

CAPÍTULO I

“ZONIFICACIÓN SEGÚN EL FACTOR RIESGO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL TRAMO PUENTE LOURDES- SELLA CERCADO”

1.1 INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos son uno de los procesos Geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando muerte y daños en las propiedades. Así también se puede decir que los deslizamientos producen cambios en la morfología del terreno, diversos daños ambientales, daños en las obras de infraestructura vial, destrucción de viviendas, puentes, bloqueo de ríos, etc. (ver figura 1.1). Sin embargo un gran porcentaje de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se implementan las medidas de prevención y control.

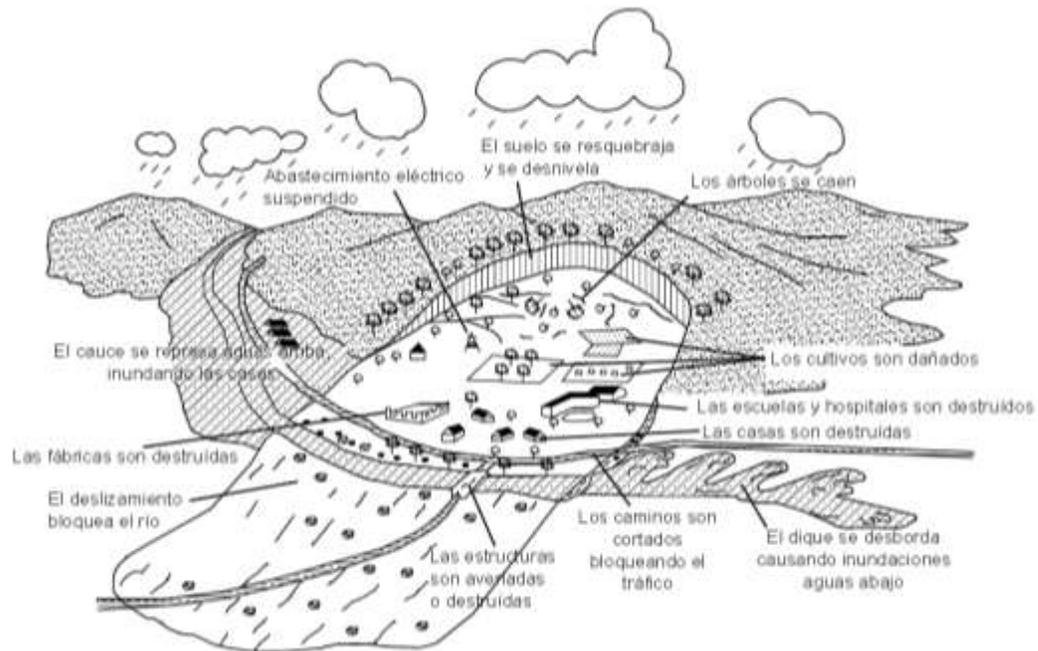


Figura 1.1: Efectos directos e indirectos derivados de la ocurrencia de los deslizamientos de tierra

En nuestro departamento, como así mismo en todo el país, en el periodo de lluvias las carreteras presentan varios problemas; entre ellos y los que son más frecuentes son los deslizamientos o derrumbes de tierra. Los deslizamientos en nuestro departamento son más susceptibles de ocurrir debido a que generalmente se reúnen los tres elementos importantes para su ocurrencia tales como el relieve, meteorización y las lluvias intensas.

Una herramienta muy útil en la toma de decisiones, especialmente en las primeras etapas de planeación, es la zonificación de amenaza y riesgo; esta zonificación consiste en la división del terreno, en áreas o sectores homogéneos (en el caso de carreteras), asignando una calificación del grado real o potencial de amenaza o riesgo de deslizamiento de taludes.

Es así que en tramos donde no se tiene conocimiento de deslizamientos, la zonificación puede predecir el grado de amenaza, recolectando el mayor número de factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno. Varios de estos factores pueden ser cuantificados e incluidos en un modelo matemático que determine el factor de seguridad.

En tramos ya construidos la obtención del factor de seguridad, permite zonificar el tramo en estudio en sectores, proponiendo soluciones más factibles para asegurar la estabilidad de taludes de corte o relleno. Para alcanzar este objetivo, se profundizará el estudio de suelos de los taludes del tramo en estudio; lo que nos permitirá obtener mejores soluciones dentro de los aspectos técnico-económicos.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Los taludes de las carreteras de nuestro departamento, en época seca se mantienen estables mientras que en época de lluvias son proclives a deslizarse. Es por esto conveniente la evaluación del factor de seguridad de los mismos, tomando en cuenta los factores que influyen en la ocurrencia de los deslizamientos; los factores a tomar en cuenta son los factores topográficos y ambientales; tales como la pendiente, uso de la tierra, aguas subterráneas y considerar los elementos vulnerables al deslizamiento.

Valoraciones efectuadas en otros países, donde se realiza la sistematización de la información, se ha estimado que las muertes causadas por deslizamientos es del orden de 25 personas por año (Krohn y Sloss, 1976 y Bromhead, 1986). Según Brabb, 1989, las pérdidas en un 90%, pueden ser evitables, si se identifica el problema con anterioridad y se toman medidas de prevención o control (Díaz, 1998).

En el valle central de Tarija se hace evidente el proceso erosivo de los suelos, lo que influye positivamente en la inestabilidad de los taludes. Los caminos en la sociedad juegan un rol importante en el desarrollo de los pueblos, por lo que mantenerlos transitables todo el año, resulta muy costoso, es por eso que se requiere realizar estudios que permitan tomar decisiones antes de que se presenten los deslizamientos.

El tramo en estudio (puente Lourdes – Sella Cercado), se puede observar taludes con pendientes mayores a 60° , aunque no se tienen indicios de deslizamientos graves, la determinación del factor de seguridad para la zonificación según el factor de riesgo de estabilidad de los taludes, puede ayudar a tomar decisiones que ayuden a prevenir el colapso de los mismos o si no presentan inestabilidad, evaluar si el factor de seguridad es el más adecuado o si son demasiado conservadores.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Como objetivo general se plantea:

- Zonificar en base al factor de seguridad los taludes que se encuentran en el tramo, Puente Lourdes – Sella Cercado; para obtener el ángulo óptimo de los mismos, tomando en cuenta aspectos técnicos y económicos.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Esta investigación persigue los siguientes objetivos específicos:

- Identificar el tipo de deslizamiento y proceso de deterioro en los taludes del tramo en estudio.
- Determinar el tipo de suelo de los taludes del tramo en estudio.
- Determinar la resistencia al corte de las masas de suelo que forman el talud.
- Estudiar el método de FELLENIUS para el análisis de taludes.
- Determinar el factor de seguridad de los taludes mas críticos que se hallan dentro del tramo.
- Estudiar los fenómenos que afectan en la estabilidad de los taludes.
- Realizar una comparación de costos.
- Proponer recomendaciones y conclusiones al tema.

1.4 HIPÓTESIS

Todos los taludes del tramo tienen factores de seguridad muy conservadores.

1.5 ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo estará enmarcado dentro del siguiente alcance:

- De acuerdo a la zonificación obtenida con el factor de seguridad, se extraerán muestras representativas de cada sector homogéneo inicialmente el tramo será dividido en tres partes, inicio centro y final, dando un mínimo de tres muestras, las cuales serán representativas y de los taludes más críticos (considerando la altura e inclinación de los mismos)
- Se determinará las propiedades de los materiales que conforman el suelo, para tal objetivo, se realizarán los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis mecánico del suelo mediante cribado para la fracción gruesa del suelo y análisis hidrométrico para la fracción fina.
- Contenido de humedad (W)
- Peso específico del suelo (γ)
- Limite líquido (LL)
- Límite plástico (LP)
- Obtenidos los resultados de los ensayos de laboratorio se procederá a la clasificación de suelos, utilizando los sistemas conocidos, tales como clasificación mediante el sistema unificado (SUCS) y el método AASTHO.
- Se determinará la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante la prueba de compresión simple, sobre probetas inalteradas, las que son extraídas y son representativas de los sectores más críticos del tramo.
- Debido a que no se observa presencia de nivel freático y a la imposibilidad de determinar en campo, no se tomará en cuenta en el análisis el nivel freático asumiendo como no existente.
- Los parámetros de resistencia del suelo, Cohesión y ángulo de fricción interna, se determinarán como resultado de la rotura de las probetas y de la ecuación Mohr-Coulomb.
- Finalmente mediante el método de **Fellenius** (método de las dovelas), se determinará el factor de seguridad de los taludes.

CAPÍTULO II

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA (ESTABILIDAD DE TALUDES)

2.1 GENERALIDADES

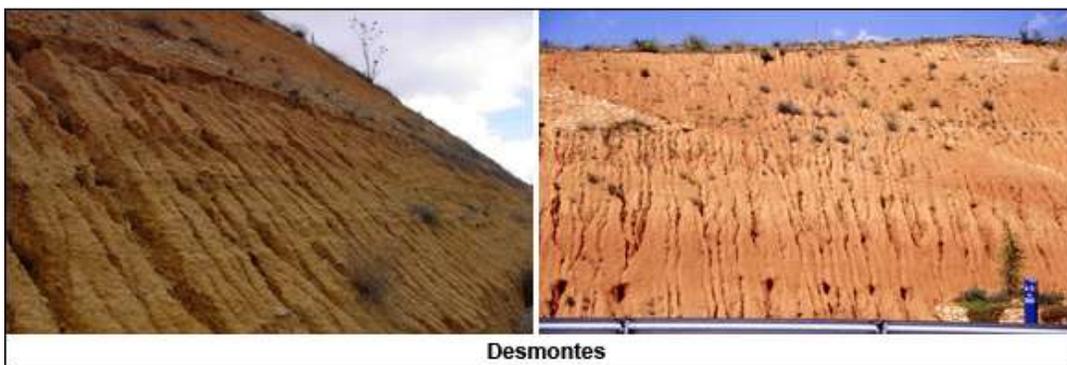
El objetivo principal como ya se indico líneas arriba, del estudio de la estabilidad de taludes o laderas es diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

Los taludes y sus procesos son estudiados por un gran variedad de disciplinas tales como: La geología, la geomorfología, la geotecnia, las ciencias del suelo, la hidrología las ciencias forestales, etc.

No hay duda que el talud es una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la Geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Se conoce como nombre genérico de “TALUDES”, cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Así también se puede definir como TALUD, las obras, normalmente de tierra, que se construyen a ambos lados de la vía (tanto en excavaciones, o en terraplenes) con una inclinación tal que garanticen la estabilidad de la obra (ver fotografía 2.1).

Cuando un talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación: en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural (desmontes), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.



Fotografía 2.1 En la fotografía se muestran en la parte superior dos imágenes de desmontes y en la parte inferior dos imágenes de terraplenes

Los problemas de las laderas naturales respecto de su estabilidad difieren radicalmente de los taludes realizados por el hombre y a su vez estos últimos difieren entre corte y terraplén. Las diferencias estriban en la naturaleza de los materiales involucrados, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que primaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado, todos estos factores y otros más definen aspectos tan importantes tales como la configuración de suelos y rocas, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, que determinan las condiciones de estabilidad de los mismos.

En ciertos trabajos de la Ingeniería Civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra. Tal es el caso de terraplenes en caminos viales en presas de tierra, canales, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud. En ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra, condicionado la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra.

El resultado del deslizamiento puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Es por esto que la estabilidad se debe asegurar pero un conservadorismo extremo sería antieconómico.

La estabilidad de taludes se refiere a la determinación de la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén siendo casi siempre la más apropiada aquella más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse, debido a que el factor económico es decisivo en la selección ya que a un menor movimiento de tierras (más escarpada) corresponde menor inversión económica. A continuación, se establece la nomenclatura básica que se recomienda sea utilizada para el estudio de los taludes y los deslizamientos de tierra.

2.1.1 TALUD

Un “talud” o “ladera” es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura.

En la literatura técnica se define como “ladera” cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y “talud” cuando se conformó artificialmente (Figura 2.1).

Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales, los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Así también se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

Las laderas taludes que han permanecido estables por muchos años, pueden fallar debido a cambios topográficos, sísmicos, a los flujos de agua subterránea, a los cambios en la resistencia del suelo, la meteorización o factores de tipo antropico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad. Así un talud estable puede convertirse en un “deslizamiento”.

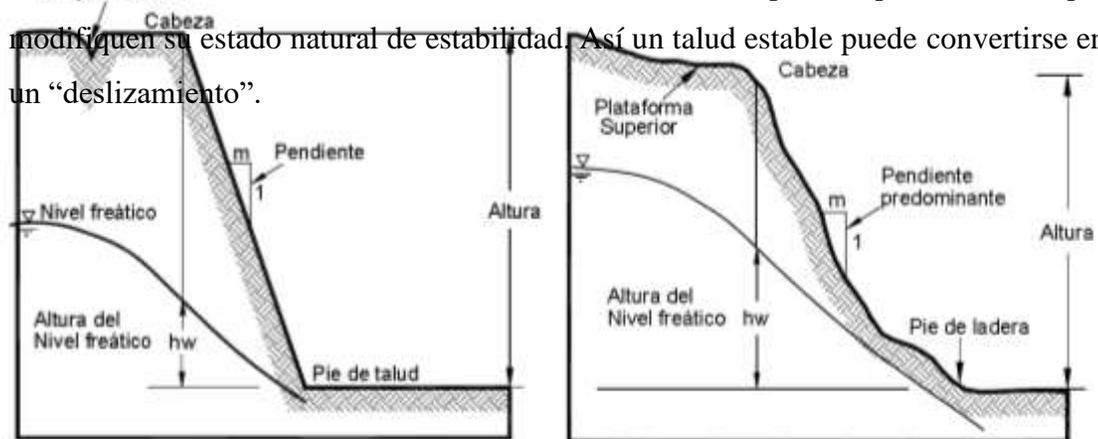


Figura 2.1: Nomenclatura de los taludes y laderas

2.1.2 PARTES DE UN TALUD

Existen algunos términos para definir las partes de un talud. El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión, una parte intermedia semirrecta y una parte baja o inferior cóncava con una pie, pata o base, en el cual ocurren principalmente procesos de depositación. (Figura 2.2)

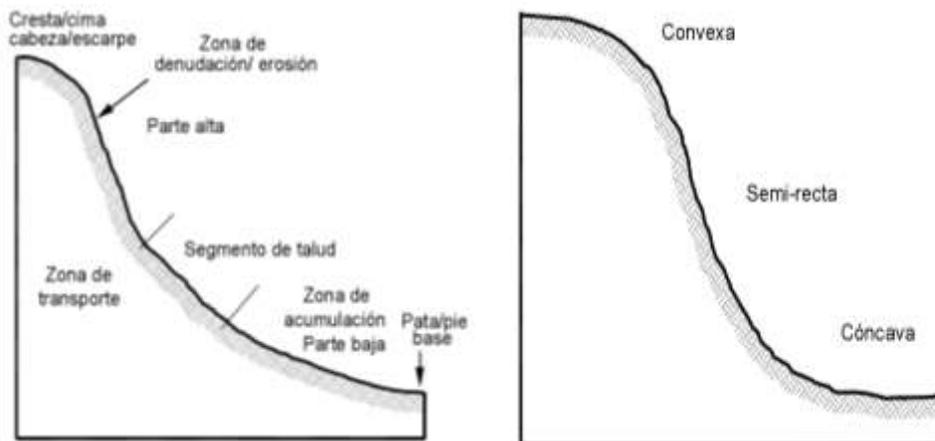


Figura 2.2 Partes generales de un talud o ladera.

En un talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

Pie, pata o base

El pie corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.

Cabeza, cresta, cima o escarpe

Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se le denomina “escarpe”. Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa.

Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza a la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados.

Altura de nivel freático

Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra medirlo debajo de la cabeza de talud.

Pendiente

Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m:1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: $45^\circ = 100\% = 1H:1V$.

Los suelos o rocas más resistentes generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia, tienden a formar laderas de baja pendiente.

También existen otros factores topográficos en los taludes, los cuales se requieren definir, tales como: longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de la cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

2.2 DESLIZAMIENTOS

Los deslizamientos (Lanslides) consisten en “movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia debajo de un talud”. El término “deslizamiento” se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos denudacionales. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos que son producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, etc. Ver (figura 2.3)

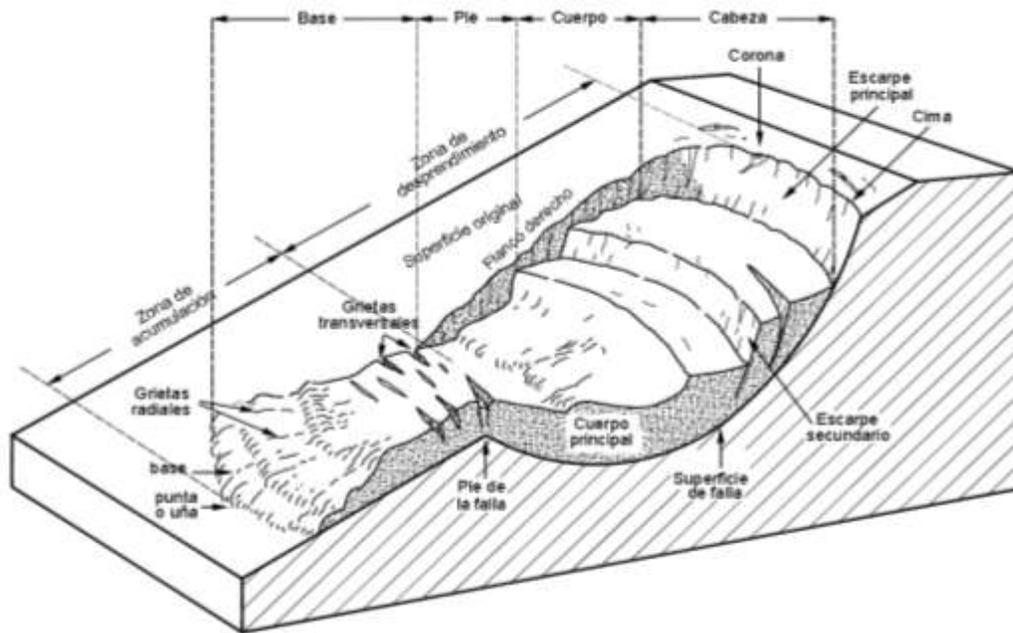


Figura 2.3: Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento

Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de las superficies de falla, por caída libre, movimientos en masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia abajo, mientras otros se mueven hacia arriba. Los fenómenos de inestabilidad incluyen, generalmente, una combinación de procesos erosionales y denudacionales interrelacionados entre sí y a menudo mezclados.

El inicio de un deslizamiento se produce por lo general en su punto más débil, como son las grietas, donde los movimientos de deslizamiento son lentos, llegando luego a formarse la superficie de falla, que puede ser de diferente forma, y a medida que se separa la masa de suelo de la superficie de falla, se incrementa la velocidad hasta que se produzca la falla total, como se puede apreciar en la en la (Fotografía 2.2).



Fotografía 2.2: Ejemplos típicos de movimientos

2.2.1 PARTES DE UN DESLIZAMIENTO

En la figura 2.3 se muestra un deslizamiento típico o desplazamiento en masa. Las partes principales son las siguientes:

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.

Cima

Es el punto más alto de la cabeza en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

Corona

Material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.

Escarpe principal

Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material.

La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de falla.

Escarpe secundario

Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.

Superficie de falla

Área por debajo del movimiento y que se 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 esta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.

Pie de la superficie de falla

La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

Base

El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

Punto o cuña

El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

Cuerpo principal del deslizamiento

El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.

Superficie original del terreno

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

Derecha e izquierda

Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste), pero si se emplean las palabras derecha e izquierda deben referirse al deslizamiento observado desde la corona hacia el pie.

2.2.2 DESLIZAMIENTOS EN MASA (TRASLACIONALES Y ROTACIONALES)

El deslizamiento en masa consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Figura 2.4). Los deslizamientos en masa pueden ser de una sola masa

coherente que se mueve, o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

El movimiento puede ser progresivo, o sea, 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.

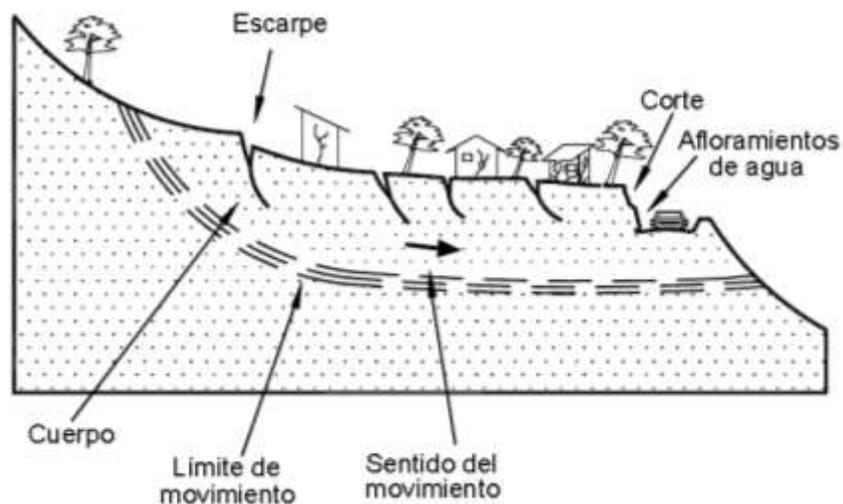


Figura 2.4: Deslizamiento en suelos

Los desplazamientos en masa se pueden subdividir en subtipos denominados deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales o planares y deslizamientos compuestos de rotación y traslación. Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y el tipo de estabilización que se va a emplear.

2.2.3 DESLIZAMIENTO ROTACIONAL

Es un desplazamiento rotacional, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento. 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 (Figura 2.5). La cabeza del movimiento bascula hacia atrás y los arboles se inclinan, se forma diferente, en la cabeza y en el pie del deslizamiento.

Curvatura de la superficie de falla

Los deslizamientos estrictamente rotacionales (círculos de falla) ocurren usualmente en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y debido a su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura. 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.

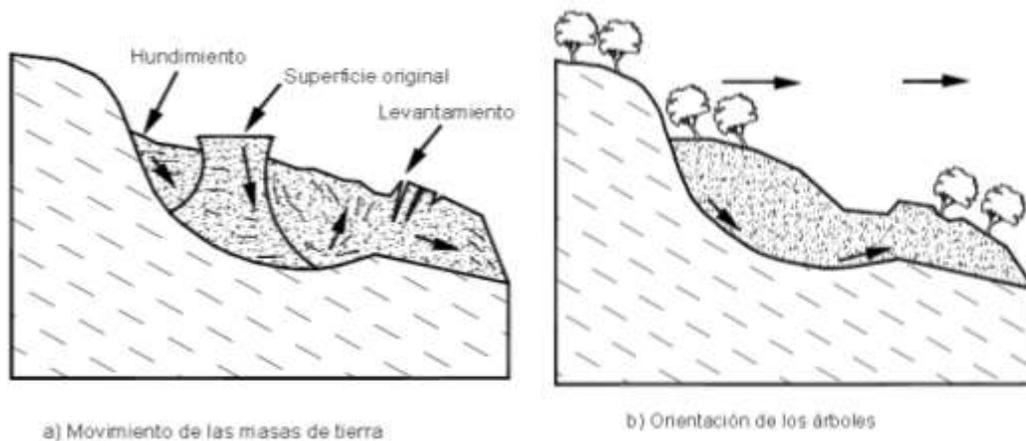


Figura 2.5: Deslizamiento rotacional típico

En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de cuchara (Figura 2.6). los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton y Hutchinson, 1969).

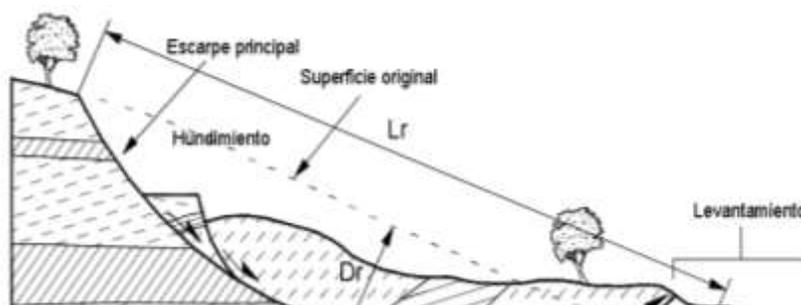


Figura 2.6: Deslizamiento de rotación de una ladera

En la cabeza el desplazamiento aparentemente es semi-vertical y tiene muy poca rotación. No obstante, se puede observar 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 escarpes semi-verticales en los deslizamientos de rotación facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos o progresivos hacia arriba. Dentro del deslizamiento ocurren otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente, ocurren varios sucesivos en su origen pero que conforman una zona de desplazamientos rotacionales independientes (Figura 2.7).

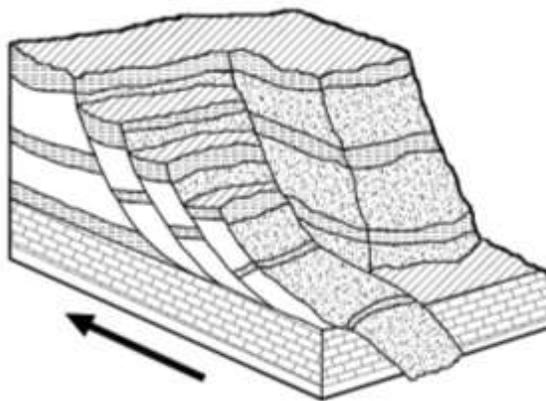


Figura 2.7: Deslizamientos sucesivos dentro de un movimiento general de rotación

Los casos más conocidos de deslizamientos de rotación se presentan en suelos blandos con perfil profundo y en suelos residuales con perfiles meteorizados de gran espesor (Figura 2.8). También se presenta 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.

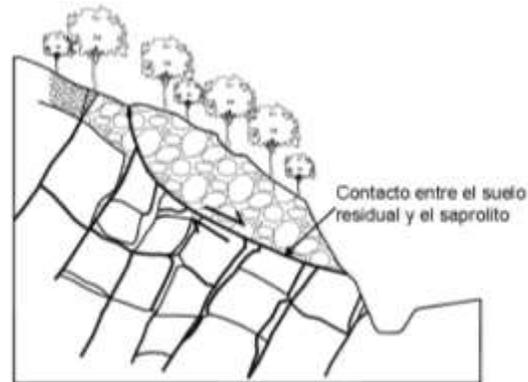


Figura 2.8: Desplazamiento rotacional en suelos residuales

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 (Figura 2.9).

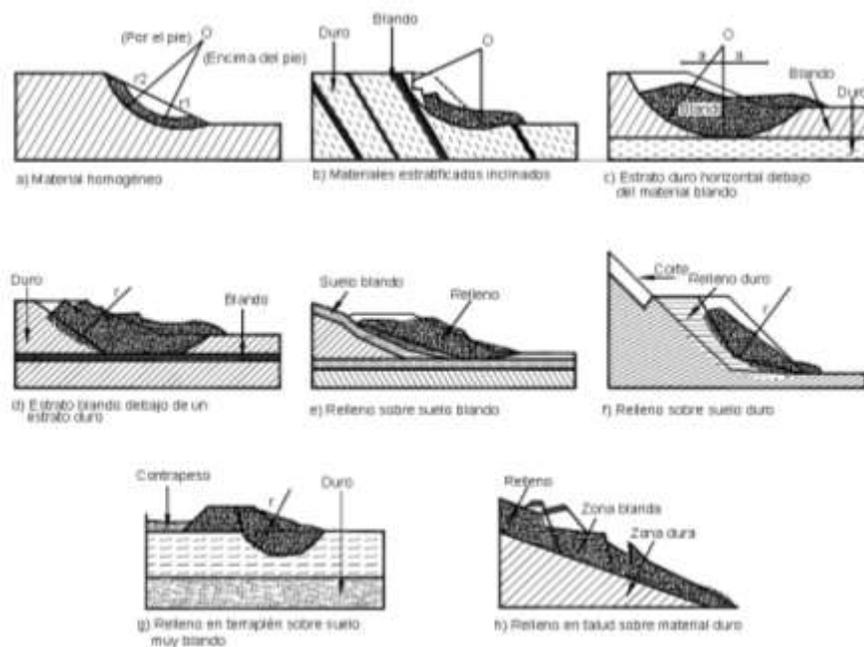


Figura 2.9: Efectos de la estructura en la formación de los desplazamientos de rotación

2.2.4 DESLIZAMIENTO DE TRASLACIÓN

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 rotación o volteo (Figura 2.10). Los movimientos traslacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r de menos de 0.1.

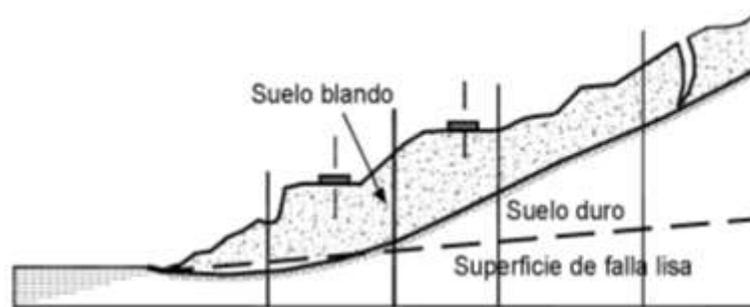


Figura 2.10: Deslizamiento de traslación en una vía.

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.

Influencia de la estructura sobre los deslizamientos de traslación

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies débiles tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación, foliación, “slickensides” o por el contacto entre la roca y los suelos blandos o coluviones (Figura 2.11).

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 deslizamiento de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades, se le puede denominar falla en escalera.

Deslizamientos de traslación en suelos residuales

En los suelos residuales las diferencias en la meteorización profundas propician la presencia de los deslizamientos de traslación.

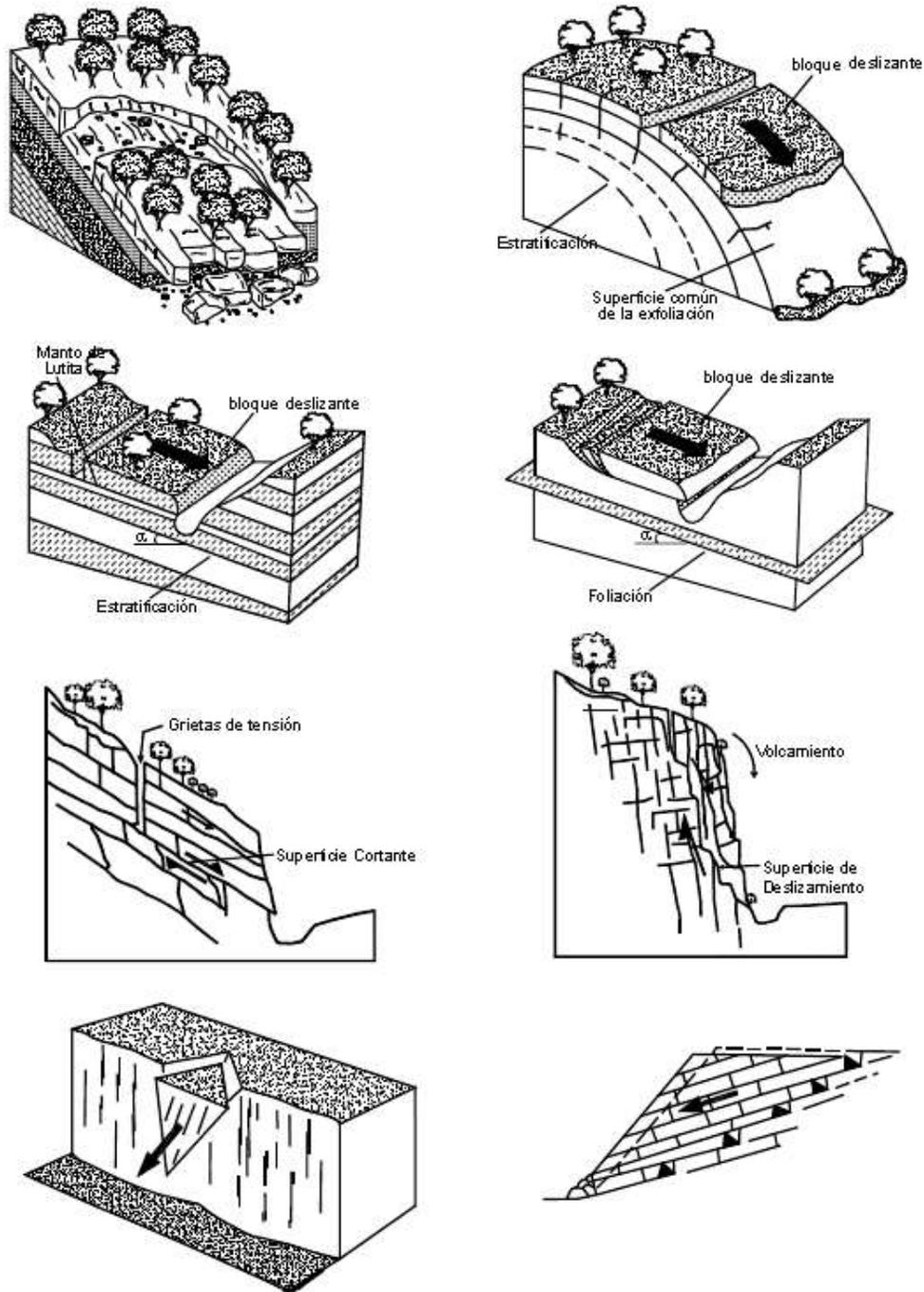


Figura 2.11: Ejemplos de desplazamientos de traslación

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.

Diferencia entre los movimientos de rotación y de traslación

En los movimientos de rotación la relación D/L es mayor de 0.15, mientras en los de traslación D/L es menor de 0.10 (Figura 2.12).

En un movimiento de rotación, la masa trata de auto-estabilizarse, mientras en una traslación, puede progresar indefinidamente a lo largo de ladera hacia abajo.

La diferencia más importante entre los movimientos de rotación y traslación se relaciona con la aplicabilidad o no, de los diversos sistemas de estabilización.

Algunos sistemas de estabilización no son efectivos en los deslizamientos de rotación o de traslación.

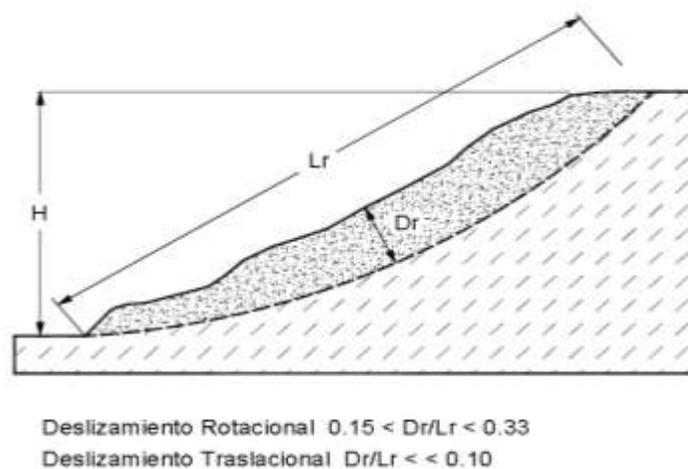


Figura 2.12: Relaciones D/L para deslizamientos de traslación y rotación (Abramson y otros, 2002)

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 solo predomina uno.

2.3 MECANISMOS DE FALLA

La mayoría de los taludes son aparentemente estables y estáticos, pero realmente son sistemas dinámicos en evolución. Un talud estable puede desestabilizarse con el tiempo y la ocurrencia de un deslizamiento es un fenómeno propio de ese proceso (Figura 2.13). Por lo tanto, se requiere conocer detalladamente lo que ocurre dentro de un talud para poder diagnosticar correctamente su comportamiento. Este diagnóstico es un aspecto fundamental en la ciencia de la estabilidad de los taludes. Si el diagnóstico es equivocado, las medidas remediales y/o los procedimientos de estabilización fracasarían.

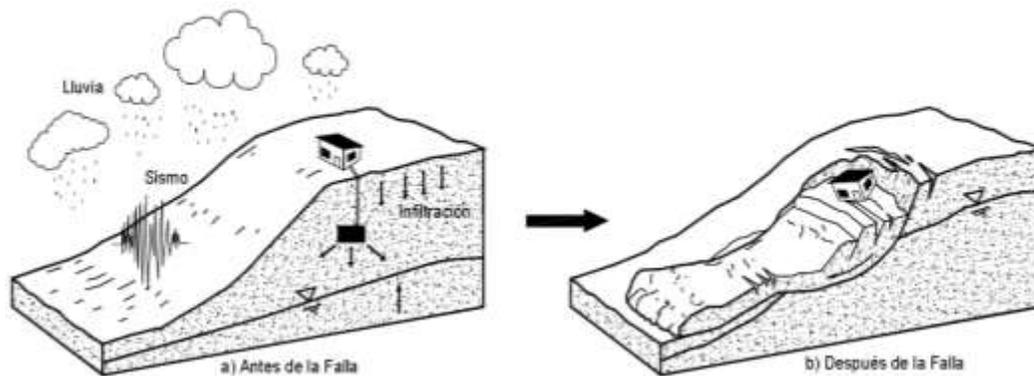


Figura 2.13: El mecanismo de falla es la explicación de la forma como un talud se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores.

Previamente al diseño de las medidas remediales, se debe tener un conocimiento completo de la magnitud de las amenaza, las causas y los mecanismos que la generan.

2.4 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN TALUD

Los procesos que ocurren en un talud son generalmente complejos y dependen de gran cantidad de factores, los cuales interactúan entre ellos para definir un comportamiento. A continuación, se presenta una descripción de algunos de los factores fundamentales que afectan la estabilidad de los taludes.

2.4.1 LA LITOLOGÍA O FORMACIÓN GEOLÓGICA

Cada litología o formación geológica posee un determinado patrón de comportamiento. Por ejemplo: Un granito y una caliza bajo condiciones similares, desarrollan características diferentes de perfil geotécnico y presentan un comportamiento diferente de los taludes como resultado de las diversas características de los materiales (permeabilidad, potencial de meteorización, erosividad, etc.). Si el material que conforma el talud es homogéneo, el modelo conceptual es relativamente sencillo y fácil de interpretar, sin embargo, cuando el talud está formado por varios tipos de roca o suelo, el comportamiento geotécnico de conjunto es diferente al de cada material por separado. Este es el caso de los suelos residuales donde el material completamente descompuesto, tiene un comportamiento muy diferente al del material menos descompuesto, el saprolito o la roca.

En los taludes donde aparecen varios materiales diferentes se debe elaborar un modelo que incluya todos los materiales, cada cual con su comportamiento característico, pero al mismo tiempo, se debe analizar el comportamiento conjunto de los diversos materiales. Por ejemplo, un material permeable sobre otro menos permeable, puede generar niveles de agua colgados, los cuales pueden afectar la estabilidad del conjunto de materiales. Un suelo duro puede fallar al cortante o deslizarse al deformarse un material subyacente menos duro. Generalmente, en una formación geológica se encuentran varios tipos de material y varios patrones de estructura, los cuales conjuntamente, determinan las características de los deslizamientos. Generalmente, cada formación geológica tiene unos patrones típicos que se repiten en los diferentes taludes.

2.4.2 LA MICROESTRUCTURA

Se debe tener en cuenta además de la litología propiamente dicha, tanto la estructura como la microestructura de las partículas que conforman el suelo y la roca. La microestructura incluye la fabrica y la textura de los materiales. Esta define entre otras cosas el ángulo de reposo del material (Figura 2.14), y este a su vez determina la pendiente máxima estable del talud.

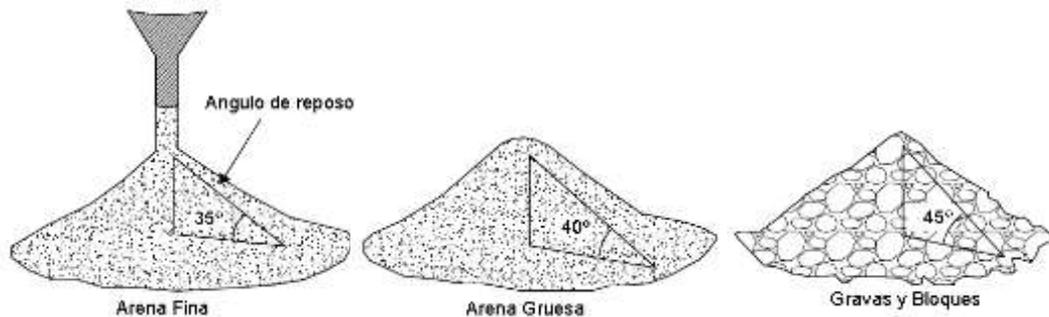


Figura 2.14: el ángulo de reposo depende de la litología, tamaño, la forma y microestructura de las partículas del suelo. La textura gruesa produce un ángulo de reposo mayor

2.4.3 LA ESTRUCTURA GEOLÓGICA

Es común que los deslizamientos ocurran a lo largo de las superficies de debilidad existentes en el suelo o la roca.

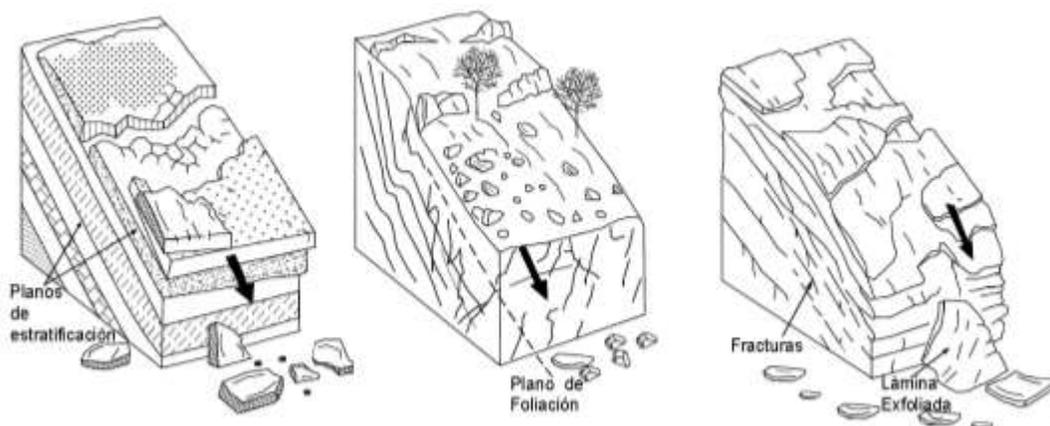


Figura 2.15: Las discontinuidades de la estructura geológica determinan, en muchos casos, la ocurrencia de deslizamientos de tierra

A estas superficies de debilidad se les conoce como la “estructura geológica” la cual está conformada por las discontinuidades, fracturas, planos de estratificación o superficies de debilidad del macizo o talud (Figura 2.15) los elementos de estructura geológica que más comúnmente los deslizamientos son:

2.4.4 LA GEOMORFOLOGÍA

Se define la “geomorfología” como el estudio de las formas de la superficie de la tierra, su origen, los procesos relacionados con su desarrollo y las propiedades de los materiales, con los cual se puede predecir el comportamiento y el futuro estado (Figura 2.16).

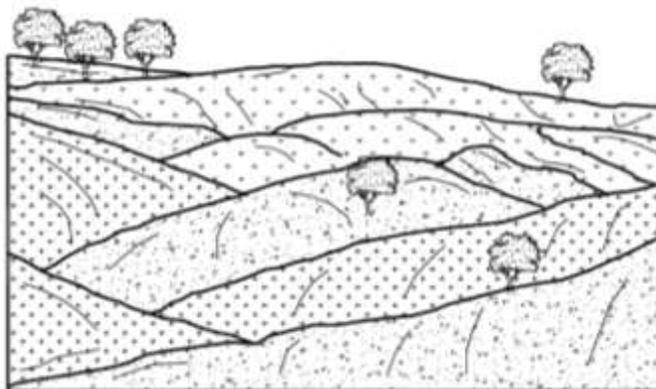


Figura 2.16: Las formas del terreno (geomorfología) muestran la historia, el futuro de la evolución del paisaje y la susceptibilidad a los deslizamientos

Para elaborar el modelo del comportamiento de un talud, es determinante analizar la geomorfología y su efecto sobre los procesos de inestabilidad, los procesos actuales y pasados son la base para los procesos que van a ocurrir. 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.

La geomorfología revela los procesos que están actuando sobre el talud, así como los paleo-procesos que lo han afectado en el pasado y la relación con la litología y otros elementos constitutivos, no solamente de un talud en particular, sino de todo el ambiente de una zona. Por ejemplo una ladera afectada por procesos tectónicos

(morfología con escarpes empinados) posee una morfología diferente a una afectada principalmente por procesos de desopitación (morfología suave u ondulada). El comportamiento de los taludes depende de las características de la geomorfología general del sector.

2.4.5 EL CLIMA Y LA HIDROLOGÍA

El clima en especial la precipitación juega un papel determinante en la estabilidad de los taludes. La presencia o ausencia de agua y temperatura, definen las condiciones para los procesos de meteorización física y química. De igual manera las variaciones en el clima afectan los procesos. Los taludes bajo diferentes condiciones climáticas forman perfiles diferentes que se comportan de forma diferente. Las fuerzas que actúan dentro de un talud cambian al modificarse las condiciones ambientales.

2.4.6 LA HIDROGEOLOGÍA

Para analizar la estabilidad de un talud, se debe tener en cuenta las zonas de infiltración en la parte superior de los taludes, incluyendo la infiltración a muchos kilómetros de distancia (siempre y cuando esta agua pueda afectar los niveles freáticos y corrientes de agua). Otros factores para considerar son la conductividad hidráulica (mejor conocida como permeabilidad) y la porosidad de los materiales del talud.

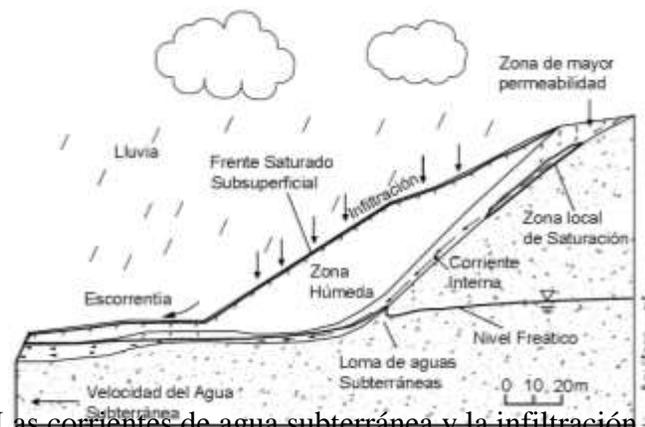


Figura 2.17: Las corrientes de agua subterránea y la infiltración, son parámetros hidrogeológicos importantes en el proceso de activación de deslizamientos

La conductividad facilita la llegada de corrientes de agua y la porosidad afecta la capacidad de almacenamiento de agua de un talud. Se deben identificar además, las fuentes, la localización y las características de los niveles freáticos, las corrientes subterráneas y sus fluctuaciones (Figura 2.17)

2.4.7 LA SISMICIDAD

La sismicidad de las zonas montañosas comúnmente es alta. La mayoría de las cadenas de montañas son el producto de los procesos tectónicos o volcánicos. Los movimientos sísmicos a su vez, pueden activar deslizamientos de tierra. En si en el caso de un sismo, existe el triple efecto de, aumento de la presión de poros y la deformación, asociados con la onda sísmica. En el caso de suelos granulares saturados, se puede llegar a la falla, al cortante y a la licuación.

2.4.8 LA COBERTURA VEGETAL

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.

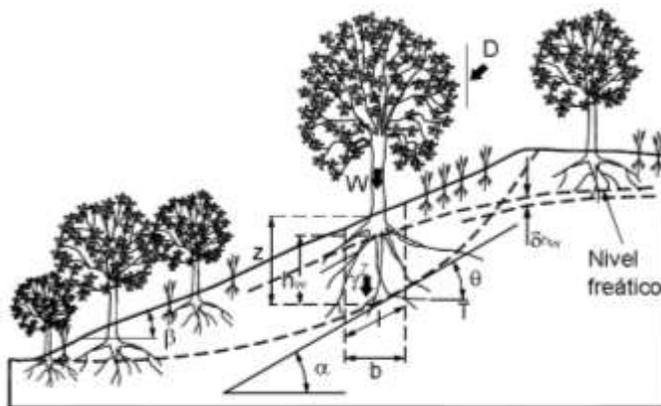


Figura 2.18: Efecto de la vegetación sobre la estabilidad de un talud. Las raíces refuerzan el suelo.

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 (Figura 2.18)

2.4.9 EL EFECTO ANTRÓPICO

El hombre induce cambios en el medio ambiente de un talud pues las actividades humanas tienen una gran influencia sobre su comportamiento especialmente, sobre la activación de los deslizamientos (Figura 2.19).

Las actividades antropicas 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.

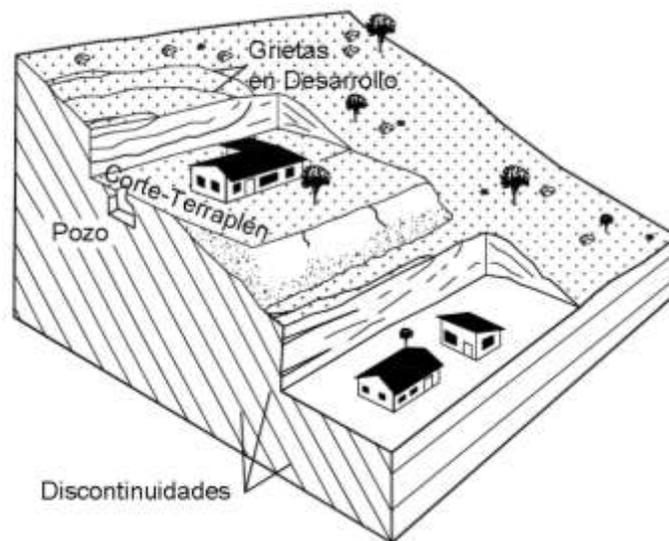


Figura 2.19: Al realizar un corte se puede generar la inestabilización de un talud (Diagrama de Schuster).

2.4.10 EL FACTOR TIEMPO

La mayoría de los procesos que afectan la estabilidad de un talud no ocurren en forma instantánea, sino que por el contrario toman generalmente periodos largos de tiempo (Figura 2.20). En un talud que aparentemente es estable pueden estar ocurriendo fenómenos que conduzcan a una falla.

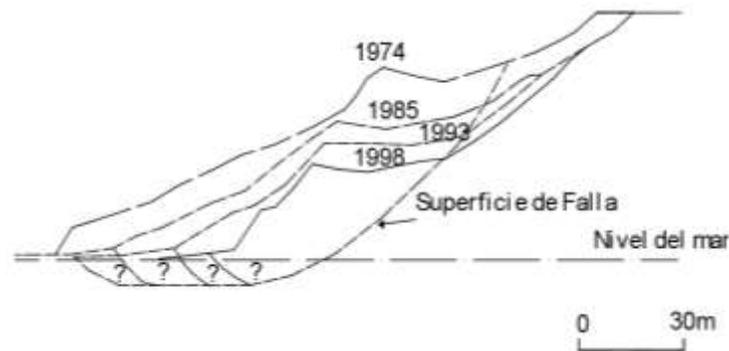


Figura 2.20: Proceso de deslizamiento con el tiempo de un talud en arcilla junto al mar.(Dixon y Bromhead, 2002)

El clima y las condiciones ambientales cambian con el tiempo. Un talud que no presenta evidencias de movimiento en la temporada secas de las zonas tropicales puede moverse en temporadas de lluvias.

Un fenómeno de reptación puede con el tiempo evolucionar a un deslizamiento de traslación.

2.5 MECANISMOS DE FALLA

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo.

2.5.1 CONDICIONES ORIGINALES DEL TALUD (SUSCEPTIBILIDAD)

Todo talud tiene unas propiedades o características físicas como son el relieve, geología, propiedades mecánicas de los materiales y perfiles, condiciones ambientales, cobertura vegetal, etc.

Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

2.5.2 EQUILIBRIO O DESEQUILIBRIO DE FUERZAS (FACTOR DE SEGURIDAD)

En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad.

En la (Figura 2.21) se muestran las masas que tratan de contrarrestarla.

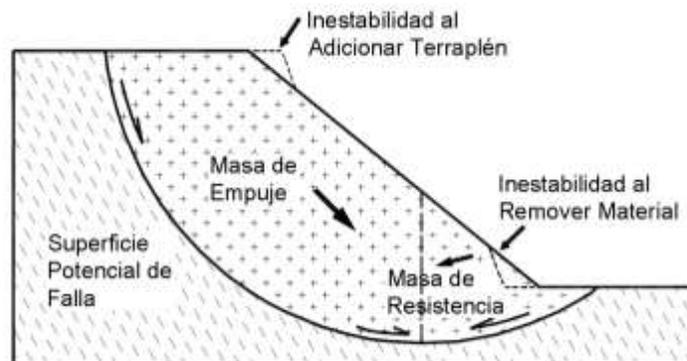


Figura 2.21: Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en un talud.

Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de este, igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud.

2.5.3 EL DETERIORO (MODIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES ORIGINALES)

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Esto incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. Los efectos del deterioro pueden ser lentos o rápidos y se acumulan hasta producir la falla en forma progresiva (Figura 2.22)



Figura 2.22: El efecto del deterioro

Cuando se corta un talud, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

El resultado del deterioro es una disminución en la resistencia al cortante del material, falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc.

Igualmente se puede producir descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, dilución, erosión interna o sifonamiento.

Los factores de deterioro producen movimientos o agrietamientos en el talud, los cuales pueden ser detectados oír medio de los métodos geoacústicos o por inclinómetros (Figura 2.23). El deterioro, con el tiempo, da lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización.

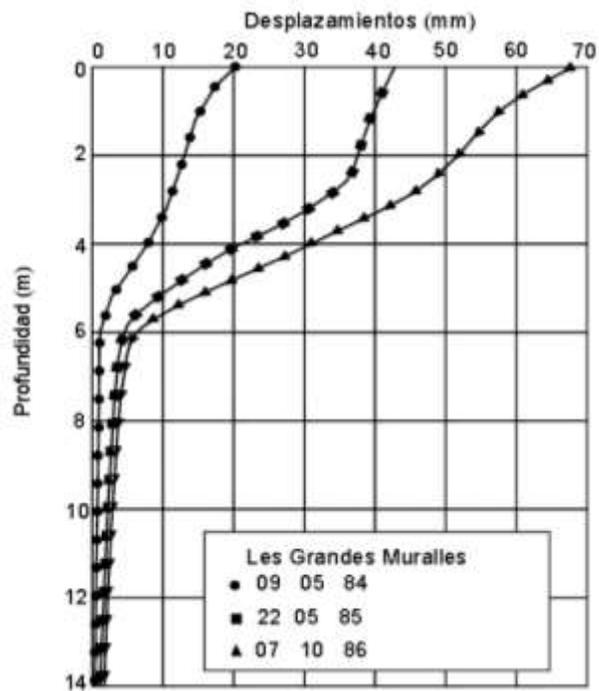


Figura 2.23: Deformación de pre-falla en el deslizamiento de “Las grandes murallas en Francia”

2.5.4 FACTORES DETONANTES (ACTIVACIÓN DEL MOVIMIENTO)

En el fenómeno de detonación o activación de un deslizamiento, actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente, se traslapan con los factores de deterioro. Los deslizamientos pueden activarse en forma instantánea o en forma progresiva. El resultado generalmente es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento.

Los elementos más comunes que pueden generar la activación de un deslizamiento son los siguientes:

- Corte del soporte en el pie del talud por acción de la erosión o de actividades humanas, como la construcción de carreteras.

- Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas.
- Sismos o vibraciones fuertes.
- Colocación de cargas sobre el talud.
- Combinación de algunos de los elementos anteriores.

2.5.5 FORMACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La superficie de falla es una zona de corte de un espesor similar al de un “sándwich”. Los movimientos de las partículas dentro de la superficie de falla (durante el proceso de desplazamiento) son similares a las de un fluido, en el cual las partículas se mueven de forma independiente. En este proceso se forman bandas de flujo dentro de la superficie de falla.

La superficie de falla tiene generalmente una estructura más suelta, con porosidades relativas más altas y una mayor abundancia de agregados discretos. Las partículas están en arreglos heterogéneos y débiles. La superficie de falla se ha dilatado y la microestructura se ha destruido. Esta deformación por dilatación, se genera por el aumento de esfuerzos en el proceso de falla progresiva. El suelo dilatado facilita las deformaciones de cortante.

Si la superficie de falla aumenta significativamente la presión de poros y ocurren aumentos súbitos de esfuerzos, se aumenta la velocidad del movimiento. Se puede presentar un flujo o movimiento relativo entre las partículas o elementos discretos en la zona de falla, inducido por los esfuerzos.

Después de iniciado el movimiento, se puede producir licuación local en la superficie de falla, en el caso de los sismos.

2.6 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

2.6.1 INTRODUCCIÓN

Diferentes suelos con similares propiedades pueden ser clasificados en grupos y subgrupos de acuerdo a su función ingenieril.

Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de manera concisa las características generales de los suelos, los cuales existen en variedad infinita, sin descripciones detalladas.

La mayoría de los sistemas de clasificación de suelos que fueron desarrollados con propósitos ingenieriles están basados en un simple índice de propiedades, tales como la distribución de tamaño de la partícula y la plasticidad.

Pese a que varios sistemas de clasificación están actualmente en uso, ninguno es totalmente definitivo para cualquier tipo de suelo y para todas las aplicaciones posibles debido a la amplia diversidad de propiedades de los suelos.

2.6.2 CLASIFICACIÓN DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRÍA

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Este criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia.

Originalmente el suelo se dividía en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación de tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas de suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son los siguientes:

- **Clasificación Internacional**

Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm.				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra - Arcilla (coloides)

- **Clasificación M.I.T**

Tamaño en mm.									
2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002	
Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (Coloides)	

2.6.3 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR CRIBADO

La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior 0.08 mm. Se determina generalmente mediante un análisis granulométrico por cribado. Para partículas de tamaño inferior al mencionado (0.08 mm.) se emplea la granulometría por sedimentación.

El análisis granulométrico por cribado se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasando a través de una serie de tamices (cuyo tamaño de malla suele ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2), agitando el conjunto. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz. El porcentaje de material que pasa por cada tamiz, determinado de la forma anterior, se representa en un gráfico semilogarítmico. El diámetro de la partícula se presenta en una escala logarítmica

(abscisas), y el porcentaje de material que pasa se representa en escala aritmética (ordenadas). En la (Figura 2.24) siguiente se muestra un ejemplo de esta curva.

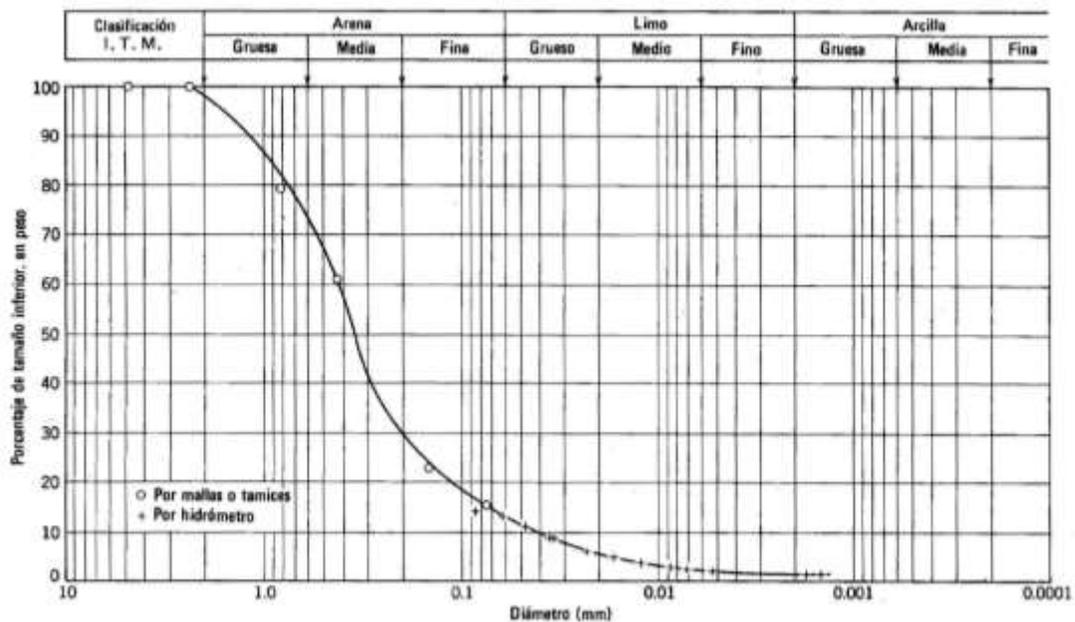


Figura 2.24: Curva granulométrica de un suelo

2.6.4 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR SEDIMENTACIÓN (HIDRÓMETRO)

El análisis granulométrico con el hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua. La prueba del hidrómetro tiene como propósito determinar el tamaño de las partículas menores a 0.075 mm. (malla 20), esta prueba está basada en la ley de Stokes, que dice que la velocidad de sedimentación de las partículas disueltas en un fluido en función de su tamaño. Aplicando esta ley a la mecánica de suelos, podemos determinar el diámetro equivalente de una partícula de suelo, en función de la velocidad con la que esta se sedimenta en una suspensión. Dichas velocidades pueden obtenerse midiendo el peso específico relativo de una suspensión de suelo, a una misma profundidad y en distintos tiempos.

Se debe considerar que la teoría supone las partículas de suelo como equidimensionales, (esféricas), por eso obtenemos el diámetro equivalente de la partícula, sin embargo en la mayoría de los suelos finos, la forma es laminar, y el tamaño de la partícula puede variar considerablemente respecto al diámetro obtenido.

No es raro obtener curvas granulométricas iguales para materiales completamente distintos. Por lo tanto la plasticidad del material es la que realmente identifica a los suelos finos.

Para esta prueba se usan 50 gr de suelo seco pulverizado. Un agente *defloculante* se agrega siempre al suelo. El defloculante más usado para el análisis granulométrico con el hidrómetro es de 125 cc de solución al 4% de exametafosfato de sodio. Se deja que el suelo se sature por los menos 16 horas en el defloculante. Después de este periodo de saturación se agrega agua destilada y la mezcla suelo – agente defloculante es agitada vigorosamente. La muestra se transfiere a una probeta de 1000 ml. Se agrega más agua destilada a la probeta hasta la marca de 1000 ml y luego la mezcla es agitada vigorosamente. Un hidrómetro se coloca dentro de probeta para medir, generalmente durante un periodo de 24 horas, la densidad de sólidos de la suspensión suelo-agua en la vecindad de su bulbo (Figura 2.25). Los hidrómetros están calibrados para mostrar la cantidad de suelo que esta aun en suspensión en cualquier tiempo dado, t . El diámetro máximo de las partículas de suelo aun en suspensión en el tiempo t se determina mediante la ley de Stokes:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Donde:

D = diámetro de la partícula de suelo

G_s = peso específico de los sólidos del suelo

η = viscosidad del agua

γ_w = peso específico del agua

L = longitud efectiva (es decir, longitud medida de la superficie del agua en la probeta al centro de gravedad del hidrómetro; véase la (Figura 2.25)

t = tiempo

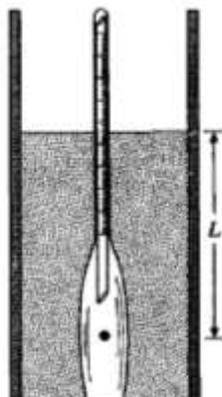


Figura 2.25: Análisis granulométrico con el hidrómetro

Las partículas de suelo con diámetros mayores que los calculados con la ecuación se habrán asentado más allá de la zona de medición. Así, con las lecturas tomadas en tiempos diferentes en el hidrómetro, el porcentaje de suelo más fino que un diámetro dado D puede calcularse y prepararse una grafica de la distribución granulométrica. Los procedimientos de cribado e hidrométrico pueden combinarse para un suelo que tenga granos finos gruesos. En las siguientes (Fotografías 5, 6) se puede observar el procedimiento de laboratorio.



Fotografía 2.3: Prueba del hidrómetro

2.7 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS

En la naturaleza de los suelos son sistemas de tres fases que consisten en partículas de suelo solidas, agua y aire (o gas). Las relaciones de volumen pueden definirse de la siguiente manera:

- **Contenido de humedad (w)**

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

W_s = peso de sólidos

W_w = peso del agua

- **Peso específico húmedo (γ)**

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Donde:

W = peso total del espécimen de suelo = $W_s + W_w$

El peso del aire (W_a), en la masa de suelo se supone insignificante.

- **Peso específico seco (γ_d)**

$$\gamma_d = \frac{W_s}{S}$$

Cuando una masa de suelo está saturada (es decir, todo el volumen de vacios está lleno de agua), el peso específico húmedo de un suelo, resulta igual al peso especifico saturado entonces:

$$\gamma = \gamma_{sat} \quad Si \quad V_v = V_w$$

Mas relaciones útiles pueden desarrollarse, considerando una muestra representativa del suelo en que el volumen de sólidos es igual a la unidad, como se muestra en la (figura 52b). Note que si $V_s = 1$, entonces $V_v = e$ y el peso de los sólidos del suelo es:

$$W_w = G_s \cdot \gamma_w$$

Donde:

G_s = peso específico de los sólidos del suelo.

γ_w = peso específico del agua (9.81 KN/m³, o 62.4 lb/pies³)

así también se tiene que el peso del agua $W_w = w \cdot W_s$. Entonces, para la muestra del suelo bajo la consideración de que, $W_w = w \cdot W_s = w \cdot G_s \cdot \gamma_w$. Ahora para la relación general para el peso unitario húmedo dado en la ecuación del peso específico húmedo tenemos:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 + w)}{1 + e}$$

Similarmente, el peso específico seco es:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

De las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$$

Si una muestra de suelo está saturada:

$$V_v = e$$

También para este caso:

$$V_v = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{w \cdot G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_w} = w \cdot G_s$$

Entonces:

$$e = w \cdot G_s \text{ (unicamente para suelo saturado)}$$

El peso específico del suelo saturado es:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e}$$

Relaciones similares a las anteriores ecuaciones en términos de porosidad, también se obtienen considerando una muestra de suelo representativa con volumen unitario. Estas relaciones son:

$$\gamma = G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 - \eta)(1 + w)$$

$$\gamma_d = (1 - \eta) \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = [(1 - \eta) \cdot G_s + \eta] \cdot \gamma_w$$

En la (tabla 2) se proporciona varias relaciones útiles para γ , γ_d y γ_{sat} .

Excepto para la turba y en suelos altamente orgánicos, el rango general de los valores del peso específico de los sólidos de los suelos (G_s) encontrados en la naturaleza es bastante pequeño. La (tabla 2.1) proporciona algunos valores representativos. Note que en la mayoría de los suelos no cohesivos, la relación de vacíos varía entre 0.4 y 0.8. Los pesos específicos secos en esos suelos caen generalmente dentro de un rango de aproximadamente de 90 a 120 lb/pies³ (14 – 19 KN/m³).

Tipo de suelo	G_s
Arena de cuarzo	2.64–2.66
Limo	2.67–2.73
Arcilla	2.70–2.9
Yeso	2.60–2.75
Loes	2.65–2.73
Turbo	1.30–1.9

Tabla 2.1: Pesos específicos de algunos suelos

2.8 ESTADOS DE CONSISTENCIA

El comportamiento de un suelo está muy influenciado por la presencia de agua en su seno. Este hecho se acentúa cuanto menor es el tamaño de las partículas que componen dicho suelo, siendo especialmente relevante en aquellas donde predomine el componente arcilloso, ya que en ellos los fenómenos de interacción superficial se imponen a los de tipo gravitatorio. Por ello, resulta muy útil los límites entre los diversos **estados de consistencia** que pueden darse en los suelos coherentes en función de su grado de humedad: líquido, plástico, semisólido, y sólido.

- **Líquido**

La presencia de una cantidad excesiva de agua anula las fuerzas de atracción interparticular que mantienen al suelo, la cohesión, y lo convierten en papilla, un líquido viscoso sin capacidad resistente.

- **Plástico**

El suelo es fácilmente moldeable, presentando grandes deformaciones con la aplicación de esfuerzos pequeños. Su comportamiento es plástico, por lo que no recupera su estado inicial una vez cesado el esfuerzo. Mecánicamente no es apto para resistir cargas adicionales.

- **Semisólido**

El suelo deja de ser moldeable, pues se quiebra y resquebraja antes de cambiar de forma. No obstante, no es un sólido puro, ya que disminuye de volumen si continúa perdiendo agua. Su comportamiento mecánico es aceptable.

- **Sólido**

En este estado el suelo alcanza la estabilidad, ya que su volumen no varía con los cambios de humedad. El comportamiento mecánico es óptimo. Las humedades correspondientes a los puntos de transición entre cada uno de estos estados definen los límites líquido (LL), plástico (LP) y de retracción (LR) respectivamente como se muestra en la (Figura 2.26)

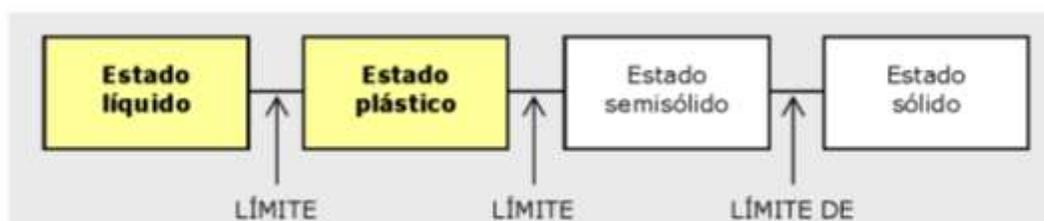


Figura 2.26: Fundamentos

Para realizar esta tarea, existen dos procedimientos de ensayo muy extendidos: los **límites de Atterberg** (NLT – 105 y NLT – 106) y el **equivalente de arena** (NLT – 113), si bien el primero es más preciso que el segundo.

2.8.1 LÍMITES DE ATTERBERG

Atterberg fue el primero que relaciono el grado de plasticidad de un suelo con su contenido de agua o **humedad**, expresado en función del peso seco de la muestra. También fue el quien definió los cuatro estados de consistencia de los suelos y determino los límites entre ellos, observando la variación de diferentes propiedades físicas y mecánicas. De los límites anteriormente mencionados, interesa especialmente la determinación de los umbrales de los estados líquido (límite líquido) y plástico (límite plástico), ya que estos presentan una alta deformabilidad del suelo y una drástica reducción de su capacidad portante. Afinando más todavía, el interés se centra en determinar el intervalo de humedad para el cual el suelo se comporta de manera plástica, es decir, su **plasticidad**.

El **límite líquido** se determina mediante el método de la cuchara de Casagrande (NLT -105). El ensayo se basa en la determinación de cantidad de agua mínima que puede contener una pasta formada por 100 grs. de suelo seco que haya pasado por el tamiz 0.40 UNE. Para ello, se coloca sobre el mencionado artefacto y se acciona el mecanismo de este, contándose el número de golpes necesario para cerrar un surco realizado previamente con una espátula normalizada en una longitud de 13 mm.

El ensayo se dará por válido cuando se obtengan dos determinaciones, una de entre 15 y 25 golpes, y otra de entre 25 y 35. La humedad correspondiente al límite líquido será la correspondiente a 25 golpes, y se determinará interpolando en una gráfica normalizada las dos determinaciones obtenidas experimentalmente.

El **límite plástico** se determina de una manera si cabe más rotundamente: se define como la menor humedad de un suelo que permite realizar con el cilindro de 3 mm. de diámetro sin que se desmoronen, realizándose dos determinaciones y hallando la media.

Este ensayo se realiza con 200 grs. de muestra seca y filtrada a través del tamiz 0.40 UNE, como el caso anterior. En la (Figura 2.27) se muestra la cuchara de Casagrande.

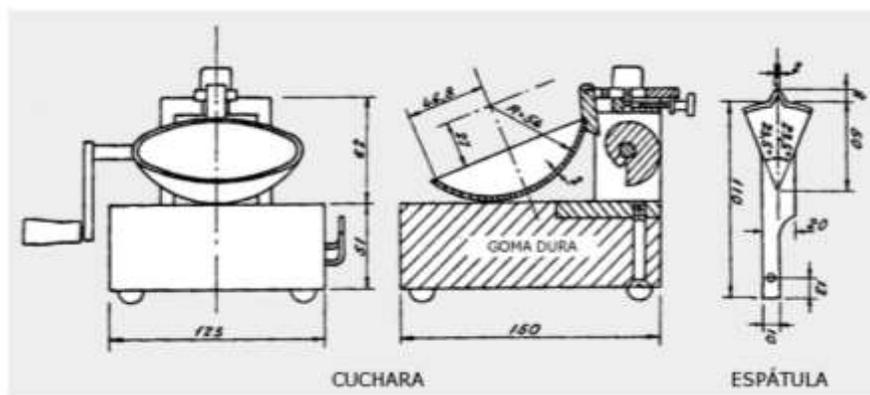


Figura 2.27: Cuchara de Casagrande

A la diferencia entre ambos límites se denomina **índice de plasticidad (IP)**, y da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo; un suelo muy plástico tendrá un alto índice de plasticidad:

$$IP = LL - LP$$

En la siguiente (Tabla 2.2) se muestran los rangos de valores más frecuentes de todos estos parámetros en diferentes tipos de suelos:

Valores típicos de consistencia del suelo				
PARÁMETRO		TIPO DE SUELO		
		Arena	Limo	Arcilla
LL	Límite líquido	15 - 20	30 - 40	40 - 150
LP	Límite plástico	15 - 20	20 - 25	25 - 50
LR	Límite de retracción	12 - 18	14 - 25	8 - 35
IP	Índice de plasticidad	0 - 3	10 - 15	10 - 100

Tabla 2.2: Valores típicos de consistencia del suelo

2.9 CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO (SUCS) Y EL MÉTODO AASHTO

2.9.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO (SUCS)

Fue A. Casagrande quien en 1942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II guerra mundial.

Esta clasificación divide los suelos en:

- Suelos de grano grueso.
- Suelos de grano fino.
- Suelos orgánicos.

Los suelos de granos grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz N° 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz N° 200 y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres en inglés de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

Suelos gruesos, se dividen en gravas (G) y arena (S), y se separan con el tamiz N° 4 y pertenecerá al grupo arena en caso contrario.

Suelos finos, el sistema unificado considera los suelos finos divididos entre grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas ©, limos y arcillas orgánicas (O). Cada uno de estos suelos se subdivide a su vez según su límite líquido, en dos grupos cuya frontera es $LL = 50\%$. Si el límite líquido del suelo es menor de 50% se añade al símbolo general la letra (L, low compressibility). Si es mayor de 50% se añade la letra (H, high compressibility). En las siguientes (Tablas 2.3, 2.4) se muestran dichos símbolos y su significación:

Símbolos de grupo (SUCS)			
TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrementemente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Tabla 2.3: Símbolos de grupo del sistema

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno u otro tipo de suelo: Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleándose una doble nomenclatura; por ejemplo, una grava bien graduada que contenga entre un 5 y un 12% de finos se clasificara como GW-GM.

Tipología de suelos (SUCS)			
SÍMBOLO	Características generales		
GW	GRAVAS (> 50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
GP			Pobrementemente graduadas
GM		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
GC			Componente arcilloso
SW	ARENAS (< 50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
SP			Pobrementemente graduadas
SM		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
SC			Componente arcilloso
ML	LIMOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
MH		Alta plasticidad (LL > 50)	
CL	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL < 50)	
CH		Alta plasticidad (LL > 50)	
OL	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
OH		Alta plasticidad (LL > 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Tabla 2.4: Tipología de suelos según el sistema unificado

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad. En este diagrama, conocido como la **carta de Casagrande** (Figura 2.28) de los suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites:

$$\text{Línea A: } IP = 0.73 * (LL - 20); \quad \text{Línea B: } LL = 50$$

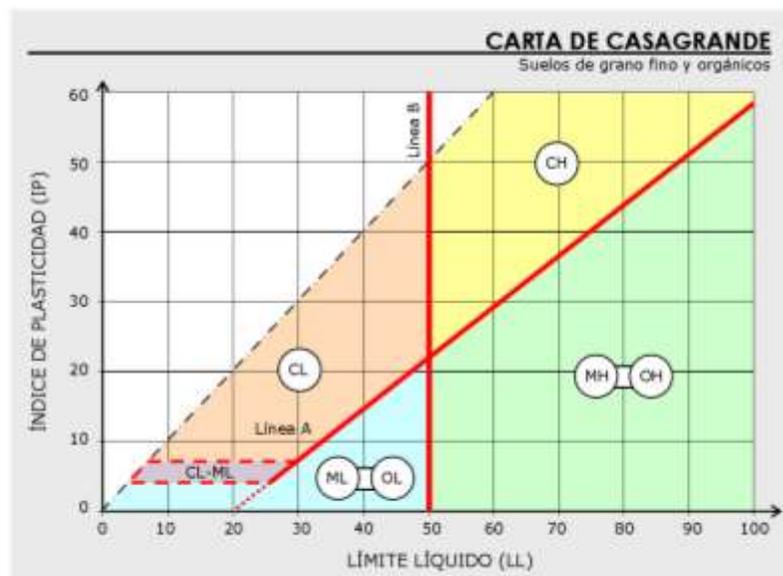


Figura 2.28: Carta de plasticidad de Casagrande para los suelos cohesivos

2.9.2 CLASIFICACIÓN DE SUELOS METODO AASTHO

Ha sido en Estados Unidos que se han desarrollado la mayor parte de clasificaciones empíricas de suelos.

Una de las más populares en carreteras es la empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y que fue originalmente desarrollada por los ilustres geotécnicos Terzaghi y Hogentogler para el Bureau of Public Roads norteamericano. Inspirada en el modelo de Casagrande, considera **siete grupos** básicos de suelos, numerados desde el A-1 hasta el A-7. A su vez, algunos de estos grupos presentan subdivisiones; así, el A-1 y el A-7 tienen dos subgrupos y el A-2, cuatro.

Los únicos ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo u otro son el **análisis granulométrico** y los **límites de Atterberg**.

En la (Tabla 2.5) se muestra la clasificación de suelos AASHTO, en lo que recogen todas las características exigibles a cada grupo y subgrupo, en el caso de que exista suelo

Si queremos determinar su posición relativa dentro del grupo, es necesario introducir el concepto de **índice de grupo (IG)**, expresado como un número entero con un valor comprendido entre 0 y 20 en función del porcentaje de suelo que pasa a través del tamiz #200 ASTM (0.080 UNE):

$$IG = 0.2 \cdot a + 0.005 \cdot a \cdot c + 0.01 \cdot b \cdot d$$

Donde:

a = es el porcentaje en exceso sobre 35, de suelo que pasa por dicho tamiz, sin pasar de 75. Se expresa como un número entero de valor entre 0 y 40.

b = es el porcentaje en exceso sobre 15, de suelo que atraviesa, el tamiz, sin superar un valor de 55. Es un número entero que oscila entre 0 y 40.

c = es el exceso de limite liquido (LL) sobre 40, y nunca superior a 60. Se expresa como un número entero comprendido entre 0 y 20.

D = es el exceso de índice de plasticidad (IP) sobre 10, nunca superior a 30. Es también un número entero positivo comprendido entre 0 y 20.

T.48		Clasificación de suelos AASTHO												
DIVISIÓN GENERAL	Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)						Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)							
	A-1		A-3		A-2		A-4		A-5		A-6		A-7	
GRUPO	A-1-a	A-1-b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6	A-7		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)														
Serie ASTM	# 10	≤ 50												
	# 40	≤ 30	≤ 50	≥ 51										
	# 200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)														
Límite líquido	≤ 40		≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	> 41 (IP < LL-30) (IP > LL-30)	
	≤ 10		≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≥ 11	≤ 10	≥ 11	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	
Índice de plasticidad	≤ 6		NP											
ÍNDICE DE GRUPO	0		0	0	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	
TIPOLOGÍA	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina		Gravas y arenas limosas o arcillosas		Suelos limosos		Suelos arcillosos		Suelos arcillosos		Suelos arcillosos	
CALIDAD	EXCELENTE A BUENA						ACEPTABLE A MALA							

Tabla 2.5: Clasificación de suelos AASTHO

2.10 PARÁMETROS FUNDAMENTALES DE LOS SUELOS

2.10.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo (Figura 2.29)

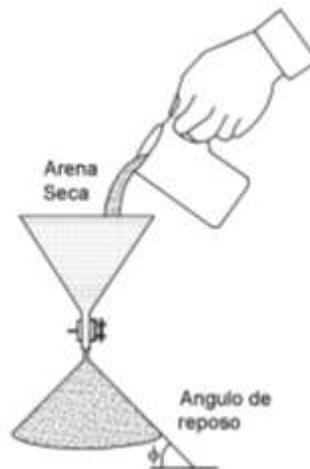


Figura 2.29: El ángulo

Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: $\phi = 0$.

El ángulo de fricción (ϕ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.

- Tamaño de las partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
- Forma de los granos o partículas, ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien gradados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica o micro estructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de pre consolidación.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir.

En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de pre consolidación.

2.10.2 COHESIÓN

La cohesión es una medida de la cementación entre las partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia a la tensión. En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina suelos friccionantes o “no cohesivos” ($C = 0$).

En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión “aparente” desaparece con la saturación.

2.11 REQUERIMIENTOS BÁSICOS DE RESISTENCIA

2.11.1 CONDICIONES ESPECIALES DE CARGA

En ocasiones, se requiere realizar el análisis de las condiciones especiales de carga. Por ejemplo si la fundación de arcilla es muy débil (cuando es incapaz de soportar las cargas impuestas por un terraplén) la estabilidad del terraplén se puede mejorar colocando solamente, una porción del relleno planeado.

En este caso se puede realizar un análisis de consolidación y el aumento en resistencia. En ocasiones, se requiere analizar la estabilidad de los taludes por la acción de sobrecargas colocadas provisionalmente durante la construcción, como depósitos de materiales y paso de maquinaria pesada.

Dependiendo de si la carga es temporal o permanente y el suelo drena rápidamente o no, se utilizarían en el análisis, las resistencias drenadas o no-drenadas.

En las presas de tierra se puede requerir realizar análisis con diferentes niveles de agua y en el caso específico del descenso rápido del nivel del embalse.

2.11.2 MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud, es esencial para el análisis representativo de la estabilidad de sus condiciones reales, aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in – situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte, son los ensayos de laboratorio.

No obstante, los valores de resistencia al cortante determinado en los ensayos de laboratorio, depende de factores tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo. Las envolventes de falla para suelos y rocas generalmente no son lineales en un rango amplio de esfuerzos, por esta razón, los ensayos deben ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño. Por ejemplo, para los deslizamientos poco profundos, deben utilizarse esfuerzos normales (pequeños) y para fallas profundas, esfuerzos normales (mayores).

La diferencia entre la rata de carga aplicada en un ensayo de laboratorio y la situación real, es sustancial. La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción de las cargas dinámicas que son aplicadas en periodos muy cortos de tiempo. La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varia con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

2.11.3 DETERMINACIÓN DEL RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE MEDIANTE EL ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

El ensayo de compresión simple proviene de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1:2 (Fotografía 2.4). La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión. Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no-drenada de suelos cohesivos. Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga.



Fotografía 2.4: Ensayo de compresión simple

Generalmente el valor de la resistencia no-drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia inconfinaada.

$$S_u = \frac{1}{2} q_u$$

En todos los casos, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizar como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio, debido a la incertidumbre asociada con el ensayo, el muestreo y su preparación.

2.12 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

La modelación matemática de los taludes es parte de la práctica de la ingeniería, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes artificiales (Figura 2.30).

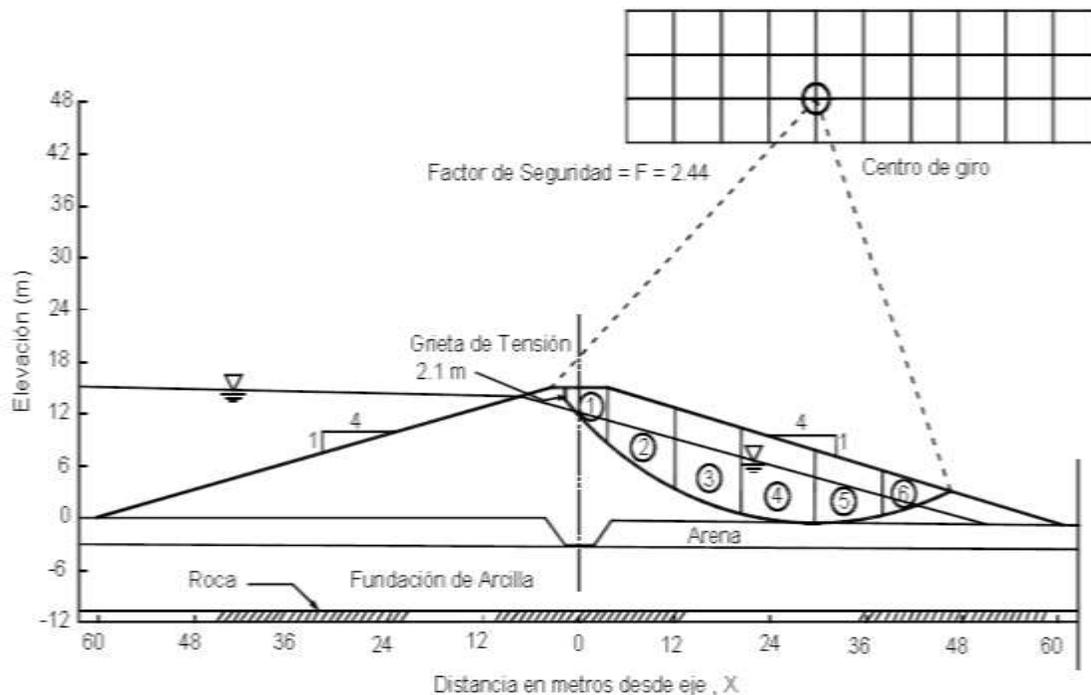


Figura 2.30: Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes (U.S. Corps of Engineers)

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo de análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecánicos potenciales de falla (analizar como ocurre la falla).
- Determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (Efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

2.12.1 HERRAMIENTAS DISPONIBLES PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

Para el análisis de estabilidad de taludes se dispone de varias herramientas tales como:

- **Tablas o ábacos**

Se han elaborado tablas y ábacos para calcular en forma rápida y sencilla, los factores de seguridad para una variedad de condiciones.

- **Análisis gráficos**

Históricamente, se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes. Estos sistemas gráficos son poco usados actualmente.

- **Cálculos manuales**

La mayoría de métodos de análisis se desarrollaron para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo con fórmulas simplificadas.

- **Hojas de calculo**

Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, las cuales pueden utilizarse para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.

- **Uso de “Software”**

La técnica de análisis que se escoja depende de las características de los sitios y del modo potencial de falla; dando especial consideración a las fortalezas, las debilidades y las limitaciones de cada metodología de análisis. Se recomienda en lo posible, utilizar programas de computador.

2.12.2 CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO

Un análisis de límite de equilibrio permite obtener un factor de seguridad o a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud.

Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

La mayoría de los métodos de límite de equilibrio tienen en común, la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla.

Las variaciones principales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla.

2.12.3 FACTOR DE SEGURIDAD (F.S.)

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cual es el factor de amenaza para que el talud falle en peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presento 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:

$$F.S. = \frac{\textit{Resistencia al cortante disponible}}{\textit{Esfuerzo al cortante actuante}}$$

En las superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes.

$$F.S. = \frac{\textit{Momento resistente disponible}}{\textit{Momento actuante}}$$

Existen además, otros sistemas para plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura critica y altura real del talud, métodos probabilísticos, así como tablas empíricas locales basadas en el comportamiento típico de los taludes.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “límite de equilibrio” donde el criterio de Coulomb es satisfecho a lo largo de una superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad.

Otro criterio es dividir la masa que se va a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \frac{\Sigma \text{Resistencias disponibles al cortante}}{\Sigma \text{Esfuerzos al cortante}}$$

$$F.S. = \frac{\text{Momentos resistentes disponibles}}{\text{Momentos actuantes}}$$

2.12.4 SUPERFICIE DE FALLA

El término de superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie de asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud (Figura 2.31); sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente.

En los métodos de límite de equilibrio el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla.

Generalmente, se asume en gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina “superficie crítica de falla”.

Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis.

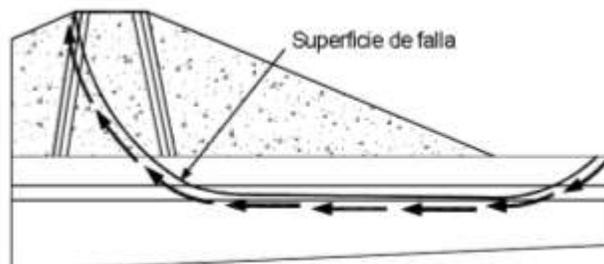


Figura 2.31: Superficie de falla y dirección de la resistencia al cortante.

2.12.5 FORMAS DE SUPERFICIE DE FALLA

Las técnicas de límite de equilibrio se utilizan cuando las fallas corresponden a los deslizamientos de traslación o de rotación sobre superficies de falla determinadas (Figura 2.32).

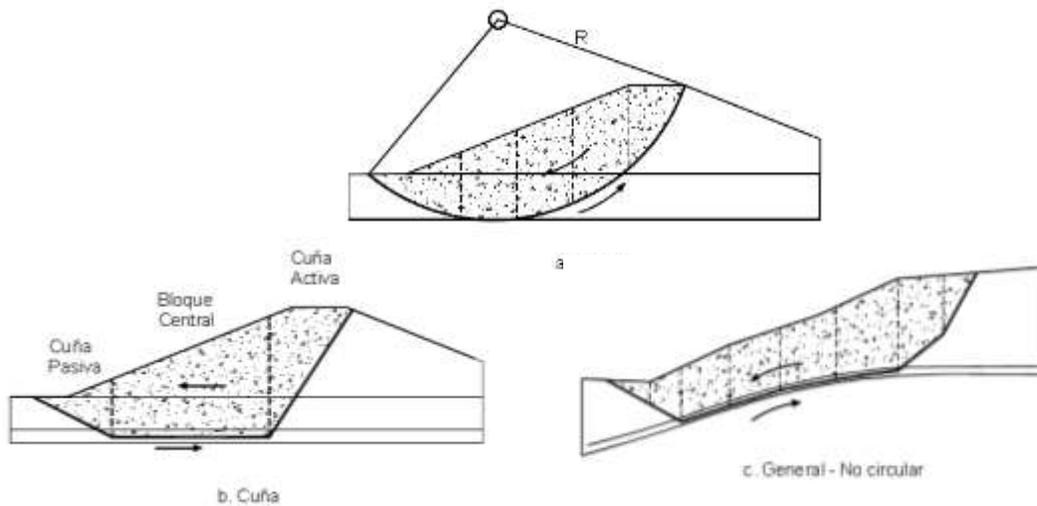


Figura 2.32: Formas de la superficie de falla

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de estas. En los últimos años, se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica.

2.14.6.2 ANÁLISIS DE SUPERFICIES

En los suelos o rocas blandas, las superficies de falla a deslizamiento, tienden a tener una superficie curva. A estas superficies se les conoce como “Círculos de falla o superficies de falla rotacionales”. En los análisis de estabilidad, se debe determinar la localización de la superficie crítica de falla y el factor de seguridad a lo largo de esta superficie.

2.12.6 MÉTODOS DE LÍMITE EQUILIBRIO

Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso de las técnicas de límite de equilibrio. Este sistema supone que

en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0. El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se ha ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius. Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados (Figura 2.33).

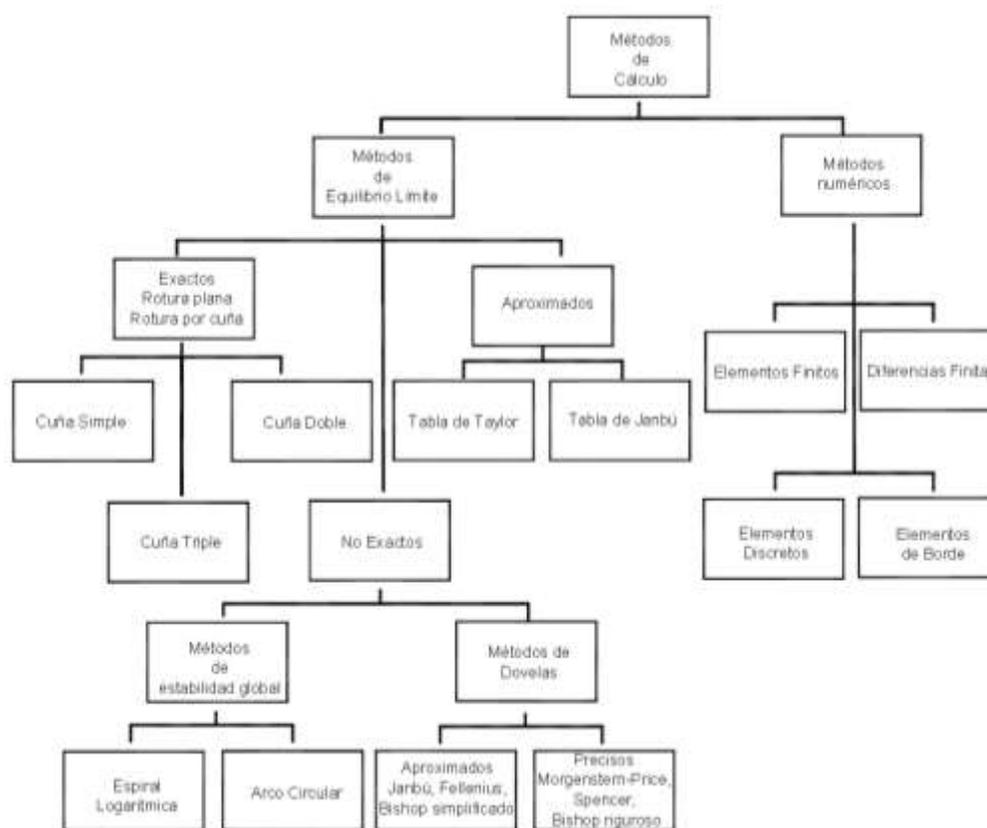


Figura 2.33: Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.

Tabla 2.6: Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Los métodos de Bishop y Janbu han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price y Spencer, ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de estos posee un cierto grado de precisión. En la (Tabla 2.6) se muestran algunos de los métodos más utilizados.

2.13 MÉTODO ORDINARIO O DE FELLENIUS

El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 2.34):

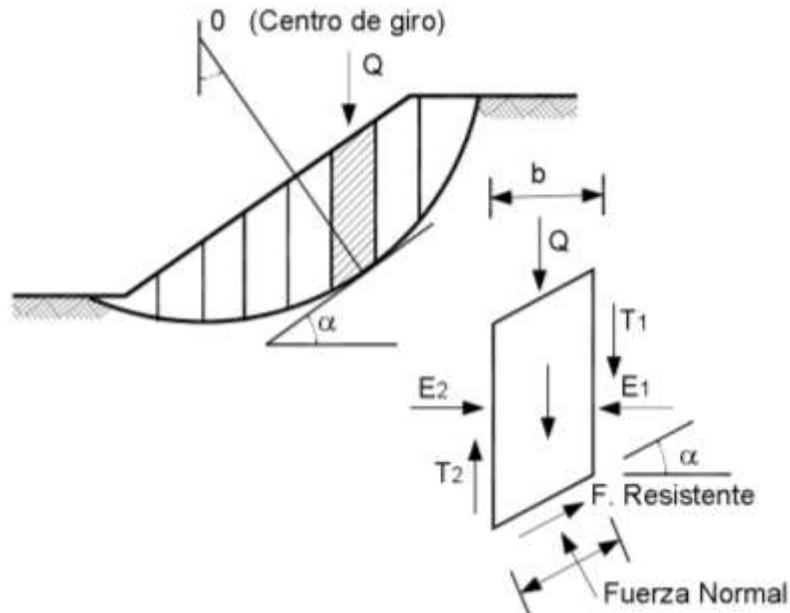


Figura 2.34: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierra y cortante en la paredes entre dovelas, no son consideradas por Fellenius.

Al realizar la sumatoria de momentos son respecto al centro del círculo, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\Sigma[C'.\Delta l + (W \cdot \cos\alpha - u \cdot \Delta l \cdot \cos^2\alpha) \cdot \text{Tan}\phi']}{\Sigma W \cdot \text{sen}\alpha}$$

Donde:

Δl = Longitud de arco de círculo en la base de la dovela.

W = Peso total de cada dovela

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

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \cdot h_w$

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

La ecuación anterior se conoce como ecuación de **Fellenius**.

El método ordinario o de Fellenius solamente satisface los equilibrios de momentos y no satisface el equilibrio de fuerzas. Para el caso de $\phi = 0$, el método ordinario da el mismo valor del factor de seguridad que el método del arco circular. Los análisis del método de Fellenius son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o el computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor.

Algunos autores recomiendan que el método ordinario no se utilice para diseño, sino solamente como una base de referencia. Generalmente, el método ordinario da factores de seguridad menores que otros métodos.

2.14 MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Todos los métodos correctivos siguen una o las mismas líneas de acción:

- 1.- Evitar la zona de falla.
- 2.- Reducir las fuerzas motoras.
- 3.- Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía sea el horizontal o el vertical; a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos:

Remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

La línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes, algunas de éstas son: el subdrenaje que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial, La construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

A. Método de Elusión

Uno de los problemas que mejor responden a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca, con echado desfavorable a la vía; en estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la elevación de la rasante puede reducir mucho los problemas.

B. Métodos de Excavación

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz. La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes y su costo es relativamente bajo.

C. Abatimiento de Taludes

Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el

cuerpo del talud. Al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros. (Figura 2.35)

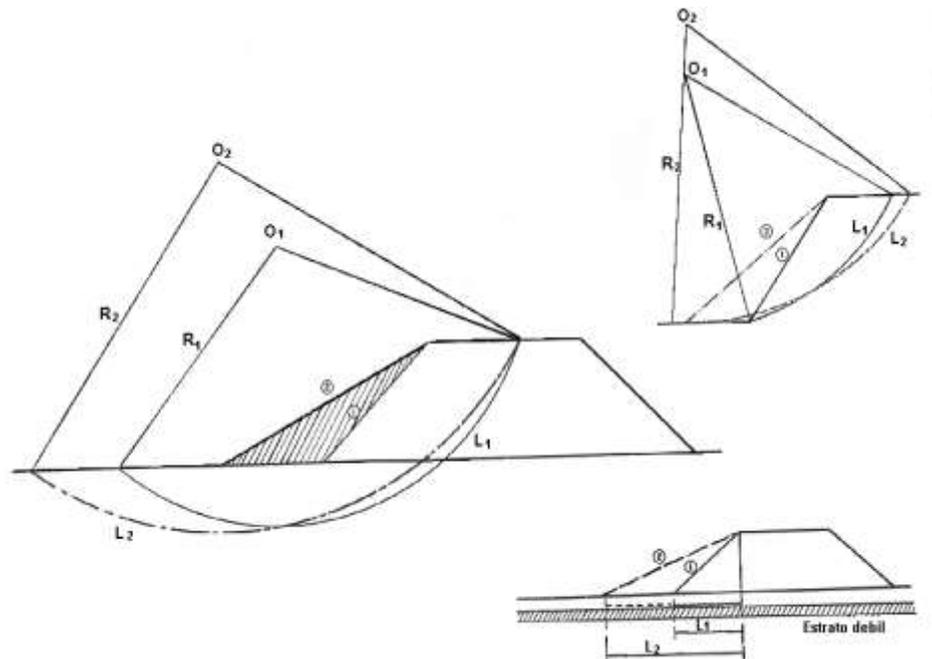


Figura 2.35: Abatimiento de Taludes

D. Empleo de Bermas y Escalonamientos

Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad (ver Figura 2.36).

El uso de la berma tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes; de hecho, en muchos casos, la construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud.

La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y más profunda. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el corte contra la

erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento.

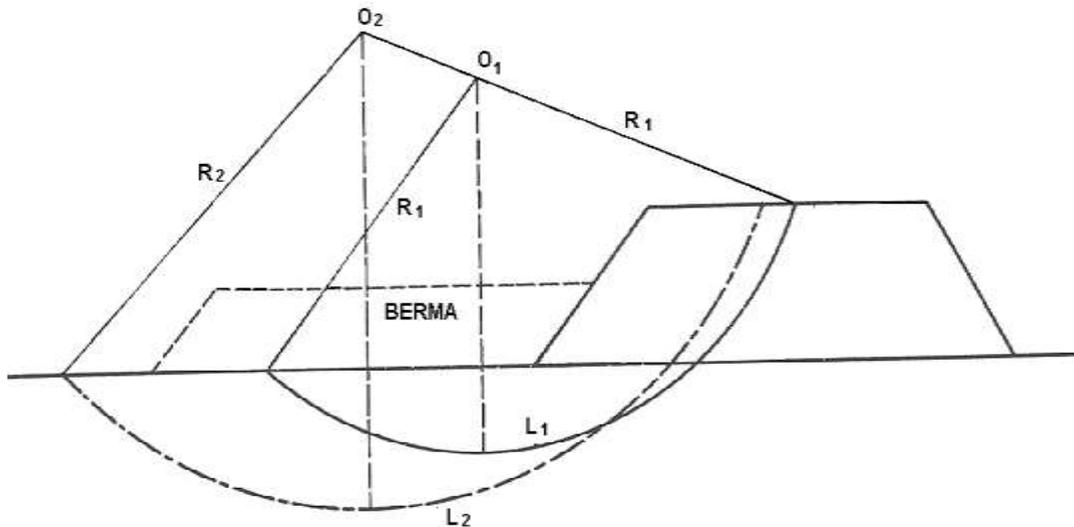


Figura 2.36: Efecto de una Berma

E. Empleo de Materiales Ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, y sólo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas. Basta decir que lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico.

El tezontle, espuma basáltica volcánica, con peso volumétrico comprendido por lo general entre 0.8 y 1.2 ton/m³.

F. La Consolidación Previa de Suelos Compresibles

La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr también por alguno de los métodos siguientes:

a).- Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad

1.- Construcción anticipada o por etapas.

2.- Uso de materiales ligeros.

- 3.- Bermas estabilizadoras.
- 4.- Drenaje interceptor.

b).- Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento

- 1.- Construcción por etapas.
- 2.- Sobrecargas.
- 3.- Compactación con equipos pesados

c).- Por requerimiento de estabilidad y asentamiento

- 1.- Construcción por etapas o con sobrecargas.
- 2.- Drenes verticales de arena.
- 3.- Combinación de cualquiera de los métodos anteriores.

G. Empleo de Materiales Estabilizantes

Un aspecto de esta solución es el añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de solución es más factible en terraplenes. Las sustancias que más normalmente se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

H. Empleo de Estructuras de Retención

El uso de muros en celosía, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que sean de temer (Figura 2.37). De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención.

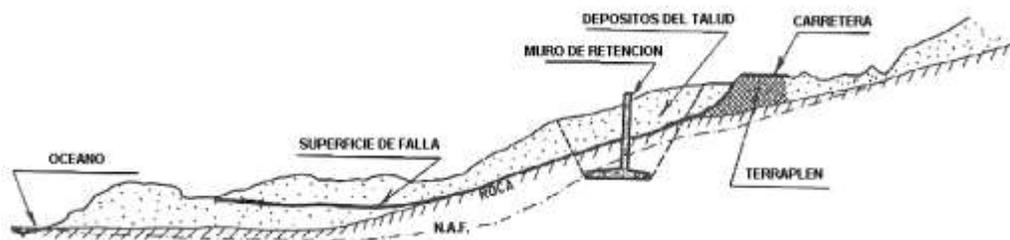


Figura 2.37: Esquema de Posición de un Muro de Retención

Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes y también se construyen al pie de cortes para disminuir la altura de cortes. Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería, concretos lanzados, losas delgadas de concreto, riesgos asfálticos, etc. Respondiendo a criterios similares, se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes y caídas.

I. Empleo de Pilotes

El pilotaje (Figura 2.38) constituye seguramente la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes, y este método sólo es apropiado en deslizamientos superficiales, los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre los pilotes, aun suponiendo que éstos resistiesen.

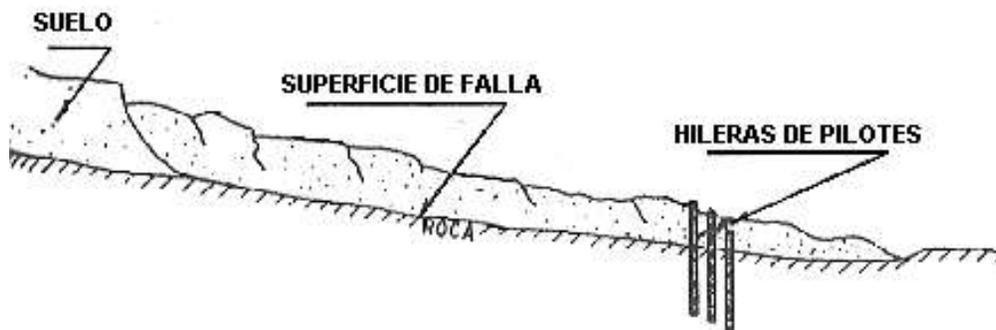


Figura 2.38: Estabilización de una Falla por Pilotes

J. Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante. El método en si consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla, la (Figura 2.39) muestra un croquis con una aplicación práctica del mismo.

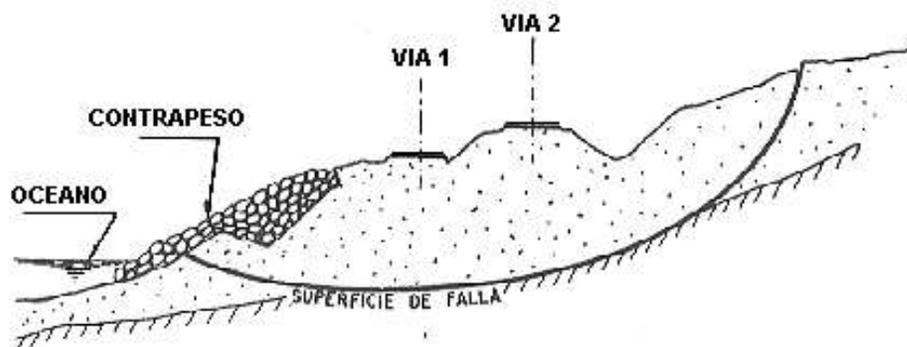


Figura 2.39: Contrapeso de Enrocamiento

K. Anclajes

Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables. Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Por razones que se comprenden con facilidad, su uso será más sencillo en terraplenes que en cortes.

M. Empleo de Vegetación

Se trata ahora de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por

el entramado mecánico de sus raíces. La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas, en vez de la plantación de matas o áreas aisladas. La plantación aislada incrementa mucho la posibilidad de infiltración y escurrimiento.

Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurra.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE TALUDES YA CONSTRUIDOS TRAMO PUENTE LOURDES -SELLA CERCADO

3.1 UBICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO

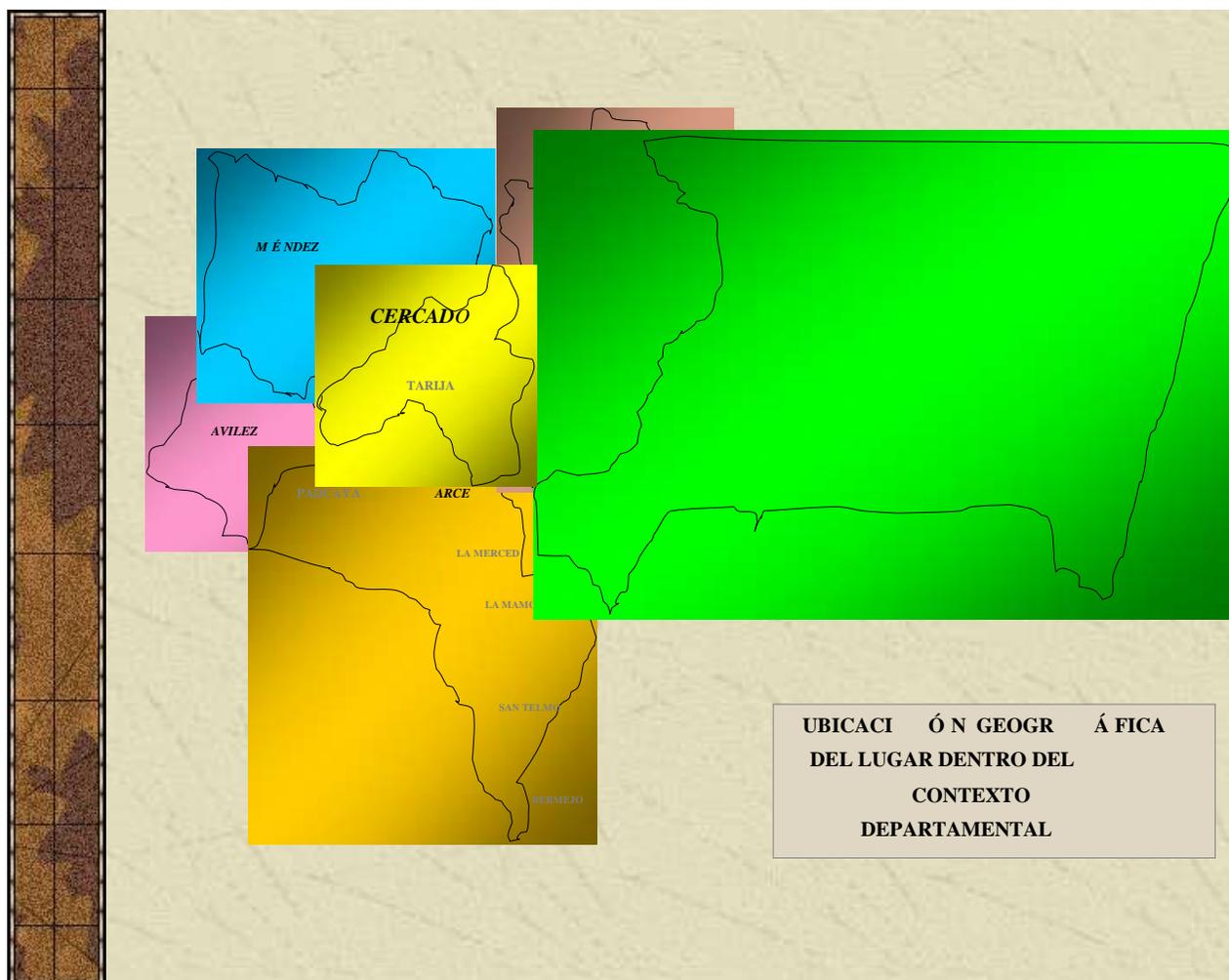


Foto 3.1: Ubicación en el Departamento.

Para la aplicación y desarrollo del tema en estudio se eligió un tramo de la red vial secundaria que comunica las comunidades de la Primera Sección de la Provincia Méndez de la ciudad de Tarija; el tramo en estudio específicamente está comprendido entre el PUENTE LOURDES y la comunidad de SELLA CERCADO.

La elección del tramo en estudio se realizó tomando en cuenta varios factores: Importancia de la carretera desde el punto de vista de tráfico vehicular, ya que mediante la misma, comunidades circundantes y comunidades de la zona alta de la Provincia Méndez pueden trasladar sus productos hasta los mercados de la Ciudad de Tarija. Así también se puede indicar que la comunidad de SELLA CERCADO, constituye una zona turística, sin dejar de mencionar la ubicación en esta zona la tradicional FERIA

DEL VINO, que eleva considerablemente el volumen de tráfico vehicular que transita por la misma, y mantener transitable en toda época del año es de vital importancia para el desarrollo de las comunidades.

En el reconocimiento de campo realizado se observa que entre la prog. 1 + 500 a prog. 2 + 500 se encuentra el tramo más crítico que de momento ya presentan deslizamientos superficiales de los taludes de corte.

En este contexto para dar mayor aplicabilidad al trabajo, es necesario escoger sectores críticos del tramo tomando en cuenta parámetros tales como: altura, y características topográficas de las zonas circundantes a los taludes.



Foto 3.2: Ubicación en la provincia

3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TALUDES DEL TRAMO

La conformación estratigráfica del valle central de Tarija generalmente se encuentra formado por un manto de sedimentos lacustres del cuaternario de aproximadamente 150 m de espesor depositado horizontalmente, constituidos principalmente de arcillas, limos y en mucho menos cantidad arenas finas y gravas, que descansa sobre un lecho rocoso de lutitas y siltitas.

En general los taludes de la zona en estudio están conformados por estratos en los que predominan las arcillas limos normalmente consolidados de origen lacustre, con poca variación de colores que van de marrón claro a gris. Así también se puede indicar que en los taludes de corte se observa presencia de grava con un espesor de hasta 1m en la parte superior del corte ver (Fotografía 3.3), de cuya capa se originan deslizamientos hacia la carretera.



Fotografía 3.3: Talud erosionado con acumulación de material en el pie.

Se puede observar que los taludes de corte en su generalidad presentan erosión, desde la corona, hasta el pie de talud, con la acumulación de material en el pie del talud lo que indica la ocurrencia de deslizamientos; en el material acumulado en el pie de talud

se puede observar que las arcillas inorgánicas plásticas constituyen el material predominante. En el (Anexo) se muestra la caracterización individual de los taludes.

Algunos taludes del tramo de estudio presentan fisuras por retracción de poca profundidad, alrededor de 15 cm en la parte posterior de los taludes por efecto del escurrimiento de agua en época de lluvia, lo cual puede provocar que se reduzca al mínimo la resistencia a tracción en dirección perpendicular a la fisura.

Para el análisis de estabilidad de los taludes se realizó el reconocimiento de campo y toma de datos de las características geométricas y topográficas de los taludes en estudio.

3.3 ESTUDIO DE LA ZONA

El análisis y estudio de la zona se realizó tomando en cuenta las características geométricas, topográficas y geomorfológicas del área circundante a la zona de estudio.

Debido a las limitaciones de carácter instrumental para la toma de muestras se intentará recabar la mayor información posible de la zona de estudio para el análisis de estabilidad.

Para la obtención de la información básica, necesaria para el análisis de estabilidad este capítulo se enfoca en dos puntos importantes que son: primero determinación de las características geométricas actuales del lugar a las que ya se hizo referencia, y la segunda parte el análisis de suelos, que comprende en lo posible toda la mecánica de suelos y geología.

El desarrollo de esta parte se hará, siempre en función a los objetivos, que se plantearon oportunamente.

3.4 GEOLOGÍA

La información geológica del lugar en estudio es incompleta ya que la información de mapas geológicos son muy generales, por el hecho de la escala a la que se encuentran, lo cual no nos muestra claramente las circunstancias geológicas locales, con el detalle que requiere un proyecto cualquiera sea la naturaleza de este, sin embargo se cuenta con informes de la geología del valle central de Tarija lo cual aclara el panorama. La geología de la zona muestra clara presencia de depósitos de sedimentos lacustres correspondiente al cuaternario.

3.5 TOMA DE MUESTRAS

Para la toma de muestras, el tramo en estudio se ha dividido en tres tramos, con un longitud de intervalo de los dos primeros tramos de 2 Km y tomándose un intervalo de longitud del último tramo mayor a 2 Km debido a que los taludes de corte se encuentran muy distanciados uno del otro.

Se realizó la toma de muestras de cada tramo identificadas como muestra I, muestra II y muestra III respectivamente. Las muestras de cada tramo se tomaron en función a la identificación de los taludes mas críticos esto en base al estado actual y talud de mayor, y se tomaron estas muestras como representativas de cada tramo.



Fotografía 3.4: Toma de muestra de talud en estudio

Las muestras obtenidas están en condición alterada. De cada talud identificado como crítico se tomo un macizo de tamaño tal que se pueda obtener mediante el tallado un

muestra de suelo, pasa el tamiz N° 200, este porcentaje de material que pasa el tamiz N° 200, será sometido al análisis hidrométrico para determinar la granulometría de los finos. Ver (Anexo) detalle de resultados del ensayo.

- **Muestra II (tramo central)**

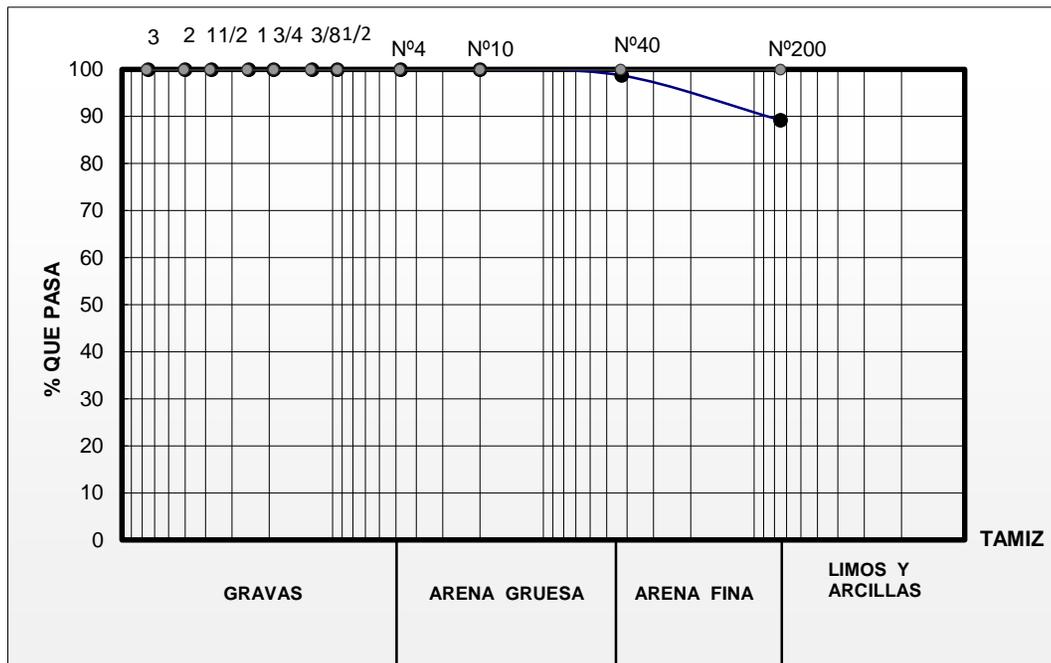


Figura 3.2: Curva granulométrica de la muestra II tramo central

De la gráfica se puede observar que cerca del 90% de la muestra de suelo sometida al cribado pasa el tamiz N° 200, de tal manera se puede indicar, que el porcentaje de material que pasa el tamiz N° 200 será sometido al análisis hidrométrico para determinar la granulometría de los finos. Ver (Anexo) detalle de resultados del ensayo.

- **Muestra III (Tramo final)**

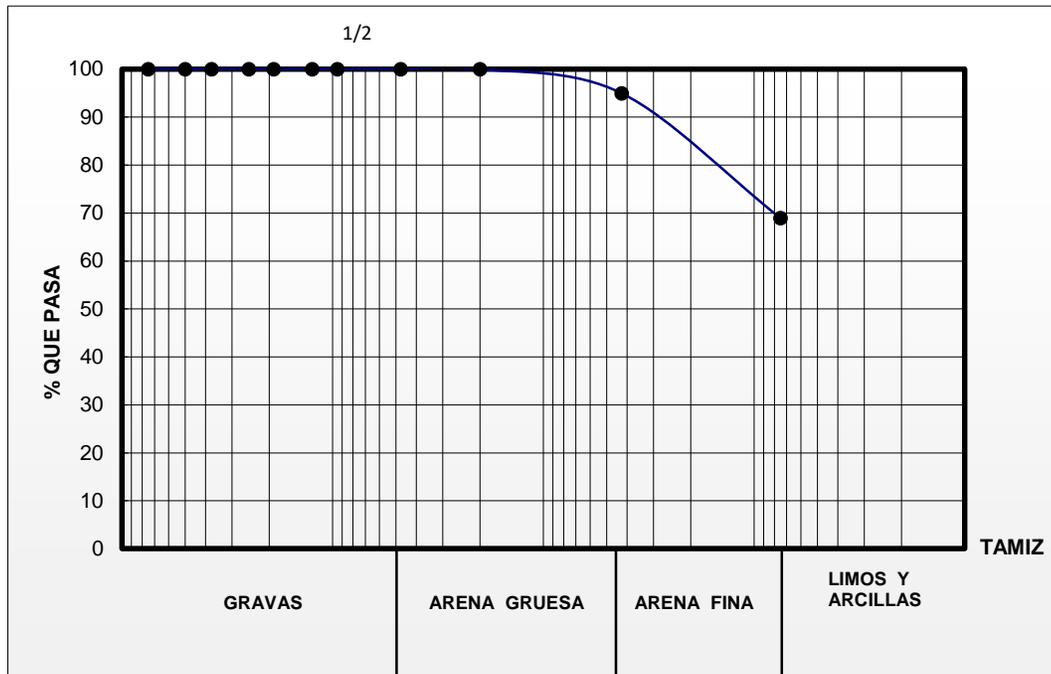


Figura 3.3: Curva granulométrica de la muestra III tramo final
De la gráfica se puede observar que la muestra de suelo presenta contenido de arena en un porcentaje aproximadamente del 30%, así también se puede observar que aproximadamente el 70% corresponde a suelos finos, por lo que para determinar la distribución granulométrica de finos se aplicara el análisis hidrométrico. **Ver (Anexo)** detalle de resultados del ensayo.

3.6.2 LÍMITES DE ATTERBERG

La determinación de los estados de consistencia es importante para realizar la clasificación de los suelos ver (Fotografías 3.5 y 3.6), ensayos de Casagrande.



Fotografía 3.5: Determinación
Del límite líquido



Fotografía 3.6: Determinación del límite
plástico

La determinación de los límites de Atterberg se realizó, mediante el ensayo

de la Cuchara de Casagrande para el Límite Líquido (LL) y con la formación de rollitos mediante el rolado de una pasta de consistencia blanda para la obtención del Límite Plástico (LP). En la (Tabla 3.1) se muestran los resultados de los límites de Atterberg para las tres muestras de suelo.

DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO (LL)	LÍMITE PLÁSTICO (LP)	ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	ÍNDICE DE GRUPO (IG)
MUESTRA I	22	19	2	8
MUESTRA II	38	21	17	11
MUESTRA III	26	21	4	7

Tabla 3.1: Límites de Atterberg

3.6.3 CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO EN ESTADO NATURAL

A continuación se muestran los resultados de los contenidos de humedad natural de las muestras del tramo en estudio (Tabla 3.2).

DESCRIPCIÓN	CONT. DE HUMEDAD (%)
MUESTRA I (TRAMO INICIAL)	5,37
MUESTRA II (TRAMO CENTRAL)	4,64
MUESTRA III (TRAMO FINAL)	3,62

Tabla 3.2: Contenido de humedad natural

3.6.4 PESO ESPECÍFICO DE LOS SUELOS

Para la determinación del peso específico de las muestras se utilizó el procedimiento donde prácticamente se igualen los volúmenes de agua y de suelo, mediante un matraz de volumen definido.

En la (Fotografía 3.7) se muestra el procedimiento de ensayo para la determinación del peso específico; en la (Tabla 3.3) se muestran los resultados del peso específico de las muestras. Ver (Anexo N° 2.1)



Fotografía 3.7: Determinación del peso específico del suelo

DESCRIPCION	PESO ESPECIFICO (gr/cm ³)
MUESTRA I (TRAMO INICIAL)	1.66
MUESTRA II (TRAMO CENTRAL)	1.68
MUESTRA III (TRAMO FINAL)	1.62

Tabla 3.3: Pesos específicos de las muestras

3.6.5 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO

La determinación de la resistencia al corte del suelo de las muestras obtenidas, se realizó mediante la aplicación del método de compresión simple. Para la determinación de la resistencia del suelo se obtuvieron tres muestras de los taludes críticos de cada tramo definido y posteriormente se procedió al tallado de las muestras, obteniéndose cilindros de dimensiones iguales a las probetas de hormigón ver (Fotografía 3.8).



Fotografía 3.8: Proceso de tallado de las muestras para la prueba de compresión. Las probetas talladas con dimensiones iguales a las probetas de hormigón son sometidas a compresión en una prensa hidráulica, con la aplicación de carga puntual hasta que la

probeta falle, en este instante se toma lectura del extensómetro de la prensa ver (Fotografía 3.9). Así también en la (Tabla 3.4) se muestran los resultados del análisis de resistencia, en (Anexo) se detalla la determinación de la resistencia de las muestras.



Fotografía 3.9: Ensayo de compresión simple (resistencia del suelo)

En la (Tabla 3.4) que se muestra a continuación se muestran los resultados obtenidos en la prueba de compresión. En (Anexo N° 2.1) se detalla los resultados obtenidos.

Probeta N°	ESTRUCTURA	Identificación Muestra	Sección (cm ²)	Carga (KN)	Resistencia (kg/cm ²)
1	Talud	I	176,63	28,60	16,51
2	Talud	II	176,63	29,04	16,77
3	Talud	III	176,63	28,84	16,65

Tabla 3.4: Resultados de ensayo a compresión simple

3.7 DETERMINACIÓN DE LA COHESIÓN DEL SUELO

La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre partículas.

Por tanto la determinación de la cohesión se realiza en función a los resultados del ensayo a compresión simple anteriormente descrito, asumiendo que la cohesión es igual a la mitad de la resistencia a la compresión. Ver (Tabla 3.5)

Probeta N°	ESTRUCTURA	Identificación Muestra	Resistencia (kg/cm ²)	Cohesión (kg/cm ²)
1	Talud	I	16,51	8,26
2	Talud	II	16,77	8,39
3	Talud	III	16,65	8,33

Tabla 3.5: Determinación de la cohesión

3.8 DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO

El ángulo de fricción interna del suelo se determino en función a las probetas utilizadas en el ensayo de compresión simple.

En las probetas de suelo ya ensayadas, se define una superficie de falla que determina el ángulo de fricción interna del material.

Por tanto el ángulo de fricción interna es el ángulo delimitado por la superficie de falla y la vertical adyacente a la probeta ensayada Ver (Fotografía 3.10)



Fotografía 3.10: Determinación del ángulo de fricción interna

En la siguiente (Tabla 3.6) se muestra el ángulo de fricción interna de las muestras ensayadas.

DESCRIPCIÓN	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (GRADOS)
MUESTRA I (TRAMO INICIAL)	15,3°
MUESTRA II (TRAMO CENTRAL)	15,7°
MUESTRA III (TRAMO FINAL)	14,9°

Tabla 3.6: Valores del ángulo de fricción interna

3.9 CLASIFICACIÓN DEL SUELOS SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO (SUCS) Y MÉTODO AASTHO

En base a los resultados obtenidos en los ensayos de granulometría y límites de Atterberg se determinó la siguiente clasificación de suelos para las muestras de los taludes ver (Tabla 3.7). En (Anexo N° 2.4) se detalla la clasificación de los suelos.

MUESTRA	TRAMO	CLASIFICACIÓN DEL SUELO	DESCRIPCIÓN
---------	-------	-------------------------	-------------

MUESTRA I	INICIAL	SUCS:	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
		AASHTO:	A-4(8)	
MUESTRA II	CENTRAL	SUCS:	CL	Arcillas inorgánicas de baja o mediana plasticidad. Arcillas con bajo contenido de arenas, gravillas y limos.
		AASHTO:	A-5(11)	
MUESTRA III	FINAL	SUCS:	ML - OL	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
		AASHTO:	A-4(7)	

Tabla 3.7: Clasificación de suelos de las muestras de los taludes en estudio

3.10 IDENTIFICACIÓN DE LOS TALUDES DEL TRAMO EN ESTUDIO

En función a la inspección de campo se realizó la identificación de los taludes, asignándoles letras mayúsculas para su distinción, así también determinando la ubicación de los taludes de corte en función a progresivas ver (Fotografía 3.11), tomando como referencia de partida el puente Lourdes ubicado sobre la quebrada el Monte.

En la (Tabla 3.8) se describe los taludes del tramo en estudio, indicando las características geométricas de cada talud del tramo en estudio. En (Anexo) se describen los taludes de manera más detallada.



Fotografía 3.11: Evaluación de taludes, obtención de características de los taludes

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS TALUDES

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN			
-------------	-----------	--	--	--

	PROGRESIVA	ANGULO (Grados)	ALTURA (m)	LONGITUD (m)
TRAMO INICIAL				
Tramo I	0 + 000 - 0 + 500			
Talud "A" margen izquierda	0 + 100	85°	2,50	100,00
Talud "A" margen izquierda	0 + 100	85°	2,50	80,00
Talud "B" margen izquierda	0 + 200	79°	11,00	31,50
Tramo II (sin taludes de corte)	0 + 500 - 1 + 000			
Tramo III	1 + 000 - 1 + 500			
Talud "C" margen derecha	1 + 300	88°	3,50	45,00
Talud "D" margen izquierda	1 + 350	89°	6,20	107,00
Talud "E" margen izquierda	1 + 450	90°	1,14	50,40
Talud "F" margen izquierda	1 + 500	88°	5,84	27,72
TRAMO CENTRAL				
Tramo IV	1 + 500 - 2 + 000			
Talud "G" margen izquierda	1 + 500	85°	11,90	60,00
Talud "H" margen izquierda	1 + 600	89°	7,00	47,80
Talud "H" margen derecha	1 + 600	89°	4,60	47,00
Talud "I" margen derecha	1 + 700	89°	5,00	105,60
Talud "J" margen derecha	1 + 800	85°	3,70	42,90
Talud "K" margen derecha	1 + 900	89°	3,90	53,00
Tramo V	2 + 000 - 2 + 500			
Talud "L" margen derecha	2 + 050	89°	4,30	30,00
Talud "M" margen izquierda	2 + 200	78°	5,20	50,00
Tramo VI	2 + 500 - 3 + 000			
Talud "N" margen derecha	3 + 100	85°	3,60	50,00
Tramo VII	3 + 500 - 4 + 000			
Talud "O" margen derecha	3 + 850	78°	3,80	50,00
TRAMO FINAL				
Tramo VIII	4 + 000 - 4 + 500			
Talud "P" margen izquierda	4 + 200	56,50°	5,21	56,70
Talud "P" margen derecha	4 + 200	53,50°	3,46	18,20
Tramo IX	4 + 500 - 5 + 000			
Talud "Q" margen derecha	4 + 650	78°	3,80	50,00
Tramo X	5 + 000 - 5 + 500			
Talud "R" margen derecha	5 + 100	79°	7,80	29,00
Tramo XI	5 + 500 - 6 + 000			
Talud "S" margen izquierda	5 + 900	55°	3,28	69,00
Tramo XI (sin taludes de corte)	6 + 000 - 7 + 500			
Tramo XII	7 + 500 - 8 + 000			
Talud "T" margen izquierda	7 + 900	48°	2,20	50,00
Talud "T" margen derecha	7 + 900	50°	2,00	45,00
Tramo XIII (sin taludes de corte)	8 + 000 - 13 + 040			

Tabla 3.8: Características geométricas de los taludes del tramo en estudio

3.11 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

En la inspección de campo del tramo en estudio se realizó la evaluación visual, de las condiciones actuales de los taludes, recopilando toda esta información para el posterior análisis de estabilidad de los mismos, tomando en cuenta características de relieve de la zona y uso de las áreas circundantes a la carretera. De esta manera se pudo evidenciar que todos los taludes del tramo en estudio presentan erosión en el cuerpo y la corona del talud, de tal manera que se puede evidenciar diferentes grados de deterioro de la estructura de los taludes, así también se puede indicar que la escasa vegetación permite que el proceso de erosión y meteorización se profundice, ocasionando deslizamientos superficiales y orignas grietas de tracción en algunos tramos de talud. En la (Tabla 3.9) se describe un resumen de las características actuales de los taludes del tramo en estudio. En (Anexo) se muestra de manera detallada el análisis de las condiciones actuales de los taludes del tramo en estudio.

EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LOS TALUDES

DESCRIPCION	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
	PROGRESIVA	
TRAMO INICIAL		
Tramo I	0 + 000 - 0 + 500	
Talud "A" margen izquierda	0 + 100	Se puede observar que el cuerpo del talud presenta un proceso erosivo debido a las precipitaciones pluviales, se puede observar también que existe presencia de vegetación en la corona. En este sector existen viviendas ya que se encuentra dentro del radio urbano de la ciudad de Tarija . Finalmente se puede indicar que aunque la estructura del talud ha sido afectada, no presenta condiciones de inestabilidad.
Talud "A" margen derecha	0 + 100	Se puede observar que el cuerpo del talud presenta un proceso erosivo debido a las precipitaciones pluviales, se puede observar también que existe presencia de vegetación en la corona. En este sector existen viviendas ya que se encuentra dentro del radio urbano de la ciudad de Tarija . Finalmente se puede indicar que aunque la estructura del talud ha sido afectada, esta condiciones estables.
Talud "B" margen izquierda	0 + 200	De la inspección de campo se pudo evidenciar, en primer lugar que el proceso erosivo va afectando el cuerpo y la corona del talud, provocando el deterioro de la estructura del talud, creándose grietas de tracción que disminuye las características de estabilidad del talud. Como producto del proceso de erosión y meteorización se puede observar deslizamientos superficiales, esta situación se puede afirmar en virtud a que existe de material acumulado en el pie del talud. Finalmente se puede indicar que las grietas de tracción en la corona del talud pueden provocar la falla del talud debido a la circulación de agua.

Tabla 3.9: Resumen de evaluación de condiciones actuales de los taludes

EVALUACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LOS TALUDES

DESCRIPCION	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
	PROGRESIVA	
Tramo III	1+000 - 1 + 500	
Talud "C" margen derecha	1 + 300	En la inspección se pudo observar que la estructura del talud ha sido afectada por el proceso de erosión. Así también se puede indicar que aunque la estructura del talud haya sido afectada por el proceso erosivo, el talud presenta condiciones estables.
Talud "D" margen izquierda	1 + 350	El cuerpo del talud presenta erosión, así también se puede observar, acumulación de material en el pie del talud lo que indica que se ha producido un deslizamiento superficial. Finalmente se puede indicar que aunque el talud presenta deslizamientos superficiales el talud esta condiciones estables.
Talud "E" margen izquierda	1 + 450	Así también se puede observar acumulación de material en el pie del talud, lo que indica que se ha producido deslizamiento superficial del cuerpo del talud y finalmente se puede indicar que el talud está en condiciones estables. Finalmente como se puede observar que debido a su baja altura el talud el deslizamiento del talud no ocasionara daños considerables debido al bajo volumen de suelo movilizado.
Talud "F" margen izquierda	1 + 500	Así también se puede ver que se ha producido deslizamiento superficial en ciertos sectores a lo largo del tramo de talud, pero no observa fallas en la estructura del talud que ocasionen el deslizamiento de una gran masa de suelo. Por lo que se puede indicar que el talud se encuentra en condiciones estables.
TRAMO CENTRAL		
Tramo IV	1+500 - 2 + 000	
Talud "G" margen izquierda	1 + 500	De la inspección de campo se puede evidenciar que el talud presenta deterioro de su estructura, debido al proceso de erosión, la acumulación de material en el pie del talud evidencia que se ha producido un deslizamiento superficial de parte de la masa de suelo de la estructura del talud. Así también se puede indicar que de acuerdo a las características de su geometría y proceso de deterioro de la estructura del talud, es importante realizar la evaluación de su estabilidad, aunque el talud no presente fallas importantes.
Talud "H" margen izquierda	1 + 600	Se puede observar que el cuerpo del talud presenta erosión, pero esta en condiciones estables.
Talud "H" margen derecha	1 + 600	Se puede observar que en la parte superior (corona de talud) esta en proceso de erosión, que pueden afectar su estabilidad. Finalmente se puede indicar que el talud esta en condiciones estables.
Talud "I" margen derecha	1 + 700	En la inspección de campo se pudo observar acumulación de material en el pie del talud lo que nos indica que se ha producido un proceso de deslizamiento superficial de masa de suelo del talud, esto debido al proceso erosivo que va afectando la conformación de la estructura del talud. Finalmente se puede indicar que el talud presenta condiciones estables.
Talud "J" margen derecha	1 + 800	Así también se puede observar acumulación de material en el pie del talud lo que indica que el talud a sufrido un proceso de deslizamiento, ocasionado por el desprendimiento de la masa de suelo. El deterioro de la conformación de la estructura del talud y la evidencia de superficies de falla nos indica que el talud no esta en condiciones estables.
Talud "K" margen derecha	1 + 900	Se puede indicar que el cuerpo del talud a sido afectado por la erosión de manera superficial, pero la erosión y proceso de meteorización afecto en gran medida la parte superior del talud. Finalmente se puede evidenciar que el talud esta en condiciones estables.

Tabla 3.9: Resumen de evaluación de condiciones actuales de los taludes

EVALUACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LOS TALUDES

DESCRIPCION	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
	PROGRESIVA	
Tramo V	2+000 - 2 + 500	
Talud "L" margen derecha	2 + 050	Se puede observar que la corona del talud presenta deterioro debido al proceso de erosión, siendo afectado el cuerpo del talud en menor grado. Finalmente se puede indicar que el talud está en condiciones estables.
Talud "M" margen izquierda	2 + 200	Se puede observar que debido al proceso erosivo al que está sometido el talud desde la parte superior hasta una altura aproximada de un tercio de la altura total del talud con respecto del nivel de rasante de la vía; se ha definido una pendiente que en este caso viene a ser la pendiente natural de la ladera. Así también se puede indicar que la escasa vegetación en la zona contribuye al proceso de deterioro de conformación estructural del talud, finalmente se puede observar que el talud está en condiciones estables.
Tramo VI	2+500 - 3 + 000	
Talud "N" margen derecha	3 + 100	Se puede observar el deterioro de la conformación estructural del talud debido al proceso erosivo afecto en gran medida originando superficies de falla en el cuerpo del talud. Así también se puede indicar la presencia de material acumulado en el pie del talud evidencia el deslizamiento superficial. Por otro lado en la actualidad el talud se encuentra estable.
Tramo VII	3 + 500 - 4 + 000	
Talud "O" margen derecha	3 + 850	Aquí también se puede observar que el talud, tanto la corona y el cuerpo del talud están afectados por la erosión. Así también se puede indicar que el talud está en condiciones estables.
TRAMO FINAL		
Tramo VIII	4+000 - 4 + 500	
Talud "P" margen izquierda	4 + 200	Se puede observar que debido al proceso erosivo al que está sometido el talud el cuerpo del talud presenta canalizaciones, así también se puede observar acumulación de material en el pie del talud lo que evidencia que se ha producido deslizamientos superficiales. Finalmente se puede decir de la inspección realizada el talud presenta condiciones estables
Talud "P" margen derecha	4 + 200	Se puede observar que el proceso erosivo afecto de manera superficial el cuerpo del talud arrastrando partículas de suelo, pero debido a la poca altura el talud está en condiciones estables.
Tramo IX	4+500 - 5 + 000	
Talud "Q" margen derecha	4 + 650	Se puede observar que el proceso erosivo afecto en gran medida la formación estructural del talud, provocando la generación de canalización tanto en la parte superior corona del talud y el cuerpo del talud. El talud en la actualidad presenta condiciones estables debido a la poca altura del mismo.
Tramo X	5+000 - 5 + 500	
Talud "R" margen derecha	5 + 100	Se puede observar que el talud presenta erosión en el cuerpo y en la corona, afectando la formación estructural del talud de manera superficial. Así también se puede indicar que el talud presenta condiciones estables.
Tramo XI	5+500 - 6 + 000	
Talud "S" margen izquierda	5 + 900	Se puede observar que el talud presenta una formación estratificada, de dos tipos de suelos, la clasificación de dichos suelos se determinara en laboratorio. De acuerdo a su altura se puede indicar que el mismo no genera mayor cuidado en el riesgo de deslizamiento de su masa.
Tramo XI (sin taludes de corte)	6 + 000 - 7 + 500	Se puede indicar que debido a las características topográficas de relieve uniforme el tramo no presenta taludes de corte.

Tabla 3.9: Resumen de evaluación de condiciones actuales de los taludes

EVALUACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LOS TALUDES

DESCRIPCION	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
	PROGRESIVA	
Tramo XII	7 + 500 - 8 + 000	
Talud "T" margen izquierda	7 + 900	Se puede observar que el talud presenta en su formación una mezcla de suelos, la clasificación del tipo de suelo se determinara en laboratorio. Tambien se puede indicar que debido a su baja altura el talud esta en condiciones estables.
Talud "T" margen derecha	7 + 900	Se puede observar que el talud presenta en su formación una mezcla de suelos, la clasificación del tipo de suelo se determinara en laboratorio. Tambien se puede indicar que debido a su baja altura el talud esta en condiciones estables.
Tramo XIII (sin taludes de corte)	8+000 - 13 + 040	Del trabajo de reconocimiento de campo se puede evidenciar que existen taludes de corte debido al relieve uniforme de la zona.

Tabla 3.9: Resumen de evaluación de condiciones actuales de los taludes

3.12 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

El análisis de estabilidad de los taludes del tramo en estudio se realizo aplicando el método de Fellenius, mediante el cual se determinara el Factor de Seguridad (FS), en base al cual se realizara la zonificación de posibles deslizamientos. A continuación en la (Tabla 3.10) se detalla los factores de seguridad determinados para los taludes del tramo en estudio; en (Anexo) se detalla gráficos del procedimiento de análisis de los taludes.

FACTOR DE SEGURIDAD ACTUAL

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	ÁNGULO (Grados)	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	FACT. DE SEG.
	PROGRESIVA				METODO FELLENIUS
TRAMO INICIAL					
Tramo I	0 + 000 - 0 + 500				
Talud "A" margen izquierda	0 + 100	85°	2,50	100,00	1,10
Talud "A" margen derecha	0 + 100	85°	2,50	80,00	1,10
Talud "B" margen izquierda	0 + 200	79°	11,00	31,50	0,44
Tramo II (sin taludes de corte)	0 + 500 - 1 + 000				
Tramo III	1 + 000 - 1 + 500				
Talud "C" margen derecha	1 + 300	88°	3,50	45,00	0,81
Talud "D" margen izquierda	1 + 350	89°	6,20	107,00	0,52
Talud "E" margen izquierda	1 + 450	90°	1,14	50,40	1,98
Talud "F" margen izquierda	1 + 500	88°	5,84	27,72	0,57
TRAMO CENTRAL					
Tramo IV	1 + 500 - 2 + 000				
Talud "G" margen izquierda	1 + 500	85°	11,90	60,00	0,40
Talud "H" margen izquierda	1 + 600	89°	7,00	47,80	0,52
Talud "H" margen derecha	1 + 600	89°	4,60	47,00	0,67

FACTOR DE SEGURIDAD ACTUAL

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	ÁNGULO O (Grados)	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	FACT. DE SEG.
	PROGRESIVA				METODO FELLENIOUS
Talud "I" margen derecha	1 + 700	89°	5,00	105,60	0,63
Talud "J" margen derecha	1 + 800	85°	3,70	42,90	0,82
Talud "K" margen derecha	1 + 900	89°	3,90	53,00	0,75
Tramo V	2 + 000 - 2 + 500				
Talud "L" margen derecha	2 + 050	89°	4,30	30,00	0,80
Talud "M" margen izquierda	2 + 200	78°	5,20	50,00	0,51
Tramo VI	2+500 - 3 + 000				
Talud "N" margen derecha	3 + 100	85°	3,60	50,00	0,71
Tramo VII	3+500 - 4 + 000				
Talud "O" margen derecha	3 + 850	78°	3,80	50,00	0,84
TRAMO FINAL					
Tramo VIII	4 +000 - 4+ 500				
Talud "P" margen izquierda	4 + 200	56,50°	5,21	56,70	1,01
Talud "P" margen derecha	4 + 200	53,50°	3,46	18,20	1,58
Tramo IX	4+500 - 5 + 000				
Talud "Q" margen derecha	4 + 650	78°	3,80	50,00	0,76
Tramo X	5+000 - 5 + 500				
Talud "R" margen derecha	5 + 100	79°	7,80	29,00	0,54
Tramo XI	5+500 - 6 + 000				
Talud "S" margen izquierda	5 + 900	55°	3,28	69,00	1,51
Tramo XI (sin taludes de corte)	6+000 - 7 + 500				
Tramo XII	7+500 - 8 + 000				
Talud "T" margen izquierda	7 + 900	48°	2,20	50,00	2,51
Talud "T" margen derecha	7 + 900	50°	2,00	45,00	2,65
Tramo XIII (sin taludes de corte)	8+000 - 13+ 040				

Tabla 3.10: Factores de seguridad (FS) determinados por el método de Fellenius

3.13 DETERMINACIÓN DEL TALUD ÓPTIMO

La determinación del ángulo de inclinación óptimo para los taludes del tramo en estudio se realizaron, haciendo variar la inclinación del talud, hasta obtener un F.S. = 1.5 calculado mediante el Método de Fellenius.

FACTOR DE SEGURIDAD ÓPTIMO

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	ÁNGULO (Grados)	ALT. (m)	LON G. (m)	FACT. DE SEG. OPTIMO
	PROGRESIVA				METODO DE FELLENUS
TRAMO INICIAL					
Tramo I	0 + 000 - 0 + 500				
Talud "A" margen izquierda	0 + 100	67°	2,50	100,0 0	1,50
Talud "A" margen derecha	0 + 100	69°	2,50	80,00	1,50
Talud "B" margen izquierda	0 + 200	16°	11,00	31,50	1,50
Tramo II (sin taludes de corte)	0 + 500 - 1 + 000				
Tramo III	1 + 000 - 1 + 500				
Talud "C" margen derecha	1 + 300	56°	3,50	45,00	1,51
Talud "D" margen izquierda	1 + 350	20°	6,20	107,0 0	1,50
Talud "E" margen izquierda	1 + 450	90°	1,14	50,40	1,98
Talud "F" margen izquierda	1 + 500	22°	5,84	27,72	1,50
TRAMO CENTRAL					
Tramo IV	1 + 500 - 2 + 000				
Talud "G" margen izquierda	1 + 500	16°	11,90	60,00	1,50
Talud "H" margen izquierda	1 + 600	22°	7,00	47,80	1,50
Talud "H" margen derecha	1 + 600	32°	4,60	47,00	1,50
Talud "I" margen derecha	1 + 700	28°	5,00	105,6 0	1,50
Talud "J" margen derecha	1 + 800	56°	3,70	42,90	1,50
Talud "K" margen derecha	1 + 900	55°	3,90	53,00	1,50
Tramo V	2 + 000 - 2 + 500				
Talud "L" margen derecha	2 + 050	38°	4,30	30,00	1,50
Talud "M" margen izquierda	2 + 200	15°	5,20	50,00	1,50
Tramo VI	2 + 500 - 3 + 000				
Talud "N" margen derecha	3 + 100	32°	3,60	50,00	1,50
Tramo VII	3 + 500 - 4 + 000				
Talud "O" margen derecha	3 + 850	53°	3,80	50,00	1,50
TRAMO FINAL					
Tramo VIII	4 + 000 - 4 + 500				
Talud "P" margen izquierda	4 + 200	25°	5,21	56,70	1,50
Talud "P" margen derecha	4 + 200	53,50°	3,46	18,20	
Tramo IX	4 + 500 - 5 + 000				
Talud "Q" margen derecha	4 + 650	19°	3,80	50,00	1,50
Tramo X	5 + 000 - 5 + 500				
Talud "R" margen derecha	5 + 100	18°	7,80	29,00	1,50
Tramo XI	5 + 500 - 6 + 000				
Talud "S" margen izquierda	5 + 900	55°	3,28	69,00	1,51
Tramo XI (sin taludes de corte)	6 + 000 - 7 + 500				
Tramo XII	7 + 500 - 8 + 000				
Talud "T" margen izquierda	7 + 900	48°	2,20	50,00	2,51
Talud "T" margen derecha	7 + 900	50°	2,00	45,00	2,65
Tramo XIII (sin taludes de corte)	8+000 - 13 + 040				

Tabla 3.11: Características geométricas de los taludes para un F.S = 1.5

3.14 ZONIFICACIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO SEGÚN EL FACTOR DE SEGURIDAD (F.S)

En los gráficos que se muestran en el (Anexo) se muestra la zonificación según el F.R. factor de riesgo de seguridad, del tramo Puente Lourdes-Sella Cercado. F.R. calculado por el método de Fellenius.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE COSTOS

4.1 LA ESTRUCTURA DE COSTOS

Para el establecimiento del costo del proyecto y la definición de precios unitarios que sirven de base para el establecimiento de costos referenciales del presente proyecto, se propone una estructura de costos basada en estructuras definidas de varias Instituciones como la Cámara Boliviana de la Construcción, el Gobierno Municipal de Tarija y otras que son representativas y definen precios razonables para el mercado local de la construcción.

La estructura de costos básicos tiene los siguientes componentes:

4.1.1 MATERIALES

Este rubro nos proporciona el primer elemento del precio unitario y es el resultado de la aplicación de la cantidad de materiales que forman parte de una obra por su precio unitario.

La cantidad de materiales se determina mediante un estudio analítico, en el cual se considera el INSUMO que arroja cada uno de sus componentes al que se adiciona las pérdidas producidas por corte resultantes de la colocación, rotura y fractura durante el transporte o manipuleo y en general desperdicios que imposibilitan su empleo en la obra.

Los materiales a emplearse en el presente proyecto, corresponden en su mayoría a materiales de procedencia nacional e importada que se encuentran en el mercado local de la ciudad de Tarija y cuyos rendimientos en los diferentes ítems, fueron tomados del diseño de ingeniería, en función a los volúmenes de obras determinados.

Los costos fueron tomados del mercado local e información de costos de la revista Presupuesto & Construcción y de los costos que maneja el Gobierno Municipal de Tarija.

4.1.2 MANO DE OBRA

El rubro se halla condicionado a dos factores: el precio que se paga por ella o SALARIO y el tiempo de ejecución de la unidad de obra o RENDIMIENTO y a tres sistemas de trabajo: Jornal, Contrato y Destajo.

El Salario se halla regulado por la ley de la oferta y la demanda, siendo muy variable inclusive con relación a los distintos sitios del país, en todo caso existe un precio mínimo establecido por el Ministerio de Trabajo. El Rendimiento es el factor más complicado y de difícil determinación, se halla vinculado a los métodos y sistemas constructivos utilizados por los obradores.

En este caso los rendimientos fueron tomados de obras similares desarrolladas en las ciudades de La Paz y El alto y los costos o salarios a pagar del mercado laboral local. Los mismos que tienen incidencias como las cargas sociales, referidas a: Subsidios, aportes a entidades, antigüedad y seguridad industrial.

4.1.3 HERRAMIENTAS, MAQUINARIA Y EQUIPO

Este rubro es considerado generalmente como un porcentaje de la mano de obra, generalmente 5 %. Este rubro está destinado a la reposición de herramientas y equipos que son propiedad de la Empresa proporcionados a los obreros para la ejecución de las obras y que debido al uso en primer lugar y luego a la obsolescencia, se hacen en cierto momento inutilizables y es imprescindible contar con un fondo de reserva para sustituirlos por elementos nuevos y/o modernos. El equipo mayor tiene un costo en función del tipo y su rendimiento.

4.1.4 RECARGOS

Se tiene dos recargos, que corresponden a las cargas sociales y el impuesto al valor agregado IVA.

4.1.5 IVA DE LA MANO DE OBRA

De acuerdo a los **D.S. 21530, 21531** y **21532** el pago de los impuestos sobre los ingresos (IVA impuesto al valor agregado) equivale al 13%, porcentaje que en el caso de empresas constructoras, se aplica únicamente a la mano de obra directa, debido a que las empresas pueden descontar con facturas de materiales.

4.2 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

Existen gastos que siendo imputables a la obra misma, no son claramente determinados porque no intervienen en forma directa y no pueden ser asignados a ninguno de los rubros anteriormente mencionados y otros en cambio que son independientes de la obra y que se erogan aún en circunstancias en que la empresa tenga o no obras en construcción. Son a todos estos gastos que se los toma en cuenta bajo el presente rubro y que forma parte del Precio Unitario con un porcentaje de los gastos directos como se verá más adelante.

Se refieren a gastos que incurre el contratista en la preparación, presentación de propuestas y la administración de la obra, pero que no se identifican con la mano de obra misma y cuya incidencia en costo puede ser diferente para cada obra. Para una referencia del detalle de su composición en una obra de características corrientes, se presenta el siguiente análisis.

4.2.1 GASTOS ADMINISTRATIVOS

Detalle	% del	Costo directo
- Materiales de escritorio, limpieza, etc.		0.2
- Agua, luz, teléfono, radio, etc.		0.15
- Mantenimiento vehículos		1.0
- Alquiler de oficina, depósito		0.25

- Servicios personales (Gerente, contador, secretaria, mensajero)	4.0
- Seguros	0.5
- Impuestos y patentes municipales	5.0
1 <u>Sub total</u>	11.10

4.2.2 GASTOS DE PROPUESTA Y CONTRATOS

Detalle	% de Costo directo
- Compra de pliego y planos	0.1
- Preparación propuesta, certificados, etc.	0.4
- Boletas bancarias (de propuesta, buena inversión anticipo, cumplimiento de contrato, buena ejecución).	2.0
- Laboratorios de ensayo de materiales	0.1
- Ejecución planos finales con modificaciones	0.05
	Sub total 2.65
Porcentaje total de gastos generales	13.75 %
Porcentaje de gastos generales (recomendado)	14.00 %

4.2.3 UTILIDAD

La utilidad es el beneficio que busca la empresa en la realización de las obras, y por consiguiente su fijación en porcentaje es difícil de determinar.

Generalmente las entidades del sector público conceden un 10% de utilidad al contratista del costo directo de la obra.

4.2.4 IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES

En virtud a disposiciones legales, con la ley 1606, que determina un impuesto a las transacciones sobre una base imponible que signifique el total de los ingresos menos el IVA, en nuestra estructura de precios unitarios representa el 3% sobre el costo directo más recargos y utilidad.

A continuación se presenta un esquema de la estructura de costos de este proyecto con las consideraciones hechas anteriormente.

Presupuesto general

Proyecto: ANALISIS DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES DE
CARRETERA

Módulo: ANEXO IV

Cliente: U.A.J.M.S.

#	Descripción ítem	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	m3	24,750.00	11.63	287,842.50
					<u>287,842.50</u>

Son: Doscientos Ochenta y Siete Mil Ochocientos Cuarenta y Dos con 50/100 Bolivianos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: MOVIMIENTO DE TIERRA

Proyecto: ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES DE
CARRETERA

Módulo: ANEXO IV

Unidad: m³

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit.(Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR DE EQUIPO	HR.	0.015	8	0.12
2	-	AYUDANTE OPERADOR	HR.	0.015	4.5	0.0675
3	-	CHOFER	Hr.	0.1	7	0.7
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	0.8875
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.4881
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.2055
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1.5811
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	TRACTOR	HR.	0.015	300	4.5
2	-	PALA CARGADORA	hr	0.002	350	0.7
3	-	VOLQUETA	hr	0.1	25	2.5
	H	Herramientas menores		5.00% de	(E) =	0.0444
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	7.7444
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	9.3255
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	0.9326
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	1.0258
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	11.2839
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	0.3487
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	11.6325
>		PRECIO ADOPTADO:				11.63

Son: Once con 63/100 Bolivianos

TABLA 4.1. Análisis de precios unitarios

ESTRUCTURA DE COSTOS POR ACTIVIDAD

Precio de materiales		= A
Precio de Mano de Obra Directa		= B
Precio de herramientas y Equipo		= C

Sub total Costo Directo Actividad	(A+B+C)	= D
Recargos		
Beneficios Sociales- 55% del total M.O.	55% B	= E
Impuestos al Valor Agregado- 13% del total M.O.	13% B	= F
		= G
Total Recargos	(E+F)	
Gastos Generales 14 % del costo directo	14% D	= H
Utilidad – 10% del costo directo	10% D	= I
Impuesto a las Transacciones IT-	3% (D+G+H+Ir)	= J
PRECIO UNITARIO TOTAL	(D+G+H+I+J)	= K

TABLA 4.2 Estructura de costos por actividad

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Concluido la investigación de estabilidad de taludes se llegaron a las siguientes conclusiones:

- En la medida que se fue profundizando en el estudio de los parámetros fundamentales que intervienen en el cálculo de la estabilidad de un talud como es la cohesión y la fricción del suelo componente del mismo, se pudo ver que estos más que constantes son parámetros variables que pueden tener diferentes valores en función del tiempo, toda vez que las condiciones varían sobre todo respecto del tiempo, pero además respecto del lugar o zona donde se encuentra el talud. De ahí que se tuvo mucha incertidumbre en poder determinar los parámetros de la resistencia al corte del suelo correspondiente a la aplicación del presente proyecto.
- Para la determinación de estos parámetros se pretendió obtener algunos estudios geotécnicos dirigidos a este punto de la zona, sin tener ningún resultado favorable, pues, solamente y con dificultad se pudo obtener los perfiles geométricos de la zona tanto longitudinales como transversales pero acerca de estudio de suelos practicados para tener conocimiento acerca de qué tipo de suelo se cortó alturas mayores a los 10 m y taludes cuya relación H:V es 1:8 no se encontró ningún registro, motivo por el cual se recurrió a la recopilación de todos los estudios realizados en el proyecto tramo Puente Lourdes –Sella Cercado concernientes a esa zona.
- Para poder conocer la resistencia al corte del suelo que conforma la estructura del talud, se realizó mediante el ensayo de compresión simple en el laboratorio de suelos Facultad de Ciencias y Tecnología de la Universidad Juan Misael Saracho. Debido a las limitaciones, falta de equipo e instrumentos mediante el cual se pueda determinar la resistencia, se tubo que emplear el método de compresión simple.

- Se realizaron ensayos de compresión (Prueba rápida) en muestras de suelo que se tuvo que tallar en forma y con las dimensiones de cilindros de $H^{\circ}A^{\circ}$ con el material natural recogido del lugar para así obtener los datos que se buscaba.
- Como quiera que las pruebas de compresión actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en esta materia, para determinar la resistencia al corte del suelo que analizan, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Sin embargo cabe recalcar que este procedimiento ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia.
- Realizando un análisis de los resultados obtenidos, con la aplicación del método de Fellenius, de los factores de seguridad de los taludes actualmente construidos se puede observar, que más del 90% de los taludes tienen un $FS. < 1$, lo que indica que estos taludes tienen un cierto grado de susceptibilidad de falla.
- Para concluir se puede indicar que mediante la zonificación de taludes se logro determinar el grado de susceptibilidad al deslizamiento de los taludes del tramo en estudio. Asi también se puede indicar que para los taludes con bajo grado de FS se calculo el angulo de inclinación optimo para un $FS = 1.5$ de tal manera que se garantice la estabilidad de los taludes del tramo en estudio.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener mucho cuidado con la adopción de factores de seguridad
- Otra recomendación a tomar en cuenta es en el cálculo de las presiones transmitidas al suelo, ya que, es común que alguna de ellas salga negativa es decir el suelo se encuentre en tracción en uno de los bordes en contacto con el macizo reforzado esto debido a la inclinación del mismo que hace que la resultante de las presiones este muy fuera de excentricidad permitida en este caso existe una

limitación aceptable que permite ciertos valores de tracción. En caso de sobrepasar dicho límite se debe aminorar la inclinación del muro.

- Este tipo de soluciones está dirigida para casi todo tipo de suelo de un talud que se encuentre inestable siempre y cuando no rebase los límites de aceptación respecto de las especificaciones del relleno (componente importante en la conformación del muro estructural), es decir suelos con una granulometría con elevado porcentaje de piedras (> 100 mm) es de cualquier manera desaconsejable, también el hecho que necesitan cuidados especiales que tornan a los servicios de compactación, muy trabajosos y costosos.
- Se recomienda tomar varias muestras del material del que está compuesto un talud, es decir de distintos lugares, no solo a lo largo, sino también a lo alto, para poder analizar si es un talud homogéneo o heterogéneo, ya que de esto depende la metodología de análisis.
- Es muy importante la buena recolección y manipulación de los datos obtenidos en campo ya que de éstos depende todo el análisis.