

## **CAPITULO I**

### **“COMPARACION DE MODELOS DE SPENCER Y JAMBU EN LA ESTABILIZACION DE TALUDES APLICADOS EN EL TRAMO COMUNIDAD DE RUJERO – COMUNIDAD DE MULLICANCHA”**

#### **1.1 INTRODUCCIÓN**

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes desnudos.

Ya en el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos.

Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con rozamiento interno, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para roturas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica la aplicación práctica, hasta que la aparición del ordenador convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos. Hoy existen en el mercado numerosos programas informáticos que cubren suficientemente las necesidades de un profesional, aunque se hace necesario indicar que los buenos suelen ser caros, y los baratos, algunos hasta gratis en Internet,

obligan a una tediosa introducción de datos, con el consiguiente riesgo de cometer un error inadvertido. Una práctica muy saludable, previa a la compra de un programa o a su utilización por primera vez en un problema real, es pedirle que calcule varios deslizamientos ya ocurridos y comprobar si los resultados se ajustan a lo comprobado sobre el terreno.

Debe indicarse que antes de la expansión del ordenador se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas, que si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”, principalmente los de Spencer, Morgenstern y Price, y el de Sarma, que probablemente son los más experimentados.

## **1.2 JUSTIFICACIÓN**

Dentro de la ingeniería de carreteras el diseño y construcción de taludes de carreteras fue siempre considerado como una especialidad que no requería una metodología racional de apoyo, éstas circunstancias han hecho que este tipo de obras tenga en general comportamientos muy por debajo de lo considerado normal, es por esto que en el presente, se pretende realizar un análisis de suelos que conforman los taludes del tramo para poder darle una solución al deslizamiento o desestabilización que es uno de los principales problemas que hay en los taludes.

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

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

Sin embargo, es innegable la existencia de numerosas fallas en el funcionamiento de nuestras carreteras de todo tipo y debido a muchos factores, como es el caso de los derrumbes de taludes, que además de cortar y entorpecer la comunicación, atenta contra la seguridad, del viajero; a esto debemos añadirle la limitación económica en la construcción de carreteras provocando la paralización de las obras o en su defecto el acabado incompleto de las mismas.

### **1.3 OBJETIVOS**

#### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL**

Este trabajo tiene como objetivo general: comparar técnica y económicamente el modelo gráfico de Janbu con el modelo analítico de Spencer en el cálculo de estabilidad de taludes aplicados en el tramo Rujero – Mullicancha.

#### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

Esta investigación persigue los siguientes objetivos específicos:

- Estudiar los esfuerzos a los que están sometidos los taludes, los esfuerzos más importantes en taludes de carreteras, tensión y deformación de los suelos. Esfuerzos cortantes en suelos cohesivos y no cohesivos.
- Analizar la incidencia de los factores más importantes en el equilibrio de los taludes en general y de las vías terrestres en particular. Fallas relacionadas a la estabilidad de laderas naturales. Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes. Tipos de falla más comunes, fuerzas naturales de deslizamientos de partículas,

deslizamientos en laderas naturales sobre superficies de falla preexistente, fallas por movimiento de cuerpo de talud.

- Analizar las posibilidades de equilibrar la desestabilización de los taludes. Además de la prevención de fallas y de estudios de métodos correctivos para fallas en taludes.
- Analizar el efecto costos y mejoras de los taludes.

#### **1.4 HIPOTESIS**

El modelo teórico de Spencer es un método más exacto que el método gráfico de Jambu para la estabilización de taludes

#### **1.5 ALCANCE DEL TRABAJO**

El trabajo estará enmarcado dentro del siguiente alcance:

- Determinar el talud óptimo utilizando el método de Spencer y el modelo de Jambu
- Clasificación del suelo del talud de las partes más críticas
- Realizar ensayos de suelos en tres puntos del talud
- Se realizará un solo análisis para la clasificación de suelos
- Debido a que no se cuenta en el medio con equipos para pruebas triaxial se obtendrá la cohesión y el ángulo de fricción mediante el ensayo de carga de carga directa.
- Obtención del costo aproximado para estabilizar el talud

## **CAPITULO II**

### **REVISION BIBLIOGRAFICA**

#### **2.1 GENERALIDADES**

Se llama talud a la inclinación que adoptan permanentemente las masas de tierra respecto de la horizontal. Si este talud se produce de forma natural se denomina ladera y si son efectuados por el hombre se denominan talud solamente para la formación artificial, hablándose así de los taludes de los cortes, de los terraplenes, de las excavaciones, etc. (ver figura 2.1)

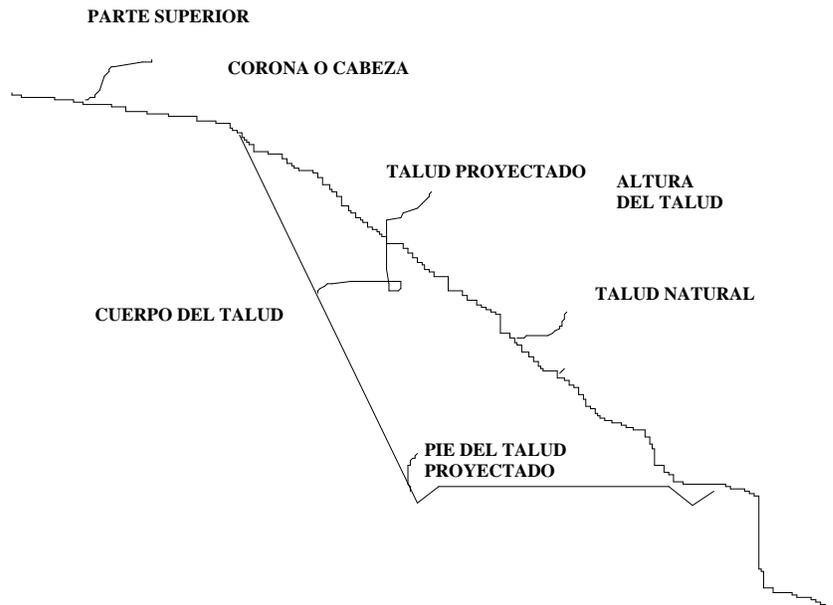
La estabilidad de taludes se refiere a determinar la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén siendo casi siempre la más apropiada aquella más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse, debido a que el factor económico es decisivo en la selección ya que a un menor movimiento de tierras (más escarpada) corresponde menor inversión económica.

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.

Se debe establecer la diferencia entre terraplenes y cortes, ya que, los primeros están compuestos de un material de todos modos controlado por lo menos en principio, mientras que en los últimos no existe esta posibilidad, característica que impone

variantes en la naturaleza de los materiales con que haya de trabajar, en su disposición y homogeneidad que se reflejara en la estructura final a través de su comportamiento.

Los taludes naturales, que son los taludes que se presentan en forma natural, es decir que no tienen intervención humana también son susceptibles a deslizamientos, los cuales para este estudio no son tomados en cuenta. Así mismo los terraplenes están fuera del alcance de este estudio quedando únicamente los taludes artificiales en corte que se caracterizan por la transformación con el uso de equipo del talud natural dándole una sección específica.

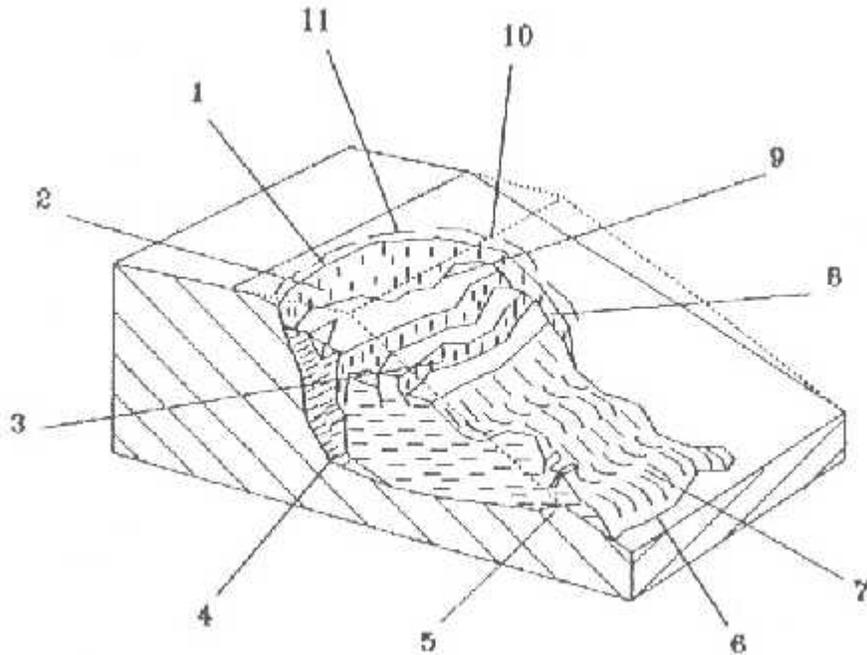


**Fig. 2.1:** Partes de un talud

La “falla de talud” es un concepto de extraordinaria complejidad y multiplicidad, la cual se define (en su mayoría) en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, esto debido a la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto.

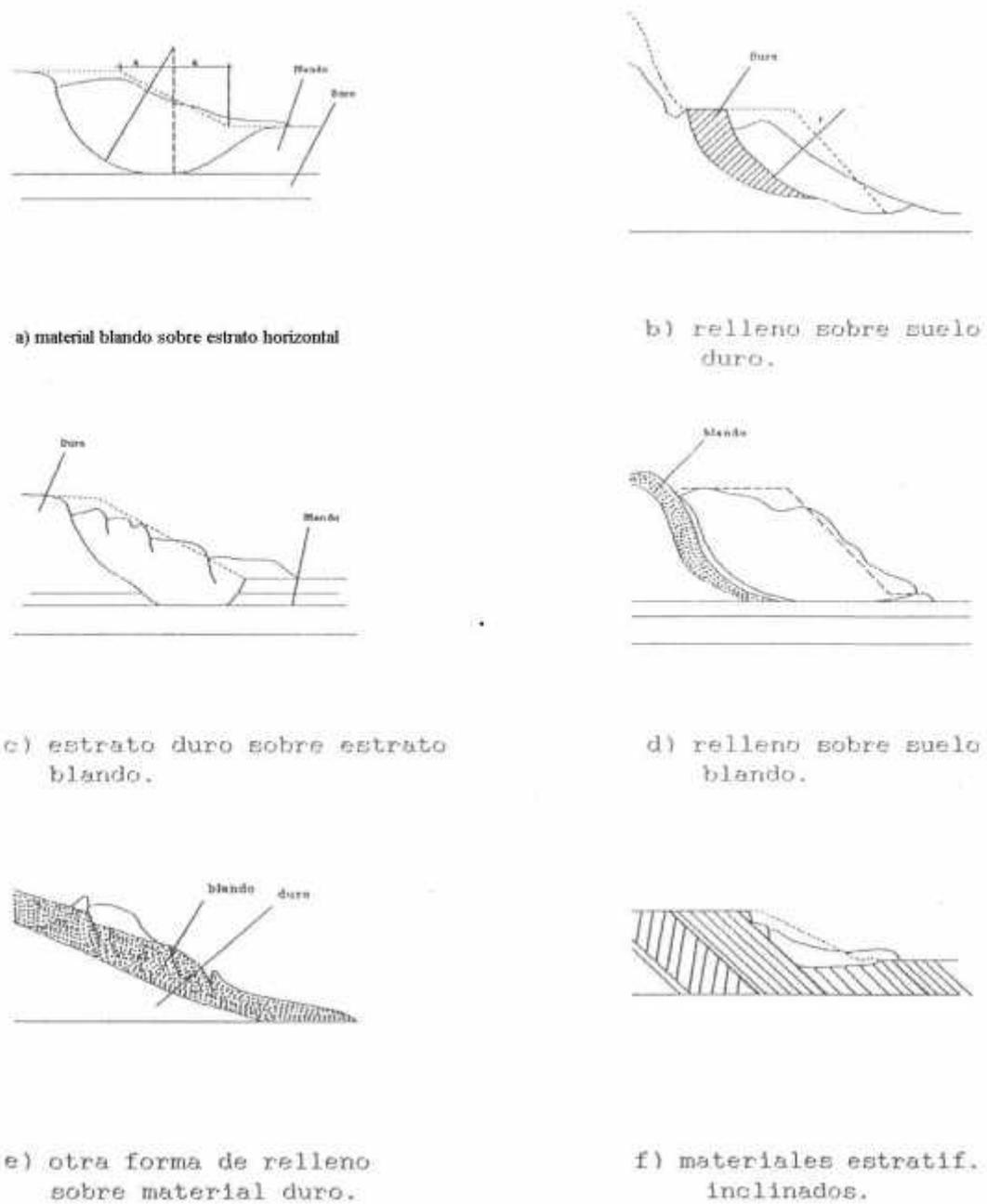
Indicar que el deslizamiento es un cambio de posición vertical y horizontal, oblicua en general, en la masa de suelo ese movimiento que origina el cambio de posición, se

realiza hacia abajo y hacia fuera. Un caso especial de deslizamiento es el llamado retrogresivo, cuyo movimiento se realiza hacia afuera y hacia arriba.



**Fig. 2.2** Partes de un deslizamiento de talud

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 figura 2.2. Además en la figura 2.3 se ve deslizamientos con suelos de diferentes materiales, por lo visto anteriormente se considera que el deslizamiento total de una masa de suelo, en su movimiento se puede realizar a diversa velocidad, lo cual indica si un deslizamiento es lento, rápido, etc., en la tabla 2.1 se aprecia los límites de velocidad para un deslizamiento, con relación a su rapidez.



**Fig. 2.3** Ejemplos de deslizamientos

### **2.1.1 ASPECTOS QUE INFLUYEN EN UN DESLIZAMIENTO**

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

Los aspectos que influyen para que se produzca un deslizamiento son:

- Componentes del peso propio de la masa de suelo.
- Influencia del agua superficial y subterránea.
- Existencia de sobre carga externa, cualesquiera fuera la naturaleza de esta.
- Influencia de movimientos sísmicos.
- Estados de esfuerzos actuantes, ya que en las arcillas es fundamental la actuación del agua ya que la misma provoca la disminución en la mayoría de los casos de la cohesión.
- La erosión (por humedecimiento y secado, corrientes de agua, etc.).

El presente proyecto considerará los más comúnmente aspectos de los señalados anteriormente, ya que la influencia de estos se refleja en el terreno, en diverso grado e intensidad.

A continuación se indican algunos procesos durante la construcción que afectan más la estabilidad de un talud:

- 1.- Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
- 2.- Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.
- 3.- Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno.
- 4.- Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionará como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
- 5.- Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerza de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
- 6.- Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
- 7.- Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos inferiores de suelo más duro o roca.

Como se mencionó anteriormente, un talud se desliza siguiendo una superficie de falla, a que se le da también el nombre, superficie de rotura, superficie de dislocación, la forma de la superficie de falla que emplease para cualquier cálculo de estabilidad, dependen del método de cálculo, como veremos más adelante.

### **2.1.2 TIPOS DE FALLAS**

Los tipos de fallas más comunes en taludes, son los siguientes, de manera resumida.

#### **➤ Falla por deslizamiento superficial**

El cual se realiza lentamente sobre la superficie del terreno (talud), este tipo de falla no es susceptible a cálculo, por que no puede calcularse.

➤ **Falla por movimiento del cuerpo del talud**

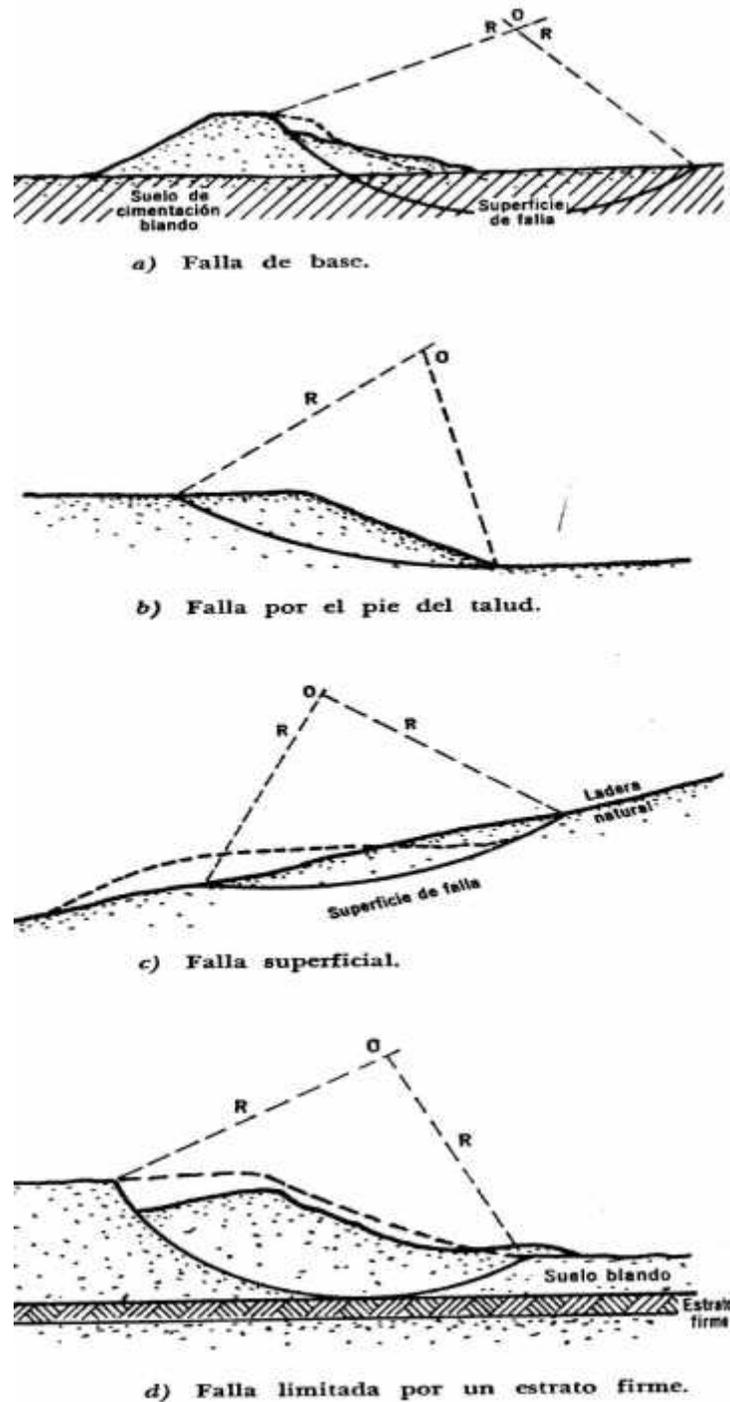
El cual se realiza de la forma que fue descrita en el primer punto de este capítulo, (inicio lento, para luego deslizarse de forma brusca), este tipo de falla se produce siguiendo una superficie de rotura que es extensa, en comparación al tipo de falla superficial, además en este tipo de falla se distinguen dos clases de deslizamiento como son el de rotación y traslación.

➤ **Rotación**

Son movimientos rápidos que afectan a masas profundas en los taludes, movimientos que se dan a través de una superficie de falla curva desarrollada en interior del cuerpo del talud que puede inclusive afectar al terreno de cimentación, la misma que se desarrolla por la actuación de esfuerzos cortantes mayores a la resistencia máxima del material. Estos movimientos son típicos de los cortes y de los terraplenes de una vía terrestre, y se cree en la posibilidad de la existencia de un creep profundo en el inicio de esta falla.

No es desconocido el hecho de que al deslizamiento aún más rápido le preside grietas y movimientos que indican que el desarrollo de la relación esfuerzo deformación es desfavorable en el interior del talud, siendo típica la formación de grietas en la corona del talud. Sin embargo juegan un papel fundamental los mecanismos de falla que puedan tener lugar en el desarrollo de la futura superficie de falla.

Las fallas de tipo rotacional se desarrollan a lo largo de superficies de falla cilíndricas o conoidales que para adecuarlos a un modelo matemático se los asemeja a un arco de circunferencia, o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.

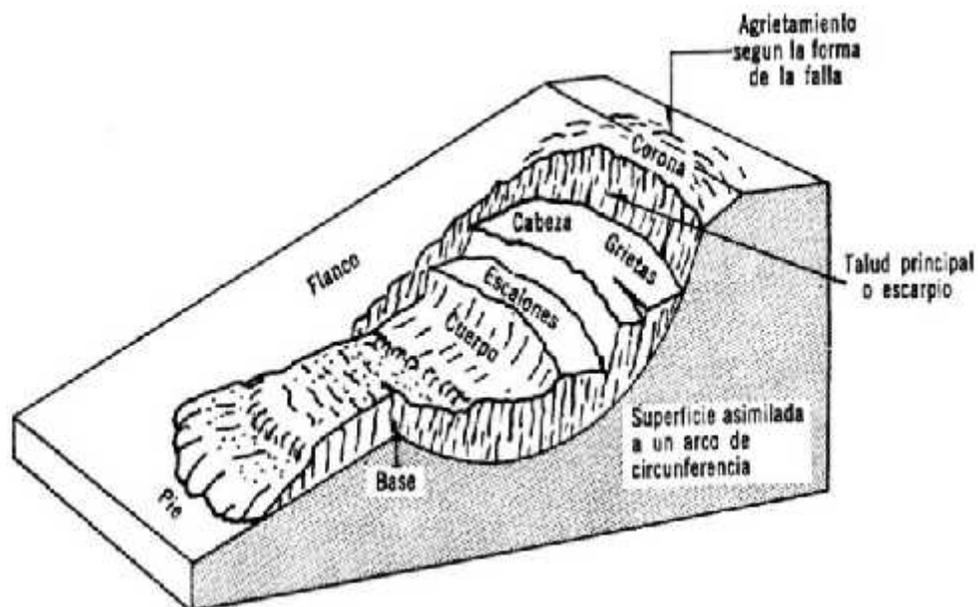


**Fig. 2.4** Fallas rotacionales.

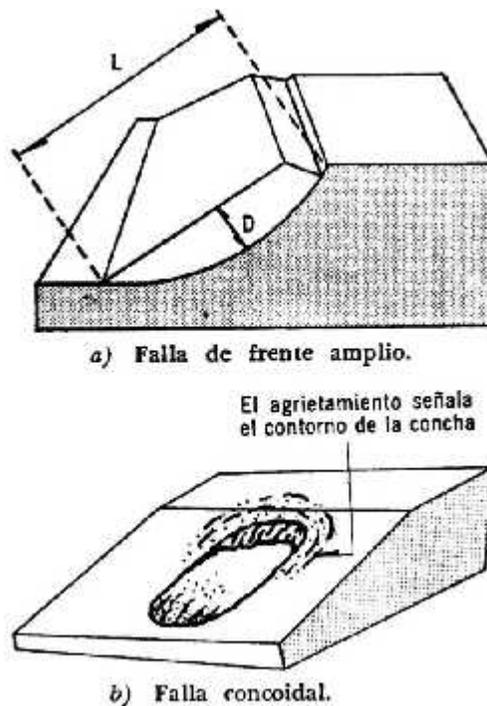
Este tipo de fallas es característico de materiales arcillosos o de suelos con comportamiento mecánico regidos por su fracción arcillosa. Afectan a zonas relativamente profundas del talud siendo esta mayor cuanto más escarpado sea aquél.

Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud en las cuales no interesan el terreno de cimentación; y de base cuya falla también se desarrollan en parte del terreno de cimentación.

Las fallas circulares dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas de falla si el ancho que abarcan es grande en comparación con las dimensiones generales de falla, o ser conoidales si el ancho es pequeño (ver Fig. 2.5).



**Fig. 2.5** Nomenclatura de una zona de falla circular



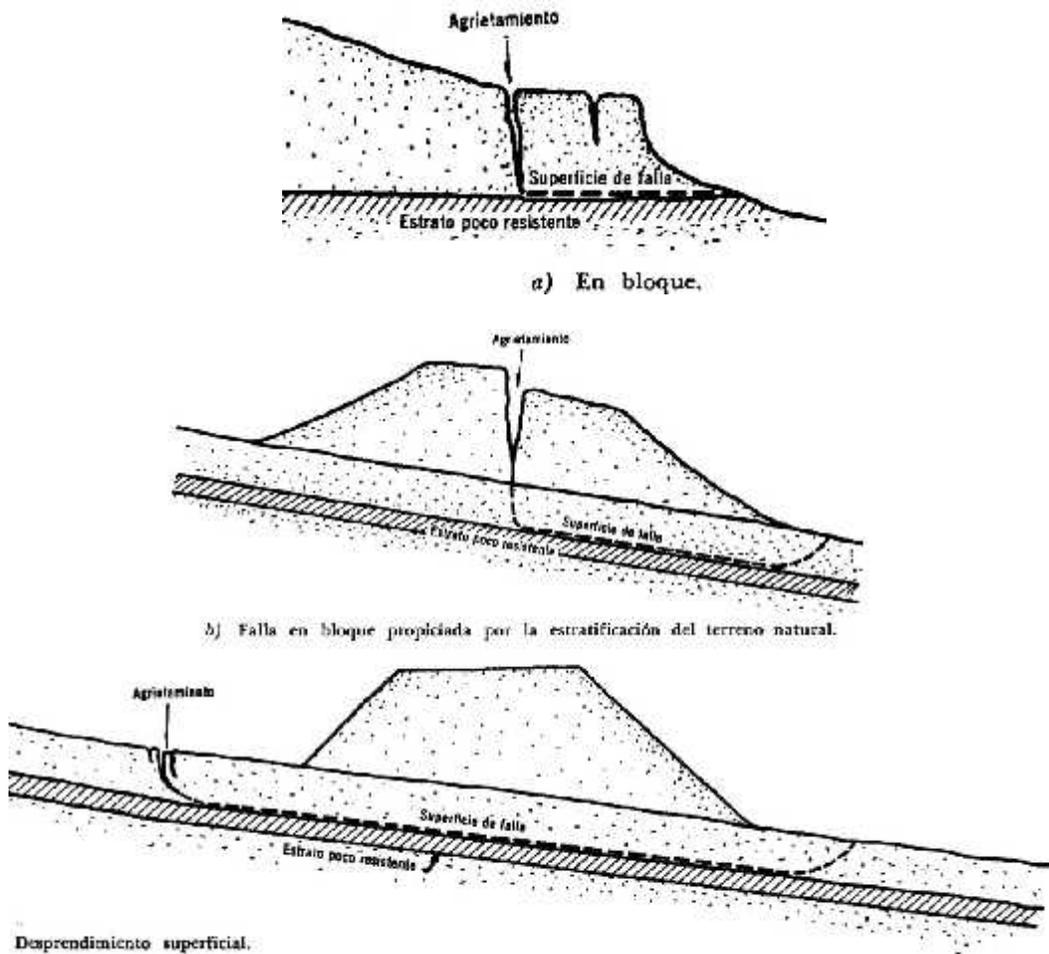
**Fig. 2.6** Tipos de falla rotacionales

Son características de cortes las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica al parecer asociadas a arcillas sobre consolidadas en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, influencia de la estratificación y por causas que se reflejan en un desorden estructural en el talud. Los materiales afectados por esta falla tienen gran fragmentación. Producido el deslizamiento la cabecera del talud queda prácticamente vertical por lo cual tiende a producirse nuevos deslizamientos los cuales deben ser prevenidos.

Por fines de cálculo la superficie de falla curva se la considera circular o por lo menos compuesta por arcos de circunferencias.

### ➤ Traslación

Caracterizada por el desplazamiento del cuerpo del talud respecto de una superficie de falla por lo general plana asociada a un suelo poco resistente ubicado a poca profundidad bajo el talud. La superficie de falla se desarrolla paralela al estrato débil cuyos extremos finalizan en cantiles formados por agrietamientos.



Fig

### . 2.7 Fallas traslacionales

Los estratos débiles pueden ser de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. La debilidad de estos estratos van ligados a elevadas presiones de poro del agua en la arcilla y de elevación de presión de agua en estratos de arena, por tanto se considera que este tipo de falla tendrá mayor posibilidad de ocurrencia en época de lluvia.

Las fallas en bloque (Fig. 2.7 a) además de estar asociadas a un estrado débil como se mencionó se advierte su relación con discontinuidades y fracturas de los materiales de cortes o laderas naturales.

Las fallas de un franja superficial (Fig. 2.6 c) características de laderas naturales están asociadas a material arcilloso meteorizado. Provocado por sobrecargas de un terraplén construido sobre la ladera.

➤ **Falla por erosión**

Este tipo de falla es debido, a la acción del viento y del agua, se produce de manera superficial y subterránea, se presenta con mayor incidencia en taludes que tengan bastante inclinación.

➤ **Falla por licuación o licuefacción**

Consistentes En la pérdida rápida temporal definitiva de resistencia al esfuerzo cortante que desenlaza en el colapso de la estructura hecha en un material que entre en licuación.

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

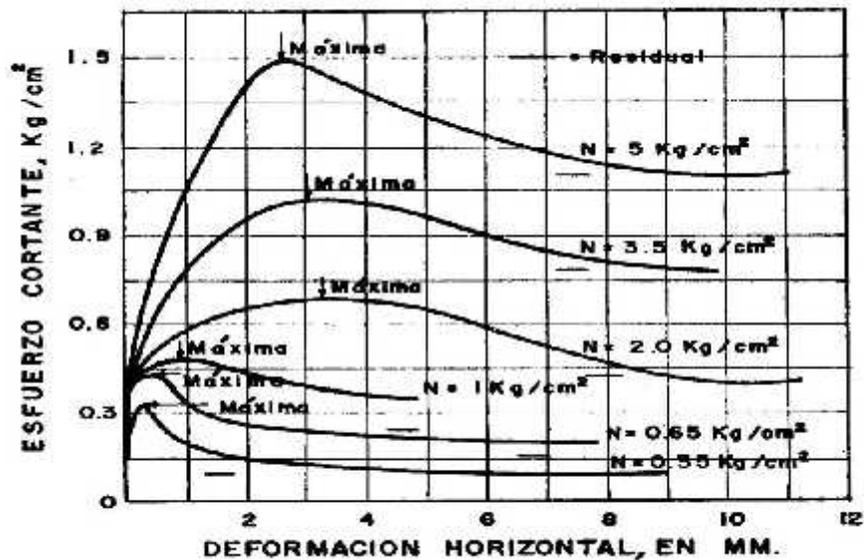
La licuación casi instantánea ha ocurrido en arcillas saturadas muy sensibles (arcillas marinas cuya pérdida de sodio provoca la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y un gran aumento en su sensibilidad) y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada.

### **2.1.3 LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL CÁLCULO NUMÉRICO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES**

Todo método de análisis matemático de falla está fundamentalmente relacionado con la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo ante los esfuerzos cortantes actuantes, por lo que la determinación de los parámetros con que ha de expresarse tal resistencia se convierte de importancia fundamental. También en los párrafos anteriores se observó que la resistencia al corte no es una constante, sino mas bien una variable circunstancial.

En una superficie deslizante, la resistencia desarrollada no es tan alta como resistencia máxima convencional a lo largo de toda la superficie de falla, pero tampoco tan baja como para alcanzar la resistencia residual del suelo.

Patton en un experimento realizado concluyó que para un suelo dado la deformación a la que ocurre la resistencia máxima depende de la presión normal: Para presiones normales bajas se necesita una deformación baja, a medida que crece el valor crece también la deformación necesaria, pero la deformación necesaria vuelve a disminuir para presiones normales aún mayores. Confirmado con el experimento de Colón mostrado en la Fig. 2.8.



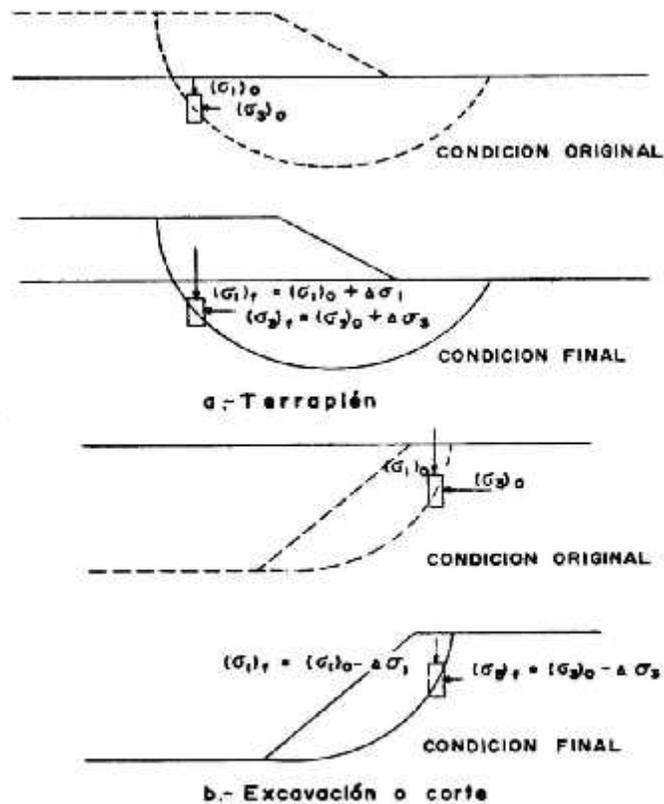
**Fig. 2.8** Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la deformación para muestras de arcilla inalterada, según Colón.

Esta teoría permite establecer que en el caso de una falla rotacional la parte superior se deforma lo suficiente como para sobrepasar la resistencia máxima alcanzada valores próximos a la resistencia residual. En las porciones centrales del arco de falla, donde la presión normal es máxima, las deformaciones también son máximas, desarrollándose la resistencia al corte máxima. En la parte inferior las deformaciones serán tales que se permita desarrollar presiones intermedias entre la máxima y la residual.

De las anteriores ideas, Colón propone dividir el arco de falla (en falla rotacional) en tres porciones a criterio, asignando a la superior el valor de la resistencia residual del suelo, a la intermedia el de la resistencia máxima (presión normal máxima) y a la porción inferior, de la resistencia que resulte de la relación esfuerzo-deformación del suelo obtenida bajo la presión normal que se pueda considerar promedio en dicha porción inferior.

En una arcilla solo se da una falla progresiva si existe alguna discontinuidad (como un corte) en la masa de arcilla de la ladera. El riesgo de falla progresiva aumentará en tanto aumente la relación de la deformación lateral y la deformación correspondiente a dicha resistencia máxima.

En cortes y terraplenes de las vías terrestres se presentan dos tipos de estados de esfuerzo generalmente (Fig. 2.9)



**Fig. 2.9** Casos típicos de aumento o disminución de esfuerzos con el tiempo

Los resultados de laboratorio pueden expresarse en términos de la resistencia existente en el terreno natural, o de esfuerzos totales actuantes en el plano de falla, en el instante de falla. Si en la cámara de resistencia al esfuerzo cortante y la deformación el espécimen se prueba sin drenaje, se obtendrá en estas condiciones la

resistencia rápida del suelo bajo la presión actuante en el campo; se obtendrá la resistencia ligada a los esfuerzos efectivos.

Generalmente en el caso de vías terrestres la estabilidad de los cortes y terraplenes se analizan considerándolos como situados sobre el nivel freático, que es lo que generalmente se da, o porque se desprecian el efecto del agua e incluso el de un eventual flujo, por tanto hace suponer que solo se trabaja desde el punto de vista de los esfuerzos totales. Sin embargo en casos en que los cortes o terraplenes sean analizados bajo condiciones dinámicas de agua en alguna forma, los esfuerzos efectivos serán distintos de los totales por lo cual es necesario distinguir el criterio de análisis de estabilidad con esfuerzos efectivos o totales.

**TABLA 2.1**

(Según Skempton y Hutchinson, 1996)

**PARÁMETROS DE RESISTENCIA PARA PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS NATURALES EN ARCILLA**

Tipo de falla	Arcilla	Cortes		Laderas naturales	
		Condiciones iniciales	Condiciones a largo plazo	Estabilidad a 100 años	Estabilidad a 1000 años
Deslizamiento convencional	Suave, normalmente consolidada, intacta	$c, c_u$		$c, W$	
	Ligeramente sobreconsolidada.		$c, W$	$c, W$	
	Rígida intacta			$c, W$	
	Rígida fisurada	$f, x, c_u$	$r, c, W$	$c, \bar{c}, W$	$c, \bar{c}, W, \bar{W}_r$
	Muy fisurada y agrietada	$c, \bar{c}, W$			
Deslizamiento con superficie de falla pre-existente.	Todos los casos	$c_r, W_r$	$c_r, W_r$	$c_r,$	$W_r$

$c_u$  = parámetro de resistencia máxima, no drenada.

$c, \phi$  = parámetros de resistencia máxima, drenada.

$c_r, \phi_r$  = parámetros de resistencia residual.

$x$  = factor de reducción por condiciones de prueba, anisotropía, etc.

$f$  = factor de reducción por fisuramientos.

$r$  = factor de reducción dependiente del tiempo.

En cuanto a las grietas de tracción que se presentan en la corona de un talud, parece improbable que el esqueleto mineral de un suelo pueda soportar tensiones, al menos durante un período prolongado de tiempo, por esto en la corona de un talud suele presentarse grietas de tracción, pues el esfuerzo horizontal efectivo es de tensión.

Terzaghi propone algunas reglas que consideran el efecto de las grietas de tracción producidas en la corona de un talud cohesivo antes de su falla.

#### **2.1.4 FUERZA QUE ACTÚAN EN UN DESLIZAMIENTO Y FACTOR DE SEGURIDAD**

Todo deslizamiento de talud, está relacionado, por la fuerza que produce rotura o falla, que es la fuerza activa de los estados plásticos de Rankine, la cual en un talud se reflejan principalmente en su peso propio: con una fuerza resistente, que es la llamada resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de falla.

En lo que se refiere al factor de seguridad que es el valor determinante en un cálculo de estabilidad, se puede decir que existen varias formas de definirlo, a continuación mencionamos algunas de estas.

- 1) El valor mínimo de la relación, entre la fuerza activa y la fuerza resistente, para diversas posiciones de la superficie de falla, es el factor de seguridad.

$$FS = \frac{fr}{fa}$$

FS = Factor de seguridad.

fr = fuerza resistente

fa = fuerza activa

- 2) El factor de seguridad, es la relación de la resistencia al corte disponible, con respecto a la fuerza tangencial necesaria para equilibrarlo.

$$FS = \frac{\tau}{\tau'}$$

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}\phi$$

$\tau'$  = Fuerza componente del peso.

$\tau$  = Resistencia al corte

$\tau'$  = Fuerza tangencial.

- 3) En el caso de suelos puramente friccionante el factor de seguridad es la relación entre los valores de las tangentes de los ángulos, de fricción interna y de inclinación respectivamente, como se ve a continuación:

$$FS = \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\alpha}$$

$\phi$  = ángulo de fricción interna.

$\alpha$  = ángulo de inclinación.

- 4) El factor de seguridad es la reacción, del momento de las fuerzas resistentes a lo largo de la superficie de falla, con respecto al momento del peso de la masa deslizante.

$$FS = \frac{Mr}{Md}$$

Mr= Momento resistente.

Md= Momento deslizante.

Los momentos son respecto al centro del círculo de deslizamiento usado por varios métodos de cálculo de estabilidad e taludes.

Si:  $FS = 1$ , entonces el talud se halla en un estado de equilibrio límite;  $FS < 1$ , deberá considerarse al talud como inseguro, con tendencia más proclive a deslizarse en cualquier momento;  $FS > 1$  garantiza la estabilidad del talud, por lógica es de suponer que si quisieran obtener valor muy superiores a la unidad para el factor de seguridad, aquello no es posible por diversas causas, siendo la principal la economía del proyecto.

Por tanto el factor de seguridad “mide la capacidad del talud, para mantenerlo estable” bajo diversas condiciones. Este factor de seguridad es función de muchas variables entre ellos el tiempo, dado que el factor de seguridad varía en el tiempo.

Muchos autores recomiendan valores mínimos para el valor del factor de seguridad, cuyo rango en general va de 1.2 a 1.5. Dependiendo de la importancia y del servicio que el talud prestará.

Tomando en cuenta todo lo que se consideró, el presente proyecto, empleará como valor mínimo para el factor de seguridad, uno punto dos ( $FS=1.5$ ) que es el más usado en el diseño de carreteras.

## **2.15 ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE**

El ensayo de Compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1 : 2. 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.

Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia encofinado.

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

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



**Fig 2.10** Ensayos de cortante

## 2.2 MÉTODOS DE SPENCER

Inicialmente pensado para el análisis de superficies de rotura circulares, el método de Spencer (1967) puede ser aplicado a superficies no circulares siempre que se adopte un centro de rotación friccional. En este método se suponen todas las fuerzas entre elementos (Figura 2.12).

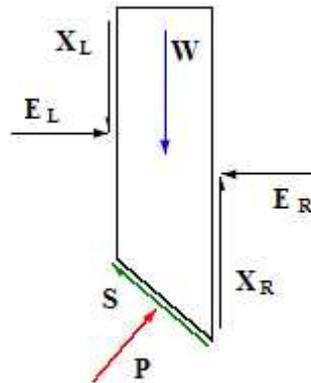


Fig. 2.11 Método de Spencer

Representación de las fuerzas actuantes en una rebanada consideradas en el método de Spencer y Morgenstein-Price.  $W$  cargas verticales externas,  $E_L$  y  $E_R$  las fuerzas normales izquierda y derecha entre rebanadas;  $X_L$  y  $X_R$  fuerzas verticales entre rebanadas a izquierda y derecha;  $P$  y  $S$  son la fuerza normal y tangencial a la base de la rebanada.

También se supone que las fuerzas entre rebanadas tienen una inclinación constante ( $\theta$ ) a lo largo de toda la recta, de forma que:

$$X / E = \tan \theta$$

Dónde:

$X$  son las fuerzas verticales

$E$  las horizontales.

La fuerza normal en la base del elemento será pues:

$$P = \left[ W(E_R - E_L) \cdot \tan \theta - \frac{1}{FS} (c'l \sin i - ul \tan \varphi' \sin i) \right] / m_i$$

$$\text{donde } m_i = \cos i \cdot \left( 1 + \tan i \cdot \frac{\tan \varphi'}{F} \right)$$

Dónde:

FS: Es el factor de Seguridad definido como la tensión de corte movilizada respecto a la disponible.

ER y EL : Son las fuerzas horizontales que actúan desde la derecha e izquierda respectivamente, entre los elementos de la rebanada.

$u$  : Es la presión de poros en la superficie de rotura

$l$  : Es la longitud de la base de la rebanada

$i$  : La inclinación de la base del elemento;

$c'$  : Cohesión del suelo del talud en la superficie de rotura

$\phi'$  : Es el ángulo de fricción en la superficie de rotura.

Suponiendo que el ángulo  $\phi'$  es constante para todos los elementos de la vertiente, se pueden hacer ambos, el equilibrio global de momentos y el de fuerzas, de manera que se encuentran dos valores del Factor de Seguridad, el del equilibrio de fuerzas ( $F_f$ ) y el de momentos ( $F_m$ ).

Se puede encontrar un valor de  $\phi'$  tal que ambos factores de seguridad coincidan, que será el Factor de Seguridad de la vertiente. Spencer estudió la relación entre  $F_f$  y  $F_m$  por un problema tipo. Dedujo que el factor de seguridad resultante del equilibrio de momentos es relativamente insensible a los fuerzas entre elementos. Esta conclusión es coincidente con la de Bishop.

Debido a que la ecuación planteada es muy compleja de resolverla manualmente Spencer realizó un Abaco que permite encontrar el FS en forma iterativa, a continuación se da los pasos para hallar el F.S.

### **Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis**

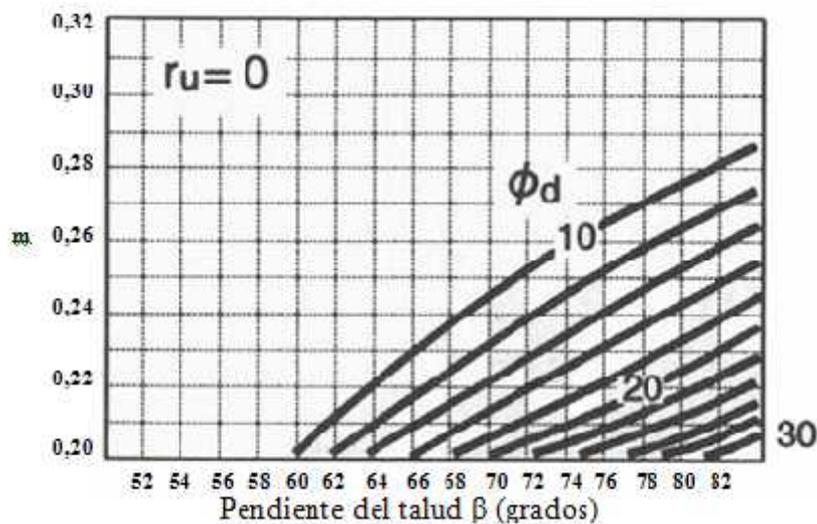
- Altura de cada talud  $H$  (metros)
- Pendiente del talud  $\alpha$  (grados)
- Cohesión del suelo  $C_u$  (KN/m<sup>2</sup>)
- Altura del nivel freático  $H_W$  (m)
- Ángulo de fricción  $\phi'$  (°)
- Peso específico del suelo  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>)

**Paso 2. Asumir un  $FS_n = 1$  y estimar el ángulo de fricción necesario  $\varphi_d$**

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \varphi}{FS_n} \right)$$

**Paso 3. Hallar la constante m del Abaco**

Al gráfico se debe entrar con el valor del ángulo del talud y el ángulo de fricción necesario



**Fig. 2.12** Abaco de Spencer para la determinación de m

**Paso 4. Hallar el factor de seguridad calculado**

$$FS = \frac{Cu}{m \cdot \gamma \cdot H}$$

**Paso 5. Verificar si FS es igual a  $FS_n$**

En el caso de que estos valores no coincida se debe volver a asumir otro valor de  $FS_n$  y volver a calcular el valor de FS

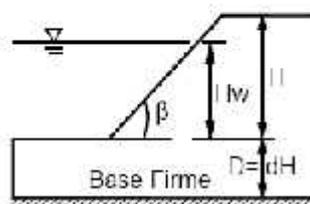
### 2.3.- METODO DE JAMBU

El método de tablas de Janbú presenta dos procedimientos, uno para suelos cohesivos ( $c > 0$ ), y otro para suelos friccionantes ( $c = 0$ ). Para suelos cohesivos, el procedimiento es el mismo de Taylor. Para los suelos friccionantes o mixtos, el procedimiento es un poco más complejo. A continuación se da el procedimiento para las Tablas de Janbú para  $c = 0$ . Paso a paso:

#### Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis

- Altura de cada suelo H (metros)
- Pendiente del talud  $\beta$  (grados)
- Cohesión del suelo  $C_u$  (KN/m<sup>2</sup>)
- Altura del nivel freático  $H_w$  (m)
- Peso específico del suelo  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>)
- Profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable D (Metros)

#### Paso 2. Calcular el factor de profundidad d



**Fig 2.13.** Variables de talud

Calcular el factor d, por medio de la siguiente fórmula:

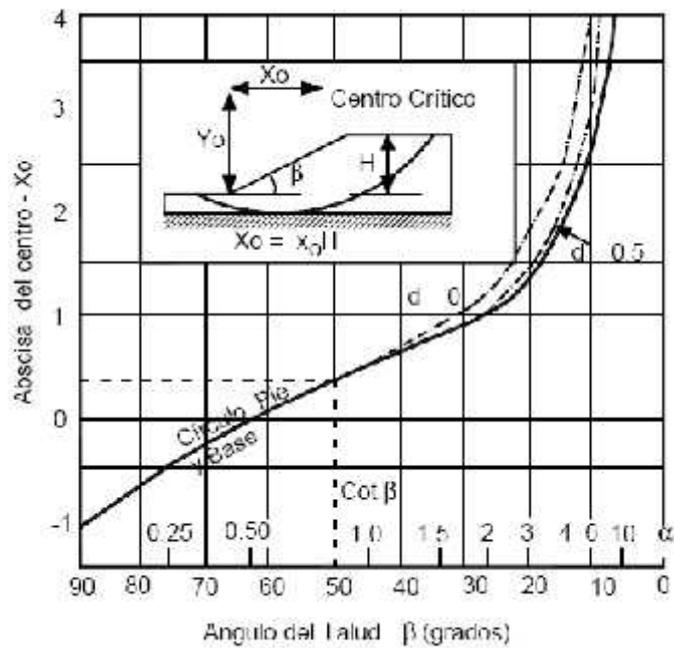
$$d = \frac{H_w}{H}$$

Donde:

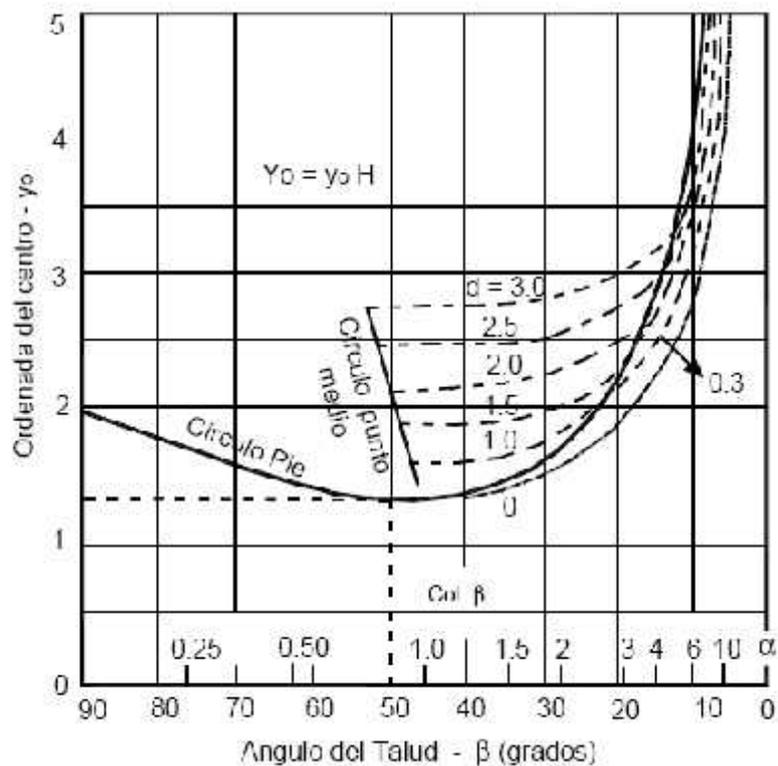
$H_w$  = Altura del nivel freático

$H$  = Profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

**Paso 3. Obtener la localización del círculo crítico ( $X_o, Y_o$ ). (Figura 2.14)**



**Fig 2.14** Coordenada  $X_o$  para el círculo crítico. (Janbú 1968).



**Fig. 2.15:** Coordenada  $Y_o$  para el círculo crítico. (Janbú 1968).

De las Figuras 2.14 y 2.15, determinar la localización del centro del círculo crítico  $X_o, Y_o$ . Para los taludes más empinados que  $53^\circ$ , el círculo crítico

pasa por el pie. Para taludes más tendidos de 53°, el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca

#### **Paso 4. Calcular Cc promedio (Cohesión del suelo)**

Utilizando como guía el círculo estimado, se determina el valor promedio de la resistencia, Cc. Esto se realiza calculando el promedio ponderado de las resistencias a lo largo del arco de falla, con el número de grados interceptado por cada tipo de suelo como factor de ponderación.

#### **Paso 5. Calcular el factor de reducción**

Puede encontrarse factor de reducción por carga adicional, factor de reducción por sumergencia e infiltración, factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en la grieta y factor de reducción por grieta de tracción con presión hidrostática en la grieta. En las figuras 2.19 a 2.20, se muestran las tablas que se emplearán según el caso que se presente.

#### **Paso 6. Calcular Pd**

Pd se calcula con la siguiente fórmula:

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

Donde:

= peso unitario promedio del suelo

H = altura del talud

q = sobrecarga

w = peso unitario del agua

Hw = altura de agua fuera del talud

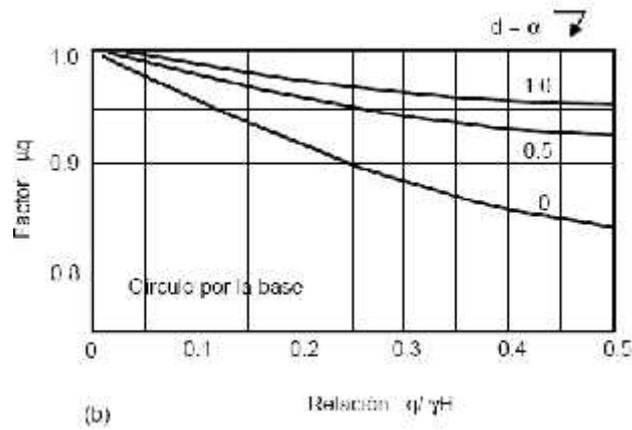
$\mu_q$  = factor de reducción por sobrecarga

$\mu_w$  = factor de reducción por sumergencia

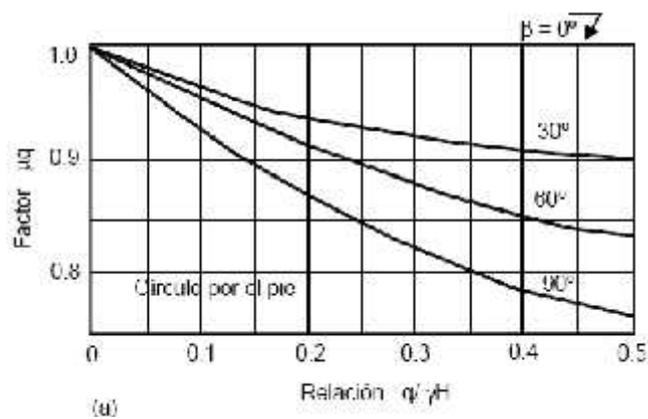
$\mu_t$  = factor de reducción por grieta de tracción

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

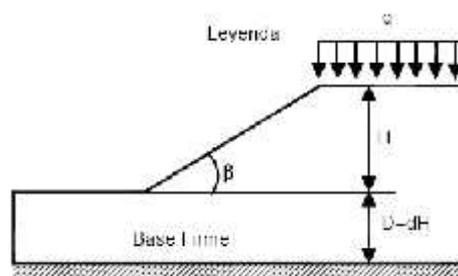
En la fórmula de Pd se toma q = 0,  $\mu_q = 1$  para la condición no consolidada



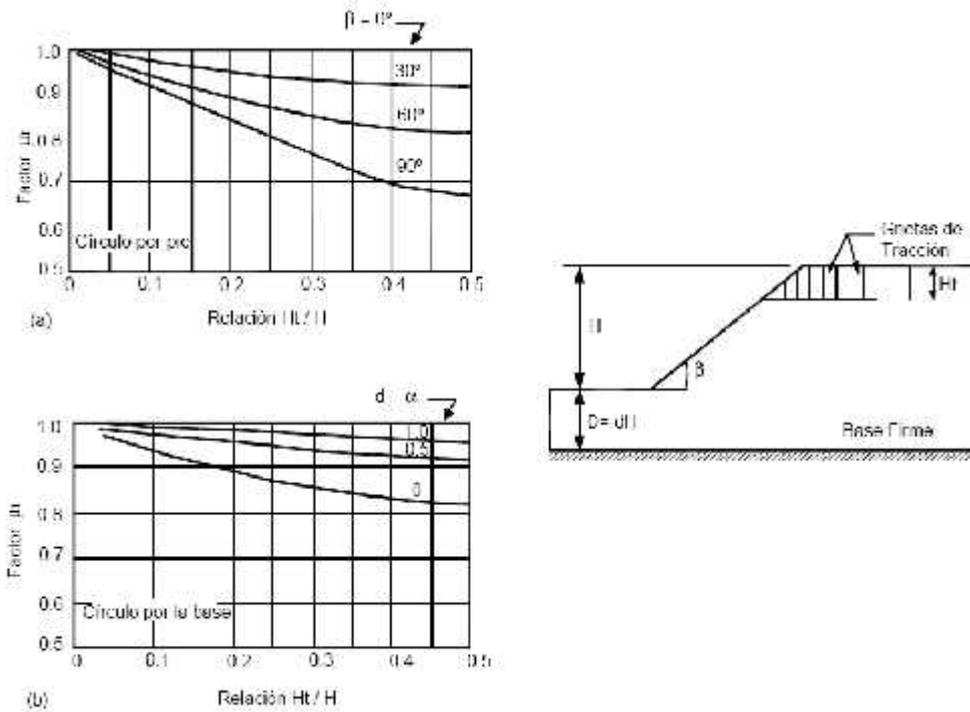
**Fig 2.116:** Grafica para obtener  $\mu_q$  cuando el círculo pasa por la base



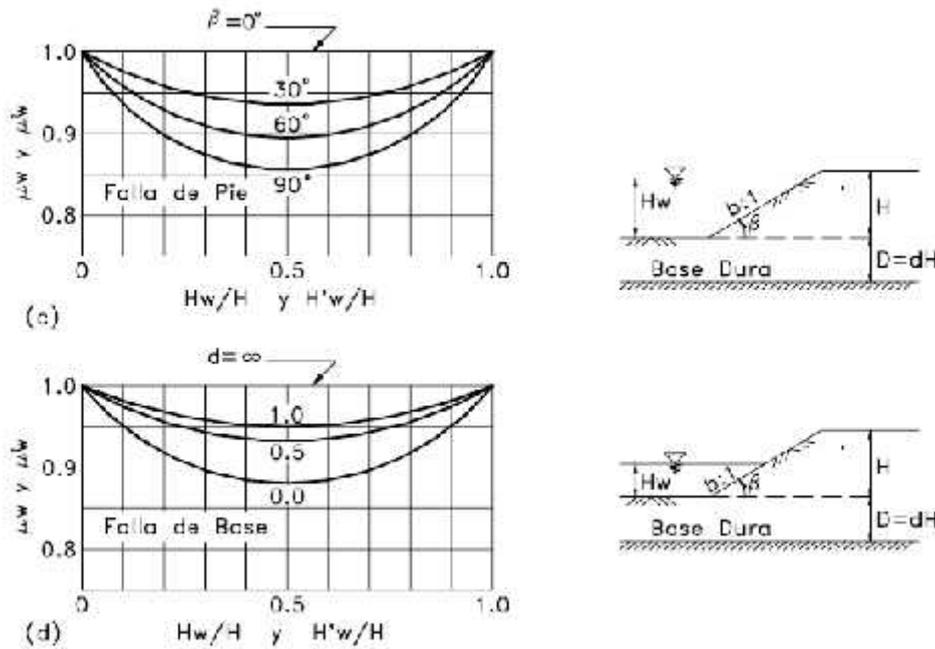
**Fig 2.17:** Grafica para obtener  $\mu_q$  cuando el círculo pasa por el pie



**Fig. 2.18:** Factor de reducción por carga adicional para tablas de Janbú.



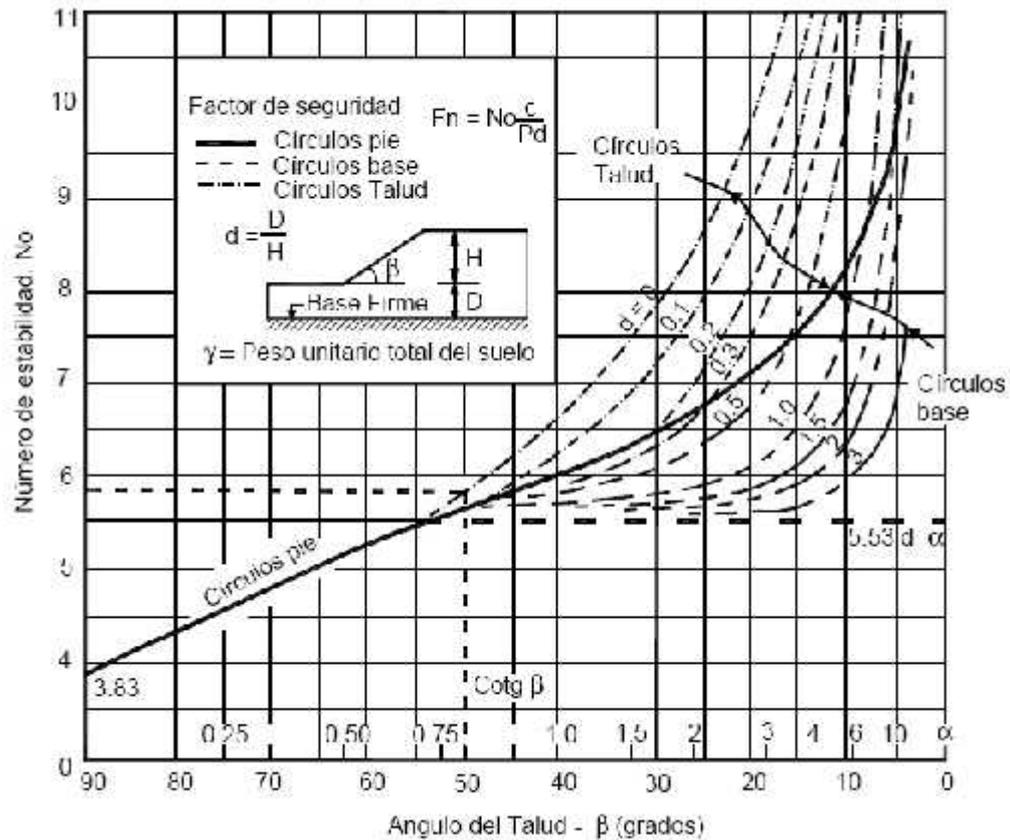
**Fig. 2.19:** Factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en ésta. (Janbú, 1968).



**Fig 2.20:** Factor de reducción por sumergencia

**Paso 7. Calcular el número de estabilidad  $N_o$**

De la Figura 2.21, se determina el valor del número de estabilidad ( $N_o$ ), que depende del ángulo del talud.



**Fig. 2.21:** Número de estabilidad.

### Paso 8. Calcular la cohesión requerida

Se calcula despejando  $c_{req}$  de la fórmula del número de estabilidad  $N_o$ .

$$c_{req} = \frac{\gamma \cdot H}{N_o}$$

El  $c_{req}$  debe ser menor o igual que la cohesión calculada en el laboratorio ( $C$ ) mediante el ensayo triaxial o el ensayo de carga directa.

### Paso 9. Calcular el factor de seguridad

Se utiliza la expresión:

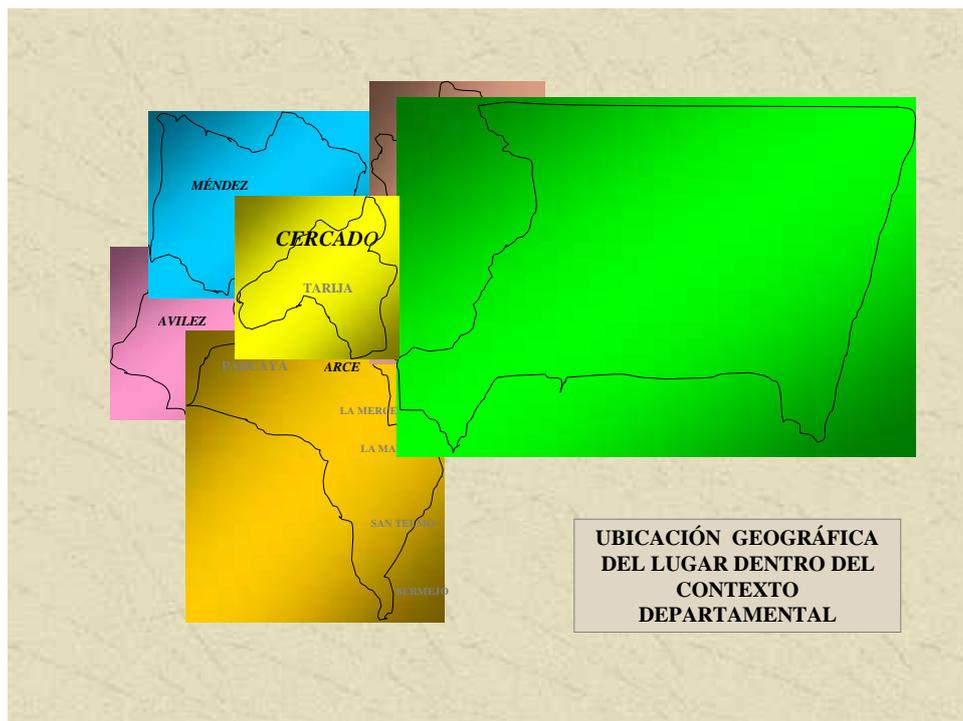
$$F_s = \frac{N_o \cdot c}{P_d}$$

Su proceso requiere varios tanteos hasta hallar el factor de seguridad que satisfaga la relación y el límite mínimo dado.

### CAPITULO III

## ANALISIS DE TALUDES YA CONSTRUIDOS TRAMO PUENTE RUJERO -MULLICANCHA

### 3.1 UBICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO

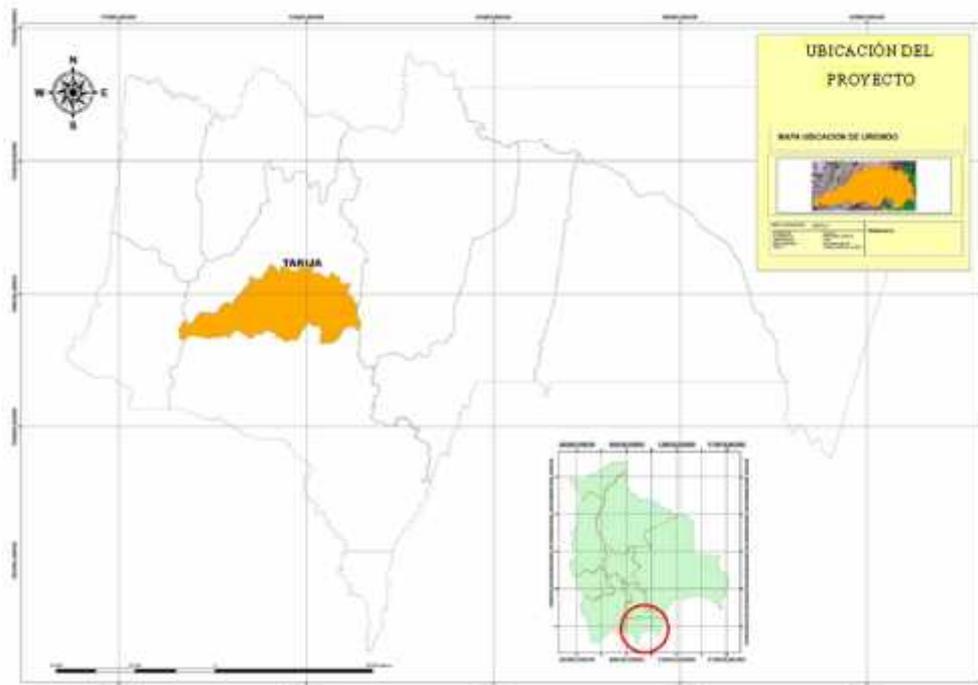


**Foto 3.1** Ubicación en el Departamento.

Para la aplicación de esta tesis se eligió el tramo RUJERO-MULLICANCHA, la elección del tramo se hizo tomando en cuenta varios aspectos como: importancia de la carretera desde el punto de vista del tráfico vehicular, muy relacionado con la zona turística que representa la comunidad de MULLICANCHA, de momento ya presentan inestabilidad superficial en las coronas de los taludes.

En este contexto se consideró que para dar mayor aplicabilidad al trabajo, era necesario escoger un lugar del sector con las características más críticas tomando en cuenta parámetros tales como: altura, y topografía de la zona circundante al talud. Así se remitió a recopilar toda la información disponible del sector

determinándose como el lugar más crítico el correspondiente a la progresiva 3+600 del tramo, correspondiente al lado izquierdo del eje de la carretera.



**Foto 3.2:** Ubicación en la provincia

### 3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TALUDES:

#### UBICACIÓN DEL PROYECTO

En general el valle 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 muchos menos cantidad arenas finas y gravas, que descansa sobre un lecho rocoso de lutitas y siltitas.

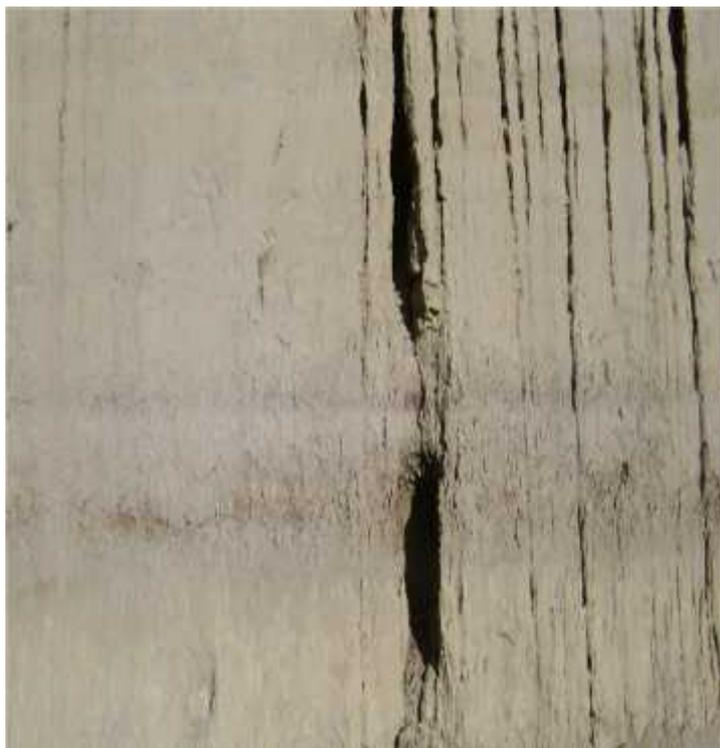
La zona de ubicación de los taludes está conformada por estratos predominantemente de arcillas limos normalmente consolidados de origen lacustre, con poca variación de colores que van de marrón claro a gris. Además en estos cortes se observa presencia de grava con un espesor de hasta 1m en la parte superior del corte (Ver fotografía 3.1), de cuya capa se originan desprendimientos hacia la carretera.

En la parte posterior de los taludes se observa depósitos de suelo erosionados, las arcillas inorgánicas plásticas constituyen el material predominante.

Se observan 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.

La progresiva 2+000 para el análisis, presenta las siguientes características de construcción y diseño:

TALUD		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	81
Longitud promedio del talud	m	35
Altura promedio del talud	m	12



**Foto. 3.3** Sección transversal prog. 2+000

### **3.3 ESTUDIO DE LA ZONA**

El estudio que emprenderá el proyecto, está referido a realizar el reconocimiento de la zona de aplicación del proyecto, además se llevarán muestras del talud a ser estudiado con el fin de proceder a los respectivos ensayos en el laboratorio.

También se intentará recabar la mayor y mejor información posible de la zona en cuestión, referidos a geología y algunos proyectos que existan del tramo en estudio.

Para tan fin este capítulo abarca dos puntos que son: primero las características geométricas actuales del lugar a las que ya se hizo referencia, y la segunda parte el análisis de suelos, parte esta que comprenderá 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.

La geología de la zona muestra clara presencia de depósitos de sedimentos lacustres correspondiente al cuaternario.

### **3.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS COMPONENTES DE LOS TALUDES**

#### **3.5.1 TOMA DE MUESTRAS**

Para la toma de las muestras se ubicaron tres puntos a cada lado de la carretera, Para el talud izquierdo y tres para el talud derecho, comprendidos entre las progresivas 2+000, 3+000, 3+100. Las muestras tomadas del talud correspondiente al lado izquierdo del eje de la carretera se las denominó como A1, A2, A3, en el croquis (Fotografía. 3.3) de la zona se observa con más claridad la ubicación de estos puntos.

Las muestras fueron de condición alteradas, de cada punto se extrajo 5 Kg. de muestra recopilando un total de 30 Kg. del talud derecho e izquierdo de la zona.



**Foto 3.4** Ubicación de los putos de extracción de las muestras

### **3.5.2 ANÁLISIS DE LAS MUESTRAS DE SUELO**

El estudio geotécnico, tiene por objeto determinar las características físicas mecánicas de los suelos componentes de los taludes en estudio.

Los análisis efectuados por el laboratorio de suelos de la “Universidad Autónoma Juan Misael Saracho” sobre las muestras que se extrajeron del sector de estudio nos muestran que se trata de un suelo CL de la clasificación unificada de suelos (USCS), arcillas inorgánicas de plasticidad media de granulometría fina, más del 90 % pasa el tamiz 200.

Registra, un límite líquido de 36, un límite plástico de 20, un índice plástico de 16. Peso específico de  $1.68 \text{ T/m}^3$ , cohesión de  $4.6 \text{ T/m}^2$  y ángulo de fricción de  $17^\circ$ .

#### **3.5.2.1 COMPRESIÓN**

De informes recopilados de estudios hechos del valle central de Tarija, reportan que el mismo está sujeto a procesos de consolidación normal de manera que las

arcillas del valle central de Tarija son semejantes y presentan características semejantes, por lo cual los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio se adoptarán tomando muy en cuenta los resultados que se obtuvieron en dicho estudio.

Para la determinación de los parámetros del suelo en estudio, se sometió las muestras de suelo a un ensayo de compresión, el material fue tallado con las dimensiones de una probeta de hormigón, este ensayo nos ayudo a obtener el ángulo de fricción y el dato para calcular su cohesión “Prueba rápida” (ver fotografía 3.5)



**Foto 3.5** Probeta lista para ensayo a compresión simple

La resistencia a compresión representa la resistencia que tiene un suelo natural.

Para el ensayo a compresión se tomaron tres muestras la muestra  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$ , representativas de las tres muestras, de los tres taludes más críticos del tramo.

Las muestras fueron preparadas o moldeadas según se muestra en la fotografía 3.5. Se prepararon 3 muestras cilíndricas con una relación entre el largo del cilindro y su diámetro, todos estos pasos se muestran en las fotografías 3.4, 3.5 y 3.6.



**Fotografía 3.6** Otra de las probetas que también fue sometida a compresión

Se aplicaron a cada espécimen las presiones respectivas donde la primera probeta se fisura a 12 KN. La segunda a 12.15 KN. Y la tercera a 11.47 KN. con el fin de obtener varios ángulos de rotura y diferentes presiones de carga que permitan obtener y calcular cohesión y ángulo de fricción interna del suelo.

En esta fotografía podemos observar los resultados del ensayo a compresión donde se ve claramente el ángulo de rotura dato que se quería obtener en este ensayo. (Fot. 3.7)

### 3.6 CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

#### 3.6.1 MÉTODO DE CÁLCULO A EMPLEAR EN EL PROYECTO

El método adoptado para calcular la estabilidad de taludes es el método SPENCER y Jambu por considerarse a este como el más adecuado para los fines que persigue el presente proyecto, dado que el error de cálculo del factor de seguridad es del orden de 10 al 15%, con respecto a parámetros de resistencia supuestos, dado que no se tiene certeza absoluta en la elección de los parámetros de resistencia como ser la cohesión el ángulo de fricción interna, ya que no es posible obtener muestras totalmente inalteradas, por ende ese error de cálculo se puede considerar razonablemente aceptable en la práctica.

Se realizaron varias iteraciones considerando falla por la base del talud, por el pie y por el cuerpo del talud de los cuales se escogió aquel que arrojara el menor factor de seguridad como la superficie potencial de falla para el talud en estudio.

#### 3.6.1 MÉTODO DE SPENCER

Para aplicar este método se verifico primero el FS actual:

##### Paso N° 1: Parámetros de entrada

- Altura de cada suelo  $H = 12 \text{ m}$
- Pendiente del talud  $= 81^\circ$
- Cohesión del suelo  $C_u = 4700 \text{ kg/m}^2$
- Peso específico del suelo  $= 1680 \text{ kg/m}^3$
- Angulo de fricción  $= 17^\circ$

##### Paso 2. Asumir un $FS_n = 1$ y estimar el ángulo de fricción necesario $\varphi_d$

$$\varphi_d = \tan^{-1} \frac{\tan 17}{1} = 17^\circ$$

### Paso 3. Hallar la constante m del Abaco

Al grafico se debe entrar con el valor del ángulo del talud y el ángulo de fricción necesario

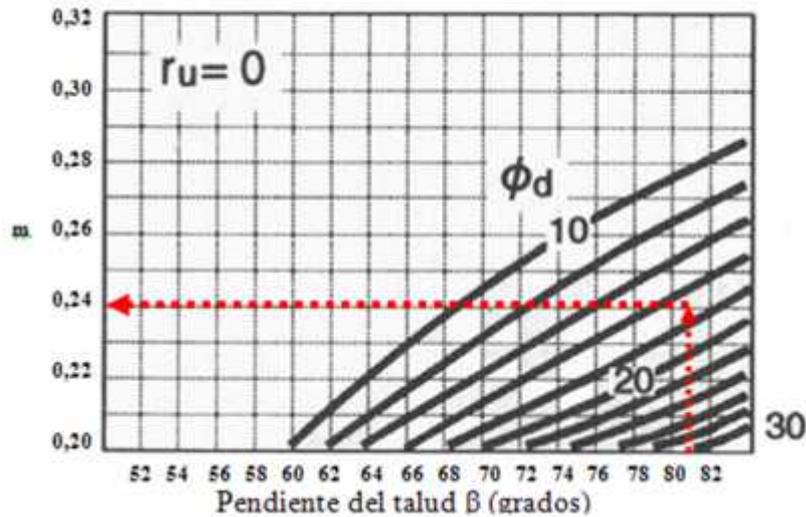


Fig. 3.1 Abaco de Spencer para la determinación m

De ábaco obtenemos  $m = 0.24$

### Paso 4. Hallar el factor de seguridad calculado

$$FS = \frac{4700}{0,24 \cdot 1680 \cdot 12} = 0,971$$

### Paso 5. Verificar si FS es igual a FSn

Debido a que FSn y FS no son iguales se vuelve a sumir otro valor de FSn y luego de varias iteraciones se obtiene que

$$FS_n = FS = 0.999$$

### 3.6.2 MÉTODO DE JANBU

Para aplicar este método se verifico primero el FS actual:

#### Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis

- Altura de cada suelo  $H = 12$  m
- Pendiente del talud  $\alpha = 81^\circ$
- Cohesión del suelo  $C_u = 4700$  kg/m<sup>2</sup>
- Altura del nivel freático  $H_w = 0$  m
- Peso específico del suelo  $\gamma = 1680$  kg/m<sup>3</sup>
- Profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable mayor a 140 m

#### Paso 2. Calcular el factor de profundidad d

$$d = \frac{H_w}{H} = 0$$

#### Paso 3. Obtener la localización del círculo crítico ( $X_o$ , $Y_o$ ).

De figura 2 , 8 se obtiene  $x_o = -0.65$

$$X_o = x_o \cdot H = -0.65 \cdot 12 = -7.8 \text{ m (coordenada en el eje X)}$$

De figura 2 , 9 se obtiene  $y_o = 1.75$  m

$$Y_o = y_o \cdot H = 1.75 \cdot 12 = 21 \text{ m (coordenada en el eje Y)}$$

#### Paso 4. Calcular C promedio (Cohesión del suelo)

Debido a que solo se trata de un tipo de estrato la cohesión obtenido en el laboratorio es:

$$C = 4,7 \text{ tn/m}^2$$

#### Paso 5. Calcular el factor de reducción

Debido a que no existen grietas en la cima del talud, tampoco existe sumergencia de la base y no existe una sobrecarga en la cima se asume:

$$\text{Reducción por sumergencia : } \mu_w = 1$$

$$\text{Reducción por Tracción : } \mu_t = 1$$

Reducción por sobrecarga :  $\mu_q = 1$

**Paso 6. Calcular Pd** (factor de cálculo del F.S)

$$P_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t} = 20.16$$

**Paso 7. Calcular el número de estabilidad No**

De la Figura 2.20, se determina el valor del número de estabilidad  $No = 4.4$

**Paso 8. Calcular la cohesión requerida**

$$C_{req} = \frac{\gamma \cdot H}{No} = 4582$$

Donde la cohesión requerida es menor que la cohesión actual

**Paso 9. Calcular el factor de seguridad**

Se utiliza la expresión:

$$F_s = \frac{No \cdot Cu}{P_d} = 1.021$$

De manera similar se calculo para otros ángulos hasta llegar a un F.S. óptimo.

### 3.3 RESUMEN DE CÁLCULOS.

En el siguiente cuadro se muestra los diferentes Factores de seguridad para diferentes ángulos de talud.

ANGULO DE TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD	
	JAMBU	SPENCER
40°	2.121	1.981
45°	2.017	1.987
50°	1.914	1.854
55°	1.812	1.702
60°	1.698	<b>1.587</b>
65°	<b>1.538</b>	1.488
70°	1.462	1.388
75°	1.302	1.174
80°	1.122	1.099
81°	1.021	0.999
85°	0.925	0.878

## **CAPITULO IV**

### **ANALISIS 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

	<b>Detalle</b>	<b>% del Costo directo</b>
-	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
<b>1</b>	<b><u>Sub total</u></b>	<b>11.10</b>

#### 4.2.2 GASTOS DE PROPUESTA Y CONTRATOS

	<b>Detalle</b>	<b>% de Costo directo</b>
-	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
	<b>Sub total</b>	<b>2.65</b>
	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	3960	25.07	99277.2
					<u>99277.2</u>

Son: Noventa y Nueve mil Doscientos Setenta y siete con 2/100 Bolivianos

Para el presente calculo no se tomo en cuenta otras actividades ya que son comunes para la comparación entre ambos métodos estudiados

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: MOVIMIENTO DE TIERRA  
 Proyecto: ANALISIS DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES DE CARRETERA  
 Módulo: ANEXO IV  
 Unidad: m3

Nº	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.	0.017	12.5	0.2125
2	-	AYUDANTE OPERADOR	HR.	0.015	9	0.1350
3	-	CHOFER	Hr.	0.1	7	0.7000
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	1.0475
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.5761
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.2426
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1.8662
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
1	-	TRACTOR	HR.	0.015	490	7.35
2	-	PALA CARGADORA	hr	0.002	420	0.84
3	-	VOLQUETA	hr	0.1	100	10.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(E) =	0.0288
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	18.2188
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	20.1138
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	2.0114
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	2.2125
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	24.3377
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	0.7301
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	25.068
>		PRECIO ADOPTADO:				25.07

Son: Veinte cinco con 07/100 Bolivianos

**TABLA 4.1.** Análisis de precios unitarios

## CAPITULO 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 los datos se pretendió obtener algunos estudios geométricos del tramo de estudio, 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 RUJERO –MULLICANCHA concernientes a esa zona.
- Para poder conocer la resistencia al corte del suelo en estudio al no contar con ningún aparato que permitiera determinar los parámetros de la resistencia al corte en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería, se tuvo que realizar con un aparato que solo nos da compresión simple, en donde se hizo uso del laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho para tal fin.

- 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°A° con el material natural recogido del lugar para así obtener los datos que se buscaba.
- En cuanto a las pruebas de compresión y cálculos que se hizo, se obtuvieron los siguientes resultados:
  - Cohesión no consolidada no drenada  $C = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$
  - Angulo de rozamiento interno  $\phi = 17^\circ$
- El modelo de Spencer y Jambu dan valores muy parecidos, sin embargo en este trabajo se pudo evidenciar que el modelo de Spencer da valores más conservadores, sin embargo no se pudo afirmar que dicho modelo sea el mejor
- 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.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener mucho cuidado con la adopción de factores de seguridad
- Para obtener la cohesión del suelo se recomienda usar el equipo de ensayo triaxial ya que se obtendrá datos más precisos y al mismo tiempo se debe de realizar varias probetas para obtener el mismo
- Se debe de estudiar con mayor profundidad el modelo de Spencer usando un software adecuado
- Se recomienda tomar varias muestras del material del que esta 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.
- Es muy importante tomar en cuenta el nivel freático para obtener resultados más precisos.