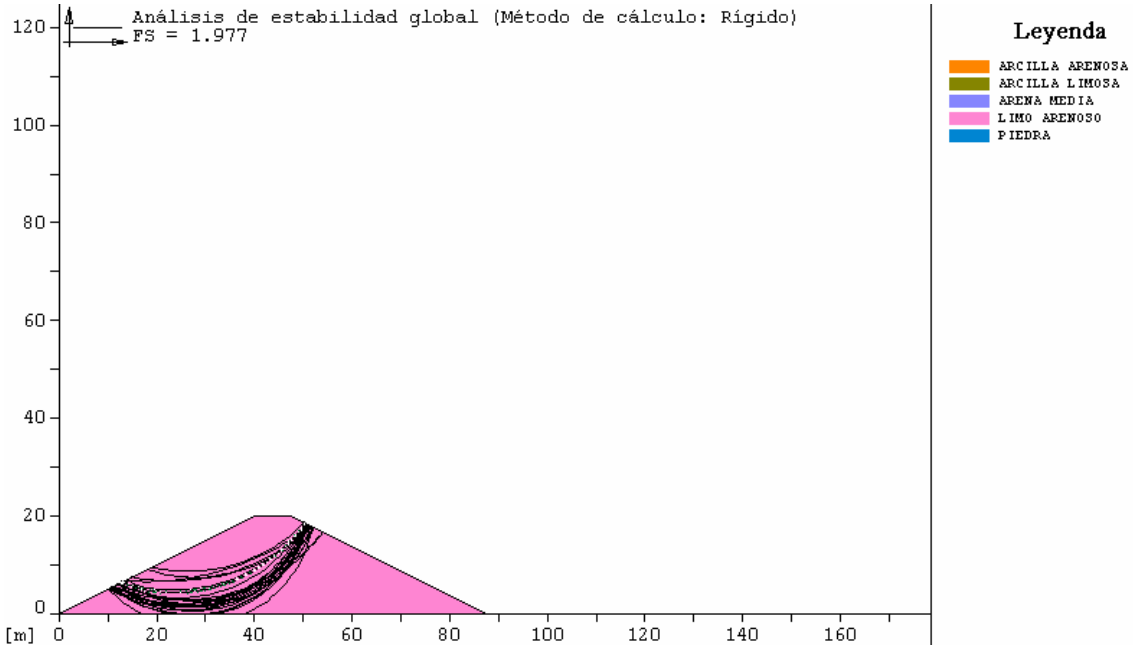


Fig. 3.40 Características geométricas presa vacía

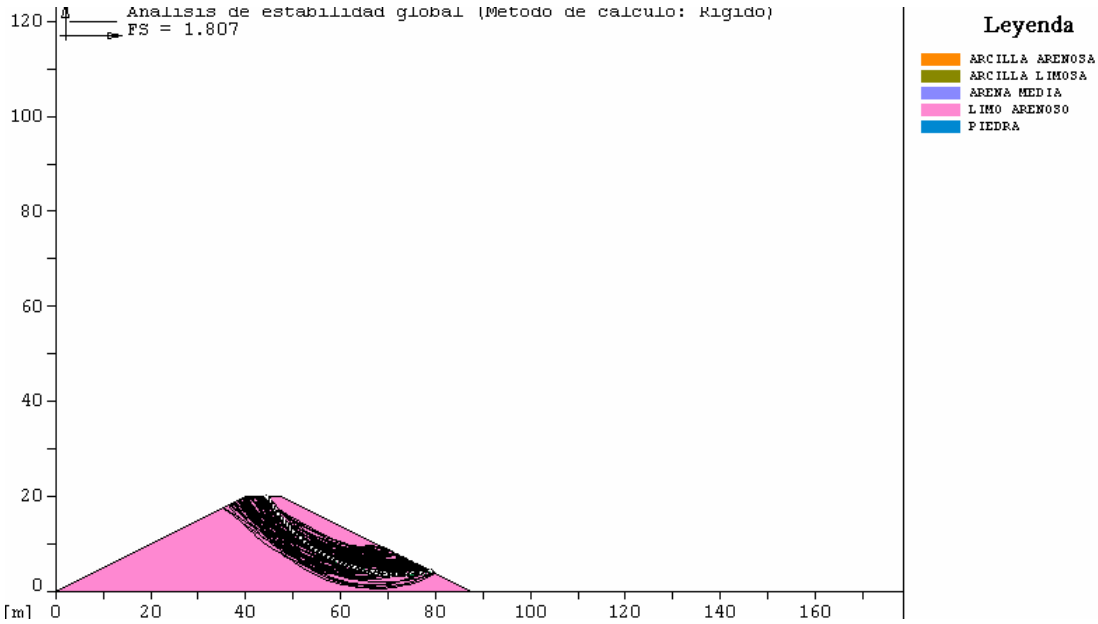
Resultado 1 FS= 2.152 Aguas arriba Método Bishop



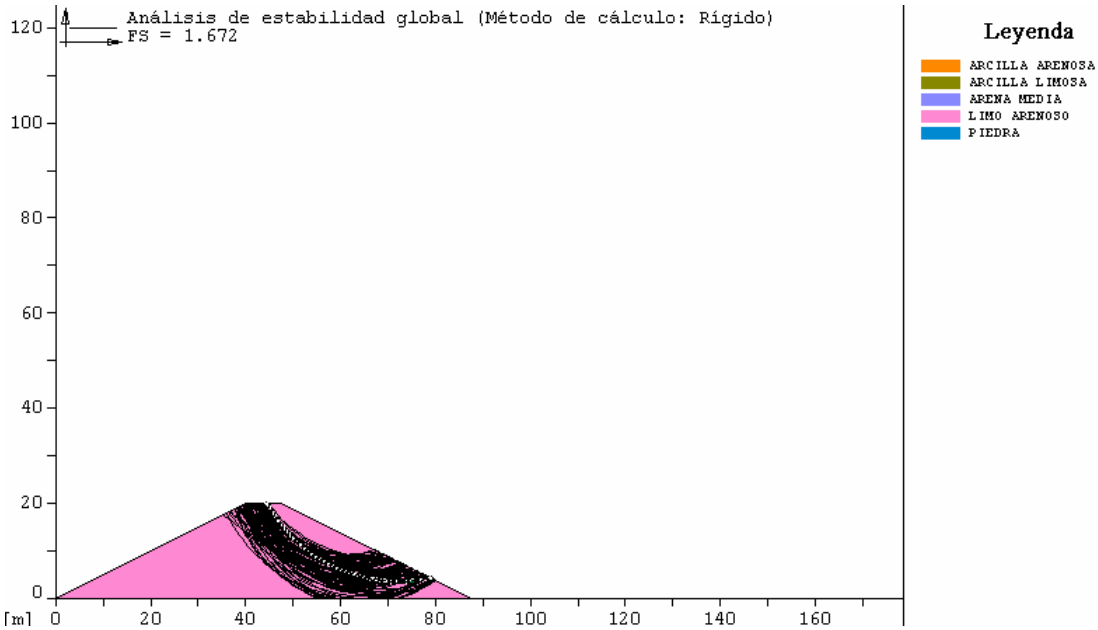
Resultado 1 FS= 1.977 Aguas arriba Método Janbú



Resultado 1 FS= 1.807 Aguas abajo Método Bishop



Resultado 1 FS= 1.672Aguas abajo Método Janbú



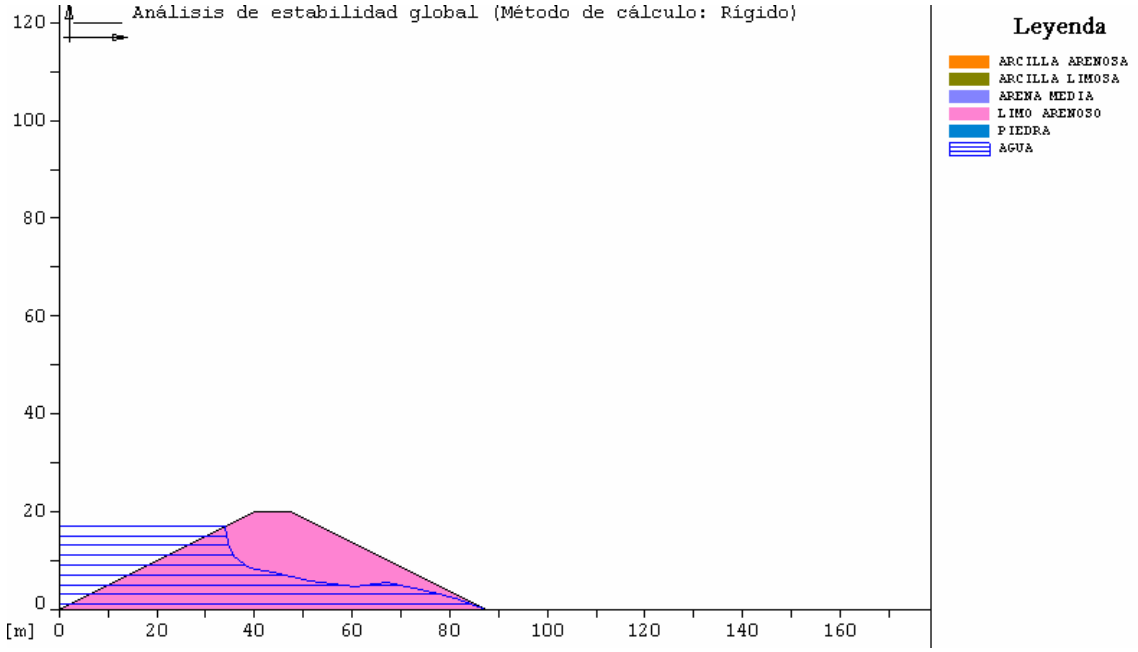
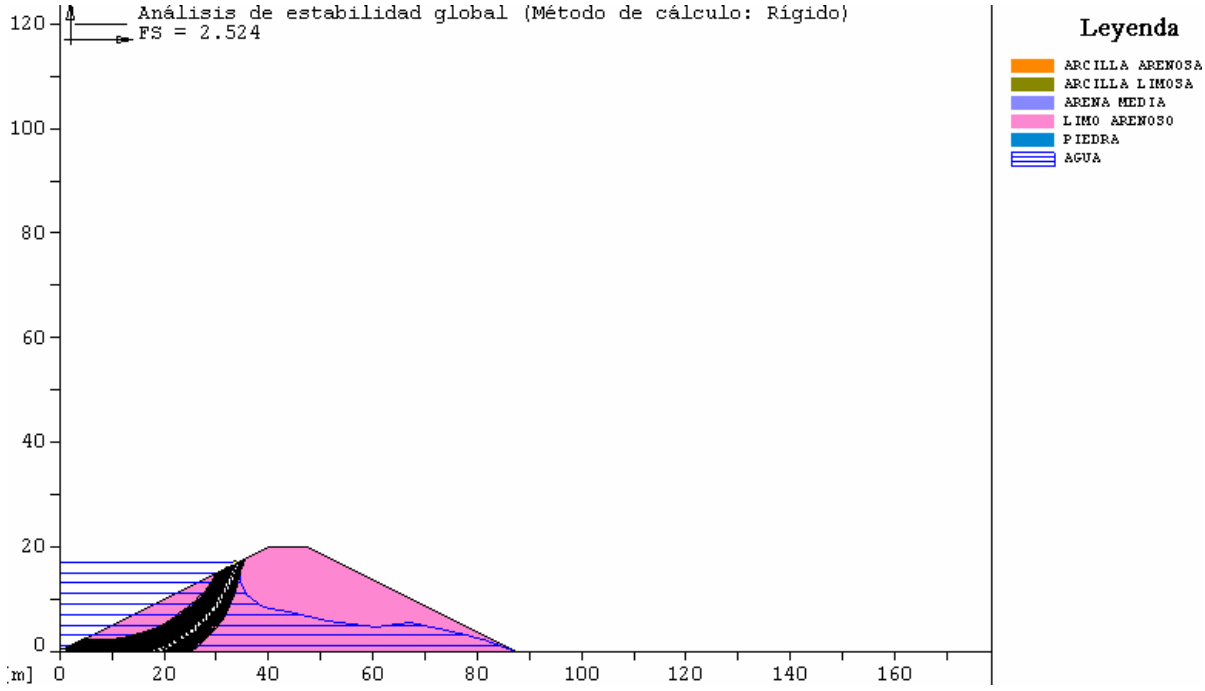
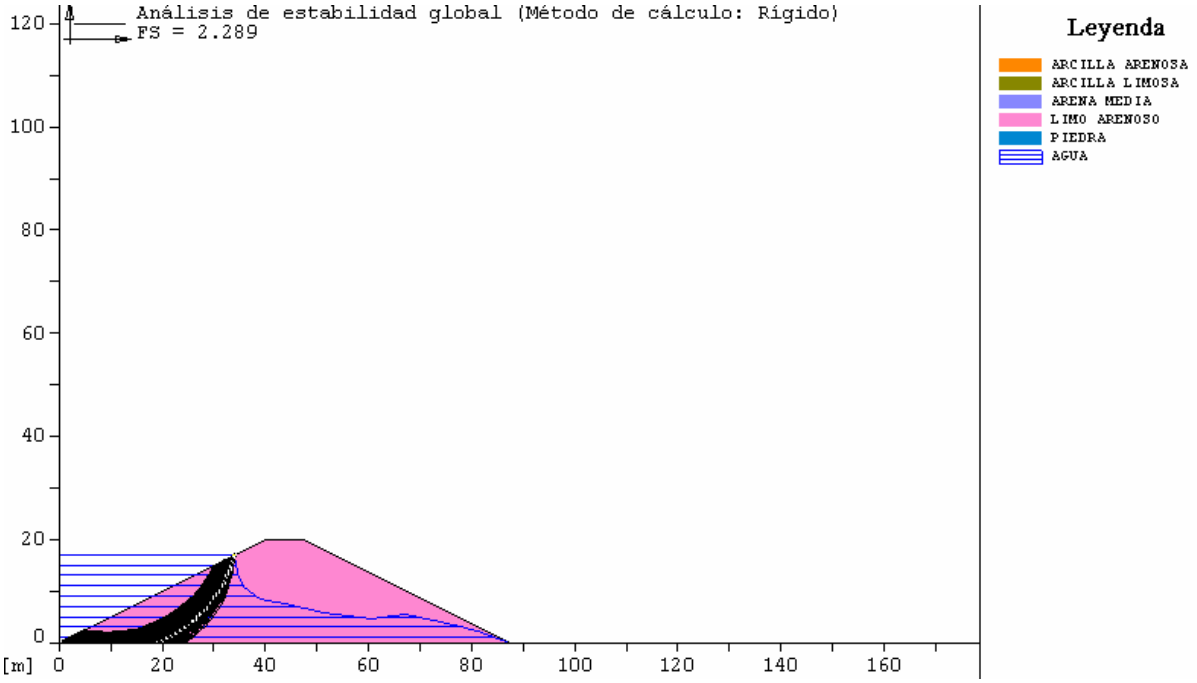


Fig. 3.41 Características geométricas presa llena

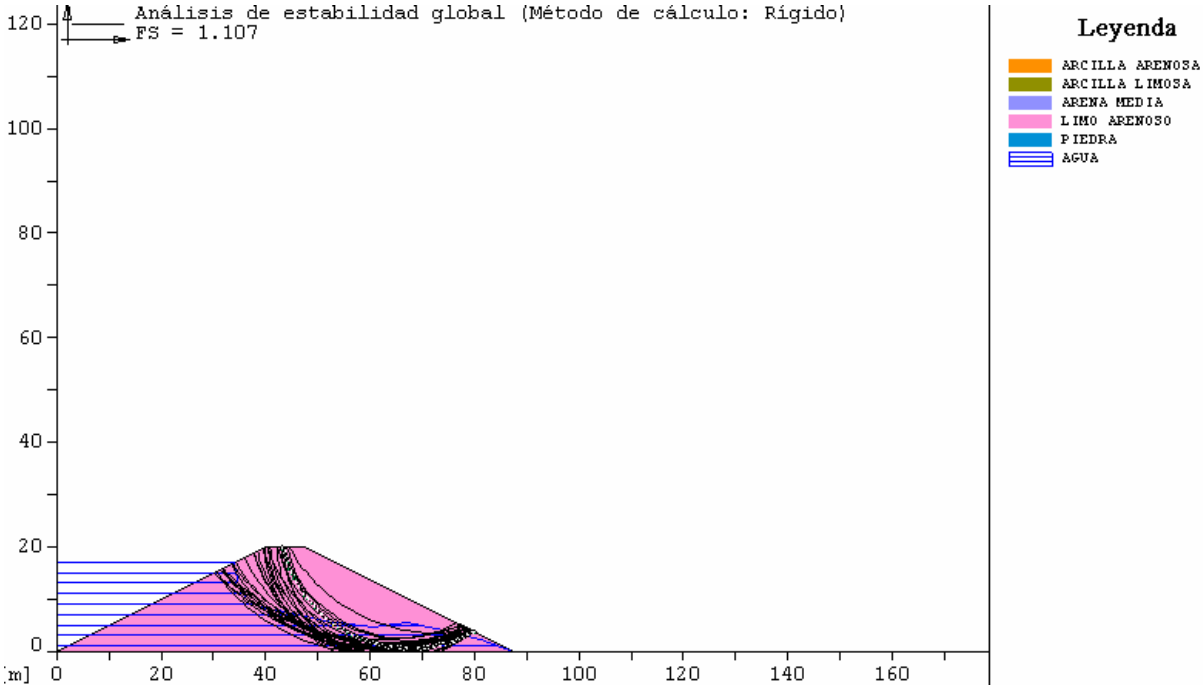
Resultado 1 FS= 2.524 Aguas arriba Método Bishop



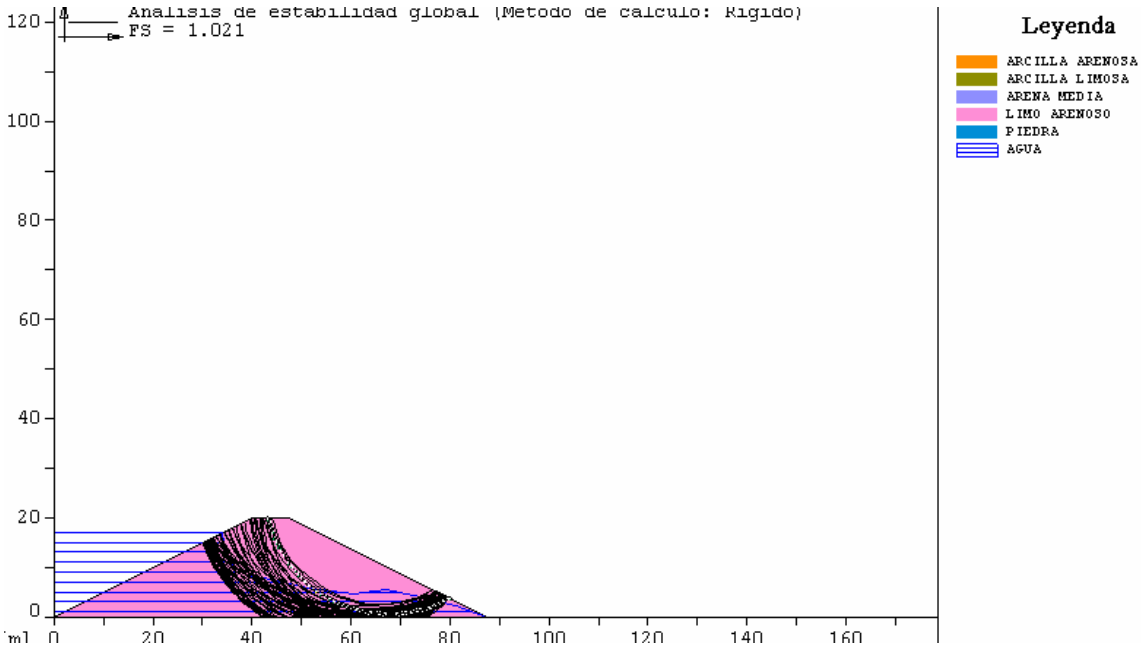
Resultado 1 FS= 2.289 Aguas arriba Método Janbú



Resultado 1 FS= 1.107 Aguas abajo Método Bishop



Resultado 1 FS= 1.021 Aguas abajo Método Janbú



3.4. Resultados Obtenidos.-

El presente trabajo establece como antecedente un estudio de los principales esfuerzos a los que están sometidos los taludes, al profundizar en el análisis de las propiedades de resistencia a la compresión de los diferentes tipos de suelos para dar lugar a la comparación de los resultados obtenidos por diferentes software utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes y los métodos que éstos utilizan en su proceso.

A través de una comparación metodológica del software utilizado para el cálculo de estabilidad en taludes (ver Cap. 3.3), podemos recomendar alguno de ellos que se pueda aplicar a nuestro medio tomando en cuenta las características físicas del terreno en cuestión.

Si bien los resultados obtenidos no son determinantes en un estudio, pero sin duda reflejan una situación particular que es objeto de análisis, es importante resaltar la necesidad de realizar un análisis integrado de los distintos aspectos que se pueden presentar en un problema de deslizamientos.

También se ha podido demostrar la estrecha relación que existe entre los métodos de cálculo de estabilidad y el software elegido, con una correcta estimación de los datos de propiedades y geometría del talud, aspectos que resultan fundamentales para una evaluación apropiada de la seguridad de una obra.

Se ha modelado varios tipos de taludes con diferentes características, de geometría, propiedades, materiales y acciones externas, con el fin de comparar el FS obtenido con ambos software, simulando en cada caso las mismas condiciones de carga, presencia de agua, propiedades de los suelos y geometría en general, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- En ambos software la superficie crítica de deslizamiento es circular.

También se puede elegir una superficie poligonal que se adecua para taludes en roca.

- Métodos utilizados, En el Slide se puede seleccionar el método de cálculo ya presenta varias opciones Bishop Simplificado, Janbú Simplificado, Morgenstern Price, Fellenius, Spencer, en el Macstars solamente se puede seleccionar los métodos de Bishop y Janbu,
- Los materiales utilizados en los taludes modelados son:

SUELO	COHESIÓN C (kPa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN Φ (º)	PESO ESPECÍFICO NATURAL (KN/m3)	PESO ESPECÍFICO SATURADO (KN/m4)
ARCILLA ARENOSA	35	18	18	19
ARCILLA LIMOSA	20	24	19	19
LIMO ARENOSO	20	26	19	20
ARENA MEDIA	5	28	18	19
PIEDRA	10	40	26	28
GRAVA	10	35	18	

Cuadro 3.3 propiedades mecánicas de los suelos

- Nivel freático: en ambos software se ha definido la línea piezométrica de saturación (ver anexo 2.1 y 2.2), También en algunos taludes se han modelado en suelo seco para observar la diferencia.
- Carga: en algunos casos se aplica una carga externa uniformemente distribuida (ver anexo 2.1 y2.2) y carga sísmica solamente en el primer ejemplo para mostrar las propiedades de los programas para introducir este tipo de variables (ver anexo 1.1 y 1.2).
- Para el análisis de la estabilidad en presas el Slide ofrece muchas más herramientas y propiedades para su modelación, desde la introducción de datos es más versátil.

- Para suelo reforzado el Macstars ha sido creado especialmente para este tipo de análisis, ofrece la opción de elegir los materiales, el tipo de producto y sus dimensiones, en el Slide se puede introducir soportes, para este caso brinda tres opciones descritas como: mallas, terramesh y geotextil (ver anexo 4.1 y 4.2).
- En el caso de una estructura con pilotes y anclajes, el programa Slide proporciona alternativas para la modelación de una estructura con este tipo de particularidades.
- Observando los resultados de las diferentes modelaciones (cuadro 3.4) se tiene que es el método de Bishop el que proyecta resultados ligeramente mayores, conveniente a la seguridad, el método de Janbú el menor resultado, y el método manual de dovelas dando un valor intermedio en la mayoría de los casos.
- Por otra parte se observa que el software que presenta resultados ligeramente mayores es el Macstars en la mayoría de los casos, el Slide los valores mínimos y el método de dovelas dando un valor intermedio que los obtenidos en ambos software.
- Para el cálculo manual del FS se utiliza el criterio de dividir el círculo de falla en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos, (ver anexo 1.3). Los resultados obtenidos de este análisis presentan una variación mínima de los obtenidos en ambos software y se resumen en el cuadro 3.4.

MODELO	TIPO DE TALUD	TIPO DE SOFTWARE	FS MÉTODO DE CÁLCULO		FS CÁLCULO MANUAL
			FS BISHOP	FS JANBÚ	DOBELAS
1	Suelo homogéneo arcilla arenosa 1.2H:1V	Slide	1.372	1.341	1.35
		Macstars	1.497	1.444	
2	Suelo heterogéneo estrato de arena media, arcilla limosa, limo arenoso y arcilla arenosa 1.2H:1V	Slide	1.436	1.399	1.41
		Macstars	1.296	1.246	
3	Talud con bermas intermedias en un estrato de arena media, limo arenoso, arcilla arenosa y arena media 1.2H:1V	Slide	1.512	1.42	1.46
		Macstars	1.536	1.434	
4	Talud con suelo reforzado en un estrato de grava, limo arenoso, arcilla arenosa, arena media y grava 1H:3V	Slide	1.143	1.107	1.31
		Macstars	1.437	1.284	
5	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa vacía aguas arriba	Slide	1.708	1.598	1.63
		Macstars	2.152	1.977	
	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa vacía aguas abajo	Slide	1.715	1.605	1.60
		Macstars	1.807	1.672	
	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa llena aguas arriba	Slide	1.708	1.598	1.68
		Macstars	2.524	2.289	
	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa llena aguas abajo	Slide	1.715	1.605	1.78
		Macstars	1.107	1.021	

Cuadro 3.4 Resumen de resultados

De todo lo expuesto anteriormente se deduce que los taludes que fueron objeto de estudio en este trabajo, con sus características particulares, se puede recomendar un software dependiendo del tipo de suelo y tipo de obra.

Esto resulta de especial interés si observamos que los factores de seguridad varían dependiendo del método y software que ha sido utilizado.

Acerca de la validez de los resultados, se debe señalar que se escogieron arbitrariamente los taludes, geometría de las camadas, con el fin de realizar una demostración, por eso en algunos taludes se consideró la presencia de agua, por lo que se toma en cuenta suelos secos y saturados. Algo que conviene aclarar es que se ha considerado los efectos de una estructura de suelo armado con geotextiles y se ha modelado con ambos software obteniendo resultados similares (ver anexo 4.1 y 4.2), también aplicando una carga de sismo para observar de qué manera influye en el FS.

Los resultados obtenidos coinciden de buena forma entre ambas modelaciones, se puede observar que existe una diferencia mínima aceptable.

4. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los modelos matemáticos con base en software que combinan elementos hidrogeológicos y geotécnicos son una herramienta útil para determinar el riesgo de un deslizamiento, también para problemas locales cuando la complejidad geológica no es muy grande y la información existente es suficiente para la aplicación de un modelo.

- El principal esfuerzo por el que falla un talud es al esfuerzo de corte, cuya resistencia depende de la cohesión y fricción, como muestra en la ecuación que representa la resistencia al esfuerzo cortante.

$$s = c + \sigma \tan\phi \qquad (4.1)$$

- Los factores más importantes en el desequilibrio de la estructura de un talud son la cohesión y fricción principalmente, se determina que los suelos con mayor cohesión presentan mayor resistencia al esfuerzo cortante y por lo tanto pueden resistir pendientes mayores.

- Si se presenta el caso de un talud de arcilla puede tener alta resistencia al corte y una pendiente muy alta, incluso taludes verticales, pero al estar en presencia de agua su resistencia puede ser mínima, por otra parte los suelos granulares tienen un ángulo de fricción más elevado y pueden ser estables hasta el ángulo de reposo mínimo, pero en la naturaleza generalmente los suelos son una combinación de ambos.

- Para la realización de esta comparación resultó esencial la profundización en varios aspectos importantes para el diseño de taludes, como ser las técnicas

utilizadas para el armado de un suelo reforzado y las ventajas que brindan este tipo de estructuras, también a cerca de la importancia de los drenajes, geometría de los taludes de acuerdo al tipo de suelo.

- Por ser el suelo parte fundamental en la conformación de la estructura de un talud, se ha profundizado en los conceptos de resistencia al esfuerzo cortante, las presiones que actúan en la masa de un suelo completamente saturado se divide en dos tipos: aquellas que se transmiten de grano a grano y las que actúan contra el agua que llena los vacíos que dejan los suelos, en siguiente ecuación figura el esfuerzo total, σ, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u, denominados esfuerzos efectivo y presión neutra respectivamente.

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \qquad (4.2)$$

- En cálculo manual del talud con suelo reforzado se asume que el esfuerzo máximo producido en éste será de corte y no de arrancamiento, para lo cual se asume Td en función del espaciamiento y de la resistencia del material.

$$S = Td \ / \ \sigma'_{hz} \qquad (4.3)$$

- Para el cálculo de la estabilidad en taludes de presas se recomienda utilizar el Slide por su versatilidad en la introducción de datos, materiales, con lo que se puede realizar un análisis más completo, en el Macstars se debe introducir las coordenadas de camadas siempre de izquierda a derecha y ordenadas las abscisas de menor a mayor.

- En el caso de suelos reforzados se recomienda utilizar el Macstars que ha sido creado por Maccaferri para analizar este tipo de particularidades (ver anexo 4.1), introduce en las opciones de cálculo una gama de materiales que como fabricantes ofrecen para la optimización de la estructura de un talud, en

el caso tratarse de pilotes o anclajes se puede utilizar el Slide ya que considera este tipo de soportes.

- Para el caso con sísmica se deduce que el diseño de talud tiene que caracterizarse por un trazado de ángulos más suaves , en el ejemplo 2 se introduce un coeficiente de +- 0.05 (ver anexo 1.1 y 1.2), dicha modelación se la realiza solamente para mostrar las propiedades de los programas.

- Para el cálculo manual del FS se utiliza el criterio de dividir el círculo de falla en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos, (ver anexo 1.3).

$$\mathbf{FS} = \frac{cL + \tan\phi \sum_{i=1}^{n} (\mathrm{Wi}\ \cos\theta\mathrm{i} - \mathrm{ui}\Delta\mathrm{li})}{\sum_{i=1}^{n} \mathrm{Wi}\ \mathrm{sen}\theta\mathrm{i}} \qquad (4.4)$$

Los resultados obtenidos de este análisis presentan una variación mínima de los obtenidos en ambos software.

- La línea piezométrica o de saturación si ésta se encuentra muy superficial afecta notablemente en la estabilidad del talud por la disminución de resistencia de cualquier material al estar saturado, se debe combinar los materiales apropiados que a pesar de estar saturados funcionen muy bien para su estabilidad (ver anexo 5.1 y 5.2).

- Se observa que los factores de seguridad varían dependiendo del método y software que ha sido utilizado, a pesar que se han utilizado las mismas

condiciones de geometría, cargas y propiedades de suelo, en el siguiente cuadro se muestra los resultados obtenidos en las diferentes modelaciones y los resultados que los software dieron como resultados, a su vez validados con el método manual de fellenius.

MODELO	TIPO DE TALUD	TIPO DE SOFTWARE	FS MÉTODO DE CÁLCULO		FS CÁLCULO MANUAL
			FS BISHOP	FS JANBÚ	DOBELAS
1	Suelo homogéneo arcilla arenosa 1.2H:1V	Slide	1.372	1.341	1.35
		Macstars	1.497	1.444	
2	Suelo heterogéneo estrato de arena media, arcilla limosa, limo arenoso y arcilla arenosa 1.2H:1V	Slide	1.436	1.399	1.41
		Macstars	1.296	1.246	
3	Talud con bermas intermedias en un estrato de arena media, limo arenoso, arcilla arenosa y arena media 1.2H:1V	Slide	1.512	1.42	1.46
		Macstars	1.536	1.434	
4	Talud con suelo reforzado en un estrato de grava, limo arenoso, arcilla arenosa, arena media y grava 1H:3V	Slide	1.143	1.107	1.31
		Macstars	1.437	1.284	
5	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa vacía aguas arriba	Slide	1.708	1.598	1.63
		Macstars	2.152	1.977	
	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa vacía aguas abajo	Slide	1.715	1.605	1.60
		Macstars	1.807	1.672	
	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa llena aguas arriba	Slide	1.708	1.598	1.68
		Macstars	2.524	2.289	
	Talud de una presa de un suelo uniforme de limo arenoso, con un talud aguas arriba y aguas abajo de 2H:1V, condición presa llena aguas abajo	Slide	1.715	1.605	1.78
		Macstars	1.107	1.121	

Cuadro 4.1 Resumen de resultados

- Es importante que los datos que se introducen en los software sean confiables, para que el resultado obtenido brinde la seguridad requerida, para avalar el trabajo realizado.

- En el reporte del análisis con el Slide presenta una serie de gráficas del factor de seguridad en función de la distancia, ángulo de fricción, cohesión, presión de poros, etc. El intérprete del programa muestra todos los círculos de falla, división de dobelas y los datos de cada una de ellas, haciendo que el volumen del trabajo se amplíe notablemente, por lo tanto en el presente trabajo se adjuntan los reportes que se consideran más importantes.

- Acerca de la validez de los resultados, debemos decir que se escogieron arbitrariamente los taludes, geometría de las camadas, con el fin de realizar una demostración, por eso en algunos taludes se consideró la presencia de agua, por lo que se toma en cuenta suelos secos y saturados. Algo que conviene aclarar es que se ha considerado los efectos de una estructura de un talud armado con geomallas.

- De todo lo expuesto anteriormente se deduce que los taludes que fueron objeto de estudio en este trabajo, con sus características particulares, se puede recomendar un software dependiendo del tipo de suelo, geometría del talud y tipo de estructura a ser analizada.

- Los resultados obtenidos coinciden de buena forma entre ambas modelaciones, se puede observar una diferencia mínima aceptable (ver cuadro 4.1).