

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Aplicaciones Geotécnicas para la Determinación del Peligro por Deslizamiento Proyecto Técnico

Christian Sebastián Burgos Alemán

Ingeniería Civil

Trabajo de titulación presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 17 de diciembre de 2015

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE CIENCIAS E INGENIERÍAS

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

Aplicaciones Geotécnicas para la Determinación del Peligro por Deslizamiento

Christian Sebastián Burgos Alemán

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Magno Rivera Z., Magister en
Geotecnia

Firma del profesor

Quito, 17 de diciembre de 2015

Derechos de Autor

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante: _____

Nombres y apellidos: Christian Sebastián Burgos Alemán

Código: 00022751

Cédula de Identidad: 1713638367

Lugar y fecha: Quito, diciembre de 2015

RESUMEN

Este trabajo define las aplicaciones de la geología y la geotecnia los cuales ayudan al campo de la ingeniería civil para poder realizar construcciones seguras sobre una pendiente o un terreno inestable. Además, se expone conceptos fundamentales de la geotecnia y mecánica de suelos los cuales son importantes para determinar la estabilidad de un talud. Entre estos conceptos se detalla las características de diferentes suelos y sus propiedades físico-mecánicas. Entre las propiedades más importantes para la estabilidad de un talud están la cohesión, el peso específico y el ángulo de fricción interna de un suelo. Estas propiedades son determinadas con una muestra de suelo analizada en laboratorio y después aplicando el concepto de falla de Mohr-Coulomb. Igualmente, se describe diferentes inestabilidades de terreno y sus características haciendo énfasis en los deslizamientos de suelo. También se presenta varios métodos para el cálculo del factor de seguridad de una pendiente. Para demostrar los conceptos expuestos, se analizó un caso práctico para determinar en qué condiciones es seguro construir una obra de ingeniería civil sobre un talud. En este caso práctico se obtuvo el factor de seguridad en diferentes escenarios y se concluyó que al aumentar el nivel freático y cargas sobre la pendiente, va a disminuir la estabilidad de este talud.

Palabras clava: Geotecnia, geología, mecánica de suelos, factor de seguridad, estabilidad de pendiente.

ABSTRACT

This paper defines the applications of geology and geotechnics which help the field of civil engineering to make buildings safer on slopes or unstable ground. In addition, fundamental concepts of geotechnical and soil mechanics which are important in determining the stability of a slope are exposed. Among these concepts the characteristics of different soils and their physical and mechanical properties are detailed. Among the most important properties for the stability of a slope are cohesion, specific weight and angle of internal friction of soil. These properties are determined with a soil sample analyzed in laboratory and then applying the concept of Mohr-Coulomb. Similarly, various instabilities of land and its characteristics are described emphasizing soil landslides. Also, is presented various methods for calculating the factor of safety of a slope. In order to demonstrate the concepts exposed, a case is analyzed to determine under what conditions it is safe to build a civil engineering project on a slope. In this practical case, the factor of safety was obtained in different scenarios and is concluded that increasing the water table and loads on the slope, will decrease the stability of the slope.

Key words: Geotechnics, geology, soil mechanics, factor of safety, slope stability.

TABLA DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN.....	11
1.1. Antecedentes.....	11
1.2. Justificación.....	12
1.3. Objetivos Generales.....	14
1.4. Objetivos Específicos.....	14
2. DESARROLLO DEL TEMA.....	15
2.1. Definiciones generales y aplicaciones de la geología.....	15
2.1.1. Tipos de Roca	21
2.1.2. Clasificación de Suelos.....	28
2.2. Propiedades físico-mecánicas del suelo considerado para el diseño de obras civiles	33
2.2.1. Propiedades físico mecánicas del suelo.....	33
2.2.2. Criterio de falla de Mohr- Coulomb.....	38
2.2.3. Determinación de la resistencia al corte en laboratorio.....	42
2.3 Inestabilidad de Terrenos.....	44
2.3.1 Tipos de inestabilidades.....	44
2.3.2 Deslizamientos.....	56
2.3.2.1 Tipos de deslizamiento.....	58
2.3.2.2 Partes de deslizamiento.....	62
2.3.2.3 Etapas del deslizamiento.....	64
2.3.2.4 Estado de deslizamiento.....	66
2.4 Causas que generan un Deslizamiento	68
2.4.1 Factores que influyen en la estabilidad.....	68
2.4.2 Factores Condicionantes	73
2.4.3 Factores Detonantes.....	74

2.4.4	El agua como mayor detonante.....	78
2.5	Análisis de estabilidad de pendiente y cálculo del factor de seguridad.....	87
2.5.1	Análisis por el método de equilibrio limite.....	88
2.5.2	Factor de Seguridad.....	89
2.5.3	Diferentes métodos de equilibrio límite.....	91
2.6	Análisis de Factor de Seguridad en sector del Paraíso en Parroquia El Valle del Cantón Cuenca.....	104
2.6.1	Levantamiento topográfico.....	107
2.6.2	Composición geológica de la zona.....	108
2.6.3	Determinación de las propiedades del suelo en laboratorio.....	111
2.6.4	Cálculo del factor de seguridad.....	113
2.6.4.1	Factor de seguridad sin carga y sin nivel freático.....	114
2.6.4.2	Factor de seguridad con carga sísmica de prueba y completamente saturado.....	115
2.6.4.3	Factor de seguridad con carga sísmica de prueba y nivel freático mínimo.....	119
3	RESULTADOS Y CONCLUSIONES.....	122
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tabla de clasificación de rocas ígneas.....	24
Tabla 2. Tabla de clasificación de rocas sedimentarias.....	27
Tabla 3. Calificación de suelo por sistema AASHTO.....	30
Tabla 4. Sistema unificado de clasificación de suelos para suelos gruesos.....	31
Tabla 5. Sistema unificado de clasificación de suelos para suelos finos.....	32
Tabla 6. Factor de seguridad sin cargas ni nivel freático.....	115
Tabla 7. Factor de seguridad con cargas y completamente saturado.....	118
Tabla 8. Factor de seguridad por corte mínimos.....	119
Tabla 9. Factor de seguridad con nivel freático crítico.....	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Inclinación del plano de falla causado por la cortante.....	39
Figura 2. Representación gráfica de la ecuación de Coulomb.....	40
Figura 3. Movimiento de masa por reptación.....	46
Figura 4. Movimiento de masa por solifluxión.....	47
Figura 5. Caída de escombros.....	48
Figura 6. Avalancha de escombros.....	49
Figura 7. Volcamiento de roca.....	50
Figura 8. Flujo de residuos.....	53
Figura 9. Flujo de lodos.....	54
Figura 10. Hundimiento por subsidencia.....	55
Figura 11. Extensión lateral.....	56
Figura 12. Deslizamiento Rotacional.....	59
Figura 13. Deslizamiento Traslacional	61
Figura 14. Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.....	64
Figura 15. Primera forma para tener en cuenta el papel del agua mecánica intersticial.....	83
Figura 16. Segunda forma para tener en cuenta el papel del agua mecánica intersticial.....	84
Figura 17. Varias definiciones del factor de seguridad.....	90
Figura 18. Diagrama de análisis, método del talud infinito.....	93
Figura 19. Talud y superficie de falla espiral logarítmica.....	95

Figura 20. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.....	96
Figura 21. Límites de equilibrio fuerza y momento.....	97
Figura 22. Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.....	99
Figura 23. Límites de equilibrio fuerza y momento.....	101
Figura 24. Pendiente vista desde punto inferior.....	105
Figura 25. Cancha donde se construirá el coliseo.....	105
Figura 26. Deslizamientos aledaños a la pendiente.....	106
Figura 27. Daños por deslizamientos aledaños.....	106
Figura 28. Perfil del talud.....	108
Figura 29. Máquina de perforaciones y ensayo SPT.....	109
Figura 30. Testigos obtenidos de perforación.....	110
Figura 31. Estratigrafía de la zona.....	111
Figura 32. Círculos de Mohr de primera muestra.....	112
Figura 33. Círculos de Mohr de segunda muestra.....	113
Figura 34. Factor de seguridad sin cargas ni nivel freático.....	114
Figura 35. Talud sometido a carga de prueba y carga sísmica.....	116
Figura 36. Presión de poros de agua sobre el talud saturado completamente.....	117
Figura 37. Factor de seguridad con cargas y completamente saturado.....	117
Figura 38. Nivel freático crítico.....	120
Figura 39. Factor de seguridad con nivel freático crítico.....	120

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Ecuador debido a su ubicación geográfica y su topografía es un país propenso a diferentes tipos de desastres naturales. En esta zona ocurren fenómenos naturales tales como: sismos, inundaciones, terremotos y deslizamientos. Lastimosamente, no se puede determinar a ciencia cierta cuándo y la magnitud de estos procesos naturales, pero si se puede mitigar y prevenir los daños tanto materiales como humanos causados por los mismos. No obstante, por la falta de planificación, en nuestro país, se sigue dando este tipo de pérdidas.

Uno de los fenómenos que más afecta a diferentes sectores en el Ecuador son los deslizamientos de tierra. Este tipo de fenómeno puede afectar en gran magnitud a una comunidad. Por este motivo es importante enfocarse en la aplicación de todos nuestros recursos a disposición para poder prevenir y mitigar esta clase de desastre natural. El único elemento a nuestra disposición para predecir y prevenir futuros deslizamientos es el campo de la geología y la geotecnia.

El ámbito geológico-geotécnico se enfoca en factores tales como la composición y estructura de la Tierra, y los diferentes procesos que pueden ocurrir principalmente en la corteza terrestre. Al aplicar los conceptos de estas materias podemos determinar el peligro por deslizamiento que existe en una zona. A pesar de que la geología como ciencia existe hace

varios siglos; esta no era utilizada de manera práctica como en la actividad constructiva y el desarrollo de ciudades. Por este motivo existen varias poblaciones en todo el mundo las cuales están asentadas en zonas de riesgo por deslizamientos. Algunas de estas poblaciones ya han sido afectadas por grandes deslizamientos y han sufrido tanto pérdidas humanas como materiales.

Debido a que todo tipo de construcción está apoyada sobre el suelo, se desarrollaron aplicaciones nuevas de la geología y la ingeniería tales como la geotecnia y la mecánica de suelos. Estas ciencias se enfocan en el estudio de las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas tanto del suelo como de la corteza terrestre.

A partir de los conocimientos existentes en el campo de la geotecnia y la mecánica de suelos, podemos tomar decisiones en ingeniería civil, tales como la construcción de una edificación o el paso de una tubería por la zona. Es por este motivo que es importante que para desarrollar cualquier proyecto constructivo exista un estudio geológico de la zona donde va a ser desarrollado cualquier proyecto de construcción.

1.2 Justificación

Varias poblaciones de nuestro país se encuentran establecidas sobre terrenos inestables o aledaños a los mismos. Además debido a la falta de regulaciones constructivas o al irrespeto de las mismas se sigue construyendo en terrenos inestables.

Por estas razones es importante identificar las zonas en el Ecuador las cuales tiene riesgo de sufrir un deslizamiento. La única forma de lograr este objetivo es aplicar la geotecnia y la

geología para determinar la peligrosidad de los terrenos inestables. Para poder determinar la inestabilidad de un lugar hay que identificar las propiedades del suelo y las características del terreno. Estas dos actividades se las puede lograr con conocimientos sobre geotecnia y mecánica de suelos apoyados en un estudio geotécnico el mismo que proporciona un inventario de dificultades que se podrá encontrar durante una construcción.

También mediante las aplicaciones de la geotecnia y la geología se puede obtener factores de seguridad de un terreno. Este factor de seguridad se encarga de agrupar las incertidumbres relacionadas en el diseño de una construcción. Es importante conocer que existen valores mínimos de este factor de seguridad en la Norma Ecuatoriana de la Construcción los cuales deben ser respetados.

Al conocer la inestabilidad de un terreno y la gravedad del mismo se puede desarrollar soluciones ingenieriles para contrarrestar el movimiento de tierra, de ser posible, con el objetivo de salvaguardar construcciones existentes o desarrollar proyectos de construcción que necesiten pasar por la zona inestable.

Además mediante el conocimiento de inestabilidades de terreno y aplicación de factores de seguridad se puede realizar reasentamientos de la población en zonas más seguras en donde no vuelvan a ser afectados por otros fenómenos naturales o antrópicos.

Mediante las aplicaciones de la geotecnia y con el desarrollo de un estudio geológico se puede tener un sustento legal para expedir ordenanzas municipales para la construcción. Con este estudio también se puede realizar una correcta planificación urbana.

1.3 Objetivos Generales

Realizar un trabajo relacionado con la construcción de obras de infraestructura para la obtención del título de ingeniero civil.

1.4 Objetivos Específicos

- a. Definir conceptos generales aplicables a la determinación del peligro por deslizamiento.
- b. Determinar las propiedades físico-mecánicas del suelo para la aplicación de modelos con diferentes tecnologías.
- c. Definir parámetros geotécnicos para la determinación del Factor de Seguridad.
- d. Calcular el factor de seguridad de un caso práctico por tres métodos diferentes.

2. DESARROLLO DEL TEMA

2.1 Definiciones generales y aplicaciones de la Geología

Nuestro planeta constantemente se ve afectado por cambios dinámicos en su interior. La geología es la ciencia que se enfoca en la investigación científica de la corteza terrestre y los procesos que se dan en la misma. La capacidad para desarrollar y vivir como civilización se encuentra vinculada a los procesos geológicos que se dan en nuestro planeta, ya que por medio de ellos se forman recursos naturales indispensables para la vida y nuestro desarrollo. Esta materia estudia la composición y estructura de la corteza terrestre en todos sus aspectos, es por esto que el principal lugar de trabajo es en el campo mismo. Aquí se examinan las rocas y los suelos como se encuentran en la naturaleza.

La geología en sus inicios fue una ciencia descriptiva, ya que se estudiaba a las rocas en el campo, se anotaba resultados, se reunía todo el referente a la zona en cuestión y luego se analizaba toda esta información recabada. Pero este estudio tuvo que ser complementado por ensayos de laboratorio para analizar de mejor manera las propiedades de los materiales.

La geología es importante porque prácticamente todos los recursos naturales que nuestra sociedad necesita, como petróleo, gas, metales, materiales de construcción, y así sucesivamente se encuentran por medio de esta materia. Además, con la ayuda de esta rama de la ingeniería se puede evaluar la estabilidad geológica y el riesgo potencial para poder

desarrollar construcciones importantes como carreteras, edificios presas, etc. También, la protección del medio ambiente y la rehabilitación son importantes problemas geológicos que enfrenta la sociedad contemporánea. Es por estos motivos que es importante analizar la aplicación de esta ciencia a la práctica de la ingeniería civil.

Para empezar a desarrollar la geología es importante entender la estructura y composición de nuestro planeta. El Planeta Tierra se compone de 3 grandes y claramente diferentes unidades: el núcleo, el sistema manto-corteza y el sistema atmósfera-hidrosfera. Estas unidades son el producto de la diferenciación planetaria y son distintivos en la composición. La masa del núcleo es aproximadamente un tercio de la masa de la Tierra, y su volumen es aproximadamente un octavo de la Tierra. La parte de silicato de la Tierra, es decir la corteza y el manto, son los dos tercios restantes de la masa de la Tierra, y el resto del volumen. La Tierra, por lo tanto, tiene 2 capas límite distintas, la frontera entre el núcleo y el manto y la superficie de la Tierra, con propiedades físicas sumamente contrastantes sobre y debajo de estas regiones (Anderson, 1989). Es importante definir cada uno de estas capas ya que son donde se dan los procesos físicos-mecánicos de la corteza terrestre.

Núcleo.- Es el cuerpo caliente y denso que se encuentra en el centro del planeta y se encuentra por debajo del manto. El núcleo se encuentra a unos 2.900 kilómetros debajo de la superficie de la Tierra, y tiene un radio de unos 3.485 kilómetros. Debido a procesos geológicos materiales como silicatos se quedaron flotando en la parte externa del planeta y metales pesados como el hierro y el níquel gravitaron hacia el centro de la Tierra, formando el núcleo. Este importante proceso se llama diferenciación planetaria.

Otro elemento clave en el núcleo de la Tierra es el azufre, de hecho, el 90% del azufre en la Tierra se encuentra en el núcleo. Debido a este material, el núcleo es más liviano. Aunque se conoce que el núcleo es la parte más caliente de nuestro planeta, sus temperaturas precisas son difíciles de determinar. Los cambios de temperatura en el núcleo dependen de la presión, la rotación de la Tierra, y la composición variable de elementos básicos. En general, las temperaturas oscilan entre 4.400 a 6.000 ° Celsius.

El núcleo está formado por dos capas: el núcleo externo, que limita con el manto y el núcleo interno. El límite que separa estas regiones se llama la discontinuidad Bullen.

Manto.- Esta capa es la mayor masa semisólida del interior de la Tierra. El manto se encuentra entre el núcleo y la corteza terrestre. El manto es de unos 2.900 kilómetros de espesor, y constituye el 84% del volumen total de la Tierra.

Como la Tierra comenzó a tomar forma hace unos 4,500 millones de años, el hierro y el níquel se separaron rápidamente de otras rocas y minerales para formar el núcleo del nuevo planeta. El material fundido que rodeaba el núcleo es el manto. Durante millones de años, el manto se enfrió. El agua atrapada en el interior de los minerales hizo erupción con lava, un proceso llamado “desgasificación”.

Las rocas que componen el manto de la Tierra son en su mayoría silicatos una amplia variedad de compuestos que comparten una estructura de silicio y oxígeno. Silicatos comunes que se encuentran en el manto incluyen olivino, granate y piroxenos. El otro tipo principal de roca que se encuentra en el manto es el óxido de magnesio. Otros elementos del manto incluyen hierro, aluminio, calcio, sodio, y potasio.

La temperatura del manto varía en gran medida, a partir de 1.000 ° Celsius cerca de su límite con la corteza, a 3.700 ° Celsius, cerca de su límite con el núcleo. En el manto, el calor y la presión generalmente aumentan con la profundidad. La transferencia de calor y de material en el manto ayuda a determinar el paisaje de corteza terrestre. La actividad de las placas tectónicas que se mueven sobre el manto, contribuyendo a la creación de volcanes, expansión del fondo oceánico, y terremotos.

El manto se divide en varias capas: el manto superior, la zona de transición, el manto inferior, y D “, que es la extraña región donde el manto se encuentra con el núcleo externo.

Corteza terrestre.- El conocimiento detallado y la composición de nuestro planeta se limita a una delgada capa llamada corteza terrestre. El término corteza terrestre se refiere a la capa exterior de la Tierra formada de roca. Esta capa representa 0,4 por ciento de la masa terrestre. Existen tres tipos de corteza que son las continentales, de transición y oceánicas. La corteza oceánica generalmente varía de 5 a 15 km en espesor y comprende 60 por ciento de la corteza total en un área y más de 20 por ciento en volumen. En algunas zonas, sobre todo cerca de fracturas oceánicas, la corteza oceánica es tan delgado como 3 km. (Anderson, 1989).

Las mesetas oceánicas y crestas antisísmicas pueden tener la corteza espesores superiores a 30 km. Las islas, arcos insulares y continentales márgenes se conocen colectivamente como transitorio la corteza y en general oscilan entre 15 y 30 km en espesor. La corteza continental por lo general oscila entre 30 a 50 km de grosor. En ciertas regiones de convergencia se reportan hasta 80 km de espesor. Sobre la base de datos geológicos y sísmicos, la principal tipo de roca en la corteza continental superior es granodiorita o tonalita en la

composición. La corteza inferior es, probablemente, diorita, granate granulita y anfibolita. La composición media de la corteza continental se piensa que es similar a andesita o diorita (Anderson, 1989).

Roca.- En un sentido general, una roca comprende todo lo constituyente a sólidos de la corteza terrestre ya sean estos materiales compactos granulares o térreos. En geología se tiene el concepto de roca como cualquier masa pétreo la cual no pueda ser excavada con métodos manuales (Legget, 1964). Toda roca se compone de uno o más minerales. La formación de una roca se da por haber pasado por algún proceso geológico.

Suelo.- En geología no se distingue un suelo de otras rocas. Ya que una roca es un aglomerado de granos minerales pertenecientes a diferentes especies, que se distinguen de las rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Por otro lado en la mecánica de suelos se tiene un diferente concepto de suelo. Este puede ser definido como una roca no lapidificada que se encuentra cerca de la superficie de la tierra, por encima o entre las capas de roca dura lapidificada. El suelo comprende al aire el agua, materiales orgánicos y otras sustancias que se pueden encontrar mezclados con granos minerales. El suelo es un material maleable, poroso, no homogéneo, y en general no isotropos. Sus propiedades son fuertemente influenciadas por su condición, es decir, su compacidad y su contenido de agua (Verdeyen, Roisin, & Nuyens, 1968).

Una de las ramas de la geología es la ingeniería geotecnia, que estudia científicamente a los suelos. El suelo, que es el material suelto de la corteza terrestre constituye una parte grande de la superficie que se puede utilizar para construir obras de ingeniería civil. En una

construcción no podemos llegar al lecho de roca en todas las ocasiones, por lo que es necesario crear una cimentación en el suelo donde se construirá. Es muy común que se dé fallos en obras debido a un hundimiento de los estratos que no fueron consolidados.

En la ingeniería moderna la preocupación por la caracterización del suelo ha ido creciendo, especialmente a las presiones que se ejercen sobre los muros de contención. Existen trabajos realizados por Coulomb y Rankine sobre este tema. Alejandro Collin, en 1986, realizó una labor experimental debido a los deslizamientos de terreno que hubo durante la construcción de los canales franceses. Collin investigó la superficie curva de deslizamiento que existía en las arcillas, y además realizó experimentos sobre las propiedades de estas arcillas al cambiar su contenido de humedad. En Estados Unidos el doctor Milton Whitney y Geogre E. Ladd realizaron investigaciones individuales que llamaron la atención de la ingeniería y la influencia de los suelos en ella. Estas investigaciones se dieron en Suecia por el corrimiento de la vía del ferrocarril debido a movimiento del terreno, también en Alemania en las dificultades encontradas en la construcción del canal de navegación de Kiev y en Panamá durante la construcción del canal (Verdeyen, Roisin, & Nuyens, 1968).

Estas referencias y otras generaron un despertar en el interés del estudio científico del suelo, lo cual se suscitó en los primeros años del siglo pasado. Esto condujo a la aparición de la mecánica de suelos. Esta rama de la ingeniería estudia los problemas de equilibrio y de deformaciones de masas de terreno de diferente naturaleza, sometidas al efecto de fuerzas internas y externas. Esto permite a un constructor estimar la resistencia de un suelo para fines constructivos y si es necesario, para mejorar ciertas características de esta resistencia (Verdeyen, Roisin, & Nuyens, 1968).

La mecánica de suelos en la actualidad ha dado gran importancia a la distribución de las presiones en el suelo y las deformaciones resultantes. Además, se ha desarrollado métodos de cálculo para determinar de manera teórica las presiones en cualquier punto por debajo de alguna construcción civil, la presión que ejerce el suelo sobre un muro, y las presiones sobre estructuras por debajo del suelo. Karl von Terzagui contribuyó en gran medida a las investigaciones de la mecánica de suelos con su teoría de la consolidación de los suelos, la cual puede determinar el asentamiento total y la velocidad del mismo para cualquier suelo arcilloso que tiene una carga en su superficie.

Estas son algunas de las aplicaciones de la mecánica de suelos de manera práctica para la ingeniería. No obstante estos cálculos se basan en suposiciones básicas sobre las propiedades del suelo. Lo cual nos lleva a la parte investigativa de la mecánica de suelos. La investigación de un suelo se da en el laboratorio para determinar experimentalmente los factores requeridos para los cálculos (Legget, 1964).

2.1.1 Tipos de Roca.

Todas las rocas se dividen en tres tipos debido a su origen. Estos son rocas ígneas, rocas metamórficas y rocas sedimentarias.

Rocas Ígneas.- Este tipo de roca se forma por la solidificación del magma enfriado. Existen dos tipos de rocas ígneas que son las extrusivas y las intrusivas. Inicialmente ambos tipos eran rocas fundidas (Legget, 1964).

Las rocas ígneas extrusivas, son las que han salido de la superficie de la tierra. Este proceso de formación de roca se da por erupciones volcánicas, las cuales expulsan material y emanaciones gaseosas a la atmósfera, que es donde se enfría este material y después cae al suelo en forma de polvo y ceniza. Este tipo de roca se caracteriza por su textura vítrea.

El otro tipo de roca ígnea son las intrusivas, las cuales se enfrían y solidifican a grandes profundidades y presiones, las cuales encierran gases. Cuando la temperatura de la roca fundida comienza a caer hay una pérdida de energía que hace que los iones reduzcan la velocidad. Esto hace que los iones se agrupan y organizan en estructuras cristalinas ordenadas. Este proceso se conoce como cristalización. Debido a las condiciones de enfriamiento, estas rocas se caracterizan por ser completamente cristalinas. Este tipo de roca aflora en la corteza terrestre debido al movimiento de la misma y también por la erosión.

También existe un tipo de roca intermedio entre extrusiva e intrusiva que se las conoce como hipoabisales. Estas tienen una textura parcialmente cristalina debido a que no son completamente intrusivas.

La composición química de las rocas ígneas se forma principalmente por los siguientes elementos: hierro, calcio, aluminio, magnesio, sodio, potasio, hidrógeno y oxígeno.

Las rocas ígneas también pueden ser clasificadas por su grado de saturación en sílice; las proporciones relativas de minerales claros y oscuros; la naturaleza del feldespato (alcalinos o calcio-alcalinos), la estructura (macrogranular, microgranular, vítreos) (Verdeyen, Roisin, & Nuyens, 1968). Entre las principales rocas ígneas tenemos los siguientes tipos:

Granito.- Es una roca intrusiva feldespática, rica en sílice, clara, macrogranular y está compuesta por cuarzo feldespatos y micas.

Diorita.- Es una roca clara, compuesta de plagioclasas y minerales oscuros como la hornablenda.

Gabro.- Es una roca relativamente oscura, compuesta por plagioclasas cálcica y piroxena.

Basalto.- Es una roca extrusiva oscura, compacta, rica en silicatos de magnesio y hierro.

Andesita.- Es una roca extrusiva, y está compuesta principalmente de plagioclasa y minerales ferromagnésicos.

Peridotita.- Es una roca intrusiva formada por peridoto y piroxenos y anfíboles.

A continuación se muestra una tabla de clasificación de rocas ígneas (tabla 1):

ROCAS MACROCRISTALINAS (plutónicas) (ROCAS HOLOLEUCOCRATES) Rocas microgranosas (hipo volcánicas, periplutónicas) ROCAS MICROLITICAS A VITREOS (volcánicas)		Feldespatos Dominantes	ROCAS ESENCIALMENTE FELDESPATICAS SiO2 creciente			ROCAS ESENCIALMENTE FELDESPATIOIDES (No feldespatos, gran déficit de SiO2)
			FELDESPATO DE QUARZO (un exceso de SiO2)	FELDESPATICA (una saturación SiO2)	FELDESPATO DE FELDEPATICA (una deficiencia de SiO2)	
K2O y Na2O decreciente CaO creciente Al2O3 decreciente MgO y FeO creciente	ROCAS LEUSOCRATICAS Clara	Feldespatos alcalinos	GRANITOS (APLITAS) microgranitos RIOLITAS	SIENITAS Microsienitas TRAQUITAS	SIENITAS FELDESPATICAS Microsienitas feldespaticas FONOLITAS	IJOLITAS MISSOURITAS
		Feldespatos alcalinos + plagioclasas	GRANODIORITAS microgranodioritas RIOLITAS PLAGIOCLASA	MONZONITAS Micromonzonitas PLAGIOCLASA	MONZONITAS FELDEPATICAS - LEUCITEFRITAS	NEPHELINITOS
		Plagioclasas	DIORITAS QUARZITAS microdioritas quarzitas DACITAS	DIORITAS (ANORTOSITAS) Microdioritas ANDESITAS	ESSEXITAS - TEFRITAS	LECUCOCITOS
	ROCAS MESOCRATICAS	Plagioclasas		GABROS (angita) NORITA(hypersth) microgabros Doleritas BASALTOS	THERALITAS - BASANITAS	
ROCAS MELANOCRATICAS	Poco o nada de plagioclasas		PIROXENITA ANKARAMITE	PERIDOTITAS - OCEANITAS	ANKARATRITOS	

Tabla 1: Tabla de clasificación de rocas ígneas (Verdeyen, Rosin, & Nuyens, 1968)

Rocas Sedimentarias.- Las rocas sedimentarias se forman en la superficie de la tierra bajo presiones y temperaturas normales. Estas rocas son el resultado de la acumulación de los sedimentos de erosión de otras rocas y materiales orgánicos. La meteorización es un término general usado para la descomposición física y química de las rocas en la superficie de la tierra por la lluvia, el viento, abrasión etc. Los procesos de transformación de rocas fragmentadas sueltas en una masa cohesiva sólido compacto se llama litificación. Este proceso también se conoce como consolidación, y la roca resultante se dice que está consolidado. Cuando los

sedimentos se compactan o se cementan juntos en una masa cohesiva sólida, se convierten en rocas sedimentarias.

El material degradado sólido, o sedimentos se pueden mover por el agua, el viento o el hielo. En el agua, el material se trasladó a lo largo de cerca de la superficie, por ejemplo, a lo largo de un cauce de río, se conoce como carga de fondo, mientras que al ser trasladado por medio de un fluido se llama carga suspendida.

Las formas de estructuras sedimentarias indican las condiciones de depositación. Por ejemplo, fina láminas son características de los depósitos de suspensión, mientras que las marcas de la ondulación y estratificación cruzada indican las velocidades más altas de agua que implican el movimiento de las partículas gruesas en la carga de fondo (Nyamai, 2013).

El viento puede transportar partículas finas en suspensión única, pero puede mover partículas gruesas a lo largo del suelo. Algunos sedimentos transportados por el viento suelen estar bien ordenados, porque después de una tormenta, la velocidad del viento se reduce gradualmente y conduce a la depositación de sedimentos en orden de tamaño decreciente. En contraste, el hielo puede transportar una amplia gama de tamaño de las partículas. Depósitos glaciales están mal ordenados, porque los depósitos de hielo de fusión de material de todos los tamaños juntos.

Este tipo de roca se puede clasificar por la composición química de sus componentes, su dureza y su origen (Tabla 2).

Por la composición química de sus componentes tenemos a las siguientes tipos de roca:

Rocas heterogéneas.- Pedregal, brecha, grava y conglomerado.

Rocas de cuarzo.- Arena, gres y arcosa.

Rocas aluminosas.- arcilla, argilita y esquisto.

Rocas carbonatadas.- caliza y dolomita.

Las rocas sedimentarias se clasifican por su dureza en rocas sueltas, suave, coherente y dura. También se pueden clasificar según su origen en rocas detríticas, organógenas y de precipitación química.

Rocas detríticas.- Son rocas formadas por la intervención de procesos mecánicos, como la erosión. Estas se dividen por su tamaño de clastos para formar conglomerados, areniscas o arcillas.

Roca organógenas.- Este tipo de rocas se forman por la intervención de organismos vivientes. Un ejemplo de esto son los carbones.

Rocas de precipitación química.- Estas rocas se forman debido al depósito de sustancias disueltas. Por lo general son masas de sales como el yeso.

Naturaleza Química	ROCAS DETRÍTICAS		ROCAS ORGANÓGENAS Y BIOQUÍMICAS	ROCAS DE PRECIPITACIÓN QUÍMICA	ROCAS RESIDUALES
	SUeltas	COHÉRENTES			
HETEROGENEAS Y SILICEOS	Pedregal Guijarros Gravas Arenas	Breccias Conglomerados Gres Quarzitas	Diatomeas Radiolaritas Pedernal Meulieres		
ALUMINOSO	Arcillas	Esquistos Pizarra			Lateritas Bauxitas
FERRUGINOSO			Minerales de hierros oolíticos		
CARBONATOS			Tiza marga calcáreo shale dolomitas matasomaticas	calcáreo oolíticos	
SALIFEROS				sal gema silvita carnalita anhidrita yeso	
CARBONO			turbas lignitos carbones petroles		asfaltos

Tabla 2: Tabla de clasificación de rocas sedimentarias (Verdeyen, Rosin, & Nuyens, 1968)

Rocas Metamórficas.- Las rocas metamórficas se derivan de otros tipos de rocas como de rocas ígneas, sedimentarias o el origen metamórfico. La composición química de este material primario, es decir de la roca inicial, determina la composición química y mineralógica de las rocas metamórficas en gran medida.

Estas rocas que han sido sometidas ya sea a suficiente calor o presión para causar que los minerales en la roca sufran cambios químicos y de estado.

2.1.2 Clasificación de Suelos.

La cuestión de la denominación y clasificación de los suelos es un principio bastante complejo. Palabras como arena, arcilla, limo, etc... son palabras de uso común empleada y que es bastante difícil de definir una forma sencilla de no dar lugar a confusión (Verdeyen, Rosin, & Nuyens, 1968)

Para la clasificación de suelos es importante conocer la definición de los siguientes términos:

Grava.- Son rocas de tamaño entre 2 a 64 milímetros.

Arena.- Es un conjunto de partículas de rocas trituradas. El tamaño de su grano se encuentra entre 0,063 a 2mm.

Limo.- es un sedimento clástico el cual ha sido transportado por efectos del agua o el aire, y se deposita en el lecho de los cursos de agua o sobre los terrenos que han sido inundados.

Arcilla.- Es un suelo de origen sedimentario el cual está formado por la descomposición de rocas que contienen silicatos de aluminio hidratados, y feldespato.

Orgánico.- Es un suelo de gran contenido de material orgánico.

Actualmente existen dos sistemas generales para la clasificación de suelos los cuales se basan en el tamaño de los granos del suelo y de la plasticidad del mismo. El primer sistema de clasificación es el AASHTO por sus siglas en ingles de la Asociación americana de funcionarios de

estado de carreteras y transportación. El otro sistema de clasificación es el Sistema Unificado de clasificación de suelos.

Sistema de clasificación AASHTO.- Este sistema clasifica a los suelos en siete grupos que van desde el tipo A-1 al A-7. Los tres primeros grupos son suelos granulares en donde él un valor igual o menor al 35% pasan por la criba No. 200. Los suelos donde más del 25% pasa por esta criba son los últimos cuatro. Los criterios que considera este sistema de clasificación de suelos son los siguientes:

Tamaño del grano.- El tamaño del grano de grava se encuentra entre 2mm y 75mm. El grano de arena se encuentra entre 0.075mm a 2mm. Un limo o arcilla pasa por la malla No. 200 que tiene un espaciamiento de 0.075mm.

Plasticidad.- Cuando el índice de plasticidad es igual o menor a 10 se utiliza el término limoso. Si este mismo índice es mayor o igual a 11 se utiliza el término arcilloso.

Para clasificar un suelo por grupos y subgrupos por este método tenemos que calcular el índice de grupo (GI) con la siguiente fórmula:

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

Donde F es el porcentaje del suelo que pasa por la malla No. 200. A continuación se ilustra una tabla en donde está el procedimiento para clasificar un suelo.

A continuación se muestra una tabla (tabla 3) que sintetiza el sistema de clasificación AASHTO:

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz #200)							Materiales limoarcillosos (más de 35% pasa el tamiz #200)			
	A-1		A-3 ^A	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00mm)	50 máx.
No. 40 (425µm)	30 máx.	50 máx.	51 mín.
No. 200 (75µm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Consistencia											
Límite líquido	B				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		N.P.	B				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. ^B
Tipos de materiales característicos	Cantos, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limoarcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

Tabla 3: Calificación de suelo por sistema AASHTO (AASHTO M145-91, 1991)

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.- Este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 con el objetivo de la construcción de aeropuertos durante la Segunda Guerra Mundial (Das, 2001). Este sistema clasifica a los suelos en dos categorías generales que son los suelos de grano grueso (tabla 4) y los suelos de grano fino (tabla 5).

Los suelos de grano grueso son de tipo grava o arenoso con un porcentaje menor que pasa por la malla No. 200. Los símbolos de estos grupos comienzan con la letra G o S refiriéndose a la grava y la arena.

Los suelos de grano fino tienen un porcentaje mayor al 50% pasando por la malla No. 200. Los prefijos que se utilizan en estos suelos es M, para referirse a un limo orgánico, C para

referirse a una arcilla orgánica, y O para ambos. También se utiliza el símbolo Pt para lodos altamente orgánicos.

También se utilizan los prefijos W para representar que el suelo está bien graduado o P para decir que el suelo está mal graduado. Tenemos el símbolo L para representar una baja plasticidad y el símbolo H para representar una alta plasticidad.

SISTEMA CLASIFICACION USCS							
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)							
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5 mm.***	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP	
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3		
	GP			≤ 6	<1ó>3		
	GM		> 12				< 0.73 (wl-20) ó <4
	GC						> 0.73 (wl-20) ó >7
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3		
	SP			≤ 6	<1ó>3		
	SM		> 12				< 0.73 (wl-20) ó <4
	SC						> 0.73 (wl-20) y >7
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM,SW-SM, SP-SC.							
*** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm							
** Si $IP \geq 0.73 (wl-20)$ ó si IP entre 4 y 7 e $IP > 0.73 (wl-20)$, usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.							
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.							
$C_U = (D_{60}) / (D_{10})$				$C_C = (D_{30}^2) / (D_{60} \cdot D_{10})$			

Tabla 4: Sistema unificado de clasificación de suelos para suelos gruesos (ASTM D2487, 2006).

En esta tabla el C_u corresponde al coeficiente de uniformidad que es la relación entre el diámetro por debajo del cual queda el 60% del suelo (D_{60}) y el diámetro por debajo del cual queda el 10% (D_{10}). Además, tenemos el C_c que es el coeficiente de curvatura el cual incluye también el diámetro por debajo del cual queda el 30% del suelo D_{30} .

FINOS ($\geq 50\%$ pasa 0.08 mm)			
Tipo de Suelo	Símbolo	Lim. Liq. w _l	Índice de Plasticidad * I _p
limos inorgánicos	ML	< 50	< 0.73 (w _L - 20) ó < 4
	MH	> 50	< 0.73 (w _L - 20)
arcillas inorgánicas	CL	< 50	> 0.73 (w _L - 20) y > 7
	CH	> 50	> 0.73 (w _L - 20)
limos y arcillas orgánicos	OL	< 50	** w _L seco al horno ≤ 75 % de w _L seco al aire
	OH	> 50	
turba	P _t	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente.	
Si I _p \cong 0.73 (w _L - 20) ó si IP entre 4 y 7 e I _p > 0.73 (w _L - 20), usar símbolo doble: CL-ML, CH-OH			
** Si tiene olor orgánico debe determinarse adicionalmente w _L seco al horno			
En casos dudosos favorecer clasificación más plástica Ej: CH-MH en vez de CL-ML.			
Si w _L = 50; CL-CH ó ML-MH			

Tabla 5: Sistema unificado de clasificación de suelos para suelos finos. (ASTM D2487, 2006).

2.2 Propiedades físico-mecánicas del suelo considerado para el diseño de obras civiles

2.2.1 Propiedades físico mecánicas del suelo.

Para aplicar la geotecnia en la ingeniería civil, debemos comprender las propiedades físico-mecánicas que posee el suelo.

Tensión Superficial.- La humedad en los suelos y las rocas porosas se puede presentar en dos formas: como la capa de agua adsorbida que recubre los granos y como agua libre que ocupa total o parcialmente los poros o vacíos entre los granos. Si el agua ocupa la totalidad de los poros el suelo está saturado y se dice que la humedad tiene continuidad. Por otro lado si el agua ocupa parcialmente los poros la humedad es discontinua y forma cuñas de agua entre los granos adyacentes y una capa de humedad alrededor de ellos. La atracción molecular del agua esta desequilibrada entre la superficie de separación del aire y el agua, y esto da lugar a la tensión superficial.

Las intercomunicaciones entre los vacíos o poros del suelo forman tubos capilares irregulares. La tensión máxima que puede desarrollarse variara de un punto a otro, dependiendo del diámetro del poro y del grado de saturación. La ascensión capilar del agua en un suelo, por arriba del nivel freático se da por la presión hidrostática y la presión capilar (Sowers, 1972).

Nivel freático.- Es el límite entre suelo saturado de agua y el suelo no saturado. El nivel freático de un suelo puede subir debido a la filtración de agua tales como la lluvia o la nieve. Los

sedimentos o rocas que están llenos de agua están saturados. El nivel freático se sienta encima de la zona de saturación, o de la zona freática. La zona superior de la capa freática se llama la zona no saturada (Sowers, 1972).

Factores como el clima la vegetación y el uso de la tierra pueden influenciar en el nivel freático de un suelo.

Permeabilidad.- Los poros de los suelos son conductos irregulares y pequeños, los cuales se encuentran interconectados y por donde puede fluir el agua. Este flujo de agua puede ser de tipo laminar o turbulento. En el primer tipo de flujo las partículas se mueven en forma suave y ordenada y en el segundo flujo el movimiento es caótico e irregular.

Compacidad Relativa.- Es el termino usado para indicar la flojedad de un suelo granular. La compacidad de un suelo se clasifica según su porcentaje y puede variar desde un suelo muy suelto a uno muy denso.

Cohesión del Suelo.- Es la propiedad física que mantiene a los granos del suelo unidos debido a las fuerzas internas de las partículas, las cuales dependen de la superficie de contacto entre las mismas. La cohesión, es de importancia en la dinámica del suelo debido a que origina una forma de resistencia a la separación de sus elementos o a la acción de los factores de corte en el suelo.

Consistencia del Suelo.- Albert Atterberg desarrollo un procedimiento para describir la consistencia de un suelo de grano fino con un contenido variable de agua. Si el contenido de agua es bajo el suelo se comporta como un sólido frágil. Por otro lado cuando el contenido de

agua es alto el suelo se comporta como un líquido. Por estos motivos se clasifico a la consistencia de un suelo en cuatro estados el sólido, semisólido plástico y líquido. Cada uno de estos estados esta diferenciado por el límite de contracción, limite líquido y limite plástico (Das, 2001).

Límite de contracción (SL).- Cuando el suelo pierde agua este se contrae. Si se da una pérdida continua de agua, el suelo llegara a una etapa de equilibrio en la que más pérdida de agua no resultara en un cambio de volumen. El límite de contracción es el contenido de agua en porcentaje bajo el cual el cambio de volumen se detiene.

Límite líquido (LL).- Es cuando el suelo pasa de un estado sólido a liquido al realizar el ensayo de la cuchara de Casagrande.

Límite plástico (PL).- se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo al ser enrollado en rollitos de 3.2mm de diámetro, se desmorona (M.DAS).

Índice de plasticidad (PI).- Es la diferencia entre el limite líquido y el limite plástico.

Compactación del suelo.- Se define como la densificación del suelo debido a la remoción del aire. El grado de compactación se mide en términos del peso específico del suelo. Cuando el contenido de agua se incrementa, el peso de los sólidos del suelo en un mismo volumen crece en forma gradual, hasta cierto punto. Si se sobrepasa este punto de contenido de agua el peso específico del suelo empieza a bajar.

Presión de poros de agua.- En general, el agua en los poros de un elemento de suelo saturado estará bajo presión, ya sea debido a la ubicación física del suelo o como resultado de

fuerzas externas. Esta presión es la presión de poros y se mide en relación a la presión atmosférica. Para obtener la presión de poros tenemos que multiplicar la altura del nivel de agua desde la parte superior de la columna de suelo por el peso específico del agua.

$$u = H * \gamma_w \quad (1)$$

Dónde:

u es la presión de poros.

H es la columna de agua.

γ_w es el peso específico del agua.

Condición drenada.- Una condición drenada en el suelo se da cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro del suelo, si es sometida a una carga y no se produce presión de poros.

Condición no drenada.- Una condición no drenada se da cuando el agua no es capaz de fluir a través del suelo, al aplicar una carga y se produce la presión de poros. Esto se debe a que el agua no fluye libremente debido al cambio de volumen de vacíos por acción de la carga.

Esfuerzo del suelo.- La resistencia del suelo a los esfuerzos es el factor más importante para proyectos de ingeniería civil. Debido a que el suelo se compone de materiales líquidos, sólidos y gaseosos. Los sólidos soportan los esfuerzos cortantes estáticos. La resistencia del agua a la cortante, dependerá del nivel de viscosidad de la misma. La fase gaseosa no posee resistencia a la cortante. Como estas tres fases reaccionan de manera diferente, se debe

determinar la distribución de esfuerzos para poder establecer el esfuerzo de las cargas. Para el cálculo del esfuerzo de un suelo utilizamos la siguiente ecuación:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2)$$

Dónde:

σ es el esfuerzo total.

σ' es el esfuerzo efectivo.

u es la presión de poros.

Esfuerzo efectivo.- Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión del agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre las partículas y el agua a su vez, puede ejercer una presión hidrostática igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales. (Suárez, 2006). El esfuerzo específico puede ser obtenido mediante la siguiente expresión:

$$\sigma' = (Ha - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (3)$$

Dónde:

σ' es el esfuerzo efectivo.

Ha es la altura del punto en cuestión al nivel freático.

H es la columna de suelo.

γ_w es el peso específico del agua.

γ_{sat} es el peso específico del suelo saturado.

2.2.2 Criterio de falla de Mohr- Coulomb.

Mohr presento una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzos normales y esfuerzos cortantes, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces la relación funcional entre esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa de la siguiente forma (Das, 2001).

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (4)$$

Dónde:

τ_f es el esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

σ es el esfuerzo normal sobre el plano de falla.

La envolvente de falla de esta ecuación es una curva, pero en la mayoría de casos de mecánica de suelos se puede aproximar esta curva a una función lineal dada por la siguiente ecuación:

$$\tau_f = c + \sigma \tan\emptyset \quad (5)$$

Dónde:

τ_f es el esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

c es la cohesión.

\emptyset es el ángulo de fricción interna.

Ángulo de fricción interna.- Es el ángulo que se forma entre la horizontal y la función lineal del criterio de Mohr Coulomb en la gráfica de esfuerzo de corte versus esfuerzo normal.

Además es un parámetro de resistencia al corte de los suelos y se utiliza para describir la resistencia al corte de los suelos de fricción junto con la tensión efectiva normal.

Inclinación del plano de falla causado por la cortante.- La falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Para obtener la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, analizaremos el siguiente gráfico (figura 1).

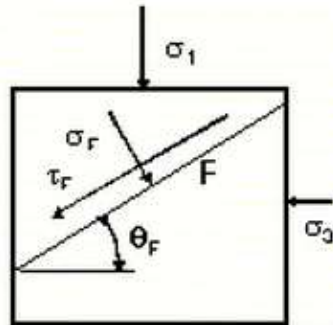


Figura 1, Inclinación del plano de falla causado por la cortante (Suárez, 2006)

Donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es esfuerzo principal menor. El plano de falla F forma un ángulo θ con el plano principal mayor. Para determinar este ángulo y la relación entre σ_1 y σ_3 graficaremos el círculo de Mohr para el estado de esfuerzo mostrado en la figura anterior.

A continuación se muestra el gráfico de los círculos Mohr en donde se grafica los esfuerzos de cortante versus los esfuerzos normales (figura 2).

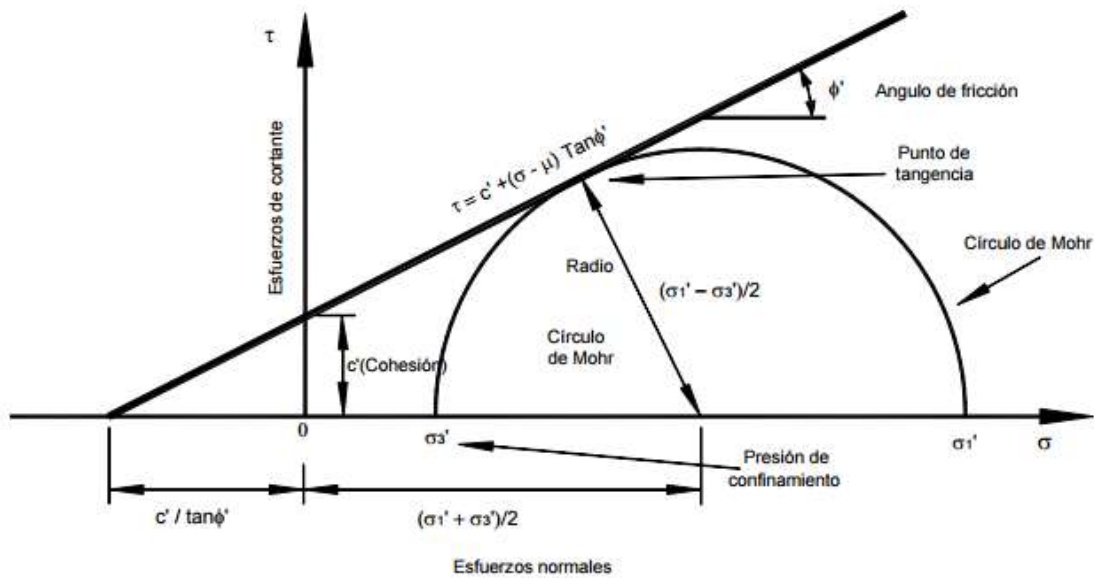


Figura 2, Representación gráfica de la ecuación de Coulomb (Suárez, 2006)

Ecuación de Coulomb para suelos saturados.

El esfuerzo total es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poros. Entonces al aplicar el criterio de falla de Mohr-Coulomb a la mecánica de suelos obtendremos la siguiente fórmula:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \emptyset = c + \sigma' \tan \emptyset \quad (6)$$

Dónde:

τ_f es el esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

c es la cohesión.

σ es el esfuerzo total.

σ' es el esfuerzo efectivo.

u es la presión de poros.

\emptyset es el ángulo de fricción interna.

Ecuación de Coulomb para suelos no saturados.

Un suelo no saturado es aquel que tiene un grado de saturación menor al 85 por ciento. En los suelos no saturados la ecuación de Coulomb es diferente y se expresa de la siguiente forma:

$$\tau_f = c + (\sigma_n - \sigma_a)\tan\emptyset + (u_a - u_w)\tan\emptyset^b \quad (7)$$

Dónde:

τ_f es el esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

c es la cohesión.

σ_n es el esfuerzo normal total.

σ_a es el esfuerzo del aire.

\emptyset es el ángulo de fricción interna.

u_a es la presión en el aire de poros.

u_w es la presión de poros en el agua.

\emptyset^b es ángulo de fricción igual a la pendiente de la curva de succión matricial.

2.2.3 Determinación de la resistencia al corte en laboratorio.

La resistencia a la cortante son determinados en laboratorio principalmente por dos ensayos, el ensayo de corte directo y el ensayo triaxial.

Ensayo de Corte Directo.- Este ensayo se lo realiza bajo la norma ASTM 3080M. Este método de ensayo cubre la determinación de la resistencia al cizallamiento drenado consolidado de un material del suelo en corte directo. La prueba se realiza mediante la deformación de una muestra a una velocidad de deformación controlada en o cerca de un solo plano de corte determinado por la configuración del aparato. Generalmente, tres o más especímenes se prueban, cada uno bajo una carga normal diferente, para determinar los efectos sobre la resistencia y de desplazamiento de corte, y propiedades de resistencia tales como sobres de resistencia de Mohr (ASTM 3080M , 2011).

Ensayo Triaxial.- Este ensayo se lo realiza bajo la norma ASTM D7181. La resistencia al corte de un suelo saturado en compresión triaxial depende de las tensiones aplicadas, el tiempo de consolidación, la velocidad de deformación, y la el esfuerzo experimentado por el suelo.

En este método de ensayo, las características de corte se miden en condiciones drenadas y son aplicables a las condiciones donde los suelos han sido consolidados por integración global en virtud de las tensiones normales existentes y los cambios normales de estrés bajo condiciones drenadas similares a los del método de prueba de campo. La resistencia al corte determinado a partir de este método de ensayo se puede expresar en términos de tensión efectiva debido a una velocidad de deformación o la tasa de aplicación de la carga lo suficientemente lento como para permitir la disipación de la presión de poro durante el corte.

La resistencia al cizallamiento puede aplicarse a las condiciones de campo donde puede ocurrir el drenaje completo (condiciones drenadas), y las condiciones de estrés campo son similares a los del método de ensayo. La resistencia al corte determinado a partir de la prueba se utiliza comúnmente en la estabilidad de un talud, los cálculos de presión del suelo, y el diseño de la cimentación (ASTM D7181, 2011).

2.3 Inestabilidad de Terrenos

La inestabilidad de terreno es todo fenómeno o evento que produce el desplazamiento de un pequeño o gran volumen de suelo o rocas, se considera como terreno inestable (Rivera, 2014).

En este fenómeno el suelo y las rocas se mueven pendiente abajo por la fuerza de la gravedad. La fuerza de fricción y la cohesión del suelo ayudan a mantener la estabilidad de una pendiente. Cuando la gravedad supera la resistencia de la masa de suelo en una pendiente entonces falla o se produce movimiento de masas.

2.3.1 Tipos de inestabilidad de terreno.

La inestabilidad de un terreno se clasifica por la velocidad de movimiento de masas. Estos pueden variar dramáticamente de caídas catastróficas que podrían ocurrir durante segundos para frenar la fluencia que se produce durante cientos o miles de años. Un terreno inestable puede ser clasificado en movimientos de masa lentos y relativamente continuos o fenómenos rápidos e históricos.

Movimientos de masa lentos y continuos.

Deslizamientos superficiales atípicos.

Se dan cuando cerca de la superficie, los sedimentos se compactan a causa de la liberación de aguas subterráneas.

Reptación.

La reptación consiste en movimientos del suelo por debajo de la superficie que van de ser lentos a extremadamente lentos y no tienen una superficie de falla (figura 3). La profundidad del movimiento puede ser desde pocos centímetros hasta varios metros. Generalmente, el desplazamiento horizontal es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno. Este fenómeno se da en las laderas que tiene una pendiente poco pronunciada. La reptación puede ser causada por cambios climáticos relacionados con los procesos de variación de humedad del suelo, usualmente arcillosa, muy blanda o alterada, con características expansivas.

Con frecuencia se presenta la reptación en los taludes de terraplenes, los cuales al saturarse, tratan de fluir generándose inicialmente la reptación del suelo sub-superficial. Esta reptación puede terminar en un flujo o en un deslizamiento de traslación. Las evidencias de reptación consisten en la inclinación de postes y cercas y la inclinación o curvatura de los troncos de los árboles y arbustos. Como los movimientos son muy lentos, la mejor forma de analizar un proceso de reptación es mediante el monitoreo y el uso de inclinómetros. En un inclinómetro el movimiento es mayor en la superficie del terreno y disminuye en magnitud al profundizarse. Igualmente, las estructuras de la mampostería se agrietan con fisuras verticales o diagonales (Suárez, 2006).

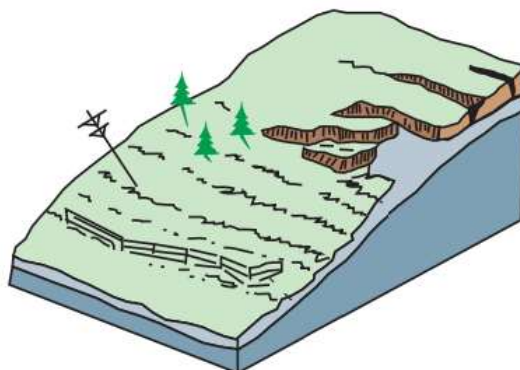


Figura 3, Movimiento de masa por reptación (USGS, 2004).

Soliflucción.

Este tipo de inestabilidad es el movimiento pendiente abajo del suelo saturado en un estado viscoso o plástico sobre una capa impermeable, a menudo permafrost, que es una capa de hielo que se encuentra en los niveles superficiales del suelo (figura 4). La presencia de una capa permafrost impermeable impide el drenaje interno del suelo, forzando al suelo a fluir cuesta abajo. Durante los periodos cálidos los deshielos de la capa de superficie y se desliza a través de la capa congelada, se mueve lentamente por la pendiente debido al levantamiento por helada. En cuanto a otros procesos iniciados por los ciclos de congelación-descongelación, la soliflucción se ve reforzada por los importantes cambios volumétricos de agua en el suelo. La soliflucción puede ocurrir en pendientes de 0,5 grados de inclinación y la masa del suelo puede viajar hasta 15 cm por año.

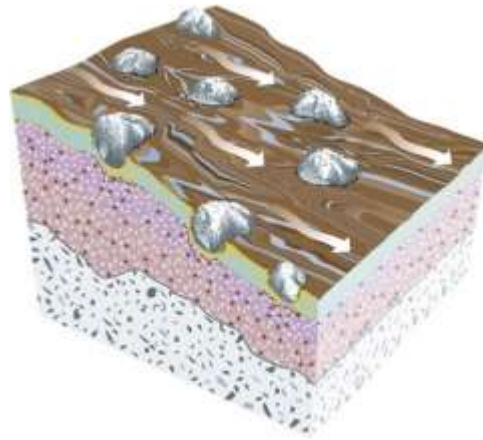


Figura 4, Movimiento de masa por soliflucción (USGS, 2004).

Fluage.

Este movimiento se da cuando la velocidad de desplazamiento es pequeña, del orden de unos pocos centímetros por año, y que no se puede detectar una superficie de ruptura caracterizada. En principio, la velocidad es cero en el contacto de la capa estable en la profundidad, la masa se deforma en todo su espesor y velocidades son máximas en la superficie (Bonnard, 1995).

Deslizamientos Antiguos.

Son deslizamientos que se han dado hace varios cientos de años y existe el peligro de que puedan reactivarse en cualquier momento.

Movimientos de masa Rápidos.

Caída de escombros.

Las caídas de escombros son movimientos bruscos de masas de materiales geológicos, tales como rocas y cantos rodados, que se desprenden de un talud (figura 5).

La separación se produce a lo largo de discontinuidades tales como fracturas, las articulaciones y los planos de estratificación, y el movimiento se produce por la caída libre, saltando y rodando. Este fenómeno está fuertemente influenciado por la gravedad y la meteorización mecánica.



Figura 5, Caída de escombros (USGS, 2004).

Avalanchas.

Las avalanchas de escombros o roca son esencialmente corrientes grandes, muy rápidas, a menudo de pendiente abierta, que se forman cuando se derrumba un talud inestable y los escombros fragmentados resultantes se transportan lejos de la pendiente (figura 6). En algunos casos, la nieve y el hielo contribuirán al movimiento si hay suficiente circulación de agua, y la corriente puede llegar a ser una corriente de escombros o un lahar.

Estos flujos comúnmente se relacionan con las lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionalmente altos, el deshielo de los nevados o los movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación. Las avalanchas son generadas a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos, combinados con un volumen importante de agua. Estas forman una masa de comportamiento líquido viscoso que logra velocidades muy altas (con gran poder destructivo) y que corresponden generalmente, a fenómenos regionales dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 50 m/s en algunos casos. Los conos volcánicos son muy susceptibles a las avalanchas (Suárez, 2006).

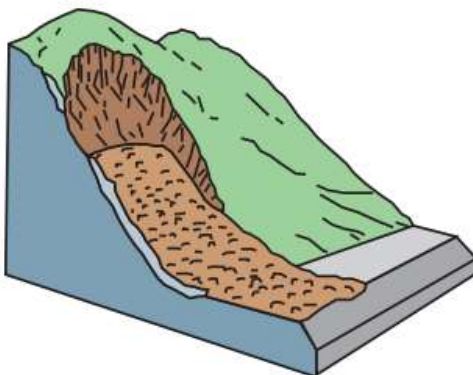


Figura 6, Avalancha de escombros (USGS, 2004).

Volcamientos.

Este movimiento se distingue por ser una rotación hacia delante de una o varias partes de material sobre un punto de pivote por debajo del esta masa volcada, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por las unidades adyacentes o por los fluidos en grietas (figura 7).

Existen tres tipos diferentes de volcamiento.

Volcamiento a flexión.- Se da debido a la inclinación de la roca hacia adelante, las columnas de roca se rompen y se separan en flexión.

Volcamiento en V invertida.- Consiste en la inclinación múltiple de una serie de bloques con centro de giro en la superficie inferior del sistema de volcamiento, el cual puede convertirse en una superficie de falla (Suárez, 2006).

Flexión en bloque.- Este proceso se da por la flexión continua de columnas de material por medio de desplazamientos acumulados a lo largo de las juntas que existen entre columnas.



Figura 7, Volcamiento de roca (USGS, 2004).

Flujos.

En un flujo ocurren movimientos relativos de las partículas, o bloques pequeños, dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie. Las deformaciones relativas internas son muy grandes y fluyen en forma similar a un líquido viscoso. El flujo puede ser laminar a turbulento. Al aumentar la densidad y la viscosidad, el flujo puede transportar grandes bloques hacia la parte superior (Suarez)

La clasificación de los flujos depende del material que se desliza. Estos pueden ser flujos de bloque roca, de residuos, de suelos o de lodos.

Flujos de bloques roca.- Son flujos de bloques de roca y pueden estar acompañados por materiales finos. Estos comienzan como fenómenos de caída o deslizamiento y gradualmente llegan a ser flujos o avalanchas. Este fenómeno se puede dar en los tres tipos de rocas. En las rocas ígneas este proceso puede darse después de fenómenos de inclinación. En rocas metamórficas, los flujos pueden estar precedidos por desplazamientos de traslación. En las rocas sedimentarias este fenómeno se da por un ángulos grandes de buzamiento, es decir con pendientes pronunciadas. La velocidad del flujo es directamente proporcional a la altura y la pendiente.

Los flujos de bloques de roca ocurren con mucha frecuencia en las zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación, como en la cordillera de los Andes. Estos flujos tienden a ser ligeramente húmedos y su velocidad va de rápida a muy rápida. La distribución de velocidades simula la de los líquidos viscosos.

Flujos de residuos.- Son flujos de residuos o detritos los cuales tiene una alta velocidad de movimiento. Los materiales que se encuentran en los residuos son gruesos en su mayor parte (figura 8). Durante este flujo existe una diferencia de tamaños entre las partículas que empezaron el flujo en la cabeza con las que terminaron en el pie, esto debido a que por el mismo proceso de flujo las partículas son trituradas. Es por esto que algunos flujos de roca pueden terminar siendo flujos de residuo. Los residuos contienen partículas de varios tamaños, vegetación y diferentes materiales arrastrados por el flujo.

El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que corre, en forma constante, a través de un canal con algunas ondas menores superpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo. Los movimientos se inician a velocidades moderadas y aumentan a medida que descienden por la ladera o cauce. Al aumentar la velocidad, va arrastrando materiales y objetos de diferentes tamaños. Cuando el canal es más pequeño que el flujo, se forman ondas horizontales o depósitos laterales a los lados del canal (Suárez, 2006).

Flujo de suelo o tierra.- Este tipo de flujo son flujos con la mayor parte de finos y tiene una consistencia líquida. Su movimiento puede ser rápido o lento, dependiendo de factores como la pendiente y el contenido de humedad. Inicialmente empiezan como un desplazamiento de tierra y con la acumulación del suelo en el pie del deslizamiento, el material empieza a fluir. Este fenómeno se puede presentar en zonas altas y desérticas en donde se dan flujos secos en donde se mueve poca masa pero con una gran velocidad.

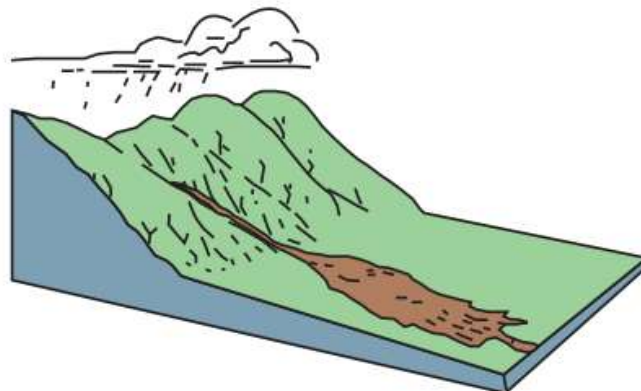


Figura 8, Flujo de residuos (USGS, 2004).

Flujos de Lodo.- En los flujos de lodo se habla de viscosidad propiamente dicha, llegando al punto de hablar de suelos suspendidos en agua (figura 9). Los flujos de lodo alcanzan velocidades muy altas y poseen grandes fuerzas destructoras, las cuales dependen de su caudal y velocidad. Un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas: un origen que generalmente es un deslizamiento, un camino o canal de flujo y finalmente, una zona de acumulación (Suárez, 2006).

En un principio existe un deslizamiento, que después por uno o varios canales estrechos fluye el material viscoso. Las características de este canal varían dependiendo de la topografía del terreno. Después de fluir por el canal, el material pierde velocidad y se acumula en un área de menor pendiente donde se forma un abanico.

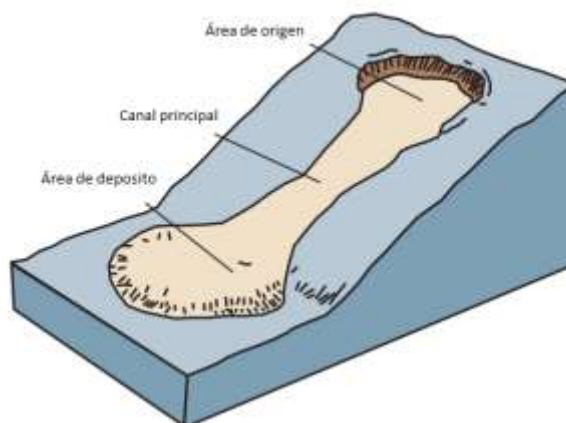


Figura 9, Flujo de lodos (USGS, 2004).

Hundimientos.

Este fenómeno es un movimiento en sentido vertical de la masa de suelo causado por diferentes causas naturales, y ocurre una disminución del volumen general del terreno. Los hundimientos pueden ser de gran magnitud o pequeños. Para darse un hundimiento no se necesita la presencia de una pendiente, pero sin embargo sigue siendo una inestabilidad de terreno.

Hundimiento por deformaciones geológicas.- Estos hundimientos son deformaciones profundas a gran escala bajo la influencia de la gravedad. Se dan en macizos de roca donde han ocurrido procesos internos de cambio de esfuerzos.

Hundimiento por subsidencia.- Es un hundimiento generalizado del terreno y puede ser muy lento o rápido. Se dan por diversas causas como formaciones solubles o kársticas y la explotación de aguas subterráneas (figura 10).



Figura 10, Hundimiento por subsidencia (USGS, 2004).

Hundimiento por cambio de presión de poros.- Este tipo de hundimiento se da en condiciones confinadas sin la presencia de una superficie de falla. Estas deformaciones se dan debido a que las partículas de suelo se acomodan debido al aumento de presión de poros o la disminución de tensiones negativas.

Extensión lateral.

Comúnmente ocurren en pendientes muy suaves o planas. El modo dominante del movimiento es lateral acompañada de fracturas de corte o de tensión (figura 11). La falla ocurre como resultado de la licuefacción, que es el proceso por el cual sedimentos sueltos saturados, no cohesivos, se transforman de un sólido a un estado líquido. Tales cambios en el estado pueden ser inducidos por temblores de tierra durante los terremotos. Si la licuefacción se produce dentro de una capa cubierta por materiales más coherentes, a continuación, las capas superiores pueden fracturar y luego darse otro fenómeno de inestabilidad de terreno (Suárez, 2006).



Figura 11, Extensión lateral (USGS, 2004).

Deslizamientos rápidos.

Es un desplazamiento de la masa de suelo debido al corte a lo largo de una o varias superficies. Este tipo de falla puede ser traslacional, rotacional y complejos. En la siguiente sección analizaremos más detalladamente a un deslizamiento y los tipos de deslizamiento que existen.

2.3.2 Deslizamientos.

Es un fenómeno que se da cuando una masa coherente, que es un suelo con gran resistencia y cohesión, o lecho de roca se desprende y se desliza por la pendiente a lo largo de una superficie plana o curva. La geometría de la superficie de desprendimiento o rotura y el grado en el que el material se desliza determina el tipo de deslizamiento.

El movimiento puede ser progresivo, es decir, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la que sería la superficie de falla, sino que se va generando en un proceso gradual. La superficie de falla es una zona de determinado espesor, en la cual se producen cambios

volumétricos y desplazamientos relacionados con la falla o rotura, al cortante de los materiales (Suárez, 2006).

Volumen del deslizamiento.- El volumen de un deslizamiento es la masa total desplazada y se mide en metros cúbicos. Este volumen se lo puede calcular con la siguiente fórmula.

$$Volumen = \left(\frac{1}{6} \pi D_r * W_r * L_r \right) F_{expansión}$$

Dónde:

D_r es la profundidad de la superficie de falla.

L_r es la longitud de la superficie de falla.

W_r es el ancho de la superficie desplazada.

$F_{expansión}$ es el factor de expansión, entre 1.25 y 1.30.

Ángulo de desplazamiento.- Es el ángulo que se forma entre la horizontal y la línea recta que va desde la pie del deslizamiento hasta la cima. Es importante conocer este ángulo ya que con este se puede determinar el volumen de la masa desplazada y la velocidad. Mientras menor es este ángulo más masa se desplazara pero a menor velocidad.

Existen tres tipos de deslizamientos que se clasifican según la forma de deslizarse de la masa; estos pueden ser deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales y deslizamientos compuestos que se forman de los dos tipos de deslizamientos anteriores. Es importante identificar el tipo de deslizamiento para determinar el sistema de estabilización requerido para la zona.

2.3.2.1 Tipos de Deslizamiento.

Deslizamiento Rotacional

En este tipo de deslizamiento la superficie de falla tiene una forma cóncava hacia arriba y su movimiento es de tipo rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento (figura 12). El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento. Visto en planta, el deslizamiento de rotación posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento, lo cual genera, comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento. La cabeza del movimiento bascula hacia atrás y los árboles se inclinan, de forma diferente, en la cabeza y en el pie del deslizamiento (Suárez, 2006).

Este tipo de deslizamiento se da en suelos homogéneos. Los deslizamientos rotacionales son fáciles de analizar, es por este motivo que es la clase de deslizamiento más estudiado. En las zonas tropicales cuando existe rotación, la superficie de falla generalmente es curva, pero no necesariamente circular, y está relacionada con la presencia de materiales residuales donde la resistencia al corte de los materiales aumenta con la profundidad. Sin embargo, en las zonas de meteorización muy profunda y en los rellenos de altura significativa, algunas superficies de falla se asemejan a círculos. En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de cuchara. Los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton & Hutchinson, 1969). Sobre la cabeza del deslizamiento, el movimiento es parcialmente vertical y muy poca rotacional. Sin embargo, en

una vista general se observa que la superficie original del terreno gira en la dirección de la corona del talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta. La formación de los escarpes semi-verticales en los deslizamientos de rotación facilita la ocurrencia de movimientos progresivos hacia arriba. Dentro del deslizamiento ocurren otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente, ocurren varios desplazamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de desplazamientos rotacionales independientes. Los casos más conocidos de deslizamientos de rotación, se presentan en suelos arcillosos blandos con perfil profundo y en suelos residuales con perfiles meteorizados de gran espesor. También se presentan con frecuencia en los terraplenes. Generalmente, la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades y juntas o planos de estratificación. El efecto de estas discontinuidades debe tenerse muy en cuenta en el momento que se haga el análisis de estabilidad. Las superficies de falla pueden ser tangentes o secantes a esas zonas de debilidad (Suárez, 2006).

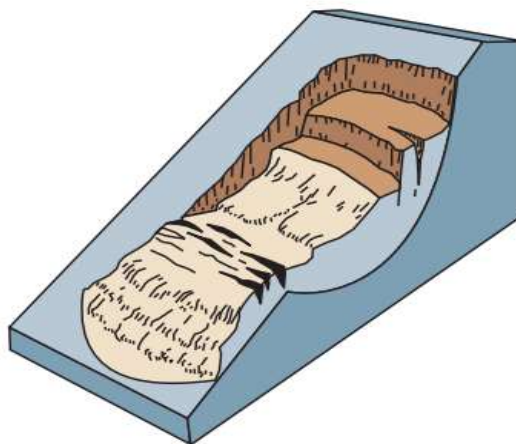


Figura 12, Deslizamiento Rotacional (USGS, 2004).

Deslizamiento Traslacional.

En el desplazamiento de traslación la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (figura 13). En muchos desplazamientos de traslación, la masa se deforma y/o se rompe y puede convertirse en flujo, especialmente en las zonas de pendiente fuerte (Suárez, 2006).

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies débiles tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación, foliación, o por el contacto entre la roca y los suelos blandos o coluviones. A los movimientos sobre discontinuidades sencillas en roca, se les denominan deslizamientos de bloque, los cuales conforman unidades coherentes o grupos de unidades coherentes. Cuando ocurren a lo largo de dos discontinuidades, se les conocen como deslizamientos de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades, se les puede denominar falla en escalera.

Las superficies de falla generalmente coinciden con las zonas de cambio a la resistencia al cortante por efecto de la meteorización. Por ejemplo, en los suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas con perfiles de meteorización profundos, son comunes los deslizamientos profundos sobre superficies de falla semi-planas. Los deslizamientos de traslación en suelos residuales, generalmente son rápidos y pueden terminar en flujos.

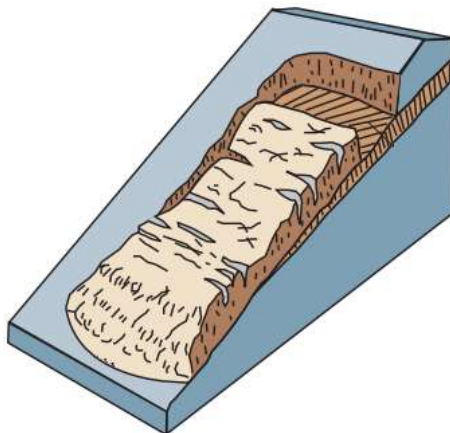


Figura 13, Deslizamiento Traslacional (USGS, 2004).

Deslizamientos Compuestos de traslación y rotación.

Con frecuencia se presentan movimientos que incluyen dentro del patrón de desplazamiento general, movimientos de traslación y de rotación. A estos movimientos se les conoce como compuestos. Igualmente se pueden presentar hundimientos o extensiones laterales en forma conjunta. La mayoría de los movimientos incluyen varios tipos de desplazamiento, aunque sólo predomina uno.

2.3.2.2 Partes de un deslizamiento.

En un deslizamiento de tierra se puede analizar y observar cada una de sus partes. A continuación vamos a detallar y definir las partes que contiene un deslizamiento:

Corona.- El material prácticamente no desplazada todavía en su lugar y al lado de las partes más altas del escarpe principal.

Cima.- Es el punto más alto de la cabeza en donde se unía la masa desplazada y el escarpe principal.

Cabeza.- Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona (Suárez, 2006).

Escarpe principal.- Es una superficie escarpada en el suelo sin perturbaciones en el borde superior del deslizamiento de tierra, causado por el movimiento del material desplazado lejos de la tierra sin ser molestados. Es la parte visible de la superficie de ruptura.

Escarpe Secundario.- Es una superficie escarpada en el material desplazado del deslizamiento producido por movimientos diferentes dentro del material desplazado. En un desplazamiento pueden existir varios escarpes secundarios.

Superficie de deslizamiento o superficie de ruptura.- Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla (Suárez, 2006).

Superficie original del terreno.- Es la superficie del terreno que existía antes de que suceda el deslizamiento.

Pie.- La parte donde se une la superficie de ruptura y la superficie original del terreno. Esta parte en muchos casos se encuentra tapada por la masa movida del deslizamiento.

Base.- El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla (Suárez, 2006).

Punta o uña.- Es el punto de la base que está más alejado de la cima del deslizamiento.

Cuerpo principal del deslizamiento.- Es la masa de suelo que se ha desplazado por encima de la superficie de falla.

Flancos.- Los flancos pueden ser izquierdos o derechos. Es el material no desplazada adyacente a los lados de la superficie de ruptura. Se puede utilizar la dirección de la brújula para definir los flancos. También podemos definir flanco izquierdo y derecho visto desde la corona.

Grieta de regresión.- Son las grietas que se forman en el cuerpo del deslizamiento debido al movimiento del material.

En la siguiente ilustración (figura 14), se puede observar donde se ubica cada una de las partes antes expuestas en un deslizamiento.

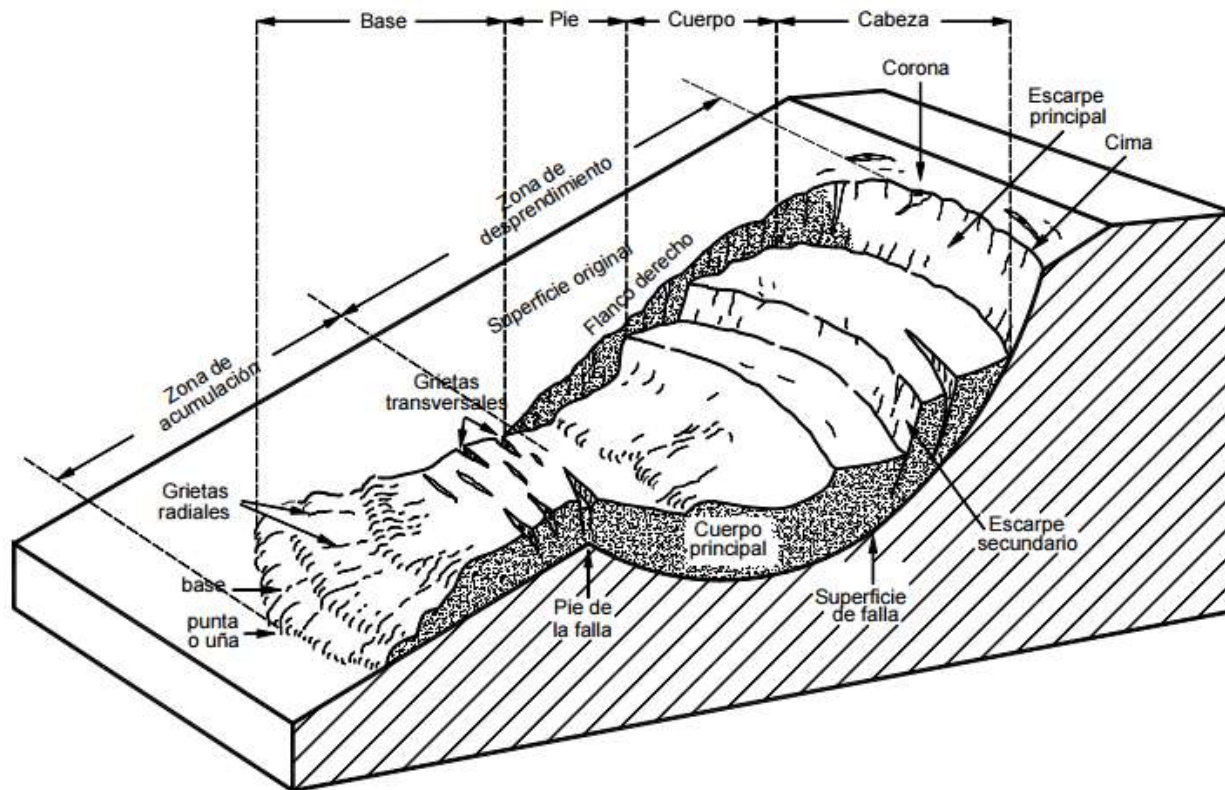


Figura 14, Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento (Suarez, 2006).

2.3.2.3 Etapas de un deslizamiento.

En un fenómeno de deslizamiento se dan tres fases. Estas son la etapa del inicio del deslizamiento, etapa de deslizamiento de suelo, etapa de aparente estabilización.

Inicio del deslizamiento.

Es la fase previa a ocurrir este fenómeno natural. Esta etapa es a la que más importancia le debemos tomar ya que es la única en la que se puede tomar medidas para mitigar el peligro de un deslizamiento.

En esta etapa se da un deterioro de la estabilidad que existe en un talud. Es por esto que podemos aplicar ciertos criterios de la geología para determinar la existencia de un futuro deslizamiento. A continuación se detallan estos criterios para descubrir un deslizamiento.

Nido de arranque.- Es una grieta forma en el suelo y de darse un deslizamiento seria la separación inicial entre la cabeza y la corona de un deslizamiento.

Vegetación.- Se puede detectar el movimiento de suelo al ver que la vegetación de la zona presenta una inclinación. Esto se lo puede ver especialmente en árboles.

Morfología general del terreno.- Esta característica se la puede detectar principalmente en deslizamientos antiguos, ya que en estos la masa ya se ha desplazado y se ha estabilizado pero la morfología del movimiento ha quedado en la superficie.

Perturbaciones Diversas.- Pueden existir otros tipos de criterio que nos ayudan a detectar un deslizamiento. Estas perturbaciones se las puede observar principalmente en construcciones civiles. Por ejemplo en edificaciones pueden aparecer fisuras grandes las cuales muestran un cizallamiento en el suelo. Otro ejemplo es la desalineación de los postes eléctricos o telefónicos.

Etapa de deslizamiento de suelo o de deslizamiento propiamente dicho.

Esta fase es el deslizamiento propiamente dicho. Aquí se da el movimiento de la masa del suelo. Durante esta etapa ya no se puede hacer nada para mitigar el peligro por deslizamiento.

Etapas de aparente estabilización.

Esta fase del deslizamiento se da cuando el movimiento de masa de suelo ya se ha detenido por completo, es decir se ha dado una estabilización del terreno. Se habla de una aparente estabilización ya que un deslizamiento siempre se puede reactivarse. De darse una reactivación se formarían de nuevo las tres etapas de un deslizamiento.

2.3.2.4 Estado de un deslizamiento

Un deslizamiento puede encontrarse en diferentes estados dependiendo de su susceptibilidad a reactivarse. Estos pueden ser activo, reactivado, inactivo, suspendido, dormido, abandonado, estabilizado y relicto.

Deslizamiento Activo.- Es cuando se sigue dando movimiento de masa debido al deslizamiento. Generalmente sucede cuando las velocidades del movimiento son bastante lentas.

Deslizamiento Reactivado.- Es cuando en una zona ya ha sucedido un deslizamiento antiguo y después de haber un periodo de inactividad se vuelve a dar un nuevo deslizamiento.

Deslizamiento inactivo.- Es cuando un deslizamiento antiguo ya lleva varios años sin reactivarse.

Deslizamiento suspendido.- Es un deslizamiento que ha estado inactivo durante los últimos años.

Deslizamiento dormido.- Es un deslizamiento inactivo que podría reactivarse debido a factores que causaron un deslizamiento anterior.

Deslizamiento abandonado.- Es cuando la causa de un deslizamiento ha desaparecido y por ende ya no existe deslizamiento.

Deslizamiento estabilizado.- Es un deslizamiento que ha sido mitigado debido a un método para estabilizarlo.

Deslizamiento relictos.- Es un deslizamiento que ha ocurrido hace varios miles de años.

2.4 Causas que generan un Deslizamiento

2.4.1 Factores que influyen en la estabilidad.

Los fenómenos de inestabilidad de terrenos son complejos y dependen de varios factores, que al combinarse generan un movimiento en el suelo. Por este motivo es importante analizar a los factores que mayor importancia tienen en un proceso de deslizamiento.

Litología.

La litología es la composición geológica de una zona. Cada litología posee un patrón de comportamiento de los suelos. Por ejemplo en suelos conformados por rocas puede darse caída de escombros y en un suelo arcilloso puede darse un flujo de lodos.

Un suelo duro puede fallar al cortante o deslizarse al deformarse un material subyacente menos duro. Por lo general, en una zona se encuentra diferentes tipos de suelos y rocas los cuales al combinarse determinaran la forma del deslizamiento.

Estructura Geológica.

Un deslizamiento, por lo general, falla a través de una superficie débil de suelo o roca. Estas superficies débiles son conocidas como estructura geológica. Estas superficies se conforman de fracturas, discontinuidades, y planos de estratificación. Los elementos de estructura geológica que más influyen en un deslizamiento son los siguientes:

Los planos de estratificación.- Corresponden a los planos de cambio de litología del material, propios de las rocas sedimentarias. Estos planos son muy importantes para la

ocurrencia de deslizamientos, especialmente cuando el cambio de estratificación es brusco. Por ejemplo, mantos de arenisca sobre mantos de arcillolita (Suárez, 2006).

Los planos de foliación.- Este tipo de falla es común en las rocas metamórficas. Debido al proceso de formación de las rocas metamórficas, los minerales en la roca original se reorientan a sí mismos en una forma larga y plana, que es perpendicular a la dirección de la presión mayor. Esto reduce la presión general sobre la roca y le da un aspecto despojado.

Las fracturas.- Son planos en donde existe una rotura del suelo y también puede existir una separación. Por lo general se encuentran en formaciones rocosas. Esta fracturación se da debido a procesos tectónicos y otros factores propios de la evolución de la corteza terrestre. Se debe considerar estas grietas cuando existe una abertura o cuando esta abertura esta con material de relleno de baja resistencia. Por ejemplo en una quebrada la cual ha sido rellenada con un suelo de baja resistencia.

Los paleosuperficies de movimiento.- Son superficies lisas de muy baja resistencia, a lo largo de las cuales han ocurrido anteriormente desplazamientos (Suárez, 2006).

La Tectónica y la Fracturación.

La tectónica produce dos efectos: falla y fracturación. Las discontinuidades juegan un papel importante en el deslizamiento de los materiales residuales. Si se encuentran abiertas actúan como conductores de agua y activadores de presiones de poro. El agua, al hacerse presente dentro de la junta, produce meteorización de sus paredes, debilitándolas. Adicionalmente, se depositan materiales blandos dentro de la junta.

La Hidrogeología.

El agua es un factor determinante en la estabilidad de los taludes debido a que influye en las propiedades del material y sus propiedades a la resistencia al corte. Existen agentes como la conductividad que facilita la llegada de corrientes de agua y la porosidad la cual determina la capacidad de almacenar agua de un suelo.

Debido a que la mayoría de ocasiones es complicada determinar el nivel freático y sus fluctuaciones, estas características pueden ser evaluadas por medidas indirectas tales como la vegetación y la orientación de las pendientes. Por ejemplo un tipo de vegetación puede reflejar las variaciones en aguas subterráneas existentes.

La Geomorfología.

La geomorfología es el estudio de las formas de la superficie de la tierra, su origen, y los procesos relacionados con su desarrollo y las propiedades de materiales, para poder predecir el comportamiento de la superficie terrestre en el futuro (Brusden, 2002).

Las condiciones geomorfológicas presentes son esenciales en el análisis de la ocurrencia de deslizamientos, debido a que los procesos de vertiente son parte integral de los procesos dinámicos como variables que controlan la evolución del paisaje (Aristizabal y Yokota, 2006).

Además la geomorfología muestra los procesos que suceden sobre un talud. La geomorfología general de una zona afectara a la caracterización de los taludes. Por ejemplo, una ladera afectada por procesos tectónicos, presenta una morfología que tiene escarpes

empinados. A diferencia de procesos de deposición, los cuales poseen una morfología ondulada y poco accidentada.

El Estado de Meteorización.

La meteorización es la ruptura o disolución de las rocas y minerales en la superficie de la Tierra. Agua, hielo, ácidos, sal, plantas, animales, y los cambios de temperatura son todos los agentes de la intemperie.

Este proceso se da en zonas donde existen temperaturas cambiantes y bastante lluvia, donde la meteorización de los materiales es muy fuerte y se caracteriza por la descomposición rápida de feldespatos y minerales ferromagnesianos, la concentración de óxidos de hierro y aluminio y la remoción de sílice y de las bases de Na_2O – K_2O – CaO y MgO (Gidigasú, 1972). Este proceso se puede ver acelerado si las rocas contienen sales, yeso o cal los cuales se disuelven fácilmente con la combinación del agua.

Los factores como la profundidad de la meteorización, la intensidad y el tipo de meteorización, afectan a la estabilidad de un talud. La meteorización de una roca puede terminar en un suelo que tiene una menor consistencia como un arcilla o arena, lo cual hace que el terreno sea más vulnerable a sufrir un deslizamiento.

El clima.

Los factores climáticos en especial las precipitaciones de agua juegan un papel muy importante en la estabilidad de taludes. Las rocas y los suelos se pueden meteorizar con la presencia de agua y otros factores climáticos.

Las variaciones de clima y de estaciones también pueden generar un deslizamiento. Por ejemplo en el proceso de solifluxión el deslizamiento se da por el congelamiento del suelo, o en la caída de rocas el proceso se puede dar por procesos de erosión.

La vegetación.

La vegetación cumple efectos protectores importantes, en la mayoría de los taludes protege contra la erosión y afecta los procesos de evapotranspiración y de infiltración de agua. Las condiciones hidrológicas de un talud son afectadas directamente por la vegetación. La vegetación también cumple un efecto de estabilización por el refuerzo del suelo (la acción de las raíces) y por la producción de materia orgánica, la cual puede ayudar a cementar las partículas del suelo. En general, todo el proceso ecológico (flora, fauna, microfauna, uso del suelo, etc.) debe considerarse como un modelo conceptual por su influencia sobre el comportamiento del talud (Suárez, 2006).

2.4.2 Factores Condicionantes.

Los factores condicionantes se refieren a aquellos por los cuales una zona se ve precondicionada a sufrir fenómenos de deslizamiento. Estos factores también determinan el tipo de inestabilidad de terreno que puede darse. Es muy importante definir estos factores existentes ya que controlan los grados de susceptibilidad de una zona determinada. Entre estos factores condicionantes tenemos el contexto geológico de la zona, la pendiente del terreno y el efecto antrópico, es decir la incidencia del humano en la zona.

Contexto geológico.- Este factor representa a la combinación de la litología, estructura geológica, la tectónica y la fracturación, la geomorfología y el estado de meteorización de la zona.

Pendiente del terreno.- Un fenómeno de deslizamiento se da por efecto de la gravedad. Entonces mientras se aumenta el grado de pendiente, las fuerzas que generan un deslizamiento son mayores. Otro factor importante para la estabilidad de talud es la curvatura de la superficie.

Efecto antrópico.- El hombre induce cambios en el medio ambiente de un talud, pues las actividades humanas tienen una gran influencia sobre su comportamiento y especialmente, sobre la activación de los deslizamientos. Las actividades antrópicas como el uso de la tierra, las prácticas de agricultura, la construcción de carreteras y la irrigación, entre otras, son factores determinantes en la ocurrencia de deslizamientos (Suárez, 2006).

2.4.3 Factores Detonantes.

Son aquellos factores que detonan la inestabilidad en un talud. Estos factores se deben a fenómenos naturales principalmente. Los principales factores que influyen en disparar un deslizamiento son las precipitaciones, la sismicidad, erupciones volcánicas y el factor humano.

Precipitaciones.

Las intensas precipitaciones es un agente detonante muy influyente en un deslizamiento, ya que la saturación de agua en los espacios vacíos en las rocas provoca un debilitamiento de las condiciones estáticas de las fuerzas de fricción que mantienen a los granos de suelo cohesivos. Este proceso genera que el suelo pierda sus propiedades para resistir su falla al corte y se produzca un deslizamiento. Las precipitaciones se refiere principalmente a la caída de agua y estas pueden ser convectivas o estratiformes.

Las precipitaciones de tipo convectivo son de gran intensidad de caída de lluvia en un periodo rápido. Además la precipitación cae sobre una zona determinada durante un tiempo relativamente corto. Los taludes permeables se ven afectados por este tipo de precipitación, ya que tiene alta capacidad de infiltración y poco espesor.

La precipitación estratiforme son lluvias de menor intensidad que las convectivas pero de mayor duración. Estas precipitaciones afectan a taludes de material arcilloso y que tengan una meteorización de suelo profunda.

La Sismicidad.

Los movimientos sísmicos después de las precipitaciones son el factor detonante más importante. Un deslizamiento se puede dar si las vibraciones sísmicas son lo suficientemente fuertes para provocar una inestabilidad de terreno, especialmente si se da en una grieta o falla geográfica.

El paso de las ondas sísmicas a través de la roca y el suelo produce un complejo conjunto de aceleraciones que actúan con eficacia para cambiar la carga gravitacional sobre la pendiente. Así, por ejemplo, las aceleraciones verticales aumentan sucesivamente y disminuyen la carga normal que actúa sobre la pendiente. Del mismo modo, las aceleraciones horizontales inducen una fuerza de corte debido a la inercia de la masa de deslizamientos durante las aceleraciones. Estos procesos son complejos, pero puede ser suficiente para inducir la inestabilidad del talud. Estos procesos pueden ser mucho más graves en las zonas montañosas en el que las ondas sísmicas interactúan con el terreno para producir incrementos en la magnitud de las aceleraciones de tierra

Una sismicidad más intensa se da en zonas donde se unen las placas tectónicas. En estas juntas se pueden dar diferentes fenómenos debido al choque de las placas tectónicas. Debido a estas colisiones se generan las cordilleras en donde la sismicidad es muy alta. Este movimiento de la corteza terrestre aumenta las fuerzas que generan los deslizamientos. Además se pueden dar la activación de deslizamientos antiguos los cuales ya estaban estabilizados.

Erupciones volcánicas.

Algunos de los deslizamientos de tierra más grandes y destructivos conocidos se han asociado con las erupciones volcánicas. Estos pueden ocurrir ya sea en asociación con la erupción del mismo, o como resultado de la movilización de los depósitos muy débiles que se forman como consecuencia de la actividad volcánica. Básicamente, hay dos tipos principales de deslizamiento de tierra volcánica: lahares y avalanchas de escombros, la mayor de las cuales a veces se denominan colapsos flanco. Las avalanchas de escombros comúnmente ocurren al mismo tiempo, como una erupción, pero en ocasiones pueden ser provocados por otros factores, como un choque sísmico o fuertes lluvias.

Factor Humano.

El factor humano también puede ser un agente detonante en una inestabilidad de talud debido al desconocimiento y al desarrollo de construcciones sin planificación técnica adecuada. A continuación vamos a nombrar los factores detonantes humanos más importantes.

Asentamientos humanos.- En varios sitios debido al desconocimiento y desprecio del peligro que existe, las personas construyen en laderas inestables. Para esto se realizan cortes en el talud para preparar el terreno lo cual puede empeorar la inestabilidad. Además la construcción agregara una carga más al suelo lo cual también puede generar un deslizamiento.

Deforestación.- La cobertura vegetal ayuda a la estabilidad de un terreno, por lo que quitarla favorece a factores como la erosión y la susceptibilidad a un deslizamiento.

Diferentes obras de ingeniería.- En ocasiones ciertas obras de ingeniería como carreteras o tuberías tiene que pasar por terrenos inestables. Para realizar estas obras se debe realizar

cortes y excavaciones en el talud, para nivelar estas obras, lo cual también puede causar un movimiento de masa de suelo.

Rellenos mal hechos.- En varios rellenos se utiliza material poco adecuado y que es menos resistente al material original del terreno adyacente. Además de esto no se realiza una adecuada compactación del material ni un control de aguas superficiales lo cual puede causar un hundimiento de la zona que ha sido rellena.

2.4.4 El agua como mayor detonante.

El agua es el mayor detonante de deslizamiento que puede haber en un suelo o macizo rocoso. Esto se debe a que el agua juega un papel muy importante en varios procesos que reducen la resistencia del suelo o roca. Además, se relaciona con varios tipos de carga que aumentan los esfuerzos cortantes de un talud. La acción desestabilizadora del agua infiltrada sobre una pendiente se debe a tres factores:

- a) Aumento del peso volumétrico de los suelos, debido a que los sedimentos tiene porosidades altas, es decir varios poros vacíos los cuales se llenan de agua.
- b) Cambio del comportamiento geológico: el suelo pasa del estado sólido al estado de fluido viscoso; ciertos flujos de lodo o lavas torrenciales son engendradas así por la imbibición de una masa de suelo. Podemos también citar cuando se produce un sismo, la licuefacción de las arenas bajo la napa freática que es el comienzo de numerosos deslizamientos sobre pendientes muy débiles, o el comportamiento tixotrópico de ciertas arcillas sensibles en fuerte contenido de agua en Escandinava o en Canadá. Por otro lado, circulaciones de agua subterránea pueden engendrar a largo plazo una alteración progresiva de los terrenos encajantes, con degradación de sus características mecánicas; (Chapeau & Durville, 2005).
- c) La acción mecánica desfavorable de las presiones de agua subterránea. Justo este último proceso, es el más corriente y por ende el que retendrá nuestra atención (Chapeau & Durville, 2005).

En este último factor podemos encontrar elementos que favorecen a la inestabilidad como la disolución de los minerales que unen las partículas del suelo, la erosión interna debido a la fluencia del agua por el suelo y la presión de poros que disminuye la fricción y cohesión del suelo.

Cuantificaciones empíricas de agua y deslizamientos.

Autores diversos intentaron definir criterios meteorológicos de disparo de inestabilidades, particularmente a partir de acumulaciones de lluvia sobre n días o de la pareja intensidad /duración del episodio lluvioso. La experiencia muestra sin embargo que factores más sutiles intervienen. Así, un período de sequedad provoca fisuras por retirada de los suelos arcillosos superficiales, lo que facilita la infiltración del agua en las grietas en el momento de episodio lluvioso y desestabilizador (Chapeau & Durville, 2005).

Un caso muy estudiado de deslizamientos en el de Hong Kong donde se tiene información de volúmenes en intensidades de lluvias y ocurrencias de deslizamientos en un largo período de tiempo. Se comparó los resultados de deslizamientos en dos fechas diferentes en donde la acumulación de lluvia en un día fue similar. Sin embargo en una de las fechas se di una gran cantidad de deslizamientos y perdidas y en el otro solo se registró un deslizamiento. Este análisis concluyo que las lluvias de gran intensidad son las que causaron los deslizamientos y no la lluvia total acumulada. Esto se debe a que la permeabilidad de estos suelos es relativamente alta y se requieren grandes intensidades para generar presiones de poros de gran magnitud. Al darse una lluvia intensa, el suelo se satura rápidamente y se genera presión de poros instantáneas de gran magnitud.

En otro caso de estudio, las caídas de bloques de basalto del acantilado litoral son numerosas en el momento de las lluvias fuertes y tropicales. El estudio estadístico muestra que el número mensual N de caídas de bloques puede ser unido a la altura de agua mensual P . La correlación queda no obstante mediocre: la influencia del agua sobre las caídas es sin duda más compleja que una relación simple y lineal, y otros factores desempeñan sin duda un papel: períodos previos de sequedad, alteración de las capas de tobas volcánicas, etc. (Chapeau & Durville, 2005).

Agua y detonación de inestabilidades.

Infiltraciones.- El agua lluvia al caer sobre el suelo, trata de infiltrarse, desplazando el agua existente hacia abajo por los macro poros y formando una especie de onda de presión de agua dentro del suelo, la cual produce un frente húmedo de infiltración. El porcentaje de infiltración corresponde a la proporción de lluvia que se infiltra. La infiltración a su vez, puede dividirse entre aquella parte que contribuye a aumentar el contenido de agua de la zona no saturada y aquella que recarga el sistema saturado de agua subterránea (Suárez, 2006). Dependiendo del tipo de suelo se pueden dar infiltraciones considerables en el mismo como en el caso de Hong Kong, las cuales se ven agravadas por la intensidad de la lluvia.

Al llover el agua trata de penetrar en el suelo lo cual crea una capa saturada delgada hasta lograr un equilibrio donde se infiltra agua a la máxima cantidad posible en las partes menos permeables. El agua en exceso que no se ha infiltrado, se queda en la superficie. De acuerdo a las características del terreno, la infiltración y la intensidad de la lluvia se producirán corrientes en la superficie y subterráneas.

Aumento de niveles freáticos.- El nivel freático es el nivel donde la presión de poros y la presión atmosférica son iguales. Durante una precipitación se acumula agua, lo cual genera que los niveles freáticos crezcan generándose una presión de poros permeable. Este crecimiento del nivel freático causa que el agua se quede en la superficie y también se de erosión en los taludes.

Aumento presión de poros.- El aumento en las presiones del agua, presente en los poros del suelo, reduce los esfuerzos efectivos entre las partículas y esto a su vez, disminuye la resistencia a la fricción en el suelo. Generalmente, el aumento de las presiones de poros está relacionado con la ocurrencia de lluvias pero en muchos casos, ésta se produce debido a la infiltración generada por los procesos antrópicos. La presión de poros puede aumentar por la infiltración de agua y el ascenso del nivel de agua freática (Suárez, 2006).

La permeabilidad del suelo determina el tiempo en el que aumentara la presión de poros. En suelos que tiene una permeabilidad alta los cambios de presión son rápidos y pueden ascender de forma sustancial. En los suelos que tienen una permeabilidad baja, los cambios en la presión de poros son más lentos.

Presión de fisura en un macizo rocoso.- En los macizos rocosos, las inestabilidades son limitadas la mayoría de las veces por las discontinuidades (diaclasas, fallas, juntas estratigráficas, etc.) en las cuales el agua ejerce una presión sobre los puntos, la roca ella misma es supuesta casi-impermeable (Chapeau & Durville, 2005).

Flujos de agua subterráneos.- El agua infiltrada por las lluvias penetra en el suelo, en forma semivertical, hasta encontrar un manto de alta permeabilidad, el cual facilita el flujo de

una corriente, o una capa relativamente impermeable que impide el paso de agua y hace que se forme una corriente de agua paralela a la superficie de impermeable. Estos flujos subterráneos pueden ser temporales o permanentes. La determinación de las características del flujo del agua subterránea puede realizarse utilizando la teoría de flujo basado en la ley de Darcy (Abramson y otros, 2002).

Debido a las infiltraciones de agua y a la formación de corrientes se forman los acuíferos que son unidades de suelo los cuales transportan o acumulan agua.

Expansión y contracción del suelo.- Debido al agua se da un cambio de humedad en el suelo lo cual causa un cambio de volumen en suelos arcillosos. Estos cambios pueden ser expansiones o contracciones del material y producen agrietamientos y una posible pérdida del suelo de la resistencia a la cortante.

La expansiones del suelo son más grandes si las presiones de confinamiento son bajas, es decir si el suelo no es tan compacto. A este proceso se lo puede disminuir evitando los cambios de humedad, disminuyendo el potencial de expansión o utilizando procedimientos físicos y químicos, por ejemplo la adición de cal al estrato.

Los modelos Hidro-Mecánicos del suelo.

En los suelos, el agua presente entre los granos sólidos desarrolla una presión intersticial u . La ley de Terzaghi introduce la relación entre Esfuerzos Totales σ , y Esfuerzos efectivos σ' (que se ejercen sobre el esqueleto sólido) y presión intersticial (Chapeau & Durville, 2005). Esta

relación se encuentra expresada en la ecuación (2) antes vista. La importancia del agua en las propiedades mecánicas del suelo se lo puede estudiar de dos maneras que son equivalentes:

- a) Si se toma como sistema mecánico una porción de suelo (figura 15), incluida el agua intersticial, este sistema está sometido a fuerzas volumétricas, por ejemplo la gravedad terrestre, y a esfuerzos totales σ sobre su contorno (Chapeau & Durville, 2005);

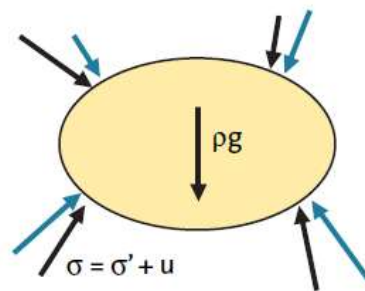


Figura 15, Primera forma para tener en cuenta el papel agua mecánica intersticial (Chapeau & Durville, 2005).

- b) Si se toma como sistema mecánico una porción de suelo solo con los granos sólidos (figura 16), hay que tener en cuenta dos fuerzas volumétricas suplementarias, el empuje de Archimède y las fuerzas de flujo inducidas por la circulación del agua, y son los esfuerzos efectivos σ' que se ejerce sobre el contorno (Chapeau & Durville, 2005).

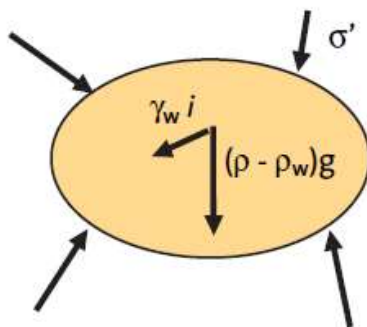


Figura 16, Segunda forma para tener en cuenta el papel agua mecánica intersticial (Chapeau & Durville, 2005).

El criterio más simple de rotura que se utiliza en los suelos es el criterio de Mohr-Coulomb, que expresa la resistencia al corte τ_f con la ayuda de dos características, la cohesión c y el ángulo de frotamiento interno ϕ (Chapeau & Durville, 2005). Esta relación se encuentra expresada en la fórmula (6) antes expuesta, que es la ecuación de Coulomb para suelos saturados.

Cuando el suelo no está saturado (rellenos o suelos de los países tropicales, por ejemplo), el agua ejerce una succión por capilaridad que crea una cohesión aparente que puede alcanzar algunas centenas de kilopascales; unos deslizamientos de terreno pueden producirse en caso de saturación completa, seguido por ejemplo de una lluvia intensa y duradera que entraña el descenso del frente de saturación a partir de la superficie y la anulación de la cohesión aparente (Chapeau & Durville, 2005).

Por lo general, para el estudio de la estabilidad de un talud, primero se determina las presiones intersticiales y después la estabilidad por medio de la ecuación (2). Además, se debe tener en cuenta cambios en la distribución de las presiones en el suelo con el transcurso del tiempo:

- a) En el caso de una excavación, una fase pasajera se instaura antes de alcanzar un nuevo régimen permanente; esta fase dura de algunos días a algunos años en general;
- b) En el caso de una ladera natural, la evaluación de la estabilidad toma en consideración condiciones razonablemente desfavorables de altura de napas freáticas (Chapeau & Durville, 2005).

El agua y las velocidades de deslizamiento.

La alimentación de las napas subterráneas a partir de las precipitaciones P obedece a la relación siguiente:

$$P = E + R + I \quad (8)$$

Dónde:

E designa la evapotranspiración.

R es el escurrimiento.

I es la infiltración.

Para los deslizamientos establecidos de terreno, cuya velocidad fluctúa a merced de las temporadas, con valores que pueden ir de algunos milímetros a algunos metros al año, la sollicitación hidráulica puede ser esquematizada del modo siguiente: $P_e \rightarrow H \rightarrow V$. La lluvia bruta P es reemplazada la mayoría de las veces por la lluvia eficaz $P_e = P - E$; la letra H representa el agua subterránea, puede corresponder a una altura de la napa freática o a una presión intersticial en un punto representativo; V representa la velocidad del deslizamiento. La primera

parte del modelo (Pe \rightarrow H) es puramente hidrogeológico; a menudo utilizamos un modelo a depósito para representar la alimentación del acuífero por las aportaciones de superficie. La segunda parte (H \rightarrow V) expresa el papel mecánico del agua subterránea (Chapeau & Durville, 2005).

2.5 Análisis de Estabilidad de Talud y cálculo del factor de seguridad

En la ingeniería geotécnica actual existen varios métodos de análisis de la estabilidad de una pendiente, que van desde el método de pendiente infinita a técnicas de equilibrio límite de la pendiente. Dentro de las metodologías disponibles, se encuentran los métodos de límite de equilibrio, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caídos de roca y flujos, entre otros.

Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación al detalle, de las condiciones de estabilidad en la mayoría de los casos de evaluación de estabilidad de taludes. Sin embargo, los métodos de límite de equilibrio, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como las fallas de inclinación y las fallas en cuña. Igualmente, los métodos de límite de equilibrio permiten el análisis combinado con técnicas probabilísticas (Suárez, 2006).

La ingeniería geotécnica usualmente utiliza métodos del equilibrio límite para el análisis y estudio de los problemas de la estabilidad de pendientes. Los métodos relacionados con dovelas se han vuelto los más comunes, debido a que se puede acomodar a geometrías complejas, suelos diferentes y diferentes condiciones en donde existe presión intersticial. Por estos motivos se han desarrollados varios métodos para analizar la estabilidad de un talud, los cuales difieren en la forma de calcular el factor de seguridad.

2.5.1 Análisis por el Método de Equilibrio Límite.

Todos los métodos de equilibrio límite utilizan la expresión Mohr-Coulomb para determinar la resistencia al corte τ_f a lo largo de la superficie de deslizamiento. El esfuerzo cortante en el que un suelo falla en cizalla se define como la resistencia al corte del suelo. Según Janbu (1973), existe un estado de equilibrio límite cuando la esfuerzo al corte actuante τ se expresa como una fracción de la resistencia al cizallamiento. En el momento del fallo, la resistencia al corte está totalmente movilizadada lo largo de la superficie de falla cuando las condiciones de estado crítico se alcanzan. La resistencia al corte se expresa generalmente por la relación lineal Mohr-Coulomb, donde τ_f esta dada por la ecuación (6) y τ por la ecuación (9).

$$\tau = \frac{\tau_f}{F.S.} \quad (9)$$

Dónde:

F.S. corresponde al factor de seguridad.

La resistencia al corte disponible depende del tipo de suelo y el esfuerzo normal efectivo, mientras que el esfuerzo cortante movilizadado depende de las fuerzas externas que actúan sobre la masa del suelo. Esto define al factor de seguridad como una relación de la τ_f y τ en un análisis de equilibrio límite (Janbu, 1954), como se define en la ecuación. (6).

2.5.2 Factor de Seguridad.

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius en 1922, presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\textit{Resistencia al cortante disponible}}{\textit{Esfuerzo al cortante disponible}} \quad (10)$$

Sin embargo, el factor de seguridad puede definirse de tres formas: Limite el equilibrio, la fuerza de equilibrio y el momento de equilibrio (figura 17). Como se explicó anteriormente, la primera definición se basa en la resistencia al corte, que puede obtenerse de dos maneras: Un enfoque total de estrés y un enfoque del esfuerzo efectivo. El tipo de consideración de fuerza depende del tipo de suelo y de las condiciones de carga. La fuerza total de la tensión se utiliza para condiciones de corto plazo en los suelos arcillosos, mientras que la fuerza de tensión efectiva se utiliza en condiciones a largo plazo en todo tipo de suelos, o cualquier condición que se conoce la presión de poro (Janbu, 1954). La segunda y tercera definiciones se basan en las condiciones de equilibrio de fuerzas y el movimiento de equilibrio para resistir y conducir componentes de fuerza y de momento, respectivamente las cuales están dadas por la ecuación (11) y (12).

Ecuación equilibrio de fuerzas:

$$F.S. = \frac{\Sigma \text{ fuerzas disponibles al corte}}{\Sigma \text{ fuerzas actuantes al corte}} \quad (11)$$

Ecuación equilibrio de momentos

$$F.S. = \frac{\Sigma \text{ momentos resistentes disponibles}}{\Sigma \text{ actuantes}} \quad (12)$$

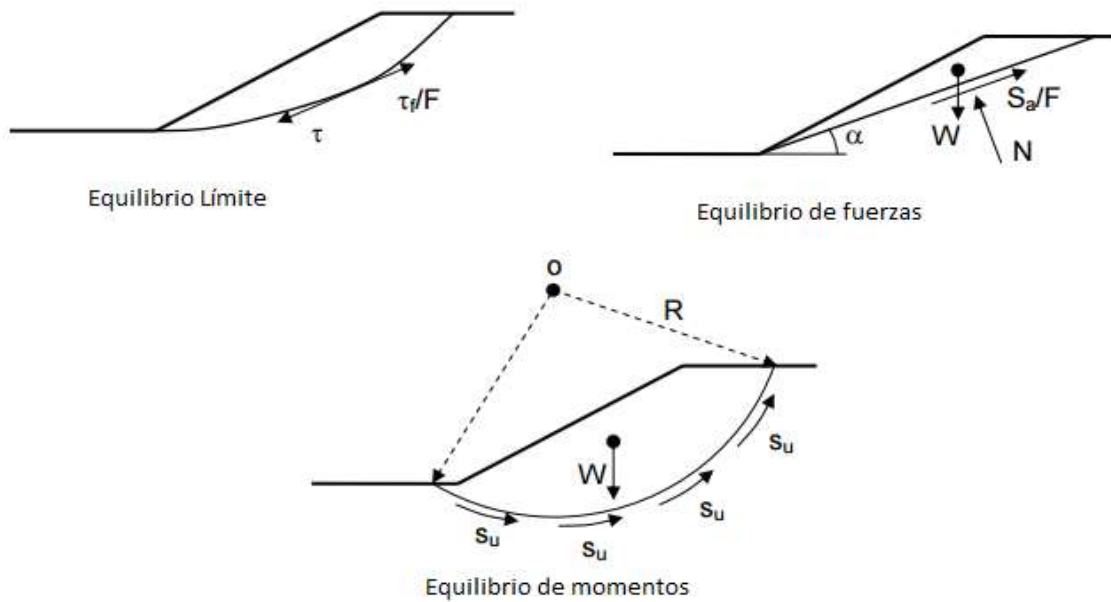


Figura 17, Varias definiciones del factor de seguridad (Abramson & varios, 2002).

2.5.3 Diferentes Métodos de Equilibrio Límite.

Varios métodos de equilibrio límite se han desarrollado para el análisis de estabilidad de taludes. Fellenius en 1936, introdujo el primer método, conocido como el ordinario o el método sueco, para una superficie de deslizamiento circular. Bishop (1955) avanzó el primer método la introducción de una nueva relación de la fuerza normal de base. La ecuación para el factor de seguridad, se convirtió en no lineal. Al mismo tiempo, Janbu (1954) desarrolló un método simplificado para superficies de falla no circulares, la división de una masa deslizante potencial en varias rebanadas verticales. El procedimiento generalizado de las dovelas fue desarrollado al mismo tiempo como un desarrollo adicional del método simplificado (Janbu 1973). Más tarde, Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973) y varios otros hicieron nuevas contribuciones con diferentes supuestos para las fuerzas entre cortes. Un procedimiento de equilibrio límite general fue desarrollado por Chugh (1986) como una extensión de los métodos de Spencer y Morgenstern-Price, satisfaciendo tanto momento y fuerzas de equilibrio (Abramson & varios, 2002).

Todos los métodos de equilibrio límite se basan en ciertos supuestos para el método entre rebanadas normal ϵ y las fuerzas de corte (T), y la diferencia básica entre los métodos es cómo se determinan o se asumen estas fuerzas. Además de esto, la forma de la superficie de deslizamiento asumido y las condiciones de equilibrio para el cálculo del factor de seguridad se encuentran entre los otros.

Las fuerzas entre cortes dependen de un número de factores, incluyendo la de esfuerzo-deformación y características de deformación de los materiales. Por lo tanto, los supuestos simplificados se realizan en la mayoría de los métodos ya sea a la negligencia ambos o a uno de ellos. Algunos de los principios básicos detrás de los métodos se describen brevemente a continuación.

Método de Talud Infinito.

En deslizamientos de gran magnitud, la masa de suelo que se desliza se mueve en forma paralela a la superficie del terreno. La naturaleza del movimiento está controlada por algún elemento geológico como una capa de roca o una capa de materiales poco resistentes. Si la longitud relativa del deslizamiento es muy grande en relación con su espesor, la contribución de la resistencia en la cabeza y el pie del deslizamiento, es menor comparada con la resistencia del resto de la superficie de falla. Si se da un deslizamiento en suelo homogéneo e isotrópico donde la profundidad es pequeña y la longitud de falla es mucha más grande que el espesor del cuerpo del deslizamiento, este se puede analizar por el método de talud infinito (figura 18).

Este es un método rápido para calcular el factor de seguridad de un talud si ha cumplido con las condiciones antes nombradas. Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse (para un talud infinito) a partir de una unidad de área con base en el criterio Mohr – Coulomb. Analizando el elemento de la siguiente ilustración y realizando una igualdad de fuerzas resistentes y actuantes, se obtiene la siguiente expresión (Suárez, 2006):

$$F.S. = \frac{c + (\gamma z - \gamma_w h) \cos^2 \beta \tan \phi}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (13)$$

Dónde:

c es la cohesión del suelo

γ es el peso específico del suelo

γ_w es el peso específico del agua y las demás variables se encuentran representadas en la ilustración.

Si el talud estuviese seco y asumiríamos la cohesión de cero obtenemos la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (14)$$

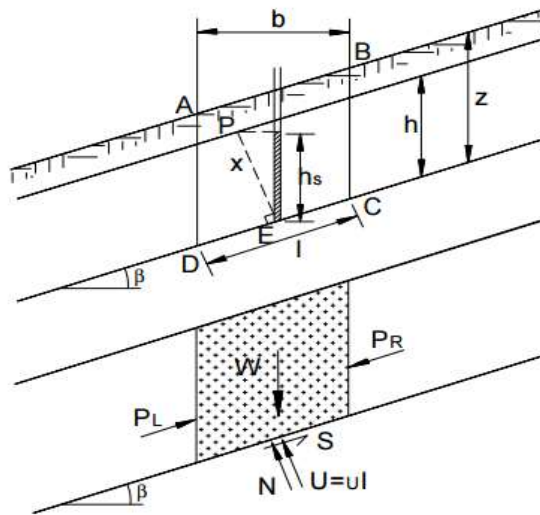


Figura 18, Diagrama de análisis, método del talud infinito. (Cornforth, 2005).

La cohesión es igual a cero cuando el suelo se encuentra totalmente saturado y su nivel freático está en la superficie del terreno en esa caso utilizamos la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{\gamma' \tan\phi}{\gamma \tan\beta} \quad (15)$$

Dónde:

γ es el peso específico del suelo sumergido

γ' es el peso específico del suelo saturado

De la expresión anterior podemos decir que el factor de seguridad varía según el nivel freático y si el suelo está totalmente saturado, el factor de seguridad es aproximadamente la mitad del factor de seguridad del talud seco.

Método de la Espiral Logarítmica.

En el procedimiento de la espiral logarítmica, la superficie de falla se supone que tiene una forma de espiral como se muestra en la ilustración (figura 19). Inicialmente, suponemos un punto de centro y un radio r_0 para definir la espiral. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación θ , alrededor del centro de la espiral, de acuerdo con la expresión:

$$r = r_0 e^{\theta \tan\phi d} \quad (16)$$

Dónde: ϕd es el ángulo de fricción desarrollado el cual, depende del ángulo de fricción del suelo y del factor de seguridad. Los esfuerzos al cortante se pueden expresar en esfuerzos totales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan\phi}{F} \quad (17)$$

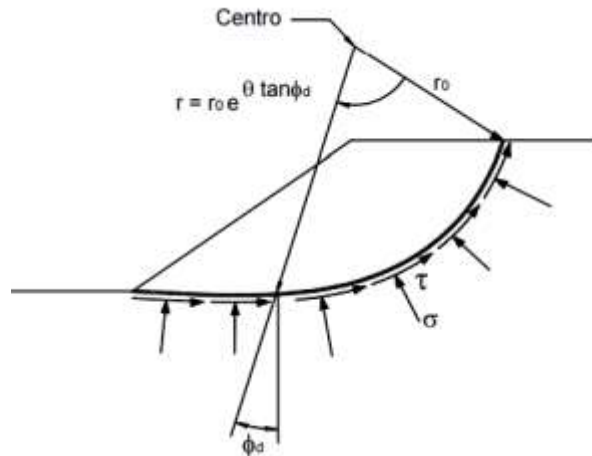


Figura 19, Talud y superficie de falla espiral logarítmica (Frohlich, 1953).

Las ecuaciones de la espiral logarítmica son relativamente complejas para los cálculos manuales, debido a la forma de la superficie de falla. Sin embargo, con el uso del computador el análisis relativamente es sencillo. El método de la espiral logarítmica satisface equilibrios de fuerzas y de momentos y eso hace que el procedimiento sea comparativamente preciso. Para algunos autores, el método de la espiral logarítmica teóricamente es el mejor procedimiento para el análisis de taludes homogéneos. Igualmente, este método es utilizado en varios programas de computador para el diseño de taludes reforzados utilizando geomallas o “nailing” (Duncan y Wright, 2005).

Método de Fellenious.

El método de Fellenious asume una superficie de falla circular y divide al área sobre la superficie de falla en tajadas verticales. Después se analiza las fuerzas que actúan sobre cada tajada y con la sumatoria de los momentos causados por estas fuerzas, con respecto al centro del círculo se obtiene el Factor de Seguridad (figura 20).

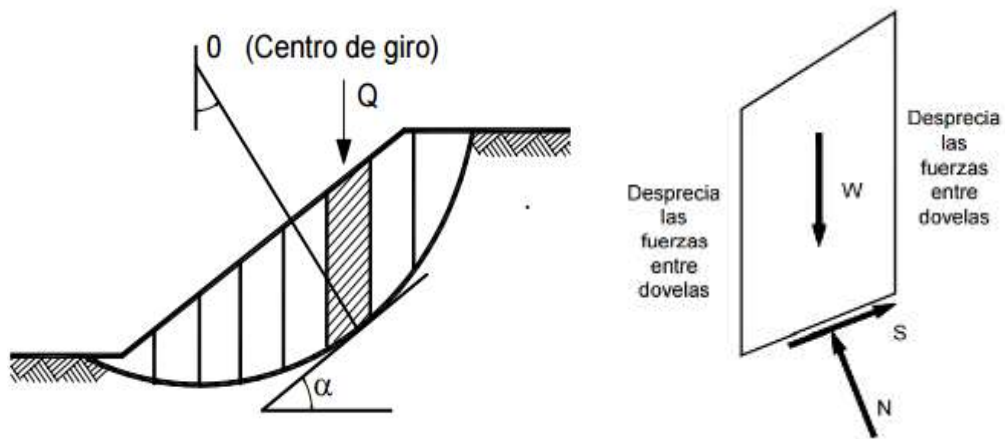


Figura 20, Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas. (Suárez, 2006)

Las fuerzas actuantes en una dovela son la de gravedad, su componente tangencial a la superficie de falla, la fuerza normal, la cohesión y la fricción del suelo. Con la sumatoria de estas fuerzas obtenemos la ecuación de Fellenious para el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum [C' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (18)$$

Dónde:

α = Ángulo del radio Del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

U = Presión de poros = $\gamma_w h w$

Δl = longitud del arco de círculo en la base de la tajada

C', φ' = Parámetros de resistencia del suelo.

Este método no satisface el equilibrio de fuerzas sino solo el equilibrio de momentos.

Además es un método sencillo de realizar ya que es menos preciso que otros métodos. Es por esto que no se utiliza para diseño, pero si para tener una referencia del factor de seguridad.

Método de Bishop.

Este método a diferencia del anterior si considera el efecto de las fuerzas entre dovelas y asume que estas son horizontales, es decir que no se toma en cuenta las fuerzas cortantes entre dovelas. En la siguiente ilustración se representan las fuerzas que actúan en cada dovela (figura 21).

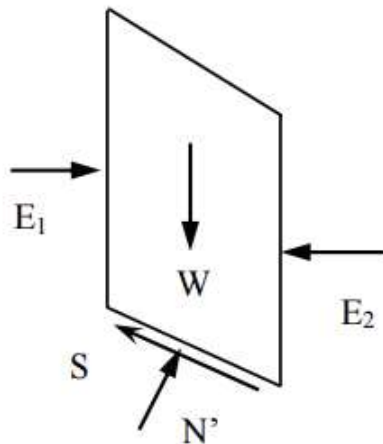


Figura 21, Límites de equilibrio fuerza y momento

El método simplificado de Bishop utiliza la siguiente expresión para el cálculo del factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{C' \Delta l \cos \alpha + (W' - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{FS}} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (19)$$

Dónde:

α = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

U = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

Δl = longitud Del arco de círculo en la base de la tajada

C', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo.

Debido a que el factor de seguridad (FS) se encuentra en los dos lados de la ecuación, se utiliza un proceso de iteración para el cálculo del factor de seguridad. Este método, al igual que el ordinario, asume una superficie de falla circular y sólo satisface el equilibrio de momentos, pero sus resultados son más precisos y por ello es un método bastante utilizado ya que el factor de seguridad no difiere mucho de otros métodos más precisos.

Método de Janbú.

Este método al igual que el de Bishop también asume fuerzas horizontales entre dovelas y desprecia a las fuerzas cortantes. Además, establece un factor de corrección f_0 en el caso de que la superficie no sea circular, por lo que depende de la curvatura de dicha superficie (figura

22). Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

Este método satisface el equilibrio de fuerzas y no el equilibrio de momentos. En algunos casos el f_0 puede ser inexacto lo cual podría afectar a la veracidad del factor de seguridad. La ecuación para este método se la presenta a continuación:

$$F.S. = \frac{f_0 \Sigma \left[\frac{C' b + (W - ub) \tan \phi'}{\cos \alpha m a} \right]}{\Sigma W \tan \alpha} \quad (20)$$

Dónde:

b = ancho de la dovela.

W = Peso total de cada tajada.

U = Presión de poros

C', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo.

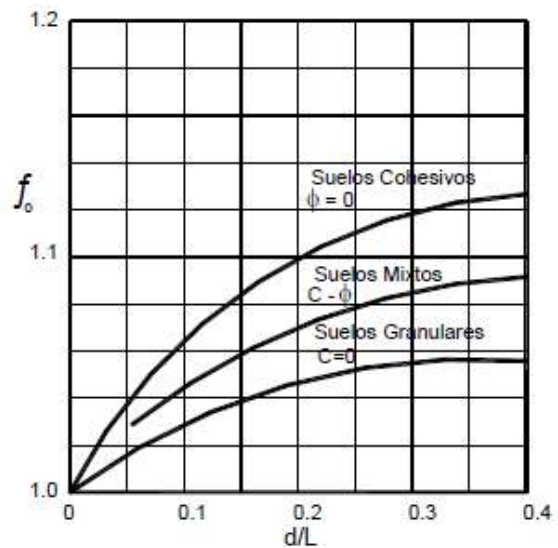
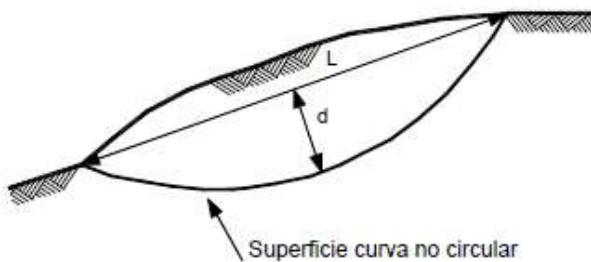


Figura 22, Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú. (Suárez, 2006)

Método del Cuerpo de Ingenieros (Sueco Modificado).

Este método toma en cuenta la inclinación de las fuerzas entre dovelas. Según este método, el ángulo de la fuerza resultante entre dovelas se puede suponer de dos maneras. En primer lugar, se puede suponer paralelo a la superficie del suelo, es decir, $\theta = \beta$, donde β es el ángulo de la pendiente. En segundo lugar, que puede ser igual al ángulo medio de la pendiente entre los puntos de entrada y salida de la superficie de falla.

Método de Lowe y Karafiath.

El método de Lowe y Karafiath (1960) es prácticamente idéntico al del Cuerpo de Ingenieros, con la excepción que la dirección de las fuerzas entre partículas, varía de borde a borde en cada dovela. Su resultado es menos preciso que los que satisfacen el equilibrio completo y al igual que el método del Cuerpo de Ingenieros, es muy sensitivo a la inclinación supuesta de las fuerzas entre partículas. Si se varía el ángulo de estas fuerzas, se varía substancialmente el factor de seguridad (Suárez, 2006)

Método de Morgenstern-Price.

Este método satisface al equilibrio de fuerzas y de momentos. Además, asume que existe una función que relaciona las fuerzas cortantes y normales entre dovelas (figura 23). De acuerdo con este método la inclinación de la fuerza entre dovelas (T) cambia con la siguiente función $f(x)$:

$$T = f(x) \cdot \lambda \cdot E \quad (21)$$

Donde:

$f(x)$ = función de fuerzas entre dovelas que varía con la superficie de falla.

Λ = factor de escala para la función

E = fuerza horizontal entre dovelas

Este método tiene asume varios tipos de funciones como la mitad del seno, trapezoidal, etc. Para cualquier función dada, las fuerzas entre dovelas son calculadas por iteración hasta que, el factor de seguridad de las fuerzas en equilibrio sea igual a las de momentos.

$$Ff = \frac{\Sigma(C'l + (N - ul)Tan\phi') \sec \alpha}{\Sigma \{W - (T2 - T1)\} \tan \alpha + \Sigma (E2 - E1)} \quad (22)$$

$$Fm = \frac{\Sigma(C'l + (N - ul)Tan\phi')}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (23)$$

En la siguiente ilustración se detallan las fuerzas consideradas en este método y las variables que actúan en la formula (22) y (23):

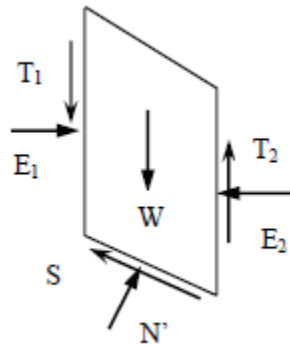


Figura 23, Límites de equilibrio fuerza y momento

Método de Spencer.

El método de Spencer es la misma que el anterior, excepto por la suposición de las fuerzas contantes entre dovelas. De acuerdo con este método, la fuerza de corte entre dovelas está relacionado con la siguiente expresión:

$$T = E \tan\theta$$

Método de Chen y Morgenstern.

Este método es una refinación del método de Morgenstern-Price e intenta mejorar los estados de esfuerzos en las puntas de la superficie de falla. Chen y Morgenstern recomiendan las fuerzas entre partículas, deben ser paralelas al talud, en los extremos de la superficie de falla (Suarez).

Método de Sarma.

El método de Sarma (1973) es muy diferente a todos los métodos descritos anteriormente porque éste considera que el coeficiente sísmico y el factor de seguridad son desconocidos. Se asume entonces, un factor de seguridad y se encuentra cuál es el coeficiente sísmico requerido para producir éste (Suárez, 2006).

Generalmente, se asume que el factor de seguridad es 1.0 y se calcula el coeficiente sísmico requerido para que se obtenga este factor de seguridad. En el método de Sarma, la fuerza cortante entre tajadas es una relación con la resistencia al cortante. El procedimiento de

Sarma fue desarrollado para análisis sísmicos de estabilidad y tiene algunas ventajas sobre otros métodos para este caso.

Equilibrio límite general (GLE).

El procedimiento incorpora todos los supuestos y el desarrollo realizado por los últimos métodos de equilibrio límite. De hecho, esta es una extensión de Spencer y métodos Morgenstern-Price donde, la pendiente entre dovelas, se la obtiene con $\tan \theta = \lambda$. La función $f(x)$ es asignado para determinar las fuerzas entre cortes (Abramson & varios, 2002). De esta manera, el procedimiento GLE es bueno para comparar los métodos más comunes en un diagrama de factor de seguridad frente a λ .

2.6 Análisis del factor de seguridad en el sector el Paraíso en la Parroquia El Valle del Cantón Cuenca

En el sector de Paraíso de la Parroquia El Valle del Cantón Cuenca se quiere construir un coliseo sobre un terreno que tiene cierta pendiente y que sus suelos presentan características geotécnicas débiles. Para esto es importante determinar la estabilidad del talud mediante los métodos de cálculo de factor de seguridad antes vistos. Este análisis es indispensable para el desarrollo de este proyecto ya que para realizar cualquier tipo de construcción se debe seguir la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC la misma que tiene un capítulo dedicado a la Geotecnia y la Cimentación. Además es importante realizar este análisis de estabilidad antes de la construcción, debido a que en esta zona ya se han dado desplazamientos de suelo los cuales han afectado a varias construcciones existentes en el sector.

A continuación se presentan algunas fotos de la zona en donde se quiere construir el coliseo. En la primera foto (figura 24), que fue tomada desde la base de la pendiente, se observa al talud de manera frontal y en su cima el lugar donde se quiere construir el coliseo. La segunda foto (figura 25), fue tomada desde lugar donde se quiere construir el coliseo. Aquí se puede observar que ya existe una cancha construida.



Figura 24, Pendiente vista desde punto inferior.



Figura 25, Cancha donde se construirá el coliseo

A continuación se presenta fotos de construcciones aledañas las cuales han sufrido daños por efecto del deslizamiento de la tierra.



Figura 26, Deslizamientos aledaños a la pendiente.



Figura 27, Daños por deslizamientos aledaños.

En estas fotos se pueden observar efectos típicos de un deslizamiento como por ejemplo en la primera ilustración (figura 26) se ve la desalineación de los postes de un cerramiento lo cual es efecto claro de que ha existido movimiento en el suelo.

En la segunda foto (figura 27) se puede observar las grietas que sufrió una construcción existente. También se observa como la masa de tierra cubrió parcialmente a un tanque de agua existente, que ahora ya es obsoleto. Esta inestabilidad se dio a 50 metros hacia el nororiente del sitio donde se requiere realizar la construcción del coliseo.

2.6.1 Levantamiento Topográfico de la zona.

Para poder determinar con exactitud el valor de la pendiente y la topografía de la zona se realizó un levantamiento topográfico en donde se tomó varios puntos desde la base del talud hasta donde se quiere construir el coliseo y sus lugares aledaños.

Como resultado del levantamiento se obtuvo la topografía del terreno y sus curvas de nivel en cada metro. Con la ayuda de las curvas de nivel se pudo obtener el perfil del talud y sus pendientes (figura 28). En la siguiente ilustración se muestra el perfil obtenida para nuestro caso de análisis; considerando que nuestro nivel de elevación cero se toma de la base desde el terreno y corresponde a 2567 metros de elevación y el punto donde se quiere construir de + 15 m corresponde a 2582 metros de elevación.

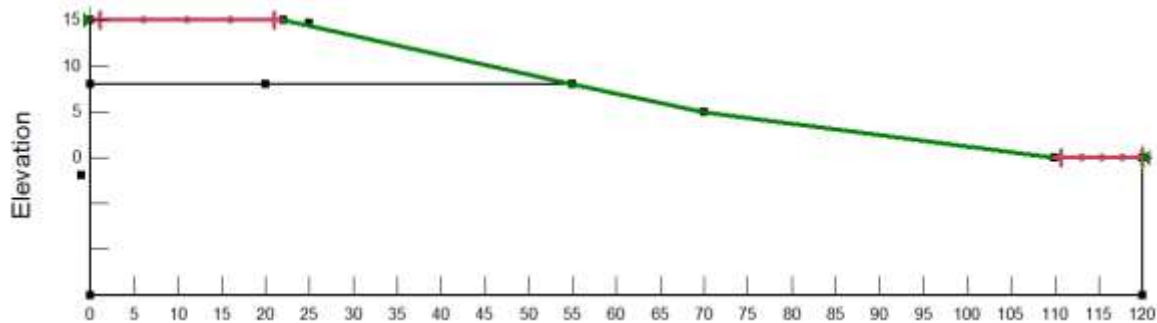


Figura 28, Perfil del talud.

2.6.2 Composición geológica de la zona.

Para seguir con el análisis de la estabilidad de un talud es determinante conocer con qué tipo de suelo se está trabajando y también sus propiedades físicas y mecánicas. Para poder determinar estos factores, es necesario realizar perforaciones geotécnicas o calicatas en el suelo, con el objeto de obtener muestras de suelo, (alteradas e inalteradas) para conocer su litología y espesores de los diferentes tipos de suelo que servirán para modelar la estabilidad de las pendientes.

Para poder obtener la composición geológica de una zona en donde se quiere construir una obra de infraestructura (de ingeniería civil) se tiene que realizar perforaciones en el suelo con la ayuda de barrenos o taladros, o realizar calicatas a mano dependiendo de la importancia económica y estratégica de la obra a construirse, así como de la susceptibilidad de los suelos para la generación de fenómenos de inestabilidad de terrenos. Estos taladros van perforando el suelo gradualmente y en cada diferencia de profundidad se obtiene testigos de suelo para luego ser analizados en laboratorio y determinar sus propiedades físico-mecánicas. Un ensayo que

determina la composición geológica de una zona es el ensayo de penetración estándar conocido como SPT por sus siglas en inglés. Con este ensayo se puede determinar la capacidad portante de los suelos y otros parámetros.

A continuación, se muestran imágenes de la obtención de testigos de suelo mediante perforaciones realizadas en la zona del Paraíso (Figura 29) y los testigos de suelo recabados (figura 30).



Figura 29, Maquina de perforaciones y ensayo SPT



Figura 30, Testigos obtenidos de perforación

Al realizar las perforaciones en la zona del Valle se pudo identificar dos tipos de suelo. El primer suelo es un suelo de material limoso. El segundo suelo es de tipo arcilloso y sus perforaciones llegaron hasta los 16 m.

En la siguiente gráfica (figura 31) se presenta la estratigrafía de la zona.

PROF. M.	N.F	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	MUESTRA		SUCS	W %	LL %	LP %	IP %	γ kN/m ³	ENSAYO TRIAXIAL		# 200	%	N		
				#	PROF.							c kPa	ϕ °					
1		Material de relleno / Capa superficial			0.50 - 1.00													
2					1.50 - 2.00													
3					2.50 - 3.00													3
4					3.50 - 4.00													6
5		Material limoso color café claro			4.50 - 5.00													
6				1	5.50 - 6.00	MH	33.4	71	44	27	19.13	59.84	13	51.0				
7		Material limoso de baja plasticidad, de consistencia media, color negro			6.50 - 7.00													
8				2	7.50 - 8.00	MH	49.0	74	41	33	-	-	-	53.9		9	11	
9		Arcillas de alta plasticidad de consistencia media, color café claro			8.50 - 9.00													
10					9.50 - 10.00												13	
11					10.50 - 11.00												20	
12					11.50 - 12.00													
13		Arcillas de consistencia muy dura, color café claro			12.50 - 13.00											20		
14					13.50 - 14.00											26		
15					14.50 - 15.00												19	
16					3	15.50 - 16.00	CH	22.68	85.75	38.13	47.02	18.64	85.347	14	63.8	18		

Figura 31, Estratigrafía de la zona (Veintimilla, 2015)

2.6.3 Determinación de las propiedades físico-mecánicas del suelo en laboratorio.

En este caso particular se obtuvo los testigos de suelo mediante perforaciones geotécnicas. Obtenidos los testigos por medio de perforaciones, o calicatas, en este caso particular se obtuvieron las muestras de suelo se procede a ensayar las muestras en laboratorio para obtener sus propiedades físico y mecánicas. En el laboratorio se obtiene el valor del

esfuerzo máximo del suelo, la cohesión del mismo, el ángulo de fricción interna, su peso específico y el contenido de humedad.

Para obtener el esfuerzo máximo y el ángulo de fricción se aplica el criterio de Mohr-Coulomb. Para poder aplicar este criterio se debe realizar un ensayo triaxial a la muestra. Este ensayo nos dará los valores de los esfuerzos mínimos y máximos, para con esto poder determinar los valores en cuestión.

Para cada tipo de suelo, es decir el suelo de tipo limoso (figura 32) y el suelo de tipo arcilloso (figura 33) se realizó tres ensayos donde se obtuvo los siguientes datos:

Ensayo de 4,5 a 5 metros

COHESIÓN (kg/cm ²)	0,61
FRICCIÓN (grados)	13
PESO ESPECÍFICO (gr/cm ³)	1,41

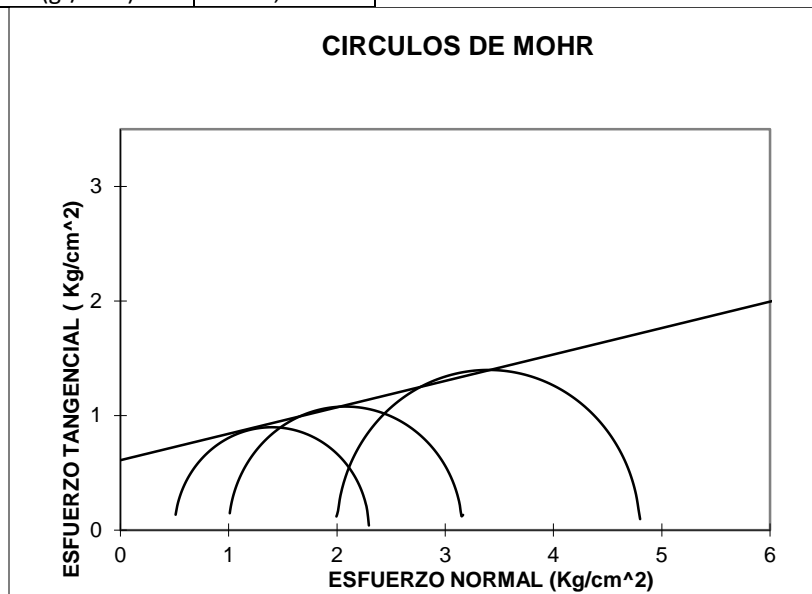


Figura 32, Círculos de Mohr de primera muestra. (Álvarez, 2015)

Ensayo 15 a 15,5 metros

COHESIÓN (kg/cm ²)	0,87
FRICCIÓN (grados)	14
PESO ESPECÍFICO (gr/cm ³)	1,55

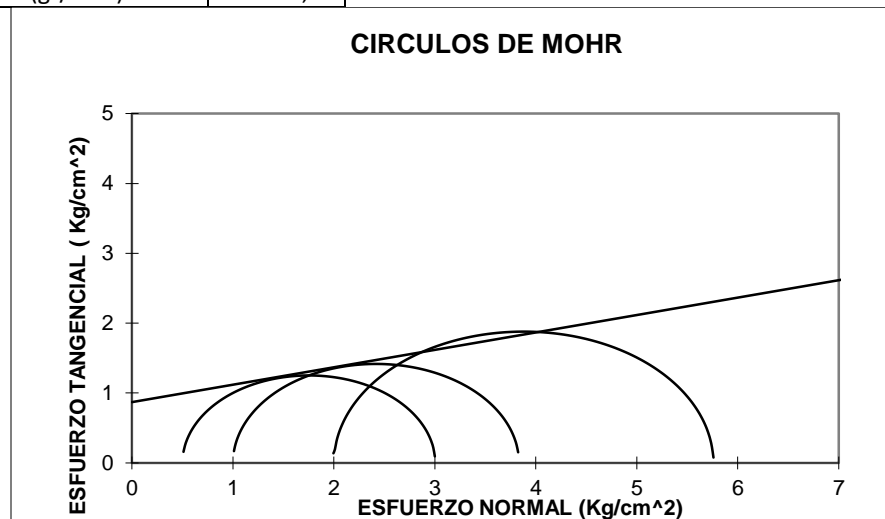


Figura 33, Círculos de Mohr de segunda muestra. (Álvarez, 2015)

2.6.4 Cálculo del Factor de Seguridad.

Con el perfil de la pendiente y las propiedades físico-mecánicas del suelo de la zona, se puede calcular el factor de seguridad para el talud en cuestión. Para poder tener un resultado más certero del cálculo de factor de seguridad, se realiza su cálculo mediante tres métodos diferentes. Los métodos utilizados son el de Bishop, Morgenstern- Price y GLE.

Para el cálculo del factor de seguridad se utilizó el software SLOPE/W el cual se basa en las teorías y los principios de los métodos equilibrio límite discutidos anteriormente.

2.7.4.1 Factor de seguridad sin cargas y sin nivel freático.

En este caso no se considera la acción de cargas externas ni la saturación del suelo (figura 34).

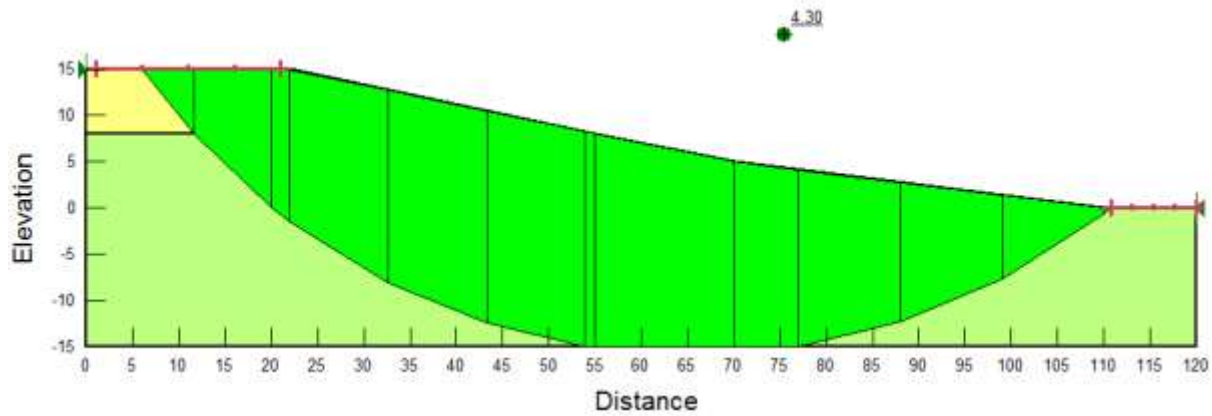


Figura 34, Factor de seguridad sin cargas ni nivel freático

MÉTODO	FS
Bishop	4,31
Morgenstern-Price	4,30
GLE	4,30

SUPERFICIE DE FALLA					
SUPERFICIE	FOS	Center (m)	Radio (m)	Entrada (m)	Salida (m)
CRITICA	0.97	(67.395, 61.821)	81,17	(1.08, 15)	(119.06, 0)

MÉTODO					GLE		MORGENSTERN-PRICE		BISHOP	
DOVELA	X (m)	Y (m)	Cohesión (kPa)	U (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)
1	9	11,50	59,84	0	45,53	10,51	45,48	10,50	46,37	10,70
2	16	4,04	85,34	0	171,73	42,82	171,32	42,71	179,06	44,64
3	21	-0,68	85,34	0	254,67	63,50	253,93	63,31	268,30	66,89
4	27	-4,76	85,34	0	307,71	76,72	306,72	76,47	326,22	81,34
5	38	-10,26	85,34	0	372,42	92,85	371,37	92,59	392,07	97,75
6	49	-13,72	85,34	0	408,65	101,89	408,01	101,73	420,38	104,81
7	54	-15,00	85,34	0	434,40	108,31	434,57	108,35	430,94	107,45
8	62,5	-15,00	85,34	0	408,35	101,81	408,75	101,91	400,76	99,92
9	73	-15,00	85,34	0	376,51	93,87	377,14	94,03	364,67	90,92
10	82	-13,66	85,34	0	348,91	86,99	350,05	87,28	328,24	81,84
11	93	-10,00	85,34	0	254,83	63,54	255,69	63,75	239,21	59,64
12	104	-4,14	85,34	0	111,52	27,80	111,76	27,87	106,85	26,64
13	110	-0,30	85,34	0	22,46	5,60	22,47	5,60	22,32	5,57

Tabla 6, Factor de seguridad sin cargas ni nivel freático

2.6.4.2 Factor de seguridad con carga sísmica, de prueba y suelo completamente

saturado.

Para obtener un análisis real de la estabilidad del terreno debemos considerar las cargas que actúan sobre la pendiente (figura 35) y un suelo el cual está completamente saturado (figura 36). Este caso sería el peor escenario para que la pendiente ceda a un deslizamiento. Con estas condiciones, se consideran la carga de la construcción del coliseo la cual se utiliza un

valor de 50 KN/m², ya que es el valor recomendado como carga de prueba. Además se considera un valor de carga sísmica, y para esto se calcula el valor de K_h que es el coeficiente horizontal de la carga sísmica. Según la NEC en el capítulo dedicado a la Geotecnia y Cimentaciones el valor de K_h se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$K_h = 0,6 (Z * F_a) / g$$

Dónde:

Z es el factor de zona sísmica

Fa es Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

g es el valor de la gravedad

Obtenemos los valores de Z y Fa del capítulo de Peligro Sísmico de la NEC para obtener nuestro valor de K_h .

$$K_h = 0,6 \frac{0,25g * 1,4}{g} = 0,21$$

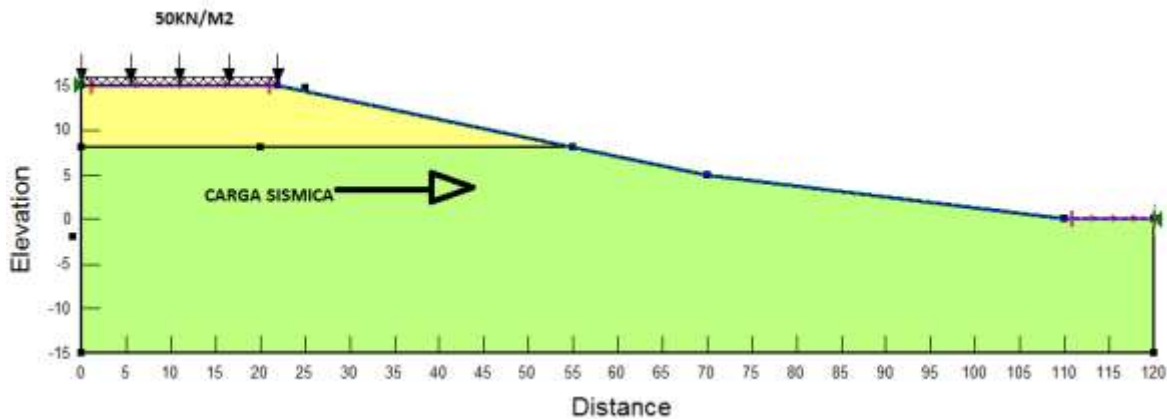


Figura 35, Talud sometido a carga de prueba y carga sísmica

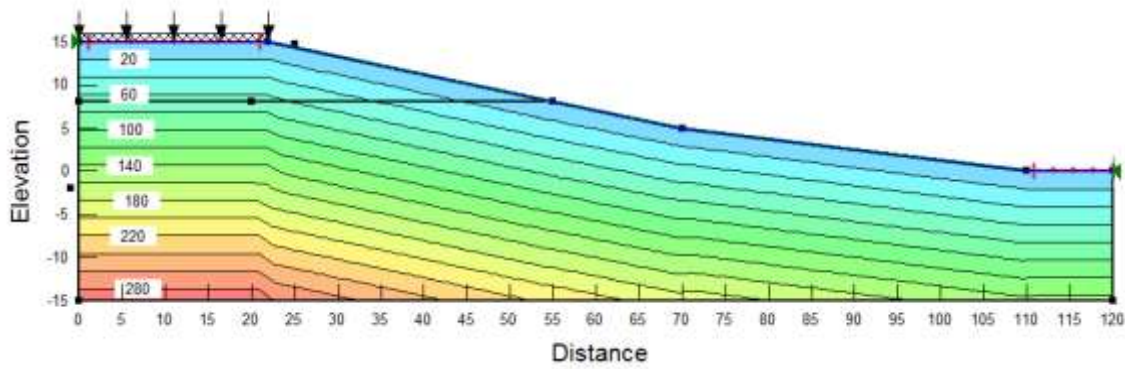


Figura 36, Presión de poros de agua sobre el talud saturado completamente.

Al aplicar las cargas externas y tener un nivel de suelo completamente saturado se obtiene un factor de seguridad menor a 1 lo cual quiere decir que el talud no es estable (figura 37).

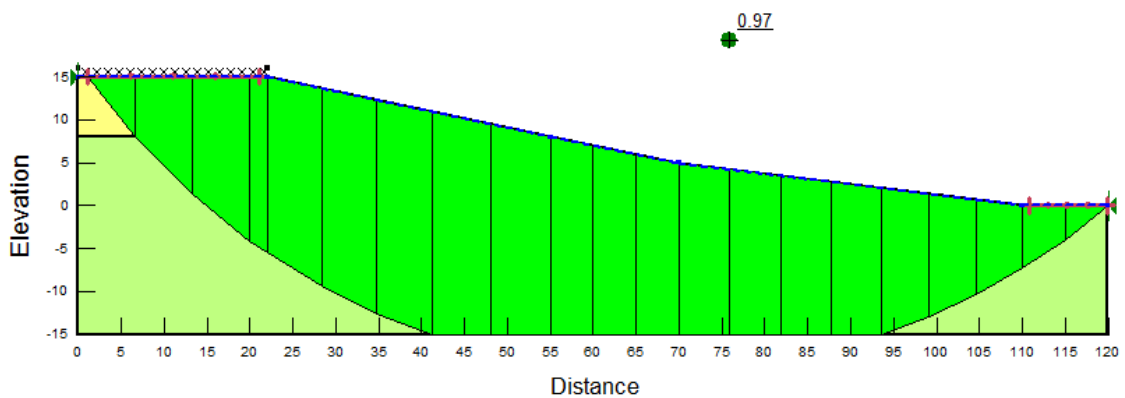


Figura 37, Factor de seguridad con cargas y completamente saturado

FACTOR DE SEGURIDAD

MÉTODO	FS
Bishop	0,99
Morgenstern-Price	0,97
GLE	0,97

SUPERFICIE DE FALLA					
SUPERFICIE	FOS	Center (m)	Radio (m)	Entrada (m)	Salida (m)
CRITICA	0.97	(67.395, 61.821)	81,17	(1.08, 15)	(119.06, 0)

MÉTODO					GLE		MORGENSTERN-PRICE		BISHOP	
DOVELA	X (m)	Y (m)	Cohesión (kPa)	U (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)
1	3,86	11,50	58,84	34,32	38,44	0,95	38,46	0,96	39,51	1,20
2	9,97	4,64	58,84	101,57	137,52	89,65	137,63	8,99	148,53	11,71
3	16,66	-1,40	58,84	160,80	235,71	18,67	235,96	18,74	26,86	26,87
4	21,00	-4,78	58,84	193,94	288,41	23,55	288,74	23,64	337,28	35,74
5	25,20	-7,42	58,84	204,04	278,20	18,49	278,56	18,58	335,95	32,89
6	31,59	-10,94	58,84	224,36	315,29	22,67	315,71	22,78	385,92	40,28
7	37,98	-13,76	58,84	238,07	347,33	27,24	347,76	27,35	423,18	46,15
8	44,63	-15,00	58,84	236,49	438,45	50,35	438,66	50,41	470,80	58,42
9	51,54	-15,00	58,84	222,72	422,78	49,88	422,91	49,91	442,74	54,86
10	57,50	-15,00	58,84	212,18	411,28	49,64	411,32	49,65	419,40	51,67
11	62,50	-15,00	58,84	202,74	403,02	49,94	403,00	49,93	400,76	49,37
12	67,50	-15,00	58,84	193,31	394,72	50,22	394,64	50,20	382,12	47,08
13	72,95	-15,00	58,84	189,55	388,52	49,61	388,35	49,57	365,93	43,98
14	78,86	-15,00	58,84	182,44	384,68	50,42	384,46	50,37	352,16	42,32
15	84,76	-15,00	58,84	175,31	379,32	50,87	379,04	50,79	338,41	40,66
16	90,67	-15,00	58,84	16,82	372,07	50,84	371,75	50,76	324,65	39,01
17	96,35	-13,96	58,84	151,25	440,73	72,18	440,13	72,03	343,09	47,83
18	101,81	-11,63	58,84	122,23	382,57	64,91	382,02	64,77	296,59	43,47
19	107,27	-8,81	58,84	88,40	305,27	54,07	304,84	53,96	240,59	37,95
20	112,50	-5,60	58,84	54,92	222,12	41,69	221,90	41,63	183,27	32,00
21	117,50	-1,96	58,84	19,26	138,06	29,62	138,01	29,61	124,72	26,30

Tabla 7, Factor de seguridad con cargas y completamente saturado

2.6.4.3 Factor de seguridad con carga sísmica, de prueba y nivel freático mínimo.

Para poder determinar cuál es el nivel freático crítico debemos saber cuál debe ser nuestro factor de seguridad mínimo según las especificaciones de la NEC. A continuación se muestra una tabla donde se puede analizar el valor del factor de seguridad según los parámetros considerados en el análisis (Tabla 8).

Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

Tabla 8, Factor de seguridad por corte mínimos (NEC,2015)

Como en nuestro análisis estamos considerando una condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño, utilizamos el valor de factor de seguridad de 1,05 para el diseño. Con este valor obtenemos la altura máxima del nivel freático a la que puede llegar en la pendiente manteniendo un valor de factor de seguridad mayor al de la NEC. AL bajar el nivel freático 4 metros por debajo del perfil de la pendiente (Figura 38), se obtiene un valor de factor de seguridad de 1,06 que es mayor al requerido por la NEC (Figura 39).

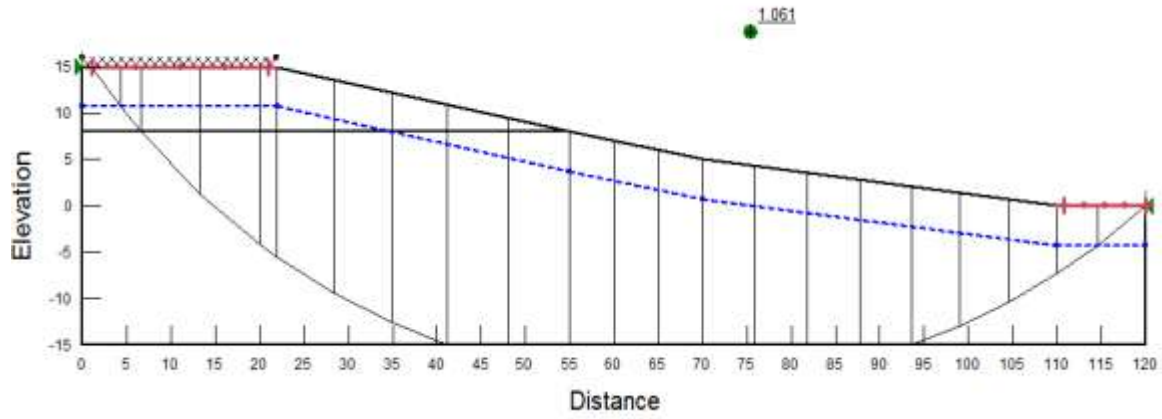


Figura 38, Nivel freático crítico

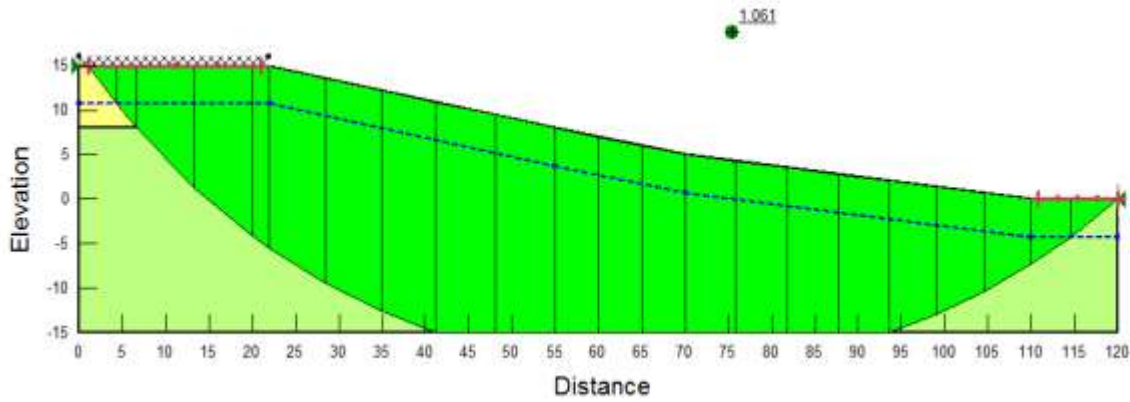


Figura 39, Factor de seguridad con nivel freático crítico

FACTOR DE SEGURIDAD

MÉTODO		FS								
Bishop		1,07								
Morgenstern-Price		1,06								
GLE		1,06								
SUPERFICIE DE FALLA										
SUPERFICIE	FOS		Center (m)		Radio (m)	Entrada (m)	Salida (m)			
CRITICA	0.97		(67.395, 61.821)		81,17	(1.08, 15)	(119.06, 0)			
MÉTODO					GLE		MORGENSTERN-PRICE		BISHOP	
DOVELA	X (m)	Y (m)	Cohesión (kPa)	U (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)	ESFUERZO NORMAL DE LA BASE (N) (kPa)	ESFUERZO DE FRICCIÓN (kPa)
1	2,70	12,87	59,84	-20,89	13,22	3,05	13,22	30,52	13,31	30,72
2	5,47	9,37	59,84	13,44	73,65	13,90	73,68	13,91	76,02	14,45
3	9,97	4,64	85,34	59,80	135,64	18,91	135,74	18,93	146,46	21,61
4	16,66	-1,40	85,34	119,02	234,73	28,85	235,00	28,92	267,58	37,04
5	21,00	-4,78	85,34	152,16	287,74	33,80	288,12	33,90	336,81	46,04
6	25,24	-7,44	85,34	164,27	277,91	28,33	278,35	28,44	335,99	42,81
7	31,71	-11,00	85,34	184,73	315,57	32,62	316,08	32,75	386,70	50,36
8	38,06	-13,79	85,34	198,29	347,50	37,20	348,05	37,34	423,78	56,22
9	44,63	-15,00	85,34	196,56	438,35	60,28	438,62	60,35	470,80	68,38
10	51,54	-15,00	85,34	182,80	422,61	59,79	422,78	59,83	442,74	64,81
11	57,51	-15,00	85,34	172,06	411,05	59,59	411,12	59,61	419,38	61,66
12	62,51	-15,00	85,34	162,59	402,76	59,88	402,76	59,88	400,73	59,37
13	67,50	-15,00	85,34	153,18	394,45	60,16	394,37	60,14	382,11	57,08
14	72,96	-15,00	85,34	148,45	388,32	59,81	388,15	59,76	365,91	54,22
15	78,87	-15,00	85,34	141,31	384,45	60,62	384,20	60,56	352,13	52,56
16	84,77	-15,00	85,34	134,19	379,08	61,06	378,76	60,98	338,38	50,91
17	90,67	-15,00	85,34	127,07	371,86	61,03	371,47	60,94	324,64	49,26
18	96,35	-13,96	85,34	110,14	439,55	82,13	438,82	81,95	342,99	58,05
19	101,81	-11,63	85,34	81,13	381,67	74,93	380,99	74,77	296,62	53,73
20	107,27	-8,81	85,34	47,30	304,84	64,21	304,32	64,08	240,90	48,27
21	112,27	-5,77	85,34	14,78	226,25	52,73	225,94	52,65	186,75	42,88
22	117,27	-2,13	85,34	-20,89	138,13	34,44	138,05	34,42	124,16	30,96

Tabla 9, Factor de seguridad con nivel freático crítico

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Para analizar el peligro por deslizamiento que existe en una pendiente es necesario el conocimiento de conceptos de la geología y la geotecnia. Entre estos conceptos los más importantes son la definición de suelo y roca, los tipos de inestabilidad de terrenos, un deslizamiento y sus partes, y los factores condicionantes y detonantes que pueden causar un deslizamiento.

Además para determinar la inestabilidad de un talud se debe conocer las propiedades físicas y mecánicas del tipo de suelo que existe en la zona. Las propiedades que son necesarias para el cálculo del factor de seguridad mediante cualquier método son la cohesión del suelo, el peso específico y el ángulo de fricción interna. También, en el caso de que se considere una condición no drenada del suelo se debe conocer la presión intersticial del suelo.

Otro parámetro determinante para la obtención del factor de seguridad es la pendiente de la zona, para esto se debe realizar un levantamiento topográfico el cual detalle la curvas de nivel del terreno para conocer el perfil del talud. Además, si se considera carga sísmica se deberá seguir los lineamientos de la NEC para la determinación del coeficiente de carga sísmica horizontal que es el que afecta a un deslizamiento.

El factor de seguridad se ve afectado debido a la presencia de agua en el suelo por lo que es importante conocer a los niveles freáticos a los que llega la zona, para ello se debe realizar estudios hidrológicos e hidrogeológicos de la zona.

En nuestro caso práctico determinamos el factor de seguridad con tres diferentes métodos. Podemos ver con los datos obtenidos el factor de seguridad con el método de Bishop

es menos exacto ya que no considera las fuerzas de cortante entre las dovelas. En el caso de Morgenstern-Price y el de GLE los valores obtenidos del factor de seguridad son prácticamente iguales y consideran todas las fuerzas de interacción entre dovelas y una función para la inclinación de esta fuerza.

Igualmente, se analizó la estabilidad de la pendiente seca y sin la acción de cargas con la cual se obtuvo un factor de seguridad de 4,30. Luego se analizó la estabilidad de la pendiente con carga estática, carga sísmica y con un talud completamente saturado en donde se obtuvo un factor de seguridad de 0,97. Luego se analizó un caso en donde se obtenga un valor superior del factor de seguridad al mínimo dado por la NEC para saber hasta que altura puede llegar el nivel freático. En este caso se obtuvo un nivel freático de 4 metros por debajo del perfil con un factor de seguridad de 1,06. **En este caso particular se recomienda realizar la construcción del coliseo siempre y cuando se mantenga el nivel freático bajo 4 metros de profundidad que es en donde se obtuvo valores de los factores de seguridad mayores a los recomendados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).**

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). Slope Stability and Stabilization Methods. J.Wiley & Sons.
- Álvarez, B. (2015). Ensayo Triaxial. No consolidado, no drenado de muestras del Paraíso-Valle.
- Anderson, D. (1989). Theory of the Earth. *The Crust and Upper Mantle*. Boston: Blackwell Scientific Publications.
- Aristizabal E., Yokota S. (2006). Geomorfología aplicada a la ocurrencia de deslizamientos en el Valle de Aburra. *Revista de la Facultad de Minas Universidad Nacional de Colombia*. Sede Medellín.
- ASHTO M145-91. (1991). Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASTM D3080 / D3080M (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken: ASTM International.
- ASTM D7181 (2011). Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken: ASTM International.
- ASTM D2487-06. (2006) Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes Unified Soil Classification System. West Conshohocken: ASTM International.
- Bonnard, Ch. (1995) Prise en compte des risques lies a l'instabilité des sols. Centre d'étude des risques géologiques. Ginebra: CERG.
- Brunsdon, D. (2002). Geomorphological roulette for engineers and planners: some insights into an old game. Londres: Quart. J. of Eng. Geogy. 35.
- Chapeau, C. & Durville, J. (2005). L'eau et les risques de glissements de terrain. *Géosciences numéro 2*.
- Cornforth, D.H. (2005). Landslides in practice. *Investigation, analysis, and remedial preventative options in soils*. New Jersey: John Wiley and Sons Inc.
- Das, B.M. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. México: International Thomson.

- Duncan J.M., Wright S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. New Jersey: John Wiley and Sons.Inc..
- Frohlich, O.K. (1953). The factor of safety with respect to sliding of a mass of soil along the arc of a logarithmic spiral. *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Suiza, vol. 2.
- Gidigasú, M.D. (1972). "Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of Ghana in relation to soil forming factors". *Engineering geology*. Amsterdam: Vol. 6, No. 2.
- Janbú N. (1954). "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters". Harvard Soil Mechanics Series No. 46.
- Legget, R. (1964). *Geología para ingenieros*. Barcelona: Gustavo Gili.
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro sísmico. Diseño Sismoresistente. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.
- Nyamai, C. (2013). New aspects and perspectives on Tsavorite Deposits. *Ore Geology Reviews*.
- Rivera, M. (2014). Material de clase de Ingeniería Geológica y Geotecnia.
- Skempton A.W. Hutchinson J.N. (1969). Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. *Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico D.F.: State of the art. Volume 2.
- Sowers, G. (1972). *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa.
- Suarez, J. (2006). Análisis Geotécnico. *Deslizamientos tomo I*. Libro en línea. Obtenido el 29 de diciembre de 2015 de <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico.html>.
- USGS. (2004). *Landslide Types and Processes*. Golden CO: United States Geological Survey.
- Vintimilla, C. (2015) Estudio Geotécnico y de Estabilidad del Sector el Paraíso en el Valle de Cuenca.
- Verdeyen, J., Roisin, V., Nuyens, J. (1968). *La Mécanique des sols*. Bruselas: Presses universitaires de Bruxelles.