

Análisis a corto plazo de roturas de desmontes en terrenos cohesivos. Comparación entre los métodos de masa total (Taylor) y completos (Morgenstern & Price).

Pedro E. Ibáñez Gómez
Director: Dr. Iván Alhama Manteca

Enero de 2018

AGRADECIMIENTOS

Este tradicional capítulo de los Trabajos Fin de Grado, implica a todas las personas que han formado parte de este documento, desde su génesis hasta su desenlace final, a través del cual pongo fin a mi segunda etapa universitaria, que me ha permitido completar con éxito una rama de la construcción e ingeniería desconocida para mí hasta el momento.

Me gustaría hacer una mención especial al profesor Dr. Iván Alhama Manteca, al que agradezco doblemente su esfuerzo al guiarme en este trabajo, en primer lugar por la confianza depositada y en segundo lugar su profundo interés y dedicación, que sin duda ha servido de base fundamental a la hora de abordar el tema.

Como olvidar a mi familia, mis padres y mi hermana, que siempre han confiado en mí, es de justicia reconocer que sin ellos nada habría sido posible.

Por último, agradecer a mi novia y amigos su interés y aportación directa o indirectamente para el éxito del proyecto.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	5
1.1. RESUMEN	5
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE	5
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	7
2.1. TIPOLOGÍA DE ROTURAS EN DESMONTES.....	7
2.1.1. Deslizamiento (Slide)	10
2.1.2. Flujos (Flows)	12
2.1.3. Vuelcos (Topples).....	16
2.1.4. Desprendimientos (Falls)	17
2.1.5. Expansión lateral (Lateral Spreads).....	18
2.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL TERRENO	19
2.2.1. Definición.....	19
2.2.2. Factores de influencia.....	20
2.2.3. Parámetros de rotura. Ley de Coulomb.....	22
2.2.4. Ensayos	25
2.3. CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES. LA TEORÍA DEL EQUILIBRIO LÍMITE.....	28
2.3.1. Introducción	28
2.3.2. Teoría del equilibrio límite.....	29
2.3.3. Método del círculo de rozamiento o método de Taylor	32
2.3.3.1. Fundamentos del método	32
2.3.3.2. Manejo y utilización de ábacos	33
2.3.4. Método de rebanadas	36
2.3.4.1. Fundamentos del método	36
2.3.4.2. Método completo o riguroso; Morgenstern & Price y equilibrio límite generalizado (GLE) ...	38
3. ESTUDIO DE CASOS	40
3.1. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO	40
3.2. CASOS	42
3.2.1. Sustrato al pie del talud	42
3.2.2. Sustrato bajo el pie del talud	44
3.2.3. Sustrato bajo el pie de talud con condición de contorno junto al pie del talud	47
3.2.4. Profundidad del sustrato indeterminada.....	51
4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.....	53
4.1. ÁNGULO DE TALUD $B > 60^\circ$	53
4.2. ÁNGULO DE TALUD $60^\circ > B > 53^\circ$	53
4.3. ÁNGULO DE TALUD $B < 53^\circ$	54
5. CONCLUSIONES.....	55
6. BIBLIOGRAFÍA	57

1. Introducción

1.1. Resumen

En este proyecto, en primer lugar se analizan los fundamentos teóricos de la estabilidad de taludes, centrándose principalmente en la teoría de equilibrio límite y en su metodología de cálculo. Además, también se clasifican con detalle las diferentes posibilidades de rotura en taludes, junto con los principales parámetros que definen la resistencia a cortante de un talud de terrenos cohesivos a corto plazo, punto de partida indispensable para la parte práctica.

Por otro lado, en la parte práctica se utilizan estos fundamentos para estudiar la rotura más probable a corto plazo de taludes formados por terrenos cohesivos en diferentes casuísticas de contorno. Para ello, se comparan 2 métodos dentro del análisis de equilibrio límite; el de masa total o Taylor, mediante los ábacos formulados por Taylor, y el método completo o riguroso de Morgenstern & Price y equilibrio límite generalizado (GLE), a través del programa informático Geoslope.

En las conclusiones, se valoran los resultados obtenidos, comprobándose los parámetros geométricos que forman las superficies de rotura más probable según el caso y método de cálculo utilizado.

1.2. Objetivos y alcance

El objetivo principal es el de analizar la estabilidad de taludes desde dos puntos de vista; el de masa total o Taylor, basado en el equilibrio de fuerzas y momentos de la masa total movilizada del suelo, y el completo o Morgenstern, cuyo fundamento reside en el equilibrio de fuerzas y momentos presentes en las diferentes rebanadas que componen una masa movilizable, junto con la interacción entre ellas. Como resultado, se estudia la correspondencia de ambos métodos en cuanto a la tipología de rotura que se puede presentar en el talud, verificando si ambos métodos proponen o no la misma superficie de rotura en terrenos saturados cohesivos a corto plazo y en función de qué parámetros varía.

Se amplía el control y manejo del programa de ingeniería geotécnica Geoslope, aplicado al método de Morgenstern, mediante el cual podemos calcular taludes de diferentes geometrías y condiciones de contorno por varios métodos, una vez introducidos los parámetros geométricos y resistentes de nuestro caso particular.

También se logra el manejo de los ábacos de Taylor para estabilidad de taludes en terrenos cohesivos saturados, pudiendo comparar ambas metodologías y sacando conclusiones fiables sobre la rotura de taludes en terraplén o desmonte.

El alcance del proyecto viene dado por el gran número de casos que se valoran, con diferentes parámetros y condiciones que permiten establecer relaciones entre sí para poder predecir tendencias y roturas en un número indeterminado de casos para hacer una estimación sin necesidad de calcularlos.

2. Fundamentos teóricos

Para la realización de un estudio detallado de roturas en desmontes, particularizando en el caso de los terrenos cohesivos a corto plazo, cabe estudiar los fundamentos teóricos y empíricos vigentes hasta el momento como punto de partida.

En este apartado se analiza en primer lugar la tipología de roturas en desmontes, de manera que se comprenda en que casuísticas nos vamos a centrar y por qué, dentro del compendio global de posibilidades que se describen.

En segundo lugar, se definen los parámetros de resistencia a corte esenciales en terrenos cohesivos, que servirán de punto de partida esencial en el análisis posterior.

En tercer y último lugar se profundiza en el cálculo de la estabilidad de taludes mediante la teoría del equilibrio límite, específicamente el Método de Taylor (masa total) y el de Morgenstern & Prices (rebanadas).

2.1. Tipología de roturas en desmontes

La corteza terrestre está en constante movimiento. Además, hay que tener en cuenta que la meteorización y otros factores ambientales pueden afectar gravemente a las características del terreno. Todos estos factores actuando sobre una ladera (terraplén), pueden ocasionar que cambien los estados gravitacionales de la misma y que ésta al buscar su nuevo equilibrio necesite un movimiento de la masa que lo forma.

Este movimiento puede ocasionar grandes pérdidas económicas y humanas, motivos por los cuales está más que justificado el estudio concienzudo del fenómeno, de manera que se eviten y contengan en la medida de lo posible los daños que se puedan ocasionar.

Además, este riesgo geológico es más frecuente que se presente en zonas montañosas o escarpadas, relieves que presenten meteorización, estén situados en valles fluviales, que tengan materiales blandos y sueltos, etc. En este estudio nos vamos a centrar, como se ha comentado anteriormente, en los suelos cohesivos.

La clasificación de los movimientos en ladera es clave a la hora de tomar medidas de estabilización y contención de taludes, permitiendo hacerlo de una manera segura y eficaz. De lo contrario, podríamos estar generando medidas inadecuadas e inútiles a la hora de hacer frente a la estabilidad de los mismos.

Es importante tener en cuenta que esta rotura de laderas objeto de análisis tiene dos fases. Una primera fase en la que comienzan a producirse pequeñas deformaciones sin llegar a desarrollar el movimiento completo, y una segunda fase de rotura en la que se

forma la superficie de rotura (cizalla) a una velocidad variable (muy lenta o muy rápida) que se detiene una vez que la masa desplazada vuelve a una posición de equilibrio. En este caso vamos a estudiar las roturas en una segunda fase, cuando ya se ha generado la misma (Figura 2.1).



*Figura 2.1 Deslizamiento en mina de Cobre de Utah (2013).
[Fuente: EnriqueMontalar.com]*

El terreno en el que se pueden dar los procesos de movimiento en ladera, se divide en las principales clasificaciones bibliográficas entre suelo y roca. Entendiendo por suelo, desde el punto de vista ingenieril, los derrubios o la tierra. Derrubio es un suelo en el que la presencia de granulometría gruesa es predominante (suelo granular). La tierra contiene un porcentaje significativo (>80%) de finos, por lo que se trata de un material cohesivo. Por último, se puede mencionar que en el caso de que en la tierra haya mayoría considerable de limo y arcilla, estaríamos hablando de barro.

Todas las clasificaciones coinciden en la creación de 5 grandes grupos de mecanismos de rotura: Deslizamiento, flujos, vuelcos, desprendimientos y expansión lateral. En este caso, la clasificación que se muestra a continuación (Figura 2.2), está construida en base a las ampliamente aceptadas clasificaciones de Cruden y Varnes (1996), Hutchinson (1988) y Corominas y García-Yagüe (1997).

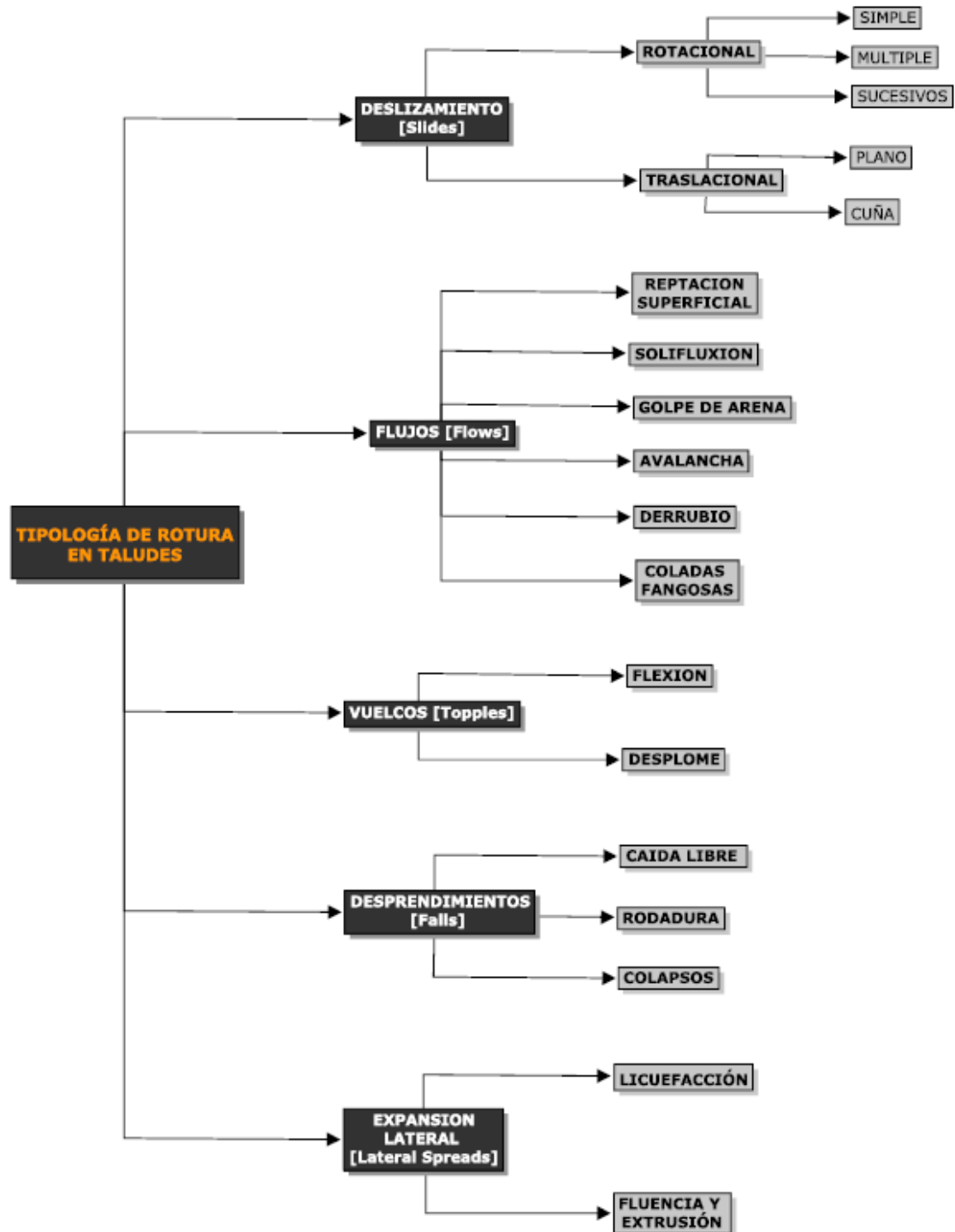


Figura 2.2. Mapa conceptual de los tipos de rotura en desmontes

2.1.1. Deslizamiento (Slide)

Se entiende por deslizamiento un movimiento de masas de suelo o roca que deslizan, moviéndose relativamente respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura. Se reconocen al conservar la forma de la masa desplazada y mostrando una superficie de rotura definida.

Al superarse la resistencia al corte de estas superficies, la masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable, pero generalmente son movimientos rápidos y alcanzan grandes volúmenes (llegando a varios millones de metros cúbicos).

Podemos encontrar dos tipologías; rotacional y traslacional.

- *Rotacional*

Esta tipología se produce formando una superficie de rotura curvilínea y cóncava (Figura 2.3). El terreno, cuando empieza a rotar genera una inclinación contra la ladera en la parte de la cabecera, mientras que en la zona del pie, puede evolucionar a una colada de tierras, principalmente en casos de presencia de agua.

Esta rotura se suele dar principalmente en suelos cohesivos homogéneos, aunque también puede darse en bloques rocosos intensamente fracturados.

Son susceptibles de reactivación una vez se igualan esfuerzos, ya que cualquier cambio piezométrico o la eliminación del pie puede generar un nuevo movimiento.

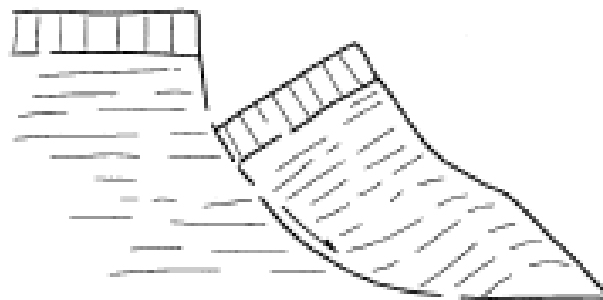


Fig. 2.3 Deslizamiento rotacional

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

En la siguiente figura se pueden observar las diferentes posibilidades de deslizamiento rotacional. El deslizamiento será “simple” si la masa se mueve en un solo bloque, mientras que se considera “múltiple” si al realizar el desplazamiento la masa se fractura en bloques más pequeños que dan lugar a escalones (Figura 2.4).

Por último, la rotura sucesiva se genera en terrenos arcillosos duros fisurados con pendientes muy próximas a su ángulo de equilibrio o en arcillas blandas muy sensitivas. La rotura genera un primer movimiento a partir del cual la arcilla acumulada fluye dando lugar a sucesivas roturas. Ocupan poca profundidad pero con gran continuidad.

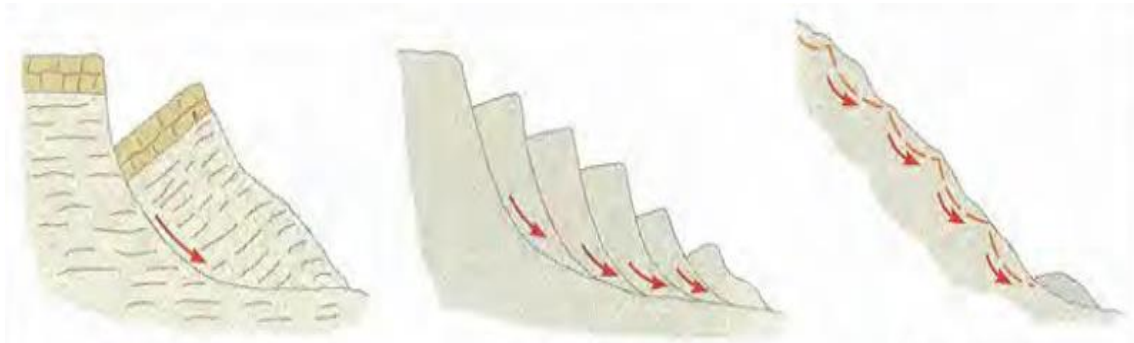


Fig 2.4 Deslizamiento rotacional simple, múltiple y sucesivo, respectivamente

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

- *Traslacional*

En las roturas traslacionales (Figura 2.5), la rotura se genera mediante superficies planas que coinciden con puntos de debilidad preexistentes como puede ser un contacto entre diferentes materiales, estratificación, etc.

Se pueden producir en suelos cohesivos, donde la fractura se produce en una capa fina situada entre estratos más potentes, o en rocosos. En general la masa desplazada se mueve a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas. Esta masa puede romperse a medida que avanza por la ladera, pudiéndose generar un flujo con la masa disgregada.

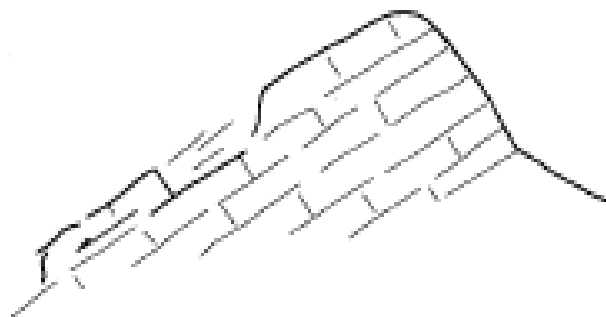


Fig 2.5 Deslizamiento traslacional plano

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

En el caso de terrenos rocosos, cuando la superficie de rotura se genera a través de dos planos que cortan en una línea de intersección, por la cual se desliza la masa rocosa de la manera que se aprecia en la figura 2.6. Aunque las roturas en terrenos rocosos no entran en el contenido del proyecto, que se centra en los materiales cohesivos, procede comentar todos los casos que puedan darse a modo bibliográfico.

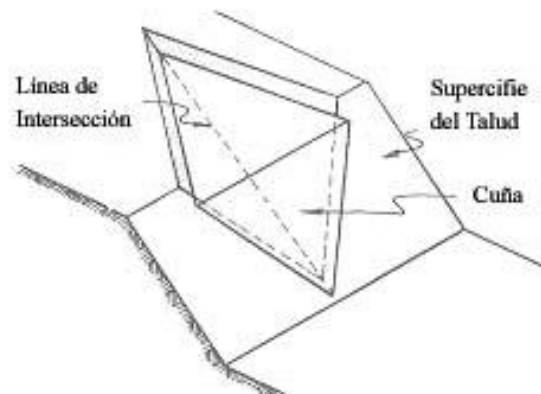


Fig 2.6 Deslizamiento traslacional en cuña

[Fuente: <http://vgatec.blogspot.com.es/2012/06/patologias-en-edificaciones-sobre.html>]

2.1.2. Flujos (Flows)

Los flujos son movimientos de suelo o roca totalmente disgregados debido a la abundante presencia de agua. En estos movimientos no se detecta una superficie de rotura definida y tampoco se conserva la forma. Se puede asemejar el proceso al del movimiento de un fluido viscoso, con velocidades distribuidas de acuerdo al movimiento de uno.

En suelos cohesivos, genera formas lobuladas, mientras que los conos de deyección se pueden detectar en caso de materiales granulares. Estos flujos pueden generarse a partir de un deslizamiento, ya que la masa desplazada puede adquirir agua y discurrir por corrientes más empinadas.

- *Reptación superficial*

Este fenómeno está recogido en las bibliografías como un movimiento extremadamente lento hasta el punto de ser imperceptible salvo que suceda durante largos periodos de tiempo. Su creación (Figura 2.7) se puede asemejar con el concepto de fluencia, y suele producirse en suelos de materiales alterados con falta de alineación de árboles, muros, etc.

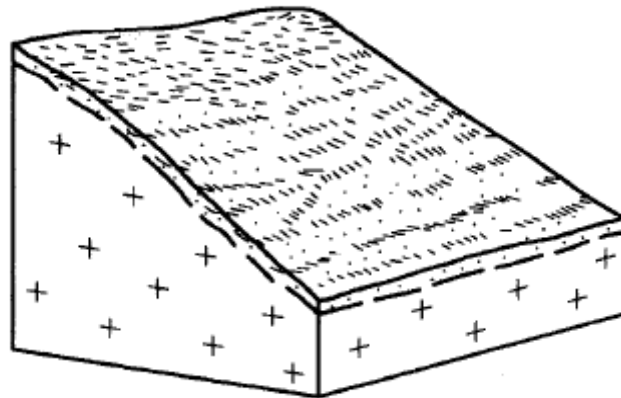


Fig 2.7 Reptación superficial

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Solifluxión*

La solifluxión es un grupo de deformaciones de pequeñas dimensiones que ocurren en suelos cohesivos de poco espesor con presencia de agua, creando formas lobuladas (Figura 2.8). Se pueden asemejar a una colada fangosa de pequeña dimensión.

Son muy frecuentes en regiones frías (clima periglacial) con fenómenos de hielo – deshielo, que provocan el aumento de las presiones de agua en los poros y dan lugar al movimiento del material superficial.

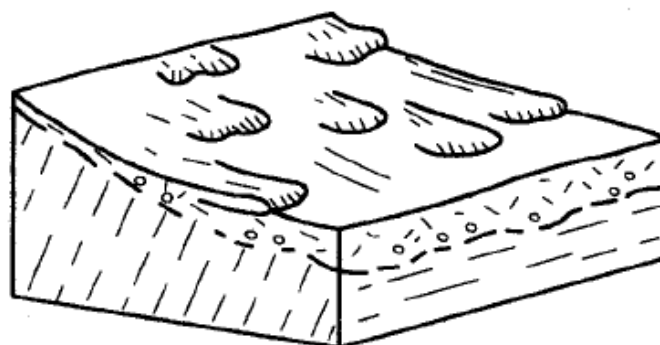


Fig 2.8 Solifluxión

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Golpe de arena y limo*

Movilización brusca por colapso estructural del suelo (arena o limo en estado seco). Esta movilización (Figura 2.9) viene provocada por alguna sacudida sísmica o rotura del suelo por desecación.

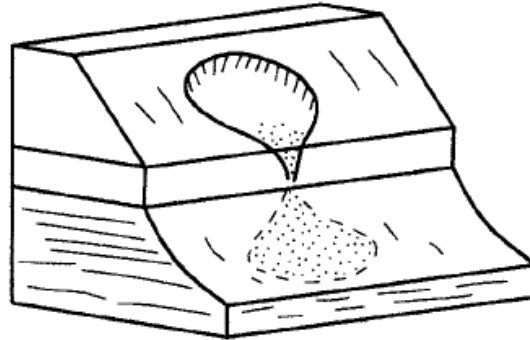


Fig 2.9 Golpe de arena y limo

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Avalancha*

En una avalancha o alud, se activa el movimiento de grandes masas de tierras, fragmentos de rocas o derrubios a gran velocidad. Generalmente surgen del movimiento de grandes magnitudes de material sin cohesión, con elevada pendiente y falta de estructura, como se muestra en la figura 2.10.

En el caso de avalanchas de derrubios, la principal diferencia con los flujos de derrubios es la no presencia de agua, la rapidez del proceso y la velocidad que se alcanza en zonas con pendiente elevada.

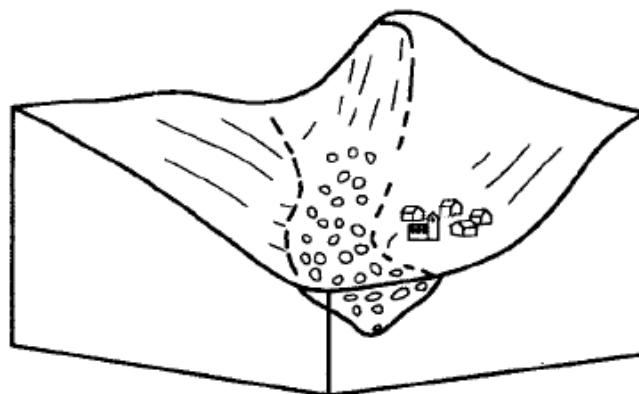


Fig 2.10 Avalancha de derrubios

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Flujo de derrubios*

Flujo de materiales detríticos predominando la fracción gruesa (bloques, cantos, gravas) que son aglomerados por materiales finos (arenas, limos y arcillas). Suelen ocurrir en laderas de material no consolidado o suelto sin cobertura vegetal.

Debido a su baja cohesión, se desparrama en la parte inferior de la ladera (Figura 2.11), pudiendo formar conos de deyección en caso de fluir por barrancos.

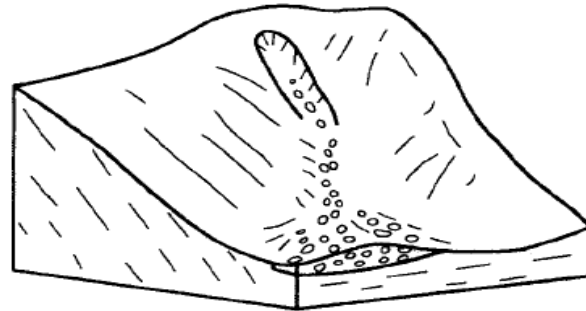


Fig 2.11 Corriente de derrubios

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Coladas fangosas*

Las coladas fangosas de tierra o barro consisten en una deformación de terrenos cohesivos o rocas blandas que suelen adoptar una forma lobulada en el pie (Figura 2.12) cuando se trata de materiales finos (cohesivos). La pérdida de resistencia suele estar motivada por la presencia de agua.

Estas coladas pueden formar parte también de un proceso de deslizamiento de tierras, como se ha comprobado en numerosas ocasiones por distintos autores.

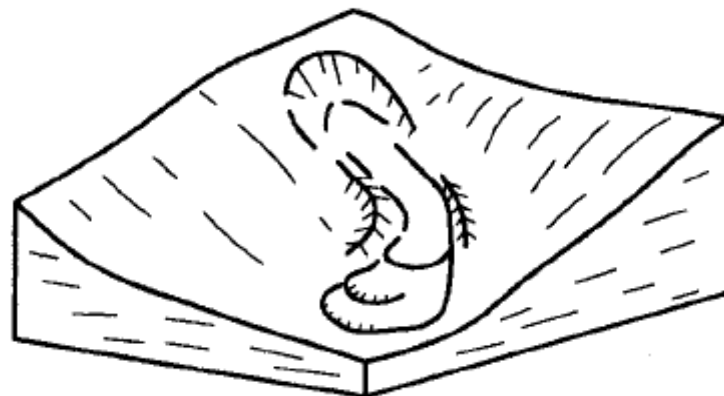


Fig 2.12 Coladas fangosas

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

2.1.3. Vuelcos (Topples)

Los vuelcos se producen cuando los estratos buzan en sentido contrario a la ladera, o bien por fracturación en bloques o rotura de la zona de pie en la ladera. Se suelen producir en frentes rocosos con estratos verticales. La fuerza desestabilizadora es la propia gravedad, y puede influir notablemente la acción del terreno adyacente o los propios fluidos que penetren entre las grietas como el agua o el hielo.

Se distinguen dos mecanismos de vuelco; flexión o desplome.

- *Flexión*

Se forman vigas semicontinuas en voladizo (Figura 2.13) por las discontinuidades en la masa de roca y terminan rompiendo puramente por flexión debido a la acción de la gravedad en ellas.

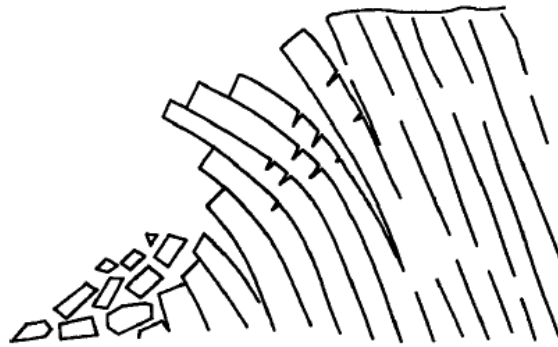


Fig 2.13 Vuelco a flexión

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Desplome*

La parte desplazada cae debido al colapso del pie del bloque fracturado, que actúa como centro del giro del material desplazado, sobre el que actúan las fuerzas gravitacionales provocando la situación de inestabilidad, como se puede ver en la figura 2.14.

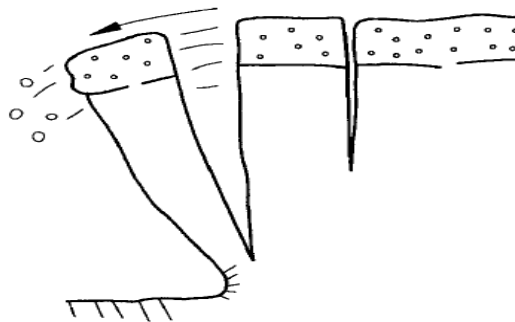


Fig 2.14 Vuelco por desplome

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

2.1.4. Desprendimientos (Falls)

Corresponde al rápido movimiento vertical de una masa de suelo o roca en forma de bloques aislados o material masivo. Entre los factores que los provocan está la erosión, pérdida de apoyo o descalce de los bloques, agua en grietas, sismo, etc.

Son procesos repentinos cuyo efecto puede ser devastador en caso de afectar a vías de comunicación o edificaciones. Hay que vigilar las zonas potencialmente peligrosas, como laderas escarpadas, acantilados, o paredes rocosas en general.

- *Caída libre*

El movimiento se produce a través de caída libre, impactando directamente con el terreno y rompiéndose en multitud de fragmentos (Figura 2.15).

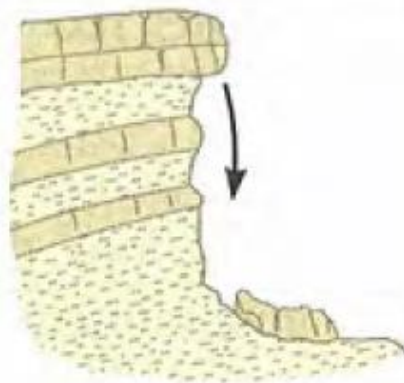


Fig 2.15 Caída libre

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

- *Rodadura*

En el caso de la rodadura, el fragmento no cae directamente a su posición final, si no que va rebotando repetidamente mientras avanza por la ladera hasta alcanzar el pie del talud (Figura 2.16).

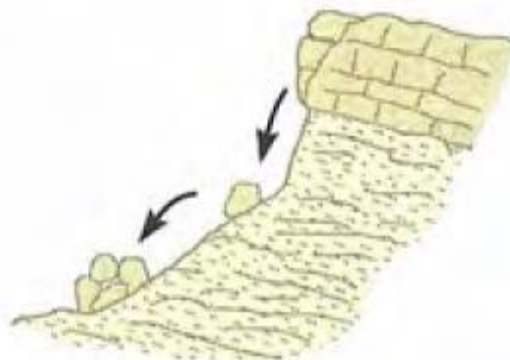


Fig 2.16 Rodadura

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

- *Colapsos*

Se trata de caídas con una trayectoria fundamentalmente vertical producidas en masas rocosas que tienen un socavón efectuado por un río o el oleaje, disgregando en definitiva las rocas de su pie (Figura 2.17).

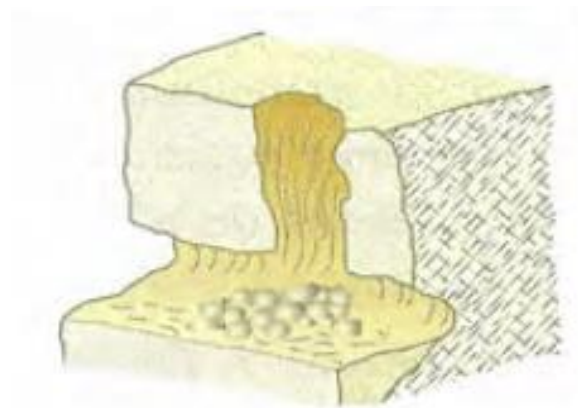


Fig 2.17 Colapso

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

2.1.5. Expansión lateral (Lateral Spreads)

Llamado en algunas bibliografías “Desplazamientos laterales”, consiste en el movimiento de bloques rocosos o materiales muy rígidos sobre un material blando y deformable. Los bloques se desplazan muy lentamente incluso con pendientes muy bajas. Este movimiento se origina por la pérdida de resistencia del material subyacente. Los principales casos de expansión lateral son; licuefacción o fluencia y extrusión.

- *Licuefacción*

Se produce por la licuefacción del material subyacente. Se inicia por un deslizamiento rotacional por el cual la arcilla pasa a ser un líquido denso arrastrando bloques de material superpuesto sobre ella (Figura 2.18). Algunos autores como Hutchinson consideran esta modalidad como una variante de los deslizamientos traslacionales.



Fig 2.18 Licuefacción

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

- *Fluencia y extrusión*

Los desplazamientos afectan al conjunto de la formación sin que se definan fácilmente zonas de cizalla o rotura. Por ejemplo, se produce cuando una capa de arcillas humedecidas, debido al peso de las capas superiores, extruye lateralmente a la misma, fracturando estas capas que se separan en grandes bloques. En esta separación acaba introduciéndose la misma arcilla lentamente (Figura 2.19).



Fig 2.19 Fluencia y extrusión del material subyacente

[Fuente: <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>]

2.2. Resistencia al esfuerzo cortante del terreno

En este apartado se desarrolla la resistencia a corte de los suelos, sin profundizar en exceso, pero proporcionando los fundamentos esenciales del funcionamiento de este esfuerzo, que tiene una influencia directa en la estabilidad de taludes. La resistencia a corte es el factor predominante en la mayoría de casos de colapsos de laderas en desmonte o terraplén, como veremos más adelante.

2.2.1. Definición

La resistencia a corte de un suelo viene determinada por diversos factores como la cohesión o la fricción entre partículas. Éstas reaccionan ante un cambio del estado tensional del suelo que deforma el mismo debido, por ejemplo, a la construcción de una estructura sobre él, un cambio de tensiones efectivas en el terreno debido a su variación del contenido de agua, etc.

Si las reacciones que se producen internamente en el suelo para contrarrestar el cambio tensional que intenta provocar la rotura por corte no fueran suficientes, el terreno fallará, provocando superficies de rotura que amenazarán la estabilidad del talud. En la siguiente fotografía (Figura 2.20) se puede ver un caso de fallo por falta de resistencia a corte del terreno.



Fig 2.20 Falla por corte de un suelo

[Fuente: http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Capitulo%203_Resistencia%20al%20corte.pdf]

2.2.2. Factores de influencia

Los factores que influyen directamente en la resistencia al corte de los suelos cohesivos son los siguientes;

- *Tensiones*

Las partículas del terreno están sometidas a tensiones (Figura 2.21), que se pueden clasificar en 3 tipos:

- *Tensiones normales (σ)*: Compresión o tracción, actuando de manera normal al plano.
- *Tensiones tangenciales (τ)*: Paralelas al plano considerado.
- *Presión intersticial (u)*: Presión que produce el agua entre partículas, actuando en todas direcciones.

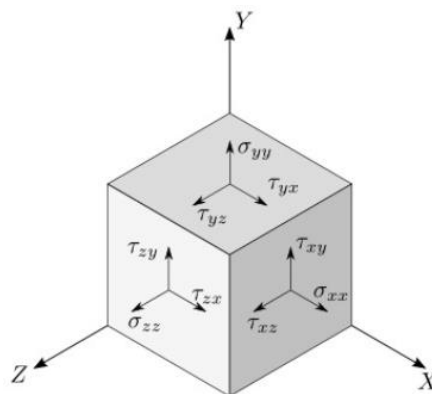


Fig 2.21 Distribución de tensiones normales y tangenciales

[Fuente: Resistencia de materiales para arquitectos e ingenieros. Ed: Aula Magis]

- *Fricción*

Las superficies de rotura no atraviesan las partículas del suelo, sino que van rodeando las mismas, buscando el camino “débil” (Figura 2.22). Esto significa que el desplazamiento se produce entre grano y grano, por lo que cuanto más irregular sea la forma del grano y más número de partículas haya, mayor será la resistencia por fricción.

Esta resistencia a la fricción afecta directamente al ángulo de rozamiento del material, cuanto mayor sea este ángulo, mayor será también la resistencia al corte del suelo, aumentando la pendiente de la envolvente de rotura de Coulomb.



Fig 2.22 Fricción entre partículas

[Fuente:http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Capitulo%203_Resistencia%20al%20corte.pdf]

- *Cohesión*

Los terrenos cohesivos objetos a estudio en este proyecto, además de la fricción y las tensiones internas, hay que añadirles una fuerza extra; la cohesión entre partículas (Figura 2.23).



Fig 2.23 Cohesión entre partículas

[Fuente:http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Capitulo%203_Resistencia%20al%20corte.pdf]

Esta cohesión aumentará proporcionalmente la tensión de rotura, desplazando hacia arriba la envolvente de rotura del terreno. En arcillas preconsolidadas, que han sufrido en el pasado cargas superiores a las que soportan en la actualidad, son las que más cohesión presentan, y por tanto, mayor resistencia al corte.

2.2.3. Parámetros de rotura. Ley de Coulomb

Los factores explicados en apartados anteriores, toman forma analítica mediante la empírica expresión propuesta por Coulomb en 1776. En esta expresión se relacionan tensiones efectivas normales a las partículas, la fricción efectiva de las mismas y la cohesión del suelo (inexistente en terrenos granulares). La razón de que todos los parámetros sean “efectivos” viene de que el agua por sí misma no es capaz de soportar esfuerzos cortantes sustanciales, por lo que el mecanismo resistente viene dado únicamente por las partículas (tensión y fricción), y además de la posible cohesión, como se describe en el punto 2.2.2.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$$

donde:

τ = Resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano

c' = Cohesión efectiva de las partículas

σ_n = Tensión total normal actuando sobre el mismo plano

u = Presión intersticial

ϕ' = Angulo de rozamiento interno efectivo

La expresión de Coulomb representa una recta en el espacio en función de la tensión efectiva (diferencia entre totales e intersticial) y la resistencia al corte, denominada envolvente de rotura del suelo. En esta línea se obtiene, para cada valor de tensión efectiva normal, la máxima tensión tangencial aplicable antes de la rotura.

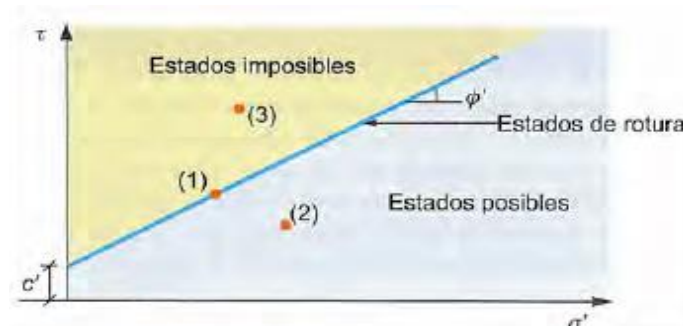


Fig 2.24 Envolvente de rotura de Coulomb

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

En la figura 2.24, se comprueba como:

- La cohesión efectiva (ordenada en el origen), corresponde a la tensión tangencial máxima aplicable al terreno cuando la tensión normal efectiva es igual a 0.
- La tensión efectiva normal es proporcional a la máxima tensión tangencial movilizable en el suelo.
- La envolvente de rotura separa los estados posibles (por debajo de la línea de rotura) e imposibles (envolvente de rotura y por encima de la misma)

En el caso que nos ocupa en el proyecto, el de terrenos cohesivos, los resultados de rotura a corte que podemos obtener varían en función de su grado de consolidación y drenaje.

En cuanto a la primera variable, el grado de consolidación, podemos ver en el siguiente grafico (Figura 2.25) como las arcillas preconsolidadas presentan valores de cohesión importantes, que aumentan significativamente la resistencia a corte. Las arcillas normalmente consolidadas, sin embargo presentan una cohesión despreciable, con una resistencia a corte inferior. La resistencia residual se obtiene como la resistencia mínima que presenta el terreno una vez sus partículas se han reorientado fruto del proceso de consolidación y se sitúan paralelas a la superficie de rotura.

Esta relación entre consolidación y resistencia al corte se asocia al cambio de rigidez y de la densidad de la muestra.

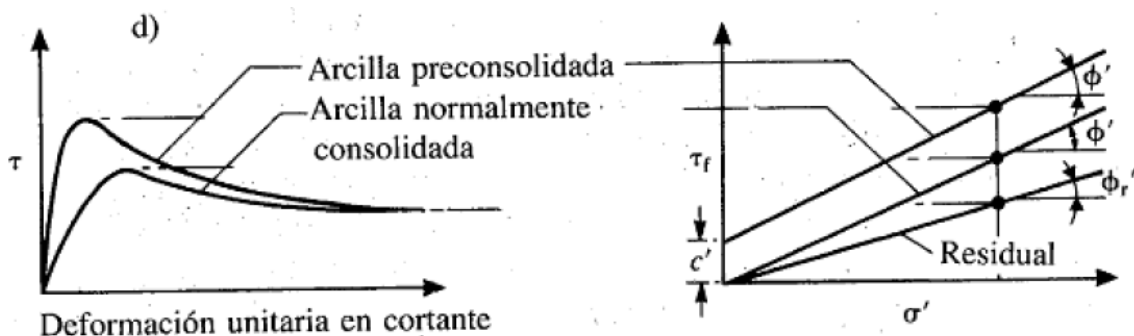


Fig 2.25 Influencia del grado de consolidación en arcillas saturadas
[Fuente: BERRY, Peter L., REID, D., (1993)]

En cuanto a la segunda variable, el drenaje, siempre que estemos hablando de **condiciones saturadas de terreno**, influye directamente en la envolvente de rotura de la muestra.

Cuando existe el drenaje, al eliminar el exceso de presión intersticial y aumentar la tensión efectiva, hace que se aumente la resistencia a corte a la vez que aumentan las tensiones normales, como podemos comprobar en la Figura 2.26.

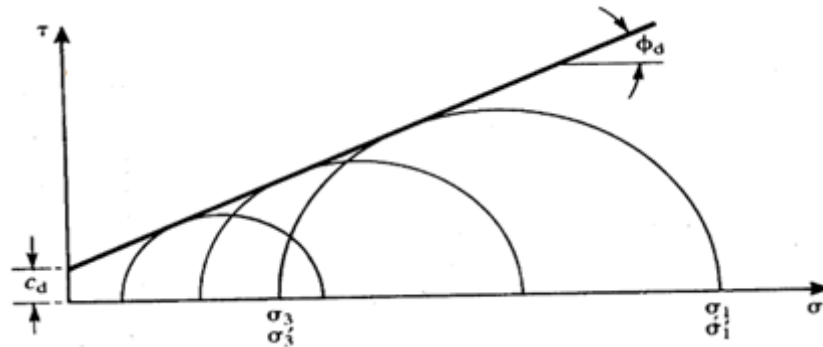


Fig 2.26 Envolvente de arcillas saturadas drenadas

[Fuente: BERRY, Peter L., REID, D., (1993)]

En condiciones no drenadas, la eliminación de presión intersticial no se produce, puesto que el agua asume el incremento de presión, sin modificación de las tensiones efectivas ni de la resistencia a corte. En este caso se genera una envolvente de rotura horizontal ($\phi=0$), donde **el valor de la cohesión no drenada es el que determina la resistencia a corte del suelo.**

La razón por la que se crean varios círculos de Mohr en muestras del mismo terreno (Figura 2.27), es precisamente que al no haber drenaje ni medirse la presión intersticial, se representan tensiones totales. Si se eliminaran estas tensiones totales y se dejaran efectivas, sólo habría un círculo de Mohr, correspondiente a las efectivas y con la misma resistencia máxima de corte movilizable, por lo que el resultado del ensayo es igual de válido. Prueba de ello, es que el desviador de tensiones (diámetro del círculo de Mohr y diferencia entre tensión vertical y horizontal aplicada) es el mismo en todos los círculos.

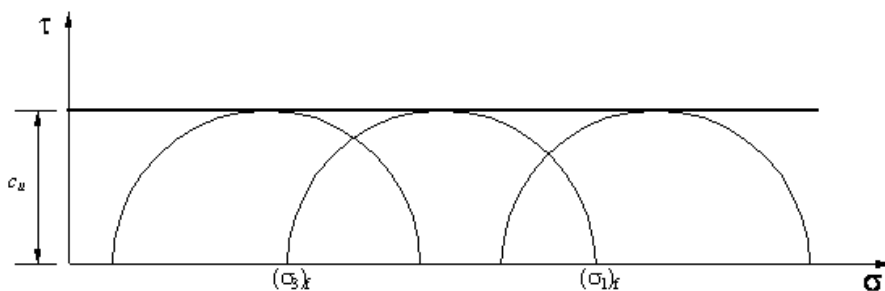


Fig 2.27 Envolvente de arcillas saturadas no drenadas

[Fuente: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/suelos-ensayo-triaxial-no-consolidado.html>]

2.2.4. Ensayos

La resistencia a corte de los suelos se puede evaluar mediante 3 ensayos diferentes, que se esquematizan en la figura 2.28.



Fig 2.28 Tipos de ensayo

- *Corte Directo*

Este ensayo consiste en una caja rígida de acero de sección cuadrada y dividida en dos mitades. En su interior se sitúa la muestra, a la cual se le aplica una carga vertical distribuida por toda la superficie de la misma a través de una placa metálica. Este conjunto se introduce en otro recipiente de mayores dimensiones para realizar el ensayo en condiciones de saturación.

Las tensiones cortantes se generan con el movimiento horizontal de la parte inferior de la caja, impidiendo el movimiento de la parte superior.

El principal inconveniente de este ensayo es la imprecisión en caso de muestras no drenadas al no poder medir las presiones intersticiales, por lo que este tipo de ensayos debería realizarse en una cámara triaxial. Por el contrario, su principal ventaja es su precio, facilidad de realización y rapidez de resultados.

En la siguiente figura 2.29 se muestra el dispositivo del ensayo.

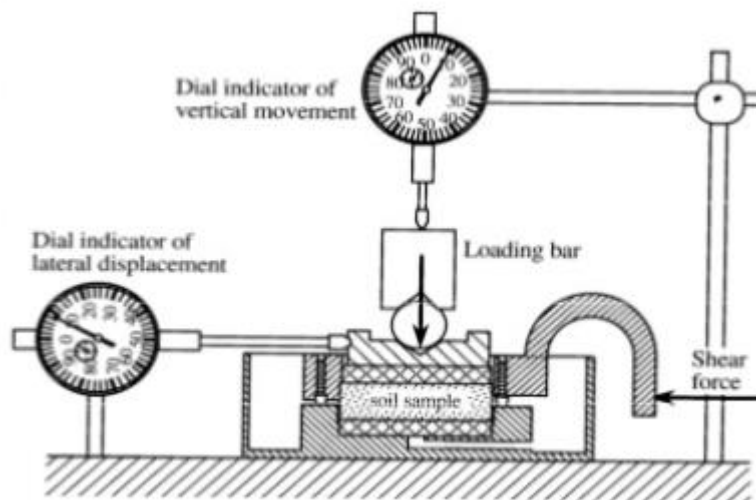


Fig 2.29 Ensayo de corte directo

[Fuente: <https://es.slideshare.net/matucana64/05a-resistencia-al-corte>]

- *Compresión simple*

Se trata de un ensayo parecido al de compresión simple que se realiza en las probetas de hormigón tradicionales, en el que una muestra cilíndrica del terreno (generalmente cohesivos, como arcillas o limos) es sometida a una tensión axial por su extremo superior, sin ningún tipo de confinamiento lateral, a través del dispositivo mostrado en la figura 2.30.

El círculo de Mohr se obtiene directamente a partir del resultado del ensayo (el radio del círculo es la resistencia a compresión obtenida del ensayo).



Fig 2.30 Ensayo compresión simple

[Fuente: <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/ensayos-de-laboratorio-resistencia-de-los-suelos-1/>]

- *Ensayo Triaxial*

Este es sin lugar a dudas el ensayo más generalizado para evaluar la resistencia a corte de los suelos, por su versatilidad y la cantidad de información que proporciona en numerosos escenarios diferentes.

Consiste en una probeta cilíndrica de suelo, cuya altura es el doble del diámetro, y a su vez está rodeada por una membrana impermeable. Una vez preparada la probeta se coloca en un pedestal metálico dentro de una célula cilíndrica en la que se introduce agua. Esta agua puede proporcionar la presión que se precise a la probeta, de manera que se produzca su confinamiento, directamente proporcional a la presión isotrópica que se aplique al agua.

Una ventaja de este ensayo, es que permite el control de la presión intersticial en el interior de la muestra, a través del tubo de drenaje, mediante el cual se varía el contenido de agua en el interior de la muestra.

A la hora de aplicar tensiones tangenciales, se trabaja igual que en el ensayo de corte directo, se imprime un movimiento ascendente controlado a la célula mientras que en la parte superior se dispone un pistón rígido que impide ese movimiento. De la medición del esfuerzo que realiza el pistón, se obtiene la reacción necesaria para mantener fija la parte superior de la muestra. El sistema completo se explica en la figura 2.31.

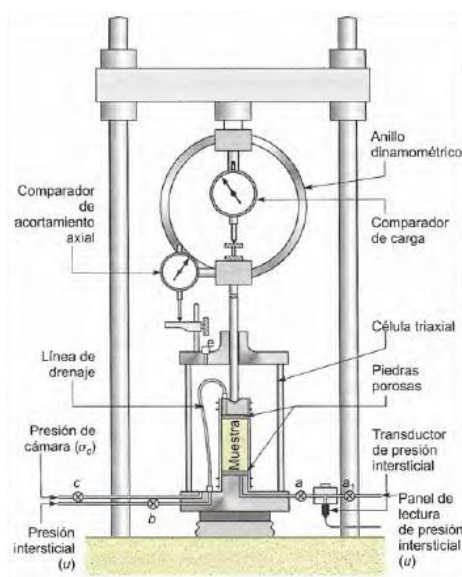


Fig 2.31 Ensayo triaxial

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). *Ingeniería Geológica*]

2.3. Cálculo de estabilidad de taludes. La teoría del equilibrio límite

2.3.1. Introducción

El cálculo de estabilidad de taludes consiste fundamentalmente en determinar un factor de seguridad teniendo en cuenta todos los aspectos que afecten a la estabilidad de un talud antes de ser realizado. Por otro lado, también puede realizarse un análisis a posteriori, una vez que la rotura se ha producido, de manera que se pueda estudiar mejor el comportamiento del suelo, extrapolando los resultados a otros taludes similares o simplemente conocer los condicionantes de la rotura para tomar las medidas correctoras correspondientes.

Son factores que afectan significativamente a la estabilidad de un talud: los parámetros geomorfológicos, presencia de grietas, cargas dinámicas, geometría del talud, propiedades de los suelos, flujo de agua, etc.

Los métodos se pueden clasificar de acuerdo al siguiente esquema (Figura 2.32), en este proyecto nos centramos en la teoría del equilibrio límite, más concretamente en los métodos de rebanadas completos comparados con los de masa total, por lo que los desarrollaremos más adelante.

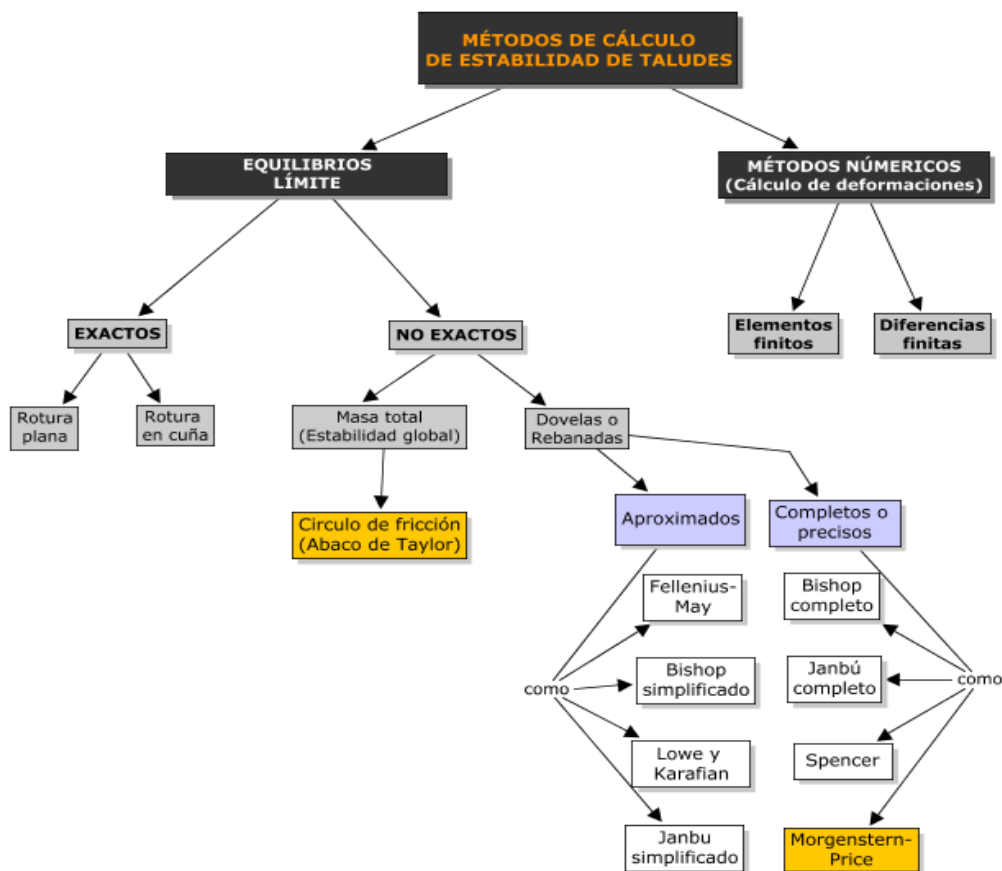


Fig 2.32 Métodos de cálculo de estabilidad de taludes

2.3.2. Teoría del equilibrio límite

Es sin duda el método más utilizado en la actualidad. Consiste en analizar el equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable, comparando las fuerzas que favorecen el movimiento con las que se oponen a él.

- **HIPOTESIS INICIALES**

Se resumen a continuación las principales hipótesis que se consideran en este método:

- Se estudia el talud bidimensionalmente, es decir, la longitud del talud se considera infinita.
- Se supone una superficie de rotura plana o curva. La masa contenida en esa superficie se considera un único bloque o varios bloques más pequeños dependiendo de la forma de rotura o procedimiento de cálculo.
- El criterio de rotura utilizado se basa en el de Mohr-Coulomb.
- Cada uno de los bloques de la masa deslizante cumplirá el equilibrio estricto, aunque esta hipótesis no se cumple en todas las metodologías.
- Definición de un factor de seguridad. Normalmente se adoptarán valores entre 1,5 y 2 para taludes permanentes. Una vez evaluado el factor de seguridad, se deberán comprobar otras posibles superficies de rotura de manera que se alcance el **coeficiente de rotura pésimo**, que se corresponderá con la superficie de rotura más probable.

En la siguiente sección, se simplifican los esfuerzos que se valoran (Figura 2.33) para la estabilidad de taludes de acuerdo a la teoría del equilibrio límite.

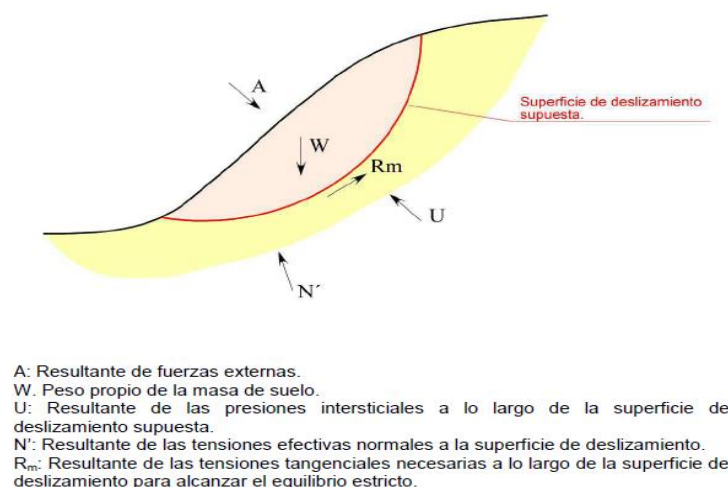


Fig 2.33 Resumen de fuerzas influyentes en la estabilidad de taludes
[Fuente: LUIS ORTUÑO ABAD, (2015) Estabilidad de taludes en suelos]

- **FACTOR DE SEGURIDAD**

El factor de seguridad se define según el método de cálculo que estemos empleando para su obtención. En el caso del equilibrio límite, podemos encontrar dos posibilidades:

- Cálculo de F en base al equilibrio estricto entre las fuerzas actuantes.

Este método calcula el factor de seguridad de acuerdo a las fuerzas que influyen en la estabilidad del talud, dividiéndolas en estabilizadoras y desestabilizadoras.

$$F = \frac{\sum \text{Fuerzas estabilizadoras}}{\sum \text{Fuerzas desestabilizadoras}} = \frac{W \cos \alpha + R_m}{W \sin \alpha + U}$$

En cuanto al numerador (Fuerzas estabilizadoras) podemos encontrar:

- El peso que actúa normal a la superficie de rotura ($W \cos \alpha$)
- Resistencia a cortante del terreno (R_m)
- Fuerzas exteriores estabilizadoras

Mientras que las fuerzas desestabilizadoras son:

- El peso que actúa en la dirección paralela a la superficie de rotura ($W \sin \alpha$)
- Presión intersticial actuando normalmente a la superficie de rotura (U)
- Fuerzas exteriores (estáticas y dinámicas) desestabilizadoras

La distribución de estos esfuerzos, se puede visualizar en la figura 2.34:

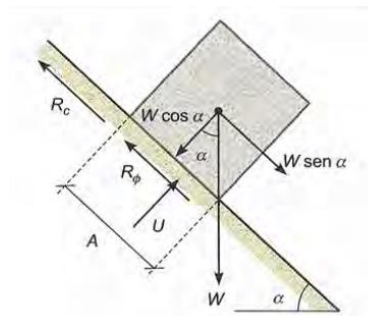


Fig 2.34 Factor de seguridad en función de las fuerzas
[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

- *Expresión de F* en función de las tensiones presentes en el talud.

El factor de seguridad parte del criterio de Mohr-Coulomb explicado anteriormente. Se compara la resistencia al corte máxima disponible en el terreno (Tensiones tangenciales estabilizadoras) frente a la tensión que mantiene el equilibrio del talud (Tensiones tangenciales desestabilizadoras o movilizadas).

En la siguiente expresión se presenta el cálculo del factor de seguridad de acuerdo a este criterio. El numerador es la tensión máxima a cortante que puede alcanzar el terreno, medida a través de los parámetros de Coulomb: la cohesión efectiva (c'), tensión efectiva (σ') y ángulo de fricción efectivo (ϕ'). En el denominador se sigue la misma ecuación pero los parámetros tienen el subíndice "m", para identificar que son tensiones movilizadas en el talud, no las máximas disponibles.

$$F = \frac{\sum \text{Tensiones tangenciales estabilizadoras}}{\sum \text{Tensiones tangenciales desestabilizadoras}} = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{c'_m + \sigma' \tan \phi'_m}$$

En este gráfico se representan las expresiones anteriores (numerador y denominador) en forma de rectas, mientras que el área verde entre ambas equivale al factor de seguridad. Cuanto más grande sea esta área, mayor será el coeficiente de seguridad, que será igual a 1 cuando coincidan las 2 rectas y la resistencia máxima del terreno corresponda con la movilizada para mantener la estabilidad del talud.

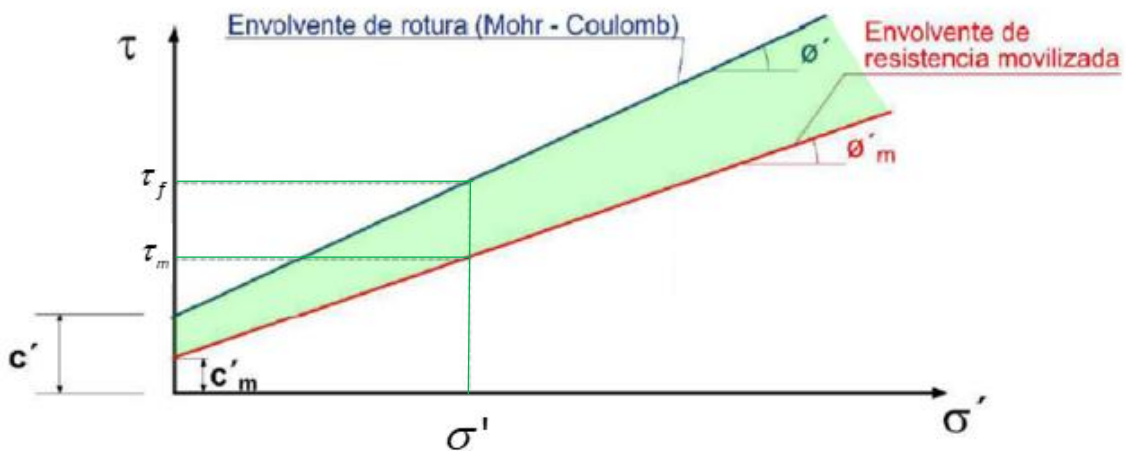


Fig 2.35 Factor de seguridad en función de las tensiones
 [Fuente: LUIS ORTUÑO ABAD, (2015) Estabilidad de taludes en suelos]

En el caso de condiciones sin drenaje, el factor de seguridad se calcula de la misma manera, pero utilizando la resistencia al corte sin drenaje (S_u) en relación a la resistencia al corte sin drenaje movilizada (S_{um}) de acuerdo a la siguiente expresión.

$$F = \frac{S_u}{S_{um}}$$

2.3.3. Método del círculo de rozamiento o método de Taylor

El primer método que vamos a utilizar para la comparativa, es el método de masa total o Taylor (círculo de rozamiento), cuyos fundamentos y cálculo se describen a continuación.

2.3.3.1. Fundamentos del método

Sus principales hipótesis son la homogeneidad e isotropía del suelo, además de la existencia de un estrato firme bajo el pie del talud y una rotura circular de la masa desplazada. El cálculo se basa en el equilibrio de fuerzas y momentos generados en la masa movilizada, considerada como un único elemento, de acuerdo al siguiente esquema (Figura 2.36):

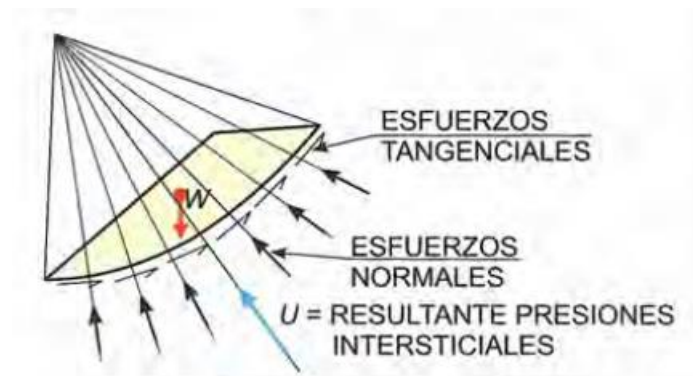


Fig 2.36 Distribución de esfuerzos

[Fuente: GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica]

Taylor propuso unos ábacos de uso sencillo, tanto para el caso de terreno sólo con cohesión (corto plazo sin drenaje), como para el caso de cohesión y rozamiento interno. En este análisis nos centraremos únicamente en el método de cohesión sin rozamiento, ya que estamos estudiando la estabilidad a corto plazo.

Los tipos de superficies de rotura planteados por Taylor y en las cuales se basan sus ábacos son definidos en la figura 2.37:

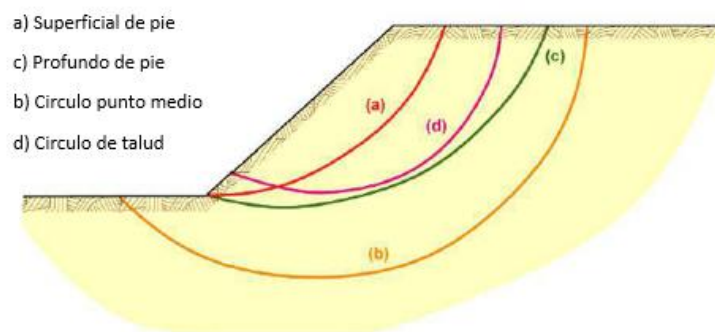


Fig 2.37 Formas posibles de las superficies de rotura

[Fuente: LUIS ORTUÑO ABAD, (2015) Estabilidad de taludes en suelos]

La siguiente tabla clasifica los tipos de roturas en relación al ángulo del talud propuestos por Taylor.

RELACIÓN DE ANGULOS CON RESPECTO AL TIPO DE ROTURA	
ÁNGULO	TIPO DE ROTURA
$\beta \geq 60^\circ$	Círculo superficial de pie
$60^\circ > \beta \geq 53^\circ$	Círculo profundo de pie
	Círculo de talud
$\beta < 53^\circ$	Círculo de punto medio
	Círculo de pie
	Círculo de talud

Tabla 2.1. Relación de ángulos y rotura según Taylor

En cuanto al cálculo de estabilidad, en la siguiente imagen (Figura 2.38) se definen los principales parámetros iniciales necesarios para utilizar los ábacos de Taylor, tanto en rotura de pie (izquierda), como en rotura de punto medio (derecha)

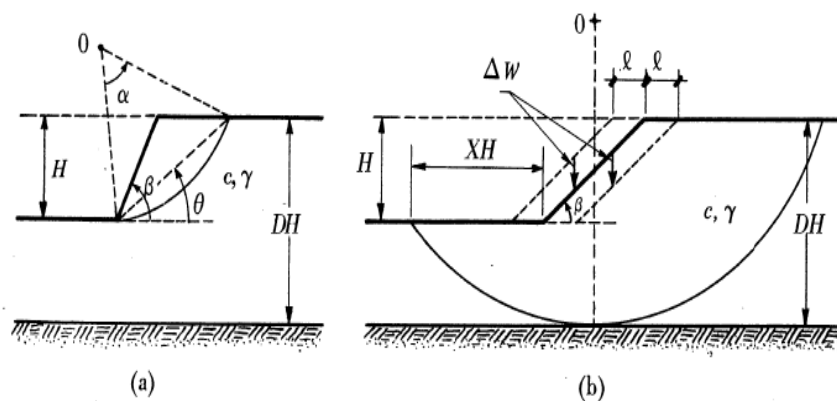


Fig 2.38 Rotura de pie (a) y de punto medio (b) con parámetros geométricos
[Fuente: JIMENEZ SALAS, Jose A. (1981)]

2.3.3.2. Manejo y utilización de ábacos

Para el caso de suelos arcillosos saturados a corto plazo, se considera que no hay drenaje, debido a que no da tiempo a que la presión intersticial se libere. Esta ausencia de drenaje el ángulo de fricción es 0, como se explica en la fig 2.27. En cuanto a la cohesión, se considera constante la cohesión no drenada (C_u). Recordemos que la resistencia al corte no drenada (S_u) es igual a la cohesión, al ser horizontal la envolvente de rotura ($S_u = C_u$).

Los parámetros a definir del ábaco de Taylor de estabilidad de taludes saturados a corto plazo son:

- Coeficiente de estabilidad (N_s)

$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{c_a}$$

donde;

$c_a = \frac{S_u}{F_s}$ = Cohesión movilizada (S_u = Resistencia a corte no drenada).

γ = Peso específico aparente del terreno. En caso de que parte del terreno esté saturada y parte no, se hará una ponderación de valores en función de la potencia del estrato saturado y no saturado.

H = Altura del talud (Fig. 2.38)

- Factor de profundidad (D)

$$D = \frac{DH}{H}$$

donde;

DH= Profundidad desde la coronación del talud hasta el estrato resistente (Fig. 2.38)

H= Altura del talud (Fig. 2.38)

Con estos 2 parámetros, estamos en disposición de entrar en el ábaco y obtener el ángulo β de estabilidad óptimo para un factor de seguridad determinado. Por ejemplo, para un $N_s= 7,5$ y $D=1,5$, corresponderá un $\beta = 16^\circ$, como se puede comprobar fácilmente en el siguiente ábaco.

De igual manera, si el parámetro conocido fuera la pendiente del mismo (β), podremos encontrar su índice de estabilidad N_s a partir del ángulo del mismo (para ángulos inferiores a 53° , además de β se necesitará también el factor de profundidad). Siguiendo el ejemplo anterior, partiríamos de $\beta = 16^\circ$ y $D=1,5$ para obtener un $N_s= 7,5$.

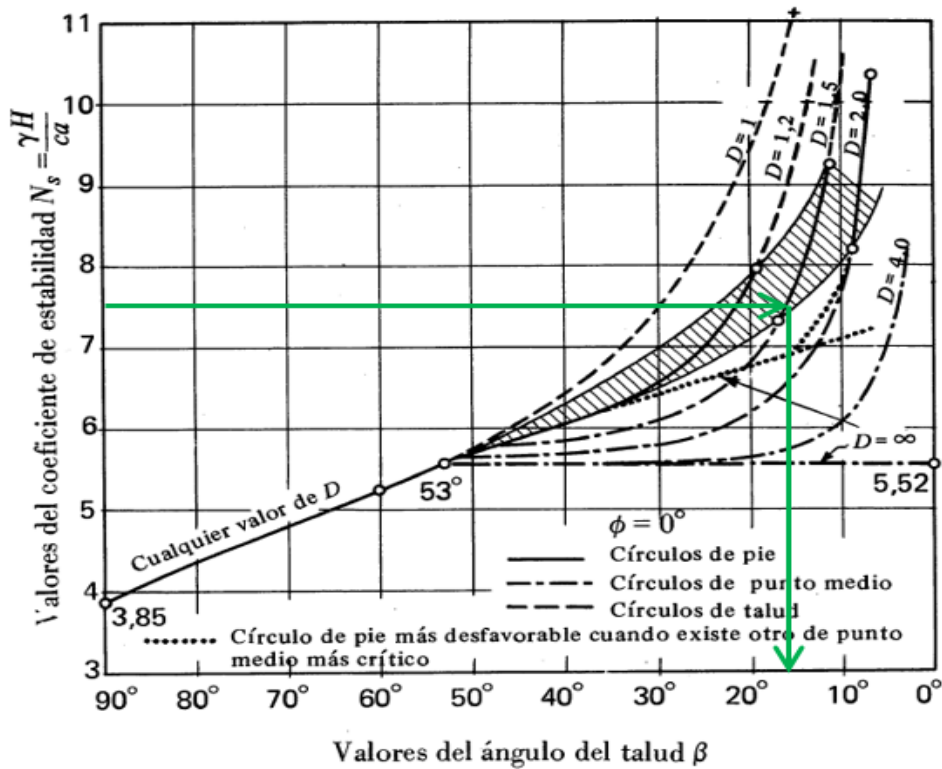


Fig 2.39 Ábaco de Taylor de estabilidad de taludes saturados a corto plazo.
 [Fuente: JIMENEZ SALAS, Jose A. (1981)]

En la figura 2.40 (izquierda) se puede observar la relación entre el ángulo del talud β y los ángulos $\alpha/2$ y θ que definen el círculo de pie crítico para $\beta \geq 50^\circ$.

En la figura 2.40 (derecha) se presenta la relación del ángulo del talud β con el factor de profundidad "D" y los diferentes valores de "X".

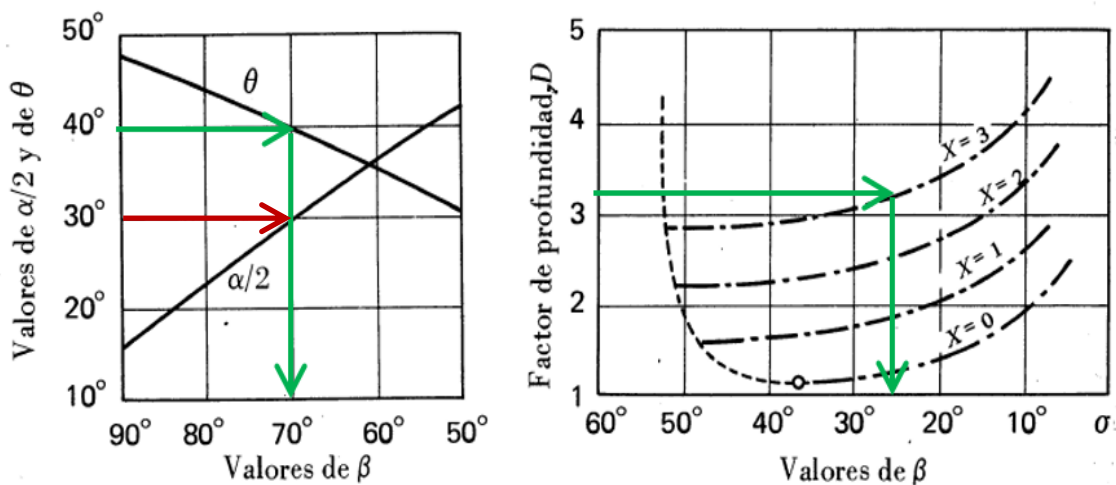


Fig 2.40 Ábacos de Taylor de relación geométrica de ángulos.
 [Fuente: JIMENEZ SALAS, Jose A. (1981)]

2.3.4. Método de rebanadas

El segundo método que se va a comparar, es el método conocido como el método de las rebanadas, centrándose en la metodología completa o rigurosa de cálculo de Morgenstern & Price.

2.3.4.1. Fundamentos del método

Este método, a diferencia del de Taylor, se divide la masa potencialmente desplazable en diferentes fajas o rebanadas (Figura 2.41). De esta manera, las tensiones normales en la superficie de rotura dejan de concentrarse en un único punto, para obtener las diferentes tensiones normales que actúan en cada rebanada.

Por el contrario, la división de la masa global en rebanadas más pequeñas genera que haya que tener en cuenta también las **fuerzas que interactúan entre ellas**, lo que da lugar a la creación de hipótesis y métodos diferentes para el mismo concepto.

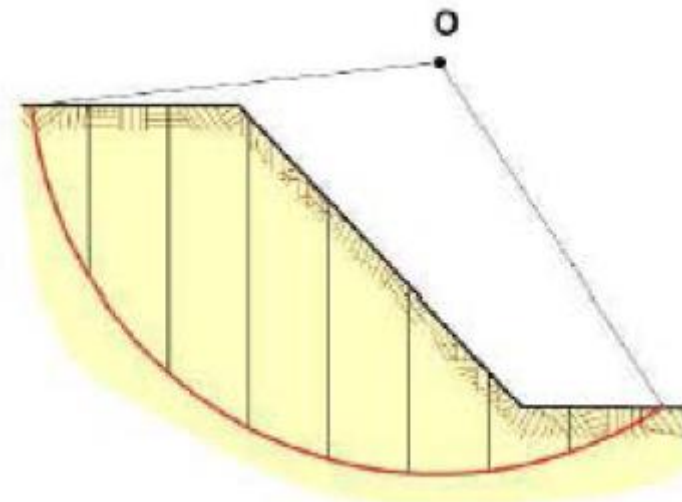


Fig 2.41 División por rebanadas

[Fuente: LUIS ORTUÑO ABAD, (2015) Estabilidad de taludes en suelos]

El método nace para mejorar el de Taylor, haciendo más preciso el cálculo. La primera ventaja de este método es que el suelo deja de considerarse homogéneo como plantea Taylor, en este caso se pueden aplicar parámetros de resistencia a corte diferentes entre rebanadas. De la misma manera, la rotura no necesariamente tiene que ser circular, ya que se pueden repartir las rebanadas de acuerdo a roturas gobernadas por heterogeneidades geológicas o estratigráficas.

En cuanto a la presencia de agua, mientras que en el método de masa total sólo se puede considerar de manera horizontal, en el método de las rebanadas puede considerarse nivel freático variable en altura no horizontal (redes de flujo).

El coeficiente de seguridad sigue siendo el principal parámetro a evaluar del método, que definirá la superficie pésima de rotura acorde al valor más bajo de los coeficientes de seguridad calculados.

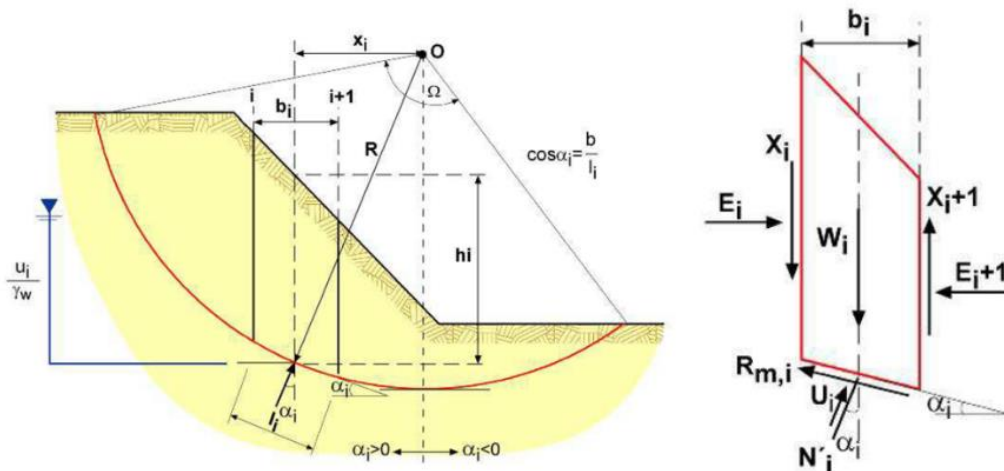


Fig 2.42 Esfuerzos rebanadas

[Fuente: LUIS ORTUÑO ABAD, (2015) Estabilidad de taludes en suelos]

Las variables (Figura 2.42), tanto geométricas como de esfuerzos, vienen descritas a continuación.

Parámetros geométricos

- **b_i** : Ancho de rebanada
- **l_i** : Longitud de la base de la rebanada
- **α_i** : Ángulo de inclinación de rebanada con respecto a la horizontal
- **h_i** : Altura media de la rebanada
- **x_i** : Brazo del peso de la rebanada con respecto al centro del círculo
- **Ω** : Ángulo central del círculo de deslizamiento

Fuerzas

- **W_i** : Peso de la rebanada.
- **U_i** : Resultante de intersticiales en la base de la rebanada
- **N'_i** : Resultante de efectivas normales en la base de la rebanada
- **$R_{m,i}$** : Resultante de tensiones tangenciales movilizadas en la base de la rebanada.
- **X_i, X_{i+1}** : Resultante de tensiones tangenciales en las caras verticales a los dos lados de la rebanada.
- **E_i, E_{i+1}** : Resultante de tensiones normales en las caras verticales a los dos lados de la rebanada.
- **A_i** : Resultante de las cargas exteriores al talud situadas en la rebanada

Los diferentes métodos dentro de las rebanadas, se pueden clasificar en aproximados o precisos, en función de si cumplen o no todas las ecuaciones de equilibrio. En este estudio, vamos a centrarnos en el que propuso Morgenstern & Prices, que sí satisface las ecuaciones de equilibrio (fuerza vertical, horizontal y momentos).

2.3.4.2. Método completo o riguroso; Morgenstern & Price y equilibrio límite generalizado (GLE)

En este método, Morgenstern & Price proponen la siguiente relación entre las fuerzas que actúan entre rebanadas:

$$\frac{X_i}{E_i} = \lambda \cdot f(x)$$

donde:

X_i : Resultante de tensiones tangenciales en las caras verticales a los dos lados de la rebanada.

E_i : Resultante de tensiones normales en las caras verticales a los dos lados de la rebanada.

λ : Es un factor de corrección a determinar (incógnita), imprescindible para garantizar el cumplimiento de las ecuaciones de equilibrio y tener un sistema determinado con solución

$f(x)$: Función que describe la forma en la que varía la relación X_i/E_i a lo largo del talud. En la siguientes figuras se puede ver un ejemplo de la variación de esta función a lo largo de un talud tipo (Fig 2.43) y las distintas tipologías que se pueden encontrar (Fig 2.44).

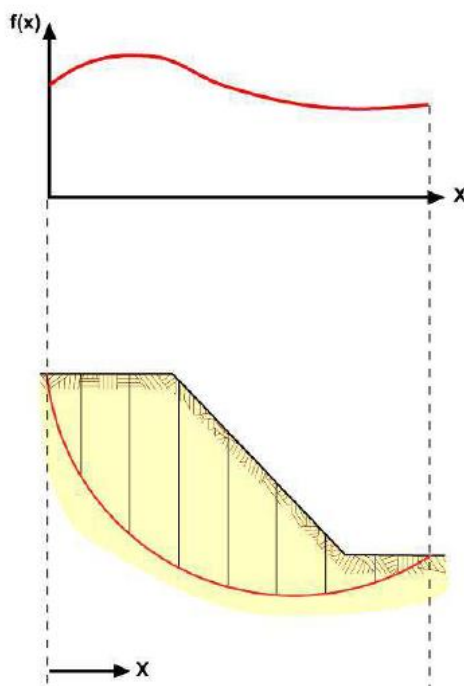


Fig 2.43 $F(x)$ a lo largo de un talud

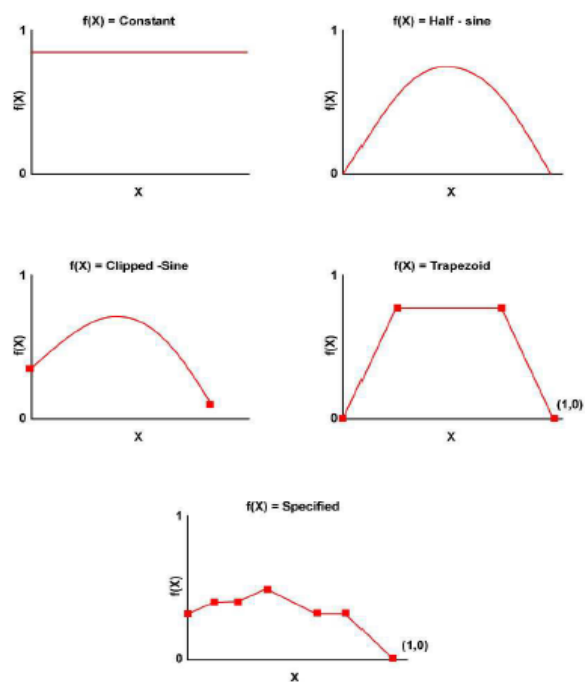


Figura 9.7: Funciones $f(x)$ habituales.

Fig 2.44 Distintas formas de $F(x)$

[Fuente: LUIS ORTUÑO ABAD, (2015) Estabilidad de taludes en suelos]

En cualquier caso, la función $f(x)$ elegida, no influye significativamente en el valor final del Factor de seguridad, con lo cual no es un factor determinante la correcta selección de la misma.

Una vez realizados los cálculos, se debe comprobar que los resultados tienen sentido:

- En el caso de las fuerzas normales en la base de la rebanada (N'_i), deben evolucionar razonablemente a lo largo del talud, sin ningún pico o forma extraña.
- Los puntos de aplicación de la resultante de tensiones normales en las caras verticales a los dos lados de la rebanada (E_i) deben caer dentro de la rebanada.
- Las tensiones tangenciales en las caras verticales a los dos lados de la rebanada (X_i) deben cumplir el criterio de Mohr.

$$X_i < c' \cdot h_i + E'_i \cdot \tan \phi'$$

En cuanto al método GLE (Generalized Limit Equilibrium Method), se suele tratar conjuntamente al de Morgenstern & Price por su similitud de cálculo.

3. Estudio de casos

3.1. Metodología del estudio

La realización del estudio comparativo de ambos métodos (Taylor y Morgenstern) se desarrolla a través de una serie de hipótesis que engloban la mayoría de supuestos que puedan afectar a la estabilidad y forma de rotura de un talud.

Los parámetros que se comparan en las distintas hipótesis son tanto el factor de seguridad del talud de ambos métodos, como el tipo de rotura generada. En el método de masa total o Taylor se ha seguido el ábaco estudiado en el apartado 2.3.3.), mientras que para el método de rebanadas o Morgenstern se ha utilizado el programa informático Geoslope (versión estudiante).

En cuanto a la geometría del talud, se ha considerado una altura (H) de 8 metros. La pendiente varía de acuerdo a la casuística que valora Taylor: $\beta > 60^\circ$; $53^\circ < \beta < 60^\circ$ y $\beta < 53^\circ$. Para el primer caso ($\beta > 60^\circ$), se ha elegido un ángulo intermedio de 80° , en el segundo ($53^\circ < \beta < 60^\circ$) se suponen 55° y en el tercero ($\beta < 53^\circ$) se estudia el talud con 25° .

El terreno, arcilla saturada evaluada a corto plazo, tiene un peso específico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. El ángulo de rozamiento se establece en 0° al ser un terreno completamente saturado sin drenaje en el que la presión intersticial recibe a corto plazo el incremento de tensiones (ver Fig 2.27).

La cohesión, que se corresponde directamente con la resistencia al corte no drenada (S_u) al ser la envolvente de rotura horizontal, es un parámetro determinante en la estabilidad del talud, por lo que se proponen 3 valores diferentes: 50, 100 y 200 kPa.

La situación del sustrato rígido indeformable, es la que determina los diferentes casos a estudiar (además de los distintos ángulos y cohesiones). Este sustrato puede estar al pie del talud (Apartado 3.2), bajo el pie del talud con diferentes factores de profundidad (Apartado 3.3), incluyendo condición de contorno en el pie del talud (Apartado 3.4) y por último con profundidad del estrato rígido indeterminada (Apartado 3.5).

La relación entre la altura del talud y la distancia entre la coronación del talud y el estrato resistente indeformable determina el factor de profundidad. Los factores utilizados son los planteados por Taylor en su ábaco. $D=1$; $D=1,2$; $D=1,5$; $D=2$; $D=4$ y $D=\infty$.

Los resultados se presentan en una tabla que cuenta con el siguiente encabezado:

Hipotesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
-----------	----------	---	-------------------	-------------	------------	-----------------	---------------	--------------------

- Hipótesis: Número de hipótesis, del 1 al 99.
- Cohesión: Los 3 valores definidos anteriormente: 50, 100 o 200 kPa.
- D: El factor de profundidad (ver Apartado 2.3.3.2.) utilizado. Se utilizan los descritos: D=1; D=1,2; D=1,5; D=2; D=4 y D=∞ .
- Inclinación Talud: Los 3 casos mencionados arriba (80°; 55° y 25°)
- Ns (Taylor): Obtenido directamente del ábaco, entrando en el mismo por el eje de abscisas (ángulo del talud) y determinando las ordenadas por el factor de profundidad D. (ver Fig. 2.39).
- F (Taylor): Una vez obtenido el coeficiente de estabilidad, se calcula siguiendo la siguiente expresión:

$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{c_a} = \frac{\gamma \cdot H}{\frac{S_u}{F_s}} \Rightarrow F_s = \frac{N_s \cdot S_u}{\gamma \cdot H}$$

- F (Morgenstern): Factor de seguridad resultante (proporcionado por el software informático)
- Rotura Taylor: Tipo de rotura producida al utilizar el método. (ver Apartado 2.3.3.1)
- Rotura Morgenstern: Tipo de rotura producida al utilizar el método. (ver Apartado 2.3.3.1)

3.2. Casos

A continuación se exponen los casos de estudio con sus correspondientes resultados.

3.2.1. Sustrato al pie del talud

En este caso, el sustrato rígido e indeformable se encuentra al pie del talud, con lo cual el factor de profundidad “D” será igual a la unidad en todos los casos ya que la altura del talud es igual a la distancia desde la coronación hasta el sustrato rígido.

En el ábaco de Taylor siguiente (Figura 3.1) obtenemos los valores del coeficiente de estabilidad de Taylor para los 3 ángulos a estudiar, a partir del cual se obtiene el correspondiente factor de seguridad. En el coeficiente de estabilidad no interviene la cohesión o resistencia al corte no drenada ya que ésta sólo modifica el factor de seguridad.

El factor de profundidad, además de marcar la ordenada en cada ángulo (valor de N_s), será el que nos proporcione el tipo de rotura según Taylor para cada ángulo.

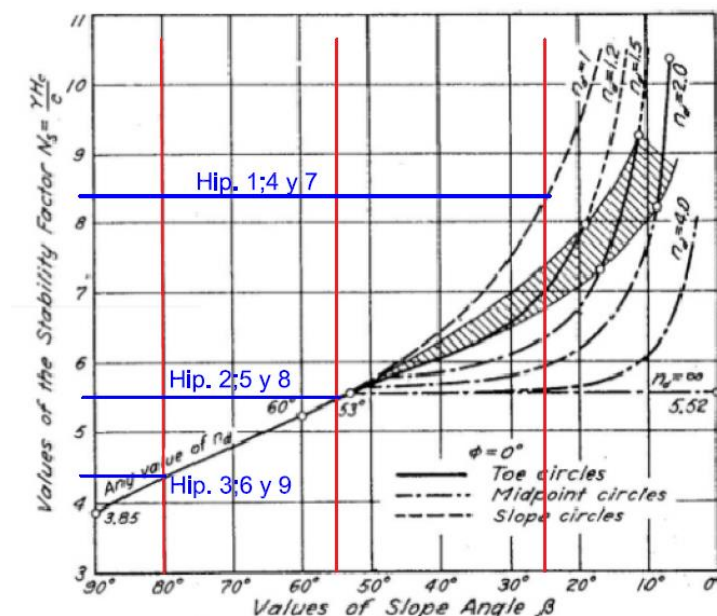


Fig. 3.1 Abaco de Taylor hipótesis 1-9

Calculamos también las 9 hipótesis del caso con el programa Geoslope, para obtener el coeficiente de seguridad y el tipo de rotura. A continuación podemos valorar el tipo de rotura en 3 de las hipótesis calculados por el programa. En la malla de centros se localiza el centro crítico con su correspondiente factor de seguridad, mientras que en verde se marca la superficie crítica movilizable.

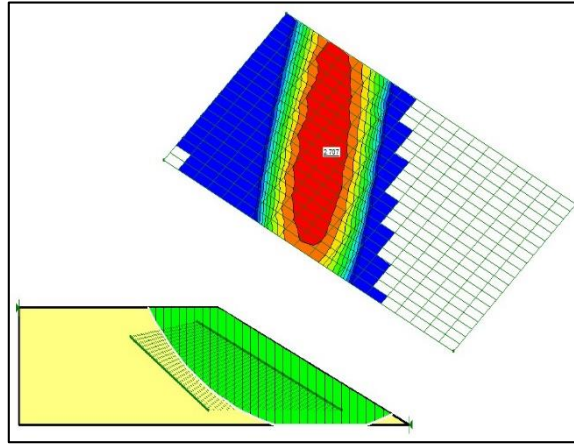


Fig 3.2 Hipótesis 1 (Morgenstern)

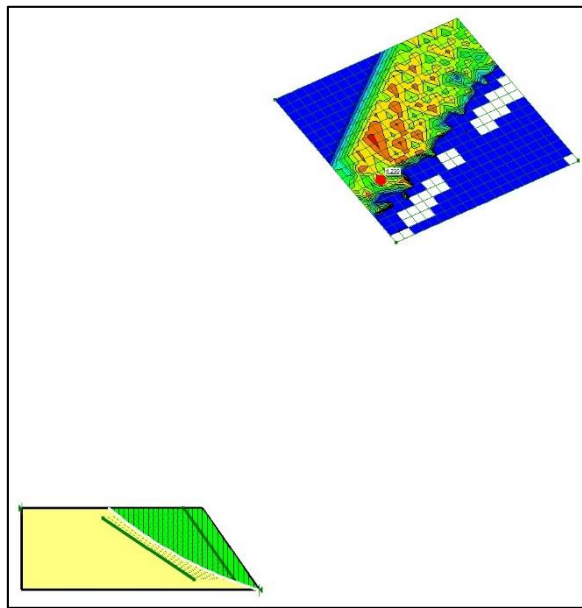


Fig 3.3 Hipótesis 5 (Morgenstern)

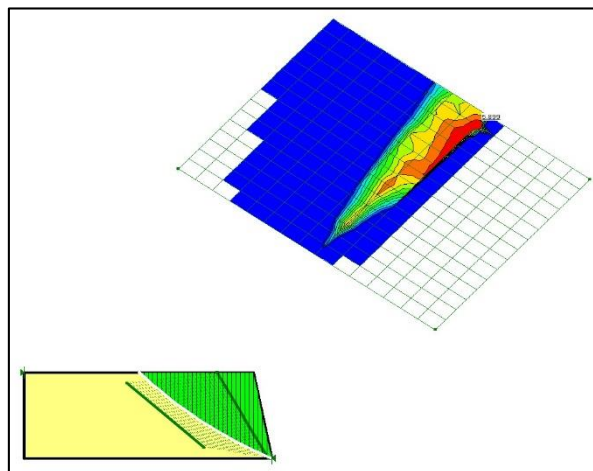


Fig 3.4 Hipótesis 9 (Morgenstern)

En la siguiente tabla se muestran todos los resultados del caso resumidos, para todas las cohesiones y ángulos calculados en ambos métodos (Taylor y Morgenstern).

Hipótesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
1	50	1	25	8.40	2.76	2.7	d) Circulo de talud	d) Circulo de talud
2			55	5.50	1.81	2.11	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
3			80	4.40	1.45	1.48	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
4	100	1	25	8.4	5.53	5.41	c) Circulo de talud	d) Circulo de talud
5			55	5.5	3.62	4.23	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
6			80	4.4	2.89	2.95	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
7	200	1	25	8.4	11.05	10.83	c) Circulo de talud	d) Circulo de talud
8			55	5.5	7.24	8.58	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
9			80	4.4	5.79	5.9	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie

Tabla 3.1 Hipótesis 1-9

3.2.2. Sustrato bajo el pie del talud

En el segundo caso, el sustrato rígido indeformable se encuentra a una distancia determinada del pie del talud, por lo que el factor de profundidad “D” puede influir directamente en el tipo de rotura y factor de seguridad del mismo. Para cubrir todo el espectro, calculamos todos los tipos de factores de profundidad dispuestos por Taylor.

Obtenemos el coeficiente de seguridad de Taylor y el tipo de rotura a través del ábaco inferior (Figura 3.5).

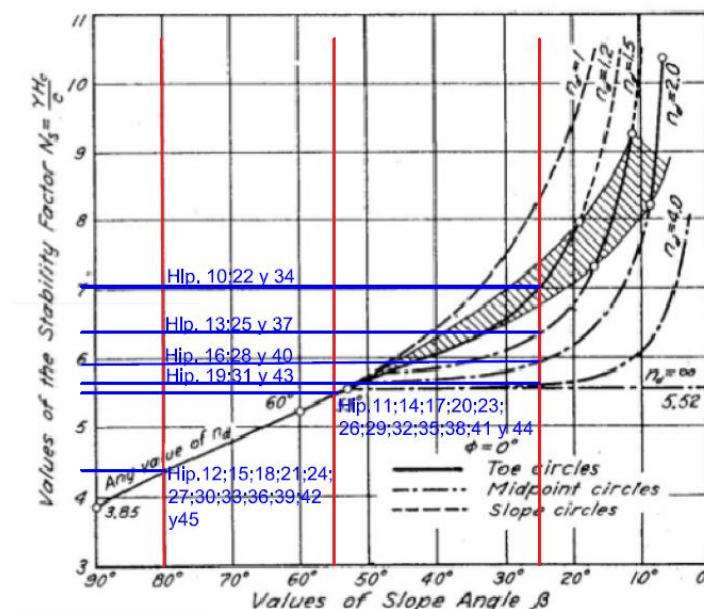


Fig. 3.5 Abaco de Taylor hipótesis 10-45

El programa de Geoslope nos permite comprobar de primera mano el cambio de forma de la superficie de rotura a la vez que cambian los parámetros del talud como la pendiente, la cohesión o la situación del estrato resistente.

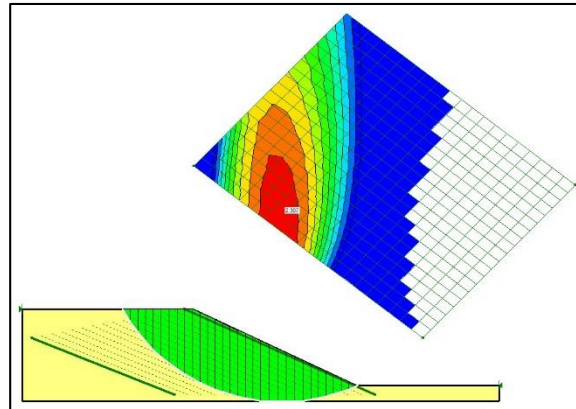


Fig 3.6 Hipótesis 10 (Morgenstern)

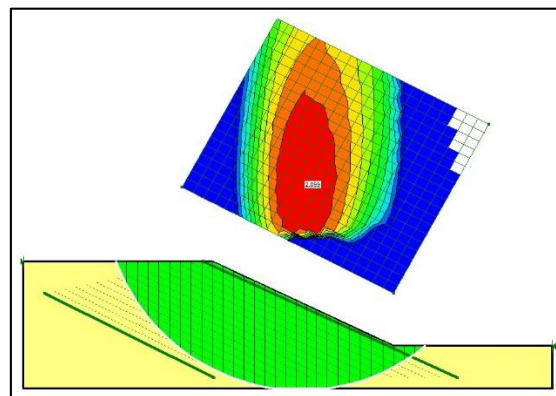


Fig 3.7 Hipótesis 13 (Morgenstern)

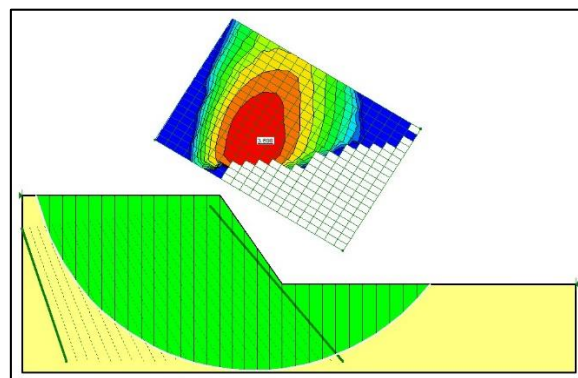


Fig 3.8 Hipótesis 29 (Morgenstern)

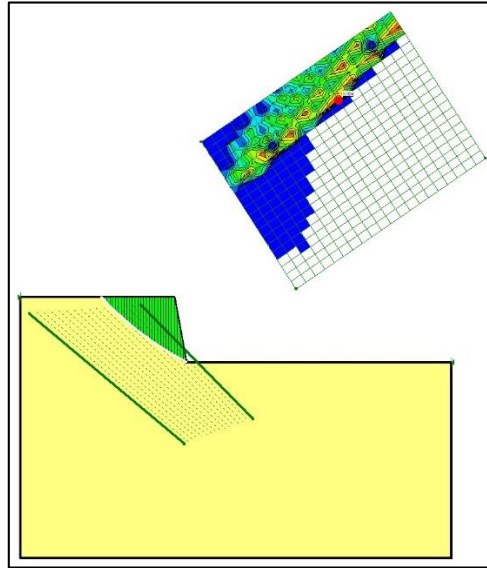


Fig 3.9 Hipótesis 45 (Morgenstern)

En las siguientes tablas se pueden comprobar todos los resultados obtenidos para esta tipología de talud.

Hipótesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
10	50	1.2	25	7.1	2.34	2.307	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
11			55	5.5	1.81	1.897	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
12			80	4.4	1.45	1.48	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
13		1.5	25	6.4	2.11	2.099	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
14			55	5.5	1.81	1.87	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
15			80	4.4	1.45	1.47	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
16		2	25	5.9	1.94	1.97	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
17			55	5.5	1.81	1.85	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
18			80	4.4	1.45	1.48	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
19		4	25	5.6	1.84	1.91	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
20			55	5.5	1.81	1.85	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
21			80	4.4	1.45	1.45	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie

Tabla 3.2 Hipótesis 10-21

Hipótesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
22	100	1.2	25	7.1	4.67	4.613	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
23			55	5.5	3.62	3.79	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
24			80	4.4	2.89	2.97	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
25		1.5	25	6.4	4.21	4.43	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
26			55	5.5	3.62	3.74	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
27			80	4.4	2.89	2.95	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
28		2	25	5.9	3.88	3.93	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
29			55	5.5	3.62	3.7	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
30			80	4.4	2.89	2.97	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
31		4	25	5.6	3.68	3.82	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
32			55	5.5	3.62	3.7	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
33			80	4.4	2.89	2.95	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie

Tabla 3.3 Hipótesis 22-33

Hipótesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
34	200	1.2	25	7.1	9.34	9.22	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
35			55	5.5	7.24	7.58	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
36			80	4.4	5.79	5.95	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
37		1.5	25	6.4	8.42	8.86	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
38			55	5.5	7.24	7.38	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
39			80	4.4	5.79	5.908	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
40		2	25	5.9	7.76	7.86	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
41			55	5.5	7.24	7.4	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
42			80	4.4	5.79	5.94	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
43		4	25	5.6	7.37	7.61	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
44			55	5.5	7.24	7.39	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
45			80	4.4	5.79	5.89	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie

Tabla 3.4 Hipótesis 34-45

3.2.3. Sustrato bajo el pie de talud con condición de contorno junto al pie del talud

Este caso es parecido al anterior, salvo que el talud tiene limitado en su pie el desarrollo de un círculo de rotura de punto medio, en ese caso la rotura más desfavorable será la de círculo de pie.

Taylor contempló este caso en su ábaco (Figura 3.10), dando respuesta al factor de seguridad y tipo de rotura que se producirá, por lo que lo incluimos en nuestro estudio comparativo. En este caso se iguala el factor de profundidad, ya que no influye directamente en el tipo de rotura.

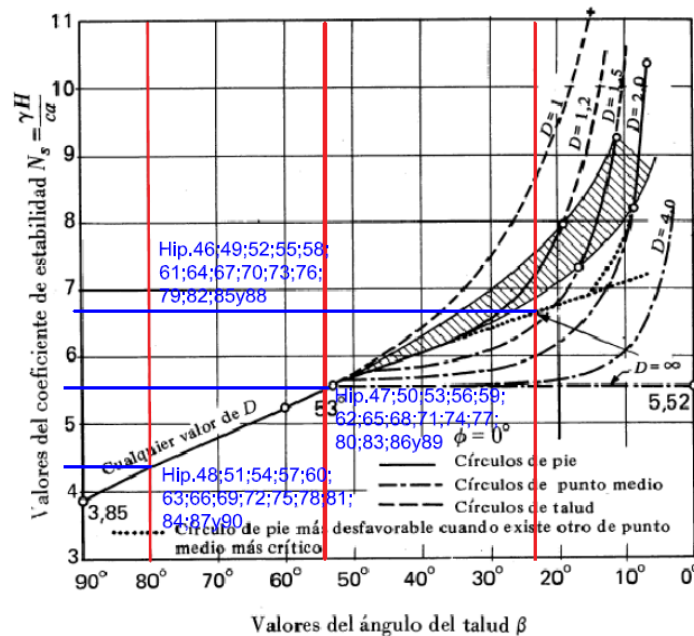


Fig. 3.10 Abaco de Taylor hipótesis 46-90

En Geoslope también se puede modelizar esta casuística, por lo que calculamos también esta hipótesis por el método de las rebanadas (Morgenstern). A continuación vemos la forma de la rotura que se produce para varias pendientes y cohesiones.

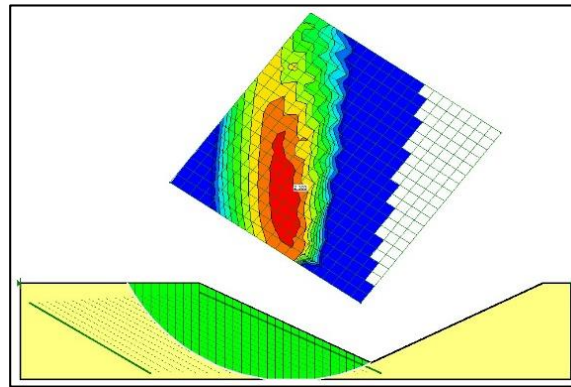


Fig 3.11 Hipótesis 46 (Morgenstern)

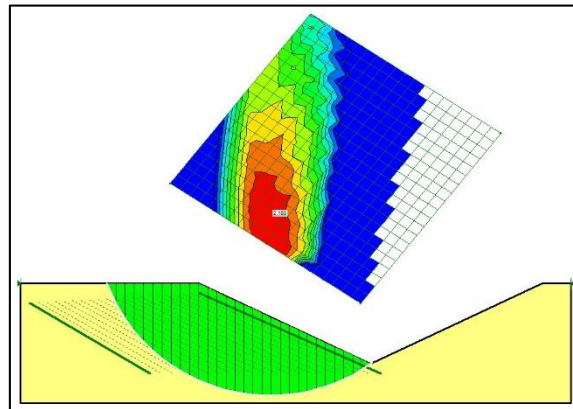


Fig 3.12 Hipótesis 49 (Morgenstern)

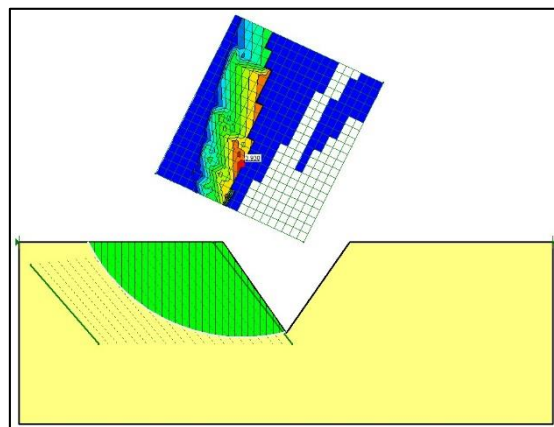


Fig 3.13 Hipótesis 68 (Morgenstern)

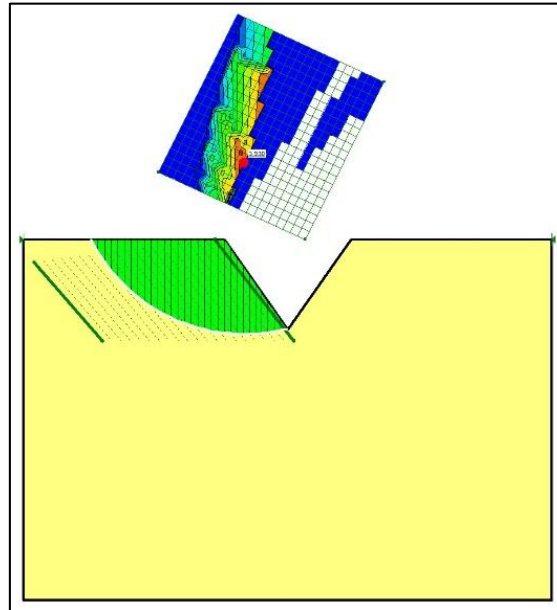


Fig 3.14 Hipótesis 71 (Morgenstern)

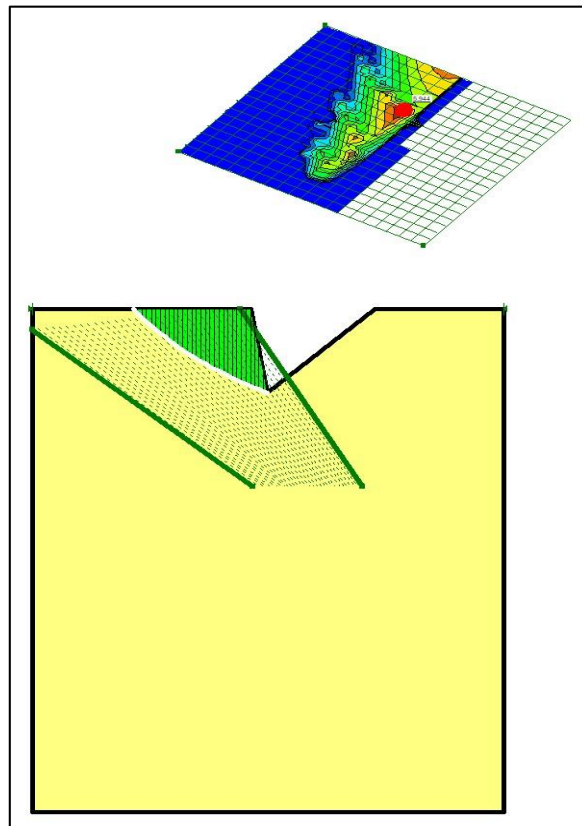


Fig 3.15 Hipótesis 90 (Morgenstern)

Hipotesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
46	50	1.2	25	6.60	2.17	2.3	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
47			55	5.50	1.81	1.96	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
48			80	4.40	1.45	1.51	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
49		1.5	25	6.60	2.17	2.19	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
50			55	5.50	1.81	1.96	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
51			80	4.40	1.45	1.51	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
52		2	25	6.60	2.17	2.19	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
53			55	5.50	1.81	1.96	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
54			80	4.40	1.45	1.51	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
55		4	25	6.60	2.17	2.19	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
56			55	5.50	1.81	1.96	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
57			80	4.40	1.45	1.51	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
58		INF	25	6.60	2.17	2.19	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
59			55	5.50	1.81	1.96	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
60	80		4.40	1.45	1.51	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie	

Tabla 3.5 Hipótesis 46-60

Hipotesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
61	100	1.2	25	6.60	4.34	4.6	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
62			55	5.50	3.62	3.93	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
63			80	4.40	2.89	3.01	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
64		1.5	25	6.60	4.34	4.38	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
65			55	5.50	3.62	3.93	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
66			80	4.40	2.89	3.01	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
67		2	25	6.60	4.34	4.38	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
68			55	5.50	3.62	3.93	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
69			80	4.40	2.89	3.01	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
70		4	25	6.60	4.34	4.38	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
71			55	5.50	3.62	3.93	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
72			80	4.40	2.89	3.01	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
73		INF	25	6.60	4.34	4.38	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
74			55	5.50	3.62	3.93	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
75	80		4.40	2.89	3.01	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie	

Tabla 3.6 Hipótesis 61-75

Hipotesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
76	200	1.2	25	6.60	8.68	9.21	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
77			55	5.50	7.24	7.86	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
78			80	4.40	5.79	6.03	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
79		1.5	25	6.60	8.68	8.75	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
80			55	5.50	7.24	7.86	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
81			80	4.40	5.79	6.03	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
82		2	25	6.60	8.68	8.75	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
83			55	5.50	7.24	7.86	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
84			80	4.40	5.79	6.03	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
85		4	25	6.60	8.68	8.75	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
86			55	5.50	7.24	7.86	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
87			80	4.40	5.79	6.03	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
88		INF	25	6.60	8.68	8.75	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
89			55	5.50	7.24	7.86	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
90	80		4.40	5.79	5.94	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie	

Tabla 3.7 Hipótesis 76-90

3.2.4. Profundidad del sustrato indeterminada

En este último caso el sustrato rígido indeformable no tiene ninguna influencia en la forma de rotura del talud, ya que se encuentra a una profundidad indeterminada.

El ábaco de Taylor considera para este caso un factor de profundidad infinito (Figura 3.16).

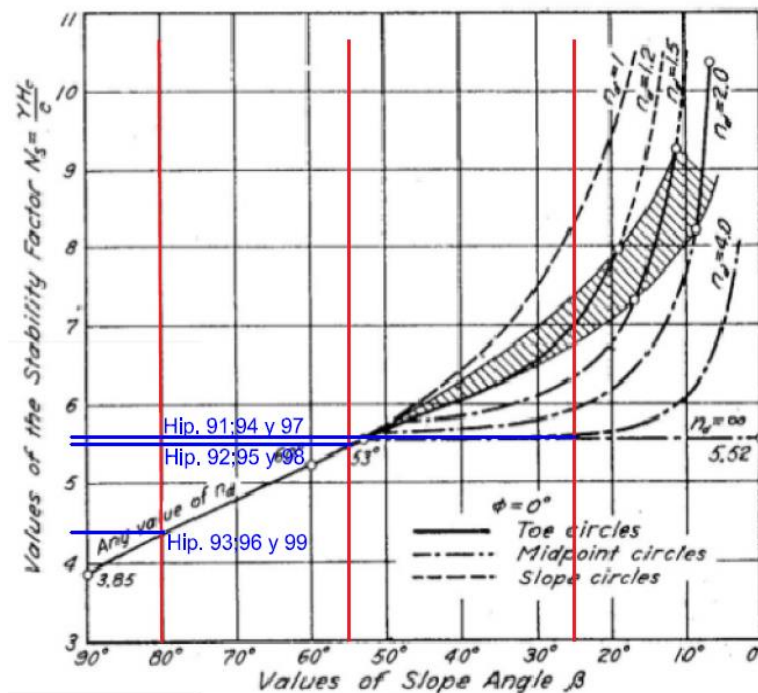


Fig. 3.16 Abaco de Taylor hipótesis 91-99

En el caso de Geoslope, se modela situando el estrato indeformable a una profundidad suficiente como para que no interceda en la formación de la superficie de rotura, en nuestro caso, a 40 metros de profundidad.

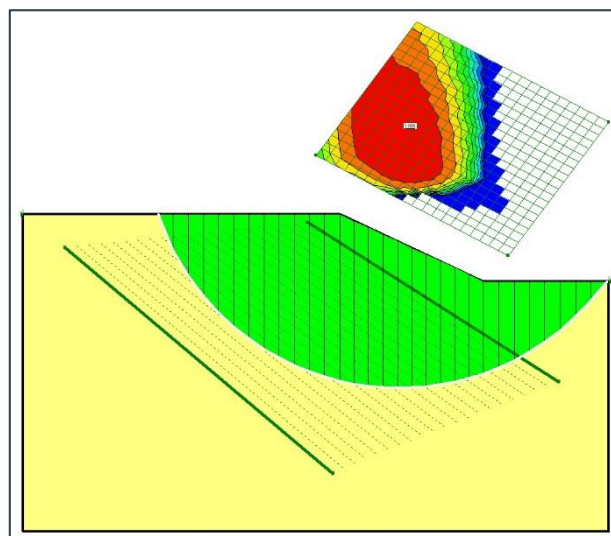


Fig 3.17 Hipótesis 91 (Morgenstern)

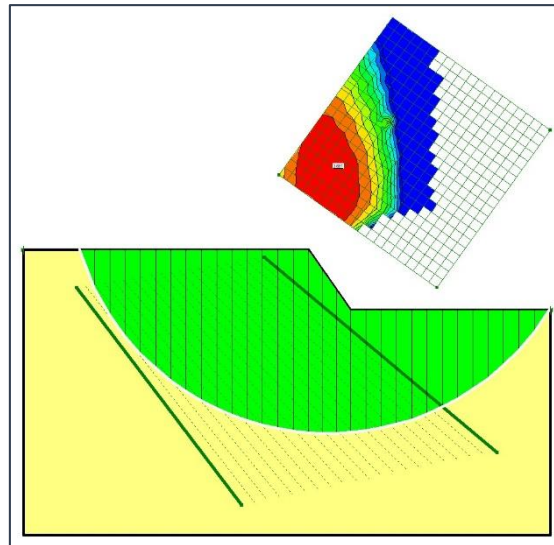


Fig 3.18 Hipótesis 95 (Morgenstern)

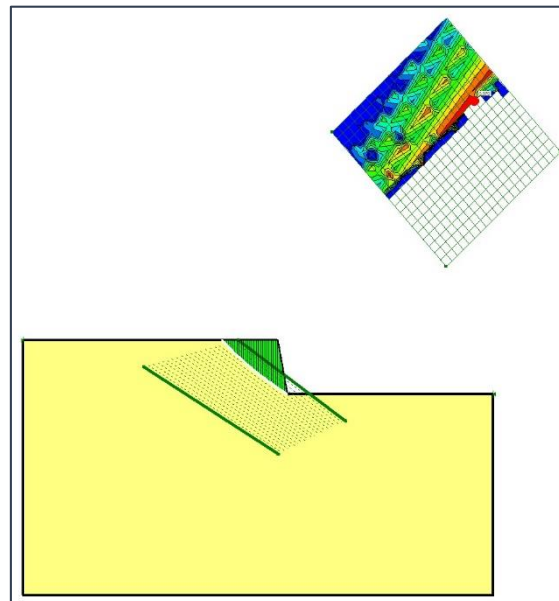


Fig 3.19 Hipótesis 99 (Morgenstern)

La siguiente tabla recoge los datos obtenidos para una profundidad infinita del estrato resistente.

Hipotesis	Cohesión	D	Inclinación Talud	Ns (Taylor)	F (Taylor)	F (Morgenstern)	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
91	50	INF	25	5.6	1.84	1.89	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
92			55	5.5	1.81	1.83	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
93			80	4.4	1.45	1.48	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
94	100	INF	25	5.6	3.68	3.8	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
95			55	5.5	3.62	3.66	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
96			80	4.4	2.89	2.96	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
97	200	INF	25	5.6	7.37	7.6	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
98			55	5.5	7.24	7.32	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
99			80	4.4	5.79	5.92	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie

Tabla 3.8 Hipótesis 91-99

4. Discusión de resultados obtenidos

4.1. Ángulo de talud $\beta > 60^\circ$

Cuando el ángulo del talud es superior a los 60° , en todos los casos estudiados el resultado ha sido una rotura de círculo de pie, es decir, la superficie crítica de rotura se sitúa siempre por encima de la base del talud y nace en el pie del mismo. Tanto el ábaco de Taylor, como en el método de Morgenstern, se obtiene la misma rotura independientemente de la posición del estrato resistente, las condiciones de contorno, la cohesión y del factor de profundidad.

En las figuras 3.4; 3.9; 3.15; 3.19, procedentes del programa informático Geoslope, se puede ver este tipo de rotura en taludes de 80° .

En cuanto al factor de seguridad, en las 33 hipótesis estudiadas se encuentra una variación promedio del 3% entre el obtenido por Taylor y el proporcionado por el método de las rebanadas. Este coeficiente aumenta proporcionalmente con la cohesión, pero se mantiene constante al variar el factor de profundidad del estrato indeformable.

4.2. Ángulo de talud $60^\circ > \beta > 53^\circ$

Para los ángulos comprendidos en este rango, se han encontrado dos tipos de rotura:

- Círculo de pie: Con factor de forma $D=1$ (estrato indeformable al pie del talud), la superficie de rotura parte del pie del talud como se puede ver en la figura 3.3. Así está definido por Taylor y coincide con los resultados de Morgenstern.

En el caso de que haya condición de contorno esta rotura se amplía a todos los factores de profundidad ($D=1$ hasta $D=\infty$), al impedirse el desarrollo de superficies de rotura de punto medio (Figuras 3.13 y 3.14)

- Círculo de punto medio: En esta variante, sí existe controversia entre lo planteado por Taylor, y los resultados de Morgenstern.

Según Morgenstern, al aumentar el factor de profundidad y dejar de ser igual a la unidad, la superficie de rotura se amplía y pasa a ser un círculo de rotura de punto medio (el centro está en la vertical del talud que pasa por su punto medio). Ver Figuras 3.8 y 3.18. Sin embargo, Taylor define un único tipo de rotura para este rango de ángulos, que es la rotura en círculo de pie explicada en el punto anterior, sin contemplar en ningún caso la rotura por punto medio, presente en todos los casos con factor de profundidad diferente a la unidad.

En todas las formas de rotura comentadas, la cohesión no influye en la tipología de la rotura, al generarse la misma rotura con el mismo talud (geometría y factor de profundidad), pero diferentes cohesiones.

La variación del factor de seguridad sigue siendo muy baja, entorno al 5% de media en las 33 hipótesis, variando proporcionalmente a la cohesión, pero sin verse afectado por el factor de forma.

4.3. Ángulo de talud $\beta < 53^\circ$

Para ángulos inferiores a 53° , se presentan 3 tipos de roturas:

- **Círculo de talud:** Cuando el sustrato rígido indeformable se sitúa al mismo nivel que el pie del talud, es decir, el factor de profundidad es igual a la unidad, como se puede ver en la figura 3.2. Existe una coincidencia de resultados en ambos métodos (rebanadas y masa total).
- **Círculo de pie:** Se produce al aumentar ligeramente el factor de profundidad de 1 a 1,2, al permitir un desarrollo mayor de la superficie crítica de rotura, lo cual no sucede cuando el estrato resistente se sitúa a la cota del pie del talud. Las figuras 3.6 y 3.7 muestran este caso. Nuevamente existe una coherencia absoluta entre Taylor y Morgenstern,

Cuando el desarrollo del círculo de rotura se ve limitado por una condición de contorno, esta rotura (círculo de pie) está presente en todos los casos, aunque aumente el factor de profundidad, la rotura no varía, al verse forzada a realizarse siempre en el pie del talud, sin posibilidad de desarrollar un círculo de punto medio. Ver figuras 3.11 y 3.12,

- **Círculo de punto medio:** Al aumentar de nuevo el factor de profundidad, el círculo de rotura se desarrolla completamente teniendo el centro en la vertical del talud que pasa por su punto medio. Esto sucede a partir de $D=1,5$ hasta $D=\infty$. Ver figura 3.17.

La cohesión no influye en el tipo de rotura, ya que obtenemos la misma rotura con el mismo factor de profundidad pero con diferentes cohesiones.

El factor de seguridad varía entre los 2 métodos un 2% de media en las 33 hipótesis realizadas con este ángulo.

5. Conclusiones

Una vez realizado el estudio y presentados los resultados del mismo, se pueden extraer las siguientes conclusiones sobre la estabilidad de taludes a corto plazo en terrenos cohesivos saturados:

- La **cohesión**, como uno de los parámetros principales de resistencia a corte del terreno, no tiene ninguna influencia en el tipo de rotura. Sin embargo, influye significativamente en el factor de seguridad del talud en ambos métodos (Masa Total y Rebanadas).
- El **factor de profundidad** del talud, afecta a la tipología de rotura en todos los taludes menores de 60°, siendo indiferente a partir de esa pendiente. Esto sucede tanto en el método de Taylor como en el de Morgenstern.
- El **ángulo** del talud, interviene directamente en la forma de rotura de acuerdo a los intervalos planteados por Taylor.
- Las **condiciones de contorno** intervienen en la forma de rotura del talud, sobreponiéndose sobre el resto de parámetros como el factor de profundidad o la pendiente del talud, provocando un círculo de pie en todos los casos. Esto sucede tanto en el método de Taylor como en el de Morgenstern.
- El **factor de seguridad** del talud se corresponde en los dos métodos, sin variaciones significativas, por lo que pueden ser tomados indistintamente de cualquiera de los dos ya que la diferencia media de las 99 hipótesis se sitúa en el 3%. Podemos concluir también que el método de Taylor está del lado de la seguridad, al ser inferior el factor en el 94% de los casos con respecto al calculado por el método de Morgenstern.
- La **forma de rotura** se presenta en función del factor de profundidad, pendiente del talud y condiciones de contorno. Tanto Taylor y Morgenstern generan el mismo tipo de rotura salvo en el caso de taludes comprendidos entre 53 y 60 grados con factor de profundidad diferente de la unidad, lo cual debería ser objeto de un análisis pormenorizado.

En el siguiente cuadro, se resumen las tipologías de roturas obtenidas en función de estos parámetros:

Inclinación Talud	D	Rotura Taylor	Rotura Morgenstern
$\beta > 60^\circ$	Cualquiera	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
$60^\circ > \beta > 53^\circ$	1	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
	>1	a) Circulo de pie	b) Circulo de punto medio
$\beta < 53^\circ$	1	d) Circulo de talud	d) Circulo de talud
	1.2	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie
	>1.2	b) Circulo de punto medio	b) Circulo de punto medio
Cualquier ángulo con contorno	Cualquiera	a) Circulo de pie	a) Circulo de pie

Tabla 5. Resumen de resultados

6. Bibliografía

- GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica. Ed.: Pearson Educación. ISBN: 9788420531045
- JIMENEZ SALAS, Jose A. (1981). Geotécnia y Cimientos II. Mecánica del suelo y de las rocas. Ed.: Rueda. ISBN: 9788472070219
- BERRY, Peter L., REID, D., (1993). Mecánica de suelos, Ed.: McGraw-Hill Companie. ISBN: 9789586001724
- Lambe, T. William, (2004). Mecánica de suelos. Ed.: Limusa. ISBN 13: 9789681818944

Páginas web consultadas:

- <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>
- <https://es.slideshare.net/diegomunozalesdvsf/estabilidad-de-taludes-15052285>
- http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Capitulo%203_Resistencia%20al%20corte.pdf
- <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/suelos-ensayo-triaxial-no-consolidado.html>
- https://es.slideshare.net/camilodiaz231/metodos-de-analisis-de-estabilidad-de-taludes?from_action=save
- <https://es.slideshare.net/jvegafarfan/estabilidad-de-taludes-16040813>
- <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/resistencia-al-corte-de-los-suelos-3-resistencia-al-corte-no-drenado/>
- <https://es.slideshare.net/Delacalle/estabilidad-de-taludes-metodos>

