

9. ROTURA PLANA Y ROTURA EN CUÑA

Por Ricardo Laín Huerta

Actualmente, nuestra capacidad de computar ha superado muy ampliamente a nuestra capacidad para estimar los parámetros y para saber realmente si nuestro modelo es realista.

J.P.Harrison & J. Hudson, 1995

9.1. Rotura plana

La rotura plana de taludes tiene lugar sobre todo en macizos rocosos constituidos por rocas de resistencia media o alta afectadas por fallas y diaclasas.

Este tipo de rotura consiste en el deslizamiento de una masa de roca a lo largo de un plano de discontinuidad que ha quedado descalzado por la cara del talud. En la Figura 9.1 se muestra esquemáticamente este tipo de rotura.

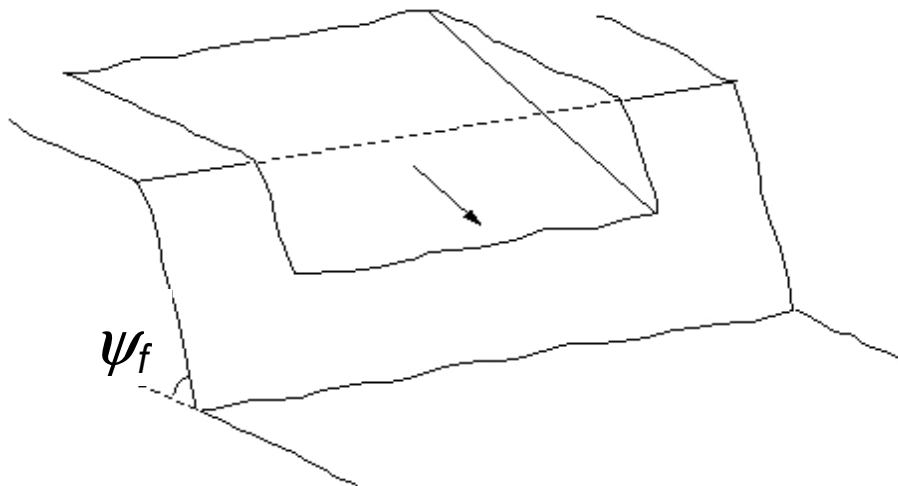


Figura 9.1. Rotura plana de un talud.

Aunque no se trata de roturas excesivamente comunes si pueden observarse ocasionalmente tanto en carreteras (Figura 9.2.) como en canteras (Figura 9.3.), pudiendo dar lugar en algunos casos a roturas rápidas que pueden causar desde pequeños desprendimientos hasta cortes de carretera en el ámbito de ingeniería civil (Figura 9.4.) y deslizamientos importantes con afecciones a uno o varios bancos y accidentes laborales en minería. Por todo ello, este tipo de rotura debe ser necesariamente tenido en cuenta en el proceso de diseño de taludes en roca.



Figura 9.2. Rotura o deslizamiento plano en la carretera entre Monforte de Lemos y Orense. Foto: autores.

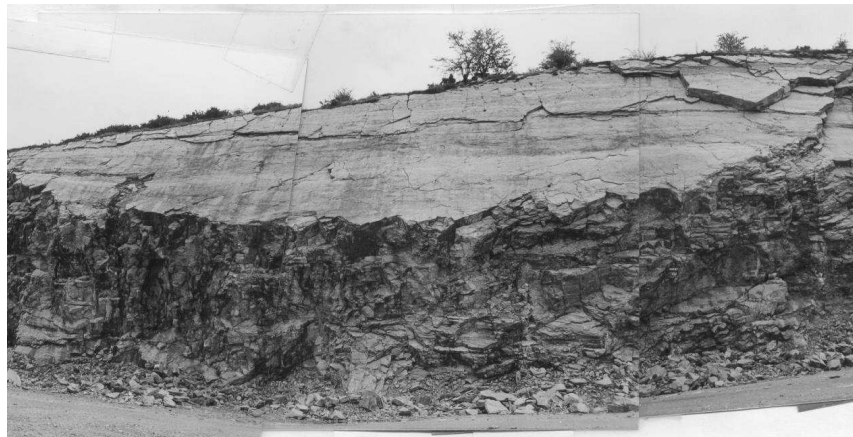


Figura 9.3. Rotura plana en una cantera de roca caliza. Foto: autores.

El hecho de que se trate del mecanismo de rotura más sencillo e intuitivo, hace que se le dedique cierta atención ya que algunos de los aspectos que se derivan de su estudio, como la influencia del agua, aparición de grietas de tracción o desarrollo del concepto de cono de fricción, resultan relativamente fáciles de entender en este caso y pueden extrapolarse a mecanismos de rotura más complejos, en los que las demostraciones rigurosas son más difíciles de realizar.

Para que se produzca este tipo de rotura deben concurrir un conjunto de circunstancias. La primera de ellas es que el plano de discontinuidad debe tener suficiente tamaño a escala del talud y debe ser descalzado por la excavación; esto último sólo ocurre cuando el buzamiento del plano del talud es mayor que el de la discontinuidad, según se muestra en la Figura 9.5. En caso contrario, el talud sería cinemáticamente estable y no se podría desarrollar una rotura plana.



Figura 9.4. Rotura plana con deslizamiento de un volumen importante de roca en una carretera de Cantabria, lo que obligo al cierre de la vía y remodelación del talud. Fotografía de prensa.

Si la discontinuidad no es suficientemente extensa como para abarcar todo el talud, la rotura no se puede producir a menos que existan otras dos discontinuidades que permitan la formación de un bloque que estaría delimitado por las tres discontinuidades y la cara del talud.

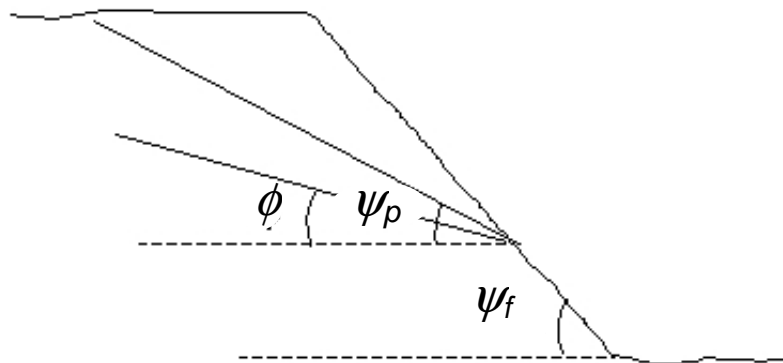


Figura 9.5. Condición de rotura plana.

Otra condición necesaria para la rotura plana es que el rumbo del plano de discontinuidad por donde tiene lugar la rotura sea paralelo o casi paralelo al rumbo del plano del talud, con una desviación máxima de 20° .

Si se cumplen todas las condiciones anteriores, el deslizamiento tiene lugar cuando las fuerzas tangenciales que se desarrollan en la superficie de rotura son mayores que las fuerzas resistentes. En ausencia de empujes de agua y de cohesión en la discontinuidad, la rotura plana se producirá cuando el buzamiento de ésta sea mayor que su ángulo de fricción, pero si existe cierta cohesión el talud puede ser estable a pesar que el ángulo de fricción sea menor que el buzamiento de la discontinuidad. Si la cohesión es nula, puede darse el caso de que se

produzca el deslizamiento, debido al empuje del agua, aunque el ángulo de fricción sea mayor que el buzamiento de la discontinuidad.

El plano de discontinuidad en ocasiones aflora en el terreno natural sobre la coronación del talud; otras veces no es así, pero si se desarrolla una grieta de tracción desde el plano de discontinuidad hasta la superficie del terreno, según se muestra en la Figura 9.6, se forma un bloque que puede deslizarse.

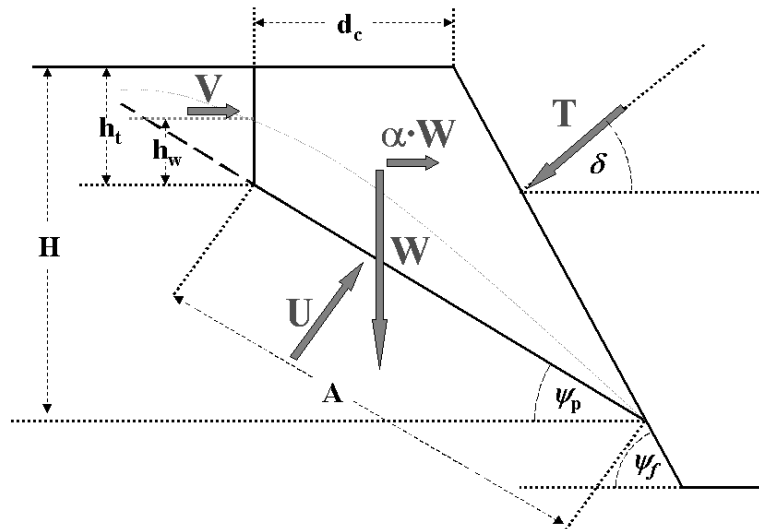


Figura 9.6. Rotura plana con grieta de tracción

Cuando el talud es estable pero no está lejos de la inestabilidad uno de los primeros síntomas de la misma es precisamente la aparición de dicha grieta de tracción, como la que muestra la fotografía de la Figura 9.7.

El coeficiente de seguridad en la rotura plana se define como el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento del bloque y las fuerzas que lo inducen. El valor de dicho cociente debe ser superior a la unidad para que el talud sea estable. Normalmente, con hipótesis de cálculo conservadoras, se considera que el talud es suficientemente estable si el coeficiente de seguridad es del orden de 1,3 o 1,1 si se considera el efecto sísmico.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son fuerzas de reacción al movimiento y en consecuencia, de la misma dirección y sentido contrario que éste. Están constituidas por la fuerza de cohesión y la de fricción.

La fuerza de fricción es consecuencia de la reacción normal efectiva en el plano de deslizamiento. Esta reacción depende de las fuerzas que actúan sobre el bloque, que son su peso y los empujes de agua en el plano de discontinuidad y en la grieta de tracción.

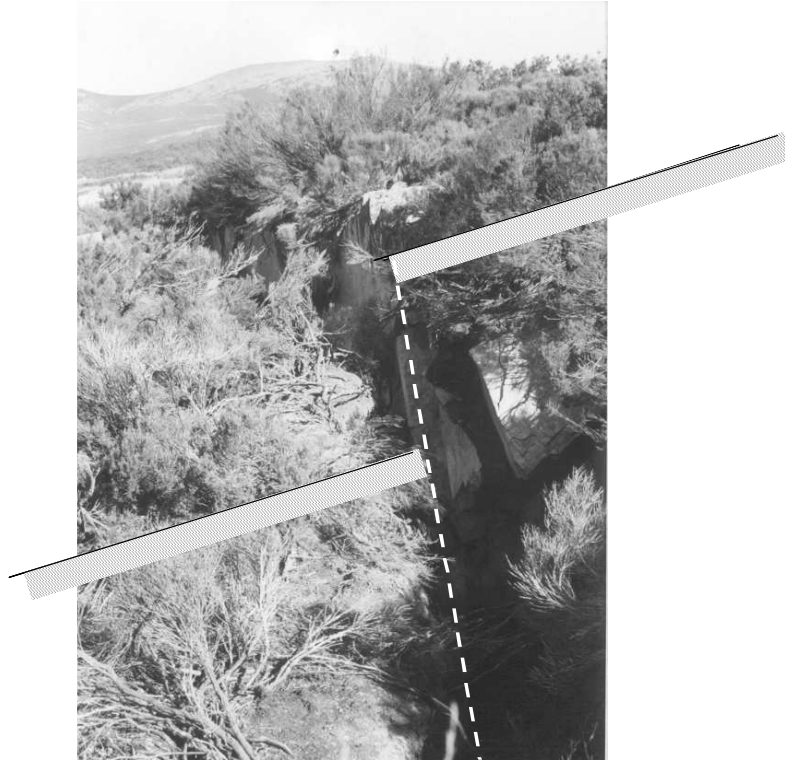


Figura 9.7. Grieta de tracción en la trasera de un talud con una incipiente rotura plana en el ámbito de la minería a cielo abierto de la pizarra. Foto: autores..

En caso de utilizar algún elemento estructural exterior para mejorar la estabilidad del talud, como bulones, anclajes de cable,... también hay que tener en cuenta la componente normal de la fuerza de anclaje para estimar la reacción normal y, como consecuencia de ella, la fuerza de fricción. Además, estos elementos de retención introducen una componente de fuerza según el plano de deslizamiento que se opone al movimiento; al calcular el coeficiente de seguridad, esta fuerza se puede contabilizar como aumento de las fuerzas resistentes o como disminución de las fuerzas que tienden a producir el movimiento, según el anclaje sea pasivo o activo. Los anclajes pasivos son aquellos que sólo entran en carga cuando el terreno comienza a moverse, mientras que a los activos se les da una tensión en la instalación.

Las fuerzas que favorecen el deslizamiento son las componentes tangenciales del peso, el empuje del agua y la fuerza sísmica.

9.1.1. Cálculo analítico de la rotura plana con grieta de tracción

A continuación se presenta el estudio de la estabilidad de un talud con posibilidad de sufrir una rotura plana en el que existe de una grieta de tracción que va desde el plano de discontinuidad hasta la superficie. En la Figura 9.7, se puede ver una grieta de tracción que aflora en el plano de coronación del talud.

En los cálculos que se presentan a continuación, la nomenclatura utilizada es la siguiente:

H = altura del talud.

h_t = longitud de la grieta de tracción desde el plano de coronación, o desde la superficie del talud, hasta el plano de discontinuidad.

h_w = altura del agua en la grieta de tracción.

c = cohesión efectiva de la superficie de deslizamiento.

ϕ = ángulo de fricción efectivo de la superficie de deslizamiento.

A = longitud del plano de discontinuidad hasta la grieta de tracción.

d_c = distancia de la grieta de tracción a la cresta del talud.

T = fuerza de anclaje.

W = peso de la masa deslizante, supuesta de anchura unidad según el rumbo.

ψ_f = buzamiento del talud

ψ_p = buzamiento del plano de deslizamiento

δ = inclinación de la fuerza de anclaje respecto a la horizontal

U = fuerza resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre el plano de deslizamiento

β = ángulo de la grieta de tracción con la vertical

V = fuerza resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre la grieta de tracción

γ = peso específico de la masa inestable

γ_w = peso específico del agua

g = aceleración de la gravedad

α = aceleración horizontal máxima (en tanto por 1 de g) producida en el terreno por un sismo o voladura.

El problema se trata como un caso de equilibrio límite, definiéndose el coeficiente de seguridad mediante la relación entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las fuerzas que lo favorecen.

En la Figura 9.8 se puede observar la forma de los empujes de agua cuando la grieta de tracción aflora en el plano de coronación (caso a) o bien en la cara del talud (caso b); se ha supuesto que el plano de deslizamiento drena libremente por la cara del talud.

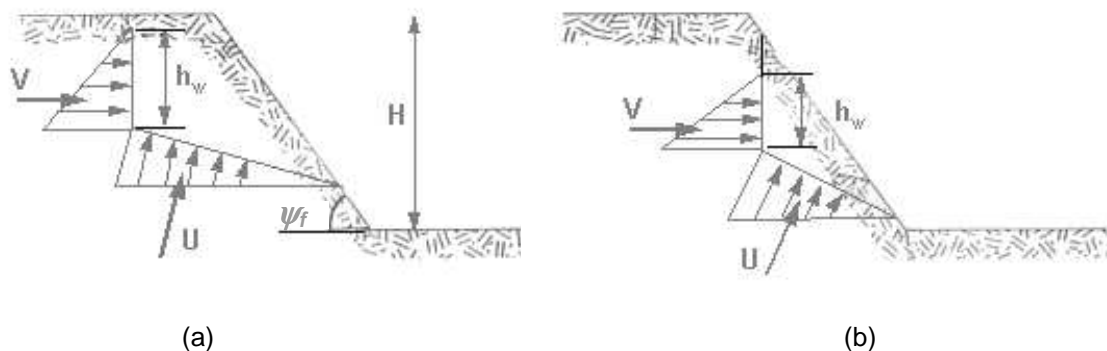


Figura 9.8. Empujes de agua para el caso de que (a) la grieta de tracción aflore por detrás de la cabeza del talud o (b) por delante de la misma.

El empuje de agua V sobre la grieta de tracción, suponiendo que ésta es vertical, tiene el siguiente valor:

$$V = \frac{1}{2} \cdot h_w^2 \cdot \gamma_w \quad (9.1)$$

En los casos a y b de la Figura 9.8., el empuje de agua U sobre el plano de discontinuidad toma el siguiente valor:

$$U = \frac{1}{2} \cdot A \cdot h_w \cdot \gamma_w \quad (9.2)$$

El caso más general consiste en considerar que el plano de deslizamiento se encuentra limitado en su parte superior por una grieta de tracción, que se puede suponer vertical y plana, total o parcialmente llena de agua. En el plano de rotura aparecen unas presiones intersticiales que dependen de la situación de la línea de saturación. Sobre el bloque puede actuar una fuerza sísmica, provocada por un terremoto o por una voladura, que se supone de dirección horizontal y sentido hacia fuera del talud y de valor $\alpha \cdot W$.

Las fuerzas favorables al deslizamiento, F_d , están constituidas por: la componente del peso según el plano de deslizamiento, el empuje de agua en la grieta de tracción y una eventual fuerza sísmica. Las fuerzas resistentes, F_r , son la de cohesión y la de fricción movilizadas.

El coeficiente de seguridad viene dado por:

$$CS = \frac{F_r}{F_d} \quad (9.3)$$

El coeficiente de seguridad en el caso de utilizar anclajes activos, suponiendo la grieta de tracción vertical y esfuerzos sísmicos, viene dado por la siguiente expresión:

$$CS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \psi_p - \alpha \cdot W \cdot \sin \psi_p - V \cdot \sin \psi_p - U + T \cdot \sin(\psi_p + \delta)) \cdot \operatorname{tg} \phi}{W \cdot \sin \psi_p + \alpha \cdot W \cdot \cos \psi_p + V \cdot \cos \psi_p - T \cdot \cos(\psi_p + \delta)} \quad (9.4)$$

Esta expresión 9.4 es una de las más generales y la que se vienen utilizando en la últimas décadas para analizar y resolver problemas de rotura plana con razonable éxito.

La dirección óptima de anclaje, que es la que hace el coeficiente de seguridad máximo, se obtiene derivando respecto a δ la relación anterior y resulta igual a:

$$\delta = \phi - \psi_p \quad (9.5)$$

En muchas ocasiones, la grieta de tracción no se hace visible debido a múltiples factores, como, por ejemplo, la existencia de una escombrera en la zona donde aflora. En estos casos, el problema se resuelve obteniendo la profundidad crítica de la grieta de tracción, h_t , que es la

que hace que el coeficiente de seguridad sea mínimo, y se obtiene derivando respecto a h_w/H la relación (9.4) correspondiente a un caso seco, sin efecto sísmico y sin anclajes :

$$FS = \frac{c \cdot A}{W \cdot \text{sen } \psi_p} + \cot \psi_p \cdot \text{tg } \phi \quad (9.6)$$

que da el coeficiente de seguridad cuando el talud está seco, no hay fuerza sísmica, y no se han colocado anclajes.

La profundidad crítica, obtenida igualando a cero dicha derivada, toma el siguiente valor:

$$\frac{h_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot \psi_f \cdot \text{tg } \psi_p} \quad (9.7)$$

y la distancia crítica de la grieta de tracción a la coronación del talud viene dada por:

$$d_c = H \cdot \sqrt{\cot \psi_f \cot \psi_p} - H \cdot \cot \psi_f \quad (9.8)$$

En unas condiciones determinadas, en las que se conocen: la altura del talud, la inclinación del mismo y la del plano de deslizamiento, y la cohesión y el ángulo de fricción de éste, se pueden obtener unos ábacos que relacionan el coeficiente de seguridad con la profundidad de la grieta de tracción y con la altura del agua en ella.

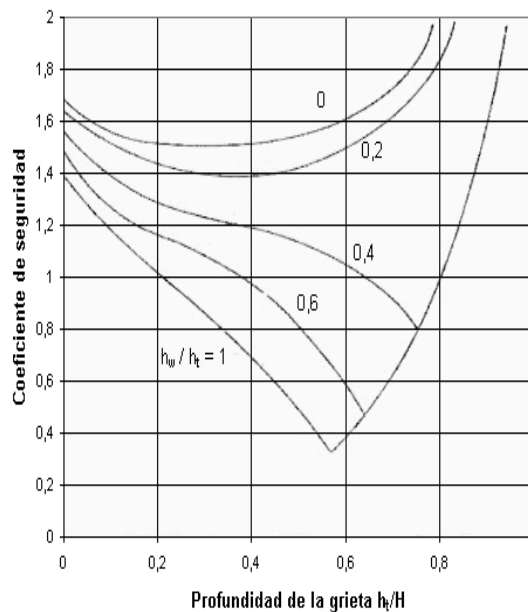


Figura 9.9. Influencia en el coeficiente de seguridad del talud de la profundidad de la grieta de tracción y de su altura de llenado de agua.

A partir de ábacos como el que se muestra en la Figura 9.9, se puede determinar su posición más probable, que es la correspondiente a un coeficiente de seguridad igual a uno, resolviéndose a continuación el problema, como se indicó anteriormente, conociendo la geometría de la grieta de tracción y del plano de deslizamiento.

9.1.2. Cálculo gráfico de la rotura plana con grieta de tracción

En la Figura 9.10 se presenta el cálculo gráfico de la rotura plana en el caso más general, considerando: empujes de agua, tanto en la grieta de tracción como en el plano de falla, cohesión en el plano de falla y una fuerza de anclaje aplicada en la cara del talud.

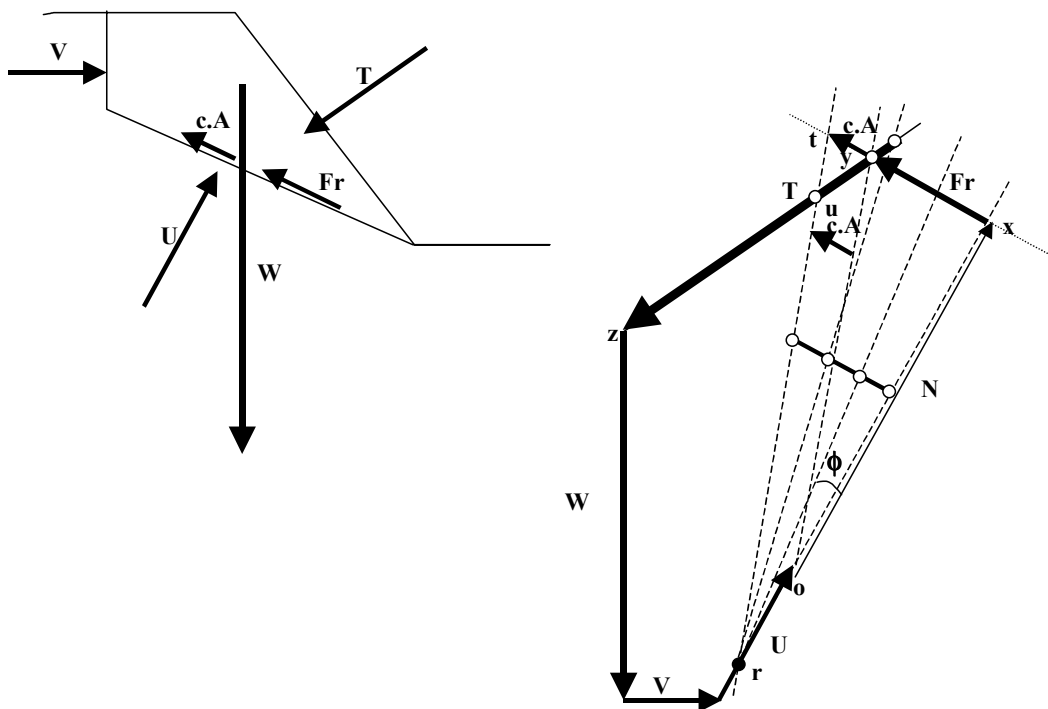


Figura 9.10. Cálculo gráfico de una rotura plana.

Las fuerzas que intervienen en la rotura plana están señaladas en el esquema del talud en la Figura 9.10. Para determinar la fuerza de anclaje de forma gráfica, se dibuja el polígono de fuerzas tal como se indica en esta figura.

En primer lugar, se establece una escala gráfica con objeto de dibujar las longitudes de todos los vectores proporcionales a sus módulos. Para construir el polígono de fuerzas, se comienza por el peso W . Desde el extremo del peso se dibuja el vector de empuje de agua en la grieta de tracción, V . Desde el extremo de V se traza el vector U , que es la fuerza de empuje de agua sobre el plano de deslizamiento. A continuación, se prolonga la dirección de U , que coincide con la perpendicular al plano de deslizamiento. Desde el extremo de U se traza una dirección que forma ϕ grados con la prolongación de U .

Si se trata de determinar la fuerza de anclaje necesaria para alcanzar un coeficiente de seguridad igual a 1, suponiendo nula la cohesión, se procede de la siguiente manera: desde el origen z del peso W se traza una recta paralela a la dirección del anclaje; el módulo del anclaje, T , queda definido por la distancia, medida según la dirección del anclaje y de acuerdo con la escala gráfica utilizada, entre el origen del peso z y el punto y de intersección de la dirección del anclaje que pasa por el origen del peso con la recta oy que forma ϕ grados con la prolongación de U .

Se puede comprobar que dicho segmento es la fuerza de anclaje buscada. Para ello, se proyectan todas las fuerzas según la dirección de U , que es la dirección perpendicular al plano de deslizamiento. De esta forma, mediante el segmento ox queda definido el módulo de la reacción normal N . Al multiplicar la distancia ox por $\text{tg } \phi$, se obtiene la fuerza de fricción sobre el plano de deslizamiento. El anclaje queda definido por el segmento yz .

Si se tiene en cuenta que en el plano de deslizamiento, de área A , existe una cohesión c , la fuerza de cohesión que se desarrollará, será igual a $c \cdot A$, y llevará la misma dirección y sentido que la fuerza de fricción, ya que ambas fuerzas aparecen como reacción al deslizamiento. Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, ahora la fuerza de cohesión se suma a la fuerza de fricción, por lo que la fuerza de anclaje para alcanzar un coeficiente de seguridad igual a 1 será menor que en el caso anterior. La diferencia con el caso sin cohesión al construir el polígono de fuerzas radica en que la fuerza de anclaje para coeficiente de seguridad igual a 1 queda definida por el segmento uz en lugar del yz del caso sin cohesión. El punto u es la intersección de la dirección de anclaje T con la paralela a la dirección oy , a una distancia de ésta igual a $c \cdot A$, medida en la dirección de deslizamiento xt .

Observando la Figura 9.9, se puede ver que las fuerzas que favorecen el deslizamiento quedan definidas por la distancia, medida en la dirección del plano de deslizamiento, entre la dirección yz y la dirección xo . Son segmentos del tipo al yx , que representan la resultante según el plano de deslizamiento de todas las fuerzas que actúan sobre la masa inestable. Por otra parte, las fuerzas de reacción que se oponen al deslizamiento, que son la de fricción y la de cohesión, están definidas por la distancia medida en la dirección del plano de deslizamiento, entre las direcciones tr y xr . Son segmentos del tipo xt , que representa la resultante de la fuerza de cohesión más la de fricción.

El coeficiente de seguridad está definido por el cociente entre la longitud de segmentos del tipo xt como numerador y del tipo yx como denominador. Teniendo en cuenta lo anterior, se puede encontrar, en un caso con cohesión por ejemplo, la fuerza de anclaje necesaria para que el talud sea estable con un coeficiente de seguridad mayor que 1, digamos 1,5. Para ello, se divide el segmento tx o cualquier otro segmento paralelo al tx dentro del triángulo trx , en 3 partes iguales.

La longitud de ese segmento representará las fuerzas que se oponen al deslizamiento, que es el numerador de la relación que define el coeficiente de seguridad. El denominador debe medir 2 unidades, para que el cociente sea igual a 1,5 que es el coeficiente de seguridad buscado. En consecuencia, desde la dirección ox se toman las 2 primeras unidades en que quedó dividido el segmento tx y se señala un punto, que define una dirección al unirlo con el punto r .

El origen de la fuerza de anclaje queda determinado por el punto de intersección de dicha dirección con la de anclaje. El extremo del anclaje es el mismo en todos los casos y coincide con el origen del peso.

9.1.3. Ejemplo de cálculo

A manera de sencillo ejemplo se presenta el cálculo del coeficiente de seguridad de la rotura plana cuya foto se mostraba en la Figura 9.3 y cuyos datos de cálculo se muestran la Figura 9.11. Se trata de una explotación minera en la que se iban efectuando voladuras de banco en dirección normal al talud y a medida que se iba realizando cada pega se iba cayendo el tramo correspondiente del talud. También resulta interesante resaltar el hecho que, tal y como se muestra en el modelo geométrico de la Figura 9.11, si hubiera existido una discontinuidad que pasara por el pie del talud paralela a la del deslizamiento y de igual resistencia, obviamente el talud debería haber deslizado por ella, pero no era el caso.

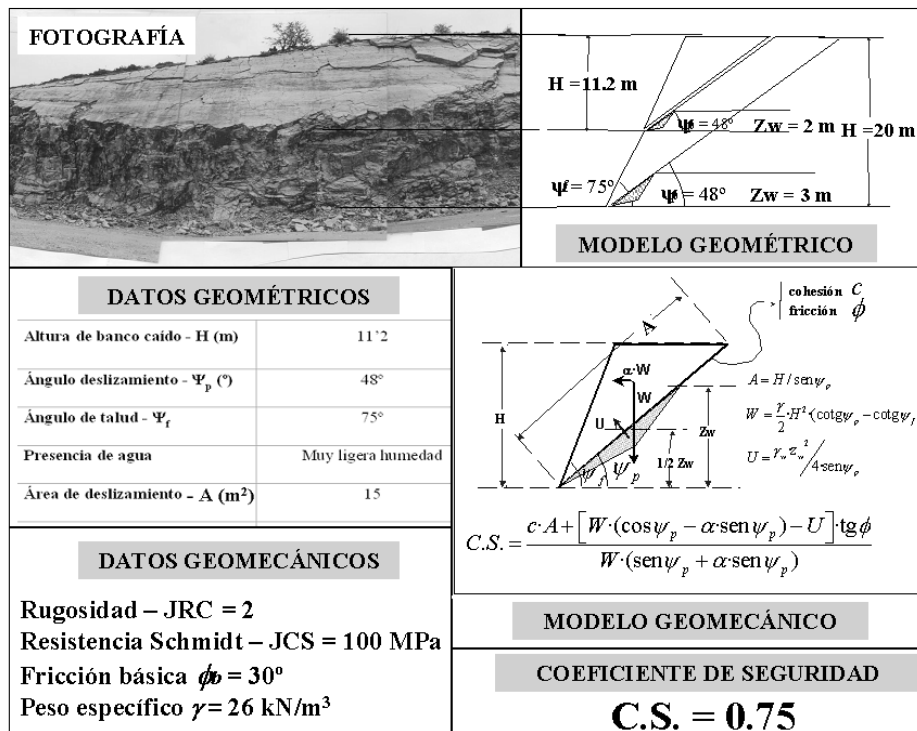


Figura 9.11. Elementos del cálculo del coeficiente de seguridad del talud de la Figura 9.3, donde se incluye su fotografía, su modelo geométrico y geomecánico, sus parámetros geométricos y geomecánicos, expresión del coeficiente de seguridad y resultado.

Tal y como se muestra en este ejemplo para las propiedades geotécnicas medidas observadas in-situ y las geometrías medidas, se obtendría para la rotura en cuestión un coeficiente de seguridad de 0.75, plenamente razonable de acuerdo con las observaciones de campo, ya que como se observaba, el talud iba cayendo a medida que se iban produciendo los avances.

9.1.4. Cálculo con el programa Roc-plane

La resolución de problemas de rotura plana, que se puede realizar de manera relativamente sencilla manualmente, también ha sido implementada en algunos programas de cálculo como el denominado Roc-plane de la compañía ROCSCIENCE (2001).

La principal ventaja que presentan este tipo de códigos no es tanto la posibilidad de resolver problemas, que también se pueden realizar manualmente, sino que permiten aplicar técnicas “ad-hoc” como el análisis de sensibilidad, métodos estadísticos, la optimización de la orientación de anclaje y otras técnicas. Además, pueden resultar conveniente su adquisición en organismos que efectúen muchos cálculos de este tipo desde el punto de vista de la rapidez de la realización de los cálculos, de la facilidad de inclusión de anclajes estandarizados y de la calidad de la presentación de los resultados.

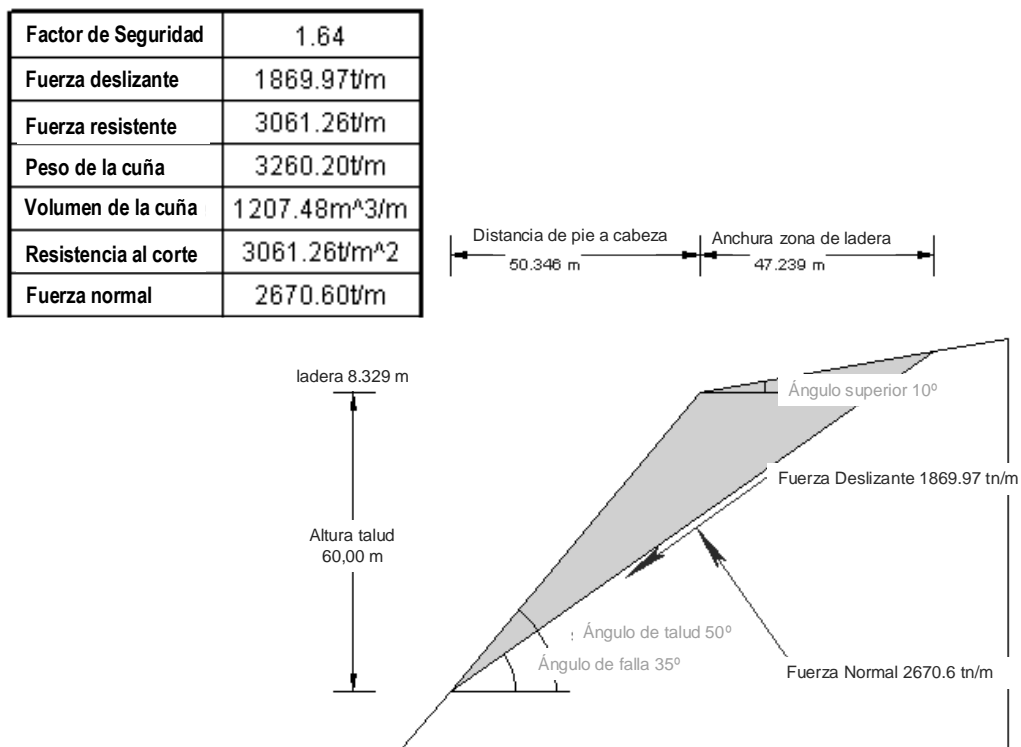


Figura 9.12. Obtención de coeficiente de seguridad frente a rotura plana con el programa Roc-plane (ROCSCIENCE, 2001). Se presenta la tabla de resultados principales, junto con una gráfica de la resolución con los parámetros geométricos más significativos y las fuerzas actuantes en la resolución.

A manera de ejemplo se presenta a continuación un caso de un talud de 60 metros de altura con $\psi_f = 35^\circ$, $\psi_l = 50^\circ$, 10° de inclinación de ladera en su zona superior, $\gamma = 2,7 \text{ tn} / \text{m}^3$, $\phi = 35^\circ$, $c = 10 \text{ tn} / \text{m}^2$ y seco. En la figura 9.12 se muestra la representación gráfica de los resultados de este programa para el ejemplo presentado, junto con la tabla de resultados más significativos.

9.2. Rotura en cuña

La rotura en cuña es un tipo de deslizamiento traslacional que está controlado por dos o más discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc). Este tipo de deslizamientos generalmente se dan en macizos rocosos resistentes, con discontinuidades bien marcadas.

Este tipo de rotura es sin duda alguna una de las más comunes en taludes excavados en roca, fácilmente observable en múltiples carreteras (Figura 9.13), cualquier cantera o mina a cielo abierto (Figura 9.14), y no extraña en zonas de montaña tal y como muestra la fotografía de la Figura 9.15, tomada en un valle glaciar pirenaico.

Cuando la cuña está formada por la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad, si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denomina cuña directa, según se muestra en las Figuras 9.13, 9.14 y 9.16. Cuando la inclinación de dichas discontinuidades va en el mismo sentido, reciben el nombre de cuña inversa (ver Figura 9.17).



Figura 9.13 – Ejemplo de dos cuñas reales en una carretera. La cuña situada a la izquierda cayó al mismo tiempo de la realización de la obra por lo que el material deslizado fue retirado, mientras que la derecha cayó más tarde, probablemente debido a un incremento de los niveles de agua, y el material deslizado no fue retirado, tal y como se observa. Foto: autores.



Figura 9.14 – Ejemplo de una gran cuña en equilibrio metaestable en un gran corta minera y que afecta prácticamente a todos los bancos de la explotación. Foto: autores.

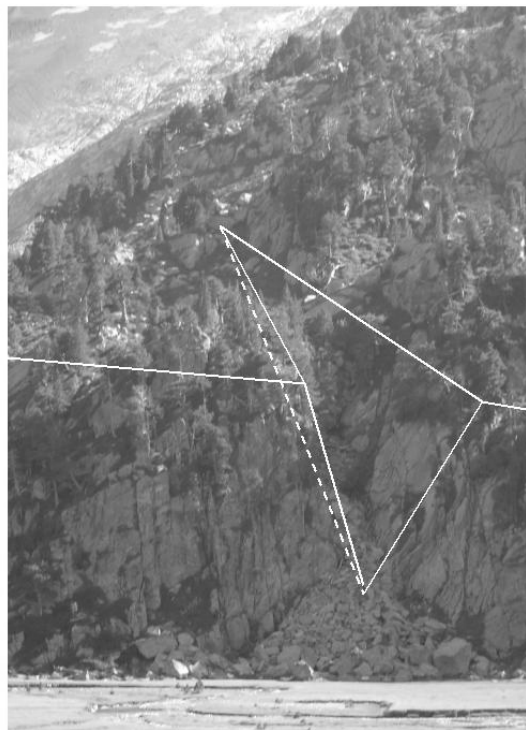


Figura 9.15. Ejemplo de cuña en un valle glacial de los Pirineos, aprovechada como vía de flujo de agua y nieve en la época de deshielo. Foto: autores.

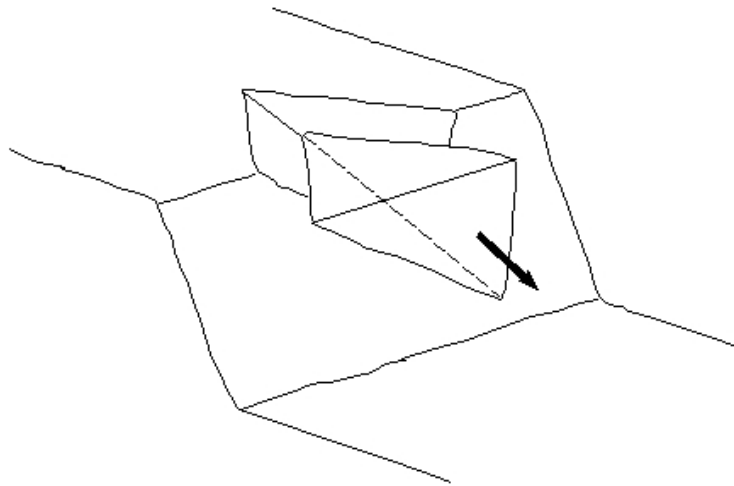


Figura 9.16 – Vista de una cuña directa.

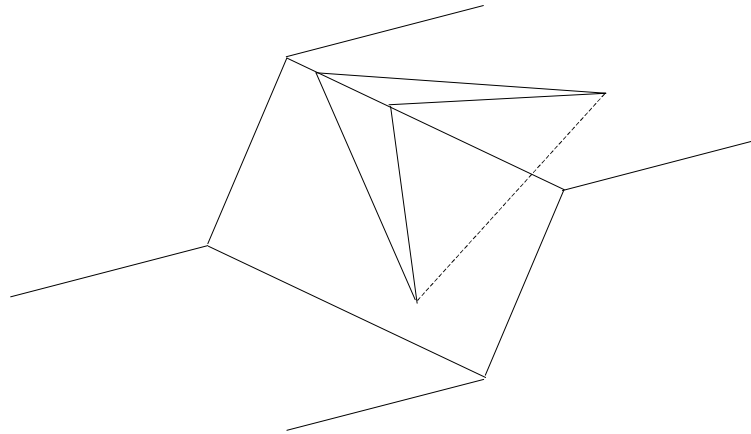


Figura 9.17. Vista de una cuña inversa en perspectiva.

Para que se produzca el deslizamiento de la cuña es necesario que la línea de intersección de los dos planos de discontinuidad tenga menor inclinación que el plano del talud, que aflore en éste y, además, que los planos que forman la cuña afloren en el terreno natural, como se observa en la figura 9.16, o que exista algún plano que individualice la cuña del resto del macizo rocoso.

El coeficiente de seguridad de la rotura en cuña viene definido, como en la rotura plana, por el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que lo inducen. Las fuerzas que intervienen son las mismas que en la rotura plana, es decir, peso de la cuña, empujes de agua, esfuerzos sísmicos, fuerzas de anclaje, fuerzas de reacción y fuerzas resistentes: cohesión y fricción.

A diferencia de la rotura plana, en la rotura en cuña se desarrolla una componente resistente sobre cada uno de los dos planos de discontinuidad que forman la cuña. Así mismo, los

empujes de agua pueden actuar independientemente sobre cada plano de discontinuidad, por lo que la solución del problema se complica al convertirse en tridimensional.

Para calcular el coeficiente de seguridad hay que obtener la resultante sobre la línea de caída de las componentes tangenciales de las fuerzas que actúan sobre la cuña y compararla con las fuerzas resistentes. La solución gráfica de los problemas de estabilidad de cuñas necesita de la proyección estereográfica.

9.2.1. Conceptos básicos de la proyección estereográfica equiareal.

A continuación, se exponen brevemente los conceptos básicos de la proyección estereográfica aplicada al análisis de la estabilidad de taludes con riesgo de rotura por planos de discontinuidad, ya que se considera que este tipo de proyección está especialmente indicado para el análisis de la rotura en cuña.

En la proyección estereográfica un plano queda representado por un círculo máximo en la esfera de proyección, definido por la intersección del plano y la esfera de proyección, haciendo pasar el plano por el centro de la esfera. El plano también queda definido por la localización de su polo, que es el punto de intersección con la esfera de la recta perpendicular al plano que pasa por el centro de la esfera.

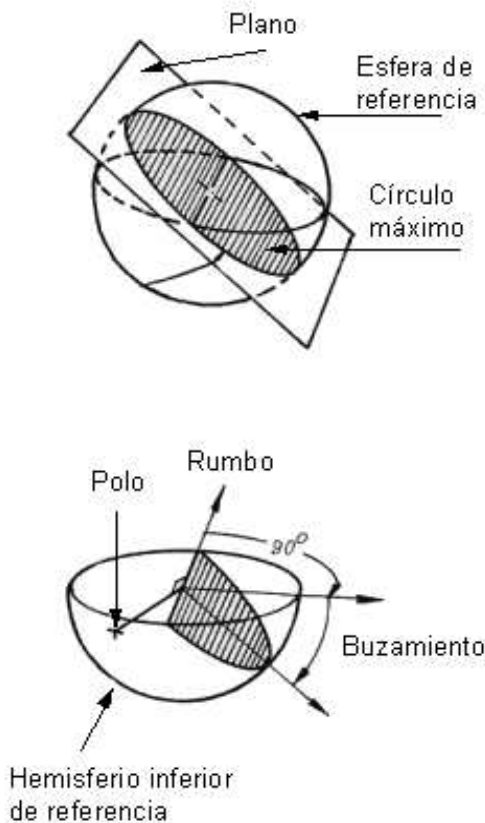


Figura 9.18. Representación de un plano en proyección estereográfica (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

En estabilidad de taludes normalmente se utiliza el hemisferio inferior de la esfera para la proyección estereográfica.

En la Figura 9.18 se muestra en perspectiva un plano representado en la esfera. Según el modo de proyección de la esfera, se puede obtener la proyección ecuatorial o la polar, aunque esta última apenas se utiliza en el ámbito de la estabilidad de taludes. En la Figura 9.19 se pueden ver ambas proyecciones de la esfera.

A continuación, se describe brevemente el procedimiento para dibujar un plano cualquiera y su polo en proyección estereográfica equiareal. En la Figura 9.20 se muestran separadamente las tres etapas del procedimiento.

Las Figuras 9.18, 9.19 y 9.20 han sido tomadas de Hoek y Bray (1974).

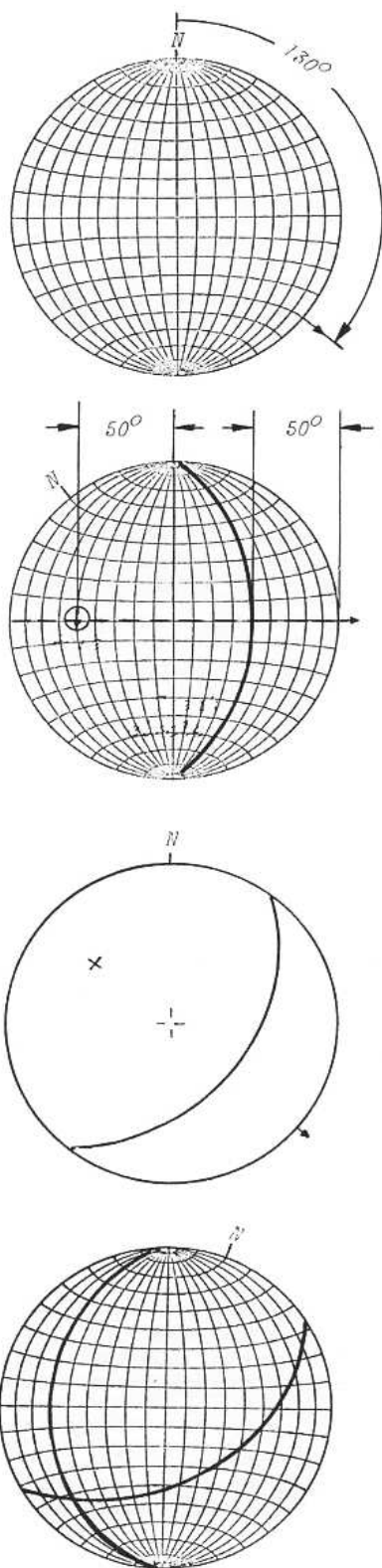


Figura 9.20. Obtención del círculo máximo y del polo de un plano (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

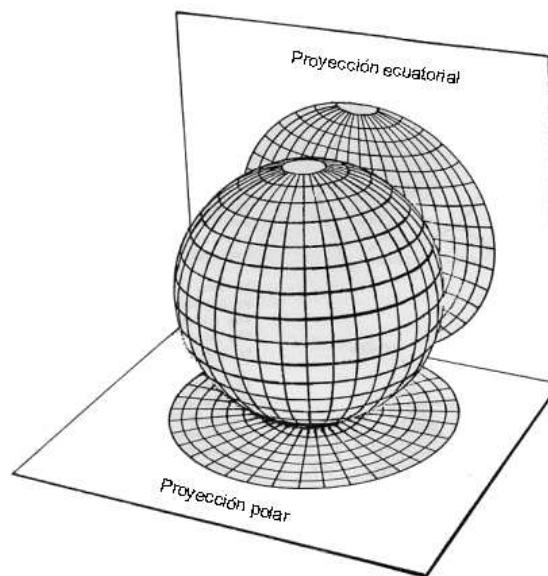


Figura 9.19. Proyecciones ecuatorial y polar de una esfera (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

Hay que disponer de una hoja de papel vegetal semitransparente, que se coloca sobre el estereograma, en el que están dibujadas las proyecciones estereográficas de paralelos y meridianos de una esfera; en dicha hoja se marca la circunferencia de la falsilla, su centro y el norte.

A continuación se mide la dirección de buzamiento del plano desde el norte en sentido dextrógiro.

En la segunda etapa, se gira el papel hasta hacer coincidir la dirección de buzamiento con el eje E-O del estereograma.

En esa posición, se lleva el buzamiento del plano desde la circunferencia exterior, señalando el círculo máximo que pasa por dicho punto.

El polo se sitúa en la dirección de la línea de máxima pendiente del plano, pero en sentido opuesto, hasta formar 90° con el plano.

También se puede llegar al mismo resultado tomando el ángulo de buzamiento desde el centro del estereograma en sentido contrario de la dirección de buzamiento del plano.

La línea de intersección de dos planos, representada por un punto en proyección estereográfica, queda definida por la intersección de los dos círculos máximos que representan a los dos planos. La inclinación de la línea de intersección se mide en el eje E-O, girando la hoja sobre el estereograma hasta situar el punto de intersección sobre el eje E-O, tal como se indica en la Figura 9.21. A continuación, se vuelve a girar la hoja sobre el estereograma hasta volverla a su posición original, en la que coincide el N de ésta con el N del estereograma.

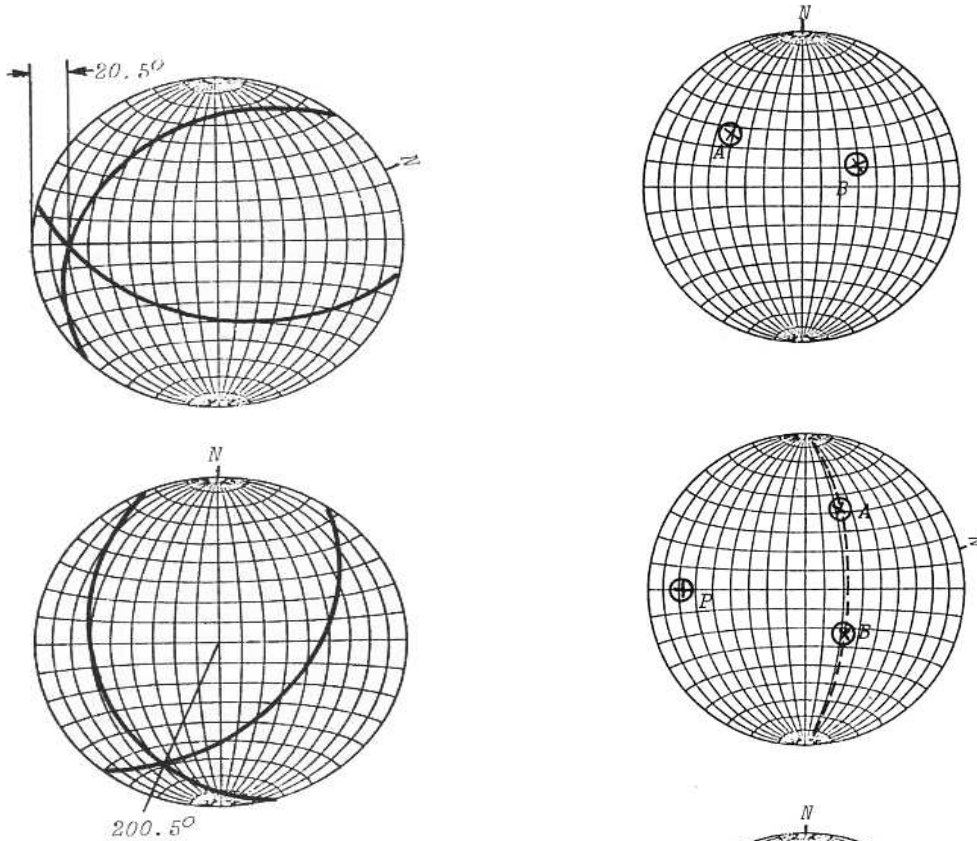
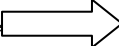
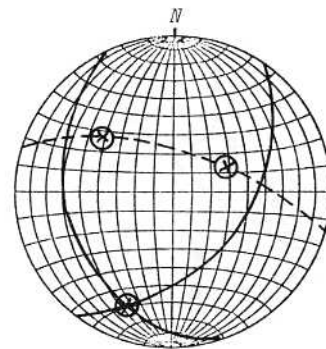


Figura 9.21. Línea de intersección de dos planos (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

Figura 9.22. Línea de intersección de dos plano a partir de sus polos (Hoek y Bray 1974). Cortesía IMM. 



También se podría haber llegado al mismo resultado con el procedimiento que se explica a continuación, señalado en la Figura 9.22, que tal como la 9.21, fue tomada de Hoek y Bray (1974).

En primer lugar, se sitúan en el estereograma los dos polos de los dos planos A y B cuya intersección se va a obtener. Se gira la hoja sobre el estereograma hasta hacer pasar un círculo máximo por ambos puntos; ese círculo máximo es el plano definido por las perpendiculares a los planos A y B. A continuación, se determina el polo de dicho plano, que define el punto de intersección de los planos A y B.

Si se trata de medir el ángulo que forman dos rectas en el espacio, representadas por dos puntos en proyección estereográfica, se sitúan ambos puntos sobre un círculo máximo del estereograma, según se indica en la Figura 9.23 (Según Hoek y Bray, 1974); a continuación se mide directamente el ángulo sobre dicho círculo máximo.

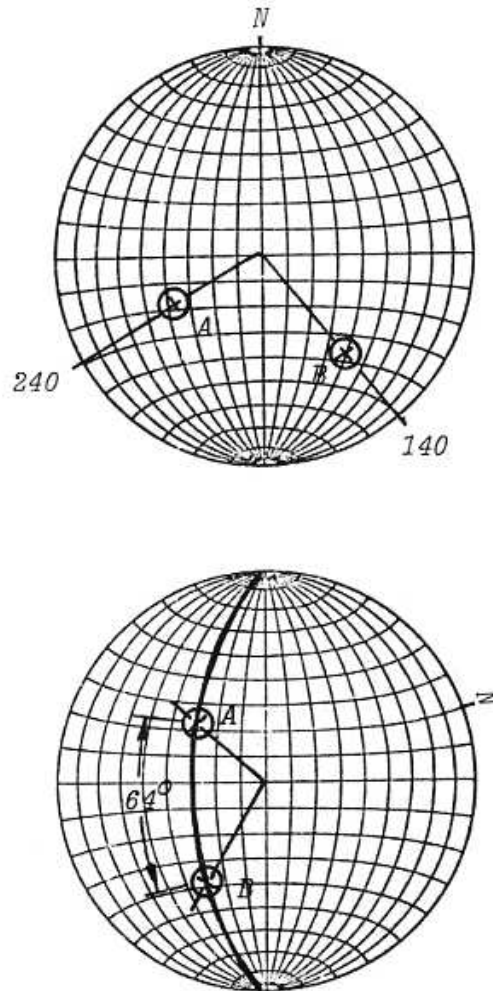


Figura 9.23. Ángulo de dos rectas (Hoek y Bray, 1974).
Cortesía IMM.

9.2.2. Concepto de cono de fricción.

La definición del cono de fricción de un plano es fundamental a la hora de determinar mediante técnicas de proyección estereográfica la fuerza de fricción que se opone al deslizamiento de un bloque o de una cuña que aparece en la cara de un talud.

Se parte de la situación de un bloque sometido exclusivamente a su peso W y que desliza sobre un plano inclinado β° , tal como se indica en la Figura 9.24.

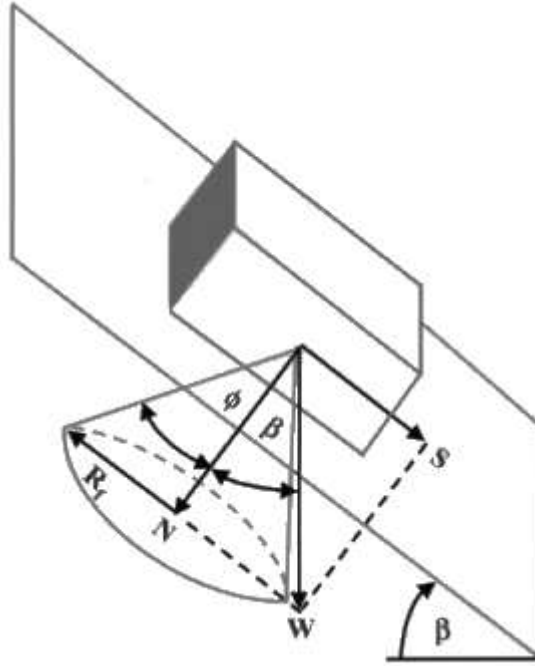


Figura 9.24. Cono de fricción de un bloque deslizando sobre un plano.

Las dos componentes del peso W , tangencial y normal respectivamente al plano de deslizamiento, quedan definidas por las siguientes ecuaciones:

$$S = W \cdot \text{sen } \beta \quad (9.9)$$

$$N = W \cdot \text{cos } \beta \quad (9.10)$$

Como no se ha considerado fuerza de cohesión, la fuerza R_f es la única que se opone al deslizamiento. Su valor viene dado por:

$$R_f = N \cdot \text{tg } \phi = W \cdot \text{cos } \beta \cdot \text{tg } \phi \quad (9.11)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción entre el bloque y el plano.

El deslizamiento tiene lugar cuando $S > R_f$; esta desigualdad se cumple cuando $\beta > \phi$.

Una vez vistos estos conceptos, como la fuerza R_f actúa uniformemente en el contacto entre el bloque y el plano y además se ha supuesto que la fuerza de fricción es la misma en cualquier dirección, alrededor de la normal se puede trazar el cono de la Figura 9.24, con una altura igual a la componente normal N y un radio R_f . En la Figura 9.24 se puede ver que la condición de deslizamiento $\beta > \phi$ se produce cuando el peso W cae fuera del cono de fricción.

En la Figura 9.25 se muestra el cono de fricción dibujado en el hemisferio inferior de la esfera y en la Figura 9.26 se ha representado el cono de fricción en proyección estereográfica.

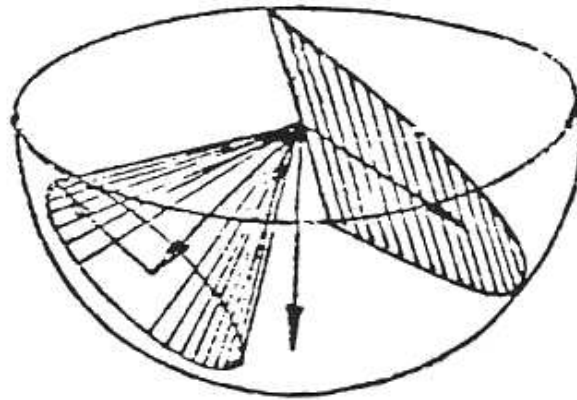


Figura 9.25. Representación del cono de fricción en el hemisferio inferior de la esfera.

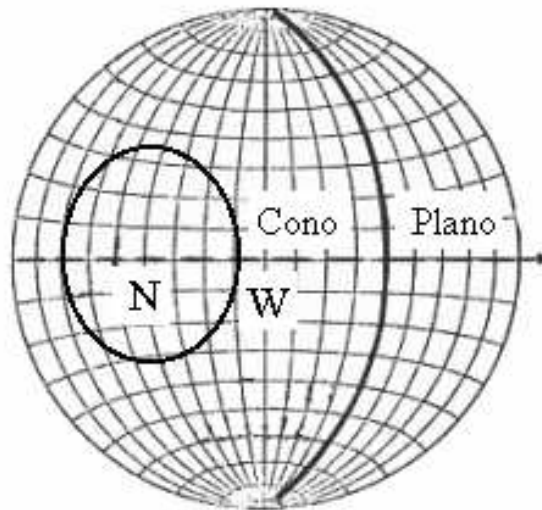


Figura 9.26. Representación en proyección estereográfica del cono de fricción.

Hasta ahora no se ha mencionado la cohesión del plano de deslizamiento. Ésta se tiene en cuenta mediante el denominado ángulo de fricción aparente, que es algo mayor que el de fricción, de manera que la fuerza de fricción aparente asociada a este ángulo es igual a la fuerza de fricción más la fuerza de cohesión R_c , suponiendo que esta última actúa uniformemente en todas las direcciones del plano.

La fuerza de cohesión viene dada por el producto de la cohesión c por el área de la base del bloque:

$$R_c = c \cdot A \quad (9.12)$$

En la Figura 9.27 se ha dibujado el cono de fricción aparente de un plano que tiene un ángulo de fricción ϕ y una cohesión c . Se trata de un cono cuya altura es N y el radio de la base es $R_f + R_c$.

El ángulo de fricción aparente viene dado por:

$$\operatorname{tg} \phi_a = \frac{R_f + R_c}{N} = \operatorname{tg} \phi + \frac{c.A}{W \cdot \cos \beta} \quad (9.13)$$

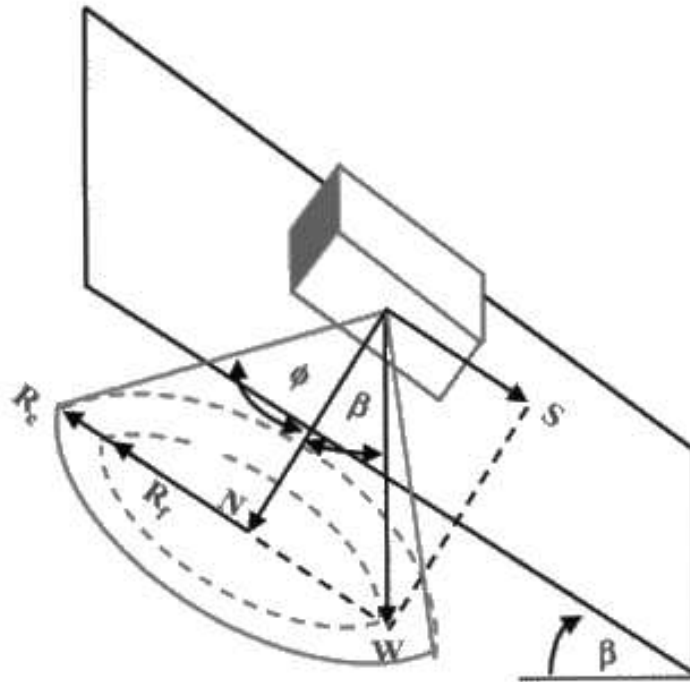


Figura 9.27. Cono de fricción aparente.

En este caso, la condición de deslizamiento se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$S > R_f + R_c \quad (9.14)$$

que se cumple cuando $\beta > \phi_a$.

Cuando además de la cohesión aparece una fuerza externa, se puede componer el peso W con la fuerza externa T , dando como resultante el vector W_e , denominado peso efectivo. Con este nuevo peso se opera igual que en el caso anterior, en el que se consideraba únicamente el peso del bloque que deslizaba sobre un plano con cohesión. El bloque será estable si el vector W_e cae dentro del cono de fricción; en caso contrario, se producirá el deslizamiento (ver Figura 9.28). Si existen varias fuerzas externas, se operará con el vector resultante de todas ellas.

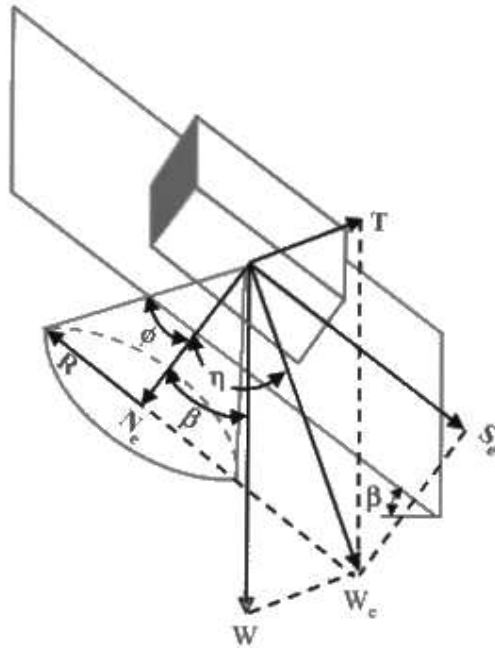


Figura 9.28. Cono de fricción aparente y fuerza exterior sobre un bloque.

Cuando existen dos planos de discontinuidad en un talud, en determinadas condiciones se puede formar una cuña, cuya característica principal es que su deslizamiento ya no tiene lugar sobre un solo plano, como en los casos anteriores, sino que el deslizamiento se produce con fricción en ambos planos. La condición de deslizamiento en el caso de una cuña depende del ángulo de fricción aparente ϕ_i que actúa en un plano vertical paralelo a la línea de intersección de los planos A y B, que forman la cuña. En la Figura 9.29 se ve la forma de definir el ángulo ϕ_i .

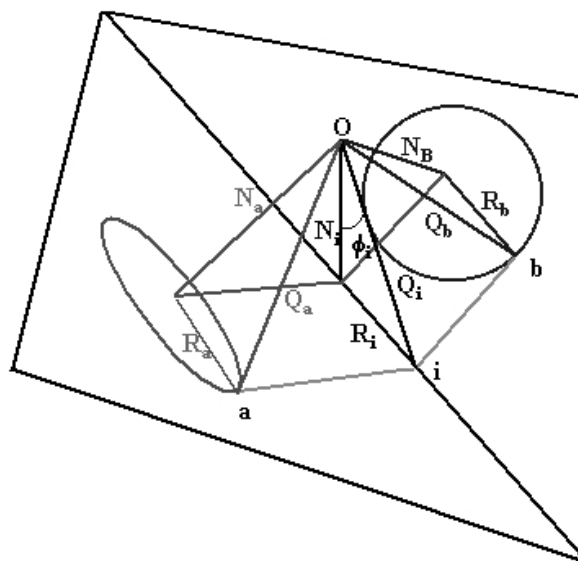


Figura 9.29. Cono de fricción en el caso de una cuña.

Para determinar el ángulo ϕ_i , en primer lugar hay que obtener la fuerza resistente, tanto en el plano A como en el plano B. La fuerza resistente en el plano A es la resultante Q_a de la fuerza normal N_a y de la fuerza de fricción R_a ; esta última actúa paralela a los dos planos A y B, ya que la dirección de deslizamiento viene obligada por la dirección de la línea de intersección de los planos A y B y la fuerza de fricción lleva la misma dirección y sentido contrario al del deslizamiento. Análogamente, en el plano B se define la fuerza resistente Q_b . Estas dos fuerzas definen un plano en cuya intersección con el plano vertical que pasa por la línea de caída se puede componer la resultante Q_i de Q_a y Q_b .

En la Figura 9.30 se han representado en proyección estereográfica los planos A y B, así como sus respectivos conos de fricción. Se han obtenido las direcciones de Q_a y Q_b , a y b respectivamente, como intersección de los conos de fricción con los planos paralelos a la línea de caída y perpendiculares respectivamente a los planos A y B. El punto \underline{a} en la Figura 9.30 se obtiene como intersección del círculo máximo que pasa por la línea de caída (punto de intersección de los planos A y B) y por el polo del plano A con el cono de fricción del plano A. Análogamente se obtiene el punto \underline{b} . Ambas direcciones \underline{a} y \underline{b} forman un plano, definido por el círculo máximo que las contiene. Este plano, a su vez, define la dirección i como intersección con el plano vertical que pasa por la línea de caída. Si se hace pasar un plano por N_a y N_b , polos de los planos A y B respectivamente, quedará definida la normal N_i a la línea de caída como intersección de dicho plano con el plano vertical que pasa por la línea de caída. El ángulo de fricción aparente ϕ_i queda definido por el ángulo que forman las direcciones N_i e i .

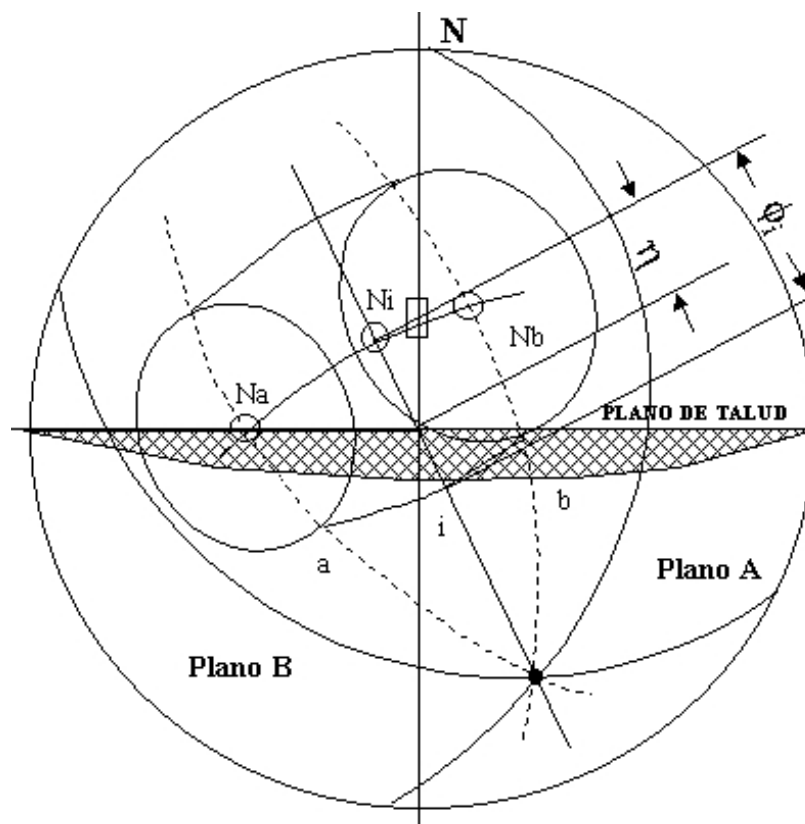
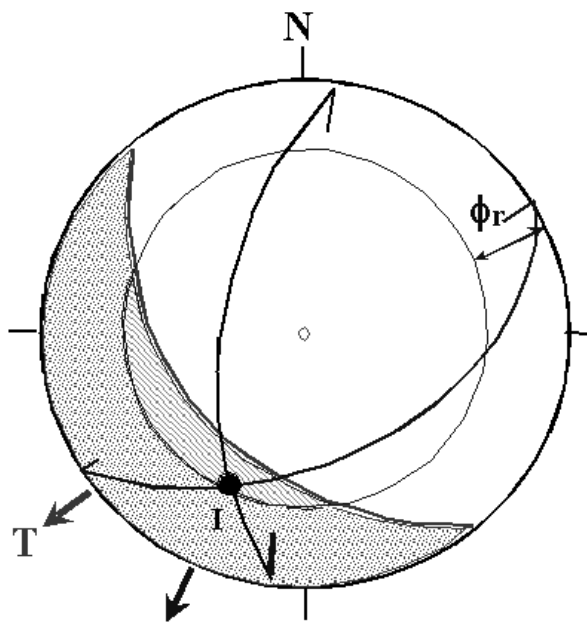


Figura 9.30. Representación estereográfica del cono de fricción de una cuña.

9.2.3. Cuando se producen cuñas y nomenclatura

Para que se produzca una cuña deben existir dos planos cuya intersección quede fuera de la superficie abarcada por el plano del talud en proyección estereográfica. Además, para que la cuña sea inestable el buzamiento de la línea de intersección deberá ser mayor al menos que el ángulo de fricción residual, por lo que la línea de intersección en proyección estereográfica habrá de quedar dentro del cuarto creciente rayado de la Figura 9.31, que está delimitado por el plano del talud y un círculo concéntrico con el de proyección de radio igual al ángulo complementario al de fricción de los planos de discontinuidad.



Si I se encuentra dentro de la zona punteada, se forma cuña

Si I se encuentra dentro de la zona rayada (que viene marcada por el plano del talud y un círculo cuyo radio es el ángulo complementario del ángulo de fricción residual de los planos) entonces puede que exista caída.

Si se cumplen las condiciones anteriores habrá que realizar un estudio más detallado teniendo en cuenta, si la cuña es directa o inversa, las propiedades geomecánicas de las discontinuidades, presencia de agua, etc...

Figura 9.31. Criterio de posibilidad cinemática de que se produzca deslizamiento de cuña.

La nomenclatura que se suele usar para el cálculo de cuñas se muestra en la Figura 9.32, donde se observa como las direcciones de buzamientos de los planos se suelen expresar con letras mayúsculas, por ejemplo A y B para los planos de discontinuidad y T para la cara del talud. La línea de intersección de los planos A y B, sobre los que podría deslizarse la cuña, se suele denominar I, y las intersecciones de los planos de discontinuidad (A y B) con la cara del talud (T), se suelen denominar T_a y T_b , respectivamente.

Para saber si una cuña desliza a través de los dos planos de discontinuidad que la forma, o sólo por uno de ellos conviene utilizar la proyección estereográfica. Existen diversos documentos que tratan el tema aunque aquí se ha tomado como base el artículo realizado por Öcal & Özgenöglu (1997). Según estos autores para decidir sobre el tema, hay que sombrear en primer lugar el sector circular comprendido entre la dirección de buzamiento del talud T y la

línea de intersección I entre los planos de discontinuidad (Figura 9.33). Una vez hecho esto pueden darse tres circunstancias, a saber:

- 1) Que las direcciones de buzamiento de los planos de discontinuidad tanto A como B queden fuera de la zona sombreada, en cuyo caso el deslizamiento se producirá por ambos, tratándose de una rotura en cuña propiamente dicha (Figura 9.33),
- 2) Que sólo una de las direcciones de uno de los planos de discontinuidad, bien A o bien B, quede dentro del sector circular sombreado, en cuyo caso se producirá el deslizamiento plano a través del plano de discontinuidad que quede dentro de la zona sombreada; en cuyo caso, el análisis de estabilidad se realizará como si se tratará de una rotura plana (Figura 9.33),y
- 3) Que las dos direcciones de buzamiento de los planos de discontinuidad tanto A como B queden dentro de la zona sombreada, en cuyo caso se producirá el deslizamiento plano a través del plano de discontinuidad cuya dirección de buzamiento está más próxima a la dirección de buzamiento del plano de talud T; en cuyo caso, el análisis de estabilidad también se realizará como si se tratará de una rotura plana.

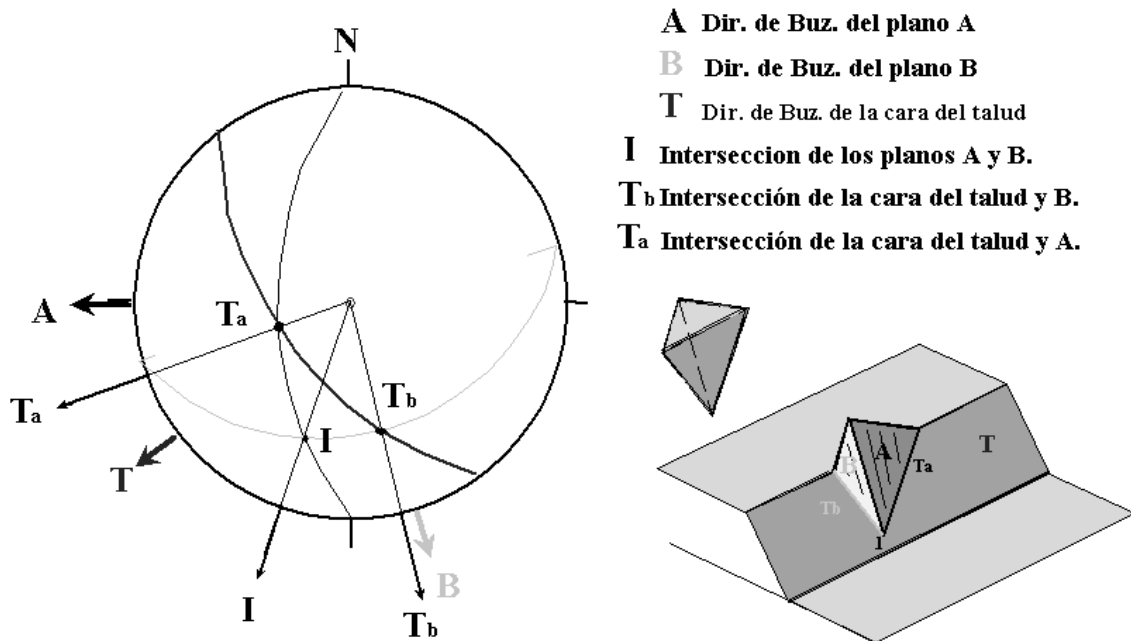


Figura 9.32. Nomenclatura típica para el cálculo de cuñas.

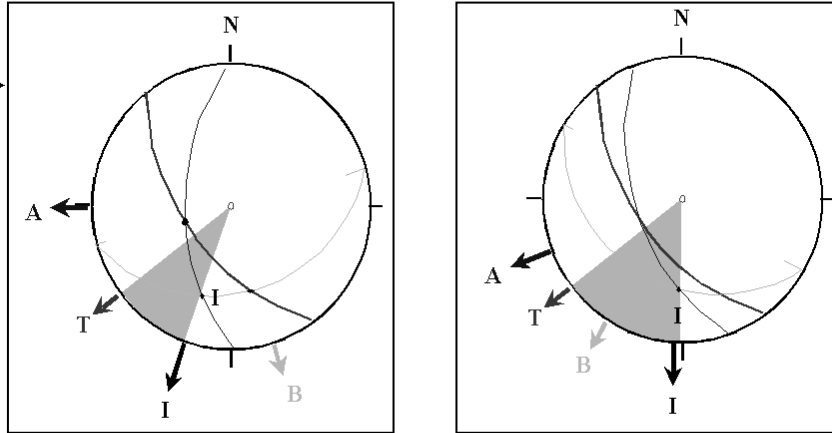
Desde el punto de vista de su geometría y tamaño y tendencia a la estabilidad (desde pequeñas cuñas tetraédricas de pequeña base y con su línea de intersección próxima al talud que tienden a ser inestables, hasta grandes cuñas tetraédricas de lados parecidos y con su línea de intersección lejana al talud, tendida y por lo tanto generalmente estables), las cuñas se pueden clasificar de la forma que se presentan en la Figura 9.34.

La zona sombreada es el sector circular que queda entre T y la dirección de I

Si A y B quedan fuera de la zona sombreada, el deslizamiento de cuña se produce por ambos planos.

Si sólo A o sólo B quedan en la zona sombreada, el deslizamiento se produce sólo por ese plano.

*En caso de que este plano sea paralelo (+ o - 20°) a la cara del talud se analizará como rotura plana



Si A y B quedan en la zona sombreada, el deslizamiento de cuña se produce por aquel plano cuya Dirección de buzamiento esté más próxima a T.

Figura 9.33. Criterio para saber si la cuña desliza a través de ambos planos de discontinuidad o a través de uno sólo, en cuyo caso, se tratará y se analizará como una rotura plana.

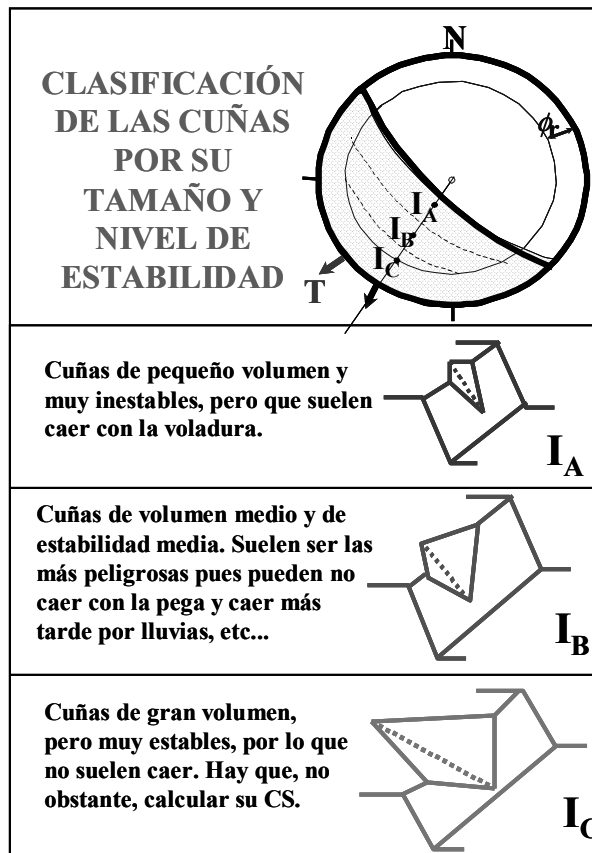
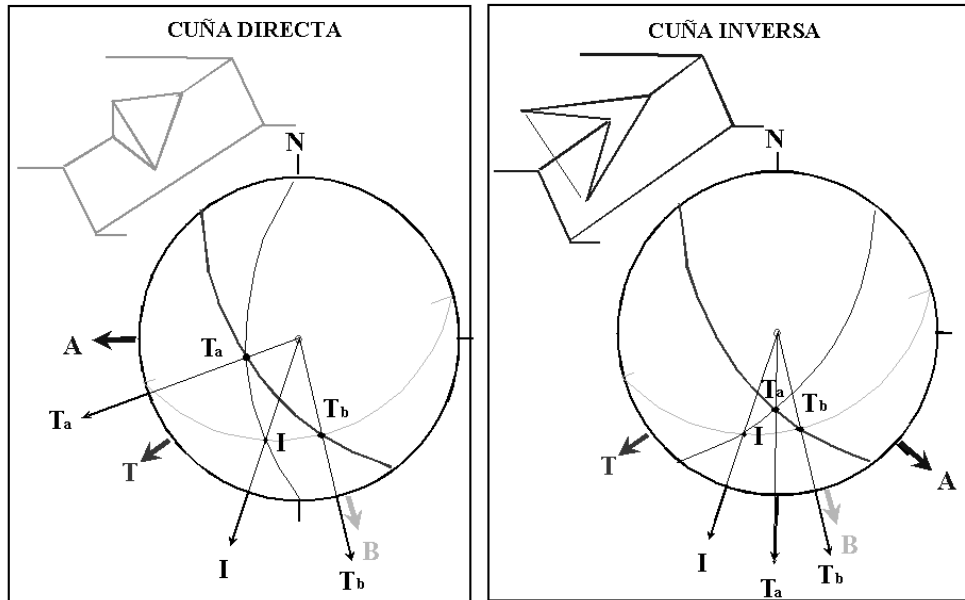


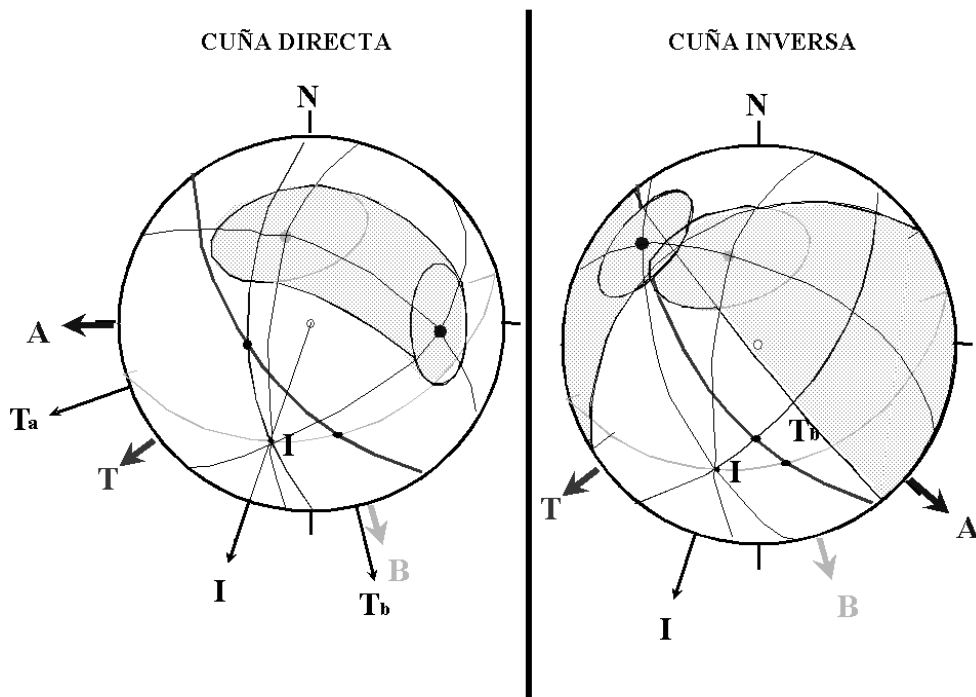
Figura 9.34. Clasificación de cuñas según su volumen y nivel de estabilidad estimativo.

Para saber si una cuña es directa o inversa, sólo hay que analizar si los planos que la forman buzanan hacia el mismo o distinto lado de la línea de intersección, tal y como muestra la Figura 9.35a; para resolverlas sus conos de fricción se unirán tal y como indica la Figura 9.35.b.



NOTA: Si la dirección de la línea de intersección de los planos de rotura I está entre Ta y Tb, entonces la cuña será directa, en caso contrario la cuña será inversa.

a) Criterio de análisis de cuña directa e inversa.



b) Unión de los conos de fricción en las cuñas directa e inversa.

Figura 9.35. Tratamiento en proyección estereográfica de las cuñas directa e inversa.

9.2.4. Resolución de un caso de estabilidad de una cuña directa, sin empujes de agua y sujeta con un anclaje.

Los datos necesarios para resolver este problema son la dirección de buzamiento y buzamiento del plano del talud y de los dos planos de discontinuidad A y B que forman la cuña, así como el peso de ésta y los ángulos de fricción de ambos planos:

- Talud de dirección de buzamiento 230° , medidos a partir del Norte en sentido levógiro, y buzamiento 70° .
- Peso de la cuña 600 kN
- La cuña directa está constituida por los planos A y B, dados por su dirección de buzamiento, buzamiento y ángulo de fricción:

| | | | |
|---------|-------------|------------|------------|
| Plano A | 330° | 62° | 25° |
| Plano B | 210° | 68° | 30° |

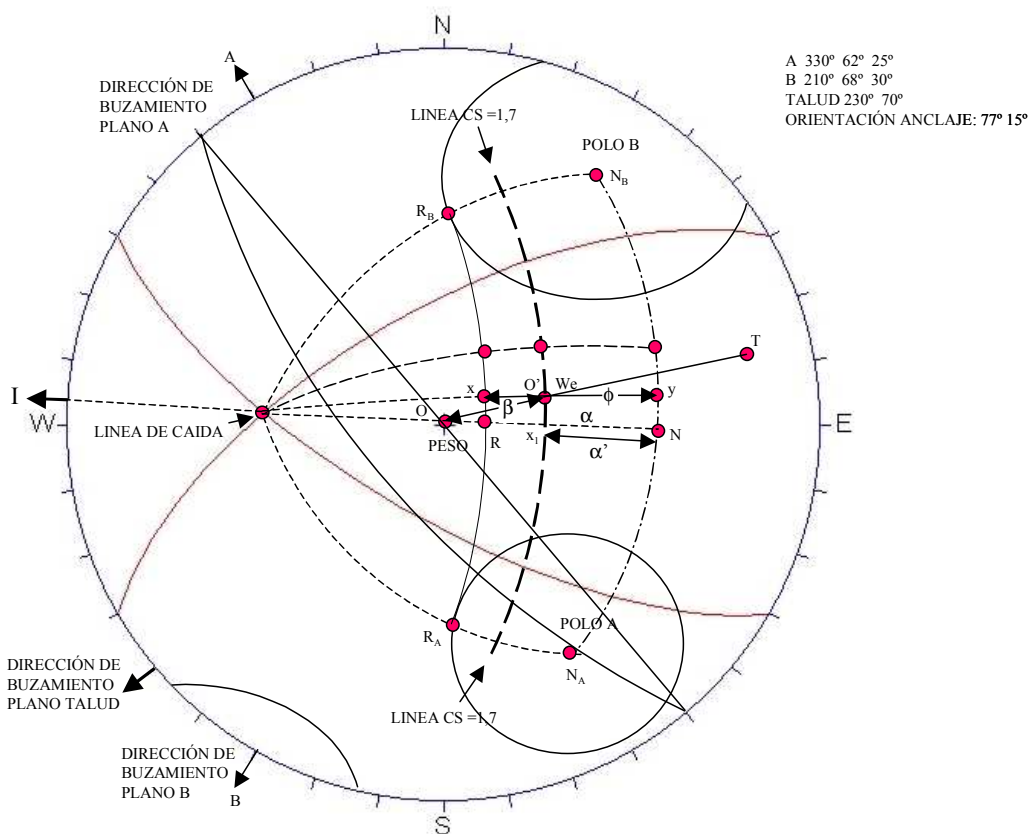


Figura 9.36. Cálculo del coeficiente de seguridad de una cuña directa, sin empuje de agua y con fuerza de anclaje en proyección estereográfica.

Para analizar la estabilidad de una masa de roca delimitada por dos discontinuidades más el plano del talud y el plano de coronación, en primer lugar hay que determinar si la caída que se puede producir es plana o en cuña. Para ello, una vez dibujados en proyección estereográfica los planos de discontinuidad y el plano del talud, se comprueba que entre la dirección de buzamiento del plano del talud y la línea de intersección I de los dos planos de discontinuidad no se encuentra ninguna de las dos direcciones de buzamiento de éstos, en cuyo caso la caída será de tipo cuña. A continuación hay que determinar si la cuña es directa o inversa, observando si la componente del peso normal a la línea de caída (N) se encuentra entre los polos de ambos planos de discontinuidad; cuando se da esta circunstancia la cuña es directa.

Por definición:

$$CS = \frac{F_r}{W_c} = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi}{N \cdot \operatorname{tg} \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (9.15)$$

donde:

W_c es la componente del peso de la cuña en la dirección de caída

F_r es la fuerza de fricción que se opone al movimiento

ϕ es el ángulo de fricción a lo largo de la línea de caída

α es el ángulo que forma el peso con la normal a la línea de caída

N es la reacción normal a la línea de caída, que coincide con la componente del peso en dicha dirección cuando no se ha colocado ningún anclaje.

El problema se resuelve en proyección estereográfica determinando el ángulo ϕ según la dirección de la línea de caída y el ángulo α . Se supone que, antes de colocar el anclaje, el peso pasa por el centro de la esfera.

Para calcular el ángulo α se traza el plano perpendicular a la línea de caída, es decir, el plano que pasa por los polos de las discontinuidades A y B. La intersección de este plano con la dirección de la línea de caída determina el punto N. El ángulo α queda definido por el segmento ON (Figura 9.36).

El ángulo ϕ es el de fricción en la línea de caída, que queda determinado por el segmento RN. El punto R se ha obtenido trazando un círculo máximo que pasa por los puntos R_A y R_B . El punto R_A representa en proyección estereográfica la recta definida por la intersección del cono de fricción del plano A con el plano paralelo a la línea de caída y perpendicular al plano A; el punto R_B se obtiene de forma análoga al R_A .

El coeficiente de seguridad de la cuña es el siguiente:

$$CS = \frac{\operatorname{tg} RN}{\operatorname{tg} ON} \quad (9.16)$$

Si se desea aumentar el coeficiente de seguridad anclando la cuña, se debe determinar el valor de la fuerza de anclaje necesaria para alcanzar un coeficiente de seguridad dado.

Para determinar la fuerza de anclaje, en primer lugar se elige la dirección de anclaje en el plano horizontal, por ejemplo, 77° , y su pendiente, 15° ascendente en este caso. A continuación hay que determinar el punto O' , que en el espacio es la dirección que debe tener la resultante del peso de la cuña más el anclaje, para conseguir el coeficiente de seguridad deseado, $CS_1=1,7$, por ejemplo.

Tal como se expuso anteriormente el coeficiente de seguridad se obtiene mediante la fórmula:

$$CS_1 = \frac{\text{tg } xy}{\text{tg } O'y} = 1,7 \quad (9.17)$$

Para dibujar la línea de coeficiente de seguridad 1,7 se supone que la orientación de la resultante de las fuerzas sobre la cuña, peso y anclaje, va variando en el espacio y está contenida sucesivamente en los planos representados por los correspondientes círculos máximos que contienen a dichas fuerzas.

Por ejemplo, el punto x_1 de la línea de coeficiente de seguridad 1,7 (Figura 9.36) se sitúa sobre el círculo máximo, llevando el ángulo α' desde el plano N_a-N_b , donde:

$$\alpha' = \text{arctg} \left(\frac{\text{tg} \phi}{1,7} \right) \quad (9.18)$$

Procediendo de forma análoga con otros círculos máximos que pasan por la intersección de los planos de discontinuidad A y B, en la Figura 9.36 se ha obtenido la línea de coeficiente de seguridad 1,7. De esta figura se deduce el valor de OO' , es decir, β .

El anclaje T se calcularía mediante la siguiente expresión (ver Figura 9.37):

$$T = \frac{W \text{ sen } \beta}{\text{cos } (\beta - 15^\circ)} \quad (9.19)$$

donde,

W es el peso de la cuña

Si el anclaje fuera horizontal, la fuerza necesaria vendría dada por:

$$T_1 = W \cdot \text{tg } \beta \quad (9.20)$$

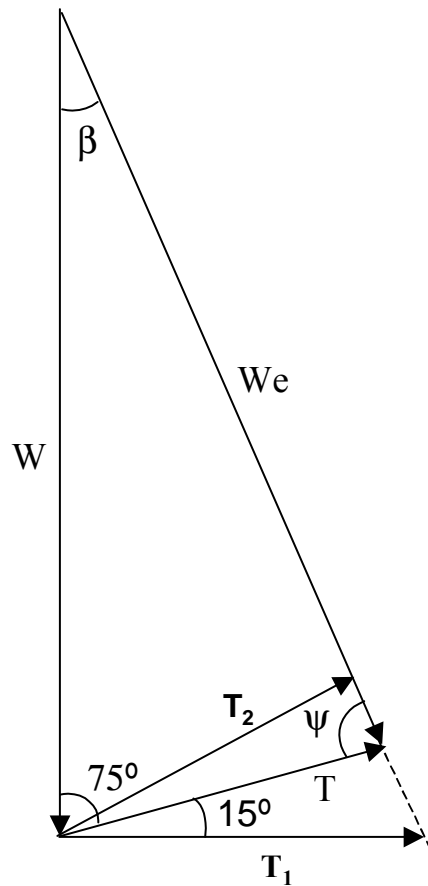


Figura 9.37. Cálculo de la fuerza de anclaje.

Si se desea obtener el valor de la fuerza de anclaje mínima, habría que colocar éste perpendicular a la dirección del peso efectivo W_e , definido por el coeficiente de seguridad que se desea: 1,7 en este ejemplo (ver Figura 9.36). En este caso resulta:

$$T_2 = W \cdot \text{sen } \beta \quad (9.21)$$

Hasta aquí no se han considerado los empujes del agua sobre los planos de discontinuidad que delimitan la cuña. Éstos se introducen en el cálculo de manera análoga a la fuerza de anclaje, debiendo componerse en el espacio junto con el peso de la cuña y la fuerza de anclaje para obtener la resultante de las fuerzas que actúan sobre la cuña.

9.2.5. Cálculo de las dimensiones y del volumen de la cuña.

Con objeto de calcular las fuerzas que actúan sobre la cuña originadas por las presiones de agua en los planos de discontinuidad y el peso de la cuña, es necesario conocer las dimensiones de los planos que forman la cuña; para ello, hay que determinar las longitudes de los afloramientos de las discontinuidades en el plano de coronación y en el frente del talud.

En la Figura 9.38 se muestra, en forma esquemática una vista en perspectiva de la cuña, suponiendo que el plano de coronación es horizontal. El significado de las letras que aparecen junto a los segmentos de dicha figura es el siguiente:

- a afloramiento del plano de discontinuidad A en el plano de coronación del talud
- b afloramiento del plano discontinuidad B en el plano de coronación del talud
- f afloramiento del plano de discontinuidad B en el frente del talud
- g afloramiento del plano de discontinuidad A en el frente del talud
- l distancia entre la intersección de la línea de caída con el plano de coronación y la línea de coronación del frente del talud
- L línea de caída
- r intersección del plano vertical que contiene a la línea de caída con el plano de coronación
- s intersección del plano vertical que contiene a la línea de caída con el frente del talud
- H altura de la cuña
- c, d, e son segmentos intermedios sobre la línea de coronación, tal como se indica en la Figura 9.38.

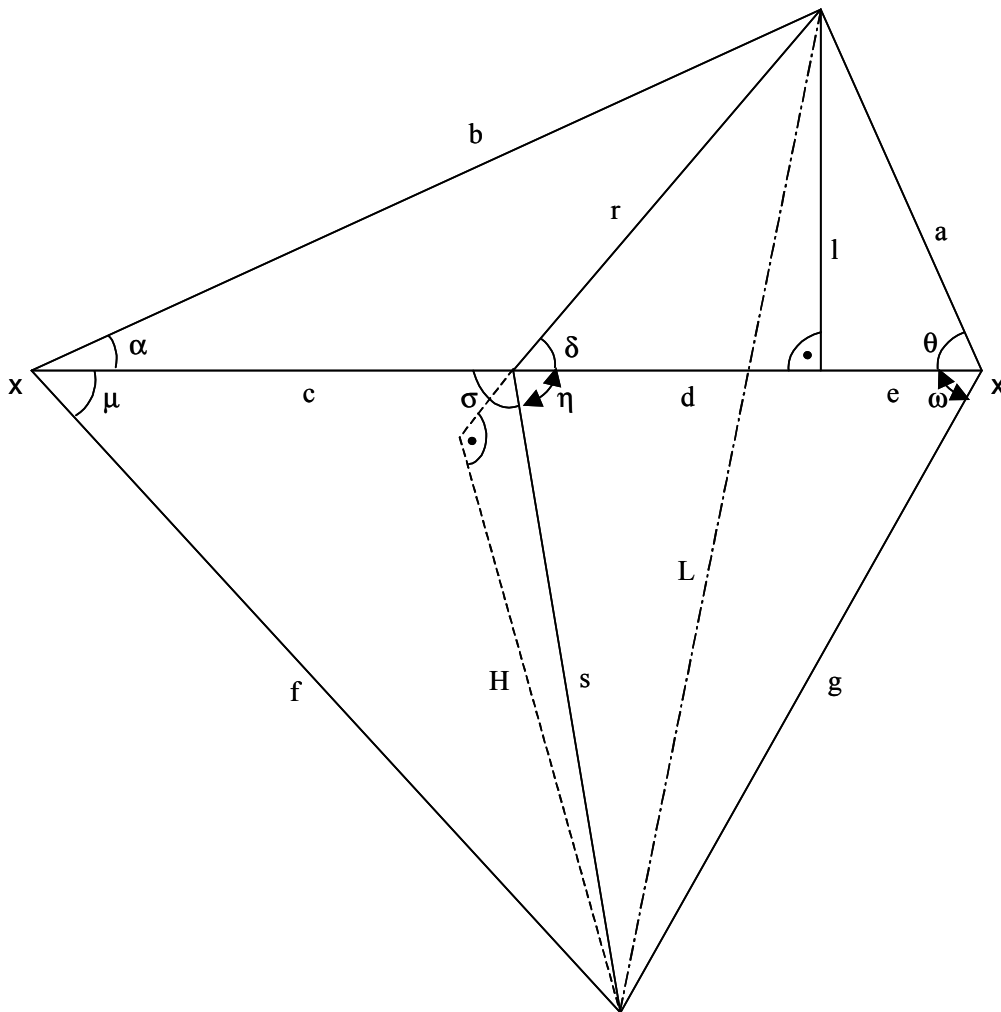


Figura 9.38. Esquema de la cuña y nomenclatura utilizada.

La Figura 9.39 muestra una sección de la cuña según el plano vertical que contiene a la línea de caída.

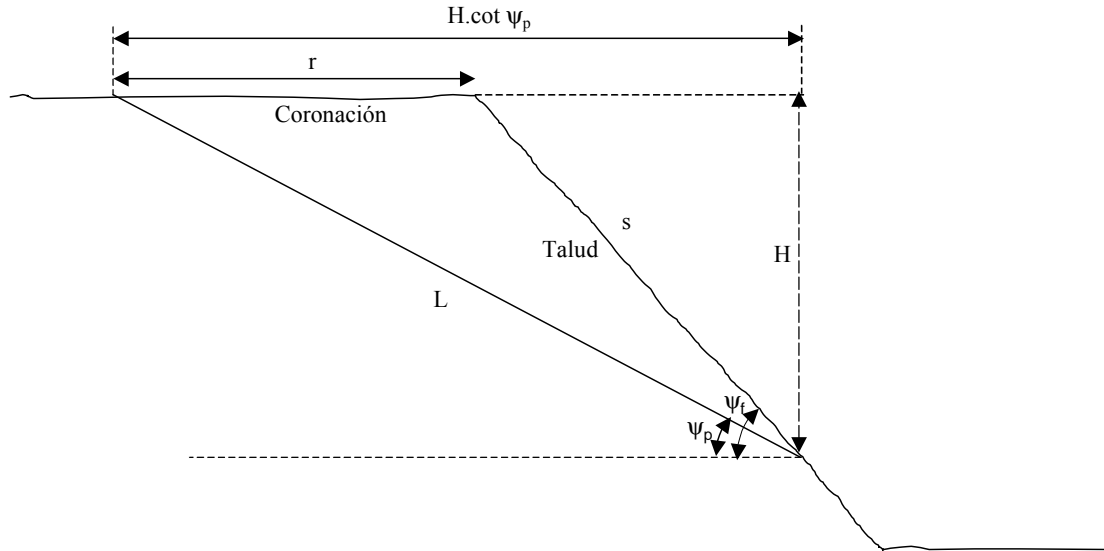


Figura 9.39. Sección de la cuña.

Los ángulos que se indican en la Figura 9.39 se pueden medir en un estereograma como el que se muestra en la Figura 9.36, donde se han representado los dos planos de discontinuidad A y B, así como la línea de caída de la cuña y la línea de coronación del talud.

Con estos datos, se pueden establecer las siguientes ecuaciones:

$$r = H \cdot (\cot \psi_p + \cot \psi_f) \quad (9.22)$$

$$l = r \sin \delta \quad (9.23)$$

$$d = r \cos \delta \quad (9.24)$$

$$c = r (\sin \delta \cot \alpha - \cos \delta) \quad (9.25)$$

$$e = r \sin \delta \cot \theta \quad (9.26)$$

$$a = r \sin \delta / \sin \theta \quad (9.27)$$

$$b = r \sin \delta / \sin \alpha \quad (9.28)$$

$$f = c \sin \sigma / \sin (\mu + \sigma) = H (\cot \psi_p - \cot \psi_f) (\sin \delta \cot \alpha - \cos \delta) \sin \sigma / \sin (\mu + \sigma) \quad (9.29)$$

$$g = (d + e) / \sin \eta / \sin (\eta + \omega) = H (\cot \psi_p - \cot \psi_f) (\sin \delta \cot \theta + \cos \delta) \sin \eta / \sin (\eta + \omega) \quad (9.30)$$

El volumen de la cuña se puede calcular como se indica a continuación:

$$V = 1/3 \times \text{área de la base} \times \text{altura} = l/6 (c+d+e) H \quad (9.31)$$

$$V = 1/3 H^3 \cdot \text{sen}^2 \delta (\cot \psi_p - \cot \Psi_f)(\cot \alpha + \cot \theta) \quad (9.32)$$

9.2.6. Cálculo de empujes de agua

Para determinar la estabilidad de una cuña en un talud es necesario obtener datos precisos acerca de la presión de agua en los planos de discontinuidad que la delimitan. Una forma relativamente sencilla de conseguir esta información es realizar sondeos que atraviesen dichos planos y medir la altura que alcanza el agua en ellos.

Se ha supuesto que el agua se retiene en los planos de discontinuidad A y B, al no poder drenar por sus afloramientos en la cara del talud, por lo que la presión aumenta progresivamente desde la atmosférica en la coronación del talud, que se supone horizontal, hasta la correspondiente a la cota de los afloramientos de dichos planos en la cara del talud. Esta hipótesis puede resultar conservadora en algunos casos pero puede ser real cuando existe un material de relleno de las discontinuidades que no permite un drenaje rápido de las mismas y un fuerte caudal de agua se introduce en las discontinuidades, no dando tiempo a que éstas lo evacúen.

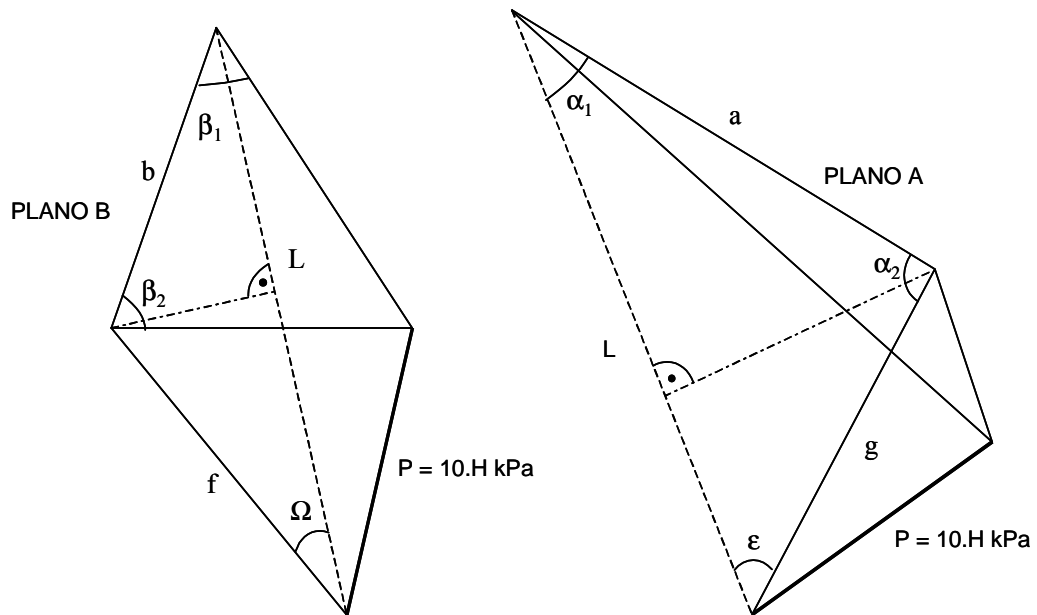


Figura 9.40. Empujes de agua sobre los planos de discontinuidad sin drenaje insuficiente.

En la Figura 9.40 se pueden ver las pirámides de empuje de agua sobre los planos A y B; sus volúmenes equivalen respectivamente a las fuerzas de empuje de agua sobre dichos planos.

En la Figura 9.41 se muestra una perspectiva de la cuña y del empuje de agua sobre el plano A.

La superficie del plano de discontinuidad B, delimitado por los segmentos b, f y L, se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$S_B = \frac{1}{2} L f \operatorname{sen} \Omega = \frac{1}{2} H^2 \frac{(\cot \Psi_p - \cot \Psi_f)(\operatorname{sen} \delta \cot \alpha - \cos \delta) \operatorname{sen} \sigma \operatorname{sen} \Omega}{\operatorname{sen} (\mu + \sigma) \operatorname{sen} \psi_p} \quad (9.33)$$

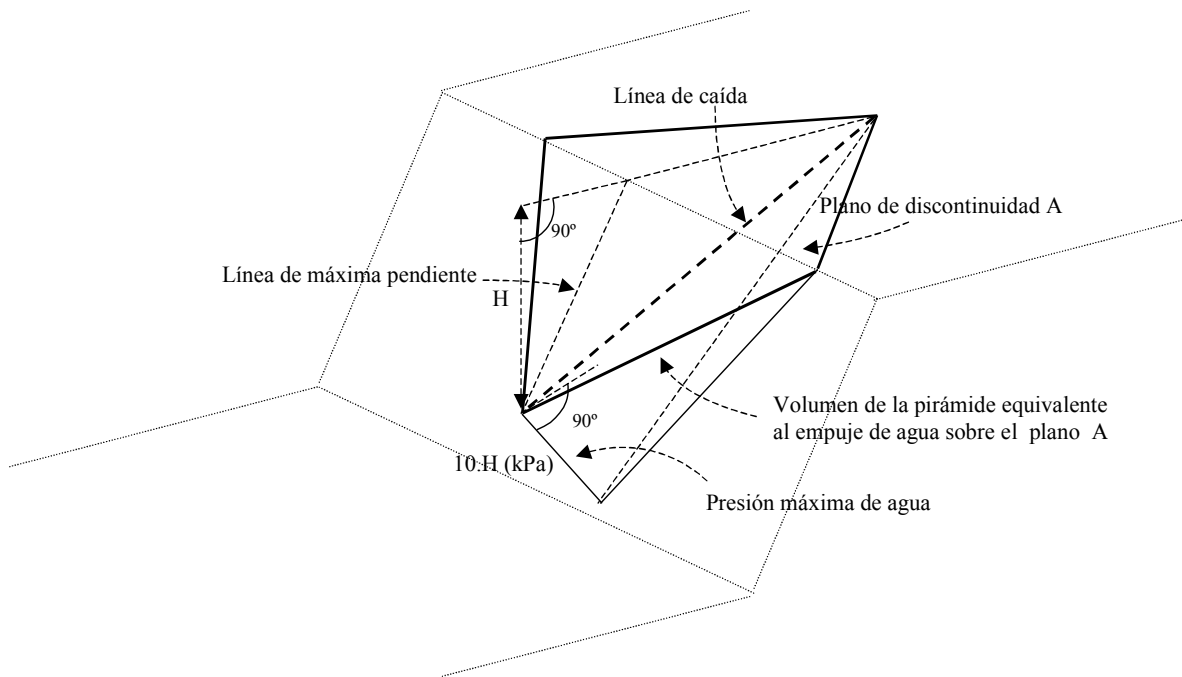


Figura 9.41. Vista en proyección estereográfica de una cuña con empuje de agua en un plano.

El volumen de la pirámide en m^3 multiplicado por 10 proporciona el empuje de agua sobre el plano expresada en kPa, por consiguiente:

$$U_B = \frac{10}{6} H^3 \frac{(\cot \Psi_p - \cot \Psi_f)(\operatorname{sen} \delta \cot \alpha - \cos \delta) \operatorname{sen} \sigma \operatorname{sen} \Omega}{\operatorname{sen} (\mu + \sigma) \operatorname{sen} \psi_p} \quad (9.34)$$

Igualmente, el empuje del agua sobre el plano A se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$U_A = \frac{10}{6} H^3 \frac{(\cot \Psi_p - \cot \Psi_f)(\operatorname{sen} \delta \cot \theta + \cos \delta) \operatorname{sen} \eta \operatorname{sen} \varepsilon}{\operatorname{sen} (\eta + \omega) \operatorname{sen} \psi_p} \quad (9.35)$$

9.2.7. Resolución de un caso general de estabilidad de una cuña directa

A continuación se presenta cómo obtener, en proyección estereográfica, la fuerza de anclaje en una cuña directa con empuje de agua, de manera que el coeficiente de seguridad sea igual a 1,7, con un anclaje de dirección 77° y pendiente de 15° ascendente. Se supone que el peso de la cuña es de 11 kN, el empuje de agua en el plano de discontinuidad A es de 7 kN y en el plano B de 3 kN.

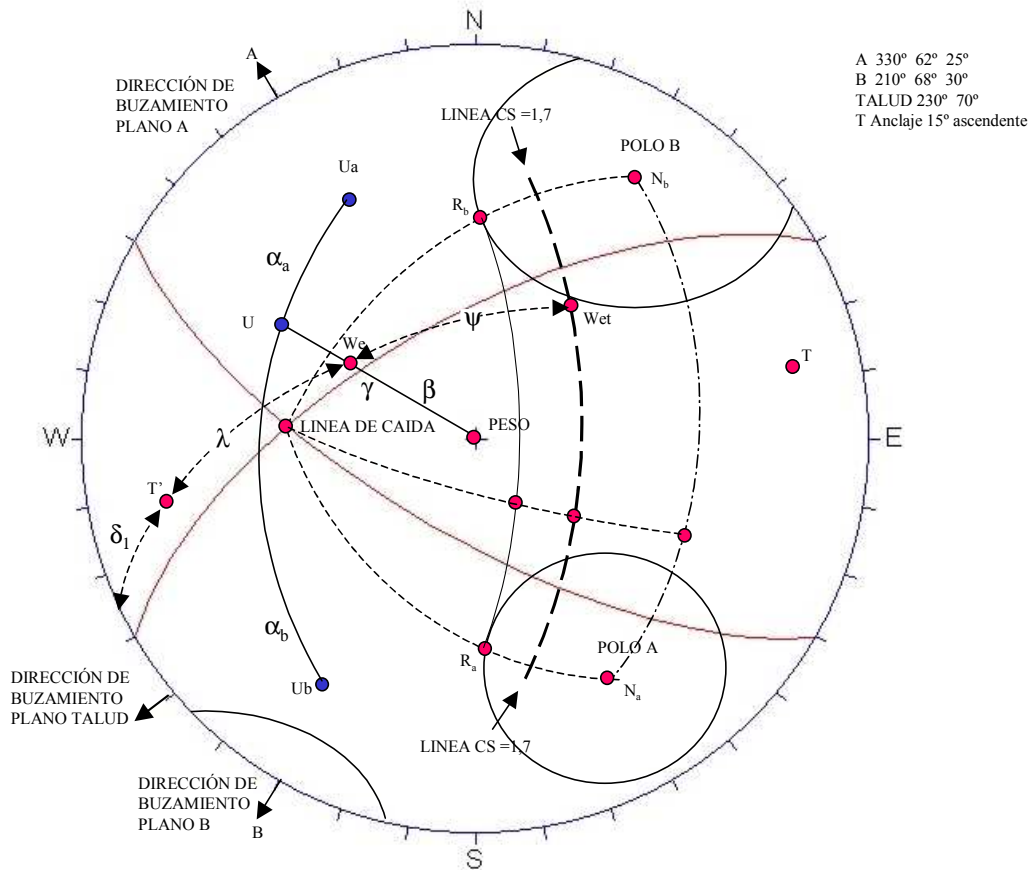


Figura 9.42. Cálculo en proyección estereográfica de una cuña con empuje de agua y fuerza de anclaje.

Los planos que forman la cuña, dados por su dirección de buzamiento, buzamiento y ángulo de fricción, son, como en el ejemplo anterior, los siguientes:

| | | | |
|---------|-------------|------------|------------|
| Plano A | 330° | 62° | 25° |
| Plano B | 210° | 68° | 30° |

Estos planos, junto con el del talud ($230^\circ, 70^\circ$), se han representando en proyección estereográfica en la Figura 9.42.

En primer lugar se calcula la resultante de los empujes de agua en los planos A y B, tal como se muestra en la Figura 9.43, mediante el teorema de los senos:

$$\frac{U_a}{\text{sen } \alpha_a} = \frac{U_b}{\text{sen } (\alpha_a + \mu)} \quad (9.36)$$

En la ecuación anterior son conocidos $U_a = 6 \text{ kN}$, $U_b = 3 \text{ kN}$ y $\mu = 80^\circ$ de acuerdo con el estereograma de la Figura 9.42 lo que permite obtener el valor de α_a , que resulta igual a 72° .

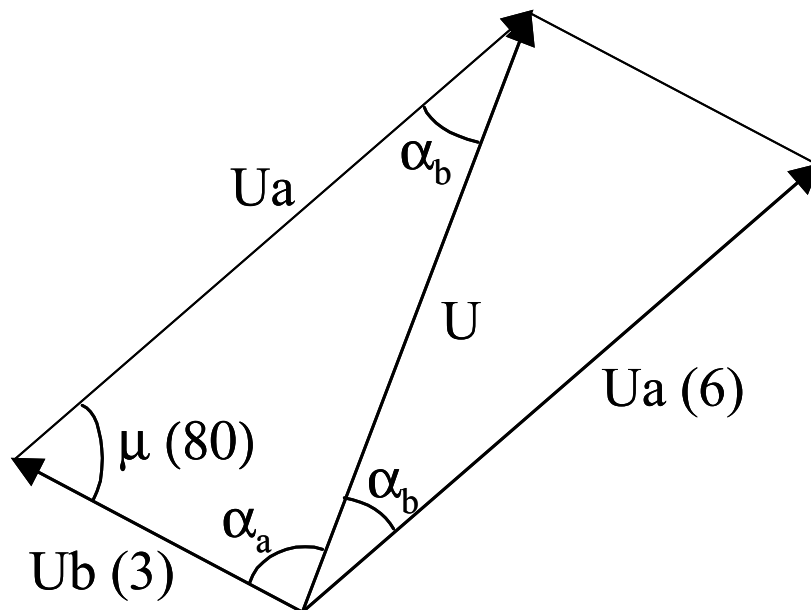


Figura 9.43. Cálculo del empuje del agua sobre la cuña.

El valor de U se puede calcular también mediante el teorema de los senos (Figura 9.43):

$$U = \frac{U_a \text{ sen } \mu}{\text{sen } \alpha_a} \quad (9.37)$$

A continuación, se componen vectorialmente el empuje de agua, U, y el peso de la cuña, W, para obtener el valor del peso efectivo, W_e , y el ángulo, β , que forma éste con el peso, resolviendo el triángulo de la Figura 9.44, por el teorema de los senos, en el que se conoce:

$U=6,2 \text{ kN}$, $W=11 \text{ kN}$ y $\gamma=54^\circ$ (obtenido del estereograma de la Figura 9.42).

Aplicando dicho teorema se obtienen los siguientes valores:

$$W_e = 9 \text{ kN}$$

$$\beta = 34^\circ$$

donde:

W_e es la fuerza resultante del peso y del empuje de agua.

β es el ángulo que forma dicha resultante con la vertical.

De donde se obtiene para U un valor de 6,2 kN.

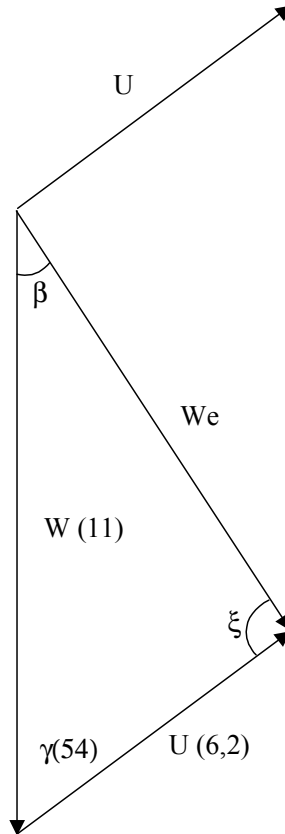


Figura 9.44. Cálculo de la resultante del empuje del agua y el peso de la cuña.

A continuación, hay que determinar la fuerza de anclaje necesaria para alcanzar un coeficiente de seguridad igual a 1,7. Para ello es necesario dibujar por puntos la línea de coeficiente de seguridad 1,7, en el mismo estereograma donde se dibujaron los planos A y B (Figura 9.42), siguiendo el procedimiento que se expuso anteriormente para los cálculos de estabilidad de una cuña sin empuje de agua.

Para obtener el valor del módulo del anclaje, se compone vectorialmente el peso efectivo W_e con el anclaje, según se indica en la Figura 9.45, denominándose al vector resultante peso efectivo total, W_{et} .

El peso efectivo total W_{et} tiene que estar en el plano formado por el peso efectivo W_e y el anclaje T. Además, W_{et} tiene que estar sobre la línea de coeficiente de seguridad 1,7. En consecuencia, para hallar la posición de W_{et} en el estereograma hay que obtener la intersección del plano que pasa por W_e y T con la línea de coeficiente de seguridad 1,7.

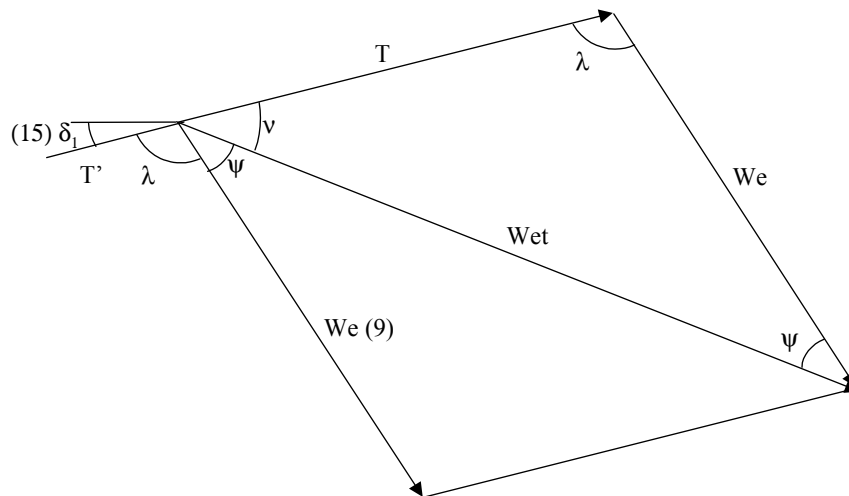


Figura 9.45. Cálculo de la fuerza de anclaje.

Para dibujar dicho plano hay que operar de forma distinta dependiendo de que el anclaje T sea descendente o ascendente. En el primer caso, basta con trazar el círculo máximo que pasa por W_e y T para definir el plano buscado. Sin embargo, cuando el anclaje T es ascendente va hacia el hemisferio superior mientras que el peso efectivo W_e va hacia el hemisferio inferior. Para encontrar el plano formado por W_e y T en este caso, hay que considerar la recta T' de igual dirección que T pero de sentido contrario; el plano queda definido por el círculo máximo que pasa por las rectas W_e y T' .

Para determinar la fuerza de anclaje T se resuelve un triángulo (ver Figura 9.45) del que se conoce un lado, que es el peso efectivo W_e y los tres ángulos, que se pueden medir en el estereograma de la Figura 9.42.

$$\frac{W_e}{\text{sen } \nu} = \frac{T}{\text{sen } \psi} \quad (9.38)$$

de donde:

$$T = \frac{\text{sen } \psi}{\text{sen } \nu} W_e \quad (9.39)$$

y aplicando valores:

$$T = \frac{\text{sen } 48}{\text{sen } 78} 9 \text{ kN} = 6,8 \text{ kN} \quad (9.40)$$

9.2.8. Cálculo con el programa SWEDGE

La resolución de problemas de rotura en forma de cuña que a veces resulta algo complicado realizar de manera manual ha sido implementada, en su versión basada en el cálculo vectorial (Hoek y Bray, 1974) ha sido implementada en algunos programas de cálculo como el denominado SWEDGE de la compañía ROCSCIENCE (2002), que también permite cálculos estadísticos y realización de análisis de sensibilidad.

Este programa tiene la ventaja de que permite realizar cálculos de manera bastante sencilla y rápida. Si se introducen los datos correspondientes tal y como muestra la Figura 9.46. Se obtienen rápidamente tanto los resultados gráficos que se presentan en la Figura 9.47, donde como se ve se incluye la representación en perspectiva de la cuña en cuestión, como la proyección estereográfica de los planos que afectan el estudio.

| | Dip (deg) | Dip Direction (deg) | Cohesion (t/m ²) | Friction Angle (deg) |
|-------------|-----------|---------------------|------------------------------|----------------------|
| Joint Set 1 | 45 | 105 | 3 | 20 |
| Joint Set 2 | 70 | 235 | 5 | 30 |
| Upper Face | 12 | 195 | | |
| Slope Face | 65 | 185 | | |

| Slope Properties | |
|--|---------|
| Slope Height (m) | 33 |
| Unit Weight (t/m ³) | 2.6 |
| <input type="checkbox"/> Bench Width (m) | 48.6303 |
| <input type="checkbox"/> Overhanging | |

| Tension Crack | |
|---|-----|
| <input checked="" type="checkbox"/> Tension Crack | |
| Dip (deg) | 70 |
| Dip Direction (deg) | 165 |
| Trace Length (m) | 12 |

Distance in meters
Force in Tonnes (1000 kg)

Safety Factor = 1.10395
Wedge Weight = 15987.7 tonnes
Sliding on Line of Intersection:
Trend = 157.732 Plunge = 31.1965

Figura 9.46. Introducción de datos en el programa SWEDGE (ROCSCIENCE, 2002).

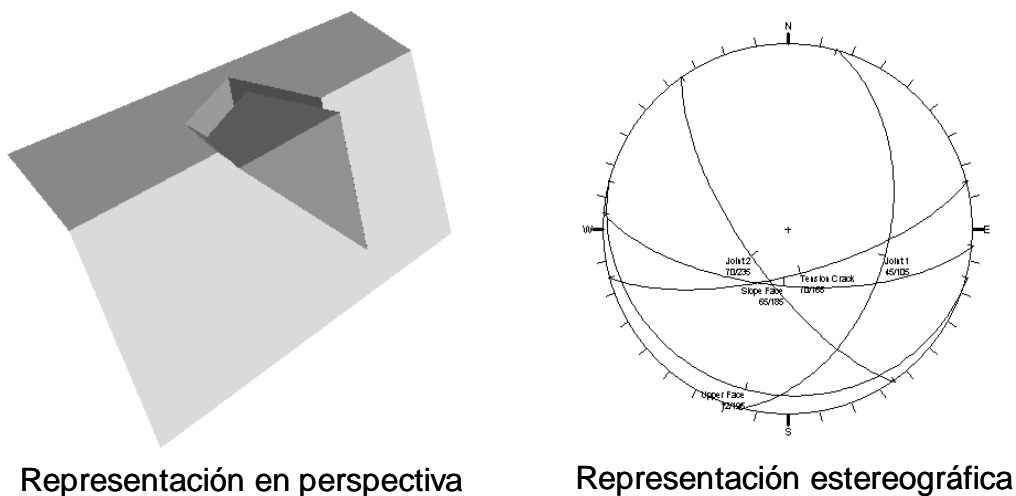


Figura 9.47. Resultados gráficos del programa SWEDGE (ROCSCIENCE, 2002).

También se obtendrán los resultados analíticos que se muestran en la Figura 9.48.

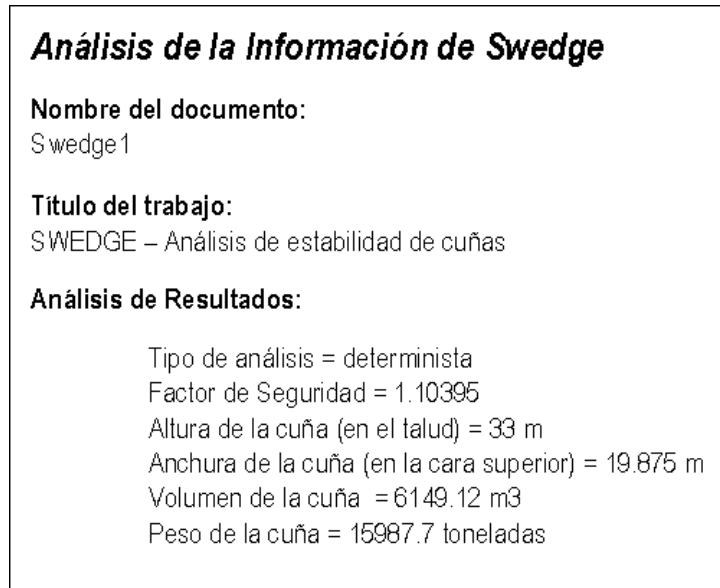


Figura 9.48. Resultados analíticos de la cuña analizada con el programa SWEDGE (ROCSCIENCE, 2002).

REFERENCIAS

- Hoek, E. y Bray, J.W. (1974). *Rock Slope Engineering*. Revised 3rd edition. IMM. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E.; Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.
- Hoek, E. (2000). *Rock Engineering. Course Notes by E. Hoek*. Internet: página web www.rocscience.com.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002): *The Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition*. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 2002, pp. 267-271. Ed. Hammah, R., Bawden, W., Curran, J. & Telesnicki, M. University of Toronto Press.
- Kliche, CH. A. (1999). *Rock slope engineering*. SME. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. Colorado, EEUU.
- Öcal, A, y Özgenoğlu, A. (1997). Determination of the sliding mode of tetrahedral wedges in jointed slopes. *Rock Mech. & Rock Eng.* Vol. 30 (3). Pp 161-165.
- ROCSCIENCE (2001). *Roc-plane. User's manual & Demo*. Toronto, Canadá.
- ROCSCIENCE (2002). *SWEDGE, Version 4. User's guide*. Toronto, Canadá.

10. ROTURA POR VUELCO Y ROTURA DE TALUDES PARALELOS A UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES

Cada vez existen herramientas más sofisticadas en mecánica de rocas y sin embargo muchas cuestiones fundamentales todavía no tienen respuesta como por ejemplo ¿Como se decide el riesgo aceptable en una corta? o ¿Se debe excavar un túnel mediante perforación y voladura o con un topo?
E. Hoek, 1998

10.1. Introducción a la rotura por vuelco

Las roturas por vuelco de taludes aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad: falla, estratificación, etc., coincide aproximadamente con el del plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso.

Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo, se produce el vuelco por flexión (Figura 10.1.a); además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques (Figura 10.1.b, 10.5 y 10.7) o un vuelco de bloques por flexión (Figura 10.1.c y 10.4).

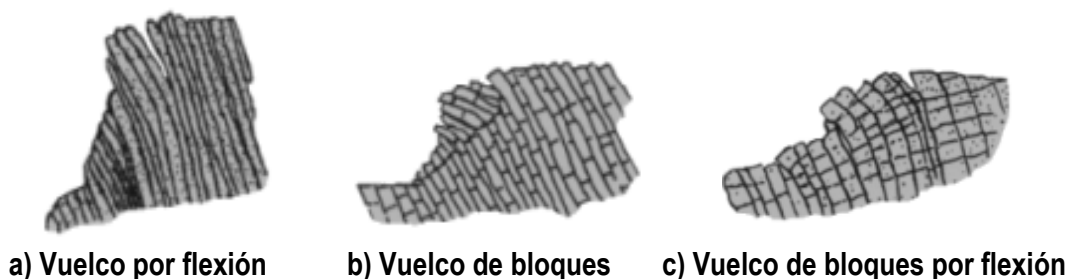


Figura 10.1. Tipos de rotura por vuelco, Goodman y Bray (1977)

De los métodos analíticos para resolver los problemas de vuelco de taludes, uno de los más difundidos es el propuesto por Goodman y Bray (1977), que se adapta sobre todo a taludes que presentan roturas con base escalonada ascendente regular, del tipo de vuelco de bloques de la Figura 10.1.b.

Existen algunos desarrollos ulteriores basados en este modelo de Goodman y Bray (1977), como el de Bobet (1999), posteriormente desarrollado por Sagasetta (2001), que considera cada bloque de espesor diferencial, pudiendo así integrar toda la masa y permitiendo realizar análisis sobre un número ilimitado de bloques.

En lo que concierne al vuelco por flexión (Figura 10.1.a, 10.2, 10.3 y 10.6), se debe considerar la resistencia a tracción del material rocoso de cada estrato o lamina de roca. Uno de los pocos

métodos existentes que permite analizar este tipo de mecanismos es el denominado método de Adhikary (1999), basado también en equilibrio límite y ajustado a diversas observaciones realizadas sobre modelos físicos y vuelcos naturales.

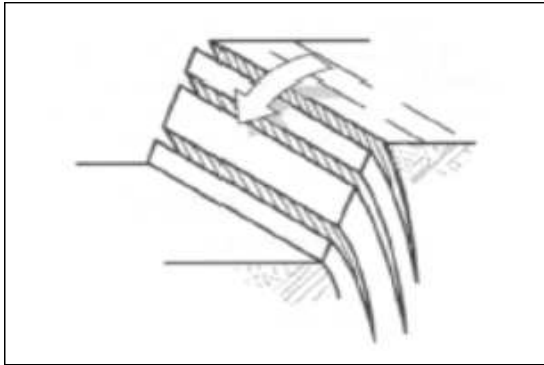


Figura 10.2.: Mecanismo de vuelco por flexión.



Figura 10.3.: Caída evolutiva por vuelco de placas en la corta de Tharsis (Huelva).



Figura 10.4.: Caída por vuelco bloques. Según Hoek & Bray (1974).

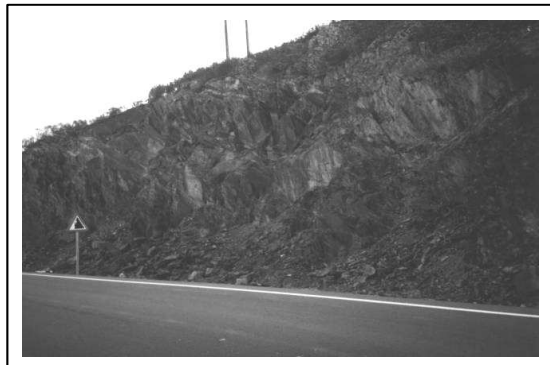


Figura 10.5.: Caída por vuelco bloques en Las Batuecas (Salamanca).

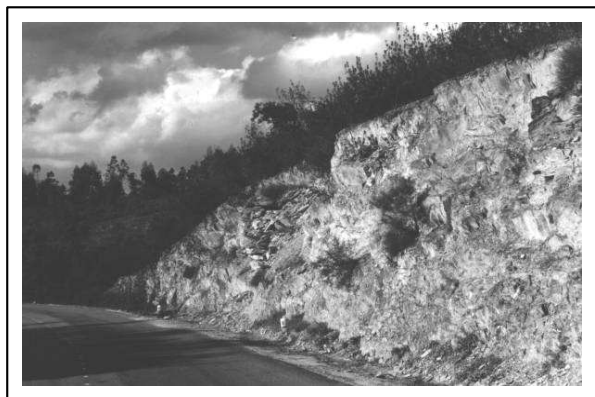
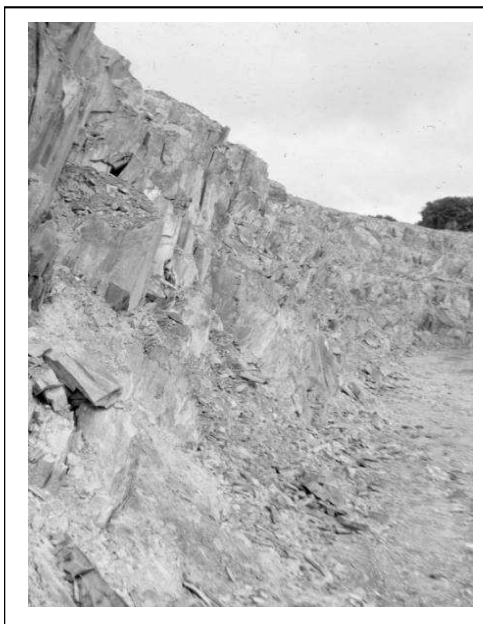


Figura 10.6.: Pequeñas caídas evolutivas por vuelco por flexión en esquistos. Cerca de Castelo-Branco (Portuga).



Figura 10.7.: Talud de cantera en el que se han venido produciendo caídas por vuelco de bloques.

Actualmente se pueden utilizar también métodos numéricos y especialmente los de elementos discretos, como el código UDEC, para realizar análisis de estabilidad de este tipo de roturas.

Los métodos numéricos resultan una solución elegante, que permite a su vez observar y analizar mecanismos más o menos complejos, pero que suele resultar cara.

Independientemente del método de cálculo utilizado, se deben emplear coeficientes de seguridad mas bien altos para el diseño de estos taludes ya que al influir sobre ellos un número de parámetros muy elevado, la incertidumbre sobre los valores de éstos será también bastante grande, con lo que el diseño debe situarse bastante del lado de la seguridad; las roturas por vuelco tienen, en cambio, la ventaja de que se producen lentamente por lo que da tiempo para tomar medidas tendentes a reducir los daños.

10.2. Análisis del vuelco de un bloque aislado

Considerando un bloque aislado situado en un plano inclinado, dicho bloque volcará cuando:

$$\frac{\Delta x}{y} < \operatorname{tg} \alpha \quad (10.1)$$

; deslizará sí:

$$\operatorname{tg} \alpha > \operatorname{tg} \phi \quad (10.2)$$

y experimentará un vuelco con deslizamiento cuando tengan lugar las dos condiciones anteriores simultáneamente (10.1 y 10.2), siendo ϕ el ángulo de fricción en el plano sobre el que se apoya el bloque y α la inclinación del mismo. En la Figura 10.8 se presentan los criterios para deslizamiento y vuelco según Hoek y Bray (1981); como se puede observar en esta figura, el vuelco no puede tener lugar para $\frac{\Delta x}{y} > \operatorname{tg} \phi$, ya que la máxima fuerza de fricción que se genera en el punto de vuelco es $W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$ y esta fuerza sería sobrepasada por la fuerza cortante que vale $W \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\Delta x}{y}$ en el momento del vuelco.

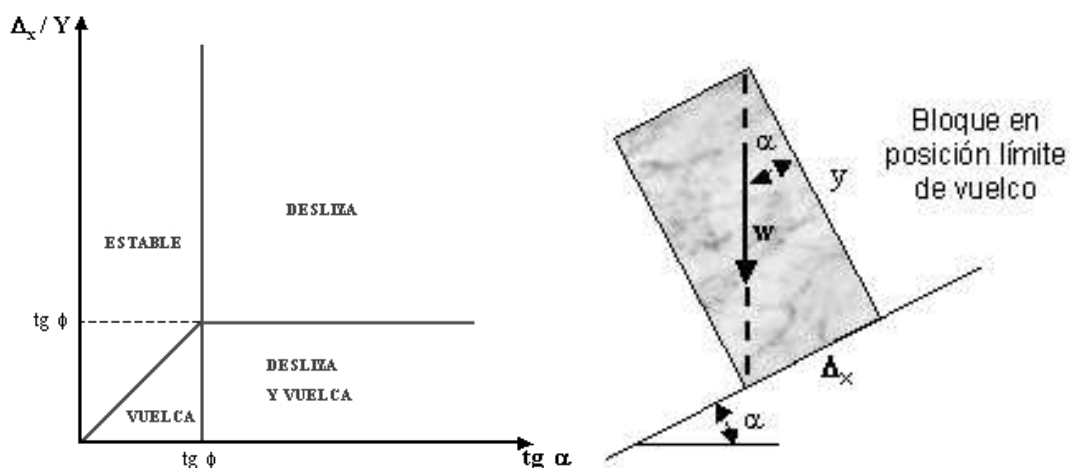


Figura 10.8. Condiciones de vuelco de un bloque aislado

Sagaseta (1986) plantea y resuelve las ecuaciones del equilibrio dinámico del bloque obteniendo un resultado análogo al de la Figura 10.8, pero en que la transición entre deslizamiento y vuelco y solo vuelco se produce para:

$$\frac{4 \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \left[1 + \left(\frac{\Delta x}{y} \right)^2 \right] - 3 \cdot \left(\operatorname{tg} \alpha - \frac{\Delta x}{y} \right)}{4 \cdot \left[1 + \left(\frac{\Delta x}{y} \right)^2 \right] - 3 \cdot \frac{\Delta x}{y} \cdot \left(\operatorname{tg} \alpha - \frac{\Delta x}{y} \right)} = \operatorname{tg} \phi \quad (10.3)$$

de manera que cuando $\operatorname{tg} \phi$ es mayor que el primer miembro se produce sólo vuelco y cuando es menor se producen deslizamiento y vuelco. No obstante, esta solución más rigurosa no afecta a los cálculos de estabilidad de Goodman y Bray (1977) que se presentarán más adelante.

En el caso de que un bloque aislado y no separado del macizo rocoso, de tal manera que para su vuelco se tenga que producir la rotura por tracción de la tabla de roca (Figura 10.9), entonces se habrá de realizar el cálculo de estabilidad teniendo en cuenta los momentos estabilizadores y volcadores de todas las fuerzas tomándose como eje de giro la esquina inferior externa del plano de rotura del bloque, obteniéndose las expresiones de la Figura 10.9.

En el ejemplo real de la Figura 10.9, se puede comprobar la dramática influencia del agua sobre la estabilidad, que explica el comportamiento de estas roturas, tanto aisladamente como cuando el número de bloques es mayor. En la Figura 10.10 se muestra otro modelo de cálculo de análisis de vuelco de un bloque de roca para los casos de que exista o no junta en la base.

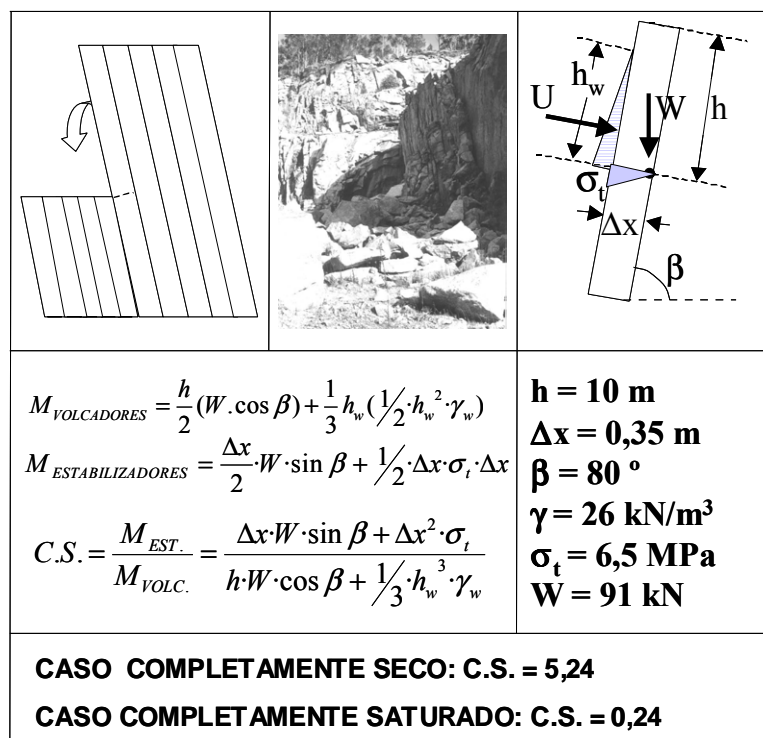


Figura 10.9. Modelo de vuelco de un bloque aislado y no separado del macizo que rompe por tracción, fotografía de un caso real en una cantera, nomenclatura, planteamiento de ecuaciones y ejemplo de resolución del caso.

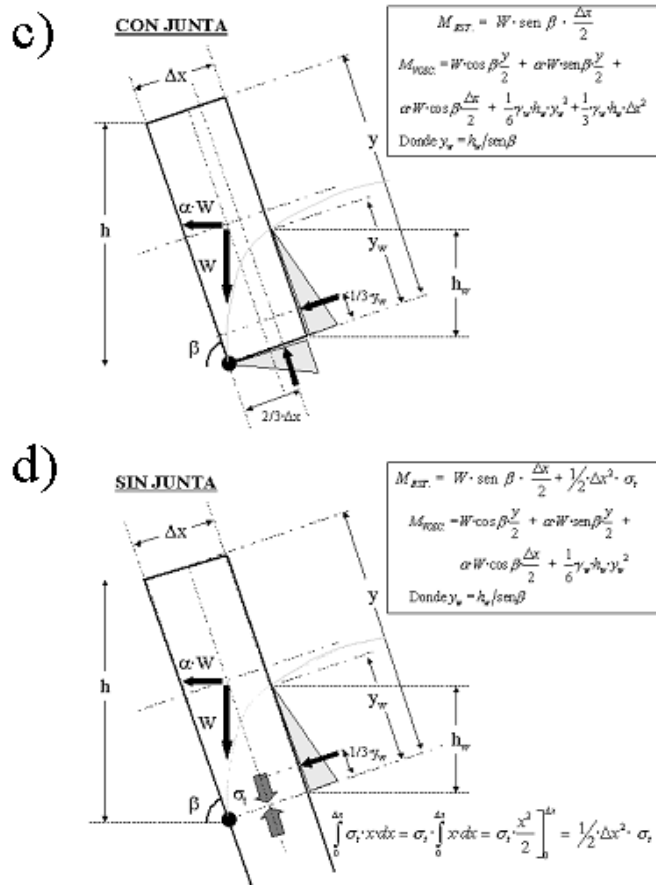
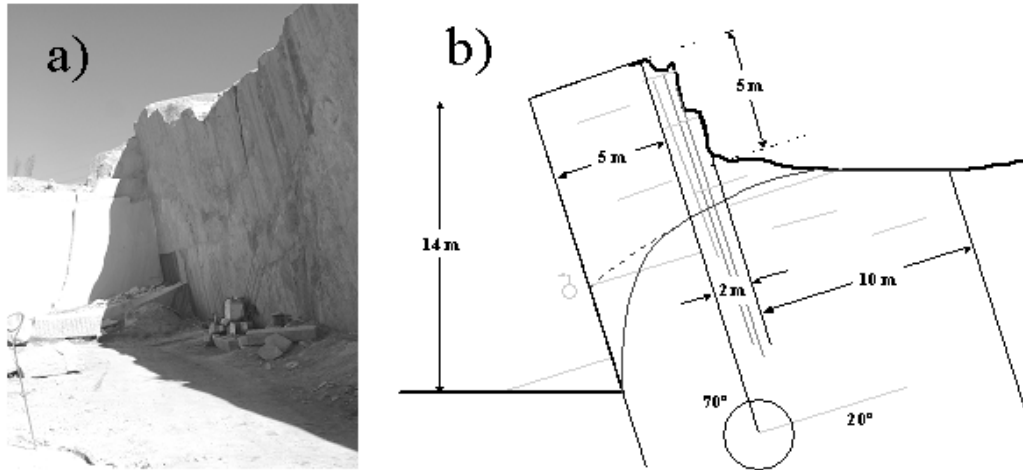


Figura 10.10. Modelo de vuelco de un bloque aislado para el caso de una cantera. a) Fotografía del talud a analizar, b) esquema del mismo, c) modelo de cálculo para el caso de existencia de una junta en la base y d) modelo de cálculo en el caso de que no exista dicha junta.

10.3. Análisis del vuelco de un sistema de bloques. Modelo de Goodman y Bray (1977).

El fenómeno de vuelco de bloques puede ser observado en la naturaleza tal y como muestra la fotografía de la Figura 10.12. Para que tenga lugar el vuelco de un sistema de bloques es necesario, aunque no suficiente, vencer la resistencia al corte de los planos de discontinuidad que los configuran lateralmente, según se muestra en la Figura 10.11.a). Para que se produzca el deslizamiento entre dichas discontinuidades, la condición necesaria es que la pendiente del talud sea mayor que la suma del ángulo de fricción más el ángulo de las discontinuidades con la vertical (Figura 10.11.b).

Esta misma condición se puede establecer en proyección estereográfica, según se indica en la Figura 10.11.c), en la que se pone también de manifiesto que las discontinuidades que delimitan lateralmente los bloques deben tener una dirección aproximadamente paralela a la del talud ($\pm 20^\circ$) para que sea posible el vuelco.

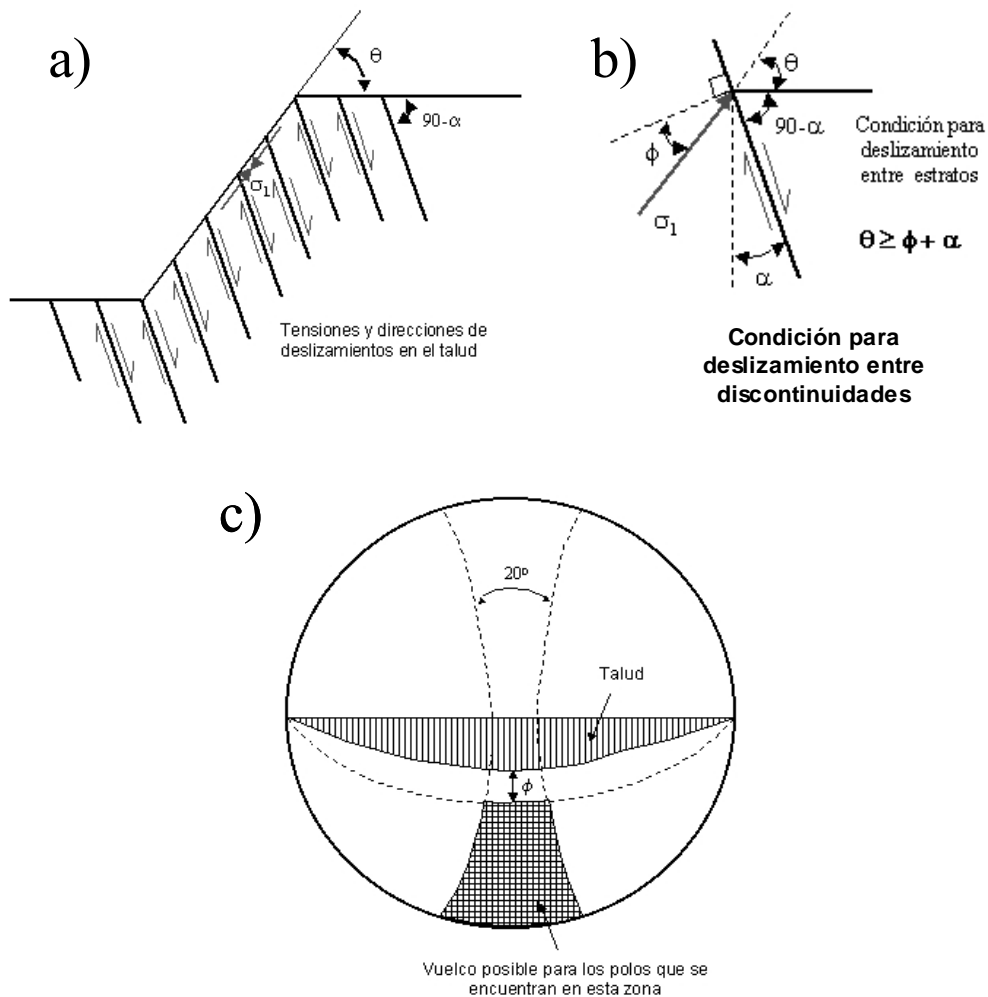


Figura 10.11. a) esquema geométrico del talud y direcciones de las tensiones y los deslizamientos en el talud, b) Condición de deslizamiento de discontinuidades y c) expresión de dicha condición en proyección estereográfica.



Figura 10.12. Fenómeno natural de vuelco de bloques en el Pirineo central. Fotografía: autores.

En la Figura 10.13, se muestra la geometría del modelo de Goodman para analizar la rotura por vuelco de un desmonte compuesto por un conjunto de bloques. De ella se deducen las siguientes relaciones:

$$a_1 = \text{tg}(\phi - \alpha) \quad (10.4)$$

$$a_2 = \Delta x \text{tg} \alpha \quad (10.5)$$

$$b = \Delta x \text{tg}(\beta - \alpha) \quad (10.6)$$

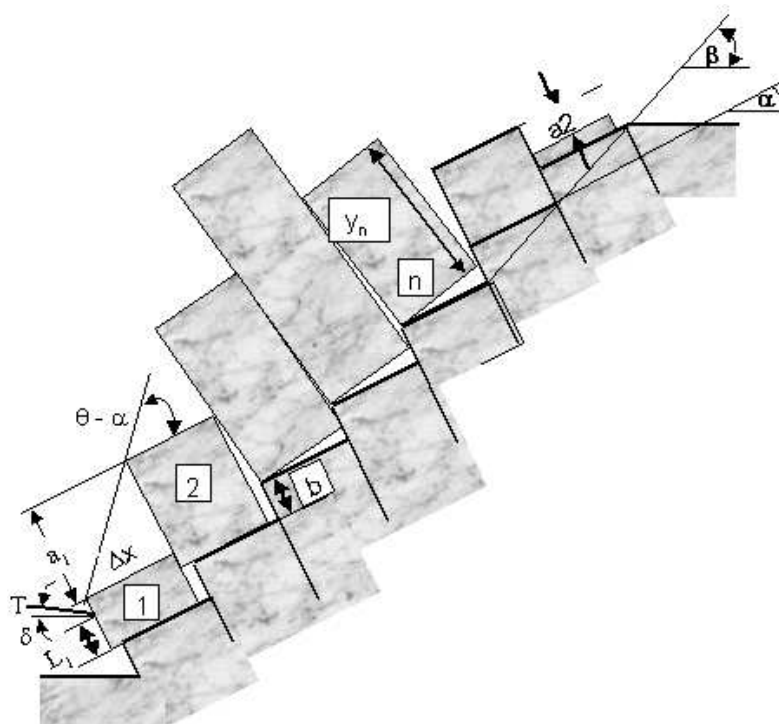


Figura 10.13. Geometría del modelo de Goodman

Para los cálculos, la numeración de los bloques se realiza comenzando por el bloque inferior del desmonte. La altura de un bloque situado por debajo de la coronación del talud es la siguiente:

$$Y_n = n \cdot (a_1 - b) \quad (10.7)$$

y por encima de la coronación:

$$Y_n = Y_{n-1} - a_2 - b \quad (10.8)$$

Considerando los bloques aislados, en la parte alta del desmonte se produciría un deslizamiento siempre que $\alpha > \phi$, ya que los bloques no tienen esbeltez suficiente para volcar, pero entonces todos los bloques del talud deslizarían. Los bloques intermedios ya pueden volcar por su esbeltez y los bloques inferiores, aunque no tienen esbeltez suficiente para volcar, pueden hacerlo, o bien, deslizar debido al empuje producido por los bloques intermedios al volcar.

A partir de las Figuras 10.14 o 10.15, se pueden establecer las relaciones para obtener las alturas respecto a la base de los bloques de los puntos donde se produce la transmisión de esfuerzos de unos bloques a otros.

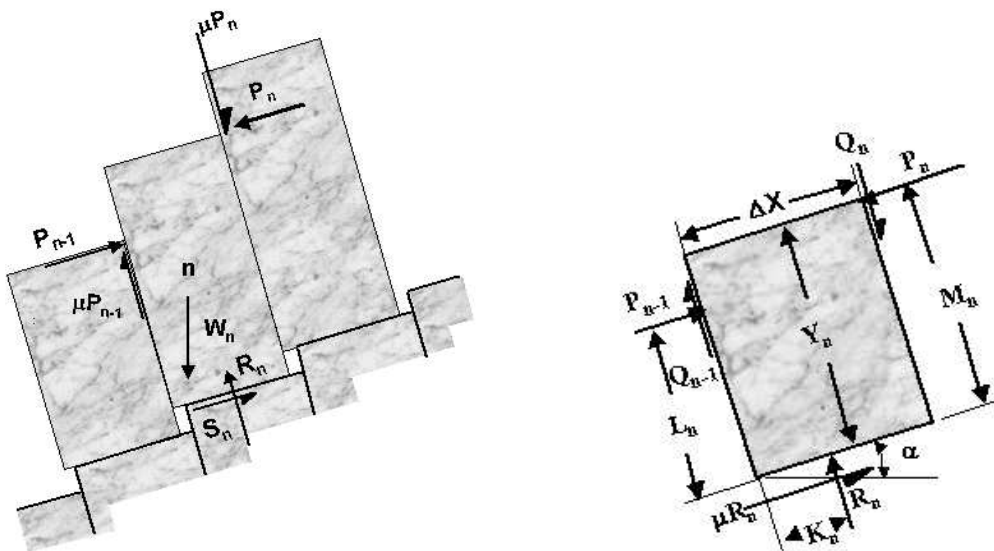


Figura 10.14. Conjunto de bloques en modo deslizamiento

Para bloques situados por debajo de la coronación del talud:

$$M_n = y_n \quad (10.9)$$

$$L_n = y_n - a_1 \quad (10.10)$$

En coronación:

$$M_n = y_n - a_2 \quad (10.11)$$

$$L_n = y_n - a_1 \quad (10.12)$$

Sobre la coronación:

$$M_n = y_n \cdot a_2 \quad (10.13)$$

$$L_n = y_n \quad (10.14)$$

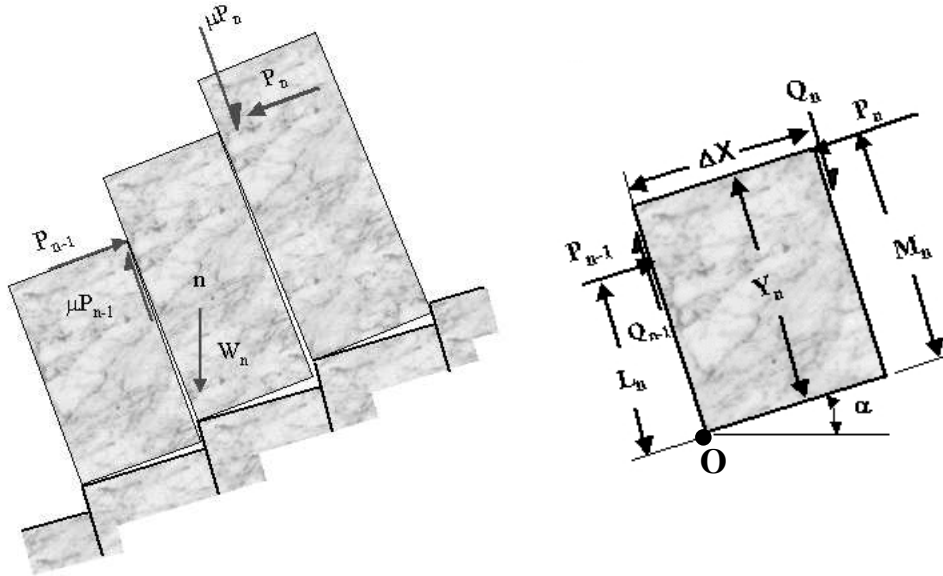


Figura 10.15. Conjunto de bloques en modo vuelco.

Para evitar que un bloque deslice, la fuerza $P_{n-1,s}$ requerida, suponiendo que el coeficiente de fricción μ es el mismo entre bloques y en la base de los mismos, se obtiene a partir de la relación:

$$S_n = \mu R_n \quad (10.15)$$

donde, según la Figura 10.13:

$$R_n = W_n \cos \alpha - \mu(P_{n-1,s} - P_n) \quad (10.16)$$

$$S_n = W_n \sin \alpha - (P_{n-1,s} - P_n) \quad (10.17)$$

resultando el siguiente valor:

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n (\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}{1 - \mu^2} \quad (10.18)$$

Para obtener la fuerza $P_{n-1,t}$ necesaria para evitar el vuelco, tomando momentos respecto al punto O en la Figura 10.14 resulta:

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n (M_n - \mu \cdot \Delta x) + \frac{W_n}{2} (Y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha)}{L_n} \quad (10.19)$$

En el bloque inferior del desmonte, si se supone aplicada una fuerza, procedente de un anclaje, muro de contención, etc., se puede calcular dicha fuerza, a partir de $P_{n-1,t}$ y $P_{n-1,s}$, para que el talud esté en equilibrio.

El coeficiente de seguridad del talud queda definido por la siguiente relación:

$$FS = \frac{\mu_{disponible}}{\mu_{requerido}} \quad (10.20)$$

donde $\mu_{disponible}$, también llamado μ_{real} , es el coeficiente de fricción que existe realmente en los planos de discontinuidad y $\mu_{requerido}$, también llamado $\mu_{necesario}$, es el coeficiente de fricción utilizado en las relaciones $P_{n-1,t}$ y $P_{n-1,s}$ para los cálculos de transmisión de esfuerzos, para el cual el bloque de pie se encuentra en equilibrio estricto.

La forma de operar es la siguiente: Se toma como dato de partida la μ real, que se utiliza como μ de cálculo, obteniéndose los valores de $P_{n-1,t}$ y $P_{n-1,s}$ para cada bloque, tomándose el mayor valor de los dos como fuerza transmitida al bloque inferior. Procediendo de este modo desde el bloque más alto hasta el más bajo del desmante, se obtiene el valor de la fuerza transmitida por todo el desmante al bloque inferior, así como la fuerza, P_0 , que aplicada en dirección contraria estabilizaría todo el talud. Después se irá probando con distintos valores de μ hasta lograr que $P_0=0$, en cuyo caso dicho valor de μ será el requerido para el equilibrio, y se obtendrá el coeficiente de seguridad.

En muchas ocasiones lo que se busca es calcular la fuerza de anclaje necesaria para estabilizar el talud. Para ello también se puede utilizar el denominado método de Goodman y Bray de la siguiente manera. Primero se trabajará con el $\mu_{disponible}$ como en el caso anterior para calcular la fuerza transmitida al primer bloque. Si P_0 es mayor que 0 el talud será inestable y habrá que anclarlo. Para calcular el anclaje necesario se parte de la geometría de este último bloque teniendo además en cuenta el valor anteriormente calculado de P_1 y se puede calcular por equilibrio límite, tanto para vuelco como para deslizamiento, el anclaje para estabilizar el primer bloque (y subsiguientemente todo el talud) con un coeficiente de seguridad determinado.

Según la geometría de la Figura 10.16, en la que se ha supuesto un anclaje horizontal, se tendrá que para el caso de deslizamiento:

$$\begin{aligned} N_1 &= W_1 \cdot \cos \alpha + T \sin \alpha + \mu \cdot P_1 \\ \tau_1 &= P_1 + W_1 \cdot \sin \alpha - T \cos \alpha \end{aligned} \quad (10.21)$$

y por tanto se definirá el coeficiente de seguridad para el bloque como:

$$C.S. = \frac{\tau_{DISP.}}{\tau_{NEC.}} = \frac{N_1 \cdot \operatorname{tg} \phi}{\tau_1} \quad (10.22)$$

Para el caso de vuelco, atendiendo de nuevo a la Figura 10.16, se tendrá:

$$\begin{aligned} M_{VOLCADORES} &= P_1 \cdot y_1 + W_1 \cdot \sin \alpha \cdot \frac{y_1}{2} \\ M_{ESTABILIZADORES} &= T \cdot \cos \alpha \cdot y_1 + W_1 \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\Delta x}{2} + \mu \cdot P_1 \cdot \Delta x \end{aligned} \quad (10.23)$$

Y por tanto se definirá el coeficiente de seguridad para el bloque como:

$$C.S. = \frac{M_{ESTABILIZADORES}}{M_{VOLCADORES}} \quad (10.24)$$

En ambos casos y teniendo en cuenta el coeficiente de seguridad deseado, la dirección, modulo y punto de colocación de los anclajes, se podrá calcular el número de anclajes necesarios para estabilizar el desmonte.

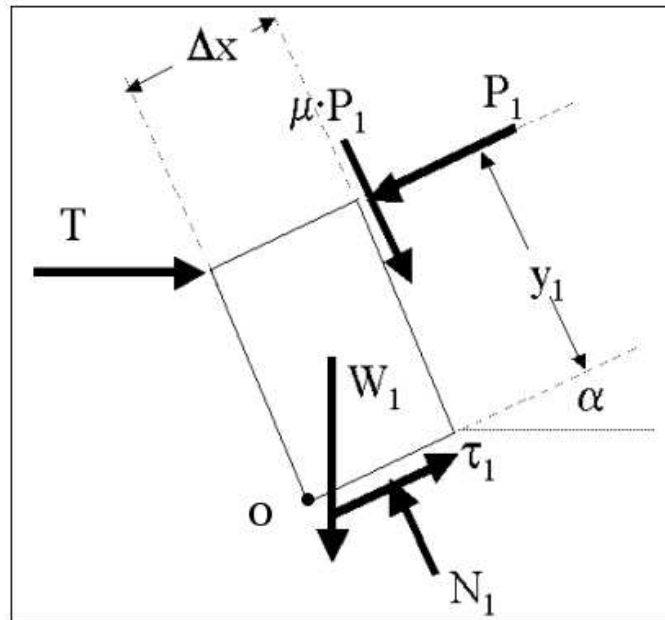


Figura 10.16. Modelo geométrico y de fuerzas para el análisis del último bloque.

Como ejemplo y para un caso con $P_1 = 85,76 \text{ kN}$, $W_1 = 67,52 \text{ kN}$, $\alpha = 26^\circ$, $\mu = 0,601$, $\Delta x = 1,6 \text{ m}$ e $y_1 = 1,623 \text{ m}$ y para un coeficiente de seguridad de 2, se tendría para deslizamiento $T_{d(CS=2)} = 79,22 \text{ kN}$ y para vuelco $T_{v(CS=2)} = 133,96 \text{ kN}$, por lo que para estabilizar el bloque habría que anclarlo con el modulo mayor de los dos, en este caso $133,96 \text{ kN}$. En la práctica esta cifra se dividiría entre la carga nominal de los anclajes para determinar el número de ellos que es necesario instalar.

Tal y como se comentaba al principio del capítulo y se desprende del análisis probabilístico de taludes reales (Scavia et al., 1990), los coeficientes de seguridad de diseño que se utilicen en este tipo de roturas deberan ser suficientemente grandes, del orden de dos cuando se disponga de métodos de vigilancia y superiores si se trata de diseños finales.

Basándose en el método de Goodman y Bray (1977) algunos autores han propuesto ábacos que pueden facilitar la utilización de este método de forma rápida o preliminar. Entre estos autores conviene citar a Zanbak (1983) que presenta unos ábacos (para valores particulares de los ángulos de fricción) para el cálculo de la estabilidad y otros para la obtención de un parámetro adimensional relacionado con la fuerza de anclaje necesaria para estabilizar el talud.

También Ayala et al. (1985) presentan abacos similares en los que incluyen la posible influencia de un nivel freático. Algunos de los ábacos de Zanbak (1983) y de Ayala et al. (1985) pueden consultarse en el manual de estabilidad de taludes del ITGE (1987).

10.4. El método diferencial de análisis de vuelco

El método diferencial de análisis de caídas por vuelco de bloques fue inicialmente propuesto por Bobet (1999) y consiste simplemente en considerar estratos de espesor diferencial para un caso de vuelco como el planteado por Goodman y Bray (1977); de forma que para obtener el equilibrio se irán integrando las ecuaciones que expresan el equilibrio de fuerzas en los bloques para los casos de vuelco y deslizamiento.

Bobet (1999) plantea y resuelve un modelo general para los casos seco y con agua. El método fue posteriormente desarrollado por Sagaseta et al. (2001) que lo generalizan algo más y lo aplican a varios casos prácticos. La resolución de estos últimos autores es la que se presenta a continuación.

El modelo diferencial, cuya geometría se muestra en la Figura 10.17., implica estratos de espesor diferencial y por tanto de esbeltez infinita, por lo que siempre volcarán.

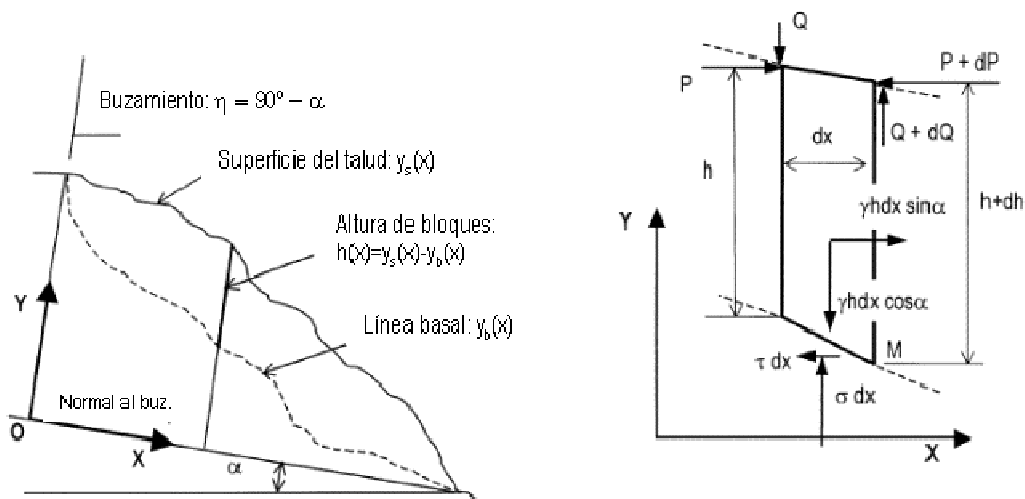


Figura 10.17. Geometría y fuerzas en un bloque diferencial, como hipótesis básicas del modelo diferencial. Según Sagaseta et al. 2001. Cortesía Elsevier.

El equilibrio diferencial de cada bloque (fuerzas y momentos) manteniendo el resto de hipótesis igual al modelo de Goodman y Bray (1977), resultará en las siguientes expresiones para vuelco:

$$\frac{dP}{dx} + \frac{1}{h} \left(\frac{dy_s}{dx} + tg\phi_i \right) \cdot P = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot \text{sen}\alpha \quad (10.25)$$

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos\alpha - \frac{dP}{dx} tg\phi_i \quad (10.26)$$

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \text{sen}\alpha - \frac{dP}{dx}$$

Y para deslizamiento:

$$\frac{dP}{dx} = \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi_b}{1 - \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \phi_b} \quad (10.27)$$

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi_i}{1 - \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \phi_b} \quad (10.28)$$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi_b = \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_b \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi_i}{1 - \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \phi_b}$$

Donde la geometría y fuerzas aplicadas responden a la Figura 10.17, la superficie del talud y la de la base escalonada pueden tener una geometría cualquiera definida por $y_s(x)$ e $y_b(x)$ respectivamente, y en esta última la inclinación de la base será constante e igual a α y perpendicular a la inclinación de los estratos. Los ejes OX y OY se tomarán también perpendiculares a los estratos.

En cuanto a las propiedades de las discontinuidades se considerarán sin cohesión y con fricciones ϕ_i y ϕ_b , respectivamente para la estratificación o planos de discontinuidad sub-verticales y para las juntas de la base.

En estas condiciones, no resulta difícil integrar las ecuaciones diferenciales ordinarias (10.25) y (10.27) desde la cabeza a la base del talud para la geometría que se desee (Figura 10.18) con las condiciones iniciales $P = 0$ y $x = 0$. En esta integración habrá que ir viendo el mecanismo que se va produciendo para cada bloque, y habrá además que ir calculando y teniendo en cuenta las tensiones de base de cada bloque σ y τ , para comprobar las condiciones límite de fricción sin tracción en la base:

$$\sigma \geq 0$$

$$\frac{\tau}{\sigma} \leq \operatorname{tg} \phi_b \quad (10.29)$$

Además conviene introducir, al objeto de facilitar los cálculos y simplificar los resultados, los siguientes ángulos auxiliares, denominados como primas ('):

$$\operatorname{tg} \psi' = \operatorname{tg} \psi - \operatorname{tg} \xi$$

$$\operatorname{tg} \omega' = \operatorname{tg} \omega - \operatorname{tg} \xi$$

$$\operatorname{tg} \phi_i' = \operatorname{tg} \phi_i - \operatorname{tg} \xi$$

$$\operatorname{tg} \phi_b' = \operatorname{tg} \phi_b - \operatorname{tg} \xi \quad (10.30)$$

La aplicación del método a un caso estándar de un talud de altura H (Figura 10.18) donde se define además la nomenclatura utilizada, permitirá obtener la siguiente solución en tres etapas:

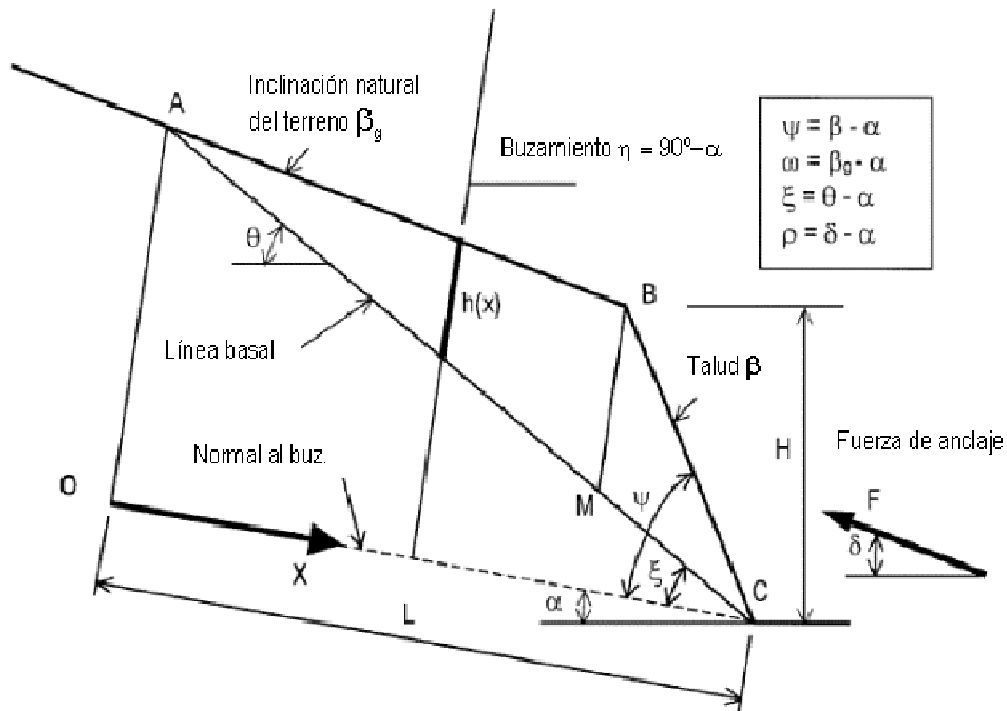


Figura 10.18. Definición del modelo básico de talud para su integración. Según Sagaseta et al., 2001. Cortesía Elsevier.

ETAPA 1: Selección del mecanismo de rotura

Si no se cumple que :

$$\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi_b = -\operatorname{tg} \omega' \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{1 - \operatorname{tg} \phi_1 \cdot \operatorname{tg} \phi_b}{\operatorname{tg} \phi_1 - 3 \operatorname{tg} \omega'} \quad (10.31)$$

Entonces se tendrá la solución trivial de deslizamiento general (DG) y el caso se tratará como rotura plana. En el caso de que si se cumpla (10.31), se tendrán dos posibles mecanismos junto con su estado transicional, a saber:

- Si $\psi < \phi$, se tendrá vuelco de los bloques altos con salida por deslizamiento de una cuña inferior (DCI),
- Si $\psi > \phi$, se tendrá vuelco de los bloques altos con salida por expulsión por tracción de una cuña inferior (TCI),
- Si $\psi = \phi$, se tendrá un mecanismo de transición entre ambos (DCI-TCI).

La geometría de la cuña inferior se estimará de acuerdo a la Figura 10.19 y según la formulación del aparatado que sigue.

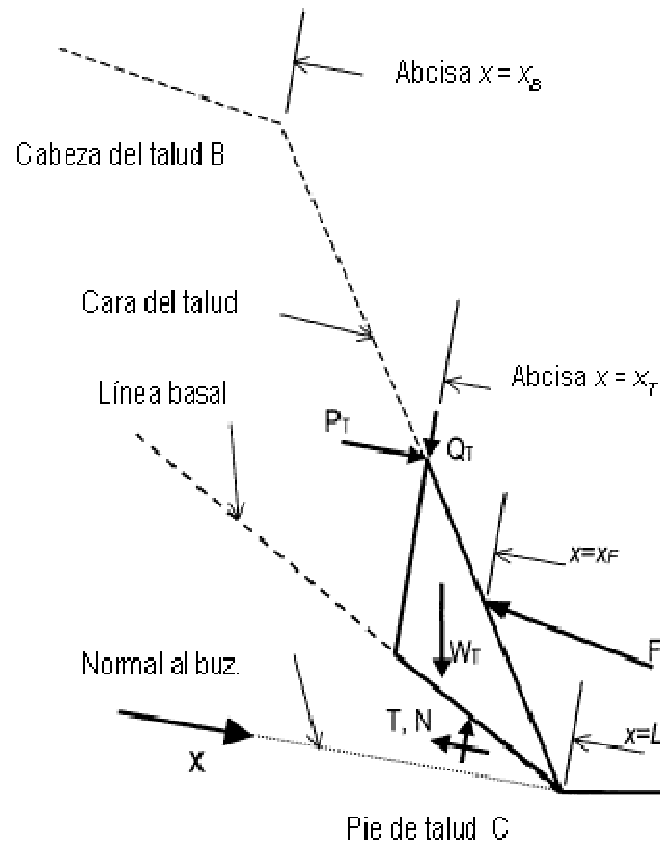


Figura 10.19. Definición geométrica de la denominada cuña inferior. Según Sagaseta et al., 2001. Cortesía Elsevier

ETAPA 2: Definición de la denominada cuña inferior

Se obtienen en primer lugar la dimensión x_T de la cuña inferior, de forma que :

$$x_T = L \tag{10.32}$$

para el caso DG y la transición DCI-TCI

$$\frac{L - x_T}{L - x_B} = \exp \left[\frac{tg \psi'}{tg \phi'_i - 3 \cdot tg \omega'} - \frac{1}{tg \alpha} \cdot \frac{tg \phi_b - tg \alpha}{1 - tg \phi_i \cdot tg \phi_b} - \frac{1}{2} \right] \tag{10.33}$$

para el caso DCI

$$\left(\frac{L - x_T}{L - x_B} \right)^{tg \phi'_i / tg \psi' - 3} = \frac{2 \cdot tg \phi'_i - 3 \cdot tg \omega'}{3 \cdot tg \psi' - tg \omega'} \cdot \frac{tg \psi'}{tg \phi'_i - tg \psi'} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot tg \psi' - tg \phi'_i}{tg \alpha \cdot tg \psi' \cdot tg \phi_i} \right] \tag{10.34}$$

para TCI

Después se calcula la fuerza que se transmite de los bloques superiores P_T :

$$P_T = -\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi_b}{1 - \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \phi_b} \cdot \operatorname{tg} \omega' \cdot x^2 \quad \text{para } x \leq x_b$$

$$P_T = -\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi_b}{1 - \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \phi_b} \cdot \left\{ \operatorname{tg} \omega' \cdot x_B^2 + \operatorname{tg} \psi' \left[(L-x)^2 - (L-x_B)^2 \right] \right\} \quad \text{para } x \geq x_b \quad (10.35)$$

Donde
$$x_B = L - H \frac{\cos \psi}{\cos \beta} = -H \frac{\cos \omega \cdot \operatorname{sen}(\psi - \xi)}{\operatorname{sen} \beta \cdot \operatorname{sen}(\omega - \xi)}$$

para el caso DG

$$P_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \operatorname{sen} \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg}^2 \psi'}{\operatorname{tg} \phi_i' - 3 \operatorname{tg} \psi'} \cdot (L-x_B)^2 \cdot \left[\left(\frac{L-x_T}{L-x_B} \right)^2 - 3 \frac{\operatorname{tg} \psi' - \operatorname{tg} \omega'}{\operatorname{tg} \phi_i' - 3 \operatorname{tg} \omega'} \left(\frac{L-x_T}{L-x_B} \right)^{\operatorname{tg} \phi_i' / \operatorname{tg} \psi' - 1} \right] \quad (10.36)$$

para DCI y TCI

$$P_T = -\frac{3}{4} \cdot \gamma \cdot \operatorname{sen} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi_i' \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi_i' - \operatorname{tg} \omega'}{\operatorname{tg} \phi_i' - 3 \operatorname{tg} \omega'} \cdot (L-x_B)^2 \quad (10.37)$$

para a transición DCI-TCI

Y finalmente se calcula el peso de la cuña como:

$$W_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \psi' \cdot (L-x_T)^2 \quad (10.38)$$

para todos los casos

ETAPA 3: Cálculo de la fuerza de anclaje F necesaria para estabilizar el talud con $CS=1$

La fuerza de anclaje necesaria se calculará como:

$$F_{SW} = \frac{P_T(1 - \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \phi_b) + W_T(\operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_b)}{\cos \rho - \operatorname{sen} \rho \operatorname{tg} \phi_b} \quad (10.39)$$

para los casos DG, DCI, transición DCI-TCI y TCI con salida por deslizamiento

Para el caso TCI, habrá que calcular también el valor de la fuerza de anclaje correspondiente a la salida de la cuña por vuelco (40):

$$F_{TW} = \frac{P_T(\operatorname{tg} \psi - \operatorname{tg} \phi_i) + \frac{1}{3} W_T [\operatorname{sen} \alpha (\operatorname{tg} \psi + \operatorname{tg} \xi) - 2 \cos \alpha]}{\cos \rho \operatorname{tg} \psi - \operatorname{sen} \rho} \cdot \left(\frac{L-x_T}{L-x_F} \right) \quad (10.40)$$

para TCI con salida por vuelco

y seleccionar el mayor de ambos, que será el anclaje que estabiliza el talud con $CS=1$.

10.5. El método numérico con códigos de elementos discretos: Ejemplo de aplicación.

Se analiza en lo que sigue un problema clásico de vuelco de bloques de acuerdo al método presentado de Goodman y Bray (1977) y mediante un código numérico de elementos discretos (UDEEC- Itasca, 2000) utilizando la técnica de la reducción de la resistencia al corte para calcular el factor de seguridad (Dawson et al., 1999). La aplicación general de métodos numéricos en ingeniería de taludes en roca se trata en un capítulo posterior, mientras que el método de Goodman anteriormente presentado se puede, además, consultar en distintos textos generales de ingeniería de taludes como, por ejemplo en Hoek y Bray (1971), ITGE (1987), Giani (1992), Kliche (1999), etc.

La aplicación de códigos numéricos de elementos discretos, como el código UDEEC, al vuelco de taludes ha sido validada por Barla et al. (1995), aquí se presenta un nuevo ejercicio de validación realizado por los autores de este libro.

Se trata de analizar el coeficiente de seguridad frente a la caída por vuelco de un talud, tal como el presentado en la Figura 10.20, de 9,85 metros de altura y $58,65^\circ$ grados de pendiente en el que aparece una familia de juntas muy continua a contra-pendiente que presenta un espaciado uniforme de 1,6 metros y un buzamiento de 64° . Existe otra familia de juntas perpendicular a la anterior, y que por lo tanto buza 26° . Se considera una base escalonada con una inclinación media de 30° , tal y como muestra la Figura 10.20.

En este caso se ha estimado un ángulo de rozamiento de 31° tanto para la familia continua como para las juntas perpendiculares a estas que forman la base escalonada, lo que equivale a $\mu = \operatorname{tg} \phi = 0,601$. El peso específico de la roca es de 25 kN/m^3 .

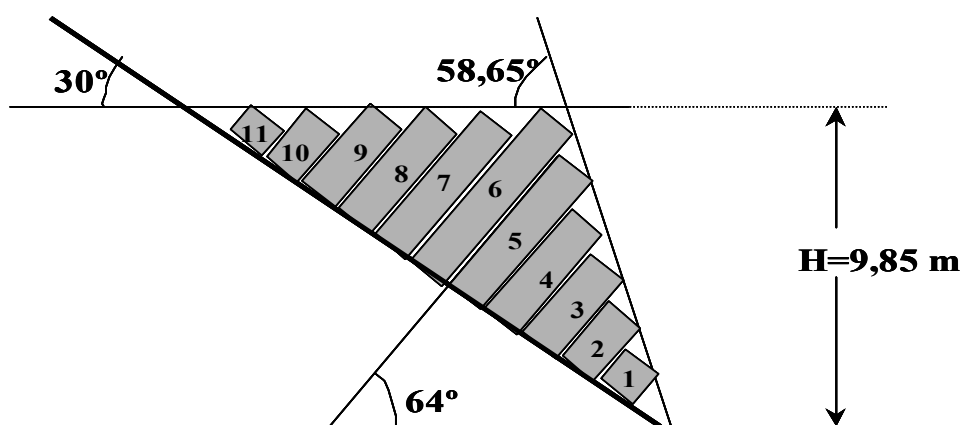


Figura 10.20. Corte geológico esquemático y aproximado del modelo cuyo vuelco se analiza.

Este problema se ha resuelto mediante el método clásico de Goodman y Bray (1977), implementado en una tabla de cálculo específicamente diseñada para la resolución de problemas de vuelco con la ayuda del programa Excel. De esta manera, en la primera tabla de resolución (Tabla 10.1) se presenta el cálculo de Goodman y Bray (1977) para el ángulo de fricción disponible, que sería 31° .

En esta tabla se puede observar como el primer bloque (empezando por abajo) desliza (ya que la fuerza necesaria para estabilizar dicho bloque ante el deslizamiento sería positiva y mayor que la necesaria para estabilizarlo frente al vuelco) y los ocho bloques siguientes volcarían (por razones análogas); siendo estables los bloques situados por encima. También se observará que en este caso el talud es inestable.

Tabla 10.1: Tabla de resolución en Excel para el análisis con ángulo de fricción = 31°.

| AJUSTE $\phi=31$ | | | | fi = | 31 | alfa= | 26,00 | | | | |
|------------------|--------|---------|------------|---------|-----------------|--------|--------|------|--------------|--------------|-------|
| y | 16,228 | b1= | 0,1119 | tg fi = | 0,60086 | a2= | 0,7804 | a1= | 1,02520 | | |
| n | Yn (m) | Wn (kN) | Ancho (Ax) | Yn/Ax | cotg alfa | Mn | Ln | Pn,t | Pn,s | Pn | |
| | | | | | si menos vuelca | | | | | | |
| 11 | 1,72 | 68,8 | 1,6 | 1,08 | 2,05 | no | 0,94 | 1,72 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | 2,62 | 104,8 | 1,6 | 1,64 | 2,05 | no | 1,84 | 2,62 | -13,68 | -10,95 | 0,00 |
| 9 | 3,51 | 140,4 | 1,6 | 2,19 | 2,05 | vuelca | 2,73 | 3,51 | -5,79 | -16,70 | 0,00 |
| 8 | 4,4 | 176 | 1,6 | 2,75 | 2,05 | vuelca | 3,62 | 4,40 | 2,01 | -22,37 | 2,01 |
| 7 | 5,29 | 211,6 | 1,6 | 3,31 | 2,05 | vuelca | 4,51 | 5,29 | 11,03 | -26,04 | 11,03 |
| 6 | 6,19 | 247,6 | 1,6 | 3,87 | 2,05 | vuelca | 5,41 | 6,19 | 25,02 | -22,69 | 25,02 |
| 5 | 5,27 | 210,8 | 1,6 | 3,29 | 2,05 | vuelca | 5,27 | 4,24 | 52,12 | -14,44 | 52,12 |
| 4 | 4,36 | 174,4 | 1,6 | 2,73 | 2,05 | vuelca | 4,36 | 3,33 | 74,56 | 18,53 | 74,56 |
| 3 | 3,45 | 138 | 1,6 | 2,16 | 2,05 | vuelca | 3,45 | 2,42 | 88,36 | 46,77 | 88,36 |
| 2 | 2,536 | 101,44 | 1,6 | 1,59 | 2,05 | no | 2,54 | 1,51 | 92,80 | 66,37 | 92,80 |
| 1 | 1,6228 | 64,912 | 1,6 | 1,01 | 2,05 | no | 1,62 | 0,60 | 85,76 | 76,63 | 85,76 |
| | | | | | | | | | 55,46 | 75,42 | 75,42 |

Tabla 10.2: Tabla de resolución en Excel para el análisis de Goodman con $\phi = 38,4^\circ$.

| AJUSTE PARA $P_0 < 0$ | | | | fi = | 38,435 | alfa= | 26,00 | | | | |
|-----------------------|--------|---------|------------|---------|-----------------|--------|--------|------|--------------|---------|-------|
| y | 16,228 | b1= | 0,1119 | tg fi = | 0,79359 | a2= | 0,7804 | a1= | 1,02520 | | |
| n | Yn (m) | Wn (kN) | Ancho (Ax) | Yn/Ax | cotg alfa | Mn | Ln | Pn,t | Pn,s | Pn | |
| | | | | | si menos vuelca | | | | | | |
| 11 | 1,72 | 68,8 | 1,6 | 1,08 | 2,05 | no | 0,94 | 1,72 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | 2,62 | 104,8 | 1,6 | 1,64 | 2,05 | no | 1,84 | 2,62 | -13,68 | -51,09 | 0,00 |
| 9 | 3,51 | 140,4 | 1,6 | 2,19 | 2,05 | vuelca | 2,73 | 3,51 | -5,79 | -77,82 | 0,00 |
| 8 | 4,4 | 176 | 1,6 | 2,75 | 2,05 | vuelca | 3,62 | 4,40 | 2,01 | -104,25 | 2,01 |
| 7 | 5,29 | 211,6 | 1,6 | 3,31 | 2,05 | vuelca | 4,51 | 5,29 | 10,89 | -128,67 | 10,89 |
| 6 | 6,19 | 247,6 | 1,6 | 3,87 | 2,05 | vuelca | 5,41 | 6,19 | 24,29 | -146,23 | 24,29 |
| 5 | 5,27 | 210,8 | 1,6 | 3,29 | 2,05 | vuelca | 5,27 | 4,24 | 50,04 | -159,56 | 50,04 |
| 4 | 4,36 | 174,4 | 1,6 | 2,73 | 2,05 | vuelca | 4,36 | 3,33 | 68,81 | -106,48 | 68,81 |
| 3 | 3,45 | 138 | 1,6 | 2,16 | 2,05 | vuelca | 3,45 | 2,42 | 76,14 | -60,68 | 76,14 |
| 2 | 2,536 | 101,44 | 1,6 | 1,59 | 2,05 | no | 2,54 | 1,51 | 70,58 | -26,33 | 70,58 |
| 1 | 1,6228 | 64,912 | 1,6 | 1,01 | 2,05 | no | 1,62 | 0,60 | 48,20 | -4,74 | 48,20 |
| | | | | | | | | | -10,99 | 0,00 | 0,00 |

En la Tabla 10.2 se calcula el coeficiente de fricción menor posible que hace estables todos los bloques, lo cual se manifiesta en que la fuerza que es necesario aplicar en la cara inferior del primer bloque, P_0 , para estabilizarlo (a él y por tanto a todo el talud) es nula. Probando diversos valores, se comprueba que dicho coeficiente de fricción es el correspondiente a un ángulo de 38,4°. Así se obtiene un coeficiente de seguridad de 0,76, para el talud.

Este mismo problema se ha analizado con UDEC, mediante bloques rígidos, a partir del ensamblaje de bloques de la gráfica inicial de la Figura 10.20. El primer resultado que conviene poner de manifiesto es que, de acuerdo con los resultados obtenidos mediante el modelo de Goodman y Bray (1977), el código indica que el primer bloque deslizaría volcando los ocho siguientes y manteniéndose estables el resto. En segundo término, tal y como muestra la evolución de los bloques en la Figura 10.21 UDEC reproduce el mecanismo de rotura del talud.

Finalmente y siguiendo la técnica de reducción de la resistencia, el código UDEC nos da un coeficiente de seguridad para este talud de 0.87, valor algo mayor que el obtenido por equilibrio límite pero de un orden de magnitud parecido. Este valor algo más alto se justifica, además, porque en el estudio de equilibrio límite los bloques se consideran perfectamente prismáticos mientras que en UDEC, por simplicidad, se han considerado de manera que conformen la topografía exacta del talud, lo que provoca una tendencia al vuelco ligeramente menor y consecuentemente un coeficiente de seguridad ligeramente superior.

En todo caso estas diferencias en coeficientes de seguridad en mecanismos tan complejos como el vuelco suelen ser irrelevantes desde una perspectiva práctica de estos problemas.

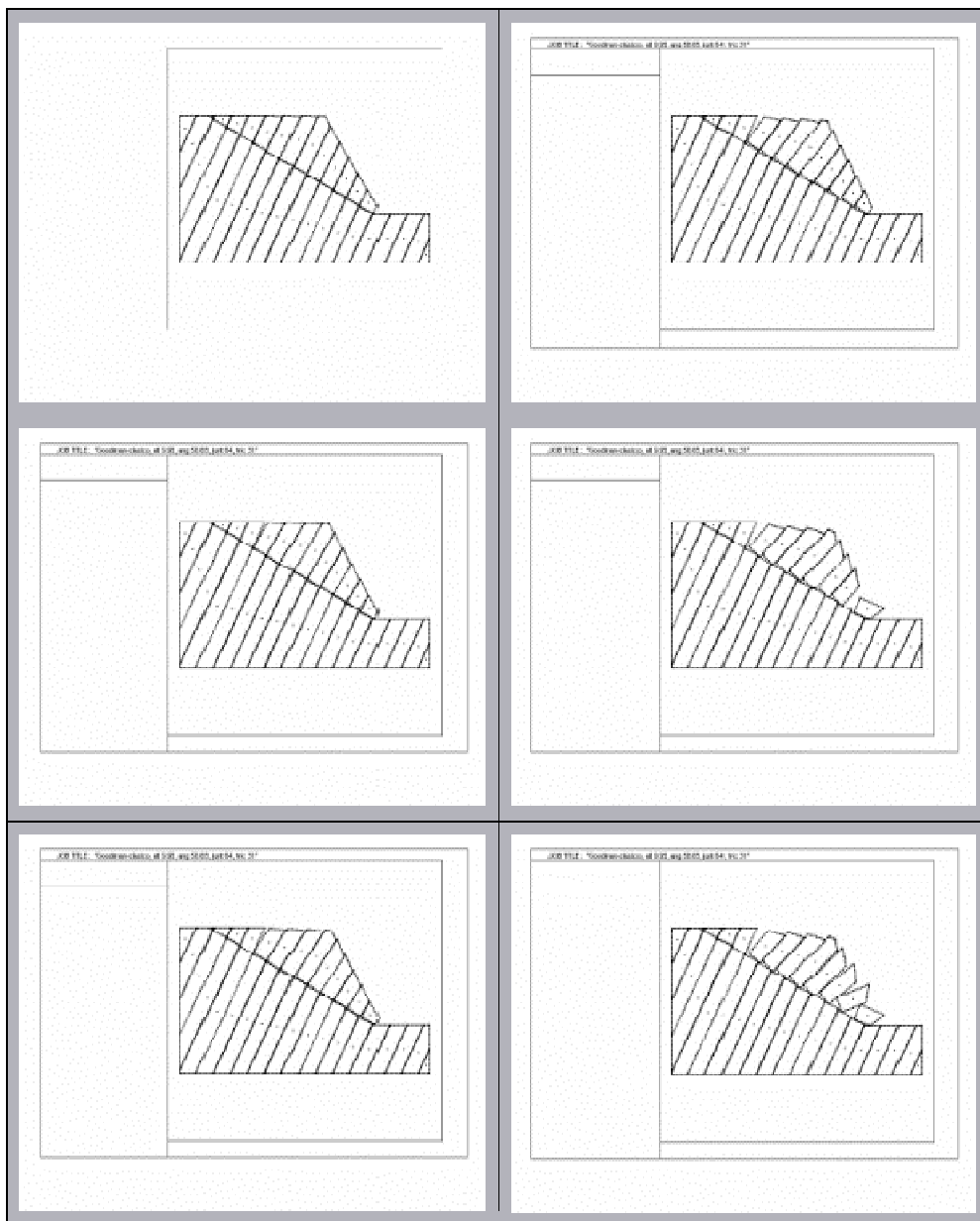


Figura 10.21. Resultados del análisis del vuelco con UDEC.

10.6. Análisis de estabilidad de vuelco por flexión. Método de Adhikary et al. (1995).

El mecanismo del vuelco de bloques por flexión resulta bastante común en la naturaleza, siendo además un mecanismo que suele ser evolutivo. La aparición de este tipo de roturas es especialmente común en aquellos macizos rocosos en los que existen planos de debilidad muy marcados en una determinada dirección, como lo planos de esquistosidad en las pizarras y otras rocas metamórficas y los planos de estratificación en calizas, flysch y otras rocas sedimentarias.

Este tipo de rotura es difícil de analizar por métodos de equilibrio límite debido a la complejidad real del mecanismo de rotura. Actualmente se puede analizar con métodos de cálculo basados en el Método de los Elementos Discretos (DEM) como el programa UDEC y mediante modelos físicos.

La primera de las metodologías citadas exige un conocimiento muy profundo y detallado de la estructura del macizo rocoso, propiedades de las rocas y de las discontinuidades por lo que sólo se justifica en estudios muy detallados. Los modelos físicos están basados en la construcción a escala (geométrica, de resistencia a la rotura y tensional) del talud con materiales (tipo yeso o arcilla) que sigan las leyes de la similitud.

Basándose en resultados de modelos físicos (Figura 10.22) y en un análisis detallado de equilibrio límite Adhikary et al. (1995, 96) han propuesto un método que permite la estimación del coeficiente de seguridad de un talud frente a este tipo de rotura. Básicamente, los modelos físicos sirvieron para estimar la inclinación de la superficie de deslizamiento en el pie del talud y para estimar el punto de cada bloque sobre el que actúa la fuerza ejercida por el bloque anterior.

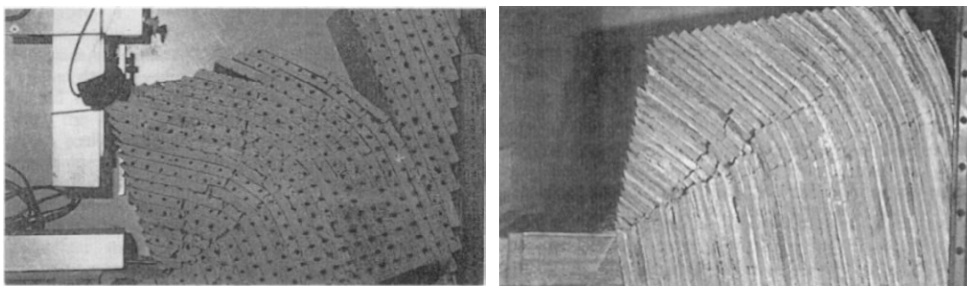
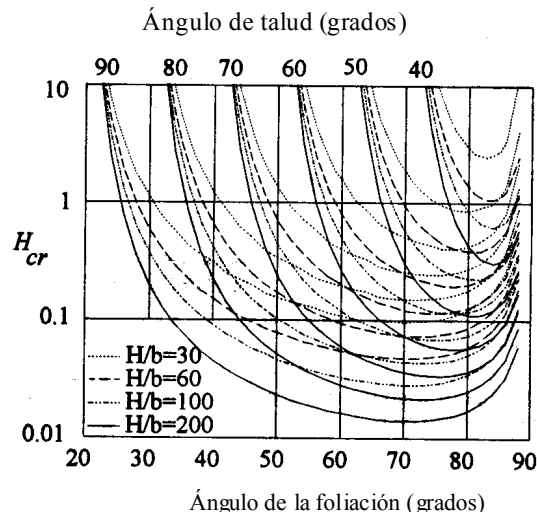
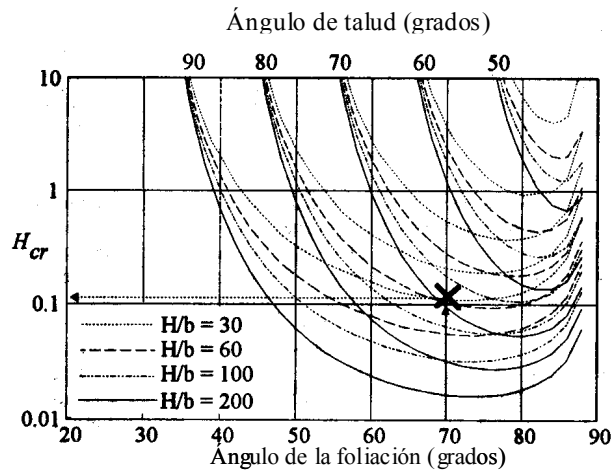


Figura 10.22: Modelos físicos de rotura de taludes por vuelco por flexión utilizados por Adhikary et al. (1999) para la puesta a punto de su metodología. Cortesía de Balkema.

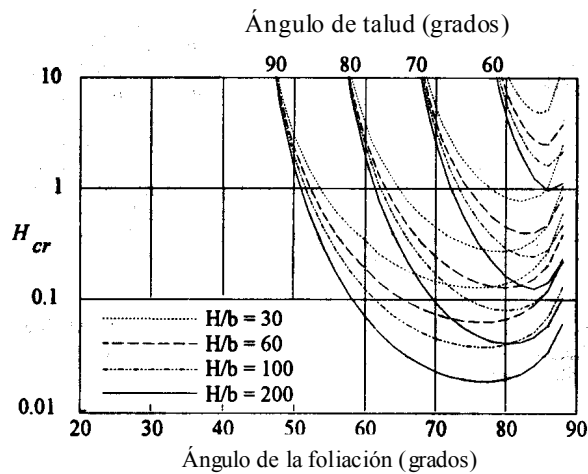
A partir de estos estudios propusieron la utilización de los ábacos de la Figura 10.23 para la obtención preliminar del CS de un talud para unas determinadas condiciones de geométrico-geotécnicas. En dicha Figura 10.23 se presnetan tres ábacos, uno para cada valor del ángulo de fricción entre los planos de discontinuidad (esquistosidad, estratificación). En el caso de tener valores intermedios de dicho ángulo, se interpolará entre los dos ábacos más próximos.



Ábaco para fricción de juntas de 10 grados



Ábaco para fricción de juntas de 25 grados



Ábaco para fricción de juntas de 40 grados

Figura 10.23 : Ábacos de Adhikary para obtener el CS de un talud frente a la rotura por vuelco por flexión para ángulos de fricción entre juntas de 10, 25 y 40° respectivamente. Cortesía de Balkema.

En los ábacos se presenta en ordenadas el término adimensional H_{cr} , que viene dado por:

$$H_{cr} = \gamma \cdot H (CS) \sigma_t^{-1} \quad (10.41)$$

Donde:

- γ es el peso específico de macizo rocoso,
- H es la altura del talud,
- σ_t la resistencia a tracción de la roca y
- CS es el coeficiente de seguridad.

En el ábaco interviene también la relación H/b , siendo b el espaciamiento medio de las discontinuidades que dan lugar al vuelco. Para un caso particular, el incremento o disminución de H_{cr} indicará un ángulo de talud, crítico, menor o mayor respectivamente. En general, si este parámetro es elevado se tratará de taludes altos por lo que un análisis más detallado será recomendable. Hay que tener en cuenta que cuanto mayor sea H_{cr} menor será la influencia de la relación H/b , tal y como se desprende de la observación de los ábacos.

Como ejemplo, se trata de estimar el ángulo crítico de un talud de 10 m de altura en un macizo rocoso con la estratificación buzando 70° hacia el interior del mismo, con un espaciado medio de 10 cm entre planos, un ángulo de fricción de 25° en las discontinuidades, una resistencia a tracción de la roca de 2 MPa y $\gamma = 20$ kN/m³; se desea realizar el diseño con un $CS = 1.2$. Para resolver ese caso se obtiene en primer lugar $H_{cr} = 0,12$; como se conoce la pendiente de los estratos, se entra por las abscisas en el ábaco de la Figura 10.23.b, en el que por interpolación entre la curvas $H/b = 100$ para 70° y 80° de talud se obtiene un ángulo crítico de 74° .

También se puede utilizar el código UDEC con bloques deformables y la técnica de reducción de la resistencia a la tracción y al corte para obtener coeficientes de seguridad frente a la rotura en este tipo de taludes como se muestra en un ejemplo sencillo en la Figura 10.24.a), y en el caso correspondiente a una explotación de hierro en Australia (Figura 10.24.b).

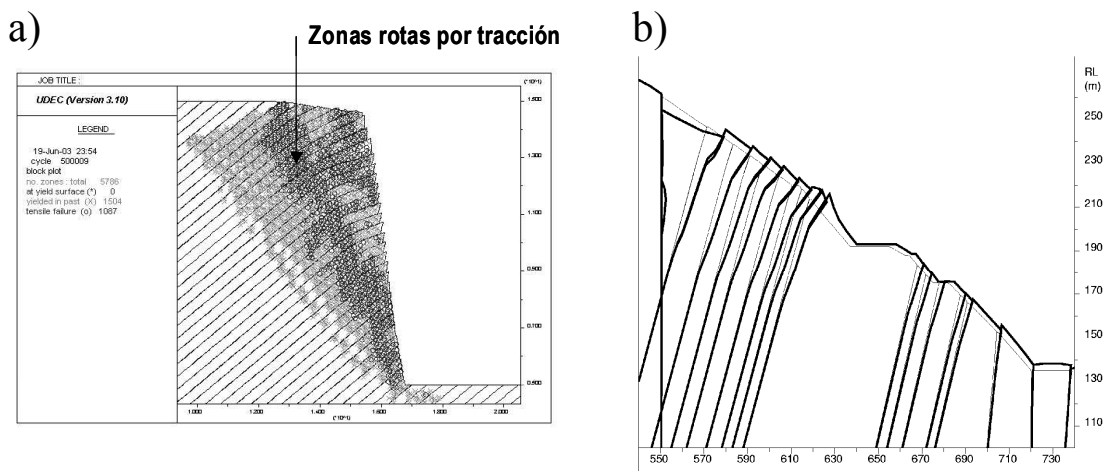


Figura 10.24 : Análisis de vuelco por flexión con UDEC. a) Resultados de zonas rotas por tracción, marcadas en gris más oscuro, en un modelo de UDEC para la simulación de vuelco por flexión en un talud. b) Modelo con UDEC en el que se observa una cuña deslizante y un mecanismo de vuelco por flexión en el talud oeste de la corta de hierro Savage River en Tasmania (Australia), donde las líneas gruesas representan la deformación exagerada por un factor 10, con los típicos escalones inversos característicos de los fenómenos de vuelco. Según Coulthard et al. (2001).

10.7. Introducción a las roturas de taludes paralelos a una familia de discontinuidades principales o taludes de muro.

Donde se realicen cortas o canteras en yacimientos con estratos bastante inclinados, suelen aparecer taludes de muro bastante altos, que se suelen diseñar con un ángulo sensiblemente igual (o algo menor) al de la estratificación. De darse pendientes más altas, las discontinuidades quedarían descalzadas por la excavación, con lo cual las roturas por deslizamiento para pendientes de discontinuidades superiores a su ángulo de fricción serían casi seguras. Este tipo de diseño suele resultar adecuado, pero en algunas ocasiones se pueden dar determinados mecanismos de rotura que producen fenómenos de inestabilidad y que van asociados a esa estratificación (o a alguna familia de discontinuidades muy persistentes). (Fig. 10.25).

Estos fenómenos no sólo tienen lugar en rocas sedimentarias, donde son más comunes, sino que también se han observado en rocas metamórficas como la pizarra (cuando el talud se diseña paralelo a la esquistosidad) y, en general, en cualquier tipo de corta en la que aparezcan discontinuidades, zonas de debilidad o fallas muy continuas y con dirección y buzamiento paralelos a uno de los taludes. Los tipos de rotura que se presentan más adelante han sido más observados en el ámbito minero, donde han producido algunos accidentes importantes, que en el de la ingeniería civil, ya que para que se produzcan suelen ser necesarias alturas de talud importantes.

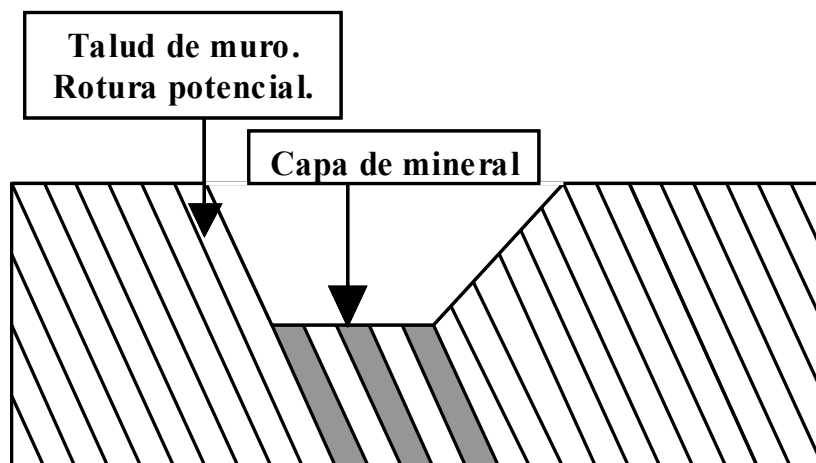


Figura 10.25: Disposición típica de las roturas de muro.

Este tipo de mecanismos de rotura van típicamente ligados al deslizamiento de una masa de roca a través de uno de estos planos de discontinuidad pre-existentes, pero necesitan de la presencia de o bien una o dos pequeñas discontinuidades que descalcen el talud o bien de la rotura tensional (por compresión, cortante o tracción) de una zona de roca intacta que permita la salida del material deslizante.

El análisis de este tipo de roturas se ha venido tradicionalmente realizando mediante técnicas de equilibrio límite, aunque desde la aparición en el mercado de métodos numéricos de elementos distintos como UDEC, también resulta razonable, aunque más costoso, realizar estudios de estabilidad utilizando estas técnicas.

10.8. Tipos de roturas de taludes de muro

En taludes elevados con discontinuidades muy continuas paralelas a su cara se pueden producir diferentes tipos de inestabilidades, estudiados por Hawley et al. (1985), que se pueden dividir inicialmente en:

- a) aquellos mecanismos que se producen enteramente por deslizamiento a través de discontinuidades pre-existentes y
- b) aquellos en los que el deslizamiento se produce no sólo a través de discontinuidades pre-existentes sino también a través nuevas zonas de rotura originadas en la roca o el macizo rocoso sanos.

10.8.1. Mecanismos de rotura con control total por discontinuidades

Dentro de los mecanismos de inestabilidad de tipo a), se pueden señalar:

a.1) Rotura bilineal por deslizamiento a través de discontinuidades, que implica el deslizamiento a través de un plano basal, en combinación con el deslizamiento a través de una discontinuidad de menor buzamiento que la basal y que descalza el talud. Hawley et al. (1985) reconocieron un mecanismo de rotura de este tipo en una explotación. (Fig. 10. 26. A).

a.2) Rotura en dos bloques, con expulsión del bloque inferior por empuje del superior, cuando la discontinuidad basal se combina con el deslizamiento a través de una junta con rumbo paralelo al del talud pero que buza hacia su interior, originando la salida o expulsión por deslizamiento o vuelco del bloque inferior. (Fig. 10. 26. B). Una rotura de este tipo, que tampoco se puede considerar muy común y que se dio en una explotación de carbón del sur de España, fue citada y comentada por Manera Bassa y Ramírez Oyanguren.

a.3) Pandeo con extrusión de bloques, que asume la presencia de al menos tres discontinuidades perpendiculares a la discontinuidad basal en la zona baja del talud. Este mecanismo, descrito por Cavers (1981), se inicia sí y sólo si, aparecen presiones de agua elevadas en el plano basal, que induzcan la rotación o deslizamiento por cortante de los bloques, dando lugar a su extrusión. (Fig. 10.26.C).

Existen otro tipo de mecanismos cinemáticamente posibles, pero no existen referencias bibliográficas sobre su observación, al menos en lo que a los autores les consta.

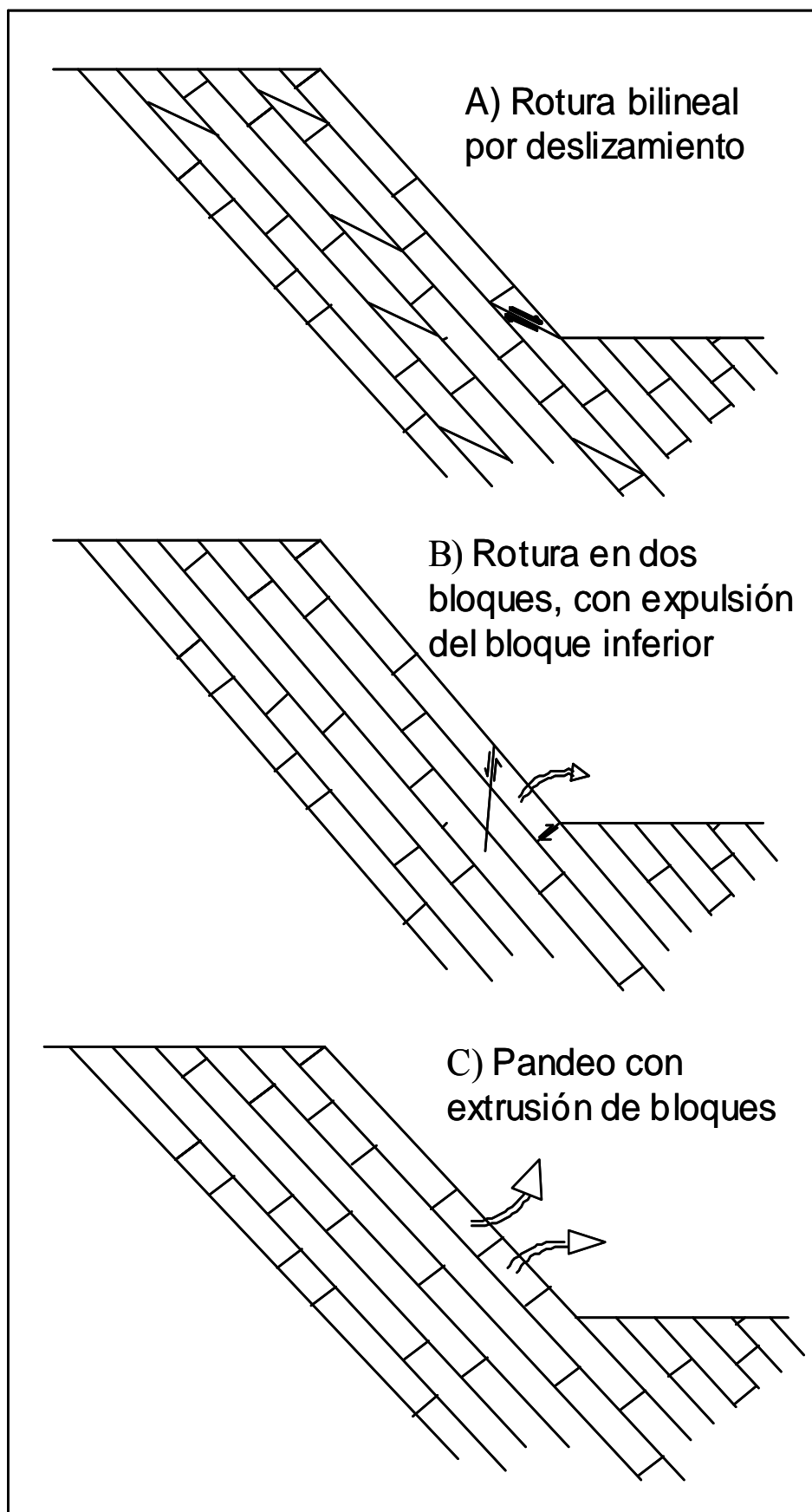


Figura 10.26.: Tipos de roturas de muro con control total de discontinuidades.

10.8.2. Mecanismos de rotura con control parcial por discontinuidades

Dentro de los mecanismos de inestabilidad de tipo b), análogamente a los previamente indicados se pueden señalar:

b.1) Rotura bilineal por deslizamiento a través del plano basal con rotura por cortante o compresión de la base del estrato, análoga al deslizamiento sólo por discontinuidades, pero que en este caso, al no haber juntas que permitan la salida de la masa de roca, exige que la rotura penetre en la roca o macizo rocoso por el pie del talud. En la Figura 10.27 se muestra un ejemplo de este tipo de rotura en una explotación de carbón de la cuenca Peñarroya-Pueblonuevo.

b.2) Rotura en dos bloques, con expulsión del bloque inferior por empuje del superior, cuando la discontinuidad basal se combina con una rotura por cortante que buce contra talud en su zona inferior y la salida la permitirá una nueva rotura en el pie del talud por cortante o tracción, que da lugar a la expulsión del bloque inferior por deslizamiento (cortante) o vuelco (tracción). Se presenta en la Figura 10.28 un ejemplo de este tipo de rotura en la explotación de carbón Leigh Creek Mine en Australia.

b.3) Pandeo tipo Euler del primer estrato, o sea, del que conforma la cara del talud.

Las geometrías de estos tipos de rotura con control sólo parcial de discontinuidades son similares en geometría a las que tienen control total a través de discontinuidades y que se han presentado en la Figura 10.26. Dada la mayor resistencia de la roca frente a la de las discontinuidades, este tipo de mecanismos suele ser menos común que los presentados previamente, sin embargo, no conviene descartarlo a priori en los análisis de diseño de taludes.

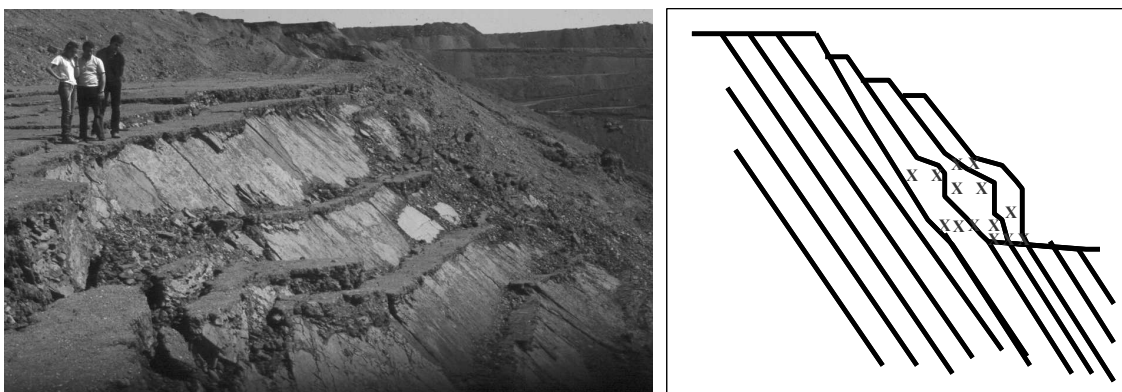


Figura 10.27.: Ejemplo de varias roturas bilineales por deslizamiento a través del plano basal con supuesta rotura por compresión y cortante en las zonas de base de los estratos, tal y como se observó hace algunas décadas en una explotación a cielo abierto de carbón de la cuenca Peñarroya-Pueblonuevo en Córdoba.

Fotografía: autores.

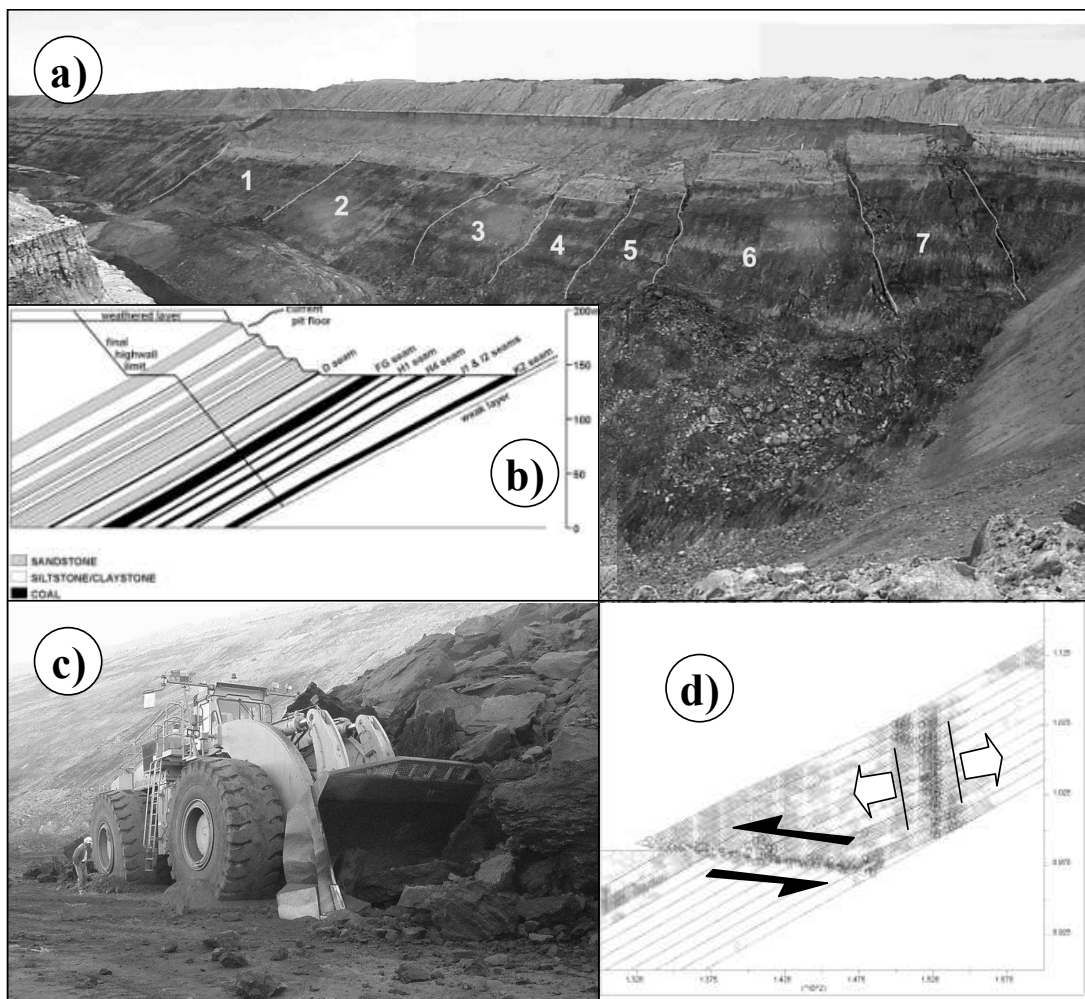


Figura 10.28: Ejemplo de una rotura bilineal tipo b.2). según Coulthard et al., (2004), donde se observa a) Un vista general de la zona hundida, b) la sección geológica y diseño de corta, c) el estado en que quedo una pala afectada por la zona caída y d) la interpretación del mecanismo de rotura mediante el código UDEC. Ejemplo de la mina de carbón Leigh Creek Mine, en South Australia.

10.9. Cálculo del coeficiente de seguridad para los distintos tipos de rotura de taludes de muro.

Para todos estos tipos de rotura se pueden calcular coeficientes de seguridad (CS) atendiendo al mecanismo de rotura mediante técnicas de equilibrio límite (Manual de Taludes del ITGE, Ramírez Oyanguren y Alejano (1992), Cavers, 1981). Los métodos de equilibrio límite (MEL) están basados en el equilibrio de fuerzas y momentos en uno o varios bloques que puedan deslizarse o volcar y requieren realizar algunas hipótesis de partida más o menos realistas. El grado de realismo de dichas hipótesis determinará la fiabilidad de los resultados obtenidos, junto con la calidad de los datos geotécnicos aportados.

Sí, como en el caso de mecanismos totalmente controlados por discontinuidades, las roturas se deben a movimientos de bloques de roca totalmente delimitados por juntas, entonces la

geometría y características resistentes de las juntas serán los parámetros clave en los análisis de estabilidad y, si no se parte de hipótesis falsas, se obtendrán resultados fiables.

En el caso de mecanismos con control parcial de discontinuidades, los MEL se podrán utilizar para obtener un CS, pero en este caso, como ocurre, por ejemplo, para la rotura circular, serán necesarias hipótesis adicionales relativas a las superficies de deslizamiento o separación. Por ello se suelen realizar los cálculos de manera que se obtengan diversos CS, atendiendo a diversas hipótesis, y posteriormente se llegará al valor que se estime oportuno. El hecho de que para facilitar los cálculos se suelen utilizar (no es estrictamente necesario, pero sí simplificador) líneas rectas, hace el cálculo más inexacto.

También se pueden obtener coeficientes de seguridad mediante métodos numéricos y atendiendo a la técnica de reducción de la resistencia al corte que se presentará, dada su generalidad, en el tema correspondiente a la aplicación de métodos numéricos. Para aquellos tipos de rotura en los que las discontinuidades controlan totalmente el mecanismo de rotura, resulta muy apropiado el uso de códigos basados en los elementos discretos como el código UDEC (Itasca, 2001) que también se puede utilizar en el caso de que el control por discontinuidades sea sólo parcial.

A continuación se presentarán las técnicas de cálculo de coeficiente de seguridad mediante MEL, junto con algunos ejemplos de cálculo numérico que ilustran la aplicación de métodos numéricos a este tipo de mecanismos de rotura, y ponen de manifiesto algunos aspectos de interés referentes a los errores que se pueden cometer utilizando irreflexivamente los MEL.

10.9.1. Rotura bilineal con deslizamiento por juntas transversales (a.1)

La existencia de discontinuidades menores buzando hacia la excavación implica, si se descalzan con el talud, arriesgarse a roturas de gran volumen.

En la Figura 10.29, se presenta un esquema posible de rotura de un talud cuando aparece en él una discontinuidad con rumbo sub-paralelo al del talud y con menor pendiente que éste.

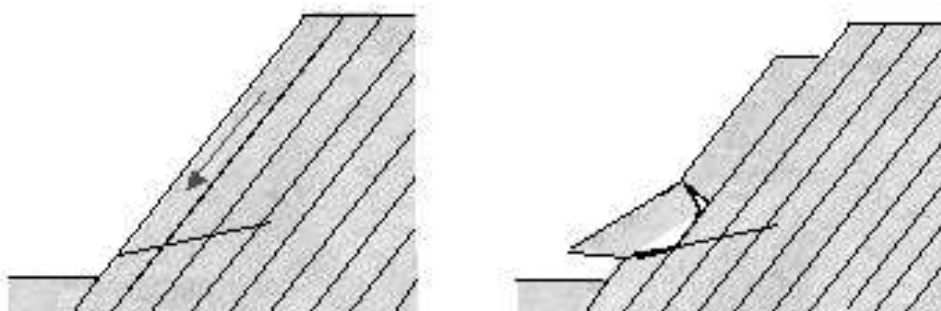


Figura 10.29. Rotura según discontinuidades transversales

Para calcular el CS de este tipo de roturas, el análisis se realiza dividiendo la masa deslizante en dos bloques, un bloque activo (bloque 1), que empuja a un bloque pasivo o resistente (bloque 2) situado en el pie del talud (Figura 10.30). Por simplicidad se asume en los cálculos que se tienen discontinuidades sin cohesión y que no existe agua en el macizo. No resultaría, sin embargo, complicado extrapolar los resultados que se presentan a dichas situaciones.

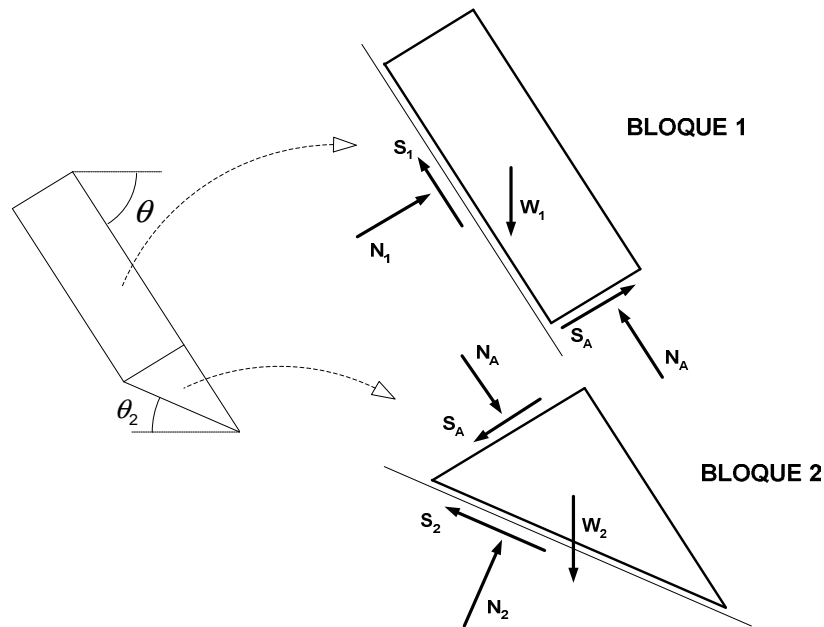


Figura 10.30. Geometría y división en bloques del deslizamiento bilineal para su análisis.

Para realizar el cálculo, se analiza primero el equilibrio del bloque 1 (proyectando las fuerzas en las direcciones paralela y perpendicular al deslizamiento) obteniéndose el valor de las fuerzas N_A y S_A , necesaria para estabilizar el bloque 1 (sí estas fuerzas resultan negativas el bloque 1 será auto-estable y se pasará directamente al análisis del bloque 2). Después estas fuerzas se transmitirán al bloque 2 para calcular en este el nuevo equilibrio de fuerzas, obteniéndose la resistencia al corte necesaria para estabilizar el bloque 2 y subsiguientemente el bloque 1. El coeficiente de seguridad se computará como la relación entre la resistencia al corte disponible y la resistencia al corte necesaria para estabilizar el bloque 2 y reflejará la estabilidad del bloque inferior tenida en cuenta la fuerza transmitida desde el superior*.

* Otra forma de enfocar el cálculo del CS sería la aplicación del método de Goodman y Bray (1977) a este tipo de roturas, para lo cual habría que suponer que el ángulo de fricción es igual en todas las juntas y se buscaría aquel ángulo de fricción que hiciera que el equilibrio fuera metaestable, para obtener el CS como la relación entre la tangente de ambos ángulos de fricción. Tanto este tipo de CS como el anterior son válidos, aunque diferentes; para el valor 1, ambos tienen que coincidir, si bien para otros valores divergen, tanto más cuanto más lejos de 1 se encuentren. Esta incertidumbre va asociada a la definición de CS, no como una variable real si no como una medida de lo que el ingeniero está dispuesto a aceptar como riesgo; por eso existen otros enfoques (Zanback, Sagaseta), que en vez de calcular CS estiman la fuerza necesaria de anclaje por metro lineal de talud para llevar el talud a equilibrio límite y posteriormente y en la práctica se mayor dicho valor atendiendo a criterios de seguridad y económicos.

Este tipo de análisis necesita una hipótesis relativa al estado de la interfase entre los bloques activo o bloque 1 y pasivo o bloque 2. Si suponemos que en dicho contacto no hay fricción ($S_A = 0$) se obtendría como planteamiento del primer bloque:

$$N_1 = W_1 \cdot \cos \theta - S_A \quad (10.42)$$

$$S_1 = W_1 \cdot \sen \theta - N_A \quad (10.43)$$

$$S_A = 0 \quad (10.44)$$

$$S_1 = N_1 \cdot \operatorname{tg} \phi_1 \quad (10.45)$$

De donde:

$$N_A = W_1 \cdot (\sen \theta - \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \theta) \quad (10.46)$$

Y como planteamiento del segundo bloque se tiene:

$$N_2 = N_A \cdot \sen(\theta - \theta_2) + W_2 \cdot \cos \theta_2 \quad (10.47)$$

$$S_2 = N_A \cdot \cos(\theta - \theta_2) + W_2 \cdot \sen \theta_2 \quad (10.48)$$

$$CS = \tau_{\text{disponible}} / \tau_{\text{necesaria}} = N_2 \cdot \operatorname{tg} \phi_2 / S_2 \quad (10.49)$$

De donde se obtiene como solución:

$$CS = \frac{[W_2 \cdot \cos \theta_2 + N_A \cdot \sen(\theta - \theta_2)] \operatorname{tg} \phi_2}{W_2 \cdot \sen \theta_2 + N_A \cdot \cos(\theta - \theta_2)} \quad (10.50)$$

donde ϕ_1 y ϕ_2 serán los ángulos de fricción del plano basal y la discontinuidad de salida, y el resto de fuerzas y ángulos las que se indican en la Figura 10.30. Está hipótesis es poco realista pero ofrece un límite inferior de los coeficientes de seguridad.

En lo que sigue no se plantearán las ecuaciones de equilibrio, sino que se ofrecerán los resultados finales de los cálculos.

Si por el contrario se supone que existe una fricción actuando en esta interfase y que el bloque superior está en equilibrio límite, entonces se tendrá que:

$$N_A = \frac{W_1 \cdot (\sen \theta - \cos \theta \cdot \tan \phi_1)}{1 - \tan \phi_A \cdot \tan \phi_1} \quad (10.51)$$

$$CS = \frac{[W_2 \cdot \cos \theta_2 + N_A \cdot \sen(\theta - \theta_2) + N_A \cdot \tan \phi_A \cdot \cos(\theta - \theta_2)] \tan \phi_2}{W_2 \cdot \sen \theta_2 + N_A \cdot \cos(\theta - \theta_2) - N_A \cdot \tan \phi_A \cdot \sen(\theta - \theta_2)} \quad (10.52)$$

donde ϕ_A será el ángulo de fricción de la discontinuidad de contacto entre bloques. Esta hipótesis es más realista que la anterior sin embargo se ha comprobado que puede darse el caso en que el bloque superior empuje al inferior y sin embargo no haya deslizamiento entre ambos quedando prácticamente unidos, esto es se cumplirá que:

$$0 < S_A < N_A \cdot \tan \phi_A \quad (10.53)$$

Con lo que tampoco el CS así obtenido será exacto pero si dará un límite superior.

Ejemplo: Se analiza un talud de 50 m de altura con un buzamiento de 50° ($\theta=50^\circ$), formado por estratos de 3 m de espesor ($t=3$ m) y con una junta que pasa por su pie que buza $\theta_2=30^\circ$. También se incluye una junta normal a los estratos tal y como muestra la Figura 10.22. El ángulo de fricción de la estratificación es $\phi_1=30^\circ$ y el de las otras juntas es $\phi_A = \phi_2 = 40^\circ$. El peso específico es 25 kN/m^3 .

Con estos datos se obtendría para el caso sin fricción un $CS = 0.88$, mientras que en el caso de considerar la fricción se obtendría un $CS = 1.45$. Resolviendo el problema mediante la técnica de la reducción de la resistencia al corte (TRRC) con el código UDEC, se obtendría un $CS = 1.02$ (Figura 10.31). En este caso el código indica que en la interfase entre ambos bloques se produce cierta fuerza friccional, pero que no es suficiente como para que se produzca deslizamiento, por ello el CS que se obtiene es inferior al que contempla la fricción (eq. 10.52), pero superior al que no la tiene en absoluto en cuenta (eq. 10.50), por lo que resulta conveniente utilizar en estos casos esta última hipótesis para el análisis.

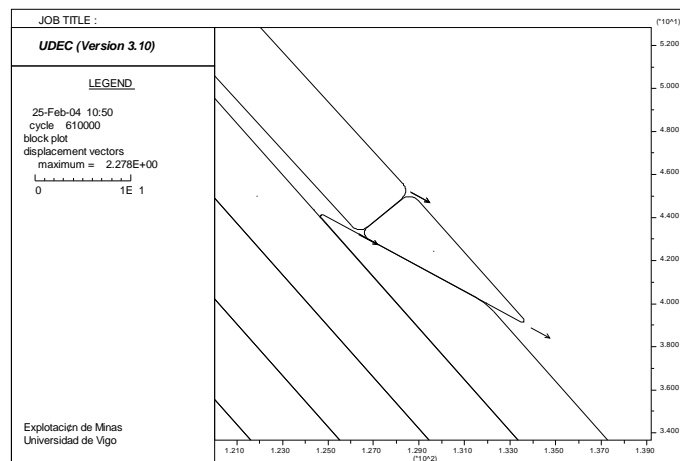


Figura 10.31. Detalle de un modelo de rotura bilineal con el código UDEC.

10.9.2. Rotura en dos bloques, con expulsión del bloque inferior (a.2).

El método de análisis en este caso es similar al anterior de rotura bilineal (Figura 10.32). Sin embargo, ahora se deben considerar dos nuevos aspectos. Primeramente, hay que señalar que desde el punto de vista cinemático para que el bloque activo deslice es necesario que su interfase con el bloque pasivo esté en equilibrio límite, por lo que la segunda hipótesis considerada en el caso anterior es ahora, realista y de obligado cumplimiento. Además y en lo que respecta al bloque pasivo o resistente, éste puede o bien deslizar entre las discontinuidades entre las que se encuentra o bien rotar alrededor de su esquina inferior situada en el pie del talud. Así pues, en este caso el coeficiente de seguridad se deberá calcular para ambos tipos de mecanismo; tendiendo a tener lugar aquel que produzca un coeficiente de seguridad inferior y siempre que éste sea inferior a 1.

De esta manera y asumiendo que en la interfase entre bloques se produce deslizamiento, para el equilibrio del bloque superior, se tendrá:

$$N_A = \frac{W_1 \cdot (\text{sen } \theta - \text{cos } \theta \cdot \text{tg } \phi_1)}{[(\text{tg } \phi_1 - \text{tg } \phi_A) \cdot \text{cos}(\theta_A - \theta)] + [(1 - \text{tg } \phi_A \cdot \text{tg } \phi_1) \cdot \text{sen}(\theta_A - \theta)]} \quad (10.54)$$

$$S_A = N_A \cdot \text{tg } \phi_A$$

Transmitiendo las fuerzas obtenidas en (10.54) al cálculo del equilibrio del bloque inferior y proyectando de manera análoga al caso de rotura bilineal, se tendrá que el coeficiente de seguridad para deslizamiento será :

$$CS = \frac{[W_2 \cdot \text{sen } \theta + N_A \cdot (\text{tg } \phi_A \cdot \text{cos}(\theta_A - \theta) + \text{sen}(\theta_A - \theta))] \cdot \text{tg } \phi_2}{N_A \cdot \text{cos}(\theta_A - \theta) - W_2 \cdot \text{cos } \theta - N_A \cdot \text{tg } \phi_A \cdot \text{sen}(\theta_A - \theta)} \quad (10.55)$$

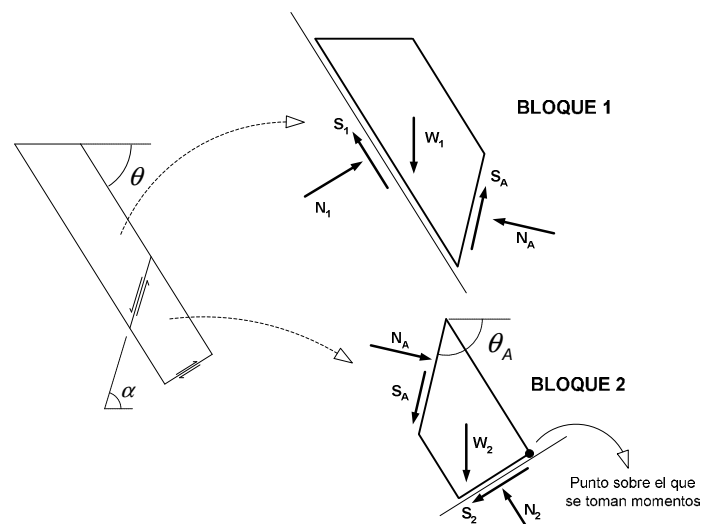


Figura 10.32. Geometría y fuerzas de la rotura en dos bloques con expulsión del inferior.

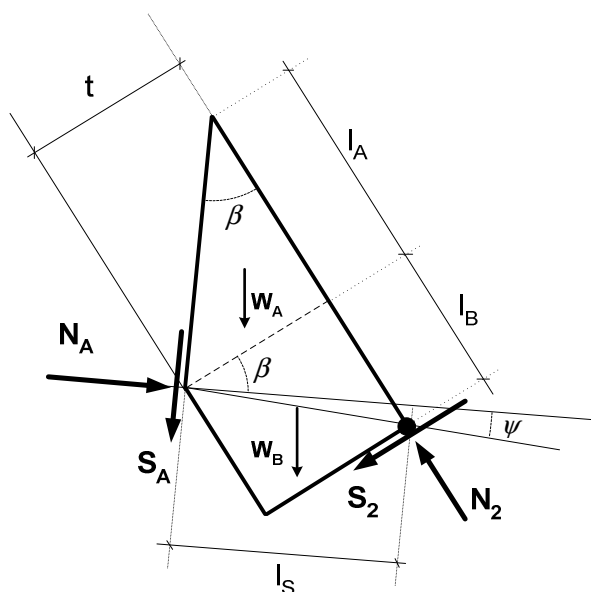


Figura 10.33. Detalle de la geometría del bloque inferior para el cálculo de CS para la rotura en dos bloques con expulsión del inferior por vuelco.

Mientras que para calcular el coeficiente de seguridad correspondiente al vuelco del bloque inferior será necesario definir algunos parámetros geométricos tal y como aparecen en la Figura 10.33, a partir de los cuales se puede calcular dicho coeficiente como la relación entre momentos estabilizadores y volcadores, resultando:

$$CS = \frac{N_A \cdot \text{tg} \phi_A \cdot l_s + W_A \cdot \left[\left(\frac{l_A}{3} + l_B \right) \cdot \cos \theta + \frac{t}{3} \cdot \text{sen} \theta \right] + W_B \cdot \left[\frac{l_B}{2} \cdot \cos \theta + \frac{t}{2} \cdot \text{sen} \theta \right]}{N_A \cdot l_s \cdot \text{tg} \psi} \quad (10.56)$$

donde:

$$\psi = \left(\arctan \frac{l_B}{t} \right) - (\theta_A - \theta) \quad ; \quad l_s = \sqrt{l_B^2 + t^2} \cdot \cos \psi \quad (10.57)$$

De esta forma habrá que calcular para cada caso ambos coeficientes de seguridad resultando el mecanismo más probable aquel que muestre un CS inferior.

Ejemplo correspondiente a deslizamiento: Se analiza un talud de 25 m de altura con un buzamiento de 50° ($\theta = 50^\circ$), formado por estratos de 1,5 m de espesor ($t = 1,5$ m) y con una junta que limita el bloque inferior paralela en rumbo al talud y que buza $\theta_A = 95^\circ$ según la Figura 10.32. También se incluye una junta normal a los estratos y que pasa por el mismo pie del talud. El ángulo de fricción de la estratificación es $\phi_f = 30^\circ$ y el de las otras juntas es $\phi_A = \phi_2 = 20^\circ$. La distancia denominada l_B según la Figura 10.33 es 2,293 m. El peso específico de la roca es 25 kN/m^3 .

Con estos datos se obtendría para el caso de deslizamiento un $CS = 1,204$ (eq.10.54 y 55), mientras que para el vuelco del bloque inferior (eq. 10.54, 10.56 y 10.57) se obtendría un $CS = 2,23$. Esto indica un mecanismo más probable de deslizamiento. Resolviendo el problema mediante la técnica de reducción de la resistencia al corte (TTRC) con el código UDEC, se observaría que ciertamente el bloque tiende a ser expulsado por deslizamiento (Figura 10.34.a) y se tendría un $CS = 1,21$. En este caso el código indica que en la interfase entre ambos bloques se está produciendo un deslizamiento. Al revés que en el caso de rotura bi-lineal, ahora las hipótesis introducidas son muy realistas por lo que ambos métodos de cálculo coinciden y representan adecuadamente la realidad.

Ejemplo correspondiente a vuelco: Se analiza un talud de 25 m de altura con $\theta = 60^\circ$, formado por estratos $t = 1,5$ m y con una junta a contrapendiente que buza $\theta_2 = 95^\circ$. Se incluye una junta normal a los estratos y que pasa por el pie del talud. Se tiene además $\phi_f = 30^\circ$ y $\phi_A = 40^\circ$. La distancia denominada l_B es 3 m. El peso específico es 25 kN/m^3 .

Así, se obtiene para el caso de deslizamiento un $CS = 1,84$ (eq.10.54 y 10.55), mientras que en el caso de considerar vuelco del bloque inferior (eq. 10.54, 10.56 y 10.57) se obtiene un $CS = 1,28$. Esto indica un mecanismo más probable de expulsión por vuelco. Resolviendo el problema mediante la TRRC con UDEC, se observaría que el bloque tiende a salir por vuelco (Figura 10.34.b) y se tendría un $CS = 1,28$. También para este caso ambos métodos coinciden.

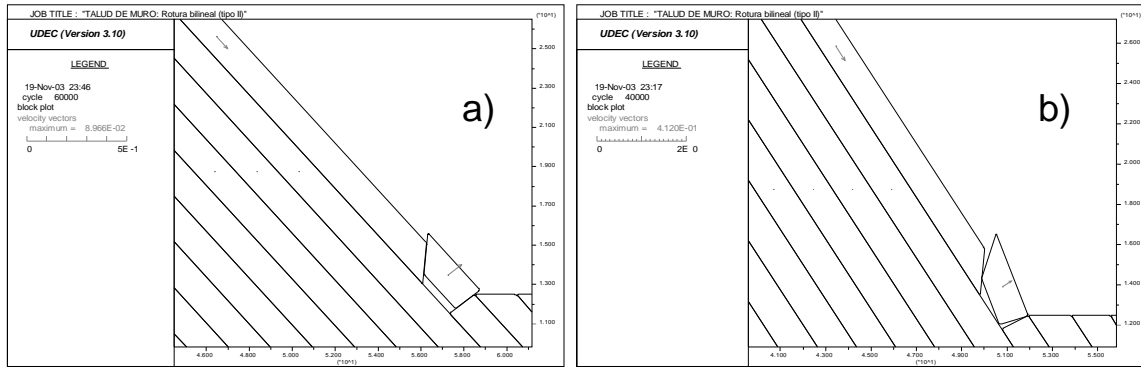


Figura 10.34. Detalle de dos ejemplos de modelos de rotura de muro con expulsión del bloque inferior por deslizamiento (a) y por vuelco (b) con el código UDEC.

10.9.3. Estudio de un caso real de rotura en dos bloques, con expulsión del bloque inferior (Mina S. Antonio, Bélmez, Córdoba).

En explotaciones de carbón a cielo abierto con capas uniformemente inclinadas los taludes finales y de banco, a muro de las capas de carbón, se disponen normalmente según la estratificación para minimizar el volumen de estériles arrancados.

En estos casos, tras la cara del talud y paralelamente a él, quedan numerosos planos de estratificación en lutitas, lutitas carbonosas y niveles de carbón no explotables o aún no explotados. Cualquiera de estos planos puede actuar como una superficie de discontinuidad de muy baja resistencia. Estas condiciones, junto con la presencia de una falla en el pie del talud, son las requeridas para que puedan producirse roturas tipo “dos bloques”. En la Figura 10.35 se puede ver el aspecto que presentaba en el campo la rotura en dos bloques en un talud de mina.

Cuando, como en este caso, aparece una gran discontinuidad buzando hacia el macizo rocoso y discontinuidades conjugadas a la estratificación, puede desencadenarse la rotura en dos bloques del talud. Al iniciarse en esta excavación este tipo de rotura, sus signos característicos fueron:

- Aparición de una grieta en la coronación, generalmente no coincidente en el terreno con la salida teórica de la capa o superficie de debilidad que originó el movimiento. Suele producirse también un descenso apreciable del terreno entre la grieta y la coronación del talud.
- Aparición de un escalón a contrapendiente en la cara del talud, según la discontinuidad entre los dos bloques. Este escalón no es apreciable observando el talud desde el pie de la excavación, dada su contrapendiente, por lo que no suele detectarse hasta que otros signos de deformación son muy evidentes.
- Se apreciaba una apertura al pie del escalón, así como estrías de deslizamiento sobre la superficie libre de la discontinuidad entre bloques. Deformación en pie de talud, que se hizo muy evidente sólo en la fase final del proceso de rotura.

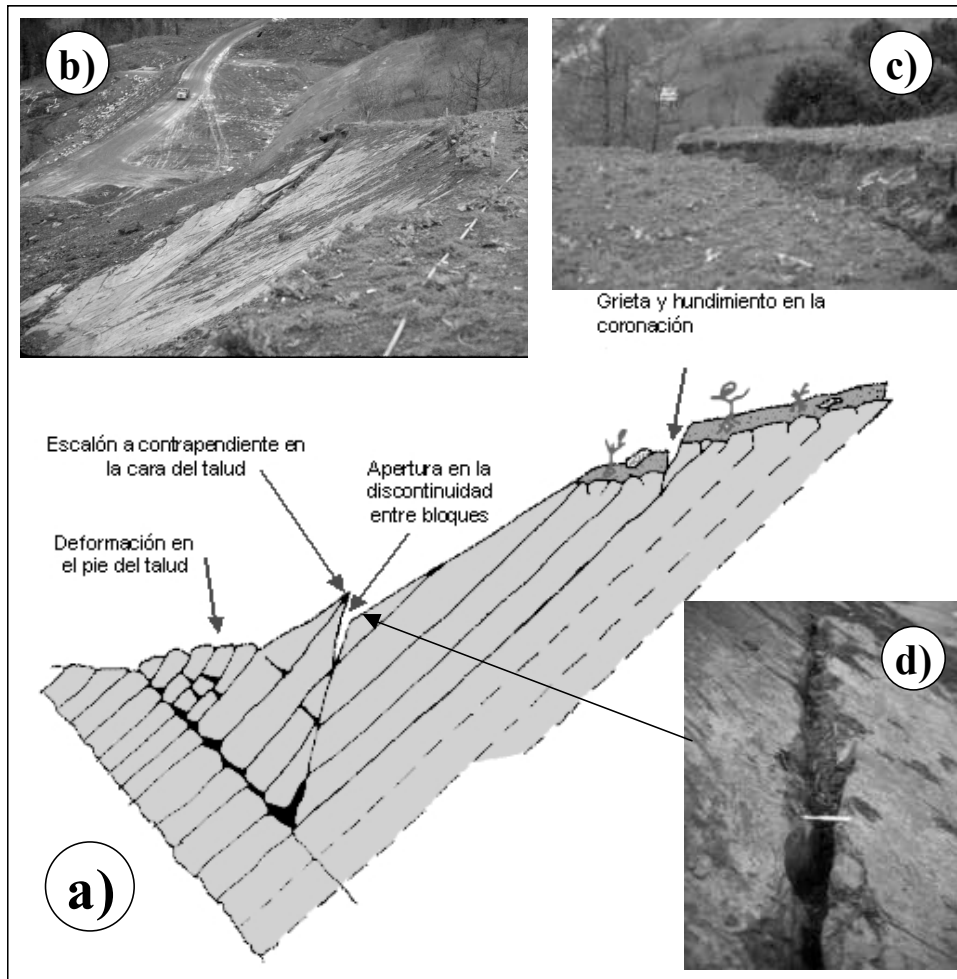


Figura 10.35. a) Sección en campo de una rotura en dos bloques (Según Manera Bassa y Oyanguren, 1986). b) Fotografía del talud general, c) de la grieta de coronación y su escalón y d) de la apertura de la discontinuidad entre bloques. Fotografías: autores.

La rotura fue lo suficientemente “lenta” como para permitir su detección. Se inició con la manifestación de la grieta en la coronación, seguida, al progresar ésta, de la aparición del escalón a contrapendiente en la cara del talud, que permitió identificar la posición de la discontinuidad entre los bloques, a favor de la cual se produce el movimiento. La discontinuidad en el pie no se apreció, por ser el último plano en el que se materializaron los movimientos, ya que estaba ligeramente por debajo del pie del talud y afloraba en el piso de la excavación, lugar en el que fue imposible efectuar observaciones; en otras ocasiones es difícil detectarla por estar el pie del talud tan deformado que es difícil el reconocimiento de la estructura geológica del macizo.

Tras la rotura el bloque inferior se fragmentó y quedó irreconocible. El bloque superior permaneció casi completo, a pesar de haber sufrido desplazamientos de varios metros paralelamente a la cara del talud. El efecto final del conjunto fue un descenso importante de todo un sector de la coronación, una amplia zona escasamente deformada en la cara del talud y un conjunto de materiales en grandes “losas” claramente volcadas, y bloques de roca de

todos los tamaños, acumulados en la zona inferior del talud, desplazados varios metros por delante del anterior pie teórico de la explotación.

Los factores que desencadenaron esta rotura (que se pueden extrapolar a casos similares) fueron:

- La existencia de superficies de debilidad tras la cara del talud de excavación. Estas superficies son perfectamente detectables y su situación se debe tratar de conocer mediante los sondeos de reconocimiento e investigación del yacimiento.
- Existencia de discontinuidades subverticales y subparalelas a las capas, que actuaron como elemento definidor y separador de los dos bloques involucrados en esta rotura. Pueden ser: sistemas de juntas, esquistosidades regionales, fracturas singulares, fallas aisladas. Su existencia puede detectarse con una investigación geológica convencional: toma de datos de superficie y testigos de sondeos, y con observaciones en la cara de taludes transversales a las capas durante la explotación. Es muy difícil su detección sobre la propia cara de los taludes dado que, excepto en casos excepcionales, no suelen dejar ningún tipo de contraste que permita su localización. Dado que suele ser imposible obtener "a priori" un conocimiento exacto de la ubicación de estas discontinuidades en el terreno, al realizar los cálculos de estabilidad es necesario hacer hipótesis sobre su situación.
- Existencia de una piezometría en el terreno que originó empujes hidrostáticos en los dos bloques. Únicamente se podrán detectar con ciertas garantías situaciones piezométricas desfavorables en el terreno, mediante observaciones en piezómetros adecuados instalados ex profeso para este fin. Generalmente, la baja permeabilidad del terreno suele hacer precisos piezómetros de gran sensibilidad, para aclarar totalmente algunas situaciones, no siendo suficientes instalaciones rutinarias, o sea, piezómetros de tubo abierto, en taladros de investigación del yacimiento.
- Existencia de discontinuidades normales a la estratificación y de rumbo sensiblemente similar a ella. Este tipo de discontinuidades suele ser muy frecuente. Para el análisis de la rotura a deslizamiento del bloque inferior, es necesario hacer una hipótesis sobre la situación de esta junta, que normalmente siempre será el pie de la excavación. Es claro, no obstante, que si existe una discontinuidad de este tipo en el terreno, al ir descendiendo el pie del talud con la excavación, siempre se rebasará. De no existir estas de juntas, únicamente una hipótesis de rotura por vuelco del bloque inferior parece razonable. Para esta rotura puede considerarse, a efectos de cálculo que, como la resistencia a tracción de la roca es muy baja, siempre existe una discontinuidad de este tipo actuando como superficie de despegue del bloque inferior.

En resumen. Las condiciones que pueden desencadenar las roturas en dos bloques con expulsión del bloque inferior como la presentada las siguientes:

1. Existencia de planos de estratificación de baja resistencia al corte, paralelos a la cara del talud.
2. Existencia de discontinuidades subverticales y subparalelas a las capas, que separan físicamente los dos bloques en que se rompe el talud.
3. Existencia de empujes de agua sobre los dos bloques.
4. Existencia de discontinuidades normales a la estratificación y de rumbo subparalelo a la misma, que puedan provocar la rotura del talud al ser descalzadas al profundizar la mina.

Tanto en la rotura por expulsión por deslizamiento como por vuelco del bloque inferior, el empuje del bloque superior sobre el inferior se calcula de la misma forma en ambos casos. Las ecuaciones de equilibrio que se plantean son las siguientes (ver Figura 10.36), en las que se ha incluido en esta ocasión el empuje de agua:

$$P_1 \cdot \cos \theta - N_1 - U_1 + E \cdot \text{sen}(\theta - \phi + 90 - \alpha) = 0 \quad (10.58)$$

$$\tau_1 - P_1 \cdot \text{sen} \theta + E \cdot \text{cos}(\theta - \phi + 90 - \alpha) = 0 \quad (10.59)$$

$$\tau_1 = N_1 \cdot \text{tg} \phi_1 \quad (10.60)$$

$$E = \frac{P_1 \cdot (\text{sen} \theta - \text{cos} \theta \cdot \text{tg} \phi_1) + U \cdot \text{tg} \phi_1}{\text{sen}(\theta - \phi + 90 - \alpha) \cdot \text{tg} \phi_1 + \text{cos}(\theta - \phi + 90 - \alpha)} \quad (10.61)$$

En la rotura por expulsión en modo deslizamiento del bloque inferior las ecuaciones de equilibrio que se plantean son las siguientes (Figura 10.37):

$$N_3 + U_3 - P_2 \cdot \text{sen} \theta - E \cdot \text{cos}(\theta - \phi + 90 - \alpha) = 0 \quad (10.62)$$

$$\tau_3 - U_2 + P_2 \cdot \text{cos} \theta - E \cdot \text{sen}(\theta - \phi + 90 - \alpha) = 0 \quad (10.63)$$

$$\tau_e = N_3 \cdot \text{tg} \phi_2 \quad (10.64)$$

El coeficiente de seguridad de esta rotura viene dado por:

$$CS = \frac{\tau_e}{\tau_3} \quad (10.65)$$

donde, τ_3 es la fuerza de corte que actúa sobre la discontinuidad normal a la estratificación y τ_e es la resistencia al corte de la discontinuidad normal a la estratificación.

Para calcular el coeficiente de seguridad del bloque inferior en caso de que éste vuelque, con el esquema de fuerzas que se muestra en la Figura 10.38, se define dicho coeficiente de seguridad como el cociente del momento de las fuerzas que evitan el vuelco del bloque inferior alrededor del punto O y el momento de las fuerzas que favorecen el vuelco. Como se observa, estas ecuaciones coinciden e ilustran las presentadas previamente para este tipo de casos pero incluyen el efecto del agua.

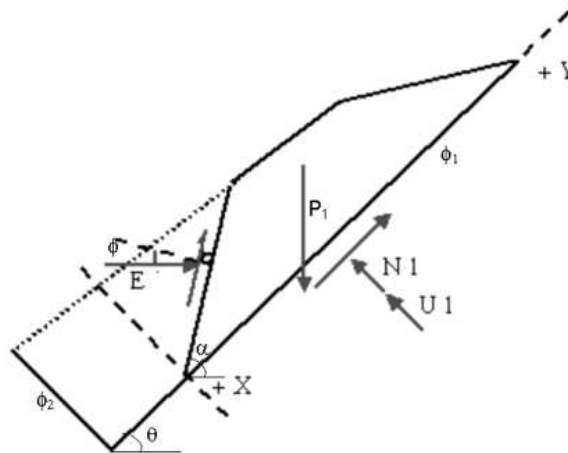


Figura 10.36. Geometría de la rotura en dos bloques

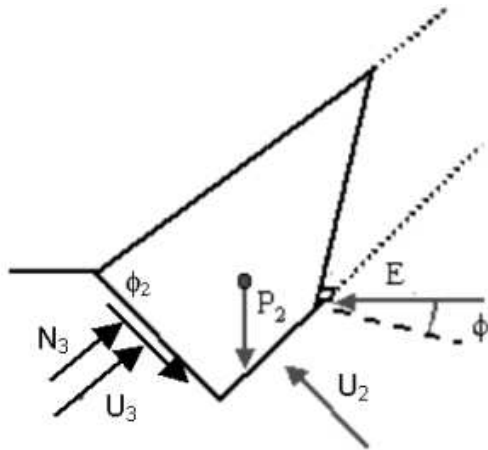


Figura 10.37. Expulsión del bloque inferior en modo deslizamiento. Esquema de fuerzas.

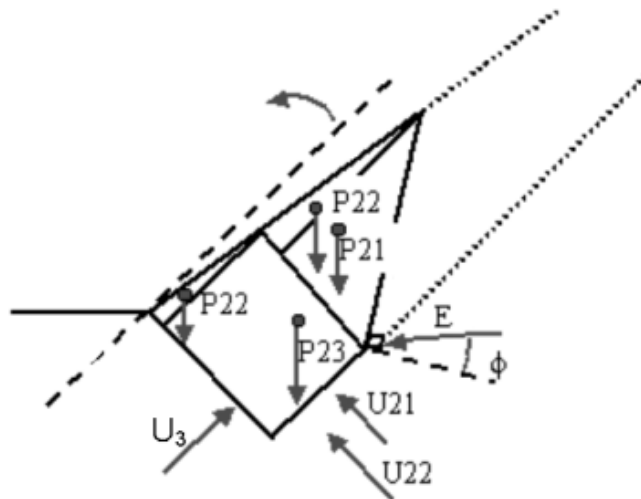


Figura 10.38. Vuelco del bloque inferior. Esquema de fuerzas.

10.9.4. Rotura por extrusión de bloques (a.3)

Los procesos de inestabilidad por extrusión de bloques precisan de una determinada geometría de discontinuidades menores y/o cambios de buzamiento de la discontinuidad principal en el pie del talud, unidos a una presión de agua en el terreno.

Se muestra en la Figura 10.39, un ejemplo de macizo rocoso de calizas tableadas, proclive a la ocurrencia de inestabilidades de este tipo.

Este tipo de rotura ha sido descrito ampliamente por Cavers (1981) que además proporciona la resolución práctica que se presenta en lo que sigue. También Ayala et al. (1984) presentan soluciones para este tipo de problemas.

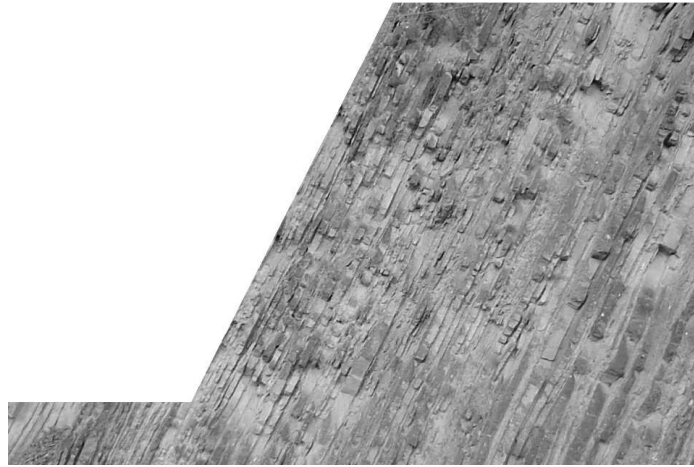


Figura 10.39. Macizo rocoso calizo y con estratos muy finos, proclive a las roturas de muro por expulsión de bloques. Villanúa (Huesca). Fotografía: autores.

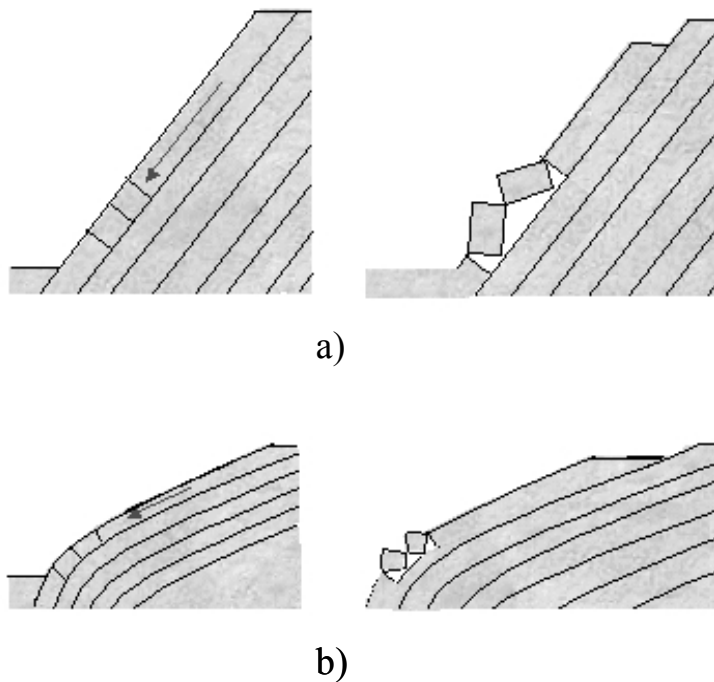


Figura 10.40. Rotura por extrusión de bloques.

Las roturas por extrusión de bloques tienen lugar cuando aparecen unas discontinuidades menores conjugadas con la estratificación (Figura 10.40.a), o bien cuando existe un cambio de pendiente del talud y de las discontinuidades principales (Figura 10.40.b), observándose una convexidad en la cara del talud, lo cual puede favorecer la extrusión de los bloques formados por la discontinuidad principal, cara del talud y juntas transversales.

Siguiendo los postulados de Cavers (1981) y para la geometría que se presenta en la Figura 10.40, las hipótesis de partida para poder aplicar el método de estimación del coeficiente de seguridad que se proponen incluyen la necesidad de que los bloques sean rígidos, que en la zona inferior del talud se presenten dos bloques separados por tres juntas perpendiculares al plano basal, que actuarán como bisagras, y que la superficie del talud sea plana y paralela al plano basal.

En estas condiciones y a partir de la terminología que se describe en la Figura 10.40, se pueden plantear tres ecuaciones de equilibrio para cada uno de los dos bloques que pueden sufrir movimientos, de forma que para el bloque 1 se tendrá:

$$P_A + W_1 \cdot \text{sen } \alpha - P_1 = 0 \quad (10.66)$$

$$-W_1 \cdot \text{cos } \alpha + U_1 + Q_1 - Q_A = 0 \quad (10.67)$$

$$U_1 \cdot X_1 + Q_1 l_1 + \frac{d}{2} \cdot W_1 \cdot \text{sen } \alpha - \frac{l_1}{2} \cdot W_1 \cdot \text{cos } \alpha - P_1 \cdot d = 0 \quad (10.68)$$

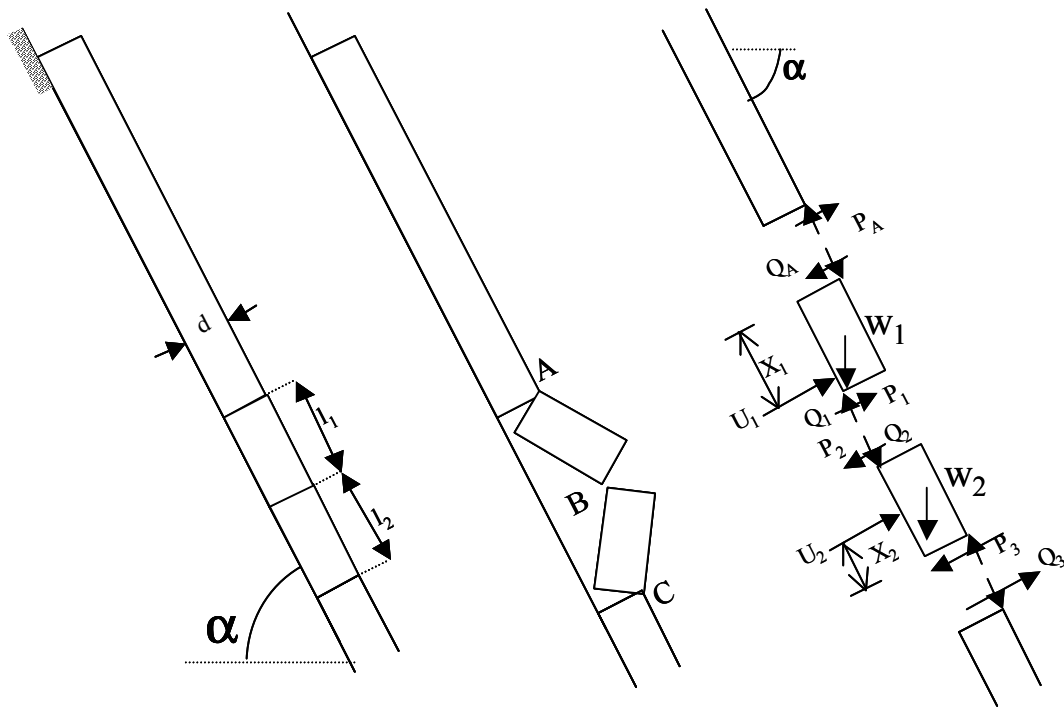


Figura 10.41. Geometría y fuerzas que actúan en la rotura por extrusión de bloques.

Mientras que para el bloque 2 se tendrá análogamente:

$$P_2 + W_2 \cdot \text{sen } \alpha - P_3 = 0 \quad (10.69)$$

$$-W_2 \cdot \text{cos } \alpha + U_2 - Q_3 - Q_2 = 0 \quad (10.70)$$

$$\frac{d}{2} \cdot W_2 \cdot \text{sen } \alpha + \frac{l_2}{2} \cdot W_2 \cdot \text{cos } \alpha - U_2 \cdot X_2 + P_2 \cdot d + Q_2 \cdot l_2 = 0 \quad (10.71)$$

Además se tendrá que por simetría:

$$P_1 = P_2 \quad (10.72)$$

$$Q_1 = Q_2 \quad (10.73)$$

De esta manera queda un sistema determinado de seis ecuaciones con seis incógnitas y se puede decir el talud será estable siempre que se cumpla que:

$$P_A > P_3 - (W_1 + W_2) \cdot \text{sen } \alpha \quad (10.74)$$

Donde, a su vez:

$$P_3 = \frac{l_1}{d \cdot l_2 + d \cdot l_1} \left\{ W_2 \left(\frac{d}{2} \text{sen } \alpha - \frac{l_2}{2} \cos \alpha \right) + U_2 \cdot X_2 \right\} + \frac{l_2}{d \cdot l_2 + d \cdot l_1} \left\{ W_1 \left(\frac{d}{2} \text{sen } \alpha - \frac{l_1}{2} \cos \alpha \right) + U_1 \cdot X_1 + W_2 \cdot d \cdot \text{sen } \alpha \right\} \quad (10.75)$$

$$P_2 = P_3 - W_2 \cdot \text{sen } \alpha \quad (10.76)$$

$$Q_A = U_1 + Q_1 - W_1 \cdot \cos \alpha \quad (10.77)$$

donde:

$$Q_1 = \frac{W_1 \left(\frac{l_1}{2} \cos \alpha - \frac{d}{2} \text{sen } \alpha \right) - U_1 \cdot X_1 + d \cdot (P_3 - W_2 \cdot \text{sen } \alpha)}{l_1} \quad (10.78)$$

Y finalmente,

$$Q_3 = U_2 - Q_1 + W_2 \cdot \cos \alpha \quad (10.79)$$

La extrapolación del concepto de coeficiente de seguridad para este caso permitiría definirlo, como la relación:

$$CS = \frac{P_A}{P_3 - (W_1 + W_2) \cdot \text{sen } \alpha} \quad (10.80)$$

Siempre según Cavers (1981), en la mayor parte de los casos la rotura tendrá lugar por extrusión, aunque en casos particulares, en los que la resistencia al corte de las juntas normales al plano basal sea extremadamente baja, se puede producir un deslizamiento entre bloques.

En el caso de que la cara del talud sea curvada y no plana se puede conservar el mismo procedimiento de cálculo para el caso plano, complicándose, lógicamente, el desarrollo del mismo. Se puede acudir a Cavers (1981) para ver como resolver dicho problema.

Este tipo de problemas de inestabilidad, poco comunes por otro lado, también se pueden resolver con códigos numéricos basados en el método de los elementos discretos (MED) con bloques rígidos y siguiendo la técnica de la reducción de resistencia al corte para calcular el CS. La experiencia de los autores es que, en códigos comerciales como UDEC y a fecha de la publicación de este libro, la implementación de las presiones de agua no resulta por el momento lo suficientemente exacta como para obtener resultados fiables.

10.9.5. Roturas con control parcial por discontinuidades: bilineal y por expulsión del bloque inferior por deslizamiento o vuelco.(b.1 y b.2)

Para que se produzca este tipo de rotura, cuyo esquema se presenta en la Figura 10.42, se requiere mucha altura de talud y poco espesor de roca entre el talud y el primer plano de

discontinuidad. En estas condiciones se llegan a producir fuertes concentraciones de tensión en el pie del talud y como consecuencia de ello la rotura del macizo rocoso, que provoca un descenso de la masa de roca entre la cara del talud y la discontinuidad.

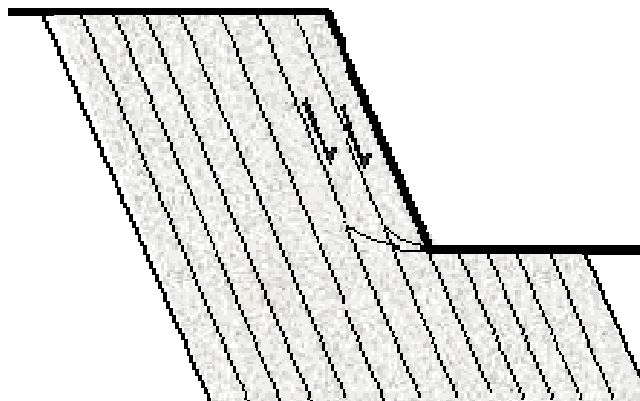


Figura 10.42. Rotura por el pie del talud y rotura cortante.

Para que se termine de producir la rotura es necesaria la separación de un bloque inferior (o varios) ya sea por cortante o por tracción, con lo que el mecanismo resultará análogo o bien al de rotura bilineal con deslizamiento o bien al de expulsión del bloque inferior por vuelco o deslizamiento, sólo que en este caso las discontinuidades no serán preexistentes, si no que se deberá romper la roca para poder delimitar el bloque inferior.

La experiencia indica que, en general, en taludes bastante inclinados y rocas duras, el segundo mecanismo de expulsión del bloque inferior, o sea, con rotura por tracción, es el más común (Figura 10.43.a), mientras que en rocas más blandas y taludes menos inclinados un mecanismo de rotura por deslizamiento (tipo rotura mixta, por discontinuidades y con salida de rotura circular) es más proclive a ocurrir (Figura 10.43.b). En los casos en los que además de las discontinuidades paralelas a la cara del talud existen otras con el mismo rumbo y aproximadamente perpendiculares a las anteriores, se puede producir la rotura por múltiples bloques, los iniciales siguiendo discontinuidades preexistentes y el último a través de la masa de roca por cortante y con una inclinación que suele variar entre 0 y 10° (se puede considerar 5° sin cometer un error grave). Este mecanismo se encontraría en la transición entre rotura de muro y rotura mixta, en parte por discontinuidades y en parte por el terreno.

Este tipo de mecanismos con control parcial por discontinuidades se puede también analizar mediante equilibrio límite, para lo que hay que proponer un modelo geométrico que pueda representar tanto la rotura bilineal como la rotura por expulsión de bloque, con la simple variación de tres parámetros geométricos θ_2 , θ_3 y d que se muestran en la descripción geométrica de un bloque inferior en la Figura 10.44, donde se puede observar como para $\theta_3 = 0$ y $d = 0$ se tendrá un mecanismo clásico de rotura bilineal, mientras que para $\theta_2 = \theta_1 - 90^\circ$, $\theta_3 > 0$ y $d > 0$, se tendrá un caso de expulsión de bloque inferior (Alejano, 2004).

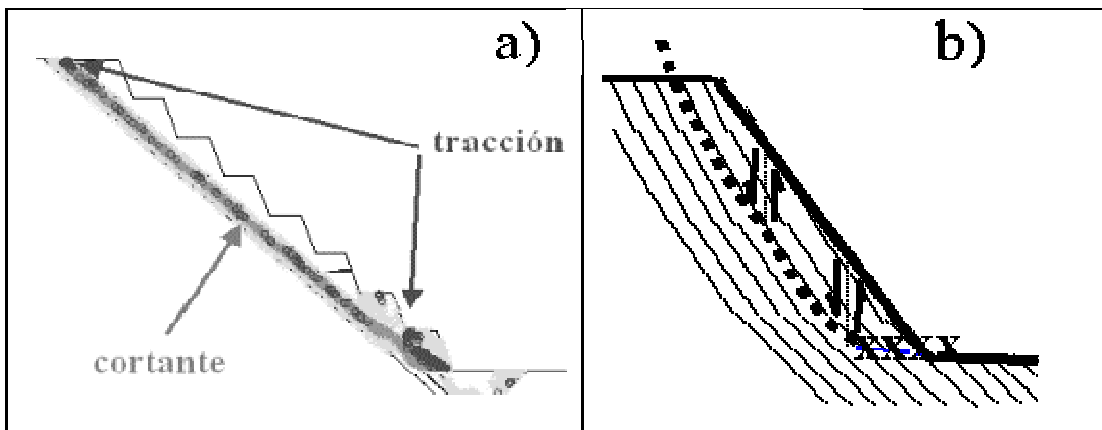


Figura 10.43. Mecanismos de rotura de Rotura por el pie del talud y rotura cortante.

En cualquier caso, las superficies de rotura que dan lugar a la separación del bloque inferior aparecerán como consecuencia de fenómenos de cortante o tracción, pero como no se conocen a priori, se deberán ir variando los parámetros geométricos indicados para minimizar el valor del coeficiente de seguridad, siendo el valor más realista de éste el mínimo.

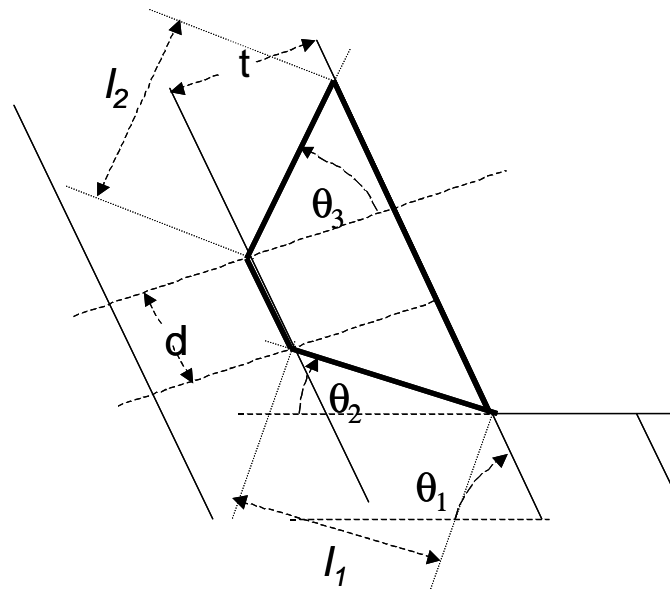


Figura 10.44. Modelo geométrico del bloque inferior y parámetros variables.

Ahora las dos juntas que limitan por arriba y abajo el bloque deberán tener como parámetros resistentes los del macizo rocoso, que se denominarán ϕ_r y c_r respectivamente, mientras que en el plano basal se supondrá sólo un ángulo de fricción ϕ_j . En estas circunstancias, la fuerza normal que transmitirá el bloque superior al inferior asumiendo fricción en la interfaz entre bloques será:

$$N_A = \frac{W_1 \cdot (\sin \theta_1 - \cos \theta_1 \cdot \operatorname{tg} \phi_j) + c_r \cdot l_2 \cdot (\cos \theta_3 \cdot \operatorname{tg} \phi_j - \sin \theta_3)}{[\sin \theta_3 \cdot (\operatorname{tg} \phi_j + \operatorname{tg} \phi_r)] + [\cos \theta_3 (1 - \operatorname{tg} \phi_j \cdot \operatorname{tg} \phi_r)]} \quad (10.80)$$

Y el coeficiente de seguridad correspondiente a la salida por deslizamiento del bloque inferior resultará:

$$CS = \frac{c_r \cdot l_1 + [W_2 \cdot \cos \theta_2 + c_r \cdot l_2 \cdot \cos(\theta_1 - \theta_2 - \theta_3) + N_A \cdot (\operatorname{tg} \phi_j \cdot \cos(\theta_1 - \theta_2 - \theta_3) + \sin(\theta_1 - \theta_2 - \theta_3))] \cdot \operatorname{tg} \phi_r}{W_1 \cdot \sin \theta_2 + N_A \cdot \cos(\theta_1 - \theta_2 - \theta_3) - [(c_r \cdot l_2 + N_A \cdot \operatorname{tg} \phi_r) \cdot \sin(\theta_1 - \theta_2 - \theta_3)]} \quad (10.81)$$

Donde $l_1 = t/\sin(\theta_1 - \theta_2)$ y $l_2 = t/\cos(\theta_3)$, siendo t el espaciado de los planos de discontinuidad principales o planos basales. Análogamente habría que calcular el coeficiente de seguridad relativo a la salida por vuelco del bloque inferior.

Consideremos un caso de salida por deslizamiento para ver como aplicar estas técnicas. Sea un talud de 40 metros de altura con un buzamiento de 40° , formado por estratos de 2 metros de espesor y donde no existan otras juntas que no sean la estratificación. Sea $\phi_j = 25^\circ$ la fricción de la estratificación y $c_r = 0.2$ MPa y $\phi_r = 35^\circ$, los parámetros de la roca. Se tiene un peso específico de $\gamma = 28$ kN/m³.

Para utilizar en un caso como éste la metodología de equilibrio límite habría que aplicar las expresiones (10.62) y (10.63) intentando minimizar el CS. Estas expresiones se han implementado en una hoja de cálculo y se ha ido barriendo el espectro de valores posibles para obtener un CS mínimo de $CS=1.723$, que además se corresponde con valores de $\theta_2 = 14^\circ$, $\theta_3 = 55^\circ$ y $d = 0$. La minimización se realiza mediante gráficas de los valores obtenidos, de la forma en que se presenta en la Figura 10.45 para diferentes combinaciones de θ_2 y θ_3 en el caso de $d = 0$.

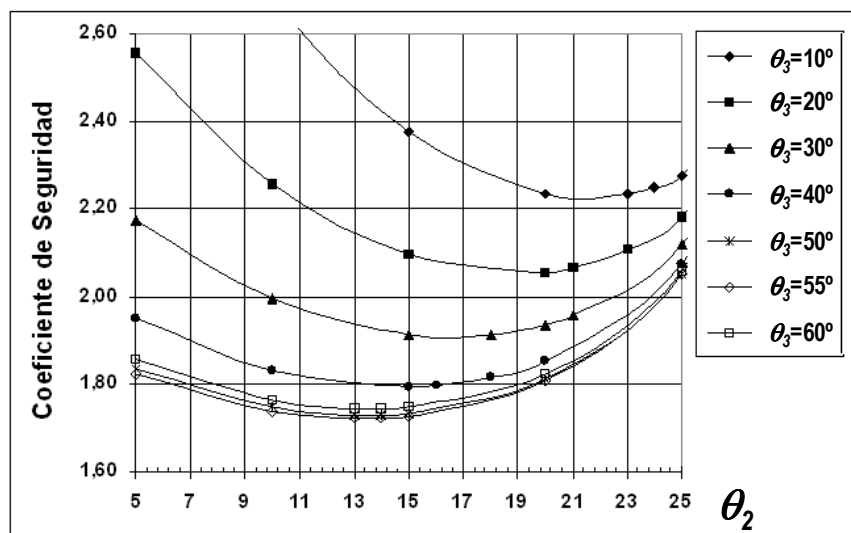


Figura 10.45. Gráfica de variación del coeficiente de seguridad en el caso analizado para distintos valores de θ_2 , θ_3 y $d=0$.

Este análisis se ha realizado también con un modelo numérico (UDEC), incluyendo en este caso bloques deformables, habiéndose obtenido un CS entre 1.6 y 1,7, valor que se aproxima bastante al 1.72 obtenido por equilibrio límite; además, este modelo indica que los valores de los parámetros de cálculo obtenidos para el caso de equilibrio límite se ajustan bastante bien a lo que se observa en el modelo numérico (Figura 10.46), por lo que ambas técnicas se pueden aplicar para analizar este tipo de roturas.

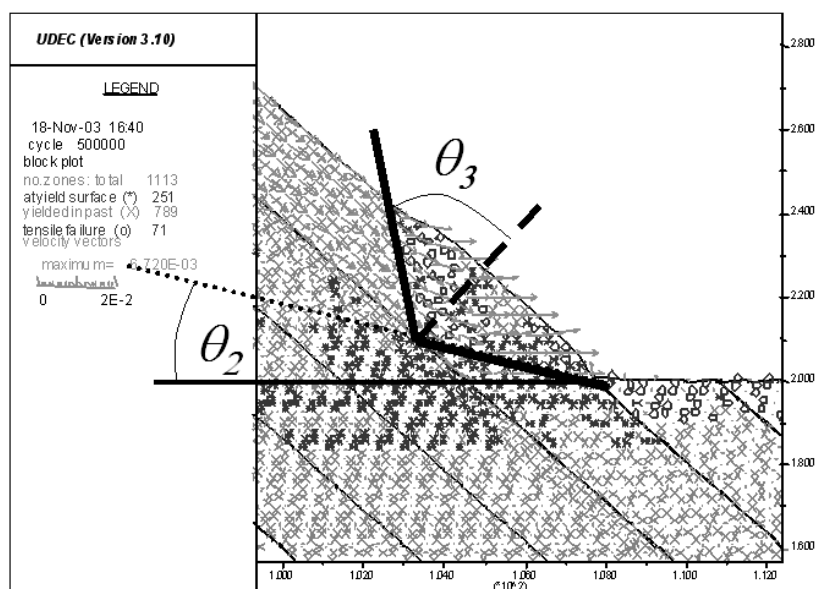


Figura 10.46. Comparación con UDEC de los parámetros de cálculo del talud del ejemplo. Véase la aproximación de los parámetros θ_2 , θ_3 y d , entre el modelo de minimización del CS por equilibrio límite y este tipo de métodos numéricos.

10.9.6. Caso práctico de diseño de un talud en filitas (tipo rotura mixta, parte por discontinuidades con salida de rotura circular, tipo de la Figura 10.43.b)

Se trata de diseñar una talud suficientemente estable en un contacto, en el flanco inverso de un anticlinal, entre una capa de caliza muy plegada y una formación de filitas, que constituye el muro minero y techo geológico de las calizas (Figura 10.47). Se pudo situar la posición más alta del nivel freático en las filitas a partir de observaciones y se midieron los efectos sísmicos de voladuras realizadas en la explotación sobre los taludes de la misma, observándose aceleraciones horizontales de pico siempre inferiores a 0.12-g. (Alejano et al., 2001).

Los macizos rocosos tanto de caliza, como principalmente de filitas, son muy anisótropos, por lo que se intentó tener en cuenta este aspecto en su caracterización y finalmente se decidió utilizar un modelo de "juntas ubicuas" o resistencia anisotropa para simular ambos materiales. Estos macizos se caracterizaron atendiendo a su clasificación geomecánica (GSI), a los parámetros de la resistencia al corte de discontinuidades (JRC, JCS, etc), a ensayos realizados in-situ (martillo de Schmidt, carga puntual, tilt-tests), a ensayos de laboratorio (resistencia a compresión simple y triaxial) y a análisis retrospectivos de las roturas observadas. Los parámetros geomecánicos estimados se presentan en la Tabla 10.2. Se localizó el contacto entre caliza y filita y se midió la inclinación de la esquistosidad en la zona (Fig. 10.48).

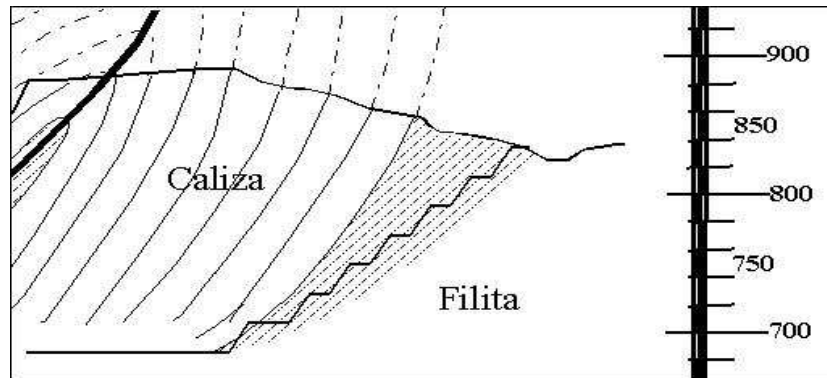


Figura 10.47. Sección geológica esquemático de la zona del talud.

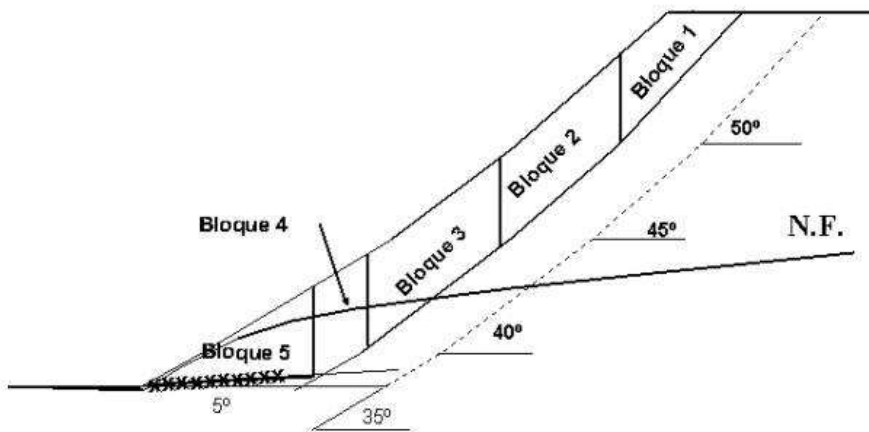


Figura 10.48: Esquema del talud y división en bloques para el MEL.

Tabla 10.2: Parámetros geomecánicos de las filitas rocosos.

| Parámetro | Unidades | Filita |
|------------|-----------------|--------|
| γ | kN/m^3 | 25 |
| E | GPa | 18 |
| ν | - | 0.24 |
| C | MPa | 0.23 |
| ϕ | $^\circ$ | 38.3 |
| σ_t | MPa | 0.07 |
| C_j | kPa | 0 |
| ϕ_j | $^\circ$ | 27.6 |

Para evitar que estos planos de debilidad afloren al pie del talud (criterio básico de diseño), se diseñó el talud general de manera que su buzamiento medio fuera siempre inferior en 5° a la inclinación de la esquistosidad. Para este diseño la rotura más probable será una en la que la mayor parte del deslizamiento se produzca a través de planos de esquistosidad desde la cabeza del talud y en la parte inferior a través del macizo rocoso.

Ramirez Oyanguren *et al.*(1992) señalan que en este tipo de roturas típicas de taludes de muro en explotaciones a cielo abierto de minerales sedimentarios, se puede considerar una salida de la rotura que buce 5° hacia la mina y que se puede analizar por métodos de equilibrio límite, separando la hipotética masa deslizante en distintos bloques y comenzándose a calcular el equilibrio en el más alto y transmitiendo hacia abajo las fuerzas necesarias para equilibrarlo hasta calcular el equilibrio del último bloque (incluyendo las fuerzas transmitidas desde arriba) que nos dará el CS del talud.

En este caso, como la esquistosidad se encuentra en toda la masa, se plantea el problema del desconocimiento inicial de la superficie de deslizamiento, por lo que se debe probar con varias superficies hipotéticas y seleccionar aquella que minimice el CS obtenido.

Un enfoque de este tipo presenta el problema de que la transmisión de tensiones o fuerzas entre dos bloques no requiere un estado de equilibrio estricto del bloque superior, aunque nuestra experiencia es que en este caso esa hipótesis no da lugar a errores significativos.

Para llevar a cabo el cálculo se analizará si el primer bloque es o no estable. En el caso de que sea estable se pasará al análisis del segundo bloque y si no lo fuera se calcularán, mediante equilibrio límite, las fuerzas normal y cortante que sería necesario aplicar en la cara lateral inferior para que fuera estable. Estas fuerzas se aplican en el siguiente bloque, en sentido contrario, en la cara lateral superior, volviéndose a realizar el cálculo de equilibrio del nuevo bloque y las fuerzas necesarias para estabilizarlo.

Así se continuará sucesivamente hasta el último bloque, para el cual, teniendo en cuenta las fuerzas que se han ido arrastrando de los bloques superiores, se calculará el coeficiente de seguridad como la relación entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento, fuerzas resistentes, y las fuerzas que tienden a producirlo, fuerzas deslizantes.

El cálculo del coeficiente de seguridad mediante este tipo de técnicas lleva consigo un número elevado de cálculos matemáticos sencillos por lo que a veces es recomendable implementarlo en una hoja de cálculo (tipo Excel).

Para calcular el bloque inicial o superior, (bloque 1 de la Figura 10.48), habrá que analizar primero si es o no estable, esto se hará teniendo en cuenta que:

$$N_1 = W_1 \cdot \cos \psi_1 - U_1 \quad (10.83)$$

$$S_{1, \text{necesaria}} = W_1 \cdot \sin \psi_1 \quad (10.84)$$

$$S_{1, \text{disponible}} = C_1 \cdot A_1 + N_1 \cdot \tan \phi_1 \quad (10.85)$$

Si existen otras fuerzas externas se incluirán en el cálculo de manera conveniente. Ahora bien, si $S_{1,DISPONIBLE} < S_{1,NECESARIA}$, el bloque es inestable y se continúa el análisis del bloque 1 calculando las fuerzas que habría que aplicar en la cara inferior del bloque para que este estuviera en equilibrio. Este cálculo se realiza analíticamente a continuación; pero también se podría realizar gráficamente

Si, por el contrario, $S_{1,DISPONIBLE} > S_{1,NECESARIA}$ entonces el bloque es estable y se pasa analizar el segundo bloque como si se tratara del primero. En el caso de inestabilidad se plantea el sistema de ecuaciones resultantes para el bloque 1 (Figura 10.49), que serían:

$$N_1 + U_1 - W_1 \cdot \cos \psi_1 - N_{12} \cdot \sin \psi_{12} - S_{12} \cdot \cos \psi_{12} = 0 \quad (10.86)$$

$$S_1 - W_1 \cdot \sin \psi_1 + N_{12} \cdot \cos \psi_{12} - S_{12} \cdot \sin \psi_{12} = 0 \quad (10.87)$$

$$S_1 = C_1 \cdot A_1 + N_1 \cdot \operatorname{tg} \phi_1 \quad (10.88)$$

$$S_{12} = C_{12} \cdot A_{12} + N_{12} \cdot \operatorname{tg} \phi_{12} = N_{12} \operatorname{tg} \phi_{12}^{\text{aparente}} \quad (10.89)$$

Las incógnitas que se obtendrían de la resolución de este sistema de ecuaciones serían: S_1 , N_1 , S_{12} y N_{12} . Estos dos últimos valores serían a su vez necesarios para el cálculo del bloque siguiente. Obsérvese que S_{12} y N_{12} tendrán una relación marcada por $\operatorname{tg} \phi_{12}^{\text{aparente}}$. Habrá que tener en cuenta que, según la nomenclatura seleccionada y de acuerdo con el principio de acción y reacción, $S_{12} = -S_{21}$ y $N_{12} = -N_{21}$.

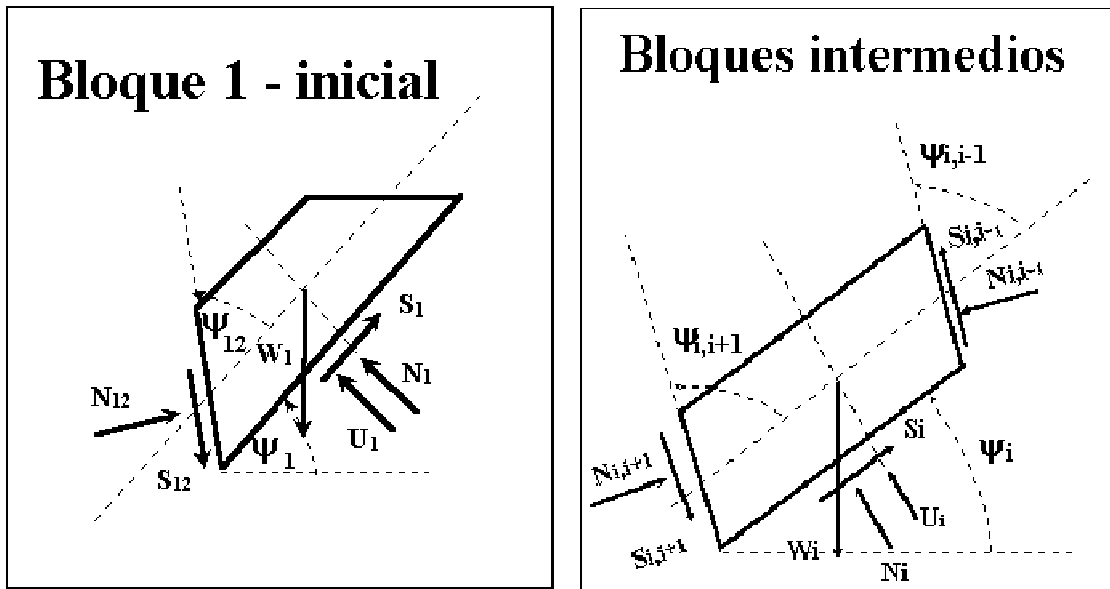


Figura 10.49. Geometría y fuerzas aplicadas al bloque inicial y a los intermedios.

Los sistemas de ecuaciones resultantes para los bloques intermedios (Figura 10.49), denominados genéricamente como bloque "i", y siempre que se vayan transmitiendo fuerzas de los bloques superiores, serían:

$$N_i + U_i - W_i \cdot \cos \Psi_i - N_{i,i+1} \cdot \sin \Psi_{i,i+1} - S_{i,i+1} \cdot \cos \Psi_{i,i+1} + N_{i,i-1} \cdot \sin \Psi_{i,i-1} + S_{i,i-1} \cdot \cos \Psi_{i,i-1} = 0 \quad (10.90)$$

$$S_i - W_i \cdot \sin \Psi_i + N_{i,i+1} \cdot \cos \Psi_{i,i+1} - S_{i,i+1} \cdot \sin \Psi_{i,i+1} - N_{i,i-1} \cdot \cos \Psi_{i,i-1} + S_{i,i-1} \cdot \sin \Psi_{i,i-1} = 0 \quad (10.91)$$

$$S_i = C_i A_i + N_i \operatorname{tg} \phi_i \quad (10.92)$$

$$S_{i,i+1} = C_{i,i+1} \cdot A_{i,i+1} + N_{i,i+1} \operatorname{tg} \phi_{i,i+1} = N_{i,i+1} \operatorname{tg} \phi_{i,i+1}^{\text{aparente}} \quad (10.93)$$

Las incógnitas que obtendríamos de su resolución serían S_i , N_i , $S_{i,i+1}$ y $N_{i,i+1}$. Estos dos últimos valores serían a su vez necesarios para el cálculo del bloque siguiente.

En este caso habrá que tener en cuenta que $S_{i+1,i} = -S_{i,i-1}$; $N_{i+1,i} = -N_{i,i-1}$ y que $\Psi_{i,i+1} \neq \Psi_{i,i-1}$

En el último bloque, que sería el bloque n , se tendría el siguiente sistema de 2 ecuaciones (Figura 10.50):

$$N_n + U_n - W_n \cdot \cos \Psi_n + N_{n,n-1} \cdot \sin \Psi_{n,n-1} + S_{n,n-1} \cdot \cos \Psi_{n,n-1} = 0 \quad (10.94)$$

$$S_n - W_n \cdot \sin \Psi_n - N_{n,n-1} \cdot \cos \Psi_{n,n-1} + S_{n,n-1} \cdot \sin \Psi_{n,n-1} = 0 \quad (10.95)$$

Una vez calculadas las incógnitas S_n y N_n , se podría obtener el coeficiente de seguridad como la relación entre la tensión cortante disponible y la necesaria para que este bloque y, consiguientemente, todos los anteriores sean estables:

$$CS = \tau_{\text{disponible}} / \tau_{\text{necesario}} = (C_n \cdot A_n + N_n \cdot \operatorname{tg} \phi_n) / S_n \quad (10.96)$$

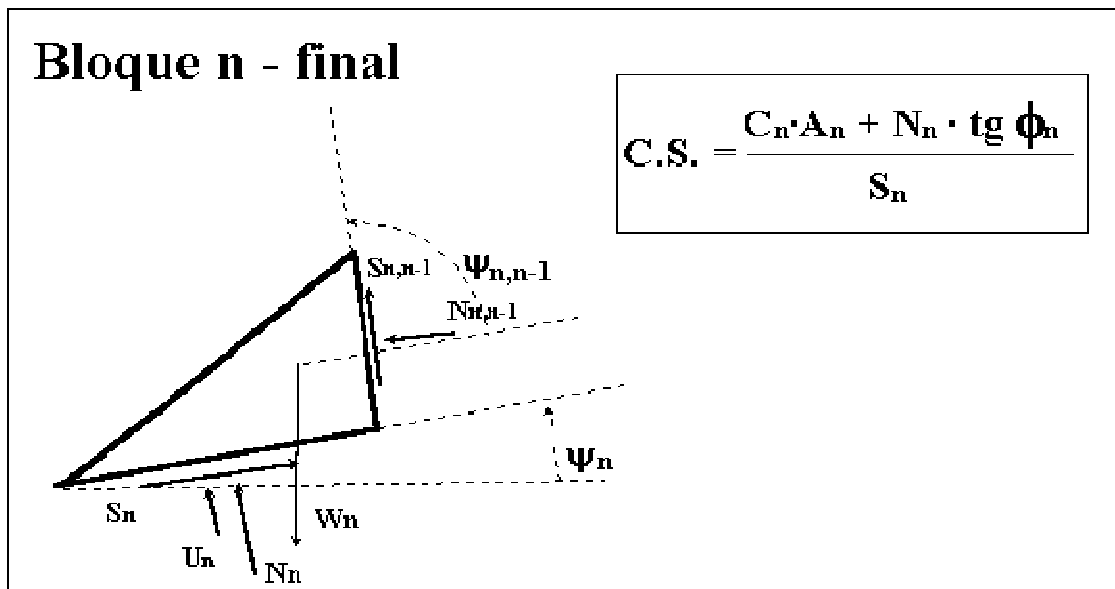


Figura 10.50. Geometría y fuerzas aplicadas al bloque final donde se calcula el CS.

En cuanto a los parámetros de entrada, se necesitaría conocer, en primer lugar, la geometría de la rotura; con ella se obtendría el volumen de cada uno de los bloques que, multiplicado por el peso específico, daría el peso de los mismos. También se requieren los parámetros geotécnicos de fricción y cohesión de las discontinuidades y del macizo rocoso.

Utilizando los parámetros de la tabla 10.2, se han realizado estos análisis mediante MEL con la división en bloques de la Figura 10.48, e implementados en EXCEL, para superficies de deslizamiento que afloran a 0, 20, 40 y 60 m por detrás de la cabeza del talud, obteniéndose CS de 1,258, 1,147, 1,182 y 1,291 respectivamente. Esto da un CS mínimo de 1,14 (correspondiente a una superficie de deslizamiento que aflora 20 m. por detrás de la cabeza del talud), que teniendo en cuenta que se ha incluido un análisis pseudo-dinámico y que la caracterización fue realizada conservadoramente, se considera un nivel de seguridad adecuado para este caso. Este mismo análisis se presentará en el apartado de métodos numéricos, al objeto de comparar estos métodos con los de equilibrio límite.

10.9.7. Rotura por pandeo (b.3)

El enfoque de cálculo aquí presentado se basa en el estudio presentado por Cavers (1981). En todo caso conviene señalar que este tipo de roturas en estratos rectos se da muy pocas veces y sólo cuando los estratos se curvan suele ocurrir, tal y como muestra la fotografía de la Figura 10.51.



Figura 10.51. Talud con una estructura geológica de estratos curvados, proclive a los fenómenos de vuelco.
Fotografía: autores.

En la Figura 10.52, se muestra un esquema de la rotura por pandeo. Las condiciones que deben cumplirse para que se desarrolle el pandeo son las siguientes:

- 1.- Pequeño espesor entre el talud y la primera discontinuidad principal.
- 2.- Mucha altura de banco.
- 3.- Cambios de buzamiento de la discontinuidad.

La rotura por pandeo se resuelve mediante la teoría de Euler, según la cual la presión crítica para la rotura vendrá dada por:

$$\frac{P_{CR}}{b} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E \cdot M}{b \cdot l_b^2} \quad (10.97)$$

donde:

P_{CR} = presión crítica

b = anchura del banco

$k = 1$

E = módulo de elasticidad de Young

l_b = longitud pandeada del estrato

M = momento de inercia, que se calculará como:

$$M = \frac{b \cdot e^3}{12} \quad (10.98)$$

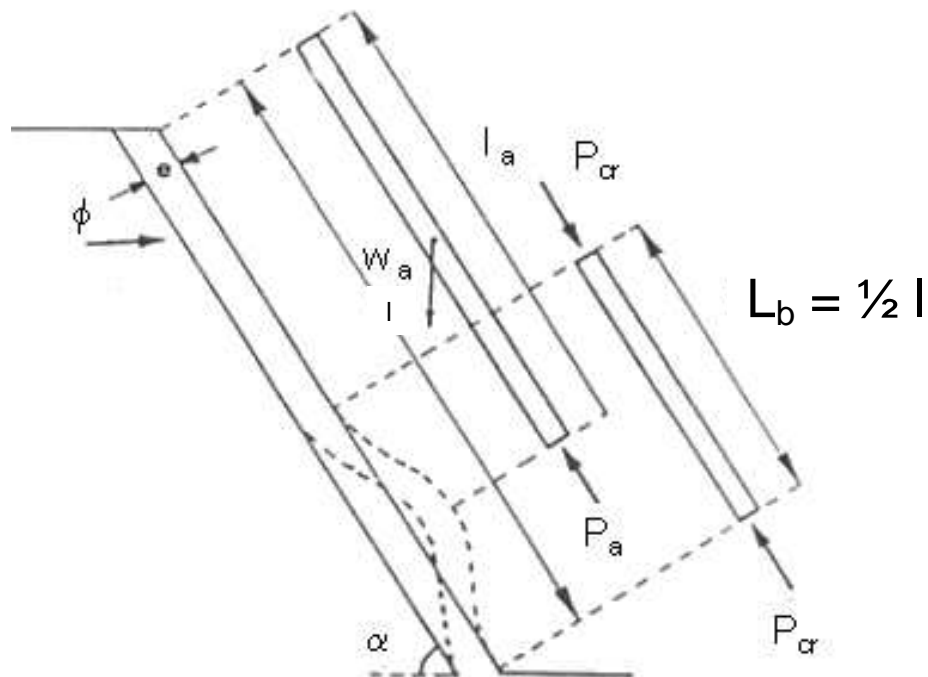


Figura 10.52. Esquema geométrico para el análisis de la rotura por pandeo.

La presión aplicada, considerada la efectuada por el estrato se podrá calcular mediante:

$$P_a = W_a \cdot \text{sen } \alpha - W_a \cdot \text{cos } \alpha \cdot \text{tg } \phi - l_a \cdot b \cdot c \quad (10.99)$$

Siendo, c la cohesión y ϕ el ángulo de fricción de la discontinuidad.

Se ha supuesto que el pandeo se producirá a lo largo de la mitad inferior del estrato, considerándose que la parte superior al punto medio de la zona supuestamente pandeada está ejerciendo el empuje que origina el pandeo:

$$l_a = 3/4 l \quad (10.100)$$

El pandeo se producirá cuando la presión P_a alcance el valor de la presión crítica, dada por la teoría de Euler. El coeficiente de seguridad se define mediante la siguiente relación:

$$CS = \frac{P_{CR}}{P_a} \quad (10.101)$$

Ayala et al. (1985) obtienen ábacos basados en esta formulación que se pueden utilizar para realizar estimaciones preliminares. Cavers (1981), que desarrollo y propuso este método, es el primero en indicar que este tipo de roturas resulta muy poco común, apareciendo únicamente en el caso de que los estratos sean muy finos y presenten curvatura; presenta un ejemplo de una explotación de carbón en la que se produjo una rotura de este tipo. Cavers (1981) proporciona, también, la técnica para extrapolar este análisis sencillo al caso de estratos curvados.

REFERENCIAS

- Adhikary, D.P., Dyskin, A.V., Jewell, R.J. 1995. Modelling of flexural toppling failures of rock slopes. *7th Congress of the ISRM. Tokyo. Japón. Vol. I. pp. 379-382.*
- Adhikary, D.P., Dyskin, A.V., Jewell, R.J. 1996. Numerical model of the flexural deformation of foliated rock slopes. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 33: 595-606.
- Alejano, L.R., García Bastante, F., Alonso, E. y Gómez-Márquez, I. 2001. Stability analysis and design of two quarry slopes with the help of numerical modelling. EUROCK 2001. ISRM Symposium. Rock Mechanics a challenge for society. Espoo, Finlandia. Ed. Balkema.
- Alejano, L.R. 2004. Footwall slope failure mechanisms and design considerations using UDEC. 1st UDEC Symposium. Bochum. Alemania. Ed. Balkema.
- Ayala, F.J., Granda, J.R. y Sarti, A. 1985. Ábacos de estabilidad para minería de carbón y sedimentaria a cielo abierto con capas inclinadas. ITGE, Madrid.
- Barla, G., Borri-Brunetto, M., Devin, P., Zaninetti, A. 1995. Validation of a distinct element model for toppling rock slopes. In Proceedings of the International 7th Congress of the ISRM. Tokyo. Japón. Vol. I. pp. 417-421.
- Bobet, A. 1999. Analytical solutions for toppling failure. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 36: 971-980.
- Cavers, D.S. 1981. Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mech. & Rock Eng.* 14: 87-104.
- Coulthard, M., Lucas, D. & Fuller, P. 2004. Application of UDEC to a stress-related mine slope failure at Leigh Creek, South Australia. 1st UDEC Symposium. Bochum. Alemania. Ed. Balkema.
- Coulthard, M.A., Dugan, K.J. and Hutchison, B.J. 2001. Numerical modelling of complex slope movements at Savage River Mine, Tasmania. pp. 1673-1678, Proc. 10th Intl. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, U.S.A. C.S. Desai et al. (eds.). Rotterdam: Balkema.
- Dawson, E.M., Roth, W.H. & Drescher, A. 1999. Slope stability analysis by Strength reduction. *Geotechnique.* 49(6): 835-840.
- Giani, J.P. 1992. Rock Slope Stability analysis. Balkema. Rotterdam.
- Goodman, R.E., Bray J.W. 1977. Toppling of rock slopes. Proc. Special conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Vol. 2. pp 201-234. Boulder, Colorado, EEUU. ASCE.
- Goodman, R.E. 1989. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & sons. Nueva York. EEUU.
- Kliche, Ch. A. 1999. Rock slope engineering. SME. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. Colorado, EEUU.
- Hawley P.M, Martin, D.C. & Acott. C.P. 1985. Failure mechanics and design considerations for footwall slopes. *87th Ann. Gen. Meet. Can. Inst. of Min. & Metall.* Vancouver. 29 pp.
- Hoek, E. & Bray J.W. 1974. Rock slope engineering. Chapman & Hall.
- Hoek, E., Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 34 (8): 1165-1187.
- Hudson, J.A., Harrison, J.P., 1995, Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles. Pergamon Press.
- Itasca. 2000. User manual for UDEC, Version 3.1. Itasca Cons. Group Inc., Minnesota, EEUU.
- Itasca. 2001. User manual for FLAC, Version 4.0. Itasca Cons. Group Inc., Minnesota, EEUU.
- ITGE, 1987. (Ayala, Andreu, Fe, Ferrer, De Simón, Fernandez, Olalla, Gómez, Sampedro y Cienfuegos). Manual de Ingeniería de taludes. ITGE, Madrid.
- Manera Basa, C y Ramírez Oyanguren, P. 1986. Rotura en dos bloques de los taludes de muro de explotaciones de carbón. *Boletín Geológico y Minero.* T. XCVII-II. 361-366.

- Ramírez Oyanguren, P. & Alejano, L.R. 1992. Análisis de estabilidad analíticos y numéricos de taludes de muro en minas de carbón a cielo abierto. Jornadas *Geotécnicas*. Santiago de Chile (Chile).
- Ramírez Oyanguren, P., Laín, R., Valdivieso, A., Alejano, L. (1992). "Estabilidad de los taludes de muro en las explotaciones de carbón a cielo abierto". La Coruña. III Simp. Nac. sobre Taludes y Laderas inestables. pp 277-287.
- Sagaseta, C. 1986. On the modes of instability of a rigid block on an inclined plane. *Rock Mech. & Rock Eng.* Vol. 19. pp 261-266.
- Sagaseta, C., Sánchez, J.M., Cañizal, J., 2001. A general analytical solution for the required anchor force in rock slopes with toppling failure. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 38: 421-435.
- Scavia, C., Barla, G., Bernaudo, V., 1990. Probabilistic stability análisis of block toppling failure in rock slopes. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 27: 465-478.
- Sarma, S.K. 1979. Stability analysis of embankments and slopes. *ASCE J. Geot. Eng.* 105-GT12: 1511-1524.
- Starfield. A.M. & Cundall, P.A. 1988. Towards a methodology for rock mechanics modeling. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 25(3): 99-106.
- Zanback, C. 1983. Design charts for rock slopes susceptible to toppling. *ASCE J. Geot. Eng.* 109: 1039-1062.

11. ROTURA CIRCULAR

Soils can rarely be described as ideally elastic or perfectly plastic and yet simple elastic and plastic models form the basis for most traditional geotechnical engineering calculations.

D. Muir Wood, 1990

11.1. Introducción

En el caso de suelos, escombros y macizos rocosos de baja calidad muy alterados o meteorizados, la rotura se produce a través de la masa o el macizo (sin seguir discontinuidades) siguiendo la línea de menor resistencia. En el ámbito minero esta rotura es relativamente común en escombreras y presas de estériles, y también en taludes de explotaciones de arcillas o arenas. También se da muy comúnmente en taludes de carretera y en laderas naturales.

Se produce a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava. Se puede demostrar que en suelos homogéneos la superficie de rotura es una espiral logarítmica y que, por tanto, se aproxima mucho a un círculo. La mayoría de las teorías de análisis suelen partir de la hipótesis de que la superficie de rotura o deslizamiento es circular por lo que no cometen un error significativo. Los círculos de rotura suelen, además, pasar por el pie del talud. El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud, según se muestra en la **Figura 11.1**.

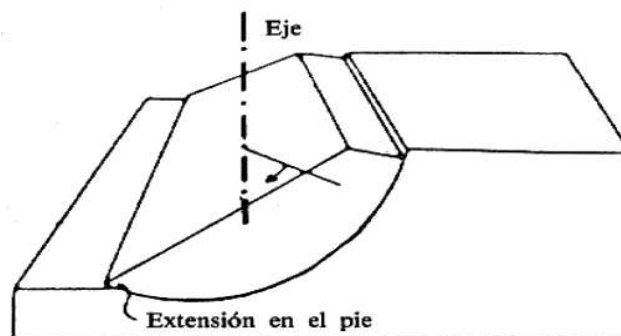


Figura 11.1. Rotura típica con forma cilíndrica.

Aunque las salidas de rotura tienden a pasar por el pie del talud, pueden también originarse en otras partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc., tal como queda puesto de manifiesto en la **Figura 11.2.a**. En la

superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escarpe en su parte alta, tanto más acusado cuanto mayor desplazamiento sufre la masa deslizada, según se muestra en la **Figura 11.2.b**.

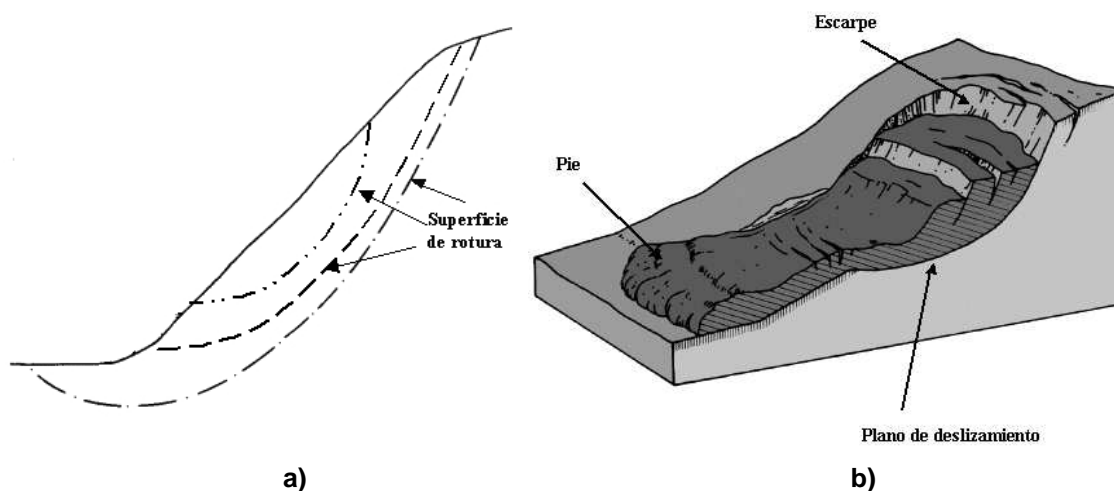


Figura 11.2. a) Diferentes superficies de rotura circular. b) Morfología del deslizamiento rotacional de un talud.

Varnes (1974) describió de manera detallada la morfología característica de este tipo de movimientos del terreno (**Figura 11.3.a**), que constará de una zona de deflacción en la que el terreno desciende y una zona de acumulación en la que el terreno aumenta su cota. La zona superior de deflacción suele quedar delimitada por un escarpe principal de coronación superior que puede ir acompañado o no de escarpes secundarios inferiores. Se muestra en la fotografía de la **Figura 11.3.b** el escarpe superior de un movimiento de ladera de unos 200 metros de largo por 100 de ancho, con un escalón de unos 35 cm.

El contacto entre las zonas de deflacción y acumulación suele quedar registrado en el terreno por la aparición de grietas de tracción, tal y como muestran los mecanismos de **la Figura 11.3.a** y la fotografía de la **Figura 11.3.c**, correspondiente al movimiento del terreno debido a una época de lluvias persistentes de una ladera en un granito residual altamente descompuesto. En la **Figura 11.3.d** se muestra un plano topográfico de una zona con un ligero movimiento de este tipo en un granito residual altamente descompuesto, donde se puede observar que no resulta sencillo delimitar de manera exacta la extensión del movimiento, pero si situar algunos escarpes y grietas que permitirán aproximar con exactitud suficiente para su análisis la posición de entrada y salida de la superficie de deslizamiento.

La delimitación de la zona inferior del movimiento y por lo tanto de la zona de acumulación, suele resultar más compleja y dependiente del mecanismo de rotura (movimiento rotacional normal, "debris flow", ...), pero en todo caso suele observarse o topografiarse o bien un abombamiento o un gran desplazamiento del terreno en la zona. La inclinación de los postes o árboles suele ser bastante indicativa de la ocurrencia de fenómenos rotacionales.

En ocasiones en las que el macizo rocoso una diferencia significativa entre las resistencias de pico y residual, estas roturas ocurrirán de manera rápida por lo que el movimiento será

fácilmente reconocible aunque más difícil de analizar por poder haber tenido lugar una rotura progresiva.

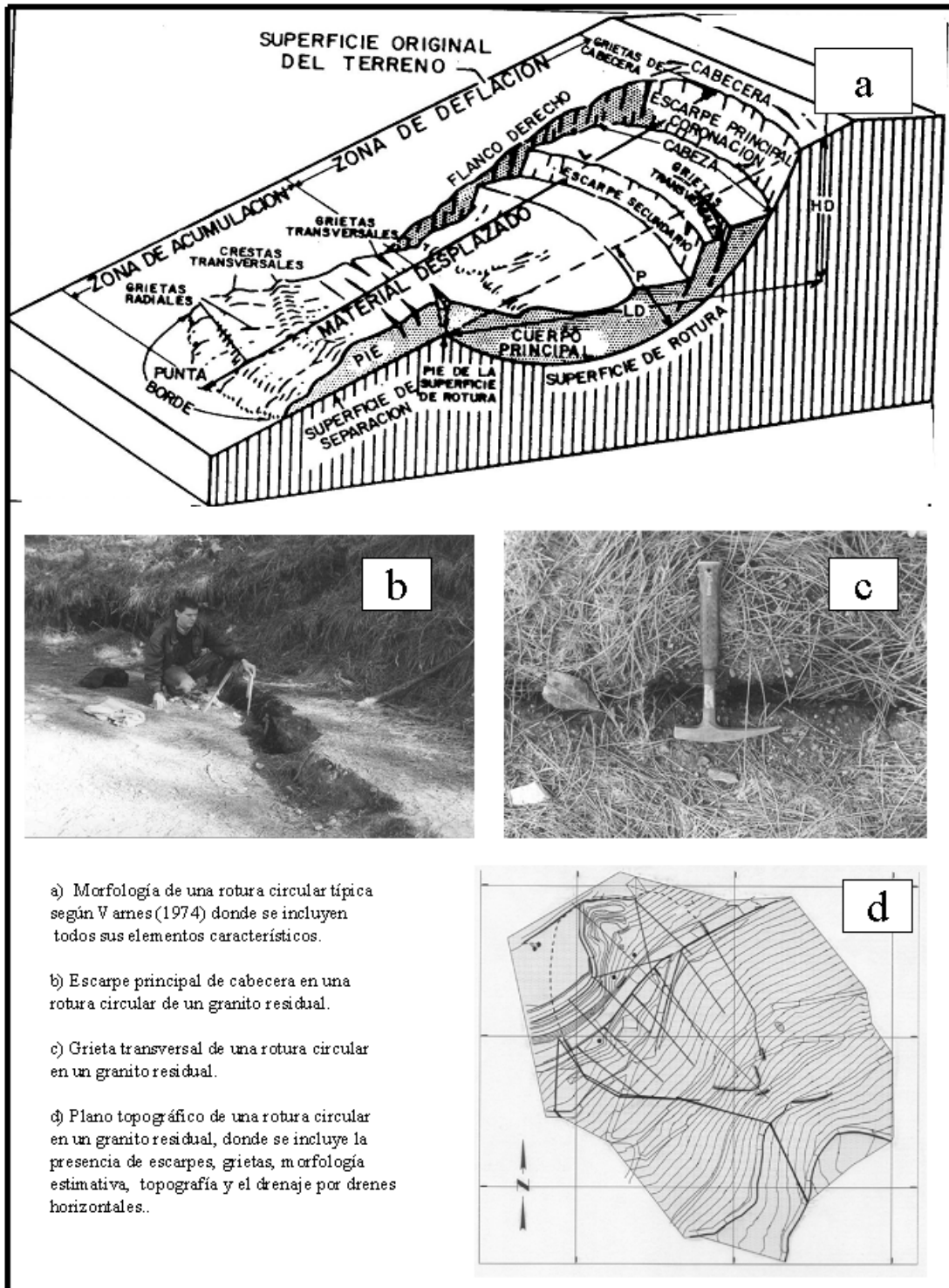


Figura 11.3. Morfología de los movimientos rotacionales típicos de la rotura circular según Varnes (1978), junto con fotografías y un plano correspondientes a un movimiento de este tipo en un granito residual altamente descompuesto.

11.2. Equilibrio del sólido libre

Para analizar la estabilidad de un talud de características resistentes y geometría determinadas, es necesario conocer el centro y el radio del círculo por donde se produce el deslizamiento. Este ha de satisfacer la condición de que la relación entre la resistencia al corte del macizo rocoso a lo largo de la superficie y los esfuerzos tangenciales sea la mínima de todas las superficies posibles. Su posición se suele estimar mediante tanteos.

En la **Figura 11.4** se pueden ver las fuerzas que actúan sobre la masa de terreno inestable, que son las siguientes:

- Peso, P .
- Resultante de las fuerzas exteriores, A .
- Resultante de las presiones de agua en la línea de rotura, U .
- Resultante de las fuerzas efectivas normales a la línea de rotura, N .
- Resultante de las fuerzas tangenciales a lo largo de la línea de rotura, T .

La resultante de las fuerzas tangenciales actuantes en la línea de rotura se puede descomponer de la siguiente forma:

$$T = T_c + T_\phi = \frac{R_c}{F} + \frac{R_\phi}{F} \quad (11.1)$$

donde, R_ϕ y R_c son las fuerzas tangenciales resistentes friccional y cohesiva que el terreno puede desarrollar a lo largo de la línea de rotura, y F el coeficiente de seguridad de la masa deslizante.

R_c es totalmente conocida tanto en magnitud como en dirección, ya que suponiendo que la cohesión, c , es constante y conocida a lo largo de todo el arco de deslizamiento desde a hasta b resulta:

$$R_c = c \cdot L_{ab}^{cuerda} \quad (11.2)$$

donde L_{ab}^{cuerda} es la magnitud de la cuerda ab y además el vector tiene la dirección de dicha cuerda. Para determinar la distancia R_c al centro del círculo se puede demostrar que:

$$R_c \cdot r_c = c \cdot L_{ab}^{arco} \cdot r \quad (11.3)$$

y por tanto:

$$r_c = \frac{c \cdot L_{ab}^{arco} \cdot r}{c \cdot L_{ab}^{cuerda}} = \frac{L_{ab}^{arco} \cdot r}{L_{ab}^{cuerda}} \quad (11.4)$$

R_ϕ no es conocida ni en dirección, ni en magnitud, pero va ligada a N , por:

$$R_\phi = N \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (11.5)$$

y por definición es perpendicular a la línea de acción de N , de la que se sabe que pasa necesariamente por el centro del círculo de rotura.

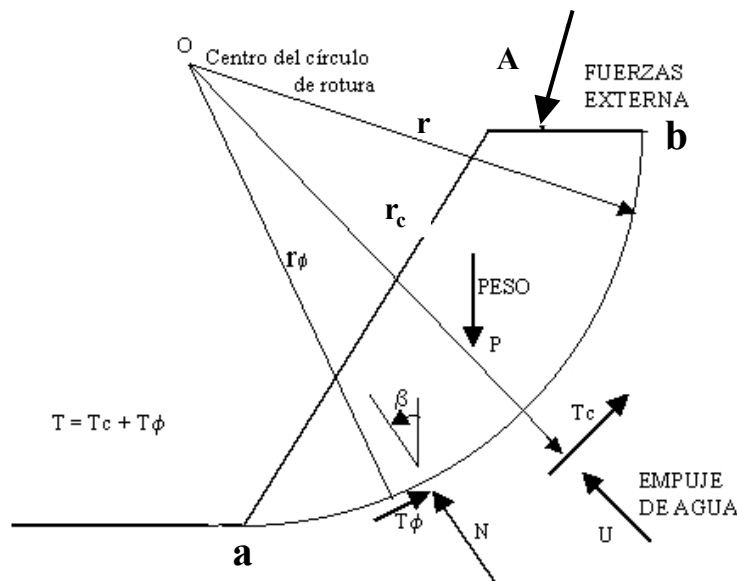


Figura 11.4. Fuerzas que actúan en una rotura circular.

En el análisis de equilibrio límite se conocen P , A y U . Para conocer T_c hace falta F . Para conocer el momento de T_ϕ hacen falta N , F y r_ϕ . De N sólo se sabe que pasa por el centro del círculo desconociéndose su magnitud y el otro parámetro direccional.

Así pues se cuenta con 4 incógnitas (1. F ; 2. La magnitud de N ; 3. Parámetro de la línea de acción de N y 4. r_ϕ) y sólo 3 ecuaciones (1. Proyección en X ; 2. Proyección en Y y 3. Equilibrio de momentos). Así pues el problema es estáticamente indeterminado y es necesario realizar hipótesis para fijar una incógnita y poder resolver el problema; entre las hipótesis formuladas cabe destacar las siguientes:

- Todos los esfuerzos normales se concentran en un punto. Esta hipótesis no es realista, pero da el límite inferior de F , que es lo que se conoce en terminología anglosajona como "lower bound".
- Los esfuerzos normales se concentran en los extremos del arco de deslizamiento. Esta hipótesis, también denominada hipótesis de Fröhlich, daría el límite superior de F , que es lo que se conoce en terminología anglosajona como "upper bound".
- En un talud real la distribución de estos esfuerzos normales es desconocida. Sin embargo, se puede suponer una distribución funcional, por ejemplo, sinusoidal de los esfuerzos normales (Taylor, 1948). Con esta hipótesis existe un ábaco que permite obtener la relación r_ϕ / r en función del arco de círculo que incluye a toda la superficie de deslizamiento y que se puede consultar en textos clásicos como Taylor (1948) o Lambe y Whitman (1969). A partir del valor de esta relación se puede resolver el problema e incluso obtener ábacos específicos para este tipo de hipótesis, que aunque razonable, puede no ser en algunos casos excesivamente realista.

11.2.1. El método del círculo de rozamiento (extensión del método de equilibrio del sólido libre)

Este método implementa gráficamente la obtención del coeficiente de seguridad de una rotura circular basándose en el estudio del equilibrio del sólido libre y para un terreno homogéneo con fricción y cohesión. El método busca satisfacer las ecuaciones completas del equilibrio asumiendo una dirección de la resultante de la componente normal y de la resistencia friccional movilizada a lo largo de la superficie de deslizamiento que sea tangente al denominado círculo de rozamiento, cuyo centro es el de la superficie de rotura y que tendrá un radio $r' = r \cdot \text{sen } \phi^*$.

Esta hipótesis equivale a suponer que la resultante de todas las fuerzas normales que actúan sobre la superficie de rotura se concentra en un solo punto del círculo de deslizamiento, con lo que se cumple que la solución será un límite inferior de las soluciones (Lambe y Whitman, 1969). Taylor (1948) y Hoek y Bray (1974), han demostrado que el factor o coeficiente de seguridad (F) real de una rotura circular está mucho más próximo al límite inferior que al superior, por lo que este método del círculo de rozamiento, aunque conservador, resulta aplicable en la ingeniería práctica.

El análisis del método se realiza de acuerdo con la **Figura 11.5** donde se muestra la masa deslizante con su sistema de fuerzas. En este sistema se conocen A , P y U , junto con la dirección de la resistencia cortante cohesiva sobre la superficie de rotura que será paralela a la cuerda 'ab'.

La resultante de $A + P$, que llamaremos B , pasará por el punto c , punto de intersección de sus líneas de acción. D será la resultante de $B + U$ y pasará por d , que es el punto donde se cortan las líneas de acción de B y U . Llamando e al punto donde intersectan D y T_c , se sabe que la resultante de las tensiones efectivas normales y de rozamiento que será la suma de N y T_ϕ , tendrá que pasar por este punto e . Así pues, sólo faltaría determinar el otro parámetro de la línea de acción de $N + T_\phi$, para que está este definida en dirección.

Se sabe a partir de la expresión (11.5) que:

$$\frac{R_\phi}{N} = \text{tg } \phi \quad (11.6)$$

y por tanto:

$$\frac{T_\phi}{N} = \frac{\text{tg } \phi}{F} = \text{tg } \phi^* \quad (11.7)$$

Es decir que la resultante de N y T_ϕ formará un ángulo con la normal al círculo de deslizamiento en el punto de acción de N . Esta condición se puede observar que equivale a decir que la resultante es tangente a un círculo de centro el del círculo de deslizamiento y radio $r \cdot \text{sen } \phi^*$ con lo que se determina completamente la línea de acción de $N + T_\phi$. Con D , que es la resultante de A , P y U , y las líneas de acción de T_c y $N + T_\phi$, se cierra el polígono de fuerzas y de él se obtiene T_c que nos dará el valor de F mediante la relación:

$$F = \frac{R_c}{T_c} \quad (11.8)$$

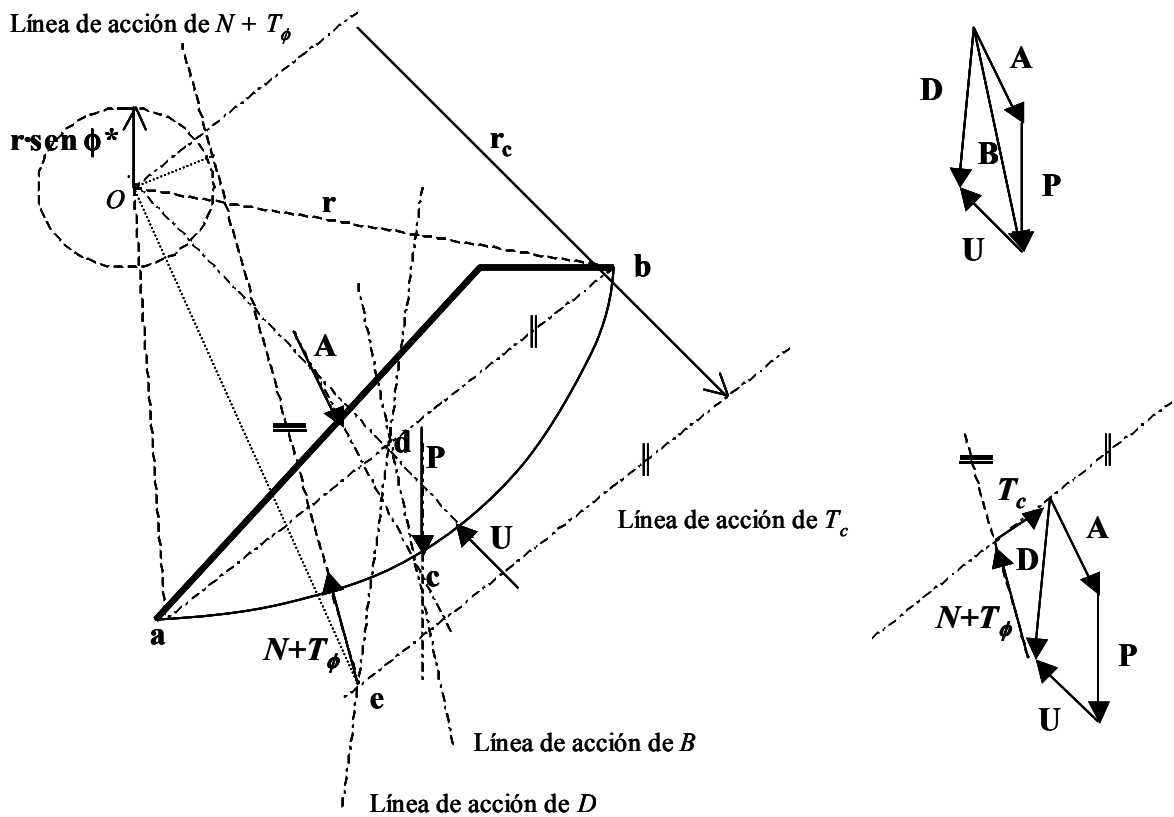


Figura 11.5. Diagrama de fuerzas y algunos parámetros geométricos para la aplicación del método del círculo de rozamiento.

El problema que se plantea en la práctica es que ϕ^* depende de F y por lo tanto en principio no se conoce el radio del círculo de rozamiento. Lo que se hace es suponer un valor del coeficiente de seguridad F , que llamaremos F_ϕ , y determinar el círculo de rozamiento, T_c y un nuevo valor de F mediante la expresión (11.8) que se denominará F_c . Resolviendo el problema para distintos valores de F_ϕ se pueden obtener otros tantos valores de F_c y se podrá dibujar una curva de F_c en función de F_ϕ que para $F_c = F_\phi = F$ dará el valor del factor de seguridad del círculo analizado.

11.2.2. Método de Hoek y Bray (extensión del método de equilibrio del sólido libre)

Como se ha comentado, para obtener soluciones al problema de la rotura circular es necesario realizar una hipótesis al respecto de la distribución de los esfuerzos normales sobre la superficie de deslizamiento, obteniéndose un valor máximo para esfuerzos concentrados en los puntos superior e inferior y un valor mínimo para los esfuerzos concentrados en un único punto. Hoek y Bray (1974) realizaron el ejercicio de obtener el límite superior e inferior de este factor

de seguridad para varios taludes y lo compararon con aquel obtenido mediante métodos más evolucionados (método de fajas de Bishop simplificado), observando que el valor de F obtenido de esta última manera se aproximaba mucho más al límite inferior que al superior.

Otra evidencia que indica que la solución del límite inferior es razonablemente utilizable en el ámbito de la ingeniería práctica es que si se considera una superficie de deslizamiento con forma de espiral logarítmica, los límites inferior y superior coinciden o presentan diferencias despreciables.

Por todo ello Hoek y Bray (1974) consideraron la hipótesis de concentración de los esfuerzos normales en un único punto de la superficie de rotura para la realización de unos cálculos con los que pudieron obtener unos ábacos que permiten calcular un valor aproximado del coeficiente de seguridad de un talud ante la rotura circular, en los que, además, se incluye la presencia de agua y la posible aparición de grietas de tracción. El coeficiente de seguridad que se obtiene corresponde al círculo de rotura que da el mínimo valor del factor de seguridad para el talud homogéneo considerado.

Existen cinco ábacos para distintas posiciones del nivel freático (**Figuras 11.6 y 11.7**), que permiten calcular el CS de cualquier talud, de los cuales sólo se muestra el correspondiente al talud seco. El resto de ábacos se puede consultar en Hoek y Bray (1974) o en el Manual de Taludes del ITGE (1987).

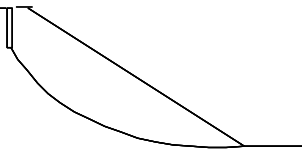
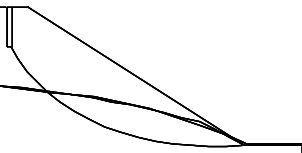
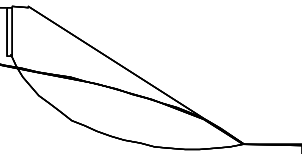
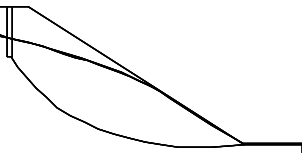
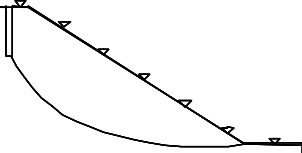
| Condiciones de flujo subterráneo | Ábaco Nº. |
|---|-----------|
|  <p>Talud seco</p> | 1 |
|  <p>N.F. Aflora a 8 x altura de talud a partir de su pie</p> | 2 |
|  <p>N.F. Aflora a 4 x altura de talud a partir de su pie</p> | 3 |
|  <p>N.F. Aflora a 2 x altura de talud a partir de su pie</p> | 4 |
|  <p>Talud saturado tras fuerte precipitación</p> | 5 |

Figura 11.6. Planilla de selección de ábacos de Hoek y Bray (1974). Cortesía IMM.

Además de las condiciones hidrogeológicas de partida hay que tener en cuenta para aplicar esta técnica que:

- Supone que la superficie de rotura pasa por el pie del talud.
- El macizo rocoso es homogéneo
- La resistencia del terreno viene dada por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb
- Contempla la posible aparición de grietas de tracción tras la cabeza del talud.

En su libro "Rock Slope Engineering" Hoek y Bray (1974) incluyen también ábacos para posicionar el centro del círculo de deslizamiento y la grieta de tracción.

Los resultados que se obtienen con esta técnica no son excesivamente fiables, no obstante, al ser tan sencilla de aplicar resulta muy interesante para los cálculos preliminares de proyectos de taludes, así como para realizar análisis retrospectivos.

Para análisis más detallados es necesario acudir a métodos más exactos como algunos de los de fajas que se proponen a continuación.

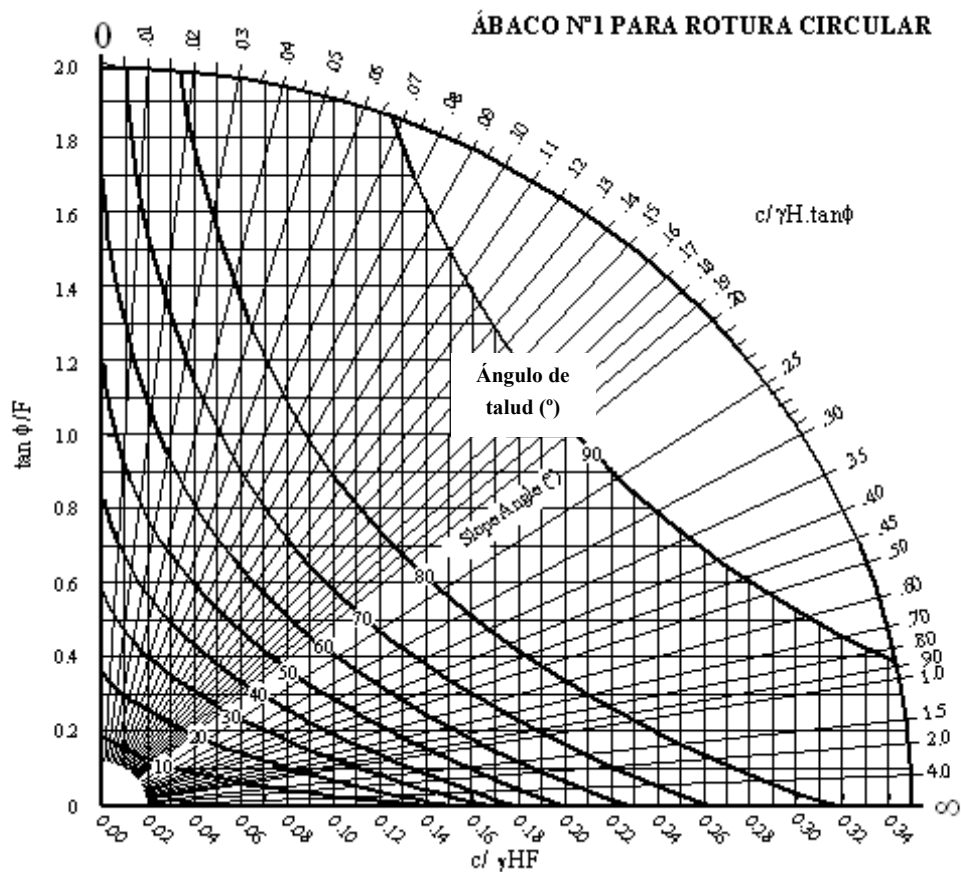


Figura 11.7. Ábaco Nº 1 de Hoek y Bray (1974). Cortesía IMM.

11.3. Métodos de Fajas

Nace debido a la inexactitud y dificultad de aplicación de los métodos anteriores y a que para estimar adecuadamente el coeficiente de seguridad en un terreno tipo Mohr-Coulomb se debe conocer la distribución de tensiones efectivas normales sobre la línea de deslizamiento, aspecto éste que no puede ser tenido en cuenta mediante los métodos anteriores.

El método de fajas, con sus diferentes desarrollos, permite realizar cálculos de geometrías complejas, condiciones variables del terreno e incluir fuerzas externas de diverso origen (sobrecargas, anclajes), por lo que una vez implementado en un programa de ordenador, se convierte en una herramienta práctica y versátil, que se puede aplicar y de hecho se aplica para resolver la mayor parte de problemas de rotura circular. De hecho ha sido prácticamente el único método de cálculo utilizado hasta bien recientemente, cuando se han comenzado a aplicar métodos numéricos para estos cálculos.

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad es necesario dividir la masa susceptible de deslizamiento en un conjunto de rebanadas (**Figura 11.8**) y estudiar el equilibrio de cada una de ellas aisladamente, teniendo en cuenta la influencia de todas las demás. El problema presenta más incógnitas que ecuaciones; esto obliga a realizar unos supuestos, que son los que caracterizan y diferencian unos métodos de otros. La posición del círculo de rotura más probable, se puede determinar mediante iteraciones, ya que por métodos analíticos el problema no tiene solución.

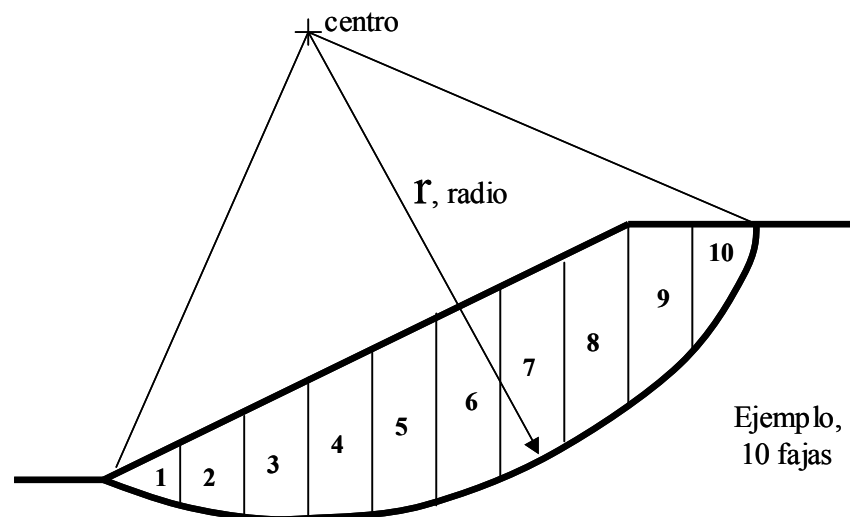


Figura 11.8. División de la masa deslizante de una rotura circular en una serie de fajas o rebanadas verticales.

En la **Figura 11.9** se presenta esquemáticamente una rebanada intermedia de una masa de suelo o roca en la que puede tener lugar una rotura circular. Al aislar la faja de anchura Δx_i , hay que tener en cuenta las fuerzas que ejercen las rebanadas superiores e inferiores a la considerada, junto con los empujes de agua.

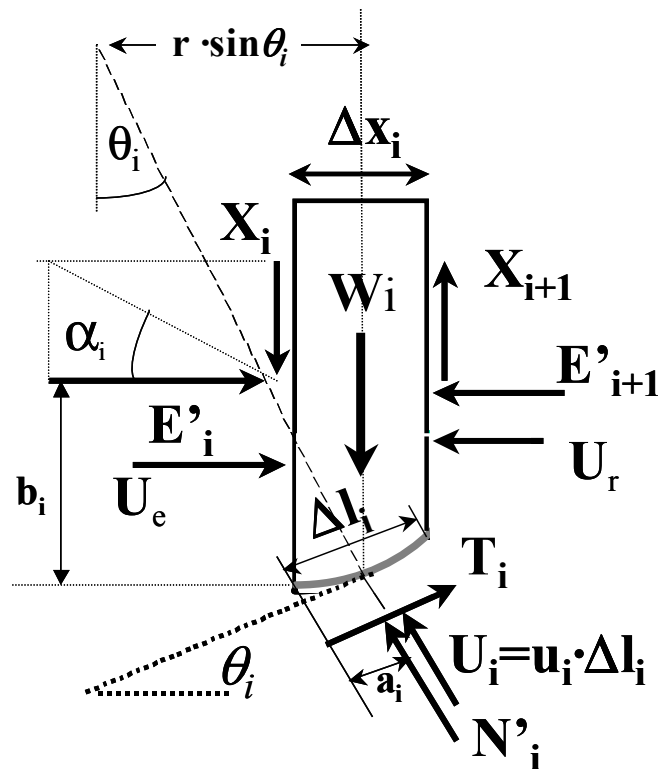


Figura 11.9. Esquema de fuerzas y algunos aspectos geométricos en una rebanada.

Las fuerzas que actúan en una de estas fajas son en primer lugar, y sobre las caras laterales de la rebanada, las resultantes de los esfuerzos efectivos normales E'_i y tangenciales X_i y de las presiones intersticiales U_e y U_r ; en la superficie de rotura actúan la resultante de los esfuerzos normales efectivos N'_i , de las resistencias al corte T_i y de las presiones intersticiales U_i . Las resultantes de las presiones intersticiales se suponen conocidas pues pueden calcularse a partir de los diagramas o redes de flujo del agua subterránea o de una posición estática del nivel freático.

Para resolver un problema con n rebanadas, se dispone de $3n$ ecuaciones, n para cada rebanada: equilibrio de fuerzas horizontales, equilibrio de fuerzas verticales y de momentos. Sin embargo, las incógnitas a resolver son $4n-2$. Estas son las siguientes:

- n Valores de N'_i
- $n-1$ Valores de E'_i
- $n-1$ Valores de X_i
- $n-1$ Valores de b_i
- 1 Valor del coeficiente de seguridad requerido, F

Se ha supuesto en este caso que $a_i = \Delta l/2$, como correspondería a un número de fajas tendente a infinito. También se suponen conocidas las relaciones entre N'_i y T_i mediante la cohesión y la fricción. Cuando se efectúen planteamientos más generales y no se realizan estas suposiciones se habla de $6n-2$ incógnitas en vez de las $4n-2$ aquí señaladas. En este caso se podrían incluir como hipótesis n posiciones de aplicación de N'_i en cada faja y n relaciones entre N'_i y T_i por lo que el nivel de determinación del sistema sería el mismo. Así pues, para que el problema tenga solución, hay que estimar $4n-2-3n = n-2$ parámetros o

realizar $n-2$ hipótesis. En función del número de hipótesis que se realicen para resolver el problema se tendrán métodos aproximados o métodos completos.

Cuando se realizan más hipótesis de las necesarias y típicamente $n-1$ hipótesis (habitualmente referidas al valor de las resultantes X_i , al valor de b_i , o al valor de las relaciones E'/X_i); al haber más hipótesis que ecuaciones, no se cumplirán todas las condiciones de equilibrio, por lo que se trata de sistemas sobredeterminados y se habla de métodos aproximados. No obstante, en muchos problemas es suficiente con utilizar estos métodos porque, aun aproximados, han demostrado proporcionar respuestas razonablemente correctas para la mayoría de los problemas que se plantean en la práctica. Los métodos completos, esto es aquellos que sólo establecen $n-2$ hipótesis, suele requerir el uso de ordenador y en general suelen utilizarse en fases avanzadas de proyectos. De todas formas conviene tener en cuenta que el grado de exactitud de las soluciones obtenidas irá en general más asociado a la verosimilitud de las hipótesis que al número de las mismas.

11.3.1. Descripción e hipótesis básicas de los métodos de fajas más comunes.

Los métodos de fajas más comunes, junto con las condiciones estáticas de equilibrio satisfechas en cada uno de ellos para la determinación del factor de seguridad son:

- Método de Fellenius, del círculo sueco o método de fajas ordinario. Este método considera despreciables las fuerzas en las caras de las fajas por lo que no logra satisfacer el equilibrio de la masa deslizante ni de las fajas. Es, sin embargo, el más sencillo.
- Método de Bishop simplificado. Bishop (1955) asume que las fuerzas tangenciales en las caras de las fajas son nulas ($X_i = 0$), reduciendo en $n-1$ el número de incógnitas, lo que lleva a un sistema sobredeterminado, ya que el equilibrio de las fuerzas horizontales no se satisface en una de las fajas.
- Método de Janbu simplificado. Janbu (1954) asume que las fuerzas tangenciales en las caras de las fajas son nulas ($X_i = 0$), pero en este caso la ecuación que no satisface completamente el equilibrio es la de momentos. Sin embargo, Janbu introduce un factor de corrección f_0 , para compensar este problema. Este método presenta la ventaja sobre los anteriores de que no exige que la superficie de rotura sea circular.
- Método de Lowe y Karafiath (1960). Estos autores suponen que las fuerzas de las caras presenta una inclinación intermedia entre la de la base de la faja y la superficie del terreno, $\alpha = 1/2(\theta + \beta)$. Con esta simplificación el sistema queda sobredeterminado no satisfaciendo la condición de equilibrio de momentos para todas las fajas.
- Método de Spencer. Spencer (1967) propone un método que satisface de forma rigurosa las condiciones del equilibrio estático, suponiendo que las fuerzas aplicadas en las caras de las fajas tienen una inclinación constante pero desconocida. Este método, a diferencia de los precedentes, es exacto, ya que tiene el mismo número de

ecuaciones que de incógnitas, al haber introducido una nueva incógnita, α . La hipótesis de este método consiste en suponer que la fuerza lateral sobre cada rebanada forma un ángulo α con la horizontal:

$$\frac{X_i}{E_i} = \operatorname{tg} \alpha \quad (11.9)$$

Estas $n-1$ hipótesis reducen el número de incógnitas a $3n-1$, pero la inclinación constante es una nueva incógnita, por lo que el sistema queda completamente determinado con $3n$ incógnitas y otras tantas ecuaciones.

- Método de Bishop riguroso. Bishop (1955) asumía $n-1$ fuerzas cortantes en las caras ($X_i = 0$) para calcular el factor de seguridad. Puesto que esta hipótesis dejaba $3n-1$ incógnitas, el equilibrio de momentos no se podía satisfacer en todas las fajas. Sin embargo, Bishop introdujo una incógnita adicional al sugerir que existe una única distribución de las fuerzas entre fajas, entre las infinitas posibles, capaz de satisfacer de forma rigurosa todas las ecuaciones de equilibrio.
- Método de Janbu generalizado. Janbu (1954, 1973) toma como hipótesis la posición de la línea de empujes (línea que une todos los puntos de aplicación de fuerzas entre rebanadas), reduciendo el número de incógnitas a $3n-1$. Se puede demostrar que la posición de la fuerza normal en la última faja no se utiliza, por lo que no se satisface el equilibrio en esta última rebanada. Sin embargo, se puede suponer que la localización de la línea de empujes (que Janbu recomendaba situar a $1/3$ de la altura de cada faja) es una incógnita adicional y por tanto el equilibrio se satisface de forma rigurosa si la hipótesis de localización de la línea de empujes es realizada correctamente.
- Método de Morgenstern y Price (1965). Estos autores proponen un método similar al de Spencer, sólo que la inclinación de las fuerzas resultantes aplicadas en las caras de las fajas se asume que varía de acuerdo con un tramo de una función arbitraria. Análogamente al método de Spencer, el de Morgenstern y Price es un método exacto, que introduce una incógnita, el parámetro λ , de acuerdo con la siguiente relación:

$$\alpha_i = \frac{X_i}{E_i} = \lambda \cdot f(x) \quad (11.10)$$

donde $f(x)$ es una función que se elige arbitrariamente (por ejemplo la función seno o la función mitad del seno), siendo necesario un ordenador para realizar los tanteos precisos para que la función $f(x)$ sea la más idónea. Este tramo de la función seleccionada introduce la incógnita adicional, dejando el sistema completamente determinado con $3n$ ecuaciones y otras tantas incógnitas.

Existen otros métodos de uso menos común como el de Sarma (1979), así como un método General de Equilibrio Límite o (GLE) que se puede desarrollar para incluir la mayor parte de las hipótesis utilizadas por los diferentes métodos. En vista de su amplia aplicabilidad se ha convertido en uno de los métodos más populares, cuya generalización se basa en una versión del método de Morgenstern y Price (1965) en el que se puede elegir la función $f(x)$.

11.3.2. Obtención simplificada de los métodos de fajas aproximados

En este apartado se presentan de forma simplificada los métodos de fajas aproximados; para una descripción más detallada de los mismos se puede acudir a Abramson *et al.*(2002) o a la bibliografía específica de cada método listada en el apartado de referencias bibliográficas de este capítulo.

En términos generales el coeficiente de seguridad F se puede definir como el cociente entre el momento de las fuerzas resistentes al deslizamiento a lo largo de la línea de rotura y el momento de las fuerzas que tienden a mover la masa inestable.

A modo de ejemplo y en el caso sencillo de que no existan fuerzas exteriores, se puede determinar el momento de las fuerzas resistentes en la rebanada ' i ' respecto del centro del círculo de rotura, de radio r , resultando:

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^{i=n} (c + \sigma'_i \cdot \operatorname{tg} \phi) \cdot \Delta l_i = r \cdot \left(c \cdot L + \operatorname{tg} \phi \cdot \sum_{i=1}^{i=n} N'_i \right) \quad (11.11)$$

donde:

c es la cohesión del macizo rocoso o masa de suelo

$\sigma'_i (= N'_i / \Delta l_i)$ es la tensión efectiva en dirección normal al círculo de rotura

ϕ es el ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso o masa de suelo y

$L (= \sum_{i=1}^{i=n} \Delta l_i)$ es la longitud del círculo de rotura.

Siempre que no existan fuerzas exteriores, la única fuerza volcadora de la masa actuante es el peso del terreno, por lo que el momento de las fuerzas que tienden a originar el deslizamiento es el siguiente:

$$M_D = r \cdot \sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \operatorname{sen} \theta_i \quad (11.12)$$

y el coeficiente de seguridad resulta:

$$F = \frac{c \cdot L + \operatorname{tg} \phi \cdot \sum_{i=1}^{i=n} N'_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \operatorname{sen} \theta_i} \quad (11.13)$$

Como se ha indicado hay más incógnitas que ecuaciones, por lo que para resolver el problema hay que hacer una serie hipótesis y en función de estas nacen los distintos métodos de cálculo del coeficiente de seguridad en roturas circulares.

11.3.2.1. Método de Fellenius

En este método, también conocido como método ordinario de fajas, la simplificación consiste en suponer nulas las componentes según la dirección normal al círculo de deslizamiento de las fuerzas que actúan sobre los laterales de cada faja, por lo que manteniendo el planteamiento simplificador de ausencia de fuerzas externas se tendrá que:

$$N'_i + U_i = W_i \cdot \cos \theta_i \quad (11.14)$$

y despejando:

$$N'_i = W_i \cdot \cos \theta_i - U_i = W_i \cdot \cos \theta_i - u_i \cdot \Delta l_i \quad (11.15)$$

En este caso, el coeficiente de seguridad se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$F = \frac{c \cdot L + \operatorname{tg} \phi \cdot \sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cdot \cos \theta_i + u_i \cdot \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \operatorname{sen} \theta_i} \quad (11.16)$$

En este método, como en el de Bishop simplificado, el coeficiente de seguridad queda sobredeterminado, al disponerse de más ecuaciones que de incógnitas; por ello se pierde precisión en la obtención del factor de seguridad, alcanzándose valores de dicho coeficiente hasta 1,5 veces menores que el real, normalmente siempre del lado de la seguridad.

11.3.2.2. Método de Bishop simplificado

La simplificación que se hace en este procedimiento de cálculo consiste en suponer que las fuerzas que las demás fajas ejercen sobre los laterales de la rebanada considerada, tienen nula la componente vertical de la resultante.

Proyectando en esta dirección vertical para una faja se obtiene:

$$W_i = N'_i \cdot \cos \theta_i + U_i \cdot \cos \theta_i + T_i \cdot \operatorname{sen} \theta_i = N'_i \cdot \cos \theta_i + U_i \cdot \cos \theta_i + \left(\frac{\Delta l_i \cdot c + N'_i \cdot \operatorname{tg} \theta_i}{F} \right) \operatorname{sen} \theta_i \quad (11.17)$$

Que operando y simplificando, permite obtener el valor de N'_i como:

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \Delta x_i - (1/F) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \operatorname{tg} \theta_i}{\cos \theta_i \left[1 + \frac{(\operatorname{tg} \theta_i \cdot \operatorname{tg} \phi)}{F} \right]} \quad (11.18)$$

A partir de la ecuación general del coeficiente de seguridad, y operando se llega a la siguiente expresión:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \cdot \text{tg } \phi]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \text{sen } \theta_i} \cdot \left[\frac{1}{M_i(\theta_i)} \right] \quad (11.19)$$

donde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left[1 + \frac{\text{tg } \theta_i \cdot \text{tg } \phi}{F} \right] \quad (11.20)$$

Como el coeficiente de seguridad aparece en los dos miembros de la ecuación, para obtener el valor de F hay que realizar un procedimiento iterativo fácilmente programable con un ordenador personal. En la **Figura 11.10** se presenta un gráfico para la determinación de $M_i(\theta_i)$ para ayudar en la realización manual de los cálculos.

Al determinar el valor de F se introduce un error, ya que se dispone de más ecuaciones que incógnitas, como consecuencia de la simplificación en que se basa el método. En todo caso este error suele ser inferior al 10 %, por lo que se trata de un método muy utilizado en la práctica.

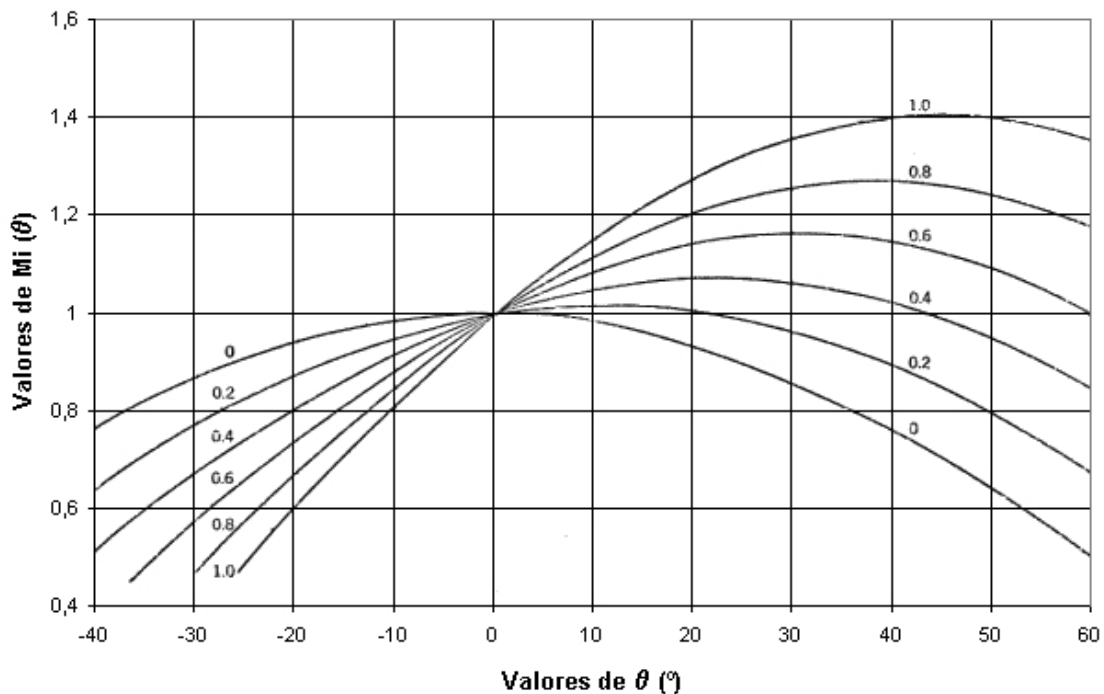


Figura 11.10. Gráfico para el cálculo de $M_i(\theta)$. Los números en el ábaco se refieren a $\text{tg } \phi$. Cortesía de Limusa.

11.3.2.3. Método de Janbu simplificado

En el método de Janbu se adopta la hipótesis de fijar la altura del punto de aplicación de la reacción normal de una rebanada sobre la siguiente. Con esta simplificación se introducen **n - 1** hipótesis y por consiguiente este método es, como los anteriores, inexacto. Con el método de Janbu se pueden analizar superficies de forma cualquiera.

El método simplificado de Janbu asume que no existen fuerzas cortantes entre las fajas, como el de Bishop simplificado. Pero en este caso la ecuación que no se va a cumplir en vez de una de equilibrio de fuerzas horizontales (que sería el caso de Bishop simplificado), es la de equilibrio de momentos, lo que por otro lado permite introducir en los cálculos superficies de deslizamiento no necesariamente circulares. La geometría de cada faja viene definida por su altura, h , medida en la línea central, su anchura Δx , y por las inclinaciones de la base y la línea superior de cada faja, respectivamente.

El método de Janbu satisface el equilibrio vertical de fuerzas en cada faja, así como el equilibrio de fuerzas horizontal general de toda la masa. El equilibrio de fuerzas verticales daría:

$$\sum F_v = (N'_i + U_i) \cos \theta_i + T_i \cdot \text{sen} \theta_i - W_i = 0 \quad (11.21)$$

De donde se puede fácilmente deducir:

$$N'_i = \frac{-U_i \cdot \cos \theta_i - T_i \cdot \text{sen} \theta_i + W_i}{\cos \theta_i} \quad (11.22)$$

Si se define el coeficiente de seguridad como F y se considera que ha de ser igual para todas las fajas, la resistencia al corte movilizada tipo Mohr-Coulomb T_i , en la base de cada faja vendrá dada por:

$$T_i = \frac{c + N'_i \cdot \text{tg} \phi}{F} \quad (11.23)$$

Donde c y $N'_i \cdot \text{tg} \phi$ son los componentes cohesivo y friccional de la resistencia al corte del suelo respectivamente. Sustituyendo la ecuación anterior en la (11.22) la fuerza normal efectiva que actúa en la base de la faja se puede calcular como:

$$N'_i = \frac{1}{M_i(\theta_i)} \left[W_i - \frac{c \cdot \text{sen} \theta_i}{F} - U_i \cdot \cos \theta_i \right] \quad (11.24)$$

donde $M_i(\theta_i)$ vendrá dado por la ecuación (11.20).

Después, se evalúa el equilibrio de fuerzas horizontales de toda la masa. En particular para una faja se tendrá:

$$[F_H]_i = (N'_i + U_i) \cdot \text{sen} \theta_i + W_i - T_i \cos \theta_i \quad (11.25)$$

Así sustituyendo T_i por su valor en la ecuación (11.23) y reorganizando términos, se tendrá que para el equilibrio general de fuerzas horizontales general de la masa deslizante y por tanto del conjunto de fajas, se podrá escribir:

$$\sum_{i=1}^n [F_H]_i = \sum_{i=1}^n [(N'_i + U_i) \cdot \text{sen } \theta_i + W_i] - \sum_{i=1}^n \left[\frac{c + N'_i \cdot \tan \phi}{F} \cos \theta_i \right] = 0 \quad (11.26)$$

Y por tanto, puesto que la suma de todas las fuerzas horizontales que actúan sobre todas las fajas habrá de ser nula en el equilibrio y por tanto:

$$\sum_{i=1}^n [(N'_i + U_i) \cdot \text{sen } \theta_i + W_i] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{F} (c + N'_i \cdot \tan \phi) \cos \theta_i \right] \quad (11.27)$$

Puesto que se supone que todas las fajas tienen el mismo coeficiente de seguridad, F , se tendrá que:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c + N'_i \cdot \text{tg } \phi] \cos \theta_i}{\sum_{i=1}^n [U_i \cdot \text{sen } \theta_i + W_i] + \sum_{i=1}^n N'_i \text{sen } \theta_i} \quad (11.28)$$

Donde N'_i se obtiene a partir de la ecuación (11.24). Quedando finalmente una expresión del tipo:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c + \frac{1}{M_i(\theta_i)} \left[W_i - \frac{c \cdot \text{sen } \theta_i}{F} - U_i \cdot \cos \theta_i \right] \cdot \text{tg } \phi \right] \cos \theta_i}{\sum_{i=1}^n [U_i \cdot \text{sen } \theta_i + W_i] + \sum_{i=1}^n \frac{1}{M_i(\theta_i)} \left[W_i - \frac{c \cdot \text{sen } \theta_i}{F} - U_i \cdot \cos \theta_i \right] \cdot \text{sen } \theta_i} \quad (11.29)$$

Esta expresión representa esencialmente la relación entre la resistencia al corte disponible y la fuerza cortante que tiende a hacer que la masa de suelo deslice. Un formato del tipo de la expresión (11.29) permite determinar el estado de la tensión normal efectiva y si esta es negativa, realizar las correcciones oportunas. El coeficiente de seguridad que se obtiene será el coeficiente de seguridad de Janbu simplificado que, como se ve, no tiene en cuenta el equilibrio de momentos y por ello permite analizar superficies de deslizamiento no circulares.

El coeficiente de seguridad de Janbu simplificado corregido se puede calcular multiplicando el coeficiente de seguridad de Janbu simplificado recién calculado, por un factor modificador, f_0 :

$$F_{\text{Janbu simplificado corregido}} = f_0 \cdot F_{\text{Janbu simplificado}} \quad (11.30)$$

Conviene señalar que este valor simplificado corregido tiende a aproximarse al valor que se obtendría mediante el método de Janbu generalizado, ya que la corrección se obtuvo realizando cálculos de ambos tipos para un número elevado de casos y calculando las correcciones necesarias.

El factor modificador es una función de la geometría del deslizamiento y de los parámetros resistentes del suelo. Para su cálculo se puede utilizar la expresión:

$$f_0 = 1 + b_1 \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (11.31)$$

Donde d y L son los parámetros geométricos de la rotura que se presentan en la **Figura 11.11**. y b_f es un parámetro que varía en función de la naturaleza del terreno, de forma que para terrenos cohesivos se tiene que $b_f=0,69$, para los friccionales (granulares sin cohesión) $b_f=0,31$, y para terrenos mixtos o rocas (materiales tipo Mohr-Coulomb) $b_f=0,50$.

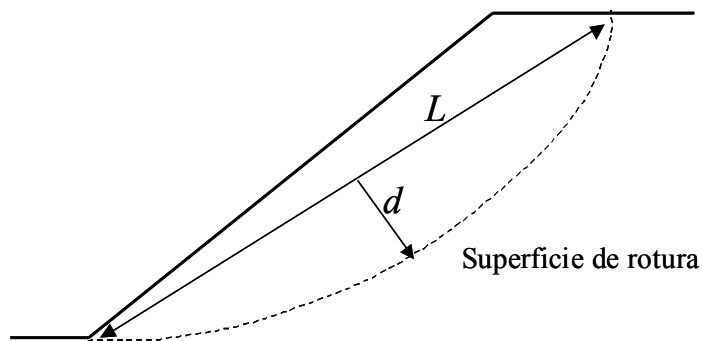


Figura 11.11. Parámetros geométricos para el cálculo del factor de corrección de Janbu.

11.3.3. Programas que implementan los métodos de fajas

Los métodos de fajas tienen que ir probando un número grande de superficies de deslizamiento hasta encontrar la crítica, por eso no se suelen realizar cálculos a mano y existen programas que los implementan. Se presentan a continuación y brevemente algunos de los programas más comúnmente utilizados (no necesariamente los mejores ni los únicos) para el análisis de rotura circular mediante métodos de fajas:

STABL (de la Universidad de Purdue - www.ecn.purdue.edu/STABL) fue probablemente el precursor de los programas que implementan los métodos de fajas. Está escrito en FORTRAN y en su última versión PCSTABLE6, permite incluir en los análisis geotextiles, bulones y cables; y obtener coeficientes de seguridad mediante los métodos de Bishop simplificado, Janbu simplificado y corregido y Spencer.

Existen algunos programas evolucionados de STABL, como p. ej. GSTABL7 que trabajan con editores como el denominado stedWIN (www.stedwin.com), que facilitan el uso de este programa haciendo más sencilla la obtención de salidas.

SLIDE (de la compañía Rocscience - www.rocscience.com), bastante sencillo de utilizar, con buenas capacidades gráficas y que implementa todos los métodos de fajas presentados en apartados anteriores. Además permite realizar análisis de probabilidad introduciendo los datos como variables aleatorias. La **Figura 11.12** presenta un ejemplo de salida del programa SLIDE.

XSTABL (de la compañía Interactive Software Designs, Inc. - www.xstabl.com) es un entorno integrado, basado en la filosofía del programa STABL que permite realizar análisis de estabilidad de taludes con posible rotura circular mediante los métodos de fajas (Bishop y Janbu simplificados y general de equilibrio límite –GLE-, adaptable a Spencer y Morgenstern y Price). El análisis da como resultado la superficie de rotura crítica, la línea de empujes, el

módulo y la inclinación de las fuerzas entre fajas y las fuerzas normales en la base de las fajas. El tipo de gráficos de salida que ofrece este programa se presenta en la **Figura 11.13**.

Existen otros códigos de interés que no se presentan aquí por la falta de familiaridad de los autores con su uso.

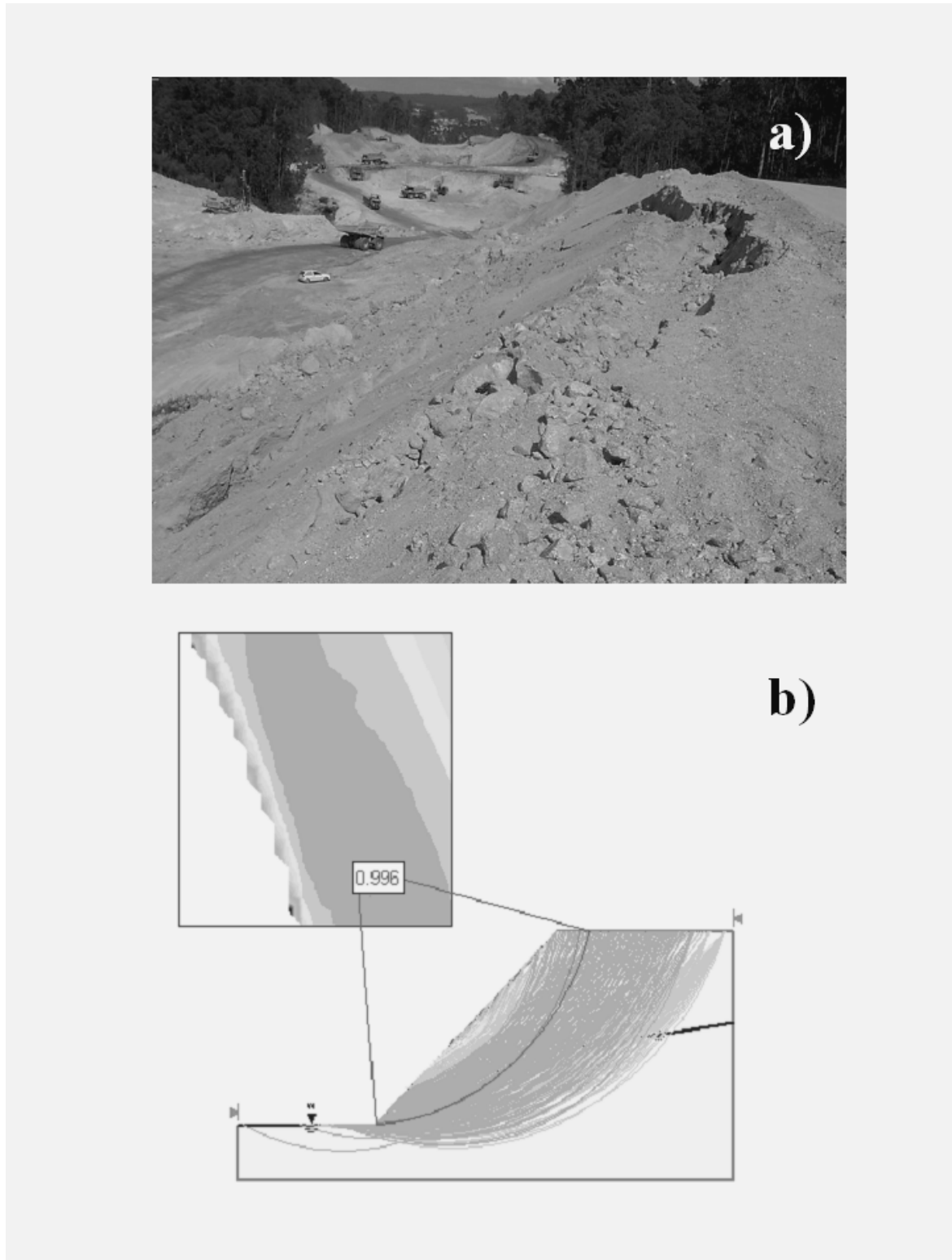
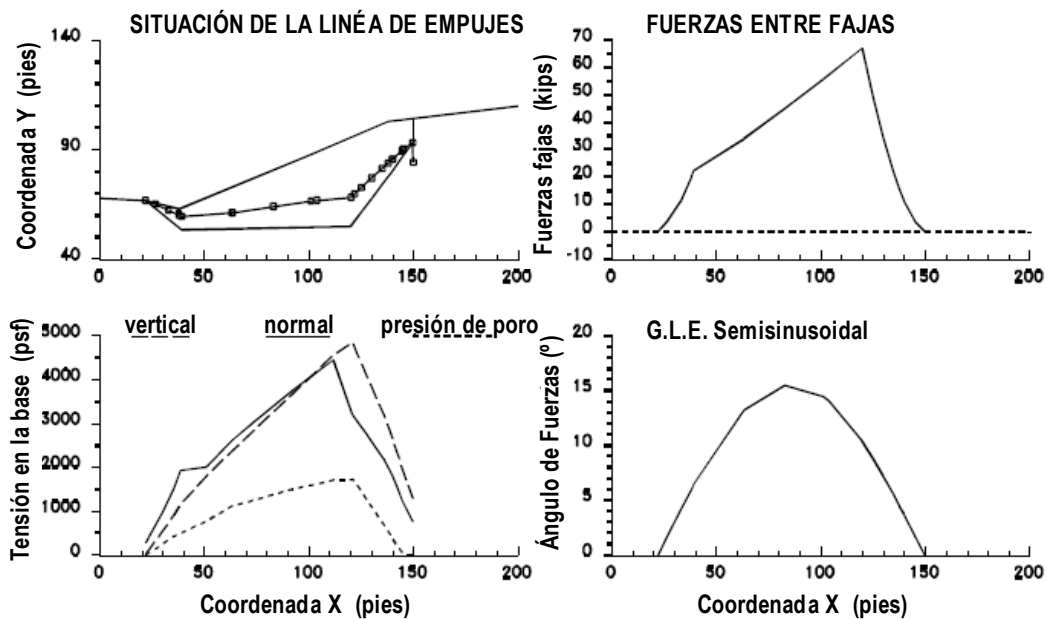


Figura 11.12. a) Ejemplo de talud que ha sufrido rotura circular en un granito meteorizado y b) Análisis de esta rotura mediante el programa SLIDE, de la compañía ROCSCIENCE (2001).



G.L.E. Semisinusoidal. FS para la superficie especificada = 1.600

Figura 11.13. Ejemplo de salida del programa XSTABL. Cortesía de Interactive Software Designs, Inc., tomado de la página web <http://www.xstabl.com/XSTABL/XSTABL95.pdf>.

11.4. Métodos numéricos

El estudio de la rotura circular de taludes mediante métodos numéricos, junto con el análisis de otros tipos de rotura, se presenta en el capítulo 13 de este libro.

Los métodos numéricos, mediante la técnica de la reducción de la resistencia al corte (Dawson et al, 1999) permiten también obtener coeficientes de seguridad. Son más adecuados para resolver problemas con mecanismos de rotura complejos (roturas mixtas, rotura progresiva...). Presentan la ventaja de que encuentran solos la superficie de rotura crítica y permiten analizar materiales con comportamiento no simple (anisótropos, frágiles).

11.5. Rotura progresiva

Los métodos presentados hasta el momento permiten analizar la estabilidad de roturas circulares en materiales elasto-plásticos perfectos, esto es aquellos que mantienen constante su resistencia máxima o de pico. Sin embargo, no todos los materiales geológicos se comportan de esta manera, por lo que no conviene descartar a priori la posible aparición de fenómenos de rotura progresiva que han dado lugar a algunos de los deslizamientos de mayor repercusión internacional en los ámbitos de la ingeniería civil y minera. Así en 1963 unas 2500 personas fallecieron como resultado de un deslizamiento asociado a una rotura progresiva, que dio lugar a una ola que sobrepasó el embalse de Vaiont (Jaeger, 1972) y recientemente el deslizamiento de la balsa de estériles de la mina de Aznalcollar también fue asociado a una rotura progresiva a través de un nivel de margas

sobreconsolidadas (Ollalla y Cuellar, 2001). Otros deslizamientos menos mediáticos también han ido asociados a este tipo de roturas (Fornes y Uriel, 1992).

Se puede considerar que puede existir rotura progresiva en un talud cuando las condiciones tensionales observadas o deducidas mediante análisis retrospectivos llevan a la conclusión de que la resistencia media aparente movilizada es inferior a la resistencia al esfuerzo tangencial de pico o máxima del suelo o la roca involucrados en el problema (Uriel, 1988). La magnitud de la resistencia movilizada a lo largo de la superficie de rotura dista mucho de ser uniforme, de forma que si en algún momento la tensión cortante supera la resistencia disponible en una zona reducida de la superficie de deslizamiento el exceso de carga tendrá que ser transmitido a las zonas adyacentes.

En suelos o macizos rocosos que presenten un comportamiento con reblandecimiento o frágil (esto es, que una vez alcanzado el pico de resistencia, disminuya bruscamente su capacidad de resistir carga), esta transmisión de la carga puede llevar a la rotura subsiguiente de las zonas adyacentes y así sucesivamente hasta dar lugar al deslizamiento completo de la masa mediante el fenómeno denominado rotura progresiva. Para que se produzca este tipo de rotura, por tanto, tendrá que haber una etapa inicial en la que por la causa que fuere y en una zona de la superficie potencial de rotura se supere la resistencia al corte de pico del terreno, posteriormente la transmisión de esfuerzos irá produciendo el progreso de la rotura.

En general los suelos granulares sueltos y las arcillas normalmente consolidadas presentan un comportamiento no frágil, por lo que en estos casos se suele descartar la rotura progresiva. Sin embargo, para arenas densas y arcillas fisuradas y sobreconsolidadas, que se pueden considerar materiales frágiles, la resistencia de los puntos en los que se ha alcanzado la tensión de pico suele ir decreciendo a medida que se va produciendo el movimiento cortante y hasta que se produce el deslizamiento completo del talud. Cuanto más frágil sea el material, mayor será la diferencia entre la resistencia movilizada y la resistencia de pico promedio en la superficie de rotura. Bjerrum (1967) sugiere que la meteorización de arcillas sobreconsolidadas y pizarras sedimentarias da lugar a la destrucción lenta de los enlaces diagenéticos de estos materiales, lo que hace aumentar su fragilidad y por lo tanto su tendencia a sufrir rotura progresiva.

Una vez iniciada una rotura de este tipo, el proceso que lleva hasta la rotura total puede tener lugar de forma lenta o rápida. Existen informes de múltiples casos en los que taludes naturales o construidos han permanecido estables o han ido sufriendo desplazamientos casi indetectables durante años antes de llegar al periodo final de movimientos acelerados y rotura.

Se puede definir un índice de fragilidad como el cociente entre la diferencia de las resistencias de pico y residual de un material y la resistencia del pico del mismo. La posibilidad de que ocurra una rotura progresiva será proporcional al valor de este índice.

El análisis de estabilidad de este tipo de roturas se puede realizar atendiendo a planteamientos analíticos (Uriel, 1988) o mediante técnicas numéricas (Ollalla y Cuellar, 2001). No obstante, resulta indudable que los parámetros, condiciones de contorno y características que se precisa conocer para enjuiciar exactamente el espectro completo del fenómeno son muy diversos y a veces complicados de obtener, especialmente la disminución del criterio de rotura asociado a un parámetro de reblandecimiento y el denominado módulo de descarga o pendiente de bajada de la

curva tensión-deformación una vez superada la resistencia de pico y en su camino hasta el valor residual. Además la simulación numérica de estos materiales con reblandecimiento presenta problemas en lo que concierne a la variación de los resultados con el ancho de malla y en la aparición de fenómenos de deformación no homogénea (bifurcación y localización de las deformaciones).

11.6. Análisis de estabilidad y diseño de una ladera inestable.

Se trata de estimar las condiciones que dieron lugar a un movimiento del terreno en una ladera inestable con una inclinación media de unos 24° , cuyas fotografías y planta se presentan en las **Figuras 11.3.b, c y d**. El movimiento del terreno presentaba forma de cuchara y afectaba a un área aproximada de 120 metros de ancho por 200 de largo, observándose grietas de tracción en la coronación (35 cm de bajada- **Figura 11.3.b**), grietas de desgarre laterales y abombamiento en el pie (**Figura 11.14** donde se observa un muro inclinado), en el que derribó algunas piedras de un pequeño muro de contención y originó grietas en una casa próxima. También se observaron grietas paralelas a las más altas pero a mitad de ladera (**Figura 11.3.c**).

Este desplazamiento fue activado por el exceso de agua en el terreno, ya que se produjo en época de fuertes lluvias, y se constató posteriormente que los datos diarios de precipitación en la zona se correlacionaban fuertemente con los dos instantes en los que se produjeron pequeños desplazamientos.



Figura 11.14 (foto): Detalle del portal inclinado en la base de la zona deslizada. Al fondo se observa la casa por donde se ubicó la base de la zona deslizada.

El movimiento involucró una masa de granito meteorizado o jabre que a priori parecía superficial. Un estudio geológico-geotécnico de la zona indicó que la roca subyacente es un granito adamellítico que se ha ido meteorizando in-situ dando lugar a la zona de jabre que se

observa en superficie. La profundidad de la capa meteorizada se ha constatado que es muy variable, llegando en ocasiones a aflorar el granito sano. En la **Figura 11.15** se presenta una localización estimativa del contacto granito-jabre, que en todo caso sabemos que es muy irregular y variable (objeto de incertidumbre).

La caracterización del jabre se realizó teniendo en cuenta su clasificación como suelo, propiedades índice, ensayos de penetrómetro y de veleta y ensayos de resistencia al corte no drenados en laboratorio de distintas muestras y en distintas zonas del área afectada y su entorno. Los resultados obtenidos se correlacionan bien con parámetros de otros materiales de este tipo analizados y se ajustan a estimaciones propuestas por otros autores. Los parámetros geotécnicos promedio del jabre se concretan en: $E = 0,1 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$, $c = 28,5 \text{ kPa}$, $\phi = 33,5^\circ$, $\sigma_t = 0,7 \text{ kPa}$, $\rho_{\text{in-situ}} = 1620 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{\text{sat}} = 1810 \text{ kg/m}^3$ y un coeficiente de permeabilidad aproximado de $k = 1,75 \times 10^{-4} \text{ m/seg}$.

Atendiendo a la situación del contacto, a la permeabilidad del terreno, a la presencia de algunos manantiales en la zona y a los niveles de precipitación y mediante la realización de redes de flujo, se han estimado los niveles freáticos correspondiente a las distintas situaciones meteorológicas posibles, que se especifican a continuación y se presentan en la **Figura 11.16**:

- N.F.1: Se produciría en una época de grandes lluvias. Por ejemplo, cuando tuvo lugar el movimiento de la masa.
- N.F.2: Se produciría en una época lluviosa, pero no excesiva, esta sería la situación media del nivel freático en un invierno de lluvias medias.
- N.F.3: Se produciría en una época seca. Sería una situación clásica de verano, época en la que se secan los manantiales situados bajo la carretera.
- N.F.Sup. Nivel freático del terreno prácticamente saturado. Situación poco esperable.

Con estos datos se han analizado seis casos, cuatro con los cuatro niveles freáticos propuestos (NF-1, NF-2, NF-3 y NF-Superior) y dos más con el NF-1 y con dos posibles superficies de contacto jabre-granito: unos 15 metros por encima y 15 metros por debajo de la estimada. (**Fig. 11.16**). En estos seis casos analizados se ha obtenido el CS utilizando en primer término el método de Bishop modificado y en segundo lugar el método de Janbu (según qué casos es más exacto uno u otro), entendiéndose como coeficiente de seguridad (CS) definitivo el promedio de los dos obtenidos. En la Tabla 11.1 se presentan los resultados de los cálculos.

Tabla 11.1: Resultados de CS.

| VALORES | Contacto | Nivel Freático | Nombre | CS Bishop | CS Janbu | CS |
|--|----------|----------------|--------|-----------|----------|--------------|
| JABRE: $C=28,5 \text{ kPa}$ $\phi = 33,5^\circ$ $\rho_{\text{sat}}=1,81 \text{ gr/cm}^3$ $\rho_{\text{in-situ}}=1,62 \text{ gr/cm}^3$ | Normal | NF 1 | Teb00 | 1,106 | 1,009 | 1,058 |
| | Normal | NF2 | Teb01 | 1,457 | 1,348 | 1,403 |
| | Normal | NF3 | Teb02 | 1,682 | 1,556 | 1,619 |
| | Normal | NF Sup. | Teb04 | 1,014 | 0,919 | 0,967 |
| | Alto | NF1 | Teb10 | 1,234 | 1,211 | 1,211 |
| | Bajo | NF1 | Teb20 | 1,106 | 1,005 | 1,056 |

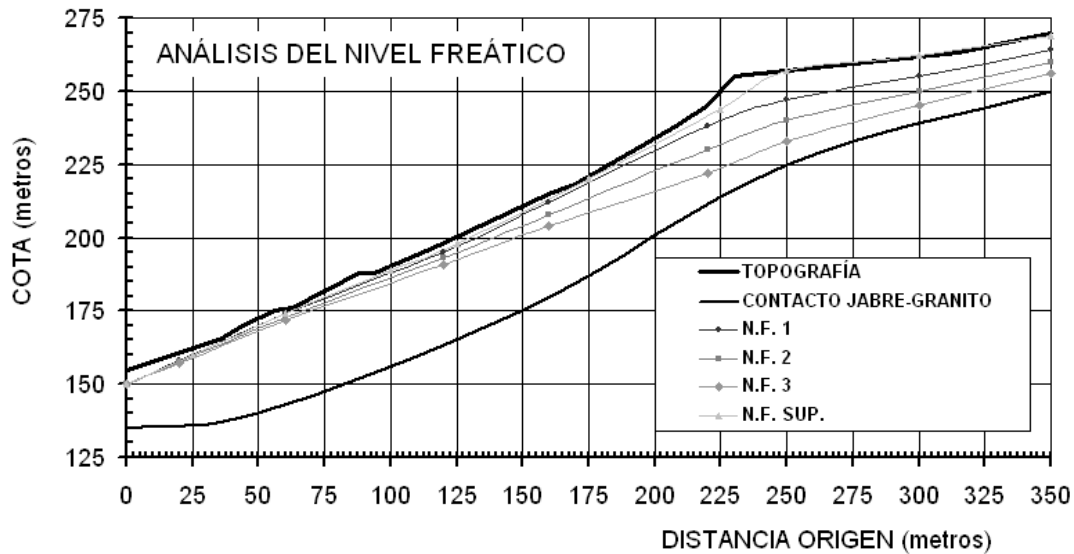


Figura 11.15: Posibles posiciones del nivel freático definidas en el texto y del contacto jabre-granito.

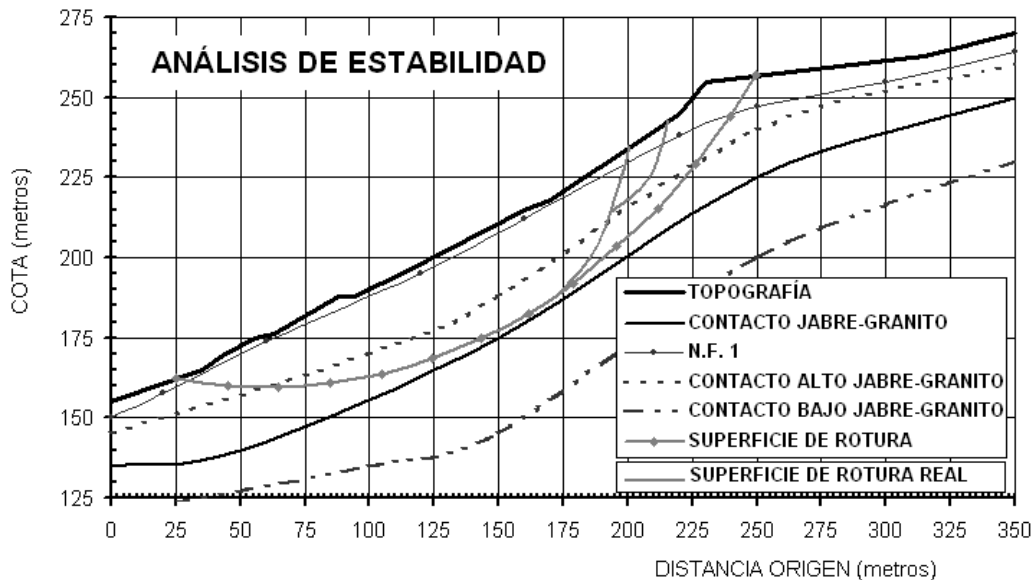


Figura 11.16: Análisis de estabilidad del movimiento: contacto jabre-granito (estimado, alto y bajo), superficie de rotura calculada y real aproximada a partir de observaciones en campo.

En la interpretación de estos resultados, para el caso con el NF-1 el CS es 1,058 y al estar entre 1 y 1,1 quiere decir que pueden aparecer grietas y movimientos en el talud. Este NF corresponde a la época de máximas lluvias de invierno y el valor del CS coincide con lo observado. Si se atraviesa una época invernal algo más seca y el NF tiene tiempo de bajar (al drenarse la ladera) hasta la posición NF-2 el coeficiente de seguridad aumenta hasta 1,403, siendo el talud estable. Esta situación se corresponde con inviernos normales. Si continua bajando el nivel freático hasta la posición NF-3, situación que se daría tras un periodo seco, el CS llega hasta 1,619 por lo que el talud sería aun más estable. Si el talud se saturara completamente (situación que dada la permeabilidad del jabre es improbable, ya que harían falta precipitaciones de casi el doble de las máximas jamás registradas) el CS bajaría hasta 0,967, con lo cual se produciría probablemente el deslizamiento de la ladera.

Para gestionar adecuadamente la incertidumbre y dada la falta de conocimiento sobre la posición del contacto jabre-granito sano, se obtuvieron CS para el caso de contactos algo por encima o debajo de su situación hipotética inicial. Para el nivel freático en posición NF-1, en el primer caso se obtendría un $CS = 1,21$ y por tanto se estaría del lado seguro, y en el segundo valores de $CS_{Janbu}=1,005$ y $CS_{Bishop}= 1,106$, por tanto, el nivel de seguridad sería prácticamente igual al del caso analizado inicialmente.

Para solucionar el problema se propusieron una serie de drenes californianos, cuyas características se detallan en la Tabla 11.2 que aseguran el drenaje del talud, junto con un sistema de zanjas para canalizar el agua hacia fuera del mismo. Así, se pasa de los CS presentados a un valor en torno a 1,35 ($CS_{Bishop}=1,402$ y $CS_{Janbu}=1,310$), de tal manera que el perfil de esta solución quedaría en la forma que se muestra en la **Figura 11.17**. con la disposición espacial que se muestra en la **Figura 11.3.d**.

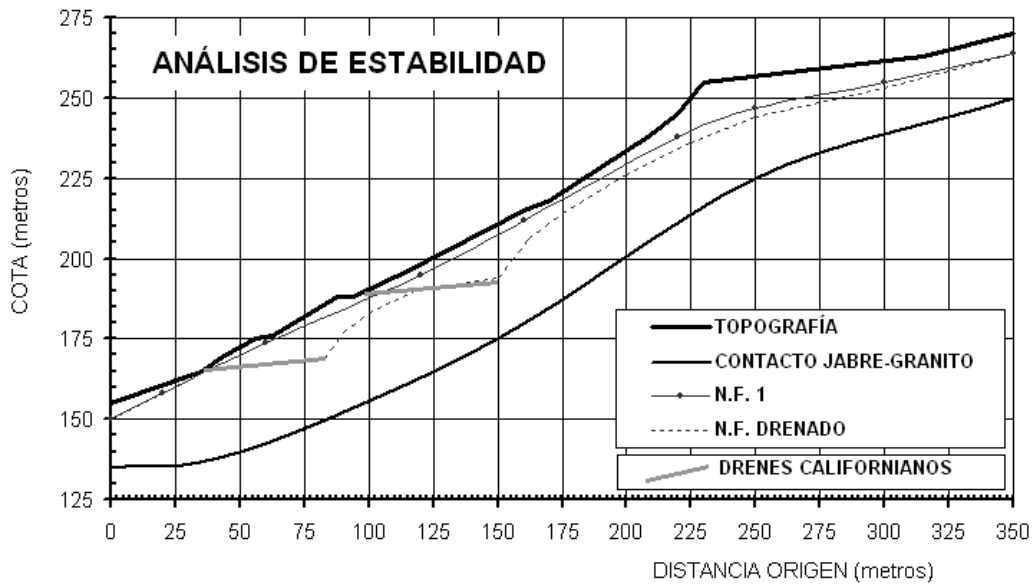


Figura 11.17: Situación del nivel freático 1 y nivel freático drenado. Al cambiar de una situación a otra se pasa de un $CS = 1.05$ a un $CS = 1.35$.

Tabla 11.2. Características de los drenes horizontales propuestos.

| Características | Drenes californianos |
|-----------------|--|
| Número | 10 |
| Diámetro | 7.5 cm. |
| Longitud | 50 metros |
| Espaciado | 20 metros |
| Inclinación | 5° |
| Entubado | Enrejillado ($d < 0.1$ mm) Cerrados los últimos 10 metros. |
| Salida | Conectadas a zanjas |

11.7. Consideraciones finales

Actualmente y aunque en las fases de anteproyecto se puedan utilizar métodos de ábacos como el presentado de Hoek y Bray (1974), la mayor parte de los cálculos se suelen realizar utilizando los métodos de equilibrio límite y en particular los métodos de fajas, ya que son la opción más eficiente y fácil en problemas sencillos, dan valores equiparables a los de los métodos numéricos y a los resultados que se observan en la práctica y simplifican mucho el tratamiento de los datos y la realización de análisis de sensibilidad, estadísticos y retrospectivos (Das, 2002).

Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio dan resultados exactos en todas las condiciones que se dan en la práctica. Independientemente de las hipótesis de partida los métodos de Janbu, Spencer, Morgenstern y Price y GLE, dan valores del coeficiente de seguridad que no difieren en más del 5% del valor exacto. El método de Bishop, aunque no cumpla todas las condiciones de equilibrio puede situarse en el mismo nivel de exactitud (Chen y Shao, 1988).

Por todo ello es conveniente que el ingeniero que realice el diseño no se preocupe tanto sobre qué método utilizar si no de como estimar de manera adecuada las propiedades del suelo o del macizo rocosos. (Duncan y Wright, 1980).

Un aspecto que no se ha considerado es que todos los modelos de los que se ha hablado trabajan en dos dimensiones. A priori, el hecho de que la realidad sea tridimensional suele contribuir levemente a mejorar la estabilidad de los taludes, por lo que es práctica común trabajar en 2-D. No obstante, para casos particulares y típicamente para el estudio de grandes presas la tridimensionalidad suele jugar un rol de gran importancia. Por ello se están comenzando a desarrollar métodos de fajas que funcionan en tres dimensiones (Chen *et al.*, 2003).

REFERENCIAS

- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., Boyce, G.M. (2002). Slope stability and stabilization methods. 711 pp. John Wiley & Sons, Nueva York.
- Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*. Vol. 5. pp 7-17.
- Chen, Z.Y., Shao, C.M. (1988). Evaluation of minimum factors of safety in slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 25. pp 735-48.
- Chen, Z.Y., Mi, H., Zhang, F., Wang, X. (2003). A simplified method for 3D slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 40. pp 675-83.
- Bjerrum, L. (1967). Progressive failure in slope in overconsolidated plastic clays and clay shales. Terzaghi Lecture. *J. of Soil Mech. Found. Div.*, ASCE. Vol. 93, No. SM5, pp. 3-49.
- Das, B.M. (2002). Principles of geotechnical engineering. Ed. Brooks/Cole. Pacific Grove, California, EEUU.
- Dawson, Roth, Drescher (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*. Vol.49. pp 835-40.
- Duncan, J.M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes. *ASCE Journal of geotechnical engineering*. Vol. 122. pp 577-596.
- Duncan, J.M., Wright, S.G. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology*. Vol. 16. pp 5-17.
- Fornes Domenech, J., Uriel Romero, S. (1988) El deslizamiento de ladera de Almodóvar del río, en las líneas AVE y RENFE del tramo Córdoba-Sevilla. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña. pp 449-460.
- Hoek, E, Bray, J.W. (1974). Rock slope engineering. IMM. Chapman & Hall. Londres.
- ITGE, 1987. (Ayala, Andreu, Fe, Ferrer, De Simón, Fernandez, Olalla, Gómez, Sampedro y Cienfuegos). Manual de Ingeniería de taludes. ITGE, Madrid.
- Jaeger, J.C. (1972). Rock Mechanics and Engineering. Cambridge University Press.
- Janbu, N. (1954). Application of composite slip circles for stability analysis. European conference on stability of earth slopes. Vol. 3. pp 43-49. Estocolmo, Suecia.
- Janbu, N. (1973). Slope stability computations in embankment-dam engineering. Hirschfield and Poulos eds. pp 47-86. John Wiley & Sons. Nueva York.
- Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & Sons. Nueva York.
- Lowe, J., Karafiath, L. (1960). Stability of earth dams upon draw-down. Proceedings of the first Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, pp. 537-552..
- Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*. Vol.15. pp 79-93.
- Olalla C., Cuéllar, V. (2001). Failure mechanism of the Aznalcóllar dam. *Geotechnique*. Vol. 51. Nº 5. pp 399-406
- Sarma, S.K. (1979). Stability analysis of embankments and slopes. *ASCE Journal of geotechnical engineering division*. Vol. 105. pp 1511-24.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique*. Vol.17. pp 11-26.
- Taylor, D.W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons. Nueva York.
- Terzaghi, K. Peck, R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons. Nueva York.
- Uriel Romero, S. (1988) Cálculo de estabilidad de taludes con rotura progresiva. II Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas inestables.

Varnes, D.J. (1978). Slope movement types and processes. En *Landslides analysis and control*. Transportation Research Board. National Academy of Sciences. Washington, EEUU.

12. APLICACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES.

El conocimiento científico avanza por medio de la construcción y análisis de modelos de porciones de la realidad bajo estudio. El objetivo de estos modelos no es ofrecer una imagen especular de la realidad, ni incluir todos sus elementos en sus proporciones exactas, sino más bien identificar y hacer accesible la investigación intensiva aquellos elementos que sean decisivos. Simplificamos a partir de lo no-esencial, eliminamos lo accesorio para tener una perspectiva clara de lo importante, aumentamos para mejorar el dominio y la exactitud de nuestra observación. Un modelo es y debe ser poco realista y, sin embargo, en cierto sentido y paradójicamente, si se trata de un buen modelo, nos proporcionará la clave para comprender la realidad.

Baran & Sweezy, 1968

Los modelos numéricos deben servir a los ingenieros como las farolas a los borrachos, para apoyarse y no para iluminarse.

Anónimo

12.1. Introducción

En el núcleo de la metodología de diseño de taludes se encuentra un modelo (analítico o numérico) que es el aparato matemático capaz de describir los fenómenos observados. Este modelo ha de ser más una herramienta intelectual, diseñada de acuerdo a las cuestiones que se pretenden responder y a los datos de partida, que una máquina de producir valores. En ingeniería de los macizos rocosos, la mayor parte de los problemas que se pretenden resolver parten de una situación clasificable como tipo 3 de Holling (Starfield y Cundall, 1988), al tratarse de problemas con pocos datos de partida y en ocasiones con bajo nivel de conocimiento (Figura 12.1). Así, el enfoque tradicional de otros ámbitos de la ingeniería no resulta adecuado, ya que el objetivo fundamental del diseño de taludes reside en la adecuada percepción de las consecuencias de la limitación, variabilidad e incertidumbre de los datos de partida (Fairhurst, 1993).

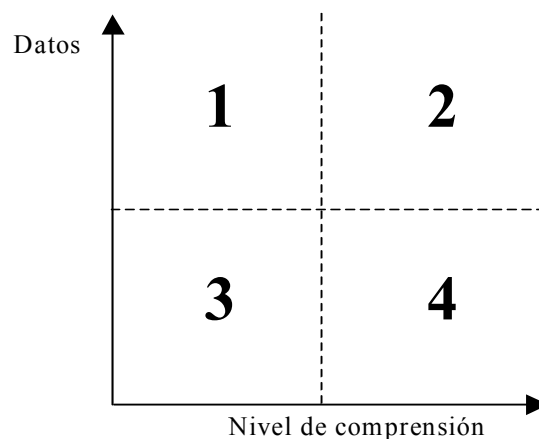


Figura 12.1. Clasificación de Holling en la modelización de problemas.

Por ello, no conviene olvidar algunos de los principios que deben guiar el proceso de toma de decisiones que es el diseño y que según Bieniawski et al. (1993) se podrían reducir a los siguientes: independencia (mínimo de requerimientos funcionales independientes), simplicidad, mínima incertidumbre, conocimiento (máxima tecnología disponible), optimización y facilidad de realización de la obra. Junto a estos principios siempre hay que tener en cuenta: las limitaciones de partida, quién va realizar la obra, cual va ser su uso y los aspectos legales. De esta manera, saber cual es el nivel de información necesaria, conocer el nivel de riesgo aceptable y, en términos generales, la adecuada gestión de la incertidumbre como parte del proceso de diseño, son las claves de las metodologías de diseño en ingeniería de rocas.

El uso de modelos numéricos en ingeniería de taludes puede contribuir a mejorar el conocimiento sobre los posibles mecanismos de rotura que pueden dar lugar a fenómenos de inestabilidad. Así mismo, puede ayudar a encontrar una geometría óptima del talud y permite el análisis de la secuencia de excavación y construcción. Finalmente, y mediante el método de reducción de la resistencia al corte (y a la tracción) se pueden estimar los coeficientes de seguridad de taludes mediante técnicas numéricas (Dawson y Roth, 1999).

Los modelos numéricos analizan el comportamiento de los taludes; para lo cual pueden incorporar diferentes comportamientos mecánicos (elástico, elastoplástico, viscoso, discontinuo) de los materiales afectados. Dada la complejidad natural de los materiales que se analizan, la aplicación de los modelos numéricos exigirá simplificaciones, tanto en términos geométricos (modelos bidimensionales o axisimétricos, mallas finitas), como en la implementación de los modelos de comportamiento (linelización, homogeneización, eliminación de discontinuidades ...).

12.2. Métodos numéricos

Los métodos analíticos (por ejemplo los métodos de equilibrio límite) basados en la resolución exacta de las ecuaciones de equilibrio mecánico permiten obtener soluciones exactas de casos harto sencillos (tanto en geometría como en comportamiento); por ello resultan fáciles de aplicar en muchos casos y muy adecuados para la realización de análisis de sensibilidad. Sin embargo, estas exigencias de sencillez hacen que en muchas ocasiones no tengan una aplicación práctica.

Los métodos numéricos se basan en la resolución numérica, y por tanto no exacta, de las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento mecánico de los materiales (macizos rocosos o masas de suelo). Dada la complejidad del comportamiento de estos, es necesario simplificar sus propiedades para formalizar los modelos matemáticos. La solución de un problema concreto se presenta en forma de la distribución de las variables principales en el dominio considerado, tales como esfuerzos inducidos, deformaciones y desplazamientos.

Los métodos numéricos se pueden dividir en: métodos en los que se simula todo el material a analizar o “métodos de dominio” y “métodos de contorno” en los que se trabaja básicamente en los contornos.

La principal ventaja de los primeros, que suelen incluir los métodos de elementos finitos (MEF), diferencias finitas (MDF) y elementos discretos (MED), radica en su mayor flexibilidad para simular comportamientos no-lineales, fallas y discontinuidades, sostenimientos, excavaciones secuenciales y propiedades heterogéneas. Entre las ventajas principales de los segundos, que vienen típicamente representados por el método de los elementos de contorno (MEC), se incluyen la facilidad de simulación de dominios infinitos o semi-infinitos así como el esfuerzo moderado tanto en discretización como en tiempo de cálculo para trabajar en 3-D.

En lo que concierne a MEF y MDF, conviene señalar que la diferencia entre ambos métodos se limita al modo de abordar la discretización espacial de las ecuaciones y que, en cierto sentido, son más las similitudes entre estos métodos que las diferencias. Se presenta a continuación una breve reseña de cada uno de los métodos más comunes.

12.2.1 Método de los Elementos Finitos (MEF)

Según este método, un medio continuo, por ejemplo un macizo rocoso, es considerado como el ensamblaje de una serie de elementos estructurales interconectados mediante un número finito de nodos (Zienkiewicz, 1968).

El macizo rocoso que se desea simular se delimita (selección del dominio) y se divide en una serie de pequeños elementos de forma variable, en la que cada elemento es finito, esto es, definido geoméricamente y limitado en tamaño. A cada elemento se le asignan las propiedades del macizo rocoso, entre ellas la densidad, propiedades elásticas, de rotura, y post-rotura, que son específicas del mismo. Cuanto mayor sea el número de elementos, mayor será la aproximación a la realidad. Los desplazamientos de cada nodo serán considerados incógnitas y serán calculados. El estado tensional se calculará en uno o más puntos dentro de cada elemento (Pande et al., 1990).

Una vez introducidas la malla y las propiedades de los materiales, así como las condiciones iniciales y de contorno, el programa resolverá de forma numérica y simultánea el conjunto de las ecuaciones de la mecánica de rocas (ecuaciones de equilibrio mecánico; ecuaciones constitutivas que normalmente incluyen elasticidad, condiciones de rotura y comportamiento post-rotura; y condiciones de continuidad y contorno), almacenadas en forma matricial y siguiendo normalmente un esquema de resolución implícito. No obstante, el esquema de integración temporal (implícito o explícito) no va estrictamente ligado al modelo de discretización espacial (diferencias finitas, elementos finitos, etc...), por lo que se pueden encontrar códigos basados en el MEF explícitos.

Entre los códigos basados en el MEF que se pueden aplicar al ámbito geotécnico cabe destacar ANSYS y ABAQUS. Se trata de códigos de aplicación general que también se pueden utilizar en mecánica de rocas, por lo que no están especialmente diseñados para estas aplicaciones y por ello el modelizador requiere cierto grado de formación en cálculo numérico para su correcto uso.

Para el caso del análisis de estabilidad de taludes, la simulación se puede realizar bien como si se tratara de una excavación, esto es eliminando poco a poco la zona a excavar, o bien partiendo de la geometría final del talud pero sometida a unas condiciones de contorno que eviten su movimiento y

que se liberen a posteriori. El conjunto de materiales afectados se simula mediante una malla que se somete a un estado tensional inicial y a una serie de condiciones de contorno. En ambos casos el programa resuelve las ecuaciones hasta llegar a un nuevo equilibrio. En esta nueva situación, se pueden obtener como resultado los valores de los desplazamientos producidos así como las variaciones sufridas por el campo tensional en el entorno del talud. Los resultados son muy dependientes de las propiedades introducidas, por lo que es muy importante la calidad que poseen la caracterización del macizo rocoso, incluido el efecto de escala, etc...

Entre las ventajas más significativas de este método, se puede resaltar la posibilidad de modelización de las variaciones en las propiedades de los diferentes macizos rocosos existentes en el talud, de analizar situaciones muy complejas, tanto geológicas como estructurales, y de simular cargas externas sobre el terreno. Entre las desventajas se pueden indicar la necesidad de ordenadores muy potentes y con gran capacidad de almacenamiento, los elevados requerimientos de información sobre las propiedades de los macizos y, por último, la necesidad de formación altamente específica (mecánica de rocas, matemáticas, informática) y de experiencia del analista.

Una diferencia fundamental entre el MEF y el MDF es la posibilidad de descomponer en subdominios estructurales en el caso de MEF. Esta diferencia tiene implicaciones en la discretización de problemas sobre geometrías complejas, pues en los MDF las mallas han de ser regulares y no pueden distorsionarse demasiado, lo cual supone una limitación a la hora de mallar. Como ejemplo, se presenta el mallado realizado para un mismo problema (en concreto el diseño de un talud) con MEF (Figura 12.2) y MDF (Figura 12.3). Como se puede observar, la malla con elementos finitos permite refinar con relativa facilidad la zona cercana a la excavación, mientras que para asegurar un tamaño de malla adecuado en la misma zona, la malla con MDF tendría elementos muy grandes o distorsionados en el resto del dominio, lo cual no suele inducir, por otro lado, grandes errores ya que se trata de zonas con pequeños gradientes de tensiones y desplazamientos.

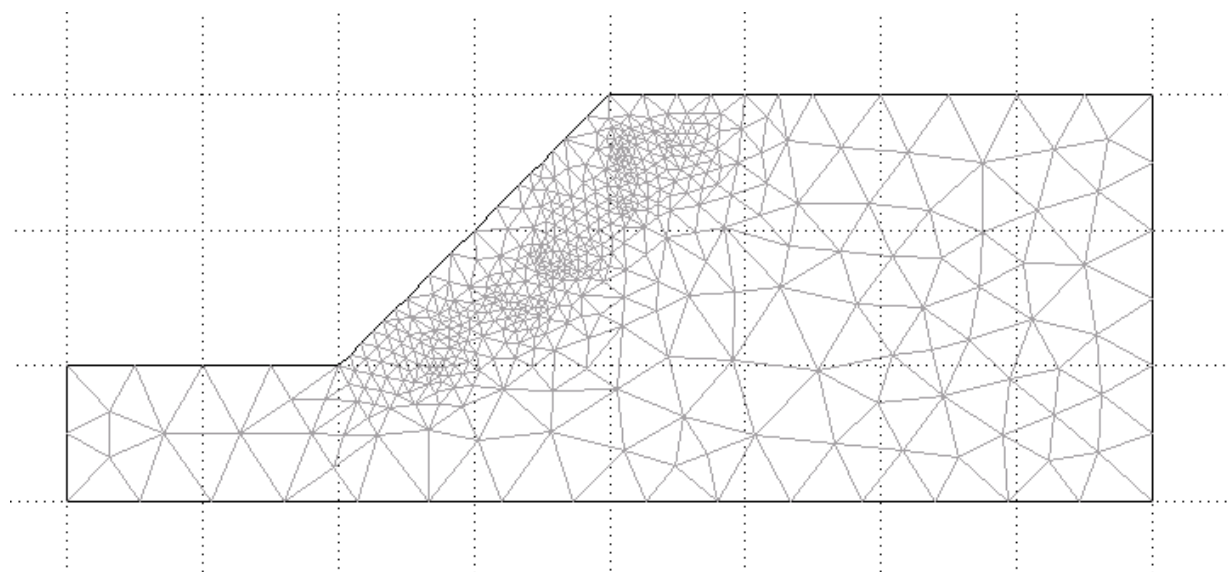


Figura 12.2. Malla para el análisis de un talud con elementos finitos

12.2.2 Método de Diferencias Finitas (MDF)

Este método es similar al de elementos finitos, pero en este caso el macizo rocoso es simulado como un medio continuo en el que se señalan un número suficientemente grande de nodos sobre los que se controla en todo momento el valor de las variables de campo. Una vez asignadas las condiciones iniciales y de contorno y las propiedades de los materiales y señalada la excavación, el código va repartiendo los esfuerzos entre los nodos a través de aproximaciones explícitas iterativas hasta alcanzar un equilibrio final. Al funcionar mediante aproximaciones explícitas sucesivas el método no necesitará tanta memoria.

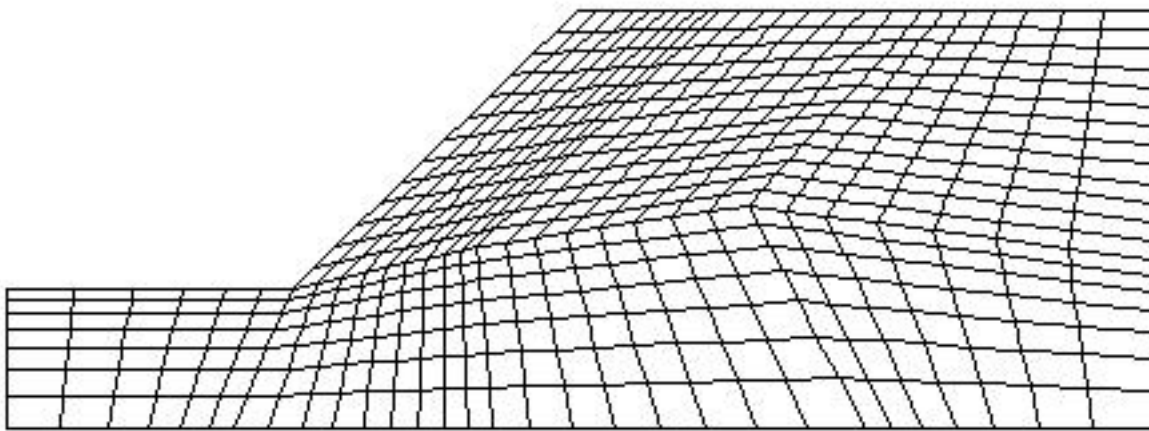


Figura 12.3. Malla para el análisis de un talud con diferencias finitas

En este método se basa el programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) que se estudiará en apartados subsiguientes. Como ventaja básica respecto al MEF se puede señalar que, al no usarse matrices, los requerimientos de procesamiento informático, como de capacidad de almacenamiento, son relativamente pequeños aunque esto hace que sea necesario un mayor tiempo de cálculo.

12.2.3. Método de Elementos de Contorno (MEC)

La esencia de este método es la definición del problema en términos de valores estrictamente superficiales tanto de tensión como de desplazamiento. En problemas con dominio infinito o semi-infinito, se emplea el principio de superposición en el desarrollo del proceso de solución, lo que restringe el método básicamente a medios elásticos. (Brown, et al., 1987).

En este método únicamente se discretiza el contorno del macizo rocoso y de las excavaciones consideradas, mediante segmentos para estudios bidimensionales o superficies en el caso tridimensional. La preparación de los datos es sencilla, pero el programa en sí no lo es tanto.

Siempre que exista un cambio de material, será necesario simular y discretizar la interfase, por lo que cuando existe más de un material, la preparación no es tan simple. Este método resulta pues eficiente en problemas homogéneos y elásticos. Para materiales de comportamiento no-lineal las ventajas del método disminuyen. Las matrices que origina el método en los cálculos son de dimensiones mucho menores que las del MEF, sin embargo, al no ser simétricas el tiempo de cálculo no siempre es menor (Pande et al., 1990). En general es un método que se puede considerar más apto para el análisis de excavaciones subterráneas (túneles, explotaciones por cámaras y pilares) que para el estudio de taludes.

Entre los diversos programas basados en el MEC presentes en el mercado, se pueden citar el código BESOL, que ha sido utilizado con éxito para estudios de estabilidad de explotaciones por cámaras y pilares, o los códigos Examine 2-D y 3-D de la compañía Rocscience. Últimamente han comenzado a aparecer códigos numéricos que acoplan este método de los elementos de contorno con el de elementos finitos (MEC/EF) y que pueden ser aplicados eficazmente en la simulación de excavaciones, por ejemplo, los códigos Phases, desarrollados por la compañía Rocscience, o BEFE de la Universidad Tecnológica de Graz (Austria). Así, en un único dominio, cada método es aplicado allá donde pueda reflejar más correctamente el comportamiento real de los materiales. De esta manera, se utilizarán los elementos de contorno para simular el campo lejano, donde los materiales serán homogéneos y se comportarán elásticamente, y los elementos finitos para simular el comportamiento del entorno de las excavaciones donde los materiales son susceptibles de sufrir roturas. (Beer, 1990).

Entre las ventajas del MEC se destaca que el sistema de ecuaciones que debe resolverse es pequeño comparado con el MEF y que los parámetros de entrada y datos de salida son relativamente simples. Entre sus inconvenientes conviene resaltar que al representar al macizo rocoso como un medio infinito y continuo, las propiedades variables del material no pueden ser simuladas, por lo que no parece demasiado aconsejable para el estudio de taludes.

12.2.4 Método de Elementos Discretos (MED)

Es también conocido como método de bloques. En contraste con los otros tres métodos descritos hasta el momento, el MED se basa en tratar al macizo rocoso como un medio fundamentalmente discontinuo, en lugar de continuo. La masa rocosa está dividida en una malla en la que cada bloque es libre de mantener o romper sus conexiones con los bloques que le rodean.

El efecto producido por una excavación es simulado mediante el movimiento a lo largo de las juntas entre los bloques y, en programas determinados, mediante la deformación de los bloques por sí mismos (se trataría de programas con acoplamiento MED/MDF). Dentro de estos métodos se incluye el programa UDEC que se describirá más adelante, por ser uno de los más utilizados en el ámbito de la ingeniería de taludes en roca. Este tipo de programas resulta muy adecuado para analizar inestabilidades asociadas a mecanismos de deformación complejos, ligados a la presencia de múltiples discontinuidades y múltiples bloques en el talud. Así resulta adecuado para simular macizos rocosos con estructuras específicas (Figura 12.4.a), que puedan dar lugar a inestabilidades por fenómenos de cizalla, vuelco por flexión y de bloques, roturas de taludes de muro, etc... En sus

versiones 3-D permite simular macizos rocosos complejos y muros de sillares, edificios y puentes; tal y como muestra el modelo de la Figura 12.4.b.

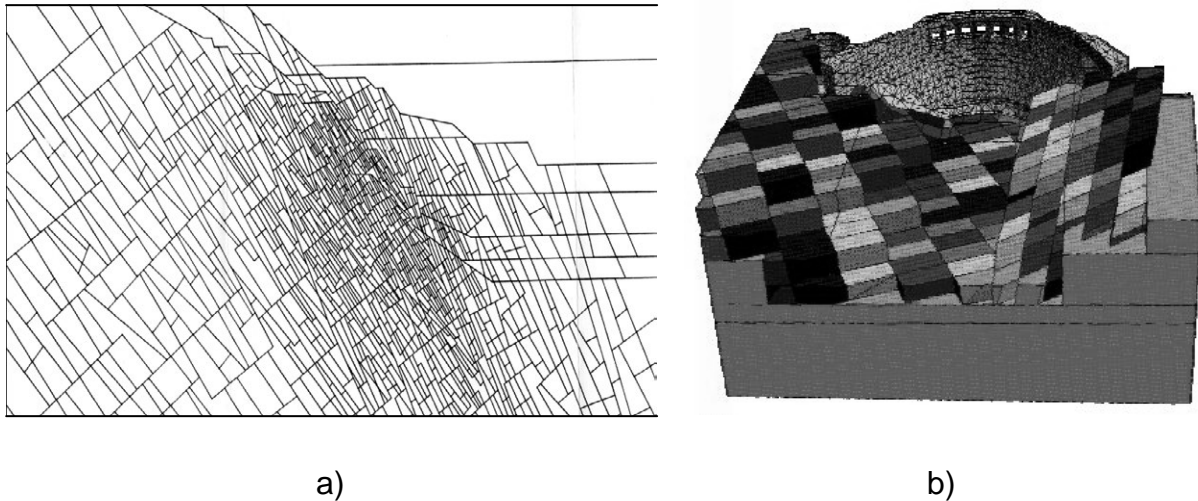


Figura 12.4. a.) Modelo bidimensional de UDEC de la estructura del macizo rocosos que representa un esquisto, junto con las fases de excavación de una corta excavada en él. B) Modelo tridimensional de un macizo rocosos y un anfiteatro con 3-DEC basado en el MED. (Itasca,2001).

Dentro de este tipo se encuentran también los códigos PFC2D y PFC3D, de la compañía Itasca, que simulan el movimiento y la interacción de conjuntos de partículas circulares (2D) o esféricas (3D) de tamaño variable. Las partículas son rígidas pero se deforman localmente en los puntos de contacto ya que se usa un modelo de contacto blando en el que se toman una rigidez normal y una rigidez cortante finitas para representar las condiciones reales. Estas partículas pueden simular los granos individuales de los materiales granulares o se pueden ir enlazando para representar materiales sólidos, en cuyo caso se puede reproducir el fenómeno de formación de fracturas que tendrá lugar a medida que vaya teniendo lugar la rotura progresiva de los enlaces entre partículas. Se trata de códigos relativamente complejos de emplear por lo que hasta ahora su utilización se ha restringido al ámbito investigador.

Entre sus ventajas hay que destacar que el método es extremadamente potente, los elementos pueden tener forma arbitraria, deformarse y seguir leyes constitutivas complejas. Además, la gama de desplazamientos de los bloques que puede ser analizada es grande comparada con la de los modelos continuos y puede ser modelizado sin coste significativo adicional el efecto que producen las fallas (Pande et al, 1990).

Entre sus desventajas se puede indicar que el tiempo de ordenador requerido para los análisis puede ser muy grande, que las propiedades de los materiales y de las discontinuidades necesitan ser cuidadosamente escogidas y, como en el MEF y MDF, la preparación de mallas puede consumir gran cantidad de tiempo. (Choi & Coulthard, 1990).

12.2.5 Valoración general de los métodos numéricos como método de trabajo.

Fuera del ámbito de los macizos rocosos (por ejemplo, en ingeniería eléctrica o resistencia de materiales) para poder utilizar con cierto grado de seguridad cualquier código numérico, este tiene que cumplir una serie de condiciones previas. Estos requisitos suelen dar lugar a una serie de procedimientos formales que se pueden resumir en dos, a saber: verificación y validación. El proceso de verificación constata que los cálculos matemáticos se realizan correctamente con el código numérico empleado. El proceso de validación asegura que los resultados obtenidos con el código son una representación adecuada y suficientemente exacta de los fenómenos físicos que tienen lugar en la realidad. La validación se debe llevar a cabo comparando los resultados del código numérico con datos de mediciones in-situ, o mediante el proceso de "bench-marking" o pesaje.

Conviene señalar que mientras que la verificación es un proceso que juzga exclusivamente el código, la validación lo hace no sólo con el código sino con todo el proceso de simulación, incluyendo, por tanto: ecuaciones constitutivas, caracterización de los materiales, selección de las condiciones iniciales y de contorno, ancho de malla, etc ...

Sin embargo, en el ámbito geotécnico la metodología de modelización ha de ser más heurística (se prueba un modelo y parámetros y se comprueba que lo que resulta del modelo se parece a lo que ocurre u ocurrió en la realidad) y flexible que las convencionales. Por ello, las técnicas de verificación y validación propias de problemas de los que se tienen muchos datos y mucho conocimiento pierden un poco de sentido en esta tecnología más cercana a la Naturaleza (Starfield y Cundall, 1988). Así, a la hora de plantear un modelo conviene recordar que este es una simplificación de la realidad más que una imitación de la misma.

El diseño del modelo debe guiarse por cuestiones que el usuario es capaz de responder, más que por los detalles del sistema, lo cual ayuda a simplificar y controlar el modelo. Suele ser más apropiado construir varios modelos simples que uno complejo. En vez de intentar validar el modelo, el usuario debe ser capaz de identificar y contrastar los mecanismos del problema, modos de deformación y rotura. Se trata más bien de realizar una *validación cualitativa* del problema. Finalmente conviene recordar que en muchas ocasiones el propósito de modelizar problemas con limitación de datos es entender y explorar alternativas, más que hacer predicciones absolutas.

El ámbito adecuado de aplicación de cada uno de los métodos queda resumido en la Tabla 12.1.

También se incluye a continuación una tabla indicativa (Tabla 12.2) de las principales capacidades de los códigos más utilizados actualmente en el ámbito de la mecánica de rocas.

Los métodos numéricos tienden a ser caros en términos tanto de aplicaciones informáticas ("software") como de tiempo requerido para preparar y ejecutar cada caso. El usuario requiere gran experiencia. La mayor dificultad está en la selección de las propiedades del macizo rocoso y del criterio de rotura. A gran escala un macizo rocoso se comporta de forma muy diferente que una muestra en un ensayo de laboratorio, por lo que es inevitable tener en cuenta este efecto de escala (Peres Rodrigues, 1993).

Tabla 12.1. Ámbito de aplicación de los métodos numéricos.

| Método | MEF | MDF | MEC | MED |
|----------------------|--|--|---|--|
| Ámbito de aplicación | Análisis lineales y no-lineales. Materiales no homogéneos y moderadamente fisurados. | Análisis lineales y no-lineales. Materiales no-homogéneos y moderadamente fisurados. Especialmente indicado para análisis muy no-lineales, transitorios y grandes deformaciones. | Análisis lineales. Materiales homogéneos con pocas fracturas. | Análisis no-lineales. Materiales heterogéneos altamente fisurados. |

Tabla 12.2. Principales características de los códigos numéricos más comunes en ingeniería de macizos rocosos.

| Código | Método | Análisis lineal | Análisis no-lineal | Grandes deformaciones | Juntas | Flujo fluidos | Dominios infinitos | Sosténimiento | 2-D | 3-D |
|---------|--------|-----------------|--------------------|-----------------------|--------|---------------|--------------------|---------------|-----|-----|
| U(3)DEC | MED | Si | Si | Si | Si | Mal | No | Si | Si | Si |
| FLAC | MDF | Si | Si | Si | Mal | Si | Mal | Si | Si | Si |
| Phases | MEF/EC | Si | Si | No | No | No | No | Si | Si | No |
| ANSYS | MEF | Si | Si | No | Mal | Si | No | Si | Si | Si |
| ABAQUS | MEF | Si | Si | No | Mal | Si | No | Si | Si | Si |
| Examine | MEC | Si | No | No | Mal | No | Si | No | Si | Si |
| BEFE | MEF/EC | Si | Si | No | Si | No | Si | Si | Si | Si |
| PFC | MED | No | Si | Si | Si | Mal | No | Mal | Si | Si |

12.3. Recomendaciones generales para las simulaciones

Para el caso de taludes el principal objetivo de las simulaciones consiste en la evaluación de la estabilidad de excavaciones mineras, de obras públicas o para construcciones, de acumulaciones de materiales o de laderas naturales preexistentes en el terreno.

12.3.1 Hipótesis básicas de trabajo

Aunque existen códigos que trabajan en tres dimensiones (3-D), en general en el ámbito de la ingeniería de taludes se suele trabajar en 2-D, por ser suficientes los resultados obtenidos y por que los costes de modelos en 3-D, tanto en términos de software como de tiempo de computación, son por el momento muy elevados. La utilización de técnicas 3-D sólo se justificaría en casos muy

específicos y complejos, aunque esto puede variar en el futuro en función de la evolución del software y el hardware.

Siempre que se trabaje en dos dimensiones, la primera hipótesis que se hace es suponer que no existen deformaciones perpendiculares al plano de trabajo, lo que equivale a decir que el talud es lo suficientemente extenso en la dirección perpendicular a la sección modelizada como para que no resulten influidos los fenómenos tenso-deformacionales que tienen lugar en el plano de trabajo. Esta suposición es lógica en la mayoría de los casos que se pretenden estudiar y se ejecuta trabajando con el código en deformaciones planas.

En aquellos códigos que puedan trabajar en axisimétrico se pueden realizar indirectamente modelos tridimensionales que permitirán analizar el efecto de la curvatura en planta de los taludes, lo cual puede ser interesante para explotaciones de planta más o menos circular o taludes de carreteras que presenten radios de curvatura significativos.

12.3.2. Simetrías y condiciones iniciales

En el caso de modelizar trincheras se pueden utilizar ejes de simetría, ahorrando gran cantidad de tiempo y capacidad de almacenamiento en memoria del ordenador.

En lo que respecta a las condiciones iniciales se partirá de un campo de desplazamientos nulo inicial y de un campo tensional representativo del que se encuentre en la zona. La experiencia práctica dicta que el campo tensional inicial no suele jugar un papel excesivamente significativo sobre la estabilidad de taludes, especialmente en el caso de los macizos rocosos, a no ser que se trate de taludes de altura muy elevada como, por ejemplo, en el caso de cortas mineras profundas. El estado inicial del campo natural de tensiones deberá, no obstante, ser considerado e introducido en el cálculo para cada caso particular. Resultaría ideal tener alguna medida de este estado pero si no es posible se podrán realizar estimaciones atendiendo a criterios razonables.

12.3.3. Dominio y condiciones de contorno

Para realizar una primera aproximación a cualquier problema se estudia en primer lugar la geometría del talud final y de los diferentes materiales que se presentan en la realidad. En la mayor parte de los casos se ha comprobado que un modelo del tipo del presentado en la Figura 12.5 suele ser suficientemente adecuado. Como se observa en este modelo, la altura del talud, H , será el parámetro de diseño de la malla, de manera que a partir del triangulo básico del talud, el dominio se extenderá una profundidad por debajo de la superficie igual a $0.5 \cdot H$, una distancia por detrás de la cabeza del talud igual $1.5 \cdot H$ y una distancia por delante del pie del talud igual a $0.5 \cdot H$.

No obstante, si se considera posible que el mecanismo de deformación sea tal que afecte a una superficie superior a la indicada en las recomendaciones anteriores, se podrán realizar una serie de simulaciones tentativas para dominios de tamaños diferentes, en las que se vayan registrando los

resultados obtenidos, hasta que se observe que por más que se aumente éste los resultados son análogos.

En lo que respecta a la fijación de las condiciones de contorno se suelen obtener, en general, mejores resultados fijando los desplazamientos en la horizontal en ambos lados del dominio y fijando los desplazamientos totalmente (en x e y) en la base (Figura 12.5). No obstante, si existen dudas al respecto de la conveniencia de este tipo de fijación, se pueden realizar simulaciones tentativas para comprobar si resulta más adecuado fijar los desplazamientos en los laterales del dominio o si es más conveniente fijar el estado tensional.

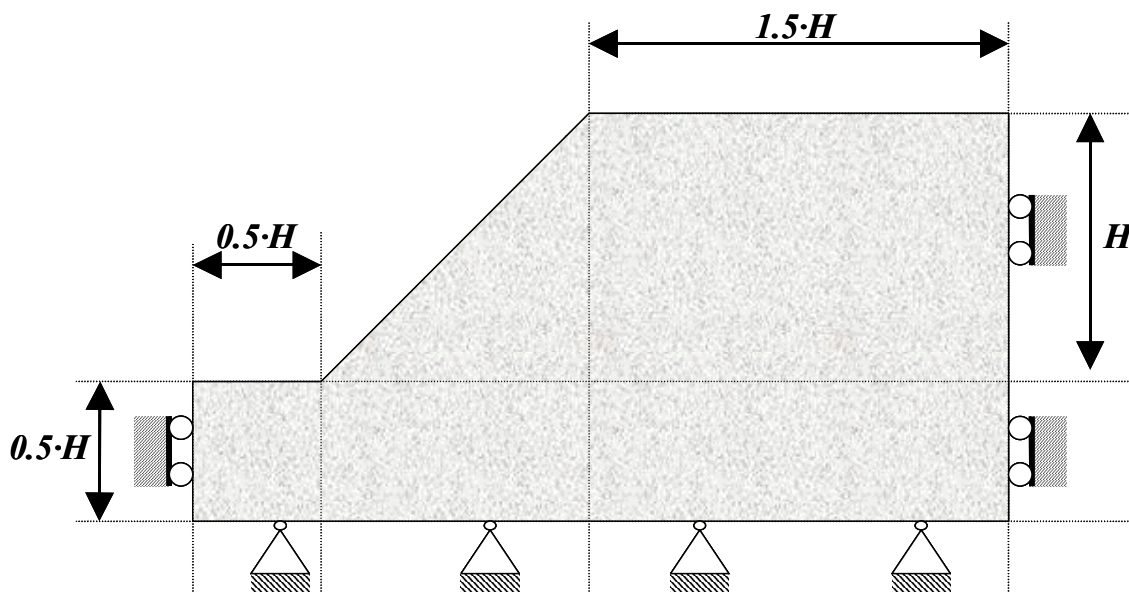


Figura 12.5. Dimensiones típicas del dominio del modelo de un talud y condiciones de contorno comúnmente usadas.

En general, el uso de condiciones de contorno del tipo Dirichlet (donde se fija el desplazamiento) suele reducir muy levemente los niveles de desplazamientos calculados en el talud mientras que el uso de condiciones tipo Neumann (donde se fija la tensión aplicada) suele aumentar levemente éstos.

12.3.4 Mallados y anchos de malla

El mallado debe presentar un ancho de malla variable, ya que la buena práctica exige, para que la simulación represente de manera correcta los fenómenos físicos que tienen lugar en el ámbito real, que el ancho de malla sea menor en las zonas en las que se vayan a producir gradientes de tensiones y/o desplazamientos significativos (lo cual suele corresponder con las zonas a través de las cuales se produce la rotura, que se suelen situar en los alrededores de las excavaciones) y que sea mayor en las zonas donde los gradientes de tensiones y desplazamientos sean bajos, lo que ocurrirá en las zonas de contorno.

Es por tanto conveniente, a la hora de seleccionar el mallado, buscar una solución de compromiso entre exactitud y tiempo de ordenador (teniendo siempre en cuenta la calidad de la estimación de los parámetros de caracterización del macizo) necesario para llevar a cabo la simulación; por lo que parece ideal utilizar una variación que, mediante una gradación suave en la zonación, pase de una malla cerrada en el área de interés a una malla abierta en los bordes. (Figuras 12.2 y 12.3). Todo ello se realizará teniendo, además, en cuenta que se debe poder modelizar de la manera más exacta posible hasta la más pequeña geometría que se presente en el ámbito real.

En general, para el caso del MDF se intentará que los elementos del mallado presenten una relación entre anchura y altura próxima a la unidad (valores entre 4 y 0.25) y que en cualquier caso no sea ni mayor de 10 ni menor que 0.1. Para el MEF, si se utilizan, como ocurre comúnmente, triángulos como elementos, convendrá que estos sean aproximadamente equiláteros.

El hecho de que se cumplan todas estas condiciones determina normalmente el ancho de malla medio del mallado con el que se llevará a cabo la simulación. En caso de que no ocurriera así, se recurriría a la realización de una serie de simulaciones tentativas, hasta obtener un ancho de malla medio suficientemente grande para que el tiempo de cálculo de la simulación no sea demasiado antieconómico y suficientemente pequeño para que los resultados obtenidos en la simulación sean coherentes con los esperados.

En el caso de materiales con reblandecimiento o frágiles, como por ejemplo para el estudio de la rotura progresiva en suelos y rocas blandas (o para el diseño de excavaciones subterráneas y pilares), el ancho de malla es un parámetro de gran importancia, ya que la selección del mismo puede influir en gran medida sobre los resultados. Por ejemplo Duncan Fama et al. (1993) indican variaciones del 15% en la resistencia máxima de pilares al variar a la mitad el ancho de malla en una simulación de pilares en carbón mediante el MEF o Sterpi (1996) señala la influencia de este parámetro en la simulación de un túnel poco profundo en materiales granulares con reblandecimiento. En el fondo esta variación no deja de representar un efecto de escala. Por todo ello, y atendiendo a las referencias indicadas, resulta conveniente ajustar los parámetros del modelo de comportamiento, y específicamente los relativos a la bajada de la resistencia frente a la deformación, en función del tamaño de malla que se vaya a utilizar o a la inversa, calibrando el ajuste mediante la comparación con datos reales.

12.4. Coeficientes de seguridad con modelos numéricos. Técnica de reducción de la resistencia.

En análisis de estabilidad de taludes existen diversas formas de definir el coeficiente de seguridad (CS) frente a la caída. La manera más tradicional se basa en el análisis por métodos de equilibrio límite (MEL). Otra manera utilizada para definir el CS es la relación entre la resistencia al corte real de los materiales y la mínima necesaria para evitar la rotura del talud. Así el CS se definirá mediante la comparación de dos materiales o dos conjuntos de materiales, uno real y otro ficticio, uno con las

propiedades reales de resistencia a la rotura y otro con unas propiedades reducidas hasta unos valores tales en los que se produzca la rotura del talud.

Puesto que el CS se define como un coeficiente reductor de la resistencia, una forma de estimarlo en cualquier programa numérico es ir reduciendo la resistencia de los materiales hasta que se produzca la rotura (o aumentándola hasta que se produzca la estabilidad). El CS resultante será la relación entre la resistencia real de los materiales y la utilizada cuando se produce la rotura. Para llevar a cabo la estimación del CS mediante esta técnica, se van realizando simulaciones con una serie de CS de prueba (CS^{prueba}), en los que la o las cohesiones, el o los ángulos de fricción y la o las resistencias a tracción del material o los materiales implicados se van reduciendo de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} c_i^{prueba} &= (1/CS^{prueba}) \cdot c_i^{real} \\ \phi_i^{prueba} &= \arctan [(1/CS^{prueba}) \cdot \tan \phi_i^{real}] \\ \sigma_{t_i}^{prueba} &= (1/CS^{prueba}) \cdot \sigma_{t_i}^{real} \end{aligned} \quad (12.1)$$

En general, para obtener el CS de cualquier talud se realizará un modelo con los parámetros estimados, posteriormente se correrán análisis con nuevos valores del CS que permitan observar la caída del talud (p.ej. 1.5). Posteriormente se irá probando con valores intermedios del coeficiente de seguridad hasta llegar a un valor suficientemente aproximado.

Para decidir si un análisis de la estabilidad de un talud con un modelo numérico explícito llega a una situación estable o inestable, se utilizan varios criterios:

- Máxima fuerza desequilibrada; es la fuerza que queda por repartir en cada punto del mallado; si tras dar un número suficientemente grande de pasos esta fuerza es muy pequeña, se considera el talud estabilizado, en caso contrario, sería síntoma de inestabilidad.
- Máximo desplazamiento en puntos significativos del talud; en la mayoría de los programas se puede ir registrando la evolución del desplazamiento de puntos de la malla. En el estudio de taludes se suele registrar la evolución de puntos de la cabeza y la cara del talud. Si tras dar un número de pasos grande el desplazamiento alcanza un valor constante, será síntoma de estabilidad (generalmente del orden de algunos decímetros), si esto no ocurre se estará ante un caso inestable (desplazamientos de orden métrico). En todo caso el orden de magnitud no es definitivo ya que pueden producirse desplazamientos elásticos grandes si se tienen módulos elásticos pequeños.
- Distribución y magnitud de la velocidad; la velocidad de movimiento de los nodos de la malla es un parámetro indicativo, tanto en su magnitud como en su dirección. En general, velocidades bajas indicarán estabilidad y altas inestabilidad. Si la distribución de la dirección de las velocidades en el dominio es aleatoria esto indica estabilidad, pero si se observa una tendencia muy marcada en una zona será síntoma de inestabilidad.
- Deformación; la distribución de las deformaciones en el macizo rocoso o masa de suelo también resulta harto indicativa de la estabilidad. Su orden de magnitud es una medida del grado de estabilidad, así como su distribución, de manera que si hay tendencia al

deslizamiento las deformaciones (cortantes) tenderán a maximizarse en la superficie de rotura del talud.

- Plasticidad; si en el dominio se encuentra una banda de material en estado de plastificación, que separe una masa de terreno que pueda deslizar, será síntoma de inestabilidad, si esto no ocurre (aunque existan zonas en este estado no unidas o hayan existido en algún momento), esto será síntoma de estabilidad.
- Otro criterio a tener en cuenta será la aparición de grandes deformaciones en el mallado.

El cumplimiento de uno sólo de estos criterios en cualquier sentido no indicará estabilidad ni inestabilidad. Sólo la conjunción de la mayor parte de ellos permitirá asegurar que se trata de una situación u otra. En los casos que reflejen claramente estabilidad o inestabilidad el cumplimiento de estos criterios resulta fácilmente observable.

12.5. Códigos más utilizados

Se presentan a continuación las características básicas de dos de los códigos más comúnmente usados en el ámbito de la ingeniería de taludes: FLAC y UDEC, ambos desarrollados por la compañía Itasca. (Itasca 2000 e Itasca 2001).

12.5.1. FLAC

El programa *FLAC* (Fast Lagrangian Analysis of Continua) es un código que resuelve las ecuaciones de la mecánica de rocas mediante un esquema de cálculo explícito basado en el método de diferencias finitas. Es capaz de simular el comportamiento de estructuras formadas por rocas, suelos u otros materiales que pueden sufrir plastificación después de alcanzar su límite elástico. Se basa en un esquema "*lagrangiano*" de cálculo, en el que la malla se deforma al mismo tiempo que el material que representa; por lo que resulta especialmente indicado para la simulación de fenómenos no-lineales que den lugar a grandes deformaciones. Además, lleva incorporados diversos modelos constitutivos, que permiten la simulación de respuestas irreversibles o apartadas de la linealidad, representativas de una amplia gama de materiales geotécnicos.

Básicamente, un método de diferencias finitas consiste en dividir el área de estudio en un número de elementos interconectados por sus nodos correspondientes. En cada nodo se resuelven las ecuaciones de la mecánica de rocas durante cada paso, lo que permite el estudio secuencial del sistema. Los materiales se representan por elementos que forman la malla que reproduce la zona del modelo. Cada elemento sigue una ley *tensión-deformación* lineal o no lineal en respuesta a las fuerzas aplicadas y a las condiciones de contorno. Si las tensiones (o gradientes de tensiones) son lo suficientemente elevadas para que el material se plastifique, la malla se deformará y se desplazará con el material que representa.

Este código permite también simular estructuras de sostenimiento como: bulones, cables, muros de hormigón y gunitados, que interactúan con el terreno o la roca que les rodea. Otras opciones son: el

análisis de la influencia del terreno o la roca en las estructuras superficiales y el estudio de fallas o discontinuidades. FLAC permite, además, simular la presencia de acuíferos y la consolidación y combinar sus efectos con los modelos mecánicos.

Como se ha indicado, los programas numéricos de ordenador emplean dos tipos de esquemas para resolver las ecuaciones del movimiento:

- El método implícito, utilizado para dar solución a problemas estáticos calcula los valores de las incógnitas de una sola vez. Este presenta el inconveniente de la necesidad de una memoria muy grande para el ordenador.
- Los métodos explícitos surgen para paliar este problema. Se basan en la idea de que, para un pequeño intervalo de tiempo, cualquier perturbación que se produzca en un nodo tiene consecuencias sobre sus vecinos en un instante posterior. El paso de tiempo debe ser escogido cuidadosamente para que no se presente inestabilidad en la solución, por lo que ha de ser menor que el tiempo de propagación del fenómeno entre dos puntos adyacentes de la malla. En el código FLAC, el paso de tiempo está regido por la velocidad del sonido a través de un sólido y se calcula automáticamente por el programa para asegurar la estabilidad.

En los problemas estáticos, el paso de tiempo no se refiere al concepto de tiempo real, sino que las velocidades son medios artificiales para llegar a la solución. De esta manera, los problemas estáticos son resueltos como la amortiguación de una solución dinámica. Otro aspecto importante del método explícito es que se pueden tratar ecuaciones constitutivas no lineales y no son necesarias las iteraciones que pueden ser origen de errores significativos en la solución.

El programa FLAC se ha desarrollado fundamentalmente para aplicaciones geotécnicas y presenta para ellas siete posibles modelos de comportamiento mecánico de los materiales, que son: el modelo de vacíos, elástico isótropo, elástico anisótropo (transversalmente isótropo), elasto-plástico (Mohr-Coulomb, o Hoek-Brown), de juntas ubicuas, con comportamiento post-rotura de endurecimiento / reblandecimiento y de doble límite de elasticidad.

Se presentan algunas aplicaciones del programa FLAC para el cálculo de estabilidad de taludes en apartados posteriores.

12.5.2. UDEC

El código UDEC (Universal Distinct Element Code), desarrollado por la compañía Itasca, es un código numérico en 2-D (existe una versión en 3-D denominada 3-DEC) basado en el método de los elementos discretos. Presenta un esquema de integración temporal explícito y dependiente del tiempo, para resolver directamente todas las ecuaciones de la mecánica de los materiales y del movimiento.

UDEC simula la respuesta de medios discontinuos (macizos rocosos fisurados) sometidos a cargas estáticas o dinámicas. El medio discontinuo se representa mediante un ensamblaje de bloques

discretos. Las juntas o discontinuidades son tratadas como condiciones de contorno entre bloques, lo cual permite grandes desplazamientos de los bloques, incluyendo su completa separación, también permite la rotación de éstos. Este tratamiento de las discontinuidades y las posibles rotaciones de bloques se considera una de las principales ventajas de UDEC frente a otros códigos continuos basados en MEF o MDF.

Los bloques individuales se pueden comportar como si fueran rígidos o deformables. Los bloques deformables se subdividen en un mallado de diferencias finitas y se comportan siguiendo leyes de comportamiento tenso-deformacional lineales o no-lineales. El movimiento relativo de las discontinuidades también se controla mediante relaciones fuerza-desplazamiento lineales o no-lineales, tanto para los desplazamientos en la dirección cortante como en la normal.

Este código incluye varios modelos de comportamiento tanto para las discontinuidades como para los bloques deformables que facilitan la modelización de distintos materiales y estructuras geológicas. Al igual que FLAC, está basado en un esquema de cálculo lagrangiano muy adecuado para la simulación de grandes desplazamientos y deformaciones en un medio formado por bloques. UDEC está especialmente indicado para detectar la inestabilidad física ya que al resolver la ecuación de movimiento dinámica completa, no sólo representa el inicio de una inestabilidad numérica (típico del Método de Elementos Finitos) sino que la respuesta evoluciona de manera natural, sin “trucos numéricos”.

Este programa está especialmente creado para problemas de ingeniería de los macizos rocosos relacionados con minería a cielo abierto y subterránea, ingeniería civil, almacenamiento subterráneo de residuos, estabilidad de presas, ingeniería sísmica, etc... El programa UDEC permite además la obtención de coeficientes de seguridad mediante la metodología de reducción de la resistencia previamente presentada.

12.6. Ejemplos de aplicación y comparación con equilibrio límite.

En los siguientes epígrafes se presentan sucintamente cuatro casos prácticos de análisis de estabilidad y diseño de taludes en los que la estabilidad se analiza mediante métodos de equilibrio límite y mediante métodos numéricos (FLAC, UDEC) comparándose los resultados e indicando en cada caso las ventajas e inconvenientes de cada metodología.

12.6.1. Análisis de estabilidad de una escombrera de pizarra.

En este caso se trata de comprobar el nivel de estabilidad de una escombrera de una explotación de pizarra diseñada de acuerdo a criterios empíricos tradicionales. Se trata de una escombrera de 200 metros de altura y pendiente media de $26,5^\circ$, formada por diez bancos de 20 metros de altura (depositados en tongadas de tres metros que se van compactando) y 33° de inclinación, y colocándose en la base del primer banco un contrafuerte de escollera.

Esta escombrera se emplaza en una vaguada cuya pendiente natural es de $21,5^\circ$, de la que se ha retirado el suelo, habiéndose tenido especial cuidado en dejar una superficie escalonada al objeto de evitar la rotura por el contacto roca escombrera que se ha observado en la práctica en algún caso. De esta forma, se considera que el material se asienta sobre un macizo rocoso muy poco deformable y donde se ha instalado un sistema de drenaje adecuado.

Los parámetros geotécnicos se han obtenido a través de técnicas indirectas y por análisis retrospectivos de caídas observadas en otras escombreras del mismo material. Así, el material de la escombrera queda caracterizado por $E = 1 \text{ GPa}$, $\nu = 0.25$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 33^\circ$, $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$ y $\rho = 1960 \text{ kg/m}^3$.

El problema se resolvió mediante técnicas clásicas de rotura circular por el método de fajas, basadas en la teoría de equilibrio límite y en particular mediante los métodos de Janbu y de Bishop modificado y también se resolvió con el código FLAC.

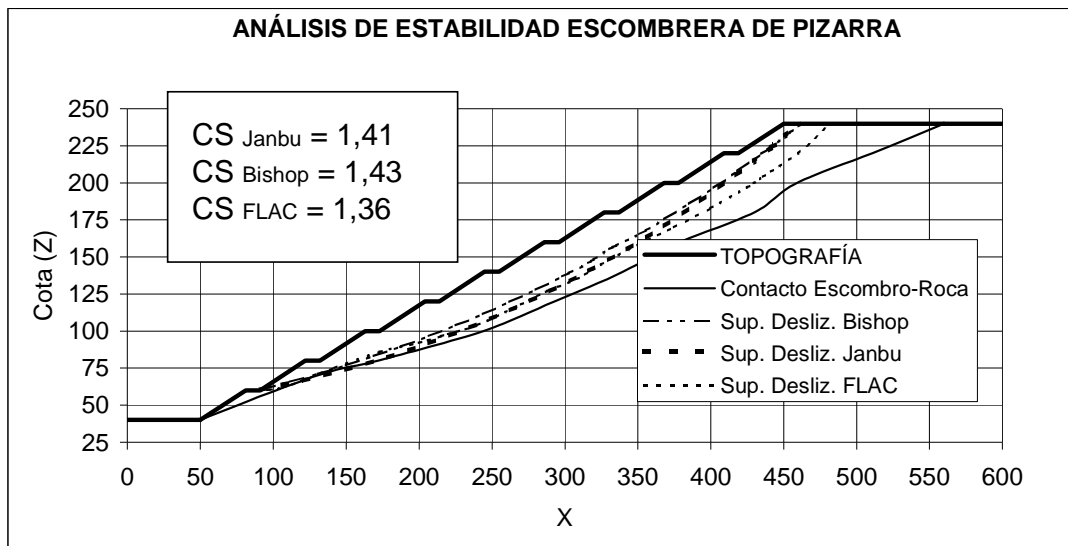


Figura 12.6: Sección de la escombrera de pizarra y superficies de deslizamiento.

Las superficies de deslizamiento (obtenidas en cada uno de los métodos) junto con la geometría de una sección de la escombrera se presentan en la Figura 12.6, donde se puede ver que prácticamente coinciden. En este caso se recomienda utilizar lo MEL, que permitirán a su vez la realización de análisis de sensibilidad de los distintos parámetros y geometrías, que se adaptarán para cada caso.

12.6.2. Ejemplo de análisis de estabilidad de una ladera.

Se retoma aquí el caso de la ladera inestable presentado en el apartado 11.6 del capítulo correspondiente a rotura circular, en el que se trataba de estimar las condiciones que dieron lugar un movimiento del terreno. Para el caso más probable se habían obtenido unos coeficientes de

seguridad de $CS_{Janbu}=1,009$ y $CS_{Bishop}= 1,106$ mediante técnicas clásicas de fajas, valores que reflejaban la tendencia a la inestabilidad de la ladera.

Ahora se ha obtenido el CS general de la ladera, para el nivel freático estimado en el momento del movimiento con el código numérico basado en diferencias finitas FLAC y siguiendo la técnica de reducción de la resistencia al corte de Dawson y Roth (1999). Se ha obtenido un $CS_{FLAC}= 1,03$, valor que se correlaciona bastante bien con los obtenidos con métodos de equilibrio límite. Los coeficientes de seguridad obtenidos mediante ambos métodos resultan operativamente iguales, la única ventaja en cuanto a los resultados de FLAC, tal y como se comprueba en la Figura 12.7 (resultados de los incrementos de deformación cortante), es que sus resultados permiten conocer con más detalle el mecanismo de deformación, justificando las grietas observadas a mitad de ladera por el mecanismo de rotura en cuña.

En los análisis realizados con FLAC se ha introducido para el terreno un comportamiento plástico perfecto, esto es, sin reblandecimiento, de manera que una vez que el material alcanza su nivel de resistencia máxima sigue manteniéndola por mucho que aumenten las deformaciones. Esto ha permitido observar como para el caso real ($CS_{PRUEBA} = 1,00$) toda la ladera presenta bastante inercia por lo que no parece probable un deslizamiento rápido y catastrófico sino pequeños movimientos lentos, ya que en este caso el talud llega a equilibrarse de nuevo, no apareciendo al final los clásicos problemas de mala geometrías del mallado que suelen ser síntoma de grandes deformaciones que el mallado no puede llegar a asumir. En todo caso, estas observaciones numéricas deben tomarse con cuidado, por ir asociadas a la definición del modelo del comportamiento del material como elasto-plástico perfecto, lo cual es una suposición razonable pero no probada.

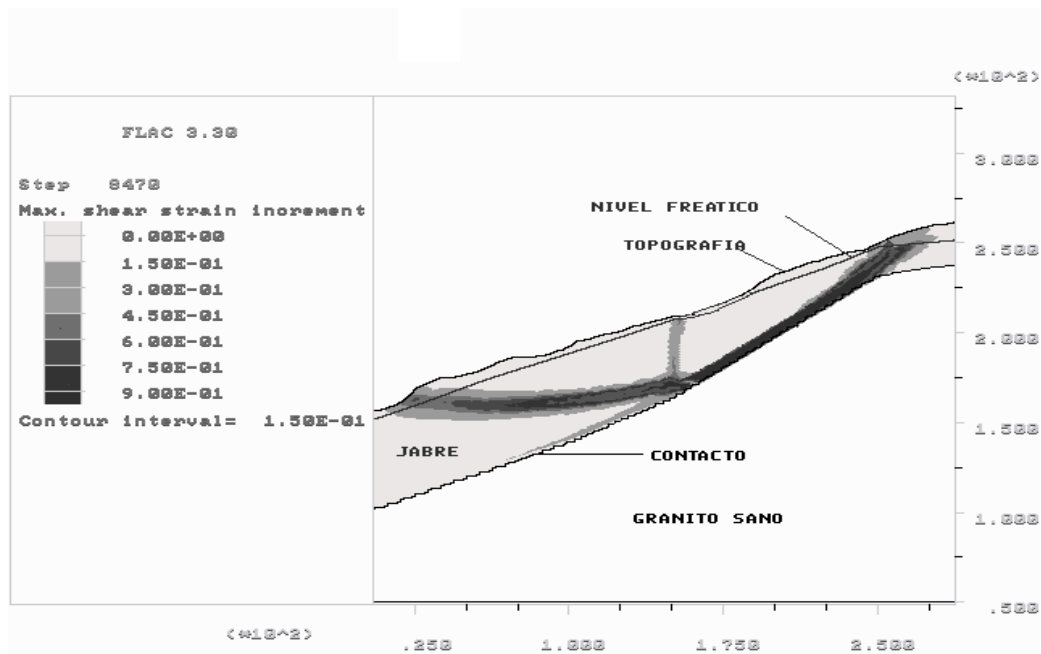


Figura 12.7: Geometría, N.F. e incrementos de la deformación cortante obtenidos con FLAC para la ladera inestable.

12.6.3. Diseño de un talud de muro de una cantera.

Se trata en este caso de analizar numéricamente el caso práctico de diseño de un talud en filitas o pizarras sedimentarias (tipo rotura mixta: parte por discontinuidades con salida de rotura circular cortando el macizo rocoso) tal y como se presentaba en el Apartado 10.9.6, por corresponder este tipo de fenómenos de inestabilidad a las denominadas roturas de muro. Todos los datos básicos relativos a este análisis (planteamiento, geometría, estimación de parámetros, propuesta de diseño y análisis de estabilidad de la misma mediante técnicas clásicas de equilibrio límite) se presentan el Apartado 10.9.6.

Tal y como se refleja en dicho apartado, el macizo rocoso de las filitas en el que se excava el talud es muy anisótropo, por lo que se intentó tener en cuenta este aspecto en su caracterización. Por ello para el análisis numérico de este caso se decidió utilizar un modelo de "juntas ubicuas" o resistencia anisótropa para simular estos materiales (Alejano *et al.*, 2001). Como se comentaba, se obtuvo para la solución de diseño propuesta un coeficiente de seguridad mínimo de 1,147 mediante Métodos de Equilibrio Límite, correspondiente a una superficie de deslizamiento que aflora 20 m por detrás de la cabeza del talud.

El mismo análisis se ha realizado con FLAC, mediante la técnica de reducción del cortante. Para ello se creó una malla adecuada con las condiciones de contorno, clásicas que se presentan en la Figura 12.8.

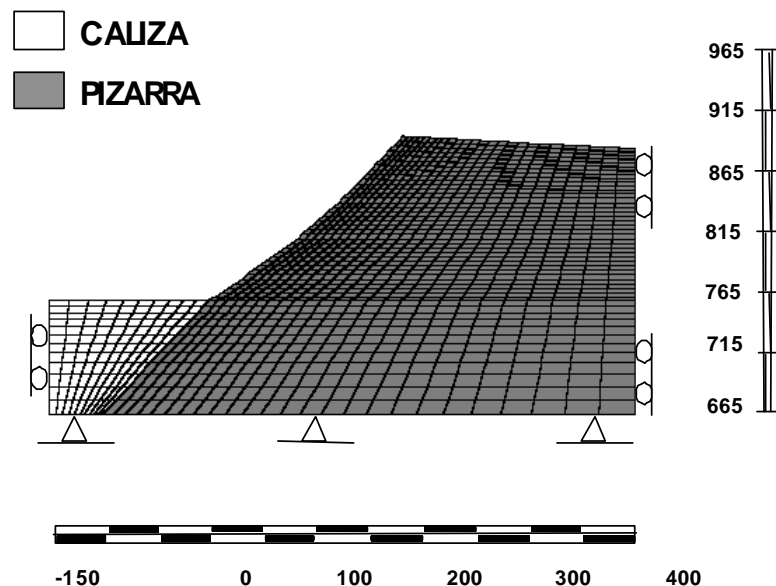


Figura 12.8: Malla y condiciones de contorno para el análisis de estabilidad del talud.

Después se aplicó la técnica de estimación del coeficiente de seguridad consistente en reducir la resistencia al corte, en la que se fueron controlando distintos parámetros como la evolución de los desplazamientos en la cabecera del talud, el nivel de deformación cortante sufrido y el estado de plasticidad en las distintas zonas (Figura 12.9).

Tal y como muestra esta figura el coeficiente de seguridad obtenido fue de 1,10, aflorando la superficie de rotura entre 20 y 25 metros por detrás de la cabeza del talud y siguiendo una trayectoria prácticamente igual a la obtenida mediante MEL.

Se comprueba en este caso que el uso de métodos numéricos, aunque llamativo para presentar resultados, no ofrece ninguna ventaja con respecto a los MEL, ya que los coeficientes de seguridad obtenidos mediante ambos métodos son prácticamente iguales.

De no ser capaces de realizar consideraciones adecuadas para estimar la posición del deslizamiento, se podría justificar el uso de FLAC.



Figura 12.9: Resultados de FLAC, demostrativos del uso de la técnica de reducción de la resistencia.

12.6.4. Análisis de estabilidad de un vuelco de bloques tipo Goodman con UDEC.

Este aspecto ya se ha analizado en el Apartado 10.5, donde se presentó un estudio de un problema clásico de vuelco de bloques por el método de Goodman y Bray (1976) y mediante el código UDEC (Itasca, 2000).

También en el Capítulo 10 se presentaron de manera breve algunos ejemplos de aplicación del código UDEC a análisis de vuelco por flexión y estudios de taludes de muro.

12.6.5. Análisis de estabilidad de un talud con el código MEF Phase-2D.

Se presenta a continuación, como ejemplo de aplicación de un código basado en el MEF, el análisis de estabilidad de un talud formado por tres materiales diferentes con el código Phase de la Compañía Rocscience (2000).

En general los códigos basados en el MEF se han venido utilizando en el ámbito geotécnico más para el diseño de excavaciones subterráneas que para aplicaciones en taludes. No obstante, a partir del ejemplo que aquí se presenta, propuesto por la compañía creadora del código (Rocscience, 2001) se demuestra la utilidad de estos programas en este ámbito..

Existen tradicionalmente dos enfoques para resolver problemas de taludes con el MEF (Swan y Seo, 1999). El primero se basaría en ir incrementando lentamente la carga gravitacional y el segundo en la disminución de las propiedades resistentes. Este segundo enfoque que se traduce en la aplicación de la técnica de la resistencia (Dawson y Roth, 1999), ya presentada, es el que se aplicará en este caso.

Para decidir cuando un talud ha sufrido inestabilidad con estos códigos, habrá que definir un número determinado de iteraciones para las cuales, si no se ha producido la convergencia numérica será síntoma de inestabilidad. Esto implicará que nunca se van a poder satisfacer simultáneamente el criterio de rotura utilizado y las ecuaciones de equilibrio. Así, la inestabilidad del talud y la numérica tendrán lugar de forma paralela y se manifestarán en forma de grandes desplazamientos. Normalmente el valor máximo del desplazamiento de todos los nodos sufrirá un gran incremento tras la rotura del talud, comparado con el paso anterior.

Como se ha indicado se analiza la estabilidad de un talud formado por tres capas de diferentes terrenos. Las propiedades de cada una de las capas se presentan en la Tabla 12.3 y la geometría del problema se presenta en la Figura 12.10.

Se ha comprobado que para obtener buenos resultados en lo que concierne a estabilidad de taludes con códigos basados en el MEF, resulta conveniente trabajar con elementos T6, esto es elementos triangulares con seis nodos (tres en los vértices y tres en el centro de cada cateto) o bien con elementos Q8 que se caracterizan por ser elementos cuadrangulares y presentar 8 nodos (Duncan, 1996). Los resultados obtenidos con elementos T3 y Q4 no suelen ajustarse suficientemente bien a la realidad, al menos en el ámbito de ingeniería de taludes.

Para el análisis de este talud se han preparado dos mallas, una para cada tipo de elementos que se presentan en las Figuras 12.11 y 12.12 respectivamente. Como se puede observar en ellas el número de elementos T6 a utilizar será mucho mayor que el número de elementos Q8.

Tabla 12.3: Tabla de propiedades resistentes y pesos específicos de los terrenos de la simulación.

| | C (kN/m ²) | ϕ (°) | γ (kN/m ³) |
|-----------|--------------------------|------------|-------------------------------|
| Terreno 1 | 0.0 | 38.0 | 19.5 |
| Terreno 2 | 5.3 | 23.0 | 19.5 |
| Terreno 3 | 7.1 | 20.0 | 19.5 |

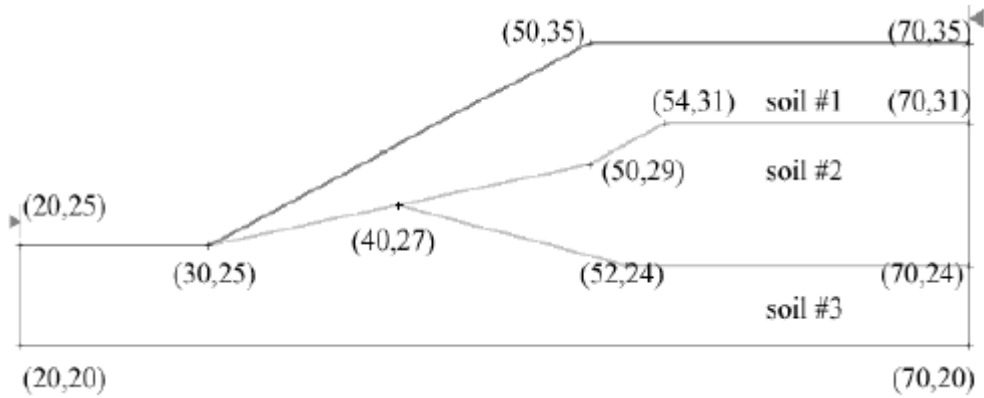


Figura 12.10. Geometría básica del problema planteado. Cortesía de Rocscience.

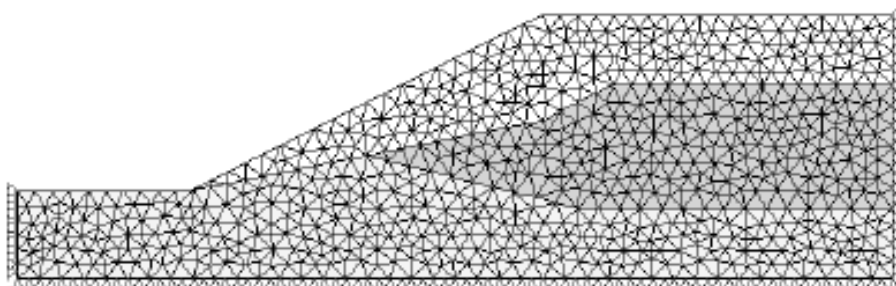


Figura 12.11. Malla de elementos finitos tipo T6 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.



Figura 12.12. Malla de elementos finitos tipo Q8 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.

Tras aplicar la técnica de reducción de la resistencia con el programa Phase para ambos tipos de mallas se obtuvieron los correspondientes coeficientes de seguridad, que se presentan en la Tabla 12.4 junto con los obtenidos para algunos métodos de equilibrio límite de fajas. Se observa que los CS obtenidos por los métodos de fajas y con el MEF son operativamente iguales.

En cuanto a la diferencia para los distintos tipos de elementos (T6 o Q8) utilizados en el mallado, también los resultados son prácticamente iguales con una diferencia inferior al 0.4 %.

Tabla 12.4: Tabla de los coeficientes de seguridad obtenidos con métodos de equilibrio límite y MEF.

| CS | MEL – Métodos de Fajas | | | MEF – Phase | |
|----|------------------------|--------|---------|-------------|-------|
| | Janbu | Bishop | Spencer | (T6) | (Q8) |
| | 1.393 | 1.410 | 1.380 | 1.385 | 1.389 |

Las mallas deformadas para las mallas con T6 y Q8 se presentan en las Figuras 12.13 y 12.14. El diagrama vectorial de desplazamientos nodales para la malla T6 (la Q8 sería prácticamente igual) y el gráfico de contornos de desplazamiento para la malla T6 (la Q8 sería análoga) se presentan en las Figuras 12.15 y 12.16.

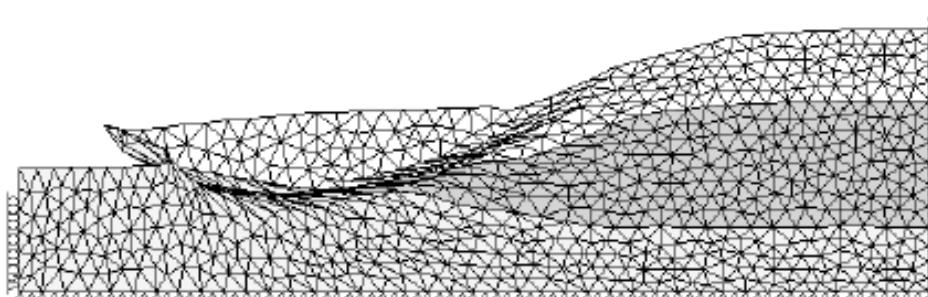


Figura 12.13. Malla deformada de elementos tipo T6 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.



Figura 12.14. Malla deformada de elementos tipo Q8 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.

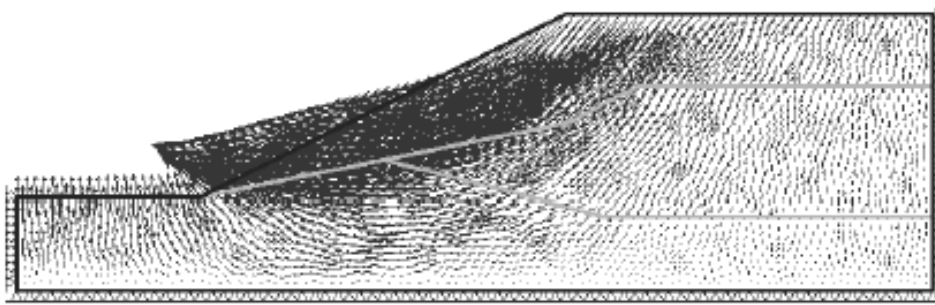


Figura 12.15. Desplazamientos nodales para la malla deformada de elementos tipo T6. Cortesía de Rocscience.

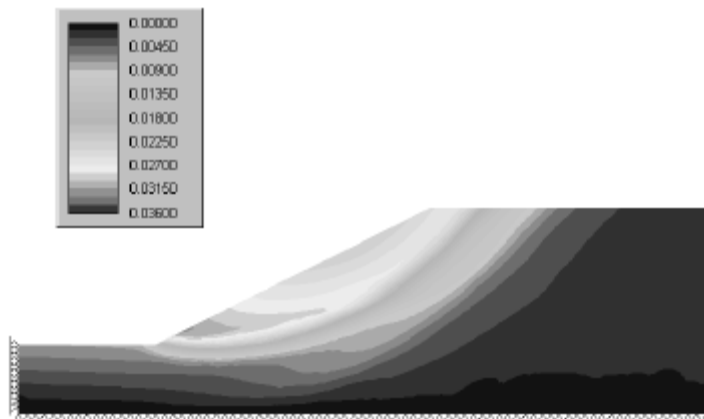


Figura12.16: Desplazamientos en los nodos para la malla de elementos tipo T6. Cortesía de Rocscience.

A través de este ejemplo ha quedado demostrado el interés de la aplicación del método de los elementos finitos al análisis de estabilidad de taludes, que, como se ha podido ver, es limitado ya que, los resultados coinciden prácticamente con los obtenidos mediante técnicas clásicas de equilibrio límite. Dada la versatilidad del MEF se puede esperar que se realicen nuevas aplicaciones para diferentes tipos de materiales y criterios de rotura.

12.7. Conclusiones

El uso de los métodos numéricos en el ámbito de la ingeniería de los macizos rocosos se ha vuelto muy popular en los últimos tiempos; sin embargo, la aplicación de estos modelos dentro del proceso de diseño en un ámbito como éste, en el que se cuenta con muy pocos datos de partida, requiere un enfoque más heurístico de lo habitual en ingeniería, utilizando el modelo numérico como una herramienta de análisis. El modelo numérico se debe seleccionar atendiendo al tipo de problema planteado y a las cuestiones que se pretenda responder.

Los métodos de equilibrio límite (MEL) siguen siendo la base de los análisis de estabilidad de taludes y se considera que representan la opción ideal y más eficaz para resolver problemas de geometría

sencilla y con mecanismos de rotura comunes. En problemas más complejos, en los que bien los mecanismos de rotura no sean sencillos o en los que la superficie de deslizamiento o separación sea desconocida, los métodos numéricos parecen más adecuados.

Hay que resaltar que los MEL son más baratos en tiempo y dinero, más fáciles de representar y además facilitan la realización de análisis de sensibilidad, análisis estadísticos (método de Montecarlo, muy adecuado para controlar la incertidumbre y los riesgos asumidos) y análisis retrospectivos, que en muchas ocasiones permiten obtener datos geotécnicos de gran calidad y a bajo coste.

Si se opta por los métodos numéricos, la técnica de la reducción de la resistencia al corte y a la tracción permite obtener un valor consistente del CS. En los casos de mecanismos de rotura sencillos esta técnica da valores prácticamente iguales, o algo menores, de CS que aquellos que se obtienen mediante equilibrio límite.

Entre las ventajas de su utilización frente a los MEL cabe señalar que los métodos numéricos encuentran automáticamente la superficie de deslizamiento o rotura sin necesidad de introducir hipótesis previas y permiten analizar mecanismos de rotura más complejos, en los que aparezcan fenómenos de vuelco, separación de estratos, mecanismos que incluyan el deslizamiento de varios bloques, etc... También permiten analizar materiales con comportamientos complejos (v.gr. materiales de resistencia anisótropa, materiales elasto-plásticos con reblandecimiento, etc...)

El uso de modelos numéricos requiere realizar simplificaciones geométricas y geológicas de aquellos aspectos que no resulten importantes en el mecanismo de rotura ("As simple as possible, but not simpler" A. Einstein). La dificultad de conocer el macizo rocoso hace que la mecánica de rocas sea siempre una tecnología muy "experimental" y los métodos numéricos nos permiten "experimentar" sobre el comportamiento real de la roca y comparar las medidas in-situ con los resultados.

REFERENCIAS

- Alejano Monge, L.R., García Bastante, F., Stockhausen, H.W. y Alonso, E. (2001): "Aspectos metodológicos del uso de modelos numéricos en ingeniería de taludes en roca". V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid. Vol II., pp. 641-652. Editado por el CEDEX.
- Beer, G. (1990): "Application of Numerical Modelling to the Analysis of Excavations in Jointed Rock". Proc. Mechanics of Jointed and Faulted Rock. Rossmanith, H.P. (Ed). pp 3-9. Balkema.
- Beer, G. (2001): Documentación del curso "Application of Numerical Modelling in Rock Mechanics" dictado en Helsinki en Junio de 2001.
- Bieniawski, Z.T., Bauer, S.J. y Costin, L.S.(1993). "Geotechnical Design methodology Workshop". ISRM News. Lisboa. Vol. 4. pp.42-45.
- Brady, E. y Brown, E.T. (1985): "*Rock Mechanics for Underground Mining*". Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.
- Brown, E.T., Bray, J.W., Hoek, E., Cundall, P.A., Brady, B.G.H., Gen Hua Shin & Goodman, R.E. (1987): "*Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*". Imp. Coll. of Sci. & Tech.. Londrés.
- Choi, S.K. y Coultard, M. A. (1988): "Modelling of Jointed Rock Masses using the Distinct Element Method". Proc. Mechanics of Jointed and Faulted Rock. Rossmanith, H.P. (Ed). pp 471-477. Balkema.
- Dawson, E.M. y Roth, W.H. (1999). "Slope stability analysis with FLAC". FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics; Balkema. Rotterdam. pp 3-10.
- Duncan Fama, M.E., Trueman, R., Craig, M.S.. Two and Three Dimensional Elastoplastic Analysis for Coal Pillar Design and its Application to Highwall-Mining. Int. J. of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr., 1995. 32(3), 215-225.
- Duncan, J.M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *J. Geotech. Engng, ASCE* 122, 7, 577-597.
- Fairhurst, Ch. (1993). "Analysis and Design in Rock Mechanics - The General context". Comprehensive Rock Engineering; Pergamon Press. Oxford. Vol. 2. pp. 1-30.
- Goodman, R.E. y Bray, J.W. (1976). "Toppling of Rock Slopes". Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder, Colorado, ASCE, Vol. 2.
- Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). "*Rock Slope Engineering. Revised 3rd edition*". IMM. Ed. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 34 (8): 1165-1187.
- Hudson, J.A. (2000). "Technical Auditing of Rock Mechanics Modelling & Rock Engineering Design". Proc. 37th US Rock Mech. Symp.(Vail, Colorado); Balkema. Rotterdam. pp 3-12.
- Itasca. (2000): "User Manual for FLAC, Version 4.01". Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, EEUU.
- Itasca. (2001): "User Manual for UDEC, Version 3.01". Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, EEUU.
- Lorig, L. y Varona, P. (1999). "Curso de UDEC. Itasca". Dictado en Madrid. En 1999.
- Lorig, L. y Varona, P. (2001). "Modelización numérica de taludes con diferencias finitas". Simposio sobre Estabilidad de Taludes y Laderas Inestables. Madrid. Vol II., pp. 677-689. Editado por el CEDEX.
- Pande, G.N., Beer, G. y Williams, J.R. (1990): "*Numerical Methods in Rock Mechanics*". John Wiley & Sons, Ltd. New-York.
- Peres-Rodrigues,F. (1993):"About LNEC experience on Scale Effects on the Deformability of Rocks". Actas del Cong. Int. de Efectos de Escala en Macizos Rocosos, pp. 155-164, Lisboa, Portugal. A.A. Balkema.
- Rocscience Inc. (2000). "Phase2 user's guide. 2000; Phase2 Verification Manual Version 2.1".
- Rocscience Inc. (2001). "Application of the Finite Element Method to Slope Stability". Disponible en internet www.rocscience.com.
- Sterpi, D. (1999). "An analysis of geotechnical problems involving strain softening effects". Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.Vol. 23. pp. 1427-1454.
- Swan, C.C. y Seo, Y.K. (1999). "Limit State Analysis of Earthen Slopes Using Dual Continuum/FEM Approaches". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 23, 1359-1371.
- Starfield, A.M. y Cundall, P.A. (1988). "Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.; Pergamon Press. Oxford. Vol. 25, No. 3, pp 96-106.
- Varona, P. (1998). "Curso de FLAC. Itasca". Dictado en Madrid. En 1999.
- Zienkiewicz, O.C.(1968): "*The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*". M^cGraw-Hill Pub. London.

13. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES

La interpretación creativa es el suelo donde la ciencia hunde sus raíces. Los números sugieren, obligan, refutan, pero, por si solos, no determinan el contenido de las teorías científicas. Estas últimas se construyen sobre la base de la interpretación de dichos números, y los intérpretes pueden quedar atrapados en su propia retórica. Están convencidos de su objetividad y son incapaces de ver los prejuicios que les llevan a escoger sólo una de las muchas interpretaciones que sus números admiten. ... ¿Con qué derecho, salvo el derivado de nuestros propios prejuicios, podríamos sostener que en la actualidad la ciencia opera la margen de toda influencia cultural?

S.J. Gould, 1993

13.1. Introducción

En una disciplina, como la ingeniería de los macizos rocosos, en la que la incertidumbre juega un papel bastante importante, la utilización de métodos estadísticos presenta gran interés. Aunque las técnicas estadísticas se han desarrollado para tratar casos en los que se cuenta con un elevado número de datos, al contrario de lo que suele ocurrir en geotecnia, una adecuada gestión de éstos en combinación con el uso de técnicas estadísticas puede contribuir a facilitar la resolución de los problemas, controlando y limitando los niveles de incertidumbre a lo largo del proceso de diseño, y sacando el mayor partido posible de los escasos datos disponibles. Además, las técnicas estadísticas permiten evaluar, de manera más o menos aproximada, el riesgo asociado a una determinada propuesta de diseño y, por tanto, la fiabilidad de la misma.

Ante la cuestión de cuando es aceptable el riesgo de un diseño geotécnico no existen reglas universales y simples, ni existe un valor del coeficiente de seguridad (CS) que garantice que una determinada obra vaya a ser estable y no dé problemas. Así, en la práctica común de la ingeniería, mientras que para un talud de una escombrera de un material ya conocido un $CS=1,3$ parece razonable, el diseño de pilares en una nueva zona de una mina requeriría más bien un $CS=2$, el diseño de una cimentación estándar suele hacerse con un valor de $CS=3$ y los diseños de cámaras en medios estratificados, basados en teorías de vigas y placas recomiendan un $CS=4$ como mínimo.

Cada diseño es único, por lo que para que se pueda considerar adecuado habrá que tener en cuenta sus circunstancias particulares, como: el tipo de macizo rocosos en el que se construye, las cargas a las que estará sometido, el uso final que se le vaya a dar a la obra, etc. Según Hoek (2002) el ingeniero deberá buscar una solución económicamente viable y suficientemente segura, compatible con todas las especificidades del proyecto. Así, uno de los aspectos clave en el ámbito de la ingeniería de taludes es ser capaz de evaluar la fiabilidad de un diseño. En la mayor parte de los casos este proceso de evaluación se basa exclusivamente en la experiencia y capacidad de estimación del ingeniero de proyecto, lo cual puede llevar a soluciones de diseño poco estables o ineconómicas. Un esquema de una metodología de diseño razonable para el ámbito de la mecánica de rocas se presenta en la Figura 13.1.

El uso de técnicas estadísticas resulta muy adecuado para controlar diversos aspectos clave en el diseño geotécnico como son: la adecuada gestión de la incertidumbre como parte del proceso de diseño y la estimación del riesgo asociado. Aun así, este enfoque debe ir siempre incluido en el marco de una metodología de diseño más general que incluya todos los aspectos propios del problema a resolver. La ventaja de los métodos estadísticos frente a los deterministas radica en que la solución se obtiene en función de las probabilidades acumuladas.

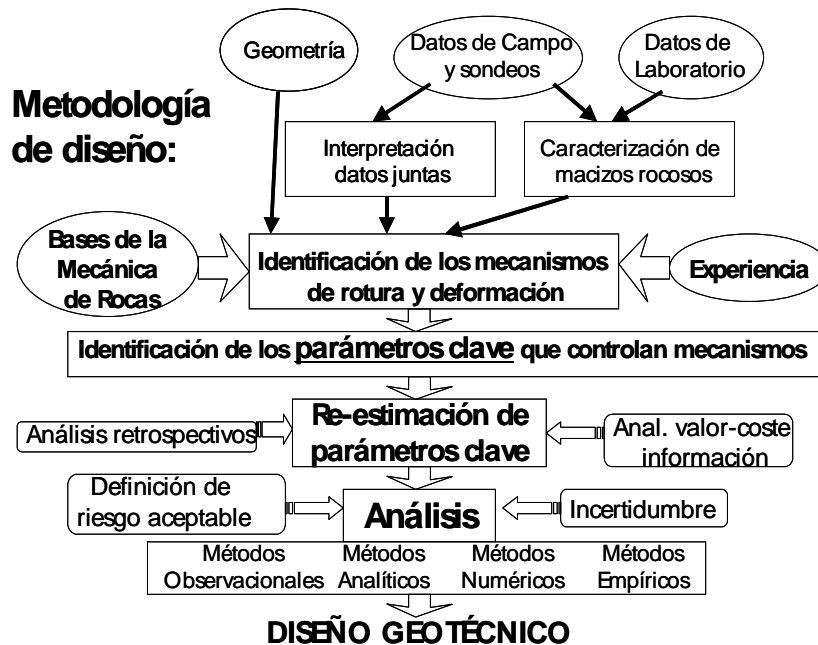


Figura 13.1: Esquema de la metodología de diseño de taludes en mecánica de rocas, con especial referencia a los conceptos de riesgo e incertidumbre.

La diferencia entre los enfoques deterministas y probabilistas radica en que en este último caso no se estima un valor específico del parámetro en cuestión, sino que dicho parámetro puede tomar cualquier valor dentro del rango definido por una función de densidad de probabilidad. Por tanto, para un modelo de partida, las variables del mismo se pueden considerar como aleatorias, quedando definidas como funciones de densidad de probabilidad.

En los casos en que haya sólo un parámetro que sea considerado como variable aleatoria es posible examinar el sistema directamente mediante expresiones probabilísticas, pero, en aquellos casos en los cuales se consideren como variables aleatorias, definidas por distintos tipos de distribuciones, un número mayor de parámetros, el problema estadístico directo se complica en sobremanera por lo que resulta interesante acudir a alguna de las técnicas que se describen en este capítulo.

13.2. Análisis de sensibilidad

Aunque no es necesariamente un método estadístico, se trata en este capítulo por ser una técnica que contribuye a mejorar el conocimiento sobre la fiabilidad de los diseños y se usa frecuentemente para evaluar los riesgos asociados a una determinada solución constructiva. También resulta muy interesante para determinar cuales son los parámetros que tienen mayor

influencia sobre la estabilidad del talud. Si se trata de parámetros del terreno, habrá que conocer de la manera más exacta posible los valores que toman, mientras que si se trata de parámetros de diseño se modificarán de la manera más adecuada posible para asegurar la estabilidad al menor coste.

Un análisis de sensibilidad es aquel en el que se va repitiendo el cálculo de estabilidad, variando sistemáticamente cada parámetro de entrada dentro de los márgenes razonables de valores que puede alcanzar, al objeto de determinar la influencia de cada uno de estos parámetros de entrada sobre un parámetro de salida, que será típicamente el coeficiente de seguridad.

Existen diversas formas de presentar los resultados de estos análisis de sensibilidad. Una de las más utilizadas son los denominados diagramas tipo araña o "spider diagrams", en los que cada variable significativa de entrada se va variando para una serie de valores (p.ej. 50%, 75%, 90%, 100%, 110%, 125% y 150%) obteniéndose los resultados de la variable de salida correspondientes y representándose varias de estas curvas (una para cada variable de entrada conjuntamente). Aquellas de estas curvas que tengan mayor pendiente en el entorno del C.S. determinista, indicarán los parámetros a los que la estabilidad será más sensible.

Otro tipo de análisis de sensibilidad asociado a la realización de modelos estadísticos es el análisis de la contribución de cada variable a la varianza del coeficiente de seguridad de salida. Los resultados de este análisis difieren del anterior en tanto en cuanto en este caso ya se parte de la variabilidad real del parámetro de entrada, mientras que en el anterior esta variabilidad introducida artificialmente es potencial. Se presentan algunos ejemplos de este tipo de cálculos en los casos prácticos expuestos en este capítulo.

Este tipo de análisis resulta una metodología muy útil para explorar diversas posibilidades de diseño y llegar a conclusiones prácticas relevantes en problemas complicados. Tiene además la ventaja que se puede llevar a cabo sin conocer distribuciones reales de datos, si bien es cierto que la utilidad y fiabilidad de estos métodos se multiplica a medida que mejora el conocimiento real del terreno (Harr, 1987).

13.3. Breve reseña sobre la teoría de la probabilidad

Se introducen en este apartado, de forma sucinta, algunos conceptos básicos de estadística que resulta conveniente tener en mente para realizar algunos de los análisis que se proponen a continuación. Este apartado se basa en el capítulo 8 de los apuntes del Dr. Hoek en Internet. (Hoek, 2002). Para un conocimiento más profundo de las aplicaciones estadísticas en geotecnia se recomienda acudir a Harr (1987) y Whitman (1984).

Se denominan *variables aleatorias* aquellos parámetros que no presentan un único valor fijo sino que pueden poseer varios valores. No existe forma de predecir de manera exacta el valor de uno de estos parámetros en un punto determinado. La mayor parte de las propiedades de resistencia y deformabilidad, los caracteres geomecánicos de las juntas o el campo tensional se pueden considerar variables aleatorias.

Se denomina *distribución de probabilidad* o *función de densidad de probabilidad* (FDP) a aquella función que describe la posibilidad relativa de que una variable aleatoria tome un determinado valor (Fig. 13.2.a). La integral de estas funciones en todo el dominio tiene que ser igual a 1. Otra manera de presentar la misma información es mediante la denominada *función de probabilidad acumulada* (FPA), que sirve para estimar la probabilidad de que una variable aleatoria sea igual o menor que un determinado valor. Esta función será la integral de la función de densidad de probabilidad correspondiente. (Fig. 13.2.b.). Lógicamente si para una abscisa x_1 se obtiene el valor correspondiente a la FPA, este valor será igual al área bajo la FDP a la izquierda de x_1 . Se suele utilizar $f(x)$ para FDP y $F(x)$ para FPA.

Una de las representaciones más comunes de una distribución probabilística es la de *histograma*, en la que se representa el porcentaje de observaciones comprendidas en un determinado intervalo en forma de barra sobre el correspondiente intervalo (Fig. 13.2.c). Un histograma es una función de densidad de probabilidad multiplicada por el número de observaciones y discontinua.

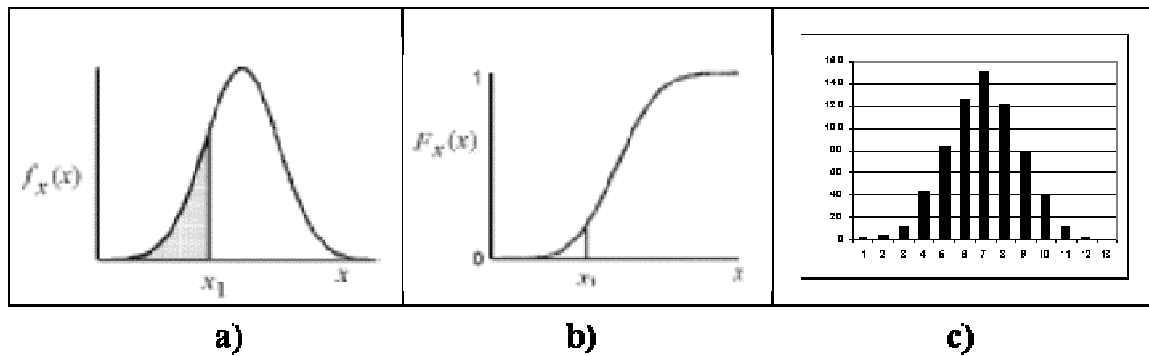


Figura 13.2: Funciones de a) densidad de probabilidad, b) de probabilidad acumulada y c) histograma.

Para muchas aplicaciones no es necesario tener en cuenta toda la información contenida en las funciones de densidad de probabilidad o de probabilidad acumulada, por lo que resulta suficiente realizar un análisis de datos del que se obtendrán valores suficientemente representativos de los parámetros de interés y que se resumen a continuación.

Se denomina *media* o *valor esperado* al centro de gravedad de la función de probabilidad. Una aplicación típica sería el análisis de una serie de resultados x_1, x_2, \dots, x_n de ensayos por ejemplo de resistencia a compresión simple. Si se han realizado n ensayos con resultado x_i cada uno de ellos, la media \bar{x} vendrá dada por:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (13.1)$$

Se denomina *varianza de la muestra* s^2 a la media del cuadrado de la diferencia entre cada valor de x_i y el valor medio \bar{x} , de manera que:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (13.2)$$

Obsérvese que el denominador de esta función debería ser n y no $(n-1)$. Sin embargo para una muestra finita se puede demostrar que un factor de corrección $n/(n-1)$, conocido como corrección

de Bessel, proporciona una mejor estimación. En la práctica, esta corrección sólo es necesaria cuando la muestra es menor de 30.

Se denomina *desviación estándar o típica* a la raíz cuadrada positiva de la varianza s^2 . Para distribuciones normales el 68% de los resultados de los ensayos se encontrarán en el intervalo definido por *la media \pm una desviación estándar* y el 95 % en el intervalo definido por *la media \pm dos desviaciones estándar*. Una desviación estándar muy pequeña indicará un conjunto de resultados muy bien agrupados en el entorno de la media, mientras que un valor grande de este parámetro será síntoma de una gran dispersión de los datos.

Se denomina *coeficiente de variación (CDV)* al ratio entre la desviación estándar y la media, así $CDV = s/\bar{x}$. Éste coeficiente resulta una medida particularmente útil de la incertidumbre, de forma que $CDV = 0.05$ indicará una incertidumbre baja, mientras que CDV de 0.25 será un nivel de incertidumbre bastante alto.

La *distribución normal o de Gauss*, también llamada campana de Gauss, es una función de distribución de probabilidad muy común, a la que se suelen ajustar diversas variables aleatorias. Se utiliza en geotecnia siempre que no haya una buena razón para suponer una distribución de otro tipo. Típicamente muchas variables naturales se adscriben a este modelo de distribución, especialmente aquellas que se producen por causa de múltiples efectos, sin que ninguno de ellos sea dominante sobre los demás. Para definir una distribución normal basta con estimar los valores de los parámetros que la controlan y que serán la media y la desviación estándar reales (μ y σ). En general, los mejores estimadores de estos parámetros serán el valor medio y la desviación estándar, obtenidos a partir de un conjunto de observaciones. Así, a partir de las ecuaciones (13.1) y (13.2), se podrá escribir:

$$\mu = \bar{x} \quad (13.3)$$

$$\sigma = s \quad (13.4)$$

Estas ecuaciones dan los valores más probables pero no necesariamente los reales.

En cualquier conjunto de observaciones o ensayos resulta deseable incluir el mayor número de muestras posible, pero en el ámbito de la ingeniería geotécnica existe lógicamente una limitación económica y temporal en el número de datos que se pueden tomar. Por ello, comúnmente es necesario realizar aproximaciones razonadas basadas en el buen juicio, la experiencia y la comparación con casos similares. Estas dificultades sirven a veces de coartada para no utilizar técnicas estadísticas en mecánica de rocas, sin embargo, lo cierto es que resultan muy útiles para obtener resultados representativos incluso para un número de datos pequeño.

Una vez estimadas la media μ y la desviación típica σ la función de densidad de probabilidad para una distribución normal viene dada por la expresión:

$$f_x(x) = \frac{\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]}{\sigma\sqrt{2\pi}} \quad \text{para} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (13.5)$$

Esta distribución normal a veces se trunca de manera que sólo se consideran valores en un determinado intervalo (por ejemplo, $0 \leq x \leq \infty$) para evitar resultados poco realistas, así como problemas de cálculo.

Además de la distribución normal existen otras distribuciones que se pueden usar en los análisis estadísticos. Entre las más utilizadas en el ámbito geotécnico se encuentran las siguientes:

- Distribuciones Beta: Son muy versátiles, relativamente parecidas a las normales, pero no presentan el problema de los valores extremos ya que su dominio está limitado por valores específicos.
- Distribuciones Exponenciales: Suele ajustarse a este tipo de distribución la continuidad o persistencia de las juntas en los macizos rocosos. También se utiliza a veces para representar razonablemente la altura del nivel freático sobre una determinada superficie o la presión de agua en determinadas juntas.
- Distribuciones Log-normales: Resultan útiles para considerar procesos como el machaqueo de áridos en los que el tamaño de la partícula final es el resultado de un conjunto de choques de partículas de diferentes tamaños moviéndose en diferentes direcciones con distintas velocidades. Este tipo de mecanismos multiplicativos suelen dar lugar a variables log-normalmente distribuidas, al contrario que las variables normalmente distribuidas que suelen ser el resultado de mecanismos que funcionan en forma aditiva.
- Distribuciones tipo Weibull: Se utilizan para representar la vida útil de las máquinas en estudios de fiabilidad de la maquinaria. También suelen resultar de ensayos como la resistencia a compresión simple de una roca obtenida mediante la prensa Franklin, en los que suelen aparecer unos pocos valores muy elevados. Parece ser que este tipo de distribución representa bastante bien tanto la resistencia a compresión simple de las rocas frágiles, como la relación entre esta última y la resistencia a tracción según las observaciones de Fang (2001).
- Distribuciones triangulares: Se utilizan comúnmente para reflejar variables asociadas a decisiones humanas o a falta de conocimiento. Son de uso común para indicar el posible precio de los minerales, para el que un experto indica el valor más probable y el mínimo y el máximo esperado.
- Distribuciones equiprobables: Se emplean cuando se conocen los valores mínimo y máximo que puede alcanzar una variable, pero se supone que dentro de este dominio cualquier valor es igualmente probable.
- Distribución logística: Adecuada para representar variables específicas.

Existen diversos programas que permiten ajustar conjuntos de datos a alguna o varias de las distribuciones presentadas. Uno de los más utilizados es el programa Bestfit de la compañía americana Palisade Corporation. La forma básica de las distribuciones que se han comentado se presenta en la Figura 13.3.

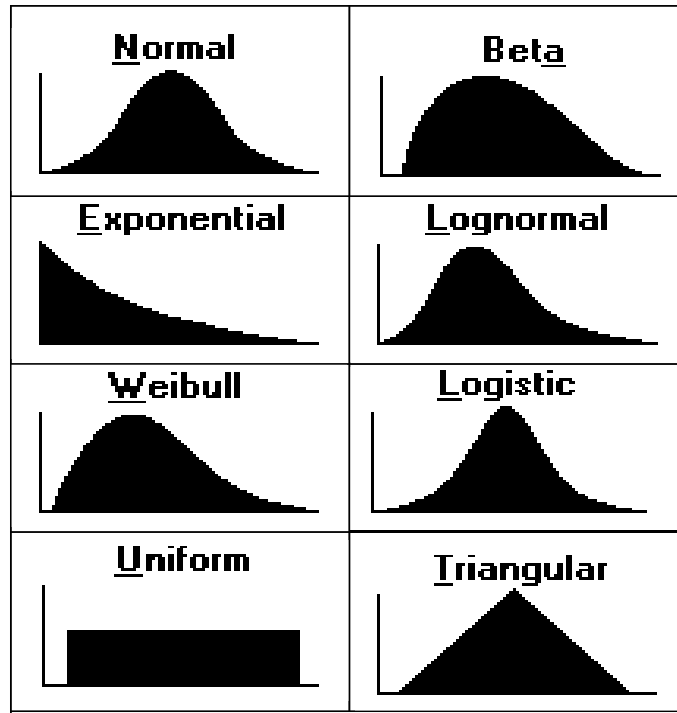


Figura 13.3: Forma aproximada de las distribuciones o funciones de densidad de probabilidad más comúnmente utilizadas en el ámbito de la geotecnia, según la base de datos del código Crystal Ball (2000).

13.4. El Método de Montecarlo

Para describir de una manera realista el valor que puede tomar un parámetro, sobre todo en una disciplina en la que se acumula tanta incertidumbre como en la geotecnia, resulta muy apropiado el uso de la teoría de la probabilidad. En vez de asignar un valor medio determinista a una variable, se le asigna una gama de valores asociadas a una determinada función de densidad de probabilidad. De esta manera se le asignan a las variables de entrada valores aleatorios.

El Método de Montecarlo consiste en ir introduciendo en un modelo determinista una serie de variables generadas de manera aleatoria, recuperando el resultado final en forma de histograma. Existen actualmente programas informáticos que implementan el método de Montecarlo asociado a hojas de cálculo (Microsoft Excel), lo cual facilita enormemente los cálculos. Entre estos programas cabe destacar el "Crystal Ball 2000"¹, u otro programa utilizado por algunos autores en el ámbito de la mecánica de rocas denominado "@risk"².

En este método se generan una serie de valores aleatorios para cada función de probabilidad que se corresponderá con un parámetro de entrada y se introducen estos valores en el modelo determinista (ecuación o conjunto de ecuaciones), elaborando una función de probabilidad o histograma (que podría ser en forma acumulada) para las variables de salida, que serán resultados como el coeficiente de seguridad.

¹ Comercializado por Decisioneering Inc., 1515 Arapahoe St., Suite 1311, Denver, Colorado 80202, EEUU.

² Comercializado por Palisade Corporation, 31 Decker Road, New Field, New York 14867, EEUU.

Para llevar a cabo la generación de los valores aleatorios, se parte de la función de densidad de probabilidad acumulada $P = F(x)$ y se invierte de forma que la variable se exprese en función de la probabilidad $x = F^{-1}(P)$. Tomando ahora un número 'n' determinado de valores entre 0 y 1 uniformemente distribuidos de P y despejando en cada caso x se obtiene un 'n' de valores aleatorios de x . (Ver Figura 13.4).

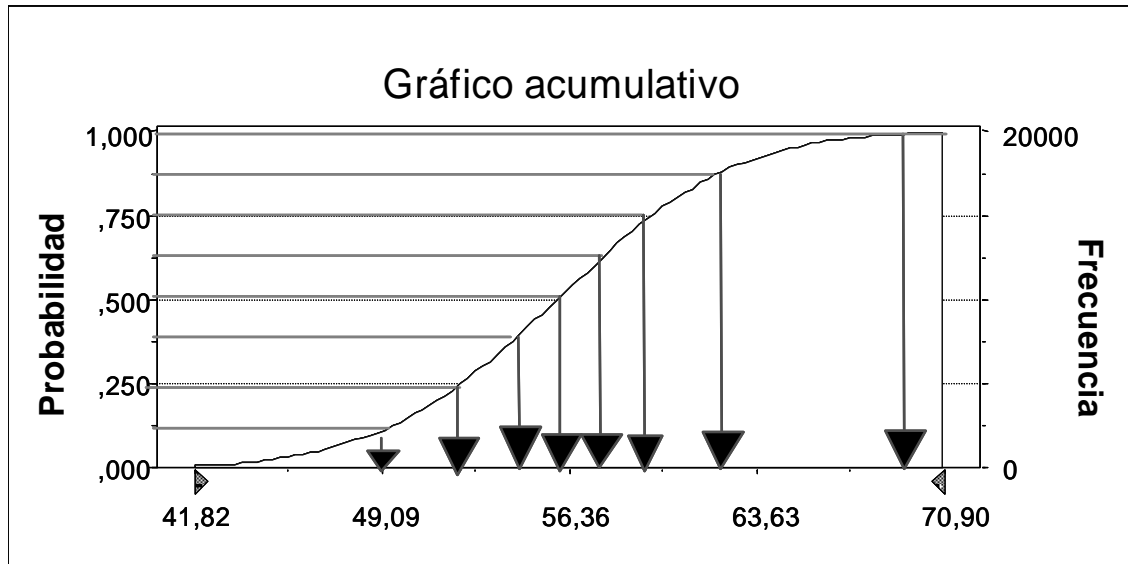


Figura 13.4: Ejemplo de generación de valores aleatorios.

Por ejemplo, si la distribución del parámetro caso x viene dada por una distribución negativa exponencial:

$$P = 1 - e^{-\lambda x} \quad (13.6)$$

Expresando el valor de x en función de P :

$$x = -\frac{1}{-\lambda} \cdot \ln(1 - P) \quad (13.7)$$

Según Hudson y Harrison (1997) si ahora se introducen n valores de P entre 0 y 1, uniformemente distribuidos, se obtienen n valores aleatorios de x que se ajustan al patrón de la distribución negativa exponencial de partida. Se ha seleccionado un ejemplo en el que la inversión resulta sencilla aunque no ocurre esto en todos los casos.

El método de Montecarlo es un procedimiento que permite la variación simultánea de muchos parámetros en un modelo cualquiera. El cálculo se repite para cada uno de los grupos de datos de entrada generado, ajustándose a las distribuciones de densidad de esos parámetros de entrada. Cada uno de los cálculos produce un valor del parámetro de salida (CS) y a partir de éstos datos, se elabora un histograma que permite conocer el valor de la media de dicho parámetro y también su dispersión, que es una medida del riesgo asociado a cada diseño.

Este histograma deberá ser interpretado desde el punto de vista del ingeniero, teniendo en cuenta las condiciones específicas de cada análisis y cada proyecto. Al final el juicio basado en la

experiencia resulta insustituible, pero contar con herramientas como la aquí propuesta resulta de gran ayuda en la toma de decisiones. A continuación y a modo de ejemplo se presenta la Tabla 13.1, que puede ayudar en la interpretación de los resultados, aplicada al diseño de taludes en explotaciones mineras tipo corta, propuesta por Priest y Brown (1993). Para cada tipo de problemas geotécnicos, e incluso para cada obra, atendiendo a sus peculiaridades, se podrán definir unos criterios de diseño, como los presentados en este caso.

En este capítulo se presentarán, a modo ilustrativo, dos casos reales para que el lector pueda tener una idea de cómo implementar el método de Montecarlo e interpretar los resultados; dichos casos incluyen un banco de una mina y el talud general de una cantera.

Tabla 13.1. Interpretación de criterios de diseño probabilísticos, basados en el método de Montecarlo, en su aplicación al diseño de taludes en cortas mineras. Según Priest y Brown (1993).

| Categoría del talud | Consecuencias de la rotura | Ejemplos | Valores aceptables | | |
|---|----------------------------|---|--------------------|---------|-----------|
| | | | Mínimo | Máximo | |
| | | | Media CS | P(CS)<1 | P(CS)<1.5 |
| 1 | No graves | Bancos individuales, taludes de pequeña altura (< 50 m.), taludes temporales que no afectan a pistas. | 1.3 | 0.1 | 0.2 |
| 2 | Moderadamente graves | Cualquier talud de naturaleza permanente o casi-permanente | 1.6 | 0.01 | 0.1 |
| 3 | Muy graves | Taludes medios (altura entre 50 y 150 m) y altos (más 150 m) con presencia de pistas y/o instalaciones mineras permanentes al pie. | 2.0 | 0.0003 | 0.05 |
| <i>Criterios de diseño basados en el Método de Montecarlo</i> | | | | | |
| Grado de cumplimiento de los criterios arriba indicados | | Interpretación | | | |
| Cumple los tres criterios. | | Talud estable. | | | |
| Aunque supera el valor mínimo de la media del CS, no cumple uno de los criterios de probabilidad. | | Trabajar con este talud supone un riesgo aceptable o nó, según el caso. El nivel de riesgo se puede cuantificar mediante un sistema de vigilancia de detalle. | | | |
| Aunque no supera el valor mínimo de la media del CS, cumple los dos criterios de probabilidad. | | Talud aceptable. Se recomienda realizar mínimas modificaciones en su geometría para subir la media del CS hasta un nivel satisfactorio. | | | |
| No supera el valor mínimo de la media del CS y no cumple uno o los dos criterios de probabilidad. | | Talud inestable. Se necesita modificar la geometría del talud. Podría ser necesario utilizar sostenimientos activos y un sistema de vigilancia. | | | |
| <i>Interpretación del comportamiento del talud</i> | | | | | |

Antes de pasar a presentar los ejemplos, conviene indicar la existencia de técnicas tipo Montecarlo evolucionadas, como la denominada Hiper cubo latino o "Latin Hypercube" (Imam et al., 1980; y Startzman y Watterbarger, 1985). Se trata de un desarrollo reciente, en el que esta técnica de

muestreo permite obtener resultados comparables al método de Montecarlo con un número mucho menor de datos. El método se basa en el muestreo estratificado con selección aleatoria para cada estrato. Así, típicamente, un análisis de este tipo con 1000 muestras equivale a un Montecarlo con 5000. Esta técnica aparece implementada en el código “@risk” de Palisade Corporation.

Finalmente hay que señalar que estos métodos exigen conocer o al menos asumir las distribuciones de todos y cada uno de los parámetros de entrada. Si no se dispone de esta información se recomienda asumir distribuciones normales, normales truncadas o triangulares.

13.4.1. Análisis de estabilidad de un banco en una mina

Se he elegido como primer ejemplo un análisis hipotético bastante sencillo de rotura plana de un banco de una mina, al objeto de introducir las técnicas de la toma de datos y de su preparación para su introducción en el programa. Todos los datos geotécnicos, tanto de juntas como de propiedades de materiales, son datos reales correspondientes a un macizo rocoso de una explotación de cuarzo, siendo el único dato hipotético la orientación del talud. También las alturas de banco y presencia de agua se han estimado de la manera propuesta en otros taludes de dicha explotación.

El análisis clásico de rotura plana de taludes en roca y la obtención del coeficiente de seguridad correspondiente, que se puede encontrar en el capítulo 8, se muestra resumido en la Figura 13.5.

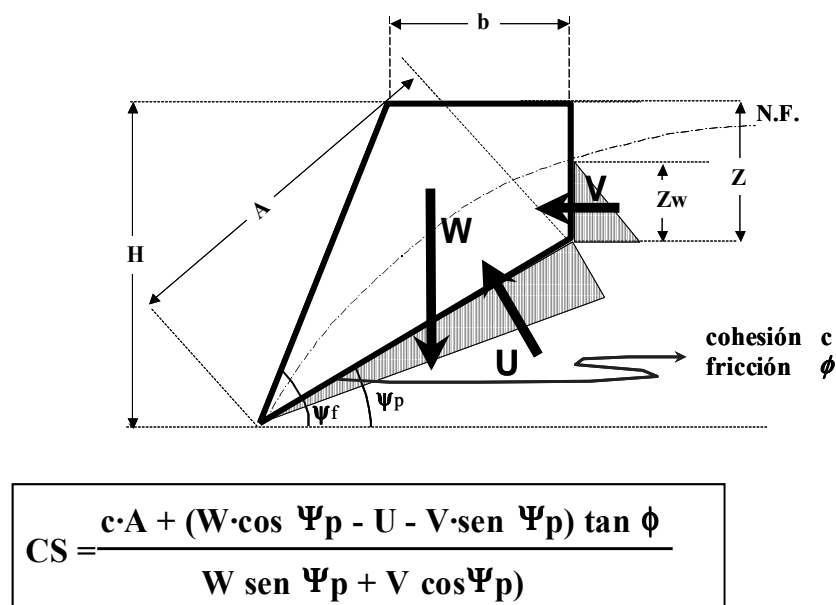


Figura 13.5: Esquema de rotura plana y cálculo del coeficiente de seguridad correspondiente.

En esta figura se muestra como para la geometría que se presenta se puede calcular el área de contacto del bloque deslizante A y las fuerzas actuantes sobre el mismo, esto es el peso y las fuerzas asociadas a la presión de agua, mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
A &= (H - z) / \text{seno } \psi_p \\
W &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot g \psi_p - \cot g \psi_f \right] \\
U &= \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_w^m \cdot A / 2 \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \frac{z_w^m + z_w^{g.t.}}{2} \cdot A / 2 \right) \\
V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_w^{g.t.^2}
\end{aligned} \tag{13.8}$$

Para obtener la resistencia al corte del plano de deslizamiento, teniendo en cuenta que se observó in-situ que se trataba de juntas rugosas sin relleno, conviene utilizar la metodología de Barton, tal y como la desarrollan Hoek et al., (1995). Según Barton, la resistencia al corte de dichas juntas viene dada por:

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \left[\phi_r + JRC_n \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) \right] \tag{13.9}$$

donde JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta, JCS la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad y ϕ_r el ángulo de fricción residual. Los dos primeros valores se deberán corregir atendiendo al tamaño de la junta según las expresiones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0} \tag{13.10}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JRC_0} \tag{13.11}$$

donde JRC_0 , JCS_0 , y L_0 (longitud) se refieren a muestras a escala de laboratorio (100 mm) y JRC_n , JCS_n , y L_n se refieren a tamaños de bloques naturales in-situ.

Finalmente los valores de *cohesión instantánea* c_i y ángulo de *fricción instantáneo* ϕ_i para la tensión normal σ_n , de trabajo, que son los que mostraría la discontinuidad, vendrán dados respectivamente por la ordenada en el origen y la pendiente de la recta tangente a la curva de la expresión de Barton presentada en la expresión (13.9), y se obtendrán como:

$$\begin{aligned}
\phi_i &= \arctan \left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} \right) \\
c_i &= \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi_i
\end{aligned} \tag{13.12}$$

donde:

$$\frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} = \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] - \frac{\pi \cdot JRC}{180 \cdot \ln 10} \left\{ \tan^2 \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] + 1 \right\} \tag{13.13}$$

Por tanto y resumiendo para analizar la rotura plana en cuestión se necesitan como datos de entrada los que se muestran en la Tabla 13.2, donde se incluyen en negrita los valores medios estimados de todas las variables.

Tabla 13.2: Conjunto de datos necesarios para analizar la rotura plana de un talud.

| Datos Geométricos | Datos geológico-geométricos | Datos Hidrogeológicos | Datos geotécnicos |
|--|---|---|---|
| Altura del talud H 10 m Inclinación talud ψ_f 75° Posición grieta tracción b 2,85 m | Inclinación junta ψ_p 45° Peso específico roca γ_r 26,33 kN/m³ | Altura agua medio talud - z_w^m z/2 Altura agua grieta tracción - z_w^{gt} z/3 Peso específico agua - γ_w 10 kN/m³ | JRC_0 8,85 JCS_0 116,76 MPa ϕ_r 31,95° |

Con todos estos datos adecuadamente introducidos en las expresiones (13.8 a 13.13) se puede calcular el valor del coeficiente de seguridad frente a la rotura plana con la expresión de la Figura 13.5, con la que se obtiene un valor del coeficiente de seguridad de 1,10. Este coeficiente de seguridad indica estabilidad al ser mayor de 1, pero, en general, es un valor poco aceptable por estar tan próximo a 1. No obstante, realizando un análisis determinista de este tipo no se puede cuantificar hasta que punto es o no válido este valor y si se debe aceptar el diseño. Para ello se realizará un análisis de Montecarlo de este mismo problema pero introduciendo en vez de los valores medios de las variables, las distribuciones de probabilidad que pueden alcanzar a partir de los datos tomados para el estudio.

Al objeto de estimar los parámetros geotécnicos de interés, se realizó un censo de discontinuidades en la mina, habiéndose medido unas cincuenta pertenecientes a la familia que puede dar roturas planas. El histograma del ángulo de buzamiento de todas las discontinuidades medidas se presenta en la Figura 13.6. También se midieron en todas las discontinuidades observadas los valores de JRC por comparación directa con los perfiles de rugosidad de Barton (1982) y el JCS mediante la realización e interpretación de ensayos de rebote con el martillo de Schmidt. Los resultados de ambas series de medidas se representan en los histogramas de la Figura 13.7.

Finalmente se realizaron en laboratorio trece ensayos densidad del material que dieron un valor medio de 2,58 gr/cm³ y cuatro ensayos de estimación del ángulo de fricción residual siguiendo las propuestas de Stimpson (1981), que dieron un valor medio de 31,95°, habiendo sido los resultados siempre iguales.

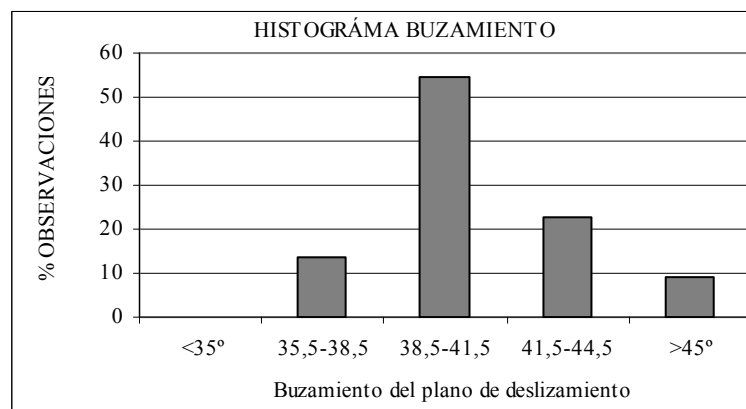


Figura 13.6: Histograma de buzamientos.

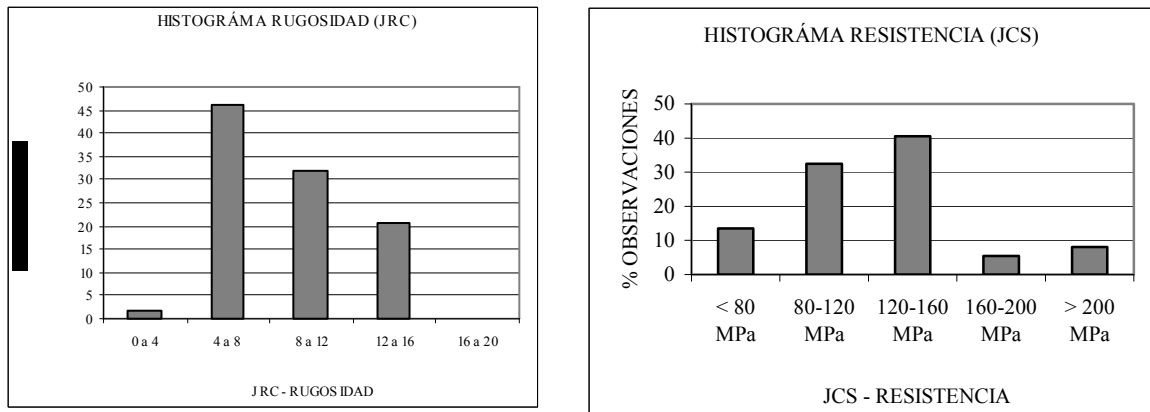


Figura 13.7: Histogramas de JRC y JCS.

En cuanto a los datos geométricos de diseño del banco, con una altura de 10 metros y una inclinación de su cara de 75° , se observó, a partir de medidas in-situ y planos de la mina, que la altura media de los bancos era de 10 m, habiéndose medido en ocasiones hasta casi 11 por arriba y algo menos de 9 m por debajo. También el ángulo estimativo de la cara del talud variaba entre 70 y 80, aunque el valor más observado era 75° .

La posición de la grieta de tracción, que marca además la profundidad de la misma, se estimó, a partir de técnicas como las propuestas por Hoek y Bray (1974), a unos 2,85 metros por detrás de la cabeza del banco, considerándose como distancias mínima y máxima posibles 2 y 5 metros respectivamente. Las alturas de agua en el centro del plano de deslizamiento y en la grieta de tracción, atendiendo a la pluviosidad de la zona, se supuso que alcanzarían respectivamente, de media, 0,33 y 0,5 veces la profundidad de la grieta de tracción, presentando su distribución de probabilidades una forma exponencial negativa con el valor medio indicado.

Las funciones de probabilidad de todas estas variables introducidas para el cálculo del coeficiente de seguridad mediante el método de Montecarlo se presentan en la Figura 13.8.

Con todos los datos y habiendo preparado una hoja en Excel para realizar el cálculo del CS por rotura plana, se fue sustituyendo en el programa Crystal Ball 2000 cada uno de los valores deterministas de la Tabla 13.2 por cada una de las funciones de distribución, ya sea estimadas o bien presentadas en forma de histograma a partir de ensayos de campo o laboratorio. Con estas variables aleatorias, el programa realiza la simulación para un número solicitado (en este caso 5000) de iteraciones, para las cuales él mismo genera el número de valores aleatorios adecuado.

El resultado de esta simulación da, en vez de un valor único de CS, o de cualquier otra variable que se le solicite, la distribución de probabilidad de la misma. Dicha variable se representa en forma acumulada en la Figura 13.9, que muestra la probabilidad acumulada de que el coeficiente de seguridad alcance un valor inferior a uno determinado.

Entre los aspectos a destacar de esta solución cabe indicar que la media de los coeficientes de seguridad obtenidos a partir de las distribuciones de probabilidad de las variables introducidas es 1,03 en vez del valor determinista 1,10. Para los supuestos de partida, la probabilidad de que el

coeficiente de seguridad sea mayor que 1 es del 54,7 %, con lo que sí el cálculo fuera perfecto (no se han tenido en cuenta la continuidad de las juntas ni la existencia de superficies de despegue, así como el efecto del no-paralelismo absoluto de rumbos de las juntas y del talud) se tendría que casi en la mitad de los casos se produciría la caída del banco. También se puede destacar de esta gráfica que para las peores combinaciones posibles se obtendrían coeficientes de seguridad tan bajos como 0,475, mientras que en los casos más favorables se obtendrían valores de hasta 1,6.

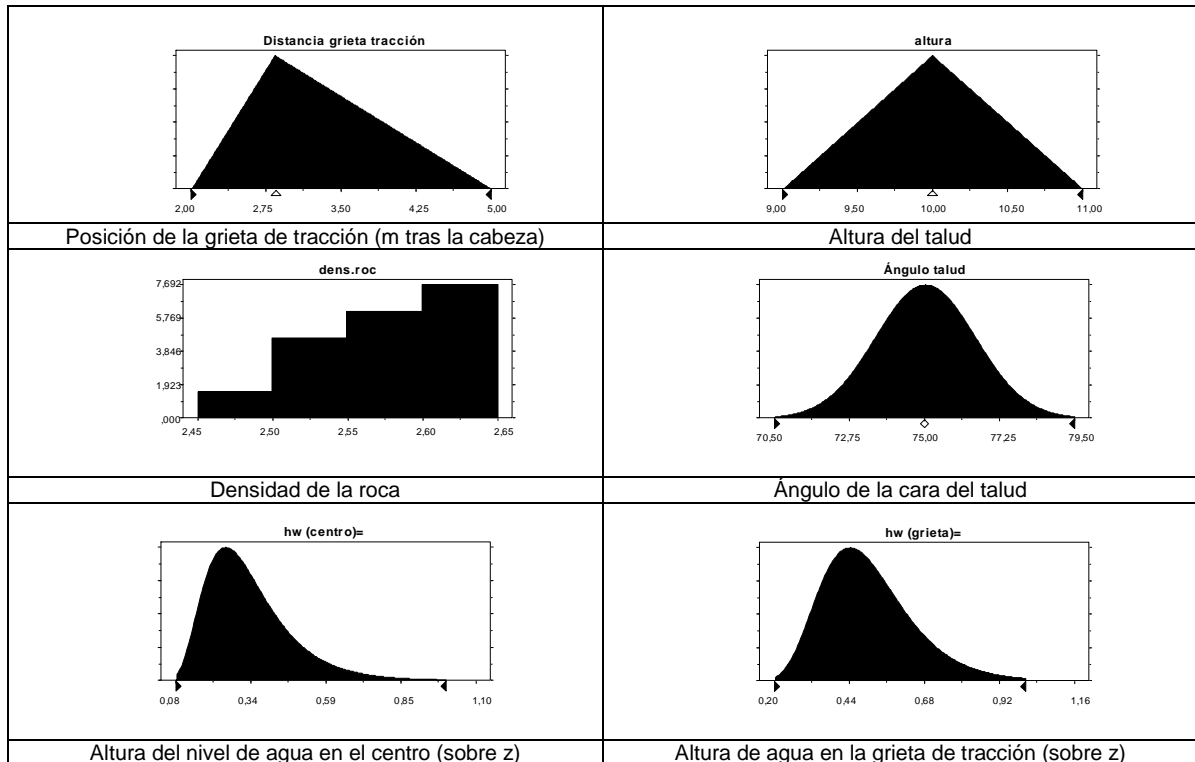


Figura 13.8: Funciones de probabilidad de algunas variables de cálculo.

Como conclusión cabe indicar que en el ámbito de la geotecnia un CS de 1,1 es un valor inaceptable. Ciertamente, en este caso la variabilidad de los datos geológicos y geotécnicos es bastante grande por lo que la fiabilidad de los valores medios es bastante pequeña. Este tipo de resultados vienen, de alguna manera, a justificar los resultados obtenidos por Priest y Brown (1983) que se presentaron en la Tabla 13.1.

Una gráfica como la presentada podría ayudar a solucionar de una manera bastante eficiente dos de los aspectos claves de las metodologías de diseño de talud, reflejados en la Figura 13.1, que son la cuantificación del riesgo aceptable y la gestión de la incertidumbre. Ciertamente, cualquier ingeniero que este diseñando este talud al observar la gráfica anterior entenderá que, en un caso como éste, habría que ir probablemente a CS del orden de 1,5 ó 1,6. También se dará cuenta que al haber tanta variabilidad tal vez sería necesario gastar algo más de dinero en tomar datos.

¿Que datos serían aquellos que tendría mayor importancia conocer lo más exactamente posible?. Para responder a esta pregunta se puede realizar el denominado análisis de sensibilidad que indica cuales son los parámetros que más influyen sobre el resultado. Para realizar un análisis de

esta clase se puede acudir a técnicas clásicas de diversos tipos. También en este caso el programa Crystal Ball (2000) permite realizar muy rápidamente estos análisis, presentando como resultado el gráfico que se muestra en la Figura 13.10, en el que se presenta la contribución a la varianza en el CS de cada uno de los datos de entrada. Como refleja esta figura, en este caso la rugosidad e inclinación del plano de deslizamiento son los parámetros clave de este análisis y los que mejor habrá que conocer.

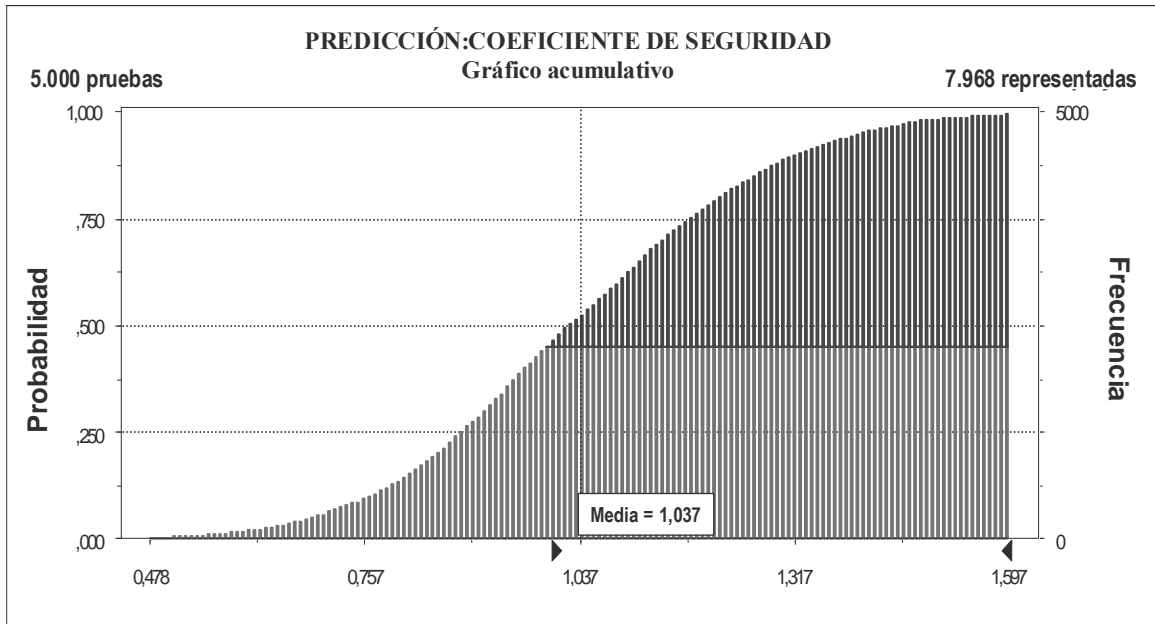


Figura 13.9: Principal resultado del programa Crystal Ball 2000. Gráfico de probabilidad acumulada de la obtención de un determinado coeficiente de seguridad.

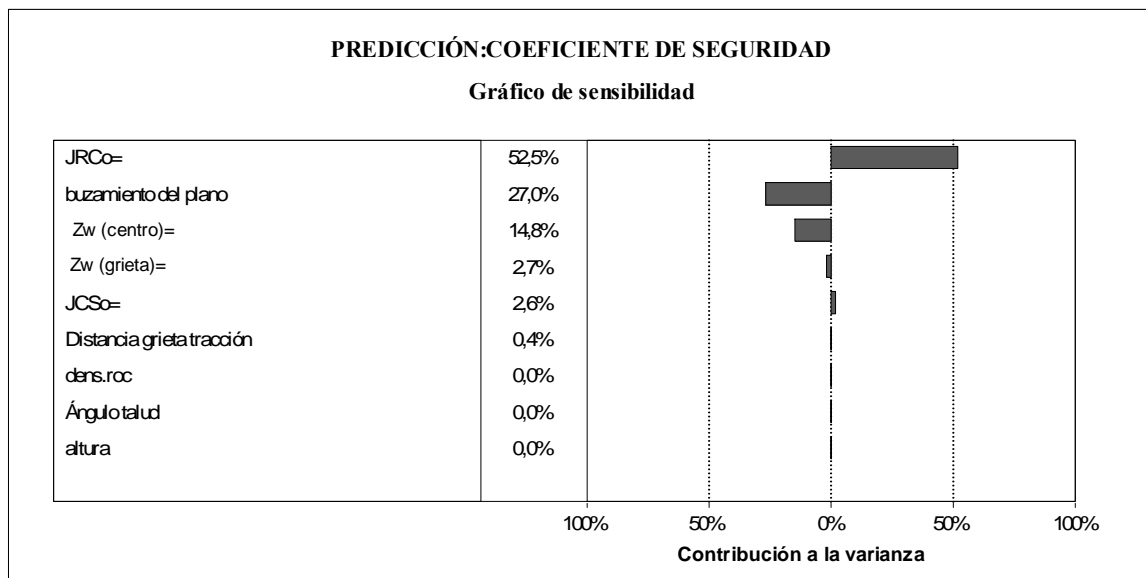


Figura 13.10: Análisis de sensibilidad de la rotura plana en un banco de una mina.

13.4.2. Diseño de un talud de muro de una cantera

Se retoma en este apartado el análisis de estabilidad y diseño del talud de muro, en pizarras débiles, de una cantera de caliza, descrito en el apartado 10.9.6 y del cual se presenta un análisis numérico en el apartado 12.6.3. A partir del planteamiento de equilibrio límite se obtuvo un valor del CS de 1,15, valor refrendado con el cálculo numérico que permitió obtener un CS de 1,10.

Hasta aquí se ha venido aplicando el método tradicional. Si ahora se tiene en cuenta que se dispone de una herramienta que permite realizar análisis de Montecarlo para cualquier cálculo implementado en una hoja de cálculo, se puede cambiar el enfoque y, en vez de realizar una caracterización conservadora (basada en los datos del macizo más alterado o meteorizado), se introducirán los “pocos” datos con los que se cuenta para la realización del cálculo.

En la Figura 13.11 se presentan las distribuciones de los parámetros (estimados en campo y laboratorio) que permiten obtener los parámetros resistentes del macizo (cohesión y fricción del macizo y de la esquistosidad), que son: GSI, resistencia a compresión simple y “m” para el macizo y ángulo de fricción básico, JRC, rebotes de Schmidt sobre superficie sana y sobre superficie meteorizada para la esquistosidad. También se supusieron distribuciones normales para las inclinaciones, con varianzas en torno al 1.5 %, para representar la incertidumbre sobre los datos. Como se ve en este caso las funciones de distribución de entrada de datos son muy irregulares ya que debido al escaso número de afloramientos y zonas sondeadas en las filitas, el número de datos era bastante bajo. Como se ve las variaciones son muy grandes, lo que responde a la variabilidad observada in-situ. También de aquí se deduce el conservadurismo, por otro lado harto necesario, del enfoque determinista.

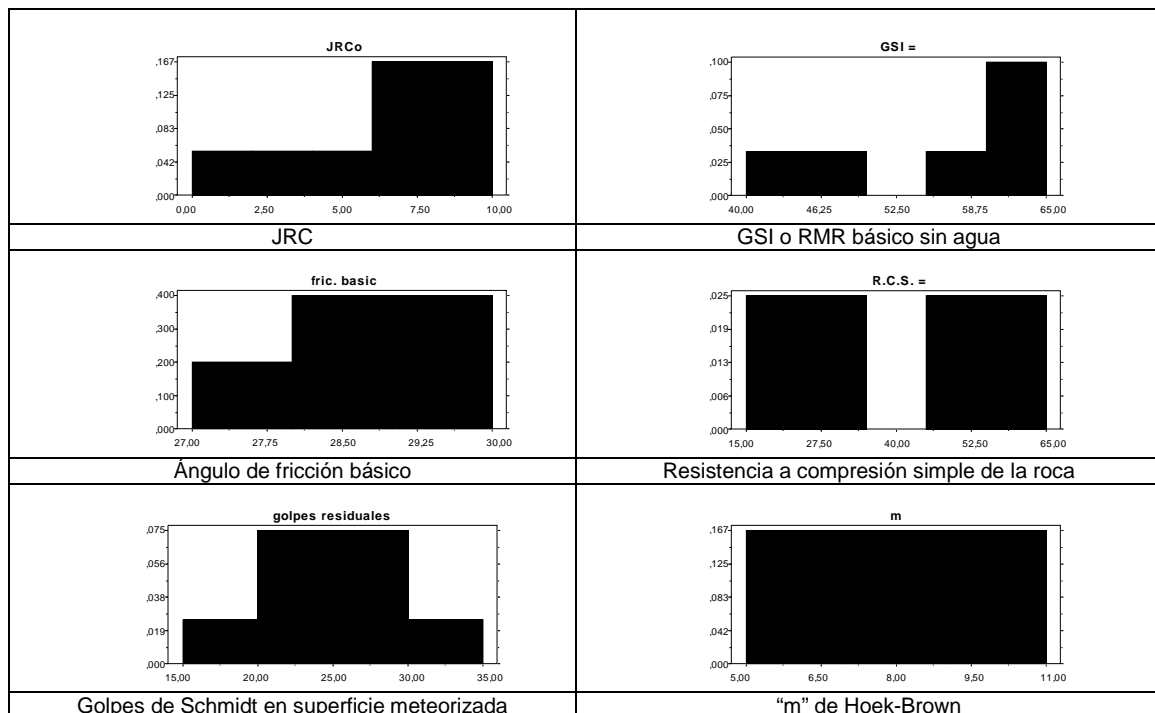


Figura 13.11: Funciones de probabilidad de los parámetros geotécnicos del cálculo.

Los resultados del análisis de Montecarlo se muestran en la Figura 13.12 y 13.13. A simple vista (Figura 13.12) se observa que el resultado del coeficiente de seguridad es muy variable (entre 0.98 y 5.96), ya que los datos de entrada son muy dispersos debido a que los parámetros de las filitas o pizarras verdes provienen de distintos afloramientos, algunos bastante meteorizados y otros poco. Como se ve en esta gráfica de distribución del coeficiente de seguridad, el valor medio del CS es 3,05.

En la **Figura 13.13** se presenta la gráfica acumulativa de coeficiente de seguridad, de donde se puede deducir que la probabilidad de que el coeficiente de seguridad sea inferior a 1,5 es del 9,8%, y la de que sea inferior a 1es del 0,48 %.

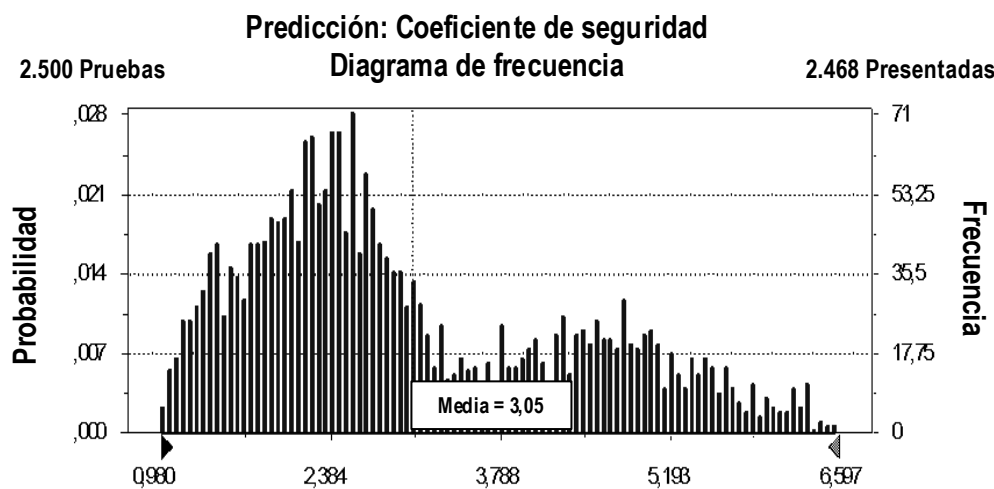


Figura 13.12: Resultados del análisis de Montecarlo del talud de la cantera. Diagrama de frecuencia del CS.

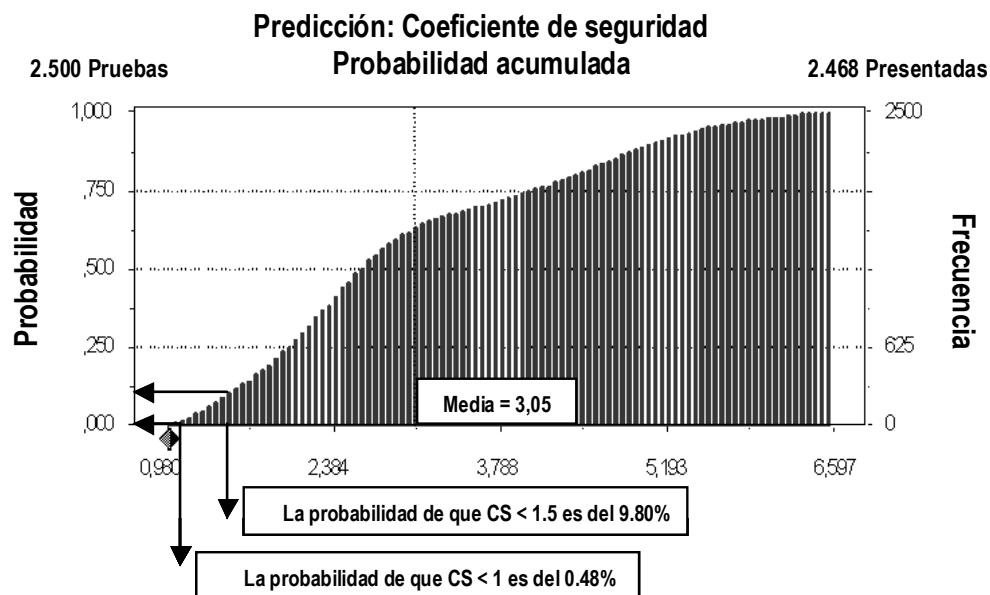


Figura 13.13: Resultados del análisis de Montecarlo del talud de la cantera. Distribución acumulada del coeficiente de seguridad, con los valores de la probabilidad de que el CS sea respectivamente inferior a 1 y 1,5.

Estos valores indican que el diseño es aceptable para la cantera, atendiendo a los criterios de Priest y Brown (1983) para explotaciones mineras a cielo abierto y clasificando este talud como uno en el que las consecuencias de la rotura serían moderadamente graves. Efectivamente para una categoría de talud 2, en este caso se cumpliría que la media del CS es superior a 1,6, la probabilidad de que el CS fuera inferior a 1 sería menor del 1 % y la probabilidad de que fuera inferior a 1.5 sería inferior al 10%.

Otra forma de interpretar de que la probabilidad de que el CS sea inferior a 1 es de 0,48 % es pensar que por cada 200 taludes como éste que se construyeran se caería solamente uno. Este nivel de riesgo se considera más que aceptable en el ámbito minero.

Este tipo de cálculos, si se valoran las consecuencias económicas de la estabilidad, permitirán cuantificar el riesgo como la probabilidad de que se produzca un fenómeno multiplicado por el coste asociado al mismo.

Finalmente, en la última gráfica de la Figura 13.14 se muestra el análisis de sensibilidad del estudio que demuestra que los parámetros que controlan la rotura son principalmente la resistencia a compresión simple de la roca y el GSI o índice de calidad del macizo.

Como conclusión, cabe indicar que, independientemente del enfoque, ya sea determinista o probabilístico, y en lo que concierne al diseño, se llega en ambos casos a la misma conclusión de que con el diseño propuesto el talud sería estable, aunque cierto control resulta necesario. No obstante, un diseño basado en la probabilidad, especialmente cuando los datos con que se alimenta el estudio son abundantes y representativos, es en general mucho más fiable.

Análisis de sensibilidad Predicción: Coeficiente de seguridad

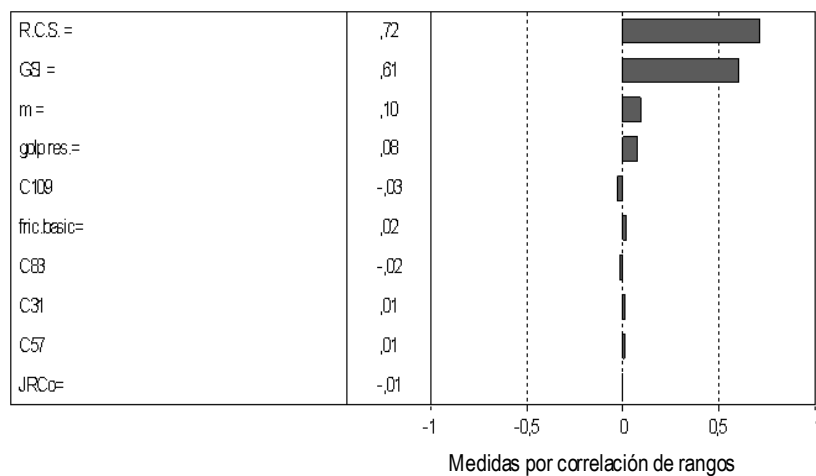


Figura 13.14: Resultados del análisis de Montecarlo del talud de la cantera. Análisis de sensibilidad de los distintos parámetros que intervienen en el cálculo del CS.

13.5. Método de estimación puntual o “Point Estimate Method”

Este método fue desarrollado teóricamente por Rosenbluth (1981) y aplicado por primera vez en el ámbito geotécnico y desarrollado con suficiente amplitud por Harr (1987). Se utiliza para realizar cálculos rápidos y sencillos de la media y la desviación típica de valores finales significativos como el coeficiente de seguridad, los cuales dependen de una serie de variables aleatorias. Dada su simplicidad, se puede aplicar en conjunción con métodos numéricos o de ábacos ya que basta resolver unos pocos casos para obtener resultados estimativos, por lo que si bien su exactitud es menor que la del método de Montecarlo o la del Hiper cubo Latino, su ámbito de aplicabilidad es mucho mayor.

Para aplicar este método, con objeto de obtener, por ejemplo, un coeficiente de seguridad, hay que realizar dos estimaciones puntuales para valores de la media más y menos la desviación típica ($\mu \pm \sigma$) para cada distribución que represente una variable aleatoria. El coeficiente de seguridad se calcula para cada posible combinación de estimaciones puntuales, dando lugar a 2^n soluciones, donde n será el número de variables aleatorias de las que depende el resultado del problema. Una vez realizados estos cálculos, el método considera que la media y la desviación típica del coeficiente de seguridad son la media y la desviación típica de estas 2^n soluciones.

Aunque está técnica no proporciona una distribución completa del resultado final como los métodos previamente presentados, resulta sencilla de utilizar (especialmente cuando el número de variables aleatorias es bajo) y de gran utilidad cuando se busca analizar tendencias generales más que obtener distribuciones de resultados muy exactas. Si, además, se conoce el tipo de función de distribución de probabilidad del resultado final (por haberse realizado estudios más detallados de casos parecidos al que se estudia), la media y la desviación típica del coeficiente de seguridad se pueden utilizar para calcular la distribución completa de la variable final.

13.5.1. Ejemplo de aplicación del “Point Estimate Method” al estudio de una ladera

En este caso se trata de analizar el movimiento del terreno presentado en el apartado 11.6 y cuyo análisis numérico se presenta en el apartado 12.6.2. Se recuerda aquí que finalmente y para solucionar el problema se propusieron una serie de drenes californianos para asegurar el drenaje del talud; así, se pasó de los CS en torno a 1 a un valor en torno a 1,35, de tal manera que la ladera quedaría a priori razonablemente estabilizada.

¿Es fiable esta solución?. ¿Se puede tener realmente la seguridad de que con el diseño propuesto ciertamente la ladera será estable?. Para responder a dicha cuestión se puede acudir a la realización de un análisis siguiendo el “Point Estimate Method”, ya que para aplicar el método de Montecarlo habría que implementar los complicados métodos de cálculo de los métodos de rotura circular en una hoja Excel, lo cual no resulta demasiado sencillo sobre todo en casos como el que se plantea, en el que habría que introducir del orden de una veintena de fajas.

Se selecciona el método de Janbu para realizar el análisis puesto que es el método que da resultados más conservadores y por que, además, representa la rotura con forma de cuña lo que parece ajustarse a lo observado en campo y a los resultados de los cálculos numéricos.

Para aplicar este método se parte de la suposición de que las variables aleatorias que tienen influencia significativa sobre el resultado buscado (CS) son la cohesión y la fricción y de que estas siguen de manera aproximada distribuciones normales. En campo y utilizando un penetrómetro y una veleta de bolsillo, se realizaron veintisiete medidas de cohesión y fricción.

La representación en forma de histograma de estas medidas se representa en la Figura 13.15, junto con las distribuciones normales equivalentes asociadas a estas medidas. Tal y como se observa, las distribuciones se aproximan mucho a los histogramas reales en magnitud aunque se dan pequeñas variaciones en la forma. Probablemente de haber realizado muchas más medidas el ajuste hubiera sido algo mejor. No obstante, se puede considerar el ajuste suficientemente razonable. Los valores de media y desviación estándar obtenidos para cohesión y fricción son respectivamente: 28,90 y 7,70 kPa para la cohesión y 33,43° y 1,71° para la fricción.

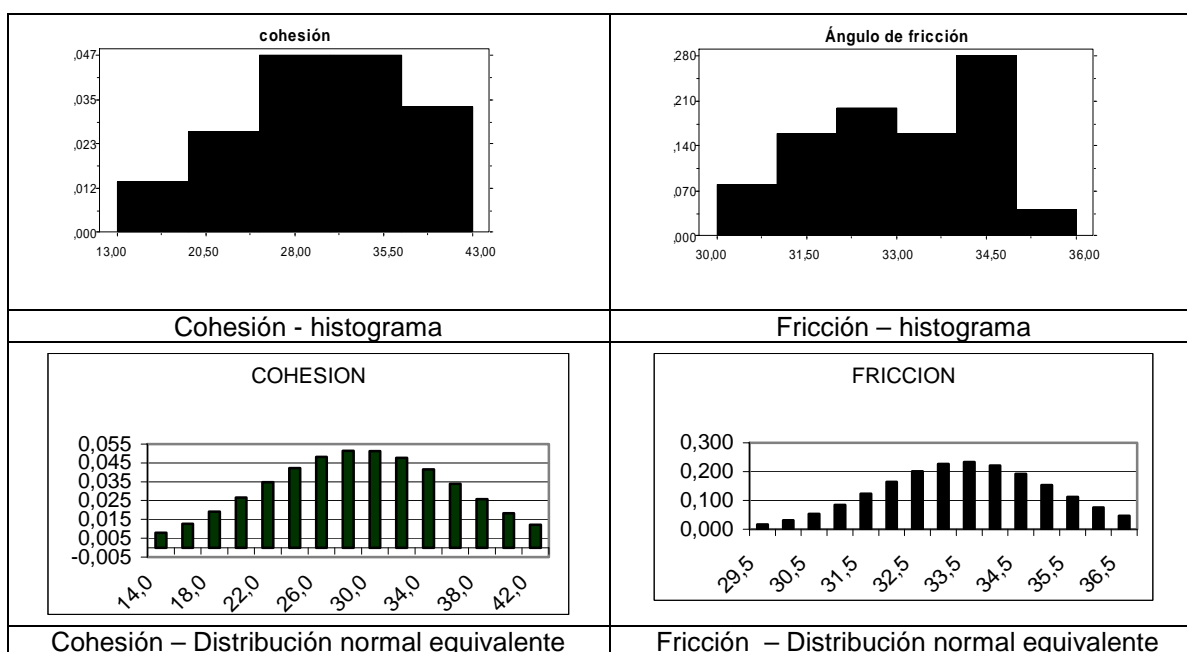


Figura 13.15: Funciones de probabilidad en histograma y normales de la cohesión y la fricción.

Una vez realizada la aplicación del método se obtienen los valores estadísticos referentes al coeficiente de seguridad en la Tabla 13.3, donde se observa que el CS tendrá una distribución de valor medio 1,285 y desviación típica de 0,100.

Tabla 13.3: Aplicación del "Point Estimate Method" al caso presentado.

| | COHESIÓN | FRICCIÓN | CS | JANBU | DISTRIBUCIÓN NORMAL DE C.S. |
|----------------|----------|----------|----|-------|-----------------------------|
| MEDIA | 28,90 | 33,43 | | | DE MEDIA |
| DESV. EST. | 7,70 | 1,71 | ++ | 1,406 | $\mu = 1,285$ |
| $\mu + \sigma$ | 36,60 | 35,14 | +- | 1,264 | Y DESV. EST. |
| $\mu - \sigma$ | 21,19 | 31,73 | -+ | 1,307 | $\sigma = 0,100$ |
| | | | -- | 1,164 | |

Para la distribución de coeficiente de seguridad obtenida, se observa en la Figura 13.16 (distribución acumulada de CS) que la probabilidad de que, con el diseño propuesto, el CS sea inferior a 1 será de 0.0004, lo que da una elevada seguridad al diseño de drenaje propuesto. La realización de un análisis de Montecarlo equivalente llevaría sin duda alguna a la obtención de resultados análogos, pero exigiría más trabajo que la aplicación de este método.

Como se ha comprobado si se utilizan técnicas analíticas complicadas o difíciles de implementar en hojas de cálculo o técnicas numéricas el "Point Estimate Method" se convierte en una herramienta muy interesante para evaluar el riesgo asociado a una decisión de diseño.

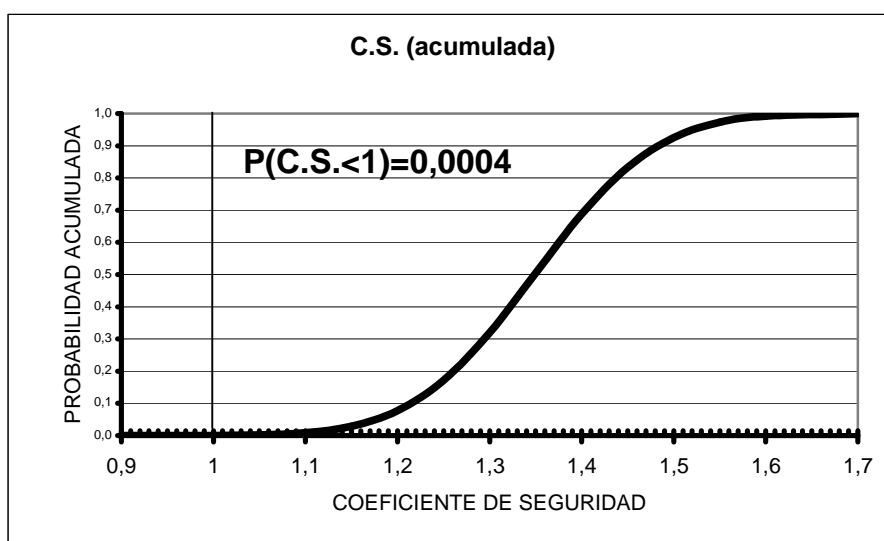


Figura 13.16: Gráfica de probabilidad acumulada del coeficiente de seguridad de la ladera.

13.6. Conclusiones

A través de la presentación de las técnicas de análisis de sensibilidad, de Montecarlo y el "Point Estimate Method", y de la aplicación de estas técnicas a algunos casos reales se ha puesto de manifiesto la utilidad de la aplicación de métodos estadísticos en el ámbito del diseño de taludes.

El uso de estos métodos y en particular del análisis de Montecarlo, aplicado al diseño en mecánica de rocas, fue propuesto hace ya algún tiempo y, en general, era práctica relativamente común en los diseños de grandes cortas mineras, ámbito en el cual quedó demostrada su utilidad. Sin embargo, se podía considerar poco común, por complicado, fuera de este ámbito.

Actualmente y dados los incrementos tanto de capacidad de cálculo como de memoria de los ordenadores y gracias a la implementación del método en algunos programas que trabajan con hojas de cálculo comunes, cualquier ingeniero puede utilizar este método de análisis en el ejercicio diario de la profesión.

Estos métodos se pueden aplicar tanto si los cálculos son analíticos y se pueden disponer en forma de hoja de cálculo, como si se trata de métodos analíticos muy complejos o numéricos. Así, en el primer caso se podrá aplicar directamente el método de Montecarlo, mientras que en el segundo se habrá de acudir al "Point Estimate Method", más sencillo de aplicar aunque menos exacto. Conviene señalar que un elevado porcentaje de los problemas geotécnicos que se plantean a diario en minas o empresas geotécnicas se resuelven mediante técnicas analíticas relativamente sencillas. No obstante, los distintos enfoques (analíticos, probabilísticos, numéricos, empíricos, ...) no tienen porque ser excluyentes.

Los dos aspectos clave que aporta el uso del método de Montecarlo a la resolución de problemas geotécnicos y al diseño de taludes y excavaciones subterráneas, y que constituyen su principal ventaja competitiva frente a otro tipo de métodos, son que, por un lado permite cuantificar probabilísticamente el riesgo asociado a una decisión de diseño, esto es, da fiabilidad al diseño. Por otro, permite gestionar la incertidumbre durante el proceso de diseño (lo cual a su vez permitirá realizar análisis de valor-coste de la información, que ayudarán a decidir donde es mejor gastar el dinero, si en ensayos, trabajos de campo, sondeos, etc...).

Todo ello ni mucho menos invalida las metodologías tradicionales (la experiencia sigue siendo insustituible) pero puede facilitar enormemente, según los casos, la toma de decisiones. También es necesario puntualizar, que este método, como por otro lado cualquier otro, no es la panacea ni es capaz de resolver todos los problemas, ya que si la resolución analítica del problema que se plantea no responde a los fenómenos reales, los resultados de este como de cualquier otro método quedan totalmente invalidados. También en este sentido, si no se alimenta adecuadamente al método con datos reales, los resultados no tendrán la más mínima validez, esto es, cualquier análisis de estabilidad, por muy teóricamente exacto que sea, será inútil para el diseño si se desconocen los parámetros resistentes de los materiales implicados. Por todo ello parece que la contribución que representan estos programas y métodos en el ámbito del diseño geotécnico, resultará sin duda alguna de interés en los próximos años.

REFERENCIAS

- Barton, N. (1982). Effects of Block Size in the Shear Behaviour of Blocky Rock. 23 Congreso de Estados Unidos de Mecánica de Rocas. Berkeley. pp 739-760.
- Decisioneering (2000). Crystal Ball 2000. Manual.
- Fang, Z. (2001). "A local degradation approach to the Numerical Analysis of Brittle Fracture in Heterogeneous Rock". Tesis del Imperial College of Science and Technology, Londres.
- Harr, M.E. (1987). "*Reliability-based design in civil engineering*". New York: McGraw-Hill.
- Hoek, E. y Bray, J.W. (1974). "*Rock Slope Engineering. Revised 3rd edition*". IMM. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E. Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock. Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.
- Hoek, E. (2002): Rock Engineering. Course Notes by E. Hoek. Internet: página web www.rocsience.com.
- Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (1997). Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles. Pergamon Press. Londres.
- Iman, R.L., Davenport, J.M. and Zeigler, D.K. (1980). *Latin Hypercube sampling (A program user's guide)*. Technical Report SAND79-1473. Albuquerque, New Mexico: Sandia Laboratories.
- Priest, S.D. y Brown, E.T. (1983). Probabilistic Analysis of Variable Rock Slopes. *Trans. Inst. Min. Metall.* (Sect. A). Vol. 92. pp 1-12.
- Ramírez Oyanguren, P., Laín, R., Valdivieso, A., Alejano, L. (1992). Estabilidad de los taludes de muro en las explotaciones de carbón a cielo abierto. Coruña. III Simp. Nac. de Taludes y Laderas inestables. pp 277-287.
- Rosenbleuth, E. (1981). Two-point estimates in probabilities. *J. Appl. Math. Modelling* 5, October, 329-335.
- Startzman, R.A. and Wattenbarger, R.A. (1985). An improved computation procedure for risk analysis problems with unusual probability functions. *Proc. symp. Soc. Petrol. Eng. Hydrocarbon Econom. and evaluation*, Dallas.
- Stimpson, B. (1981). A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core. . *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*. Vol.18. pp 63-65.
- Whitman. R.V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *J. Geotech. Eng, ASCE* 110(2), 145-186.

14. DESPRENDIMIENTOS: ANÁLISIS DE TRAYECTORIAS, EVALUACIÓN DEL RIESGO Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN

El casco es el símbolo de los ingenieros de minas: significa el contacto con el terreno; sirve para proteger la cabeza (herramienta que adecuadamente utilizada resulta extremadamente útil para resolver la mayor parte de los problemas que se plantean en la práctica) y además no está de más llevarlo, pues como reza el título de la película, ahí afuera están ... "lloviendo piedras"
J. Bernaola, 1994

14.1. Introducción

Los desprendimientos o caídas de bloques son un riesgo importante tanto en las explotaciones mineras a cielo abierto, en carreteras y autopistas así como en núcleos habitados de montaña. Si bien es cierto que los costes económicos asociados a desprendimientos de bloques son, en general, mucho menores que los derivados de las inestabilidades generales de talud, el número de accidentes causado por uno y otro tipo de fenómenos suele ser del mismo orden de magnitud (Hungry y Evans, 1989). Su menor coste económico ha sido, sin duda, una de las causas de que este fenómeno no haya sido tan estudiado como la estabilidad general de taludes.

La seguridad es una necesidad básica del ser humano, lo cual es lógico y legítimo; no obstante, esta necesidad se suele expresar en términos vagos e inconsistentes, siendo la motivación más bien emocional. El medio ambiente ha sido peligroso desde los albores de la humanidad y aun a pesar de los progresos técnicos, todavía persisten un buen número de riesgos severos, algunos de los cuales han venido originados por el propio progreso. Para controlar el riesgo asociado a cada problema específico, el tema debe ser analizado con rigor científico y técnico. Los desprendimientos o caídas de bloques son un riesgo en poblaciones de montaña, carreteras y explotaciones mineras a cielo abierto, que ocurren de forma relativamente común aunque en la mayor parte de los casos ni suelen producir accidentes ni afectar a las personas, vehículos o labores mineras. No obstante pueden causar interrupciones del tráfico, daños a vehículos, máquinas e inmuebles y en el peor de los casos poner en peligro vidas humanas, ya sea por imprudencia, descuido, inadvertencia o simplemente mala suerte.

Badger y Lowell (1992) en su estudio aplicado al caso de carreteras en el estado de Washington indicaban "Un buen número de accidentes y media docena de víctimas han sido causadas por problemas de desprendimiento de bloques... el 45% de todos los problemas de inestabilidad de taludes van asociados al desprendimiento de bloques". Estos estudios americanos parecen ajustarse aproximadamente a la realidad minera gallega; así Rey (2000) en su estudio sobre siniestralidad en la provincia de Pontevedra muestra como en los últimos 18 años, de 30 heridos graves o fallecidos, 7 fueron debidos a fenómenos de inestabilidad de taludes, de los cuales 4 fueron debidos a roturas generales de taludes y 3 a desprendimiento de bloques, esto es el 43% de los accidentes fueron producidos por caídas de bloques.

También según la ANEFA (1999), en su informe de siniestralidad en el periodo 1987-1995 y por tanto con un número de años suficientemente representativo; la primera causa de accidentes mortales en canteras en el territorio español durante el periodo analizado no fue otra que los desprendimientos, con más de 30 fatalidades registradas. En el ámbito de la minería, el objetivo principal es asegurar la estabilidad general del talud, haciendo está compatible con la explotación económica del recurso, para lo cual no suele resultar posible asegurar la estabilidad de los bancos, lo que originaría taludes muy tendidos y siempre ineconómicos. En la Figura 14.1 se muestra un ejemplo de un desprendimiento en el caso de una cantera, con la posible trayectoria.

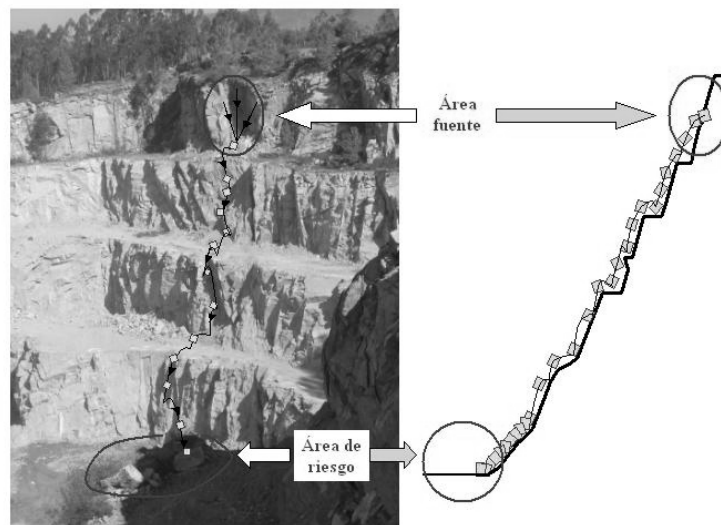


Figura 14.1. Trayectoria de desprendimiento de un bloque en una cantera. Foto: autores.

Los desprendimientos de bloques vienen generalmente propiciados por algún fenómeno climático (elevadas precipitaciones, meteorización), vibratorio (voladuras, pequeños sismos) o de meteorización y erosión que hacen variar las fuerzas que actúan sobre la roca o degradan su resistencia. La fenomenología de inestabilidad de bloques es muy variada, por lo que resulta difícil establecer metodologías sencillas para analizar este tipo de problemas. Una vez iniciado el fenómeno de inestabilidad, el principal parámetro que controla la trayectoria del bloque en su caída es la geometría del talud.

A lo largo de los temas anteriores se han visto las propiedades de las rocas y de los macizos rocosos, así como las técnicas de análisis de estabilidad de taludes, para saber si las fuerzas que actúan sobre los bloques o masas de roca pueden provocar su caída. El objetivo consistía en evitar movimientos en el macizo rocoso. En este capítulo se analizarán los fenómenos de desprendimiento o caídas de rocas, los cuales no suelen afectar la estabilidad general del talud, pero sin embargo si pueden dar lugar a accidentes importantes.

Los desprendimientos o caídas de bloques son un fenómeno natural típico de las zonas de topografía abrupta y que se puede observar en cualquier zona montañosa y especialmente en las grandes cordilleras (Figura 14.2). En estas zonas de montaña, no suele ser

económicamente viable estabilizar o retaluzar todas aquellas zonas en las que se pueden producir fenómenos muy localizados de inestabilidad.

También puede resultar un riesgo importante en carreteras y autopistas. Entre los desprendimientos de tierras y rocas más importantes que se han producido recientemente en España destaca el provocado por las fuertes lluvias en noviembre de 2005 en el túnel de Sant Esteve d'en Bas (Gerona), que causó la muerte a un vigilante y heridas a otro que se encontraban en una caseta situada en las obras de la variante de la A-63 (Figura 14.3).



Figura 14.2. Zona de desprendimientos en la cordillera Pirenaica, en el valle de Benasque. Foto: autores.



Figura 14.3. Fotografía de prensa de un desprendimiento de bloques en el portal de un túnel en la provincia de Girona, ocurrido a finales del año 2005 y que produjo una víctima. Foto: Diario el Mundo.

En todos estos casos, como se ve, se producen desprendimientos de bloques de roca, que pueden llegar a caer sobre personas y maquinaria en las explotaciones mineras, o sobre carreteras, infraestructuras, vehículos e incluso núcleos de población en zonas de topografía abrupta. Véase la Figura 14.4.



Figura 14.4. Foto de un desprendimiento que causó un grave accidente en una autopista de Hong-Kong en Agosto de 1995. Fotografía del periódico Ming Pao Daily. Según Chau et al. (2004). Cortesía: Springer Verlag.

En este tema se analiza la trayectoria de los bloques inestables, una vez que estos se hayan separado del macizo; así como los métodos empíricos diseñados para estimar el riesgo de accidente asociado al desprendimiento de rocas de taludes. En general estos análisis se realizan al objeto de llevar a cabo trabajos de protección, para lo cual se deberá conocer la longitud máxima de la trayectoria, la altura, la velocidad y la energía del bloque desprendido en su caída.

Las investigaciones realizadas hasta ahora sobre estos fenómenos se pueden dividir en cuatro ramas, a saber: 1) Descripción científica de estos fenómenos que se verá en el apartado 14.2, 2) Elaboración de métodos empíricos para estimar el riesgo de caída de bloques (se verán tres métodos, a saber, el RHRS en el apartado 14.3, el RHRON en el apartado 14.4., estos dos enfocados al caso de carreteras y autopistas; y el ROFRAQ en el apartado 14.5, enfocado a canteras), 3) Propuesta de normativas para evitar estos problemas (que se comentará en el apartado 14.7.) y medidas correctoras o de protección a tomar (en el apartado 14.8.) y 4) Simulación de estos fenómenos por ordenador, que se desarrollará en el apartado 14.6., con una aplicación directa para el caso de canteras en roca dura (14.8.).

La publicaciones que describen estos fenómenos en los últimos cuarenta años son muy variadas. Se han celebrado algunos simposios sobre el tema, promovidos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas y la de Suelos y Geotécnia. Otras publicaciones en este ámbito están dedicadas a zonas de alta montaña, con laderas muy empinadas, como los Alpes en Europa y los Andes en Sudamérica, donde Erismann y Abele (2001) han realizado una excelente recopilación sobre desprendimientos. Un análisis detallado, enfocado a zonas de montaña, ha sido efectuado por Azzoni, Barbera y Zaninetti (1995). La caída específica de un

bloque ha sido estudiada por diversos autores (ver, por ejemplo, Giani, 1992 o Ministerio de Fomento, 1996), para lo cual se han aplicado equilibrios de energía y fenómenos de pérdida de la misma cuando se van produciendo los contactos entre el bloque y la cara del talud.

Las metodologías para estimar el riesgo por caídas de bloque que se pueden considerar actualmente más operativas y que se presentarán con detalle, son las empíricas. Un enfoque de este tipo resulta casi obligatorio para poder estudiar fenómenos complejos como los que se tratan en este apartado. El método más utilizado por el momento aplicado a carreteras, es el denominado Sistema de Estimación del Peligro de Caídas de Bloques o, en terminología anglosajona, "Rockfall Hazard Rating System" (RHRS), desarrollado por la División de Carreteras del Estado de Oregon en EEUU (Pierson et al., 1990) y aplicado en varios estados norteamericanos y por diversos consultores (vease por ejemplo las aplicaciones presentadas por Hoek (2000) en su libro "Practical Rock Engineering" publicado en la web <http://www.rocscience.com>). Esta metodología estima el peligro de caídas de bloques de roca en taludes realizados en carreteras y es relativamente sencilla por lo que sin duda suele ser el primer método que se utiliza.

Bunce (1994) conjuga el empleo del RHRS con el uso de árboles probabilísticos para estimar la probabilidad anual de accidentes graves por caídas de bloques. Así, a partir del método presentado en el párrafo anterior y asignando, en una secuencia de eventos, probabilidades estimadas de una manera objetiva, se puede estimar la probabilidad de que tenga lugar un accidente con una o más víctimas. Por ejemplo, un talud en argilita de una carretera llega a una probabilidad de $1.7 \cdot 10^{-4}$. La probabilidad así calculada no significa nada, a no ser que se pueda comparar con un nivel de riesgo aceptable. En algunos países y en algunas empresas se han realizado estudios sobre el riesgo admisible. El criterio de riesgo admisible se puede expresar mediante un gráfico bilogarítmico en el que en ordenadas se presenta el número de víctimas en orden decreciente y en abscisas la probabilidad anual de que tenga lugar un accidente en orden decreciente. En la Figura 14.5. se presentan valores de riesgo admisible para algunas empresas y administraciones, aunque su contenido se presta a controversia.

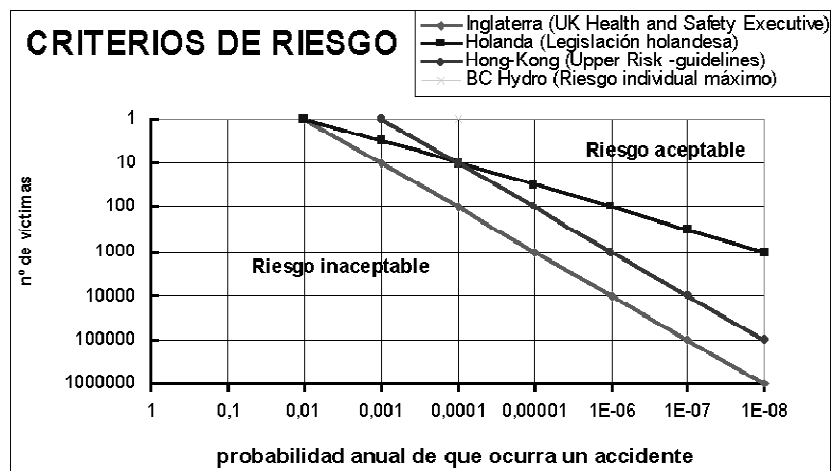


Figura 14.5. Criterios de riesgo para distintas administraciones y empresas. Modificado a partir de Hoek (2000).

Otro método que se comienza a utilizar con profusión, también aplicado al ámbito de las carreteras, es el denominado RHRON o "Rockfall Hazard Rating Ontario" desarrollado en este Estado canadiense, propuesto inicialmente por Franklin y Senior (1997) y todavía en fase de desarrollo, ya que esta siendo reanalizado por Senior (2002) en documentos todavía no definitivos.

En explotaciones mineras u obras en ejecución, la posibilidad de la activación del mecanismo de caídas de bloques suele ser uno o dos ordenes de magnitud mayor que en el caso de fenómenos activados por mecanismos meteorológicos o biológicos (Hoek, 2000). Por este motivo, los métodos empíricos para la estimación del riesgo por caída de bloques en carreteras resultan difíciles de extrapolar al caso de canteras u obras. Al objeto de cubrir este vacío, se está desarrollando en la Universidad de Vigo (Stockhausen y Alejano, 2003^a y 2003^b) una metodología empírica de análisis de riesgo por caídas de bloques en canteras (ROFRAQ), que está todavía en fase de análisis pero que se presentará brevemente en este capítulo.

En el desarrollo de las medidas preventivas y correctoras adecuadas, que incluyen: la creación de zanjas, aumento del tamaño de bermas, colocación de mallas metálicas de control (pantallas estáticas y dinámicas) o falsos túneles, cabe destacar el trabajo de Fookes y Sweeney (1976) y una recopilación de las distintas metodologías presentada por el Ministerio de Fomento (1996). También en la documentación técnica de la empresa Geobrugg (2003), suministradora de pantallas de control, se pueden encontrar técnicas de diseño actualizadas. En general, los diseños se basan en programas que simulan la trayectoria de caída de los bloques.

Resulta muy complicado realizar simulaciones completas sobre la caída de bloques que incluyan la inestabilidad que origina el desprendimiento y su trayectoria hasta el final del movimiento. Sin embargo, existen diversos programas que simulan exclusivamente la trayectoria de caída de los bloques por un talud y la energía del bloque que cae en cada instante a partir de las ecuaciones dinámicas de caída. De esta manera, si se conoce la zona fuente de caídas, la geometría del talud y el tamaño del bloque, se puede simular su trayectoria. Entre los programas comerciales más utilizados en dos dimensiones cabe destacar: el programa RocFall creado por la empresa Rocscience (2002), el programa ROXIM desarrollado en la Universidad de Durham (Reino Unido) y el código CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program, Piteau y Clayton, 1976). También existen propuestas en tres dimensiones interesantes, sobre todo para caídas naturales en zonas de montaña, aunque se trata de códigos no comerciales, como el código EUROBLOC (Copons et al., 2001), o el código STONE, desarrollado por Agiardi y Crosta (2003). Este tipo de técnicas permiten analizar caídas específicas una vez que se haya verificado que en una zona caen bloques, siempre que se tenga un número de datos muy grande de la zona en cuestión, especialmente parámetros de la geometría del talud y de los bloques y coeficientes de restitución; sin embargo, no sirve para estimar la posibilidad de que se produzcan desprendimientos a escala de toda una carretera o varias canteras.

En general, lo más práctico es utilizar los métodos empíricos para determinar aquellas zonas potencialmente más peligrosas y en función de los niveles de riesgo observados tomar las medidas adecuadas, reslizando modelos si ello es necesario, y atendiendo a la disponibilidad económica en cada momento.

14.2. Análisis de los movimientos de rocas desprendidas

El análisis de trayectorias de bloques de roca ha permitido apreciar que en estos fenómenos se pueden producir cuatro tipos o modos de movimiento a lo largo de la caída, a saber:

- Caída libre.
- Rebote.
- Rodadura.
- Deslizamiento.

Una roca que se desprende por un talud puede sufrir uno o varios de estos mecanismos en su trayectoria, pudiéndose producir algunos de ellos de manera simultánea. Si se tiene además en cuenta la naturaleza tridimensional de los bloques y la superficie por la que caen, y que además el bloque puede fragmentarse en la caída, se comprende la dificultad de su análisis.

A continuación se describirán las diferentes etapas de movimiento que siguen las rocas desde que se han desprendido del talud hasta que alcanzan una nueva posición de equilibrio, al pie del talud o sobre una berma, si las hay.

En la Figura 14.6 se representan, a manera de ejemplo, las etapas del movimiento de la roca una vez que se ha desprendido (Ministerio de Fomento, 1996). En el caso a) se trata de un bloque esférico de unos 16 kg y 25 cm de diámetro. En los casos b) y c) se consideran bloques irregulares, de unos 18 kg que rotan en diferentes ejes de inercia.

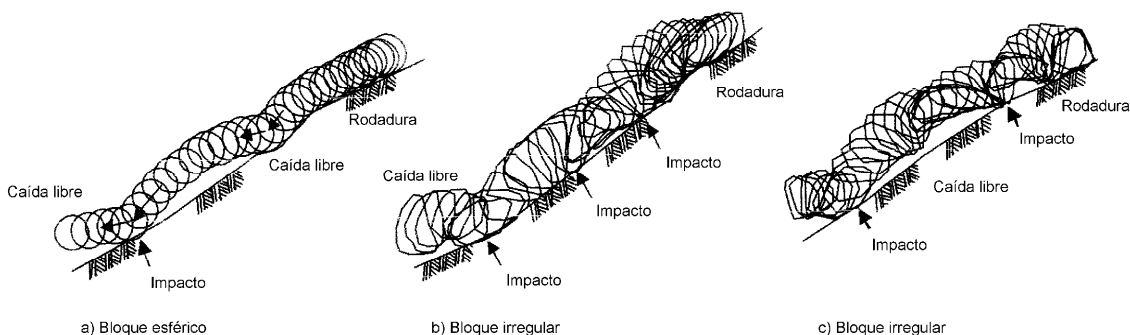


Figura 14.6. Movimientos que puede tomar una roca al desprenderse del talud. Según Min. de Fomento (1996). Cortesía: Ministerio de Fomento.

El desarrollo de un modelo matemático que defina el comportamiento de la roca a través de estos cuatro tipos de movimiento se hace muy complejo cuando aparece la necesidad de incluir dentro del modelo el paso instantáneo de una forma de movimiento a otra, como puede ocurrir en las transiciones de rodadura a deslizamiento o rodadura a rebote.

A continuación se hará una descripción detallada de cada uno de esos movimientos.

14.2.1. Caída libre

El movimiento de caída libre de un bloque es descrito convenientemente por la ecuación de una parábola si se desprecia la fricción del aire, que no suele tener una influencia demasiado significativa. Las diferentes ecuaciones que rigen el movimiento del bloque pueden definirse en un sistema coordenado de la manera que se presenta en la Tabla 14.1. (Giani, 1992).

Tabla 14.1. Ecuaciones que rigen el movimiento de un bloque en el aire.

| Aceleración | Velocidad | Desplazamiento |
|------------------------|--|---|
| $\ddot{x} = 0$ (14.1) | $\dot{x} = v_{0x}$ (14.3) | $x = v_{0x}t + x_0$ (14.5) |
| $\ddot{y} = -g$ (14.2) | $\dot{y} = -g \cdot t + v_{0y}$ (14.4) | $y = -0.5g \cdot t^2 + v_{0y} \cdot t + y_0$ (14.6) |

El punto de impacto está determinado por la intersección entre la ecuación de la parábola y la poligonal que representa el terreno. Las coordenadas x e y del punto P, se determinan resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$y = -\frac{1}{2}g \frac{(x - x_0)^2}{v_{0x}^2} + v_{0y} \frac{(x - x_0)}{v_{0x}} + y_0 \quad (14.7)$$

$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \quad (14.8)$$

donde, tal y como muestra la Figura 14.7:

v_{0x} , v_{0y} son las componentes de la velocidad inicial en el punto P_0 (origen del desplazamiento y de la trayectoria) en los ejes X e Y,

x_1 , y_1 son las coordenadas iniciales del segmento en el que se produce el impacto,

x_2 , y_2 son las coordenadas finales de dicho segmento y

x_0 , y_0 son las coordenadas del origen.

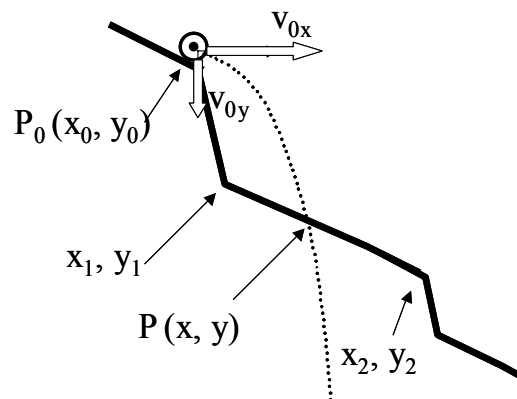


Figura 14.7. Trayectoria de la caída libre de un bloque. Parámetros y punto P de impacto.

14.2.2. Rebote

El rebote ocurre cuando la roca que cae impacta sobre la superficie del talud y está regido por un coeficiente de restitución, que expresa la cantidad de energía disipada durante el impacto. La disipación de energía depende del comportamiento elasto-plástico de la superficie en la que el bloque impacta, la generación de ondas elásticas en el terreno, la energía perdida en la destrucción de granos del material del bloque o terreno, la posible fragmentación del bloque y la resistencia a la rodadura y al deslizamiento (Giani, 1992).

En general el parámetro clave que controla el fenómeno del rebote es el coeficiente de restitución. Los parámetros de restitución empleados para el análisis de caída de rocas describen el modo en el que el comportamiento de la roca varía cuando impacta contra el talud. La restitución está comúnmente definida por parámetros separados para la pérdida de velocidad en cada una de las direcciones normal y tangencial al talud. Según esta definición el coeficiente de restitución normal, k_n , vendrá dado por:

$$k_n = \frac{V_{nr}}{V_{ni}} \quad (14.9)$$

y tangencial, k_t , se calculará del siguiente modo:

$$k_t = \frac{V_{tr}}{V_{ti}} \quad (14.10)$$

donde V_{nr} y V_{ni} son las componentes normales de la velocidad de rebote e impacto respectivamente que tienen sentidos contrarios y V_{tr} y V_{ti} son las componentes tangenciales de la velocidad de rebote e impacto respectivamente que tienen la misma dirección y sentido (Figura 14.8.a).

En ensayos de caída libre sobre superficies horizontales, la primera de las ecuaciones anteriores se convierte en:

$$k_n = \left(\frac{h_r}{h_d} \right)^{0.5} \quad (14.11)$$

donde h_r y h_d son la altura del rebote y la altura de caída respectivamente (Figura 14.8.b)

Azzoni & De Freitas (1995), emplean un simple coeficiente de restitución (coeficiente de restitución global, K), como la relación entre la energía cinética del rebote, Ec_r , y la de impacto, Ec_i , para la pérdida de energía durante el rebote, del siguiente modo:

$$K = \frac{Ec_r}{Ec_i} \quad (14.12)$$

Ensayos realizados por el ISMES italiano bajo la supervisión de Giani (1992) analizaron la influencia de algunos aspectos de los bloques que caen en los fenómenos de rebote. Así observaron que independientemente de la forma inicial que tenga el bloque, éste tiende a redondearse durante el transcurso de la caída, fenómeno que se acentúa más en el caso de rocas blandas y que puede provocar una transición del movimiento de rebote al de rodadura.

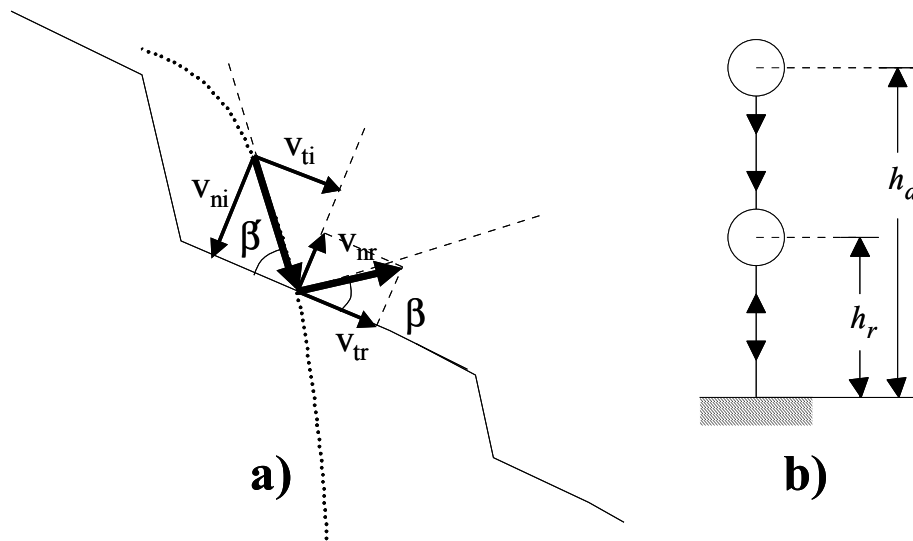


Figura 14.8. Trayectoria de la caída libre de un bloque. Parámetros y punto P de impacto.

En el caso de bloques prismáticos observaron que la forma y el tamaño de la superficie del bloque que impactaba contra el talud, determinaba en buena medida el rebote del mismo, y por tanto el movimiento que el bloque podía adquirir. Así, se observó que cuando el impacto se producía sobre una cara del bloque, la superficie absorbía una gran parte de la energía del impacto y el siguiente movimiento era principalmente el deslizamiento. Este movimiento prevalece en el bloque hasta el momento en que se detiene o choca con alguna irregularidad de la superficie que le induzca al vuelco y, por tanto, al movimiento de rodadura y rebote, como se puede ver en la Figura 14.9.A. En cambio, cuando el impacto se produce en una esquina del bloque, hay una transferencia de traslación a rotación y el rebote prevalece sobre el deslizamiento, Figura 14.9.B. Así pues para bloques prismáticos parece que la trayectoria puede depender en buena medida del modo de impacto. Para el caso de bloques de forma tabular, se observó que cuando estos se orientan verticalmente alcanzan las trayectorias más largas, siendo en algunos casos su comportamiento análogo al de una rueda que baja por un talud, especialmente en el caso de elementos en forma de disco en cuyo caso su principal forma de movimiento es en general la rodadura; no obstante, en la mayor parte de los casos al tender los bloques tabulares a situarse paralelos al talud la caída por deslizamiento es la más común.

En el marco del mismo estudio previamente indicado (Giani, 1992) y en lo que concierne al tamaño del bloque se observó que al lanzar bloques de tamaño pequeño por escombreras o terraplenes formados por bloques de roca grandes, el rebote es el mecanismo de movimiento que prevalece siempre que los bloques que caen no queden atrapados en irregularidades locales, en cuyo caso se detienen. Sin embargo la trayectoria de bloques grandes, lanzados por terraplenes de bloques de menor tamaño, está marcada por movimientos de tipo rodadura.

En lo que respecta, finalmente, a la resistencia del bloque, los diferentes ensayos realizados han demostrado que en rocas blandas o anisótropas, las caídas de más de 8-10 m, pueden provocar la fractura del bloque en fragmentos. Al producirse la fragmentación se considera que

en el momento de la ruptura la energía se reparte en función del volumen de los fragmentos. Se puede estimar la energía necesaria para romper un bloque en caída libre como la que se precisa para fragmentarlo mediante una machacadora de martillos. Cuando la energía cinética del bloque tras el impacto alcanza este valor, se puede considerar que el bloque rompe. Ha habido intentos de introducir este aspecto en “software” de análisis de desprendimientos, de forma que el punto donde se produce la fragmentación de un bloque constituye el inicio de la trayectoria de los fragmentos que saldrán rebotados en direcciones aleatorias (Fornaro *et al.*, 1990).

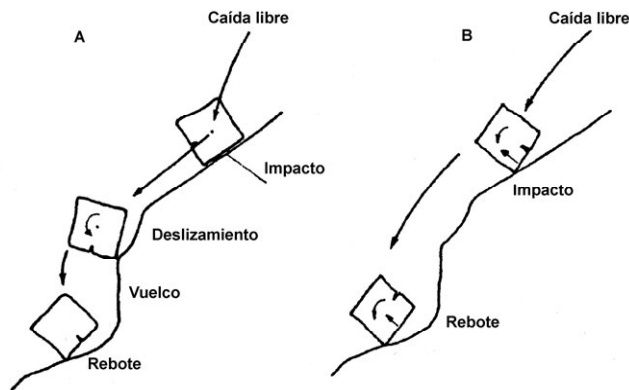


Figura 14.9. Bloque en forma de paralelepípedo en movimiento. Según Giani (1992). Cortesía de Balkema.

14.2.3. Movimientos de rodadura y deslizamiento.

La velocidad final de un bloque que rueda o se desliza sobre un plano inclinado se puede obtener empleando la ecuación siguiente:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot (\text{sen } \alpha - t g \theta \cdot \text{cos } \alpha) \cdot l} \quad (14.13)$$

donde g es la aceleración de la gravedad, θ es el ángulo de fricción por rodadura o deslizamiento, l es la longitud del plano y α es la inclinación del plano sobre el que rueda el bloque.

La ley de variación de la velocidad tangencial de un bloque, calculada a lo largo de un plano con inclinación constante α , desplazamiento $(l-l_0)$, velocidad inicial v_0 y coeficiente de fricción frente a la rodadura $t g \theta$ se puede expresar como:

$$v = v_0 - \sqrt{2 \cdot g \cdot (l - l_0) (\text{sen } \alpha - t g \theta \cdot \text{cos } \alpha)} \quad (14.14)$$

El principal problema en el análisis de la caída de rocas es la determinación de las condiciones bajo las cuales ocurre un movimiento de deslizamiento o de rodadura. Cuando un bloque que viene cayendo impacta en la superficie del terreno, las velocidades normal y tangencial tras el impacto se pueden calcular y componer para obtener el valor de la velocidad de salida en módulo y dirección, mediante los coeficientes de restitución normal y tangencial. Si el modelo considera el volumen del bloque y el centro de gravedad no coincide con el punto de impacto, el movimiento tras el impacto ha de ser estudiado mediante las leyes de momentos (Bozzolo *et al.*, 1988).

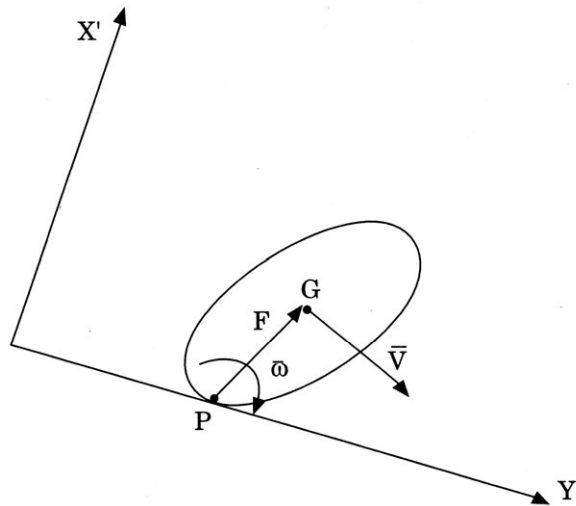


Figura 14.10. Esquema del impacto del bloque y del movimiento después del impacto según Bozzolo et al., (1988). Cortesía de Balkema.

Dichos autores con objeto de formular matemáticamente el fenómeno de impacto, partieron de las hipótesis de que el bloque es un cuerpo rígido de forma elíptica (Figura 14.10) que contacta con el talud en un punto P , alrededor del cual e inmediatamente después del impacto se produce un movimiento de rotación en el que las fuerzas de impulso prevalecen sobre otras cualesquiera y pasan por P , por lo que el momento de fuerzas alrededor de este punto se anula.

Se supone pues que el momento de cantidad de movimiento alrededor de P se conserva en la fase de impacto y así, aplicando este principio de conservación en las fases inmediatamente anterior y posterior al impacto respectivamente, se puede obtener la expresión:

$$I \cdot \omega_0 + v_{0x} \cdot d_y - v_{0y} \cdot d_x = I \cdot \omega + v_x \cdot d_y - v_y \cdot d_x \quad (14.15)$$

donde: I es el momento de inercia de la elipse, ω_0 y ω son las velocidades angulares previa y posterior al impacto; v_{0x} , v_{0y} , v_x y v_y , son las componentes en las direcciones x e y de la velocidad de traslación antes y después del impacto y $d_x = x_G - x_P$ y $d_y = y_G - y_P$, siendo (x_G, y_G) y (x_P, y_P) las coordenadas del centro de gravedad de la elipse y del punto P respectivamente.

Si se supone que tras el impacto aparece un movimiento rotacional alrededor de P , las componentes de la velocidad de traslación se podrán obtener como:

$$v_x = \omega \cdot d_y \quad v_y = -\omega \cdot d_x \quad (14.16)$$

que sustituidos en la expresión anterior nos permite calcular la velocidad angular de salida tras el impacto:

$$\omega = \frac{I \cdot \omega_0 + v_{0x} \cdot d_y - v_{0y} \cdot d_x}{I + d_x^2 + d_y^2} \quad (14.17)$$

Una vez obtenida la velocidad angular se podrán calcular las componentes de la velocidad de traslación de salida. A su vez la energía cinética por unidad de masa tras del impacto se obtendrá de:

$$E_c = \frac{1}{2}(I\omega^2 + v_x^2 + v_y^2) \quad (14.18)$$

La aplicación de este método permite estimar la pérdida de energía cinética que se puede expresar mediante un coeficiente de restitución que vendrá dado por:

$$\eta = \frac{E_c}{E_{c0}} = \frac{\omega^2}{2 \cdot E_{c0}} (I + d_x^2 + d_y^2) \quad (14.19)$$

donde E_c y E_{c0} representan la energía cinética después y antes del impacto. No obstante este modelo de Bozzolo et al. (1988) al considerar rígido al bloque, no tiene en cuenta las pérdidas de energía por fragmentación de aristas y vértices, transmisión de ondas y otros fenómenos.

En modelos de partícula, que no consideran el volumen ni la forma del bloque, se deben realizar algunas hipótesis para determinar cuándo ocurre un cambio de tipo de movimiento. Típicamente cuando la velocidad de salida del impacto está próxima a 0, o es inferior a un valor denominado velocidad mínima, el bloque se detiene en el punto de impacto. Cuando el ángulo de salida del impacto, β , es inferior a un valor mínimo, se produce la transición de rodadura a deslizamiento.

Hungr y Evans (1988) proponen el siguiente método para estimar el punto de transición de rebote a deslizamiento. En el aire el bloque tiene como altura equivalente energética:

$$E = z + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (14.20)$$

donde z es la posición y v la velocidad. Tras el impacto la pérdida de potencial energético se puede calcular (siendo β' el ángulo de incidencia) como:

$$\Delta E = \frac{v^2}{2 \cdot g} \left(\frac{K_t^2 + K_n^2 \cdot \text{tg}^2 \beta'}{1 + \text{tg}^2 \beta'} - 1 \right) \quad (14.21)$$

A partir de aquí se puede calcular una "línea de energía" para cada salto. El diagrama resultante dará una serie escalones separados por líneas horizontales cuya longitud es la de la trayectoria entre dos rebotes, Δl .

Cuando la relación $\Delta E / \Delta l < \text{tg} \alpha$, siendo α la inclinación del talud, el bloque acelera de manera continua, cuando $\Delta E / \Delta l > \text{tg} \alpha$, el bloque se desacelera y la distancia de cada rebote disminuye. En el modelo de Hungr y Evans (1988), la transición hacia la rodadura se produce cuando se cumple la relación $\Delta l / \Delta E < \text{tg} \theta$, donde θ es el ángulo de fricción de rodadura y deslizamiento, ya que la rodadura se convierte en más eficiente que el rebote.

La transición entre rebote y rodadura es compleja, ya que ambos modos se pueden producir simultáneamente. El deslizamiento, que viene muy marcado por la geometría del bloque, suele, no obstante, ser el modo dominante cuando un bloque empieza a moverse o tiende a pararse, pero también puede tener lugar tras los impactos. Si el bloque adquiere energía suficiente puede pasar de deslizar a rodar, transición que según Bozzolo et al. (1998) vendrá marcada por un umbral de energía cinética:

$$E_c > m \cdot g \cdot \Delta h \quad (14.22)$$

que expresa la condición de que la energía cinética del bloque es suficiente para elevar el centro de gravedad del mismo. Obviamente, la introducción de esta condición en un modelo exigirá conocer el volumen del bloque.

En los modelos de partícula, se pueden asignar ángulos de fricción frente a deslizamiento y rodadura, de forma que se vaya optando por el modo de desplazamiento energéticamente más eficiente.

14.2.4. Trayectorias en general

Recientemente Giani y sus colaboradores (Giani *et al.*, 2004) han efectuado un estudio para profundizar en el conocimiento de la mecánica de los desprendimientos, así como para analizar con más detalle el estudio y modelización de estos fenómenos, para lo cual realizaron e interpretaron múltiples ensayos en dos taludes diferentes y con distintos tipos de roca que fueron grabados con cámara de video (véase Figura 14.11.). En lo que concierne a la trayectoria de los bloques se obtuvieron diversas conclusiones que se recogen a continuación:

- Las variaciones locales de la irregularidad del talud inducen cambios muy significativos a las trayectorias de bloques de similar forma y volumen desprendidos desde el mismo punto.
- La configuración geométrica del bloque tiene una influencia muy importante en la trayectoria y su alcance; la eficiencia del movimiento es mucho mayor para bloques de forma redondeada y superficie suave que para bloques irregulares y con asperezas superficiales.
- La posición relativa del bloque en el momento del impacto con la superficie es fundamental, de forma que si la colisión se produce en una arista la pérdida de energía en el impacto es mínima, mientras que si se produce en un plano puede incluso detenerse el movimiento.
- La velocidad rotacional del bloque es una función de su momento de inercia en la sección en la que se produce el movimiento y para conocer éste es necesario estimar el volumen y la geometría del bloque. El momento de inercia de un mismo bloque en dos secciones ortogonales puede diferir tanto, que el recorrido del bloque será extremadamente variable.
- El fenómeno de fragmentación por impacto del bloque sobre la superficie del talud produce frecuentemente pérdidas de energía tan grandes, que puede dar lugar a que todos los fragmentos se detengan, acabando su recorrido. Sin embargo, también se da un número no despreciable de casos en los que los fragmentos generados en el impacto son proyectados de tal manera que originan trayectorias más largas que las de los bloques normales. Esto se debe a la generación de fragmentos con formas de mayor eficiencia de movimiento.

En lo que concierne a la grabación mediante cámara de video de los desprendimientos, ésta ha demostrado su utilidad para estimar los coeficientes de restitución normal y tangencial; aunque la variabilidad de éstos a lo largo de los perfiles utilizados, tanto en lo que concierne a la variación del terreno del talud como a la geometría y comportamiento de los bloques (tenso-deformacional, fragmentación, orientación, geometría del impacto) hace que parezca bastante compleja la simulación fiable de los fenómenos reales de desprendimiento.

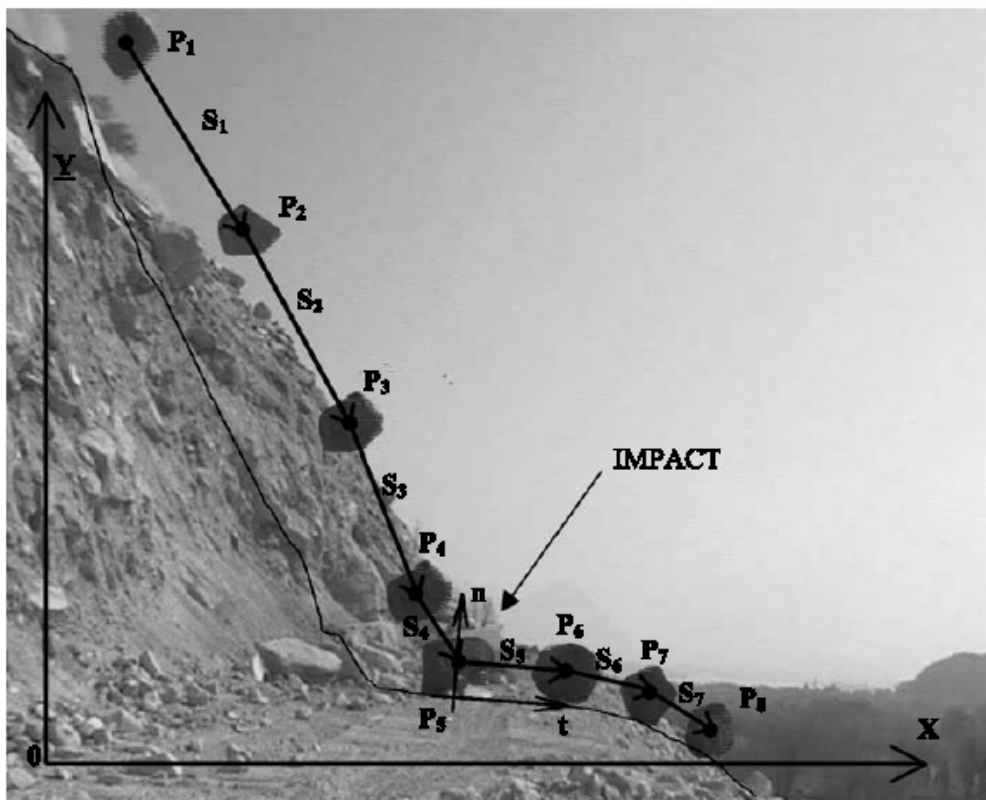


Figura 14.11. Reconstrucción del impacto de un bloque con sus diferentes posiciones en diferentes intervalos, realizado a partir de una grabación de video. Según Giani et al. (2004). Cortesía: Springer Verlag.

14.3. RHRS (Rockfall Hazard Rating System)

El RHRS fue desarrollado a mediados de los años 80 y publicado 1990 por Pierson et al., (1990), para evaluar el riesgo de caída de bloques en las carreteras del estado de Oregon, EEUU, las cuales están trazadas en una zona caracterizada por montañas de origen ígneo-metamórfico que durante la época de invierno están afectadas por intensas lluvias. El resumen que aquí se presenta se basa en el documento inicial de Pierson et al. (1990), y en los resúmenes y comentarios posteriores de Kliche (1999) y Hoek (2000). El método nació como respuesta a la necesidad de establecer una metodología para evaluar el riesgo por caídas de bloques en carreteras, que hasta disponer del método se basaba exclusivamente en la relación entre los costes asociados a accidentes y de mantenimiento en cada tramo y el coste que llevaría consigo la reconstrucción (retaluzado, sostenimiento...) del mismo. Este enfoque basado en los costes se puede considerar una técnica para priorizar pasiva. Además sólo tiene

en cuenta las zonas en las que ya se han producido fenómenos de desprendimiento, lo cual no refleja necesariamente el potencial de futuros desprendimientos.

Además se observó que en algunos tramos, aunque no se producían accidentes, había que limpiar las cunetas de manera muy continua, con lo que el coste de mantenimiento resultaba elevadísimo y hubiera merecido la pena retaluzar. Así, se constató que teniendo en cuenta sólo el coste de mantenimiento y el nivel de riesgo en las zonas en las que se habían producido accidentes; no se podía obtener una priorización adecuada. Por ello el Departamento de Transporte de este estado propició la creación de un método activo que proporcionara una manera más razonable de priorizar los proyectos contra los desprendimientos y la inyección de fondos para reparaciones según tramos. Fruto de esta propuesta nació el sistema RHRS.

14.3.1. Generalidades

El RHRS utiliza un proceso que permite a la administración de transporte evaluar y gestionar racionalmente los taludes de sus carreteras. No obstante este sistema requiere un mayor compromiso de la administración en el tema del mantenimiento de los taludes, que se traduce en la inversión de tiempo y dinero para la realización de una campaña inicial de caracterización y su actualización anual y en el desarrollo de programas de remediación enfocados a la minimización del riesgo en las zonas evaluadas como más peligrosas.

Las seis componentes básicas del sistema son: 1) Un método uniforme para inventariar los taludes (creándose un base de datos geográfica de los puntos con desprendimientos), 2) Una clasificación preliminar de todos los taludes agrupándose los taludes en tres categorías generales según el riesgo estimado (A, B y C), 3) La clasificación detallada de todos los taludes más peligrosos (tipo A), con su priorización desde el potencialmente más peligroso al menos, 4) El diseño preliminar y estimación del coste asociado de los tramos más conflictivos, donde se incluya además información sobre las posibles medidas correctoras a la base de datos, 5) Identificación de proyectos y desarrollo: avance de los proyectos correctivos y 6) Revisión y actualización anual o mantenimiento de la base de datos de caídas de bloques.

El RHRS incluye dos fases de inspección: Una fase de evaluación inicial (clasificación preliminar) como parte de una campaña de aplicación general a todas las carreteras del estado y una fase de clasificación detallada. Este enfoque ha resultado ser muy eficiente para implementar el método en administraciones que tengan responsabilidad sobre un gran número de taludes en los que se presente un potencial fuerte de caídas. En lo que sigue se presentan estas dos fases de aplicación.

14.3.2. Campaña de reconocimiento de taludes y clasificación preliminar

El objeto de la campaña de reconocimiento es recavar información específica sobre los puntos en los que se han producido desprendimientos. La definición exacta de los tramos resulta muy importante, así, en lo que respecta al RHRS se define un tramo con desprendimientos como "cualquier talud continuo en una carretera en el que los niveles y mecanismos de

desprendimiento son iguales". Esta definición es importante ya que en algunos tramos continuos se producen desprendimientos a todo lo largo, sin embargo su nivel (frecuencia y cantidad) y mecanismos (causas del desprendimiento) pueden variar a lo largo del tramo. Así, debido a estas variaciones, se debe dividir este tramo en otros menores, cada uno con sus características de niveles y mecanismos específicas.

Se recomienda que la campaña de reconocimiento sea llevada a cabo por dos personas: 1) un técnico especializado en la clasificación, que realice la clasificación preliminar del talud y si es necesario la detallada y 2) un oficial de mantenimiento familiarizado con la historia de los desprendimientos y problemas específicos del tramo de carretera que se analice. La parte superior de la planilla de toma de datos de campo que se presenta en la Figura 14.12 se debe rellenar correctamente en esta campaña de reconocimiento y clasificación preliminar. Además conviene adjuntar la información siguiente en la sección de comentarios de la planilla del RHRS:

- 1) Posición de los desprendimientos
- 2) Frecuencia anual estimada de los desprendimientos
- 3) Época del año con mayor número de caídas
- 4) Cantidad y tamaño estimado de cada desprendimiento
- 5) Descripción física del material caído
- 6) Hasta donde llega el material caído
- 7) Historia de los accidentes registrados (No todos se registran)
- 8) Opinión sobre la causa del desprendimiento
- 9) Frecuencia de limpieza de cunetas por parte de los equipos de mantenimiento
- 10) Coste estimado de mantenimiento

El objeto de la clasificación preliminar es agrupar los tramos inspeccionados en la fase de inventario en tres categorías generales y fáciles de manejar. Sin este paso, se perdería mucho tiempo realizando clasificaciones detalladas de tramos con un riesgo muy bajo de caída de bloques. La clasificación preliminar es una evaluación subjetiva de la potencialidad de que ocurran desprendimientos en un determinado tramo a partir de los fenómenos de caída ocurridos en el pasado. Lógicamente requiere de personal especializado y experimentado para emitir juicios válidos. Los criterios que se utilizan en esta clasificación preliminar se presentan en la Tabla 14.2.

El "**potencial estimado de desprendimientos en el tramo**" es el elemento que marca la clasificación preliminar. Si existe alguna duda sobre si el talud se debe clasificar como A o B, se debe tener en cuenta primeramente este potencial, y en segundo término la historia de caídas. Para valorar este potencial se deben considerar el tamaño estimado del material a desprenderse, la cantidad estimada de material caído en cada desprendimiento, la cantidad de material en el talud y la efectividad de la cuneta. Para evaluar la "**Historia de desprendimientos en el tramo**" se considera la frecuencia de caídas por tramo, la cantidad y tamaño de la roca caída y la frecuencia de limpieza de cunetas o pantallas.

PLANILLA DE DATOS CAMPO (RHRS)

Carretera:

Zona:

| | | | |
|------------------|---------------------|---------------|-------------------------|
| Carretera: _____ | P.K. Inicial: _____ | Izq./Der. | P.K. Final: _____ |
| Provincia: _____ | Fecha: _____ | | Nuevo |
| Autor: _____ | | | |
| Clase: A B C | ADT: _____ | Actualización | Máxima velocidad: _____ |

| CATEGORÍA | NOTAS | VALORACIÓN ASPECTO |
|---|-------|--------------------------|
| Altura de talud _____ m. | | Altura talud _____ |
| Efectividad de la cuneta: B M L N | | Efect. Cuneta _____ |
| Riesgo Medio Vehicular (AVR): % | | AVR _____ |
| Visibilidad _____ m | | Visibilidad _____ |
| Porcentaje de visibilidad sobre distancia de reacción _____% | | |
| Anchura de calzada _____ m | | Anchura _____ |
| GEOLOGÍA | | GEOLOGÍA |
| CASO 1 | | CASO 1 |
| Condición estructural D C / F V A | | Cond. Struct. _____ |
| Fricción de la roca RI O P Rell | | Fric. Roca _____ |
| CASO 2 | | CASO 2 |
| Diferencias en las características erosivas: Poc. Ocas. Muchas Grandes | | Dif. caract. Eros. _____ |
| Diferencias en la velocidad de erosión: Peq. Mod. Grand. Extrem. | | Dif. Veloc. Eros. _____ |
| Tamaño de bloque/Volumen m/m ³ | | Tamaño bloque _____ |
| Meteorología | | Meteorología |
| Precipitación Baj. Mod. Alt | | Clima _____ |
| Periodo de heladas Sin Cort. Larg. | | |
| Agua en el talud Nula Interm. Cont. | | |
| Historia de caídas: Poc. Oc. Much. Const. | | Historia _____ |
| | | Suma total: |
| COMENTARIOS: | | |

Figura 14.12. Muestra de planilla de campo para toma de datos del sistema RHRS.

Tabla 14.2. Sistema de clasificación preliminar del RHRS

| CRITERIO | Clase | | |
|--|-------|----------|------|
| | A | B | C |
| Potencial estimado de desprendimientos en el tramo | Alto | Moderado | Bajo |
| Historia de desprendimientos en el tramo | Alto | Moderado | Bajo |

En un talud clasificado como C, o bien los desprendimientos son muy improbables, o de producirse un desprendimiento, rara vez el material alcanzará la calzada. Así el riesgo de una situación peligrosa es muy bajo o nulo. Si el tramo se clasifica como tipo B, el riesgo varía de moderado a bajo, mientras que en los tramos clasificados como A, el riesgo será de moderado a alto. Así los tramos que reciban una A deben ser fotografiados y evaluados con la clasificación detallada. Esta forma de trabajar economiza esfuerzos y asegura que estos se dirigen a las zonas más críticas. Los tramos tipo B se evaluarán en tanto en cuanto haya disponibilidad de tiempo y dinero mientras que los tramos tipo C se descartan y no se incluirán en la base de datos de desprendimientos.

14.3.3. Clasificación detallada

Representa la segunda característica principal de la campaña de reconocimiento dentro del RHRS. Incluye el análisis de 12 aspectos que una vez evaluados, valorados y sumados permiten clasificar y ordenar los taludes según su nivel de riesgo asociado a posibles desprendimientos. Cada aspecto a analizar representa un elemento importante que contribuye al riesgo general. Al objeto de permitir cierta flexibilidad al especialista en clasificación en la evaluación de la influencia relativa de las condiciones que son muy variables, se utiliza un sistema de valoración exponencial desde 1 a 100 puntos. En algunos de los aspectos a evaluar se pueden calcular valores exactos del exponente x de la función $y = 3^x$. Las formulas que nos dan el valor de este exponente se presentan en la Tabla 14.3.

Tabla 14.3. Formulas para calcular el exponente en los parámetros de la clasificación detallada.

| Parámetro | Fórmula para estimar el valor del exponente, x |
|------------------------|---|
| Altura de talud | $X = \text{altura de talud en pies} / 25 = \text{altura en metros} / 7.5$ |
| Riesgo medio vehicular | $X = \% \text{ de tiempo} / 25$ |
| Visibilidad | $X = [120 - (\% \text{ de visibilidad de decisión})] / 20$ |
| Anchura de calzada | $X = [52 - (\text{anchura de calzada en pies})] / 8$ |
| Tamaño de bloque | $X = \text{dimensión del bloque en pies}$ |
| Volumen | $X = \text{volumen en pies}^3 / 3$ |

A continuación se presentan los 12 aspectos o categorías que han de ser evaluados. Para cada uno de ellos, se presenta la descripción de las diferentes condiciones con valoraciones entre 3 y 81. Por simplicidad se pueden utilizar los valores propuestos en la Tabla 14.4 (interpolando adecuadamente) en vez de calcular el valor exacto de la función "y", aunque también se pueden recurrir al uso de estas funciones cuando se considere necesario. En este último caso si el valor obtenido es superior a 100, se debe truncar hasta este valor.

Tabla 14.4. Tabla de estimación de la clasificación detallada del RHRS Rockfall Hazard Rating System (Traducido de Pierson et al., 1990).

| Categoría | | | Criterio de valoración y puntuación | | | |
|--|---------------|--|---|--|--|---|
| | | | 3 Puntos | 9 Puntos | 27 Puntos | 81 Puntos |
| Altura del talud | | | 25 pies (7.6 m) | 50 pies (15.2 m) | 75 pies (22.9 m) | 100 pies (30.5 m) |
| Efectividad de la cuneta de recepción | | | Buena | Moderada | Limitada | Nula |
| Riesgo medio vehicular (AVR) | | | 25% del tiempo | 50% del tiempo | 75% del tiempo | 100% del tiempo |
| Porcentaje de la visibilidad (SD) frente a la distancia de reacción (DSD) | | | Suficiente visibilidad (100% DSD) | Moderada visibilidad (80% DSD) | Visibilidad limitada (60% DSD) | Visibilidad muy limitada (40% DSD) |
| Anchura de la calzada incluido el arcén | | | 44 pies (13.4 m) | 36 pies (11.0 m) | 28 pies (8.5 m) | 20 pies (6.1 m) |
| Geología | Caso 1 | Condición estructural | Juntas discontinuas con orientación favorable | Juntas discontinuas con orientación variable | Juntas discontinuas con orientación adversa | Juntas continuas con orientación adversa |
| | | Fricción de la roca | Rugosa e irregular | Ondulada | Plana | Con relleno |
| | Caso 2 | Diferencias en características erosivas | Pocas diferencias en los rasgos erosivos | Ocasionales diferencias en los rasgos erosivos | Muchas diferencias en los rasgos erosivos | Grandes diferencias en los rasgos erosivos |
| | | Diferencias en la velocidad de erosión | Poca diferencia | Moderada diferencia | Gran diferencia | Extrema diferencia |
| Tamaño del bloque individual | | | 1 pie (0.3 m) | 2 pies (0.6 m) | 3 pies (0.9 m) | 4 pies (1.2 m) |
| Volumen de rocas a caer por evento | | | 3 yardas ³ (2.3 m ³) | 6 yardas ³ (4.6 m ³) | 9 yardas ³ (6.9 m ³) | 12 yardas ³ (9.2 m ³) |
| Clima y presencia de agua en el talud | | | Baja a moderada precipitación; sin períodos de heladas, ni agua en el talud | Moderada precipitación ó con períodos cortos de heladas ó presencia intermitente de agua en el talud | Alta precipitación ó con largos períodos de heladas ó presencia continua de agua en el talud | Alta precipitación y largos períodos de heladas ó continua presencia de agua en el talud y largos períodos de heladas |
| Historia de caída de bloques | | | Pocas caídas | Caídas ocasionales | Muchas caídas | Caídas constantes |

Para valorar situaciones entre 81 y 100, habrá que considerar para cada tramo el peor caso posible y asignarle un valor de 100 y a continuación la situación que se analice se valora entre el 81 de la tabla y el 100 o peor caso posible definido en una zona de análisis. No obstante existen algunos aspectos en los que una valoración superior a 81 no será posible (por ejemplo la media de circulación, ya que el valor 81 corresponde a la presencia de vehículos el 100% del tiempo).

La tabla de aplicación de la clasificación detallada que es la básica de este método empírico se presenta en la Tabla 14.4.

El aspecto **altura del talud** correlaciona el riesgo con la altura total del talud. Los bloques de roca que caen de mayor altura tendrán más energía potencial que los que caen de poca altura, de forma que los primeros presentan mayor riesgo y su valoración será mayor. La altura se mide hasta el punto más alto del talud del que puedan desprenderse rocas. Si pueden caer rocas de la ladera situada por encima del talud excavado se computará la altura desde estas zonas. La altura se puede obtener utilizando la siguiente expresión que se muestra gráficamente en la Figura 14.13:

$$\text{altura total del talud} = \frac{X \operatorname{sen} \delta \cdot \operatorname{sen} \varepsilon}{\operatorname{sen} (\delta - \varepsilon)} + AI \quad (14.23)$$

Donde:

X = distancia entre los puntos de medida del ángulo

δ = Ángulo que forma con la horizontal la línea que une el punto más cercano de medida con el punto más alto del talud desde donde puedan producirse desprendimientos

ε = Ángulo que forma con la horizontal la línea que une el punto más lejano de medida con el punto más alto del talud desde donde puedan producirse desprendimientos

AI = Altura del instrumento

La distancia X se suele tomar de lado a lado de la calzada, los ángulos δ y ε se pueden medir con un instrumento adecuado como un clinómetro o brújula de geólogo, y muy cuidadosamente ya que pequeños errores de medida en estos ángulos pueden dar lugar a errores importantes en el cálculo de la altura. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.5.

La **efectividad de la cuneta de recepción** se mide según su capacidad para evitar que los materiales desprendidos alcancen la calzada. Se deben considerar los siguientes factores a la hora de evaluarla:

altura y ángulo de talud

anchura, profundidad y forma de la cuneta

estimación del tamaño de bloque y cantidad de material que puede caer

influencia de las irregularidades del sobre las rocas que caen (bermas, salientes....)

La estimación de estas irregularidades es de vital importancia por que pueden anular los beneficios de la presencia de la cuneta. Por eso es importante detectar posibles salientes que

lancen las rocas que van cayendo hacia la zona de calzada. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.5.

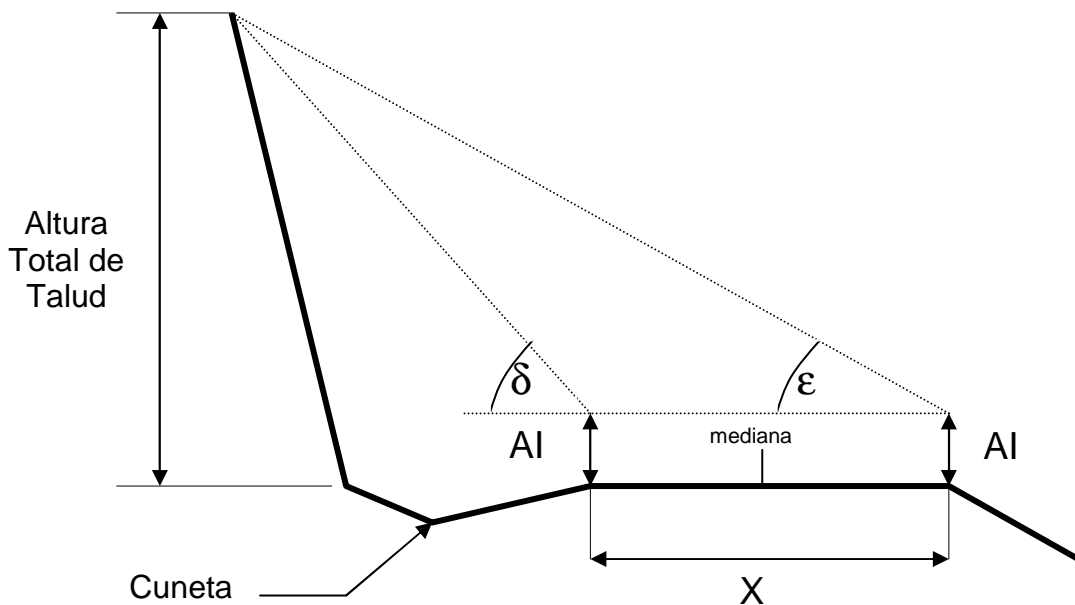


Figura 14.13. Diseño gráfico para el cálculo de la altura del talud.

El **riesgo vehicular medio** (AVR o "average vehicular risk") mide el riesgo asociado al tiempo en porcentaje en el que se encuentren vehículos en el tramo de carretera con posibilidad de desprendimientos. Su valor se puede obtener mediante la fórmula que se presenta a continuación. Esta expresión requiere como parámetros de entrada la longitud del tramo, el tráfico diario medio (ADT o "average daily traffic") y el límite de velocidad en el tramo (Psl o "posted speed limit"):

$$AVR \% = \frac{ADT \text{ (coches/día)} \times \text{longitud tramo (km)} \times 100\%}{Psl \text{ (Límite de velocidad en km/h)} \times 24 \text{ h/día}} \quad (14.24)$$

Esta ecuación calcula el porcentaje medio de tiempo en que hay vehículos en el tramo analizado. Una valoración del 100% indicaría que, como media, habría un vehículo en el tramo el 100% del tiempo. Se debe tener cuidado para medir sólo la longitud de talud en la que la caída de bloques sea un riesgo real, ya que si se sobreestima esta longitud los resultados del AVR estarán muy sesgados. A veces esta fórmula devuelve valores superiores al 100 %, en estos casos resulta que va a haber más de un vehículo en el tramo afectado en todo momento. En estos casos de AVR % superior a 100 %, la valoración de este aspecto será 100. Los criterios de valoración de este parámetro se muestran en la Tabla 14.4.

El siguiente aspecto a valorar es el **porcentaje de la visibilidad o SD (Sight distance) frente a la distancia de reacción o DSD (Decisión sight distance)**. Se denomina distancia de reacción (DSD) a la longitud o distancia de carretera (en metros) que necesita tener por delante un conductor para tomar una decisión compleja o instantánea, esto es para percibir un

problema (por ejemplo una roca en la calzada) y detener el vehículo. Se denomina visibilidad o distancia visible (DS), a la distancia mínima desde la que un conductor puede distinguir de manera continua un objeto de 15 cm de alto sobre la calzada. En los tramos con posibilidad de desprendimientos la visibilidad o distancia visible puede ser muy variable. Los cambios de rasante, las curvas, así como la presencia de taludes de roca o vegetación que actúen como pantallas visuales, pueden limitar de manera importante la capacidad del conductor de detectar objetos sobre la calzada.

El porcentaje de la visibilidad frente a la distancia de reacción se calcula a través de la siguiente expresión:

$$\% \text{ de DSD} = \frac{\text{Visibilidad (SD)}}{\text{Distancia de reaccion (DSD)}} \times 100 \% \quad (14.25)$$

Donde

Visibilidad o distancia visible (SD) = la mínima distancia desde la que un objeto de 15 cm de alto situado sobre la calzada es visible por un conductor desde una altura ocular situada 105 cm por encima de la superficie de la calzada cuando el movimiento del conductor avanza hacia el objeto

Distancia de reacción (DSD) = distancia de reacción variable en función de la máxima velocidad permitida en la zona y que está tabulada por la AASHTO (1994), según se muestra la Tabla 14.4, que también se aplica en otros métodos empíricos como el RHRON.

Una vez calculado el porcentaje de visibilidad sobre la distancia de reacción a través de esta expresión su valoración se realiza atendiendo a la Tabla 14.5.

Tabla 14.5. Distancia de reacción para distintos límites de velocidad. Adaptado de AASTHO (1994)

| Límite de velocidad, km/h (Psl) | Distancia de reacción, m (DSD) |
|---------------------------------|--------------------------------|
| 50 | 140 |
| 60 | 170 |
| 70 | 195 |
| 80 | 225 |
| 90 | 265 |
| 100 | 300 |
| 110 | 330 |
| 120 | 350 |

La **anchura de calzada**, se mide perpendicular a la mediana y desde el borde del asfalto por lo que se incluyen los arcenes pavimentados. Si existen arcenes sin asfaltar estos no se incluirán en la medida. En autovías y autopistas, se cuenta exclusivamente el lado de la vía que se esté analizando. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.4.

Cuatro de los aspectos o categorías que evalúa el RHRS se basan en la **geología**. Así se valoran dos aspectos para cada uno de los dos posibles casos considerados. El caso 1 se refiere a desprendimientos asociados a la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso. El caso 2 se centra en caídas de bloques asociadas a fenómenos erosivos.

La categoría “**Caso 1, condición estructural**” considera la orientación y el tipo de discontinuidades presentes. El término discontinuidad se debe entender aquí como discontinuidad con una persistencia superior a 3 m. Estas discontinuidades pueden ser juntas, fallas, planos de estratificación, etc. Se debe tener en cuenta además la presencia de relleno, y la presión de agua. En general los macizos rocosos con múltiples discontinuidades suelen producir más desprendimientos que aquellos más masivos. Una orientación adversa de las discontinuidades puede dar lugar a uno o más mecanismos típicos de inestabilidad mecánicamente posibles. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.4.

El parámetro “**Caso 1, fricción de la roca**” define el potencial de deslizamiento de un bloque. La fricción de estas discontinuidades viene marcada por la rugosidad de las discontinuidades. El potencial de desprendimientos es mayor en zonas en las que las juntas presentan meteorización o alteración y movimientos previos que hayan dado lugar a superficies gastadas. La valoración detallada se presenta en la Tabla 14.4.

La categoría “**Caso 2, diferencias en las características erosivas**” se utilizan en aquellos taludes en los que la erosión diferencial juega un papel significativo. Las características erosivas incluyen taludes contraplomados, estratos en voladizo o cualquier geometría erosionada que pueda dar lugar a un desprendimiento. Los desprendimientos se suelen producir cuando los procesos erosivos dan lugar a la pérdida de sustentación de una zona específica o todo el talud. Los taludes en los que se pueden dar estas condiciones incluyen:

Unidades laminadas con estratos de erosionabilidad variable (p.ej. flysch)

Taludes de material de relleno

Unidades con litología muy variable como conglomerados o lutitas, que se pueden erosionar diferencialmente, liberando bloques o bolos más resistentes ocasionalmente

Taludes en roquisuelos que se meteoricen dando lugar a caídas de roca a medida que se libera la matriz del material

La categoría “**Caso 2, diferencias en las velocidades de erosión**” se correlaciona directamente con el potencial de desprendimientos. A medida que avanza la erosión se producen fenómenos de rocas en voladizo y situaciones inestables. Se debe considerar aquí, además de los efectos físico-químicos, la erosión antrópica. El nivel de riesgo y la valoración de este aspecto deben reflejar la rapidez con la que se produce la erosión, el tamaño de las rocas o bloques que van quedando expuestas, la frecuencia de desprendimientos y la cantidad de material caído por evento.

La medida del “**tamaño de bloque individual o cantidad de material caído por desprendimiento**” debe representar la fenomenología del desprendimiento más probable. Si se trata de bloques individuales, el tamaño de estos es lo que se valora. Si se espera la caída de una masa de roca rota, se evalúa la cantidad de material por desprendimiento.

La categoría “**clima y presencia de agua en el talud**” se presenta continuación. El agua y los ciclos hielo-deshielo contribuyen a la meteorización y al deslizamiento de materiales rocosos. Como muestra la Tabla 14.4. los valores exactos especificados para esta categoría varían desde “precipitación baja a moderada sin periodos de helada” (3 puntos) hasta “elevada precipitación y periodos largos de helada” (81 puntos). Obsérvese que los criterios entre estos dos extremos contienen la disyuntiva “o”. Las áreas que reciben menos 500 mm de precipitación al año, son áreas de baja precipitación. Las áreas que reciben más 1250 mm al año son áreas de elevada precipitación.

La categoría “**historia de caídas**” tiene en cuenta los desprendimientos pasados como indicador de los futuros. La mejor manera de recopilar esta información es basarse en los informes de los equipos de mantenimiento. En zonas de reciente construcción o pobre mantenimiento podría carecerse de dicha información. Si este fuera el caso, se aproximaría basándose en supuestos razonables, indicándose la conveniencia de revisar esta valoración en el futuro. Los criterios de valoración de esta categoría también figuran en la Tabla 14.4.

14.3.4. Comentarios finales

Esta es la primera metodología para evaluar la caída de bloques publicada, la cual posteriormente fue llevada a los estados de Washington, Nuevo México, Idaho, California y Colorado. A partir de la Tabla 14.4. se puede evaluar individualmente una sección o todo un talud en general, de una carretera, autovía o autopista, donde se identifican doce aspectos con sus características de inestabilidad. A cada uno de estos parámetros se le asigna una valoración de 3, 9, 27 y 81, siendo 3 la más favorable y 81 la más desfavorable. El resultado final es la suma de las valoraciones de todos los parámetros, que habrá de dar un resultado entre 30 (condición más favorable, con una baja probabilidad de caída de bloques), a 1000 (condición más desfavorable, donde la caída de bloques es inminente). Esta metodología permite evaluar un talud en forma rápida, práctica y simple, a la vez de que puede ser utilizada para cualquier condición geológica, geomorfológica, geográfica y de carretera. Además, el método no impone valores límites, los cuales se obtienen para cada caso o zona en particular. A manera de ejemplo, para el Estado de Oregón, se definió que taludes de carretera que requieren de acción inmediata son aquellos con valores de más de 500, mientras que aquellos con valores inferiores a 300 son considerados de baja prioridad.

La crítica de la que es objeto ésta metodología, es la asignación de los valores, dados por la expresión de 3^x , que no incluye recomendaciones sobre que acciones tomar dependiendo del resultado obtenido y que resulta difícil de extrapolar fuera del ámbito de las carreteras.

Respecto a la asignación de valores exponenciales en base 3, se puede correr el riesgo de evaluar por encima de lo debido un talud al sumar dos o más características con valores extremos, no siendo representativo de la realidad del talud. Respecto a las acciones a tomar, son muy específicas según cada caso (tipo de roca, altura del talud, presupuesto disponible, instalaciones cercanas, etc.), por lo cual parece lógico no incluirlas en esta metodología que más bien busca evaluar de forma practica y simple el talud y no aplicar medidas correctoras.

Adicionalmente, si se quisiera aplicar este método tal y como está, en canteras y minas a cielo abierto, presenta varios inconvenientes, ya que existen categorías que obviamente no se encuentran en explotaciones de cielo abierto: como la efectividad de la cuneta de recepción, percepción del fenómeno (distancia de reacción) y la anchura de la calzada incluido el arcén; lo que impide, o al menos dificulta, la aplicación del método en el ámbito minero.

Atendiendo a las consideraciones anteriores, Franklin y Senior (1997), modifican el RHRS y lo adaptan a las condiciones geomorfológicas y de diseño de carreteras de Ontario, Canadá, y le asignan el nombre de RHRON.

14.4. RHRON (Ontario Rockfall Hazard Rating System)

El RHRON fue desarrollado a mediados de los años 90 y publicado por primera vez en versión reducida, por Franklin y Senior (1997). El resumen que aquí se presenta se basa en una versión preliminar actualizada y diferente de la primera, publicada por la oficina "Materials Engineering and Research Office" y realizada por Senior (2002), por cortesía del cual se dispone de dicha información. El método RHRON se basa en el RHRS, método que se revisa, cambia y adapta a las condiciones del estado canadiense de Ontario, no tan montañoso como el de Oregón.

14.4.1. Introducción

El RHRON se basa en el análisis de 20 categorías o aspectos, en vez de las 12 del RHRS, incluyéndose aspectos tan significativos como altura del nivel freático, durabilidad, fricción básica de la roca y otros no contemplados en el RHRS. Estas categorías se valoran en el RHRON, en vez de exponencialmente, linealmente con un escala entre 0 = "bueno" y 9 = "malo". En general este método resulta algo más complicado de aplicar que el RHRS, sin embargo llevando la documentación necesaria al campo, su aplicación resulta viable.

Existen dos versiones del RHRON, una básica y otra detallada. La primera se utiliza para la evaluación preliminar del riesgo y se obtiene contestando a cuatro cuestiones simples que se relacionan con los "factores" F1 a F4 de los cuales se compone el RHRON:

- F1 Magnitud: ¿Cuánta roca podría caer o desprenderse?
- F2 Inestabilidad: ¿Cada cuanto tiempo suele caer?
- F3 Alcance: ¿Cuáles son las posibilidades de que esta roca alcance la calzada y que parte de la carretera quedará bloqueada?
- F4 Consecuencias: ¿Cómo de graves serían las consecuencias de uno de estos desprendimientos?

Para reflejar de manera rápida y consistente las respuestas a estas y a subsiguientes preguntas más detalladas, cada respuesta se valora entre 0 (bueno) y 9 (malo). Las valoraciones de los cuatro factores se promedian para obtener el valor del RHRON también en

una escala entre 0 y 9. También se puede convertir este valor a una escala porcentual “RHRON%” que resulta más manejable para determinadas aplicaciones:

$$\text{RHRON} = (\text{F1}+\text{F2}+\text{F3}+\text{F4})/4 \quad (14.26)$$

$$\text{RHRON \%} = \text{RHRON} \times 100/9 \quad (14.27)$$

Se realiza un tamizado preliminar de taludes para identificar los tramos de carretera de “Clase A” que requerirán una evaluación detallada por un especialista. Esta clasificación preliminar utiliza una combinación del RHRON básico y el Ángulo de talud (“Crest angle slope” o “Cang”), que es uno de los componentes más importantes y menos subjetivo de esta clasificación.

En la fase subsiguiente de valoración detallada, la definición de RHRON no varía, solo que cada uno de los cuatro factores se obtiene promediando un número mayor de observaciones más detalladas. De forma complementaria, la propuesta del RHRON (cuyo objeto, como en el caso del RHRS, es priorizar más que dar valores objetivos) incluye metodologías para estimar el coste de las medidas de remediación y un análisis coste-beneficio que se utilizará finalmente para priorizar las actuaciones correctoras.

En lo que concierne a la nomenclatura de la metodología RHRON conviene distinguir entre **parámetro (P)**, que se refieren a una propiedad que caracteriza el nivel de riesgo, **valor (V)** que indica el valor numérico de un parámetro en sus correspondientes unidades de medida del SI, **valor truncado (T)**, que se refiere a un límite superior o inferior de un valor que no se debe sobrepasar por salirse de la gama estándar de valoración, **índice o valoración (R =rating)**, la valoración de un parámetro en su gama estándar entre 0 y 9 para comparar o combinar y **factor (F)**, que se refiere a un aspecto principal de riesgo general obtenido como promedio de una serie de índices.

Por ejemplo **P2** Qmax se define como el volumen del mayor desprendimiento esperado. El valor **V2** podrá variar entre 0 y varios millones de metros cúbicos en zonas de montaña, pero se trunca a un valor **T2** (de 1 a 10 m³) para realizar la valoración. El índice, valoración o “rating” **R2** varía entre 0 para Qmax = 1 m³ hasta 9 para Qmax = 10 m³. R2 contribuye al factor de magnitud **F1**, que se define como F1= (R2+R3+R12)/3.

En general y por simplicidad se mantendrá la nomenclatura original de las variables basada en las expresiones inglesas, aunque se incluirá su significado en español. Así, para designar el ángulo de talud o de cabeza de talud se mantendrá la expresión “Cang” que se refiere a la expresión “Crest Angle Slope” y para designar la línea blanca exterior de la carretera se utilizará la expresión “EOP” que proviene de “Edge of Pavement” = Borde de zona asfaltada (esto se debe a que tanto en Canadá como en EEUU los arcenes no suelen estar asfaltados o pavimentados al objeto de facilitar la frenada de los vehículos). Para designar la zona entre la línea blanca exterior de la carretera y el pie de talud se utiliza el término “Czw” que se refiere a “Clear zone width” o anchura de la zona de protección. Estos términos se presentarán gráficamente en la Figura 14.15. para explicar los métodos de medición del ángulo de talud.

14.4.2. Selección preliminar y clasificación básica

En este apartado se incluye la compilación de una planilla de riesgo de desprendimientos de taludes en carretera (Tabla 14.6), su categorización en las clases A, B y C (Figura 14.14) según el ángulo de talud, que se medirá de acuerdo a los esquemas de la f Figura 14.15, y el RHRON básico, que se calculará de acuerdo con la Tabla 14.6. Finalmente se realizará la localización topográfica y marcado in-situ de los taludes clase A. El diagrama que marca esta clasificación preliminar (Figura 14.14) se divide en tres zonas válidas y una zona triangular en la que no pueden aparecer casos reales. Con esta gráfica se decidirá la clasificación preliminar del talud. Sólo aquellos taludes tipo A van a requerir la clasificación detallada.

Tabla 14.6. Planilla de campo para la estimación preliminar del RHRON básico.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7a | 7b | | | | 8 | 9 |
|--|---------|-----------|--------------------------------|-----------------------------|-----------|----------|------------|---|---|---|--------------|-----------------------|
| | | | | | | | Factor | | | | | |
| Carretera N° | Zona N° | Lado NSEW | Distancia en km (p.k. inicial) | desde cruce entre ___ y ___ | Mecanismo | Cang (°) | 1 | 2 | 3 | 4 | RHRON básico | Clase de riesgo A/B/C |
| | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | |
| . | | | | | | | | | | | | |
| . | | | | | | | | | | | | |
| . | | | | | | | | | | | | |
| S-estable, R- Descostramiento derrabe "ravelling", O- erosión, I- presencia de hielo, B- bloque suelto, W- rotura plana, P- rotura en pirámide o cuña, T - vuelco | | | | | | | | | | | | |
| $RHRON = (R1+R2+R3+R4)/4$ | | | | | | | | | | | | |
| Evaluado por: | | | | Fecha: | | | Organismo: | | | | | |

El denominado ángulo de cabeza de talud es un parámetro fundamental para el RHRON. Se define como el ángulo que forma la horizontal con la línea que une la línea blanca externa de la carretera (EOP) con la zona de roca potencialmente inestable más alta del talud. Es por tanto el ángulo cuya tangente viene marcada por el cociente entre la altura de talud "H" y la anchura de la zona de protección "Czw" que vendrá dada por la suma de la anchura del arcén más la de la cuneta. Este ángulo "Cang" refleja la adecuación de la cuneta (capacidad de recogida de material caído o potencial de material que sobrepasa la cuneta) para una altura determinada de talud. Este ángulo se mide y calcula atendiendo a la Figura 14.15.

En cuanto a la clasificación de los taludes, los tipo C se pueden en general detectar sin bajarse del coche. El criterio que los determina es el bajo nivel de alcance F3 que presentan. Así cuando los ángulos de cabeza de talud son inferiores a 33° y, aunque sean inestables, el material caído prácticamente nunca alcanzará la calzada. Los taludes tipo B requerirán una inspección a pie. Tendrán ángulos en la gama entre 33 y 60°. A partir de la clasificación combinada de la gráfica de la Figura 14.14. se detectarán y no requerirán una clasificación

detallada. Los taludes tipo A que serán los de mayor riesgo incluirán todos aquellos que no sean tipo C o B, y necesitarán de la clasificación detallada para el cálculo del riesgo.

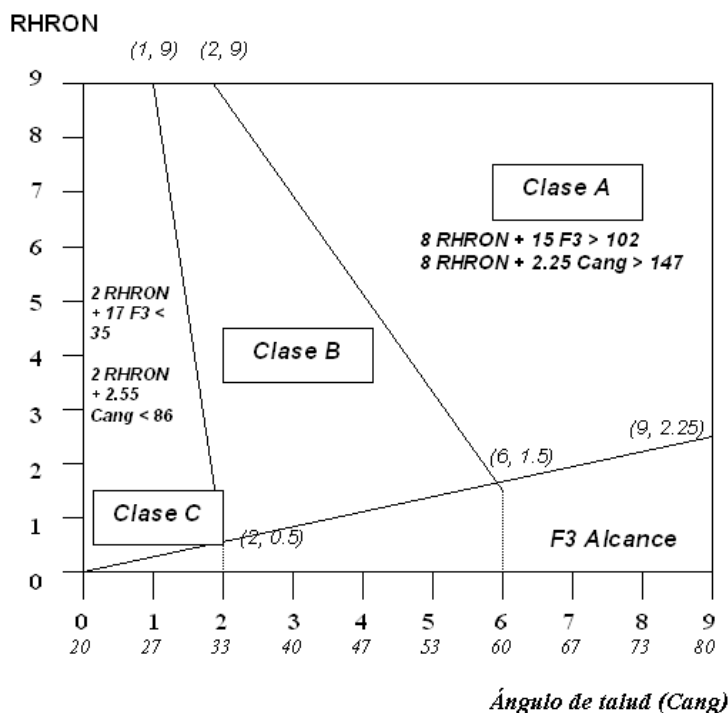


Figura 14.14. Gráfica para la clasificación preliminar de taludes según riesgo (A, B o C) para el RHRON (Senior, 2002).

Tabla 14.7. Tabla de estimación del RHRON básico. Según Senior (2002)

| Factor F1 MAGNITUD: ¿Cuanta roca es potencialmente inestable? | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|----------|-----------------|----------|-----------------|----------|-------------------|----------|----------|
| m ³ in situ | 1 | 2 | 3 | 5 | 8 | 13 | 21 | 36 | 60 | 100 |
| Valor de F1 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Factor F2 INESTABILIDAD: ¿Cuándo será la próxima caída de bloques (intervalo entre caídas)? | | | | | | | | | | |
| Frecuencia de caídas (tiempo) | > 100 años Improbable | > 10 años Infrecuente | | 1 año Ocasional | | 1 mes Frecuente | | Semanas Inminente | Días | |
| Valor de F2 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Factor F3 ALCANCE: ¿Cual es la probabilidad de que las rocas lleguen/bloqueen a la carretera? | | | | | | | | | | |
| Angulo del talud (Cang) | 20° | 27° | 33° | 40° | 47° | 53° | 60° | 67° | 73° | 80° |
| % de rocas en la vía (Ovsp) | 0 % | 11 % | 22 % | 33 % | 44 % | 56 % | 67 % | 78 % | 89 % | 100 % |
| Valor de F3 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Factor F4 CONSECUENCIAS: ¿Cuánto daño causa el fenómeno? | | | | | | | | | | |
| Densidad de Trafico (% de tiempo) | < 11 | 11 | 22 | 33 | 44 | 56 | 67 | 78 | 89 | 100 |
| Visibilidad de una roca en la vía (m) | >250 | 233 | 217 | 200 | 183 | 167 | 150 | 133 | 117 | < 100 |
| Valor de F4 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |

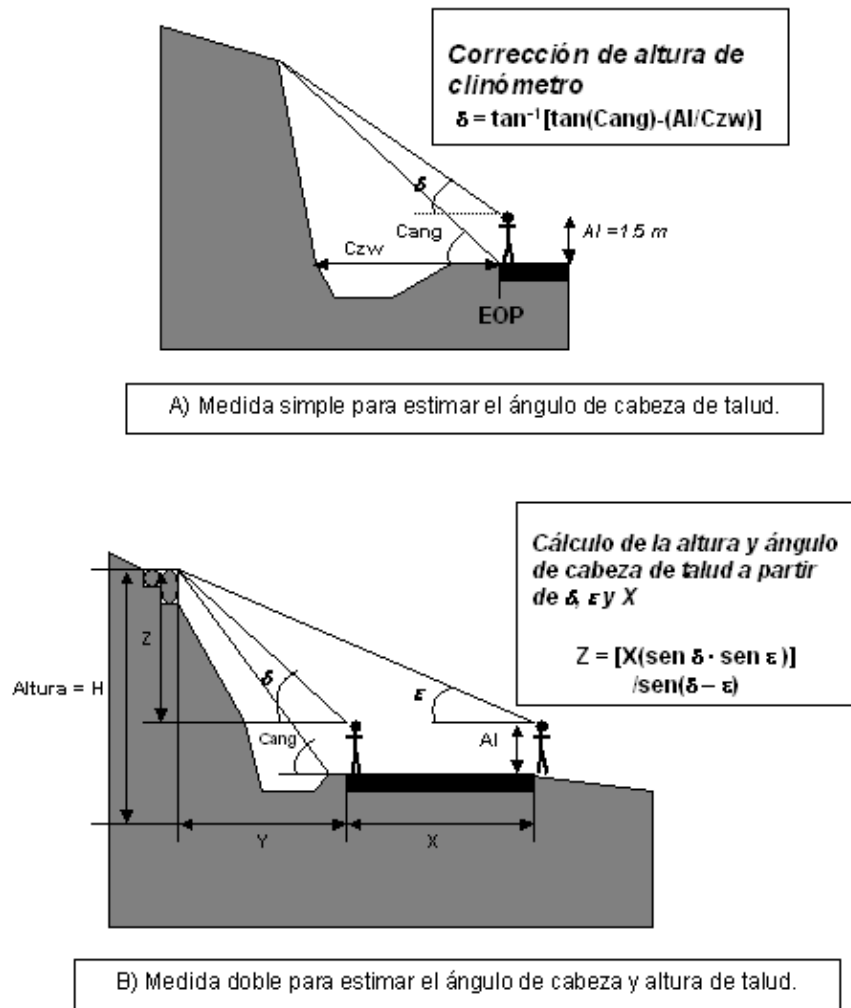


Figura 14.15. Técnicas de medida del ángulo de talud o “Cang” según se realicen una o dos medidas de clinómetro desde el borde de la carretera. Según Senior (2002).

La estimación del RHRON básico se realiza atendiendo a la Tabla 14.7. Hay que tener cuidado porque esta tabla ha sido actualizada desde la versión de Franklin y Señor (1997), y es algo diferente a la presentada en dicha documentación. Para esta estimación habrá que ir asociando valores entre 0 (bueno) y 9 (malo) a cada uno de los factores F1 a F4 que se contemplan en esta clasificación.

El **factor F1 (magnitud)** se estima según el mecanismo de rotura más probable. En rocas blandas se estima la cantidad total “Qtot” de material que habría que excavar y retirar para realizar un retaluzado que estabilizara la zona. Si se prevén deslizamientos se estimaría la cantidad total de material que podría caer en los siguientes 20 años suponiendo un pequeño terremoto. En función de los m^3 in-situ estimados, así se obtendrá según la Tabla 14.7 una valoración entre 0 y 9 que se anotará en la columna 7 de la planilla de campo de la Tabla 14.6.

El **factor F2 (inestabilidad)** se estima en función de la frecuencia de la ocurrencia de desprendimientos en el tramo analizado. Así en los tramos donde nunca se produjo una caída se le dará un valor 0, mientras que donde se producen caídas diariamente y uno se siente

amenazado bajo el talud se tendrá un valor de 9. Para realizar esta estimación se debe tener en cuenta la apertura de las juntas, los registros de desprendimientos previos y la presencia de material caído en la cuneta y arcén así como muescas en el asfalto originadas por antiguas caídas. Se debe también considerar la presencia de agua en el talud y posible posición del nivel freático y el estado de las discontinuidades.

El **factor F3 (alcance)** se estima en base al ángulo de talud o "Cang" y a una estimación de las posibilidades de que se bloquee la carretera. Este ángulo "Cang" se mide tal y como se ha indicado previamente y nos da una valoración de F3 según muestra la Tabla 14.7. Se debe realizar una segunda valoración considerando que porcentaje de la carretera quedaría bloqueado si se produjera un desprendimiento atendiendo al material recogido por la cuneta de recepción y al rebose de esta cuneta o en terminología inglesa, ditch overspill = "Ovsp". Si este rebose fuese nulo (Ovsp=0) se valoraría como 0. Si la carretera quedara totalmente bloqueada se valoraría como 9. El valor de F3 se promedia entre las valoraciones de estos dos aspectos señalados y definidos en la Tabla 14.7.

El **factor F4 (consecuencias)** se refiere a la probabilidad de que la roca caída en un desprendimiento cause un accidente. Requiere la estimación de la densidad de tráfico en términos del porcentaje total del tiempo en el que hay vehículos en las zonas afectadas. El tráfico moderado o fuerte, con al menos un coche en la zona de riesgo en todo momento, recibe una valoración de 9. También parte de la estimación de la visibilidad o distancia mínima desde la que se ve una roca en la vía. Cuando se tiene una excelente visibilidad (más de 250 m) se aplica una valoración de 0, mientras que se valorará este aspecto con un 9 cuando la visibilidad sea inferior a 100 metros. La valoración del factor F4 será el promedio de los índices o valoraciones del tráfico en la zona y la visibilidad. En casos graves se podrá considerar la colocación de señales de tráfico indicadoras de peligro por desprendimientos y el espacio del que disponen los vehículos para evitar las obstrucciones.

Todos los valores de F1 a F4 se registrarán en la planilla de campo (tabla 14.6). Su promedio será el RHRON básico, que junto con el ángulo de talud o "Cang" permitirá clasificar el talud como de tipo A, B o C. Los taludes tipo A se registrarán sobre la planilla, asignándoles un número que se pintará sobre el talud y sobre un plano. Si es posible se localizarán de manera exacta mediante GPS. En la columna de mecanismos de la planilla de campo se deberá indicar el más probable siguiendo la nomenclatura indicada. Se deben firmar y fechar estas hojas.

14.4.3. Clasificación detallada

La planilla o estadillo de clasificación detallada presenta dos caras. La cara 1 (Tabla 14.8) analiza la geometría del talud, los mecanismos de inestabilidad, medidas de remediación y sus costes. La cara 2 (Tabla 14.9) sirve para registrar los datos de riesgo de caídas. Se debe completar primero la cara 1 para seleccionar el tramo más conflictivo donde se aplicará la clasificación detallada. Todas las zonas "clase A" requieren una inspección detallada. Esta fase incluye la identificación de los mecanismos potenciales de inestabilidad, dando los valores del RHRON en cada punto, indicaciones sobre las medidas correctoras y sus costes e información fotográfica.

Tabla 14.8. Planilla de datos de campo del RHRON. Cara 1. Según Senior (2002).

| TRAMO | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | LOCALIZACIÓN | | |
|---|----------------|---|---|---|---|---|---|---|---|-------------------------|---------------------|--------------|
| Inicio de tramo m | | | | | | | | | | Zona: | | |
| Final de tramo m | | | | | | | | | | Carretera: | | Lado: |
| Longitud de tramo m | | | | | | | | | | ΣLhaz m | | |
| TIPO DE DESPRENDIMIENTO Y CANTIDAD S-Estable, C-Cuneta adecuada, R-Derrabe o "Ravelling", O-Erosión, I-Gelifracción, B.Bloque suelto, W –Rotura plana, P-rotura de cuña o pirámide, T-vuelco | | | | | | | | | | | | |
| Mecanismo(s) SAROIWPT | | | | | | | | | | V2 Qmax Máxima caída | m ³ | |
| Cantidad Qtot m ³ | | | | | | | | | | V3 ΣQtot Caídas totales | m ³ | |
| Altura m | | | | | | | | | | V12 Altura (peor tramo) | m | |
| Cang ° | | | | | | | | | | V13 Cang (peor tramo) | ° | |
| Czw m | | | | | | | | | | V14 Czw (peor tramo) | m | |
| MÉTODO(S) PROPUESTOS Y COSTES UNITARIOS DE TRATAMIENTO | | | | | | | | | | Total todos los tramos | Precio unitario (€) | Costes euros |
| (evaluación preliminar para priorización) Cantidades por tramo. | | | | | | | | | | | | |
| RETALUZADO POR MEDIOS MECÁNICOS O VOLADURAS (Para reducir el factor magnitud F1 en % =REMx1) | | | | | | | | | | | | |
| Excavación mecánica | Máq./hora | | | | | | | | | 175 € | | |
| Excavación manual | Cuadr. / hora | | | | | | | | | 120 € | | |
| Voladura con precorte | m perforado | | | | | | | | | 60 € | | |
| Voladura de banco | m ³ | | | | | | | | | 25 € | | |
| ESTABILIZACIÓN Y SOSTENIMIENTO (Para reducir el factor inestabilidad F2 en % =REMx2) | | | | | | | | | | | | |
| Bulones | Cada uno | | | | | | | | | 60 € | | |
| Anclajes HT | m perforado | | | | | | | | | 200 € | | |
| Drenes | m perforado | | | | | | | | | 50 € | | |
| Gunita | m ² | | | | | | | | | 45 € | | |
| Mallazo | m ² | | | | | | | | | 7 € | | |
| Bandas | m lineal | | | | | | | | | 15 € | | |
| COLOCACIÓN DE ELEMENTOS DE CONTROL (Para reducir el factor alcance F3 en % =REMx3) | | | | | | | | | | | | |
| Zanja, roca blanda | m lineal | | | | | | | | | 125 € | | |
| Zanja, roca dura | m lineal | | | | | | | | | 200 € | | |
| Pantalla estática | m lineal | | | | | | | | | 70 € | | |
| Pantalla dinámica | m lineal | | | | | | | | | 100 € | | |
| Malla de recogida | m ² | | | | | | | | | 40 € | | |
| COLOCACIÓN DE SEÑALES, ALARMAS.. (Para reducir el factor consecuencias F4 en % =REMx4) | | | | | | | | | | ΣREMx = | % | |
| | | | | | | | | | | (max. 100%) | | |
| | | | | | | | | | | | | |
| Costnet = ESTIMACIÓN TOTAL NETA (Sumatorio de los precios unitarios) | | | | | | | | | | | | |
| Continge = multiplicador de contingencias de coste | | | | | | | | | | | | |
| V20 Remcost = Coste total estimado de las medidas de remediación | | | | | | | | | | | | |
| Notas del inspector: | | | | | | | | | | | | |
| Recomendaciones realizadas por: | | | | | | | | | | Fecha: | | |
| PLANILLA DE DATOS DE CAMPO DEL RHRON DETALLADO – CARA 1 | | | | | | | | | | | | |

Tabla 14.9. Planilla de datos de campo del RHRON detallado. (Senior, 2002).

| IDENTIFICACIÓN DEL LUGAR Carretera: _____ Lado: _____ ZONA n°: _____ | | | | |
|---|---|--|-----------------------------|------|
| Posición: _____ p.k. _____ al (EWNS) del cruce entre y | | | | |
| Identificación | PARÁMETRO (P) | VALOR (V) | ÍNDICE (R) | |
| | | | bueno | malo |
| P1 Hist | Historia / evidencias de caídas | Sólo valoración | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P2 Qmax | Mayor caída potencial m ³ | m ³ | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P3 ΣQtot | Total de caídas / deslizamientos potenciales | m ³ | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P4 Firr | Irregularidad de la cara del talud | M | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P5 Loose | Apertura de juntas en talud | Sólo valoración | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P6 Jop | Persistencia-orientación de las juntas | Sólo valoración | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P7 UCS | Resistencia a compresión simple | MPa | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P8 Phip | Resistencia al corte | Ángulo fricción pico φ _b ° | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| DATOS SUPLEMENTARIOS DE JUNTAS. Se necesitan sólo para analizar inestabilidades por deslizamiento | | Persistencia: % Longitud de traza: m | Relleno tipo: Espesor mm | |
| Peor familia es: con buz: ° y dir. buz.: ° | Amplitud rugosidad mm/10cm Ondulación mm/m | Bloques encastrados: (S/N) JRC: (0-20) φ _b = ° | F = JCS / UCS JCS: MPa | |
| P9 Block | Tamaño de bloque | cm | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P10 Sdur | Índice de durabilidad Slake (I _{d2}) | % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P11 Wtab | Nivel freático (% sobre altura de talud) | % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P12 Height | Altura de talud (para mayor riesgo posible) | m | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P13 Cang | Ángulo de cabeza del talud =tan ⁻¹ (V12/V14) | ° | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| Datos de tráfico | Czwd Ancho zona protección (diseño): m | ADT: vehículos/día | Psl(max vel) km/h | |
| | ΣLhaz (desde lateral) m | DSD Distancia reacción: m | SD: visibilidad m | |
| | Czw: m; Valor diseño inferior | Czwd: m; 100(Czw/Czwd) % | | |
| P14 Czw | Diseño de la zona de protección | 100(Czw/Czwd) % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P15 Deff | Efectividad de retención de la cuneta | Estimación % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P16 Ovsp | Material de rechazo de la cuneta potencial | Estimación % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P17 Avr | Riesgo vehicular promedio | (ADTxΣLhaz)/24·Psl % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P18 Dsd | Visibilidad/ distancia reacción % | 100 SD/DSD % | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P19 Apw | Anchura pavimentada disponible | m | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| P20 Remcost | ΣREMX (de la tabla): | % Remcost V20 (de la tabla) € | 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 | |
| F1 Magnitud | (R2 + R3 + R12)/3 / 9 | | | |
| F2 Inestabilidad (Descripción del tipo más probable de inestabilidad): | | | | |
| F2 Pequeñas caídas sueltas / vuelco (R1+ R9 + R11 + R4+ R5 + R6)/6 | | | /9 | |
| F2 Deslizamiento (plano, cuñas Tal. de muro) (R1+R9 +R11+R5+R6+R8)/6 | | | /9 | |
| F2 Erosión diferencial / descabezamiento (R1+R9 +R11+R4+ R7+R10)/6 | | | /9 | |
| F3 Alcance | (R4 + R13 + R 15 + R 16)/4 / 9 | | | |
| F4 Consecuencias | (R17 + R 18 + R 19)/3 / 9 | | | |
| RHRON = (F1 + F2 + F3 + F4)/ 4 _____ / 9 | | | RHRON % _____% | |
| BENEFIT = RHRON * ΣRemx/100 _____ / 9 COSTBEN = R20/[RHRON*(ΣREMX/100)]: _____ | | | | |
| Evaluación realizada por: | | | Fecha: | |
| PLANILLA DE DATOS DE CAMPO DEL RHRON DETALLADO — CARA 2 | | | | |

Los tramos en los que se compartimentará la zona de carretera analizada, serán longitudes de talud sobre las que el tipo de inestabilidad y el nivel de riesgo sean más o menos constantes. Solamente se deben agrupar aquellos tramos con alturas de talud, condiciones de la cuneta, modos de rotura, índices de riesgo y métodos de remediación propuestos prácticamente idénticos. Normalmente suele bastar con rellenar entre uno y tres tramos por zona.

Al llegar a una zona se debe realizar una evaluación preliminar sobre las variaciones de altura de talud y grados de inestabilidad. Con esta información se debe decidir si es necesario separar en uno o varios tramos y en este último caso los puntos inicial y final de cada uno de ellos. Estos tramos y sus puntos inicial y final se marcarán con pintura sobre los taludes.

14.4.3.1. Tipo de desprendimiento y cantidad

En cuanto al mecanismo en la cara 1 de la planilla se marcará S (tramo estable), C (cuneta adecuada – cuando las cantidades desprendidas no pueden llegar nunca a la calzada). En caso contrario se utilizarán las letras R (descostramiento, derrabe, -"ravelling"), O (caídas por erosión u "overhangs"), I (fenómenos de gelifracción o "ice-jacking"), B (bloque suelto), W (deslizamiento plano de cuñas 2D o taludes de muro), P (pirámide o cuña en tres dimensiones) o T (vuelco de estratos o "toppling") para designar hasta tres mecanismos más probables de inestabilidad.

La cantidad total de caídas potenciales (Q_{tot}) para los tramos y (ΣQ_{tot}) para las zonas se debe estimar visualmente para cada tramo. Q_{tot} será el volumen de roca in-situ que se debería retirar para retaluzar o en el caso de deslizamientos, el material total que se espera que caiga en 20 años. Se debe estimar también la suma de los Q_{tot} s de todos los tramos de la zona para obtener ΣQ_{tot} .

También se estima para cada tramo la altura de talud. Por lo menos se realizará una medición clinométrica de esta altura en la zona, pudiéndose estimar en el resto de tramos a partir de esta. El ángulo de cabeza de talud (C_{ang}) se calcularía en la forma previamente indicada y la anchura de la cuneta y arcén (C_{zw}) se medirá con cinta métrica en cada tramo.

Para calcular la longitud total de los tramos de riesgo o ΣL_{haz} , se deben sumar las longitudes de todos los tramos excepto los que presenten una S (estable) o una C (cuneta adecuada) en los mecanismos.

Se debe finalmente anotar el valor estimado de "Qmax" o el volumen in-situ del mayor o más peligroso desprendimiento o deslizamiento esperado. El tramo de estimación se seleccionará basándose en el volumen de caída potencial pero también en el nivel de inestabilidad y posible impacto en la vía (factores F1 a F4). Este tramo se debe seleccionar sobre el estadillo y copiar sus valores de altura, C_{ang} y C_{zw} en las casillas de la derecha de la planilla donde se indica V12, V13 y V14. "Qmax" puede ser inferior a "Qtot" en el tramo, por ejemplo en el caso de rotura progresiva. También puede ser menor que su valor en otros tramos en los que el fenómeno de inestabilidad sea menos proclive a ocurrir. En caso de duda en la selección del

tramo más peligroso, se calculará el RHRON básico de los tramos candidatos y se seleccionará aquel cuyo valor de este índice sea mayor.

14.4.3.2. Medidas correctoras y estimación de costes

Tras examinar las condiciones de todos los tramos con cierto detalle, se debe realizar una evaluación general de las medidas correctoras más eficientes para limitar el riesgo desprendimientos en la zona. La selección de la combinación de las técnicas de tratamiento más adecuadas y el cálculo de su coste estimativo no resulta ciertamente sencilla. Conviene tener en cuenta la aplicabilidad de la propuesta a la zona, la disponibilidad de material y contratistas, la duración eficiente de las técnicas a aplicar, los riesgos asociados y aspectos ambientales y paisajísticos. Por todo ello se requiere personal muy especializado para realizar esta estimación.

Las medidas correctoras se agrupan en la planilla de campo en cuatro apartados asociados a los factores de riesgo. Es importante enlazar el tipo de tratamiento con el objetivo de reducir uno o varios de los componentes del riesgo. Para lograr reducir el riesgo asociado a la magnitud (F1), habrá que retirar parte de la roca del talud o disminuir la altura de este mediante técnicas de excavación mecánica o con explosivos. Para disminuir el riesgo asociado a la inestabilidad (F2), se deberá contribuir a mejorar la estabilidad del talud mediante gunitado, colocación de anclajes o bulones de carga puntual y drenaje del talud. Para disminuir el riesgo asociado al alcance (F3) habrá que mejorar el estado y la geometría del cunetas y arcnos. Para limitar finalmente el riesgo asociado a las consecuencias en la vía (F4) se acudirá a técnicas de señalización y mejora de la visibilidad (alumbrado) de la carretera.

Conviene seleccionar una única combinación de tratamientos como base para la estimación de costes preliminar, al objeto de disponer de un plan de remediación coherente que permita una priorización razonable en función de los niveles de riesgo y costes de las medidas correctoras. Una vez seleccionada esta, se volverá sobre cada tramo de riesgo para estimar las cantidades necesarias de cada tipo de tratamiento, que se sumarán para todo los tramos de la zona. Estos totales se multiplicarán por los precios unitarios de los materiales puestos en obra para obtener el coste total de cada tipo de técnica. Estos subtotales se sumarán para obtener "Costnet" o coste neto de las medidas correctoras en la zona.

Se suele incluir un incremento de coste asociado a contingencias de manera que se multiplica el valor neto por "Continge" o cociente entre el coste anticipado de la contrata y el coste neto calculado o "Costnet". Se suele asociar a "Continge" un valor de 1.5, a no ser que se den circunstancias específicas que hagan aumentar este valor (difícil accesibilidad, ausencia de contratistas capacitados en la zona, etc) hasta 2 o incluso 2.5.

El producto de "Costnet" por "Continge" da el coste total de las medidas de remediación a aplicar en la zona o "Remcost". Su valor, que denominaremos "V20" será una cantidad económica que se utilizará como guía en las aplicaciones presupuestarias. Al objeto de realizar la priorización final se puede calcular un índice o valoración "R20" con base logarítmica que refiere el orden de magnitud de las cantidades estimadas y vaya desde 1.000 euros (R20=0) a 1.000.000 euros (R20=9).

También en la cara 1 de la planilla hay que completar los índices de efectividad de las medidas correctoras ("Remx1" a "Remx4" y " Σ Remx"). Primero se estima y anota " Σ Remx" que evalúa anticipadamente la efectividad o el éxito de la combinación de medidas correctoras aplicadas. Después se dividirá este porcentaje entre sus componentes (de "Remx1" a "Remx4") reflejándose las contribuciones individuales de cada tipo de tratamiento. Un Remx del 100 % en cualquiera de las categorías indicaría que un tratamiento como el que se propone eliminaría por sí solo y de forma permanente el riesgo de desprendimientos en la zona. Esto se daría cuando el tratamiento fuera capaz de eliminar a largo plazo (20 años) los costes de mantenimiento, limpieza y posibles tratamientos subsiguientes de la zona de manera total. Los datos de Remcost y Σ Remx se deben transferir a la cara 2 de la planilla donde se combinarán con los valores del RHRON detallado para calcular el valor de COSTBEN o ratio coste beneficio.

Finalmente se habilita un espacio en la planilla para que el inspector añada las anotaciones que considere de suficiente interés, como por ejemplo la urgencia del tratamiento, medidas correctoras alternativas, o las razones aducidas para utilizar las medidas correctoras seleccionadas.

Tabla 14.10. Tabla de conversión de los valores V de los parámetros en sus índices R. (Senior, 2002).

| Nº | Parámetro | unidad | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|---------------|----------------|------|------|------|-------|-------|-------|-----------------|--------|--------|-----------------|
| V2 | Qmax | m ³ | 1 | 1.3 | 1.6 | 2.2 | 2.8 | 3.6 | 4.6 | 6.0 | 7.8 | 10 |
| V3 | Σ Qtot | m ³ | 1.0 | 1.7 | 2.8 | 4.6 | 7.7 | 13 | 21 | 36 | 60 | 100 |
| V4 | Firr | m | 0.00 | 0.28 | 0.56 | 0.83 | 1.11 | 1.39 | 1.67 | 1.94 | 2.22 | 2.50 |
| V7 | UCS | MPa | 200 | 111 | 62 | 34 | 19 | 11 | 5.8 | 3.2 | 1.8 | 1.0 |
| V8 | Phip | ° | 70 | 64 | 59 | 53 | 48 | 42 | 37 | 31 | 25 | 20 |
| V9 | Block | cm | 200 | 120 | 72 | 43 | 26 | 15 | 9 | 6 | 3 | 2 |
| V10 | Sdur | % | 80 | 71 | 62 | 53 | 44 | 36 | 27 | 18 | 9 | 0 |
| V11 | Wtab | % | 0.0 | 11 | 22 | 33 | 44 | 55 | 67 | 78 | 89 | 100 |
| V12 | Height | m | 0 | 3 | 7 | 10 | 13 | 17 | 23 | 23 | 30 | 30 |
| V13 | Cang | ° | 20 | 27 | 33 | 40 | 47 | 53 | 60 | 67 | 73 | 80 |
| V14 | Czw | % | 120 | 110 | 10 | 90 | 80 | 70 | 60 | 50 | 40 | 30 |
| V15 | Deff | % | 0 | 11 | 22 | 33 | 44 | 56 | 67 | 78 | 89 | 100 |
| V16 | Ovsp | % | 0 | 11 | 22 | 33 | 44 | 56 | 67 | 78 | 89 | 100 |
| V17 | Avr | % | 0 | 11 | 22 | 33 | 44 | 56 | 67 | 78 | 89 | 100 |
| V18 | Dsd | % | 120 | 111 | 102 | 93 | 84 | 76 | 67 | 58 | 49 | 40 |
| V19 | Apw | m | 16.0 | 14.9 | 13.8 | 12.7 | 11.6 | 10.4 | 9.3 | 8.2 | 7.1 | 6 |
| V20 | Remcost | € | 1000 | 2100 | 4600 | 10000 | 21500 | 46400 | 10 ⁵ | 215000 | 464000 | 10 ⁶ |

14.4.3.3. Estimación de los parámetros e índices del RHRON detallado.

La estimación del RHRON se realiza a través de la cara 2 de la planilla. Para rellenar esta cara 2, habrá que haber rellenado primeramente la cara 1 y haber seleccionado y marcado in-situ el tramo de máximo riesgo que será el que se valore ahora. Se deben además transferir desde la cara 1 los valores de este tramo que contribuyen al calculo del RHRON detallado. Esta cara 2 de la planilla incluye columnas para anotar tanto el valor de los parámetros como sus índices o valoraciones ("ratings") que se corresponden con la escala de 0 (bueno) a 9 (malo). Hay que exceptuar los parámetros P1, P5 y P6, que carecen de valor numérico específico y se valoran directamente en términos índice. Se incluye una tabla de conversión (Tabla 14.10) que muestra la correlación entre los valores de los parámetros y sus índices o valoraciones de 0 a 9 correspondientes.

Se pasa a continuación a indicar como se evalúan cada uno de los parámetros de la planilla y a indicar como se realiza la estimación de su valor.

El historial de caídas, P1, se estima a partir de los informes de mantenimiento y accidentes, mediante la utilización de la Tabla 14.11. Los volúmenes de material a caer P2 (Qmax) y P3 (Qtot), previamente definidos, habrán sido calculados antes por lo que sus valores se transferirán de la cara 1 de la planilla.

Tabla 14.11. Tabla de estimación del índice R1, Hist, o índice de la historia de desprendimientos. (Senior, 2002).

| R1 Índice de Historia | HISTORIA Y EVIDENCIA DE DESPRENDIMIENTOS | | ALCANCE - % de calzada transitada | |
|-----------------------------|---|---|--|--|
| | Frecuencia | Cantidad de roca retirada Cargas de camión /100 m | Completamente bloqueada | Obstrucción por fragmentos |
| 0 | No hay registro | Nada | Nada | |
| 1 | Casi nunca | 1 camión una vez | Las caídas llenan ocasionalmente la cuneta pero rara vez rebosa hacia el arcén | |
| 2 | Rara vez | 1-2 camiones | Frecuente bloqueo de la cuneta | Fragmentos alcanzan con frecuencia el arcén |
| 3 | Cada pocos años | 1-2 camiones / año de media | Bloqueo ocasional del arcén | Fragmentos alcanzan a veces la vía |
| 4 | Algunos años | 3-4 camiones /año de media | Bloqueo frecuente del arcén | Algunos fragmentos alcanzan el carril más próximo. |
| 5 | Casi todos los años | 3-4 camiones /año de media | Algo de material sobre el carril más próximo | Unos pocos fragmentos alcanzan el 50 % de la calzada. |
| 6 | Todos los años | 5-20 camiones /año de media | Bloqueo parcial del carril más próximo | Algunos fragmentos alcanzan el 50 % de la calzada. |
| 7 | Mensualmente | Más de 10 camiones /año | Bloqueo completo del 25 % de la vía | Algunos fragmentos alcanzan el 50 % de la calzada. |
| 8 | Semanalmente | Más de 20 camiones /año | Bloqueo completo del 50 % de la vía | Algunos fragmentos alcanzan el 75 % de la calzada. |
| 9 | Caídas constantes | Más de 50 camiones /año | Grandes caídas bloquean el 75% de la vía | Algunos fragmentos alcanzan el carril más cercano y el más lejano. |

La irregularidad de la cara del talud P4, Firr, se basa en una estimación de su rugosidad y se estima con la ayuda de la Tabla 14.12. La evaluación se basa en la observación de los % de cañas de barrenos (valora la parte buena de la escala, de 0 a 4), espesor medio de gunita necesario (valora la parte media de la escala, de 4 a 7) y máxima dimensión de los huecos y salientes observables en el talud (valora la parte mala de la escala, de 7 a 9).

Tabla 14.12. Tabla de estimación del índice R4, Firr, o irregularidad de la cara del talud. (Senior, 2002).

| R4 Índice Firr | Longitud de cañas/ Longitud de barrenos | Espesor medio de gunita para dejar una superficie lisa | Profundidad de los huecos o altura de salientes |
|---------------------------|--|---|--|
| 0 | 100 % | < 10 cm | < 0.2 m |
| 1 | 80 % | < 10 cm | < 0.2 m |
| 2 | 60 % | < 10 cm | < 0.2 m |
| 3 | 40 % | < 10 cm | < 0.2 m |
| 4 | 20 % | 0-10 cm | < 0.2 m |
| 5 | < 10 % | 10-20 cm | < 0.5 m |
| 6 | < 10 % | 20-30 cm | < 0.5 m |
| 7 | < 10 % | > 30 cm | 0.5-1 m |
| 8 | < 5 % | > 30 cm | 1-1.5 m |
| 9 | < 5% | > 30 cm | 1.5 ->2 |

Tabla 14.13. Tabla de estimación de R5, Loose, o apertura de juntas y disgregación de la roca.(Senior, 2002).

| R5 Loose | Presencia de juntas de apertura máxima en un área de 10 x 10 m | Aperturas típicas | Condiciones de la cara |
|---------------------|--|----------------------|---|
| 0 | 1-10 | 0-1 mm | Fuerte, sólo se puede excavar con máquina |
| 3 | 10-30 | 1-5 mm | Ligeramente suelta, fácil de excavar con máquinas |
| 6 | 30-50 | 2-15 mm | Muy suelta, se puede arrancar con la mano |
| 9 | > 50 | >15-50 mm | Estabilidad precaria, se cae al tocar |

Tabla 14.14. Tabla de estimación del índice R6, Jop, Orientación y continuidad de juntas. (Senior, 2002).

| R6 Jop | Longitud de traza | Buzamiento hacia la cara del talud | Rumbo con respecto al del talud |
|-------------------|-------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 1-3 m | < 20° | > 20 ° |
| 3 | 3-5 m | 20 - 40 ° | 10-20° |
| 6 | 5-10 m | 40 - 60 ° | 5-10 ° |
| 9 | > 10 m | > 60 ° | 0-5 ° |

La disgregación de la roca, P5 (Loose, Face looseness) se estima en función del número de juntas abiertas visibles, sus aberturas típicas y en la evaluación de la facilidad de la excavación de la roca. Se valora de acuerdo a la Tabla 14.13.

El índice de orientación y continuidad de las juntas, P6 (Jop, Joint orientation and persistence) se define en términos de la continuidad y dirección de la peor junta o familia de juntas “geotécnicamente hablando” observadas mediante la Tabla 14.14.

La resistencia a compresión simple, P7 (UCS) se valora de acuerdo a la resistencia intacta del material que se puede calcular mediante técnicas tradicionales (martillo de Schmidt, Point load index, prensa en laboratorio, o valores estimativos tabulados). Véase la tabla 14.10 para su conversión en índice.

La resistencia al corte de las discontinuidades, P8 (Phip o ángulo de fricción de pico) se refiere a la peor junta y se estima atendiendo al comportamiento del relleno o a la formulación clásica de Barton. Su valoración se muestra en la Tabla 14.10.

El tamaño de bloque, P9 (Block) se define como la dimensión lineal media de un bloque típico de la cara del talud. Se suele estimar seleccionando a ojo un bloque típico. Si fuera necesario un análisis más detallado para el cálculo de trayectorias de rodadura y salto del bloque para dimensionar pantallas, habría que realizar un censo de discontinuidades detallado o medidas en “scanlines” o líneas de control.

El índice de durabilidad Slake, P10 (Sdur), se define como ($I_{d2}\%$), que mide la pérdida de volumen de las rocas blandas como esquistos cuando se les somete a ciclos de humidificación, secado, meteorización y erosión. Se puede utilizar la Tabla 14.15. para una estimación preliminar en el caso de rocas no demasiado proclives a la meteorización. Si sí que lo son habrá que aplicar en laboratorio el ensayo de durabilidad Slake y valorar de acuerdo a los resultados y según la Tabla 14.10.

El nivel freático P11 (Wtab) se mide como la altura máxima de observación de agua en la cara del talud, como porcentaje sobre la altura total del talud. Hay que considerar la estacionalidad de la posición de este nivel, intentando registrar su valor máximo posible atendiendo a la presencia de musgo u óxidos si el reconocimiento se realiza en épocas secas. En casos de gran relevancia se puede controlar mediante piezómetros situados tras el talud. Se valora según la Tabla 14.10.

Los parámetros altura de talud P12 (Height) y ángulo de cabeza de talud P13 (Cang) ya definidos y estimados se transfieren directamente de la cara 1 de la planilla. El parámetro que evalúa la anchura de la zona de protección P14 (Czw, clear zone width) se transfiere desde la cara 1. Sin embargo su índice o valoración se realiza calculando el cociente entre el valor real de la anchura de cuneta y arcén en el tramo más conflictivo de la zona y el valor mínimo de diseño de esta banda (Czwd, Clear zone width, low design value). Este Czwd se estima a partir del tráfico medio diario (ADT) y la máxima velocidad permitida (Psi) mediante la Tabla 14.16. Finalmente la estimación del índice R14 se estimará en función del cociente indicado estimado en porcentaje a partir de la valoración de la Tabla 14.17.

Se incluye en la planilla de la cara 2 espacio para reflejar algunos de los datos de tráfico necesarios para estimar algunos parámetros y que se deben completar atendiendo a las estadísticas de tráfico en la zona. Se incluye la densidad de tráfico media en vehículos por día

o ADT (Average Daily traffic), el límite de velocidad de la zona en km/h o Psl (Posted speed limit), la suma de los tramos de riesgo o ΣL_{haz} que se toma de la cara 1 y se utiliza para calcular el riesgo medio vehicular o AVR (Average vehicle risk) de acuerdo con las expresiones utilizadas para el RHRS. Los valores de visibilidad (SD) y distancia de reacción (DSD) se incluyen también según las definiciones indicadas en el RHRS.

Tabla 14.15. Tabla de estimación del índice R10, Sdur o índice de durabilidad Slake. (Senior, 2002).

| R10 Sdur | $V_{10} = I_{d2}$ | Descripción típica del material y su comportamiento |
|-----------------|-------------------|--|
| 0 | > 95 % | Argilita o limolita dura, no se reblandecen al humedecer. |
| 0 | 80 % | Argilita limosa o similar, moderadamente resistente. |
| 1 | 71 % | Se observa degradación en 1-2 meses a la intemperie |
| 3 | 53 % | Se desintegra en 1-2 meses a la intemperie |
| 5 | 36 % | Se desintegra en 1-2 semanas a la intemperie |
| 7 | 18 % | Se desintegra en 1-2 días a la intemperie |
| 9 | 0 % | Esquisto arcilloso, se desintegra en 1-2 horas a la intemperie |

Basado en el comportamiento de muestras recién tomadas de roca con su humedad natural

Tabla 14.16. Estimación del ancho de diseño mínimo de la zona de protección (Czwd), según criterios clásicos. (Senior, 2002).

| Tráfico medio diario (Veh/día) o ADT | Límite de velocidad (km/h) o Psl | | | | | |
|---|---|----|----|----|-----|-----|
| | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 120 |
| Menos de 1000 vehículos / día | 3 | 3 | 4 | 5 | 6 | 6 |
| 2000 vehículos / día | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 8 |
| 3000 vehículos / día | 4 | 4 | 5 | 7 | 8 | 9 |
| 4000 vehículos / día | 4 | 5 | 6 | 8 | 9 | 9 |
| Más de 5000 vehículos / día | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |

Valores mínimo de diseño de Czwd para evitar problemas de desprendimientos, MTO Roadside Safety Manual (1993)

Tabla 14.17. Tabla de estimación del índice R14, Cz w, o anchura de la zona de protección con respecto a su valor mínimo de diseño. (Senior, 2002).

| R14 Cz w | V_{14} Anchura de la zona de protección | Características |
|-----------------|---|--|
| 0 | 120 % | Zona de protección sobredimensionada |
| 2 | 100 % | Zona de protección de acuerdo a diseño |
| 4 | 80 % | Zona de protección moderada |
| 6 | 60 % | Zona de protección limitada |
| 8 | 40 % | Zona de protección muy limitada |
| 9 | 30 % | Zona de protección extremadamente limitada |

$V_{14} \% = 100 \times (Cz w / Czwd)$ $R_{14} = 12 - 0.1 \cdot V_{14}$

El parámetro efectividad de la cuneta de recepción P15 (Deff o Ditch effectiveness) evalúa el riesgo de que el material que caiga rebose o se salga de la cuneta, esto es, la probabilidad de que las rocas alcancen la calzada. Se trata de estimar, suponiendo que se produzcan cien desprendimientos de magnitud Qmax, en cuantos de ellos los fragmentos de roca alcanzarían la calzada. Se valorará atendiendo a la Tabla 14.10.

El parámetro de la cantidad de material que se sale de la cuneta o rebosa de esta se evalúa mediante el parámetro P16 (Ovsp o Overspill) que refleja el porcentaje de calzada bloqueada ante un desprendimiento de magnitud Qmax, Variará de R16 = 0 para un desprendimiento en el que todo el material caído quedará en la cuneta o en el arcén, hasta R16 = 9, cuando el material caído bloquee toda la calzada alcanzando el arcén opuesto.

El riesgo vehicular medio P17 (Avr o Average vehicular risk) será el número de vehículos presentes en la zona de riesgo en un momento cualquiera, o el porcentaje de tiempo en el que hay vehículos presentes en la zona de riesgo. El parámetro de visibilidad P18 (Dsd o Decisión sight distance) se estima a partir de la relación porcentual entre la visibilidad (DS) y la distancia de reacción (DSD), que se estima tal y como se indica para el RHRS. El parámetro de zona asfaltada disponible, P19 (Apw o Available paved width) será la anchura de la vía accesible para acomodar la roca caída en un desprendimiento y un vehículo que pase tratando de evitarla. En carreteras normales se incluirá toda la zona asfaltada, incluyéndose arcenes. En autovías y autopistas, sólo se considerará la correspondiente dirección de circulación. La estimación de los índices R17 a R19, se realizará con la ayuda de la Tabla 14.10. El parámetro P20, Remcost vendrá transferido de la otra cara de la planilla.

14.4.3.4. Valoración de los factores y cálculo de RHRON y COSTBEN.

Una vez realizada la valoración de los parámetros y transferidos los valores necesarios de la otra cara de la planilla, se valorarán los cuatro factores (F1 a F4) a partir de los datos obtenidos. Tal y como se indica en la planilla de la Tabla 14.9 estos factores se estimarán a partir de las expresiones:

| | |
|--|--|
| F1 Magnitud | $[(R2 + R3 + R12)/3] / 9$ |
| F2 Inestabilidad (Descripción del tipo más probable de inestabilidad): | |
| F2 Pequeñas caídas sueltas ("ravelling") | $[(R1+ R9 + R11 + R4+ R5 + R6)/6] / 9$ |
| F2 Deslizamiento (plano, cuñas, tal. de muro) | $[(R1+R9 +R11+R5+R6+R8)/6] / 9$ |
| F2 Erosión diferencial / descabezamiento | $[(R1+R9 +R11+R4+ R7+R10)/6] / 9$ |
| F3 Alcance | $[(R4 + R13 + R 15 + R 16)/4] / 9$ |
| F4 Consecuencias | $[(R17 + R 18 + R 19)/3] / 9$ |

El F2 para el cálculo del RHRON será el mayor valor del índice obtenido para los tres tipos de mecanismos analizados. Conviene calcularlo para los tres casos, al objeto de constatar que efectivamente el utilizado es el mayor.

Una vez obtenidos estos factores se calcularán los valores del RHRON y RHRON% mediante las mismas expresiones que las de la clasificación preliminar:

$$RHRON = (F1+F2+F3+F4)/4 \quad (14.28)$$

$$RHRON \% = RHRON \times 100/9 \quad (14.29)$$

El valor de COSTBEN se obtiene a partir de la expresión:

$$COSTBEN = Remcost / [RHRON \times (\Sigma remx/100)] \quad (14.30)$$

Donde Remcost y RHRON son índices ya calculados con una escala entre 0 y 9 y $\Sigma remx$ es la suma desde Remx1 hasta Remx4, esto es la reducción porcentual estimada total resultante de las medidas correctoras propuestas. El ratio COSTBEN que se obtiene varía normalmente entre 0.4 y 3.5 para los valores más comunes de sus componentes (RHRON entre 5 y 9, Remcost entre 3 y 8 y $\Sigma remx$ entre el 50 y 90 %). La expresión **[RHRON x ($\Sigma remx/100$)]** es una medida del "beneficio" que se obtiene como resultado de la aplicación de las medidas correctoras, en términos de reducción del nivel de riesgo, aquí representado por el RHRON. El "beneficio máximo" sería aquel que a partir de un RHRON de 9, reduce este valor en un 100%, esto es lo lleva a 0 como resultado del tratamiento. En general los valores bajos de COSTBEN son "buenos", independientemente de que ello se deba a un bajo coste de las medidas correctoras o a una elevada disminución del nivel de riesgo.

14.4.4. Ordenación y priorización

El objetivo principal de este método de valoración del riesgo es realizar una priorización por zonas en las que aplicar las medidas correctoras propuestas. Se recomienda utilizar COSTBEN como el principal criterio de priorización, aunque conviene tener en cuenta otras consideraciones como la cercanía de las zonas candidatas a la aplicación de medidas correctoras, el RHRON propiamente dicho, etc... El RHRON se utilizará sobre todo para destacar aquellas zonas donde resulta más urgente intervenir, si bien este enfoque no atiende a partidas presupuestarias disponibles. También se puede ordenar atendiendo exclusivamente al coste de las medidas correctoras, esto es, priorizando mediante Remcost. Este enfoque señalaría las zonas en las que es más económico intervenir. Probablemente, lo más recomendable será priorizar atendiendo a REMCOST, pero teniendo en cuenta también RHRON y Remcost, según las situaciones que se den en cada momento. Todo este método puede y debe ser implementado en una base de datos y en Hojas Excel que faciliten las estimaciones, los cálculos y la ordenación de zonas según los distintos criterios.

Al igual que el método RHRS, se encontró que este método tampoco puede aplicarse directamente a canteras y minas a cielo abierto, por existir parámetros como anchura del arcén, efectividad de retención de la cuneta, material de rechazo de la cuneta, riesgo vehicular promedio, distancia de reacción y anchura pavimentada disponible; no aplicables a las explotaciones a cielo abierto.

14.5. ROFRAQ (ROCK-FALL RISK ASSESMENT FOR QUARRIES)

Este método se ha desarrollado en la Universidad de Vigo durante los años 2002 a 2006 y se basa en un enfoque probabilista, de acuerdo con el cual, si ocurre un accidente asociado a caídas de rocas en una cantera, se debe a la ocurrencia encadenada de una serie de fenómenos (Alejano, 2006). La idea de este método surge a partir del estudio de estadísticas de accidentes en canteras gallegas, que demuestran una alta siniestralidad asociada a este tipo de fenómenos y al constatar la dificultad aplicar el RHRS o el RHRON al ámbito minero.

Este método ha sido aplicado por ahora en más de 100 taludes de distintas canteras de distintas rocas, demostrando su utilidad en tanto en cuanto ha sido capaz de detectar los taludes más problemáticos según las evidencias empíricas. En los dos últimos años se ha creado, pues, una base de datos suficientemente amplia que ha permitido realizar un ajuste de las primeras versiones del método que se considera suficientemente aproximada para los fines planteados del método.

Existen diferencias muy significativas entre los taludes de carreteras y los de canteras y minas a cielo abierto, entre las que cabe destacar: los coeficientes de seguridad en los diseños, las características geométricas (bancos y bermas en minería, y desmontes con cuneta en carreteras) y el entorno dinámico de la minería (los taludes evolucionan rápidamente, se dan voladuras continuamente), etc... Esto hace que los métodos diseñados para carreteras no funcionen bien en el ámbito minero.

El método ROFRAQ, que se presenta a continuación se basa en los principios básicos de la mecánica de rocas, un punto de partida probabilista y una fuerte componente empírica, que se ha materializado en los diversos ajustes efectuados a partir de las observaciones realizadas en diversas canteras. Inicialmente planteado para explotaciones a cielo abierto, los datos utilizados para su ajuste se basan en explotaciones de no muchos bancos (hasta 10) en rocas duras de canteras de áridos.

14.5.1. Estructura del ROFRAQ

El punto de partida de ROFRAQ es el hecho de que para que ocurra un accidente asociado a un desprendimiento en una cantera, se deben de producir de manera sucesiva y encadenada los siguientes fenómenos:

- a) Que exista uno o varios bloques o una masa de roca más o menos separada del macizo rocoso en el talud.
- b) Que ese(os) bloque (s) o masa de roca esté(n) relativamente próximos al equilibrio.
- c) Que tenga lugar un fenómeno desestabilizador (voladura, precipitación...) que haga inestable el elemento rocoso
- d) Que este material rocoso inestable caiga siguiendo un trayectoria tal que alcance, en todo o en parte, los bancos de trabajo y, típicamente, la plaza de la cantera.
- e) Que al menos un bloque de roca impacte a una máquina o trabajador en el banco de trabajo.

Lógicamente, la probabilidad de que un accidente tenga lugar será la probabilidad de que estos cinco fenómenos ocurran sucesivamente y, por lo tanto, se podrá calcular como el producto de las probabilidades de individuales de cada uno de estos factores. Ciertamente, la inspiración de esta idea nace de los trabajos de Bunce (1994).

Este punto de partida invita al método a presentar una estructura multiplicativa, donde se multipliquen las valoraciones o índices que reflejen la probabilidad de que ocurran cada uno de los fenómenos individualmente, en vez de una estructura aditiva, como las del RHRS o RHRON (que también caracteriza al clásico RMR). Así a cada uno de los fenómenos unitarios se le asignará una valoración entre 0 y 10, considerando y sopesando los diferentes aspectos que influyen que se den o no.

Algunas de las ideas utilizadas para el desarrollo de las valoraciones de cada fenómeno se han apoyado en trabajos previos desarrollados por diversos autores para el análisis del fenómeno en carreteras y en particular en los desarrollos de RHRS y RHRON. Parte de la información utilizada para la estimación de las valoraciones individuales de los factores proviene de la experiencia de los autores en el ámbito de la estabilidad de taludes en explotaciones, aunque ciertamente han sido ajustadas a las observaciones detalladas en canteras.

El producto de las valoraciones de cada uno de los cinco fenómenos básicos señalados, multiplicado por un factor corrector asociado al historial de caídas y accidentes en la explotación, dará el valor final del valor empírico denominado ROFRAQ, que representará una estimación de la tendencia a que ocurran accidentes asociados a desprendimientos de rocas en la cantera. A partir de este valor se podrá clasificar el talud atendiendo al nivel de riesgo y a las medidas correctoras que, en su caso, sería conveniente llevar cabo para disminuir el nivel de riesgo y llevarlo a valores razonables.

Un estudio detallado del método y la realización de análisis de sensibilidad en algunos taludes demostraron que el parámetro denominado E, que valora la probabilidad de la presencia de maquinas o trabajadores bajo la zona donde se produce el desprendimiento, es el parámetro limitador que en muchos casos controla el valor final del ROFRAQ. Por ello se propone también el computo de un ROFRAQ básico, que se calcula como el producto de las valoraciones de los cuatro primeros factores y que refleja la probabilidad de que se produjera un desprendimiento en un talud, independientemente del resultado final (accidente o no).

Esta propuesta se basa en el hecho de que en la fase de desarrolló se observó que en taludes aparentemente peligrosos se obtenían valores de ROFRAQ muy bajos, debido a que, de acuerdo con el plan de labores, sería raro encontrar maquinas o trabajadores bajo dicho talud. Además resulta interesante contar con este ROFRAQ básico al objeto de poder correlacionar los valores obtenidos con resultados de la aplicación de técnicas como RHRS o RHRON. ROFRAQ se implementa básicamente a través de la Tabla 14.18, que será la herramienta básica de su aplicación, donde los datos a introducir vendrán de distintas fuentes. No obstante, conviene presentar brevemente el procedimiento que se debe seguir y ciertos detalles de estimación de los parámetros que se comentarán en apartados subsiguientes.

Tabla 14.18. PLANILLA DEL MÉTODO ROFRAQ – TALUDES (2 páginas)

Cantera: _____ Talud: _____ Fecha: _____

| ¿Existen bloques de roca que puedan caer? (A) | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|--|-----|-------------------------|-----|---|-------|--|-----|--------------------------------------|---------|--------------------------|-----|
| Nº de familias de juntas (a) | | Persistencia de las discontinuidades (b) | | Presencia de fallas (c) | | Daños por sobre-voladura observados (d) | | Saneamiento de bancos y limpieza de bermas (e) | | Presencia de bloques en el talud (f) | | Altura del talud (m) (g) | |
| 0-1 | 0.5 | < 1m | 0.6 | no | 0 | Precorte | - 2 | Saneamiento y limpieza regular y efectiva | - 3 | Gran cantidad de bloques | 7 - 10 | < 25 | 0.5 |
| 2 | 1 | 1-3 | 0.8 | 1 pequeña | 0.5 | Se ven las cañas | - 0.5 | Se sanea y limpia en general | - 1 | Bastantes bloques | 3 - 7 | 50 | 0.8 |
| 3 | 3 | 3-10 | 1 | 1 grande | 1 | No hay daño | 0 | Ocasional | 0 | Algunos bloques | 1 - 3 | 100 | 1 |
| 4 | 5 | 10-20 | 1.2 | 2 fallas | 1.5 | Daños leves | 1 | Poco e irregular | 1 | Bloques ocasionales | 0.1 - 1 | 150 | 1.3 |
| 5> | 7 | >20 | 1.4 | muchas | 2 | Alta fracturación | 2.5 | No se sanea ni se limpian bermas | 3 | Muy pocos bloques | 0 - 0.1 | > 250 | 1.5 |

A = (((axb)+c+d+e+f)xg)/2 (10 > A > 0)

| ¿Están los bloques de roca próximos al equilibrio? (B) | | | | | | | | | |
|--|--|----------------------------------|--|-----------------------------------|--|------------------------------------|--------------------------|----------|--|
| Basados en estudios geotécnicos, análisis de discontinuidades y los datos observados en el talud; realizar el siguiente análisis siguiendo las indicaciones. | | | | | | | | | |
| Indicar en la casilla correspondiente mediante una letra (A, B, C, etc.) los mecanismos observados, inferidos o estimados. | | | | | Indicar el porcentaje del talud afectado por cada uno de los mecanismos observados, según se indica. | | | | Promedio multiplicado por factor de mecanismo (Pi) |
| Simples (factor de peso = 0.8) | | Complejos (factor de peso = 1.1) | | Evolutivos (factor de peso = 1.4) | Observado en sitio | Detectado en el estudio geotécnico | Por presencia de bloques | Promedio | |
| Rotura plana | | Miguelo | | Vuelco de bloques | A | | | | |
| Rotura tipo cuña | | Bloques sueltos | | Vuelco por flexión | B | | | | |
| Rotura circular | | Roturas mixtas | | Taludes de muro | C | | | | |

B = 10 x [1 - (∏_{i=1}ⁿ [1 - (Pi/100)])] (10 > B > 0)

| ¿Pueden ocurrir fenómenos que desequilibren al bloque? (C) | | | | | | | | | |
|--|-----|--|-----|-----------------------------------|-----|------------------------------------|-----|--|-----|
| Máxima precipitación en 24 horas para un período de retorno de 50 años (a) | | Período promedio en días libre de heladas para 0°C (b) | | Presencia de agua en el talud (c) | | Grado de meteorización/erosión (d) | | Vibración por voladuras (Carga específica) (e) | |
| < 50 mm | 0.1 | > 300 | 0.1 | Seco | 0 | No afectado | 0 | < 250 gr/m ³ | 0.1 |
| 50 - 80 mm | 0.5 | 250 - 300 | 0.4 | Ligeramente húmedo | 0.1 | Ligero | 0.1 | 250 - 400 gr/m ³ | 0.5 |
| 80 - 110 mm | 1.5 | 200 - 250 | 1 | Húmedo | 0.3 | Moderado | 0.3 | 400 - 550 gr/m ³ | 1 |
| 110 - 150 mm | 4 | 150 - 200 | 2 | Goteando | 0.7 | Alto | 0.7 | 550 - 700 gr/m ³ | 1.5 |
| > 150 mm | 6 | < 150 | 2.5 | Chorreado | 1 | Descompuesto | 1 | > 700 gr/m ³ | 2 |

C = a + b + c + d + e (10 > C > 0)

| ¿Llegarán a la zona de trabajo los bloques de roca que caen del talud? (D) | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----|------|-----|------|-----|------|----|------|-----|-----------------------------------|-------|---------------------------|-----|---|-----|
| Forma del talud (1). Para obtener el valor (Ft), se utilizan los valores de altura de banco en m. (5, 10, 12, 15 y 20) en columnas y el ancho de la berma en m. (A,B) en filas. | | | | | | | | | | Inclinación general del talud (a) | | Condición de la berma (b) | | Irregularidad de la cara del talud (c) | |
| 5 | | 10 | | 12 | | 15 | | 20 | | 40 | 2 | Optima | 0 | Alta | |
| A.B. | Ft | A.B. | Ft | A.B. | Ft | A.B. | Ft | A.B. | Ft | | | | | Media | 0.5 |
| < 1 | 10 | < 1 | 10 | < 2 | 10 | < 3 | 10 | < 4 | 10 | 40 | 2 | Optima | 0 | Media | 0.5 |
| 1.5 | 7 | 2 | 9 | 3 | 8 | 4 | 9 | 5 | 8.5 | 48 | 1 | Buena | 0.5 | Baja | 0 |
| 2 | 4 | 3 | 6 | 4 | 5 | 5 | 6 | 6 | 7.5 | 56 | 0.5 | Limitada | 1 | Existencia de mallas o fosas de recepción (d) | |
| 2.5 | 1 | 4 | 2 | 5 | 2.5 | 6 | 3 | 7.5 | 2.5 | 60 | 0 | Mala | 1.5 | Si | 0 |
| 3> | 0 | 5 | 0.2 | 6 | 1 | 7 | 1 | 9 | 0.5 | 72 | - 0.5 | Muy mala | 3 | No | 1 |
| | | 5.5> | 0 | 7> | 0 | 8.5> | 0 | 10 | 0 | 80 | - 1 | Inaccesible | 4 | | |

D = (Ft* + a* + b + c) x d (10 > D > 0)

* (Ft + a) se puede calcular mediante las gráficas de la otra parte de esta planilla.

| Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una máquina? (E _{maq}) | | | | | | | | | |
|---|-----|--|-----|--|--|--|--|---|------|
| Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a) | | Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b) | | % del tiempo que están las máquinas al pie del talud (c) | | % de ocupación de la máquina frente longitud de talud (d) | | Cercanía de la máquina al pie del talud (x/H) (e) | |
| < 0.001 m ³ | 0.9 | < 0.1 m ³ | 1 | Días/año | | Ancho de la máquina frente longitud de talud en porcentaje | | Muy cerca (x/H < 10%) | 10 |
| 0.001 - 0.1 m ³ | 1 | 0.1 - 5 m ³ | 1.5 | Relevos/día | | | | Cerca (10% < x/H < 25%) | 5 |
| 0.1 - 1 m ³ | 1.2 | 5 - 50 m ³ | 2 | Horas/relevo | | | | Media (25% < x/H < 50%) | 1 |
| > 1 m ³ | 1.5 | > 50 m ³ | 2.5 | % total | | | | Lejos (50% < x/H < 100%) | 0.1 |
| | | | | | | | | Muy lejos (x/H > 100%) | 0.01 |

E_{maq} = e x (c/100)x(d/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{maq} > 0.00025)

| Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una persona? (E _{pers}) | | | | | | | | | |
|--|-----|--|-----|---|--|--|--|---|------|
| Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a) | | Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b) | | % del tiempo que están los operarios al pie del talud (c) | | % de ocupación de la persona vs longitud del talud (d) | | Cercanía de la persona al pie del talud o banco (x/H) (e) | |
| < 0.001 m ³ | 0.9 | < 0.1 m ³ | 1 | Días/año | | Ancho de la persona (1 m.) frente a la longitud del talud en porcentaje: | | Muy cerca (x/H < 10%) | 10 |
| 0.001 - 0.1 m ³ | 1 | 0.1 - 5 m ³ | 1.5 | Relevos/día | | | | Cerca (10% < x/H < 25%) | 5 |
| 0.1 - 1 m ³ | 1.2 | 5 - 50 m ³ | 2 | Horas/relevo | | | | Media (25% < x/H < 50%) | 1 |
| > 1 m ³ | 1.5 | > 50 m ³ | 2.5 | % total | | | | Lejos (50% < x/H < 100%) | 0.1 |
| | | | | | | | | Muy lejos (x/H > 100%) | 0.01 |

E_{pers} = e x (c/100)x(d/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{pers} > 0.00025)

E = 10 - [(10 - E_{maq}) · (10 - E_{pers})/10]

| Historial de caída de bloques (F) | | | | | | |
|-----------------------------------|------------------|--|-------------|---|--|--|
| No se han registrado | Muy pocas caídas | No hay datos, ni observaciones fiables | Ocasionales | Muchas caídas de bloques sin accidentes | Muchas caídas de bloques con al menos un accidente | Caídas constantes de bloques con más de un accidente |
| 0.75 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.4 | 1.5 |

$$\text{ROFRAQ Básico (\%)} = (A \times B \times C \times D) / 100 = \text{ROFRAQ} = (A \times B \times C \times D \times E \times F) =$$

$$\text{ROFRAQ}_{\text{pers}} = (A \times B \times C \times D \times E_{\text{pers}} \times F) =$$

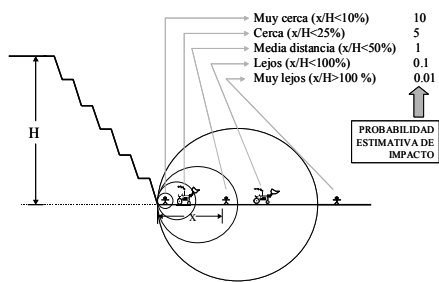
$$\text{ROFRAQ}_{\text{maq.}} = (A \times B \times C \times D \times E_{\text{maq.}} \times F) =$$

Probabilidad estimativa de que se produzca un accidente por caída de bloques = $\text{ROFRAQ} / 100.000 =$

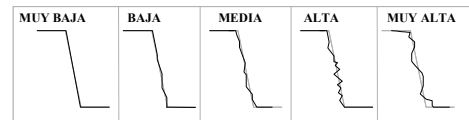
| Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ _{maq} | | | | | |
|---|----------------------|---|--|--|---|
| MUY BAJO RIESGO | BAJO RIESGO | RIESGO BAJO A MEDIO | RIESGO MEDIO | ALTO RIESGO | RIESGO MUY ELEVADO |
| No hacer nada | Realizar seguimiento | Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Evitar el paso de máquinas cuando llueve fuerte | Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc. | Requiere rediseño de algunas zonas, ampliación de bermas, etc. | Revisión del plan de labores, instalación de mallas protectoras, etc. |
| Inf. a 10 | 10 – 25 | 26 – 100 | 101 – 250 | 251 - 1000 | Sup. a 1000 |

| Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ _{pers.} | | | | | |
|---|----------------------|--|--|--|---|
| MUY BAJO RIESGO | BAJO RIESGO | RIESGO BAJO A MEDIO | RIESGO MEDIO | ALTO RIESGO | RIESGO MUY ELEVADO |
| No hacer nada | Realizar seguimiento | Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Evitar el paso de personal en épocas de lluvia | Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc. | Requiere rediseño de algunas zonas, ampliación de bermas, etc. | Revisión del plan de labores, instalación de mallas protectoras, etc. |
| Inf. a 4 | 4 – 10 | 10 – 40 | 40 – 100 | 100 - 400 | Sup. a 400 |

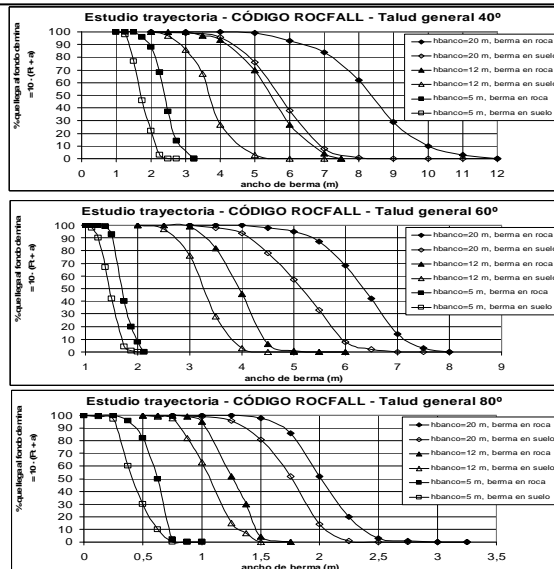
CERCANÍA DEL PERSONAL O MÁQUINAS AL PIE DEL TALUD



IRREGULARIDAD



- MUY BAJA.**- Se observan más del 80% de las cañas, típica de precorte bien ejecutado
- BAJA.**- Se observan entre el 40 y el 80 % de las cañas de los barrenos
- MEDIA.**- Se observan entre el 10 y el 40 % de las cañas, sería necesario instalar entre 10 y 25 cm de gunita para dejar la superficie del banco plana
- ALTA.**-Sería necesario instalar entre 25 y 50 cm de espesor de gunita para dejar la superficie del banco plana, aparecen huecos de entre 0'5 y 1 metro de profundidad
- MUY ALTA.**- Aparecen irregularidades o huecos de más de 1 metro de profundidad



Cálculo de $(Ft + a)$ para el cálculo de D

Si hay que indicar que a partir de esta última versión de ROFRAQ, se obtendrá el parámetro ROFRAQ, que será el principal parámetro indicador de riesgo de cada talud, y a parte se obtendrá un ROFRAQ para maquinaria y otro para personal que ande a pie por la cantera y también se obtendrá el denominado ROFRAQ básico, que será una medida de la tendencia de cada talud a tirar bloques, independientemente de los resultados que tenga la caída de estos sobre la integridad de las máquinas y trabajadores.

14.5.2. Fuentes de información y datos

Para aplicar esta metodología a una cantera se debe partir de la siguiente información básica:

- 1) Un plano topográfico de la cantera a escala apropiada (1/500 a 1/2000),
- 2) El plan de labores anual que deberá incluir las zonas a explotar, la descripción de las voladuras, las máquinas a utilizar y sus ciclos de trabajo y las prácticas de limpieza de bermas y saneo de bancos (esta información se podrá obtener también parcialmente a partir de observaciones directas en las canteras),
- 3) Datos meteorológicos de la zona de la explotación, principalmente la precipitación máxima en 24 h para un período de retorno de 50 años, (que se podrá obtener para Galicia a partir del plano que se muestra en la Figura 14.16) y el período anual medio libre de heladas para 0 °C, (que se podrá obtener para Galicia a partir del plano que se muestra en la Figura 14.17.)
- 4) Un censo de discontinuidades, que incluya medidas de al menos 100 discontinuidades significativas de la cantera con sus características estructurales principales siguiendo las recomendaciones de la ISRM; si no se dispone de este censo habrá que realizarlo específicamente para obtener el ROFRAQ.

Con esta información básica, se debe dividir la mina o cantera en un número de frentes o taludes que tengan una orientación constante. Estos frentes o taludes son la unidad básica de aplicación del método. Si cualquiera de estos frentes es demasiado largo o heterogéneo, se debe subdividir en unidades menores. Se recomienda una longitud máxima de talud no superior a 200 metros para evitar problemas de gestión de datos.

Habrá que realizar dos o más visitas a cada cantera para evaluar y registrar los distintos aspectos específicos de cada uno de los frentes. Las observaciones que se deben realizar se refieren a: presencia de fallas, daños en el macizo por las voladuras, estado de los bancos y bermas, presencia de bloques sueltos en los taludes y rocas caídas en las bermas y fondo de mina (incluyendo una descripción breve y una estimación de volumen), fotografías, descripción de los fenómenos de inestabilidad puntual (indicando los mecanismos de inestabilidad, características y volumen de los mismos), presencia de agua en el talud, nivel de meteorización y erosión, si es el caso, e irregularidad del frente.

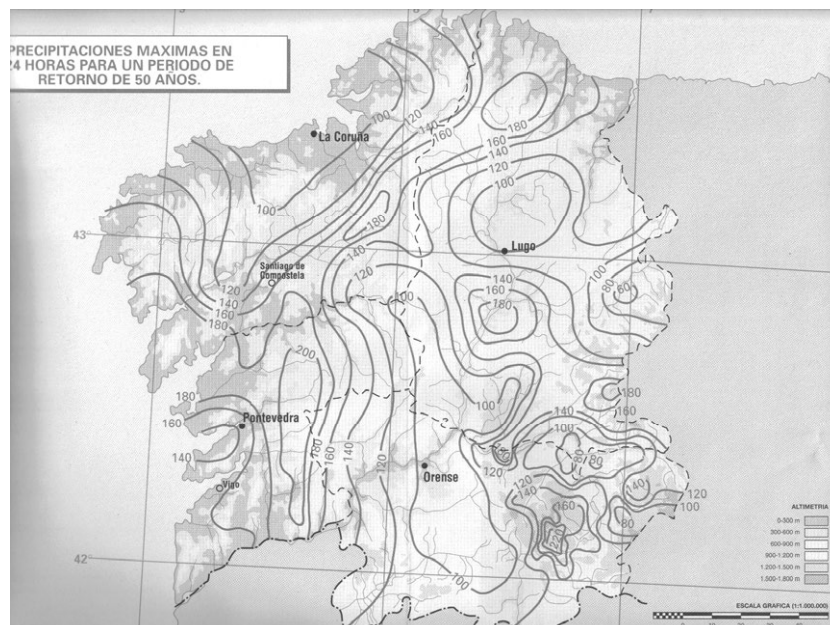


Figura 14.16. Plano de precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno de 50 años en Galicia, según plano del Ministerio de Fomento. Cortesía del Ministerio de Fomento.

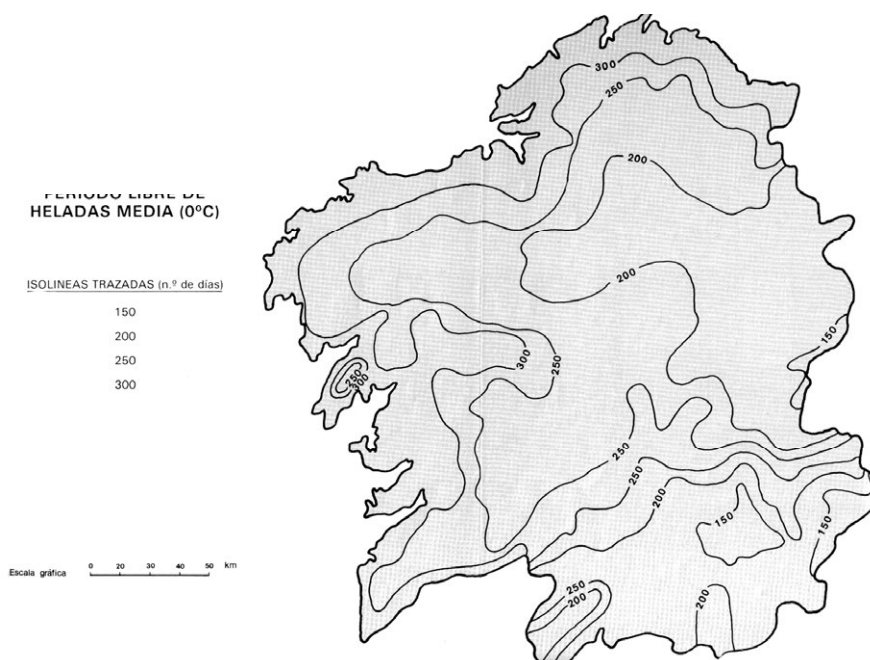


Figura 14.17. Plano de isóneas de periodo libre de heladas medio (0°C) en días para Galicia, según plano de Alejo Carballeira et al., (1983).

También conviene en estas visitas observar y registrar cómo tienen lugar los procesos mineros (perforación, voladuras, carga, transporte, saneo de frentes...) para tener una idea más precisa de los procedimientos de trabajo, la posición de las máquinas y sus ciclos, y en general la implementación del plan de labores. Resulta también interesante conversar con el encargado y

los trabajadores al objeto de conocer si ha tenido lugar algún fenómeno de desprendimiento en el pasado y, en su caso, las condiciones en que tuvo lugar y si dio lugar a algún accidente.

14.5.3. Estimación de ROFRAQ

A continuación se explicará el procedimiento básico para completar la Tabla 14.18, para obtener los resultados de las distintas valoraciones y, finalmente, del ROFRAQ básico y del ROFRAQ. Los comentarios se centran en señalar donde se obtiene información para valorar cada aspecto y poner de manifiesto aquellos aspectos más difíciles de evaluar.

14.5.3.1. ¿Existen bloques más o menos separados del macizo rocoso?

La valoración de este aspecto es una de las menos significativas en los casos analizados, si bien puede tener gran importancia en macizos rocosos muy masivos. Los sub-parámetros A-a y A-b, se obtienen a partir de la interpretación clásica del censo de discontinuidades, de la que se obtienen el número de familias principales de discontinuidades y sus continuidades o persistencias medias. Los sub-parámetros de A-c a A-f se recogen in-situ para cada frente. Hay que señalar que A-f por sí mismo tiene una importancia prácticamente igual a todo el resto de sub-parámetros, lo cual se debe a que se ha buscado equiparar la importancia de la fracturación en el macizo con la de la presencia de bloques en los frentes y bermas. Finalmente el sub-parámetro A-g se obtiene con el plano de la cantera.

14.5.3.2. ¿Son estos bloques potencialmente inestables?

La valoración de este aspecto es una de las más complejas. Se propone su estimación de la siguiente manera. En base al censo de discontinuidades y su interpretación y la orientación de cada uno de los frentes, se realizará un análisis cinemático de los diferentes mecanismos de inestabilidad más probables en cada uno de los taludes siguiendo las metodologías clásicas de Hoek y Bray (1984) o Hudson y Harrison (1997). Con esta información se verá si se pueden producir en cada frente roturas planas, de cuñas, vuelcos, roturas tipo talud de muro u otro tipo de roturas. A partir de estos análisis y teniendo en cuenta los espaciados y persistencias de las familias, se estimará el porcentaje de superficie del frente o talud posiblemente afectado por cada mecanismo. Se puede acudir a programas de representación tridimensional de juntas para realizar estimaciones de este tipo.

Una vez hecho esto y en la visita a la cantera se identificaran y evaluarán en porcentaje los distintos mecanismos de inestabilidad, independientemente de que hayan sido previamente identificados o no en el análisis geotécnico cinemático, atendiendo en primer lugar a las observaciones realizadas in-situ en la superficie del talud y en segundo término a los bloques de roca caídos presentes en las bermas. Los valores de estos porcentajes estimados se anotarán en la planilla del ROFRAQ (Tabla 14.18) y se promediarán y multiplicarán por su factor correspondiente. Con estos promedios se obtendrá el índice denominado B según la formulación de la planilla.

14.5.3.3. *¿Se puede producir un fenómeno desestabilizador sobre esos bloques?*

Este índice se calcula de la siguiente forma. Los sub-parámetros C-a y C-b se estiman a partir de los datos históricos climatológicos de la estación meteorológica más próxima o con los planos presentados en las Figuras 14.16 y 14.17. Los sub-parámetros C-c y C-d se estiman sobre cada frente en la misma manera que para otras clasificaciones geomecánicas. El C-e se estima a partir del diseño de las voladuras, computándose la carga específica en términos de goma equivalente por metro cúbico de material volado. Puede que este índice C esté muy adaptado a las condiciones climáticas gallegas, por lo que tal vez deba ser retocado para estimaciones más generales.

14.5.3.4. *¿Llega alguno de los bloques de roca inestables a la plaza de la cantera?*

En lo que concierne a este índice, que vendrá principalmente marcado por la geometría del frente, se ha observado que los dos parámetros más importantes son el ancho medio de berma y la altura de banco, por lo que el factor más significativo que será una medida del factor de forma del talud y se denominará D-Ft, se basa en dos aspectos.

La obtención de este D-Ft se ha basado en una serie de más de cien ensayos numéricos realizados con el código RocFall que simula las trayectorias de caídas de bloques. Los resultados básicos de estos ensayos, realizados con diversas geometrías regulares de alturas de banco y anchos de berma, con diferentes ángulos generales de talud y coeficientes de restitución propios de las rocas duras, se han tabulado en la zona correspondiente de la tabla básica del ROFRAQ (Tabla 14.18) y proporcionan el número de bloques, sobre diez, que desprendidos desde la zona alta del talud llegarían al fondo de mina. El parámetro conjunto Ft+a, también se puede estimar a partir de las gráficas que se muestran en la segunda hoja de la planilla de toma de datos.

También otros aspectos que se introducen en forma de sub-parámetros influyen sobre las trayectorias de caídas. Así, se deben introducir valoraciones para D-a, que marca la inclinación general del talud, D-b, que refleja las condiciones de las bermas y bancos, D-c, que introduce la influencia de la irregularidad de las caras de los bancos y D-d, que refleja la presencia de zanjas o elementos de retención.

14.5.3.5. *¿Impactan los bloques que llegan abajo con una máquina o un trabajador?*

Los sub-parámetros E(1a) y E(1b) se estiman a partir de observaciones in-situ. E-c y E-d se obtienen según el plan de labores y atendiendo a los ciclos y trayectoria típica de cada máquina y el porcentaje de tiempo que permanecen bajo los frentes analizados, teniéndose a su vez en cuenta la longitud de la maquinaria con respecto a la longitud del frente analizado. También finalmente el sub-parámetro E-e, es un limitador que señala la cercanía al talud de la maquinaria lo cual facilitará que se produzca un impacto.

Normalmente, E es el parámetro más limitador de la clasificación, ya que el porcentaje en tiempo en el que hay maquinas bajo un frente determinado suele ser bastante bajo. Se deberá asignar un valor mínimo del parámetro o índice E de 0.00025, que se corresponde con la presencia de una persona 8 horas por año bajo el frente.

14.5.3.6. Historia de desprendimientos en la cantera

A partir de las conversaciones con los operarios y de registros administrativos de accidentes se debe estimar la historia de caídas en la cantera. Si no existen registros este parámetro no afectará a la clasificación.

14.5.3.7. ROFRAQ básico y ROFRAQ

El ROFRAQ básico se computará como el producto de los cuatro primeros parámetros y será una medida de la tendencia a que caigan bloques de un frente, independientemente de que haya o no personas y maquinas bajo el talud. Este valor básico se propuso a luz de resultados de versiones previas en lo que taludes en los que se observaban múltiples bloques caídos, daban valores de ROFRAQ muy bajos, lo cual se debía a que durante el año analizado, apenas pasaban máquinas por debajo de los mismos. Además este ROFRAQ básico se utilizará para comparar los resultados obtenidos con ROFRAQ (especialmente diseñado para canteras) frente a valores (también básicos) de los métodos aplicables a carreteras y previamente presentados (RHRS y RHRON), ya que si a estos les quitamos la parte correspondiente a los vehículos que viajan por la carretera, obteniendo así los índices denominados RHRS básico y RHRON básico respectivamente; deberían reflejar lo mismo que ROFRAQ básico, por lo que su comparación frente a ROFRAQ, en el caso de obtener correlaciones buenas, servirá como validación del método aquí presentado.

El ROFRAQ se obtendrá como producto de los seis parámetros y será una medida de la probabilidad de que se produzcan accidentes bajo el frente analizado. Su valor servirá para clasificar los frentes, indicándose como resultado el nivel de riesgo y el tipo de medidas correctoras a tomar, según se indica en la tabla básica. El valor de ROFRAQ dividido entre 100.000 será una estimación grosera de probabilidad de ocurrencia de un accidente bajo cada frente. Este dato será un indicador adecuado para tomar las medidas apropiadas.

14.5.4. Comentarios sobre antiguas versiones y actualizaciones del método

El método presentado aquí, denominado ROFRAQ (vers. 2004) es la evolución ajustada a partir de diversas observaciones del presentado en los artículos de Stockhausen y Alejano (2003^a y 2003^b) presentados en el congreso de ingeniería de taludes de la ciudad de Hong-Kong (China). El método presentado se ajustó a partir de la aplicación y estudio de dicho método, de las observaciones de los miembros del equipo de trabajo, de observaciones de algunas personas que revisaron los precitados artículos, y de otros equipos de investigación interesados en el tema y que hicieron algunos cálculos en canteras.

Fruto de estos estudios, se observó (a parte de algún retoque menor, como la inclusión del la influencia de la altura del talud en los resultados de la apartado A y otros), que resultaba importante separar los desprendimientos de taludes más o menos finales de los del banco de trabajo, especialmente en aquellas canteras en laderas de montaña donde se van avanzando los bancos en paralelo y dejando bermas muy amplias en la fase de explotación. Así el ROFRAQ de banco que se muestra en la Tabla 14.19, servirá como estimación del riesgo en este tipo de canteras. También se consideró conveniente la posibilidad de separar accidentes sobre máquinas y personas. Fruto de estas observaciones y su adaptación a la estructura empírica flexible del ROFRAQ, nació la versión de ROFRAQ (Nov. 2004), que es la presentada.

HOJA DE CÁLCULO PARA ROFRAQ (TALUD) - VERSIÓN NOV-2004

| Cantera | Po-01 | Frente | | | | 1 | Fecha | año 2002 |
|--------------|--------------------------|-------------|-----------|------------|---------|---------------------|-------|-----------------------|
| A | A.a | A.b | A.c | A.d | A.e | A.f | A.g | |
| | 5 | 1,2 | 0,5 | 2,5 | 0 | 7 | 0,8 | A= 6,40 |
| B | Tipo | factor peso | in-situ | geotecnico | bloques | promedio | | |
| | <i>Curva</i> | 0,8 | 20 | 30 | 40 | 24,00 | | |
| | <i>Bloques sueltos</i> | 1,1 | 50 | - | 50 | 55,00 | | |
| | <i>Vuelco de bloques</i> | 1,4 | 10 | 30 | 20 | 28,00 | | B= 7,54 |
| C | C.a | C.b | C.c | C.d | C.e | | | |
| | 5 | 0,4 | 0,7 | 0,3 | 2 | | | C= 8,40 |
| D | Ft | D.a | D.b | D.c | D.d | | | |
| | 10 | -0,5 | 1 | 1 | 1 | | | D= 10,00 |
| Emaq | | E.1a o E.1b | E.c | E.d | E.e | Emaq (unit.) | | |
| | Volquete 1 | 1,2 | 1,6894977 | 4,5454545 | 7 | 0,0065 | | |
| | Volquete 2 | 1,2 | 1,6894977 | 4,5454545 | 7 | 0,0065 | | |
| | Volquete 3 | 1,2 | 1,6894977 | 4,5454545 | 7 | 0,0065 | | |
| | Volquete 4 | 1,2 | 1,6894977 | 4,5454545 | 7 | 0,0065 | | |
| | PALA | 1,2 | 0,456621 | 3,6363636 | 10 | 0,0020 | | |
| | MARTILLO HIDRÁULICO | 1,2 | 0,913242 | 6,3636364 | 10 | 0,0070 | | Emaq= 0,0348 |
| Epers | | E.1a o E.1b | E.c | E.d | E.e | | | |
| | 1 persona | 1,2 | 0,456621 | 0,9090909 | 10 | 0,0005 | | Epers= 0,00050 |
| | | | | | | | | E= 0,035266 |
| F | F | | | | | | | F = 1,2 |

| | |
|----------------------------|-----------------|
| ROFRAQ básico (%) = | 40,52214 |
| ROFRAQ maq. = | 169,0727 |
| ROFRAQ pers. = | 2,422245 |
| ROFRAQ = | 171,4865 |

Figura 14.18. Hoja de cálculo de Excel para la versión de ROFRAQ para taludes (Vers. Nov.- 2004).

Al objeto de facilitar la aplicación del método y los cálculos posteriores una vez rellenas las plantillas originales tras varias visitas a las canteras, se han preparado hojas Excel adaptadas a cada un de estas plantillas para facilitar la aplicación del método según se muestran en las Figuras 14.18 y 14.19.

HOJA DE CÁLCULO PARA ROFRAQ (BANCO) - VERSIÓN NOV-2004

Cantera **Orientación** **Fecha**

| | | | | | | | | |
|--------------------------|----------------|-------------|-----------|------------|---------------------|--------------|------|-----------------------|
| A | A.a | A.b | A.c | A.d | A.e | A.f | A.gb | |
| | 5 | 1,2 | 0,5 | 2,5 | 0 | 7 | 0,6 | |
| | | | | | | | | Aban= 4,80 |
| B | Tipo | factor peso | in-situ | geotecnico | bloques | promedio | | |
| | <i>cuña</i> | 0,8 | 20 | 30 | 40 | 24,00 | | |
| | <i>bloques</i> | 1,1 | 50 | -- | 50 | 55,00 | | |
| | <i>vuelco</i> | 1,4 | 10 | 30 | 20 | 28,00 | | |
| | | | | | | | | B= 7,54 |
| C | C.a | C.b | C.c | C.d | C.e | | | |
| | 5 | 0,4 | 0,7 | 0,3 | 1 | | | |
| | | | | | | | | C= 7,40 |
| D | D.ab | D.bb | D.Cb | D.db | D.eb | | | |
| | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | | | |
| | | | | | | | | Dban= 0,22 |
| Emaq | E.1a o E.1b | E.Cbanco | E.dbanco | E.ebanco | Emaq (unit.) | | | |
| <i>perforadora</i> | 1 | 0 | 10 | 1 | 0,0000 | | | |
| <i>excavadora</i> | 1 | 13,150685 | 26,666667 | 5 | 0,1753 | | | |
| <i>voiq. 1 (carga)</i> | 1 | 3,2876712 | 16,666667 | 3 | 0,0164 | | | |
| <i>voiq. 1 (transp.)</i> | 1 | 0 | 16,666667 | 1 | 0,0000 | | | |
| <i>voiq. 2 (carga)</i> | 1 | 3,2876712 | 16,666667 | 3 | 0,0164 | | | |
| <i>voiq. 2 (transp.)</i> | 1 | 0 | 16,666667 | 1 | 0,0000 | | | |
| <i>voiq. 3 (carga)</i> | 1 | 3,2876712 | 16,666667 | 3 | 0,0164 | | | |
| <i>voiq. 3 (transp.)</i> | 1 | 0 | 16,666667 | 1 | 0,0000 | | | |
| <i>voiq. 4 (carga)</i> | 1 | 3,2876712 | 16,666667 | 3 | 0,0164 | | | |
| <i>voiq. 4 (transp.)</i> | 1 | 0 | 16,666667 | 1 | 0,0000 | | | |
| <i>pala</i> | 1 | 1,826484 | 13,333333 | 5 | 0,0122 | | | |
| <i>martillo hidr.</i> | 1 | 4,3835616 | 23,333333 | 10 | 0,1023 | | | |
| | | | | | | | | Emaq= 0,3556 |
| Epers | E.1a o E.1b | E.Cbanco | E.dbanco | E.ebanco | | | | |
| <i>1 persona</i> | 1 | 0,9132 | 3,33 | 10 | 0,0030 | | | |
| | | | | | | | | Epers= 0,00304 |
| | | | | | | | | E= 0,358488 |
| F | F | | | | | | | |
| | 1,2 | | | | | | | |
| | | | | | | | | F = 1,2 |

| | | |
|---|--------------------------|---|
| ROFRAQ_{banco} básico (%) = 0,575739 | <input type="checkbox"/> | Estimación mediante censo de discontinuidades |
| ROFRAQ_{banco} maq. = 24,56484 | <input type="checkbox"/> | Estimación a partir del plano topográfico |
| ROFRAQ_{banco} pers. = 0,210095 | <input type="checkbox"/> | Estimación a partir de datos meteorológicos |
| ROFRAQ_{banco} = 24,76747 | <input type="checkbox"/> | Estimación a partir del plan de labores |
| | <input type="checkbox"/> | Datos a estimar in-situ |

Figura 14.19. Hoja de cálculo de Excel para la versión de ROFRAQ para banco (Vers. Nov.- 2004)

Tabla 14.19. PLANILLA DEL MÉTODO ROFRAQ^{banco} (Versión Nov.-2004) -VARIAR PARA CADA ORIENTACIÓN

Cantera: _____ Orientación: _____ Fecha: _____

| ¿Existen bloques de roca que puedan caer? (A) | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|--|-----|-------------------------|-----|---|-------|--|-----|--------------------------------------|---------|--|-----|
| Nº de familias de juntas (a) | | Persistencia de las discontinuidades (b) | | Presencia de fallas (c) | | Daños por sobre-voladura observados (d) | | Saneamiento de bancos y piezas de bermas (e) | | Presencia de bloques en el talud (f) | | Altura del banco (m) (g _b) | |
| 0-1 | 0.5 | < 1m | 0.6 | No | 0 | Precorte | - 2 | Saneamiento y limpieza regular y efectiva | - 3 | Gran cantidad de bloques | 7 - 10 | < 5 | 0.2 |
| 2 | 1 | 1-3 | 0.8 | 1 pequeña | 0.5 | Se ven las cañas | - 0.5 | Se sanea y limpia en general | - 1 | Bastantes bloques | 3 - 7 | 10 | 0.4 |
| 3 | 3 | 3-10 | 1 | 1 grande | 1 | No hay daño | 0 | Ocasional | 0 | Algunos bloques | 1 - 3 | 12 | 0.5 |
| 4 | 5 | 10-20 | 1.2 | 2 fallas | 1.5 | Daños leves | 1 | Poco e irregular | 1 | Bloques ocasionales | 0.1 - 1 | 15 | 0.6 |
| 5> | 7 | >20 | 1.4 | muchas | 2 | Alta perturbación | 2.5 | No se sanea ni se pian bermas | 3 | Muy pocos bloques | 0 - 0.1 | > 20 | 0.8 |

A = (((axb)+c+d+e+f) x g_b)/2 (10 > A_{ban} > 0)

| ¿Están los bloques de roca próximos al equilibrio? (B) | | | | | | | | | | |
|---|--|----------------------------------|--|-----------------------------------|--|--------------------|--|---------------------------------|--|---|
| Basados en estudios geotécnicos, análisis de discontinuidades y los datos observados en el talud; realizar el siguiente análisis siguiendo las indicaciones. Indicar en la casilla correspondiente mediante una letra (A, B, C, etc.) los tipos de roturas observados, inferidos o estimados. | | | | | | | | | | |
| Simples (factor de peso = 0.8) | | Complejos (factor de peso = 1.1) | | Evolutivos (factor de peso = 1.4) | | Observado in sitio | | Detectado en estudio geotécnico | | Promedio |
| Rotura plana | | Miguelo | | Vuelco de bloques | | A | | | | Promedio ponderado por tipo de mecanismo observado, según se indica (P) |
| Rotura tipo cuña | | Bloques sueltos | | Vuelco por flexión | | B | | | | |
| Rotura circular | | Roturas mixtas | | Taludes de muro | | C | | | | |

B = 10 x [1 - (∏_{i=1}ⁿ (1 - (P_i/100)))] (10 > B > 0)

| ¿Pueden ocurrir fenómenos que desequilibren al bloque? (C) | | | | | | | | | |
|--|-----|--|-----|-----------------------------------|-----|------------------------------------|-----|--|-----|
| Máxima precipitación en 24 horas para un período de retorno de 50 años (a) | | Período promedio en días libre de heladas para 0°C (b) | | Presencia de agua en el talud (c) | | Grado de meteorización/erosión (d) | | Vibración por voladuras (Carga específica) (e) | |
| < 50 mm | 0.1 | > 300 | 0.1 | Seco | 0 | No afectado | 0 | < 250 gr/m ³ | 0.1 |
| 50 - 80 mm | 0.5 | 250 - 300 | 0.4 | Ligeramente húmedo | 0.1 | Ligero | 0.1 | 250 - 400 gr/m ³ | 0.5 |
| 80 - 110 mm | 1.5 | 200 - 250 | 1 | Húmedo | 0.3 | Moderado | 0.3 | 400 - 550 gr/m ³ | 1 |
| 110 - 150 mm | 4 | 150 - 200 | 2 | Goteando | 0.7 | Alto | 0.7 | 550 - 700 gr/m ³ | 1.5 |
| > 150 mm | 6 | < 150 | 2.5 | Chorreado | 1 | Descompuesto | 1 | > 700 gr/m ³ | 2 |

C = a + b + c + d + e (10 > C > 0)

| ¿Llegarán a la zona de trabajo las rocas que caen del banco con posibilidad de causar daño? (D _{ban}) | | | | | | | | | |
|---|-----|-----------------------------------|------|---------------------------------|------|---|-----|---|---------------------|
| Pendiente de banco (a _b) | | Altura de banco (b _b) | | Irregularidad (c _b) | | Saneamiento del banco (d _b) | | tanto por 1 de tiempo en que el banco de trabajo presenta la orientación que se analiza (e _b) | |
| 90° | 0.5 | ≤ 5 m | 0.2 | Muy baja | 0.7 | Siempre | 0.2 | Nº voladuras con esta orientación | Nº de voladuras año |
| 80° | 0.7 | 10 | 0.6 | Baja | 0.75 | General | 0.5 | | |
| 70° | 0.8 | 12 | 0.75 | Media | 0.8 | Ocasional | 0.7 | | |
| 60° | 0.9 | 15 | 0.8 | Alta | 0.9 | Rara vez | 0.9 | | |
| 50° y menor | 1 | ≥ 20 m | 1 | Muy alta | 1 | Nunca | 1 | | |

D_{ban} = 10 x (a_b x b_b x c_b x d_b x e_b) (0 < D_{ban} < 10)

| Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una maquina? (E _{maq-ban}) | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|--|-----|--|---------|---|--|---|--|---|---|----|
| Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a) | | Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b) | | % del tiempo que está la máquina bajo el banco (c-banco) | | % de ocupación de la máquina frente longitud banco (d-banco) | | Cercanía de la máquina al pie del banco (x/H _{banco}) (e-banco) | | | | |
| < 0.001 m ³ | 0.9 | < 0.1 m ³ | 1 | Días/año | % total | Ancho de la/s máquina/s frente a la longitud del banco en porcentaje: | Muy cerca (x/H _{banco} < 20%) | Cerca (10% < x/H _{banco} < 40%) | Media (25% < x/H _{banco} < 80%) | Lejos (50% < x/H _{banco} < 150%) | Muy lejos (x/H _{banco} > 150%) | |
| 0.001 - 0.1 m ³ | 1 | 0.1 - 5 m ³ | 1.5 | Relevos/día | | | | | | | | 10 |
| 0.1 - 1 m ³ | 1.2 | 5 - 50 m ³ | 2 | Horas/relevo | | | | | | | | 5 |
| > 1 m ³ | 1.5 | > 50 m ³ | 2.5 | % total | | | | | | | | 1 |

E_{maq-ban} = e-banco x (c-banco/100)x(d-banco/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{maq-ban} > 0.00025)

| Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una persona? (E _{pers-ban}) | | | | | | | | | | | | |
|--|-----|--|-----|--|---------|--|--|---|--|---|---|----|
| Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a) | | Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b) | | % del tiempo que está los operarios al pie del banco (c-banco) | | % ocupación de persona frente a longitud del banco (d-banco) | | Cercanía de la persona al pie del banco (x/H _{banco}) (e-banco) | | | | |
| < 0.001 m ³ | 0.9 | < 0.1 m ³ | 1 | Días/año | % total | Ancho de la/s persona/s (1 m.) frente a la longitud del banco en porcentaje: | Muy cerca (x/H _{banco} < 20%) | Cerca (10% < x/H _{banco} < 40%) | Media (25% < x/H _{banco} < 80%) | Lejos (50% < x/H _{banco} < 150%) | Muy lejos (x/H _{banco} > 150%) | |
| 0.001 - 0.1 m ³ | 1 | 0.1 - 5 m ³ | 1.5 | Relevos/día | | | | | | | | 10 |
| 0.1 - 1 m ³ | 1.2 | 5 - 50 m ³ | 2 | Horas/relevo | | | | | | | | 5 |
| > 1 m ³ | 1.5 | > 50 m ³ | 2.5 | % total | | | | | | | | 1 |

E_{pers-ban} = e-banco x (c-banco/100)x(d-banco/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{pers-ban} > 0.00025)

E_{ban} = 10 - [(10 - E_{maq-banco}) - (10 - E_{pers-banco})/10]

| Historial de caída de bloques (F) | | | | | | |
|-----------------------------------|------------------|--|-------------|---|--|--|
| No se han registrado | Muy pocas caídas | No hay datos, ni observaciones fiables | Ocasionales | Muchas caídas de bloques sin accidentes | Muchas caídas de bloques con al menos un accidente | Caídas constantes de bloques con más de un accidente |
| 0.75 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.4 | 1.5 |

$$\text{ROFRAQ}^{\text{banco}} \text{ Básico (\%)} = (A_{\text{ban}} \times B \times C \times D_{\text{ban}}) / 100 =$$

$$\text{ROFRAQ}^{\text{banco}}_{\text{pers}} = (A_{\text{ban}} \times B \times C \times D_{\text{ban}} \times E_{\text{pers-ban}} \times F) =$$

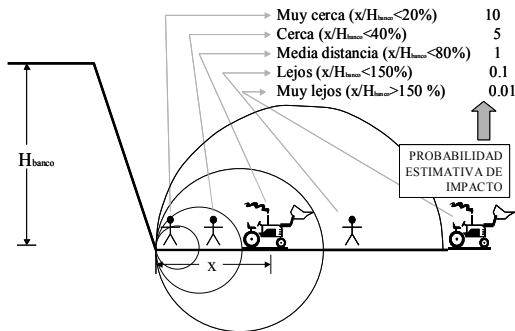
$$\text{ROFRAQ}^{\text{banco}}_{\text{maq}} = (A_{\text{ban}} \times B \times C \times D_{\text{ban}} \times E_{\text{maq-ban}} \times F) =$$

Probabilidad estimativa de que se produzca un accidente por caída de bloques = $\text{ROFRAQ} / 100.000 =$

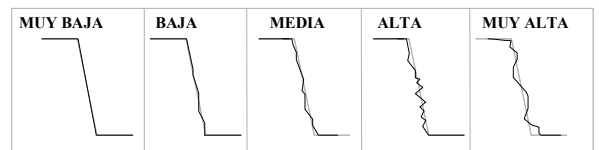
| Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ ^{banco} _{maq} | | | | | |
|--|----------------------|--|--|--|---|
| MUY BAJO RIESGO | BAJO RIESGO | RIESGO BAJO A MEDIO | RIESGO MEDIO | ALTO RIESGO | RIESGO MUY ELEVADO |
| No hacer nada | Realizar seguimiento | Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Que la excavadora sólo retire material de lejos del frente, parar en épocas de lluvia fuerte | Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc. | Requiere rediseño, disminuir la altura de banco, regularizar saneo, etc. | Revisión del plan de labores, rediseñar voladura tipo, etc. |
| Inf. a 10 | 10 - 25 | 26 - 100 | 101 - 250 | 251 - 1000 | Sup. a 1000 |

| Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ ^{banco} _{pers.} | | | | | |
|--|----------------------|--|--|--|---|
| MUY BAJO RIESGO | BAJO RIESGO | RIESGO BAJO A MEDIO | RIESGO MEDIO | ALTO RIESGO | RIESGO MUY ELEVADO |
| No hacer nada | Realizar seguimiento | Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Limitar el paso de personal en épocas de lluvia y tras las voladuras | Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc. | Requiere rediseño, disminuir la altura de banco, regularizar saneo, etc. | Revisión del plan de labores, rediseñar voladura tipo, etc. |
| Inf. a 4 | 4 - 10 | 10 - 40 | 40 - 100 | 100 - 400 | Sup. a 400 |

CERCANÍA DEL PERSONAL O MÁQUINAS AL PIE DEL BANCO



IRREGULARIDAD



- MUY BAJA.**- Se observan más del 80% de las cañas, típica de precorte bien ejecutado
- BAJA.**- Se observan entre el 40 y el 80 % de las cañas de los barrenos
- MEDIA.**- Se observan entre el 10 y el 40 % de las cañas, sería necesario instalar entre 10 y 25 cm de gunita para dejar la superficie del banco plana
- ALTA.**-Sería necesario instalar entre 25 y 50 cm de espesor de gunita para dejar la superficie del banco plana, aparecen huecos de entre 0'5 y 1 metro de profundidad
- MUY ALTA.**- Aparecen irregularidades o huecos de más de 1 metro de profundidad

También se ha venido trabajando en el desarrollo de diversas técnicas que permiten una estimación más realista y razonable de algunos de los índices necesarios para la adecuada estimación del ROFRAQ. De esta manera se ha trabajado en una definición más correcta de los conceptos “cercanía del personal o maquinaria al pie del talud o banco” e “irregularidad” creándose los esquemas estimativos que acompañan la actual versión del método empírico de trabajo ROFRAQ, razonablemente comprobada.

El trabajo desarrollado específicamente en el último año y que se pretende complementar en el próximo ha consistido en continuar con el ajuste del método empírico, para lo que ya se dispone de datos de campo de más de 50 frentes de 7 canteras (se pretende llegar a 100 frentes de 10 canteras), cuyos resultados han permitido y en su caso permitirán terminar de realizar un ajuste fino de la metodología. Para este ajuste se han realizado también los cálculos en cada frente de los valores básicos de RHRS y RHRON , para compararlos frente al ROFRAQ básico y así validar la metodología que aquí se propone.

Por último y al objeto de mejor estimar el apartado B de la actual versión del ROFRAQ, se ha trabajado la utilización de fotografías digitales en conjunto con programas de representaciones geométricas y proyección estereográfica, para mejor determinar los posibles mecanismos de inestabilidad puntual en los frentes de explotación y bancos de trabajo, ya que el análisis de las discontinuidades presentes en estos planos, junto con la representación estereográfica de las mismas, es un indicador muy adecuado del porcentaje de zonas de talud en el que es posible la aparición de los diversos posibles mecanismos de inestabilidad que actuaran como fuente de bloques que podrán desprenderse.

El método ROFRAQ está básicamente enfocado a las explotaciones a cielo abierto de Galicia, aunque a priori nada impide su extrapolación a canteras de rocas duras de climas templados. ROFRAQ pretende ser una herramienta útil tanto a las empresas y jefes de mina, como a la Administración y empresas aseguradoras, en el sentido de ofrecer un método de estimación de riesgos asociados a desprendimiento de rocas, para, a partir de ahí, proponer las medidas correctoras necesarias en lo que concierne a aspectos de seguridad y económicos.

Se presenta en Alejano (2006) un informe de la aplicación de ROFRAQ a 7 canteras situadas en la Comunidad Autónoma de Galicia o en su entorno, que facilitará al lector su familiarización con la aplicación del método y a raíz de las cuales se han obtenido las gráficas de correlación que se muestran respectivamente en las Figuras 14.20 y 14.21.

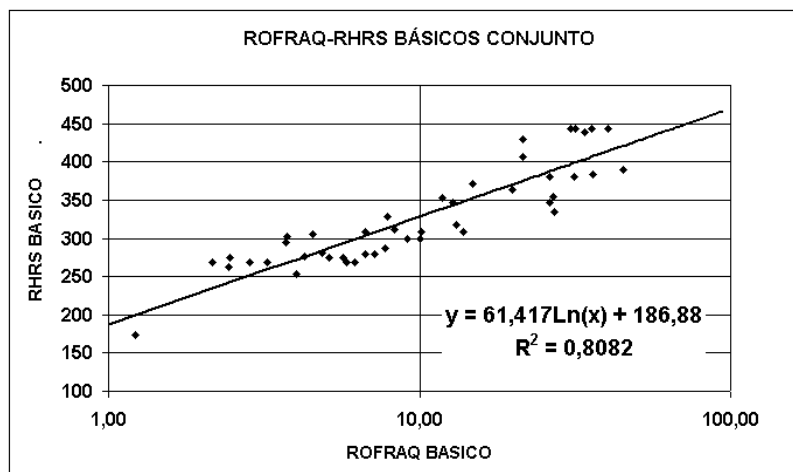


Figura 14.20. Correlación entre los valores estimados de ROFRAQ básico y RHRS básico en varias canteras. Nubes de punte y ajuste de una función logarítmica.

En estas Figuras se presentan en forma gráficas realizadas con Excel, las nubes de puntos correspondientes a cada uno de los taludes analizados en cinco canteras indicadas, y presentándose en ejes RHRS básico – ROFRAQ básico, (Figura 14.20) y RHRON básico - ROFRAQ básico (Figura 14.21). Como se puede observar ajustando una recta logarítmica (dada la estructura multiplicativa de ROFRAQ) se obtienen unos coeficientes de correlación del método que aquí se propone, frente a los métodos tomados de la literatura de 0.80 y 0.65 respectivamente, lo cual se considera como una validación del ROFRAQ, en el sentido de que

esta correlación indica que nuestro método, en su forma básica, y los otros dos métodos propuestos (en sus forma básicas) son indicadores de una misma realidad, que no es sino la tendencia de los taludes rocosos a ser fuentes de desprendimientos.

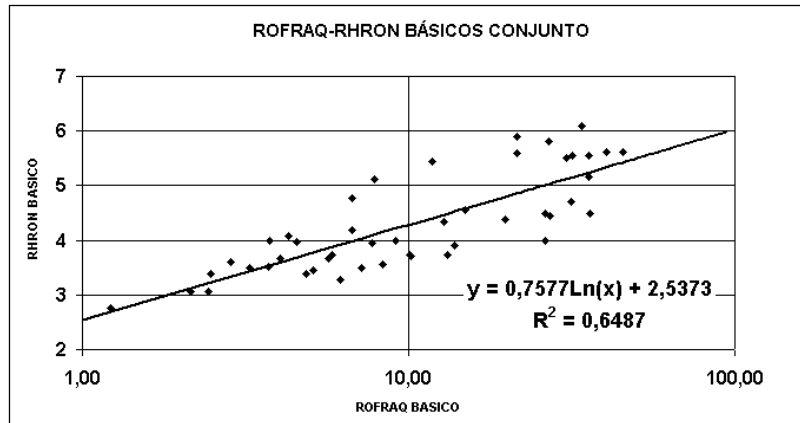


Figura 14.21. Correlación entre los valores estimados de ROFRAQ básico y RHRON básico en siete canteras. Nubes de punte y ajuste de una función logarítmica.

Se puede comprobar que a su vez, observando la Figura 14.22 en la que presentan los resultados de la correlación de los métodos empíricos de carreteras, que el coeficiente de la correlación entre los valores de RHRS y RHRON básicos es de 0.75, lo cual indica que aunque ciertamente estos parámetros miden de forma estimativa una misma realidad, cada uno tiene sus especificidades, haciendo hincapié en los aspectos a los que los autores de los métodos han dado mayor importancia. Según estos resultados la mejor correlación entre los tres métodos se tendría entre RHRS Y ROFRAQ, lo cual desde nuestro punto de vista es una buena señal, pues sin duda alguna el RHRS según se desprende de la literatura ha sido por el momento el método más utilizado en la práctica.

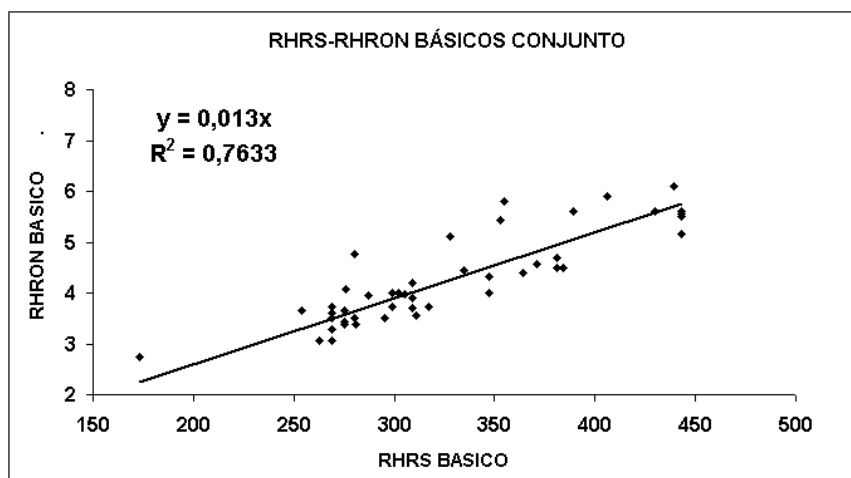


Figura 14.22. Correlación entre los valores estimados de RHRS básico y RHRON básico en cinco canteras. Nube de punte y ajuste de una función lineal.

14.5.5. Ejemplo de aplicación de ROFRAQ a un talud de una cantera

En la cantera que se analiza se extraen anualmente unas 500.000 tn de áridos. La roca es una granodiorita y el árido producido se destina a la producción de hormigón y a la venta directa en sus distintas granulometrías. Para la aplicación de ROFRAQ es necesario, primeramente, realizar en la cantera un censo de discontinuidades por los taludes. A partir de los análisis de orientación de todas las discontinuidades con el programa DIPS (Rocscience, 2002), se determinaron en este caso cuatro familias principales de discontinuidades (ver Figura 14.23), cuyas características se señalan en la Tabla 14.20.

Tabla 14.20. Cuadro resumen de valoración de discontinuidades.

| Familia | Dir. Buz. | Buz. | Continuidad | | Espaciado | JRC | JCS | Meteori- zación | Agua |
|---------|-----------|------|-------------|--------|-----------|-----|--------|--------------------|---------|
| | | | Rumbo | Buz. | | | | | |
| J1 | 087 | 79 | > 20 m | > 20 m | 0.6 a 2 m | 4-8 | 9-130 | I-II | liq.hum |
| J2 | 203 | 77 | > 20 m | 10-20 | 0.2 a 2 m | 2-8 | 50-70 | II-III | liq.hum |
| J3 | 316 | 80 | 10-20 | 10-20 | 2 m | 2-4 | 90-110 | I-II | liq.hum |
| J4 | 287 | 22 | 10-20 | 10-20 | > 2 m | 4-8 | 70-90 | I-III | liq.hum |

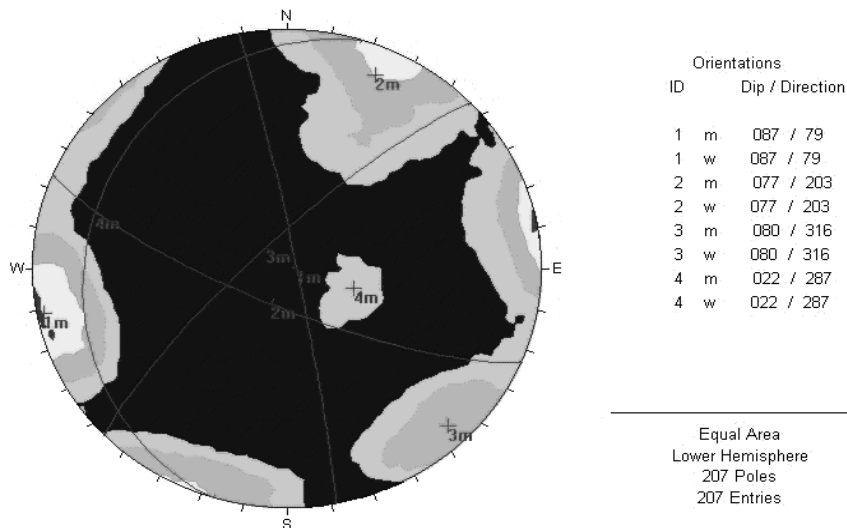


Figura 14.23. Diagrama de polos del programa DIPS de los datos de la cantera en la que el macizo demostró ser estructuralmente homogéneo.

Para la adecuada aplicación del método se ha ido contando con planos actualizados de la cantera a escala adecuada (1:1000) en los que se reflejaban también los planes de labores de

los años correspondientes. Los datos geométricos necesarios para la estimación del ROFRAQ de cada talud (A.g, Ft y D.a) se fueron obteniendo directamente en gabinete a partir de estos planos.

Los datos climatológicos necesarios para la estimación de los parámetros C.a y C.b se obtuvieron a partir de los planos presentados previamente. Así se estimó una precipitación máxima de 150 mm en 24 horas para la zona de la cantera y para un periodo de retorno de 50 años y un periodo libre de heladas para 0 °C de 265 días.

A partir de los planos topográficos de la cantera que incluían los planes de labores, y al objeto de mejor conocer la implementación de estos planes de labores también se tomaron datos de la presencia de maquinaria y operarios al pie de los taludes a partir de conversaciones con los trabajadores, observaciones in-situ y re analizando los planes de labores de la explotación. Con los datos de los planes de labores y de la observación durante las visitas a la cantera se fueron estimando el número de máquinas (una retroexcavadora, una perforadora, un martillo rompedor para sanear y romper bolos, y tres volquetes), su tamaño, las posiciones que solían tomar y el tiempo medio que pasarían a lo largo de un año en la plaza y en las inmediaciones de cada frente cada año.

En la Figura 14.24 se presenta un plano estimativo de la cantera con la topografía del 2001, el plan de labores aproximado del 2002 y las trayectorias de los volquetes en la explotación. También se muestra en esta figura la nomenclatura de los taludes para aplicar el método ROFRAQ.

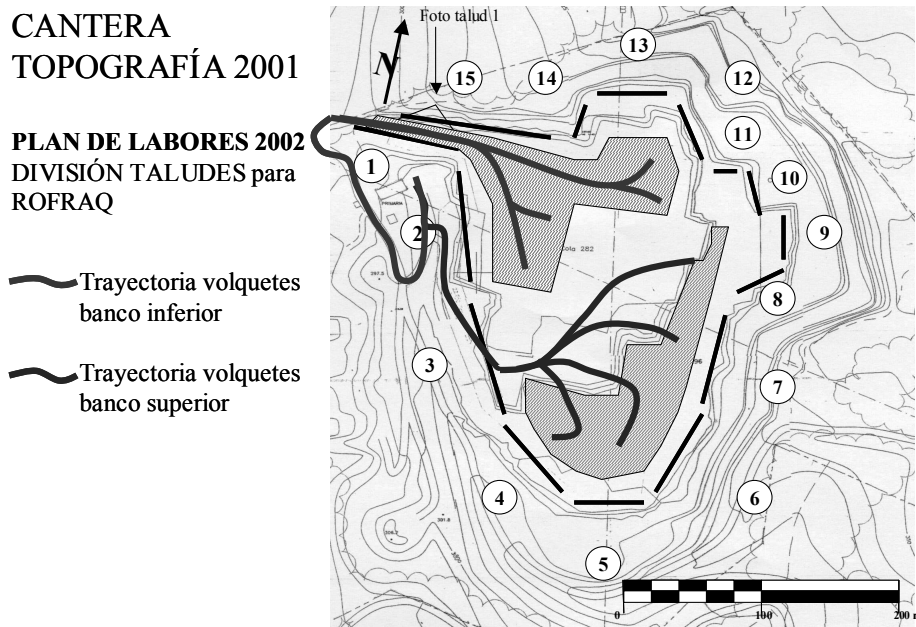


Figura 14.24. Plano topográfico de la cantera, plan de labores aproximado y trayectoria de volquetes estimada.

Con esta información y haciéndose una idea razonable de las posiciones de la maquinaria y laboreo de la explotación (que permiten la obtención estimativa de los parámetros de la tabla C.e, E.c y E.d) se iba acudiendo a la cantera al objeto de ir rellenando los parámetros

empíricos a estimar in-situ para rellenar la tabla. Para ello y en campo se intentaban identificar los mecanismos de inestabilidad clásicos y evaluar el porcentaje de zona con bloques sueltos en banco in-situ. En las varias visitas a la cantera realizadas a lo largo de varios años, se intentaron fotografiar los diferentes taludes al objeto de poder retocar en gabinete lo observado en campo. Fruto de esta labor se presentan a continuación una fotografía de un frente o talud en una visita realizada.

Con la base de las Figuras 14.23, 14.24 y 14.25 se presenta en lo que sigue a manera de ejemplo la estimación del ROFRAQ del talud 1 en el año 2002. A continuación se estimará detalladamente y apartado por apartado este caso.

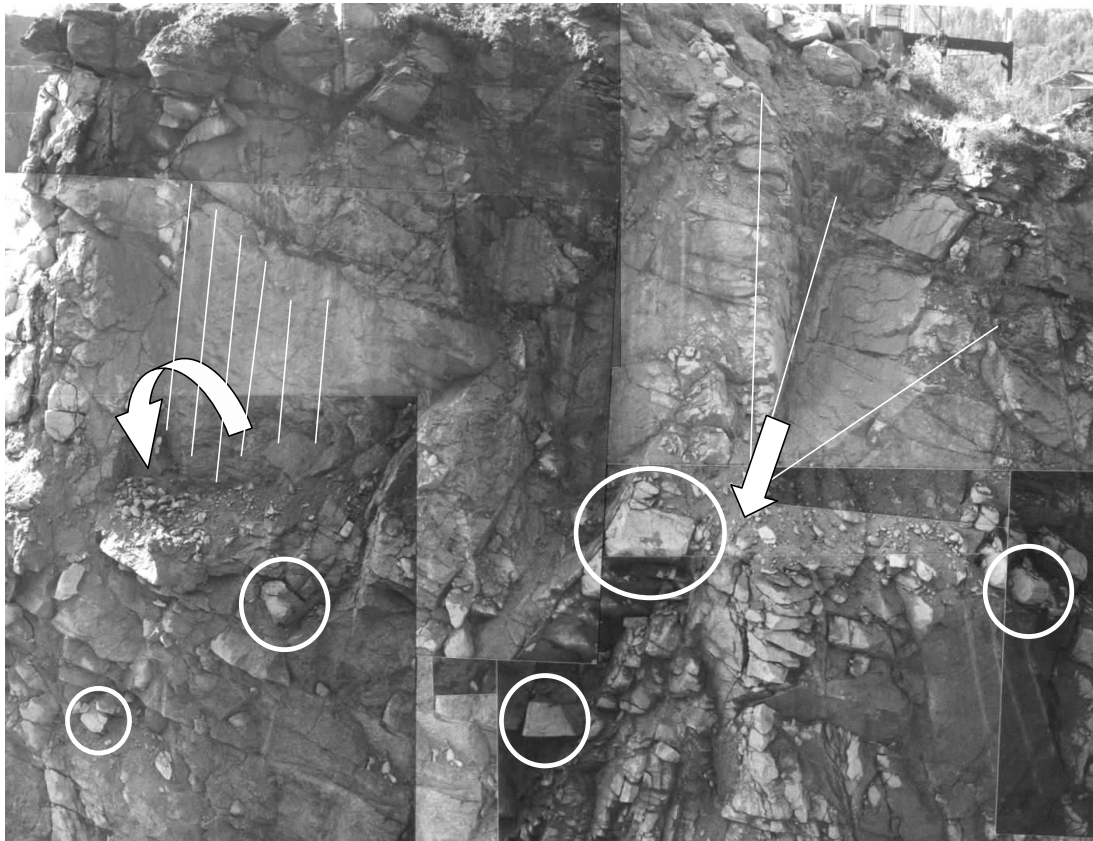


Figura 14.25. Foto del talud 1 de la cantera en el año 2002, donde se pueden apreciar los distintos fenómenos de inestabilidad que lleva asociado el mismo y que incluyen, rotura tipo cuña, rotura tipo vuelco y presencia de bloques sueltos inestables.

Apartado A. ¿Existen bloques de roca que puedan caer?

Los sub-apartados A.a. y A.b. se obtienen de los datos de discontinuidades. Así $A.a=5$, lo que se corresponde con 4 familias de discontinuidades y $A.b= 1,2$ por la continuidad estimada de las juntas (entre 10 y 20 m). En el talud se observó una pequeña falla por lo que $A.c =0,5$. $A.d = 2.5$ debido a los daños por sobre-voladura. En la zona se realizó saneo donde fue necesario por lo que $A.e =0$. Como bien muestra la Figura 14.25 se observaban múltiples bloques sueltos en el talud y se estimó a partir de la fotografía y de la observación in-situ que estos bloques

podrían ocupar un 70 % de la superficie del talud de ahí que $A.f = 7$. Finalmente, la altura del talud sería de unos 30 metros por lo que $A.g = 0,8$. De esta forma se puede obtener $A = 6,4$.

Apartado B. ¿Están los bloques o masa de roca próximos al equilibrio?

A partir de los resultados del censo de discontinuidades se puede estimar que los mecanismos de inestabilidad que pueden producirse en el talud 1 sería rotura de cuñas que deslicen por la intersección de los planos J1-J3 (véase que la esta intersección buza más que el talud, pero dada la variabilidad de la orientación de las discontinuidades es razonable esperar alguna inestabilidad de este tipo) y rotura por vuelco por separación de bloques a través de planos de la familia J2. Teniendo en cuenta la continuidad y espaciado de las juntas se puede proponer desde un punto de vista geotécnico una superficie de talud afectada del 30% por las cuñas y de otro 30 % en lo que respecta a vuelco. La detallada observación del talud in-situ (Figura 14.25) permite identificar una de estas cuñas, una zona local de vuelco y múltiples bloques sueltos en el talud, de forma que en la columna del apartado B referida a las observaciones in-situ se introducirán porcentajes de afección del 10, 20 y 50 % respectivamente. También se observaron algunos bloques caídos al pie de este talud, aunque probablemente otros muchos no se vieron; de forma que se estiman porcentajes a partir de bloques caídos de 40, 20 y 50 para cada uno de estos mecanismos. En caso de no observarse bloques por haberse limpiado se recomienda introducir en la columna tercera de evaluación del apartado B los mismos porcentajes que en la columna izquierda (in-situ). Una vez introducidos adecuadamente estos porcentajes en sus columnas correspondientes y realizadas las operaciones convenientes se obtiene un valor del apartado B = 7,54.

Apartado C. ¿Pueden ocurrir fenómenos que desestabilicen el bloque?

A partir de los datos climáticos señalados se evalúan los sub-aparatos C.a =5 y C.b =0.4. C.c =0.7 y C.d =0.3, a partir de las observaciones sobre la presencia de agua y nivel de meteorización en el talud. En lo que respecta a la vibración por voladuras se puede tener en cuenta que el consumo específico de explosivo medio en la cantera se estima en unos 500 gr equivalentes de goma por cada m^3 de material volado; sin embargo en esta zona donde se realizaron voladuras en zanja para abrir la entrada el consumo aumentaba a valores del orden de $700 \text{ gr}/m^3$, por lo que se obtiene el valor C.d= 2. De esta manera se obtiene C = 8,4.

Apartado D. ¿Llegaran a la zona de trabajo los bloques de roca que caen del talud?

La estimación de este parámetro es en este caso muy sencilla puesto que en este talud no hay bermas ni otro elemento de protección, por lo que cualquier bloque inestable caerá al pie del talud. Si se utiliza la tabla tendremos un valor $F_t=10$, para una altura de banco de 20 m y una anchura de berma nula ($A.B.<4m$). Este valor coincidiría con el resultado de las gráficas de cálculo de F_t+a en las gráficas inferiores de la segunda página de la planilla de cálculo. Para estos cálculos también se pueden utilizar códigos de desprendimientos como RocFall que darán una estimación del parámetro D que en este caso sería de cualquier manera $D = 10$.

ROFRAQ básico

Con los datos obtenidos hasta el momento se puede obtener el ROFRAQ básico, como $(A \times B \times C \times D) / 100$, y en este caso igual a 40,52 %. Este valor es un indicador de probabilidad de que un bloque caiga del talud y alcance la zona de trabajo o paso. Este valor indicaría pues que sería razonable esperar la caída de un bloque cada dos años y medio, según la

metodología empírica propuesta. Este valor no es ni alto ni bajo sino dependiendo que haya en la zona de abajo.

Apartado E. ¿Impactará el bloque que cae a una máquina o persona?

Este apartado es uno de los más complejos de estimar y además puede variar mucho de año a año de acuerdo con los planes de labores. A partir de las observaciones del tamaño de los bloques en el talud, aproximadamente entre 0,1 y 1 metro cúbico, se puede estimar el sub-apartado E(1a) o E(1b), y en este caso el primero con un valor de 1,2. Para calcular el tiempo y espacio ocupado por cada una de las máquinas bajo los 100 metros aproximados de longitud del talud 1, conviene utilizar una tabla de cálculo como la Tabla 14.21 creada específicamente para esta aplicación. En dicha tabla se calcula el valor de E para cada máquina y para personas, valores que son finalmente sumados para obtener el valor general de E en el talud, que en este caso alcanza un valor de 0,0352.

Apartado F. Historial de caída de bloques

A partir de opiniones del personal parece que en este talud ha tenido lugar algún desprendimiento, aunque nunca se produjo un accidente. Por tanto se estima directamente el valor de F es 1,2.

Tabla 14.21. Tabla de cálculo para la estimación del parámetro E del frente 1 de la cantera en 2002.

| | TIEMPO BAJO BANCO | | | | % tiempo total | | | % long. maq./ BANCO | tamaño de bloque | cercanía | E |
|-------------------------|-------------------|-------------|----------------|---------------|------------------------------|---------|----------------------|---------------------|------------------|----------|---------------------------|
| | DÍAS/AÑO | RELEVOS/DÍA | HORA S/REL EVO | CICLOS/HORA A | % tiempo de ciclo bajo BANCO | E(c) | longitud máquina (m) | | | | |
| PERFORADORA | 240 | 1 | 8 | 1 | 0 | 0 | 3 | 10 | | | 0 |
| EXCAVADORA | 240 | 1 | 8 | 100 | 60 | 13,1507 | 8 | 26,6666667 | 1 | 5 | 0,17534247 |
| VOLQUETE 1 (carga) | 240 | 1 | 8 | 3 | 15 | 3,28767 | 5 | 16,6666667 | 1 | 3 | 0,01643836 |
| VOLQUETE 1 (transporte) | 240 | 1 | 8 | 3 | 0 | 0 | 5 | 16,6666667 | 1 | 1 | 0 |
| VOLQUETE 2 (carga) | 240 | 1 | 8 | 3 | 15 | 3,28767 | 5 | 16,6666667 | 1 | 3 | 0,01643836 |
| VOLQUETE 2 (transporte) | 240 | 1 | 8 | 3 | 0 | 0 | 5 | 16,6666667 | 1 | 1 | 0 |
| VOLQUETE 3 (carga) | 240 | 1 | 8 | 3 | 15 | 3,28767 | 5 | 16,6666667 | 1 | 3 | 0,01643836 |
| VOLQUETE 3 (transporte) | 240 | 1 | 8 | 3 | 0 | 0 | 5 | 16,6666667 | 1 | 1 | 0 |
| VOLQUETE 4 (carga) | 240 | 1 | 8 | 3 | 15 | 3,28767 | 5 | 16,6666667 | 1 | 3 | 0,01643836 |
| VOLQUETE 4 (transporte) | 240 | 1 | 8 | 3 | 0 | 0 | 5 | 16,6666667 | 1 | 1 | 0 |
| PALA | 40 | 1 | 8 | 50 | 50 | 1,82648 | 4 | 13,3333333 | 1 | 5 | 0,01217656 |
| MARTILLO HIDRÁULICO | 240 | 1 | 8 | 1 | 20 | 4,38356 | 7 | 23,3333333 | 1 | 10 | 0,10228311 |
| | | | | | | | | | | | Emaq.= 0,3555556 |
| Trabajadorea a pie | 10 | 1 | 8 | 1 | 100 | 0,91324 | 1 | 3,3333333 | 1 | 10 | 0,00304414 |
| | | | | | | | | | | | Epers.= 0,00304414 |
| | | | | | | | | | | | E= 0,3585997 |

ROFRAQ

Una vez obtenidas todas las valoraciones se puede calcular un valor de ROFRAQ = 171, 48, tal y como se ha mostrado en la Tabla 14.18, que indica de forma estimativa una probabilidad de accidente por desprendimiento algo mayor de 0,015 y un poco elevada, ya que se corresponde con riesgo medio según la tabla de ROFRAQ. Así sería necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc... que se tomaron en el año siguiente, teniendo en cuenta que este valor elevado iba asociado al paso de gran cantidad de maquinaria por lo que este índice irá disminuyendo en los años sucesivos.

14.6. Modelos para analizar las trayectorias de bloques

Para analizar las trayectorias de caída de los bloques habrá que preparar modelos que puedan simularlas. En general estos modelos se pueden dividir en dos tipos, a saber **modelos de partícula** ("lumped mass models") en los que se supone que toda la masa del bloque se concentra en su centro de gravedad y no se considera ni la forma, ni el volumen de la partícula; y **modelos** denominados **rigurosos** que incluyen diversos enfoques en los que el volumen y la forma del bloque es tenido en cuenta (Hungry y Evans, 1988). Ciertamente esta clasificación sencilla no es exhaustiva en general pero nos da un panorama del tipo de modelos disponibles.

Giani et al. (2004), a partir de la comparación de ensayos grabados con cámara de video y su posterior simulación con diferentes técnicas, y teniendo en cuenta todo el proceso de simulación, desde la toma de datos de los parámetros geométricos del talud y los bloques, coeficientes de restitución y ángulo de fricción de rodadura, etc... hasta la comparación de la realidad con sus resultados llegaron a la conclusión de que actualmente sigue resultando muy difícil la simulación realista de estos fenómenos, por lo que la realización de experimentos a escala real es crucial para la evaluación de los parámetros que controlan los fenómenos de impacto y rebote, aunque aun así resulta muy complicado cuantificar la influencia de ambos, así como la de la variabilidad de estas y otras propiedades a lo largo del talud. Así, observaron variaciones muy importantes de los coeficientes de restitución y especialmente del normal. Observaron una influencia importante de las irregularidades del talud, muy difíciles de cuantificar con técnicas de topografía estándar. Y finalmente observaron una gran influencia de cómo se vayan orientando e impactando los bloques en su bajada a través del talud.

Todo ello no obsta para que a través de algunos de los códigos que se presentan a continuación se puedan obtener estimaciones más o menos razonables de las trayectorias y alcance de los bloques que caen por un talud, cuyos resultados, eso sí deben ser interpretados con prudencia y en el ámbito de una metodología más amplia que tenga en cuenta la incertidumbre de los datos y variabilidad de los resultados.

14.6.1. Modelos de partícula

En estos modelos se supone que el bloque es un punto con una masa m y una velocidad v . El punto vuela por el aire siguiendo una trayectoria balística en la que no se suele tener en cuenta la resistencia del aire. Cuando el bloque toca la superficie del terreno se produce un impacto en el que la velocidad normal del bloque cambia de dirección y se reduce por un coeficiente k_n y la velocidad tangencial mantiene el signo y se reduce por un coeficiente k_t .

Estos métodos no tienen en cuenta los momentos rotacionales. Los coeficientes de restitución que se asumen se supone que incluyen todos los aspectos asociados a la pérdida de energía del impacto.

Además del modelo de partícula RocFall, que se comentará con más detalle a continuación, existen otros códigos, como CRSP (Figura 14.26.) en el mercado, que realizan cálculos análogos al modelo RocFall en dos dimensiones. Otros programas, como STONE (Figura

14.27), (Agliardi y Crosta, 2003) o EUROBLOC (Copóns et al., 2001), utilizan un esquema de cálculo análogo, sólo que trabajan en 3-D.

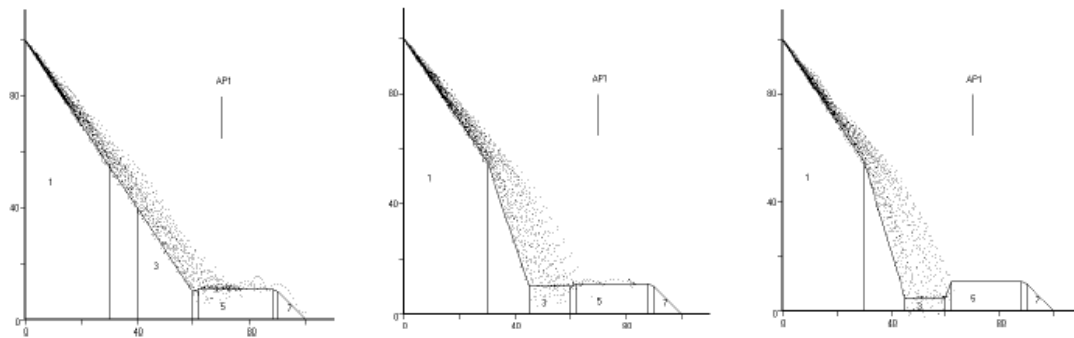


Figura 14.26. Simulación con el código CRSP para 100 bloques de 1 cm de diámetro que caen a una carretera. La simulación revela que para la geometría original el 14% llega a la carretera (izq.), si el talud se retranquea sólo llega el 2% (centro) y si se coloca una cuneta amplia y profunda, ningún bloque llegará a la vía (derecha). Según Maerz (2000).

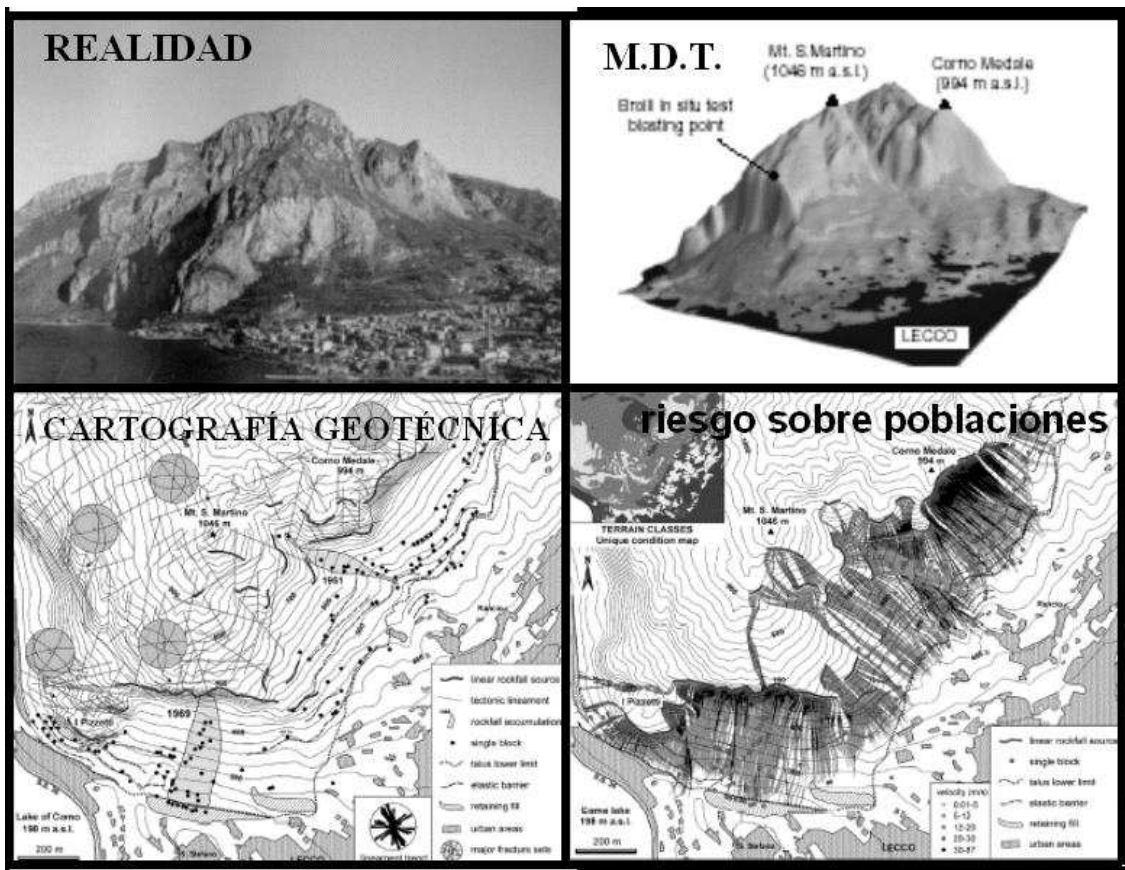


Figura 14.27. Simulación con el código Stone de desprendimientos en zonas de montaña. Se presenta la forma real del terreno, el modelo digital del terreno, la cartografía geotécnica y las trayectorias de caídas y alcance de bloques en la ladera. Según Agliardi y Crosta (2003). Cortesía: Elsevier.

14.6.2. Modelos rigurosos

En este tipo de métodos se supone conocida la forma y tamaño de cada uno de los bloques y se estiman todos los movimientos de los bloques, incluyendo los fenómenos de rotación. Uno de estos enfoques rigurosos sería trabajar con códigos numéricos basados en elementos discontinuos como UDEC (en dos dimensiones) o 3DEC (en tres dimensiones), presentados en el tema correspondiente a simulación numérica.

Estos códigos simulan el comportamiento real de macizos rocosos fracturados utilizando una discretización espacial discontinua y un esquema de integración temporal explícito, por lo que resuelven los problemas de forma dinámica y evolutiva utilizando un sistema de amortiguación dinámica. Esto hace que se pueda simular la caída de un bloque de tamaño definido, ajustando la constante de amortiguación a las observaciones sobre el coeficiente de restitución real del bloque. Por tanto, no se podría trabajar de manera realista con varios bloques, por lo que las ventajas del uso de estos códigos no parecen mayores que las limitaciones que implica.

No obstante, UDEC y 3-DEC si puede resultar muy interesante para realizar estudios particulares sobre algunos aspectos relativos a la influencia del tamaño y forma de los bloques en las trayectorias de caída. Así en el ejemplo de la Figura 14.28., se presenta una simulación de desprendimiento en un talud de una cantera con este código UDEC (Itasca, 2001), donde se pueden apreciar algunas de las posibilidades del mismo.

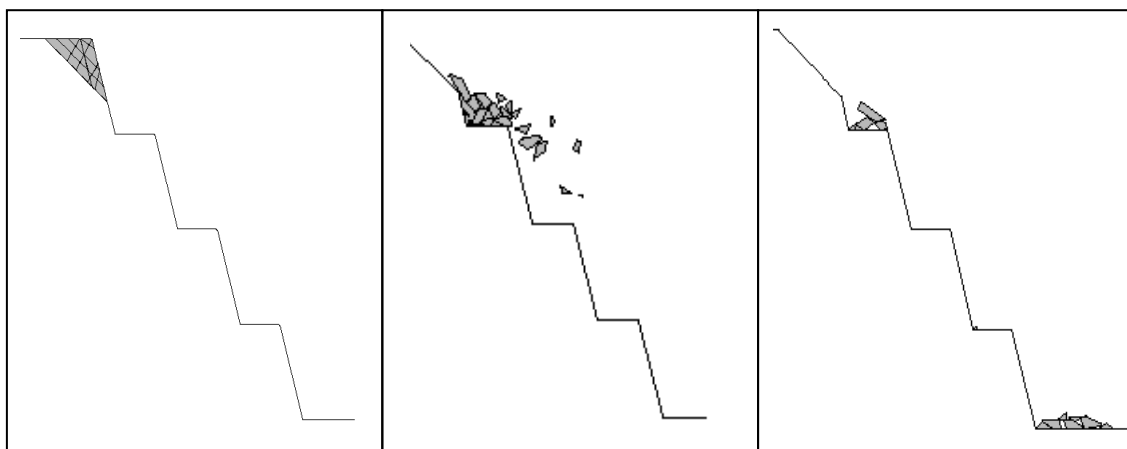


Figura 14.28. Ejemplo de simulación de bloques con el código UDEC.

Otro método que se podría incluir dentro de los rigurosos sería el presentado por Descoeurdes y Zimmerman (1987), en el que los momentos de traslación y rotación varían con el impacto siguiendo una serie condiciones bastantes complejas que dependen de la zona de bloque que impacte (esquina, arista, cara) y su orientación, del ángulo de rotación en el punto de impacto, en la rugosidad de la superficie y en las deformaciones que se produzcan. Resulta, no obstante, complicado el introducir de forma realista todos estos valores, por lo que parece en la práctica que este método ha sido poco utilizado.

14.6.3. Ejemplo de código de partícula

Se presenta a manera de ejemplo el código *RocFall 3.0*. (Rocscience, 2002) para demostrar las ecuaciones básicas y sus posibilidades de aplicación, y porque se ha utilizado para el ejemplo de diseño que aparece al final del capítulo. *RocFall 3.0* es un programa de partícula basado en el análisis estadístico y diseñado para evaluar el riesgo ante desprendimientos de rocas en taludes en dos dimensiones. Con este programa se puede evaluar la energía, velocidad y altura de rebote en cualquier punto del talud al igual que la localización final de las rocas desprendidas, que es el factor que más nos interesa. El código presenta como resultado las trayectorias de las partículas liberadas, así como las distribuciones de alturas de rebote y de energía cinética en los puntos del talud que se desee (Figura 14.29), principalmente al objeto de diseñar pantallas dinámicas.

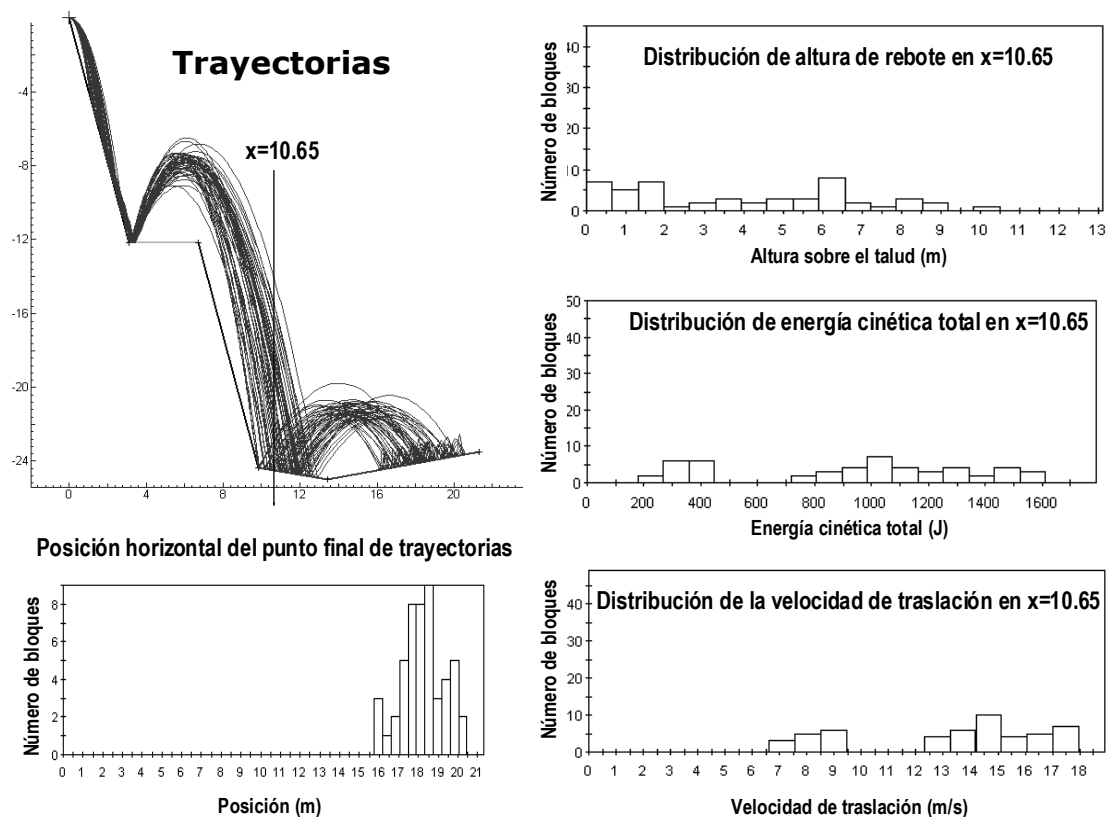


Figura 14.29. Ejemplo de los resultados obtenidos con el código RocFall, para una simulación sencilla. Según Rocscience, 2002.

A continuación se detallará el modelo empleado: las hipótesis que se han hecho, las ecuaciones que se han utilizado, y el algoritmo empleado. Cada roca es modelada como una partícula, y cada partícula es lanzada como si fuese un círculo de radio infinitamente pequeño. El tamaño de la roca no juega ningún papel en el algoritmo, pero las ecuaciones empleadas en el algoritmo de deslizamiento implican una forma circular. Como cada roca se considera como infinitamente pequeña, no hay interacción entre partículas, solo con los segmentos que componen el talud. Además, cada roca se comportará como si fuese la única roca presente en la simulación.

El modelo es un modelo bastante crudo del proceso físico de un desprendimiento de rocas. No tiene en cuenta el efecto del tamaño, la forma y el momento angular de la roca en los resultados finales. En cambio, el modelo tiene la ventaja de que los cálculos se realizan con extremada rapidez. Hay tres secciones distintas en el análisis de la caída de las rocas: el algoritmo de la partícula, el algoritmo de proyección y el algoritmo de deslizamiento. El algoritmo de la partícula asegura que todos los parámetros de la simulación son válidos, establece todas las condiciones iniciales para preparar los algoritmos de proyección y deslizamiento y finalmente hace comenzar el algoritmo de proyección. En el resto de la simulación, hasta que la roca se detiene, se emplea el algoritmo de proyección y deslizamiento. El algoritmo de proyección se utiliza para calcular el movimiento de la roca mientras ésta está viajando por el aire, rebotando de un punto del talud a otro. El algoritmo de deslizamiento se emplea para calcular el movimiento de la roca mientras está en contacto con el talud.

Cada roca es modelada como una partícula, y cada partícula es lanzada como si fuese un círculo de radio infinitamente pequeño. El tamaño de la roca no juega ningún papel en el algoritmo, pero las ecuaciones empleadas en el algoritmo de deslizamiento implican una forma circular. Como cada roca se considera como infinitamente pequeña, no hay interacción entre partículas, solo con los segmentos que componen el talud. Además, cada roca se comportará como si fuese la única roca presente en la simulación.

Aunque se considere que las rocas no tienen ningún tamaño se considerará que si tienen masa. La masa no se utiliza en ninguna de las ecuaciones empleadas para calcular el movimiento de las rocas, se utiliza solamente para calcular la energía cinética a la hora de crear los gráficos y presentar los resultados. La masa es determinada al comienzo de la simulación y permanece constante durante la misma. Lo que quiere decir que no se tendrá en cuenta una posible fragmentación de la misma tras un impacto contra el talud.

La resistencia al movimiento de las rocas que ejerce el aire no se tiene en cuenta en ninguna de las ecuaciones. Se asume que las rocas son lo suficientemente grandes y viajan a velocidades suficientemente pequeñas como para que esta resistencia pueda ser ignorada.

El talud es modelado como un grupo continuo de segmentos rectos, conectados extremo con extremo. Para que sea considerado válido, un segmento del talud no puede ser cruzado por otro segmento del talud, y los vértices no pueden coincidir. Cada punto que compone esos segmentos debe ser introducido mediante sus correspondientes coordenadas X e Y manualmente.

El algoritmo de proyección asume que la roca tiene una velocidad que hará que se mueva, a través del aire, desde una posición inicial a una nueva posición donde la roca golpeará otro objeto. El camino que sigue la roca por el aire será el de una parábola.

La esencia del algoritmo de proyección es encontrar el punto de intersección entre la parábola (el camino que sigue la roca) y un segmento del talud. Una vez que encuentra el punto de intersección el impacto se calcula de acuerdo con los coeficientes de restitución. Si después del impacto la roca todavía se mueve con velocidad suficiente el proceso comienza otra vez con la búsqueda de un nuevo punto de intersección. En este contexto, "con velocidad

suficiente” se define mediante una velocidad mínima que es especificada por el usuario al principio de la simulación. La velocidad mínima define el punto de transición entre el estado de proyección y el estado donde la roca se está moviendo demasiado despacio para ser considerado una proyección y debería ser considerado en cambio, un movimiento deslizamiento o incluso podría considerarse parada. Los resultados de la simulación y el tiempo necesario para desarrollar cada simulación no son particularmente sensibles a los cambios de la velocidad mínima.

14.6.4. Estimación de parámetros

Los dos parámetros de mayor significación sobre los resultados de los análisis serán los coeficientes de restitución y el coeficiente de rozamiento frente a la rodadura y deslizamiento. SE presentan a continuación algunas ideas para estimar estos valores.

14.6.4.1. Coeficientes de restitución

El valor de los coeficientes de restitución es de gran importancia a la hora de realizar las simulaciones con programas de partícula. Diversos autores han expuesto los resultados obtenidos en sus ensayos, atribuyendo a un determinado material un coeficiente de restitución concreto. Se expondrán a continuación los resultados más significativos obtenidos. El valor de estos coeficientes es sin duda alguna el más influyente sobre los resultados de las simulaciones, por lo que es necesario hacer una buena aproximación del mismo.

La Tabla 14.22 resume una serie de valores del coeficiente de restitución que se han encontrado en la bibliografía. Estos valores se basan en hipótesis, calibraciones con los resultados del análisis de trayectorias, programas bastante limitados de laboratorio y ensayos de campo. Información adicional sobre el coeficiente de restitución se puede encontrar en la recopilación realizada por Rocscience (2002).

Giani et al. (2004) ponen de manifiesto la manifiesta variabilidad de estos coeficientes a lo largo de los taludes, en función de no sólo la superficie del talud, sino también el tipo de impacto. Así para un talud en los Alpes estiman un coeficiente de restitución con un valor medio de 0.25 y una desviación estándar de 0.26.

14.6.4.2. Ensayos de laboratorio para determinar el coeficiente de restitución.

A continuación se expondrá un trabajo de investigación realizado por Richards et al. (2001) que permite determinar el coeficiente de restitución de un modo sencillo y partir de resultados de rebotes con el martillo de Schmidt. Estos autores realizaron en primer lugar una serie de ensayos lanzando bolas esféricas de distintos tipos de roca sobre baldosas lisas y en segundo término lanzando bolas y bloques rugosos sobre baldosas también rugosas. A partir de sus resultados propusieron una serie de expresiones para estimar a partir de ensayos de este tipo coeficientes de restitución realistas.

Tabla 14.22. Diferentes valores del coeficiente de restitución según diversos autores.

| Referencia | k_n | k_t | Propiedades del talud |
|--|-----------|-------|---|
| Hoek (2000) | | | |
| | 0.53 | 0.99 | Roca dura limpia |
| | 0.40 | 0.90 | Asfalto de carretera |
| | 0.35 | 0.85 | Afloramientos rocosos con rocas grandes |
| | 0.32 | 0.82 | Talud de cobertera |
| | 0.30 | 0.80 | Suelo blando con vegetación |
| Robotham et al. (1995) | | | |
| | 0.315 | 0.712 | Talud de piedra caliza |
| | 0.303 | 0.613 | Fragmentos de piedra caliza |
| | 0.315 | 0.712 | Acumulación de piedra caliza |
| | 0.251 | 0.489 | Acumulación de piedra caliza con vegetación |
| Pfeifer y Bowen (1989) | | | |
| | 0.4 | 0.90 | Superficies duras lisas y pavimento |
| | 0.35 | 0.85 | Roca matriz y grandes rocas |
| | 0.32 | 0.83 | Suelos firmes en el talud |
| | 0.29 | 0.80 | Suelos blandos en el talud |
| Rocscience (2002) | | | |
| | 0.4 | 0.90 | Asfalto |
| | 0.35 | 0.85 | Roca inalterada |
| | 0.53 | 0.99 | Roca dura y limpia |
| | 0.30 | 0.80 | Suelo con vegetación |
| | 0.32 | 0.82 | Talud de cobertera |
| | 0.32 | 0.80 | Talud con vegetación |
| <i>Los valores superiores tienen desviaciones estándar de 0.04</i> | | | |
| Giani et al. (2004) | | | |
| | 0.7 | 0.85 | Roca sólida |
| | 0.5 | 0.80 | Escombros compacto |
| | 0.48 | 0.79 | Escombros suelto |
| | 0.3 | 0.30 | Talud con vegetación |
| Azzoni, La Barbera & Zaninetti (1995) | | | |
| | K | | (en términos de energía cinética) |
| | 0.85 | | Piedra caliza |
| | 0.60 | | Escombros duros |
| | 0.40 | | Escombros blandos |
| | 0.55 | | Escombros medios |
| | <0.20 | | Lodo |
| | 0.50-0.60 | | Relleno |

14.6.4.2.1. Bolas esféricas sobre baldosas lisas.

El programa de laboratorio elaborado por Richards *et al.* (2001) se realizó sobre 23 tipos de rocas diferentes. Se prepararon baldosas lisas y pulidas con un espesor que variaba entre 25 y

50 mm. Las baldosas de roca fueron sujetadas a una base de hormigón que podían colocarse con unas inclinaciones de 0°, 10°, 20°, 45° con respecto a la horizontal.

En principio el programa de ensayos consistía en dejar caer bolas sobre baldosas del mismo tipo de roca. Debido a la variedad de materiales rocosos y las diferencias en el tamaño de los especímenes, los resultados del rebote del martillo Schmidt no son necesariamente iguales para bolas y baldosas del mismo material. Dos series más se llevaron a cabo para evaluar el comportamiento del mismo tipo de bola de roca sobre diferentes baldosas de roca.

Los resultados muestran una correlación razonable entre el coeficiente de restitución normal, los resultados del rebote del martillo Schmidt sobre bolas (S_{bola}) y baldosas ($S_{baldosa}$), y la inclinación de las baldosas, α . La correlación es mejor ($r^2 > 0.60$) para rocas con grandes valores de S_{bola} o $S_{baldosa}$ (como el granito o el basalto) y peor para rocas con valores de rebote más bajos (como el mármol o la arenisca). La inclinación de la recta de k_n frente a S_{bola} es generalmente menos inclinada que la de k_n frente a $S_{baldosa}$, lo que indica que las propiedades de la roca que cae son menos significantes que las de la baldosa sobre la que impacta. Los resultados del ensayo también muestran que el coeficiente de restitución normal aumenta con el ángulo de inclinación de la baldosa.

Los coeficientes de correlación iniciales que se obtuvieron al principio no fueron muy altos ($r^2 = 0.52-0.65$), principalmente debido a algunos rebotes anormales causados por irregularidades en la forma de las bolas o una inadecuada fijación de las baldosas. Esta pobre correlación también ocurre en rocas con valores bajos del rebote del martillo Schmidt como en los especímenes de caliza ($S \approx 0$).

14.6.4.2.2. Bolas y bloques rugosos sobre baldosas rugosas.

Para extender los resultados del ensayo idealizado anterior, se llevó a cabo otra serie de ensayos con piezas de roca rugosas lanzadas sobre baldosas también rugosas. Se emplearon tres tipos de rocas para estos ensayos: basalto, grauvacas y caliza. La altura de caída de las rocas fue del orden de 0.6 a 3 m, empleando inclinaciones de la baldosa de 0 y 40°.

Los valores de k_n de bolas de roca lisas son sobre tres veces mayores que los de las piezas rocosas rugosas, lo que indica que la forma de la roca lanzada es un componente importante en el valor de k_n . Una roca proyectada con una forma irregular y bordes afilados experimentará fragmentación y rotación al impactar, con lo que el rebote será menor que el de una bola lisa.

Los valores para el coeficiente de restitución normal se calculan según la ecuación:

$$k_{n-lisas} = \frac{(-110 + 9S_{baldosa} + 4S_{bola} + 4\alpha)}{1000} \quad (14.31)$$

Los resultados indican hay una relación lineal entre el coeficiente de restitución normal correspondiente a los bloques rugosos y los calculados según la ecuación anterior. Una ecuación modificada para calcular el coeficiente de restitución normal de rocas rugosas, $k_{n-rugosas}$, con $r^2 = 0.88$, sería la siguiente:

$$k_{n-rugosas} = \frac{-9 + 49 \cdot k_{n-lisas}}{100} \quad \text{o bien} \quad k_{n-rugosas} = \frac{-145 + 4 \cdot S_{baldosa} + 2 \cdot S_{bola} + 2\alpha}{1000} \quad (14.32)$$

De este modo, a partir de los valores obtenidos con el martillo Schmidt en las rocas y una determinada inclinación del terreno sobre el que impactan podemos obtener una estimación del coeficiente de restitución normal de las rocas.

14.6.4.3. Estimación del coeficiente de fricción frente a la rodadura

Este parámetro, $\mu = \text{tg } \theta$, permite calcular la pérdida o ganancia de energía y velocidad de un bloque que rueda sobre una superficie inclinada, por lo que se trata de un parámetro cuyo conocimiento es necesario para estimar la trayectoria y alcance de los bloques. Se suele considerar a priori igual al coeficiente de fricción entre bloque y terreno, pero es un parámetro difícil de estimar y muy variable.

En su estudio Giani *et al.*(2004), realizan una comparación entre la velocidad tangencial observada en una serie de bloques que bajan por un talud y la teórica para diferentes valores de este coeficiente. Tal y como muestran las Figura 14.30. a y b, en la que se realizan estas comparaciones, parece que en el caso real es difícil estimar un valor razonable para todo el talud, pudiéndose sólo estimar unos valores aproximados en las diferentes zonas del talud.

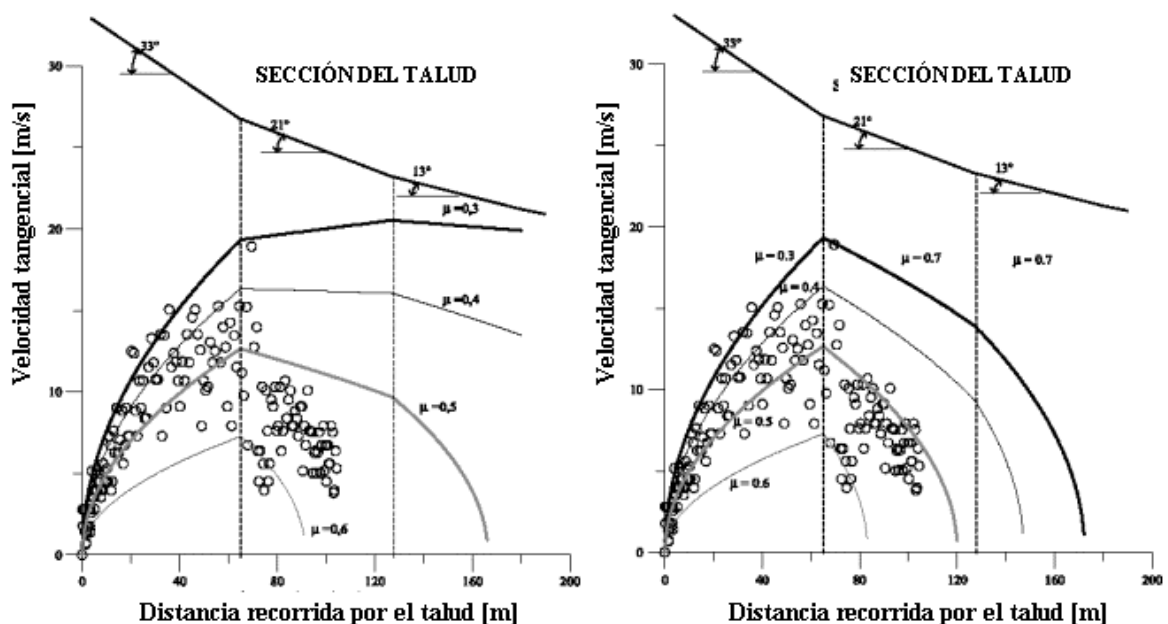


Figura 14.30. Comparación entre la velocidad tangencial experimental (círculos) y la teórica (líneas) para distintos valores del coeficiente de fricción por rodadura. En a) cada curva teórica se obtienen utilizando un coeficiente constante en todo el talud y en b) utilizando coeficientes variables en las distintas partes del talud.

Cortesía: Springer Verlag.

14.7. Normativas

En el ámbito minero la protección frente a desprendimientos ha ido ligada a la colocación de bermas en el talud. Así, la legislación obliga a dejar bermas en función de los tipos de explotación, limitando las alturas máximas de banco y de talud final, así como a realizar un saneo de los frentes para evitar posteriores caídas.

En España la legislación marca alturas máximas del frente de trabajo de 20 metros (12 m, en explotaciones de bloques de piedra natural y 30 en casos especiales). En la pared del talud final se permitirá una altura máxima de 40 metros sin necesidad de bermas (en explotaciones de bloques de piedra natural, la altura máxima será de 36 metros), siempre que el frente resultante sea estable y no sobrepase la vertical.

En lo que concierne al saneo la legislación exige que después de una parada y antes de comenzar los trabajos es necesario inspeccionar los frentes de explotación, asegurándose de que no existan rocas inestables y ordenando, en caso necesario, su saneo. La inspección debe ser realizada por el responsable o encargado del tajo, y el saneo efectuado por personal experto y provisto de medios adecuados. En otros países la legislación exige bermas de tamaños definidos.

En el ámbito de la ingeniería civil se denomina zona de seguridad ("safety zone" o "clear zone", en la literatura anglosajona) a la zona adyacente a la carretera que debe estar libre de obstrucciones (obstáculos, elementos de riesgo o taludes) que se pueda encontrar en su trayectoria un vehículo, que se salga de la calzada (Figura 14.31).

Los dos criterios principales para el diseño de esta zona de seguridad son la velocidad máxima permitida y el tráfico medio diario. Otros tres parámetros que se suelen incluir según países en los criterios de diseño de esta zona de seguridad son el tipo de vía, la presencia de taludes y el radio de curvatura. La anchura de los carriles, severidad de los accidentes, etc.. también pueden ser tenidos en cuenta.

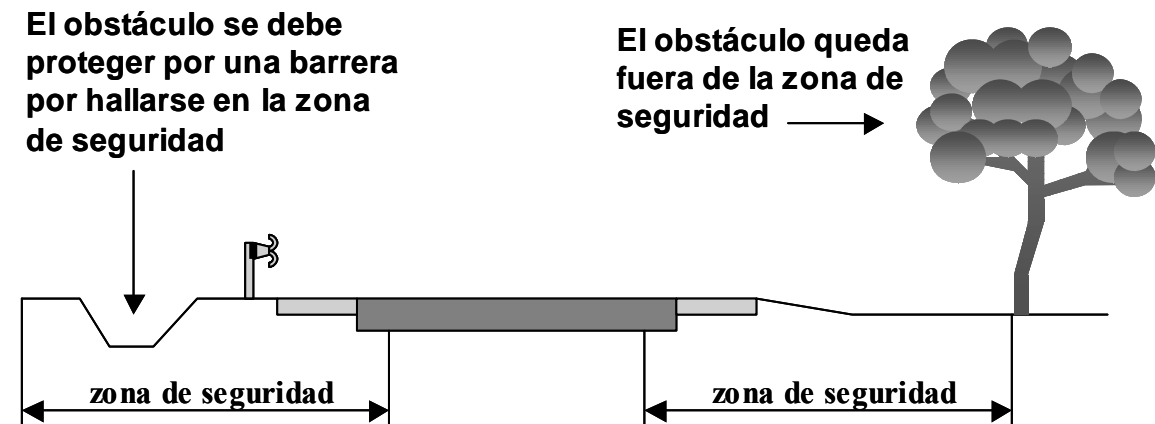
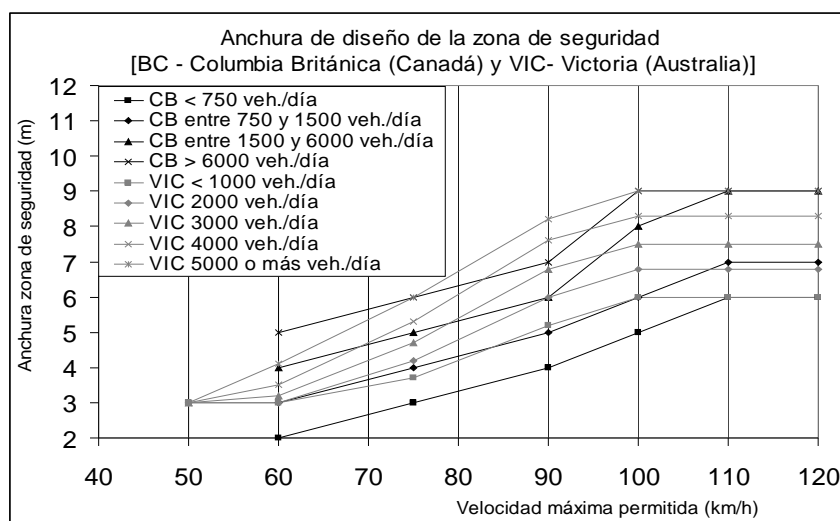
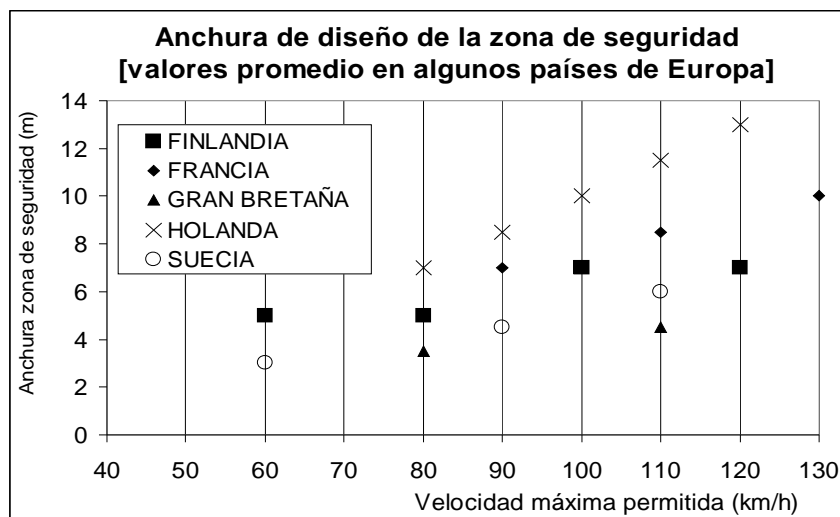


Figura 14.31. Definición de zona de seguridad.

A manera de ejemplo se presentan gráficamente las anchuras de diseño del área de seguridad propuestas por distintas administraciones. Así en la Figura 14.32.a, se muestran las correspondientes a los estados de la Columbia Británica en Canadá, y el estado de Victoria en Australia. Este tipo de modelos, que como se ve son análogos, son también parecidos a los utilizados por los Departamentos de transporte (DOT) de diversos estados de los Estados Unidos. En la Figura 14.32.b, se muestran las anchuras de la zona de seguridad de diseño medias de diversos países Europeos. Como se ve, en Europa la legislación es más variable, influyendo además a la hora de proponer una anchura del área de seguridad, no sólo el tráfico medio diario y la máxima velocidad admisible, sino también otros parámetros.



a)



b)

Figura 14.32. Criterios de diseño legislativos de la anchura del área de seguridad de diferentes estados.
a) Criterios de diseño de los estados de la Columbia Británica (Canadá) según Coulter (1996) y Victoria (Australia) según Vicroads (2001), con criterios análogos a los utilizados en algunos estados norteamericanos.
b) Criterios promedio de diseño de algunos países europeos, según RISER (2003).

Para el caso español, y según el Ministerio de Fomento (2003) la anchura de seguridad incluirá como mínimo el arcén, o el arcén y el margen lateral, en el caso de que no existan barreras. Esta anchura de diseño tendrá especialmente en cuenta el tipo de vía (autovía, vía rápida, carretera normal), la máxima velocidad, y los radios de curvatura, habiéndose previsto limitaciones en zonas de montaña con tráfico medio diario muy bajo. También se tendrá en cuenta la presencia de taludes y la severidad de los accidentes registrados.

14.8. Métodos de protección

Puesto que es imposible eliminar completamente los desprendimientos de bloques de roca de los macizos rocosos, es necesario el uso de métodos de protección que eviten que los bloques que caen alcancen personal, máquinas, calzadas o vehículos.

14.8.1. Tipos de métodos de protección

En las Figuras 14.33 y 14.34. y en las fotografías de la Figura 14.35 se muestran las posibles medidas a tomar para disminuir el daño asociado a desprendimientos.

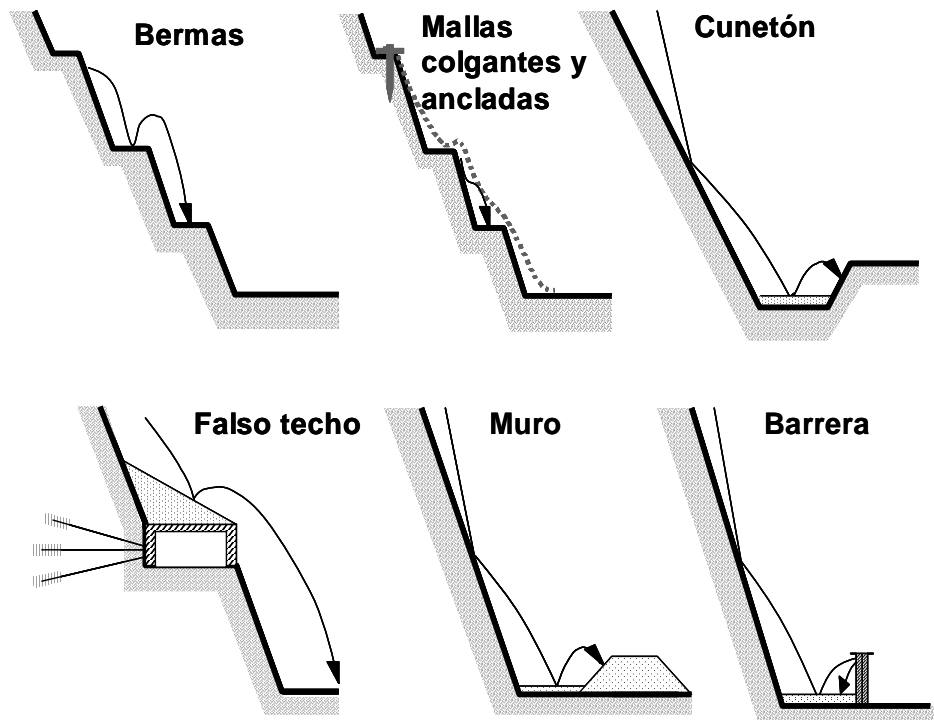


Figura 14.33. Posibles medidas para mitigar el riesgo asociado a desprendimientos. Basado en Spang y Rautenstrauch, (1988).

Tradicionalmente y debido a su bajo coste, en el ámbito minero se utilizan típicamente las bermas, mientras que en carreteras es común la creación de cunetones o zanjas de recepción, o en zonas de alta montaña de falsos túneles, que no sólo protegen del desprendimiento de rocas sino también de aludes de nieve (Figura 14.36).

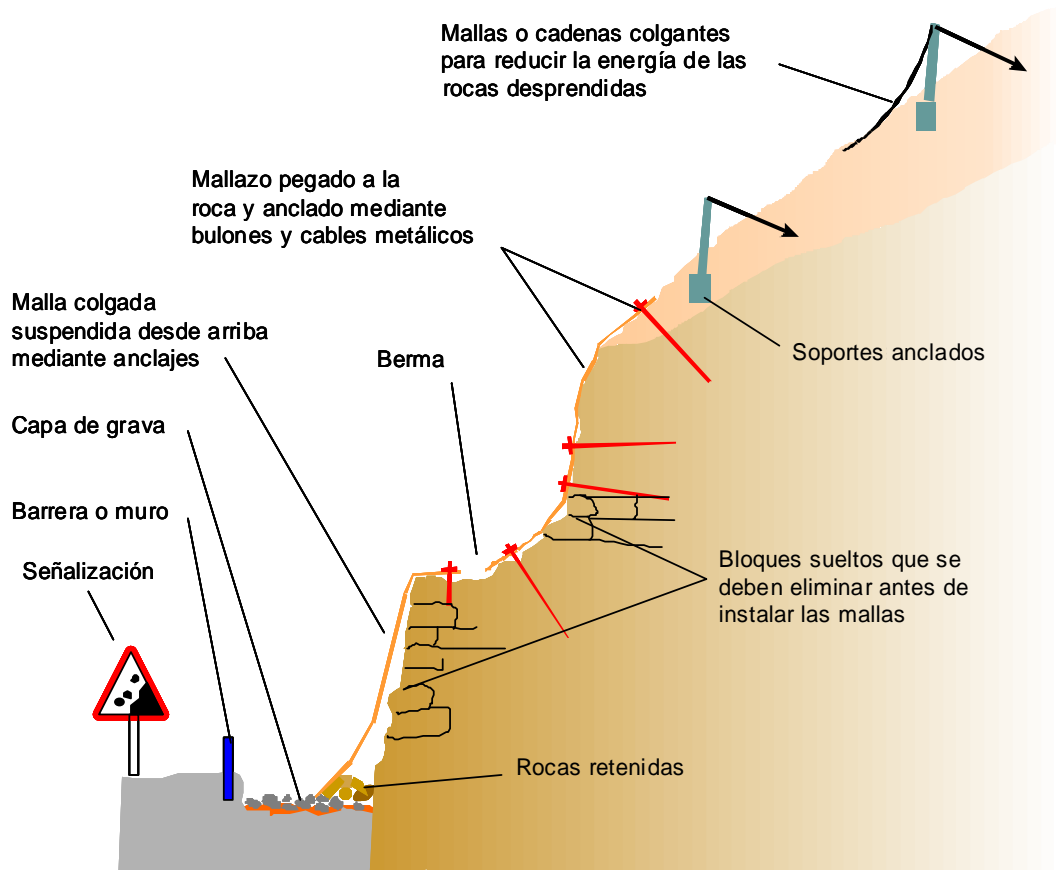


Figura 14.34. En la parte superior se muestra el uso conjunto de medidas de protección y seguridad contra desprendimientos (original según Fookes & Sweeney, 1976; modificada por www.land-man.net/uploads y los autores). En la parte inferior y de izquierda a derecha. Mallas colgantes (www.land-man.net/uploads), malla anclada (www.stachys.es) y barrera dinámica (www.geobrugg.com).

Estas tres técnicas de protección suelen ir asociadas a las fases de diseño, de forma que si se comienzan a observar desprendimientos una vez que el talud esté en operación, habrá que acudir a técnicas como la instalación de mallas colgantes ancladas en su parte superior o mallas ancladas en todo el talud. Además siempre se puede proteger la zona de riesgo mediante muros (de gabiones, de tierra armada, de hormigón o simplemente rellenos) y mediante barreras o pantallas dinámicas. Tal y como muestra la Figura 14.34, basada en Fookes y Sweeney (1976), estos métodos se pueden combinar.

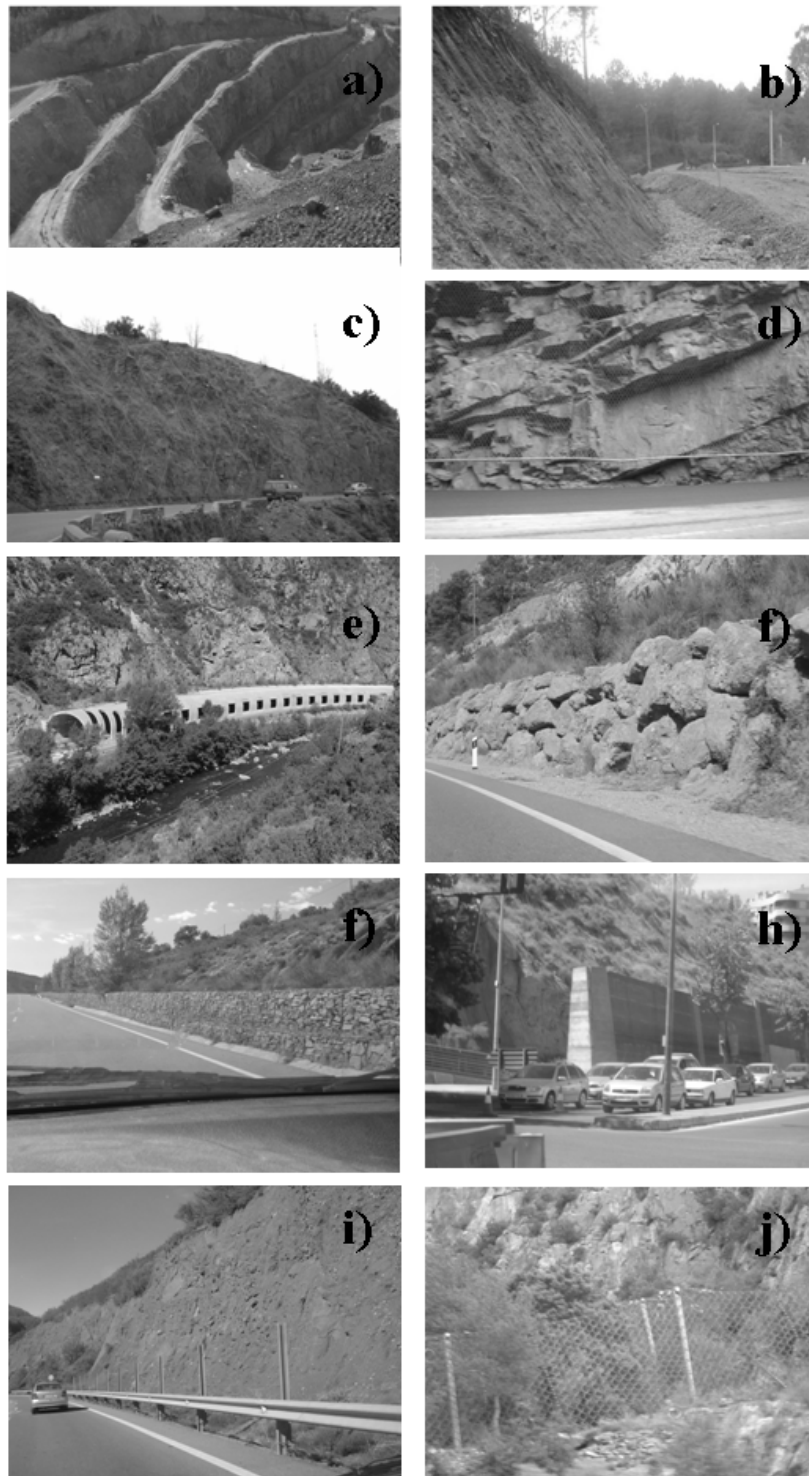


Figura 14.35. Algunas fotografías de métodos de protección frente a desprendimientos. a) bancos y bermas en una cantera, b) cuentón o zanja de protección en la construcción de una carretera.,c) mallas ancladas, d) malla colgada en el Pirineo catalán, e) falso túnel, f) muro de escollera, g)muros de gaviones, h) muro de hormigón, i) barreras estáticas j) barreras dinámicas. Fotografías: autores.



Figura 14.36. Falso techo o semi-túnel, muy adecuado para la protección frente a desprendimientos en zonas de montaña.

El diseño de los muros o pantallas requerirá el estudio de las trayectorias, de la velocidad de impacto de los bloques, de la posición y altura de la barrera, de las especificaciones de la misma para la absorción de impactos, así como el análisis de su estabilidad.

El estudio de las trayectorias de los bloques y las características de su tamaño se realizará mediante observación de los bloques caídos, puntos de impacto y las características geométricas, geológicas y de vegetación. Las observaciones in situ permiten realizar simulaciones de ordenador para evaluar la velocidad, las alturas de rebote, la energía adquirida en la caída y las máximas distancias alcanzadas por los bloques (véase Figura 14.29). Los resultados obtenidos deben ser comparados con las observaciones in-situ para calibrar los modelos.

Las pantallas dinámicas, como las que desarrolla la compañía Geobrugg pueden actualmente presentar capacidades de absorción de energía de hasta 2500 KNm y aun algo más, por lo que podrían por ejemplo detener un bloque de 60 tn que bajara a una velocidad de 20 m/s (Figura 14.34. zona inferior derecha).

Otro de los sistemas más comunes para limitar los daños por desprendimientos es el uso de mallas metálica colgantes (ancladas en la parte superior) o extendidas por el talud y ancladas en varios puntos (Figura 14.34. inferior izquierda). Estas técnicas y especialmente la primera de ellas no evitan las caídas pero sí las controlan, reduciendo las velocidades de bajada y evitando que los bloques de roca lleguen a las zonas de riesgo. Estos sistemas suelen resultar además mucho más económicos que las pantallas dinámicas, aunque no resultan fáciles de aplicar en taludes muy elevados, como por ejemplo en zonas de montaña.

14.8.2. Diseño tradicional de métodos de protección en carreteras

En carreteras, probablemente, el sistema de protección contra desprendimientos permanente más efectivo es la colocación de un cuentón en la base del talud, cuyo fondo deberá estar lleno de grava para absorber la energía de impacto de los bloques desprendidos y que se separará de la calzada mediante una barrera (Figura 14.34. superior). Esta barrera se podrá diseñar de acuerdo a resultados de modelos teniendo en cuenta en el diseño que la distancia mínima entre el pie de talud y la barrera sea tal que no se produzca un impacto de roca en esta última sin que la roca haya perdido parte de su energía cinética en el primer impacto contra la grava (Hoek, 2000).

Tradicionalmente se ha venido realizando el diseño de cunetas de recepción a partir de los estudios de Ritchie (1963), que le permitieron obtener una serie de datos reales de cientos de desprendimientos que tabuló para proponer un sistema inicial de diseño de cunetas y zanjas de recepción tal y como se presenta en la Figura 14.37.

Posteriormente se presentó esta información en forma de ábaco (Ritchie, 1963), como muestra la Figura 14.38. Estos resultados fueron confirmados por Mak y Blomfield (1986) .

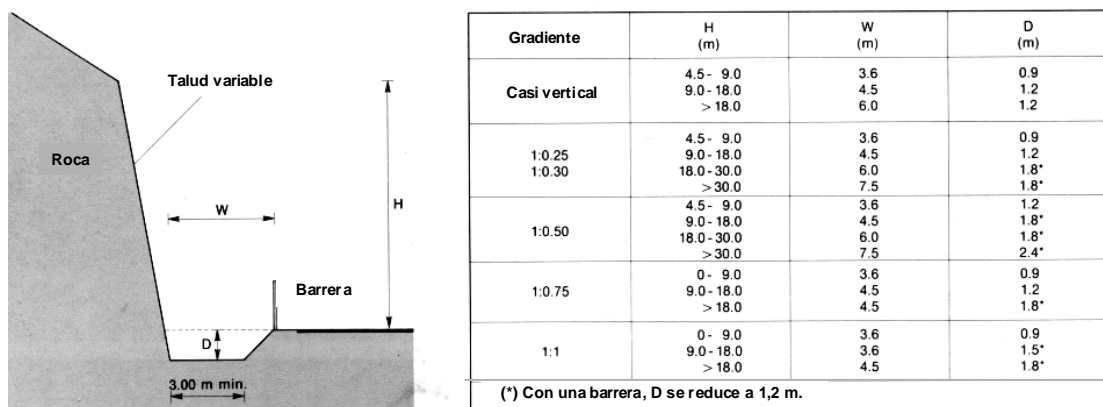
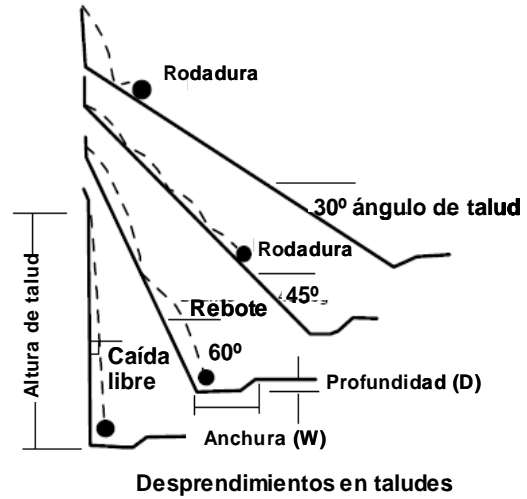
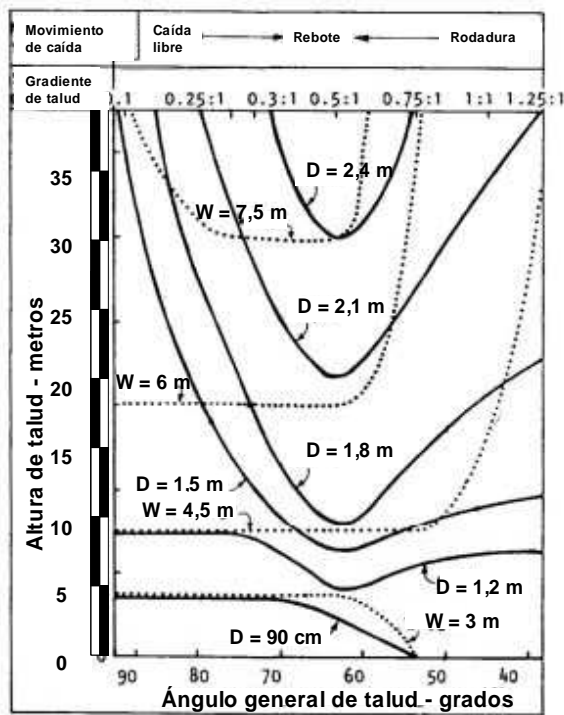


Figura 14.37. Tabla de Ritchie (1950) para el diseño de cunetas o zanjas de recepción.

Este ábaco de Ritchie se ha venido utilizando hasta bien recientemente para el diseño de medidas de protección en carretera sólo, o por ejemplo en combinación con métodos como el RHRS y/o con programas de cálculo de trayectorias como RocFall. Sin embargo atendiendo a los nuevos criterios sobre áreas de seguridad, la presencia de una zanja de recepción como las propuestas por Ritchie se debería considerar un obstáculo (Figura 14.31), que habría que eliminar o proteger. De esta forma, las cunetas de recepción se diseñan actualmente en la manera que se presenta en la Figura 14.39, de acuerdo con la propuesta de Pierson et al., (2001), de forma que se puedan considerar como parte del área de seguridad, ya que si un vehículo entra en la zona de recepción considerada, su conductor podría recuperar su control y volver a la calzada.



Figuras tomadas de Pierson et al. (2001)

Ábaco para el diseño de cunetas o zanjas de recepción

Figura 14.38. Ábaco de Ritchie (1963) para el diseño de cuentas o zanjas de recepción.

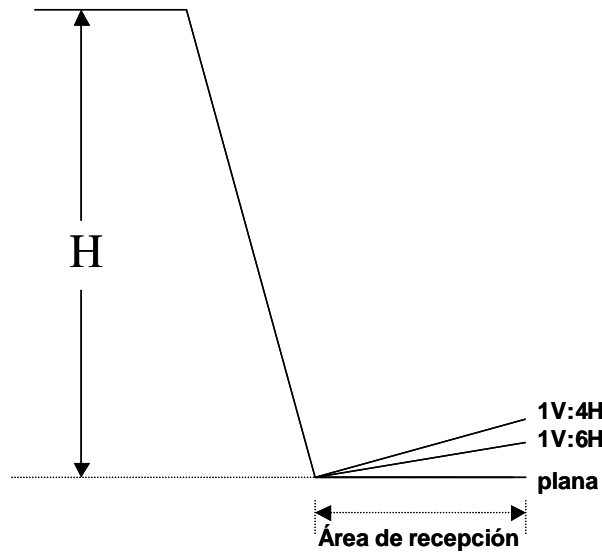


Figura 14.39. Diseño de cunetas o zanjas de recepción compatibles con el concepto de área de seguridad. Según Pierson et al., (2001).

Además los enfoques tipo Ritchie (1963), sólo dan una única solución, cuando en realidad el diseño se deberá hacer atendiendo no sólo a la seguridad sino al coste realista. En este sentido el trabajo de Pierson et al., (2001) pretende superar este problema, al proponer en vez de un ábaco como el presentado, gráficas que incluyen el porcentaje de rocas desprendidas

que quedarían retenidas en la zanja para cada diseño, de forma que el diseñador decida mediante un estudio técnico-económico qué nivel de seguridad es razonable en cada caso.

En su estudio, los precitados autores (Pierson et al., 2001) realizaron el lanzamiento de más de 11000 rocas desde la coronación de taludes realizados mediante precorte de 12.2, 18.3 y 24.4 metros de altura y pendientes 4V:1H, 2V:1H, 1.33V:1H, 1V:1H, para áreas de recepción planas o con contra-taludes de 1V:6H y 1V:4H. Para cada configuración de talud se lanzaron 250 rocas, registrándose la distancia de impacto y de final de trayectoria, y en un pequeño porcentaje de casos registrándose con cámara de video su caída para estimar su velocidad y energía.

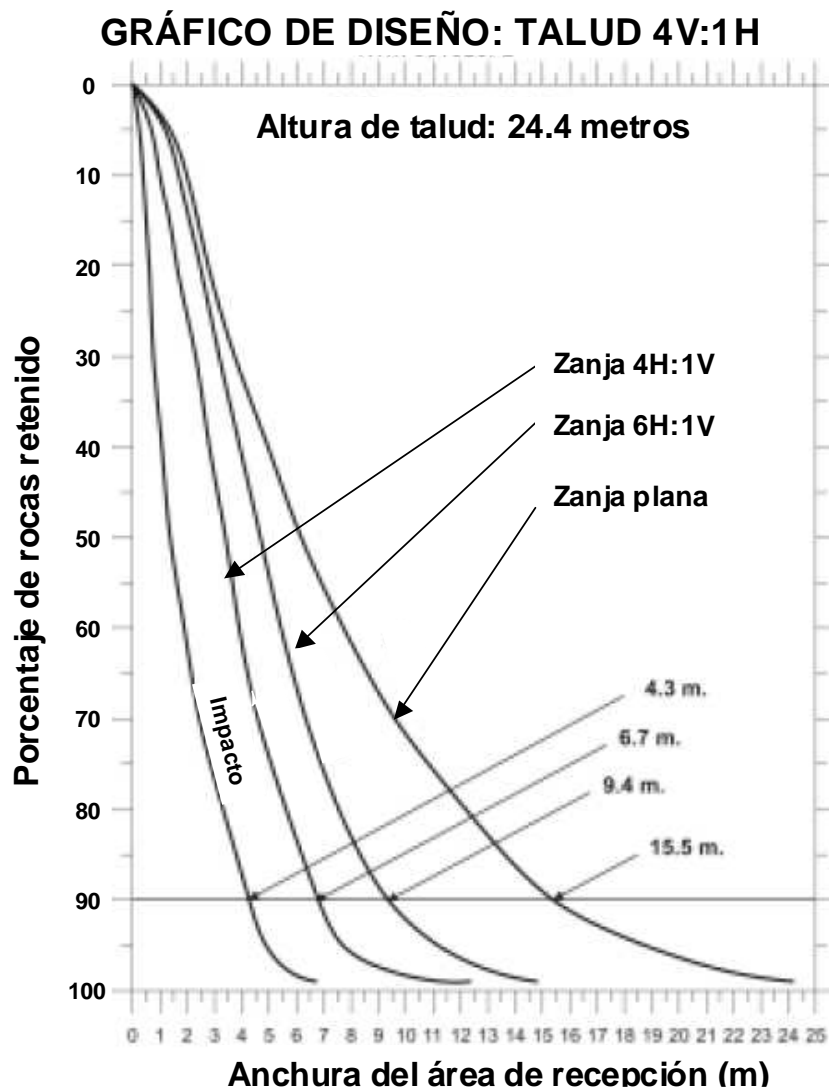


Figura 14.40. Ejemplo de gráfico de diseño de cuneta de recepción para un talud de 24.4 metros de altura y pendiente 4V:1H. Se incluye el porcentaje retenido para cada tipo de cuneta y en función de su anchura. A priori se recomiendan diseños con cunetas tales que retengan el 90% del material. Según Pierson et al., (2001).

Tras representar y analizar el conjunto de datos adquiridos Pierson et al. (2001) proponen una serie de gráficas para cada uno de los casos donde se presenta el porcentaje de rocas retenido en el área de recogida (para los casos de ser plana y de 1V:6H y 1V:4H) en función de la

anchura de ésta, así como la posición en cada caso del lugar más lejano del impacto, tal y como muestra la Figura 14.40. En su trabajo disponible en Internet (tal y como se indica en las referencias), estos autores también presentan ejemplos de cómo utilizar estos ábacos para diversos casos, por lo que se recomienda acudir a este documento para realizar actualmente los diseños de cunetas de recepción.

14.8.3. Análisis de protección en cortas mineras.

Call (1992) analiza el problema de los desprendimientos de rocas específicamente en cortas, realizando un enfoque que permite optimizar el diseño del banco y de la berma desde el punto de vista económico y cumpliendo los criterios de seguridad. Como un primer enfoque del problema propone el criterio de Ritchie aplicado a minería, en que la anchura mínima del banco se comienza a calcular a partir de la altura de banco (H) y según la expresión:

$$\text{Anchura Mínimo del Banco (m)} = 4,5 \text{ m.} + 0,2 \cdot H(\text{m}) \quad (14.33)$$

De acuerdo con otros trabajos enfocados del ámbito minero (Evans, 1989), este criterio pudiera ser conservador, y a partir de estudios diferentes que sirven de nuevo punto de partida (Pierson et al., 1994), se observa que la ecuación 14.33 puede ser rescrita, tal y como indican Ryan y Prior (2001), donde:

$$\text{Anchura Mínimo del Banco (m)} = 3,5 \text{ m.} + 0,17 \cdot H(\text{m}) \quad (14.34)$$

Estas aproximaciones iniciales que estaban basadas en un solo banco, fueron propuestas para ser mejoradas en lo sucesivo. Sin embargo, el problema resultaba demasiado complejo para su aplicación en la explotación de cortas de modo que existiera un solo criterio 100 % eficaz.

Debido a la naturaleza compleja de los problemas de desprendimientos, Call (1992) y siguiendo sus ideas, Ryan y Prior (2001), aproximaron el problema mediante la gestión del riesgo, por medio de aproximaciones basadas en la variación de la inclinación de los taludes. Este es un método complejo que necesita una gran cantidad de datos y por lo tanto resulta costoso. En explotaciones mineras a cielo abierto por el método de corta, donde existen significativas implicaciones económicas en el cambio del ángulo del talud general, esta clase de análisis puede ser extremadamente valioso para determinar una adecuada anchura de la berma. Sin embargo, en canteras obviamente no es adecuado, y por la carencia de datos, la baja limitación de las reservas y la no demasiado importante influencia de la inclinación de los taludes en la economía de la explotación. Por todo ello parece necesario un enfoque más sencillo y fácil de aplicar para este tipo de minería

Otro tema de aspecto de gran interés presentado por Call (1992) en un enfoque para el estudio de explotaciones mineras es el fenómeno de la denominada retro-rotura (Figuras 14.41 y 42), que se puede definir como la distancia horizontal entre el borde del banco de diseño y el borde del banco real. La retro-rotura es un fenómeno muy común en bancos de la mina, que tiene lugar a lo largo de juntas preexistentes y de fracturas inducidas por la voladura, por tanto es un

factor que se debe considerar dentro del diseño de la berma. Se propone para realizar una estimación, la toma de un número representativo de medidas de retro-rotura en canteras para, de ese modo, obtener unos valores de la media y de la desviación estándar de este parámetro. Una vez, estimada la anchura mínima recomendada de la berma en la cantera, sería conveniente agregar una longitud igual a la suma de la media más la desviación de estándar de retro-rotura, para tener en cuenta este fenómeno en la fase de diseño.

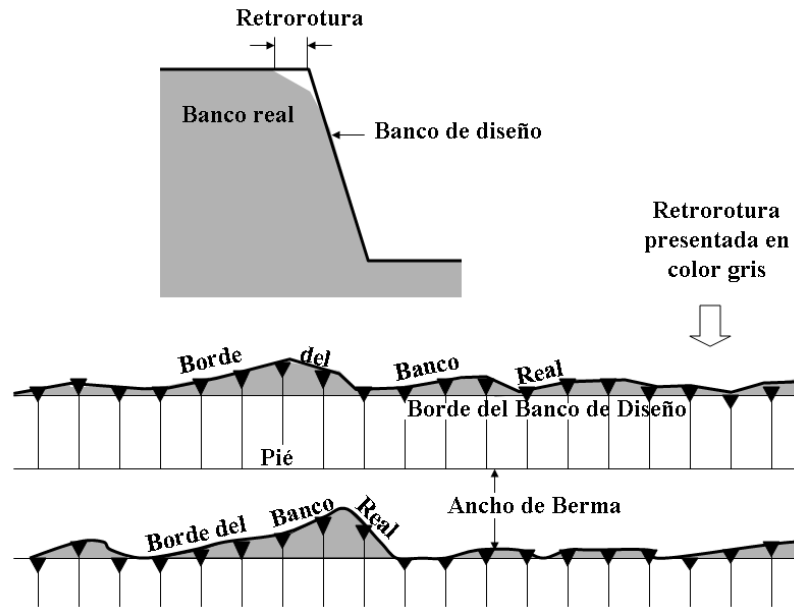


Figura 14.41. Definición de retro-rotura explicada en el texto. Concepto modificado a partir de Call (1992).

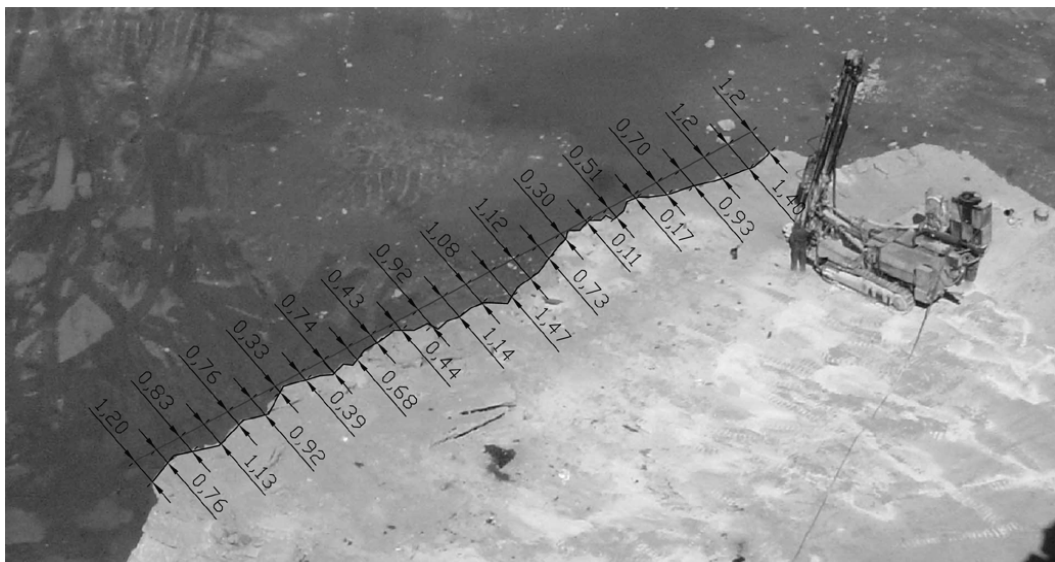


Figura 14.42. Vista del borde de un banco de una cantera en el que se puede observar y cuantificar estadísticamente el fenómeno de retro-rotura.

14.9. Ejemplo de aplicación: diseño general de taludes de cantera.

Se presenta a continuación un ejemplo de aplicación de los programas de cálculo de trayectorias de bloques enfocado a establecer unos criterios razonables de diseño de explotaciones mineras y básicamente, a canteras de áridos, para lograr geometrías que controlen el riesgo de accidentes por desprendimiento (Alejano, 2006). Así, mediante la simulación, con el código del programa *RocFall 3.0*, de las trayectorias que siguen las rocas desprendidas del talud, se puede calcular el porcentaje de ellas que quedan retenidas en cada una de las bermas que componen los diferentes diseños de taludes. De esta forma y por medio de gráficas se puede por un lado evaluar el riesgo de un talud ya construido, o bien, diseñar un talud nuevo con un ancho de berma que garantice que la mayor parte de los desprendimientos no alcanza el fondo del talud. El estudio permite trabajar con geometrías variadas, lo que permitirá adoptar las medidas necesarias para garantizar las condiciones óptimas del talud.

Los materiales que constituyen el talud pueden variar considerablemente desde la cresta al pie, y de sección transversal en sección trasversal. Incluso cuando el material es uniforme, las propiedades más relevantes para el análisis de desprendimientos, los coeficientes de restitución, pueden ser poco conocidos. No obstante se ha buscado desarrollar una metodología razonablemente rigurosa, mediante la que se proponen unos anchos de berma razonables para limitar los accidentes en canteras de áridos para lograr geometrías que controlen el riesgo de accidentes por desprendimiento.

Se presenta así, un método que permite establecer un criterio de diseño de taludes en canteras para limitar la siniestralidad relativa a accidentes por desprendimientos mediante el control de la anchura de berma. En el ámbito de la ingeniería de carreteras existen desde hace muchos años técnicas sencillas, de origen empírico (Ritchie, 1963), re-evaluadas y mejoradas recientemente (Pierson et al., 2001), que permiten realizar diseños de taludes tales que eviten que las rocas desprendidas de los taludes alcancen en general la zona de paso de vehículos. Debido a que este tipo de técnicas son inexistentes en minería, en este apartado se desarrolla un método análogo a los señalados, pero especialmente indicado para la geometría de los taludes mineros formados por bancos y bermas.

Para ello se ha partido de los datos en los que se han basado estas técnicas de control de desprendimientos en carreteras y, mediante la utilización de un programa de cálculo de trayectorias de bloques, se ha realizado un análisis retrospectivo que ha permitido recuperar unos valores (promedio y desviación estándar) de los parámetros que marcan las trayectorias de los bloques desprendidos. Con estos valores y utilizando el código de cálculo de trayectorias de bloque antedicho se han estimado las geometrías que tendrían que tener los taludes de las canteras para evitar razonablemente que los bloques desprendidos alcancen las zonas de trabajo. Esta información se presenta finalmente en forma de ábacos para canteras de dos, cinco y ocho bancos que permiten proponer de forma sencilla, aquellas geometrías de talud capaces de controlar o limitar razonablemente los desprendimientos.

14.9.1. Análisis retrospectivo de métodos empíricos.

14.9.1.1. Introducción

Una vez conocidos los métodos tomados como referencia, lo que se hizo a continuación fue una serie de simulaciones mediante el programa "RocFall 3.0" que se ajustasen a los resultados obtenidos en los métodos citados. Para ello se han simulado los taludes y áreas de recepción de acuerdo con los descritos por el método de Pierson et al (2001) y Ritchie (1963), teniendo en cuenta el estudio comparativo entre ambos, según el cual las áreas de retención de Ritchie se estimaba que retendrían el 85% de los bloques desprendidos. Se trata de analizar en profundidad el programa "RocFall 3.0", para determinar su aplicabilidad a casos reales y tratar, también, de cotejarlo con los valores obtenidos experimentalmente en los estudios empíricos precitados. El código presenta como resultado las trayectorias de las partículas liberadas, tal y como se muestra en los ejemplos aplicados a un modelo tipo Pierson y a otro tipo Ritchie representados en las Figuras 14.43 y 14.44 respectivamente.

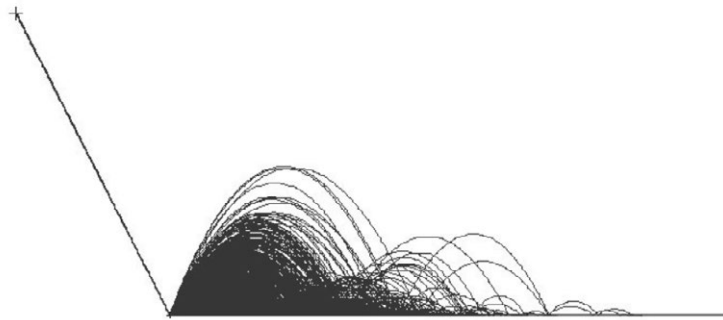


Figura 14.43. Ejemplo de la simulación de un talud de 18,3 m. de altura y pendiente 63° mediante el RocFall en el que se han lanzado 2000 piedras para ser comparado con el método de Pierson et al. (2001).

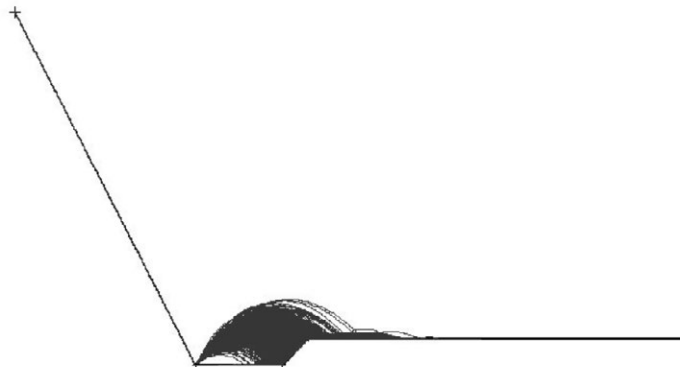


Figura 14.44. Ejemplo de la simulación de un talud de 24,4 m. de altura y pendiente 63° mediante el RocFall en el que se han lanzado 2000 piedras para ser comparado con los resultados de Ritchie (1963) y en la cual quedan retenidas el 85% de los bloques lanzados.

En cada ensayo realizado se lanzaron 2000 bloques de 50 kg de masa comparando posteriormente los resultados obtenidos por los métodos descritos y por el modelo realizado en RocFall. Como la geometría del talud está fijada de antemano, en función de cada método, los

únicos parámetros que se podrán ajustar serán las características del material del talud siendo estas el coeficiente de restitución normal (K_n) y tangencial (K_t), el ángulo de fricción (ϕ) y la rugosidad de la superficie (slope roughness), teniendo además en cuenta las desviaciones de los tres primeros parámetros.

En función de todo, se seleccionaron varias geométricas básicos, y una serie de conjuntos de parámetros partiendo de valores razonables de la bibliografía, de las observaciones de Giani et al. (2004) y de la experiencia de los autores en modelos de canteras. Como resultado se seleccionaron los siguientes parámetros medios, que son los que parecen ajustarse en una manera suficientemente buena a ambos métodos, y se presentan en la Tabla 14.23.

Tabla 14.23. Tabla de características de material obtenidas en el estudio de RocFall

| Características del material | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|--|-------|-------------------|----------|-------------------|---------------------|
| Media | k_n | | k_t | | θ | | Rugosidad del talud |
| | Desviación típica | | Media | Desviación típica | Media | Desviación típica | |
| 0.35 | 0.15 | | 0.85 | 0.05 | 25 | 2 | 0,1 |

14.9.1.2. Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Pierson et al., 2001)

Se presenta a continuación los resultados de los análisis retrospectivos con los parámetros recopilados en la Tabla 1. Se realizaron inicialmente una serie una serie de ensayos, con 2000 bloques de 100 kg., para estudiar si el comportamiento del RocFall era similar a las curvas obtenidas en el estudio de Pierson et al. (2001) obteniéndose una serie de gráficas en las cuales se representa el alcance de los bloques frente al porcentaje retenido acumulado, alguna de estas gráficas a manera de muestra se presentan en la Figura 14.45.

Estas gráficas de la Figura 14.45 muestran un grado de aproximación razonable. Evidentemente los resultados no pueden ser completamente exactos, ya que en primer lugar el estudio frente al que se compara (Pierson et al., 2001) obtiene valores empíricos y posteriormente somete a las curvas reales obtenidas a un proceso de regularización. Además las simulaciones realizadas, del tipo de la que se muestra en la Figura 14.43, son muy sensibles a algunos parámetros como se demostrará a continuación en un análisis de sensibilidad, por lo que un ligero cambio en un parámetro puede hacer variar bastante los resultados. También hay que señalar que la mayor o menor aproximación puede perderse al buscar por ejemplo para un caso el alcance de un porcentaje de rocas para una distancia de talud, especialmente para porcentajes muy elevados (90, 95 y 100%) puesto que en estos casos la tendencia subhorizontal de las curvas tiende a acrecentar los errores cometidos. Puesto que no se trata tanto de analizar los resultados uno por uno, sino de que el cuadro general de los resultados sea ampliamente coherente con los resultados reales de un caso concreto, se puede concluir que las simulaciones realizadas, empleando RocFall con los parámetros propuestos, se aproximan de forma suficientemente buena a la tendencia de las curvas obtenidas empíricamente por Pierson et al (2001).

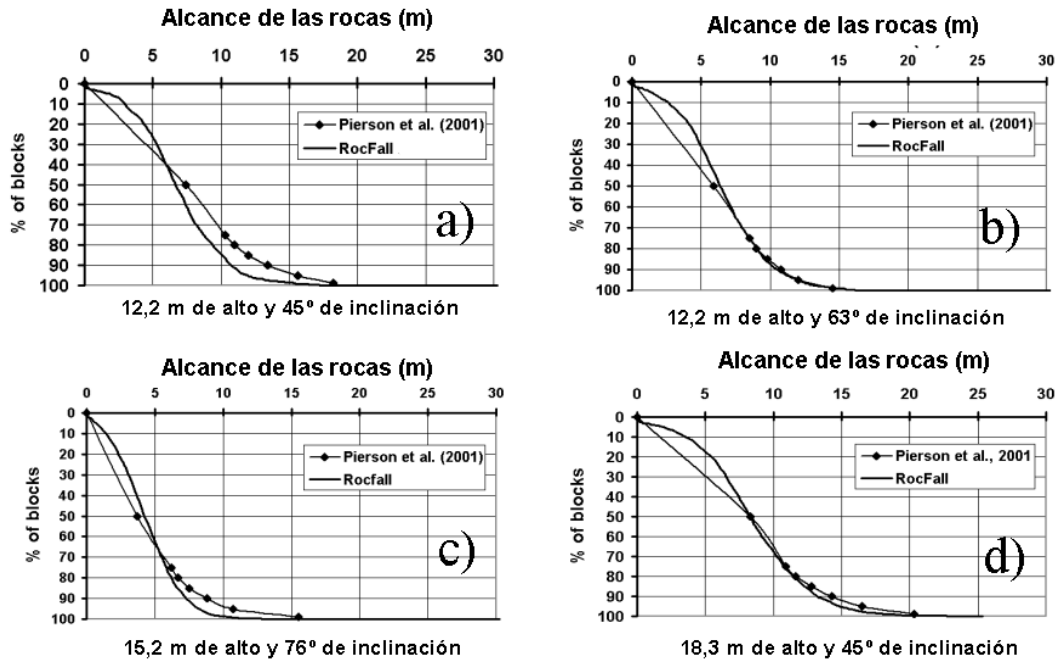


Figura 14.45. Gráficas de comparación del porcentaje acumulado de paso de bloques con respecto a su alcance, para el método de Pierson et al. (2001) y la simulación con RocFall según los parámetros de la Tabla 14.27. Se presentan los siguientes casos a) talud 12.2 m de altura y 45° de pendiente, b) 12.2 m y 63°, c) 15.2 m y 76° y d) 18.3 m de altura y 45° de inclinación. Como se observa, aunque el ajuste general es más o menos bueno, en algunos casos hay discrepancias significativas.

Para evaluar de manera indicativa la influencia de los diversos parámetros se han efectuado análisis de sensibilidad de todos los parámetros significativos sobre los resultados. Así se han ido variando los coeficientes de restitución normal y tangencial y sus desviaciones estándar, el ángulo de fricción y su desviación, y la rugosidad de la cara del talud (slope roughness), y finalmente la altura y el ángulo de talud; todo ello para las distintas pendientes del talud. Los resultados obtenidos se fueron representando en forma de gráfica de araña, de las cuales se presenta a manera de ejemplo la correspondiente a una altura de 18,3 metros y 63°, para el caso del alcance del 90% de los bloques (Figura 14.46).

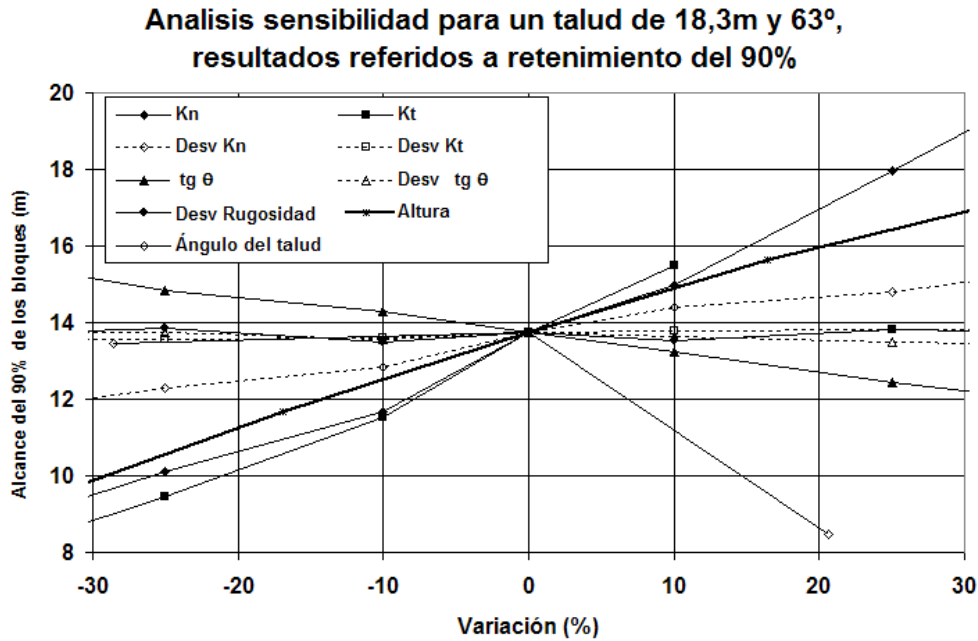


Figura 14.46. Análisis de sensibilidad en forma de diagrama de araña de los parámetros del material de un talud de 18,3 m y 63° de pendiente para el alcance del 90% de los bloques.

14.9.1.3. Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Ritchie, 1963)

Al realizar el estudio comparativo de la simulación con RocFall y el Ábaco de Ritchie (1963), se obtuvieron resultados muy similares, teniendo siempre en cuenta que se analizan los resultados a la luz del estudio comparativo de Pierson et al (2001), anteriormente citado, que indica que los diseños propuestos por Ritchie (1963) representan un nivel de retención del orden del 85 % del material caído. Ciertamente esta apreciación es estimativa, por lo que los resultados tampoco pueden ser interpretados rígidamente.

Estos resultados se muestran en las gráficas de la Figuras 14.47 en las cuales se representa el alcance del 80 y 85 % de los bloques al realizar la simulación con RocFall según el Ábaco de Ritchie (1963) frente a la altura de talud para cada una de las pendientes estudiadas (45°, 63° y 76°) y otra curva que representa el ancho de la zanja o cuneta de recepción definida según el Ábaco de Ritchie (1963) en función de la altura y la pendiente.

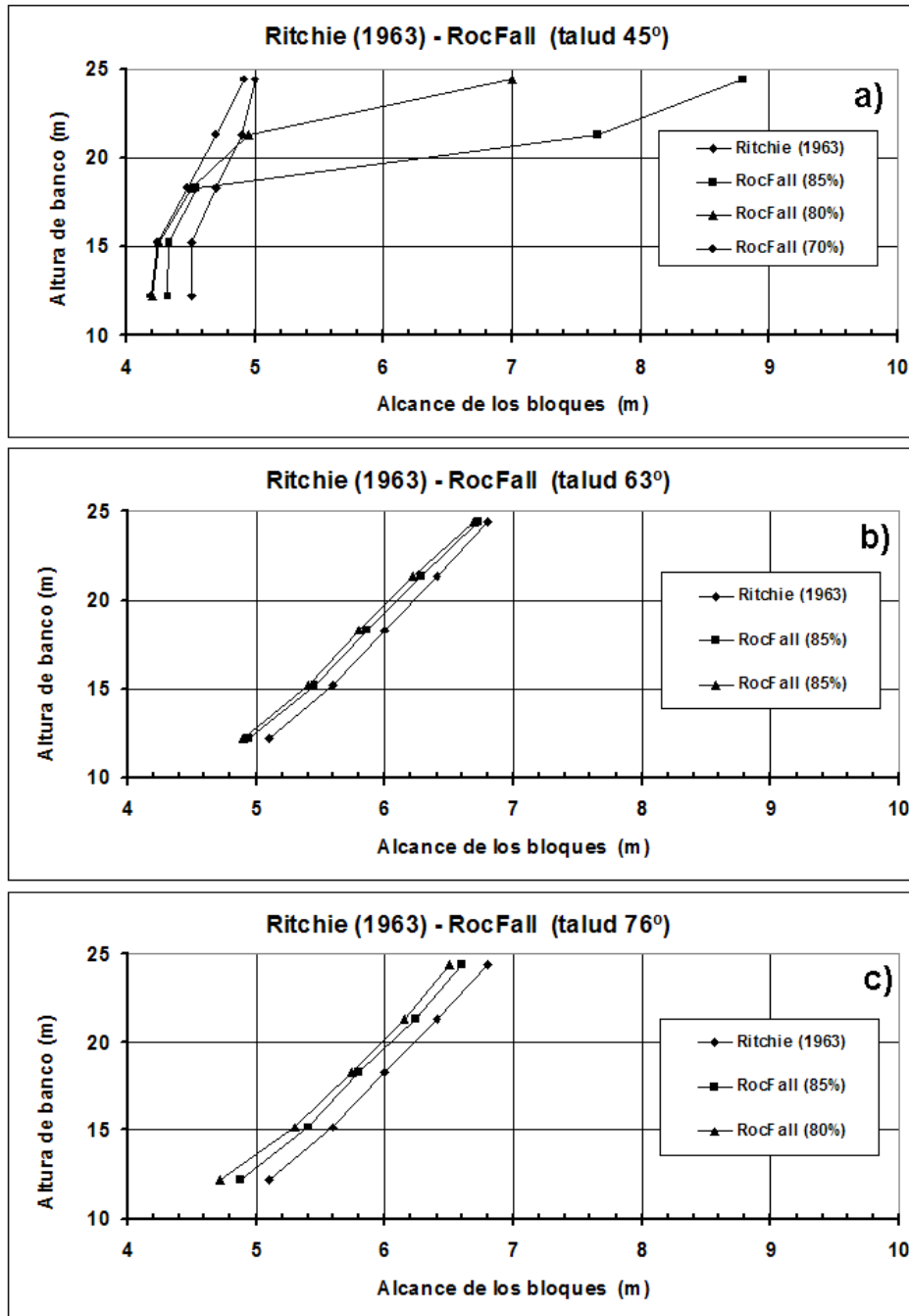


Figura 14.47. Comparación entre los valores de Ritchie (aproximación correspondiente al 85 % de retención) y las simulaciones con RocFall (para 80 y 85 % de retención) para un taludes de a) 45°, b) 63 ° y c) 76° de pendiente.

En éstas gráficas se observa que son muy similares las curvas excepto en el caso de pendientes de 45° en las que a partir de taludes de 18,3 m. se observa que se dispara el alcance de los bloques respecto al modelo de Ritchie (1963) lo cual es debido a que en este caso el porcentaje correspondiente al 85 % supera el contra-talud de la zanja (ya que en esta zona no pueden quedar lógicamente bloques). Para mejor poner de manifiesto este extremo se ha representado en la Figura correspondiente al talud de 45°, los alcances para porcentajes de retención del 85, 80 y 70 %, que muestran como en este último caso el bloque salta el área de

recepción. Además, se observó en las simulaciones con RocFall que aumentando el ancho de la zanja en torno a medio metro los bloques quedarían retenidos aproximándose así a los alcances de Ritchie.

En función de todo este estudio realizado se ha visto que los resultados que se han ido obteniendo con el RocFall eran razonablemente aproximados con respecto a los obtenidos por Pierson et al (2001) y por el método de Ritchie (1963) asumiendo las diferencias existentes como válidas. Por todo ello, el RocFall permitiría simular taludes y obtener resultados bastantes realistas, siempre y cuando se tenga presente el efecto que pequeñas variaciones en ciertos parámetros (como son los coeficientes de restitución normal y su desviación y tangencial, el ángulo de fricción, la pendiente del talud y la altura de talud) pueden llevar a obtener resultados no válidos y por ello no aplicables.

Debido a la relevancia de la influencia de los coeficientes de restitución y al ángulo de fricción, para casos concretos en los que se desee obtener resultados más exactos y fiables, sería recomendable determinar estos parámetros mediante una serie de ensayos como los realizados por Richards et al. (2001) para los primeros o como el estudio realizado por Giani et al. (2004) para determinar los ángulos de fricción. Además también se recomienda realizar un estudio similar al realizado por Pierson et al. (2001), descrito al inicio de este apartado, para comprobar la aplicación en el caso de un ámbito minero específico (p.ej.: pizarra, caliza).

14.9.2. Resultados

Con los parámetros obtenidos mediante el análisis retrospectivo presentado que se consideran suficientemente representativos de las propiedades de las rocas relativas a los fenómenos de desprendimientos, para tener una idea general de su comportamiento, se han ido simulando los diferentes posibles taludes mineros formados por bermas y bancos, según la geometría que se muestra en la Figura 14.48.

Los parámetros de control que se han seleccionado han sido el ángulo general de talud y la altura de banco. Para cada par de estos parámetros se ha obtenido el ancho de berma mínimo capaz de retener, según los parámetros precitados, un porcentaje determinado (75, 80, 90 y 95 %) de los bloques liberados desde la parte alta del talud. Al quedar determinado el número de bancos, el ángulo de talud general, la altura de banco y la anchura de berma, la inclinación de banco y la altura total del talud quedarán inmediatamente fijadas.

Las simulaciones se realizan lanzando 2000 bloques de 50 kg de peso desde el punto más alto del talud. En la práctica, los desprendimientos se pueden iniciar desde cualquier punto del talud, pero son más comunes los que se producen desde las partes altas de los bancos (debido a la liberación de tensiones producidas por el fenómeno de la retrorotura ayudado por otros mecanismos). Esto hace algo conservador al método, pero dada la variabilidad natural de los parámetros que se contemplan se considera apropiado cierto grado de conservadurismo.

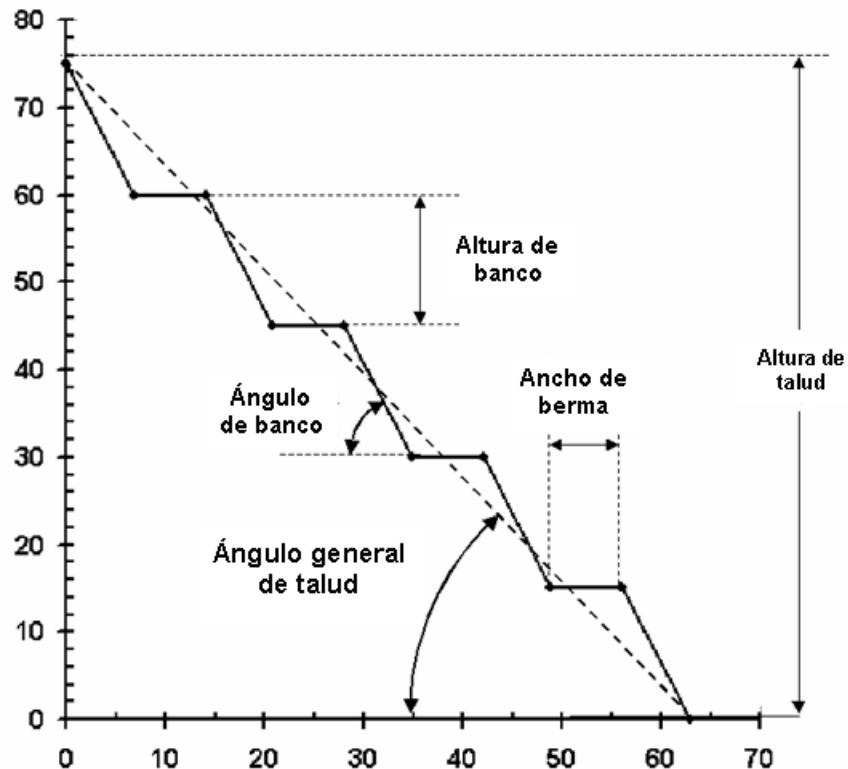


Figura 14.48. Descripción geométrica de un talud minero.

Finalmente se han ido realizando mediante el programa RocFall 3.0 cálculos para taludes de 2, 5 y 8 bancos (por motivos de simplicidad) que representan los rangos habituales en canteras, y se han calculado para retenidos de 75, 90 y 95 % de los bloques en las bermas.

A manera de ejemplo se muestra el análisis de Rocfall para el caso de 5 bancos, talud con inclinación media 55° y bancos de 15 metros, en el que se va variando poco a poco el ancho de berma hasta llegar al porcentaje de retención deseada, que en el caso que se muestra en la Figura 14.49, será el de 90%.

Operando de esta manera para un número de puntos no inferior a 15 en cada uno de los ábacos que se muestran, se han obtenido los gráficos de las Figuras 14.50, 14.51 y 14.52; correspondientes a los casos de taludes de 2, 5 y 8 bancos y porcentajes de retención de (75, 80 o 95%). Con estos ábacos se puede conocer el mínimo ancho de berma para retener un determinado porcentaje de los bloques caídos de acuerdo con la geometría regular del talud. El valor de ancho de berma obtenido debe de ser implementado con el correspondiente valor de retro-rotura calculado previamente y que constará de la media de este valor más el cálculo realizado de su desviación estándar.

Estos valores de retención se corresponden con los casos en los que 1 de cada 4, 1 de cada 10 o 1 de cada 20 bloques quedan retenidos tras su desprendimiento sin llegar a la parte más baja de la mina. El valor para un 100% de la retención no ha sido considerado ya que habitualmente llevaría a modelos de talud del no viables económicamente. El nivel de retención

elegido ha sido estimado de en consonancia en los criterios de análisis del estimación de riesgo en taludes; de modo que para áreas no peligrosas ($RHRS < 300$, o $ROFRAQ < 100$) un porcentaje de retención de un 75 % se considera suficiente; para zonas donde los desprendimientos son posibles ($300 < RHRS < 400$, o $100 < ROFRAQ < 250$) se estima 90 % de retención como la mejor opción, incrementando este valor al 95 % en los casos de mayor riesgo. Considerando que el ángulo de la cara del talud está habitualmente determinado por la geometría normal de las voladuras, se han representado en las gráficas las líneas correspondientes con los casos más empleados en las geometrías de diseño de voladuras correspondientes a 2V:1H ($63,46^\circ$), 3V:1H ($71,56^\circ$) Y 4V:1H ($75,96^\circ$).

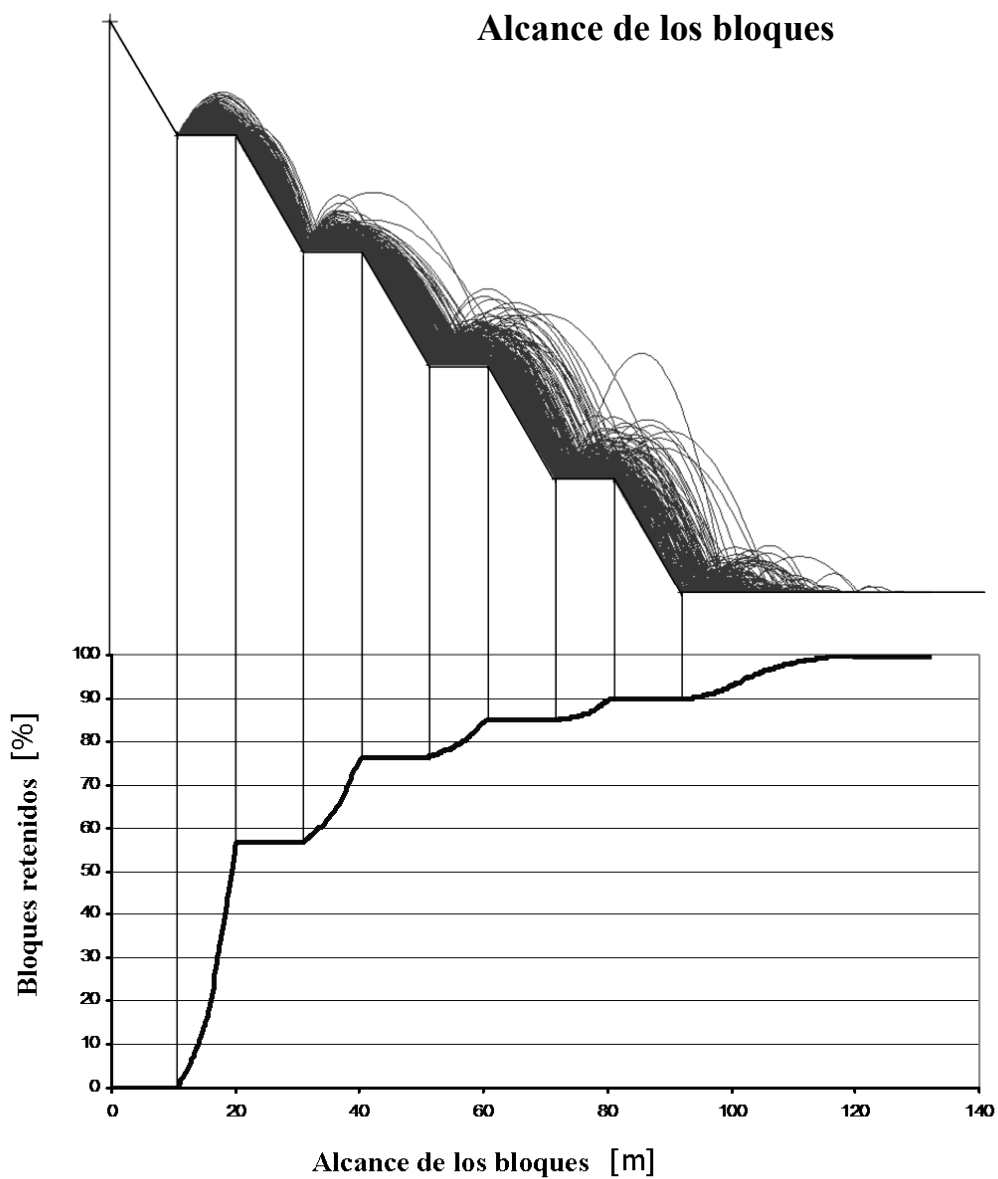
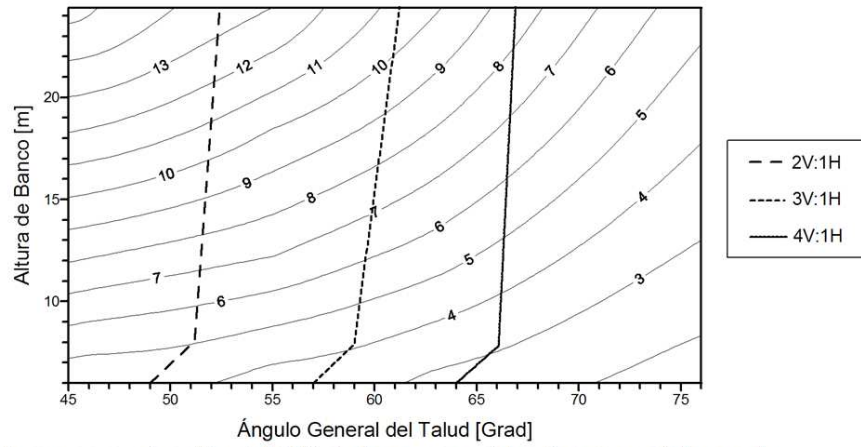
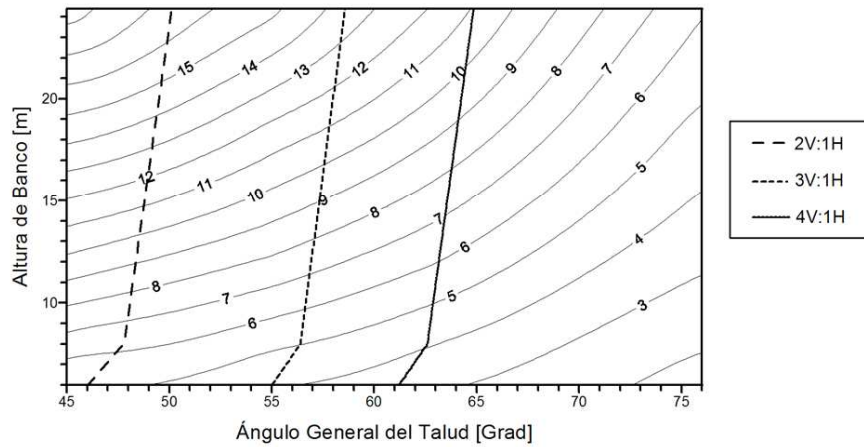


Figura 14.49. Resultados de RocFall 3.0 para el caso de 5 bancos, talud con inclinación media 45° y bancos de 18,3 metros, que daría una berma de 9.33 m.

a) Berma para retención del 75% de las rocas caídas (talud con 2 bancos)



b) Berma para retención del 90% de las rocas caídas (talud con 2 bancos)



c) Berma para retención del 95% de las rocas caídas (talud con 2 bancos)

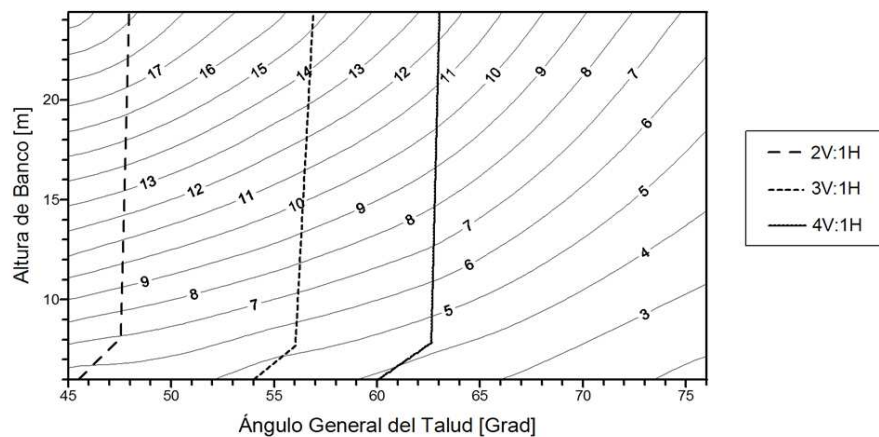
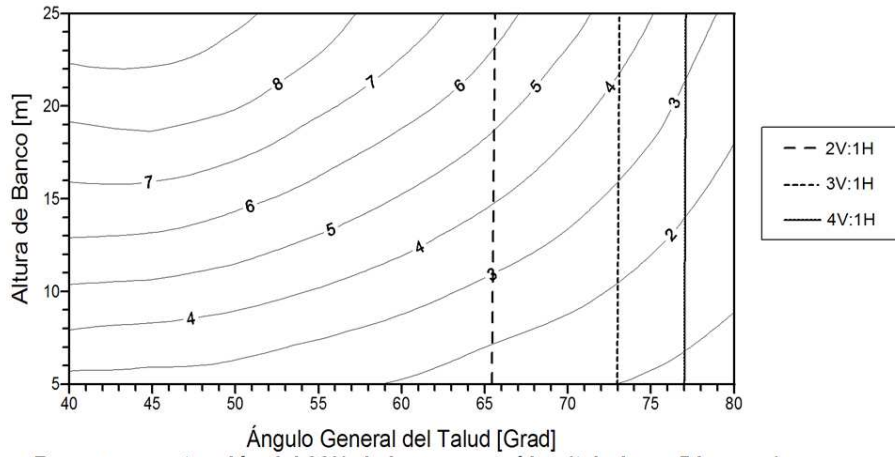


Figura 14.50. Ábacos para el diseño de bermas en taludes de cantera con dos bancos. Resultados para niveles de retención de a) el 75 % (3 de cada 4 bloques), b) el 90 % (9 de cada 10 bloques) y c) el 95 % (19 de cada 20 bloques).

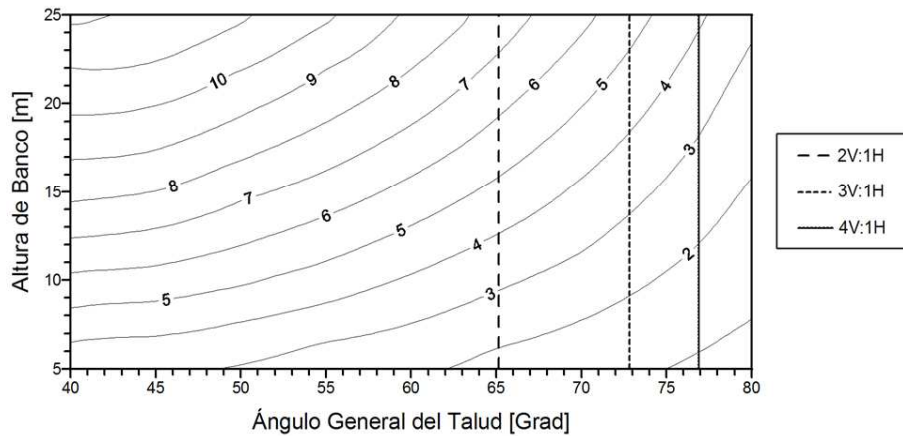
Se propone la utilización de estos ábacos bien para el diseño inicial de las canteras (como una estimación razonable de los porcentajes de retención deseados), bien como método correctivo

para mejorar los niveles de retención de taludes de canteras que se hallan mostrando peligrosos en lo que concierne a desprendimientos; ya sea por observaciones directas o mediante alguno de los métodos empíricos señalados (RHRS, RHRON o ROFRAQ).

a) Berma para retención del 75% de las rocas caídas (talud con 5 bancos)



b) Berma para retención del 90% de las rocas caídas (talud con 5 bancos)



c) Berma para retención del 95% de las rocas caídas (talud con 5 bancos)

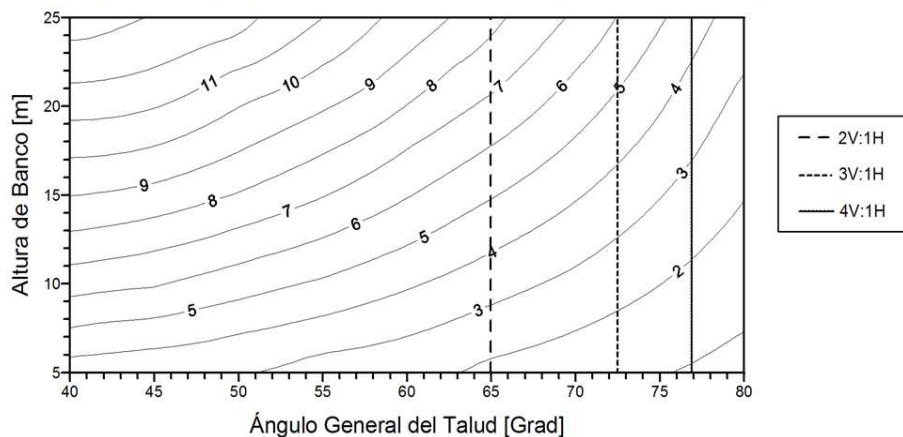
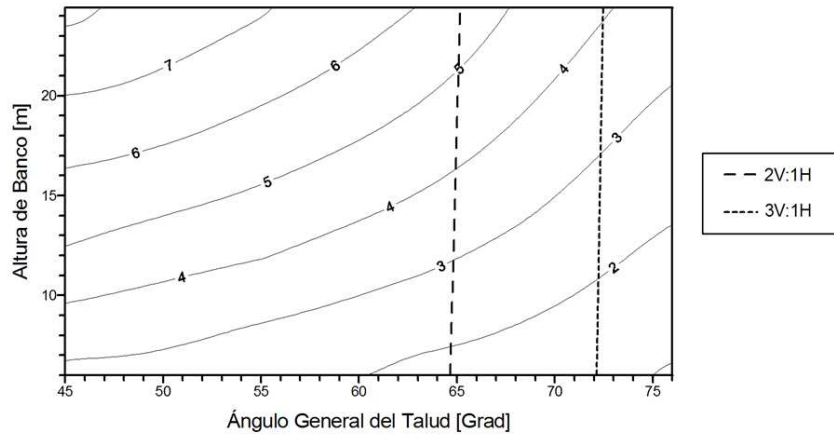


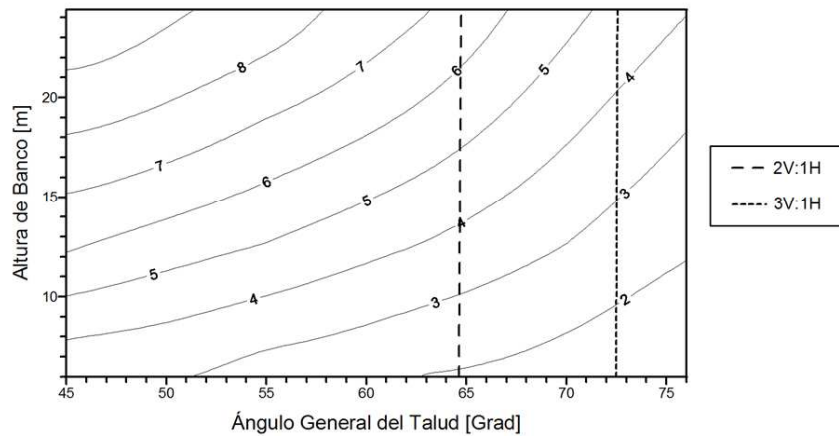
Figura 14.51. Ábacos para el diseño de bermas en taludes de cantera con cinco bancos. Resultados para niveles de retención de a) el 75 % (3 de cada 4 bloques), b) el 90 % (9 de cada 10 bloques) y c) el 95 % (19 de cada 20 bloques).

Evidentemente, la metodología que se propone, tal y como ha sido planteada y desarrollada, representa unos valores promedio estimativos propios de las rocas duras, por lo que debe utilizarse como tal; análisis más detallados de casos específicos requerirán estudios de campo para el ajuste de los parámetros propios del caso particular que se estudie.

a) Berma para retención del 75% de las rocas caídas (talud con 8 bancos)



b) Berma para retención del 90% de las rocas caídas (talud con 8 bancos)



c) Berma para retención del 95% de las rocas caídas (talud con 8 bancos)

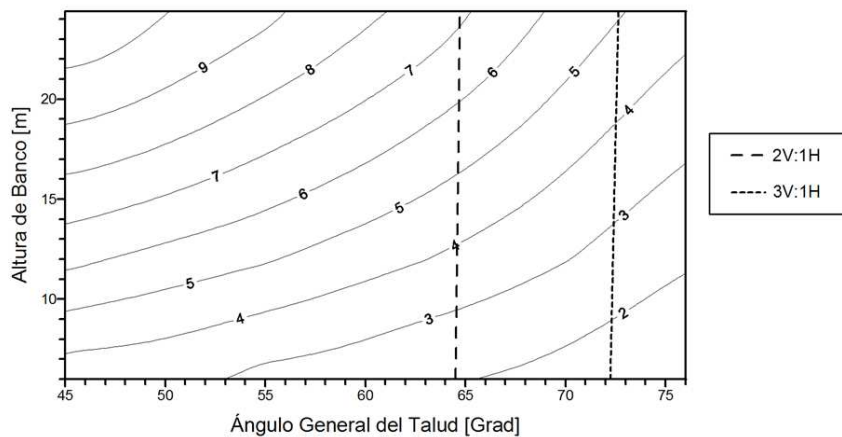


Figura 14.52. Ábacos para el diseño de bermas en taludes de cantera con ocho bancos. Resultados para niveles de retención de a) el 75 % (3 de cada 4 bloques), b) el 90 % (9 de cada 10 bloques) y c) el 95 % (19 de cada 20 bloques).

A la vista de los resultados, será recomendable la construcción de taludes con bancos bajos, bermas inclinadas y ángulo general del talud elevado para garantizar unas condiciones de seguridad de los trabajadores de la cantera ante los desprendimientos conjuntamente con un aprovechamiento de mineral óptimo, siempre que la estabilidad general del talud lo permita. Además se recomienda realizar una limpieza de los escombros acumulados al pie de los bancos a fin de que las condiciones de seguridad no se deterioren con el paso del tiempo.

Finalmente, resaltar que la utilización de técnicas como las aquí presentadas para evaluar posibles mejoras del talud resultará sin duda un enfoque razonablemente económico para solventar problemas asociados a desprendimientos. Además, el conjunto de los gráficos presentados podrá servir de base para la elaboración de instrucciones técnicas complementarias sobre seguridad minera, para diseño de bermas adecuadas para las alturas de banco propuestas, de modo que justifiquen un nivel de mitigación del riesgo asociado a los desprendimientos en explotaciones mineras.

14.9.3. Ejemplo de aplicación a una cantera de áridos en esquisto

En este caso se analiza una cantera con una producción anual de áridos de unos 700.000 tn de esquisto machacado. La media de las medidas del fenómeno de retrorotura estimada es de 1,22 m con una desviación típica de 0,57 m. En la Figura 14.53 se ilustra una visión de la cantera junto con la geometría de los taludes objeto del estudio de retención de desprendimientos con especial referencia a los taludes 1 y 2.

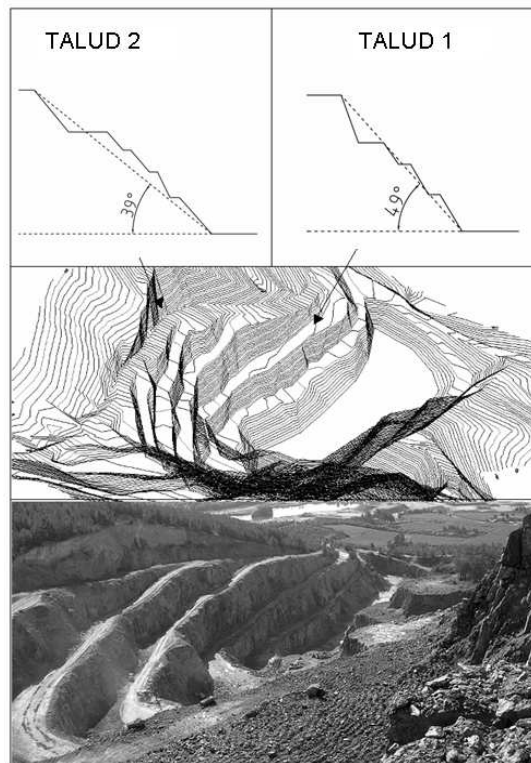


Figura 14.53. Topografía de la cantera junto con la representación de dos taludes de los seis analizados.

La información relevante se ha compilado en la tabla de la Figura 14.54. Para cada talud se estima la altura media del banco, que es muy regular; a partir de este dato y de la pendiente media se obtienen un valor del ancho de berma (con la corrección de la retrorotura incluida) para retener el 75, 90 y 95 % de las rocas que caen (de acuerdo con el método definido en este apartado), junto con la berma de seguridad definida por el criterio de Call basado en Richie (Eq. 14.33) y el criterio de mayor riesgo presentado en la Eq. 14.34. Finalmente se estima el ancho medio y mínimo de la actual berma da partir del plano topográfico. Estos datos se compilan en la tabla de la Figura 14.54, donde se emplea un código de color para indicar el grado de cumplimiento o no del criterio.

| Cantera de áridos de esquisto | | | | Back-break | Media | Desv. | Media+Desv. | | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------|
| Talud | Número de Bancos | Angulo general de talud | Media de altura de banco | Berma de diseño* (75%) | Berma de diseño* (90%) | Berma de diseño* (95%) | Berma de diseño* (eq. 2) | Berma de diseño* (eq. 3) | Media de medidas de berma | Mínima berma medida |
| número | | o | m | m | m | m | m | m | m | m |
| 1 | 5 | 39 | 15,8 | 8,79 | 10,39 | 11,29 | 9,45 | 7,98 | 10,42 | 4,93 |
| 2 | 5 | 49 | 15,75 | 8,69 | 9,29 | 10,19 | 9,44 | 7,97 | 9,01 | 6,41 |
| 3 | 5 | 31 | 15,2 | 8,59 | 10,09 | 10,79 | 9,33 | 7,87 | 24,34 | 14,08 |
| 4 | 5 | 39 | 17 | 9,09 | 10,89 | 11,79 | 9,69 | 8,18 | 13,17 | 9,21 |
| 5 | 5 | 39 | 15,8 | 8,69 | 10,59 | 11,69 | 9,45 | 7,98 | 12,86 | 8,76 |

* Includida retrorotura

| | |
|--|--|
| | No cumple el criterio ni la berma media ni la berma mínima |
| | Cumple el criterio la berma media pero no la mínima |
| | Cumplen el criterio tanto la berma media como la mínima |

Figura 14.54. Cálculos y estimaciones de los datos correspondientes a los taludes de A) una cantera de áridos de granito y B) una cantera de áridos de esquisto.

Para las condiciones de esta cantera con no muchas máquinas y trabajadores, una retención del 75 % puede considerarse también adecuada. En el talud número 3, se satisface el criterio de retención propuesto (incluso satisface el criterio de retención del 95 %), tanto para el valor de berma medio como para el valor mínimo.

Los taludes 4 y 5 no satisfacen exactamente el criterio para el tamaño de berma mínima, pero la diferencia es de alrededor 30 centímetros en ambos casos considerándose un valor razonablemente seguro.

Finalmente en los taludes 1 y 2 se satisfacen en ambos el ancho de berma medio, pero esto no sucede para el ancho de berma mínima, porque es muy pequeño en ambos casos de modo que los taludes 1 y 2 no son seguros. Sin embargo, como puede observarse en el cuadro y el modelo 3-D de la Figura 14.53, en las zonas más bajas de estos taludes, ni las personas ni las máquinas trabajan habitualmente en estas zonas, mientras que la mayoría de los volquetes en la cantera emplean la pista de transporte de los bancos superiores para realizar el transporte a la trituradora.

Es por ello que son más grandes los anchos de berma de los niveles superiores y por ello los taludes se pueden tomar como razonablemente seguros. En esta cantera queda claro que la regularidad de la anchura de berma es importante.

14.9.4. Conclusiones

Se ha presentado un método sencillo basado en una serie de ábacos al objeto de establecer un criterio de diseño de taludes en canteras, básicamente a través del control de la anchura de berma, para limitar la siniestralidad relativa a accidentes por desprendimientos, que he demostrado ser en general bastante elevada, al menos en España en los últimos años.

El método se basa en un análisis retrospectivo de dos métodos de origen empírico existentes para el caso de las carreteras, que permiten realizar diseños de taludes tales que eviten que las rocas desprendidas de los taludes alcancen en general la zona de paso de vehículos. Este análisis ha sido llevado a cabo mediante un código de partícula, que permite además introducir variación estadística de los parámetros. Una mejora del método creemos que pasaría por la posibilidad de introducir en este código u otro análogo distribuciones de probabilidad de las variables no normales (log-normales, o Weibull). Aun con esta consideración, los resultados del análisis de los métodos empíricos con los parámetros propuestos (que representan un comportamiento razonable de los materiales rocosos duros) indican un nivel de aproximación adecuado.

Con estos valores y utilizando un código de cálculo de trayectorias de bloque se han estimado las geometrías que tendrían que tener los taludes de las canteras para evitar razonablemente que los bloques desprendidos alcancen las zonas de trabajo. Esta información se presenta finalmente en forma de ábacos para explotaciones de dos, cinco y ocho bancos respectivamente y para niveles de retención del 75, 90 y 95 %, que permiten proponer de forma sencilla aunque sólo aproximada, aquellas geometrías de talud capaces de controlar o limitar razonablemente los desprendimientos. A partir de observaciones en más de diez canteras y conversaciones con sus técnicos, los valores obtenidos parecen ciertamente razonables, si bien la validación del método requeriría de un número mayor de observaciones.

Es importante señalar que el método que se propone da unos valores genéricos razonables para canteras de roca dura bien gestionadas, que pueden servir de guía a los diseñadores de explotaciones, las empresas y la administración. Pueden darse muchos casos particulares, como por ejemplo en canteras de roca especialmente blanda o especialmente dura, taludes muy mal tallados o bermas poco cuidadas; en los que no sea recomendable la aplicación del método, debiéndose realizar estudios locales.

El enfoque general de este método se justifica además en el hecho de que dado que la industria de las canteras mueve cantidades económicas sensiblemente inferiores a la minería metálica o energética; no suele ser práctica habitual contemplar el problema de los desprendimientos en el diseño y operación de las mismas, y sin embargo este problema ha sido la principal causa de siniestralidad en el sector. Así en este ámbito, los autores consideran adecuado disponer de una herramienta indicativa como la que aquí se presenta, que idealmente, podría ser utilizada en conjunto con métodos empíricos de estimación del riesgo asociado a desprendimientos en canteras como ROFRAQ, al objeto disminuir la siniestralidad en este sector económico.

REFERENCIAS

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (1994). A policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington D.C.: AASHTO Standing Committee on Highways.
- Agliardi, F. & Crosta, G.B. (2003). High resolution three-dimensional numerical modelling of rockfalls. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol. 40. pp. 455–471.
- Alejano, L.R. (2006). Memoria del proyecto de investigación: Índice de evaluación del riesgo asociado a caídas de bloques en canteras de Galicia. Financiado por la Dirección Xeral de Recursos Energéticos y Minerales de la Xunta de Galicia.
- Alejo Carballeira, César Devesa, Rubén Retuerto y otros (1983). *Bioclimatología de Galicia*. Fundación Pedro Barrié de la Maza. Conde de FENOSA. La Coruña.
- ANEFA (ASOCIACIÓN NACIONAL ESPAÑOLA DE FABRICANTES DE ÁRIDOS). 1999. Prevención de riesgos laborales. Guía de evaluación en canteras y graveras.
- Azzoni, A. & de Freitas, M. H. (1995). Prediction of rock fall trajectories with the aid of in situ test. *Rock Mech. Rock Engng.* 28(2), 111–124.
- Azzoni, A., La Barbera, G., Zaninetti, A. (1995). Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model. *Int. J. of Mechanics, Mining Sci. & Geomechanics* 32 (7). pp. 709-724.
- Badger, T.C. & Lowell, S. (1992). Rockfall Control Washington State. In *Rockfall Prediction and Control and Landslide Case Histories*, Transportation Research Record, Nat. Research Council, Washington, No 1342, pp 14-19.
- Bozzolo, D., Pamini, R, Hutter, K. (1988). Rock-fall analysis – A mathematical model and its test with field data. *Landslides. Proc. 5th int. Symp.* Pp-555-560. Lausanne, Switzerland. Balkema, Róterdam, 1988.
- Bunce, C.M. (1994). Risk Analysis for Rock Fall on Highways. MSc Thesis submitted to the Department of Civil Engineering in the University of Alberta, Canada.
- Call, R.D. (1992). Slope Stability. In *SME Mining Engineering Handbook*, Ed. H.L. Hartman, 2nd ed.. Vol. 1. Chapter 10.4. Littleton, Colorado, USA. AIME.
- Chau, K.T., Wong, R. H. C., Liu, J., Lee. C.F. (2003). Rock-fall Hazard Analysis for Hong Kong Based on Rockfall Inventory. *Rock Mech. Rock Engng.* (2003) 36 (5), 383–408.
- Copons Llorens, R., Altimir Planes, J., Amigó Mitjana, J., Vilaplana Fernández, J.M., (2001). Metodología Eurobloc para el estudio y protección de caídas de bloques rocosos. Principado de Andorra. V Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Madrid. Edit. CEDEX. pp 665-675.
- Coulter (1996). Clear Zone Standards. Technical Bulletin DS96001, Ministry of Transportation and Highways. British Columbia, Canadá.
- Descoedres, F. & Zimmerman, T.H. (1987). Three-dimensional dynamic calculation of Rock-falls. *Proc. Int. Cong. on Rock Mechanics*. Montreal, Canadá, 1987. Balkema, Róterdam.
- Erismann, T. & Abele, G. (2001). *Dynamics of rockslides and rockfalls*. Springer. Berlin.
- Evans, C.L. (1989). The design of Catch bench Geometry in Surface Mines to Control Rockfall". M.Sc. Thesis, University of Arizona.
- Fookes, P.G., Sweeney, M. (1976). Stabilization and Control of local rockfalls and degrading slopes. *Quarterly J. Engineering Geology*. Vol. 9 pp. 37-55.
- Fornaro, M., Peila., Nebbia, M. (1990). Block Falls on rock slopes: Application of a numerical simulation program to some real cases. In *6th Int. Congress IAEG*, Amsterdam (1990). Balkema, Rotterdam, pp. 2173-2180. Price D. G. (ed).
- Franklin, J. A., & Senior, S. A. (1997). The Ontario Rockfall Hazard Rating System. Conference on Engineering Geology and the Environment. Athens

- Geobrugg (2003). Productos para evitar el desprendimiento de rocas. <http://www.geobrugg.com/>.(vis.: 15/05/03).
- Giani, G. P., Giacomini, A., Migliazza, M., Segalini, A. (2004). Experimental and Theoretical Studies to Improve Rock Fall Analysis and Protection Work Design. *Rock Mech. Rock Engng.* 37 (5), 369–389.
- Giani, G.P. (1992): Rock slope stability analysis. Chapter 7. pp. 191–208. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E. & Bray, J.W. (1984). *Rock Slope Engineering*. III ed., Edit. Institution of Mining and Metallurgy, E & FN Spon, Londres.
- Hoek, E. T. (2000). Rock Engineering. Course notes by E. Hoek. Chapter 9. Internet: Web page: <http://www.rocsience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.htm>
- Hudson, J.A. & Harrison, J.P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*, 1997. Pergamon Press. London. pp. 307-325.
- Hungr O, Evans SG. (1988). Engineering evaluation of fragmental rock-fall hazards. Proceedings of the Fifth International Symposium on Landslides, vol. 1. Lausanne, Switzerland. pp. 685–90.
- Hungr, O., Evans, S.G. (1989). Engineering aspects of rockfall hazard in Canada. Geological survey of Canada, Open File 2061, 1989. 102 pp.
- Itasca. (2001). *User manual for UDEC, Universal Distinct element Method. Version 3.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.
- Kliche, Ch. A. (1999), *Rock Slope Stability*. SME.
- Maerz, N.H. (2000). Highway Rock Cut Stability Assessment in Rock Masses Not Conducive to Stability Calculations. Proceedings of the 51st Annual Highway Geology Symposium, Seattle, Washington, Aug. 29 - Sep. 1. pp. 249-259.
- Mak, N., Blomfield, D. (1984). Rock trap design for pre-split rock slope. Conference on Rock Excavation Engineering in Urban Environment. pp. 263-270. Hong-Kong.
- Mazzocola, D.F. & Hudson, J.A. (1996). A comprehensive method of rock mass characterization for indicating natural slope instability. *Q. J. Eng. Geol.*, 29, 37-56.
- Ministerio de Fomento. (1996). *Protección contra desprendimientos de rocas, Pantallas dinámicas*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras. 1996.
- Ministerio de Fomento. (2003). *Norma 3.1-IC_Trazado: instrucción de carreteras*. (2ª Ed.).
- MTO. (1993). *Road Safety Manual*. Ontario Ministry of Transportation. Canada.
- Pfeiffer, T., Bowen, T (1989). Computer simulation of rockfall. *Ass. Engng. Geol. Bull.* XXVI(1), 135-146.
- Pierson, L.A., Davis, S.A., Van Vickle. (1990). Rockfall Hazard Rating System Implementation Manual. Edit. Federal Highway Administrations, report FHWA-OR-EG-90-01, U.S., Washington D.C., Federal Highway Administration, Department of Transportation.
- Pierson, L.A., Davis, S.A., Pfeiffer, T.J. (1994). *The nature of Rockfall as the basis for a new fallout area design criteria for 0.25:1 slopes*. Oregon Department of Transportation.
- Pierson, L.A., Gullixson, C.F., Chassie, R.G. (2001). *Rockfall catchment area design guide. Final Report SPR-(032) Metric edit*. Oregon Department Of Transportation & FHWA. Web page: http://www.oregon.gov/ODOT/TD/TP_RES/docs/Reports/RokfallCatchAreaDesMetric.pdf.
- Piteau, D. R., Clayton, R. (1976). Description of the slope model computer rock fall program for determining rock fall distribution. D.R. Piteau Assoc..
- Rey, J. (2000). Siniestralidad en las explotaciones mineras, Ponencia presentada en el marco de las I Jornadas de formación en seguridad minera. Universidad de Vigo, Vigo.
- Richards, L. R., Peng, B., Bell, D. H. (2001). Laboratory and Field Evaluation of the Normal coefficient of Restitution for Rocks. ISRM Reg. Symp. Eurock 2001, Espoo-Finland. Ed. Balkema. pp 149-155.
- RISER .2003. Roadside Infrastructure for Safer European Roads. D05: SUMMARY OF EUROPEAN DESIGN FOR ROADSIDE INFRASTRUCTURE. Project funded by the EC under the 'Competitive and Sustainable Growth' Programme (1998-2002). Chalmers University of Technology.

- Ritchie, A.M. (1963). The evaluation of rockfall and its control. *Highway Research Rec.*, Vol 17.
- Robotham, M.E., Wang, H., Walton, G. (1995). Assessment of risk from rockfall from active and abandoned quarry slopes. *Trans. Inst. Min. and Metal.*, sect. A. 114 (Jan-Apr). pp. A25-A-33.
- Rocscience (2002). RocFall user manual. Statistical analysis of Rockfalls. Web page: <http://www.rocscience.com/roc/software/RocFall.htm>
- Ryan, T. M. & Pryor, P. R. (2001). Designing Catch Benches and Interramp Slopes (Chapter 3). In *Slope stability in surface mining*. Ed. Hustrulid, W.A., McCarter, M.K. & Van Zyl, D.J.A. SME. Littleton, Colorado, USA.
- Senior, S. A. (2002). Ontario Rockfall Hazard Rating System. Field Procedures Manual. REPORT DRAFT. Materials Engineering and Research Office. Ontario, Canada. 36 pp.
- Spang, R.M. and Rautenstrauch, R.W. (1988). Empirical and mathematical approaches to rockfall prediction and their practical applications. *Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausana*. Vol. 2. 1237-1243.
- Stockhausen, H.W. & Alejano, L.R. (2003a). An Empirical Method to Estimate the Risk of Accidents due to Rock-falls in Quarries (I): Methodology. *Proc. Int. Conf. on Slope Engineering*. Ed. Univ. of Hong-Kong.
- Stockhausen, H.W. & Alejano, L.R. (2003b). An Empirical Method to Estimate the Risk of Accidents due to Rock-falls in Quarries (II): A case study. *Proc. Int. Conf. on Slope Engineering*. Ed. Univ. of Hong-Kong.
- Vicroads – Motorcycle Notes. 2001. Clear zones and Roadside hazards. Publicación periódica (Nov. 2001) del Local government of Victoria (Australia). (www.vicroads.vic.gov.au).

15. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Por Celestino González Nicieza y Martina Inmaculada Álvarez Fernández

We anticipate that this issue of improved mine safety will be the focus of mining rock mechanics during the coming years ... This will result in mining operations that are both safer and more productive.

E.T. Brown, 1999

15.1. Introducción

Una obra que precise de la conformación de un área plana (explanada) partiendo de una topografía en pendiente, requerirá, en la mayoría de los casos, la excavación de taludes por encima de dicha explanada. Igualmente se puede dar esta situación cuando se pretenda crear un hueco en el terreno (no subterráneo) bien sea de carácter minero o civil. Dichos taludes deberán ser:

- estables,
- garantizar la seguridad de uso de la explanada conseguida.

Para obtener el primero de estos objetivos se dispone, básicamente, de tres metodologías:

1. Diseñar taludes autoportantes, es decir, cuya altura e inclinación se hayan definido para que, con las propiedades que caracterizan el macizo rocoso, el factor de seguridad del talud sea aceptable.
2. Construir elementos de contención, como pueden ser muros o escolleras, en el frente del talud.
3. Reforzar el talud introduciendo elementos que mejoren las características resistentes del macizo rocoso, tales como anclajes de cables, pernos, micropilotes, inyecciones de resina y mortero.

Para alcanzar el segundo objetivo (garantizar la seguridad en el uso) puede ser necesario adoptar una serie de medidas encaminadas a proteger el talud de inestabilidades de pequeña magnitud y carácter superficial, como erosiones o desprendimientos de bloques. Este tipo de medidas, que no buscan tanto la estabilización del talud en si como la seguridad de uso, se han denominado *medidas de protección de taludes*.

En cualquier caso, resulta fundamental minimizar los efectos del agua, tanto en el ámbito de rebajar las presiones intersticiales, que condicionan la estabilidad del talud, como a nivel de reducir los procesos erosivos y de meteorización que afectan a la seguridad de uso.

15.2. Diseño de taludes autoportantes

En muchas ocasiones es posible excavar taludes estables sin necesidad de utilizar elementos estructurales de contención o refuerzo, que pueden llegar a ser muy costosos.

Normalmente el diseño de taludes estables pasa, como ya se ha comentado, por definir un ángulo de inclinación que garantice un factor de seguridad adecuado a la normativa vigente y a las condiciones de uso (véase la Tabla 15.1).

Tabla 15.1. Factores de seguridad recomendados (Ministerio de Fomento, 2001).

| SITUACIÓN DE CÁLCULO | NORMAL | REDUCIDO |
|----------------------|--------|----------|
| Permanente | 1,50 | 1,30 |
| Transitoria | 1,30 | 1,20 |
| Accidentales | 1,10 | 1,05 |

Cuando se trata de taludes mineros, la ITC 07.1.03 establece que las alturas máximas de los frentes de trabajo no deben superar los 20 m, exigiéndose un factor de seguridad superior a 1,2 o, en caso de que se haya considerado el riesgo sísmico, de 1,1.

El talud puede adoptar el ángulo apropiado de forma continua o a través de una sucesión de taludes de menor altura (taludes parciales o bancos) separados por zonas planas, llamadas bermas, que conforman un conjunto de escalones. Los bancos pueden ser diseñados, generalmente, con un ángulo superior al de estabilidad del talud continuo, ya que su altura es significativamente menor (véase la Figura 15.1) y los bloques que se desprendan de ellos serán retenidos por las bermas.

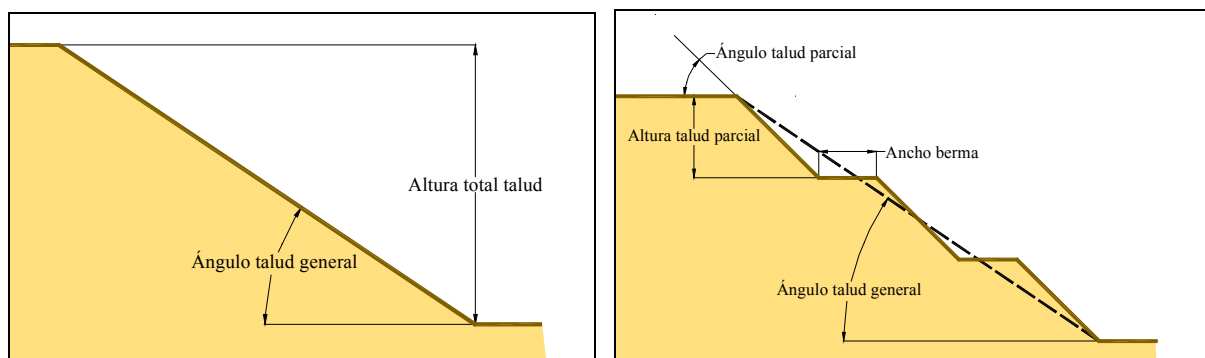


Figura 15.1. Talud con ángulo continuo o con bermas.

Las ventajas de un diseño con bermas frente a un talud continuo son múltiples:

1. Las bermas permiten el acceso al frente de talud, por lo que posibilitan su saneo y facilitan los trabajos de mantenimiento.
2. Las bermas actúan como barreras, reteniendo posibles desprendimientos.
3. Permiten instalar cunetas para captar aguas de escorrentía, minimizando los procesos erosivos.
4. Facilitan los trabajos de restauración.

Las bermas presentan, sin embargo, algunos inconvenientes:

1. Producen ángulos en lo que, de otra forma, sería la línea continua del talud, que se convierten en puntos de concentración de tensiones en los que se pueden iniciar procesos de rotura del macizo rocoso.
2. Obligan a incrementar la pendiente del talud con respecto a su inclinación media, lo que puede desencadenar fenómenos de inestabilidad.

Cuando se trata de estabilizar un talud con síntomas de rotura es necesario modificar su geometría o colocar elementos de retención. Las principales actuaciones posibles sobre la geometría de un talud para mejorar su estabilidad son:

- Eliminar peso en cabeza del talud (descabezar): Es una solución válida en muchas circunstancias, que mejora claramente los factores de seguridad.
- Aumentar peso en el pie del talud construyendo caballones o escolleras. Si es posible, porque se dispone de suficiente espacio, se puede complementar el descabezado con la adición de peso en la base del talud (véase la Figura 15.2), lo que evita los problemas relacionados con el vertido del material sobrante del descabezado y aumenta la estabilidad del talud ya que incrementa las fuerzas resistentes al deslizamiento.

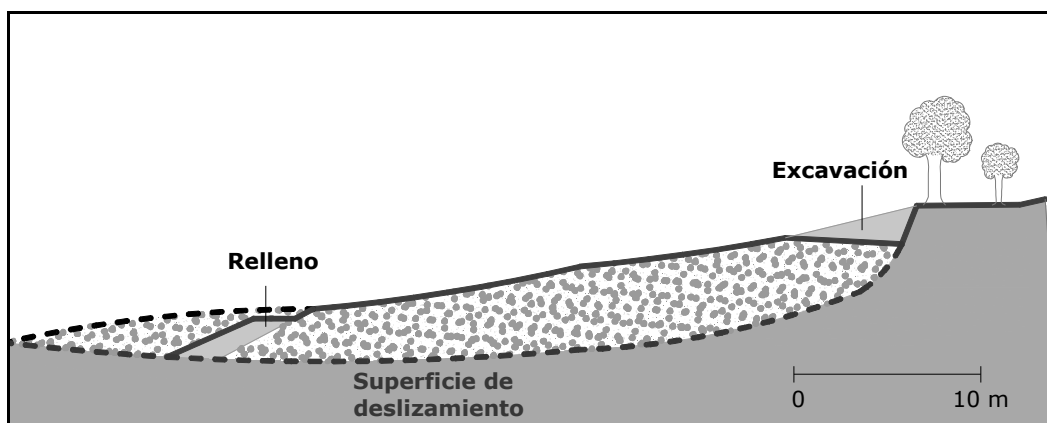


Figura 15.2. Descabezamiento del talud y relleno a pie.

- Rebajar el ángulo de talud, bien de forma continua o bien construyendo bermas intermedias.

Cuando se trata de estabilizar un talud en movimiento, debe tenerse en cuenta que las propiedades resistentes de un macizo rocoso en proceso de rotura no son ya las iniciales, si no unas propiedades residuales más bajas, que requieren un ángulo de talud menor.

Por ello, a la hora de construir un talud en una obra pública puede resultar más ventajoso excavarlo inicialmente con un ángulo más bajo (mayor factor de seguridad) que correr el riesgo de que en él se inicie una inestabilidad, ya que, además, el desarrollo de una obra en un talud inestable resulta muy complejo e inseguro. En una mina, por el contrario, siempre se diseñan los taludes aceptando una probabilidad de rotura relativamente alta, aunque proporcionada al riesgo que se corre, ya que la vigilancia es continua y los movimientos de tierras no suelen suponer otros inconvenientes que el económico.

15.3. Elementos de contención

Si bien se pueden reducir las fuerzas desestabilizadoras en un talud mediante las actuaciones comentadas en el apartado anterior, en muchos casos esto obligaría a realizar excavaciones de magnitud desproporcionada e incluso problemáticas por las necesidades de espacio que requieren. En estos casos se puede recurrir a la construcción de elementos que contrarresten los empujes del terreno.

Los elementos de contención pueden ser de varios tipos:

- Muros de hormigón, mampostería, escollera o gaviones.
- Pantallas de pilotes, micropilotes, tablestacas, etc.

Su principal ventaja es que apenas requieren espacio extra para estabilizar el talud (son estructuras prácticamente verticales), mientras que su principal inconveniente es su elevado coste.

15.3.1. Muros

Los muros son estructuras resistentes utilizadas desde la antigüedad (véase Figura 15.3.) que, colocadas a pie del talud, mejoran la estabilidad del mismo, produciendo los siguientes efectos:

- Compensan los empujes del terreno mediante un empuje pasivo.
- Suponen un sobrepeso en el pie del talud.
- Actúan como elementos de retención de bloques desprendidos.
- Protegen el pie del talud de la meteorización y alteración del terreno.



Figura 15.3. Muros de contención del siglo XV en la ciudad de Machu Picchu (Perú). Fotografía: autores.

Los muros se pueden clasificar en función de su material constructivo. Así se tienen:

- A. **Muros de hormigón fabricados *in situ*:** Se construyen con ayuda de un encofrado o molde y se ejecutan íntegramente en el lugar donde se ubican. Tienen el inconveniente de que se requiere un cierto tiempo para que funcionen a pleno rendimiento, ya que se tarda en construirlos y van entrando en carga a medida que se desplaza el macizo rocoso en el trasdós. Como ventaja, se construyen para adaptarse a la geometría y problemática concreta del talud, optimizando dimensiones, armadura y refuerzos estructurales (contrafuertes, talones, tacones, punteras, etc.).

En la Figura 15.4 se observa un muro de hormigón armado perfectamente adaptado a la geometría del talud. Se puede apreciar como las necesidades de espacio son mínimas. En la fotografía de la Figura 15.5 se observa un muro de hormigón armado con anclajes.



Figura 15.4. Muro de hormigón armado en macizo rocoso.



Figura 15.5. Muro de hormigón armado para la construcción de un edificio con varias plantas subterráneas. Fotografía: autores.

- B. **Muros de hormigón prefabricados:** Se fabrican total o parcialmente mediante elementos de hormigón en un proceso industrial. Tienen un periodo de instalación breve, pero en general tienen una resistencia menor que los fabricados *in situ*, por lo que sólo pueden ser utilizados en inestabilidades de reducidas dimensiones y su diseño está mucho menos particularizado. Requieren más espacio que los fabricados *in situ*, ya que habitualmente llevan un relleno en el trasdós, lo que aumenta el peso en el pie del talud (véase la Figura 15.6). No son muy utilizados como contención de macizos rocosos.



Figura 15.6. Muro prefabricado antes de colocar el relleno en el trasdós. Fotografía: autores.

- C. **Muros de escollera:** Se construyen con bloques rocosos de grandes dimensiones (peso superior a 250 kg) con forma aproximadamente prismática. Presentan como principales ventajas a los muros de hormigón: su menor coste, la disminución de los empujes del agua en el trasdós (son drenantes), su mejor adaptación a los movimientos del terreno, ya que admiten deformaciones mayores que los de hormigón, y la reducción de los impactos ambientales.

En la Figura 15.7 se muestra un muro de escollera realizado para explanar una zona del terreno, pudiéndose observar como el impacto ambiental es mucho menor que en el caso de los muros de hormigón que también se muestran en la fotografía.



Figura 15.7. Muro de escollera para explanar una zona del terreno. Obsérvese su bajo impacto debido a su integración en el paisaje comparado con los muros de hormigón que también se muestran en la fotografía.
Fotografía: autores.

D. Muros de gaviones: Se construyen mediante la superposición de cajas prismáticas de malla de alambre galvanizado o plástico, que se rellenan en obra con cantos o bloques rocosos de pequeñas dimensiones (véase la Figura 15.8). Este tipo de muros apenas se emplean como elementos de contención en macizos rocosos, si no más bien como sobrepeso y, tal y como se indicó en el anterior capítulo, como protección contra desprendimientos y la erosión.



Figura 15.8. Muro de gaviones. Fotografía: autores.

- E. Muros de mampostería:** Se construyen con bloques rocosos que trabajan como los ladrillos de un muro, pudiéndose realizar en seco (sin mortero) o con él. Son muy característicos de algunas zonas de España (véase la Figura 15.9).

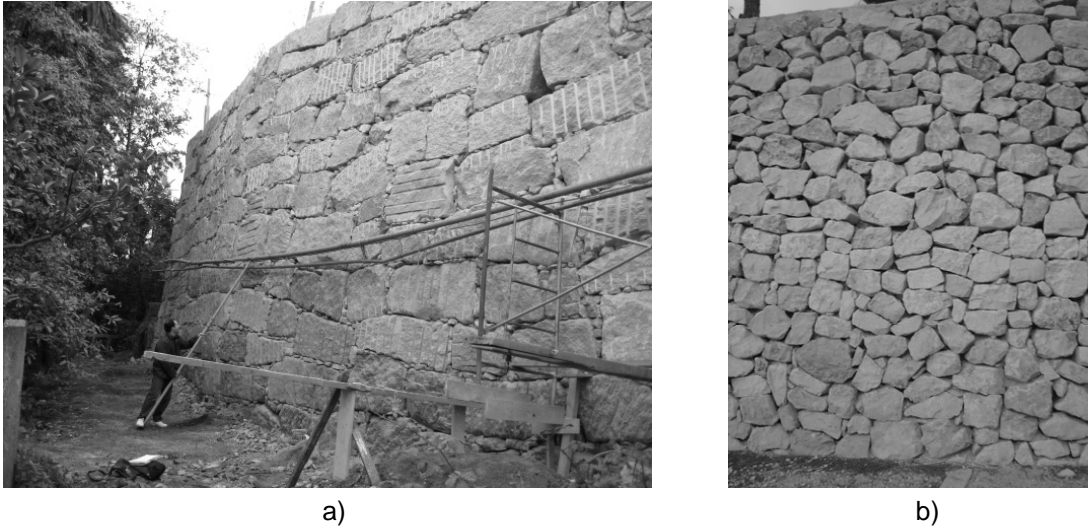


Figura 15.9. Muros de mampostería con perpiaños o mampuestos de a) granito rosa Porriño en Cangas del Morrazo y b) caliza en Calpe. Fotografías: Mario Castro y autores.

15.3.2. Cálculo y diseño de muros de gravedad

A la hora de diseñar un muro debe tenerse en cuenta la tipología de la inestabilidad que se pretende subsanar, ya que, si bien pueden resultar convenientes para detener roturas de tipo circular y mixto (es decir, las que se dan en macizos rocosos muy alterados), suelen ser poco útiles para el resto de mecanismos de rotura.

Es también importante conocer la geometría de la inestabilidad con el fin de optimizar el efecto del muro (definir su altura, introducir un tacón, etc.). Cuando el muro intercepta la superficie potencial de deslizamiento actúa como un elemento de alta resistencia que la interrumpe. Si el muro no intercepta a la superficie de deslizamiento porque ésta sea más profunda, su efecto estabilizador es mucho menor (únicamente contribuye como un peso extra en el pie del deslizamiento). Si la superficie de deslizamiento se encuentre por encima del muro, su efecto estabilizador es nulo.

El muro que se construya debe estar dimensionado siguiendo tres criterios de estabilidad: deslizamiento, vuelco y hundimiento. Véase en la Figura 15.10, el caso de un muro de mampostería caído por vuelco. A continuación se presentan algunos conceptos para el cálculo de muros de gravedad, que son aquellos muros en los que las acciones desestabilizadoras sólo son compensadas por el peso propio del muro.



Figura 15.10. Muro de mampostería con granito rosa Porriño de unos 8 metros de altura, tras sufrir un fenómeno de inestabilidad por vuelco tras una fuerte precipitación. Fotografía: autores.

15.3.2.1. Empujes del terreno

Sea un talud excavado en un macizo rocoso, con una posible rotura plana a través de una discontinuidad de buzamiento ψ , que se pretende estabilizar con un muro de contención de gravedad, tal y como se representa en la Figura 15.11.

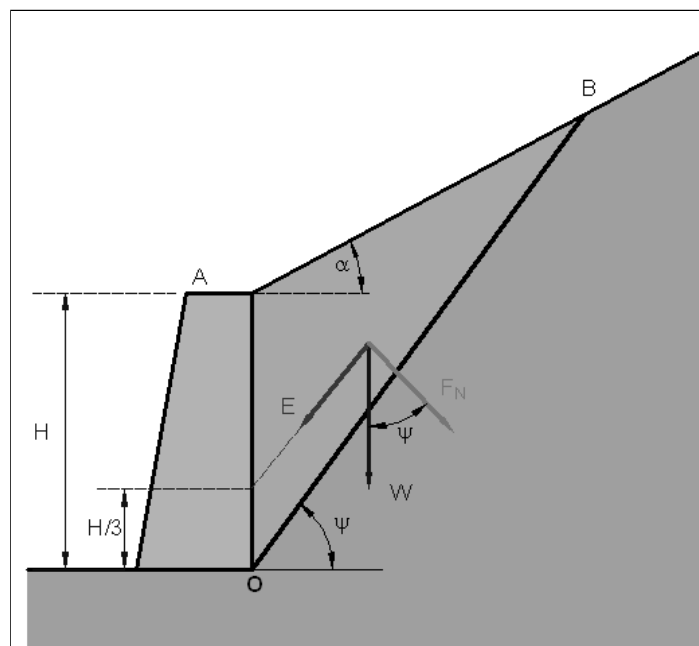


Figura 15.11. Muro de contención para una rotura plana.

Suponiendo que la junta sea puramente friccional (con fricción ϕ), el empuje E que ejerce la masa de roca sobre el muro vendrá dado por la componente tangencial del peso W menos la fuerza de rozamiento en la junta. Este empuje es paralelo a la línea de máxima pendiente de la junta (véase la Figura 15.11) y si el trasdós es vertical estará aplicado a 1/3 de la altura, H, del muro respecto a su base (Calavera, 2001).

$$E = W \cdot \text{sen } \psi - F_N \cdot \text{tg } \phi = W \cdot (\text{sen } \psi - \text{cos } \psi \cdot \text{tg } \phi) \quad (15.1)$$

A su vez el empuje E se podrá descomponer en sus dos componentes: una horizontal (E_H) y otra vertical (E_V), de forma que:

$$E_H = E \cdot \text{cos } \psi \quad (15.2)$$

$$E_V = E \cdot \text{sen } \psi \quad (15.3)$$

Como suele ser habitual se despreciarán los empujes pasivos en el intradós del muro, con lo que se estará del lado de la seguridad en los cálculos.

15.3.2.2. Factor de seguridad a deslizamiento del muro

El coeficiente de seguridad al deslizamiento (FS_d) se define como el cociente entre las fuerzas resistentes al deslizamiento y las motoras.

Tal y como puede verse en la Figura 15.12, al depreciar los empujes pasivos, la única fuerza resistente es el rozamiento muro-terreno en la base del muro (la fuerza T de la figura).

Esta fuerza de rozamiento T se calcula multiplicando las fuerzas normales a la superficie de deslizamiento -en este caso las verticales-, que son el peso del muro (W_{muro}) y la componente vertical del empuje (E_V) por el coeficiente de rozamiento muro-terreno (μ).

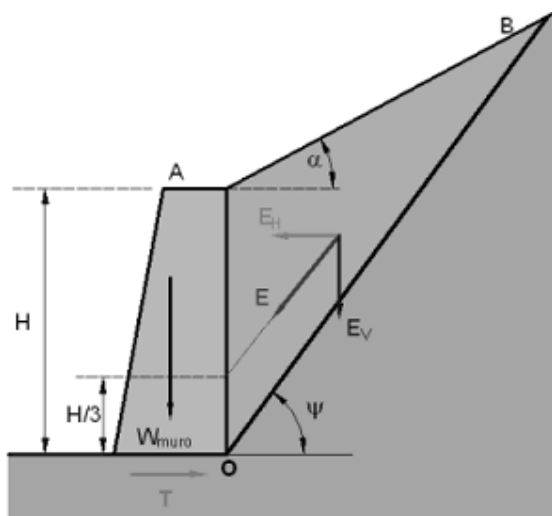
$$T = (W_{\text{muro}} + E_V) \cdot \mu = (W_{\text{muro}} + E \cdot \text{sen } \psi) \cdot \mu \quad (15.4)$$

Según Teng (1962) este coeficiente de rozamiento vale 0,6 para roca sana con superficie rugosa, descendiendo hasta 0,35 para materiales limosos.

La única fuerza motora que se considera es la componente horizontal del empuje activo (E_H).

Aunque no existe una normativa española concreta, se recomienda que el factor de seguridad a deslizamiento no sea inferior a 1,5, debiendo aumentarse en función de la categoría de la obra (Calavera, 2001).

Si se tiene en cuenta el efecto sísmico el factor de seguridad mínimo se reduce a 1,2.



$$FS_d = \frac{F_{resistentes}}{F_{motoras}}$$

$$FS_d = \frac{T}{E_H} = \frac{(W_{muro} + E_V) \cdot \mu}{E_H}$$

T = Rozamiento en la base del muro por unidad de longitud

W_{muro} = Peso del muro por unidad de longitud

E_V = Componente vertical del empuje

E_H = Componente horizontal del empuje activo

μ = coeficiente de rozamiento terreno-muro

Figura 15.12. Factor de seguridad a deslizamiento.

15.3.2.3. Factor de seguridad a vuelco

En la mayoría de los casos el vuelco más probable consiste en una rotación respecto al punto O_1 de la base del muro (véase la Figura 15.13). El factor de seguridad a vuelco (FS_v) es el cociente entre los momentos resistentes a dicho vuelco y los momentos volcadores.

La única fuerza que genera momentos resistentes es el peso del muro, mientras que el empuje activo E es el que genera momentos motores.

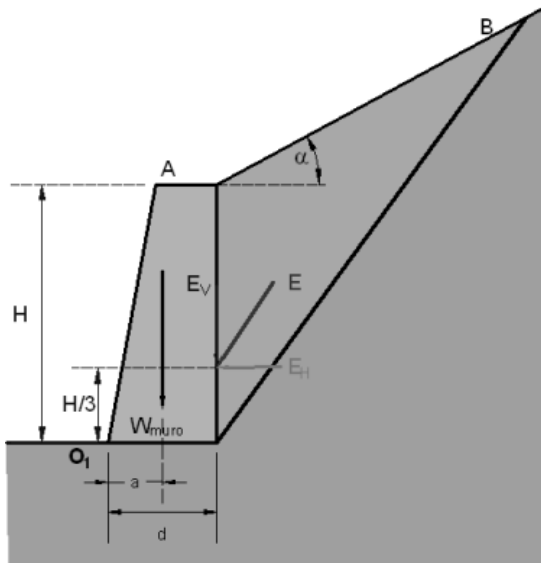
Aunque tampoco existe normativa concreta, debe exigirse, para que el muro sea considerado seguro, que el factor de seguridad a vuelco sea superior a 1,8, reduciéndose a 1,2 si se tiene en cuenta el efecto sísmico (Calavera, 2001).

15.3.2.4. Factor de seguridad al hundimiento

Otro problema que hay que tener en cuenta en el diseño del muro es la posibilidad de que falle su cimentación, es decir, que la tensión transmitida al terreno por la base del muro sea mayor que la carga admisible del terreno de apoyo. En ese caso el muro penetra en el terreno y falla por su pie, tal y como puede comprobarse en la escollera de la Figura 15.14.

Se define el factor de seguridad a hundimiento (FS_h) como el cociente entre la carga admisible del macizo rocoso (q_{adm}) y la tensión que le transmite la cimentación del muro. Dado que esta última es variable, para mayor seguridad se utiliza la máxima posible (q_{max}).

$$FS_h = \frac{q_{adm}}{q_{max}} \quad (15.5)$$



$$FS_v = \frac{M_{estabilizadores}}{M_{volcadores}}$$

$$FS_v = \frac{W_{muro} \cdot a}{E_H \cdot \frac{H}{3} - E_V \cdot d}$$

W_{muro} := Peso del muro por unidad de longitud

a = Distancia horizontal entre el c.d.g. del muro y el punto de rotación O_1

d = Distancia horizontal entre el punto de aplicación de E_V y el punto de rotación

Figura 15.13. Factor de seguridad a vuelco.

Por otra parte, la carga admisible se obtiene dividiendo la capacidad de carga (también conocida como capacidad portante o carga de hundimiento) del macizo rocoso entre un factor de seguridad que suele ser 3:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{3} \tag{15.6}$$

donde q_h denota la carga de hundimiento del terreno.



Figura 15.14. Fallo por hundimiento en una escollera. Fotografía: autores.

En el caso de los materiales rocosos, esta carga de hundimiento puede calcularse de manera sencilla a partir de la resistencia a compresión simple de la roca (σ_c), tal y como proponen Serrano y Olalla (1996):

$$q_h = N_\sigma \cdot \sigma_c \quad (15.7)$$

El valor de N_σ , se determina a partir del ábaco de la Figura 15.15, para lo que se necesita conocer el RMR del macizo rocoso y el parámetro m_i del criterio de rotura de Hoek para la roca intacta.

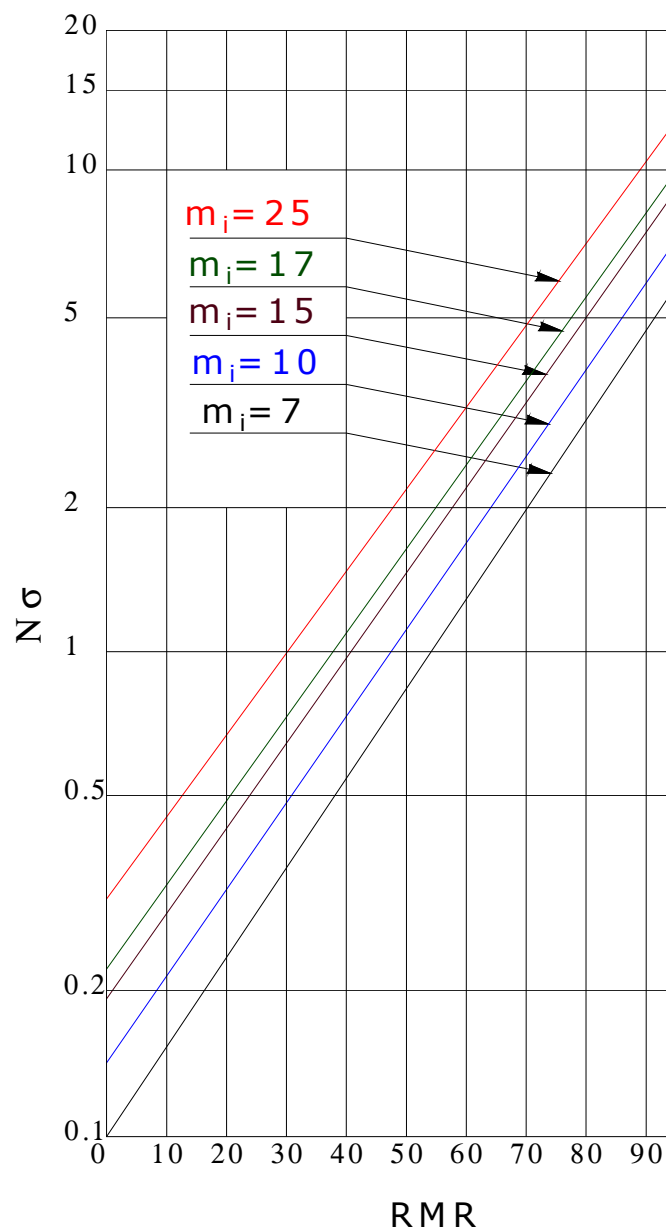


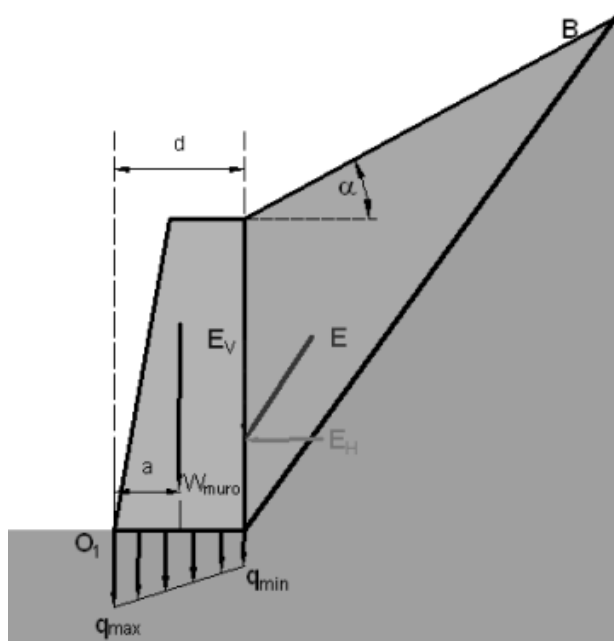
Figura 15.15. Ábaco para el cálculo de N_σ (Serrano y Olalla, 1996).

Una vez conocida la carga de hundimiento y, por tanto, la carga admisible del macizo rocoso, sólo falta conocer la tensión máxima transmitida por el cimiento del muro. Para una mejor comprensión del proceso se presenta la Figura 15.16.

Se calcula en primer lugar la componente vertical N de las fuerzas actuantes, que será la suma de W_{muro} y E_v . Esta resultante estará aplicada a una distancia e , denominada excentricidad, del centro de la base del muro. La excentricidad se calcula partiendo de la ecuación que iguala el momento de la resultante N respecto al punto O_1 de la Figura 15.16 con los momentos del resto de las fuerzas actuantes (el peso del muro y el empuje E).

Siguiendo la nomenclatura de la Figura 15.16 se tiene:

$$e = \frac{W_{\text{muro}} \cdot a + E_v \cdot d - E_H \cdot \frac{H}{3}}{N} \quad (15.8)$$



$$FS_h = \frac{q_{adm}}{q_{max}}$$

- d = ancho de cimentación del muro
- e = excentricidad de la carga N respecto al centro de la cimentación del muro
- q_{max} = Tensión máxima transmitida por el muro
- q_{min} = Tensión mínima transmitida por el muro

Figura 15.16. Factor de seguridad a hundimiento.

Resulta conveniente que N esté aplicada en el núcleo central de la cimentación, ya que así se evita que existan zonas en las que no haya transmisión de carga al terreno, sobrecargándose en exceso otras áreas. Para que N cumpla esta condición bastará que se verifique la siguiente desigualdad (Calavera, 2001):

$$e < \frac{d}{6} \quad (15.8)$$

Una vez comprobado que no existen zonas en las que no se transmite carga, la tensión máxima y mínima en la base del muro se pueden calcular aplicando la ley de Navier-Stokes:

$$q_{max} = \frac{N}{d'} + 6 \cdot \frac{N \cdot e}{d'^2}$$

$$q_{min} = \frac{N}{d'} - 6 \cdot \frac{N \cdot e}{d'^2} \quad (15.9)$$

donde $d' = d - 2 \cdot e$, es decir, el ancho efectivo de la cimentación del muro.

15.3.2.5. Diseño de escolleras mediante ábacos

Una escollera puede diseñarse como si de un muro de gravedad se tratara. Sin embargo, los cálculos pueden simplificarse utilizando los ábacos editados por la Dirección General de Carreteras en la monografía *Recomendaciones para el diseño y construcción de muros de escollera en obras de carretera*, realizada pensando básicamente en taludes en suelos.

Los ábacos son válidos para un rango de propiedades del terreno a sustentar y para unas condiciones de escollera establecidas en función de su colocación, compacidad y trabazón. Así, en función de sus características geotécnicas, el terreno se clasifica en las tres tipologías recogidas en la Tabla 15.2, mientras que las escolleras deben adscribirse a alguna de las dos tipologías de la Tabla 15.3.

Tabla 15.2. Tipología del terreno del trasdós (Ministerio de Fomento, 1998).

| TIPO | Peso específico, γ_T (kN/m ³) | Fricción, ϕ_T (°) |
|------|--|------------------------|
| I | 19 | 35 |
| II | 19 | 25 |
| III | 19 | 15 |

Tabla 15.3. Tipología de las escolleras (Ministerio de Fomento, 1998).

| TIPO | Peso específico, γ_E (kN/m ³) | Fricción, ϕ_E (°) | tg ϕ_E |
|------|--|------------------------|-------------|
| I | 19 | 63 | 2,0 |
| II | 17 | 56 | 1,5 |

Las diferentes combinaciones de tipos de terreno en el trasdós y escolleras definen seis casos de cálculo (identificados como I, II, III, IV, V y VI), resumidos en la Tabla 15.4. La letra “s” junto a la identificación del caso de cálculo indica que se trata de escolleras de sostenimiento, ya que existe otra colección de ábacos para el cálculo de escolleras de contención (identificándose los posibles casos de cálculo con la letra “c”).

Tabla 15.4. Casos para el cálculo de escolleras (Ministerio de Fomento, 1998).

| CASOS | Is | IIs | IIIs | IVs | Vs | VI s |
|------------------------------------|----|-----|---|-----|-----|------|
| $\text{tg } \phi_E$ | 2 | 2 | 2 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| $\gamma_E \text{ [kN/m}^3\text{]}$ | 19 | 19 | 19 | 17 | 17 | 17 |
| $\phi_T (^\circ)$ | 35 | 25 | 15 | 35 | 25 | 15 |
| $\gamma_T \text{ [kN/m}^3\text{]}$ | 19 | 19 | 19 </td <td>19</td> <td>19</td> <td>19</td> | 19 | 19 | 19 |

La Dirección General de Carreteras propone un ábaco para cada uno de los casos y para factores de seguridad de 1,5, 2 y 2,5 respectivamente. Dentro de estos factores de seguridad se contempla el deslizamiento y el vuelco, pero no el hundimiento, ya que han sido realizados suponiendo que la tensión admisible del terreno de apoyo es superior a 0,34 MPa.

Los ábacos permiten obtener el ancho de coronación de la escollera en función de su altura y de su pendiente en el trasdós. Para facilitar los cálculos, la geometría de las escolleras se ha parametrizado tal y como se recoge en la Figura 15.17, en la que “n” marca las pendientes del trasdós y del intradós de la escollera.

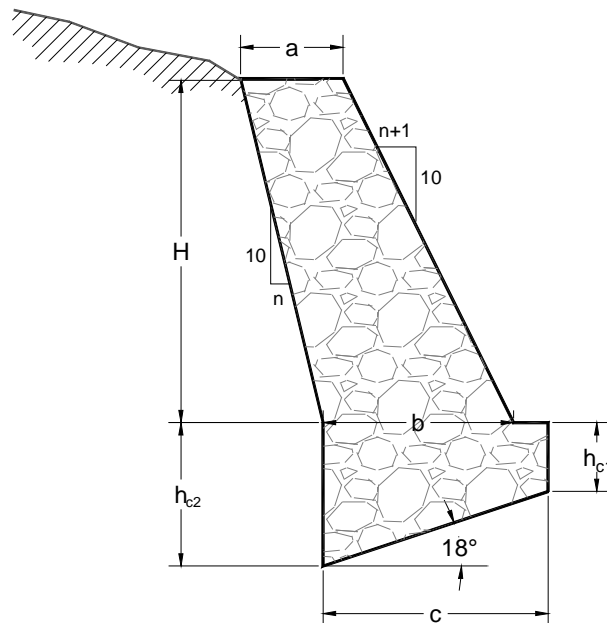


Figura 15.17. Geometría tipo de escollera (Ministerio de Fomento, 1998).

A modo de ejemplo se presenta uno de estos ábacos en la Figura 15.18, en concreto el correspondiente al caso IIs (recuérdese que la letra “s” indica que se trata de una escollera de sostenimiento), para un factor de seguridad 2,5.

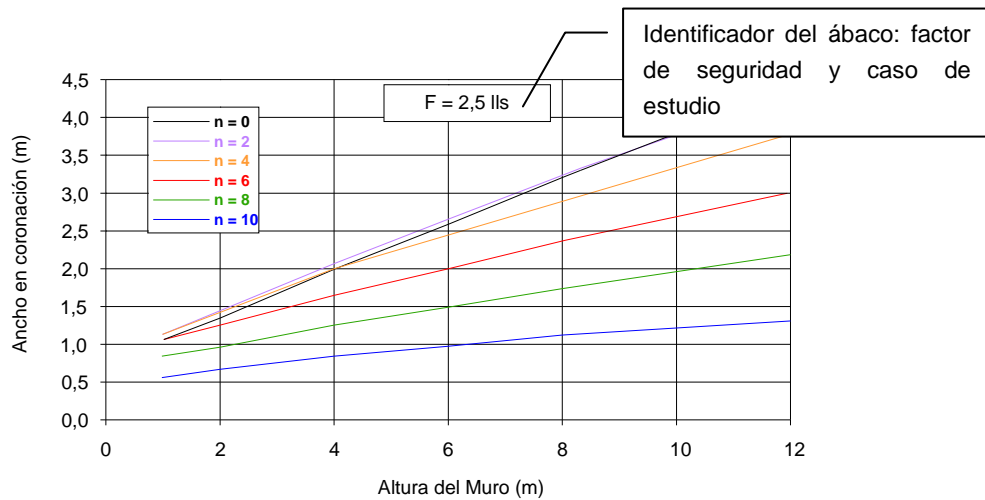


Figura 15.18. Ábaco para el cálculo de una escollera (Ministerio de Fomento, 1998).

15.3.3. Pantallas

Cuando los deslizamientos potenciales son demasiado profundos, los muros no constituyen una solución apropiada. En estos casos es más apta la construcción de pantallas, mediante las que se introduce en el terreno una alineación, más o menos continua, de elementos resistentes que mejoran su resistencia en la superficie de rotura y se prolongan una cierta longitud en el terreno estable, no deslizado. Normalmente se ubican a pie del talud o aprovechando una superficie más o menos plana (una berma), en función de la geometría del deslizamiento. Las pantallas pueden ser de elementos hincados o fabricados *in situ*. En el caso de macizos rocosos los elementos hincados no resultan apropiados, mientras que se emplean mayoritariamente las pantallas construidas con elementos de hormigón: pilotes y micropilotes.

- A. **Pantallas de pilotes:** Se trata de perforaciones (sondeos) realizadas a pie de talud, con diámetros entre 0,5 y 2 m (González de Vallejo, 2002), en las que se introduce la armadura correspondiente y posteriormente hormigón, convenientemente vibrado. Una vez conformada la línea de pilotes, se unen todos en cabeza mediante una viga de atado (viga riostra).
- B. **Pantallas de micropilotes:** Se basan en el mismo principio que las pantallas de pilotes, pero con elementos estructurales de menor diámetro (12 a 15 cm). Su longitud puede alcanzar los 20 m. Una vez hecha la perforación, se introduce un tubo metálico que se rellena de hormigón, actuando el tubo como armadura. Una vez fraguados los micropilotes se excava el terreno superior y se construye la viga de atado. Esta puede anclarse al macizo rocoso, tal y como se observa en la Figura 15.19.



Figura 15.19. Anclado de la viga al talud. Fotografía: autores.

15.4. Refuerzos de taludes

Se trata de sistemas que incrementan, de una forma u otra, la resistencia del macizo rocoso. Los principales son:

- Inyección: Es un procedimiento que permite reforzar el macizo rocoso cuando existe una fisuración adecuada introduciendo un compuesto en fase fluida que se solidifica sellando las juntas. Se disminuye la permeabilidad del conjunto y se aumenta su cohesión y fricción.
- Cosido con micropilotes: Se utilizan elementos como micropilotes para coser la masa potencialmente inestable al terreno firme.
- Anclajes: Dentro de la denominación de anclajes se incluyen dos tipos de elementos: los pernos (o bulones) y los cables.

15.4.1. Inyección

La inyección es un procedimiento que permite reforzar los macizos rocosos, fundamentalmente cuando existe una fracturación adecuada. Consiste en la realización de taladros en los que se inyecta un producto, que depende del tipo de terreno, y al introducirse entre las fracturas y solidificar le confiere una disminución de su permeabilidad y un aumento en su cohesión y fricción, dando mayor estabilidad a las construcciones que se realicen en él.

Es una técnica que, en su vertiente más simple y antigua, data del siglo XIX habiéndose utilizado con el objetivo de mejorar las características de resistencia, deformabilidad e

impermeabilidad del terreno. La primera utilización en minería de la que se tiene noticias (1882), fue la impermeabilización de una fisura para cortar una entrada de agua que provocó el hundimiento de un pozo de extracción en una mina de carbón de Lens (Francia), donde se inyectó cemento por gravedad.

Desde la década de los ochenta, se han producido importantes progresos en las técnicas de inyección, gracias al mejor conocimiento de la penetrabilidad, viscosidad y cohesión de las mezclas, a la presión de inyección y al desarrollo de nuevos materiales para las mezclas y controles, tanto en laboratorio como *in situ*.

En el proceso, la permeabilidad del terreno juega un papel esencial y determina, junto a las características del fluido inyectado, el tipo particular de inyección. En la Figura 15.20 se recogen los tipos de inyección más representativos. En el caso de macizos rocosos la inyección que se emplea es la de fracturación, en la que la lechada penetra por las fracturas y desarrolla nuevas fracturas, rellenándolas.

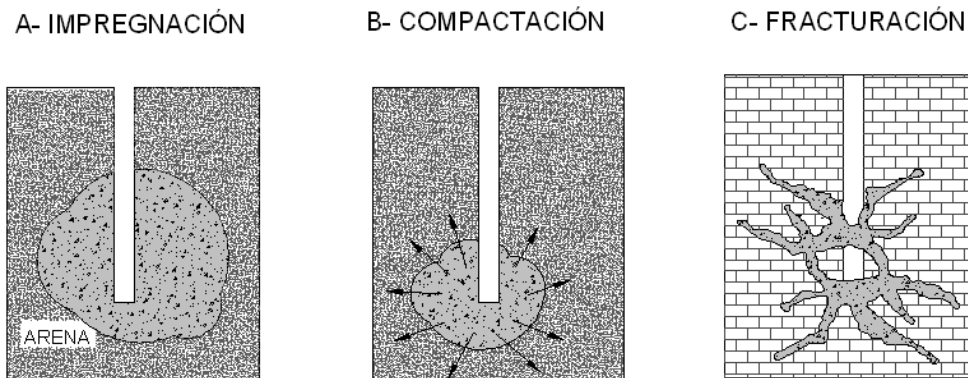


Figura 15.20. Diferentes tipos de inyección en el terreno (Bielza Feliú, 1999).

La penetración de la lechada depende de las características del terreno y de la presión de inyección, y será tanto mayor cuantos más poros y fisuras existan en el macizo rocoso. En este punto resulta especialmente interesante la apertura de las discontinuidades, debiendo diferenciarse entre apertura media real (E_{media}) y la apertura eficaz o equivalente (e), que resulta menor debido al efecto de la rugosidad (véase la Figura 15.21).

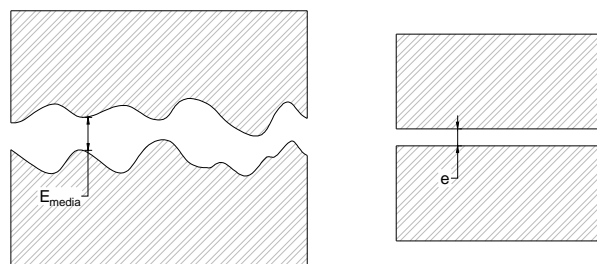


Figura 15.21. Apertura eficaz o equivalente (Barton, 2004).

La apertura eficaz de las juntas puede estimarse a partir de ensayos de permeabilidad tipo Lugeon. Así, siguiendo a autores como Barton (2004) se tiene que:

$$e \approx \sqrt{6 \cdot L \cdot S \cdot 10^{-8}} \quad (15.10)$$

donde:

- e, en mm, es la apertura eficaz o equivalente,
- L es el resultado del ensayo Lugeon,
- S, en mm, es el espaciamiento medio de las discontinuidades.

15.4.1.1. Características de la lechada

Weaver (1991) definió el “índice de inyectabilidad” para macizos rocosos como:

$$\text{Índice de Inyectabilidad} = \frac{E_{media}}{D_{95}} \quad (15.11)$$

donde D_{95} representa el tamaño de malla por el que pasa el 95 % del material de la lechada de inyección.

Para índices de inyectabilidad por debajo de 2 se considera que la inyección no es posible. En el otro extremo, para índices por encima de 5 sería perfectamente viable.

La Tabla 15.5 se puede utilizar como criterio para seleccionar la tipología de la lechada en función del tamaño de las fisuras que presente el macizo rocoso.

Tabla 15.5. Tamaño de fisura y tipo de lechada (modificada de CEN, 1998).

| Tipo de Fractura | Tamaño fisuras | Tipo de lechada |
|---|-------------------|--|
| Discontinuidades en el macizo rocoso | > 100 mm | Morteros de cemento Portland |
| | 0,1-100 mm | Suspensiones de cemento y/o microcemento |
| | < 0,1 mm | Suspensiones de microcemento, geles de sílice y/o inyecciones químicas |
| Cavidades | Grandes cavidades | Morteros de cemento Portland y/o poliuretanos expansivos |

15.4.1.2. Método del número de Intensidad de Inyección (GIN)

Lombardi y Deere (1993) idearon un número, denominado *Número de Intensidad de Inyección* (GIN), que resulta el producto de la presión final de inyección, P (en MPa), por la admisión A_d (volumen de materia seca inyectada en cada taladro).

$$GIN = P \cdot A_d \quad (15.12)$$

Este número se fija en función de la calidad del macizo rocoso tratado y de la separación entre los sondeos de inyección. Depende del RMR del macizo rocoso y, fundamentalmente, del grado de fracturación y de la persistencia o longitud de las fracturas. En la Figura 15.22 se han representado diferentes trayectorias de inyección para un GIN dado por una hipérbola.

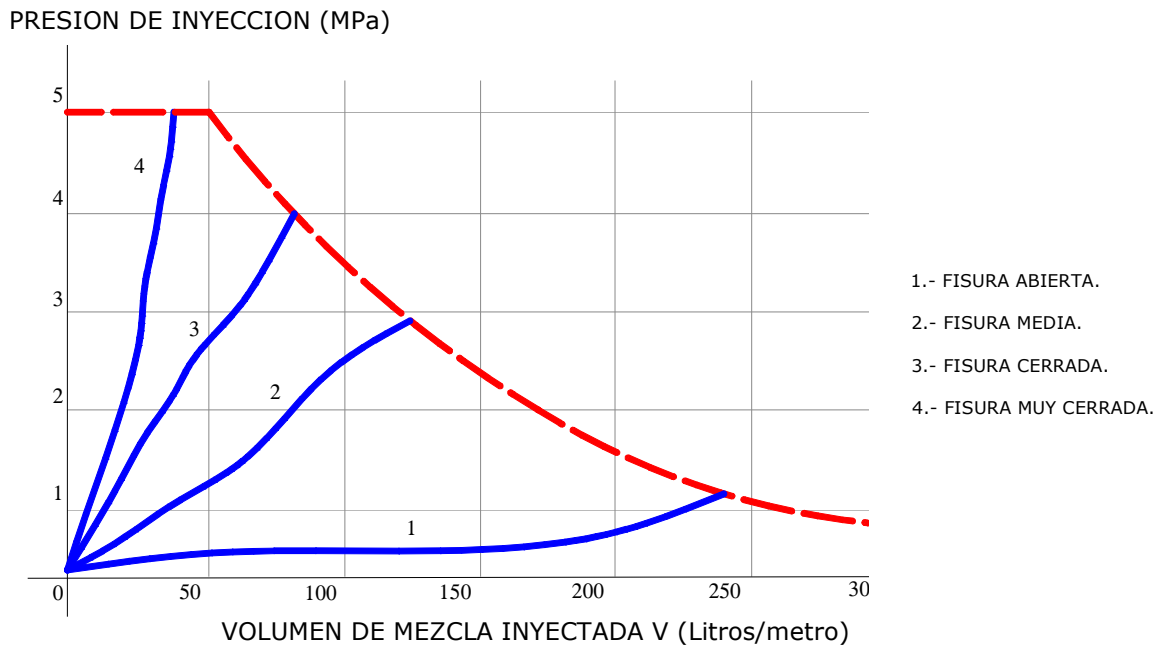


Figura 15.22. Trayectorias de inyección para un GIN dado (modificada de Lombardi, 2002).

En función de la apertura de las fracturas del macizo rocoso se sigue una trayectoria diferente hasta alcanzar el GIN. Así, si las fisuras son muy abiertas se trabaja con presiones de inyección bajas y volúmenes de inyección elevados, mientras que para fisuras muy cerradas se tienen presiones elevadas y volúmenes de inyección pequeños.

En la Figura 15.23 se recoge una gráfica comparativa de cinco terrenos distintos, con sus números GIN correspondientes, que precisan distintas intensidades de inyección.

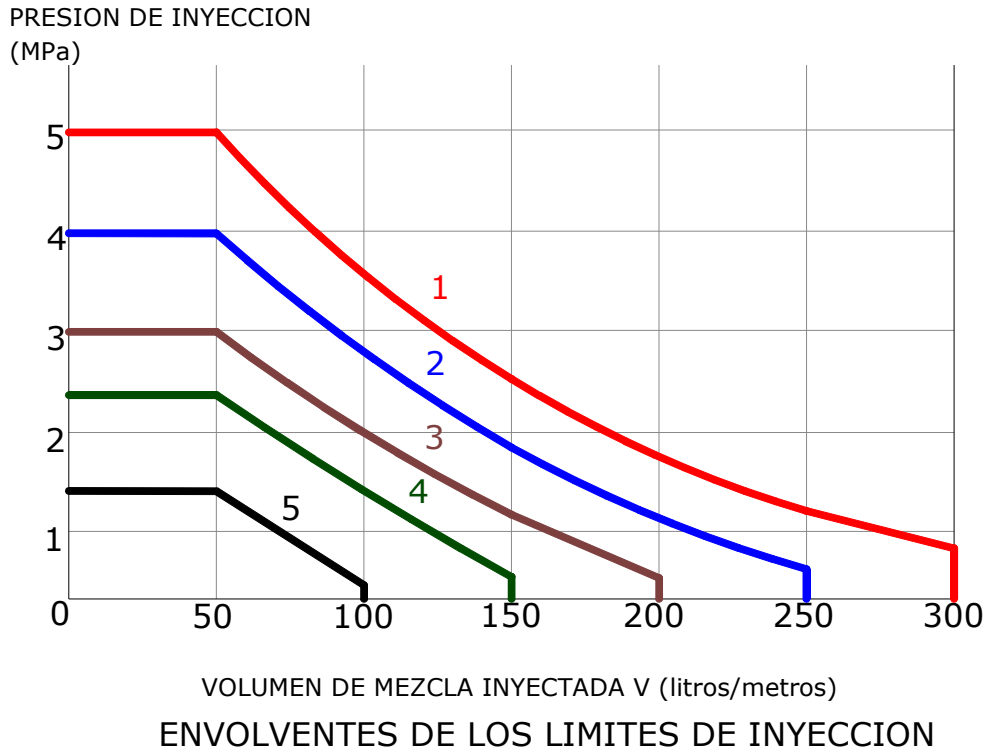


Figura 15.23. Intensidad de inyección en función del GIN (Lombardi, 2002).

15.4.2. Cosido con micropilotes

Este tipo de refuerzo no es muy frecuente en macizos rocosos por su elevado coste. Consiste en fijar la zona inestable al macizo rocoso sano mediante micropilotes de características similares a los ya descritos en el apartado 15.3.3. En la Figura 15.24 se ejemplifica el uso de este tipo de elementos para prevenir un deslizamiento rotacional y en la Figura 15.25 se muestra una imagen del proceso de cosido con micro-pilotes o “soil-nailing” en Hong-Kong.

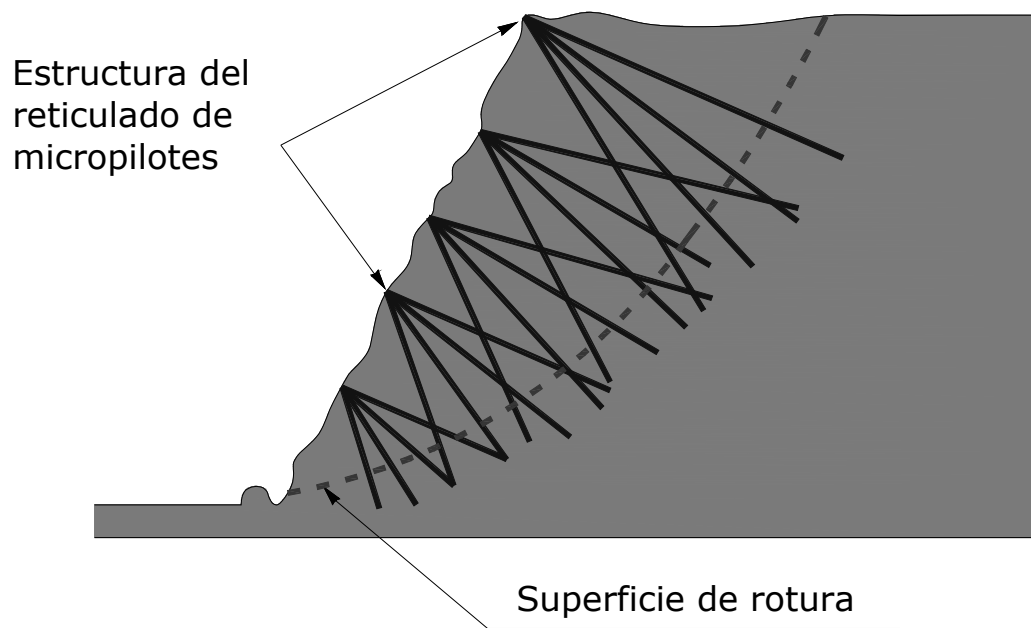


Figura 15.24. Cosido de un deslizamiento rotacional con micropilotes (González del Vallejo, 2002). Cortesía Prentice Hall.



Figura 15.25. Cosido con micropilotes de un talud en Hong-Kong. Fotografía: autores.

15.4.3. Anclajes

Son elementos capaces de oponerse al deslizamiento y proporcionar una tensión normal a la superficie de rotura potencial, aumentando su resistencia al deslizamiento, bien por fricción o bien por dilatancia.

Es frecuente diferenciar entre pernos y cables. Como describe Calavera Ruiz (2001), se denomina perno o bulón a una pieza, de dos a seis metros de longitud, introducida dentro de un taladro perforado. Pueden ser de los siguientes materiales:

- **Madera:** En desuso.
- **Acero:** Son los más frecuentes. Normalmente son barras corrugadas de acero estirado en frío (aunque pueden ser barras lisas o tubos). Su diámetro más habitual en España es de 25 mm, aunque también se usan de 32 y de 50 mm. Resultan baratos y tienen la ventaja de que se pueden alargar o cortar con facilidad en obra.
- **Plástico:** Los bulones de plástico tienden a aumentar su uso debido a que tienen igual resistencia a tracción que el acero, carecen de problemas relacionados con la corrosión y mantienen la facilidad de excavación por medios mecánicos del macizo bulonado, aunque resultan más caros que los de acero. Pueden ser de poliéster o de fibra de vidrio (kevlar).

Los cables son de acero y, por su mayor flexibilidad, pueden alcanzar longitudes de hasta 30 m o más.

Existen anclajes activos y anclajes pasivos:

- El **anclaje activo** introduce un efecto compresivo en el interior del terreno, inducido por pretensado durante su colocación, y está siempre en carga. Este tipo de anclajes son los más utilizados para el refuerzo de taludes. Normalmente se utilizan anclajes activos pretensados con tensiones de trabajo del orden de hasta un 60 % de su carga nominal.
- El **anclaje pasivo** sólo entra en carga si el macizo rocoso experimenta deformaciones después de su colocación y no introduce ninguna tensión en el terreno.

Como se describe en la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (2001), estos elementos constan de tres partes fundamentales, representadas en la Figura 15.26: la zona de anclaje, la zona libre y la cabeza.

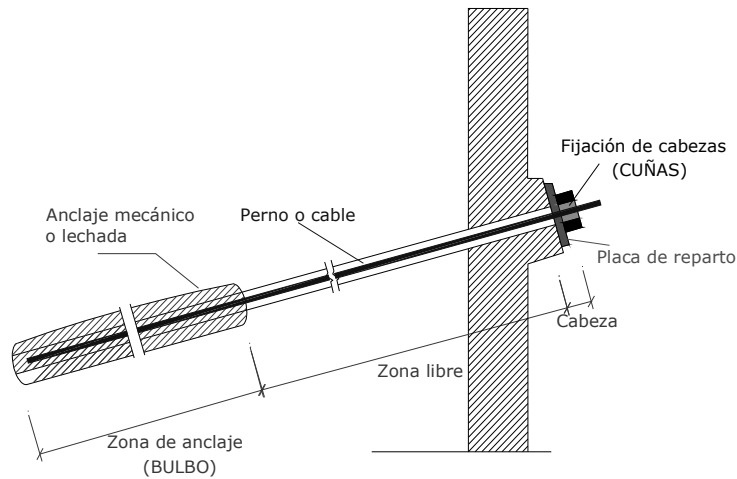


Figura 15.26. Elementos de un anclaje (modificada de Ministerio de Fomento, 2001).

La **zona de anclaje** es el tramo en el que el anclaje se fija a las paredes de la perforación. Cuando esta zona se concentra exclusivamente en el fondo del sondeo el anclaje se denomina puntual, mientras que si se distribuye total o parcialmente a lo largo de su longitud se tiene un anclaje repartido en cuyo caso no se puede tensar. En cuanto al sistema de fijación, puede ser mecánico, por fricción o por inyección (de mortero o de resina).

La **zona libre** es como se denomina al tramo entre la zona de anclaje y la de cabeza. Este tramo sólo existe en los anclajes parcialmente repartidos y en los puntuales, en los que se aísla la barra o cable respecto al terreno envolviéndolo en una camisa de PVC o metálica, que permite que se deformen libremente al tensarse.

La **cabeza** es la parte más externa del anclaje, mediante la que se fija el extremo del bulón o el cable al talud. En general consta de una placa de reparto (normalmente una placa cuadrada de acero, con un lado del orden del doble del diámetro de perforación), un sistema de fijación (que suele ser una tuerca roscada para los bulones o un sistema cuña-contracuña para los cables). En el caso de anclajes activos, se suele colocar también un bloque de apoyo, normalmente de hormigón.

15.4.3.1. Anclaje puntual mecánico

Se denominan así por que su extremo interior (fondo) se fija al terreno firme mediante un elemento que se expande mecánicamente. El extremo exterior (cabeza), se fija al frente del talud mediante la *placa de apoyo* o *de reparto*. Pueden ser activos o pasivos, aunque predominan los del primer tipo.

Exigen una roca competente en profundidad (zona de anclaje) y en la superficie (placa de apoyo), pero no en la parte central. A continuación, en la Tabla 15.6, se exponen sus ventajas e inconvenientes.

Tabla 15.6. Ventajas e inconvenientes de los anclajes mecánicos (modificada de Brady & Brown, 1994).

| VENTAJAS | INCONVENIENTES |
|--|--|
| <p>Puesta en tensión inmediata.</p> <p>Aplicación de una fuerza activa.</p> <p>Capacidad de deformación en fase elástica con una respuesta mecánica proporcional a la deformación.</p> | <p>Frecuente aflojamiento de la placa en cabeza con pérdida de la tensión.</p> <p>Riesgo de corrosión.</p> <p>Fuerte concentración de tensiones.</p> |

Es una tipología de anclaje que se usa con cierta frecuencia en pernos, pero apenas para fijar cables. En la Figura 15.27 se ha representado un bulón con anclaje puntual mecánico de expansión. La tensión se obtiene roscando contra la placa de apoyo. Posteriormente se puede realizar una inyección, mediante un tubo desde la boca del taladro, que protege al bulón de la corrosión.

Son muy útiles cuando es preciso permitir deformaciones del terreno, lo que exige una longitud libre apreciable, pero el agarre resulta problemático, por lo que hay que probar sistemáticamente el anclaje de cada bulón.

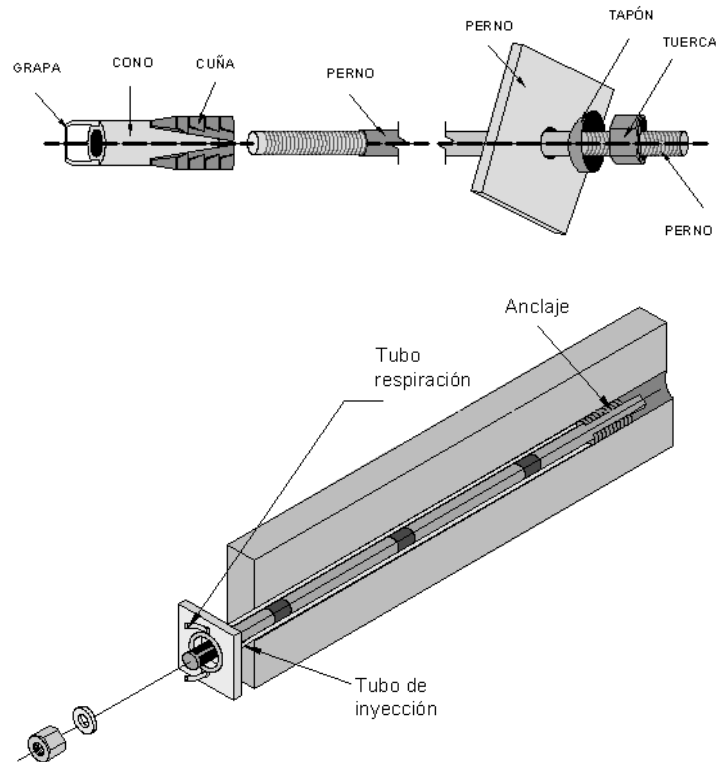


Figura 15.27. Perno de anclaje puntual mecánico (modificada de Hoek & Brown, 1980).

15.4.3.2. Anclaje mediante inyección

Mediante inyección se pueden conseguir tanto anclajes puntuales (creando un bulbo de anclaje) como repartidos (totales o parciales). Sus ventajas e inconvenientes, expuestos por González Nicieza (2001) en base a Brady y Brown (1994) se comentan a continuación, en la Tabla 15.7.

Tabla 15.7. Ventajas e inconvenientes de los anclajes de inyección (modificada de Brady & Brown, 1994).

| VENTAJAS | INCONVENIENTES |
|--|--|
| Uso posible en rocas fracturadas. | Menor alargamiento (que puede producir roturas sí se abre una junta). |
| No se necesita una placa de anclaje en cabeza y el bulón sigue en servicio pese a roturas en superficie y/o voladuras. | Requieren algún tiempo de fraguado. |
| Menor alargamiento, que conserva los estratos unidos y contiene la dilatación. | Consolidación parcial. |
| Ausencia de corrosión y pérdidas de resistencia con el tiempo. | “Dedo de guante” (el bulón o cable queda englobado en el tubo de plástico del cartucho de resina), responsable de que la barra no se adhiera al terreno. |
| La inyección tiene resistencia al corte del mismo orden que la roca y rellena las fisuras abiertas próximas al bulón. | |
| Tiempo de fraguado de resina muy bajo. | |

15.4.3.2.1. *Bulbos de anclaje*

Si se pretende crear un bulbo de anclaje (tanto para un anclaje puntual como para uno repartido parcialmente) es necesario independizar perfectamente la zona de anclaje de la zona libre recubriendo ésta con un tubo de acero o de PVC.

La inyección puede hacerse con mortero o con resina. El anclaje con mortero de cemento es más barato que con resina pero necesita un tiempo de endurecimiento superior, entre 10 y 20 horas. Además la adición de agua es delicada. Siguiendo la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001) el mortero tendrá una relación agua-cemento entre 0,4 y 0,6 y no se utilizarán cementos con resistencias inferiores a 42,5 MPa.

Pueden emplearse aditivos para aumentar la manejabilidad y compacidad de la lechada, para reducir el agua libre y la retracción, y para acelerar el fraguado, siempre que no contengan más de un 0,1 % en peso de cloruros, sulfatos o nitratos (*Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras*, 2001). El mortero puede introducirse a granel, mediante inyección, o mediante cargas contenidas en tubos de plástico que se rompen al introducir la barra o el cable.

La resina, aunque resulta más cara, tiene un fraguado prácticamente instantáneo (menos de cinco minutos), lográndose resistencias muy elevadas. Viene mezclada con roca triturada y un acelerador de fraguado (diametilanilina) dentro de unos cartuchos que, comúnmente, por su forma, se denominan *salchichas*.

En su interior se dispone otra bolsa, aislada de la exterior, que contiene un catalizador (peróxido orgánico) y que se rompe al introducir el perno o cable. Mediante la rotación del anclaje se produce la mezcla entre las sustancias anteriores.

La variedad en el porcentaje de sus componentes dará diferentes resistencias, distintos tiempos de fraguado, etc. Las resinas utilizadas hoy son fundamentalmente de *poliéster*, ya que las denominadas *epoxy* son muy caras y los *poliuretanos*, que se utilizaron hace años, se desecharon por ser tóxicos.

La resistencia del bulbo de anclaje dependerá de la adherencia entre lechada y acero y entre bulbo y terreno.

Si el macizo rocoso está muy fracturado es muy importante haber realizado previamente, en la zona de bulbo, una inyección para sellado de discontinuidades y refuerzo, ya que de no hacerse ésta, se pueden producir desplazamientos del bulbo cuando se tense el cable o el bulón, o puede que ni siquiera llegue a formarse un bulbo debido a que la inyección se ha escapado por las fracturas.

Una forma de comprobar el grado de fracturación, si bien costosa y lenta, es realizar ensayos de permeabilidad tipo Lugeon. Un procedimiento más rápido y barato es la monitorización del sondeo mediante una cámara de video o de ultrasonidos específicamente diseñada para este tipo de reconocimiento (sondeoscopia).

15.4.3.2.2. Anclajes repartidos

En el caso de los anclajes repartidos debe tenerse muy en cuenta que no es suficiente el contacto a lo largo de la totalidad de la longitud de la barra o cables para lograr un sostenimiento eficaz, porque lo que realmente da validez al sistema es el anclaje en la roca estable situada por detrás del plano de rotura.

Este tipo de anclajes exige una roca medianamente competente en toda su longitud.

15.4.3.3. Selección del anclaje en función de las características de la roca

Aunque la problemática del sostenimiento de la roca puede ser muy variada, en una visión muy somera se puede clasificar la roca en varios tipos, según sus características frente al uso de anclajes, tal y como se ha resumido en la Tabla 15.9, tomada de González Nicieza (2001).

15.4.3.4. Diseño de los anclajes

El diseño de los anclajes puede hacerse siguiendo las pautas expuestas por el Ministerio de Fomento en el libro *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001), así como las recomendaciones de Portillo Rubio (2003).

Los anclajes deben diseñarse de forma que los elementos o estructuras anclados alcancen los factores de seguridad mínimos recogidos en la Tabla 15.1.

Para su diseño será necesario definir los siguientes parámetros del anclaje:

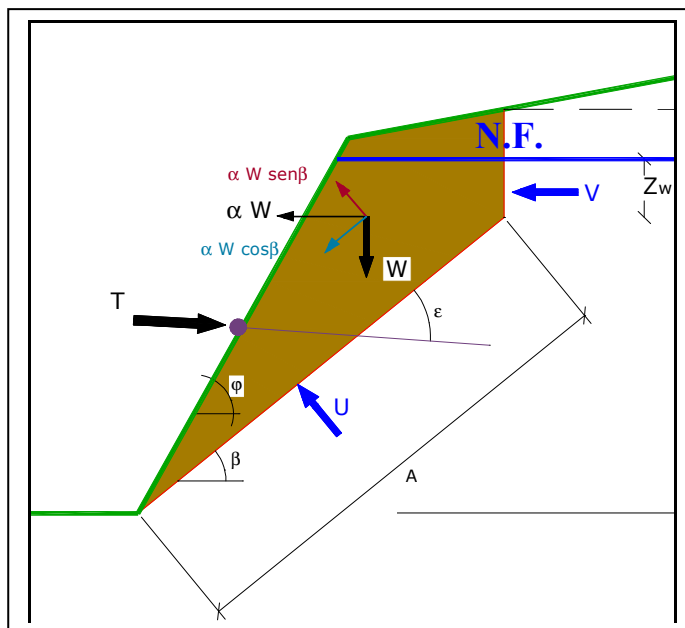
- la carga nominal,
- el diámetro de perforación,
- la longitud de anclaje,
- la longitud libre,
- la longitud de empotramiento y
- la sección del cable.

15.4.3.4.1. *Carga nominal del anclaje (T)*

Primero se determinará la carga necesaria para estabilizar la cuña o bloque. Siguiendo a Portillo Rubio (2003), si se considera el talud (con una grieta de tracción) representado en la Figura 15.28, una carga T aplicada por unidad de longitud afecta al factor de seguridad de la siguiente forma, considerando el caso más general de un efecto sísmico:

$$FS = \frac{[W \cdot (\cos \beta - \alpha \cdot \operatorname{sen} \beta) - U - V \cdot \operatorname{sen} \beta + T \cdot \operatorname{sen} \varepsilon] \cdot \operatorname{tg} \phi + C \cdot A}{W \cdot (\operatorname{sen} \beta + \alpha \cdot \cos \beta) + V \cdot \cos \beta - T \cdot \cos \varepsilon} \quad (15.13)$$

Esta carga por unidad de longitud se distribuye en función de la superficie a anclar y de la distancia entre anclajes, teniendo en cuenta que cuanto mayor sea esta distancia, menor será el coste de perforación. En el caso de anclajes de cables, el espaciamiento suele oscilar entre 2 y 5 m (Portillo Rubio, 2003). La carga nominal suele estar comprendida entre 250 y 1500 kN.



β = Buzamiento del plano de deslizamiento
 ϕ = Ángulo de fricción del plano de deslizamiento
 C = Cohesión del plano de deslizamiento
 A = Longitud del plano de deslizamiento
 α = Coeficiente de aceleración sísmica
 V = Resultante de la presión intersticial en la grieta de tracción $V = \frac{I}{2} \cdot Z_w^2$
 U = Resultante de la presión intersticial en el plano de deslizamiento $U = \frac{I}{2} \cdot (Z_w + H_w) \cdot A$

Figura 15.28. Estabilización con un anclaje de carga nominal T (modificada de Portillo Rubio, 2003).

15.4.3.4.2. Diámetro de perforación (D_p)

Según la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001), los diámetros de perforación mínimos para anclajes permanentes (inyección única) se recogen en la Tabla 15.8.

Tabla 15.8. Diámetros mínimos de perforación para anclajes (Ministerio de Fomento, 2001).

| Anclajes de cables | | |
|---------------------|--|--|
| Nº de Cables | Diámetro mínimo exterior de la entubación (mm) | Diámetro mínimo de la perforación no entubada (mm) |
| 2 a 4 | 133 | 105 |
| 5 a 7 | 152 | 125 |
| 7 a 12 | 178 | 140 |
| Anclajes de barra | | |
| $\phi \leq 25$ | 114 | 85 |
| $25 < \phi \leq 40$ | 133 | 105 |

Tabla 15.9. Recomendaciones para el uso de anclajes en función del tipo de macizo rocoso.

| TIPO DE MACIZO ROCOSO | ANCLAJE RECOMENDADO | RECOMENDACIONES |
|--|--|--|
| Macizo rocoso estratificado y/o laminado en el que predomina una orientación de planos de discontinuidad (es el caso de los esquistos, pizarras, etc.) | Son adecuados los anclajes de anclaje repartido y los de anclaje puntual | En este tipo de roca la rotura es progresiva, capa a capa, con gran fragmentación. La función del anclaje es mantener unidas, y resistiendo conjuntamente, un gran número de capas. Puede convenir una cierta tensión para mantener, o aumentar, la resistencia al corte de las juntas |
| Macizo rocoso sano, dividido en bloques de volumen similar y relativamente grande ($\approx 1 \text{ m}^3$) | Son apropiados prácticamente todos los tipos de anclajes, que deben estar anclados en la roca sana | La inestabilidad se produce en estas rocas por desajuste de los bloques más superficiales que van cayendo uno a uno. La función del anclaje es aplicar a los bloques fuerzas activas o pasivas suficientes para asegurar su estabilidad. El cálculo debe tener en cuenta la geometría de los bloques y las propiedades de las juntas |
| Macizo rocoso fragmentado en pequeños bloques, con separaciones entre juntas de más de 30 cm y menos de 1 m | El tipo de anclaje más eficaz suele ser el de anclaje repartido | Normalmente el anclaje sólo no es suficiente para prevenir el desajuste de los bloques y debe complementarse con tratamientos superficiales (como mallas metálicas, chapas, gunitado o combinaciones de ellos) |
| Macizo rocoso de baja resistencia y poco arcilloso | Sólo son adecuados los anclajes de anclaje repartido | El anclaje es posible si la roca es homogénea. Debe cuidarse mucho la calidad de la unión a lo largo del anclaje ya que la adherencia unitaria no será grande. Las resistencias al arrancamiento serán menores que en otros tipos de roca |
| Macizo rocoso arcilloso y poco resistente como margas arcillosas, lutitas y carbón | El anclaje deberá usarse con precaución. Nunca como medio principal de sostenimiento | Se suele proscribir el anclaje de anclaje repartido cuando tiene más de un 25% de su longitud en este tipo de roca |
| Macizo rocoso con juntas llenas de arcillas y/o con zonas tectonizadas | Si no existe roca sana el anclaje no es adecuado | En general el anclaje debe atravesar esas zonas para anclarse en roca sana interior |
| Macizo rocoso constituido por rocas expansivas o con minerales arcillosos expansivos | Los anclajes suelen ser inútiles | Los anclajes de anclaje repartido son especialmente inadecuados. |

Portillo Rubio (2003) propone que el diámetro de perforación esté entre 1,6 y 2,5 veces el diámetro del anclaje.

15.4.3.4.3. Longitud de anclaje (L_A). Arrancamiento del bulbo

La longitud de anclaje debe ser la suficiente como para impedir que por efecto de la carga nominal en el anclaje se produzca el arrancamiento del terreno que rodea al bulbo y el fallo del anclaje.

A la hora de definirla deben tenerse en cuenta los factores de seguridad recogidos en la Tabla 15.10. Las categorías C1, C2 y C3 representan anclajes temporales con niveles de riesgo crecientes y las C4, C5 y C6 anclajes permanentes.

Tabla 15.10. Factores de seguridad recomendados (Ministerio de Fomento, 1996).

| | CATEGORÍA DEL ANCLAJE | | | | | |
|---|-----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 |
| Factor de mayoración de cargas, γ_f | 1,4 | 1,5 | 1,8 | 1,6 | 1,8 | 2,0 |
| Factor de minoración de resistencia del terreno, γ_t | 1,3 | 1,3 | 1,4 | 1,4 | 1,5 | 1,5 |

Se parte de que exista equilibrio entre la carga mayorada del anclaje y la resistencia minorada del contacto anclaje-terreno. Esta resistencia se supone distribuida homogéneamente sobre la superficie de anclaje. Así se tiene:

$$L_A = \frac{T \cdot \gamma_f \cdot \gamma_t}{\pi \cdot D_p \cdot \tau_{ultima}} \quad (15.14)$$

donde τ_{ultima} representa la resistencia al arrancamiento entre el anclaje y la roca, también denominada adherencia admisible del bulbo.

Para determinar esta resistencia existen reglas empíricas. Una muy utilizada es estimarla en un 10 % de la resistencia a compresión simple de la roca (Littlejohn, 1977).

En la Tabla 15.11 (Littlejohn y Bruce, 1976) se recopilan una serie de valores orientativos.

La norma española únicamente establece la distinción entre rocas duras (resistencias al arrancamiento entre 1 y 2,5 MPa) y blandas (resistencias entre 0,3 y 1 MPa).

Tabla 15.11. Valores orientativos de la resistencia al arrancamiento (Littlejohn y Bruce, 1976).

| TIPO DE ROCAS | RESISTENCIA MEDIA AL ARRANCAMIENTO, τ_{ultima} (MPa) |
|-------------------------|---|
| Rocas ígneas intrusivas | 1,5 a 5,7 |
| Rocas calcáreas | 1,0 a 4,8 |
| Areniscas | 0,7 a 2,2 |
| Rocas arcillosas | 0,17 a 0,83 |

Otra forma de determinar la adherencia admisible del bulbo es a partir de la siguiente expresión, recomendada en la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001):

$$\tau_{ultima} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{tg\phi'}{F_{2\phi}} \quad (15.15)$$

donde:

- c' es la cohesión efectiva del contacto terreno-bulbo.
- ϕ' es la fricción efectiva del contacto terreno-bulbo.
- σ' es la presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.
- F_{2c} es el coeficiente de minoración de la cohesión (1,6).
- $F_{2\phi}$ es el coeficiente de minoración de la fricción (1,35).

15.4.3.4.4. Longitud libre (L_L)

No existen reglas para dimensionar la longitud libre. Según las *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P. 8-96* (Asociación Técnica Española del Pretensado, 1996) no debe ser inferior a 5 m y que al menos 1 m se encuentre por detrás de la superficie de rotura, en la roca estable (Portillo Rubio, 2003).

15.4.3.4.5. Longitud de empotramiento (L_E)

Se define la longitud de empotramiento como:

$$L_E = L_A + \frac{L_L}{2} \quad (15.16)$$

Esta longitud no debe ser inferior a una longitud mínima que se puede determinar, en función del tipo de roca y de sí se trata de un anclaje único o de una línea de anclajes, a partir de las fórmulas recogidas en la Tabla 15.12 (Hanna, 1982).

En dichas fórmulas F_S representa un factor de seguridad que suele estar comprendido entre 2 y 3, T la carga nominal del anclaje (en t), τ la resistencia a cortante de la roca (en MPa), ϕ su fricción (en °), γ su peso específico (en t/m³) y S el espaciamiento medio entre anclajes de una misma línea (en m).

Tabla 15.12. Fórmulas empíricas para determinar la longitud de empotramiento mínima (Hanna, 1982).

| Tipo de roca | Un Anclaje | Línea de Anclajes |
|-----------------------------------|--|---|
| Roca homogénea | $\sqrt{\frac{F_S \cdot T}{4,44 \cdot \tau}}$ | $\frac{F_S \cdot T}{2,83 \cdot S \cdot \tau}$ |
| Roca fisurada irregular | $\sqrt[3]{\frac{3 \cdot F_S \cdot T}{\gamma \cdot \pi \cdot tg^2 \phi}}$ | $\sqrt{\frac{F_S \cdot T}{\gamma \cdot S \cdot tg \phi}}$ |
| Roca fisurada sumergida irregular | $\sqrt[3]{\frac{3 \cdot F_S \cdot T}{(\gamma - 1) \cdot \pi \cdot tg^2 \phi}}$ | $\sqrt{\frac{F_S \cdot T}{(\gamma - 1) \cdot S \cdot tg \phi}}$ |

15.4.3.4.6. Sección del anclaje (S_A)

La sección del cable o barra del anclaje se dimensiona, cuando éste es activo, a partir de la resistencia a tracción del acero (Portillo Rubio, 2003):

$$S_A = \frac{\gamma_y \cdot T \cdot \gamma_l}{0,9 \cdot f_{\gamma_s}} \quad (15.17)$$

donde:

- T = Carga del anclaje
- γ_l = Coeficiente de mayoración de la carga (1,4 a 2)
- f_{γ_s} = Límite elástico del acero
- γ_y = Coeficiente de minoración de la resistencia del acero $\approx 1,15$
- S_A = Sección del cable de acero

Los límites elásticos de los aceros empleados en los anclajes varían entre 800 y 1100 MPa para bulones pasivos y entre 1800 y 2000 MPa para los cables pretensados.

Cuando el anclaje es pasivo debe comprobarse que no se produzca su rotura por cortante.

15.4.3.4.7. Comprobación de deslizamiento cable-lechada

Una vez determinadas la longitud de anclaje (L_A) y la sección (S_A) del cable o barra, debe comprobarse la posibilidad de deslizamiento del cable en la lechada del bulbo. Como se recoge en la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001), para garantizar la seguridad del anclaje diseñado debe verificarse que:

$$\frac{T \cdot \gamma_l}{L_A \cdot P_A} \leq \frac{\tau_{lim}}{1,2} \quad (15.18)$$

donde:

- P_A es el perímetro nominal del cable:

$$P_A = 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot S_A}$$

- τ_{lim} es la adherencia límite entre cable y lechada (en MPa), que se determina a partir de la resistencia a compresión simple a los 28 días de la lechada (f_{ck}), en MPa, como:

$$\tau_{lim} = 6,9 \cdot \left[\frac{f_{ck}}{22,5} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (15.19)$$

15.4.3.5. Instalación de anclajes

La colocación de anclajes puede automatizarse casi completamente. La obra se desarrolla en las siguientes fases:

- Se perfora el barreno con el diámetro y la profundidad necesarios. Se debe comprobar el estado de fracturación del macizo rocoso en la zona de anclaje (por sí fuera necesario realizar inyecciones de sellado). Esta comprobación puede realizarse observando los testigos de la perforación, mediante una sondeoscopia con una cámara de video especial para su uso en sondeos o mediante una cámara de ultrasonidos.
- Se introduce el cable de acero en el barreno.
- La longitud introducida se monitoriza digitalmente, lo que permite cortar el cable cuando se alcanza la longitud deseada. El corte se realiza mediante un

cortador hidráulico y simultáneamente se sujeta en su extremo inferior, para evitar deslizamientos.

- iv) Se bombea el mortero en el barreno mediante una tubería flexible, alrededor del cable (véase la Figura 15.29), siempre de abajo hacia arriba, en las zonas del anclaje previstas.

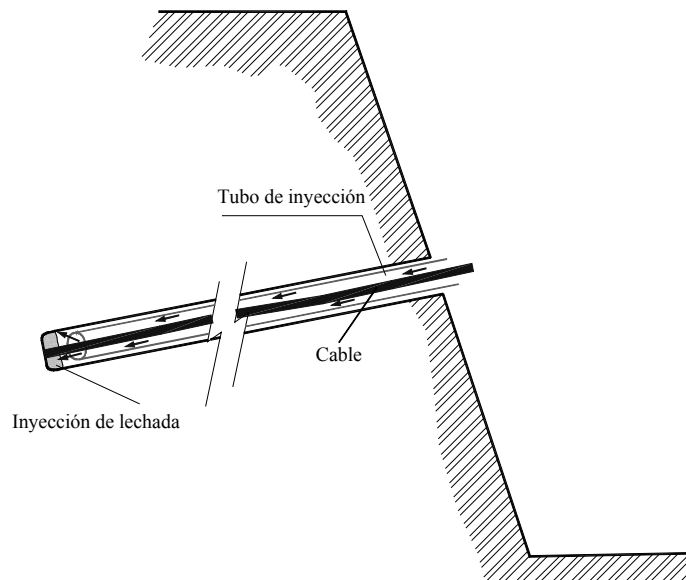


Figura 15.29. Inyección de la lechada.

- v) Se construye, si se considera necesario, un bloque de apoyo para la placa de reparto.
- vi) Transcurridas unas 24 horas tras la inyección de la lechada se procede al tensado del cable con un gato hidráulico hasta la carga de servicio. Este proceso de carga se realiza en cuatro tramos. Es frecuente superar la carga de servicio en un 20 % para después descargar el cable, lo que permite probar la resistencia del anclaje. El tiempo de fraguado se reduce considerablemente si se utilizan resinas en vez de morteros.

En la Figura 15.30 se pueden ver dos sistemas de trabajo para la colocación de este tipo de anclajes en un talud. Los equipos de instalación, en el interior de una jaula o cesta, se suspenden, mediante cables, de una grúa o bien de anclajes situados en la parte alta del talud.

15.4.3.6. Control de anclajes

En el caso de anclajes pasivos es necesario realizar un control de su ejecución porque la experiencia revela que el porcentaje de fallos es apreciable y puede llegar fácilmente al 10%. El control debe consistir en:

- Prueba a tracción hasta rotura de anclajes experimentales instalados previamente en las mismas condiciones de obra.
- Prueba a tracción hasta rotura de algunos anclajes colocados en el talud elegidos al azar.
- Prueba a tracción hasta una tensión del 60% de la carga de rotura de un porcentaje sistemático de anclajes colocados elegidos al azar.



Figura 15.30. Instalación de anclajes en un talud.

En cuanto a los anclajes activos, la guía *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno* (1996) distingue:

- **Pruebas de idoneidad:** Referidas a los procedimientos de fabricación, instalación, inyección y tensado, a las características de los distintos componentes del anclaje (comprobación en laboratorio de sus características resistentes y geométricas) o al comportamiento real del anclaje totalmente instalado. Estas últimas deben realizarse sobre cada tipo de anclaje y en número no inferior a dos pruebas por cada tipo de terreno existente en la zona de bulbo. Las pruebas consistirán en someter al anclaje a una tracción mayor o igual a su carga nominal mayorada, comprobando su resistencia real y su alargamiento.
- **Pruebas completas de tesado:** Pretenden conocer de forma lo más completa posible el comportamiento real del anclaje durante el tesado. Sus resultados se tratan estadísticamente y sirven de referencia para las denominadas **pruebas simples** de tesado. Estas pruebas deben realizarse al menos sobre el 25 % de los anclajes dispuestos en obra, y en ningún caso en número inferior a cinco. Consisten en tensar los anclajes hasta,

como mínimo su carga nominal mayorada, someterlo a tres ciclos de carga-descarga, midiendo los alargamientos correspondientes, bloquear el anclaje y comprobar, tras 48 horas, su carga residual.

- **Pruebas simples de tesado:** Se realizan sobre todos los anclajes de la obra (excepto sobre los que ya se haya hecho una prueba completa). Son similares a las anteriores, pero sin los tres ciclos de carga-descarga descritos.

15.4.3.7. Vigas de atado de anclajes

En los taludes es muy frecuente construir una viga de atado, de hormigón armado, para solidarizar unos anclajes a otros y repartir mejor la fuerza de los anclajes sobre la roca. Estas vigas permiten un reparto más solidario de esfuerzos, evitando que algunos anclajes se sobrecarguen mientras otros trabajan a bajo rendimiento. Además se mejora la seguridad del refuerzo, ya que si aún así algún anclaje trabajase por encima de su tensión límite y se produjese su rotura, el bloque anclado no siempre se desprendería. Si el anclaje está arriostrado a otros, cuando falla, los anclajes solidarios reparten la carga extra entre sí y puede que no se produzca el desprendimiento del bloque.

Cuando se trata de bloques de grandes dimensiones, sujetos por varios anclajes, la viga de atado minimiza el riesgo de que se produzca un efecto de fallo en cadena. Cuando se rompe un anclaje, los adyacentes absorben prácticamente la totalidad de la carga extra correspondiente al anclaje fallido, pudiendo romperse a su vez. La progresión de este efecto origina el fallo sucesivo en los anclajes y la inestabilización del talud. La viga de atado permite un reparto de carga entre todos los anclajes arriostrados (no solo a los adyacentes), por lo que la sobrecarga sobre cada anclaje debida a un anclaje fallido es mucho menor.

En la Figura 15.31 se puede ver un ejemplo de este tipo de estructuras de atado. En la fotografía de la izquierda se aprecia su distribución en el frente del talud y en la de la derecha un detalle.



Figura 15.31. Anclajes arriostrados con vigas de atado. Fotografía: autores.

En la Figura 15.32 se observa otro ejemplo de vigas de atado de cables. Puede verse que la disposición geométrica, tanto de los cables como de las vigas, debe optimizarse en función de la inestabilidad que se desee corregir.



Figura 15.32. Vigas de atado de cables verticales. Fotografía: autores.

15.4.3.8. Anclaje de elementos de contención

Otro uso muy extendido de los elementos de anclaje es la fijación de elementos de contención (muros o pantallas) al macizo rocoso. De esta forma se contrarrestan en parte los empujes activos del terreno sobre la estructura y por tanto se mejora su estabilidad a deslizamiento y vuelco. Por supuesto, es fundamental que el anclaje se realice en roca suficientemente resistente. Este tipo de aprovechamiento de los anclajes se ha representado en la Figura 15.33 para un muro.

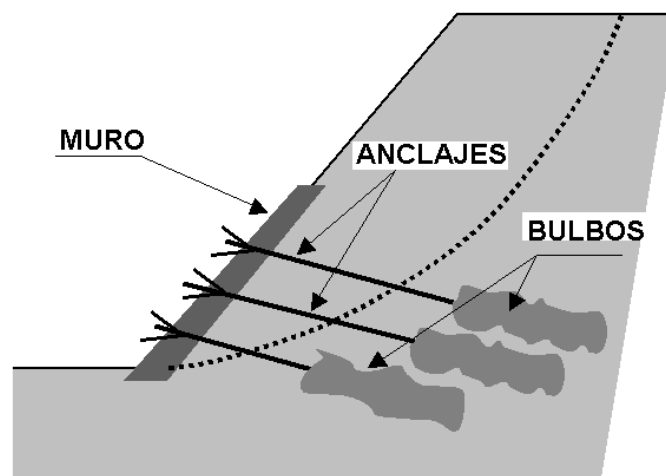


Figura 15.33. Anclaje de muro.

En la figura 15.34 se puede ver un muro de revestimiento de hormigón anclado.



Figura 15.34. Muro de revestimiento anclado. Fotografía: autores.

15.5. Gunitado

La gunita se define como un mortero u hormigón transportado a través de manguera y proyectado neumáticamente. En la figura 15.35 se muestra un talud en un macizo rocoso gunitado.



Figura 15.35. Talud gunitado en un macizo rocoso. Fotografía: autores.

Se trata de una técnica que se encuentra a caballo entre los métodos de protección, que permiten proteger el talud y la explanada situada a su pie frente a la caída de bloques o a los procesos erosivos (y revisados en el capítulo anterior), y los métodos de sostenimiento o refuerzo propiamente dichos, que se tratan en este tema

Cuando se utiliza como refuerzo, suele ir asociada a la presencia de anclajes, actuando como elemento que hace que funcione solidariamente todo el conjunto de anclajes o bulones.

15.5.1. Composición de la gunita

En función de la curva granulométrica de los áridos se suele hablar de gunita o de hormigón proyectado. Como norma general, en ningún caso se emplearán tamaños superiores a 25 mm. En cuanto a la relación agua-cemento, en los hormigones proyectados, la experiencia indica que si se supera el valor 0,45, el hormigón se escurre en los paramentos más verticales. Por el contrario, si se reduce hasta 0,35, se produce una gran cantidad de polvo. En general debe mantenerse entre 0,38 y 0,40.

Para el manejo del mortero del hormigón se suelen añadir elementos acelerantes, fluidificantes, plastificantes, estabilizadores o retardadores, según la propiedad requerida. El aditivo principal utilizado en el hormigón proyectado es el acelerante de fraguado. Este producto se presenta en líquido o en polvo. Su uso puede disminuir la resistencia final desde un 5 % (sí los acelerantes están libres de álcalis), hasta un 20 % (a base de aluminatos), e incluso un 50 % (a base de silicatos).

15.5.2. Sistemas de proyección

La mezcla proyectada normalmente no se desmorona ni fluye por su propio peso, ya que la fuerza de la proyección y el efecto del impacto hacen que el material quede adherido al frente del talud.

En la actualidad se usan tres procesos distintos, que son: mezcla seca, mezcla húmeda y mezcla semi-húmeda.

- El hormigón proyectado por vía seca se define como el procedimiento mediante el cual todos los componentes del hormigón son previamente mezclados, a excepción del agua, que se incorpora en la boquilla de salida, antes del lanzamiento de la mezcla. El transporte de la mezcla sin agua se realiza por flujo de aire a través de mangueras especiales. Es el proceso de uso más general. En la Figura 15.36 se muestra el equipo de proyección por vía seca.

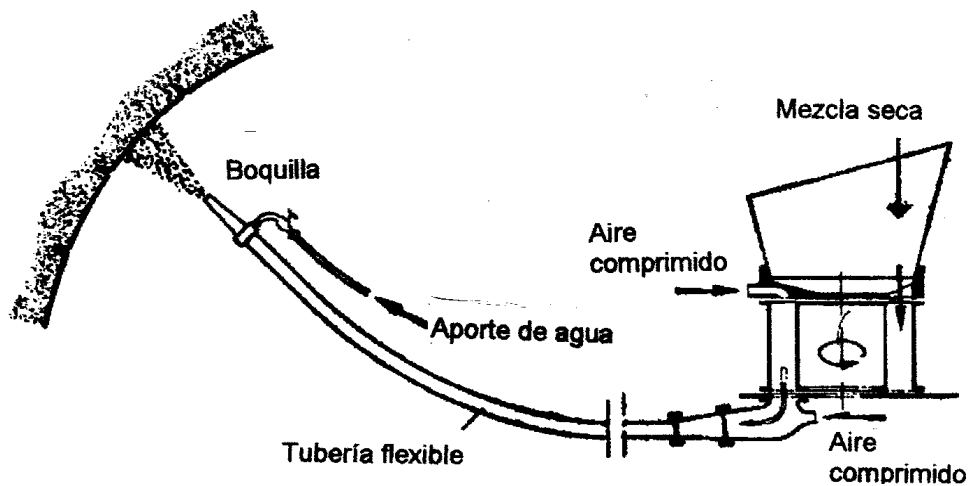


Figura 15. 36. Esquema de gunitado por vía seca

- o El hormigón proyectado por vía húmeda se define como el procedimiento mediante el cual todos los componentes del hormigón, incluyendo el agua, se mezclan previamente antes de ser incorporados a la manguera a través de la cual serán transportados hasta la boquilla de proyección. El proceso de mezcla húmeda lleva consigo una necesidad de emplear más servicios y la compactación de la mezcla proyectada puede no llegar a ser suficiente. En la Figura 15.37 se representa la inyección por vía húmeda.

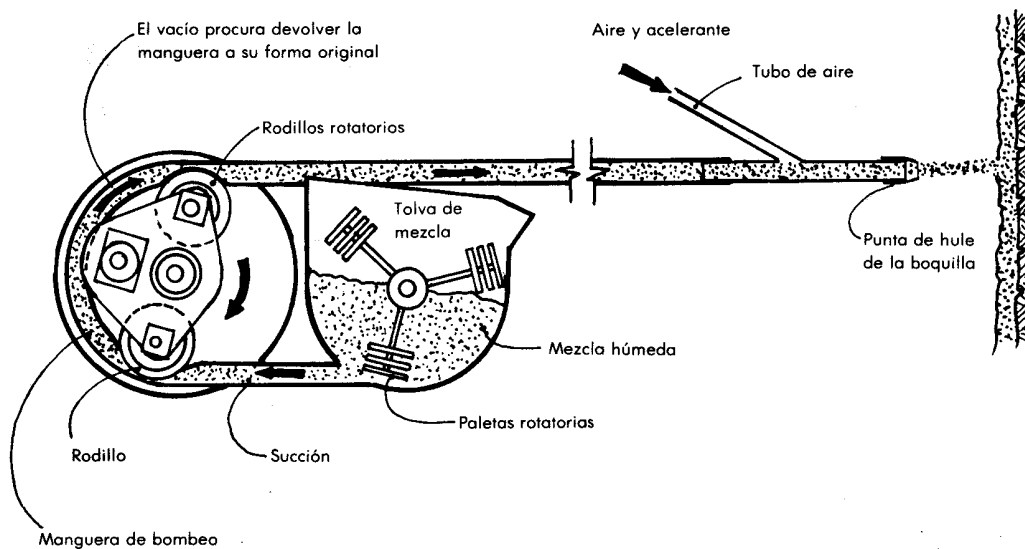


Figura 15. 37. Hormigón proyectado por vía húmeda

- o El sistema de mezcla semi-húmeda, que consiste en la dosificación del agua, aproximadamente 5 m antes de la boquilla, es un proceso que evita

fundamentalmente que la mezcla seca se disperse, sobre todo el cemento a la hora de hacer la proyección.

En los equipos de proyección es conveniente emplear controles remotos, que soporten el peso en punta de las boquillas y mangueras, por lo que se aconseja la utilización de brazos hidráulicos (robots). En esta labor es necesario asegurar la salida uniforme del hormigón, así como el movimiento circular de la boquilla. También se requiere que el área de trabajo se encuentre a la vista en todo momento para el operador del robot.

Además de los equipos de proyección, en la puesta en obra hay que utilizar otras máquinas, como: compresores, grupos electrógenos, camiones hormigonera, plantas de mezclado, bombas de agua, silos de almacenamiento, etc.

15.5.3. Armado de la gunita

Cuando se utiliza mortero de hormigón en el sostenimiento, se calcula para soportar esfuerzos de compresión. Si es preciso que trabaje a tracción, será necesario armarlo; esto se lleva a cabo, generalmente, con mallas electrosoldadas o con fibras de vidrio o de acero.

El mortero reforzado con malla ha sido muy usado hasta ahora en la estabilización de taludes y laderas. Generalmente, se coloca antes de la proyección de mortero, una malla electrosoldada de 3, 4, 6 u ocasionalmente 8 mm de diámetro.

La preparación y colocación de la armadura de mallazo es una operación cara, peligrosa, lenta, insegura y en ocasiones de dudosa calidad. Las consecuencias técnicas que de lo expuesto se derivan son:

- Imposibilidad de “copiar” exactamente el perfil de la roca en el talud o la ladera.
- Hay un contacto permanente de la malla con el terreno, lo que supone oxidación de la malla, aumento del volumen de los hierros, produciendo microfisuración por aplastamiento de la gunita que, en consecuencia, se descascarilla.
- En la proyección de la gunita sobre la malla, al no adoptar ésta el perfil del terreno, quedan oquedades. El terreno no trabaja solidariamente con la gunita. Estos huecos en ocasiones actúan como conductos de drenaje.
- Se fija la malla en los puntos sobresalientes de la roca, y no siempre está pegada al terreno en las zonas de tracción. Justo es reconocer que el mecanismo de tensiones que actúa en el conjunto terreno-mortero es complejo, por los cambios en las condiciones mecánicas de la roca, por lo que es muy difícil determinar donde están las zonas sometidas a tracción, compresión o cortante.
- El rechazo del mortero es mucho mayor al ser proyectado contra la malla, empeorando cuanto más cerrada sea la misma. El árido grueso rebota, quedan huecos y el gunitado es más “poroso” (permeabilidad, congelamiento, oxidación de la armadura).

- o La proyección de forma neumática a alta velocidad de la gunita, produce en el mallazo vibraciones pudiendo en consecuencia tener problemas de sujeción de la malla, falta de adherencia entre el terreno, la gunita y el mallazo.
- o La falta de racionalización en el proceso de colocación de la armadura, la necesidad de contar con un mínimo de 4 operarios y frecuentemente la conveniencia de hacer la estabilización en poco tiempo (seguridad), hacen que este sistema no resulte el más adecuado.

La otra forma de conferir resistencia a la tracción a la gunita es reforzándola con fibras de acero (HRFA), tipo DRAMIX, lo que la convierte en un material compuesto armado homogéneamente. Las fibras suelen tener unos 30 mm de largo y diámetros entre 0,5 y 0,8 mm y su resistencia a tracción debe ser superior a 120 MPa. Se comercializan encoladas, formando pequeños peines, lo que facilita su uso, y se añaden a la mezcla junto con los áridos, absorbiendo la humedad natural que poseen (problemática en el gunitado por vía seca). Las fibras se separan individualmente y se dispersan dentro de la mezcla, que se hace homogénea e isotrópica (sin que se formen “bolas” o “erizos”). Estas fibras se pueden apreciar con mayor detalle en la Figura 15.38.

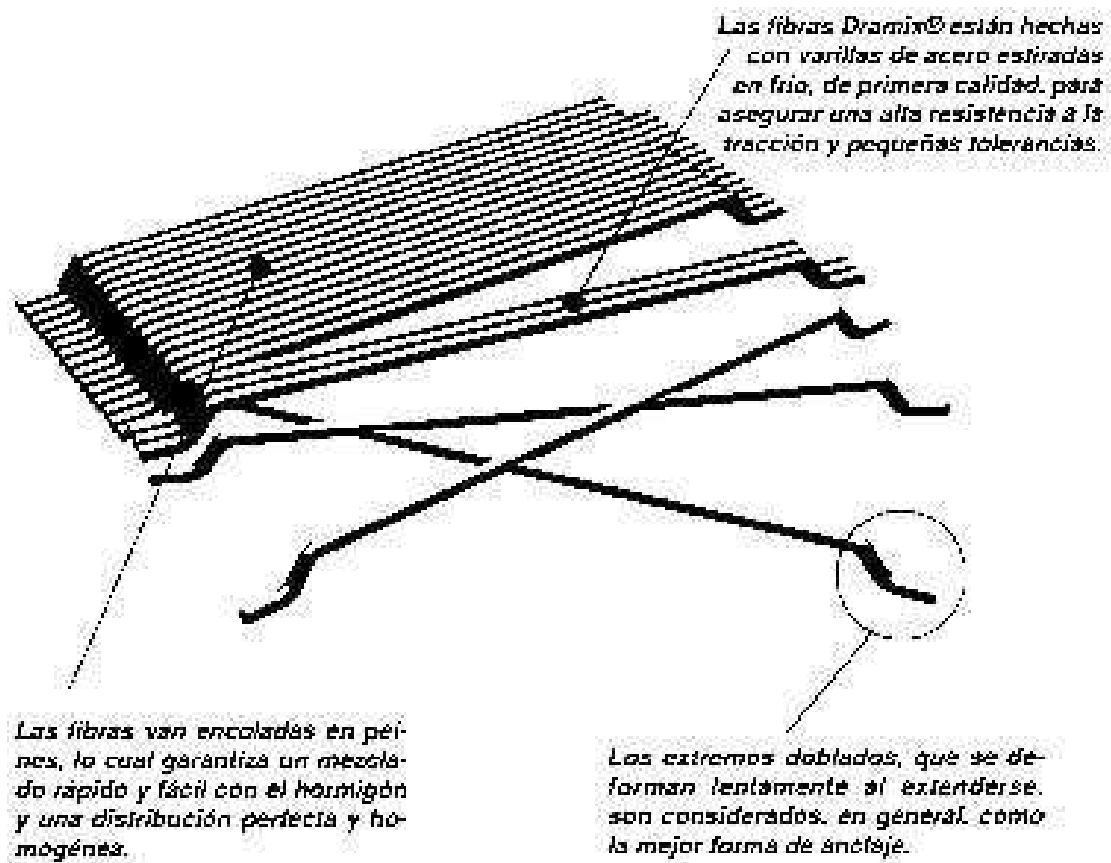


Figura 15. 38. Detalle de fibras Dramix

15.5.4. Aplicaciones de la gunita al refuerzo y protección de taludes

Las principales aplicaciones del uso de gunita en taludes son las siguientes:

- Preservan el frente del talud de la meteorización y erosión. Al impermeabilizarlo impiden que el agua de escorrentía penetre en él.
- Protegen el pie del talud de pequeños desprendimientos. Se incrementa la seguridad respecto al uso de mallas de protección.
- Al producirse una inyección por gravedad de mortero en el interior de las juntas, se procede a su sellado parcial, mejorando las características resistentes del macizo rocoso en la zona de influencia de este tipo de inyección.
- Arriostran los cables y bulones a lo largo de una superficie, repartiendo los esfuerzos entre ellos, para que trabajen solidariamente, y distribuyendo las fuerzas estabilizadoras en la superficie gunitada.

Entre sus principales inconvenientes se deben resaltar:

- ❑ Su uso para estabilizar bloques de grandes dimensiones resulta antieconómico.
- ❑ Se debe eliminar, mediante mechinales, la presión de agua, ya que produce su despegue de la superficie del talud e incluso su desprendimiento.
- ❑ Si la adherencia al talud no es buena se puede producir circulación de aguas entre el talud y la gunita, con la consiguiente erosión, que provoca el descalce y posterior desprendimiento de la misma.
- ❑ Provoca un notable impacto visual.

REFERENCIAS

- Asociación Técnica Española del Pretensado, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. (1996). Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P. 8-96. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- Barton N. (2004). Pre-grouting effect for tunnels in rock. Jornada Técnica: Tratamientos de túneles en roca. Madrid.
- Bielza Feliú, A. (1999). Manual de técnicas de tratamiento del terreno. Ed. Carlos López Jimeno. Madrid.
- Brady, B.; Brown, E.T. (1994). Rock Mechanics for Underground Mining. Ed. Chapman & Hall, London.
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980). Underground Excavations in rock. Instn. Min. and Metall., London.
- Calavera Ruiz, J. (2001). Muros de contención y muros de sótano. Ed. INTEMAC. Madrid.
- CEN (1998). Execution of special geotechnical work-grouting. Technical Committee 28, Standard nº pr EN 12715.
- Gómez Prieto, R. (1999). Manual de estabilización y revegetación de taludes. Ed. Carlos López Jimeno. Madrid.
- González del Vallejo, L. (2002). Ingeniería Geológica. Ed. Prentice Hall. Madrid.
- González Nicieza, C. (2001). Sostenimiento de galerías y túneles. I Curso de Formación: Minería subterránea de pizarra. Noviembre.
- Hanna, T.H. (1982). Foundations in tension. Ground Anchors. Trans.Tede Publication. Ed. Mc Graw-Hill Book Company. London.
- Jiménez Salas, J.A. (1980). Geotecnia y Cimientos. Ed. Rueda. Madrid.
- Littlejohn G. S., Bruce D. A. (1976). Rocks anchors – State of the Art. Foundation Publications Ltd., England.
- Littlejohn G. S., Bruce D. A. (1977). Rocks anchors – design and quality control. Geotechnics Research Group.University of Aberdeen (Scotland).
- Lombardi, G. (2002). Grouting of rock masses. 3rd International Conference on grouting and grout treatment. Minusio.
- Portillo Rubio, E. (2003). Ingeniería del Terreo. IngeoTer, vol. 2, Capítulo 4: Estabilización de taludes mediante anclajes. Ed. Carlos López Jimeno.Madrid.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras. (1998). Recomendaciones para el Diseño y Construcción de muros de Escollera en Obras de Carreteras.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras. (2001). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras.
- Teng,W.C. (1962). Foundation design. Ed. Prentice Hall. New Jersey
- Serrano González, A., Olalla Marañón, C. (1996). Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal. Ministerio de Fomento, CEDEX. Madrid.
- Weaver, K. (1991). Dam Foundation Grouting. ASCE. New York.178 p.

<http://www.mininglife.com/Miner/rockmech/Grouting>

http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libros-electronicos//Libros/manual_anclaje

http://www.eng.uwyo.edu/civil/publications/reports/FHWA_WY_03_03F.pdf

16. DRENAJE DE TALUDES

Por Martina Inmaculada Álvarez Fernández y Miguel Ángel Rodríguez Díaz

Non, nisi parendo, vincitur (Natura)
Para dominar a la naturaleza, es necesario primero obedecerla
Francis Bacon, 1620

16.1. Introducción y conceptos básicos

Es comúnmente aceptado que la presencia de agua afecta negativamente a la estabilidad y seguridad de los taludes destacando, entre los daños que puede causar, los siguientes:

- Aumenta el peso del talud, favoreciendo su deslizamiento.
- Aumenta la presión intersticial en poros y fracturas, generando tensiones desestabilizadoras de la masa rocosa. En acuíferos no confinados esta presión viene marcada por la altura de la columna de agua, de forma que por cada metro por debajo del nivel freático, la presión crece 10 kPa.
- Aumenta los empujes sobre los elementos de contención, obligando a sobredimensionarlos.
- Su acción continuada sobre determinados materiales produce disolución y karstificación. Este fenómeno es frecuente en calizas y yesos.
- Degrada la calidad del macizo rocoso, aumentando la meteorización de las juntas, su apertura (con la acción hielo-deshielo) y alterando su relleno; la acción hielo-deshielo puede producir también el desprendimiento de bloques.
- La escorrentía produce erosión y arrastre de materiales en la cara del talud. La erosión diferencial genera en muchos casos desprendimientos de bloques por descalce.

16.1.1. Conceptos básicos

Siguiendo a Custodio y Llamas (1996), se denomina **acuífero** a aquella formación geológica o estrato que permite el aprovechamiento económico del agua que circula a su través. Esta circulación puede realizarse a través de los poros, como por ejemplo en las areniscas, dando lugar a un acuífero por porosidad, o bien a través de sus discontinuidades (fracturas, diaclasas, fallas, oquedades, etc.), con lo que se tiene un acuífero por fracturación. Este último tipo de acuíferos son los más comunes en macizos rocosos.

Como la idea de aprovechamiento económico es relativa, prácticamente cualquier macizo rocoso podría ser considerado como acuífero. Sin embargo, habitualmente se trata de macizos rocosos de areniscas poco cementadas, calizas karstificadas o, en general, macizos rocosos fracturados.

Otro concepto fundamental es el de **acuicludo**, que corresponde a aquella formación geológica que, conteniendo agua en su interior, no tiene capacidad de transmitirla para permitir su aprovechamiento. Es decir, un acuicludo es capaz de almacenar grandes cantidades de agua - aunque apenas permite su circulación- y, lo que resulta más problemático desde el punto de vista de la seguridad de los taludes, es capaz de mantener la presión de la misma. Se trata de macizos rocosos constituidos por margas, argilitas, pizarras o limolitas, siempre y cuando no se encuentren fracturados.

Otros dos conceptos menos utilizados son el de acuitardo y acuífugo. Los **acuitardos** almacenan agua, aunque la transmiten de forma lenta, no pudiendo aprovecharse económicamente. Su importancia radica en que actúan como sistemas de recarga vertical de acuíferos subterráneos. Los **acuífugos** no tienen capacidad de almacenamiento ni de transmisión. Estas circunstancias se dan cuando el macizo rocoso carece de porosidad y no se encuentra fracturado.

16.1.2. Caracterización de los acuíferos

Los acuíferos pueden ser libres, cuando poseen una superficie en contacto con la atmósfera y que por tanto se encuentra a presión atmosférica, o confinados, cuando el agua está sometida a una presión superior a la atmosférica.

Para evaluar las características de los acuíferos existen una serie de parámetros que conviene definir. Se trata de la porosidad, la permeabilidad y la transmisividad.

La **porosidad** (m) es el cociente entre el volumen de huecos de un material (V_h) y su volumen total (V_t). Es decir:

$$m = \frac{V_h}{V_t} \quad (16.1)$$

Dentro de la denominación *volumen de huecos* se incluyen tanto los huecos intergranulares, como los de fracturación o los originados por disolución. Sin embargo, para disponer de un acuífero no basta con que el material posea una porosidad elevada si no que se precisa que los huecos estén comunicados unos con otros, de forma que el agua pueda ser extraída por gravedad. Este tipo de porosidad se denomina *porosidad eficaz* (m_e). El agua que no podría ser evacuada del macizo rocoso por gravedad en el caso de que dicho macizo rocoso estuviera completamente saturado define su *capacidad de retención específica* (m_s). De esta forma:

$$m = m_e + m_s \quad (16.2)$$

La **permeabilidad** (k) es el caudal de agua que pasa por una sección unitaria del acuífero sometida a un gradiente hidráulico unidad. Debe recordarse que el gradiente hidráulico (i) representa la pérdida de carga experimentada por unidad de longitud atravesada por el flujo de agua. Así, si se tiene una sección de $A \text{ m}^2$, atravesada por un caudal $Q \text{ (m}^3/\text{s)}$, con un gradiente hidráulico i , la permeabilidad será:

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} = \frac{v}{i} \quad (16.3)$$

Por tanto, la permeabilidad define la velocidad, v , con la que el agua atravesaría el acuífero bajo un gradiente hidráulico unitario, y se expresa en unidades de velocidad, de las cuales la más habitual es m/día. Un buen acuífero posee permeabilidades de más de 1 m/día (pudiendo superar valores de 10^3 m/día). Un acuífero pobre se mueve en valores de permeabilidad entre 1 y 10^{-3} m/día, mientras que en un acuícludo la permeabilidad puede descender hasta 10^{-6} m/día (Custodio y Llamas, 1996).

La permeabilidad está íntimamente ligada con la **transmisividad** (T). Si se considera que el acuífero tiene una altura h y una permeabilidad k , la transmisividad se define como:

$$T = k \cdot h = \frac{Q}{A \cdot i} \cdot h \quad (16.4)$$

Es, por tanto, el caudal que se filtra a través de una franja vertical del terreno que tenga área unidad y como altura la altura del acuífero (h) bajo un gradiente hidráulico unidad. Se suele expresar en $\text{m}^2/\text{día}$ o en cm^2/s .

16.2. El ciclo hidrológico

Se denomina *ciclo hidrológico* o *ciclo del agua* a los cambios experimentados por el agua en la hidrosfera (conjunto formado por la atmósfera y los niveles superiores de la corteza terrestre), tanto desde el punto de vista de sus movimientos como de sus cambios de estado.

Como exponen Custodio y Llamas (1996), el ciclo hidrológico se fundamenta, básicamente, en dos energías: la *solar*, que permite el cambio de la fase líquida a la gaseosa y el movimiento ascendente de ésta desde la corteza terrestre a la atmósfera, y la *gravitatoria*, que origina el movimiento descendente del agua condensada desde la atmósfera a la corteza y de unas zonas de la corteza a otras de menor cota.

En la Figura 16.1 se presenta esquemáticamente dicho ciclo hidrológico. Considerando el vapor de agua en la atmósfera, el ciclo se iniciaría cuando una parte de este vapor se condensa y precipita, ya sea en fase líquida (lluvia) o sólida (nieve).

Parte de este vapor condensado llega, por acción de la gravedad a la corteza terrestre, mientras el resto se vuelve a evaporar, bien durante su caída o bien tras ser interceptada por la

vegetación, las superficies de edificios, infraestructuras, etc. que impiden que el agua alcance la corteza.

A su vez, del agua que sí llega a la superficie terrestre una parte se infiltra y otra permanece a nivel superficial, en pequeños almacenamientos (donde también se evapora y retorna a la atmósfera) o en forma de escorrentía, desde donde llega a grandes sistemas de almacenamiento (lagos, embalses o mares). En estos almacenes pueden producirse fenómenos de evaporación y de infiltración.

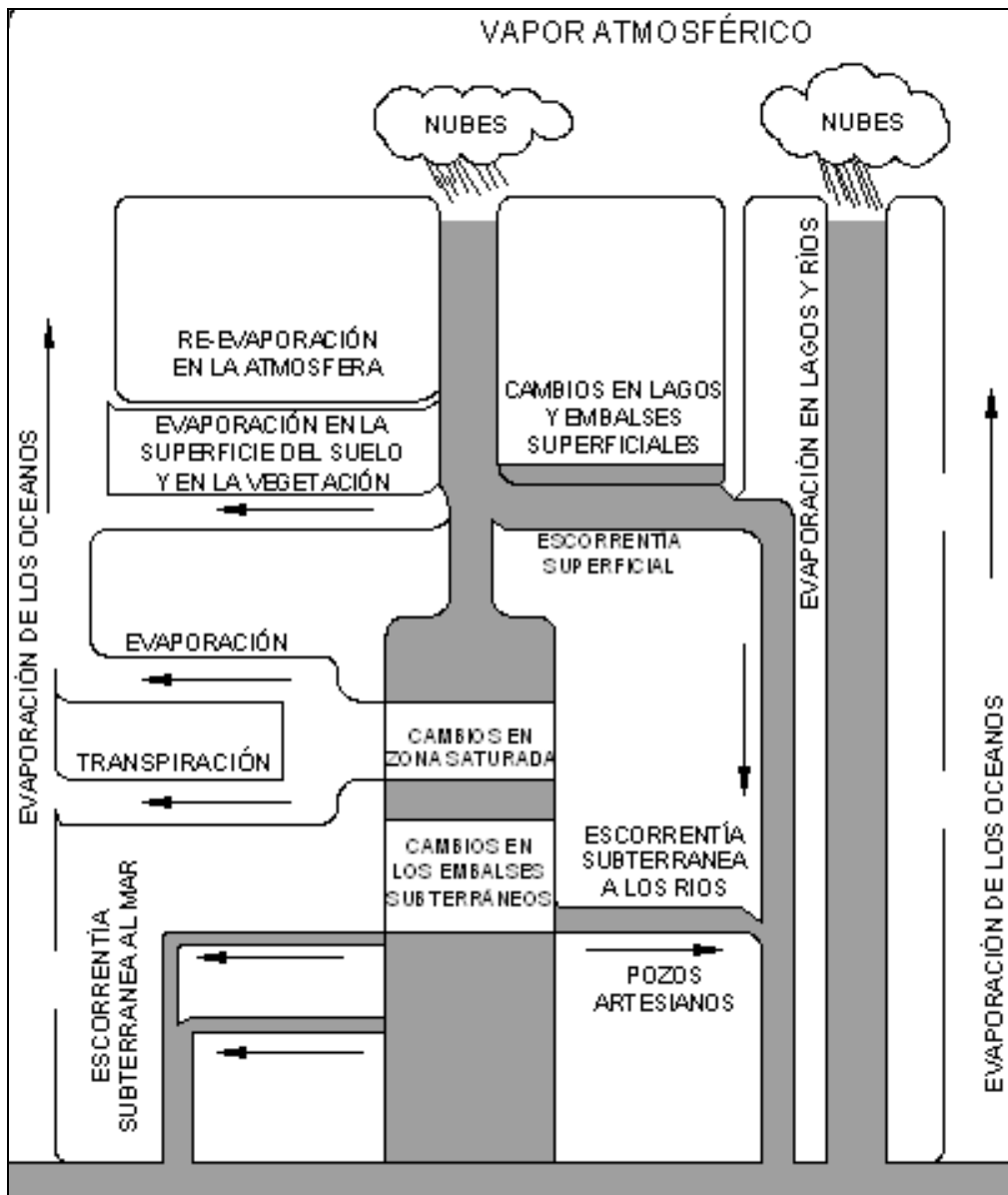


Figura 16.1. Esquematización del ciclo hidrológico (Custodio y Llamas, 1996). Cortesía: Editorial Omega.

Las aguas infiltradas (directamente de las precipitaciones o bien a través de los sistemas de almacenamiento) se distribuyen en dos grupos:

- Las que constituyen la zona de humedad del suelo, de donde retornan a la atmósfera por evaporación o por la transpiración de las plantas (lo que se denomina en conjunto *evapotranspiración*).
- Las que constituyen las aguas subterráneas, que son devueltas al exterior de dos formas: evaporándose al ascender a niveles más superficiales por capilaridad (y pasando a la atmósfera) o bien a través de ríos y manantiales que discurren hacia el mar.

La mayor parte de la escorrentía, ya sea superficial o subterránea, termina en el mar, que constituye, pues, el punto final del ciclo, desde donde el agua vuelve a la atmósfera por evaporación.

Siguiendo a dichos autores y aplicando el axioma de conservación de materia y energía, en cualquier unidad de almacenamiento de agua se debe cumplir el siguiente balance:

$$\text{Entradas} = \text{Salidas} \pm \text{Variación en el Almacenamiento}$$

Analizando este balance con más detalle se tiene:

$$P = ES + ED + ET \quad (16.5)$$

donde:

- P es la precipitación,
- ES es la escorrentía subterránea,
- ED es la escorrentía superficial o directa,
- ET es la evapotranspiración.

Al ciclo hidrológico pueden incorporarse esporádicamente *aguas nuevas* o *juveniles* procedentes de magmas de origen profundo, pero estos aportes resultan insignificantes con relación a los volúmenes involucrados en el ciclo.

16.3. El agua en los macizos rocosos y taludes

De la definición de acuífero, acuícludo y acuitardo se puede extraer como norma general que el agua se encuentra siempre presente en los macizos rocosos, aunque en muy diferentes formas:

1. Agua **intergranular**: Se encuentra ocupando los poros y huecos entre los granos que constituyen la roca. La cantidad de agua almacenada dependerá, por tanto, de la porosidad de la propia roca. Se pueden encontrar grandes cantidades de este tipo de aguas en materiales como las areniscas sin cementar.

2. Agua **interfractural**: Ocupa los huecos originados por la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso, como son diaclasas, fracturas, planos de estratificación y contactos entre materiales. La cantidad de agua almacenada por este sistema no depende de las propiedades acuíferas de la roca, si no de las características y condiciones de las discontinuidades, tales como: el número de juntas por metro cúbico (J_v), la apertura y continuidad de las mismas y la presencia de rellenos ocupando dicha apertura. Como consecuencia, un macizo rocoso constituido por una roca considerada “impermeable”, por ejemplo una argilita, puede ser un acuífero si se encuentra fracturado y las condiciones de las juntas resultan favorables.
3. Agua en **fallas**: Las fallas suelen actuar como sistemas conductores de agua, condicionados por la apertura y tipo de relleno que presenten. En general, su capacidad de transmisión de agua suele ser tan importante que determinan la red hidrológica subterránea de su área de influencia ya que pueden comunicar o aislar entre sí diferentes sistemas acuíferos.
4. Agua en los **karsts**: Los karsts constituyen uno de los sistemas de almacenaje de aguas más importantes. Se crean por disolución de materiales como la caliza o el yeso (poco permeables en sí mismos), pudiendo llegar a desarrollarse ríos subterráneos. El trazado de la red de circulación kárstica se va alterando con el tiempo, lo que da lugar a que aparezcan bolsas de agua colgadas en zonas donde no existe actividad kárstica en la actualidad.

Como puede verse, los acuíferos en macizos rocosos resultan más complejos que los de suelos, ya que en estos últimos el sistema de almacenamiento de aguas es mayoritariamente intergranular. Sin embargo, en un mismo macizo rocoso pueden aparecer las cuatro formas de almacenamiento descritas.

En cuanto a la problemática concreta del agua en los taludes rocosos, debe tenerse presente que en un mismo talud pueden encontrarse varias formaciones geológicas distintas y, además, en cada una de ellas pueden existir los cuatro sistemas de almacenamiento.

El problema se complica aún más porque pueden tenerse tanto acuíferos libres como confinados, originando situaciones muy distintas. Así, un acuífero libre interceptado por un talud, además de generar presiones intersticiales, puede ocasionar problemas de erosión, degradación y arrastres de material. Los acuíferos confinados pueden resultar aún más problemáticos, en primer lugar porque no afloran, lo que puede significar que se desconozca incluso su existencia, y en segundo lugar por las grandes presiones intersticiales que pueden generar. Así, es relativamente frecuente encontrar bolsas de agua, originadas por karstificación, en macizos rocosos calcáreos taponadas por niveles arcillosos, que expulsan bruscamente su contenido de agua a presión mientras se realiza la excavación del talud.

16.4. Objetivos. Clasificación de los sistemas de drenaje

El principal objetivo que se persigue con la aplicación de sistemas de drenaje es la eliminación, en la medida de lo posible, del agua, minimizando de esta forma sus efectos negativos.

A grandes rasgos, este objetivo se puede conseguir utilizando dos metodologías:

1. Impedir que el agua acceda al cuerpo del talud, interceptándola mediante zanjas, cunetas o pantallas.
2. Disminuir el agua presente en dicho talud, evacuándola mediante zanjas, sondeos, pozos o galerías.

Tradicionalmente, los sistemas de drenaje se han clasificado en dos grandes tipologías: los superficiales y los profundos.

Con los **drenajes superficiales** se pretende, principalmente, captar las aguas de escorrentía, impidiendo que se infiltren en el cuerpo del talud. Este hecho resulta de extrema importancia cuando en un talud se ha iniciado una inestabilidad, con la consiguiente aparición de grietas de tracción, ya que el incremento de presión intersticial que se genera con esta infiltración suele conllevar una aceleración del proceso de inestabilización. La captación de las aguas de escorrentía impide también que circulen produciendo erosiones y arrastres en el frente del talud.

Con los **drenajes profundos** se intenta rebajar el nivel freático del talud (y, por tanto, el peso del mismo) y las presiones intersticiales. A su vez este objetivo se puede conseguir con las dos metodologías mencionadas al principio de este apartado: interceptando aguas profundas (mediante sistemas de pantallas) o evacuando las aguas del talud –las ya almacenadas y los nuevos aportes- mediante sondeos, pozos, etc.

Cuando se trata de evacuar las aguas del cuerpo del talud debe tenerse presente que el sistema elegido debe ser capaz de descargar más agua que la que el sistema de recarga del acuífero le proporcione. Debe indicarse que el volumen de agua recolectada no es un buen indicador de la eficiencia del sistema de drenaje, pues en macizos rocosos poco permeables se pueden obtener grandes disminuciones de las presiones de poro y, por lo tanto aumentos del factor de seguridad del talud, con pequeños flujos de agua (Suárez Díaz, 1998).

Por último, conviene mencionar que, independientemente del sistema de drenaje elegido, es muy importante llevar a cabo un minucioso control sobre su funcionalidad, comprobando que actúe de acuerdo a las previsiones y que con el tiempo no se produzcan colmataciones o daños en el mismo. No debe perderse de vista tampoco que, con el paso del tiempo, pueden aparecer grietas en la estructura del sistema de drenaje y, por consiguiente, infiltraciones en el terreno. Para evitar esta circunstancia, debe llevarse a cabo un buen mantenimiento, aconsejándose que cada dos años, al menos, se proceda a una inspección profunda.

A continuación se pasan a comentar los sistemas de drenaje que se utilizan con mayor asiduidad en la actualidad.

16.5. Drenajes superficiales

Como ya se ha mencionado, el objetivo fundamental del drenaje superficial es mejorar la estabilidad de los taludes disminuyendo o eliminando la infiltración y evitando la erosión. Para ello, el sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de su cuenca de aporte, conduciendo el agua a un sitio seguro, lejos de la zona de potenciales roturas, es decir, evitando que llegue a penetrar en el área supuestamente inestable, si ésta existe.

Los métodos de drenaje superficial más habituales son las cunetas (perimetrales y de berma). A medio camino entre los drenajes superficiales y profundos se inscriben las zanjas drenantes.

16.5.1. Cunetas

Las cunetas son canales de pequeña profundidad ideados para captar aguas de escorrentía y dirigir las a zonas donde no causen daños. Existen, fundamentalmente, dos tipos: las perimetrales (o de guarda) y las de berma. Las primeras (Figura 16.2.) interceptan las aguas que, procedentes de cotas superiores, llegan hasta el talud.



Figura 16.2. Cuneta o zanja perimetral en una explotación minera. Fotografía H. Stockhausen.

Las cunetas de berma se ubican en las bermas del talud para captar las precipitaciones que inciden directamente sobre el mismo y reducir la longitud y el caudal de escorrentía, minimizando los riesgos de infiltración y erosión. Ambos tipos se han representado en la Figura 16.3. En la Figura 16.4 se puede ver la sección tipo de una cuneta, que como se observa puede ser triangular, trapezoidal o circular, cada una con sus características hidráulicas.

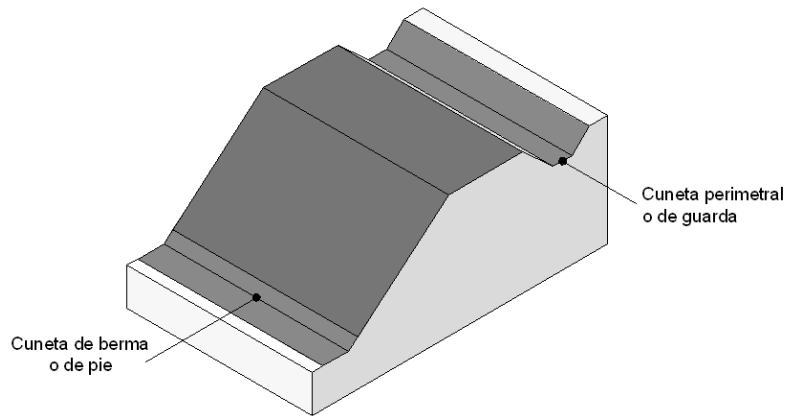
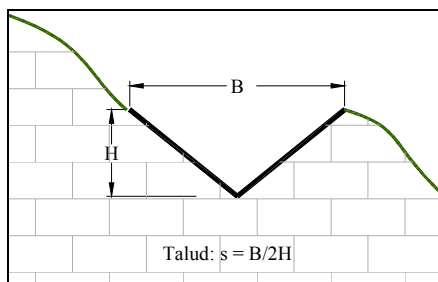


Figura 16.3. Cunetas perimetrales y de berma (modificada de Ministerio de Fomento, 2003).

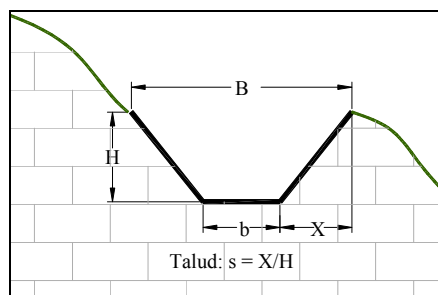


Triangular

$$\text{Área} = \frac{B \cdot H}{2}$$

$$\text{Perímetro mojado} = 2 \cdot H \sqrt{1 + s^2}$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{B \cdot H}{4 \cdot H \sqrt{1 + s^2}}$$

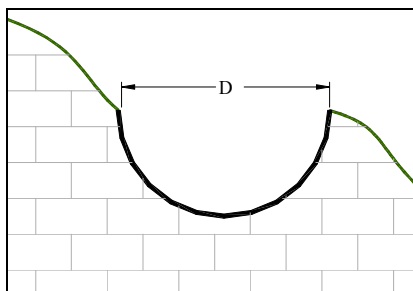


Trapezoidal

$$\text{Área} = b \cdot H + s \cdot H^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = b + 2 \cdot H \sqrt{1 + s^2}$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{b \cdot H + s \cdot H^2}{b + 2 \cdot H \sqrt{1 + s^2}}$$



Circular (Diámetro = D)

$$\text{Área} = \frac{\pi \cdot D^2}{8}$$

$$\text{Perímetro mojado} = \pi \cdot \frac{D}{2}$$

$$\text{Radio hidráulico} = R_h = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{D}{4}$$

Figura 16.4. Sección tipo de una cuneta.

Se recomienda que estos sistemas posean la suficiente pendiente como para eliminar rápidamente el agua interceptada. Esta velocidad debe limitarse entre un valor máximo, condicionado por posibles problemas de erosión, y un mínimo que impida la sedimentación de los sólidos arrastrados por el agua y la consiguiente colmatación de la cuneta.

En la Tabla 16.1 se presenta una relación de velocidades máximas del agua en función del material en el que se excave la cuneta, para que no se produzca erosión. Dicha tabla procede de la *Instrucción de Carreteras 5.2-IC, Drenaje superficial* (MOPU, 1990).

Tabla 16.1. Velocidades máximas para prevenir la erosión (Instrucción 5.2-IC, 1990).

| Tipo de fondo | Velocidad Máxima (m/s) |
|---|------------------------|
| Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla) | 0,20-0,60 |
| Arena arcillosa dura, margas duras | 0,60-0,90 |
| Terreno parcialmente cubierto de vegetación | 0,60-1,20 |
| Arcilla, grava, pizarras blandas con cubierta vegetal | 1,20-1,50 |
| Hierba | 1,20-1,80 |
| Conglomerados, pizarras duras, rocas blandas | 1,40-2,40 |
| Mampostería, rocas duras | 3,00-4,50 |
| Hormigón | 4,50-6,00 |

La velocidad del agua en la cuneta puede ser estimada a partir de la fórmula de Bazin, propuesta en la *Instruction technique relative aux reseaux d'assainissement des agglomerations* francesa (1981), según recoge Catalá Moreno (1992):

$$V = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{\sqrt{R_h + \gamma}} \cdot \sqrt{R_h \cdot J} \quad (16.6)$$

donde:

V: Velocidad del agua en la cuneta (m/s)

J: Pendiente mínima del canal, en tanto por uno.

R_h: Radio hidráulico en m. A fin de asegurar que no se produzca un desbordamiento se suele tomar un valor correspondiente al 80 % de su valor real.

γ: Coeficiente de rugosidad, que depende del material que constituya las paredes de la cuneta, según la Tabla 16.2.

Como su principal función es captar aguas, resulta fundamental evitar que estas reviertan en el terreno, para lo cual suelen utilizarse dos métodos. El primero consiste en impermeabilizar la cuneta instalando un geotextil sobre el terreno una vez excavado y antes de colocar la cuneta propiamente dicha (véase la Figura 16.5). El segundo método consiste en construir una pequeña zanja drenante debajo de la cuneta, que capte las posibles fugas. Estas zanjas drenantes se describirán con más detalle en el siguiente apartado.

Tabla 16.2. Coeficiente de rugosidad de Bazin (Catalá Moreno, 1992).

| Naturaleza de las paredes | γ |
|---|----------|
| Paredes muy unidas: cemento muy liso, madera cepillada, fibrocemento, etc. | 0,06 |
| Paredes unidas: piedra tallada, ladrillo. | 0,16 |
| Paredes de mampostería, hormigón, etc. | 0,46 |
| Paredes de naturaleza mixta: secciones en tierra muy regulares. | 0,85 |
| Canales de tierra en condiciones normales. | 1,30 |
| Canales de tierra que ofrecen gran resistencia al paso del agua: fondo de cantos rodados, paredes con vegetación o rocas. | 1,75 |



Figura 16.5. Geotextil impermeable en la base de una cuneta. Fotografía: autores.

16.5.2. Zanjas drenantes

Como ya se ha mencionado, estos dispositivos se encuentran a medio camino entre los drenajes superficiales y los profundos. Teniendo en cuenta que se construyen de forma similar a las cunetas y que actúan como lo que se podrían denominar cunetas subterráneas, se han incluido dentro de los drenajes superficiales.

Básicamente se trata de zanjas, de hasta 6 m de profundidad, rellenas de material drenante, que evacuan las aguas que hayan podido infiltrarse hasta esa profundidad. Pueden construirse tanto en la cabeza (se denominan entonces zanjas de coronación) como en el propio talud.

16.5.2.1 Zanjas drenantes en coronación

Las zanjas de coronación se construyen en la parte alta del talud con el fin de interceptar y conducir adecuadamente el agua de lluvia y evitar su paso por el mismo. Habitualmente se sitúan en la base de las cunetas perimetrales.

No deben construirse muy cerca del borde superior ya que si aparecen grietas de tracción en la coronación que intersecten las zanjas, el agua que circula por éstas penetrará en las grietas favoreciendo la inestabilidad. Si ya existen grietas de tracción, la zanja drenante debe construirse por detrás de ellas para evitar el acceso del agua a dichas grietas (véase la Figura 16.6).

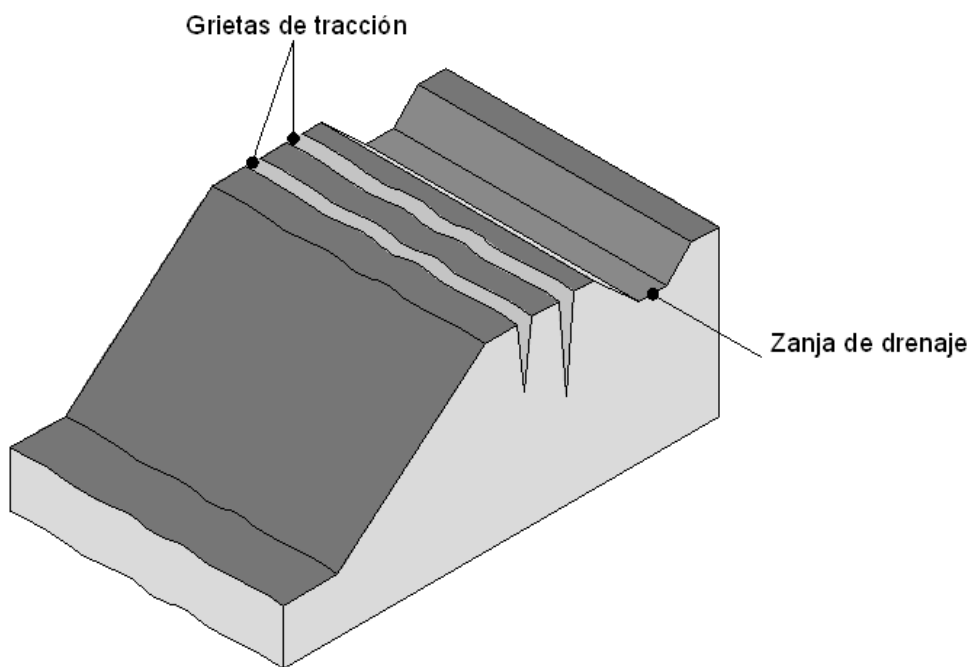


Figura 16.6. Zanja drenante en coronación (modificada de CANMET, 1977).

Una variante de este tipo de zanjas son los drenes en espina de pescado, utilizados también para el drenaje de explanadas, tal y como el que se ha representado en la Figura 16.7 y del que se muestra un enfoque en la Fotografía de la Figura 16.8.

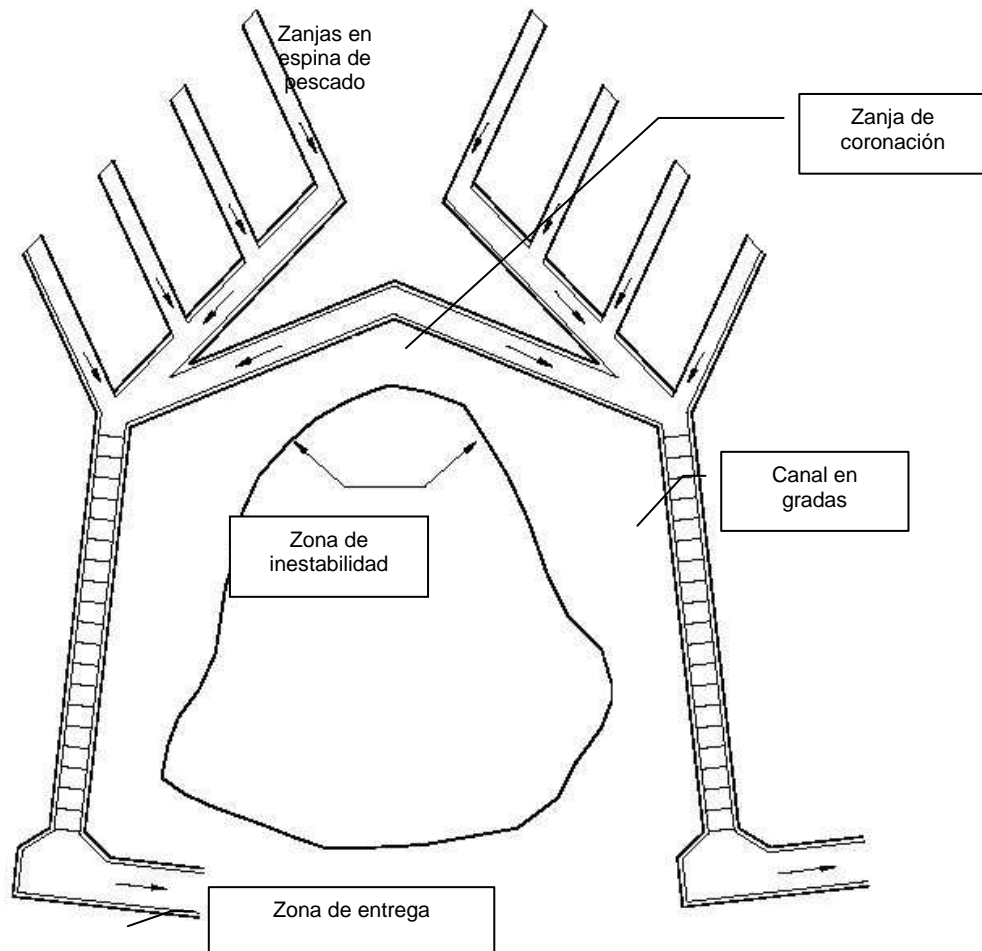


Figura 16.7. Zanja en coronación y drenes en espina de pescado (Suárez Díaz, 1998).

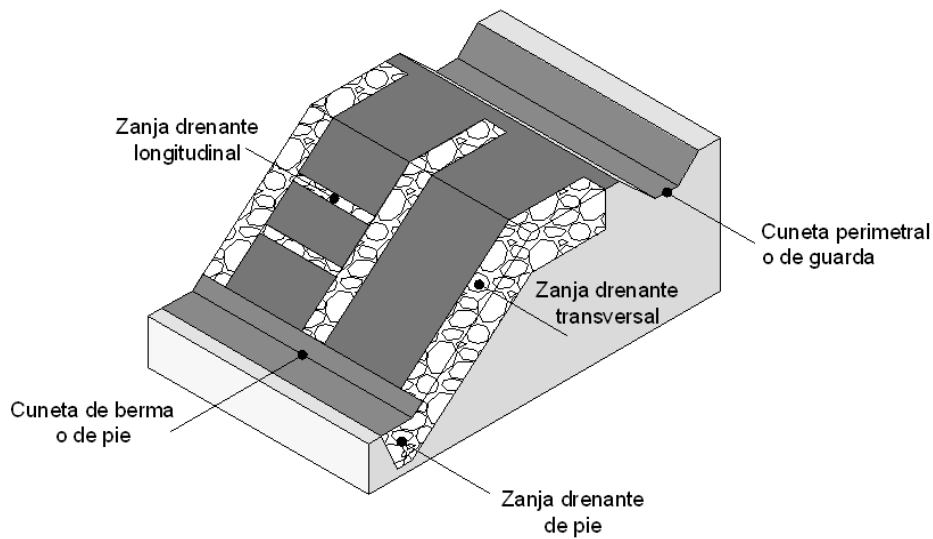


Figura 16.8. Detalle de drenes en espina de pescado. Fotografía H. Stockhausen.

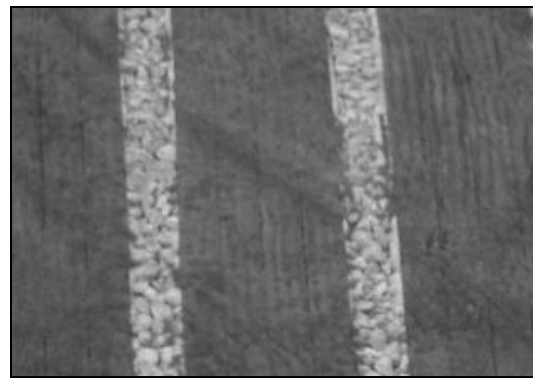
16.5.2.2 Zanjas drenantes en el cuerpo del talud

Las zanjas construidas en el cuerpo del talud, como puede verse en la Figura 16.9, pueden ser longitudinales o transversales.

La principal ventaja de las zanjas drenantes transversales es que además actúan como sistema de refuerzo (contrafuertes) del propio talud cuando éste está constituido por un macizo rocoso de mala calidad, dificultando el desarrollo de inestabilidades. Es necesario colocar al pie de éstas una zanja longitudinal que las conecte para evacuar las aguas.



a) Zanjas transversales



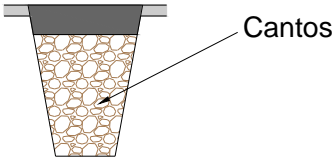
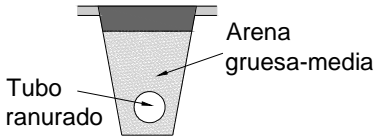
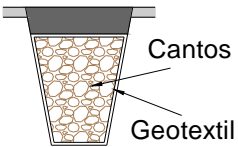
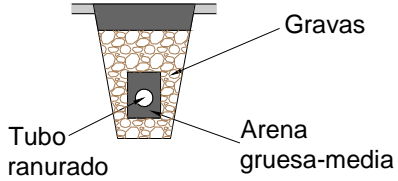
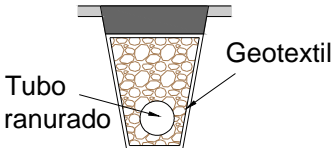
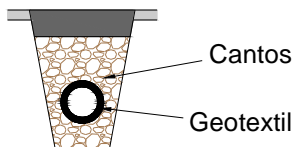
b) Detalle de zanjas transversales

Figura 16.9. Zanjas drenantes en el talud (modificada de Ministerio de Fomento, 2003). Fotografía: autores.

16.5.2.3 Características de las zanjas drenantes

Se trata de zanjas, más o menos superficiales, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte de agua, pudiendo estar construidas por cualquiera de los métodos que se ponen de manifiesto en la Tabla 16.3, tal y como describe Suárez Díaz (1998).

Tabla 16.3. Sistemas tipo de zanja drenante (Suárez Díaz, 1998).

| | |
|--|---|
| <p>Con material grueso (cantos) permeable sin tubo (dren francés)</p> |  <p>Cantos</p> |
| <p>Con material de filtro (arena gruesa a media) y tubo colector</p> |  <p>Arena gruesa-media Tubo ranurado</p> |
| <p>Con geotextil como filtro y material grueso permeable</p> |  <p>Cantos Geotextil</p> |
| <p>Con material de filtro (arena gruesa a media) y tubo colector rodeado de dren sintético</p> |  <p>Gravas Tubo ranurado Arena gruesa-media</p> |
| <p>Con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector</p> |  <p>Geotextil Tubo ranurado</p> |
| <p>Tubo colector con capa de geotextil a su alrededor.</p> |  <p>Cantos Geotextil</p> |

La zanja drenante más sencilla es el dren francés, constituido simplemente por un relleno de granulometría gruesa que actúa como material drenante (Figura 16.10.a). El principal problema de este tipo de sistemas es que, con el tiempo, el dren se colmata a causa de los finos arrastrados por el agua y pierde su utilidad. Para evitarlo se puede sustituir el material drenante por un material filtro (por ejemplo arenas gruesas), que retenga las partículas finas permitiendo a su vez la rápida circulación del agua, y un tubo colector. Actualmente se utilizan como filtro los geotextiles (ya sea protegiendo al material drenante o envolviendo al tubo colector), como puede comprobarse en la Figura 16.10b. Dada su importancia, se comentan a continuación algunas características relevantes de los elementos filtro.



Figura 16.10. Zanjas drenantes a) con material de filtro y tubo ranurado y b) con geotextil. Fotografía: autores.

16.5.2.3.1. Filtros naturales

Los filtros naturales están constituidos por suelos seleccionados que presentan unas propiedades geotécnicas determinadas. Son numerosas las relaciones entre los diversos parámetros técnicos del filtro que se citan en la literatura técnica con el objeto de garantizar su correcto funcionamiento. No obstante, se seguirá la normativa incluida en el *Pliego de Prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes* (Ministerio de Fomento, 2002), donde se establece que las relaciones granulométricas que deberían cumplir los filtros son las siguientes:

$$\frac{(D_{15})_F}{(D_{83})_S} < 5 \quad (16.7)$$

$$\frac{(D_{50})_F}{(D_{50})_S} < 25 \quad (16.8)$$

$$\frac{(D_{15})_F}{(D_{15})_S} > 5 \quad (16.9)$$

$$\frac{(D_{60})_F}{(D_{10})_S} < 20 \quad (16.10)$$

donde, la letra "F" hace referencia al filtro y la letra "S" al terreno natural o suelo alrededor del filtro.

Asimismo, es también recomendable que el material de filtro no contenga más de un 5 % que pase por el tamiz N° 200, con el fin de evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje.

En cuanto al tamaño de los orificios del tubo colector, el mismo pliego recomienda la siguiente relación entre el tamaño del filtro y el diámetro del orificio.

$$\frac{(D_{83})_F}{\text{Diámetro del orificio}} > 1 \quad (16.11)$$

Es aconsejable que los orificios se encuentren en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

16.5.2.3.2. Filtros de geotextil

Los geotextiles son materiales constituidos por fibras poliméricas, entre cuyas principales características destacan su permeabilidad y su deformabilidad. Los polímeros más utilizados son las poliamidas, polipropileno, polietileno y poliéster.

Una vez el polímero ha sido sintetizado (con los aditivos precisos incorporados) debe adquirir una de las siguientes formas básicas, tal y como describen Leiro y Blanco (1990):

- Filamento de sección circular, extruído en continuo, con un diámetro de décimas de milímetro.
- Cinta plana extruída en continuo, con un ancho de varios milímetros y un espesor de décimas de milímetro.
- Lámina extruída, con un ancho de varios metros y un espesor de décimas de milímetro.
- Película extruída, con un ancho de varios metros y un espesor de varios milímetros.

A partir de esta materia prima se inicia el proceso de fabricación del geotextil propiamente dicho, clasificándose los geotextiles en función de éste como:

1. Geotextiles tejidos: Se fabrican mediante procedimientos textiles, utilizando un telar. A su vez se clasifican en función de la materia prima de partida (cinta, monofilamento, filamentos múltiples, fibra corta) y del sistema de tejido, como se puede ver en la Figura 16.11.
2. Geotextiles no tejidos: Se fabrican extendiendo filamentos continuos o fibras cortas (repartidas aleatoriamente) que se cohesionan unos con otros mediante procesos mecánicos (agujeteado), químicos (pegado con resinas) o térmicos (termosoldadura).

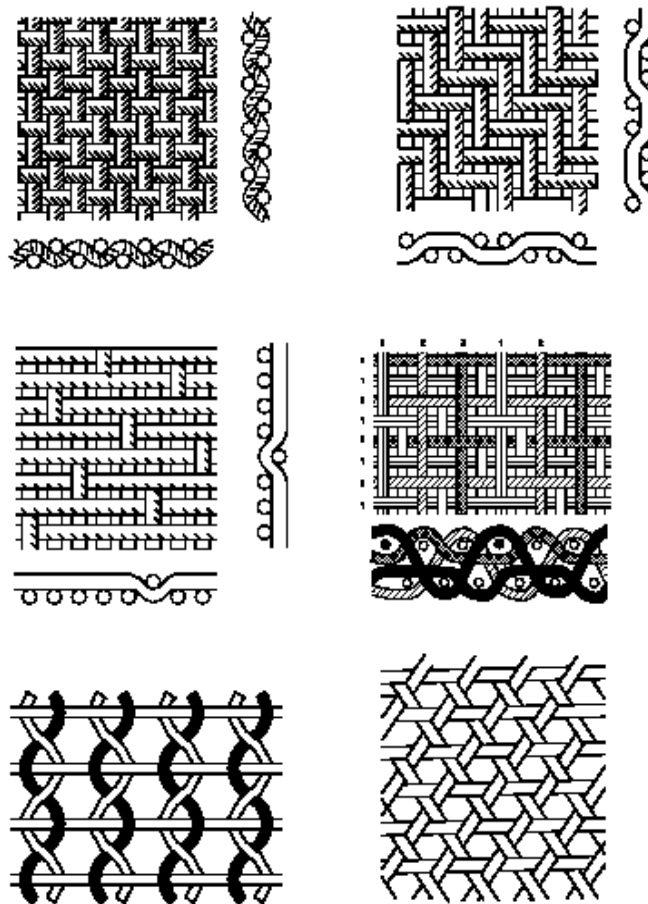


Figura 16.11. Tipos de tejidos en geotextiles (Suárez Díaz, 1998).

Otros tipos de geotextiles son los tejidos tricotados, las mallas no tejidas y las geomallas.

La **filtración** consiste en la retención de partículas de grano fino al fluir el agua desde el exterior hacia el dren. Se pretende, pues, garantizar la estabilidad mecánica e hidráulica del filtro durante toda su vida útil. Esta función se desarrolla, tal y como se aprecia en la Figura 16.12, creando una capa de material filtro alrededor del geotextil (Amoco Fabrics and Fibers Company, 1996).

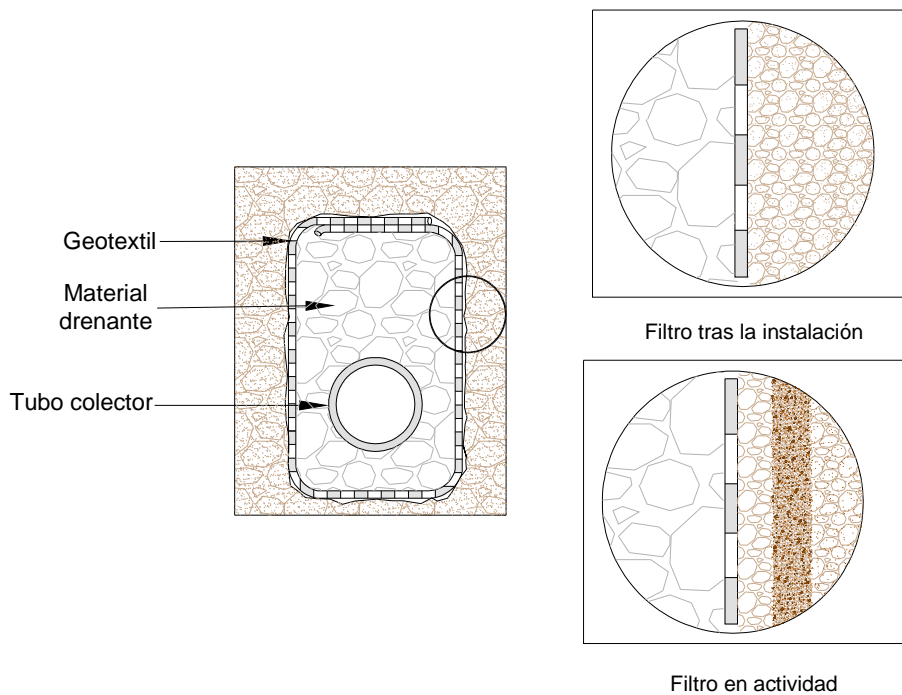


Figura 16.12. Función filtrante del geotextil (Amoco Fabrics and Fibers Company, 1996).

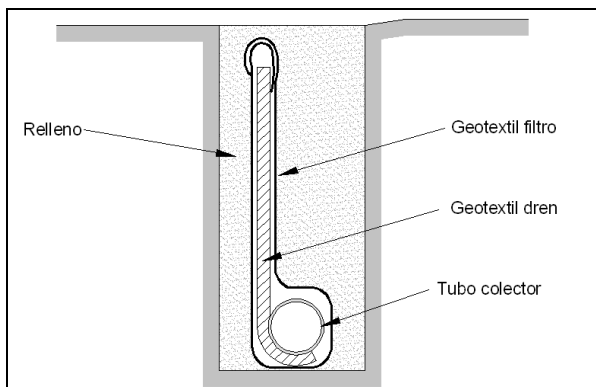
Las características técnicas del geotextil a las que debe prestarse mayor atención son: la abertura eficaz de poros (para evitar la migración de finos), la permeabilidad normal al plano del geotextil (para garantizar el paso de agua sin presión), la estabilidad química al agua y al terreno y la resistencia a la putrefacción. También resultan importantes las resistencias a tracción, perforación y desgarró.

La función de **drenaje** en un geotextil consiste en la conducción o transporte de líquidos en su propio plano, lo que suele requerir un espesor importante. La aptitud para este tipo de función viene marcada por la transmisividad del material.

En la Figura 16.13 se ha representado un tipo de dren en el que se utiliza un geotextil drenante. Éste se suele envolver a su vez en un geotextil filtrante que evite el lavado y transporte de partículas finas que reducirían su transmisividad. Por último, en el extremo inferior, se coloca un tubo colector.

Con este sistema, puede reutilizarse el material excavado en la propia zanja como relleno del dren, ya que no se necesita que cumpla funciones drenantes ni filtrantes.

Los valores exigibles según la Orden del Ministerio de Fomento FOM/1382/02 para el uso de geotextiles como filtros en obras de carreteras son los recogidos en la Tabla 16.4:



Esquema de un dren geosintético (Suárez Díaz, 1998)



Foto de un dren geosintético (Composan Construcción)

Figura 16.13. Dren con geotextil drenante.

Tabla 16.4.- Propiedades de los geotextiles filtro para obras de carreteras (Ministerio de Fomento, FOM/1382/02).

| | | |
|--|--------|------|
| Elongación máxima | (kN/m) | 2,7 |
| | (%) | 30 % |
| Resistencia a tracción (kN/m) | | 9 |
| Resistencia a la perforación dinámica (mm) | | 30 |

16.5.3. Cálculo del caudal a evacuar

El caudal de agua que deben evacuar estos dispositivos depende del área de la cuenca a drenar, su pendiente y longitud, la naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, la naturaleza de los suelos subsuperficiales y la intensidad de la lluvia.

Para el cálculo de dichos caudales, se recomienda el método para la estimación de avenidas descrito por Témez (1987), que es el empleado en la *Instrucción de Carreteras 5.2-IC* (MOPU, 1990). Esta metodología, denominada **método racional**, es aplicable al proyecto de estructuras de importancia moderada ubicadas en cuencas de pequeña extensión (con superficie inferior a 20 km²). Se basa en la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{S \cdot C \cdot I}{K} \quad (16.12)$$

donde:

Q es el caudal a evacuar, en m³/s.

S es la superficie de la cuenca de aporte, en km².

C es el denominado coeficiente de escorrentía.

I es la intensidad de precipitación de cálculo, en mm/h.

K es un coeficiente cuyo valor depende de las unidades en las que se midan Q, I y A, y que para las expuestas es 3 (Instrucción 5.2-IC, 1990).

16.5.3.1 Superficie de las cuencas de aporte

Las cunetas perimetrales deben estar diseñadas para captar la escorrentía correspondiente a toda la superficie de la cuenca que aporte aguas al perímetro del talud. En la Figura 16.14 se han representado, a modo de ejemplo, las cuencas de aporte de la cuneta perimetral de una cantera.



Figura 16.14. Cuencas de aporte a las cunetas perimetrales.

Las cunetas de berma, sin embargo, sólo tienen como cuenca de aporte la superficie del talud al pie del que se ubican.

16.5.3.2 Coeficiente de escorrentía

De la lluvia caída sobre una cuenca (P) una parte es retenida en las capas más superficiales del terreno y el resto (denotado como P_e), se denomina lluvia neta y corre sobre el mismo. El coeficiente de escorrentía se define como el cociente:

$$C = \frac{P_e}{P} \quad (16.13)$$

Se puede tomar como formulación base para el cálculo del coeficiente de escorrentía la propuesta por la *Instrucción de Carreteras 5.2-IC*:

$$C = 0 \quad \text{si} \quad \frac{P_T}{P_0} \leq 1 \quad (16.14)$$

$$C = \frac{\left(\frac{P_T}{P_0} - 1\right) \cdot \left(\frac{P_T}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_T}{P_0} + 11\right)^2} \quad \text{si} \quad \frac{P_T}{P_0} > 1 \quad (16.15)$$

en la que:

P_T : precipitación máxima diaria, en mm.

P_0 : parámetro o umbral de escorrentía que define la precipitación total por debajo de la cuál no se produce escorrentía.

El umbral de escorrentía P_0 depende de la naturaleza del terreno, de la presencia de vegetación, así como de otros factores que faciliten la retención superficial del agua. Se utiliza para su estimación, en función de todos estos factores, la Tabla 16.5. Los grupos de suelo a los que se refiere esta tabla son los indicados a su vez en la Tabla 16.6.

A la hora de diseñar las cunetas perimetrales y de berma de un talud debe tenerse en cuenta que al trabajar con diferentes cuencas de aporte se pueden tener distintos coeficientes de escorrentía.

16.5.3.3 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación o de lluvia que se utiliza en los cálculos, depende de dos variables temporales: el periodo de retorno y el tiempo de concentración.

El primer concepto que se necesita precisar es el de periodo de retorno. El periodo de retorno T (en años) de una determinada avenida indica que ésta será superada, como media, una vez cada T años. De esta forma se introduce en el cálculo una estimación estadística de las posibles lluvias que puedan producirse en el futuro. Cuanto mayor sea el tiempo de retorno, a más largo plazo se realiza esta estimación y menor es el riesgo de fallo en los cálculos (véase la Tabla 16.7)

Tabla 16.5. Tabla para la determinación de P_0 (mm) (Instrucción 5.2-IC, 1990).

| USO DE LA TIERRA | PENDIENTE (%) | CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS | GRUPO DE SUELO | | | |
|---|---------------|------------------------------|----------------|-----|----|----|
| | | | A | B | C | D |
| Rotación de cultivos pobres | ≥ 3 | R | 26 | 15 | 9 | 6 |
| | | N | 28 | 17 | 11 | 8 |
| | < 3 | R / N | 30 | 19 | 13 | 10 |
| Rotación de cultivos densos | ≥ 3 | R | 37 | 20 | 12 | 9 |
| | | N | 42 | 23 | 14 | 11 |
| | < 3 | R / N | 47 | 25 | 16 | 13 |
| Praderas | ≥ 3 | Pobre | 24 | 14 | 8 | 6 |
| | | Media | 53 | 23 | 14 | 9 |
| | | Buena | 70 | 33 | 18 | 13 |
| | | Muy buena | 80 | 41 | 22 | 15 |
| | < 3 | Pobre | 58 | 25 | 12 | 7 |
| | | Media | 80 | 35 | 17 | 10 |
| | | Buena | 12 | 55 | 22 | 14 |
| Plantaciones forestales de aprovechamiento forestal | ≥ 3 | Muy buena | 250 | 100 | 25 | 16 |
| | | Pobre | 62 | 26 | 15 | 10 |
| | | Media | 80 | 34 | 19 | 14 |
| | < 3 | Buena | 100 | 42 | 22 | 15 |
| | | Pobre | 75 | 34 | 19 | 14 |
| | | Media | 95 | 42 | 22 | 15 |
| | | Buena | 120 | 50 | 25 | 16 |
| Masas forestales (bosques, monte bajo,...) | ---- | Muy clara | 40 | 17 | 8 | 5 |
| | | Clara | 60 | 24 | 14 | 10 |
| | | Media | 75 | 34 | 22 | 16 |
| | | Espesa | 90 | 47 | 31 | 23 |
| | | Muy espesa | 120 | 65 | 43 | 33 |
| Barbecho | ≥ 3 | R | 15 | 8 | 6 | 4 |
| | | N | 17 | 11 | 8 | 6 |
| | < 3 | R / N | 20 | 14 | 11 | 8 |
| Cultivos en hilera | ≥ 3 | R | 23 | 13 | 8 | 6 |
| | | N | 25 | 16 | 11 | 8 |
| | < 3 | R / N | 28 | 19 | 14 | 11 |
| Cereales de invierno | ≥ 3 | R | 29 | 17 | 10 | 8 |
| | | N | 32 | 19 | 12 | 10 |
| | < 3 | R / N | 34 | 21 | 14 | 12 |

Nota: R y N indican la disposición de los cultivos en relación a las curvas de nivel (R cuando son perpendiculares las curvas y N cuando las siguen)

| TIPO DE TERRENO | PENDIENTE (%) | UMBRAL DE ESCORRENTÍA (P_0) (mm) |
|--------------------------------------|---------------|--------------------------------------|
| Rocas permeables | ≥ 3 | 3 |
| | < 3 | 5 |
| Rocas impermeables | ≥ 3 | 2 |
| | < 3 | 4 |
| Firmes granulares sin pavimento | ---- | 2 |
| Adoquinados | ---- | 1,5 |
| Pavimentos bituminosos o de hormigón | ---- | 1 |

Tabla 16.6. Grupo del suelo para la estimación de P_0 (Instrucción 5.2-IC, 1990).

| GRUPO | INFILTRACIÓN | ESPESOR | TEXTURA | DRENAJE |
|-------|--------------|---|--|-------------------|
| A | Rápida | Grande | Arenosa Arenosa-limosa | Perfecto |
| B | Moderada | Media a grande | Franco-arenosa Franco-arcillo-arenosa Franco-limosa | Bueno a moderado |
| C | Lenta | Media a pequeña | Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa | Imperfecto |
| D | Muy lenta | Pequeña (litosuelo) u horizontes de arcilla | Arcillosa | Pobre o muy pobre |

Tabla 16.7. Riesgo de fallo en función del periodo de retorno considerado (Catalá Moreno, 1992).

| Periodo de retorno | Riesgo de fallo |
|--------------------|-----------------|
| 1 | 1,000 |
| 2 | 0,750 |
| 5 | 0,672 |
| 10 | 0,651 |
| 15 | 0,645 |
| 20 | 0,642 |
| 25 | 0,640 |
| 50 | 0,636 |
| 100 | 0,634 |

En general, para este tipo de proyectos se suelen tomar periodos de retorno de hasta 50 años, aunque en proyectos de cierta relevancia pueden llegar a ser de 500 años y reducirse a 10 años en proyectos de escasa entidad.

Una vez fijado el periodo de retorno es necesario conocer la intensidad de precipitación media diaria, I_d , en la zona para dicho periodo de retorno. Para ello se debe llevar a cabo un análisis estadístico de los registros pluviométricos tomados en las estaciones meteorológicas más próximas, mediante la aplicación de una distribución de frecuencias. Tal y como afirman Catalá Moreno (1992) o Ferrer Polo (2000) una de las distribuciones más usadas a nivel mundial para este tipo de cálculos (aunque no la única) es la de Gumbel, ya que permite una buena estimación de los valores extremos (máximo o mínimo) a partir de una serie de muestras. En este caso se calculará la intensidad de precipitación para un periodo de retorno (un valor máximo) a partir de una serie de intensidades máximas históricas.

La función de distribución de Gumbel viene dada por la expresión:

$$F(P_d) = e^{-e^{-\alpha(P_d - \mu)}} \quad (16.16)$$

siendo:

P_d : Precipitación total diaria (datos proporcionados por el Instituto de Meteorología).

$F(P_d)$: Probabilidad de que esa precipitación no sea superada.

α , μ : Parámetros que se deben ajustar en cada caso a partir de los registros pluviométricos.

Como el periodo T es el inverso de la frecuencia, se tiene:

$$T = \frac{I}{I - F(P_d)} \quad (16.17)$$

De (16.16) y (16.17) se obtiene la máxima precipitación diaria para el periodo de retorno T (P_d). Dividiendo este valor entre 24 horas, se determina la intensidad media diaria para dicho periodo de retorno, que se denotará como I_d y se expresa en mm/h (Instrucción de Carreteras 5.2-IC, 1990).

Sin embargo, no toda la lluvia que cae en una hora alcanza los sistemas de desagüe en el mismo instante, ya que debe recorrer una determinada longitud a lo largo de la cuenca de aporte. Se introduce, entonces un nuevo concepto, el de tiempo de concentración.

Se define el tiempo de concentración (T_c), como el tiempo transcurrido desde que el agua cae en la zona más alejada de la cuenca hasta que llega a los canales de desagüe. Este valor es característico de cada cuenca y se puede estimar a partir de fórmulas, como la de Témez (1987), que permite obtener este tiempo en horas:

$$T_c = 0,3 \cdot \left[\frac{L}{J^{1/4}} \right]^{0,76} \quad (16.18)$$

donde:

L: Longitud de arroyo o escorrentía, en km.

J: Pendiente, en tanto por uno, de la cuenca.

La **intensidad de precipitación horaria de cálculo** (I) está ligada al tiempo de concentración hallado y de la intensidad media diaria calculada para el periodo de retorno (I_d) según la ecuación (Instrucción de Carreteras 5.2-IC, 1990):

$$I = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - T_c^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} \text{ en mm/h} \quad (16.19)$$

en la que " I_1 ", en mm/h, es la intensidad horaria de precipitación para el periodo de retorno considerado.

El valor de " I_1/I_d " puede obtenerse mediante la figura 16.15, para toda España (Instrucción de Carreteras 5.2-IC, 1990). Esta figura se basa en los datos de diferentes pluviógrafos.

En resumen, para obtener la intensidad de precipitación horaria de cálculo, I , deben darse los siguientes pasos:

1. Establecer el periodo de retorno, en función de las características de la obra.
2. Obtener la función de distribución de Gumbel a partir de los datos de precipitación diaria total disponibles en los centros meteorológicos próximos.

3. Calcular la precipitación máxima diaria (P_d) para el periodo de retorno considerado a partir de la función de Gumbel y después la intensidad media diaria ($I_d = P_d/24$).
4. Determinar el tiempo de concentración de la cuenca (Témez).
5. Calcular a partir de este tiempo de concentración y de la Figura 16.15 la intensidad de precipitación horaria de cálculo, mediante (16.19).

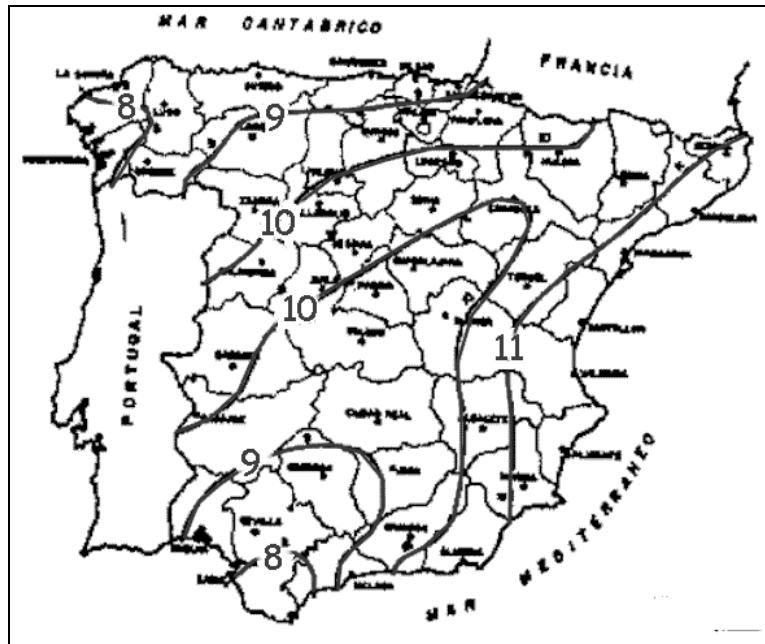


Figura 16.15. Mapa de isótopos I_d/I_d para España (Instrucción 5.2-IC). Cortesía: Ministerio de Fomento.

16.6. Drenajes subterráneos

La misión de estos drenajes es impedir el acceso del agua al cuerpo del talud (caso de las pantallas) así como eliminar las aguas que ya se encuentran en él. El volumen de agua recogido depende de la permeabilidad del macizo rocoso, así como del gradiente hidráulico.

En este apartado se describen los siguientes dispositivos de control de agua:

- Sondeos de drenaje subhorizontales.
- Sondeos de drenaje verticales (pozos).
- Pantallas o cortinas subterráneas impermeables.
- Galerías de drenaje.

16.6.1. Sondeos de drenaje subhorizontales o drenes californianos

Este tipo de drenes consisten en perforar, en el talud y desde su frente, sondeos de entre 5 y 20 cm de diámetro, subhorizontales con una inclinación mínima de 2° descendente hacia el frente del talud (Gómez Prieto, 1999), en los que se instalan tuberías perforadas o ranuradas. Con ellos se busca abatir el nivel freático lo suficiente como para garantizar un factor de seguridad adecuado para el talud.

En la Figura 16.16 se representa un dren californiano en un talud, comprobándose el abatimiento del nivel freático que produce. El agua sale del dren por gravedad, gracias a su pendiente. En la Figura 16.17 se muestra un talud con drenes californianos.

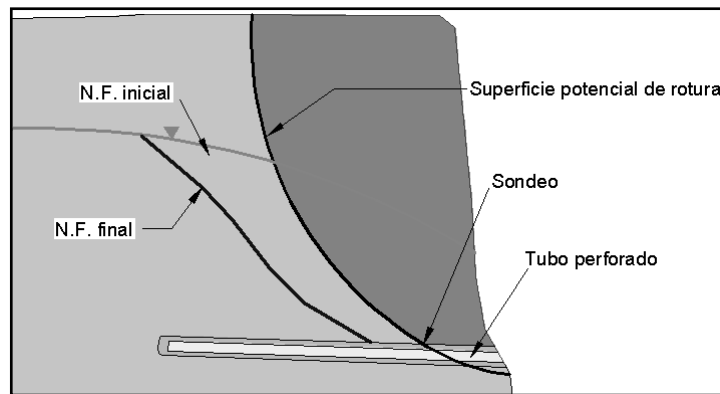


Figura 16.16. Esquema de colocación de un dren californiano (Suárez Díaz, 1998).



Figura 16.17. Talud con drenes californianos. Fotografía H. Stockhausen.

La gran ventaja de estos drenes está en su rapidez y simplicidad de instalación, pudiendo proporcionar importantes aumentos del factor de seguridad en poco tiempo. Su principal inconveniente radica en que no pueden instalarse hasta que el talud ha sido construido.

Los tubos pueden ser metálicos, de polietileno o de PVC. La elección del material debe hacerse en función del riesgo de movimientos en el talud, que pueden originar la rotura del tubo y el vertido de las aguas captadas. Cuando este riesgo es alto resulta conveniente utilizar tubos metálicos, pese a ser más caros. Los orificios de la tubería suelen ser del orden de 1,5 a 5 mm, con una densidad aproximada de 15 a 30 agujeros por metro de tubería (Suárez Díaz, 1998). Para ralentizar el proceso de colmatación que también experimentan (en la Figura 16.18 se puede ver el interior de un sondeo de estas características), conviene recubrir la tubería con un geotextil filtrante. Otras opciones son realizar un soplado periódico de los taladros con aire comprimido o perforar los sondeos con suficiente pendiente como para que el agua drenada lleve a cabo su limpieza (de 5 a 10°), aunque este último método no suele ser suficientemente eficiente.

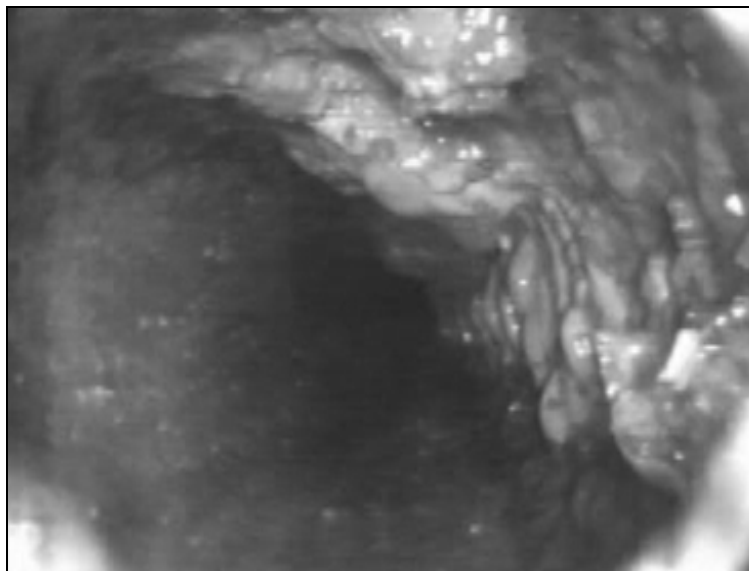


Figura 16.18. Colmatación de drenes californianos. Fotografía: autores.

La longitud de estos drenes puede superar los 30 m, aunque la longitud de captación de aguas puede ser menor. Los tubos sólo deberán estar perforados en las zonas de captación y nunca en los 2 ó 3 m más próximos a la cabeza del taladro (Suárez Díaz, 1998).

El agua procedente de los drenes californianos debe canalizarse adecuadamente, de forma que no afecte a los taludes por los que escurra, utilizando en caso necesario bajantes o tubos como los que se pueden ver en la Figura 16.19.a), evitándose la situación reflejada en la Figura 16.19. b).



a) con tubos bajantes



b) vertiendo sobre el talud

Figura 16.19. Drenes californianos. Fotografía: autores.

Louis (1974) propone, a la hora de diseñar la red de drenaje, el siguiente esquema:

- Longitud: Entre un 20 y un 30 % de la altura del nivel freático en el macizo rocoso.
- Espaciado entre drenes: De 0,3 a 0,5 veces su longitud.
- Inclinación: 5 a 10° para que el agua limpie los taladros.

Como normal general, a la hora de diseñar unos drenes californianos deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones (Suárez Díaz, 1998):

- Debe analizarse la posibilidad de sustituir unos pocos drenes profundos por la alternativa menos costosa, y generalmente más efectiva desde el punto de vista de la estabilidad del talud, de una densidad mayor de drenes poco profundos.
- Caudales grandes en drenes profundos no necesariamente representan disminuciones apreciables del nivel de agua en la zona inestable del talud.
- El objetivo de estos drenes es abatir el nivel freático y disminuir las presiones intersticiales, no el de obtener caudales importantes de agua.
- Tienen un buen rendimiento en formaciones permeables, disminuyendo su efectividad en macizos rocosos poco permeables, sobre todo si la altura piezométrica es pequeña.
- El caudal inicial de un dren horizontal suele bajar en los días siguientes a su colocación, tendiendo a estabilizarse con el tiempo. Además, al colocar un dren cercano a otro, puede disminuir el caudal del primero, dependiendo del régimen de agua subterránea del talud. En ocasiones, el caudal desaparece en épocas secas para aparecer de nuevo en época de lluvias.

16.6.2. Pozos o sondeos verticales

Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que también tratan de disminuir las presiones intersticiales. Estas perforaciones suelen tener diámetros entre 30 cm y 2 m y en su interior se puede instalar o no una tubería. El espacio anular entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro. Su profundidad depende del espesor de la zona inestable, conociéndose pozos de más de 300 m de profundidad para estabilizar taludes (Gómez Prieto, 1999).

Deben colocarse de forma que se interpongan en el flujo de agua hacia el talud, generalmente en la coronación del mismo. Cuando atraviesen una superficie potencial de deslizamiento debe tenerse en cuenta que su rotura supondrá el aporte de aguas a dicha zona, con el consiguiente riesgo.

Su sistema de evacuación de aguas suele ser, en general, por bombeo, lo que condiciona que sean más costosos que los drenes californianos. Como principales ventajas frente a estos últimos se tiene que pueden actuar desde antes de iniciarse la construcción del talud, lo que hace ésta más segura y fácil. Además pueden aprovecharse como sondeos de reconocimiento.

En algunas ocasiones conviene comunicar unos pozos con otros mediante sondeos o galerías de comunicación (tal y como se ha representado en la Figura 16.20), sistema que permite la evacuación de aguas y, en ciertos casos, puede evitar el bombeo. De esta forma, los pozos aislados se transforman en una pantalla subterránea (véase el apartado 16.6.3).

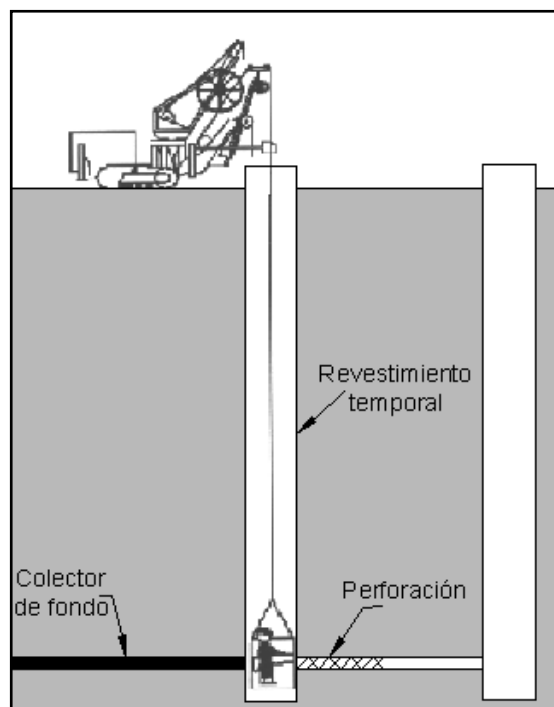


Figura 16.20. Conexión entre pozos verticales (Suárez Díaz, 1998).

16.6.3. Pantallas subterráneas impermeables

Puede impedirse que el agua subterránea alcance la zona potencialmente inestable mediante la construcción de pantallas profundas impermeables. Estas pantallas pueden estar constituidas por muros pantalla continuos (Figura 16.21) o líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales.

Es necesario tener en cuenta, siempre que se opte por este sistema, la posible influencia que sobre las áreas adyacentes tiene el cambio del régimen de las aguas subterráneas, ya que puede producirse un aumento del nivel freático y un represamiento del agua subterránea aguas arriba de la pantalla, siendo necesario, en algunos casos, completarla con la construcción de drenes interceptores en zanja para controlar los efectos negativos de la presión del agua.

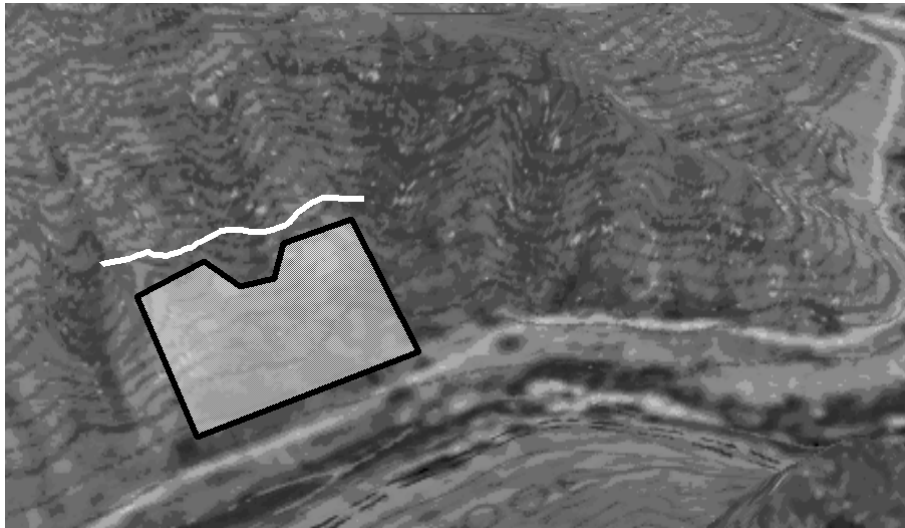


Figura 16.21. Pantalla subterránea impermeable (línea blanca) para evitar el paso de agua a la zona a proteger (zona marcada).

16.6.4. Galerías de drenaje

Las galerías de drenaje son túneles, generalmente subhorizontales, excavados en el terreno natural y dotados de dispositivos de captación y evacuación de aguas, cuyo objetivo es disminuir las presiones intersticiales y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en el talud. Son estructuras poco frecuentes debido a su elevado costo.

Estas galerías deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente subparalelas al talud y por debajo de la posible zona inestable ya que en caso contrario pueden actuar como zonas de debilidad que favorezcan el deslizamiento. Por tanto su ubicación requiere de estudios geotécnicos detallados, que permitan también definir el sostenimiento preciso en el túnel.

Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical es mayor que la horizontal el agua fluye fácilmente hacia la galería, pero cuando la horizontal es mayor entonces el agua puede pasar por la galería sin fluir hacia ella. En este último caso se requiere construir pozos verticales o sondeos de drenaje inclinados desde la galería para interceptar las zonas de flujo. En la Figura 16.22 se puede ver el emboquille de una de estas galerías (protegido con escollera), así como el caudal evacuado por la misma y recogido en una balsa de decantación para su tratamiento previo al vertido a cauce público.



a) Emboquille de galería



b) Caudal drenado y balsa de decantación

Figura 16.22. Galería de drenaje. Fotografía: autores.

En la Figura 16.23 se presenta un esquema en el que se aprecia el efecto que, sobre la presa de Zeuzier, en Suiza, tuvo un túnel de ferrocarril que actuó como galería de drenaje. El descenso del nivel freático en el macizo rocoso originó un importante asiento, de unos 11 cm, en la estructura de la presa.

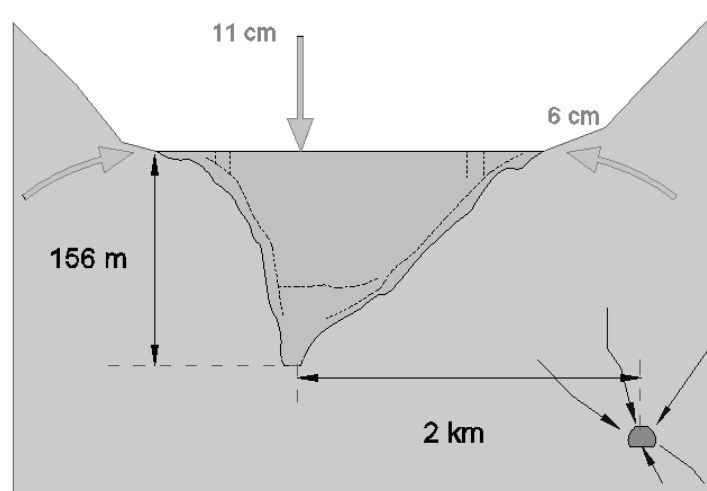


Figura 16.23. Afección de una galería actuando como drenaje a la presa de Zeuzier.

16.6.5. Otros elementos de drenaje

Se describen brevemente, a continuación, otros elementos auxiliares de drenaje.

16.6.5.1 Impermeabilizaciones

En algunas ocasiones es necesario disponer adicionalmente de medidas de protección del talud de carácter temporal frente a las lluvias, llegando incluso a cubrirlo total o parcialmente con plásticos o geotextiles impermeables. Para evitar que el agua se infiltre a través de grietas de tracción se suele proceder al sellado de las mismas con arcilla.

16.6.5.2 Canales colectores y bajantes

En muchos casos es necesario conducir las aguas de varias cunetas o zanjas superficiales a canales colectores que las conduzcan, a través de la propia superficie del talud hacia un punto de recogida (pozos de registro como el de la Figura 16.24) para su posterior entrega a cauces públicos.



Figura 16.24. Pozo de registro con tubos bajantes de drenes. Fotografía: autores.

Para evitar los daños por erosión que el agua pueda ocasionar en su recorrido descendente por el talud, los canales colectores se dotan de sistemas disipadores de energía, como son el llamado canal rápido y el canal en gradería.

El canal rápido se construye con una pendiente igual a la del talud colocando a intervalos regulares elementos sobresalientes en su fondo para disipar la energía (véase la Figura 16.25). Este sistema es el más usado por su economía, aunque presenta el inconveniente de la poca energía disipada.

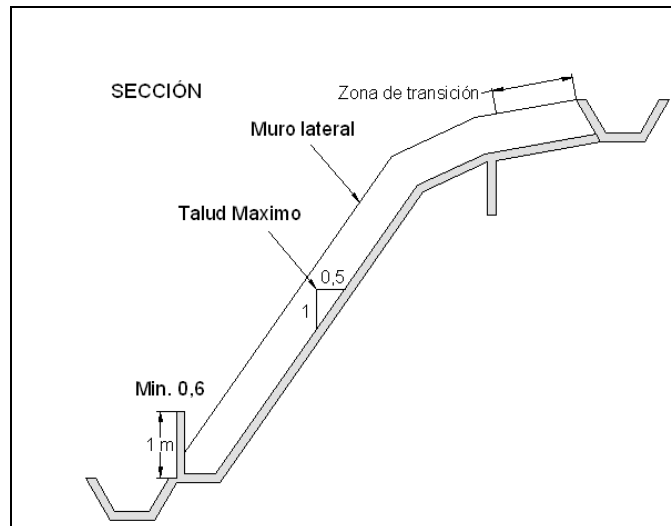


Figura 16.25. Canal rápido de entrega (Suárez Díaz, 1998).

El sistema de gradería es más eficiente para disipar energía. En la Figura 16.26 se muestra un esquema de estos canales de gradería, junto con una fotografía de los mismos.

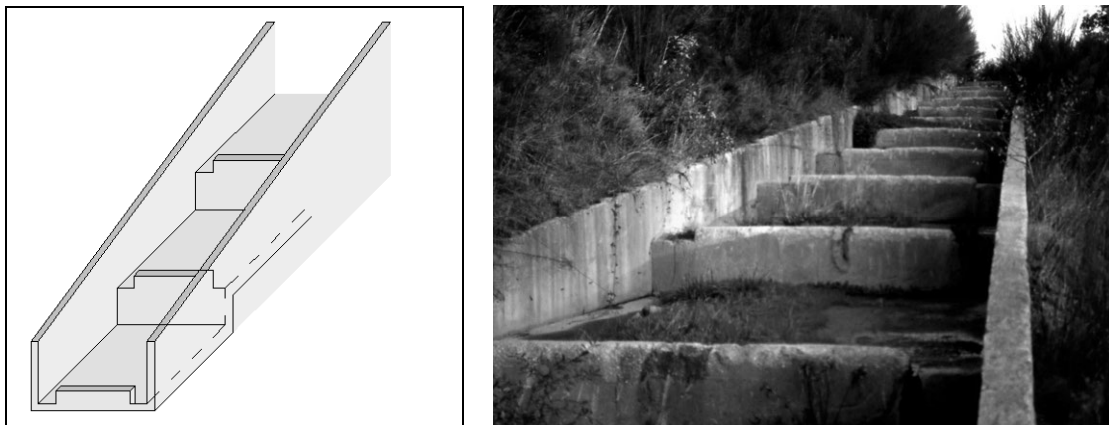


Figura 16.26. Esquema de un canal de entrega con gradas de disipación (Suárez Díaz, 1998), y fotografía de uno de estos canales. Foto: H. Stockhausen.

16.6.5.3 Tacones drenantes

Los tacones de drenaje son estructuras similares, en apariencia, a muros de contención que se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo fundamental de impedir la erosión ocasionada por las surgencias de aguas subterráneas. Constan de tres elementos fundamentales: un filtro sobre la superficie del talud, una estructura de contención y un dren colector.

El filtro sobre la superficie del talud puede estar constituido por material natural (similar al descrito en el apartado 16.5.2.3.1) o por geotextil, que se coloca cubriendo la zona de surgencias.

La estructura de contención tiene por misión mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de roca. Esta estructura de contención puede ser un muro de gaviones o una escollera, es decir, un elemento de contención drenante.

Por último, al pie del talud se coloca un tubo colector para recoger el agua captada y conducirla a un sitio seguro. En la Figura 16.27 se presentan algunos ejemplos de este tipo de drenajes.

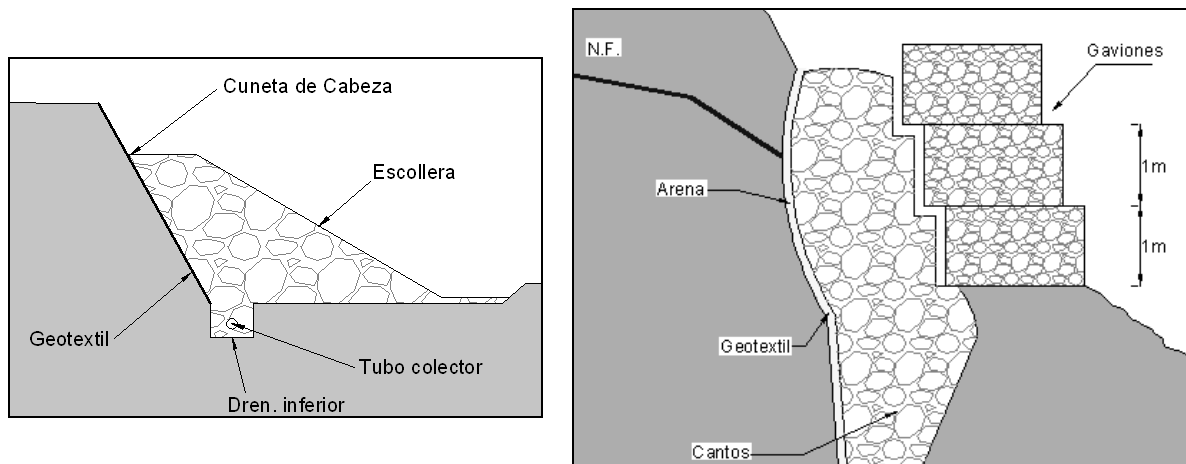


Figura 16.27. Ejemplos de tacones drenantes (modificada de Suárez Díaz, 1998).

REFERENCIAS

- CANMET (Canada Centre for Mineral and Energy Technology). (1977). Pit slope manual. Minister of supply and Services. Canada
- Catalá Moreno, F. (1992). Cálculo de caudales en las redes de saneamiento. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, demarcación Centro, Madrid.
- Custodio, E., Llamas, M.R. (1996). Hidrología subterránea. Ediciones Omega. Barcelona, (2ª edición).
- Ferrer Polo, (2000). F.J. Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas. Ministerio de Fomento, CEDEX. Madrid.
- Gómez Prieto, R. (1999). Manual de estabilización y revegetación de taludes. Ed. Carlos López Jimeno. Madrid.
- González del Vallejo, L.I. (2002). Ingeniería geológica. Ed. Prentice Hall. Madrid.
- Instruction technique relative aux reseaux d'assainissement des agglomerations. (1981). Imprimiere Nationale. France.
- Leiro López, A., Blanco Fernández, M. (1990). Los geotextiles como nuevos materiales orgánicos en la obra pública. CEDEX. Madrid.
- Louis, C. (1974). Introduction a l'hydraulic des roche. Bulletin du Bureau de REcherches Geologiques et Miners, Section III, nº 4.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2003). Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carreteras. Madrid.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2002). FOM/1382/02. Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Madrid.
- Suárez Díaz, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander (Colombia).
- Technical note Nº 5: Filter Geotextiles. Amoco Fabrics and Fibers Company. (1996). <http://www.geotextile.com/tech/tech.htm>.
- Témez, J.R. (1987). Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. MOPU, Dirección General de Carreteras. Madrid.
- <http://www-geol.unine.ch/cours/geol/massflow.html>
- <http://www.geotextile.com/drainage/drainage.htm>
- http://www.carreteros.org/normativa/drenaje/5_2ic/apartados/om.htm

17. DAÑOS INDUCIDOS POR EL EXPLOSIVO EN LA ROCA Y TÉCNICAS DE VOLADURA DE CONTORNO

Por Fernando M^a. García Bastante

The innocent rock mass is often blamed for insufficient stability that is actually the result of rough and careless blasting. Where no precautions have been taken to avoid blasting damage, no knowledge of the real stability of the undisturbed rock can be gained from looking at the remaining rock wall. What one sees are the sad remains of what could have been a perfectly safe and stable rock face
Holmberg y Persson, 1980

17.1. Introducción

El uso de la energía química contenida en el explosivo y liberada en el proceso de detonación, como medio eficiente de fragmentación ha sido contrastado a lo largo de los siglos, desde que se introdujo, allá por el s. XVII, la pólvora negra como herramienta habitual de arranque en ingeniería civil.

La aparición de los explosivos rompedores en el último tercio del s. XIX supuso un enorme incremento en la productividad de los trabajos, así como una mayor afección sobre el macizo rocoso, debido a las potentes características explosivas de las recién aparecidas dinamitas y gomas, que originaban una presión en el barreno dos órdenes de magnitud mayor que la producida por la pólvora.

Durante varias décadas, no hubo especial preocupación por las alteraciones que provocaba el uso de explosivo sobre el macizo rocoso; mas bien se aceptaba que el daño producido (en un sentido amplio del término), era debido a la debilidad inherente de la roca frente a la potencia devastadora que liberaba el explosivo, y que tan útil resultaba para conseguir el objetivo de fragmentar a bajo coste y con una elevada productividad.

Sin embargo, aproximadamente a mediados del s. XX, una serie de investigadores, en su mayoría escandinavos (Langefors, Kihlström, Lundborg, Holmberg...), con una enorme visión ingenieril se plantearon la interesante posibilidad de controlar la alteración que provocaba el explosivo sobre el macizo rocoso, ya que en determinadas circunstancias y especialmente en grandes explotaciones mineras en las que se realizan enormes voladuras de banco, esto supondría un considerable ahorro de costes a la par que una mejora de las condiciones de seguridad de los trabajadores.

Todo ello derivó en la aparición de una serie de técnicas de voladuras que, desde entonces, han ido poco a poco desarrollándose, aplicándose cada día más y cobrando mayor importancia, dado el continuo crecimiento en los diámetros de perforación empleados y, por tanto, en la cantidad de explosivo que se dispara y afecta al macizo rocoso en cada voladura de producción.

17.2. Alteración del macizo rocoso debido a la acción del explosivo

Si bien de manera general podemos establecer que el daño que provoca el explosivo sobre el macizo rocoso se traduce en una disminución de sus propiedades mecánicas resistentes, es interesante hacer una distinción acorde con los efectos que percibimos tras realizar la voladura.

17.2.1. Sobre-excavación del macizo

En primera instancia se observa el fenómeno de sobre-excavación por detrás de la última hilera de barrenos perforada (Figura 17.1). Esta circunstancia que económicamente resulta interesante en el avance normal de la obra o explotación (en banqueo y siempre que no quede comprometida la seguridad), al llegar a los límites o contorno final se presenta como un oneroso inconveniente, derivado de los costes que acarrea la carga, transporte y vertido del material caído, con el añadido de las pérdidas de productividad global o retrasos que implica la realización de estas labores.

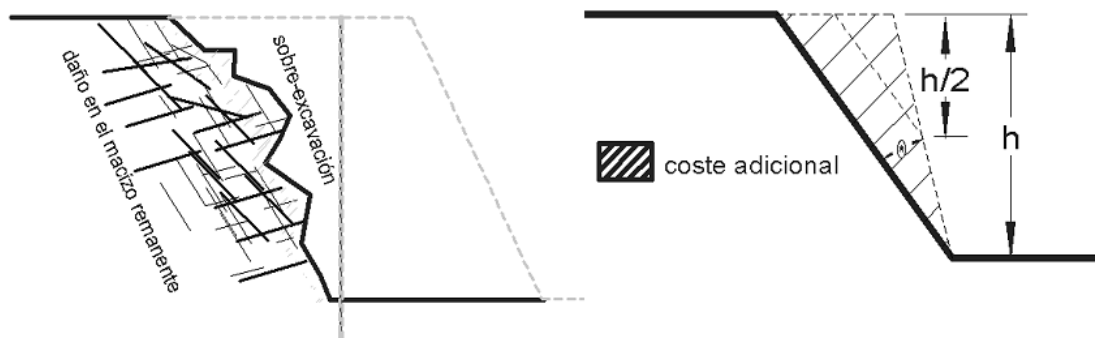


Figura 17.1. Daños en el macizo por las voladuras.

Estos costes adicionales serán función:

- De la diferencia entre el ángulo de talud estable de diseño (supuestas las propiedades del macizo inalterado) y el ángulo de talud real obtenido tras la voladura.
- De la profundidad de la excavación, creciendo más que linealmente con aquella como se observa en la figura anterior.
- De la longitud total del contorno.

Pudiéramos pensar que dado que conocemos la magnitud de la sobre-excavación, ajustando la posición de la última hilera de barrenos de manera que con dicha sobre-excavación se alcance el contorno deseado se resuelve el problema. Pero esto no es así, ya que la sobre-excavación se traduce en una disminución del ángulo de talud final estable.

El resultado real (Figura 17.2) sería que introduciríamos el talud en el hueco final, con lo que tendríamos que echar hacia atrás el talud (otra solución que lamentablemente a veces se

observa, es reducir o eliminar las bermas de seguridad, cuando precisamente se requiere lo contrario, dado el daño provocado al macizo).

En avance de galerías el incremento económico que origina la sobre-excavación con respecto al coste total, puede ser muy acusado, tanto más cuanto la relación entre la longitud del contorno y el área de la sección sea más elevada, o sea, cuanto menor sea el diámetro de la excavación.

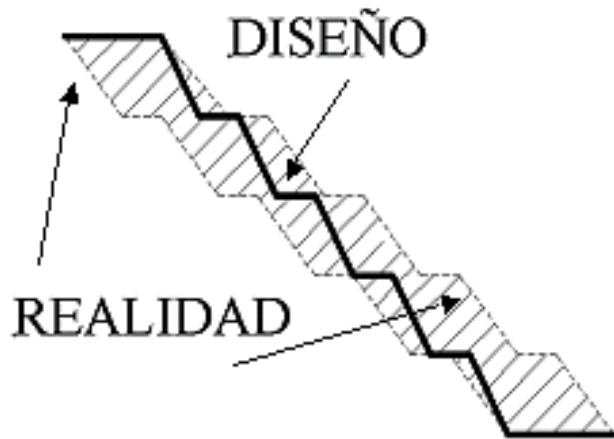


Figura 17.2. Afectación del talud final por los daños.

17.2.2. Daño estructural al macizo remanente

Por detrás de la zona sobre-excavada tenemos el macizo remanente alterado. El daño va a consistir en la creación de grietas y fisuras, en la activación y extensión de las preexistentes, y, en general, en el deterioro de las propiedades mecánicas de las estructuras que en diferentes escalas integran el macizo.

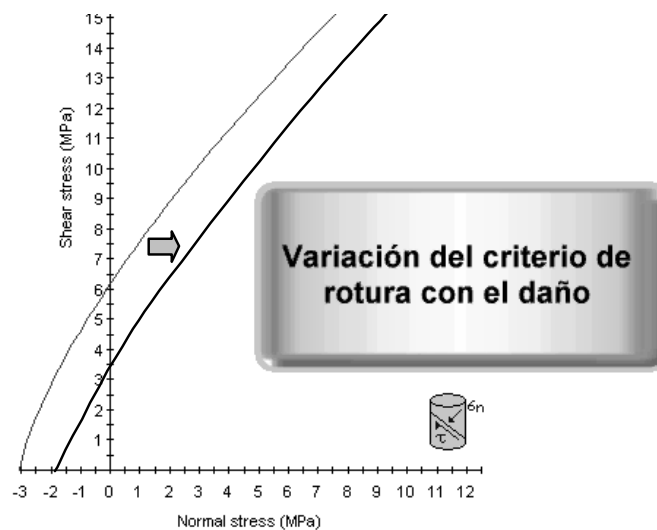


Figura 17.3. Variación de los parámetros resistentes con el daño (Hoek et al., 2002).

Consecuencia de la disminución de las características resistentes del macizo, es el desplazamiento de la curva que modela los estados de tensión que causan su rotura (Figura 17.3). El resultado final será una menor estabilidad mecánica de los frentes, tanto a corto y medio plazo en lo que concierne al nivel operativo, como a largo plazo pensando en el cierre de la explotación o el final de la obra, al estar mucho más expuestas estas superficies a la acción del agua.

De lo expuesto se concluye que el daño estructural al macizo implica (Figura 17.4):

- Mayor necesidad de saneo
- Mayor riesgo de caída de bloques
- Mayor necesidad de sostenimiento: bulones, mallas, hormigón proyectado, etc.
- Menores ángulos de talud estable en banqueo

Por tanto, y en ello radica la base del desarrollo de las técnicas de voladuras contorno:

SI SOMOS CAPACES DE CONTROLAR LA ALTERACIÓN QUE PRODUCE LA VOLADURA EN EL MACIZO OBTENDREMOS UNA **DISMINUCIÓN DE COSTES Y UN AUMENTO EN LA SEGURIDAD.**

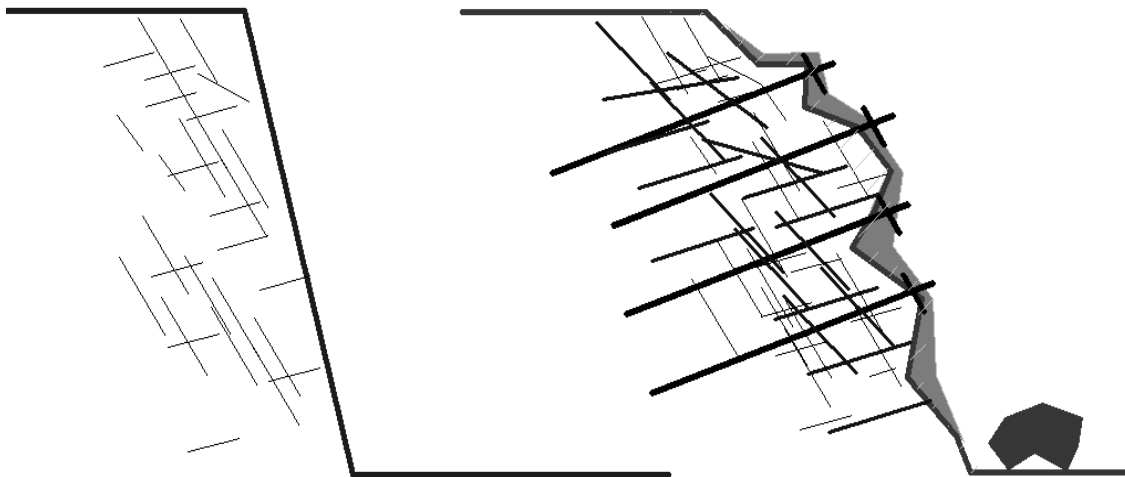


Figura 17.4. Resultados de controlar o no controlar el daño en el macizo.

17.3. Fundamentos de las técnicas de contorno

Ya que las voladuras de contorno pretenden controlar el daño que se produce sobre el macizo rocoso ilustraremos, sucintamente, los orígenes de aquél.

17.3.1. Daño producido por las voladuras

Cuando el explosivo libera su energía en el interior de un barreno se produce una onda de alta presión (1-15 GPa; Sanchidrián y Muñiz, 2000) que actúa sobre las paredes de aquél, transmitiéndose parte de la energía al macizo rocoso circundante (Figura 17.5).

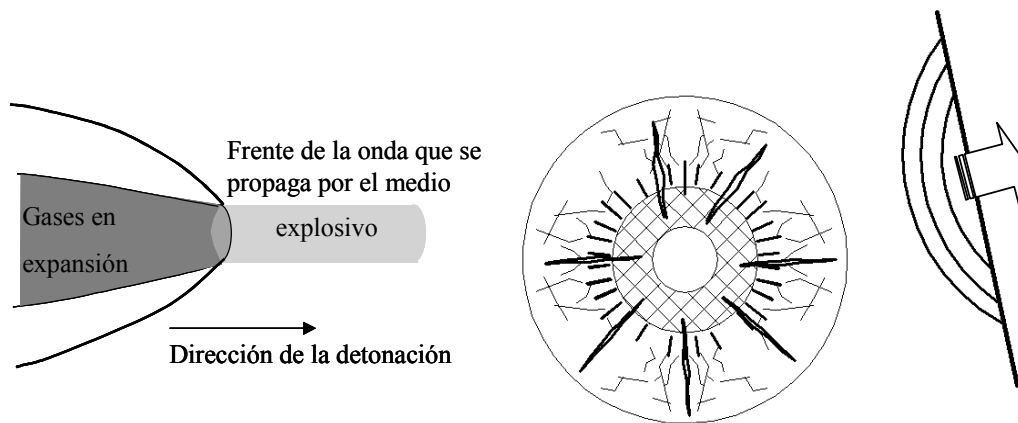


Figura 17.5. Detonación y su efecto sobre el macizo.

En esos primeros instantes las tensiones radiales y circunferenciales que se inducen en las proximidades del barreno son compresivas, provocando la deformación elastoplástica y rotura por cizallamiento de la roca, si se supera el valor de su resistencia dinámica bajo el estado tensional originado (Figura 17.6).

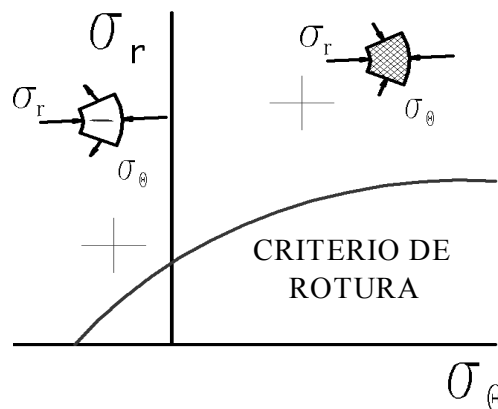


Figura 17.6. Tensiones inducidas en el macizo.

Rápidamente caen las tensiones circunferenciales a valores negativos, rompiendo la roca a tracción, circunstancia que se ve favorecida por la reducida resistencia de las rocas bajo dichas cargas tractivas. Algunas de las grietas radiales se desarrollarán más que el resto dependiendo del campo tensional inicial del macizo, de la fábrica y demás estructuras presentes en el mismo.

Conforme se aleja del barreno, la onda de presión va decayendo rápidamente debido a que su energía se distribuye en una superficie cada vez mayor, a la vez que se consume en la fragmentación de la roca. Mas las tensiones pueden ser suficientes para activar, extender o debilitar las fracturas o fisuras preexistentes, minorando así las propiedades mecánicas del macizo.

Finalmente, cuando la onda alcanza una cara libre, su componente radial compresiva se refleja en el macizo como onda de tracción o tractiva (dado la baja impedancia acústica del aire), originando el fenómeno denominado descostramiento (Figura 17.5), si nuevamente se sobrepasa la resistencia a tracción de la roca. El resto de la energía del pulso de presión inicial se disipará en la atmósfera.

Mientras tanto los gases de la explosión continúan actuando sobre el barreno, con la particularidad de que si bien las presiones son considerablemente menores que las iniciales, su tiempo de actuación es varios órdenes de magnitud mayor (decenas de milisegundo). No cabe duda que una parte de su energía seguirá los pasos que acabamos de describir, mas el resto se empleará en ampliar las fisuras y fracturas, introduciéndose por las zonas de menor presión, disgregando y empujando el material, hasta que comience la transferencia de energía a la atmósfera.

Otro de los mecanismos que provocan el daño en el macizo remanente, es el efecto de liberación de las tensiones con que se carga (como cuando liberamos un muelle que previamente hemos comprimido), produciéndose grietas de tracción en la cresta del banco (Figura 17.7).

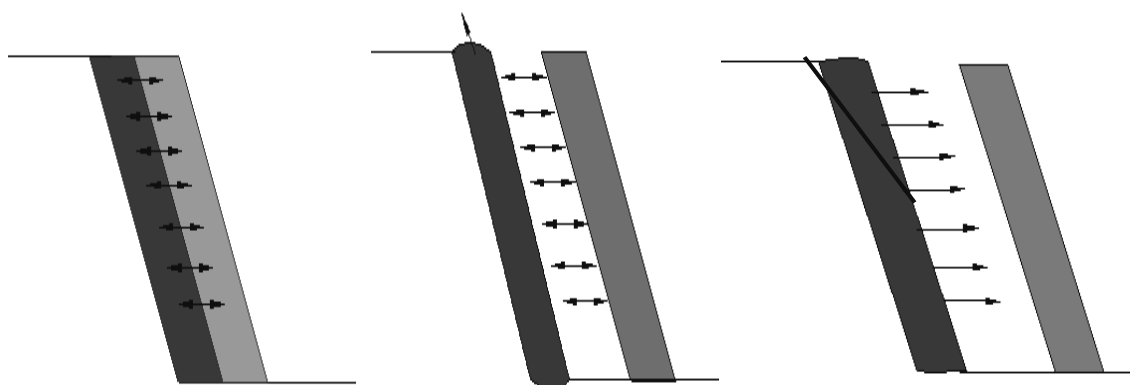


Figura 17.7. Efecto de la liberación de las tensiones.

Cada uno de estos mecanismos es, en mayor o en menor grado, causante del deterioro de las propiedades mecánicas del macizo, y ya que todos ellos están gobernados por las tensiones

provocadas por la voladura, parece claro que si queremos limitar el daño debemos reducir la magnitud de las tensiones inducidas en el macizo remanente.

En la práctica esto se consigue de las siguientes maneras:

- Desacoplando el explosivo en los barrenos que delimitan el contorno de la excavación.
- Favoreciendo la creación de un plano de corte en el contorno de la excavación que actúe como barrera frente a la propagación de grietas y tensiones, y/o que permita la liberación rápida de los gases.
- Limitando la carga en las hileras adyacentes a la hilera de contorno.

17.3.2. Tensiones inducidas en el macizo

Cuando una carga explosiva, rellena completamente el barreno, detona, provoca una presión en las paredes del mismo que podemos estimar con las siguientes expresiones:

$$P_b = n(\gamma)\rho D^2 \quad \text{con} \quad n(\gamma) = \frac{0.228}{1 + 0.0008 \rho} \quad (17.1)$$

En las que P_b representa la presión en el barreno, $n(\gamma)$ es una función del coeficiente de expansión isentrópica de los gases estimado con la expresión de la derecha (Calder, 1977), y ρ y D representan la densidad y velocidad de detonación del explosivo, respectivamente (siempre S.I. de unidades).

En el caso de que la carga no ocupe totalmente la sección del barreno, la presión cae debido a la expansión de los gases, pudiéndose estimar aquella con la expresión siguiente:

$$P_{bd} = P_b x \left(\frac{d_c}{d_b} \right)^{2\gamma'} \quad \text{con valores de } \gamma' \text{ entre 1.1 y 1.3} \quad (17.2)$$

Siendo d_c y d_b el diámetro de la carga y del barreno, respectivamente. A su relación se le denomina como factor de acoplamiento (FA).

Para estimar la tensión a una distancia d del barreno existen diferentes modelos, siendo el más sencillo el que se presenta a continuación (Hino, 1956):

$$\sigma = P_{bd} x \left(\frac{d_b / 2}{d} \right)^m \quad (17.3)$$

Con m positivo y variable con d .

De las expresiones anteriores deducimos que para una distancia determinada las tensiones aumentan con:

- La impedancia del explosivo ($\rho \times D$)
- Con el factor de acoplamiento

- Con el diámetro del barreno

En la Figura 17.8 se representa cómo varían las tensiones a una distancia prefijada, en la curva superior cuando variamos el acoplamiento de la carga manteniendo el diámetro del barreno, y, en la inferior, cuando variamos el diámetro del barreno manteniendo el factor de acoplamiento, FA , igual a 1.

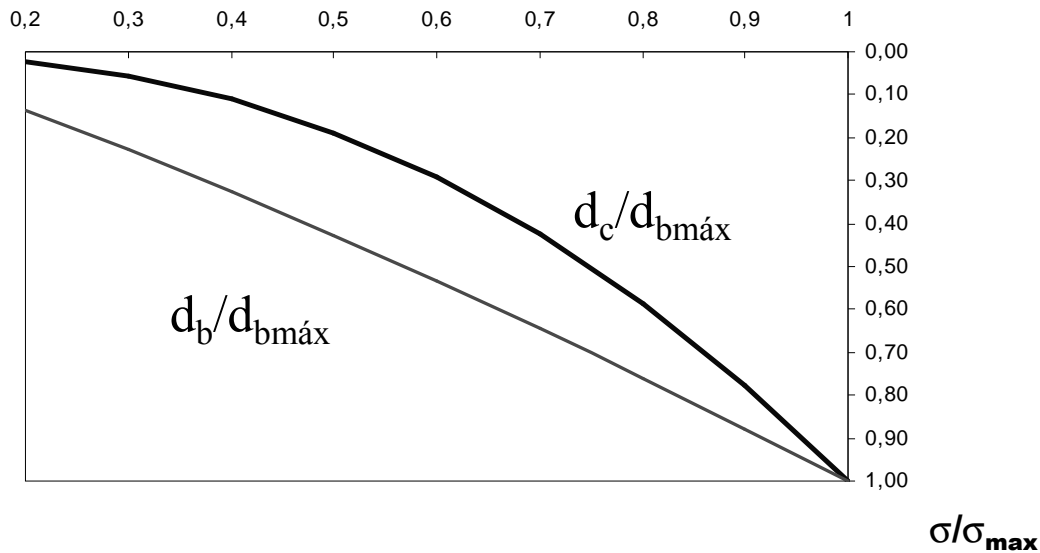


Figura 17.8. Variación de la tensión con el factor de acoplamiento y con el diámetro de carga.

Las curvas nos indican que es más efectivo, si lo que se desea es disminuir las tensiones, desacoplar el barreno que disminuir el diámetro de perforación manteniendo el factor de acoplamiento FA .

La disminución del factor de acoplamiento, FA , tiene efectos multiplicativos, ya que implica una disminución del diámetro de la carga y del confinamiento de explosivo, lo que a su vez ocasiona una disminución de su velocidad de detonación, y, por tanto, de la presión de detonación.

La Figura 17.9 muestra la variación de la presión en el barreno con el FA para diferentes explosivos industriales.

Se ha indicado con flechas el rango de FA con los que habitualmente se trabaja en el caso de emplear ANFO o hidrogeles, y observamos que la P_{bd} está comprendida entre los 70 MPa y los 190 MPa. Vemos también que con un explosivo tan rompedor como la pentrita, el FA para superar dichas presiones es bastante menor, y para las gelatinas nos encontramos en un caso intermedio.

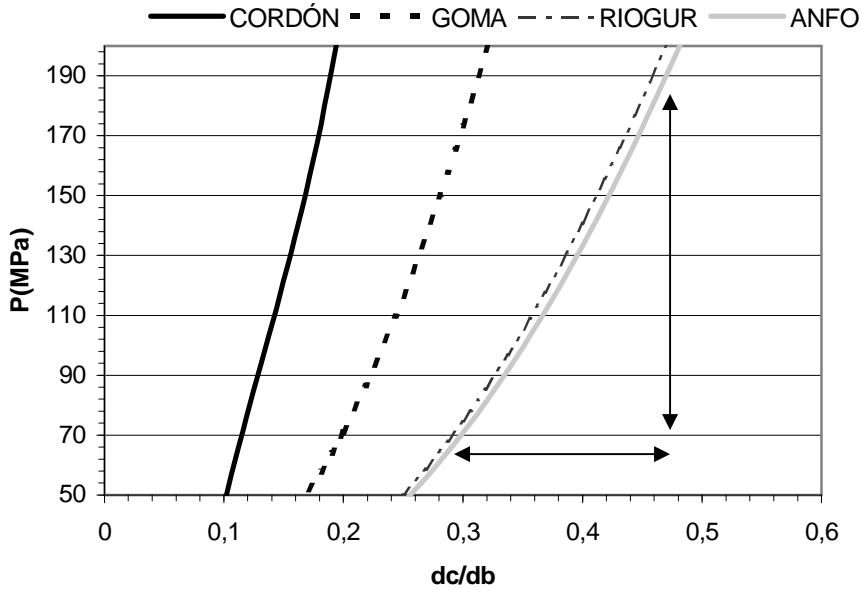


Figura 17.9. Presión en el barreno para diferentes explosivos y factores de acoplamiento.

17.3.3. Creación el plano de corte

La creación de la superficie de corte se consigue disparando los barrenos del contorno simultáneamente, de manera que las componentes circunferenciales inducidas, que son tractivas, se sumen (Figura 17.10).

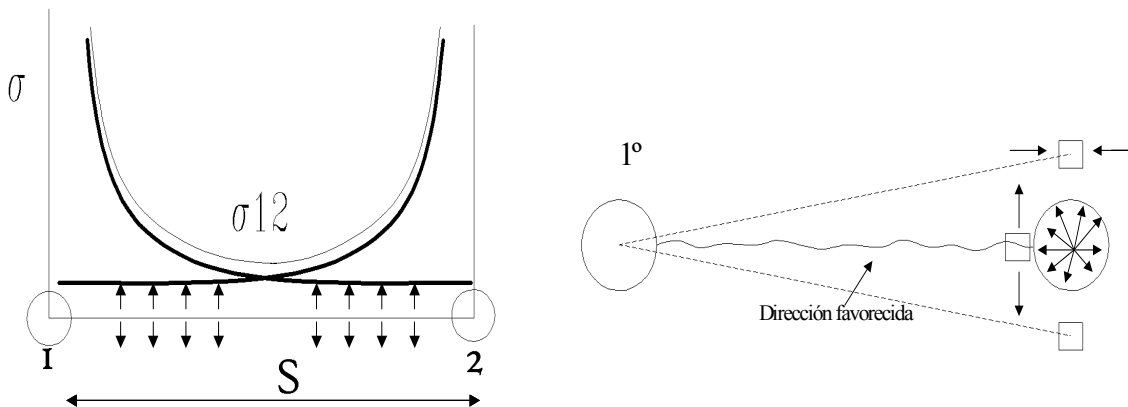


Figura 17.10. Modelo tensional cuando se disparan dos barrenos adyacentes.

En la realidad siempre hay una pequeña dispersión en los tiempos de salida de los barrenos, más aún así el plano de fractura favorecido es el formado por aquellos (Figura 17.10, derecha). Esto es debido al campo tensional inducido por el primer barreno que sale, en las inmediaciones de los adyacentes. La componente tangencial es compresiva en el plano perpendicular a los barrenos, mientras que es tractiva en el plano de unión, facilitándose así la

formación de la grieta de tracción según este plano y su desarrollo posterior por la acción de los gases, al salir los adyacentes.

De todo ello se deduce la gran importancia que tiene el que los barrenos sean coplanarios (paralelos), estando limitada la profundidad del corte por la precisión en la perforación. Generalmente se admite una desviación máxima en el fondo del barreno de unos 15 cm, para obtener buenos resultados.

También hemos de tener en cuenta que las tensiones de campo, la fábrica de la roca y la estructura del macizo pueden afectar de manera significativa los resultados del corte (Figura 17.11).

La formación de grietas se ve favorecida en la dirección de la tensión principal mayor y en la dirección de mínima resistencia de la roca, por lo que la facilidad y limpieza del corte dependerá de su orientación relativa con el plano del contorno.

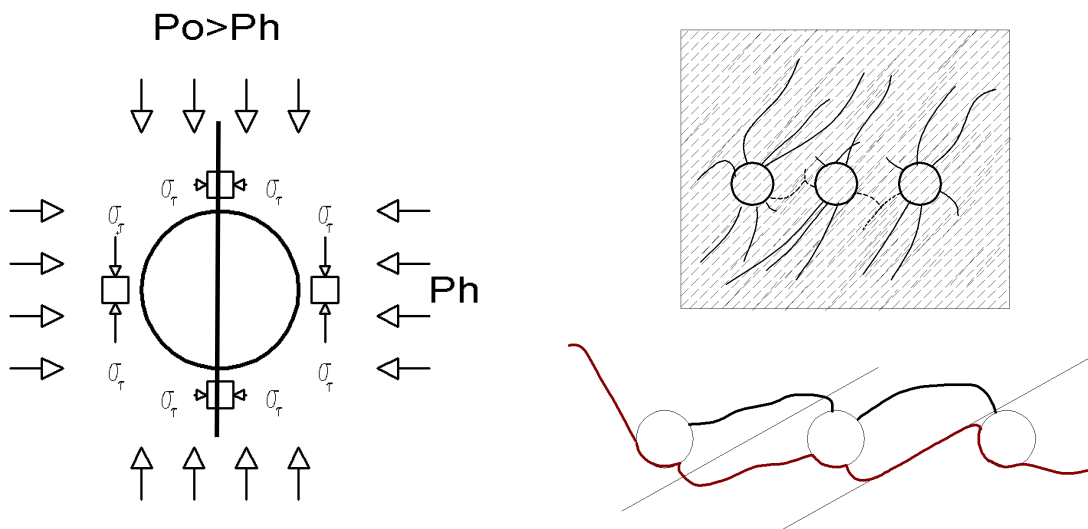


Figura 17.11. Influencia del campo tensional, fábrica y fracturación en la creación del plano de corte.

17.3.4. Daño provocado por las hileras adyacentes

Pudiera ocurrir que las filas de producción provocasen el deterioro del macizo remanente (Figura 17.12), ya que, aún habiendo diseñado y ejecutado correctamente la hilera de contorno, las tensiones compresivas se propagarán a través de la grieta creada, en mayor o menor grado según sea la apertura de la misma.

También hemos de tener en cuenta, que en alguna de las técnicas que se aplican, los barrenos de contorno se disparan posteriormente a los de producción. Por ello a veces es necesario limitar la carga en las filas adyacentes (filas amortiguadas) y para ello:

- Se reduce el esquema de perforación.
- Se reduce o elimina la sobreperforación.

- Se reduce la carga de columna.

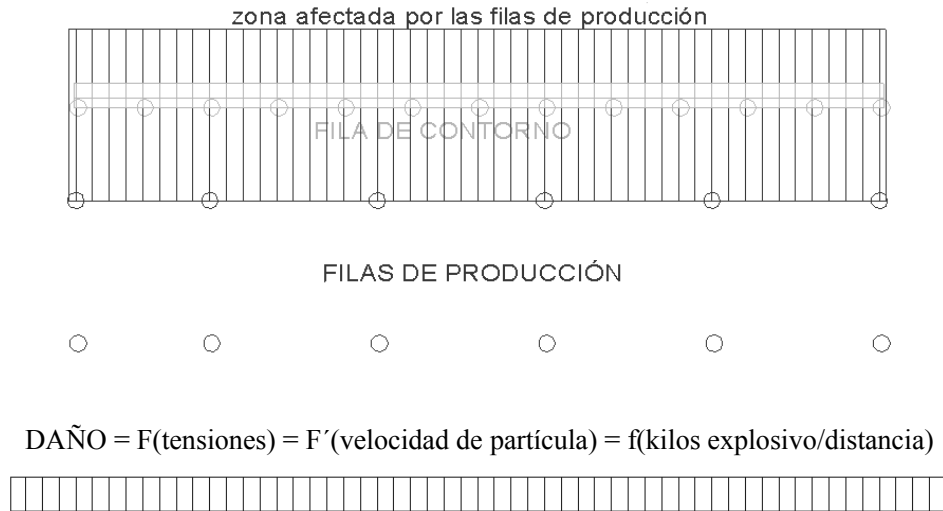


Figura 17.12. Extensión del daño por detrás de la hilera de contorno.

Por ejemplo, si reducimos el esquema al 75% del que se realiza en producción, necesitaremos en el barrenos del orden de la mitad de carga de fondo para romper la piedra, pudiéndose eliminar la sobreperforación. La densidad lineal de carga de columna no superará del orden de 3 ó 4 veces la de los barrenos de contorno para evitar el fenómeno de descostramiento en la superficie del banco (Langefors y Kihlström, 1987).

17.4. Principios teórico-prácticos de diseño

17.4.1. La hilera de contorno

Para el cálculo de las tensiones tangenciales entre los barrenos (Figura 17.10) se utiliza un modelo muy sencillo:

- Agujero cilíndrico en un medio elástico infinito.
- Presión cuasiestática sobre las paredes del agujero igual a P_{bd} .
- Resultante de tensiones entre barrenos adyacentes igual a la suma de las tensiones individuales originadas por cada barrenos.

De acuerdo con este modelo y si despreciamos las tensiones de campo, la tensión tangencial a una distancia d del centro del barrenos se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_t = -P_{bd} \left(\frac{d_b / 2}{d} \right)^2 \quad (17.4)$$

La fuerza de tracción por metro de barreno (F) se obtiene integrando la suma de las componentes de los dos barrenos entre ($d_b/2$) y ($S - d_b/2$), siendo el resultado:

$$F = -d_b x P_{bd} x \frac{S - d_b}{S - d_b / 2} \quad (17.5)$$

Si llamamos σ_{tr} a la resistencia a la tracción de la roca bajo las condiciones de carga, la fuerza resistente a la rotura por metro de barreno será (F_r):

$$F_r = (S - d_b) x \sigma_{tr} \quad (17.6)$$

La condición de rotura utilizada es $F_r < F$. Operando las expresiones se llega a:

$$S < d_b x \frac{P_{bd} + (\sigma_{tr} / 2)}{\sigma_{tr}} \quad (17.7)$$

Para la aplicación de estas fórmulas se exige que P_{bd} no supere la resistencia dinámica a compresión de la roca (RCS) y se toma como σ_{tr} el valor de su resistencia dinámica a tracción (RT), mas debido a la dificultad en la estimación de dichos parámetros se suelen trabajar con valores estáticos.

Por ejemplo, perforando con un diámetro de 100 mm, si el valor de la resistencia de la roca es de 150 MPa, se entra con este valor en la Figura 17.9 obteniendo un FA de 0.28 en el caso de utilizar una goma, y un FA de 0.41 si se utiliza hidrogel. Los diámetros comerciales disponibles más cercanos a 28 mm y 41 mm, son 26 mm y 40 mm para la goma y el hidrogel, respectivamente. Con estos diámetros obtenemos la P_{bd} (126 MPa y 140 MPa, respectivamente).

Si la resistencia a tracción de la roca es de 12 MPa, el espaciado entre barrenos será de $11d_b$ y $12d_b$, para la goma y el hidrogel, respectivamente.

17.4.2. Estimación del daño provocado al macizo

Holmberg y Persson (1993) desarrollaron un modelo teórico muy interesante para la estimación del daño producido por las voladuras.

La tensión que provoca el paso de una onda por un medio es una función de la velocidad de partícula que imprime aquella en el medio. A su vez, la velocidad de partícula en un punto es una función de la carga explosiva disparada por unidad de tiempo (Q , carga operante) y de la distancia del punto a la carga (D). Por tanto, al igual que relacionamos el daño con la tensión, podemos hacerlo con la velocidad de partícula (v).

La función anterior puede ser conocida si se hace un estudio de vibraciones del terreno, que consiste en medir, en varias voladuras, la velocidad máxima de partícula en diferentes puntos y encontrar, mediante regresión, la relación con la carga operante. Como resultado se obtiene la ley de propagación de vibraciones del macizo con expresiones del tipo:

$$v = K \frac{Q^\alpha}{D^\beta} = K \left[\frac{D}{Q^{\frac{\alpha}{\beta}}} \right]^{-\beta} \quad (17.8)$$

En la que K , α y β son parámetros a determinar. Al término del corchete se le conoce como distancia reducida.

La expresión anterior sólo es válida para el campo lejano de vibraciones, ya que los puntos donde se toman las medidas están situados en las lejanías de los barrenos disparados. Para estimar la ley de propagación de vibraciones en el campo cercano Holmberg y Persson definen la función de intensidad de vibración como:

$$w = \left(\frac{v}{K} \right)^{\frac{1}{\alpha}} = \frac{Q}{D^\beta} \quad (17.9)$$

Expresión que diferenciada da lugar a:

$$dw = \frac{1}{\beta} \frac{dQ}{D^\beta} \quad (17.10)$$

En la Figura 17.13 se representa una carga cilíndrica en el sistema de referencia (r, x) , en donde r es la distancia de un punto al eje de la carga y x la distancia del punto a la superficie.

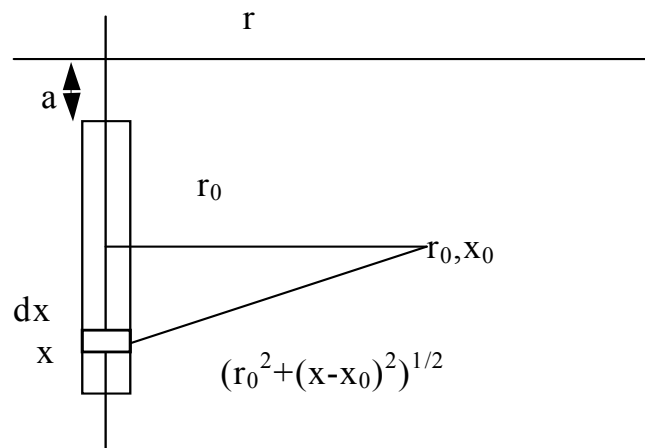


Figura 17.13. Modelo de Holmberg y Persson.

Si llamamos l (kg/m) a la densidad lineal de carga tendremos:

$$dQ = l \cdot dx \quad (17.11)$$

Por otra parte D para un punto de coordenadas (r_0, x_0) según la figura es igual a:

$$D = \left(r_0^2 + (x - x_0)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (17.12)$$

Entonces si llamamos L a la longitud de la carga, y suponiendo que la velocidad de detonación y la de propagación de la onda en el medio son infinitas, tendremos que:

$$w = l \int_a^{a+L} \frac{dx}{\left(r_0^2 + (x-x_0)^2\right)^{\frac{\beta}{2\alpha}}} \quad (17.13)$$

Expresión que integrada, y junto con $v = Kw^\alpha$, nos permite obtener la velocidad de vibración en el campo cercano. Para el caso particular $\beta = 2\alpha$, obtenemos la solución analítica siguiente:

$$v = K \left(\frac{l}{r_0}\right)^\alpha \left[\arctan\left(\frac{a+L-x_0}{r_0}\right) - \arctan\left(\frac{a-x_0}{r_0}\right) \right]^\alpha \quad (17.14)$$

Conociendo la ley de propagación de vibraciones en el macizo podemos estimar la velocidad de vibración en las cercanías del barreno para cada densidad lineal de carga. Si calculamos la velocidad de vibración a una profundidad igual a la profundidad media de la carga, entonces será $x_0 = a + L/2$, y operando tenemos:

$$v = K \left(\frac{l}{r_0}\right)^\alpha \left[2 \cdot \arctan\left(\frac{L}{2r_0}\right) \right]^\alpha \quad (17.15)$$

Ya que $l = Q/L$, podemos transformar la ecuación anterior en la que se muestra a continuación:

$$v = K \left(\frac{Q}{r_0^2}\right)^\alpha f^\alpha = K \left(\frac{\sqrt{f \cdot Q}}{r_0}\right)^\beta, \text{ siendo } f = \frac{\arctan\left(\frac{L}{2r_0}\right)}{\frac{L}{2r_0}} \quad (17.16)$$

Expresión que nos permite calcular la zona afectada por la voladura (r) una vez prefijada una velocidad de vibración (Ouchterlony et al., 1993).

La cuestión siguiente es, precisamente, determinar el umbral de velocidad que provocará el daño en el macizo. La respuesta no es sencilla ya que dependerá de las características mecánicas del mismo y del nivel de daño que estemos nosotros dispuestos a asumir.

Como primera aproximación, y sin que ello nos exima de analizar posteriormente los resultados de cada voladura, podemos adoptar un modelo analítico sencillo: el de propagación de una onda elástica plana unidimensional. En este caso tenemos:

$$\sigma = \varepsilon E = \frac{v}{c} E = \rho c v \quad (17.17)$$

En donde: σ es la tensión dinámica, ε la deformación unitaria, v la velocidad de vibración, E el módulo dinámico de Young, ρ la densidad del medio y c la velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el mismo.

Limitando el valor de σ o el de ε en las cercanías del barreno, podemos establecer el umbral de la velocidad de partícula. Por ejemplo si limitamos σ de manera que quede por debajo de la resistencia dinámica a tracción de la roca cabe esperar que el daño en la misma se reduzca a un ligero hinchamiento de la misma (una ligera apertura de las juntas). En la zona en donde las tensión supera la resistencia dinámica a compresión la roca se pulverizará. Entre estos valores extremos tendremos diferentes niveles de daños, desde el agrietamiento del macizo hasta la fragmentación del mismo.

Holmberg y Persson realizaron medidas del daño producido por voladuras en roca dura, en Escandinavia, con los resultados que se presentan en la Tabla 17.1 (Persson, 1997):

Tabla 17.1. Velocidades de vibración frente a daños en la roca.

| Velocidad de Partícula (m/s) | Tensión (MPa) | Efecto típico en roca dura |
|------------------------------|---------------|----------------------------|
| 0.7 | 8.7 | Esponjamiento incipiente |
| 1 | 12.5 | Daño incipiente |
| 2.5 | 31.2 | Fragmentación |
| 5 | 62.4 | Buena fragmentación |
| 15 | 187 | Trituración |

Según esta tabla los daños en la roca comenzarían a partir de velocidades de vibración de 700 mm/s - 1000 mm/s. En rocas menos resistentes los umbrales podrían ser del orden de la mitad (400 mm/s - 500mm/s).

Aunque es interesante disponer de unos órdenes de magnitud a priori, debemos recordar que los resultados dependerán de cada macizo en particular. Sea, por ejemplo, una roca con las siguientes propiedades:

- RCS = 150 MPa
- RT = 10 MPa
- E = 55 GPa
- $\rho = 2700 \text{ kg/m}^3$
- c = 4500 m/s

Sustituyendo en la ecuación anterior, obtenemos que para velocidades inferiores a 800 mm/s no cabe esperar más que un ligero hinchamiento de la roca. Para velocidades del orden de 12000 mm/s la roca se pulveriza. La fragmentación de la roca, quizá se produzca con tensiones del orden de 3 veces la RT (2400 mm/s).

Estas estimaciones teóricas deberán contrastarse con la realidad, midiendo la sobreexcavación que provoca la voladura y el daño en el interior del macizo. Este último se puede estudiar realizando sondeos con recuperación de testigo, antes y después de la voladura, y analizando la fracturación de éstos (RQD y nº de fracturas por unidad de longitud). También podemos

medir el hinchamiento vertical por detrás de la zona de la voladura, con ayuda de extensómetros, y su alcance.

Con los valores umbrales y la ley de propagaciones de vibraciones en el campo cercano, podemos estimar el alcance de la zona dañada para diferentes densidades lineales de carga. (Figura 17.14). La figura corresponde a la velocidad según un eje perpendicular al barreno que pasa por el centro del mismo. La longitud de la carga es de 15 m y se ha tomado una ley de vibraciones con $K=0.7$ m/s, $\alpha= 0.7$ y $\beta= 1.4$.

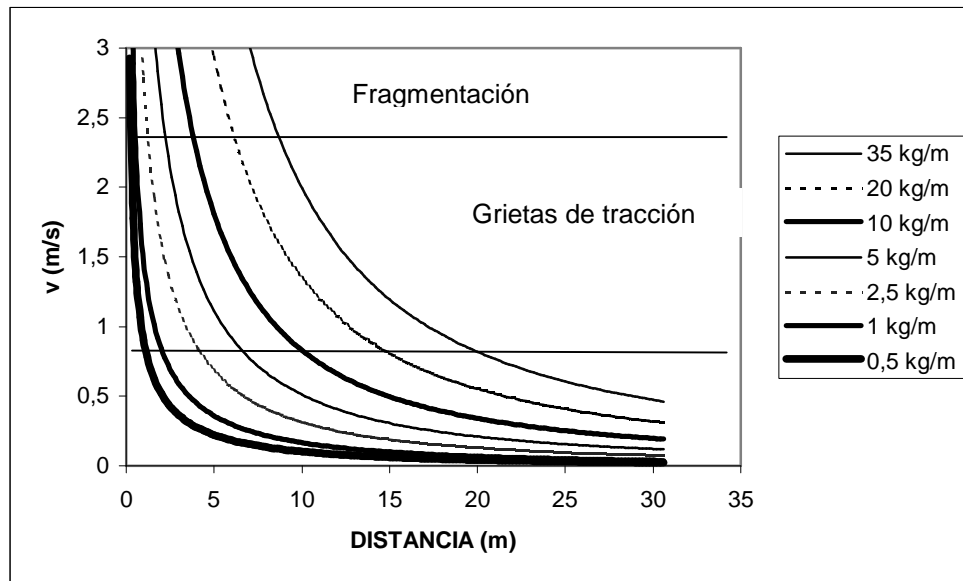


Figura 17.14. Velocidad de partícula para diferentes densidades de carga.

Con ayuda de este gráfico podemos ubicar y dimensionar las filas amortiguadas, de manera que el daño al macizo no supere en extensión, al producido por la hilera de contorno (Figura 17.15).

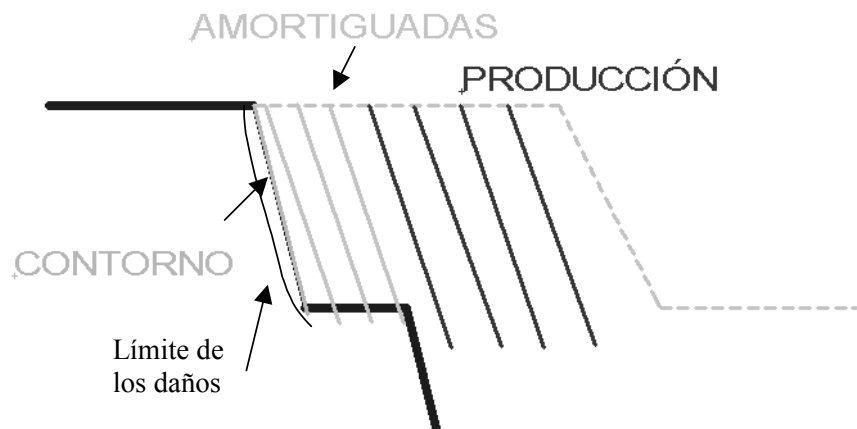


Figura 17.15. Esquema de diseño de voladuras con control de daños.

17.5. Técnicas de voladuras de contorno

17.5.1. Perforación en línea

Técnica consistente en perforar en el contorno deseado de la excavación, una hilera de barrenos de pequeño diámetro (1,5" a 3"), con un espaciado muy reducido de 2 a 4 diámetros (ISEE, 1998). Con ello se crea un plano de debilidad que romperá bajo la acción de las cargas explosivas de las hileras adyacentes.

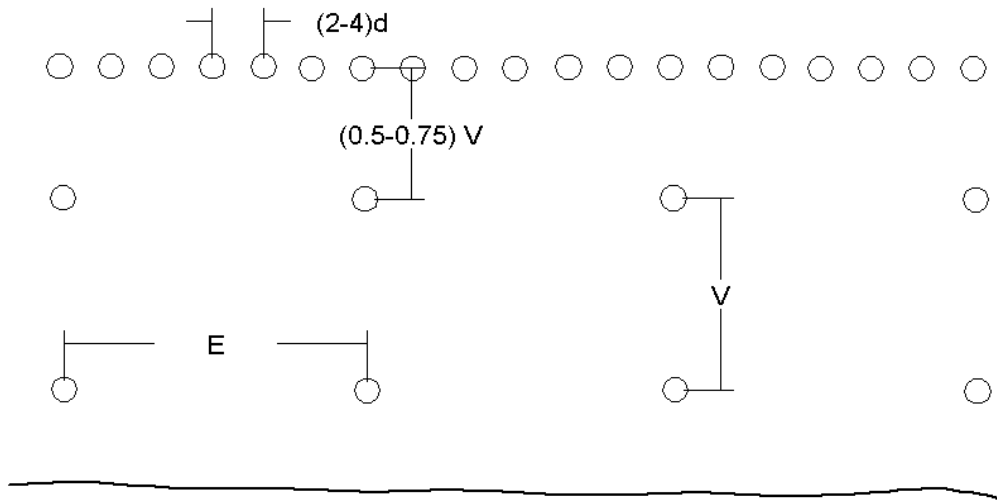


Figura 17.16. Perforación en línea.

Los barrenos, que en general irán sin carga, deben ser cuidadosamente perforados, al igual que en el resto de las técnicas de contorno.

Los resultados de aplicar esta técnica en macizos homogéneos son espectaculares (si en el diseño se tiene en cuenta el daño que pueden provocar las filas adyacentes), mas debido a lo oneroso de la misma no se utiliza demasiado hoy en día.

17.5.2. Precorte

En esta técnica (Figura 17.17), los barrenos de contorno son disparados antes de salir el resto de barrenos de la voladura.

Se aconseja que dichos barrenos se adelanten a la pega principal al menos unos 100ms - 150ms (Bauer, 1984), para permitir la formación y extensión de la grieta entre los barrenos.

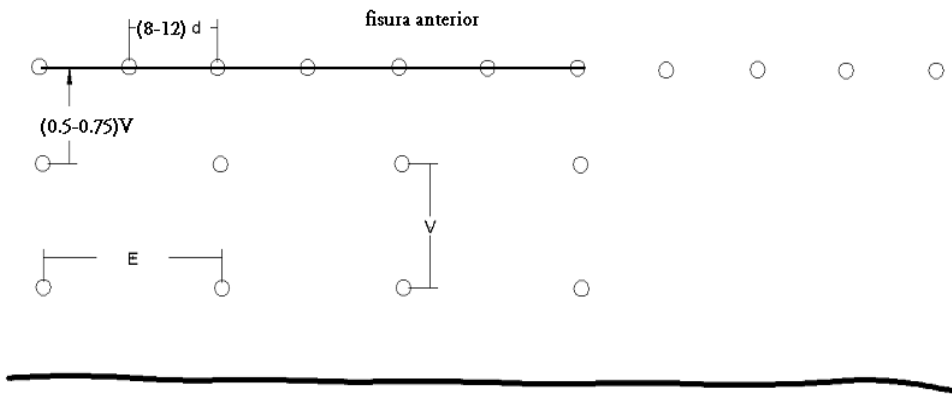


Figura 17.17. Precorte.

Los parámetros iniciales de diseño son los siguientes:

- $E = (8-12) d$ $l_c(\text{kg/m}) = 90 d^2(\text{m})$ si $d < 6''$
- $E = (7.5-10.5) d$ $l_c(\text{kg/m}) = 75 d^2(\text{m})$ si $d > 6''$
- $V_{\text{pre}} = (0.5-0.75) V$

En donde: E representa el espaciamiento entre barrenos, V la piedra, d el diámetro del barreno y l_c es la densidad lineal de carga en columna. De acuerdo con estas expresiones, cuando trabajamos con grandes diámetros ($d > 150\text{mm}$) conviene reducir algo la carga de explosivo y el espaciamiento entre barrenos.

La longitud de carga se extiende hasta una distancia de $10d - 15d$ de la superficie. En el fondo del barreno se introduce una pequeña carga adicional para favorecer el desarrollo de la grieta (mayor desviación en la perforación y mayores tensiones de campo que en el resto del barreno).

La aplicación de esta técnica nos permite llevar por adelantado el precorte, si planificamos correctamente la perforación, frente a la voladura de producción, como se indica en la figura anterior.

Normalmente si se trabaja con pequeños diámetros (hasta 4"), las hileras de producción y las de contorno se perforan con la misma broca. Para diámetros mayores debemos plantearnos su elección en función del daño que estemos dispuestos a asumir. En cualquiera de los casos, hay que tener en cuenta el daño que provocan las hileras adyacentes, ya que, recordemos, las fisuras cerradas transmiten las tensiones.

Si bien esta técnica ofrece buenos resultados (Figura 17.18), no debemos olvidar el gran confinamiento al que está sometida la voladura cuando sale (piedra infinita). Esto puede dar lugar a proyecciones, onda aérea e incluso, si el número de barrenos es elevado, a fuertes vibraciones en el macizo. Por tanto hay que considerar todos estos fenómenos en el diseño de la voladura.



Figura 17.18. Resultados de la aplicación de precorte en una explotación. Cortesía de la cantera de Echaury y Tiebas, donde se realizó la fotografía.

17.5.3. Recorte

En esta técnica los barrenos que delimitan el contorno de la excavación son disparados después de que hayan salido el resto de barrenos de la voladura. Los parámetros de diseño son los siguientes:

- $E = (12-16) d$ $l_c(\text{kg/m}) = 90 d^2 (\text{m})$
- $E/V = 0.8$

La carga de fondo debe diseñarse para que rompa la piedra, y suele estar comprendida entre un 10% y un 20% de la carga de fondo de los barrenos de producción.

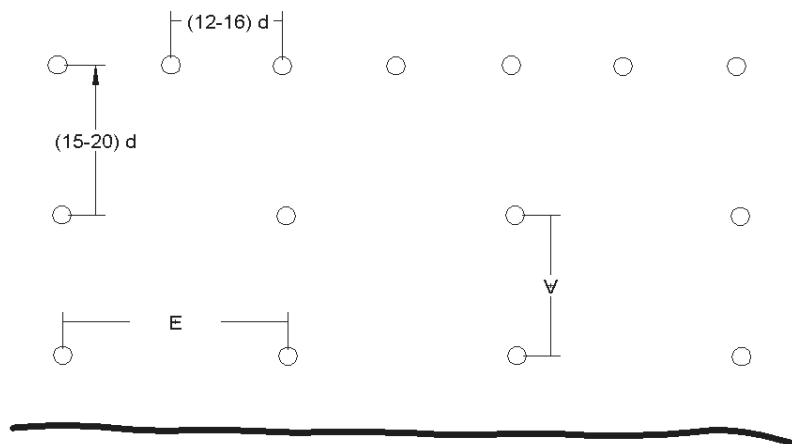


Figura 17.19. Recorte.

De nuevo es muy importante la exactitud en la perforación y el diseño de las filas amortiguadas.

El inconveniente de esta técnica es que si queremos que salgan todos los barrenos a la vez, en la misma pega, debemos dispararlos con el número más alto (mayor dispersión), con la pega sobre la hilera de contorno (sin cara libre), y con el riesgo de corte de la línea. Por otra parte, la grieta se crea posteriormente a la transmisión de tensiones sobre el macizo.

El primer inconveniente se puede solventar si se dispara de forma independiente la hilera de recorte después de haber sacado la pega; esta técnica suele denominarse como “trim blasting” (Atlas Powder Company, 1987). Como realizar esto implica una pérdida de productividad, lo que normalmente se hace es secuenciar los barrenos del contorno con la pega principal, lo que significa un desfase de unas decenas de milisegundos entre los mismos.

17.5.4. Variantes

Con objeto de mejorar los resultados del contorno se han introducido a lo largo del tiempo algunas variantes interesantes.

Una de ellas es la perforación con entalladuras en el barreno (Langefors y Kihlström, 1987). Consiste en crear dos fracturas artificiales en el barreno, diametralmente opuestas, según el plano de corte deseado (Figura 17. 20). Éstas favorecerán la rotura según dicho plano.

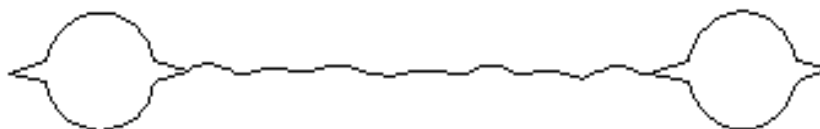


Figura 17. 20. Entalladura de barrenos

Por otra parte, la presión necesaria para que se propague la grieta artificial es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de su longitud, por lo que si practicamos las entalladuras en los barrenos, podremos crear el plano de rotura con menor presión en el barreno.

Las entalladuras se pueden crear con cargas conformadas, con agua a alta presión o con acoplamientos en las brocas, diseñados a tal efecto, y perforación percutiva.

Langefors nos ofrece otra variante, que se aplica en material poco competente o cuando se pretende conseguir una gran exactitud del contorno, consistente en perforar barrenos guía entre los barrenos de contorno. Estos van sin carga y no tienen que ser, necesariamente, simétricos con respecto a los adyacentes.

Muchas veces puede ser interesante introducir a lo largo del barreno de contorno, material de retacado (Langefors y Kihlström, 1987). Por un lado la presión sobre las paredes del barreno

no caerá tanto como si la carga estuviera efectivamente desacoplada, y por otro, se impide que los gases penetren por las grietas, ensanchándolas. Al recorte de una hilera efectuado con esta técnica se le denomina “cushion blasting” (Olofsson, 1991), o como mencionamos anteriormente “trim blasting”.

En rocas masivas, blandas, se ha utilizado otra variante consistente en introducir toda la carga en el fondo del barreno, dejando la columna sin carga, para permitir la expansión de los gases (Hustrulid, 1999). En la zona superior del barreno se realiza el retacado con ayuda de una cámara que se infla y ajusta a las paredes del barreno, taponándolo.

17.5.5. Desviaciones de los resultados del corte

Además de aquellas desviaciones derivadas de la estructura del macizo y del campo tensional a que está sometido, en macizos masivos se pueden observar los fallos en el diseño o en la implementación de las voladuras (Figura 17. 21).

Así en la hilera de arriba se muestra el caso de sobre-excavación de la roca, indicando un exceso de carga, bien sea de la hilera de contorno bien sea de las hileras adyacentes o de ambos.

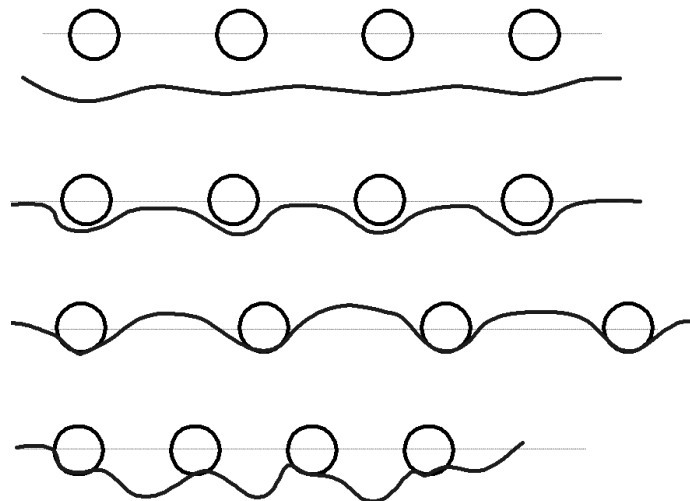


Figura 17. 21. Desviaciones de los resultados del corte.

En la segunda hilera se muestra un corte plano pero con trituración de la roca en los alrededores del barreno. Esto indica un exceso de carga en el mismo.

La tercera muestra salientes de roca entre las cañas de los barrenos indicando espaciamiento excesivo. Por último en la cuarta hilera, la rotura se introduce en el macizo a proteger, con las cañas prácticamente desaparecidas indicando un espaciado entre barrenos demasiado reducido.

17.5.6. Explosivos utilizados

Existen diferentes posibilidades en cuanto a los explosivos a utilizar en estas técnicas.

17.5.6.1. Explosivos convencionales

Generalmente gomas que se adosan a un ramal de cordón detonante o se introducen en tubos omega (tubo plástico rajado longitudinalmente), dejando el espaciamiento adecuado entre los cartuchos, para conseguir la densidad de carga deseada.

17.5.6.2. Cartuchos especiales (pequeña concentración de carga)

Se comercializan hidrogeles sensibles en bajos calibres (3/4"-2"), bien en formato rígido (250 g/m - 500 g/m) con conectores, para facilitar la carga en labores de interior, bien flexibles (300 g/m - 2800 g/m) usados en trabajo a cielo abierto.

17.5.6.3. Cordón detonante

Dado el gran poder rompedor de la pentrita, con el uso de cordón detonante con gramajes de tan sólo 40 g/m - 100 g/m, en barrenos de pequeño y mediano diámetro (2" a 4") se pueden obtener buenos resultados.

17.5.6.4. ANFO

Únicamente para barrenos de gran diámetro. En estos casos, el ANFO se entuba con el diámetro apropiado para satisfacer las necesidades de carga. Encartuchar el ANFO en pequeños diámetros implica la posibilidad de que la onda de presión se propague más rápidamente por el espacio anular que por la propia columna explosiva, insensibilizándola, con lo que se produciría el riesgo de ocurrencia de barrenos fallidos.

También se ha experimentado mezclas de ANFO con diferentes agentes reductores de densidad (v.g. bolitas de poliestireno). De esta manera se reduce tanto la densidad como la velocidad de detonación del explosivo; por lo tanto, estamos disminuyendo fuertemente la presión en las paredes del barreno sin la necesidad de entubación, trabajo siempre laborioso y complicado, del explosivo.

En cuanto al sistema de iniciación a emplear, en principio, si deseamos la simultaneidad en la salida de los barrenos se utilizará cordón detonante o el moderno sistema de iniciación electrónico, que proporciona una gran exactitud en los tiempos de salida. En cualquier otro caso podemos utilizar sistema eléctrico o el, ya común, sistema no eléctrico Nonel.

17.6. Conclusiones

Se incluyen a continuación unas breves reflexiones para finalizar el capítulo.

Las técnicas de contorno suponen una disminución de los costes totales y un aumento en la seguridad de la obra. Esto queda patente por uso cada vez más extendido y sistemático en todo tipo de obras de ingeniería civil.

Su diseño es un proceso dinámico que comienza antes de alcanzar el perímetro deseado, debiéndose evaluar la influencia de las propiedades mecánicas del macizo, sus caracteres estructurales y el estado tensional al que está sometido, y termina con el fin de la obra. Dinámico por el carácter localmente variable del macizo, de la dirección relativa entre su estructura y el perímetro de la excavación, por la aparición de nuevas tecnologías en el campo de los explosivos, y por nuestra propia necesidad de superación. En la Figura 17.22 se muestra un posible esquema de implementación de una estrategia de diseño de voladuras.

Holmberg y Persson (1980), aventajados en la tecnología de explosivos, nos ilustran:

“Frecuentemente culpamos al macizo rocoso de su falta de estabilidad cuando lo que realmente hemos obtenido es el resultado de unas voladuras pobremente diseñadas. No se puede obtener información de la estabilidad del talud sin dañar cuando no se tomaron previamente las precauciones para evitar el daño en el mismo. Tan sólo observamos los tristes restos de lo que podía haber sido un talud completamente estable y seguro.”



Figura 17.22. Estrategia de diseño de voladuras.

REFERENCIAS

- Atlas Powder Company (1987)- *Explosives and Rock Blasting*.- Atlas Powder Company. pp.458-463.
- Bauer (1984)- *Wall control blasting in open pits*.- Rock Breaking and Mechanical Excavation.- CIM Special Volume. CIM.30. pp. 3-10.
- Calder (1977)- *Pit slope Manual*, Chapter 7- Perimeter Blasting. CANMET Report 77-14, Canada Center for Mineral and Energy Technology, Ottawa.
- Hino (1956)- *Fragmentation of Rock through Blasting and Shock Wave; Theory of Blasting* – Quarterly of the Colorado School of Mines, 1956, N° 51.
- Hoek, Carranza-Torres and Corkum (2002)- *Hoek-Brown Failure Criterion — 2002 Edition*.- NARMS-TAC 2002: Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity, Vol. 1, pp. 267-273. Eds. Toronto.
- Holmberg and Persson (1980)- *Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage*.- Trans. Inst. Min. Metall., London, Vol. 89, pp. A37-40.
- Hustrulid (1999)- *Blasting Principles for Open Pit Mining. Volume I-General Design Concepts*.- BALKEMA. pp. 300.
- ISEE (1998)- *Blasters Handbook*.- 17th Edition. International Society of Explosives Engineers. pp. 488-491.
- Langefors and Kihlström (1987)- *Voladura de Rocas*.- URMO, S.A. 2^a Edición. pp. 317-341.
- Olofsson (1991)- *Applied Explosives Technology for Construction and Mining*.- APPLEX AB. pp. 209-210.
- Ouchterlony, Sjöberg and Jonsson (1993)- *Blast damage predictions from vibration measurements at the SBK underground laboratories at Äspö in Sweden*.- Proc. 9th Ann Symp on Explosives and Blasting Research. ISEE.. pp. 189-197.
- Persson (1997)- *The relationship between strain energy, rock damage, fragmentation, and throw in rock blasting*.- International Journal of Blasting and Fragmentation. FRAGBLAST pp. 99-110.
- Persson, Holmberg and Lee (1993)- *Rock Blasting and Explosives Engineering*.- CRC Press. pp. 244-247.
- Sanchidrián y Muñoz (2000)- *Curso de Tecnología de Explosivos*.- Fundación Gómez-Pardo. pp. 395.

18. VIGILANCIA DE TALUDES

Por M^a. Belarmina Díaz Aguado y Fernando Ariznavarreta Fernández

Duda siempre de ti mismo, hasta que los datos no dejen lugar a dudas
Louis Pasteur, 1920

Una vez escuchados los expertos...veamos que tiene que decir el macizo rocoso
Pierre Londe, 1990

18.1. Objetivos

El objetivo de una campaña de investigación e instrumentación es la obtención de datos geológico-geotécnicos de interés para la elaboración de los distintos tipos de proyectos de taludes: de obras públicas, mineros, ambientales, etc., ya sean datos previos o información que va surgiendo durante el desarrollo de la obra. La instrumentación también se utiliza para verificar y controlar la estabilidad de determinadas zonas de un talud, es decir, como parte de un sistema de vigilancia.

18.2. Clasificación de los sistemas de instrumentación de taludes

El fallo en un talud se puede producir a escala global o local, según las dimensiones de la zona afectada (Ramírez Oyanguren, 2005). Para la vigilancia de cada tipo de inestabilidad, resulta adecuada la monitorización de distintos parámetros geotécnicos, como se describe a continuación.

18.2.1. Estabilidad global

Los fallos de estabilidad global involucran una gran masa de terreno del talud y por ello son los más graves, debido a sus consecuencias y a los altos costes para la posterior reparación del talud afectado.

Desde el punto de vista de la estabilidad global, los parámetros que resultan de mayor interés en relación con su auscultación son, según documentación técnica de Ramírez Oyanguren (2005):

- La presión de agua y su evolución, ya que un aumento de la presión de poro en el talud conlleva una reducción de la resistencia a cortante como consecuencia de la disminución de la presión efectiva y esto puede ocasionar un deslizamiento global.
- Los desplazamientos sufridos por el terreno a consecuencia de la ejecución del talud. Estos desplazamientos se pueden controlar en la superficie del talud (desplazamientos superficiales) o bien en su interior (desplazamientos profundos). Un deslizamiento del talud

se verá precedido, generalmente, por un aumento progresivo de los desplazamientos monitorizados en el talud.

- Las cargas sobre los elementos de anclaje (pernos, bulones, anclajes). Una inestabilización del talud podría provocar un aumento excesivo de la carga en uno o varios anclajes, que traería como consecuencia el fallo de los mismos. Por otra parte, una carga insuficiente puede deberse a una mala instalación del elemento, con lo que éste no trabajará adecuadamente, permitiendo desplazamientos excesivos del talud.
- Las vibraciones provocadas por voladuras dadas en las inmediaciones del talud. Estas vibraciones inducidas pueden dar lugar a un aumento momentáneo de la presión de poro en el talud, con el consiguiente riesgo de inestabilización. También pueden producir la caída de bloques con una estabilidad precaria, ya que son origen de aceleraciones que dan lugar a fuerzas que tienden a desequilibrarlos.
- Las tensiones en el cuerpo del talud. Si bien éstas pueden auscultarse mediante células del tipo inclusión rígida o células hidráulicas de presión total, no son parámetros que se monitoricen de forma habitual en un talud. Ello se debe a que el aumento de tensiones en el talud no indica necesariamente un fallo inminente en el mismo, que depende también de las características resistentes de los materiales que componen el talud. Por ello, se suelen auscultar directamente las deformaciones y no las tensiones. Sin embargo, en ocasiones podría ser conveniente vigilar el aumento del empuje contra elementos estructurales que se hayan construido en el talud (aumento de presión sobre zapatas de cimentaciones o contra el trasdós de muros) para lo que se podrían emplear células hidráulicas de presión total.

Estos parámetros se monitorizan mediante la instrumentación que se resume en la Figura 18. 1, basada en documentación técnica de Ramírez Oyanguren (2005) y en las clasificaciones de Dunnycliff (1988).

18.2.2. Estabilidad local

Aún habiendo garantizado la estabilidad global del talud, no por ello se ha conseguido garantizar su seguridad, pues se puede producir la caída de bloques de roca o el deslizamiento de una pequeña zona del talud. Esto es lo que se conoce como inestabilidad local. Para su control se pueden emplear muchos de los equipos comentados para la estabilidad global, pero aparecen dos nuevos que son habituales en el control del desprendimiento de bloques de roca, como se muestra en la Figura 18. 2 (Ramírez Oyanguren, 2005):

- Control del giro previo al desprendimiento de un gran bloque de roca mediante la colocación de un inclinómetro de superficie en el bloque a controlar.
- Control de grietas mediante el empleo de galgas extensométricas (para controlar microfisuras en la roca o en elementos estructurales) o medidores de desplazamiento (para controlar grietas de mayores dimensiones).

ESTABILIDAD GLOBAL

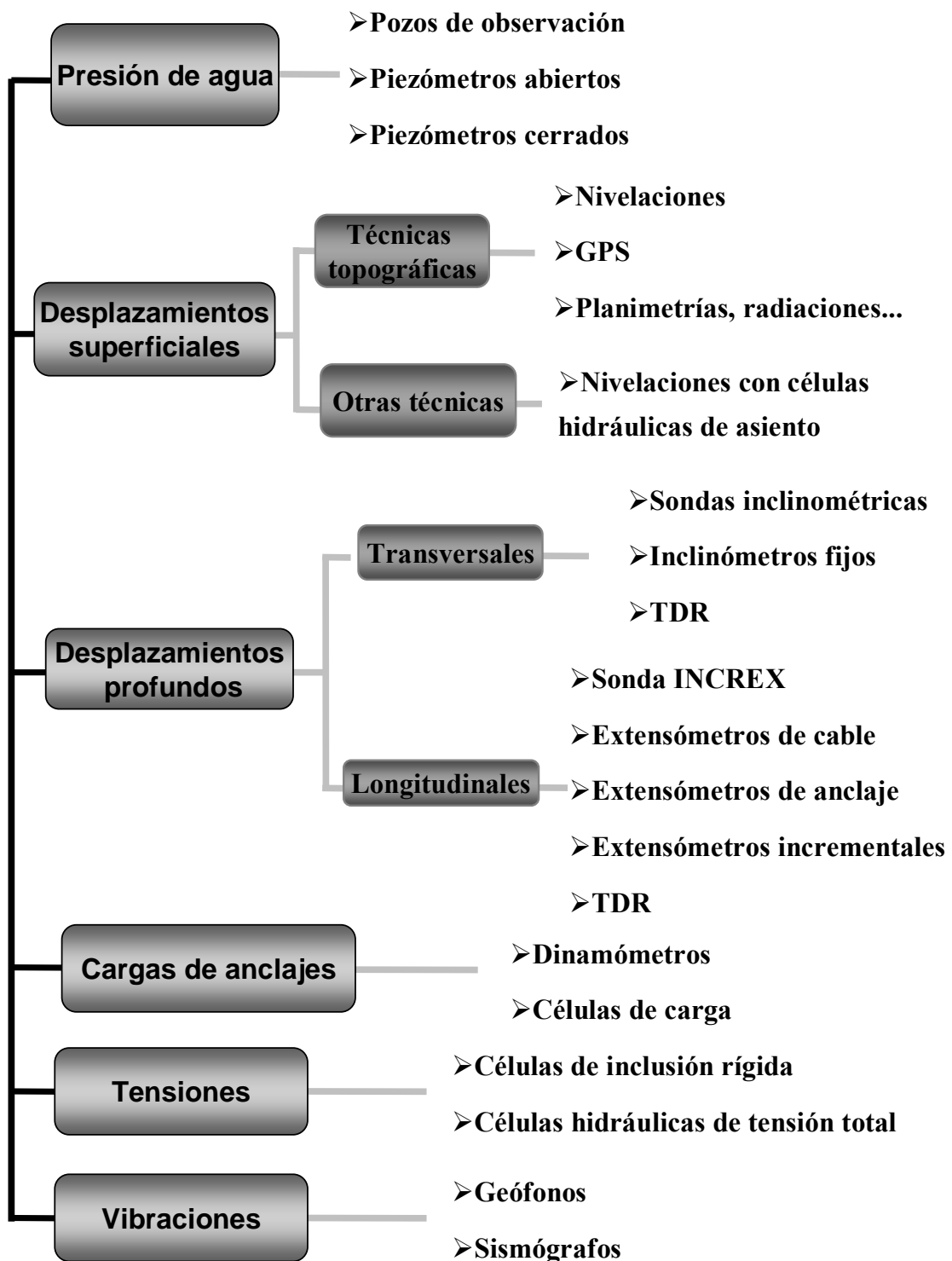


Figura 18. 1. Clasificación de los sistemas de instrumentación de estabilidad global

ESTABILIDAD LOCAL

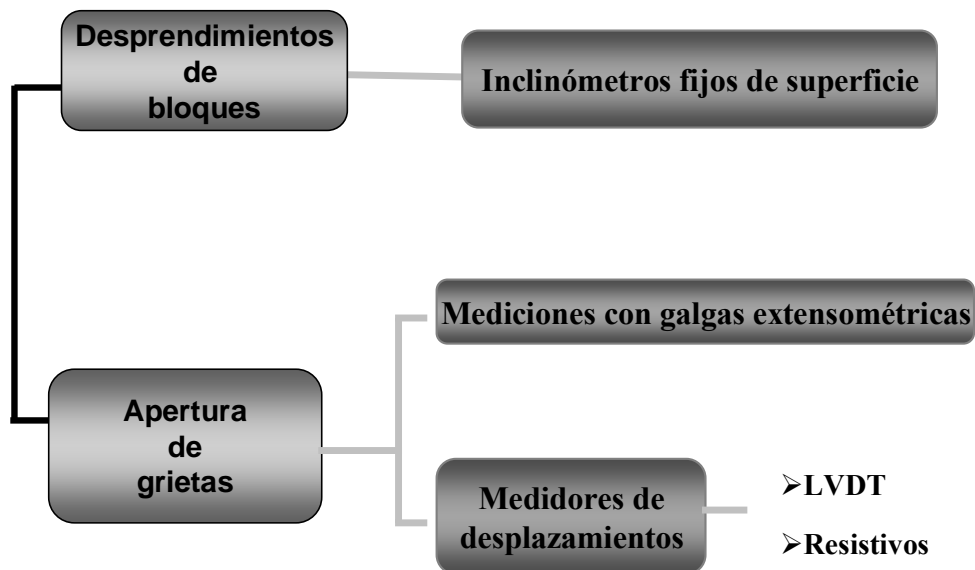


Figura 18. 2. Clasificación de los sistemas de instrumentación de estabilidad local

18.2.3. Monitorización del estado del macizo rocoso mediante observación de sondeos

En la fase de diseño del talud es necesario conocer el estado del macizo rocoso, la presencia de juntas y discontinuidades, su dirección y buzamiento y la profundidad a que se encuentran. La ejecución de la obra puede movilizar algunas de estas discontinuidades del macizo y aparecer nuevas grietas y superficies de deslizamiento, que podrían ser identificadas en los sondeos realizados. Así resulta útil la observación directa de las paredes del sondeo manteniendo una monitorización del mismo con posterioridad a la ejecución del talud.

Para este cometido se dispone de:

- Cámaras axiales de video. Estas cámaras se introducen en el sondeo, orientadas en la dirección del eje del mismo. Permiten observar juntas importantes y determinar la profundidad a la que se encuentran. Se pueden utilizar para comprobar el estado del terreno una vez realizado el sondeo. Controles posteriores permiten observar la evolución de las juntas. Aún en el caso de sondeos entubados, para su utilización como inclinómetros o INCREX, la cámara de video permite controlar la degradación e incluso la destrucción del sondeo debido a un deslizamiento o a la movilización de un plano de falla.
- Cámaras transversales de video. Estas cámaras están orientadas en dirección perpendicular al eje del sondeo y disponen de un motor que las hace girar para obtener un desarrollo cilíndrico de sus paredes. Las más sofisticadas proporcionan una imagen digital

del desarrollo de las paredes del sondeo, en la cual se pueden observar las juntas y defectos con detalle y obtener, incluso, la dirección y buzamiento de las mismas. El inconveniente de estas cámaras y de las anteriores es que no pueden emplearse cuando el sondeo está lleno de agua turbia, que impida la visión.

- Cámara ultrasónica. En sondeos con agua o lodos se pueden utilizar este tipo de cámaras. En realidad no son tales cámaras, pues emplean un haz de ultrasonidos para obtener la imagen de las paredes del sondeo. En la sonda existe un dispositivo que produce ultrasonidos por cortos periodos de tiempo. Los ultrasonidos son dirigidos hacia las paredes del sondeo viajando a través del agua, rebotan y son reflejados hacia la sonda nuevamente. Un dispositivo en la sonda mide el tiempo transcurrido entre la emisión del haz y la recepción del eco y la intensidad de la onda reflejada. Mediante un tratamiento informático de los datos se puede obtener una imagen de las paredes del sondeo similar a la de las cámaras de video, pero en falso color. Debido a que los ultrasonidos no se transmiten bien en el aire, sólo se pueden emplear cuando hay agua en el sondeo, aunque esté turbia, por lo que sustituyen a las cámaras de vídeo.

18.3. Niveles de vigilancia

El tipo de instrumentación a colocar para monitorizar la estabilidad, depende de la etapa de vigilancia en que se encuentre la explotación. Según Ramírez Oyanguren (2005) la vigilancia se lleva a cabo en tres niveles. En el primer nivel la instrumentación se utiliza para obtener una información inicial que tiene por objeto detectar los primeros síntomas de inestabilidad. En un segundo nivel de vigilancia se colocan sistemas, en general, diferentes, más precisos y costosos, que los del primer nivel y se pone en funcionamiento cuando el primer nivel indica inestabilidad o cuando se ha decidido variar el diseño inicial del talud.

Todavía hay un tercer nivel de vigilancia, que se instala en zonas que están sufriendo problemas de desestabilización con riesgo para las personas o los bienes. En este tercer nivel se pretende obtener datos de una manera continua para que el personal que trabaje en las mencionadas zonas lo haga con las condiciones de seguridad adecuadas. Este nivel requiere de sistemas informáticos de adquisición y tratamiento de los datos, para poder tomar decisiones rápidas de acuerdo con la evolución de los parámetros observados.

18.3.1. Nivel I de vigilancia

Las medidas que se efectúan en este nivel son de tipo geoestructural, piezométricas, de vibraciones originadas por las voladuras y de movimiento de taludes. Estas medidas se presentan resumidas en la Figura 18. 3.

INSTRUMENTACIÓN NIVEL 1

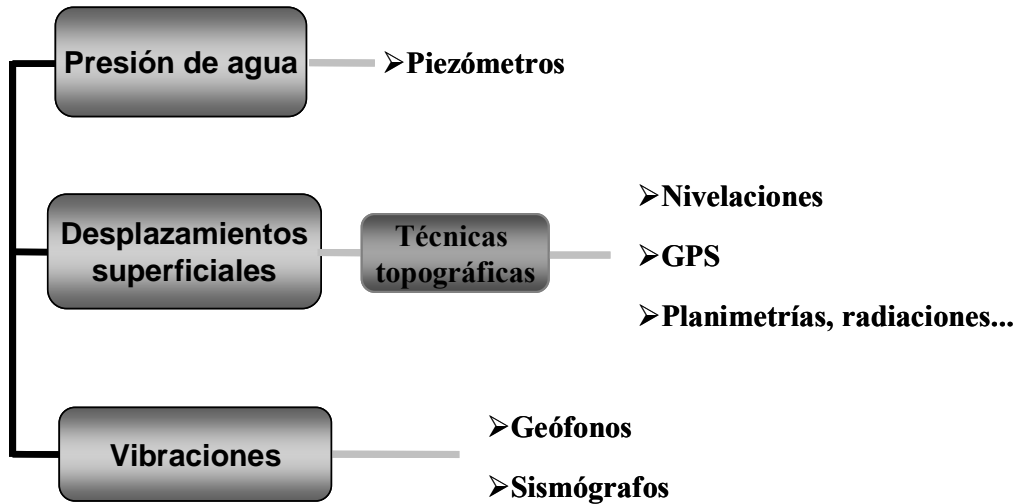


Figura 18. 3. Sistemas de vigilancia más frecuentes en el Nivel I

18.3.2. Nivel II de vigilancia

El Nivel II de vigilancia se utiliza cuando se han detectado anomalías con los aparatos utilizados en el Nivel I.

Los sistemas de medida de este nivel deben ser muy precisos y, por consiguiente, son más costosos que los del Nivel I. La instrumentación del Nivel II puede servir, convenientemente acondicionada, como sistema de alarma, si se llega al Nivel III.

Con los aparatos del Nivel II se miden niveles de agua, cuando aparece más de la prevista al ir profundizando la obra. También se miden desplazamientos superficiales y profundos cuando éstos no concuerdan con los esperados, bien por su magnitud o por su velocidad. En este nivel se hace uso de la instrumentación comentada en el apartado 18.2 que se juzgue adecuada para monitorizar los problemas surgidos.

Por consiguiente, la vigilancia en el Nivel II se refiere a zonas muy concretas, dependiendo la instrumentación y métodos operativos de las circunstancias de cada caso a estudiar.

18.3.3. Nivel III de vigilancia

El Nivel III de vigilancia se instala cuando la inestabilidad detectada en el nivel anterior tiende a acelerarse y no se puede detener, bien porque técnicamente no sea posible o por que no sea de interés desde el punto de vista económico.

En cualquier caso, el Nivel III requiere una monitorización 'en línea' de las situaciones potencialmente peligrosas, para facilitar la predicción del momento del accidente y la adopción a tiempo de las medidas necesarias para evitar daños al personal o a la maquinaria.

En este nivel se emplean métodos de vigilancia automatizados, mediante sistemas informáticos, así como campañas regulares y frecuentes de toma manual de datos en aquellos casos en que no es posible la automatización (por ejemplo, cuando se emplean sondas como las inclinométricas o INCREX).

18.4. Vigilancia de la presión de agua mediante piezómetros

Para el control de la presión de agua en el terreno, según Dunnicliff (1988) y López Jimeno et al. (2000) existen tres tipos de dispositivos, que se ubican en un sondeo que se ha de perforar hasta la profundidad deseada.

18.4.1. Pozos de observación

Los pozos de observación consisten en un sondeo en el que se introduce una tubería similar a la inclinométrica (bien sea de acero, PVC o aluminio) pero ranurada, para facilitar la entrada de agua, como muestra la Figura 18. 4, basada en documentación técnica proporcionada por la empresa Durham Geo Slope Indicador (DGSi). El espacio que queda entre la tubería y el sondeo se rellena con una grava o una arena gruesa que hace de filtro y facilita la entrada de agua en el tubo. Una vez finalizado el sondeo, el agua entra en el tubo y asciende por él hasta la posición del nivel freático. Sólo queda medir, mediante una sonda, la profundidad a la que se encuentra el agua en el tubo para conocer así la posición del nivel freático.

La ventaja de los pozos de observación es que son de fácil ejecución y la sonda es un equipo sencillo y, por lo tanto, económico. Su inconveniente es que no se pueden utilizar en terrenos que tengan muy baja permeabilidad, pues el volumen de agua necesario para que el tubo se llene hasta la posición correspondiente al nivel freático podría ser considerable, tardando incluso años en alcanzarse dentro del tubo el nivel de equilibrio (Dunnicliff, 1988). Además, en aquellas situaciones en las que haya niveles freáticos colgados, al atravesar más de un acuífero, se mezclará en el tubo el agua procedente de todos ellos, dando una falsa lectura, como si existiera un único nivel piezométrico.

18.4.2. Piezómetros de tubo abiertos

Su instalación es similar a un pozo de observación, con la diferencia de que el tubo no se encuentra en esta ocasión ranurado y que no todo el sondeo está relleno de material filtrante, si no únicamente el extremo final. Esta parte del tubo presenta unos orificios que facilitan la entrada de agua y en ella se dispone también un filtro de arena o grava. Luego se cierra con un tapón de bentonita impermeable (ver Figura 18. 5, realizada por los autores a partir de

documentación técnica de Durham Geo Slope Indicator). El agua que se filtra por la grava asciende por el tubo hasta una altura equivalente a su presión, que se determina mediante una sonda como en el caso del pozo de observación.

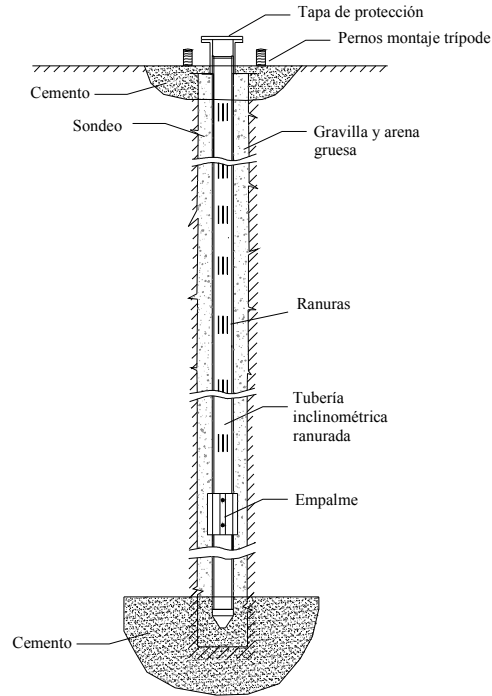


Figura 18. 4. Equipamiento de un pozo de observación

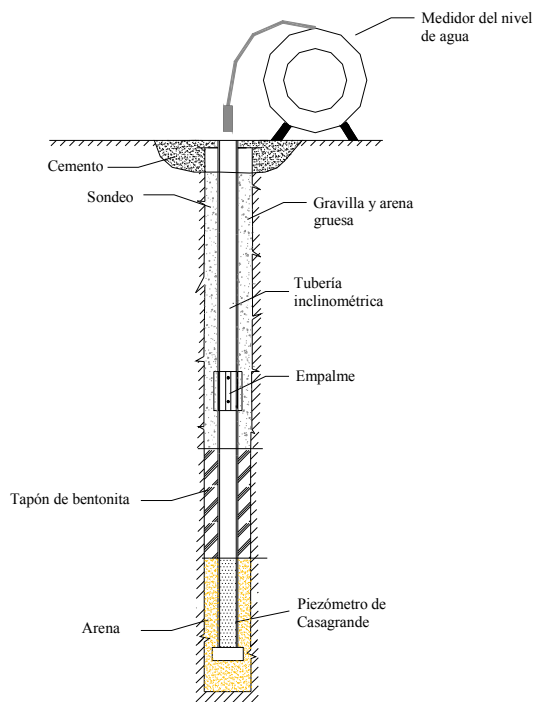


Figura 18. 5. Equipamiento de un sondeo de piezómetro de tubo abierto

La ventaja que tiene este tipo de piezómetros sobre el pozo de observación es que se puede emplear cuando existe más de un acuífero, ya que el tapón de bentonita impide la entrada de agua procedente de los acuíferos situados a menor profundidad. Sin embargo, sigue requiriendo (sobre todo cuando las presiones de poro son elevadas) un volumen de agua considerable para que ésta ascienda hasta la posición correspondiente, por lo que tampoco sería adecuado en materiales con baja permeabilidad.

18.4.3. Piezómetros cerrados

El equipamiento del sondeo es similar a los de tubo abierto, con la diferencia de que no se utiliza la tubería inclinométrica. Únicamente se coloca en la parte final del sondeo un segmento de tubería con orificios rodeado de un filtro de arena. En la tubería se introduce una sonda piezométrica con un transductor eléctrico, cuya señal se lleva hasta la superficie. Por último se sella el sondeo con un tapón de bentonita (ver Figura 18. 6, basada en documentación técnica de la empresa DGS).

La ventaja de estos piezómetros según López Jimeno et al. (2000) radica en que, al necesitarse menos volumen de agua para rellenar el hueco del filtro de arena, se pueden utilizar en materiales con baja permeabilidad. Además, como está sellado, se pueden colocar varios piezómetros en un solo sondeo a distintas profundidades, por lo que se pueden emplear cuando existen niveles freáticos colgados. Por otra parte, son susceptibles de conectarse a un equipo con toma de datos en continuo mediante un sistema informático. Su único inconveniente es su mayor costo, puesto que requieren una o varias sondas piezométricas, que quedan instaladas *in situ*.

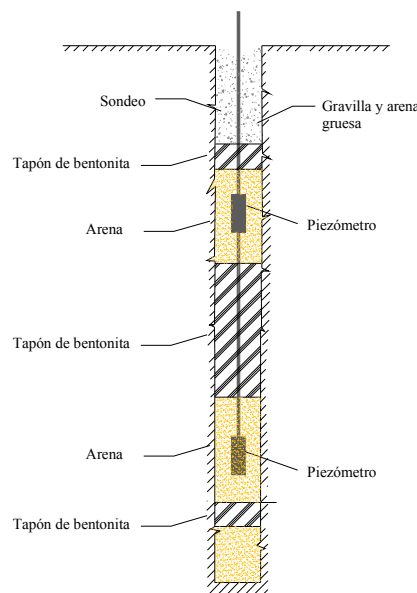


Figura 18. 6. Equipamiento de un sondeo de piezómetro cerrado

Independientemente del piezómetro seleccionado, el procesamiento de los datos obtenidos permite observar la evolución del nivel freático en distintas zonas del talud, mediante gráficas como la de la Figura 18.7.

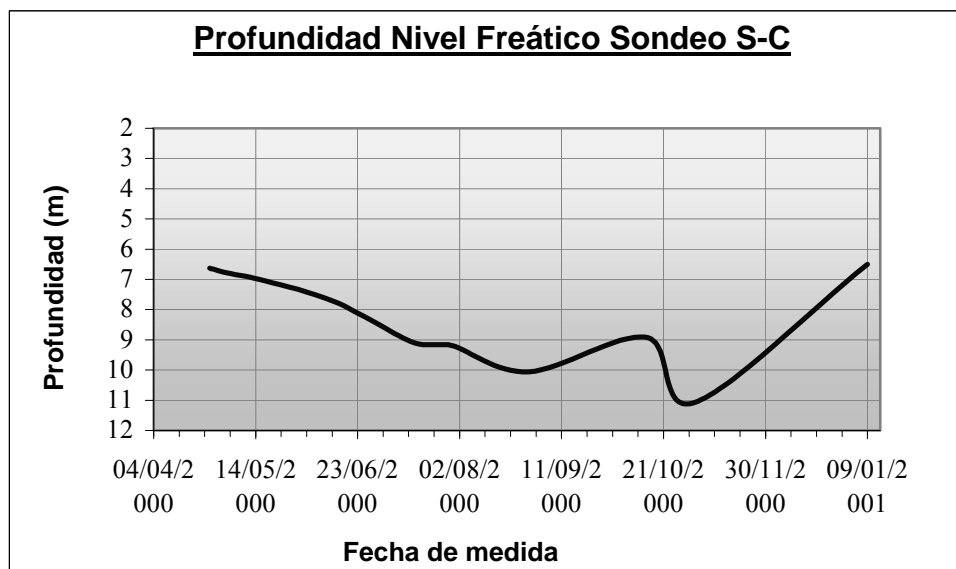


Figura 18. 7. Evolución del nivel freático en los sondeos piezométricos

18.5. Células hidráulicas para la monitorización de asientos

Cuando se requiere monitorizar los asientos que se producen en terraplenes o en las bermas de los taludes, es frecuente el empleo de técnicas topográficas (nivelaciones). Pero estos métodos presentan dos inconvenientes: por una parte, su precisión puede no ser suficiente, pues su margen de error es del orden de 1 ó 2 cm, por otra, se puede necesitar una vigilancia continua, que estos métodos obviamente no permiten (las campañas de medidas topográficas requieren un tiempo relativamente grande y, por consiguiente, han de ser necesariamente espaciadas), a no ser que empleen instrumentos robotizados.

Una alternativa a los métodos topográficos es el empleo de células hidráulicas de asiento (Sopeña, 1997). Su funcionamiento, que se muestra en la Figura 18. 8, se basa en el principio de los vasos comunicantes, que establece que en dos recipientes con agua y comunicados entre sí mediante una tubería, el agua alcanzará en ambos la misma altura.

En el punto de monitorización del asiento se construye una arqueta de hormigón que se mantiene siempre llena de agua hasta rebosar mediante un mecanismo adecuado tipo cisterna. En una caseta de registro suficientemente alejada como para garantizar que no sufra asientos, se sitúa un manómetro de columna de agua conectado a la arqueta mediante una tubería enterrada.

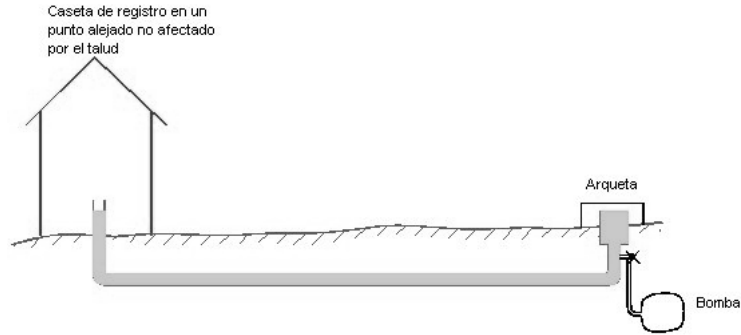


Figura 18. 8. Principio de funcionamiento de una célula hidráulica de asiento

Si se produce un asiento, el agua en la arqueta rebosa y se vierte, por el principio de vasos comunicantes el nivel en el manómetro de la caseta de registro descenderá también, puesto que la caseta no habrá sufrido ningún asiento. El asiento se mide como el descenso de la columna de agua en el manómetro de la caseta.

Si, por el contrario, se produjera una elevación del terreno, el nivel de agua en la arqueta tendería a descender, por lo que el sistema de control de rebose introduciría agua en la arqueta, hasta que rebosara de nuevo. Dado que la arqueta se ha elevado, la columna de agua en la caseta de registro también se elevará en la misma magnitud, midiendo así el ascenso. Mediante este sistema se pueden detectar asientos de unas pocas décimas de milímetro. El proceso de medida se puede automatizar bien con manómetros eléctricos o con transductores.

La implementación de las células hidráulicas en la forma descrita es posible y sencilla en su concepción, pero presenta algunas dificultades prácticas, ya que es necesario conectar una tubería desde la caseta hasta cada una de las arquetas en los puntos de control de asentamiento. Cuando el número de estaciones es elevado, este proceso puede resultar engorroso. Además es necesario poner un sistema de control de nivel en cada una de las arquetas.

Existe otro modo de obtener el mismo resultado utilizando menor número de tuberías y un solo sistema de control de nivel de agua. Este sistema (de Interfels y recogido en la documentación técnica de DGS) se esquematiza en la Figura 18.9.

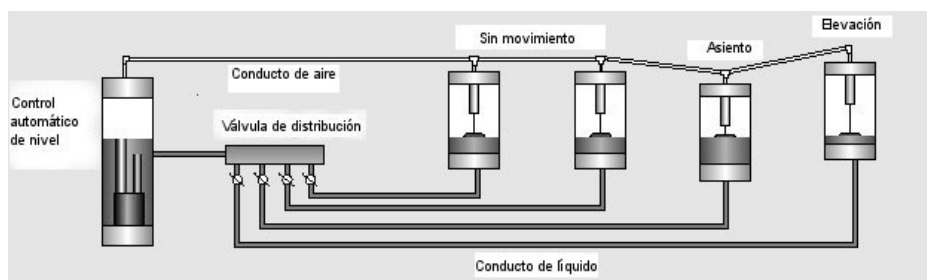


Figura 18. 9. Esquema de colocación de células hidráulicas (DGS)

En una caseta situada en una posición estable, se coloca un depósito de agua con un sistema de control que mantenga el nivel de agua constante. En las estaciones se colocan las células de asiento, ancladas al terreno, y se conectan a una tubería central que las une con el depósito, por lo que la altura absoluta del agua en todas las celdas se mantiene igual a la del depósito. Cada celda está dotada de un sensor que mide la altura del agua con relación a la base de la misma.

Si se produjese el asiento de una de las células, la altura absoluta del agua se mantendría constante por estar conectada al depósito. Sin embargo, el nivel de agua con relación a la base del depósito se elevaría, elevación que detectaría y mediría el sensor. Si, por el contrario, una celda se elevase, el nivel de agua con relación a su base disminuiría, siendo detectado por el sensor.

Figura 18. 10 representa una vista en planta de una instalación de células hidráulicas de asiento en una berma de un talud minero, conectadas todas ellas a una tubería central y ésta al depósito, situado en una zona alejada de la afectada por los movimientos.

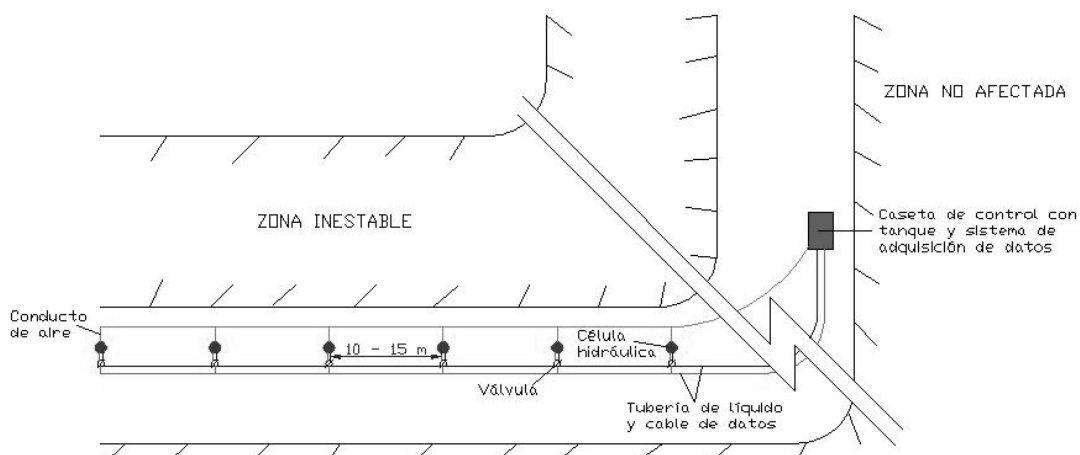


Figura 18. 10. Vista en planta de colocación de células hidráulicas

Si se dispone de sensores eléctricos, se puede realizar una lectura automatizada y una monitorización de los asientos con la frecuencia deseada.

18.6. Auscultación de desplazamientos profundos transversales

18.6.1. Sonda inclinométrica

El inclinómetro se usa para monitorizar los movimientos profundos transversales en zonas de riesgo de deslizamiento. Mediante el inclinómetro se pueden medir los desplazamientos que se producen a lo largo de planos perpendiculares al eje de un sondeo. Así pues, si los sondeos

son verticales, se obtendrá el conjunto de los desplazamientos horizontales que ha sufrido el sondeo, permitiendo de este modo detectar movimientos laterales profundos en zonas afectadas por fenómenos de deslizamientos.

Para efectuar el control inclinométrico se precisa un sondeo que atraviese las zonas que se sospechen inestables y que llegue al terreno estable (ver Figura 18. 11).

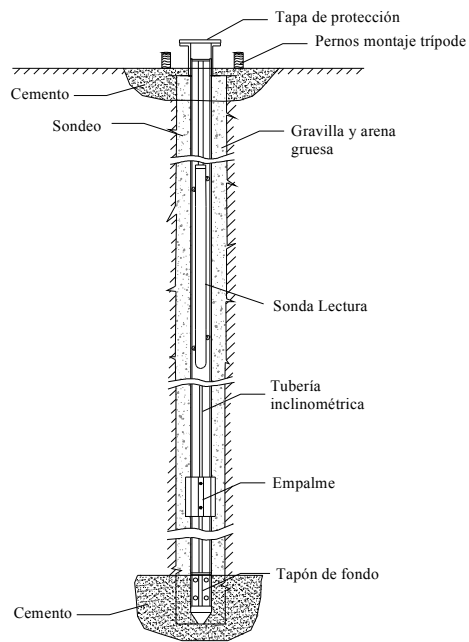


Figura 18. 11. Equipamiento de un sondeo inclinométrico

En el sondeo se instala tubería de tipo inclinométrico de aluminio, acero o de ABS, dotada de cuatro guías perpendiculares dos a dos, por las que deslizan las ruedas de la sonda en su recorrido por el interior de la tubería, como se muestra en la Figura 18. 12.

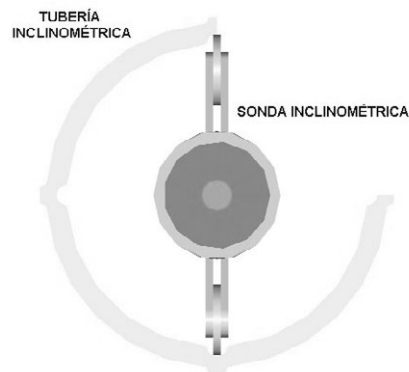


Figura 18. 12. Sección transversal de la tubería con la sonda inclinométrica

Se rellena el espacio interanular entre la tubería y las paredes del sondeo, para que el movimiento del terreno se transmita a la tubería, en la que la sonda efectuará las medidas.

En la Figura 18. 13 se puede ver la sonda inclinométrica modelo S232PV10 de SISGEO. Se trata de un torpedo de acero equipado con los correspondientes sensores de inclinación, que permiten definir al mismo tiempo inclinaciones en dos planos perpendiculares (sonda biaxial). El resto del equipo está compuesto por el cable de conexión y la unidad de captación de datos.



Figura 18. 13. Sonda inclinométrica

La precisión de las medidas depende de la longitud del sondeo y de la precisión de la sonda empleada. Habitualmente se encuentra en torno a ± 8 mm por cada 30 m (hoja técnica de SISGEO). Las medidas se toman en dos canales perpendiculares, A y B, que definen dos ejes en el plano perpendicular al eje del sondeo. Las medidas del canal A se refieren al eje OY, definido por el centro del sondeo y la llamada rueda de referencia. Las medidas del canal B se refieren al eje perpendicular al anterior y corresponden, por tanto, al eje OX.

La toma de datos se inicia desde el fondo del sondeo, con medidas cada medio metro en sentido ascendente. Una vez que se ha recorrido toda la longitud del sondeo, se repite el proceso girando la sonda 90° , 180° y 270° sucesivamente respecto a la posición inicial, para poder realizar las correcciones por desalineación de los sensores.

Hay que señalar que la primera medida suele representar una posible desviación del sondeo respecto a la vertical, dando lugar a los puntos de inflexión que se representan en las gráficas. Por lo tanto, esta primera medida se toma como cero o referencia. En la unidad lectora se registra α (el ángulo que forma el sondeo con la vertical para cada uno de los canales, como se muestra en la Figura 18. 14) o el seno de α , según el modelo de sonda.

A partir de este dato, suponiendo que las lecturas se efectúan cada 0,5 m, se obtiene el desplazamiento horizontal, δ , que ha sufrido el sondeo. Es decir, el desplazamiento sería (a partir de documentación técnica de SISGEO):

$$\delta = \text{sen } \alpha * 0,5 \quad (18.1)$$

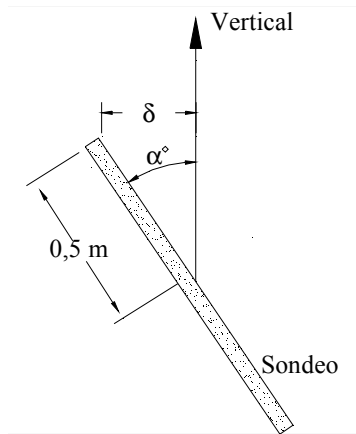


Figura 18. 14. Obtención del desplazamiento con el inclinómetro

La representación gráfica de los resultados se realiza mediante las gráficas de movimientos relativos y movimientos totales del sondeo. Los relativos consisten en la variación de la inclinación en un punto del sondeo con respecto al punto de medida inmediatamente inferior, mientras que los acumulados definen los movimientos a lo largo de planos horizontales del sondeo con respecto a un punto que se considera fijo, normalmente el fondo del sondeo. En la Figura 18. 15 y Figura 18. 16 se muestran ejemplos de dichas representaciones.

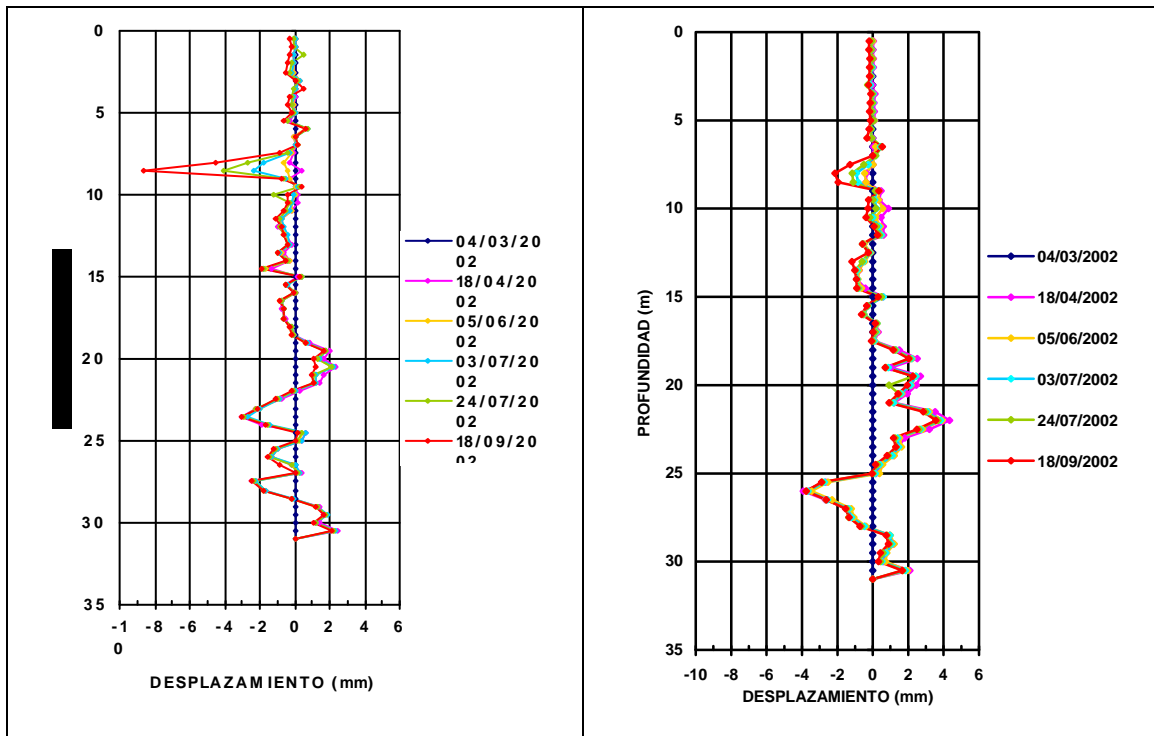


Figura 18. 15. Movimientos relativos registrados mediante sonda inclinométrica (eje X, eje Y)

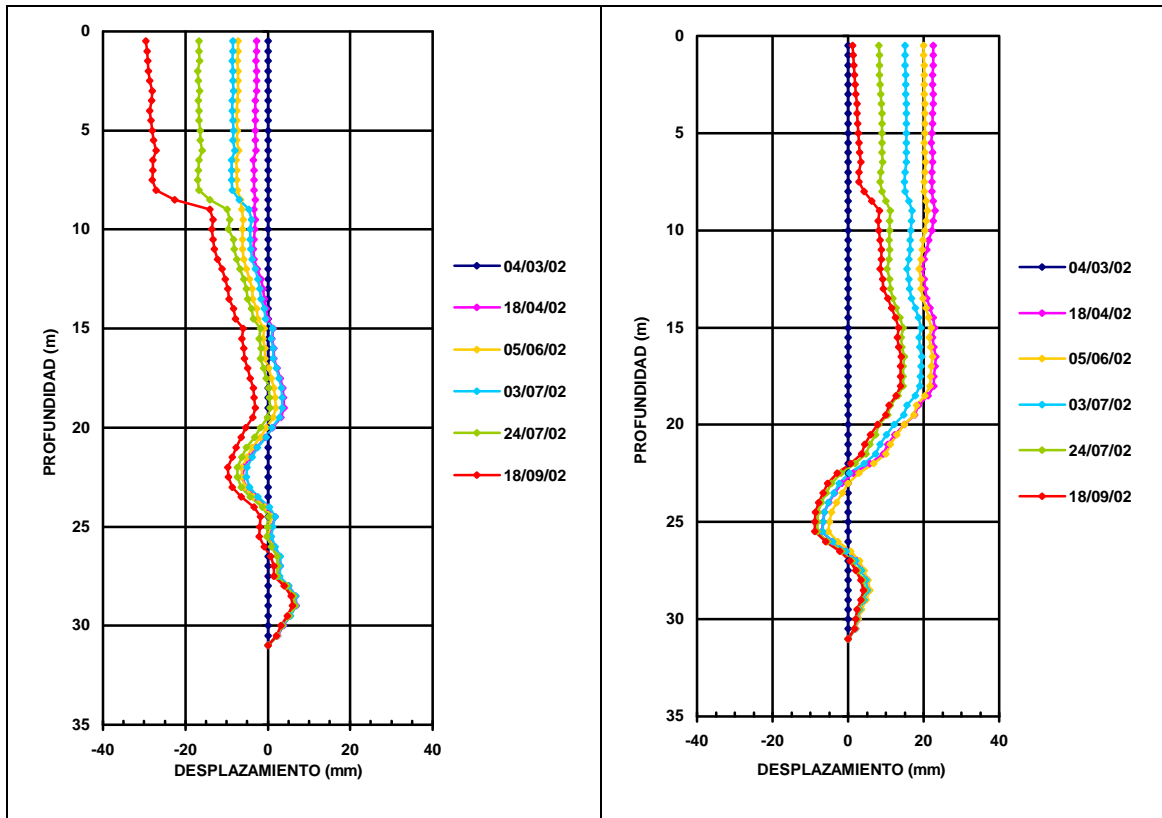


Figura 18. 16. Movimientos totales registrados mediante sonda inclinométrica (eje X, eje Y)

Finalmente, en la Figura 18. 17 se observa un momento de la monitorización con la sonda inclinométrica en un sondeo perforado en un talud.



Figura 18. 17. Toma de datos en un sondeo mediante la sonda Inclinométrica

18.6.2. Inclínómetros fijos

Además de la sonda inclinométrica, existen otros tipos de equipos, denominados inclinómetros fijos, que se dejan instalados en el interior de la tubería y permiten detectar movimientos de forma continua. Su principio de funcionamiento es básicamente el mismo que el de la sonda inclinométrica, estando formados por una serie de sensores inclinométricos conectados entre sí. Cuando se produce un movimiento del talud, se desplaza la tubería, inclinándose los sensores en su interior. En la Figura 18. 18 se muestra una instalación de este tipo (denominado EL In-place inclinometer, de DGSi). Los sensores se instalan con la rueda fija en la dirección del movimiento previsto. La altura de medida de cada sensor es la distancia entre uniones pivotantes entre sensores.

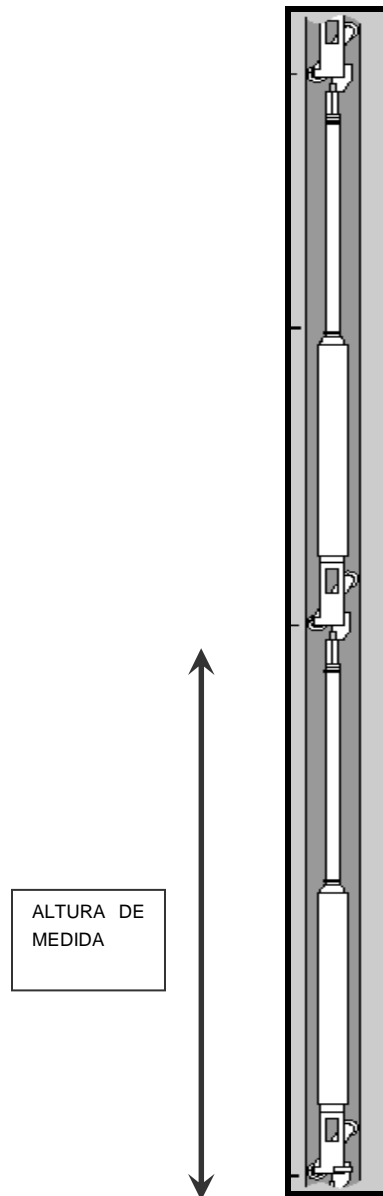


Figura 18. 18. Esquema de inclinómetro fijo en tubería inclinométrica (DGSi)

18.6.3. Equipos con TDR

Según Dowding et al. (1988), la reflectometría en el dominio de tiempo (TDR o time domain reflectometry) es una técnica de ensayo que utiliza un pulso eléctrico. Su aplicación inicial era para la detección y localización de fallos y discontinuidades en cables de transmisión coaxial. Pero más recientemente, esta técnica ha sido adaptada para la monitorización de las deformaciones que se producen en cables instalados en sondeos y posteriormente cementados, en un macizo rocoso. Los movimientos de éste producirían una deformación en el cable inyectado, cambiando su capacitancia y, por tanto, la forma de la onda reflejada del impulso de voltaje. Monitorizando los cambios de estas señales de reflexión es posible medir tanto el desplazamiento longitudinal como el transversal que se producen, a nivel local, a una cierta profundidad en el cable coaxial. Es decir, la reflectometría permite cuantificar el tipo y la magnitud del desplazamiento del macizo rocoso (Dowding et al., 1989).

En la mecánica de rocas, esta técnica se emplea para identificar las zonas de fallo del talud. En la Figura 18. 19 se muestra un ejemplo de un cable coaxial instalado en un sondeo para vigilancia de un talud mediante técnica TDR.

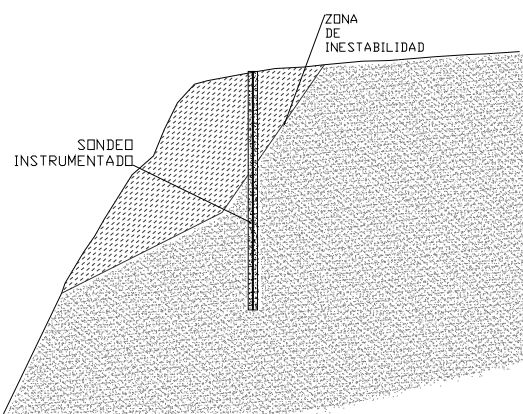


Figura 18. 19. Cable coaxial para medida TDR en un sondeo

El sistema no resulta demasiado caro, debido a la sencillez de su instalación, a la posibilidad de emplear equipos y cables disponibles en el mercado y a la facilidad con la que se pueden adquirir e interpretar los datos (Dowding et al., 1988).

El cable coaxial se puede cementar *in situ* mediante la bomba de las máquinas de perforación convencionales. La mezcla de cemento empleada para la inyección debe ser lo suficientemente resistente y expansiva, de baja viscosidad para facilitar el bombeo y con poca retracción.

El conjunto se completa con una unidad de lectura portátil, que puede utilizarse para monitorizar todos los cables que se desee y que es capaz de producir un registro impreso o una señal de salida de voltaje analógica. Además, el sistema puede ser supervisado por control

remoto en zonas de difícil acceso o donde se estime conveniente una toma de datos en continuo.

Las principales características de la instalación del cable coaxial TDR se muestran esquemáticamente en la Figura 18. 20, a partir de un esquema de Dowding et al. (1989).

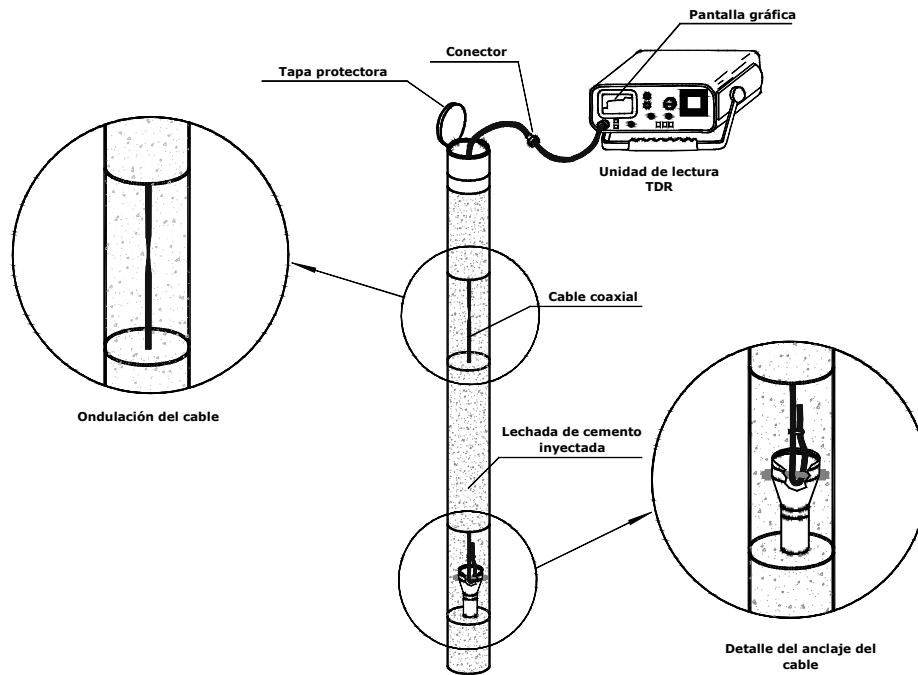


Figura 18. 20. Instalación de cable coaxial para medida con TDR

La parte inferior del cable, una vez sellada para evitar que se humedezca, se conecta a un anclaje situado a una profundidad mayor que la zona cuyo desplazamiento se desea monitorizar. A medida que se introduce el cable en el sondeo, se va aprisionando mediante grapas a determinados intervalos (por lo menos una grapa entre cada 3 a 6 m), para proporcionar una serie de reflexiones que sirvan de referencia a lo largo de toda su longitud.

El cable, que se debe instalar sin su camisa para optimizar su contacto con la lechada de cemento expansiva que se inyecta en la perforación, se une solidariamente al terreno circundante a través de dicha lechada. Una vez instalado el cable en el sondeo e inyectada la lechada entre el cable y las paredes del sondeo, se preparan sus conexiones para efectuar las lecturas correspondientes con el lector, del tipo Tektronix 1502 TDR, por ejemplo (Dowding et al., 1989). Esta unidad lectora está dotada de una pantalla gráfica para mostrar la evolución de las medidas y de una pequeña impresora que muestra los resultados en formato papel.

La línea de transmisión coaxial empleada en un sistema de monitorización TDR proporciona una trayectoria de propagación unidimensional para una onda electromagnética, gobernada por leyes que derivan tanto de la teoría de circuitos como de las leyes de Maxwell.

Un cable coaxial está compuesto de un conductor externo y otro interno. La propagación de un pulso de voltaje a lo largo del cable la controlan las siguientes propiedades del mismo: Inductancia L, Resistencia, R, Capacitancia, C y Conductividad, G. Básicamente, los cambios en la impedancia característica (que es función de L y C), corresponden a una variación longitudinal del cable, mientras que los cambios en la capacitancia se deben a un movimiento horizontal.

Si tienen lugar movimientos del terreno, el cable coaxial embebido se deformará y esto dará lugar a variaciones en la geometría relativa de los conductores externo e interno. Por ejemplo, dos bloques que se muevan paralelamente a su plano de deslizamiento pueden someter al cable a un movimiento transversal. Entonces, el conductor externo del cable coaxial se deformará bruscamente, mientras que el conductor interno (separado del externo por un material dieléctrico relativamente blando) se deforma más gradualmente sobre una mayor longitud del cable.

Este sistema de medida es aplicable en cualquier macizo rocoso en el que se prevea que pueden producirse deformaciones en la dirección del sondeo y en una dirección perpendicular al mismo. Entre sus principales aplicaciones geotécnicas destacan la evaluación de posibles efectos de subsidencia minera en tajos largos, la detección de movimientos de estratos o el análisis de inestabilidades en un talud, evaluando el tipo y el valor de las deformaciones. En general, se obtendrán unas medidas equivalentes a las que proporcionarían la combinación de un inclinómetro, que evalúa el movimiento transversal, con los equipos de auscultación de desplazamientos profundos, como los extensómetros de cable o el de tipo incremental INCREX, capaces de medir la deformación longitudinal en profundidad.

18.7. Auscultación de desplazamientos profundos longitudinales

18.7.1. Sonda INCREX

Según documentación técnica de Boart Longyear Interfels, el extensómetro incremental o sonda INCREX es una sonda extensométrica móvil capaz de tomar medidas de alta precisión de la deformación que se produce en el sentido longitudinal de un sondeo; es decir, permite detectar acortamientos y alargamientos según la dirección del eje del sondeo en el que se instala.

Las medidas de la sonda INCREX completan y se complementan con las del inclinómetro, pues el INCREX proporciona los datos de la deformación axial, obteniéndose los movimientos en las tres direcciones cuando se efectúa el control de un sondeo con ambos equipos.

Para efectuar medidas con el extensómetro incremental es necesario previamente perforar un sondeo, en cuyo interior se instala una tubería extensométrica, generalmente de ABS. En su parte externa se colocan unos anillos de bronce, equiespaciados un metro a lo largo de la tubería. El espacio anular que queda entre ésta y la pared del sondeo se rellena con un

mortero especial inyectado a presión, para conseguir una unión solidaria entre la tubería con sus anillos y el macizo cuyas deformaciones se pretende medir.

En la Figura 18. 21 se recoge una sección longitudinal de la sonda INCREX con sus anillos de bronce.

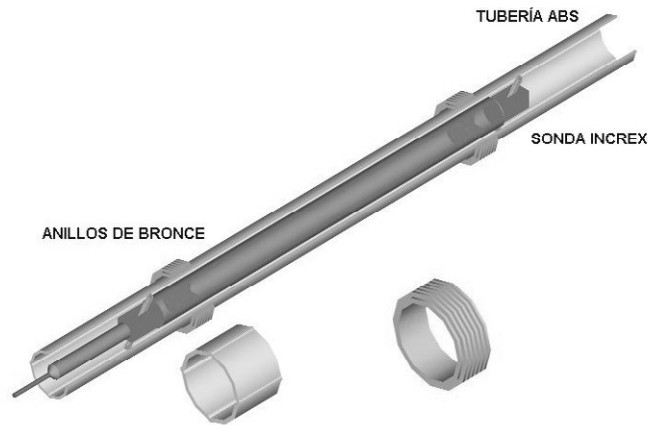


Figura 18. 21. Sección longitudinal de la sonda INCREX

La sonda INCREX de Boart Longyear Interfels, que se muestra en la Figura 18. 22, registra las posiciones relativas de dos anillos consecutivos, basándose en inducciones electromagnéticas entre las bobinas de alta precisión situadas en el interior de la sonda y los anillos metálicos acoplados en la tubería. Para cada medida se realizan dos carreras en una misma dirección, tomando como lectura la media de ambas, que es directamente la variación, respecto a 1 m, de la distancia entre los anillos.



Figura 18. 22. Sonda INCREX conectada a su lector y cable de medida

La precisión de este sistema es de $\pm 0,05$ mm según el catálogo del fabricante, con lo que se detectan desplazamientos que pueden pasar inadvertidos a otros métodos de control, resultando imprescindible en aquellos casos en los que se esperan pequeñas deformaciones. Al tratarse de medidas incrementales, esta precisión no disminuye al aumentar la longitud del sondeo.

En función de las posiciones relativas en el tiempo de dos anillos consecutivos, se estiman las reducciones y aumentos de la distancia existente entre ellos que, a su vez, al estar unidos solidariamente al terreno corresponden a las deformaciones sufridas por el mismo.

Los valores positivos en las lecturas indican alejamiento entre anillos, debido a que el macizo estará sufriendo esfuerzos de tracción, mientras que los valores negativos muestran una disminución de la distancia entre los mismos, suponiéndose entonces que el terreno está sometido a compresión.

Para la interpretación de las medidas obtenidas con el INCREX se realizan gráficas de deformaciones en cada metro o de la deformación total que se registra en el sondeo. Un ejemplo de las primeras se muestra en la Figura 18. 23, que corresponde al control extensométrico de un talud en una explotación minera a cielo abierto.

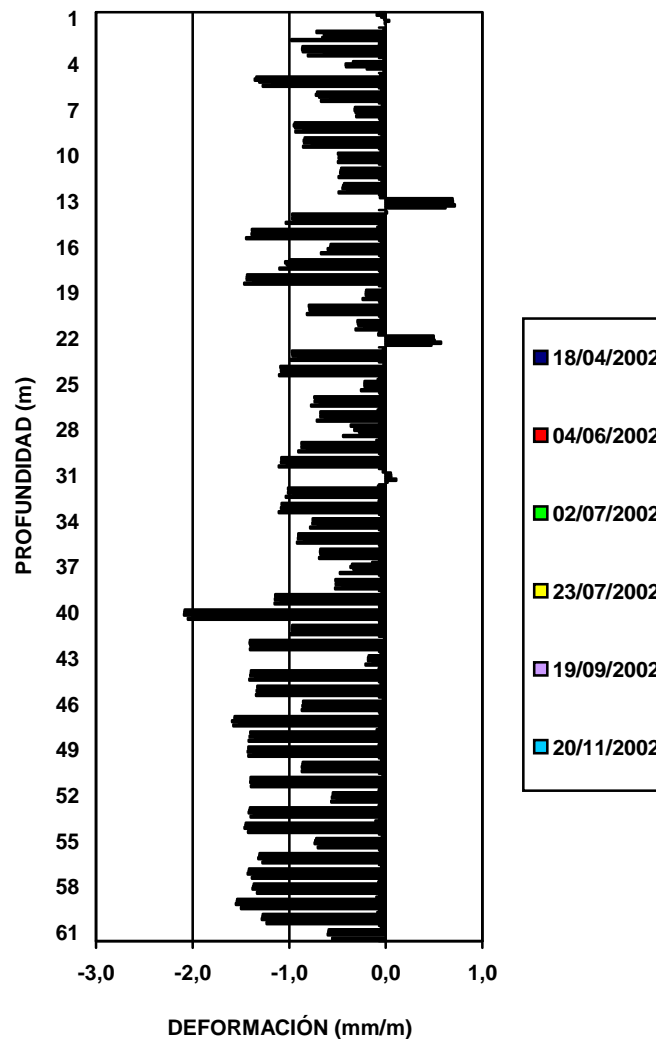


Figura 18. 23. Deformaciones obtenidas con la sonda INCREX en un sondeo localizado en un talud de una explotación de minera.

En el ejemplo se ha efectuado una primera medida de referencia y otras seis medidas de control, en un periodo de siete meses. El número y frecuencia de las medidas vendrá dado por el tipo de control a realizar, por la estabilidad del talud analizado y por la propia evolución de las medidas que se vayan efectuando.

La Figura 18. 24 muestra la toma de datos *in situ* en un sondeo perforado para la medida con sonda INCREX, en un talud que presentaba síntomas de inestabilidad.



Figura 18. 24. Toma de datos en un sondeo mediante la sonda INCREX

18.7.2. Extensómetros de un solo cable

Según Corominas et al. (2000), el extensómetro de cable es un equipo que mide en continuo los desplazamientos relativos que se producen entre dos puntos, uno situado en la parte del talud o ladera que está en movimiento y el otro en terreno estable. Su rango típico de medida oscila entre 10 y más de 100 m, y su precisión suele estar en torno a los 0,3mm/ 30 m.

Corominas et al. (2000) remarcan la dificultad del control de los desplazamientos superficiales mediante técnicas topográficas, que requiere de un sistema fijo de hitos, que debe permanecer estable y visible durante toda la investigación. Por otra parte, algunos equipos de vigilancia de sondeos, como la sonda inclinométrica, no permiten la monitorización en continuo, con lo que se podría perder información importante de cara a interpretar lo que está ocurriendo en el talud. Además, presentan un serio inconveniente cuando se trata de medir grandes desplazamientos, puesto que por producirse la rotura de la tubería no son capaces de detectar desplazamientos mayores de unos pocos centímetros (de 15 ó 20 cm). Como alternativa a las técnicas topográficas e inclinométricas, se tiene la vigilancia de deslizamientos en un talud mediante extensómetros de cable.

Se trata de un equipo bastante sencillo y asequible. Como se aprecia en la Figura 18. 25 (modificada sobre un dibujo de Corominas et al., 2000), consiste en un cable de acero envainado para evitar su corrosión, que se ancla dentro de un sondeo por debajo de la superficie de deslizamiento. El extremo final del cable se mantiene tenso mediante un contrapeso y una polea. El deslizamiento del talud produce una rotación en dicha polea, en la que mediante un potenciómetro se registra el giro o el trozo de cable desplazado. Este sistema permite el registro continuo en una unidad lectora y grabadora a intervalos de tiempo definidos, y puede funcionar con incluso varios metros de desplazamiento, siempre y cuando tenga cable extra que lo permita.

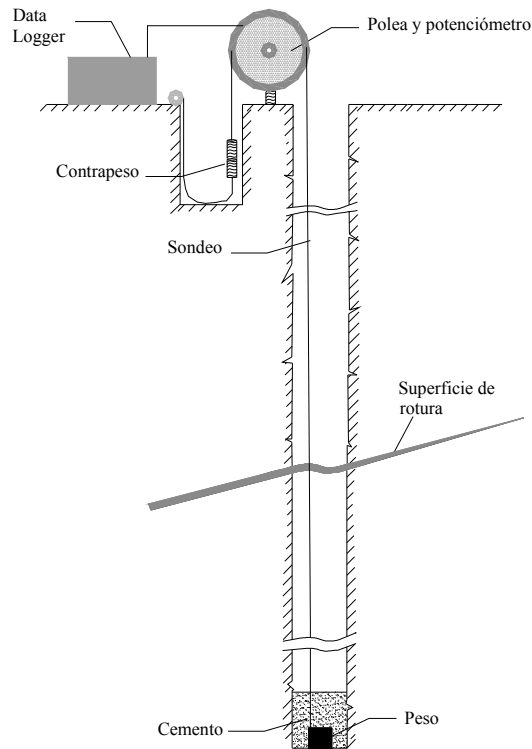


Figura 18. 25. Esquema de un extensómetro de cable

El extensómetro no es capaz de detectar la componente vertical y horizontal del movimiento de forma separada, ni de identificar la presencia de distintas superficies de deslizamiento.

Al ser un equipo de registro continuo, permite analizar en detalle lo que está ocurriendo en el talud: posibles aceleraciones o deceleraciones del deslizamiento, alternancia de periodos de estabilidad e inestabilidad, influencia del nivel freático, del nivel de precipitaciones, de aguas de escorrentía (sobre todo cuando se combina con piezómetros), etc.

18.7.3. Extensómetros de varillas

Los extensómetros de varillas se instalan en sondeos para monitorizar los desplazamientos que se producen a distintas profundidades dentro de los mismos, empleando para ello varillas de diferentes longitudes (documentación técnica de SISGEO).

Estos instrumentos registran los movimientos del terreno hasta una profundidad que puede alcanzar los 30 m. Para ello, se miden los desplazamientos relativos entre la superficie terminal del extensómetro (también denominada “cabeza” o “cabeza de referencia”) y cada una de las varillas que afloran en dicha superficie, que conectan con su correspondiente anclaje en el interior del sondeo. Un cambio en esta distancia refleja que se ha movido el terreno. Estos movimientos se referencian a un punto supuesto fijo, por ejemplo el anclaje situado al fondo del sondeo, y a partir de él se calculan la velocidad y aceleración de los movimientos que se están produciendo, así como las deformaciones del macizo rocoso.

Existen en el mercado varios tipos de extensómetros de varillas para sondeos, que pueden clasificarse principalmente atendiendo a dos criterios:

- Según el número de anclajes:
 - a) Extensómetros de un único punto de anclaje: formados por una única varilla de medida (ver Figura 18. 26), con los que se obtienen los desplazamientos relativos entre el anclaje instalado en el fondo del sondeo y la cabeza del extensómetro situada en la cara del talud.
 - b)

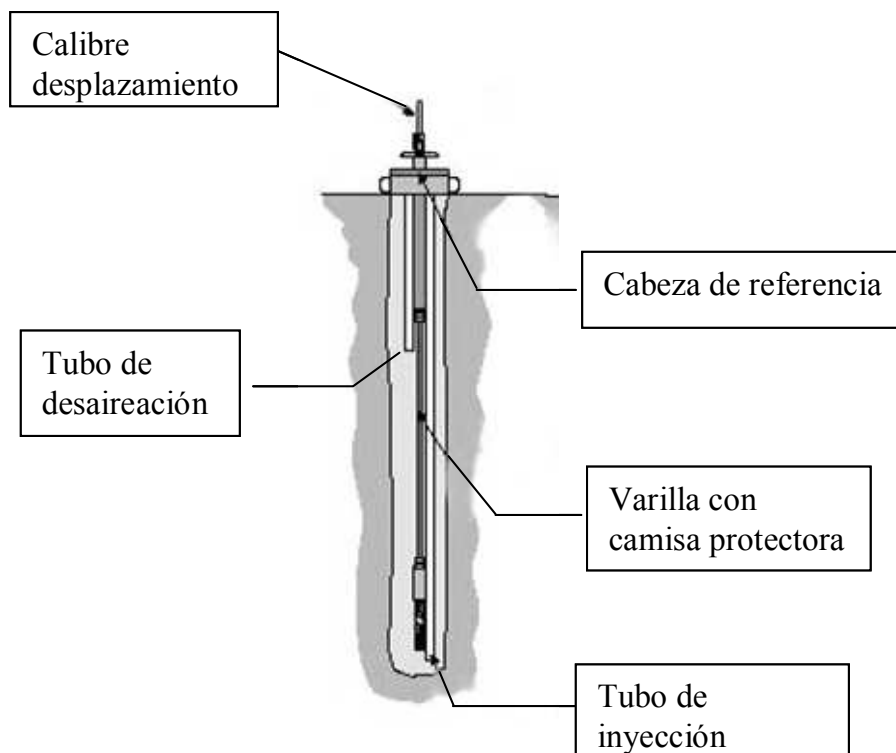


Figura 18. 26. Extensómetro de un punto de anclaje (*Catálogo de SISGEO*)

- c) Extensómetros de varios puntos de anclaje: Están formados por varias varillas, normalmente de dos a siete, con lo que proporcionan los desplazamientos que se producen a distintas profundidades dentro el sondeo.

- Según la forma de anclaje:
 - d) Extensómetros de inyección.
 - e) Extensómetros de anclaje mecánico.
 - f) Extensómetros de anclaje hidráulico.
 - g) Extensómetros de anclaje tipo "packer".

Los dos primeros tipos de anclaje, por su relevancia y amplia utilización en obra civil y minería, se describen detalladamente a continuación.

18.7.3.1. Extensómetros de inyección

Los extensómetros de inyección normalmente son de varios puntos de anclaje (dependiendo de la profundidad de macizo rocoso que se pretenda monitorizar). Cada punto de anclaje está formado por un bulón corrugado que se fija al terreno mediante mortero, generalmente de fraguado rápido y de fluencia adecuada. El movimiento del macizo se transmite a través de unas varillas de fibra de vidrio, de INVAR o de acero que se prolongan hacia el exterior, aflorando en la cabeza del extensómetro; estas varillas están protegidas por camisas de nylon, para que el cemento no las ancle al terreno y se transmita el movimiento del bulón (único tramo anclado en cada varilla) a la cabeza de referencia.

En la Figura 18. 27 se presenta el esquema tipo de uno de estos extensómetros, de la marca de instrumentación geotécnica SISGEO.

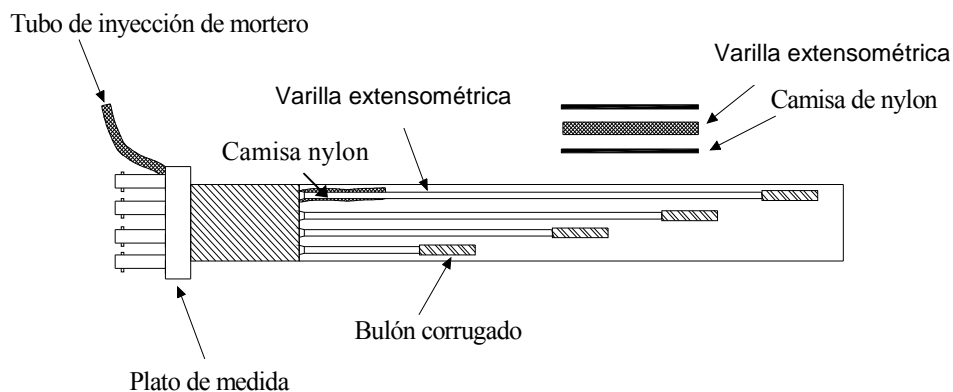


Figura 18. 27. Extensómetro de varilla de cuatro puntos de anclaje

La medida de los desplazamientos se puede realizar con un comparador mecánico de alta precisión, como el que se muestra en la Figura 18. 28 (de la empresa Ingeniería de Instrumentación y Control, S.A., de ahora en adelante IIC, S.A.), con un micrómetro de profundidad o mediante transductores eléctricos de desplazamiento.



Figura 18. 28. Reloj comparador para extensómetros de IIC, S.A.

18.7.3.2. Extensómetros de anclaje mecánico

Estos extensómetros, que pueden igualmente ser de uno o varios puntos de anclaje, se caracterizan por una fijación del anclaje de tipo mecánico. La unión al terreno se basa en la transmisión de un movimiento de rotación al anclaje, que se transforma en una expansión radial que permite la fijación al terreno a lo largo de su perímetro.

La varilla encargada de transmitir los movimientos relativos entre el anclaje y la cabeza del extensómetro suele ser de aluminio, lo que aporta ligereza al conjunto y facilita en gran medida la instalación y el transporte.

La Figura 18. 29 muestra esquemáticamente un extensómetro de este tipo, basado en el equipo comercializado por IIC, S.A.

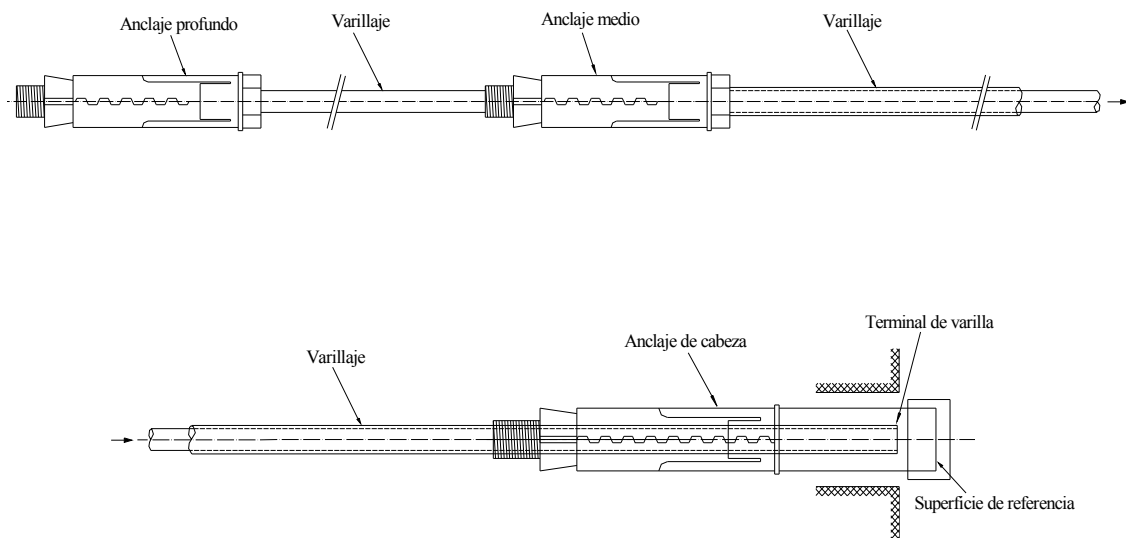


Figura 18. 29. Extensómetro de dos puntos de anclaje

Un modelo de anclaje mecánico se muestra en la Figura 18. 30, junto con el reloj comparador para la medida mecánica. Al igual que en los extensómetros anteriores, los desplazamientos se pueden registrar mediante transductores eléctricos.



Figura 18. 30. Extensómetro modelo A2 y reloj comparador de IIC, S.A.

18.8. Vigilancia de carga en anclajes mediante células de carga

Mediante este sistema se puede determinar la fuerza de anclaje de pernos o anclajes de cable y observar su evolución.

Para ello, en la cabeza del anclaje, entre el sistema de apriete y la placa de apoyo, se dispone una célula de carga como se indica en la Figura 18. 31 (efectuado por los autores a partir de documentación técnica de DGSI). Esto permite que la fuerza de anclaje se transmita al anillo metálico de la célula de carga, que se deforma proporcionalmente a la fuerza aplicada. La deformación sufrida se mide mediante galgas extensométricas o mediante cuerda vibrante, dependiendo del tipo de célula. A partir de la deformación sufrida y conocida la rigidez de la célula, se deduce la carga aplicada. En la Figura 18. 31 se muestra una célula de SISGEO.

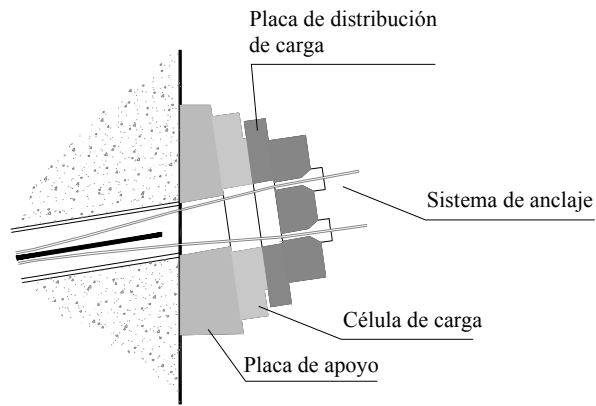


Figura 18. 31. Esquema de la colocación de una célula de carga (*DGS*)



Figura 18. 32. Fotografía de una célula de carga (*SISGEO*)

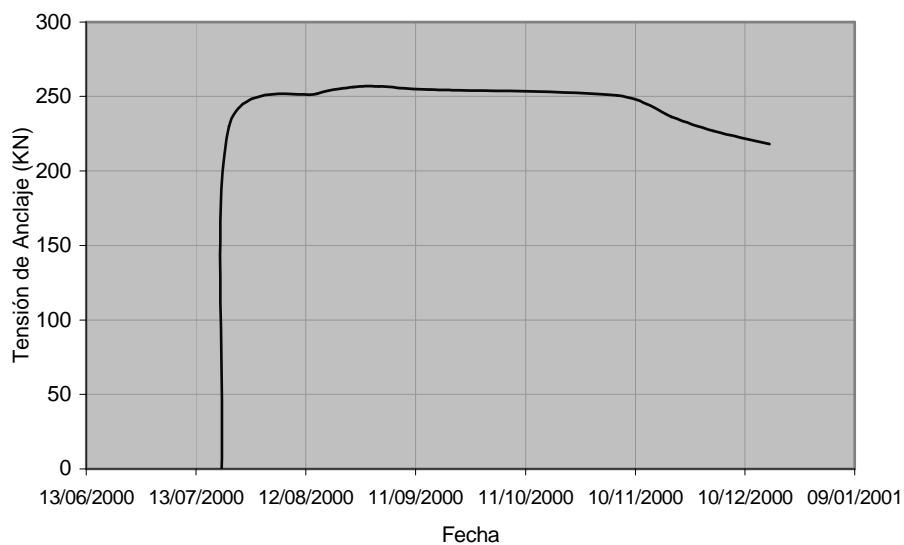


Figura 18. 33. Gráfica típica de la evolución de la carga en un anclaje

La presentación de los datos obtenidos en una gráfica como la de la Figura 18. 33 permite observar la puesta en carga del anclaje (se detecta un ascenso brusco en el inicio de la curva). Posteriormente se mantendrá la carga mientras no haya deformaciones del terreno. Si el terreno tendiese a deformarse, el anclaje trabajaría más, aumentando la carga soportada. Si se produjese un ascenso brusco y significativo de la carga, podría indicar una inestabilización del talud y un riesgo de rotura de los anclajes. Si la fuerza de anclaje disminuyese fuertemente, indicaría que el anclaje se ha soltado y ya no trabaja.

18.9. Vigilancia del movimiento de taludes mediante inclinómetros superficiales

El objetivo que se persigue con el control inclinométrico superficial es monitorizar los desplazamientos angulares o la inclinación de un punto. En definitiva, lo que se detectará mediante estos instrumentos serán las pequeñas inclinaciones que puedan darse en la cara del talud en el que se coloquen, o las inclinaciones que puedan registrar algunos bloques.

En la Figura 18. 34 se muestra un esquema de un inclinómetro de este tipo, obra de los autores y una fotografía que corresponde del modelo SB2I de SEIKA.

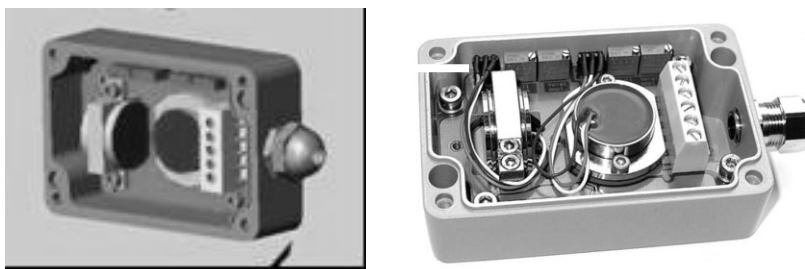


Figura 18. 34. Inclinómetro superficial (adaptado de SEIKA)

La caja metálica que contiene un inclinómetro lleva en su interior un único sensor o dos sensores inclinométricos; en este último caso el equipo puede medir según dos direcciones perpendiculares.

El inclinómetro se fija al talud o al bloque que presente inestabilidad y se ajusta a cero, grabándose entonces la lectura inicial. Los cambios de inclinación se obtienen comparando cada lectura con esa lectura inicial.

La toma de datos se realiza mediante una centralita en la que se dan las lecturas de los canales A y B, es decir, de las dos direcciones perpendiculares en las que se mide el ángulo de inclinación.

18.10. Vigilancia de grietas mediante medidores de desplazamiento

El objetivo de los medidores de desplazamiento de grietas es monitorizar el movimiento de grietas y fisuras superficiales, alertando en estados iniciales de posibles movimientos.

En la Figura 18. 35 se muestra un medidor tipo de grietas, de DGSI. El medidor consiste básicamente en un sensor de desplazamiento que se coloca sobre unos anclajes que se fijan (normalmente por inyección) en el talud, uno a cada lado de la grieta.



Figura 18. 35. Medidor de grietas (DGS)

Para la toma de datos se utiliza una unidad lectora, que convierte la señal eléctrica de forma que las medidas aparecen expresadas en mm.

Una vez instalado el medidor en la grieta, la primera lectura sirve de referencia. Las siguientes lecturas se comparan con la de referencia para determinar la magnitud de los cambios en la distancia entre las caras de la grieta o fisura.

18.11. Cámaras de vídeo axiales para monitorización de sondeos

Con el fin de controlar y visualizar un talud en profundidad, se pueden utilizar cámaras de vídeo especialmente diseñadas para la grabación en perforaciones. Estas cámaras permiten estudiar las litologías que conforman el talud, así como analizar el interior de un sondeo, que puede perforarse sin recuperación de testigo. Su valor como elemento de control radica en la posibilidad de efectuar monitorizaciones periódicas para comparar el estado del sondeo y su evolución en el tiempo.

Se trata de cámaras de visión frontal con iluminación autónoma que permiten realizar grabaciones en sondeos con un diámetro mínimo de 30 mm, como las que se muestran en la Figura 18. 36 (diseñadas por los autores).



Figura 18. 36. Cámaras de vídeo para sondeos

Constan de una carcasa cilíndrica de acero que posee en su parte central doce diodos con disposición de revolver, en cuyo interior se aloja una cámara de vídeo con alimentación externa. La cámara se conecta a un cable de transmisión de datos y se introduce en el sondeo, deslizándose por su interior mediante varillaje de conexión rápida. Incorpora un contador automático de metros, que permite conocer en cada momento a qué profundidad se encuentra la cámara. Para la grabación y visualización *in situ* se utiliza una videocámara digital con salida de vídeo.

18.12. Monitorización con cámara ultrasónica

Esta técnica, basada en la emisión de ultrasonidos y en su posterior recepción tras ser reflejadas las ondas en las paredes del sondeo, permite obtener imágenes de una perforación, así como identificar posibles fracturas y medir su orientación.

A diferencia de la monitorización con cámara de vídeo, para el reconocimiento de los sondeos mediante la cámara ultrasónica, es necesario que éstos se encuentren inundados, por lo que ambas técnicas resultan complementarias.

Sirve para obtener un adecuado conocimiento del talud, pero asimismo como elemento de control, pues sucesivas monitorizaciones permiten evaluar la degradación de un sondeo en el tiempo, identificar nuevas fracturas, etc.

El equipo de cámara ultrasónica de la empresa Robertson Geologging Ltd. se compone de los siguientes elementos:

- Una sonda ultrasónica, con haz de ultrasonidos estrecho, con frecuencia de muestreo de 360 muestras por revolución y velocidad de rotación de 20 r.p.s. Esta sonda dispone de un sistema para la determinación de la orientación espacial de la misma en cada momento y tres sensores inclinométricos dispuestos en tres ejes perpendiculares, para determinar la inclinación de la sonda con respecto a la vertical.
- Sistema de anillos centradores para mantener la sonda centrada en el sondeo.
- Cable y sistema de posicionamiento, que consiste en un equipo para descolgar la sonda, con cable de 500 m de longitud con pantalla de protección de acero, sistema electrónico de regulación de la velocidad y un trípode con polea para la medición electrónica de la profundidad (ver Figura 18. 37, fotografía de un trípode de la citada empresa).
- Data Logger o centralita de medida para la toma de datos.
- Software. Programas para la toma de datos y tratamiento de los mismos: equipo informático para el tratamiento y registro de las señales obtenidas durante la monitorización del sondeo.

En la Figura 18. 38 se puede ver un detalle de la parte inferior de la sonda ultrasónica HRAT High Resolution Acoustic Televiewer, de Robertson Geologging Ltd. En esta zona es donde va alojado el emisor-receptor de las señales (banda oscura a la derecha de la imagen).



Figura 18. 37. Polea para la medición en profundidad

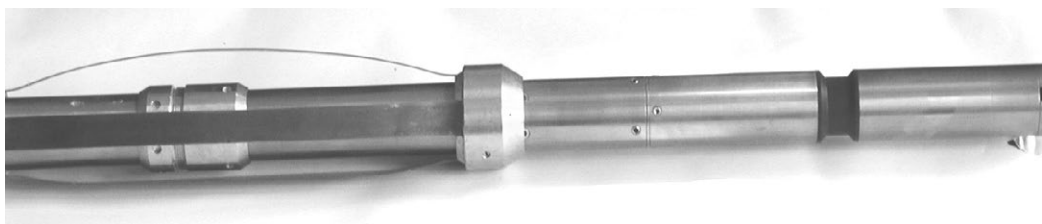


Figura 18. 38. Detalle de la sonda ultrasónica

La imagen de la pared del sondeo se genera al mover la sonda a lo largo de su eje, mientras ésta escanea radialmente el mismo. De esta manera, el programa de tratamiento de los datos genera una diagráfia del sondeo que permite identificar las discontinuidades presentes en él y obtener, además, la dirección y el buzamiento de dichas discontinuidades (ver Figura 18. 39, imagen obtenida con software RG-DIP de Robertson Geologging Ltd).

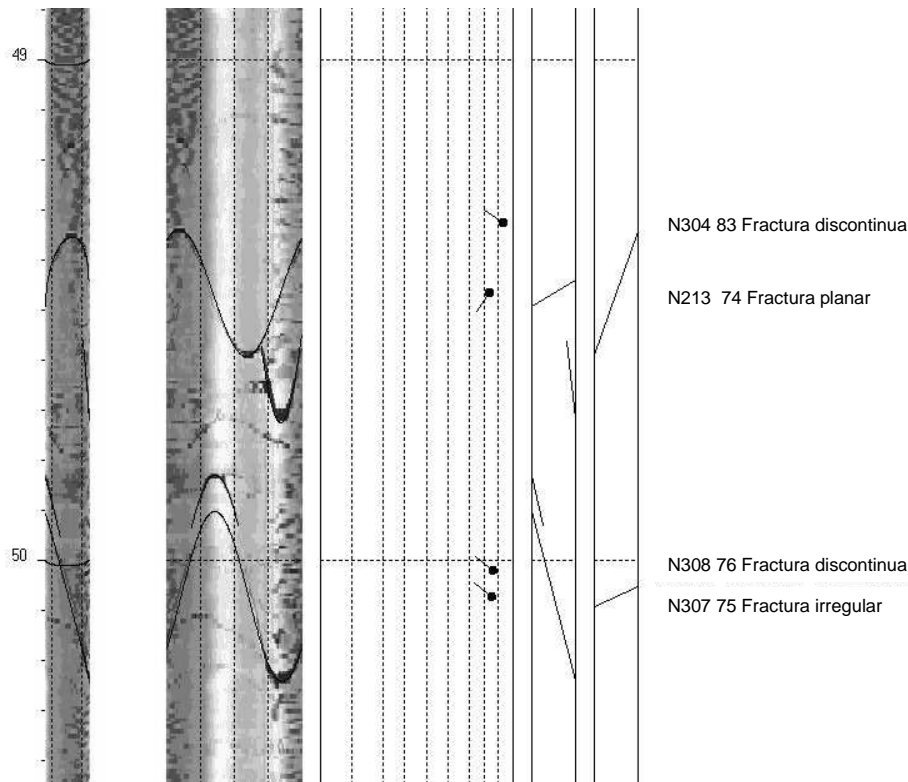


Figura 18. 39. Diagrama obtenida con la sonda ultrasónica

18.13. Diseño de un sistema informático para el seguimiento de la evolución de los parámetros geotécnicos del talud

Como se ha comentado con anterioridad, cuando un talud está teniendo algún problema de estabilidad, se hace imprescindible reforzar la vigilancia del mismo aumentándola a un nivel II ó nivel III.

En el nivel de vigilancia III se hace un seguimiento continuo de algunos de los parámetros mencionados anteriormente. Para facilitar esta labor, se requiere diseñar un sistema informático para la adquisición y el tratamiento de todos los datos e información obtenidos.

El sistema ha de ser capaz de proporcionar gráficas actualizadas de la evolución de cada uno de los parámetros controlados y gráficas comparativas de unos con respecto a otros, que permitan obtener conclusiones al ingeniero geotécnico y le ayuden a valorar el riesgo de inestabilización del talud.

El diseño de un sistema de este tipo difiere bastante de los de monitorización y control empleados en la industria. En el caso de la instrumentación geotécnica, los parámetros monitorizados suelen variar lentamente, siendo suficiente la toma de varias lecturas por hora para caracterizar su evolución. Por otra parte, la instrumentación suele estar colocada en lugares de difícil accesibilidad, donde no existen redes de comunicaciones ni facilidad para instalarlas; en general, también resulta delicada la instalación de ordenadores, por estar muy

expuestos a posibles accidentes y en lugares de complicado acceso para quien debe interpretar los resultados.

Un sistema de monitorización ha de tener las siguientes características:

- Separar los sistemas informáticos que capturan los datos de aquellos que los procesan y muestran los resultados. De esta forma, los datos pueden ser procesados y visualizados en una oficina central que puede estar alejada de los emplazamientos monitorizados. También es interesante que se puedan visualizar los resultados desde otros puntos de la empresa, o desde las empresas colaboradoras.
- Tener un sistema de captura de datos versátil, de forma que se puedan añadir equipos fácilmente, incluso si éstos están alejados unos de otros.
- Ser capaz de transmitir los datos obtenidos en los emplazamientos hasta una oficina central alejada de ellos, incluso cuando éstos están en lugares remotos. Éste es uno de los requisitos más exigentes, pues muchas veces no se dispone de líneas telefónicas u otras redes de comunicaciones en los emplazamientos.
- Ser un sistema robusto frente a fallos intermitentes en los sistemas de comunicación, que pueden darse con relativa frecuencia en un ambiente minero.

Las características que no se necesitan en un sistema de monitorización de taludes (que suelen ser requisito en otros sistemas de monitorización industriales), son:

- Alta velocidad de muestreo por parte de los sistemas de adquisición (los sistemas industriales pueden tomar miles de datos por segundo).
- Elevado número de canales de muestreo, pues los equipos a monitorizar suelen estar dispersos.
- Capacidad de respuesta inmediata por parte del sistema. La inestabilización de un talud suele ser un proceso lento que se produce a lo largo de varios días.

18.13.1. Descripción de un sistema informático para la monitorización de la instrumentación

El sistema se encuentra esquematizado en la Figura 18. 40, y se divide en tres bloques principales:

- Sistema informático de emplazamiento. Este sistema se ha de instalar en cada uno de los emplazamientos en los que se coloque instrumentación que se quiera monitorizar de forma automatizada. Constará de una red de módulos de adquisición de datos conectados a un microprocesador, que se encarga de controlar el proceso de toma de datos y de transmitir los datos adquiridos a la estación base u ordenador central.

- Sistema informático central o estación base. Este sistema se puede ubicar en cualquier oficina de la empresa con unas instalaciones adecuadas y que resulte más accesible al personal que los emplazamientos, para facilitar así las labores de mantenimiento. Será el encargado de almacenar los datos procedentes de todos los emplazamientos instrumentados, tanto de los que se controlan de forma automática como de los emplazamientos o instrumentación en los que la toma de datos se hace de forma manual (si los hubiere). También se encarga del procesamiento necesario de los datos, preparándolos así para su presentación e interpretación por parte del ingeniero geotécnico.
- Sistema cliente de visualización. Estos equipos se encuentran en las oficinas del personal encargado de la monitorización y la interpretación de los resultados. Mediante ellos se accede a los datos procesados en la estación base, que se visualizan en forma de gráficas comparativas o tablas, en función de lo solicitado por el usuario. También se encargan de la presentación de informes.

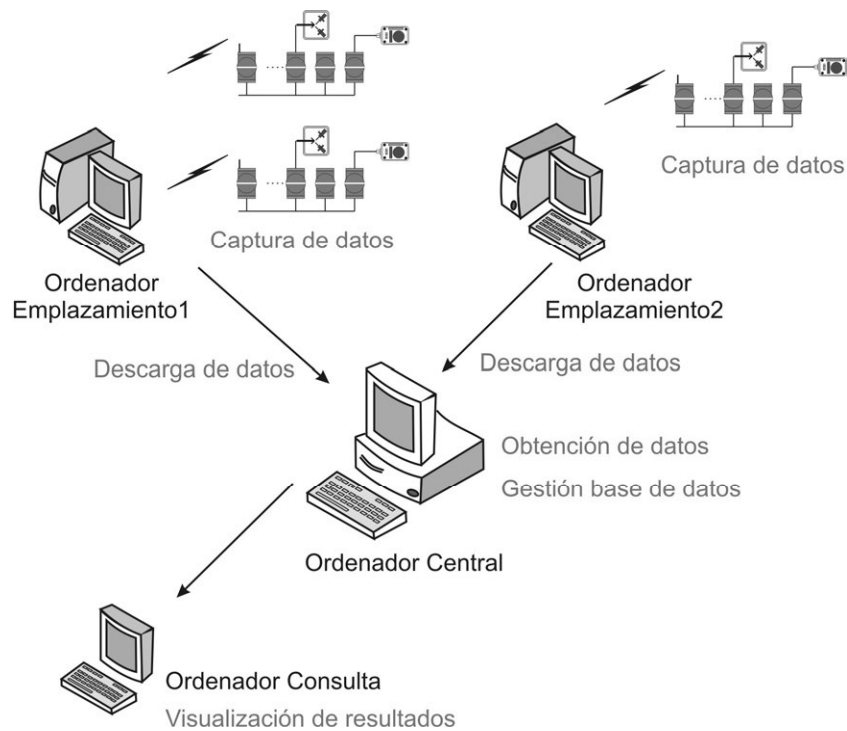


Figura 18. 40. Esquema del sistema informático para la monitorización automatizada de la instrumentación

Una ventaja de este sistema es su gran versatilidad, pues se pueden añadir emplazamientos con facilidad, controlándose todos desde una única ubicación central, que puede estar suficientemente asegurada frente a incidentes que pudieran provocar la pérdida de datos. Por otra parte se simplifica el mantenimiento tanto del *hardware* como de los programas, ya que si se produjesen mejoras o modificaciones en los sistemas de adquisición o de procesamiento, no sería necesario distribuirlos a todos los usuarios o emplazamientos, sino que bastaría con implementarlas en la estación base.

De esta manera una empresa puede centralizar el control de toda la instrumentación en una sola estación base, incluso si la empresa estuviese instalada a lo largo de todo el país o si realizase labores de consultoría para otras.

Para ello sería necesario garantizar un medio de comunicación entre los emplazamientos y la estación base, de manera que la comunicación se pueda establecer incluso desde lugares remotos. Como se verá más adelante, hoy en día la mejor opción es conectar las estaciones a Internet para transmitir los datos al sistema central.

Los clientes también pueden conectarse al sistema central mediante Internet para la visualización de los resultados.

Si se desea acceder a los datos desde cualquier equipo, sin necesidad de tener instalados los programas específicos para la visualización de los datos de la instrumentación, la mejor opción es desarrollar el programa de presentación de los resultados como un sitio *web*, que se situará en un servidor *web* en la oficina central y que publicará los resultados para toda persona autorizada que disponga de un navegador *web* y conexión a Internet.

Los programas orientados a la *web* sufren de ciertas limitaciones que los hacen más incómodos en su utilización y menos ricos en opciones de presentación que los programas nativos.

Por ello puede resultar adecuado crear un programa nativo para la presentación de los resultados, que también se conecte a través de Internet a la estación base para consultar los datos procesados y actualizados. Este programa lo utilizaría el personal más involucrado en la vigilancia de la instrumentación, desde cualquier ordenador con acceso a Internet, siempre que previamente se haya instalado el programa. Los usuarios esporádicos podrían utilizar el servidor *web*, sin necesidad de realizar la instalación de ningún programa.

18.13.2. Descripción de un sistema de adquisición de datos y transmisión a la oficina central

Para la monitorización de los datos geotécnicos se requiere el equipamiento electrónico e informático que se muestra en la Figura 18. 41 y se describe a continuación:

- Sensores eléctricos o transductores eléctricos que conviertan las magnitudes físicas (desplazamientos, presiones de poro, etc) en señales eléctricas proporcionales a su valor. Esta señal puede ser en forma de voltaje o de intensidad de corriente.
- Sistemas de acondicionamiento de señal. Muchos de los sensores entregan señales débiles que han de ser amplificadas o que no son adecuadas para los sistemas de conversión analógico/ digital.

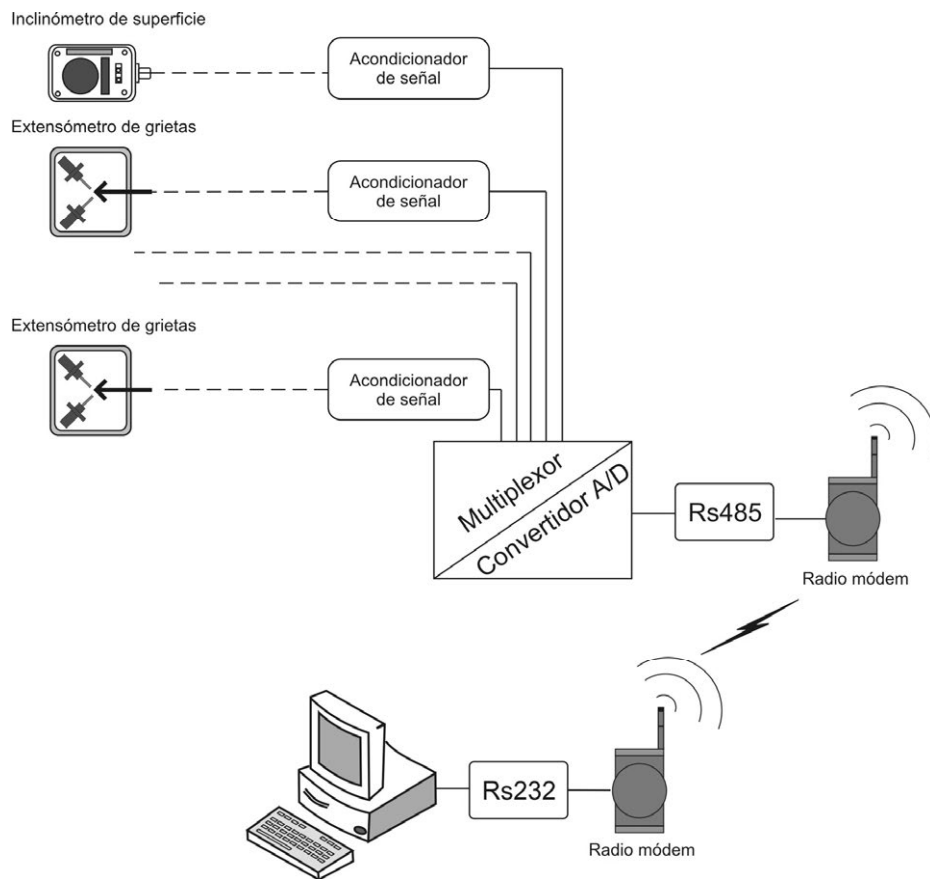


Figura 18. 41. Esquema simplificado de un sistema de adquisición de datos

- Convertidor analógico/ digital. Se encarga de convertir una señal eléctrica (generalmente tensión) que debe encontrarse dentro de un determinado rango de valores en un dato numérico digital, interpretable por un ordenador y que se puede transmitir a través de redes de comunicación digitales. Estos equipos suelen contar con un multiplexor para permitir seleccionar uno entre varios canales disponibles, de forma que con un solo equipo se puedan leer varios sensores en lecturas consecutivas.
- Ordenador de toma de datos, que también se encarga de almacenarlos temporalmente y transmitirlos a un ordenador central para su almacenamiento definitivo y posterior procesamiento.

18.13.2.1. Acondicionamiento de señal

Los sensores de los dispositivos miden magnitudes físicas (presión intersticial, desplazamientos, etc). Los sensores son los encargados de convertir una magnitud física en otra proporcional a ella. Cuando la magnitud entregada es una señal eléctrica (tensión, intensidad de corriente o frecuencia de la corriente), se habla de sensores eléctricos. Los sensores eléctricos proporcionan una señal eléctrica que es susceptible de ser tratada por los sistemas electrónicos y de ser convertida a un valor digital.

Algunos sensores no proporcionan directamente una señal eléctrica, si no que convierten el valor que se desea medir en otra magnitud física, que posteriormente debe convertirse en una señal eléctrica (si se desea medir con un sistema informático) mediante un transductor, similar a un sensor eléctrico. Tal es el caso de los medidores hidráulicos de presión, que convierten la presión del terreno en desplazamiento de un émbolo, que a su vez se mide mediante un sensor (transductor) de desplazamiento.

La señal eléctrica de partida no siempre es la adecuada para alimentar directamente el sistema de conversión analógico/ digital. Estos sistemas suelen tener unos rangos de entrada definidos, por ejemplo: $\pm 5V$, $\pm 10V$, $0-5V$ ó $0-10V$.

Cuando la señal de entrada no es la adecuada, se emplea un equipo electrónico que se encarga de hacer la conversión manteniendo la proporcionalidad. A estos equipos se les conoce como sistemas de acondicionamiento de señal. Los más comunes son:

- Convertidores corriente/ tensión: emplean amplificadores operacionales para convertir la intensidad de corriente de entrada en una tensión de salida proporcional a ella.
- Convertidores frecuencia/ tensión: en ellos la tensión de salida es proporcional a la frecuencia de la tensión de entrada.
- Convertidores tensión/ tensión: utilizan amplificadores operacionales para convertir un rango de tensión de entrada en otro. Lo más frecuente es que las señales de los sensores sean débiles (unos pocos mV) y sea necesario amplificarlas. Son habituales ganancias entre 100 y 10000 veces. También se emplean para hacer un ajuste de cero. Esto consiste en restar una determinada tensión del valor de entrada antes de amplificar la señal, lo cual resulta necesario porque muchos sensores una vez instalados y debido a los ajustes necesarios en su instalación, no entregan una tensión de salida nula, si no un valor significativo que es necesario descontar.
- Acondicionamiento mixto: es frecuente ver combinaciones en serie de los anteriores convertidores para lograr el acondicionamiento deseado. Lo más habitual es un convertidor de corriente/ tensión o frecuencia/ tensión cuya señal de salida se entrega como entrada a un convertidor tensión/ tensión para convertirla al rango deseado.

18.13.2.2. Conversión analógica/ digital y transmisión al ordenador de tomas de datos

Las señales entregadas por los sensores eléctricos y los sistemas de acondicionamiento de señal son analógicas; es decir, que su magnitud (el valor de la tensión) es proporcional al valor medido. Los ordenadores modernos son digitales. Ello quiere decir que emplean representaciones binarias de los números. Una magnitud vendrá representada por una combinación de 0 y 1 que será la representación de su valor en base 2. Para la transmisión de los valores entre los ordenadores, también se emplean protocolos binarios. Por consiguiente, es necesario un sistema que convierta el valor de la tensión de entrada en su representación

binaria. Estos sistemas son los convertidores analógico/ digitales. Suelen estar dotados de un multiplexor, con lo cuál se puede alimentar al convertidor con varias señales y seleccionar cuál de ellas se va a convertir en un momento dado.

En primer lugar, se encuentra un sistema de muestreo y retención que se encarga de tomar una muestra del valor de la señal en el momento de la lectura y mantener su valor estable durante el tiempo que dura el proceso de conversión, con lo que se evitan errores que se originarían si la señal de entrada variara durante la conversión. Este valor muestreado es el que se alimenta al convertidor analógico/ digital propiamente dicho.

Por último la representación binaria ha de poder leerse desde el ordenador de toma de datos. Para ello es necesario un medio para la transmisión y un protocolo de transmisión (que es el que define cómo se transmiten los datos). Para su uso en un sistema de monitorización de instrumentación geotécnica, es necesario que los sistemas de conversión analógico digital dispongan de un protocolo de comunicación y un medio de transmisión versátil, que permita añadir fácilmente nuevos módulos de conversión y además que sea robusto y de fácil instalación así como de bajo costo. Los dispositivos interconectados forman lo que se denomina una red de comunicación.

Una red que cumple estos requisitos es el estándar RS-485. Es un sistema de comunicación parecido a una línea serie RS-232 (muy común en los ordenadores personales) pero con la ventaja de que se puede conectar más de un dispositivo (cada uno de los cuáles vendrá identificado por un número) y de que para la conexión de los dispositivos únicamente hacen falta dos hilos en par trenzado, con lo que su despliegue resulta muy sencillo. Las velocidades de comunicación no son muy elevadas (iguales al estándar RS-232), pero son suficientes para su empleo en la auscultación geotécnica.

En el mercado existen módulos de conversión analógico/ digital basados en este sistema de comunicación, que disponen de 8 canales de entrada (según información del manual de módulo ADAM 4018). Se pueden conectar hasta 254 módulos en una sola red RS-485 a un ordenador, desde el que se selecciona el módulo y canal cuyo dato se desea leer en cada momento.

Si en algún punto resulta imposible el tendido del par trenzado de comunicación, bien por dificultades de acceso o por haber una distancia excesiva, se pueden emplear radio módems para la comunicación por radio frecuencia, teniendo un sistema mixto de cable e inalámbrico.

18.13.2.3. Ordenador de toma de datos

El ordenador de toma de datos se encuentra conectado a la red de los módulos de adquisición de datos y se encarga de muestrear los datos de los módulos y canales, correspondientes a los sensores de los equipos de instrumentación, según la programación realizada. Es necesario realizar el programa informático que se encargue de la comunicación con los módulos en el protocolo correspondiente.

Este ordenador también ha de encargarse de almacenar temporalmente los datos hasta que sea posible su transmisión al ordenador de la oficina central donde se guardan y procesan los datos de todos los emplazamientos.

Dado que el procesamiento necesario por parte del ordenador no es excesivo, se pueden emplear equipos con poca potencia (según los parámetros de los ordenadores modernos) y bajo coste. Resultan para ello muy adecuados los dispositivos de mano (PDA), por sus reducidas dimensiones y bajo precio.

Para la comunicación con el ordenador central, es necesario emplear un sistema lo suficientemente extendido como para poder realizar la conexión desde cualquier punto.

Actualmente la mejor opción es utilizar Internet y protocolos de Internet estándar. Esto permitirá emplear las múltiples opciones existentes actualmente para la conexión a Internet y reducir los costes de conexión al servirse de un método ampliamente difundido frente a las conexiones punto a punto, que se empleaban tradicionalmente. Algunas de las posibilidades de conexión a Internet actuales son:

- Conexión mediante módem y línea telefónica (no siempre disponible en zonas remotas).
- Conexión mediante línea ADSL (sólo disponible en poblaciones).
- Conexión mediante operadores de cable (sólo en grandes poblaciones).
- Conexión mediante la red de distribución eléctrica (en España todavía no está implementado por las compañías eléctricas, aunque algunas tienen proyectos piloto para su despliegue).
- Conexión mediante telefonía móvil y módem GPRS (disponible en cualquier punto de España en donde haya cobertura de telefonía móvil).
- Otros sistemas de conexión que se puedan desplegar en un futuro y que abaraten los costes y la fiabilidad de la conexión (como el futuro despliegue de las redes digitales móviles UMTS que sustituirán al GPRS).

La elección de este sistema de comunicación dará la mayor versatilidad y posibilidad de conexión entre dos puntos cualesquiera de España e incluso de todo el mundo, sin tener que depender de la existencia de sistemas anteriores de comunicación (como telefonía) ni desplegar sistemas sofisticados para la comunicación (como radioenlaces, etc).

18.13.3. Diseño de un sitio web para la presentación de los resultados

El ingeniero necesita poder seleccionar qué instrumentos quiere visualizar y en qué rango de fechas. Ha de tener la posibilidad de superponer gráficas de sensores del mismo o de varios instrumentos. El programa de visualización ha de proporcionarle flexibilidad para la selección de los parámetros a visualizar, controlando también la forma en que se presentan los

resultados. Algunos de los parámetros a monitorizar pueden sufrir oscilaciones periódicas, generalmente con periodicidad diaria debido a las variaciones térmicas a lo largo del día.

Resulta frecuente que alguno de los datos tomados sea erróneo debido a fuentes diversas (errores en la comunicación, fallos momentáneos en los sistemas de acondicionamiento, ruido electromagnético, etc). Por ello se han de proporcionar mecanismos de filtrado de los datos que pueda controlar el usuario, tales como la realización de medias aritméticas por ventanas de tiempo con establecimiento de un criterio de rechazo de los valores erróneos, o la media móvil con ventana de tiempo y criterio de rechazo. La media por ventana permitirá reducir el número de puntos representado cuando el muestreo se hace a menudo y se quiere representar un intervalo de tiempo grande. Con ello se suavizan las oscilaciones de forma dentada y se filtra el ruido. La media móvil permitirá obtener una tendencia enmascarada por una oscilación cíclica, como las oscilaciones diarias de las medidas de un desplazamiento de una grieta (que sufrirá oscilaciones diarias debidas a los cambios de temperatura).

A continuación se describe brevemente un programa desarrollado por los autores para realizar las operaciones de presentación de datos comentadas, implementado como un sitio *web* albergado en un servidor *web*.

El usuario comienza por seleccionar el tipo de instrumento que quiere visualizar y en la ventana de la derecha le aparecen todos los instrumentos de ese tipo instalados y su situación, así como los sensores que lo componen. El usuario puede seleccionar el instrumento completo o únicamente alguno de sus sensores, como muestra la Figura 18. 42.

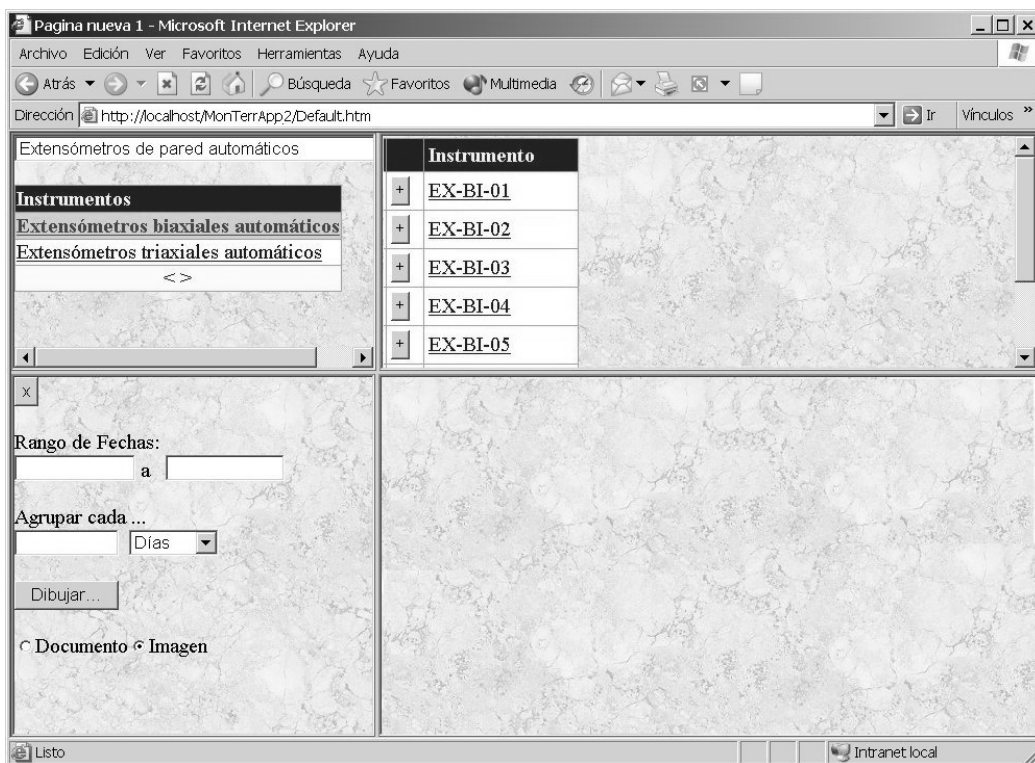


Figura 18. 42. Selección de los sensores e instrumentos a visualizar

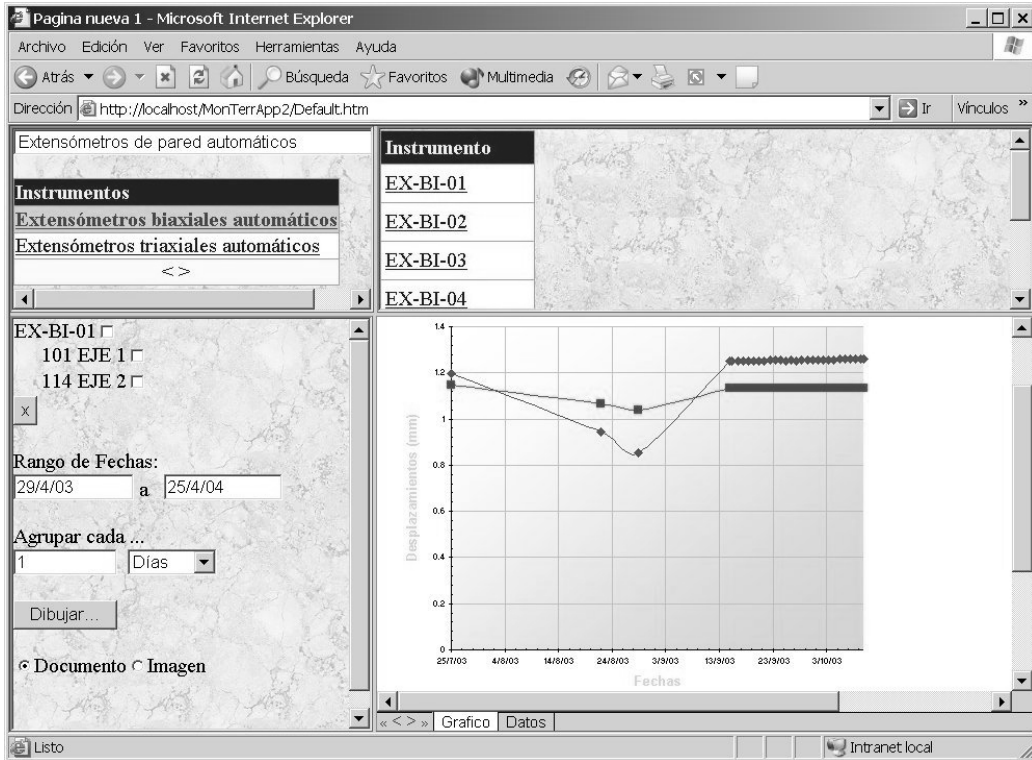


Figura 18. 43. Visualización de resultados de dos sensores en forma gráfica

Figura 18. 44. Visualización de resultados de dos sensores en forma de tabla

Los sensores seleccionados se muestran en la ventana inferior izquierda, de donde puede eliminar los que desee. En esta ventana introduce el rango de fechas a mostrar y los criterios de filtrado de los datos (Figura 18. 43).

A continuación se genera la gráfica (Figura 18. 43), que también se puede mostrar en forma de tabla de datos (Figura 18. 44).

Si el usuario lo desea, puede guardar los datos y la gráfica en un fichero de hoja de cálculo de Excel, para su posterior manipulación o inclusión en otros programas (como informes de Word).

REFERENCIAS

- ADAM 4000 Series, Data Acquisition Modules User's Manual.
- Ariznavarreta Fernández, F; Díaz Aguado, M.B.; Diseño y Control Instrumental de Una Explotación Subterránea de Caliza en Ortiguero (Asturias). *Proc. 4º Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de construcción*, UCLV (Cuba), Noviembre, 2000.
- Bolton, W. *Instrumentation & Measurement*. Newnes. 2ª Edición 1996.
- CEDEX. *Curso sobre auscultación y seguimiento de obras geotécnicas*. Ministerio de Fomento. Tomos I y II. Madrid 1997.
- Corominas, J.; Moya, J.; Lloret, A.; Gili, J. A.; Angeli, M. G.; Pasuto, A.; Silvano, S. Measurement of landslide displacements using a wire extensometer. *Engineering Geology*, Vol. 55, Iss. 3, pp 149-166. 2000.
- Díaz Aguado, M.B.; González Nicieza, C.; Álvarez Fernández, M.I.; Solar Menéndez, B. Technical and Economic Optimisation of an Underground Limestone Mine. *Proc. 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes*, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003
- Dowding, C.H; Su, M.B; O'Connor, K. Measurement of Rock Mass Deformation with Grouted Coaxial Antenna Cables. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 22, 1-23. 1989.
- Dowding, C.H; Su, M.B; O'Connor, K. Principles of Time Domain Reflectometry Applied to Measurement of Rock Mass Deformation. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics*, Abstracts, vol. 25, Nº5, pp. 287-297. 1988.
- Dunncliff, John. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. ED. John Wiley and sons, Inc. 1988.
- Gili Ripoll, José A. Instrumentación para control de movimientos de ladera: sistema GPS y otros. *Operatividad de la instrumentación en aguas subterráneas, suelos contaminados y riesgos geológicos*. IGME, pp 235-346. Madrid 2003.
- González Nicieza, C.; Ariznavarreta Fernández, F; Díaz Aguado, M.B.; Control Geotécnico en línea de una Mina Subterránea de Caliza. *Proc. XI Congreso Internacional de Industria, Minería y Metalurgia*. Zaragoza, 2002.
- González Nicieza, C.; Díaz Aguado, M.B.; Solar Menéndez, B; Álvarez Fernández, M.I.; Subsidence Analysis and Prediction Based on a Real Case. *Proc. 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes*, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- López Jimeno, Carlos y otros. *Manual de Túneles y Obras Subterráneas*. Ed. López Jimeno, Carlos. Madrid. 2000.
- Ramírez Oyanguren, P. *Documentación técnica*, 2005.
- Sinclair, Ian R. *Sensors and Transducers: a guide for technicians*. Newnes. 2ª Edición 1992.
- Sopeña Mañas, L. *Instrumentación de terraplenes*. Curso sobre auscultación y seguimiento de obras geotécnicas. CEDEX. Ministerio de Fomento. Tomo I. Madrid 1997.
- Szwedzicki, T. *Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining*, Proceedings of the Australian Conference on Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Balkema, 1993.
- <http://www.iic-grupoep.com/>
- <http://www.infomine.com>
- <http://www.interfels.com>
- <http://www.geologging.com/>
- <http://www.seika.de/english/>
- <http://www.sisgeo.com>
- <http://www.slopeindicator.com>