



CAPÍTULO 5.
PROYECTO DE LOS TAJOS DE ACCESO



DIRECCIÓN GENERAL DE
SERVICIOS TÉCNICOS

CAPÍTULO 5. PROYECTO DE LOS TAJOS DE ACCESO



Portal Mazatlán del Túnel Las Charcas. Autopista Durango-Mazatlán. SCT (2011)

5.1. CRITERIOS PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LOS PORTALES

La mayoría de los problemas en los emportalamientos de túneles, cuando se excavan en roca, suceden a causa de roturas de talud a favor de juntas que buzan hacia el exterior del mismo y/o volteos de bloques cuyas juntas buzan hacia el interior. En el caso de taludes en suelos, pueden presentarse roturas parciales e incluso roturas generalizadas. El talud frontal habitualmente es el más conflictivo. Sin embargo, muchas veces se infravalora su posible inestabilidad, confiando demasiado en el efecto tridimensional de la trinchera de acceso y en la dimensión relativamente reducida de su base.

La posición de los accesos al túnel, deberá plantearse y analizarse en varias alternativas, variando los cadenamientos de entrada y de salida; así como las pendientes de los taludes en los cortes, adecuando a estos, los cambios de longitud del túnel por excavar, la de los emboquilles y la de túneles falsos, así como la altura de los cortes. De entre las posibles soluciones analizadas se deberá elegir aquella que arroje las condiciones constructivas y de estabilidad más favorables para la obra.

5.2. DEFINICIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DE LAS EXCAVACIONES

La naturaleza del material que forma un talud está íntimamente relacionada con el tipo de inestabilidad que éste pueda sufrir, ya que las diferentes litologías dan como resultado un distinto grado de susceptibilidad potencial ante la ocurrencia de deslizamientos o roturas. Las propiedades físicas y resistentes de cada tipo de material, junto con la presencia de agua, gobiernan su comportamiento tenso deformacional y por lo tanto su estabilidad.

Aspectos como la alternancia de materiales o de estratos de diferente dureza, controlan los tipos y la disposición de las superficies de rotura. Tomando en cuenta lo anterior y antes de iniciar los análisis de estabilidad correspondientes, es importante describir el tipo de roca y las características del macizo rocoso en donde serán alojados los portales de acceso al túnel en proyecto.

El comportamiento mecánico del macizo rocoso estará muy influenciado por las discontinuidades originadas en los procesos tectónicos sufridos en su historia geológica, así como por las alteraciones de las rocas que lo conforman.

Los estudios previos descritos en el capítulo 3 “Estudios geológicos y exploración” de este manual deberán tomarse en cuenta para realizar los análisis y los modelos geomecánicos correspondientes. Dichos estudios sirven para conocer geológica y geotécnicamente el terreno afectado por la excavación, con el fin de obtener los parámetros necesarios para analizar su estabilidad, diseñar los taludes, excavar los materiales, calcular las medidas de estabilización y proyectar obras de drenaje, entre otros.

Cada proyecto debe ser analizado teniendo en cuenta:

- Las dimensiones previstas (altura y longitud de los taludes)
- La posición del nivel freático y condiciones hidrogeológicas
- La litología y estructura geológica
- Los requisitos del proyecto (taludes a largo o corto plazo, condiciones geométricas, etc.)

Las propiedades resistentes de los materiales, suelos o macizos rocosos, se obtienen mediante los ensayos in situ y de laboratorio; así como de criterios y correlaciones empíricas. Los ensayos de laboratorio más característicos para el diseño o estudio de taludes son los de clasificación, identificación, corte directo en suelos y discontinuidades y compresión simple, entre otros.

Un aspecto muy importante a investigar es la posible presencia de deslizamientos naturales, activos o inactivos, en las laderas donde se proyecta el tajo de acceso (Figura 5.1), ya que las obras pueden reactivar los movimientos al modificar las condiciones iniciales de la ladera (geometría, hidrogeología, etc.).

5.3. MODELOS GEOMECÁNICOS DE LOS TALUDES

Como ya se detalló en el Capítulo 4 de este Manual, los modelos geomecánicos empleados en el estudio de la excavación de los tajos de acceso analizados implican, en la etapa previa a la modelación matemática, la comprensión de los factores más importantes que pueden llegar a influir en el comportamiento de la obra.

La integración completa de todos los estudios de campo y laboratorio realizados dan como resultado un modelo geomecánico, el cual debe considerar las características geométricas de excavación que se presentan en los tajos de acceso, la secuencia de la misma y la interacción que existe con los sistemas de estabilización y reforzamiento (anclas, concreto lanzado, drenaje, elementos de contención, etc.). También debe servir para definir los distintos mecanismos de inestabilidad

que pueden presentarse y los factores que los determinan (la estructura rocosa o la naturaleza del suelo). En la Figura 5.2 se muestra el modelo de un tajo de acceso en el que se representan las características geométricas de las obras y las discontinuidades del macizo rocoso.

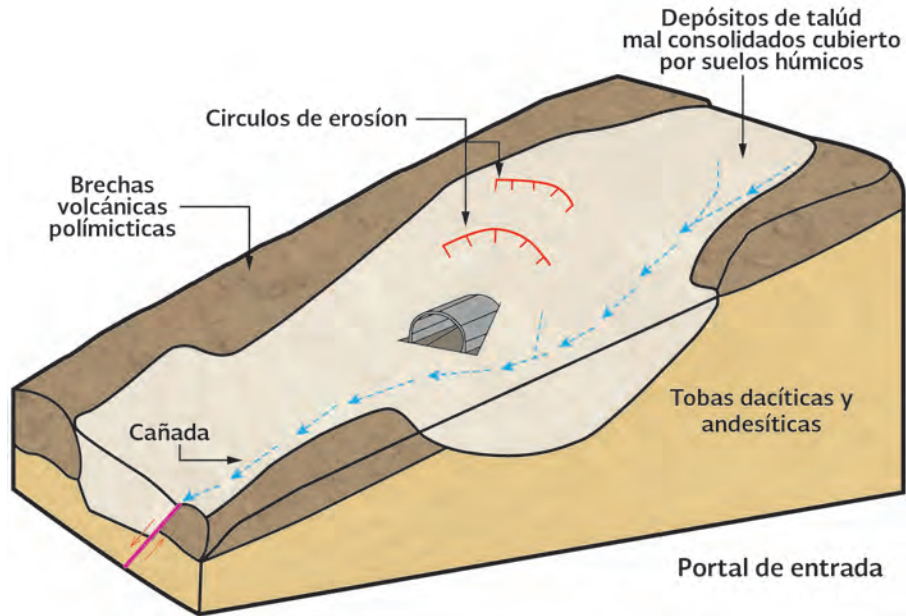


Figura 5.1. Modelo geológico del portal.

Cabe hacer énfasis en la complejidad que existe en la determinación de los parámetros mecánicos de los macizos rocosos y que una correcta aproximación a los valores reales es esencial para realizar los cálculos y los diseños; un macizo rocoso es en realidad un medio heterogéneo, discontinuo y, en muchas ocasiones, anisótropo, cuyas propiedades no pueden ser medidas directamente en laboratorio.

5.4. MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

El procedimiento más utilizado para el cálculo de la estabilidad consiste en elegir un coeficiente de seguridad adecuado en función de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud. Combinando aspectos de seguridad, costo de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su rotura, etc.

Para taludes permanentes suele adoptarse un coeficiente de seguridad mayor o igual 1.5 o 2 según la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervienen en los cálculos. En taludes temporales suele emplearse $FS \approx 1.3$.

Los métodos de análisis de estabilidad por equilibrio límite se basan en un planteamiento físico-matemático en el que actúan fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras sobre el talud las cuales, determinan su comportamiento.

Los métodos determinísticos indican si un talud es o no estable, sobre la base de condiciones conocidas o supuestas de dicho talud. Consisten en seleccionar parámetros físicos y resistentes del material para, a partir de ellos y de las leyes que gobiernan el comportamiento del material, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud.

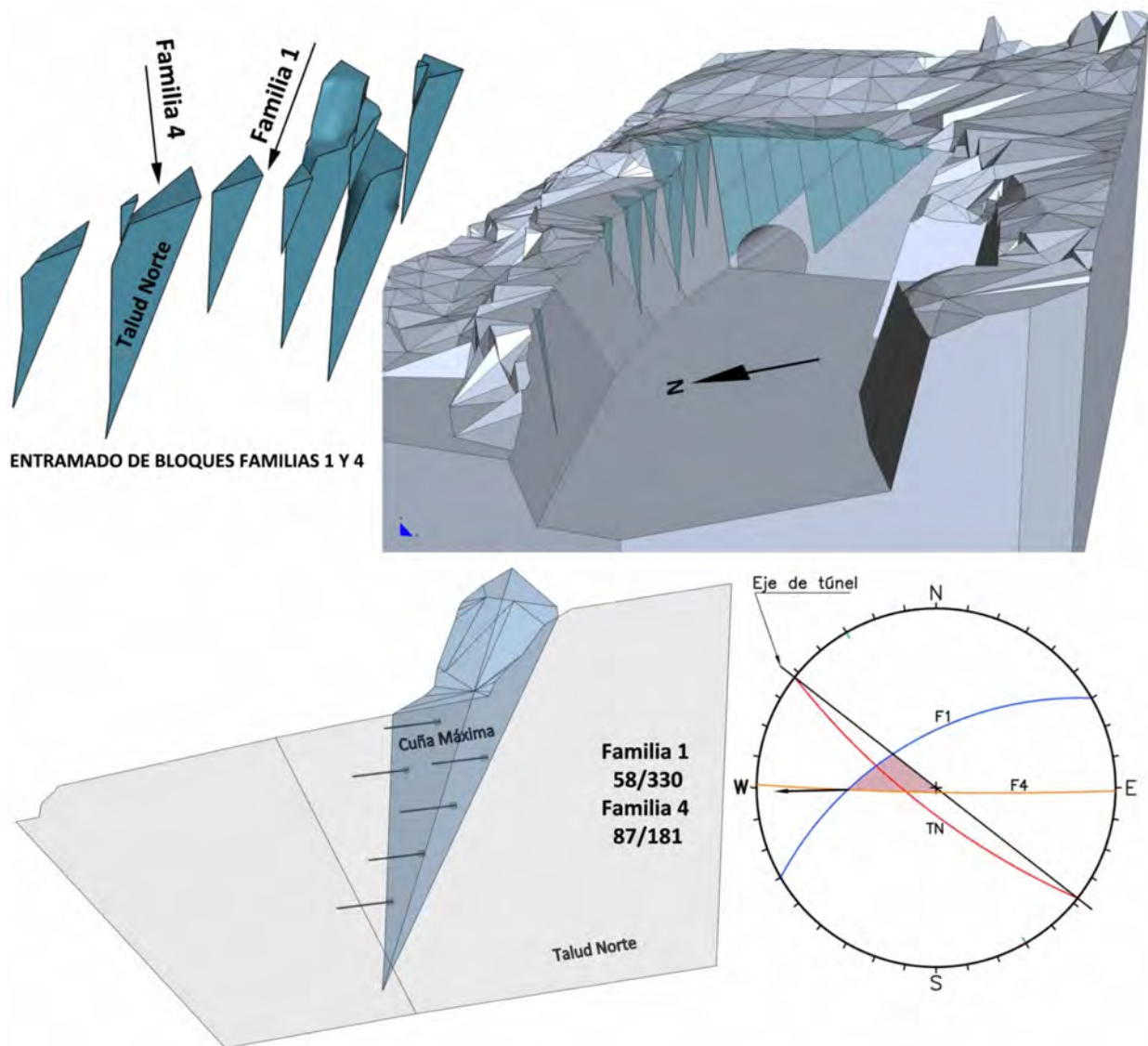


Figura 5.2. Modelo geomecánico para un emportalamiento en rocas estructuradas.

Los probabilísticos consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo condiciones determinadas. Se necesita conocer las funciones de distribución de variables aleatorias y a partir de ellas se calcula el factor de seguridad mediante procesos iterativos cuando existe incertidumbre sobre las propiedades de los materiales o sobre la orientación de los distintos planos que conforman el problema. Se obtienen distribución de probabilidad del factor de seguridad y curvas de estabilidad del talud con el factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.

La elección del método depende de las características geológicas y geomecánicas de los materiales, de los datos disponibles del talud, su entorno, alcance y objetivos del estudio (grado de detalle y resultados que se espera obtener).

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados por lo que es preciso plantear una serie de hipótesis de partida:

- La superficie de rotura es cinemáticamente admisible, es decir que el deslizamiento no está restringido por las fronteras de la masa inestable.

- Las fuerzas que actúan en la superficie de rotura pueden obtenerse de datos conocidos, por ejemplo el peso específico, la presión de agua, la rugosidad, geometría, etcétera.
- La resistencia se encuentra distribuida a lo largo de todo el plano de rotura.

Así el Factor de Seguridad se define como:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \quad (5.1)$$

Una vez evaluado el factor de seguridad de la superficie supuesta, es necesario analizar otra superficie de rotura, cinemáticamente posible, hasta encontrar aquella que arroje el menor resultado, FS^{min} , la cual se admite como la superficie potencial de rotura más probable del talud. A continuación se describen los métodos de análisis empleados en la estabilidad de los taludes.

5.4.1. Roturas planas

Para que exista una rotura plana deben satisfacerse las siguientes condiciones geométricas, las cuales, se ilustran en la Figura 5.3.

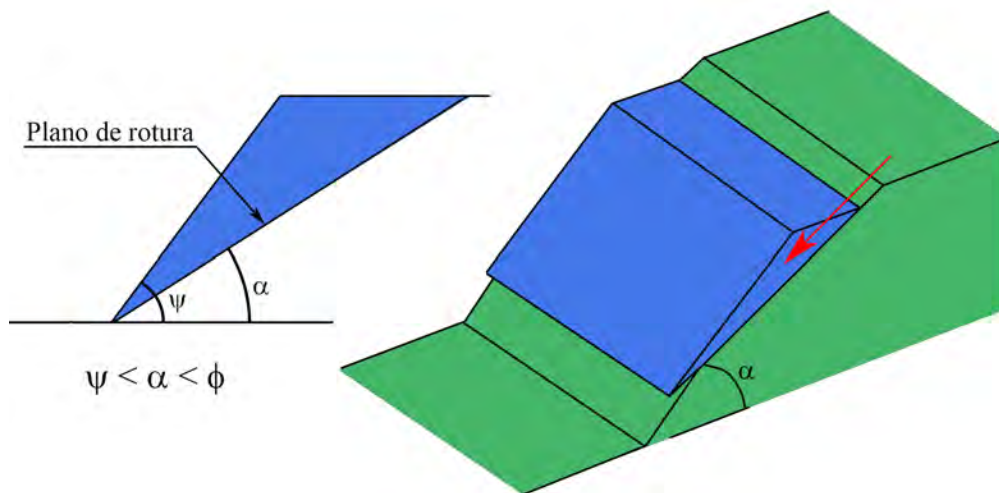


Figura 5.3. Condiciones para que exista rotura plana.

- Presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con una dirección similar a la de éste.
- La discontinuidad debe estar descalzada por el talud. Lo que significa que su buzamiento debe ser más pequeño que el de la cara del talud: ($\psi > \alpha$) y además la fractura debe aflorar en la cara del talud.
- El buzamiento del plano de rotura debe ser más grande que el ángulo de fricción de dicho plano: ($\alpha > \phi$).
- Los contornos laterales del deslizamiento deben estar definidos por superficies débiles que proporcionan poca resistencia.
- Los diferentes tipos de rotura plana dependen de las características y distribución de las discontinuidades en el talud, como se ilustra en la Figura 5.4; las más frecuentes son:
- Rotura por un plano que aflora en la cara o en el pie del talud, con o sin grieta de tensión.
- Rotura por un plano paralelo a la cara del talud, por erosión o pérdida de resistencia del pie.

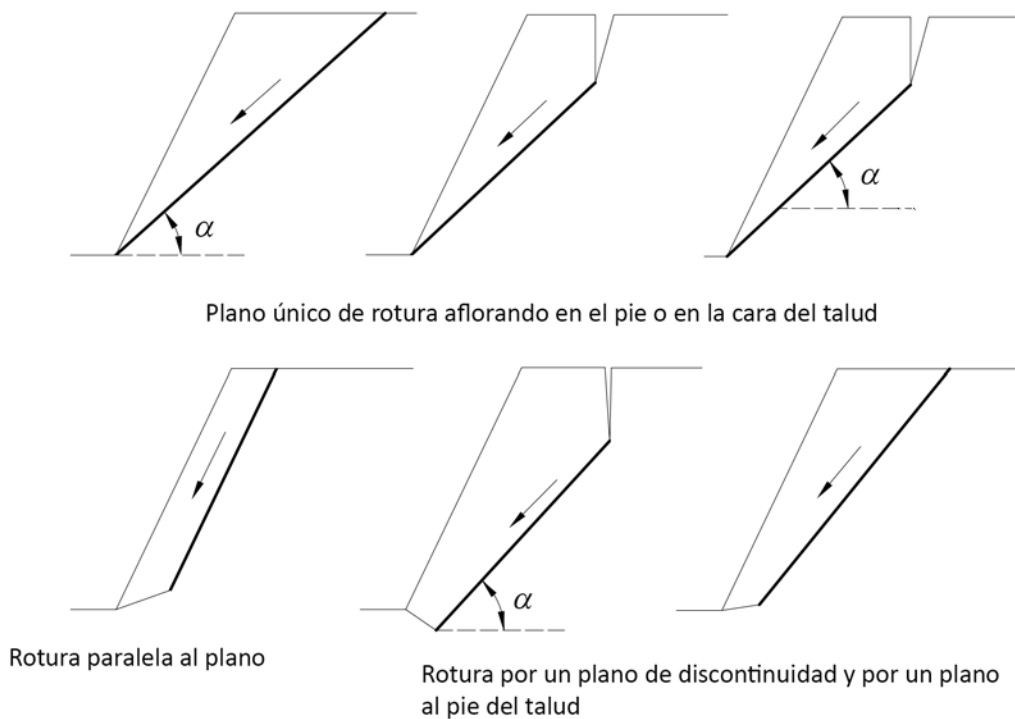


Figura 5.4. Tipos de rotura plana.

Con la ecuación (5.2) se determina el factor de seguridad a partir de las fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura (Figura 5.5).

$$FS = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \tan \phi}{W \sin \alpha} \quad (5.2)$$

donde: cA es la fuerza proporcionada por la cohesión; $(W \cos \alpha - U) \tan \phi$, la fuerza debida a la fricción en el plano; $W \cos \alpha$ la componente estabilizadora del peso (normal a la superficie de deslizamiento); $W \sin \alpha$ es la componente del peso favorable al deslizamiento y U la fuerza total debida a la presión de agua sobre la superficie de deslizamiento.

En el caso de que exista una grieta de tensión rellena de agua, las fuerzas actuantes (ecuación 5.3) se pueden representar de acuerdo con la Figura 5.6.

$$W \sin \alpha + V \cos \alpha \quad (5.3)$$

donde V es la fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tensión.

De la Figura 5.7 se deduce que:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w A \quad (5.4)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (5.5)$$

donde A es longitud de la superficie de deslizamiento.

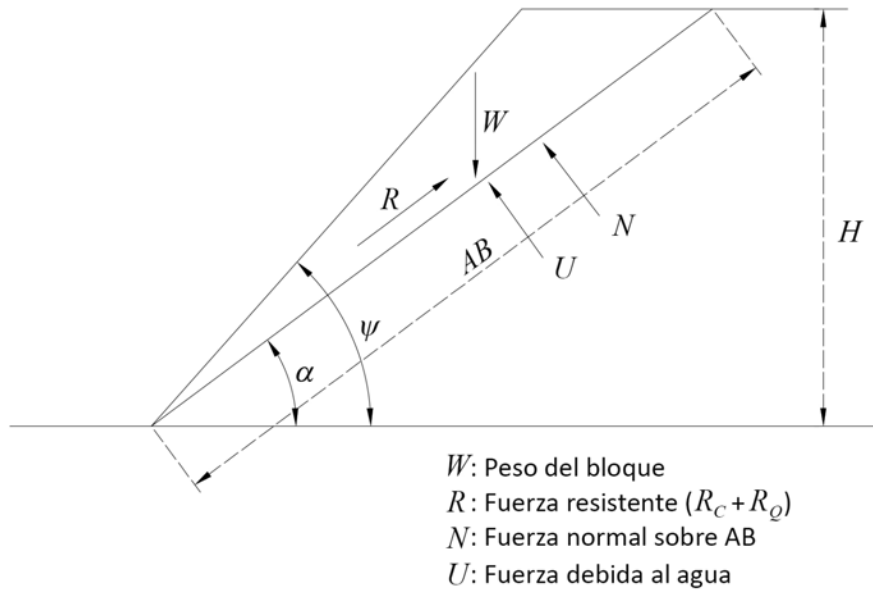


Figura 5.5. Fuerzas actuantes en la superficie de rotura.

Para el caso de una fuerza externa aplicada sobre el talud, como por ejemplo un anclaje (ver Figura 5.8), la expresión del coeficiente de seguridad se amplía a:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \cos \delta) \tan \phi}{W \sin \alpha - T \sin \delta} \quad (5.6)$$

Que es la ecuación que permite calcular la fuerza de anclaje total necesaria para conseguir un determinado coeficiente de seguridad en el talud.

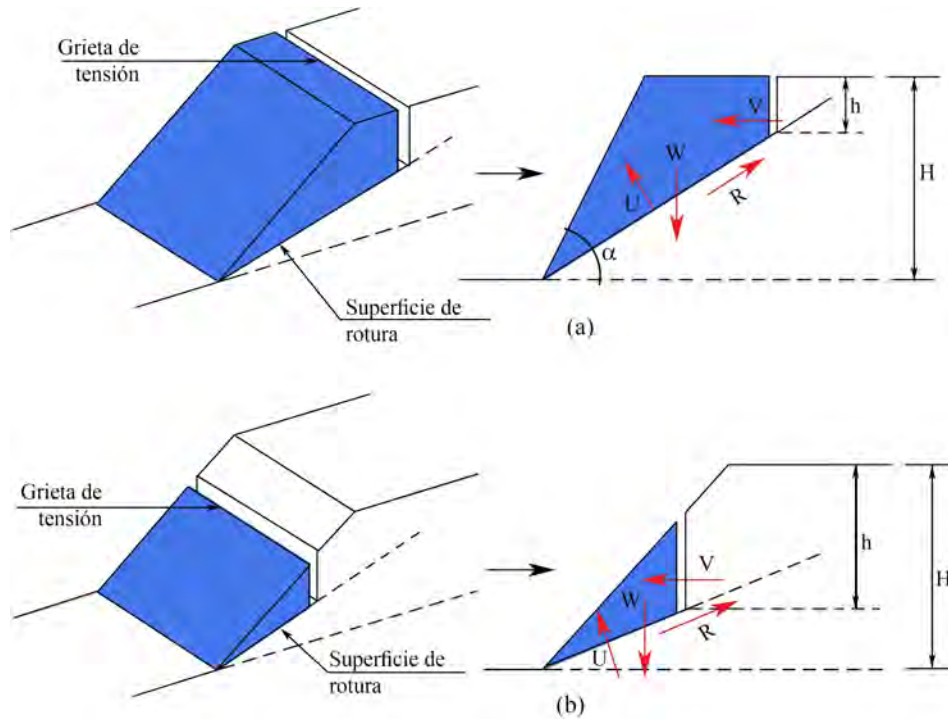


Figura 5.6. Grietas de tensión.

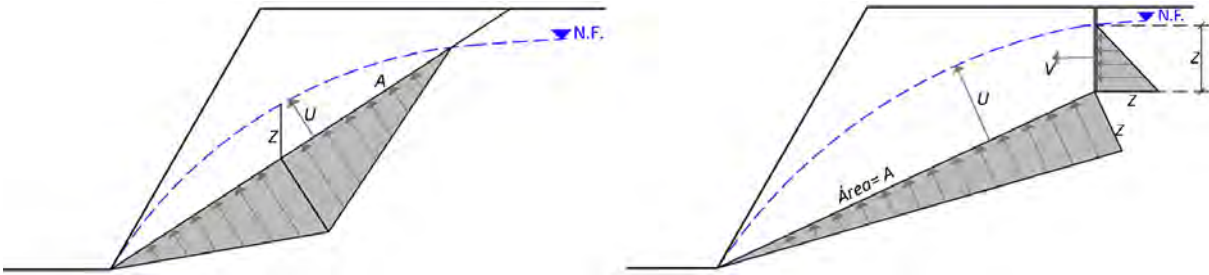


Figura 5.7. Presencia de agua y grieta de tracción en un talud.

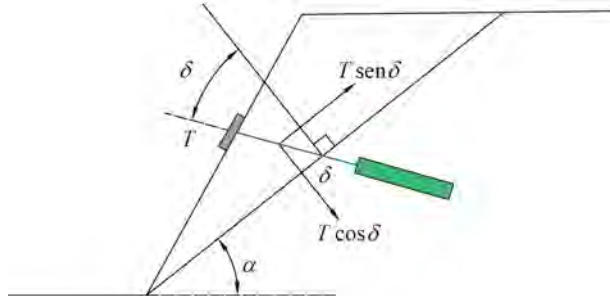


Figura 5.8. Fuerza actuante en el anclaje.

5.4.2. Rotura en cuña

Corresponde con el deslizamiento de un bloque en forma de cuña definido al menos por dos planos de discontinuidad y la cara del talud, a lo largo de la línea de intersección de las fracturas. Para que esto ocurra, deben cumplirse las mismas condiciones de rotura plana y además, ambos planos de discontinuidad deben aflorar en la superficie del talud: $\psi > \alpha > \phi$, siendo α el buzamiento de la línea de intersección. La Figura 5.9 se muestra gráficamente dichas condiciones, así como los parámetros que intervienen en el diseño.

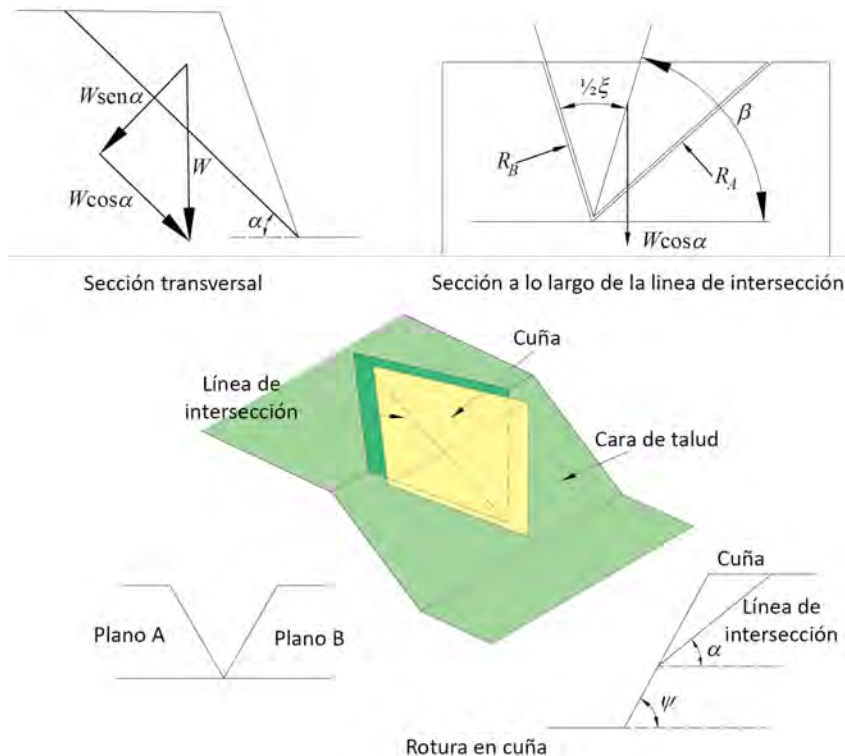


Figura 5.9. Equilibrio de fuerza y elementos de la cuña.

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de taludes en roca, es necesario recurrir a las herramientas gráficas que permiten visualizar la presencia de familias de discontinuidades y su interacción con los taludes en estudio. Los métodos gráficos, basados en los estereogramas, permiten hallar posibles problemas de inestabilidad y plantear soluciones adecuadas a cada caso en particular.

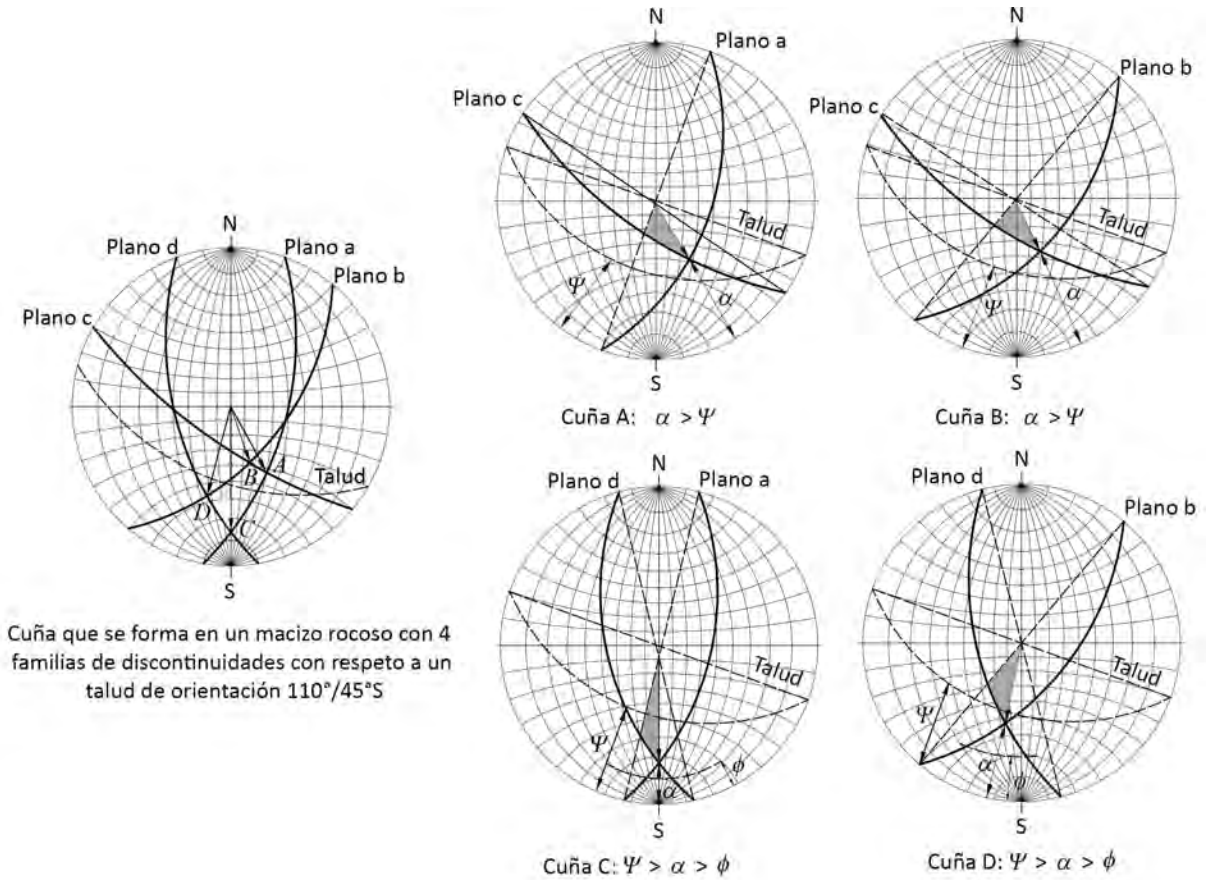


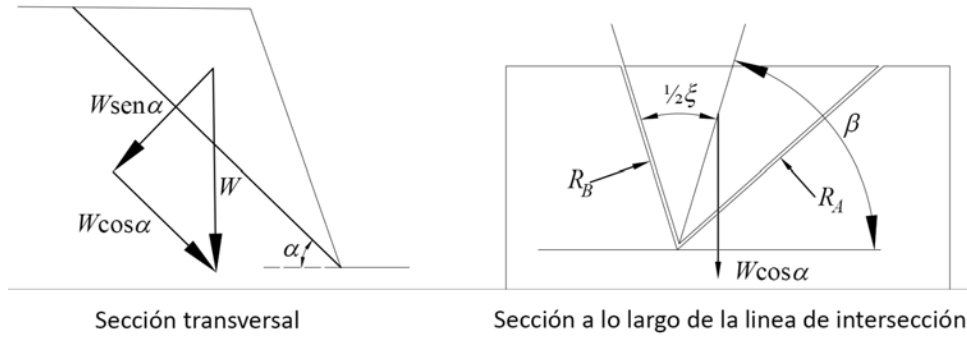
Figura 5.10. Representación estereográfica discontinuidades y formación de cuñas.

En la Figura 5.10 se observa la representación estereográfica de varias familias de discontinuidades y las direcciones de deslizamiento de las cuñas que se forman para un talud con una inclinación dada. La comparación de los ángulos de inclinación del talud, de la línea de intersección de los planos y de la resistencia friccionante de los planos permite determinar si la cuña es estable o inestable.

Para este tipo de roturas existen diferentes procedimientos de análisis de estabilidad; en este Manual se plantean dos procedimientos.

El caso más simple, en el que solo existe fricción para los dos planos de la cuña con un mismo ángulo de fricción (ver Figura 5.11), muestra una expresión analítica muy complicada de resolver, para la que Hoek y Bray (1981) presentaron un desarrollo completo llegando a la expresión (5.7).

$$FS = \left[\frac{\text{sen } \beta}{\text{sen} \left(\frac{1}{2} \xi \right)} \right] \left[\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right] \quad (5.7)$$



Sección transversal Sección a lo largo de la línea de intersección
Figura 5.11. Esquema de fuerzas actuando sobre los planos que forman la cuña.

Si se considera la cohesión de los planos y la presión de agua sobre los mismos, el cálculo se complica más y por lo tanto suelen emplearse ábacos que permiten obtener el factor de seguridad a partir de los valores de buzamiento, dirección de buzamiento y ángulo de fricción de los planos. Los ábacos de Hoek y Bray, (1981) se muestran en la Figura 5.12.

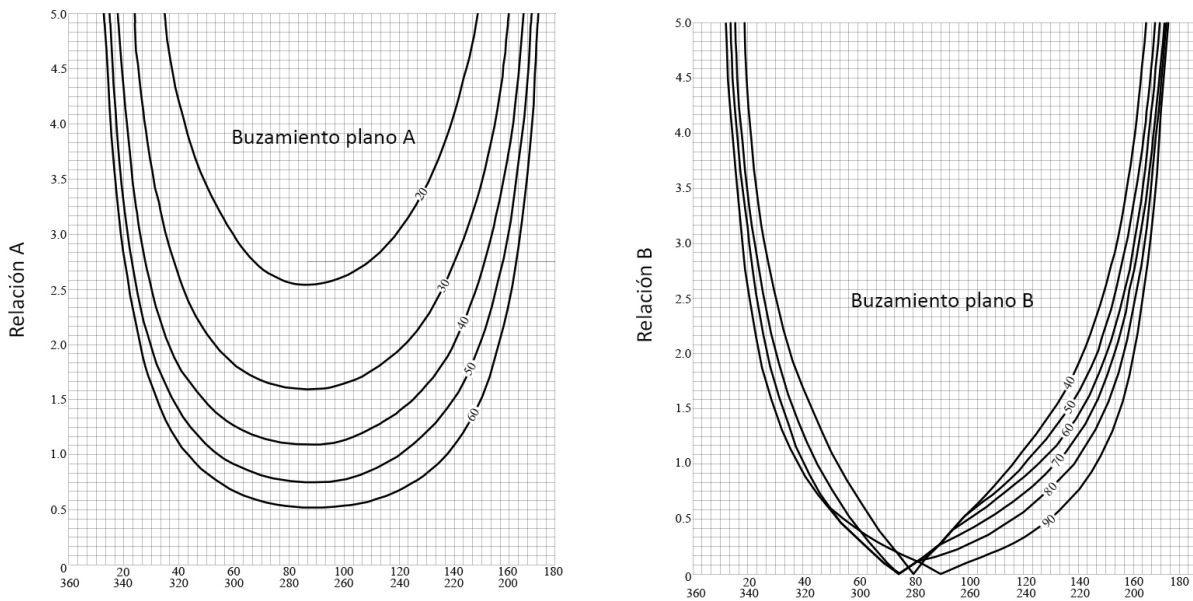


Figura 5.12. Ábacos para una diferencia de buzamiento entre los planos que forman una cuña de 30° (Hoek y Bray, 1981).

El segundo método de análisis se basa en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, cuya mecánica fundamental para este tipo de rotura, consiste en el deslizamiento de una cuña a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades planares, en las que se supone que sólo existe fricción para los dos planos de cuña y que el ángulo de fricción puede ser diferente. El esquema fundamental en el que se apoya la teoría para determinar el factor de seguridad se muestra en la Figura 5.13.

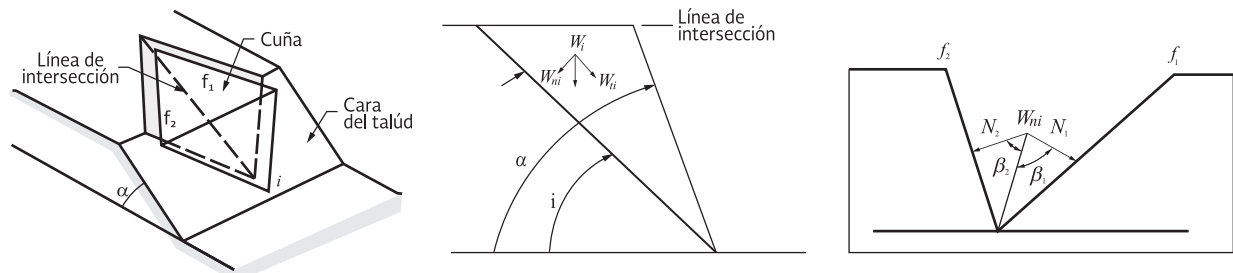


Figura 5.13. Configuración geométrica de la falla en cuña.

El factor de seguridad se calcula mediante las expresiones (5.8) y (5.9).

$$FS = \frac{\cos i (\cos \beta_1 \tan \varphi_1 + \cos \beta_2 \tan \varphi_2)}{\text{sen } i} \quad (5.8)$$

$$FS = \frac{(W_{ni} - S_n)(\cos \beta_1 \tan \varphi_1 + \cos \beta_2 \tan \varphi_2)}{W_{ni} \text{sen } i + S_n \cos i} \quad \text{con sismo} \quad (5.9)$$

5.4.3. Rotura circular

Se llama rotura circular aquella en la que la superficie de falla puede asimilarse a una superficie cilíndrica cuya sección transversal se asemeja a un arco de círculo.

Este tipo de deslizamientos suelen producirse en terrenos homogéneos, ya sean suelo como rocas altamente fracturadas sin direcciones predominantes de fracturación, en los que además ha de darse la condición de que las partículas de suelo o roca tengan un tamaño muy pequeño en relación a las dimensiones del talud.

La salida de las superficies circulares sobre las que se produce la rotura puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc. Estas características pueden apreciarse en la Figura 5.14.

Si la superficie de rotura corta el talud por encima de su pie, se denomina *superficie de rotura de talud*; cuando la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base de dicho talud, recibe el nombre de *superficie de rotura de pie de talud* y si la superficie de rotura pasa bajo el pie del talud con salida en la base del mismo y alejada del pie, se denomina *superficie de rotura de base de talud*.



Figura 5.14. Tipos de rotura circulares.

En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escarpe en la parte alta, tanto más acusado cuanto mayor desplazamiento sufra la masa deslizada.

Los macizos rocosos blandos, poco competentes y muy alterados o intensamente fracturados, presentan un comportamiento isótropo y los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico; en este caso, el medio se comporta como un suelo, sin olvidar que la existencia de zonas singulares de debilidad y de grandes planos de discontinuidad en este tipo de macizos, como fallas, pueden condicionar modelos de rotura mucho más complejos.

Para analizar la estabilidad de los tajos de acceso al túnel, se puede emplear el programa de elementos finitos PLAXIS¹, que cuenta con una herramienta de cálculo llamada *Método de Reducción de Resistencia*, mediante la cual, los parámetros de resistencia se van reduciendo en pequeños pasos hasta producir el colapso del modelo, mientras se calcula la relación entre la resistencia disminuida y la resistencia original, definiendo así el concepto de factor de seguridad.

¹ Plaxis bv. Reg. KvK 24239980 Computerlaan 14, 2628 XK Delft, The Netherlands

Con el mismo programa es posible simular además de la geometría real de la excavación, las distintas unidades geotécnicas que componen el macizo, el estado inicial de esfuerzos, el proceso de excavación y su correspondiente redistribución de esfuerzos y deformaciones, además de que brinda la posibilidad de incluir elementos de reforzamiento (Todos estos detalles se explican ampliamente en el Capítulo 6 de este Manual).

En ingeniería estructural el factor de seguridad comúnmente se define como la relación entre fuerzas de colapso y fuerzas actuantes. Para estructuras formadas por materiales geotécnicos, sin embargo, esta definición no es siempre útil. En taludes la mayor parte de la carga es debida al peso propio de los materiales y un incremento de dicho peso no necesariamente conduciría a un colapso. Una definición más apropiada del factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia necesaria para el equilibrio}} \quad (5.10)$$

La relación entre la resistencia verdadera y la resistencia mínima calculada requerida para el equilibrio es un tipo de factor de seguridad de gran utilidad en geotecnia. Definiendo el factor de seguridad en términos de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb:

$$FS = \frac{c + \sigma_N \tan \phi}{c_r + \sigma_N \tan \phi_r} \quad (5.11)$$

donde: c y ϕ son los parámetros de resistencia iniciales y c_r y ϕ_r los valores reducidos, los mínimos necesarios para mantener el equilibrio.

5.4.4. Inestabilidad por vuelco de bloques²

Para determinar la inestabilidad por vuelco de bloques se lleva a cabo con un análisis en el que se definen las condiciones de equilibrio de cada bloque que se forma en el talud. En los cálculos deben establecerse las relaciones geométricas, tanto de los bloques, como del talud y sus acciones mutuas.

Se han desarrollado técnicas para este tipo de análisis mediante bloques esquemáticos, algunas de esas técnicas son las propuestas por Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981). Existen casos que, debido a su complejidad, no es posible representarlos con modelos simples y no pueden ser analizados con técnicas de equilibrio límite, por lo que, para resolverlos, debe recurrirse a métodos numéricos avanzados.

Para el análisis de estabilidad en un talud por vuelco de bloques se consideran tres condiciones (Figura 5.15a); de acuerdo posición de cada uno de ellos, se determinan las distancias entre sus caras, M_n y L_n .

- Bloques en la corona del talud

$$M_n = Y_n - a_2$$

$$L_n = Y_n - a_1$$

- Bloques por debajo de la corona del talud

$$M_n = Y_n$$

$$L_n = Y_n - a_1$$

- Bloques por encima de la corona

$$M_n = Y_n - a_2$$

$$L_n = Y_n$$

² [Ref. 13]

Dependiendo de las fuerzas que actúan sobre los bloques que forman el talud, y de sus dimensiones (Figura 5.15b), la inestabilidad puede darse por vuelco o por deslizamiento, esto de acuerdo a las siguientes condiciones:

$\phi > \alpha \rightarrow$ es posible el desplazamiento

$\phi < \alpha \rightarrow$ no es posible el desplazamiento

$\frac{\Delta x}{Y_n} > \tan \alpha \rightarrow$ es posible el vuelco

$\frac{\Delta x}{Y_n} < \tan \alpha \rightarrow$ no es posible el vuelco

donde ϕ el ángulo de fricción interna de la base del bloque y α el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal.

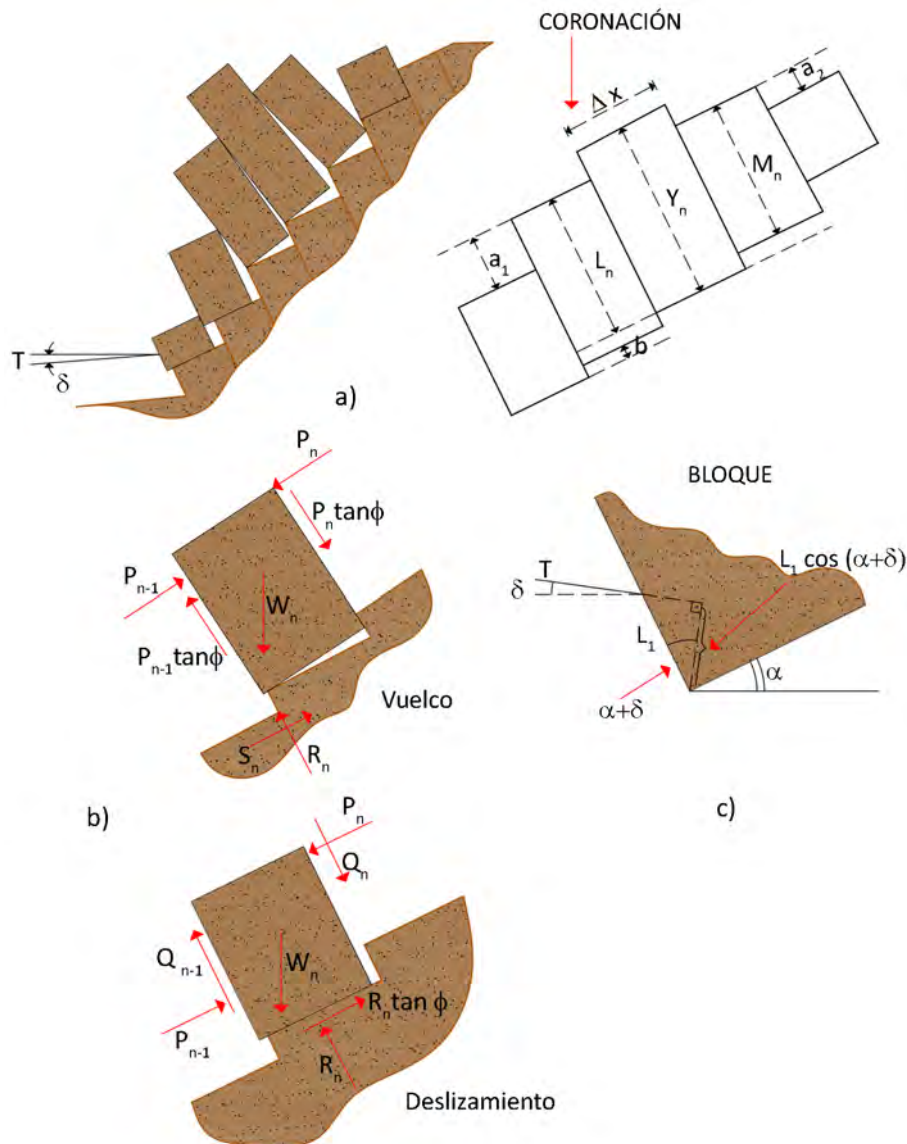


Figura 5.15. a) Modelo geométrico para análisis por equilibrio límite de vuelco de bloques en un talud. b) Fuerzas actuando sobre uno de los bloques frente al vuelco y al deslizamiento. c) Fuerza de anclaje aplicada al bloque del pie de talud. (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

Para cada bloque n la fuerza que se opone a que éste se deslice o vuelque es P_{n-1} , transmitida por el bloque sobre el que está apoyado. Para el caso de vuelco, la ecuación de equilibrio de un bloque n , es:

$$\frac{W_n \operatorname{sen} \alpha Y_n}{2} + P_n M_n = \frac{W_n \cos \alpha \Delta x}{2} + P_n \tan \phi \Delta x + P_{n-1} L_n \quad (5.12)$$

y el valor de la fuerza P_{n-1} que se opone al vuelco:

$$P_{n-1,v} = \frac{1}{L_n} \left[\frac{W_n}{2} (\operatorname{sen} \alpha Y_n - \cos \alpha \Delta x) + P_n (M_n - \tan \phi \Delta x) \right] \quad (5.13)$$

De igual manera, se establecen las ecuaciones de equilibrio para un bloque n frente al deslizamiento:

$$S_n = R_n \tan \phi \quad (5.14)$$

$$W_n \operatorname{sen} \alpha + P_n - P_{n-1} = [W_n \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi] \tan \phi \quad (5.15)$$

donde:

$$Q_n = P_n \tan \phi \quad (5.16)$$

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan \phi \quad (5.17)$$

Se despeja el valor de la fuerza P_{n-1} que se opone al deslizamiento se obtiene:

$$P_{n-1,d} = \frac{W_n (\operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha \tan \phi)}{1 - \tan^2 \phi} + P_n \quad (5.18)$$

El análisis de la estabilidad en el talud se lleva a cabo con los siguientes pasos:

1. Definidos los bloques, se determina que el primer bloque que cumpla la condición de vuelco: $\Delta x / Y_n < \tan \alpha$ para este bloque n_1 , se toma $P_n = 0$.
2. Para el bloque n_1 se determinan las fuerzas $P_{n-1,v}$ y $P_{n-1,d}$, que son necesarias para que no vuelque ni deslice, con las ecuaciones (5.13) y (5.18), a partir de los datos geométricos de cada bloque y de su peso, se supone un ángulo ϕ inicialmente mayor que α .
3. El máximo de los valores obtenidos se toma para aplicarlo en el análisis del bloque inferior, este valor será el correspondiente a la fuerza P_n del nuevo bloque. Se calcula $P_{n-1,v}$ y $P_{n-1,d}$ para el nuevo bloque y la mayor de las dos fuerzas será la P_n del siguiente bloque. Si $P_{n-1,d} > P_{n-1,v}$ el bloque analizado sufrirá deslizamiento; en caso contrario, el movimiento que presentará será de vuelco.
4. El cálculo se realiza para cada uno de los bloques que puedan presentar vuelco. Cuando un bloque cumpla la condición $\Delta x / Y_n > \tan \alpha$, el análisis se realizará solamente para deslizamiento, continuando hasta el último bloque que se encuentra al pie del talud.
5. En el análisis del bloque inferior del talud (para vuelco o deslizamiento) se puede dar una de las siguientes situaciones:
 - $P_{n-1} = 0$: el talud se encontrará un equilibrio límite para el valor del ángulo ϕ considerado.
 - $P_{n-1} < 0$: el cálculo no es válido y deberá repetirse para otros valores de ϕ mayores que el que se consideró inicialmente.
 - $P_{n-1} > 0$: el talud es inestable para el valor de ϕ considerado.

Este método permite determinar la fuerza que se requiere para estabilizar el talud frente a una condición de inestabilidad de vuelco o deslizamiento. Con base en la Figura 5.17c, la fuerza T ejercida por el anclaje para mantener el equilibrio será igual a la fuerza P_{n-1} requerida para que el bloque no vuelque o deslice.

La fuerza necesaria que deberá transmitir el anclaje en el caso de inestabilidad por vuelco se calcula con la siguiente expresión:

$$T_v = P_{n-1v} = \frac{P_1(Y_1 - \Delta x \tan \phi) + (W/2)(Y_1 \sin \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_1 \cos(\alpha + \delta)} \quad (5.19)$$

Para el caso de deslizamiento se utiliza la siguiente ecuación:

$$T_d = P_{n-1d} = \frac{P_1(1 - \tan \phi) - W(\tan \alpha \cos \alpha - \sin \alpha)}{\tan \phi \sin(\alpha + \delta) + \cos(\alpha + \delta)} \quad (5.20)$$

Las fuerzas normales y tangenciales ejercidas sobre la base del bloque:

$$R_1 = W_1 \cos \alpha + P_1 \tan \phi + T \sin(\alpha + \delta) \quad (5.21)$$

$$S_1 = W_1 \sin \alpha + P_1 - T \cos(\alpha + \delta) \quad (5.22)$$

El mayor valor entre T_v y T_d representa la magnitud de la tensión que deberá ser aplicada al anclaje para garantizar la estabilidad del talud.

5.4.5. Resistencia al corte de las discontinuidades

Debido a que el comportamiento del macizo rocoso, en algunos casos, estará regido por las discontinuidades, resulta fundamental estimar los parámetros mecánicos de estas para incluirlos en los modelos de análisis y así determinar el comportamiento de la roca durante las etapas de excavación de los tajos de acceso.

Para calcular los niveles de seguridad de cuñas y bloques potencialmente inestables, sobre todo cuando estos pueden deslizarse sobre planos de discontinuidad, es necesario estimar las propiedades de resistencia al corte, que a su vez son función de las características de las juntas. Existen varios criterios útiles para este tipo de cálculos, de los cuales, algunos serán tratados a continuación.

5.4.5.1. Modelo de Mohr-Coulomb

Suponiendo que se tiene una probeta de material rocoso, formado por dos bloques, en cuya interface no existen irregularidades ni ondulaciones, pero sí una cierta rugosidad y algo de material cementante (Figura 5.16); la probeta se encuentra sujeta a un esfuerzo normal (σ_n) al plano de la junta y en dirección perpendicular se aplica un esfuerzo cortante (τ), a la vez que se mide la magnitud necesaria para lograr un cierto desplazamiento δ .

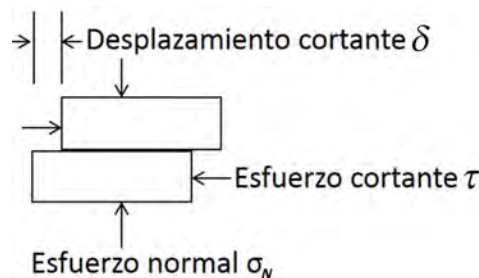


Figura 5.16. Esquema simple de una prueba de corte.

El esfuerzo cortante crecerá hasta alcanzar un punto máximo. Este punto corresponde a la suma de la resistencia del material cementante que une ambas mitades y la resistencia a la fricción de las superficies contrapuestas. Conforme el desplazamiento avanza, el esfuerzo cortante caerá a un valor residual que se mantendrá constante (o casi constante), incluso para grandes desplazamientos (Figura 5.17).



Figura 5.17. Respuesta esquemática de la prueba.

Si se realiza la misma prueba para diferentes esfuerzos normales y se relacionan los puntos correspondientes a los picos y las resistencias residuales, normalmente se obtendrá una gráfica como la de la Figura 5.18 en la que se muestran las respuestas de dichos esfuerzos.

La recta de esfuerzo pico tiene una pendiente ϕ llamada ángulo de fricción interna y una intersección c con el eje de esfuerzos cortantes que representa la cohesión. La recta del esfuerzo residual tiene una pendiente ϕ_r (residual) y no tiene ordenada al origen.

La relación entre el esfuerzo cortante pico τ_p y el esfuerzo normal σ_N puede representarse por la ecuación del criterio de Mohr-Coulomb:

$$\tau_p = c + \sigma_N \tan \phi \tag{5.23}$$

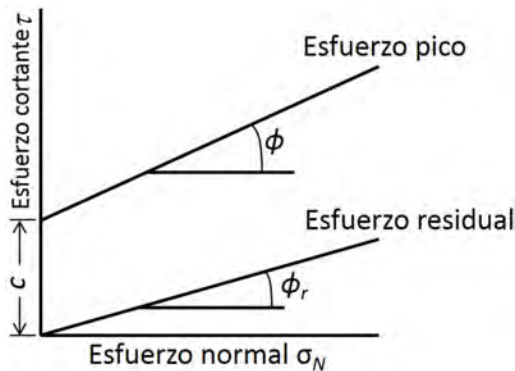


Figura 5.18. Envolventes de resistencia típicas.

donde:

c = Resistencia cohesiva de la superficie cementada

ϕ = Ángulo de fricción

En el caso de la fuerza residual, la cohesión c es cero y la relación entre ϕ_r y σ_N se puede representar con:

$$\tau_r = \sigma_r \tan \phi_r \tag{5.24}$$

donde:

ϕ_r = ángulo de fricción residual

5.4.5.2. Modelo de Patton

En el modelo de Mohr-Coulomb se parte de la hipótesis de que la junta que separa los dos bloques no contiene irregularidades ni ondulaciones. Esto, por lo general, no sucede en la realidad con bloques de roca, por lo que Patton (1966) propuso un modelo basado en “dientes de sierra” (Figura 5.19):

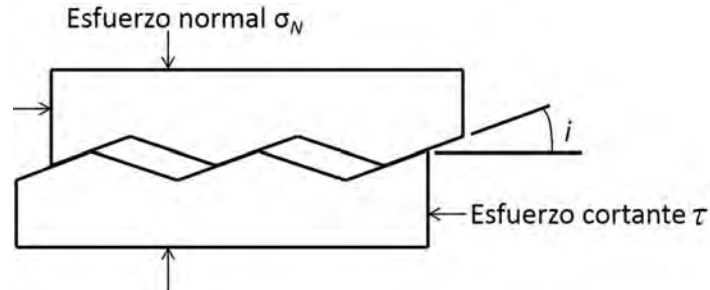


Figura 5.19. Modelo de Patton, probeta con “dientes de sierra”.

Luego de realizar una serie de ensayos con probetas tipo “diente de sierra”, Patton demostró que la respuesta a cortante de este modelo puede representarse con la siguiente fórmula, en la que se introduce el concepto de dilatancia:

$$\tau = \sigma_N \tan(\phi_b + i) \tag{5.25}$$

donde: ϕ_b se conoce como el ángulo de fricción básico de la superficie e i es el ángulo de los dientes de sierra.

Esta ecuación es válida para esfuerzos normales bajos; para esfuerzos normales altos, la dilatancia no se presenta debido a que los dientes tienden a romperse. En este caso el comportamiento es similar al modelo Mohr-Coulomb:

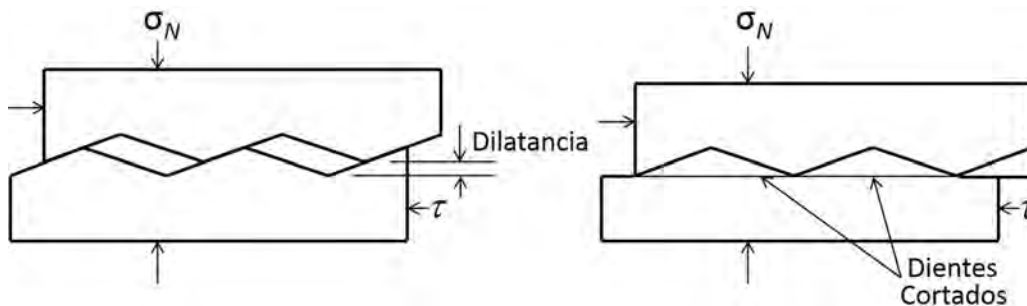


Figura 5.20. Modelo de Patton, modelo con esfuerzo normal bajo (dilatancia) y modelo con esfuerzo normal alto (corte en dientes).

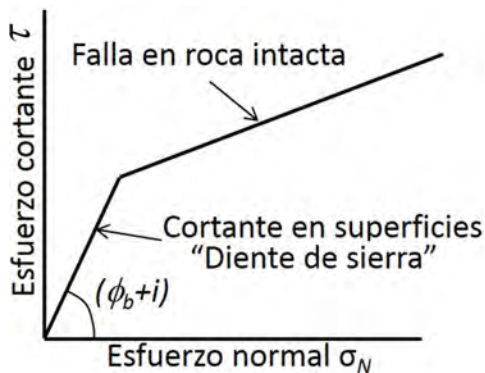


Figura 5.21. Modelo de Patton, Fuerza cortante con dilatancia y con falla intacta (dientes cortados).

5.4.5.3. Modelo de Barton

Si bien el modelo de Patton tiene la ventaja de ser muy simple, éste no refleja del todo la realidad debido a que los cambios en la fuerza cortante al ir incrementando la componente normal suelen ser graduales y no abruptos. Barton y su equipo (1973, 1976, 1977, 1990) estudiaron el comportamiento de las uniones naturales en la roca y propusieron que la ecuación (5.26) podría reescribirse como:

$$\tau = \sigma_N \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) \right) \quad (5.26)$$

donde:

JRC = Coeficiente de rugosidad en la discontinuidad (*Joint Roughness Coefficient*, por sus siglas en inglés)

JCS = Resistencia a compresión en la pared de la discontinuidad (*Joint Wall Compressive Strength*)

Debido a las condiciones en las que se encuentran las discontinuidades, estas presentan un cierto grado de alteración y por consiguiente, el ángulo de fricción residual será inferior al ángulo de fricción de la roca sana ϕ_b . La evaluación de ϕ_r está dada por la expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20^\circ \left(\frac{r}{R} \right) \quad (5.27)$$

donde:

R = Índice de rebote del esclerómetro sobre una superficie de material sano y seco.

r = Índice de rebote del esclerómetro sobre la superficie de discontinuidad.

ϕ_b = Ángulo de fricción básico, obtenido de la prueba tilt test.

El coeficiente *JRC* puede ser estimado en campo con la ayuda de la gráfica de la Figura 5.23 utilizando la longitud del perfil en metros y la amplitud de la aspereza en milímetros (ver Figura 5.22).

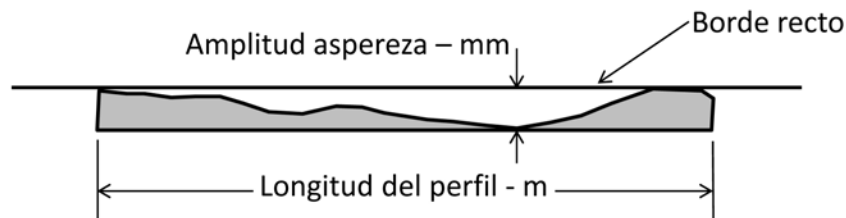


Figura 5.22. Amplitud de asperezas.

En laboratorio, el coeficiente *JRC* puede ser estimado comparando la apariencia de las discontinuidades en la superficie con perfiles estándar publicados por Barton y otros. Uno de los ábacos de perfiles más útiles es el publicado por Barton y Choubey en 1977 (Figura 5.23).

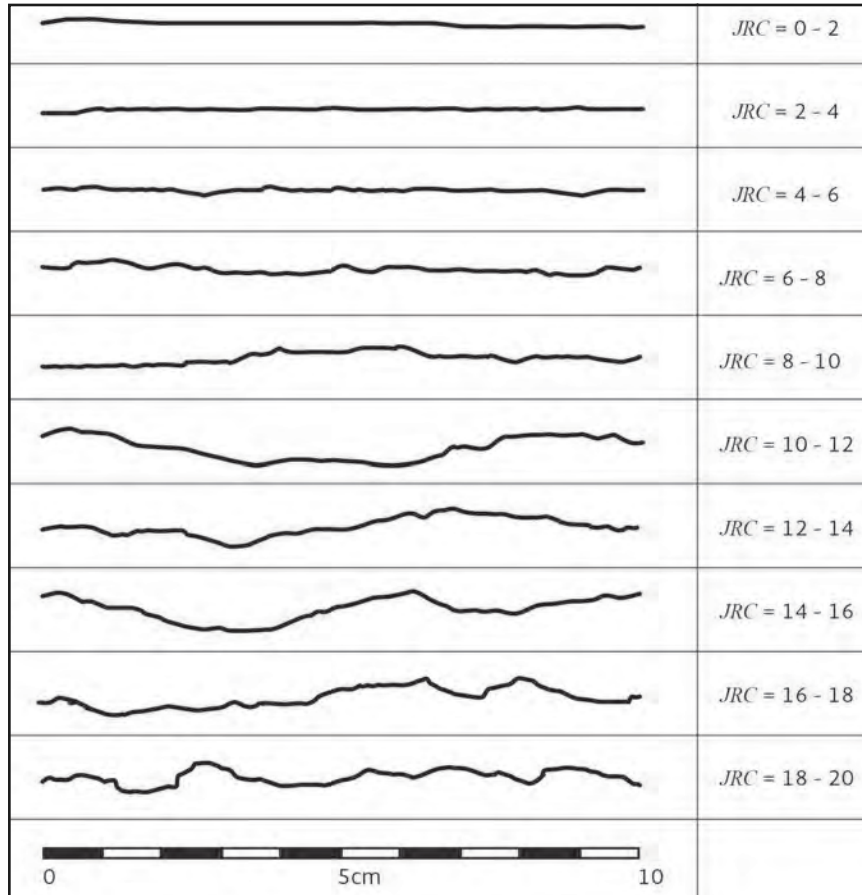


Figura 5.23. Ábaco de perfiles de rugosidad correspondientes a valores de JRC (Barton y Choubey, 1977).

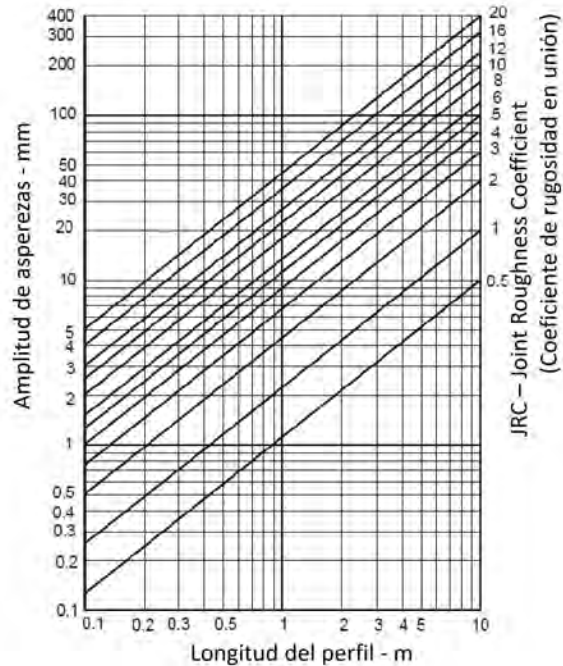


Figura 5.24. Método alternativo para estimar JRC a partir de la medición de la amplitud de aspereza (Barton, 1982).

Para calcular el JCS la norma ISRM (1978) propone utilizar un martillo de Schmidt. Deere y Miller (1966) propusieron la tabla mostrada en la Figura 5.25.

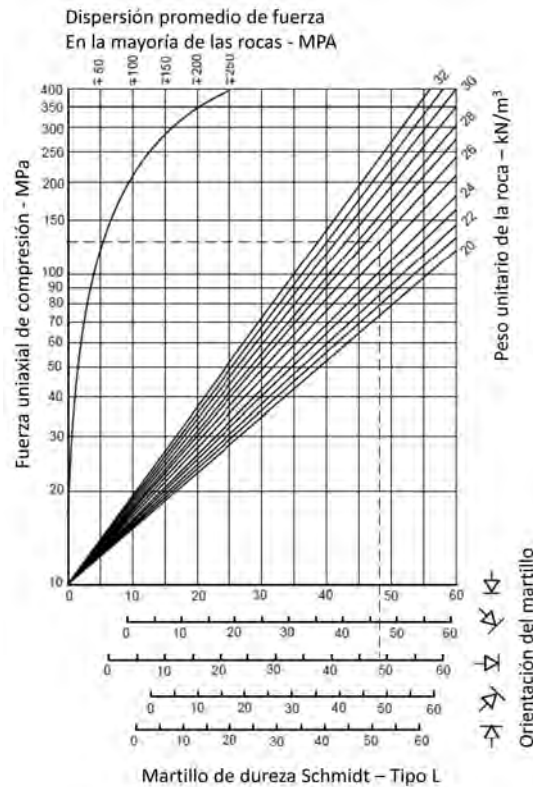


Figura 5.25. Método alternativo para estimar JRC a partir de la medición de la amplitud de aspereza (Barton, 1982).

a) Influencia del factor de escala para los valores JRC y JCS

Basándose en los resultados de varias pruebas, Barton y Bandis (1982) propusieron un factor de corrección de escala:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \tag{5.28}$$

donde JRC_0 y L_0 (longitud) se refieren a probetas de laboratorio de 100 mm y JRC_n y L_n se refieren a los tamaños de bloque encontrados *in situ*.

Debido a que en superficies grandes existe una mayor posibilidad de encontrar zonas débiles, es probable que el factor JCS decrezca al incrementar la escala. Barton y Bandis (1982) propusieron corregir el factor JCS según la siguiente relación:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 JRC_0} \tag{5.29}$$

b) Esfuerzo cortante en discontinuidades rellenas

El esfuerzo cortante puede verse reducido drásticamente cuando en una parte o en la totalidad de las superficies de contacto existe algún tipo de material de relleno, por ejemplo arcilla. Para superficies planas, como en el caso de la estratificación en rocas sedimentarias, una pequeña capa de arcilla resultará en una reducción significativa en la resistencia al esfuerzo cortante. En los casos de juntas rugosas u onduladas, si el espesor del relleno es mayor a la amplitud de las ondulaciones, la resistencia al corte se verá reducida respecto a la del material de relleno.

La Tabla 5.1 fue preparada por Barton (1974) a partir de resultados de diferentes pruebas y en ella se presenta un resumen de los esfuerzos cortantes en rellenos de discontinuidades típicas.

En los casos en los que se presentan espesores importantes de relleno arcilloso (u otros materiales) y que en los que los esfuerzos cortantes pueden influir de manera importante en la masa rocosa, es muy recomendable enviar muestras del material de relleno a un laboratorio de mecánica de suelos para realizar ensayos.

Roca	Descripción	Pico c' (MPa)	Pico ϕ°	Residual c' (MPa)	Residual ϕ°
Basalto	Brecha basáltica arcillosa, gran variación del contenido, desde arcilla a basalto	0.24	42		
Bentonita	Veta de bentonita en caliza arcillosa	0.015	7.5		
	Capas finas	0.09-0.12	12-17		
	Pruebas triaxiales	0.06-0.1	9-13		
Esquisto bentonítico	Pruebas triaxiales Pruebas cortante directo	0-0.27	8.5-29	0.03	8.5
Arcillas	Sobreconsolidadas, deslizamientos, uniones y cortantes menores	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Esquisto arcilloso	Pruebas triaxiales Superficies estratificadas	0.06	32	0	19-25
Rocas carboníferas	Vetas de arcilla milonitizada de 10 a 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomita	Macizo agrietado y alterado, \pm 150mm espesor	0.04	14.5	0.02	17
Diorita, granodiorita y pórfido	Ranuras o grietas arcillosas (2% arcilla, PI=15%)	0	26.5		
Granito	Fallas rellenas de arcilla	0-0.1	24-45		
	Relleno arenoso	0.05	40		
	Fallas tectónicas de corte, granitos esquistosos y rotos, rocas desintegradas	0.24	42		
Grauvacas	1-2mm arcillas en planos de estratificación			0	21
Caliza	Capa arcillosa de 6 mm				
	Rellenos arcillosos de 10-20mm	0.1	13-14	0	13
	Rellenos <1 mm	0.05-0.2	17-21		
Calizas, margas y lignitas	Capas de lignita intercaladas	0.08	38		
	Contacto lignita/marga	0.1	10		
Caliza	Juntas margosas de 20mm espesor	0	25	0	15-24
Lignita	Capa entre lignita y arcilla	0.014-0.03	15-17.5		
Montmorilonita	Vetas de 80 mm de bentonita	0.36	14		
Arcilla bentonítica	(montmorilonita) arcilla en yeso	0.016-0.02	7.5-11.5	0.08	11
Esquistos, cuarcitas y esquistos silíceos	Rellenos arcillosos de 15 a 100 mm	0.03-0.08			
	Estratificación con capas delgadas de arcilla	0.61-0.74	41		
	Estratificación con capas gruesas de arcilla	38	31		
Pizarras	Láminas finas y alteradas	0.05	33		
Cuarzo/ Caolín/ Pirolusita	Pruebas triaxiales remoldeadas	0.042-0.09	36-38		

Tabla 5.1. Resistencia al corte de discontinuidades rellenas y sus materiales de relleno (A partir de Barton, 1974).

c) Influencia de presión hidráulica

En los casos en que existe presión hidráulica en la masa rocosa, las superficies de las discontinuidades tienden a separarse y el esfuerzo normal σ_N se reduce. En sistemas ya estabilizados, en donde ha transcurrido suficiente tiempo para que la presión de agua y la masa rocosa estén en equilibrio, el esfuerzo normal (reducido se define como $\sigma'_N = (\sigma_N - u)$ en donde u es la presión hidráulica. El esfuerzo normal reducido σ'_N se conoce como esfuerzo normal efectivo, y sustituye a σ_N en las ecuaciones presentadas anteriormente.

d) Cohesión y fricción instantáneas

Debido al desarrollo histórico en la mecánica de rocas, muchos de los análisis realizados para calcular factores de seguridad contra desprendimientos han sido expresados en términos de la cohesión y ángulo de fricción según la fórmula de Mohr-Coulomb. A partir de los años 1970's se ha reconocido que la relación entre esfuerzo cortante y esfuerzo normal se representa de manera más precisa por una relación no lineal como la propuesta por Barton (1973). Sin embargo, debido a que esta relación no está expresada en términos de c y ϕ , es necesario desarrollar alguna solución para estimar las fuerzas cohesivas y ángulos de fricción equivalentes de relaciones tales como las propuestas por Barton.

En la Figura se define la cohesión instantánea c_i y el ángulo de fricción instantáneo ϕ_i para un esfuerzo normal σ_N . Estas cantidades se obtienen de la intersección e inclinación, respectivamente, de la tangente de la relación no lineal entre esfuerzo cortante y esfuerzo normal. Estas cantidades pueden ser utilizadas para análisis de estabilidad en los que se aplica el criterio de falla de Mohr-Coulomb, siempre que el esfuerzo normal σ_N se encuentre lo suficientemente cerca al valor utilizado para definir el punto tangente.

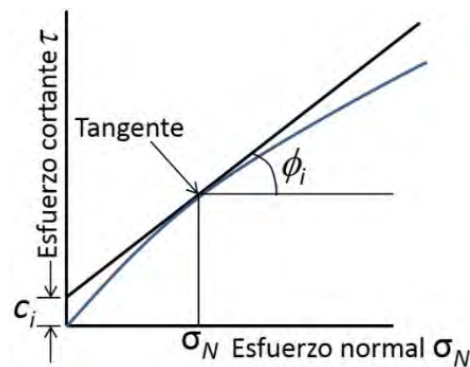


Figura 5.26. Cohesión instantánea.

5.5. TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACIÓN

En el estudio de la estabilidad de taludes es primordial definir los procedimientos para mitigar el riesgo de inestabilidad del talud. Al concluir el análisis de los factores de equilibrio y de los distintos mecanismos de falla, se puede proponer un procedimiento de estabilización.

Los factores que influyen en el diseño del proceso de estabilización son los siguientes:

1. Definición del sistema de estabilización más adecuado a las condiciones del talud analizado
2. Diseño del sistema de estabilización, incluyendo planos, procedimientos y especificaciones.
3. Implementación de programas de control e instrumentación durante y después de la aplicación del proceso de estabilización.

5.5.1. Medidas de estabilización

Las medidas de estabilización de taludes son analizadas y definidas durante la etapa de proyecto, sin embargo también pueden implementarse como medidas correctivas en taludes que han sufrido rotura o deformaciones que impliquen riesgo de inestabilidad.

Para poder aplicar las medidas de estabilización, se requiere determinar lo siguiente (González de Vallejo et al., 2002):

- Las propiedades y el comportamiento geomecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de las roturas, incluyendo la velocidad y dirección del movimiento y la geometría de la rotura.
- Los factores geológicos, hidrogeológicos y de otro tipo que influyan en la inestabilidad, que determinan las causas de la misma y, por tanto, las medidas más adecuadas para la alcanzar la estabilización, siendo de especial importancia los datos referentes a los niveles freáticos, presiones de agua y permeabilidad de los materiales.

A continuación se describen las medidas de estabilización más típicas en taludes.

a) Modificación de la geometría

Es una medida correctiva que se aplica cuando un talud es inestable o ya ha fallado. Los esfuerzos debidos al peso del material del terreno influyen en la estabilidad del talud; dada esta condición puede modificarse la geometría, de tal forma que permita la redistribución de dichos esfuerzos y con ello obtener una configuración más estable.

Las medidas para la modificación de la geometría más comunes son:

- Disminución de la inclinación del talud.
- Eliminar peso de la cabeza del talud (descopete).
- Obras de refuerzo al pie del talud.
- Construcción bermas intermedias.

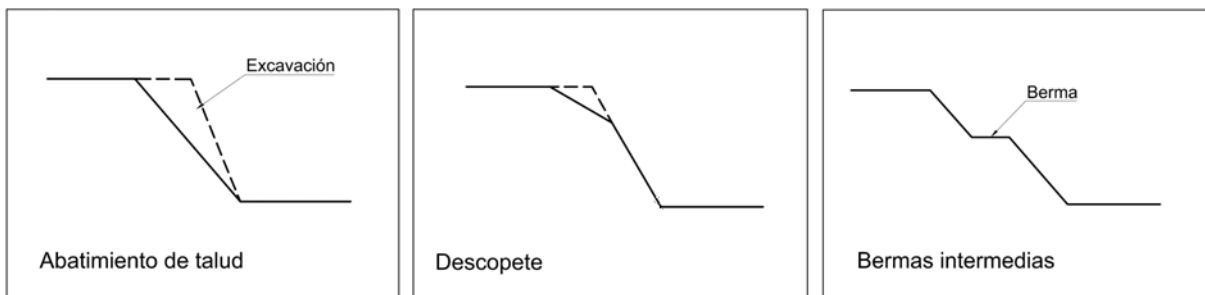


Figura 5.27. Métodos para aumentar el coeficiente de seguridad en taludes.

b) Abatimiento del talud

Con este procedimiento se pretende incrementar el factor de seguridad haciendo que la superficie circular de falla sea más extensa y profunda; esto se lleva a cabo disminuyendo la pendiente del talud, hasta alcanzar niveles de seguridad que garanticen la estabilidad del mismo. El abatimiento se lleva a cabo por medio de corte o remoción de material para disminuir el ángulo de inclinación del talud (ver Figura 5.28).

El abatimiento del talud resulta ser una técnica económica cuando se tiene poca altura, por otro lado, este procedimiento no se recomienda para taludes con gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. En muchas obras públicas, en especial las de carreteras, llega a ser un problema porque la nueva configuración del corte invade el derecho de vía.



Figura 5.28. Abatimiento de talud.

c) Descopete de talud

Ante una situación de inestabilidad puede recurrirse al descopete del talud; esta técnica consiste en remover material en la parte superior para la reducción del peso con la finalidad de que haya un equilibrio en las fuerzas y de esta manera incrementar la estabilidad y el factor de seguridad (ver Figura 5.29).

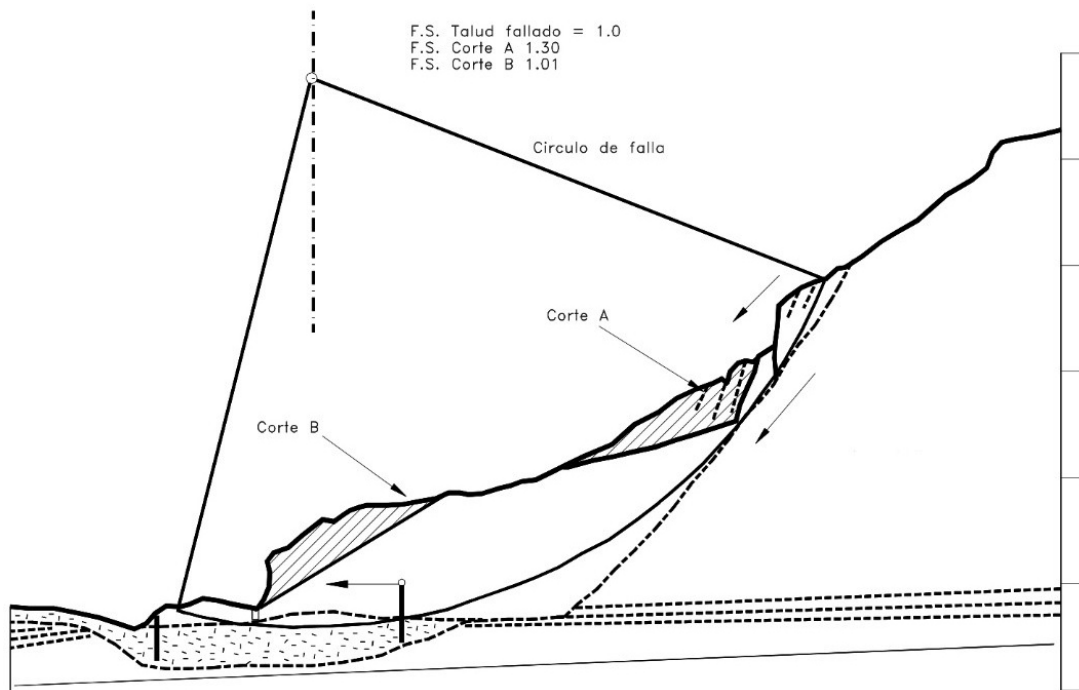


Figura 5.29. Esquema de descopete para mejorar la estabilidad de un talud. (Suárez Díaz, 1998)

Para realizar este procedimiento, primero se establece un factor de seguridad que garantice la estabilidad del talud, luego se realiza el análisis proponiendo la cantidad de material que debe retirarse en el proceso de corte; el cálculo se realiza hasta llegar al factor de seguridad previamente establecido.

d) Formación de bermas

Las bermas son cortes, en forma de escalones, realizados en el talud con la finalidad de mejorar su estabilidad (ver Figura 5.30). El objetivo de las bermas es disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica del talud, con esto se evita que se produzcan momentos que lo desestabilicen; el resultado que se tiene es que el círculo crítico de falla sea más profundo y que aumente la longitud de la superficie crítica incrementando el factor de seguridad.

Con la construcción de las bermas, el talud se divide en varios sub-taludes cuyo comportamiento es independiente y se debe analizar la estabilidad para cada uno de ellos.



Figura 5.30. Bermas intermedias.

5.5.2. Medidas de protección superficial³

Las medidas de protección superficial en los taludes tienen por objeto:

- Eliminar los problemas de caída de rocas
- Aumentar la seguridad del talud frente a roturas superficiales
- Evitar o reducir la erosión y la intemperización en el talud
- Impedir la infiltración de agua

Dentro de los procedimientos más frecuentes para la protección superficial están:

a) Instalación de mallas metálicas

Las mallas formadas por alambre de acero, se tienden en los taludes y sirven para guiar a los bloques rocosos en su caída, evitando que reboten y salten hacia afuera, y acumularlos en la base donde pueden ser retirados (ver Figura 5.31). Son efectivas para bloques menores de 0.5 m³ aproximadamente. Las mallas más resistentes son hexagonales, de triple torsión y de acero galvanizado.

³ [Ref. 13]



Figura 5.31. Malla electrosoldada y de triple torsión en taludes.

b) Concreto lanzado en talud

Este tratamiento es utilizado en zonas de roca fracturada o degradada y consiste en cubrir con concreto lanzado la superficie del talud; esto se realiza con un equipo que proyecta la mezcla neumáticamente a través de una manguera y una boquilla (ver Figura 5.32). El concreto se proyecta en capas hasta alcanzar el espesor de proyecto.

El concreto lanzado forma una estructura de retención al adherirse a la roca y rellena los espacios entre la misma. Sin embargo, este tratamiento no impide totalmente que se presenten desplazamientos en el macizo rocoso y por tal razón, en muchos casos, se requiere de tratamientos como los anclajes para asegurar la estabilidad del talud. Debido a que el concreto no resiste tensiones, este debe ser reforzado con una malla de acero electrosoldada o fibras de acero adicionadas en la mezcla.

Adicionalmente, para evitar presiones de agua sobre las superficies cubiertas con concreto lanzado, deben utilizarse drenes para que ésta pueda escurrir sin que se altere la estabilidad del talud.



Figura 5.32. Colocación de concreto lanzado en taludes.

5.5.3. Medidas de drenaje

El drenaje tienen la finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el macizo rocoso (Figura 5.36) y, en consecuencia, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tensión (González de Vallejo et al., 2002).

El aumento en el contenido de agua en el terreno produce una inestabilidad general en los taludes debido a ciertos factores como: la reducción de la resistencia en algunos materiales, el aumento del peso en la masa del terreno, la generación de empujes hidrostáticos por el aumento en el nivel freático, la erosión del talud, el reblandecimiento del terreno, entre otros.

Las medidas de drenaje pueden ser:

- **Drenaje superficial:** Este tipo de drenajes, además de evitar los efectos erosivos del agua sobre el talud, también impide que el agua que escurre sobre el terreno se infiltre y provoque que se incremente el nivel freático, lo que puede traer como consecuencia la aparición de presiones hidrostáticas que pongan en riesgo la estabilidad del talud. Dentro de estas obras se encuentran las zanjas de drenaje (Figura 5.33) como las cunetas, contracunetas, lavaderos y canales (Figura 5.35).
- **Drenaje profundo:** Tiene como objetivo disminuir el nivel freático mediante la evacuación del agua que se encuentra en el interior del talud; esta es una solución muy efectiva frente a los problemas de inestabilidad. Este tipo de drenaje se realiza mediante la colocación de drenes sub-horizontales (Figura 5.34).

Las medidas de drenaje deben ser diseñadas evitar la llegada y acumulación de agua en el talud que ponga en riesgo la estabilidad del mismo. Dentro de las medidas de drenaje, también se incluyen las obras de canalización, desvío e impermeabilización de cauces o de manantiales cercanos a los taludes (Figura 5.35). El diseño de estas obras con base en el caudal a evacuar.



Figura 5.33. Construcción de cunetas y contracunetas.



Figura 5.34. Barrenación y colocación de drenes horizontales.



Figura 5.35. Obras de desvío mediante canales.

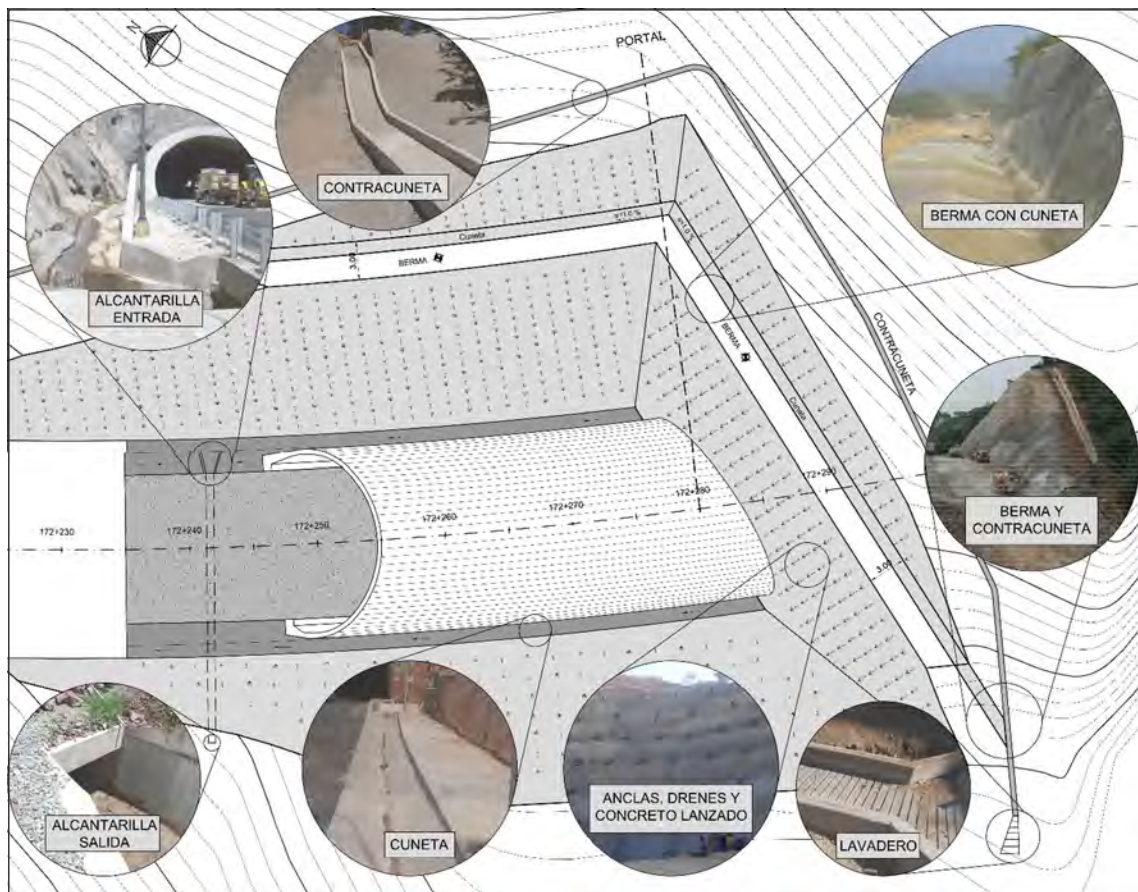


Figura 5.36. Elementos de estabilización en taludes.

5.5.4. Elementos estructurales resistentes⁴

Para mejorar la estabilidad del talud se pueden introducir elementos que permitan incrementar la resistencia al corte; esto puede realizarse con alguno de los siguientes sistemas:

- Introduciendo elementos que mejoren la resistencia del terreno en la superficie de rotura (pantallas de pilotes o micropilotes y columnas de *jet grouting*).

⁴ [Ref. 13]

- Introduciendo elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de fricción en la superficie de rotura (anclajes activos o pasivos)

a) Pilotes y micropilotes

Los pilotes y micropilotes pueden colocarse alineados y separados a cierta distancia, de tal manera que formen una pantalla continua que atraviese la zona potencial de falla y se empotre en una zona más estable (ver Figura 5.37). En el análisis debe revisarse la distribución y longitud de los pilotes tomando en cuenta su resistencia, con la finalidad de establecer un diseño que garantice la estabilidad del talud.

Los pilotes tienen un diámetro que varía de 0.65 a 2.0 m, mientras que los micropilotes suelen tener un diámetro entre 12 y 15 cm y longitudes, que alcanzan los 15 a 20 m; estos elementos están compuestos de un tubo de acero que se rellena con una lechada de cemento. En la superficie, estos elementos deben ser arriostrados con una viga de atado.



Figura 5.37. Pantalla de pilotes con anclas de tensión en taludes.

b) Jet grouting

En suelos granulares poco compactos e incluso en suelos cohesivos, la estabilización de un talud se puede realizar mediante columnas de *jet grouting*. Este procedimiento consiste en realizar una perforación que varía entre 0.4 y 1.0 m de diámetro; se lleva a cabo mediante la inyección de lechada de cemento a alta presión a través de un varillaje, que disgrega el material a medida que se va avanzando en la perforación y se va mezclando lechada con el suelo circundante, formando columnas de suelo cemento de alta resistencia.

La altura de la columna de jet grouting depende de la profundidad a la que se encuentre la superficie de deslizamiento, ya que el atravesarla se generaran zonas con mayor resistencia al corte y en consecuencia la estabilidad del talud se incrementará.

c) Anclajes

Los anclajes son tratamientos de estabilización que permiten reforzar una zona del terreno; están compuestos principalmente por barra o cables de acero que se anclan mediante un bulbo de concreto en zonas con mayor estabilidad del terreno.

Los sistemas de anclaje trabajan a tensión incrementando los esfuerzos normales y disminuyendo los esfuerzos cortantes sobre la superficie potencial de deslizamiento dando mayor estabilidad al terreno. En función de su forma de trabajo pueden clasificarse en:

- Anclaje pasivo: es aquel que no se pretensa después de su instalación y comienza a trabajar al generarse un movimiento en el terreno.

- Anclaje activo: en este caso después de su instalación, el anclaje se pretensa hasta alcanzar su carga admisible. (ver Figura 5.38 y 5.39).

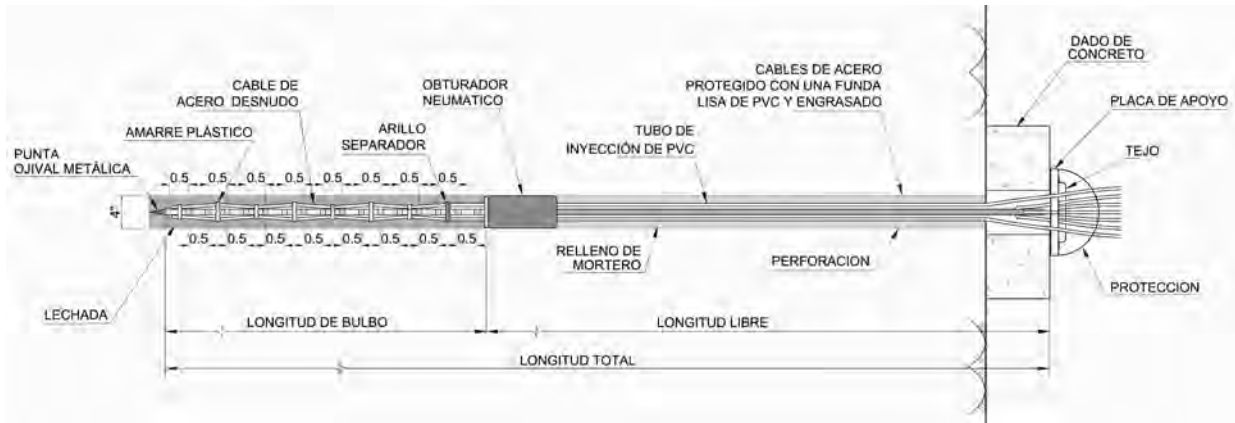


Figura 5.38. Detalle de ancla de tensión (anclaje activo).



Figura 5.39. Anclas de tensión con dados de concreto.

Los anclajes proporcionan una fuerza estabilizadora sobre la masa deslizante. En rocas resistentes los anclajes suelen ser muy benéficos por sí solos, mientras que en suelos o rocas blandas es necesario asociarlos a muros o vigas de atado (ver Figura 5.40), ya que de otro modo, la cabeza del anclaje se hunde en el terreno y se pierde fuerza.

Todas las características geométricas del anclaje tales como: longitud, diámetro y patrón de colocación, así como las propiedades de los materiales necesarios para su implementación, estarán en función de las características del proyecto y de las condiciones del terreno. Por tal razón debe considerarse toda la información generada en los estudios previos.

5.5.5. Muros y elementos de contención

Los muros son elementos de contención que se construyen al pie del talud y tienen la finalidad de incrementar la estabilidad ante posibles deslizamientos. Existen diferentes tipos de muros que, de acuerdo a sus características, son adecuados ante distintas situaciones de estabilización. Algunos ejemplos de los elementos más utilizados en la estabilidad de taludes son: los muros gavión, los muros pantalla y los muros de tierra armada.



Figura 5.40. Anclas de tensión en viga de atado.

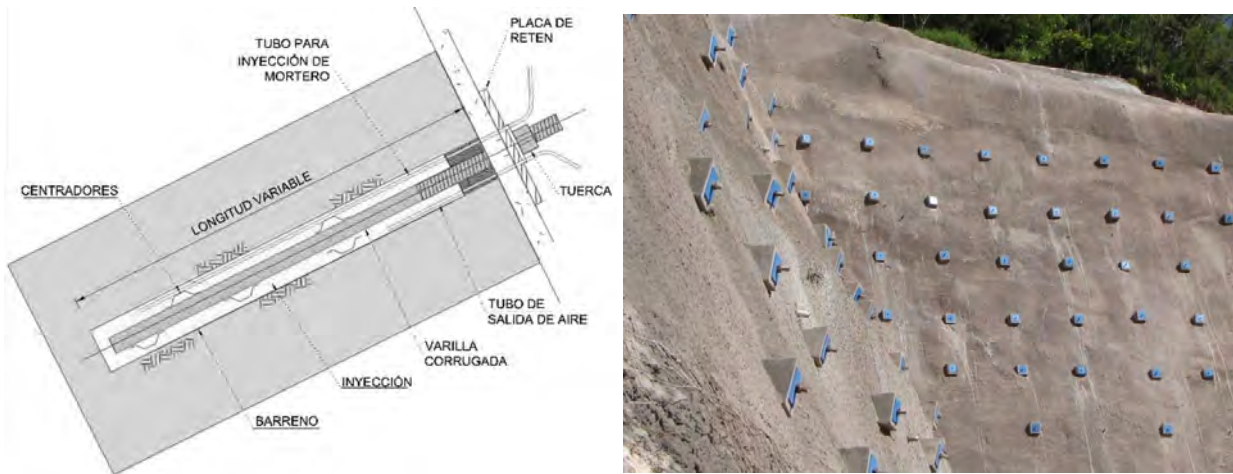


Figura 5.41. Anclas de fricción.

a) Muros de gaviones

Son muros flexibles que consisten en un enrejado tipo caja confeccionada con malla de acero de triple torsión y que es relleno con fragmentos de roca. Estos elementos trabajan por gravedad y las unidades son montadas y unidas entre sí, de tal manera que se forme una estructura continua. Los muros de gaviones pueden ser construidos con escalonamiento hacia el exterior (Figura 5.42a) o al interior del talud (Figura 5.42b). La principal ventaja que posee este sistema es la de permitir la circulación del agua que proviene del talud.

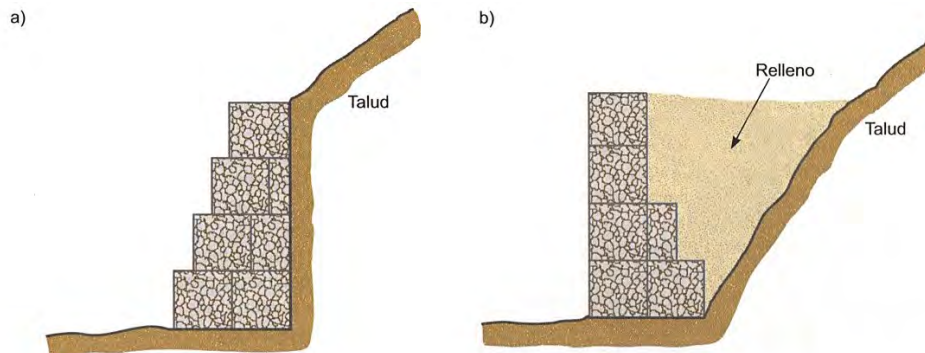


Figura 5.42. Muro de gaviones escalonado al exterior (a) y al interior del talud (b). (González de Vallejo et al., 2002).

b) Muros pantalla

Son elementos de concreto reforzado fabricados in situ, construidos en zanjas excavadas por debajo de la superficie del terreno (Figura 5.43); el sistema constituye una estructura continua lo que da mayor estabilidad. Estos muros generalmente son anclados con la finalidad de incrementar la resistencia al volteo y disminuir los deslizamientos de la estructura.

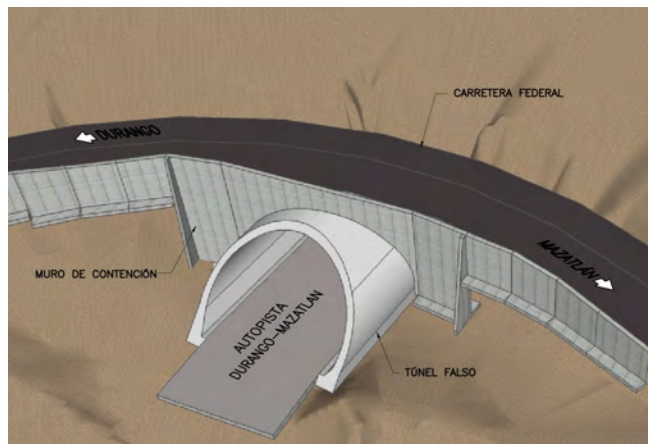


Figura 5.43. Muros pantalla.

c) Muros de tierra armada

Son muros flexibles formados por paramentos prefabricados de concreto y con material que consiste en suelo granular ocupado para relleno el cual debe estar bien compactado (Figura 5.44). El refuerzo son tiras metálicas o de geotextil capaces de resistir fuerzas de tensión y que son ancladas al paramento y al relleno.

La estabilidad del muro de tierra armada se da por la intercalación de las tiras de refuerzo con el suelo del relleno; con esto se genera una fricción en el contacto de ambos materiales y con ésto se forma un material compuesto resistente.

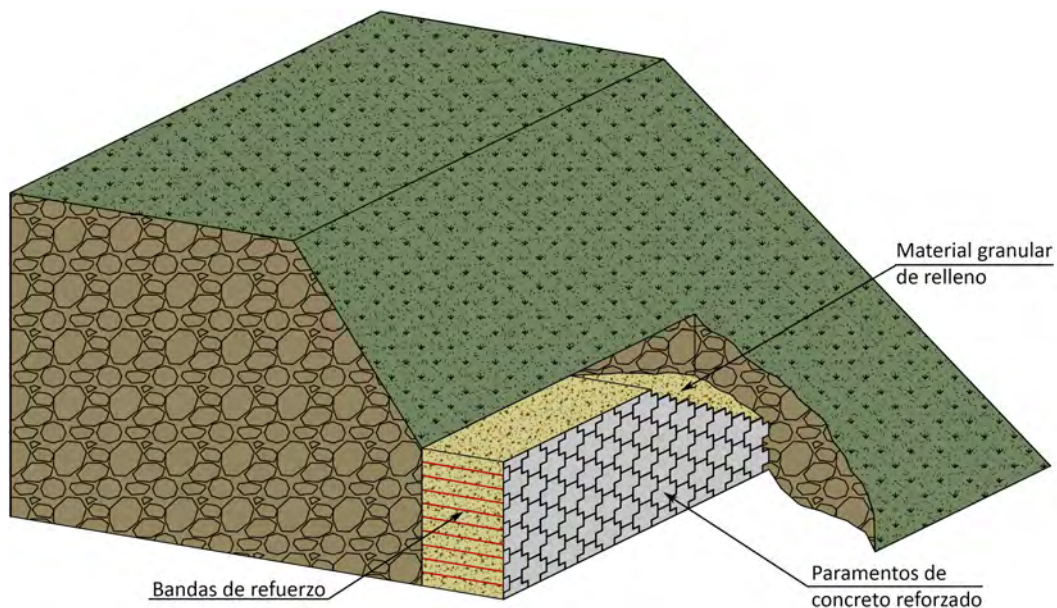


Figura 5.44. Muros de tierra armada en taludes.

5.6. DISEÑO DE LOS TRATAMIENTOS

En el diseño de los anclajes deben considerarse principalmente dos aspectos para la estabilidad de la estructura anclada (entiéndase por estructura el conjunto del terreno, los elementos de estabilización y reforzamiento), estos son:

- El equilibrio global que se refiere a la estabilidad de la zona del terreno que se encuentra anclada.
- El equilibrio local, con que se busca definir el comportamiento de cada elemento que conforma los anclajes y los efectos que producen en su entorno.

5.6.1. Cálculo de anclajes pasivos

En lo que se refiere al equilibrio global de la zona anclada, los anclajes pasivos requieren algún desplazamiento del terreno para su activación, cuando dichos movimientos ocurren a lo largo de las discontinuidades, los anclajes son sometidos a esfuerzos de corte y de tensión.

El equilibrio local depende principalmente de las dimensiones del anclaje y del contacto entre la lechada y el terreno. Para determinar la longitud mínima del ancla se utiliza la ecuación (5.30).

$$L_a = \frac{P_s}{\pi D_b \tau} \quad (5.30)$$

donde L_a es la longitud ancla o del barreno, D_b es el diámetro del barreno y P_s es la fuerza máxima que resiste la barra de acero en el anclaje, este se obtiene multiplicando el área transversal de la barra por el valor del esfuerzo de fluencia (f_y) del acero. Se recomienda que las barras trabajen al 60% de la resistencia límite de fluencia.

$$P_s = 0.60 A_s f_y \quad (5.31)$$

La resistencia al corte unitaria en el contacto lechada-terreno (τ) puede ser estimada a partir de los valores propuestos en la ecuación (5.34).

5.6.2. Cálculo de anclajes activos

En general, en el análisis del equilibrio local, los anclajes inyectados pueden presentar una o más de las siguientes formas de ruptura (Ucar, 2004).

- Rotura de la barra o torones de acero
- Rotura en el contacto terreno - lechada de cemento
- Rotura en la interface acero - lechada de cemento
- Rotura de la masa de suelo o roca

a) Rotura de la barra o torones de acero

A partir de los valores de carga que actúan sobre las anclas y la resistencia de la barra o torones del anclaje se determina la cantidad de acero requerida para dar soporte y estabilidad al terreno.

La fuerza de tensión admisible del anclaje es igual al producto del área de la sección de acero por el valor del esfuerzo de fluencia (f_y). De manera normativa, la carga de anclaje no debe superar, en servicio, el 60% del límite elástico de los elementos de acero, por lo tanto, el resultado se debe multiplicar por un coeficiente de reducción de resistencia igual 0.60 y con esto se garantiza la seguridad en el acero del anclaje.

$$T_a \leq 0.6 T_g \quad (5.32)$$

donde T_a , es la fuerza de tensión admisible de un cable y el valor de T_g representa de manera aproximada el 85% de la resistencia límite de rotura, en consecuencia:

$$T_a \approx 0.5 F_p^{ult} \quad (5.33)$$

En la Tabla 5.2 se muestra la capacidad de carga de algunos tipos de barras utilizados en anclaje, mientras que en la Tabla 5.3 se indican la capacidad de carga para los cables de acero compuestos por torones con diámetro de 0.6”.

Tipo de acero	Diámetro (mm)	Área (mm ²)	Carga límite elástico (kN)	Carga límite de rotura (kN)
500/550	16	201	101	111
500/550	20	314	160	175
500/550	25	491	245	270
500/550	28	616	310	340
500/550	32	804	405	440
500/550	40	1257	630	690
500/550	50	1963	980	1080
900/1030	26.5	552	496	568
900/1030	32	804	724	828
900/1030	36	1018	916	1,048

Tabla 5.2. Cargas de servicio para anclajes de barra.

Número de torones	Área (mm ²)	Acero 1570/1770		Acero 1670/1870	
		Carga límite elástico (kN)	Carga límite de rotura (kN)	Carga límite elástico (kN)	Carga límite de rotura (kN)
1	140	218	248	230	260
2	280	437	496	459	521
3	420	655	743	689	781
4	560	874	991	918	1,042
5	700	1,092	1,239	1,148	1,302
6	840	1,310	1,487	1,378	1,562
7	980	1,529	1,735	1,092	1,823
8	1120	1,747	1,982	1,310	2,083
9	1260	1,966	2,230	2,066	2,344
10	1400	2,184	2,478	2,296	2,604

Tabla 5.3. Cargas de servicio para anclajes de cable.

b) Rotura en el contacto terreno-lechada de cemento

Para garantizar una correcta superficie de contacto entre la lechada de cemento y el terreno, el bulbo debe dimensionarse de tal forma que la transferencia de cargas desde el anclaje cumpla con las condiciones de seguridad necesarias para mantener la estabilidad.

Para prevenir la rotura en la interface terreno-lechada debe determinarse la longitud de bulbo (función de la tensión de anclaje y el diámetro de perforación), de manera que se obtenga un factor de seguridad adecuado frente a rotura. Según la Norma Española de anclaje la resistencia al corte se calcula con la ecuación (5.34).

$$\tau = \frac{P}{\pi D_b L_b} \tag{5.34}$$

donde:

P = carga del anclaje

D_b = diámetro del bulbo

L_b = longitud del bulbo

τ = resistencia al corte unitaria en el contacto bulbo-terreno

La longitud del bulbo (L_b) no debe ser menor de 3 m. Esta limitación se debe a que en longitudes más cortas puede presentarse algún problema producto del proceso de ejecución que afecte el desempeño del anclaje. De acuerdo a Ostermayer (1974), a medida que la longitud del bulbo aumenta, su resistencia disminuye. Por tal razón la longitud máxima del bulbo debe limitarse a fin de garantizar la capacidad de carga del sistema; en publicaciones como la normatividad británica se establecen longitudes máximas de 10 m.

El valor de la resistencia al corte unitario en el contacto bulbo-terreno se obtiene de ensayos de extracción en campo o en el laboratorio. La norma española propone un rango de resistencia media para rocas duras de 1.0 a 2.5 MPa y de 0.3 a 1.0 MPa para rocas blandas, en la Tabla 5.4 se muestran los valores para distintos tipos de terreno.

Para casos de macizos rocosos poco fracturados y con bajo grado de alteración, Littejohn y Bruce (1975) proponen la siguiente relación, que parte de ensayos de extracción:

$$\tau_u = 0.1 \cdot \sigma_c \quad (5.35)$$

donde σ_c es la resistencia a compresión uniaxial (la menor resistencia de la roca o de la lechada).

Rotura en la interface acero-lechada de cemento

Basado en trabajos experimentales, Brown (1970) sugirió los siguientes valores de longitud de anclaje para barras de acero estriadas:

- $L_s = 30 \cdot \phi_a$ para roca sana
- $L_s = 40 \cdot \phi_a$ para roca fracturada
- $L_s = 60 \cdot \phi_a$ para roca meteorizada

donde ϕ_a es el diámetro de la barra o cable y L_s la longitud de anclaje.

Por su parte, Coats y Yu (1971) recomiendan los siguientes valores admisibles en la adherencia lechada de cemento-acero en barras estriadas:

$$\tau_{adm} = 0.1 f'_c \leq 2.40 \text{ MPa} \quad (5.36)$$

c) Rotura en la interface acero-lechada de cemento

Con la finalidad de calcular la carga a tensión adecuada y la profundidad segura del anclaje en el terreno, se asume una superficie de falla cónica, que se produce tanto en suelos como en macizos rocosos (Figura 5.45). En la falla cónica se considera un ángulo de 60° cuando la roca es blanda o presenta un alto grado de fracturación; para las demás condiciones se utiliza un ángulo de 90°.

Para anclajes con conos que se superponen, la estabilidad de la roca se analiza tal como se muestra en la Figura 5.46, donde se observa que el traslape de las zonas de influencia entre los anclajes adyacentes produce una reducción en la fuerza que debe soportar cada anclaje.

La estabilidad de la masa de roca se da si el peso del cono que contiene a la roca es mayor que la carga aplicada en el anclaje, tal como se muestra en la Figura 5.47. En este caso se desprecia el esfuerzo cortante en el macizo rocoso y se considera que la ruptura ocurre en la zona de enlace entre el bulbo y el cable.

Roca		Suelo fino		Suelo grueso	
Tipo de roca	Promedio final del esfuerzo de adherencia (MPa)	Tipo de ancla	Promedio final del esfuerzo de adherencia (MPa)	Tipo de ancla	Promedio final del esfuerzo de adherencia (MPa)
Granito y basalto	1.7 – 3.1	Anclas con lechada a gravedad (eje recto)	0.03 – 0.07	Anclas con lechada a gravedad (eje recto)	0.07 – 0.14
Caliza dolomítica	1.4 – 2.1	Anclas con lechada a presión (eje recto)		Anclas con lechada a presión (eje recto)	
Caliza blanda	1.0 – 1.4	Arcilla limosa blanda	0.03 – 0.07	Arena fina-media. Compacto	0.08 – 0.38
Pizarras y esquistos duros	0.8 – 1.4	Arcilla limosa	0.03 – 0.07	Arena media-gruesa con grava. Medianamente compacta	0.11 – 0.66
Lutitas blandas	0.2 – 0.8	Arcilla dura a media de alta plasticidad	0.03 – 0.10	Arena media-gruesa con grava. Compacta a muy compacta	0.25 – 0.97
Areniscas	0.8 – 1.7	Arcilla muy dura de alta plasticidad	0.07 – 0.17	Arena limosa	0.17 – 0.41
Areniscas alteradas	0.7 – 0.8	Arcilla dura de plasticidad media	0.10 – 0.25	Depósitos glaciares compactos	0.30 – 0.52
Tiza	0.2 – 1.1	Arcilla muy dura de plasticidad media	0.14 – 0.35	Grava arenosa. Medianamente compacta a compacta	0.21 – 1.38
Margas alteradas	0.15 – 0.25	Limo arenoso duro, plasticidad media	0.28 – 0.38	Grava arenosa. Compacta a muy compacta	0.28 – 1.38

Tabla 5.4. Cargas de servicio para anclajes de cable. Tomado de US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999.

Según el ángulo de la falla cónica, el peso de roca contenido en el cono se determina con las ecuaciones (5.37) y (5.38).

$$\text{Para falla cónica de } 60^\circ: \quad W = \frac{\pi}{9} \left(L_l + \frac{L_b}{2} \right)^3 \gamma \quad (5.37)$$

$$\text{Para falla cónica de } 60^\circ: \quad W = \frac{\pi}{3} \left(L_l + \frac{L_b}{2} \right)^3 \gamma \quad (5.38)$$

donde:

W = peso de la masa de roca contenida en el cono

L_l = longitud libre de cable

L_b = longitud del bulbo

γ = peso volumétrico de la roca

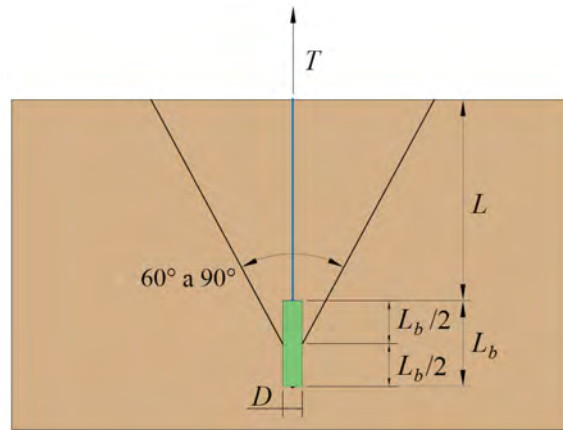


Figura 5.45. Falla cónica en la roca.

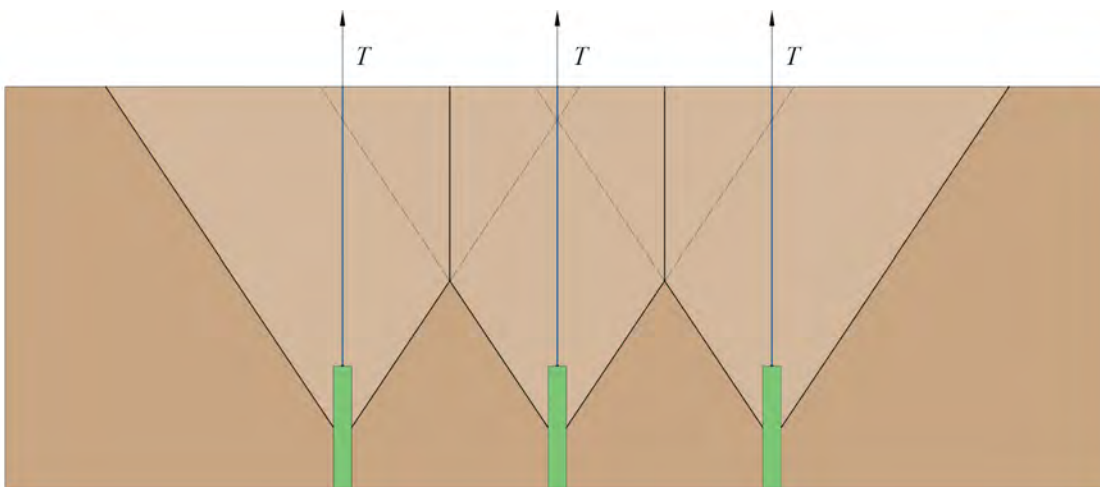


Figura 5.46. Interacción entre conos en la estabilidad del macizo rocoso.

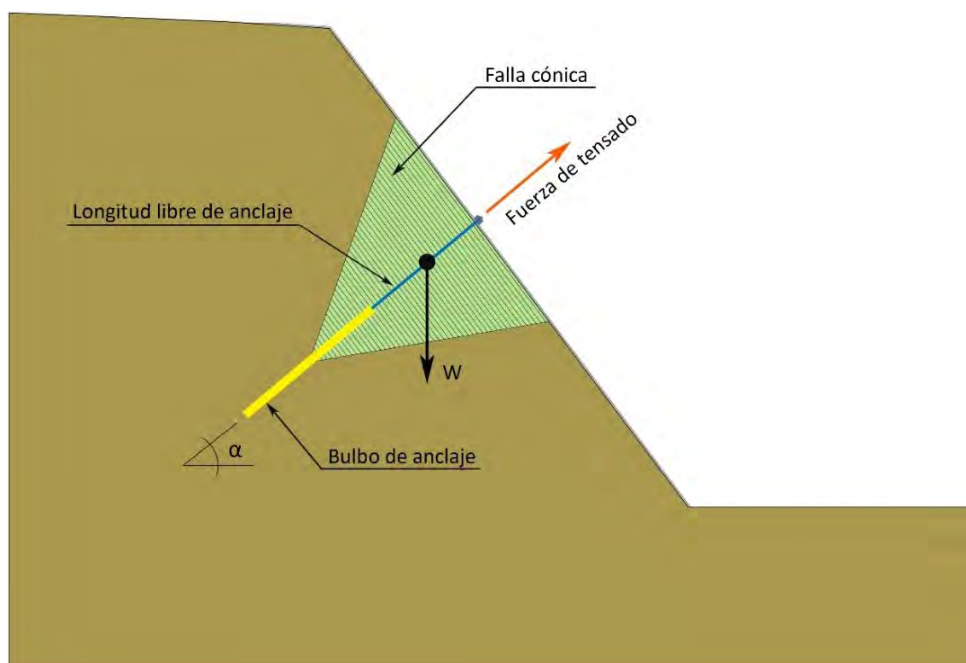


Figura 5.47. Estabilidad de la masa de roca analizando asumiendo una rotura por falla cónica.

5.7. DISEÑO ESTÉTICO Y PAISAJÍSTICO⁵

El progreso actual ha obligado al proyectista de carreteras a buscar soluciones de trazo y diseño acordes con las crecientes necesidades del transporte terrestre. Estas soluciones van desde mayores secciones transversales, mejores alineamientos horizontales y verticales, hasta la implantación de estructuras (puentes, túneles, grandes alcantarillas) que permiten librar obstáculos importantes como pueden ser montañas, valles y ríos; todo con el objeto de proporcionar un más eficiente desempeño de las capacidades de los vehículos, disminuir distancias y tiempos de viaje, así como proporcionar una mayor seguridad al usuario.

Antiguamente los caminos se integraban más fácilmente al paisaje, ya que aceptaban secciones transversales reducidas, curvas cerradas y grandes pendientes, lo cual se ajustaba muy bien a la topografía, evitado grandes cortes, terraplenes y estructuras adicionales. Hasta hace algunos años, los modernos proyectos se apoyaban en terraplenes muy altos para librar grandes cuencas y cortes muy profundos para atravesar cerros de mediano y gran tamaño, lo que permitía ampliar curvas y disminuir pendientes proporcionando seguridad y mayores velocidades de proyecto. Sin embargo estas carreteras dieron una mala apariencia estética y generalmente han sufrido de una falta total de integración con el paisaje, dejando un aspecto de destrucción a lo largo de todo su recorrido.

El tratamiento del paisaje, dentro del cual deben incluirse todo tipo de movimiento de tierras, es obviamente, una de las formas más poderosas de manipular y reorganizar el medio ambiente, por lo tanto, este tratamiento, debe jugar un papel importante en hacer del viaje por carretera una experiencia visual agradable e interesante. Proyectar un alineamiento no debe comprometer el paisaje en favor del servicio y la seguridad. La integración del camino al entorno natural se consigue proyectándolo de tal manera que su construcción no implique perturbaciones a gran escala de los sitios que atraviesa y si estas perturbaciones fueran inevitables, buscar la mejor forma posible de restaurar los daños.

La construcción de una carretera supone siempre un impacto paisajístico elevado, simplemente por el hecho de colocar una estructura sobre un terreno en estado natural (es decir, con su configuración geomorfológica y vegetación naturales), o semi-natural (p.e. campos cultivados). Una carretera introduce líneas rectas que suelen ser discordantes con las formas onduladas del terreno. Las carreteras y autopistas, al procurar seguir esa tendencia recta a lo largo de su recorrido se valen de cortes y terraplenes que quitan o llenan espacios necesarios para su paso. Los tajos o cortes a cielo abierto materialmente rompen y dividen a los lomeríos, produciendo, además del violento cambio en la morfología original del terreno, un contraste cromático importante en el entorno debido a que se dejan superficies desnudas de vegetación.

Una causa de impacto paisajístico importante en una obra de túnel puede ser un desmonte excesivo en los emportalamientos y zonas de ocupación temporal. También, como se dijo anteriormente los taludes, en especial el talud frontal, requieren de tratamientos importantes para garantizar su estabilidad. Esto, muchas veces implica cubrir las paredes de los cortes con concreto lanzado, lo cual, además de producir un fuerte contraste con el entorno, impide la regeneración de la vegetación en toda el área protegida. Otra forma en que una obra de túnel puede afectar al paisaje es cuando el material producto de la excavación no es utilizado para algún relleno y simplemente es acumulado y olvidado a las afueras de la excavación. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, es posible disminuir estos impactos con un buen proyecto paisajístico.

⁵ Los textos originales de esta sección corresponden con la referencia [26]

Hoy en día es posible apreciar una generalización de ideas acerca de las diferentes maneras en que una obra civil puede integrarse armoniosamente a un entorno natural, social y cultural a modo de acrecentar y, sobre todo, respetar el patrimonio colectivo.

Es claro y admitido que el túnel carretero es una solución constructiva respetuosa con el paisaje, frente a los enormes cortes que devastan las laderas y vertebran el medio, debido a que su presencia es tan sólo percibida en la zona de portales. No por ello es válido caer en contradicciones conceptuales creando obras de acceso excesivamente aparatosas con el fin único de ahorrar dinero. Una obra de túnel no tiene que estar reñida con la belleza de diseño y concepción.

La intersección túnel-paisaje debe tomar en consideración el entorno natural, el cual, siempre presentará características distintas en cuanto a la variedad y peculiaridades de los correspondientes paisajes, así como las distintas soluciones arquitectónicas aplicables en cada caso. En otras palabras, la obra de túnel no puede considerarse ajena a su entorno, sino que, por el contrario, es la solución ingenieril más en contacto con el terreno.

El tratamiento integral del túnel en relación con su entorno trae consigo la consideración de múltiples factores que van desde una adecuada transición exterior-interior-exterior, pasando por un acertado proyecto de taludes, que evita el efecto trinchera y el choque frontal en el plano de emportalamiento, hasta una sección transversal con forma y dimensiones ajustadas tanto a la seguridad y al tráfico, como a un encuadre estético y paisajístico, llegando hasta un proyecto agradable de las boquillas y un tratamiento de los tiraderos de material respetuoso con el paisaje circundante.

Existe una idea, bastante generalizada, de que “la montaña, hasta donde su geología lo permita, habrá que cortarla”, cambiando metros de túnel, por metros de corte a cielo abierto, contribuyendo a ahorrar grandes cantidades de dinero. Juncà, en su libro “El Túnel, Historia y Mito” dice:

“Dentro de las características geométricas de los túneles, la primera cuestión que se plantea es la de a partir de qué cota roja ha de acudirse a la solución subterránea como alternativa de desmonte. En esta decisión cada vez interviene con más fuerza la conservación paisajística, y el simple criterio económico va cediendo fuerza hacia una consideración global de la solución a adoptar. Es por ello que el túnel va *comiendo terreno* a la apertura de profundos taludes que descarnan la montaña.”

Como se ha descrito anteriormente en el Capítulo 5 de este Manual, las obras de emportalamiento de túneles carreteros, suelen contar con tratamientos de estabilización muy importantes para garantizar la completa seguridad de los taludes. Estos tratamientos llegan a ser tan significativos que elevan los costos de la obra de manera muy considerable.



Figura 5.48. Ejemplo de túneles falsos paisajísticos.

Entonces, debe proponerse una solución alternativa al esquema tradicional de emportalamiento utilizado hasta la fecha en nuestro país; esta solución, sin embargo tiene décadas de aplicación en países del primer mundo y ha demostrado ser, estética y funcionalmente, más adecuada. La alternativa consiste simplemente en construir tajos más pequeños; los mínimos necesarios para emportalar con seguridad. En esta solución es necesario disponer de boquillas o túneles falsos más largos, para después rellenar el tajo con material que puede incluso ser el mismo previamente extraído, dejando visible sólo el remate de la boquilla. En una etapa posterior al término de la obra deberá restituirse la vegetación original, disminuyendo al máximo el impacto paisajístico.

Por otro lado, en lugar de ensanchar el borde del túnel, un poco por fuera del plano de emportalamiento, formando un anillo llamado “placa de emportalamiento” que, de acuerdo con experiencias previas, no ha tenido los resultados estéticos esperados y presenta algunos problemas constructivos, debe darse una solución arquitectónica más atractiva, rematando las boquillas de una forma aerodinámica o alabeada (pico de flauta) que acaba por eliminar el efecto de choque frontal en el conductor y que finalmente resulta mucho más estética. En la Figura 5.48, se muestran dos ejemplos de emportalamientos que armonizan con el entorno paisajístico.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- 1 Barton N. (1973a): Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, pp. 287-332.
- 2 Barton N. (1973b): A review of the shear strength of filled discontinuities. Proc. Conf. on Fjellsprenningsteknikk/Bergmekanikk, Tapir, Trondheim, 38 p. (also in Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 105)
- 3 Barton N. (1974): A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105. Oslo: Norwegian Geotech. Inst.
- 4 Barton N. (1982): Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: Implications for nuclear waste repository design. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH, 96p., ONWI-308.
- 5 Barton N. and Bandis S.C. (1982): Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, pp. 739-760.
- 6 Barton N. and Choubey V. (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, No. 1/2, pp. 1-54, (also in Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 119)
- 7 Barton N., Lien R. and Lunde J. (1977): Estimation of support requirements for underground excavation. Symposium on Rock Mechanics, 16. Minneapolis, Minn., Proceedings, pp. 163-177.
- 8 Barton N., Tunbridge L., Løset F., Kristiansen J. and Vik G. (1990): OL mountain hall with 60m span – rock mechanical investigations (in Norwegian). Norwegian annual national rock excavation conference (Fjellsprenningsteknikk - bergmekanikk – geoteknikk), pp. 36.1-36.21.
- 9 Barton, N. 1976. The shear strength of rock and rock joints. *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, Vol. 13, No. 9: 255-279. Also NGI Publ. 119, 1978.
- 10 Brown, D.G. (1970). Uplift capacity of grouted rock anchors. *Ontario Hydroresearch Quartely*. Vol 22, n°4, pp 18-24.
- 11 Coats y Yu (1971). Rock anchor design mechanics. Department of Energy Mines and Resources. Mines Branch Canada. Ottawa. Research report R-233. 13 p.
- 12 Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966). "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rocks". Tech Rep Air Force Weapons Lab, New Mexico, no AFNL-TR, 65-116.
- 13 González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). "Ingeniería Geológica". Pearson Educación, S.A., Madrid.
- 14 Goodman, R.E. and Bray, J.W. (1976). Toppling of Rock Slopes. Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder, Colorado, ASCE Vol.2, pp. 201-234.
- 15 Goto, S. ed. (1994). "The Art and Mechanics of Landscape". Process Architecture Co., Tokio, 1994
- 16 Hoek E. and Bray J.W. (1981): *Rock Slope Engineering*. 3rd edn. London: Institution of Mining and Metallurgy, 402 p.
- 17 INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS, COMMISSION ON SWELLING ROCKS AND COMMISSION ON TESTING METHODS, 1978; SUGGESTED METHODS FOR LABORATORY TESTING OF SWELLING ROCKS. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36 (1978) 291±306.
- 18 Juncà Ubierna, J. A. (1990). "El Túnel, Historia y Mito". CEDEX/AETOS, España.
- 19 Littejohn, G. y Bruce, A. (1975). Rock anchors. Design and Quality Control. Design Methods in Rock mechanics. Sixteenth Symposium on Rock Mechanics. University of Minnesota. Ed. Charles Fairhust and Steven L. Crouch, pp 77-78.
- 20 Ministerio de Obras Públicas y Transporte, España. (1991). GUÍAS Metodológicas para la Elaboración de Estudios de Impacto Ambiental. Vol. Carreteras y Ferrocarriles,
- 21 Muir Wood. E & FN SPON (2000). "Tunnelling, Management by Design". Taylor and Francis Group. 2000; ISBN 0-419-232000-1

- 22 Ostermayer, H. (1974). Construction carrying behavior and creep characterics of ground anchors. Diaphragm Walls and Anchorages. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Londres, Septiembre 18-20, pp. 141-151.
- 23 Patton F.D. (1966): Multiple modes of shear failure in rock and related materials. Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois, pp. 282.
- 24 PTI (1996). Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 3rd ed. Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona.
- 25 Romana, M. (1993). "Impacto Ambiental de Obras de Túneles y Medidas Correctoras". Revista Ingeopres, España.
- 26 Sánchez, F. (2014): "Ingeniería de Túneles". Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR.
- 27 Suárez Díaz, J. (1998) "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales". Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Bucaramanga, Colombia.
- 28 Tunnel or Open Cut?, Artículo, Dave Hindle, Revista World Tunnelling, Noviembre de 1992
- 29 Ucar R., (2004). Manual de anclajes en Ingeniería Civil. U.D. Proyectos. E.T.S.I. Minas, Universidad Politécnica de Madrid, 548 p.
- 30 US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999: "Ground anchors and anchored systems"; Geotechnical Engineering Circular No. 4; Publication No. FHWA-IF-99-015.