

Estudios geotécnicos para grandes taludes en roca

TRIGUEROS TORNERO, E., Grupo de Geotécnica y Métodos de Explotación. U. P. de Cartagena.

SANCHEZ MEDRANO, R., D.G. de Industria, Energía y Minas de la C.A.R.M.

ALCARAZ APARICIO, M., Grupo de Ing. Cartográfica y Ordenación del Territorio. U. P. de Cartagena..

Palabras Clave: BANCO, COHESIÓN, CUÑA, ESTABILIDAD, EXCAVACIÓN, FRICCIÓN, JUNTA, MACIZO, RECONOCIMIENTO, ROTURA, SUBSUELO, TALUD.

El diseño de grandes taludes en roca, como los que se desarrollan en minas a cielo abierto, canteras de aridos y en obras que requieran grandes excavaciones: emboquille de túneles, zonas industriales de relieves accidentados o presas, exige la realización de un estudio geotécnico del terreno. Dicho estudio, al que se hace referencia en las *ITC SM 07.1.02 y 03* del vigente *Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera*, así como en diversas instrucciones técnicas del M^o de Fomento, se plantea como preceptivo, porque desarrolla la función de prevención de las diferentes situaciones de inestabilidad que pudieran provocar un accidente durante las operaciones de excavación, o un deslizamiento del talud final, de graves consecuencias materiales y económicas. La ausencia de una regulación respecto al desarrollo metodológico y al contenido, y la dificultad que las diferentes situaciones de partida plantean para esa regulación nos invita a trazar unas líneas generales de la metodología: procedimientos y medios empleados, desarrollada a partir de un buen número de estudios en los que hemos intervenido.

Los estudios geotécnicos, lejos de constituir un gravamen administrativo para la obra o cantera deben ser una herramienta útil a disposición del técnico de diseño y ejecución de la excavación. No hay que olvidar que el talud puede necesitar una serie de refuerzos para aumentar el factor de seguridad: anclajes, mallas de protección frente a desprendimientos, pantallas, etc., que debe incorporar una serie de elementos que lo protejan frente a la degradación por la acción erosiva o infiltración del agua: revestimientos, cunetas de drenaje, y otros que lo integren en el entorno, relacionados con la restauración como la preparación de la superficie para la revegetación o su remodelación. Todas estas actuaciones deben programarse con antelación puesto que pueden interferir unas con otras.

En ocasiones, el alcance de los trabajos de investigación previa no siempre queda claro o se confunde el objetivo y se consigue la edición de un voluminoso ejemplar con una serie de datos geomecánicos, análisis mineralógicos, fotogra-



Foto 1.- Excavación de talud en obra portuaria.

fías y actas de ensayos de escaso valor práctico. Conviene, por tanto, recalcar que, el *informe de reconocimiento geotécnico* no constituye en sí mismo un estudio sino tan solo la primera parte; y que además de un exhaustivo trabajo de campo, con los ensayos que correspondan para la caracterización mecánica de los distintos materiales y sus diaclasas, hay que analizar la compatibilidad entre las características estructurales y mecánicas del macizo de roca y la geometría y orientación del talud, cuestionando la *estabilidad para cada una de sus escalas*: deslizamientos de bloques y cuñas, roturas de bancos y roturas de todo el talud. Esta labor requiere la adecuada *elección de los modelos de análisis* y de las leyes del comportamiento de los materiales implicados en dicha estabilidad.

Tras la etapa de cálculos el estudio finaliza con la *redacción de las conclusiones* que se hayan obtenido para las diferentes situaciones analizadas debiendo permitir la *optimización del diseño*, con la incorporación de medidas de corrección o terminación de la obra adaptadas

a su realidad geotécnica y la *preparación de una serie de recomendaciones* de utilidad para los técnicos responsables de la ejecución.

Reconocimiento mecánico del subsuelo. Investigación geotécnica

Los datos sobre fracturación y alteración superficial del macizo de roca a excavar se obtienen en la fase inicial del estudio geotécnico, generalmente sobre los afloramientos de roca en taludes de caminos y carreteras, en canteras y excavaciones próximas o preparando calicatas que permitan el contacto con la roca fresca. Los trabajos desarrollados en cada estación de las rocas más competentes consisten en la medida de diaclasas, con brújula tectónica, martillo de *Schmidt* y cinta métrica, obteniendo valores de orientación, buzamiento, índice de rebote, espaciado y/o tamaño medio de bloque, extensión, ondulación, rugosidad y nivel de alteración.

La metodología se adapta en el campo a partir de las recomendaciones generales que aparecen en manuales sobre el tema (*IGME 1987, 1999*). Deben estudiarse un mínimo de 150 diaclasas por emplazamiento repartidas en estaciones de muestreo convenientemente ubicadas tras una primera inspección general del mismo. En las rocas blandas y suelos, además de la estimación aproximada de su resistencia uniaxial con procedimientos de campo (*ISRM 1981*) se pueden utilizar ensayos escisométricos y penetrométricos *in situ*.

Después de su tratamiento estadístico, los datos estructurales se representan por medio de *mapas de densidad* de polos en proyección estereográfica, utilizando alguno de los programas existentes (*DIPS de Rocscience*, es bastante recomendable), lo que permitirá conocer la sistematicidad y persistencia del diaclasado y su agrupación en familias de análoga orientación y buzamiento. Una vez organizados en los mapas de densidad se procede a su contraste con las *grandes fracturas* identificadas en los mapas geológicos y fotos aéreas, lo que aporta las relaciones del diaclasado con las fallas, pliegues, y cabalgamientos de la zona, que suelen intervenir como fronteras de cada dominio estructural.

El reconocimiento geomecánico de la zona de excavación se completa combinando sondeos a testigo continuo, de unas cuantas decenas de metros, de los que también se obtienen las muestras para los ensayos mecánicos y los *RQD*, con sondeos de rotoperusión, más rápidos y baratos, enlazando, por

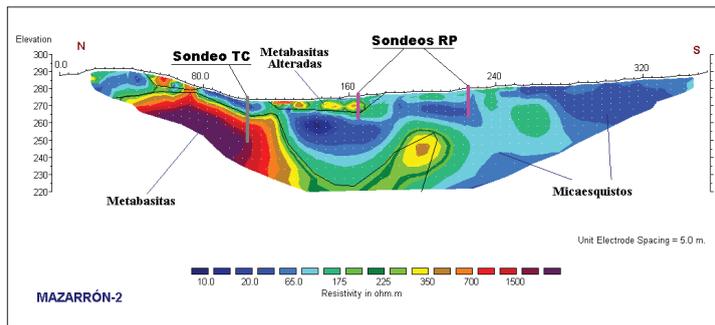


Fig. 1.- Perfil topográfico en un estudio de pórfidos, como enlace entre sondeos a testigo continuo y a rotoperusión

último, la información de todos los sondeos mediante perfiles de tomografía eléctrica (*Fig. 1*).

Una programación acertada de estos trabajos y las variaciones de esta programación en base a los resultados intermedios pueden disminuir bastante el presupuesto final. Para que esto se consiga hay que efectuar un seguimiento técnico integral de los trabajos, lo que redundará además en un mayor aprovechamiento de la información. En cualquier caso, los sondeos deben aportar siempre información sobre las zonas de pie del talud final, que serán las más solicitadas tras la excavación y en las que la presencia de agua puede ser determinante.

Es muy difícil imponer reglas en cuanto a las labores de reconocimiento antes de tomar contacto con el terreno. Consideramos una buena práctica, manteniendo esa premisa de conocer la roca en la zona de pie de talud, la realización de un sondeo a testigo continuo para un talud tipo que afecte a unas 2 ha y tenga unos 50 m, y otro sondeo por cada 50 metros de talud y cada 5 hectáreas de superficie adicional afectada. Los medios geofísicos y sondeos de rotoperusión mencionados deben permitir enlazar lateralmente los resultados mediante perfiles.

Los ensayos de laboratorio sobre probetas de testigo de roca consistirán en la realización de ensayos uniaxiales y brasileños según *UNE 22.950-1/94* y *2/94* y *tilt-test* para obtención del ángulo básico. La aplicación del martillo de *Schmidt* a las probetas de ensayo y el cálculo de la densidad permitirá ajustar la correlación de *Miller* (1965) entre los índices de rebote y la resistencia a compresión.

Respecto a los materiales arcillosos o detríticos, estos pueden ser identificados mediante los ensayos que conducen a la clasificación unificada de suelos y los penetrometros, apareciendo el principal inconveniente en el reconocimiento de rocas blandas con foliación, como pizarras y filitas, cuyas muestras son susceptibles de alteración. Un conocimiento adecuado del comportamiento de éstas puede obtenerse mediante ensayos presiométricos-dilatométricos

(edométricos *insitu*) (*Rodríguez, 2002*).

Los resultados del reconocimiento se sintetizan sobre un mapa geotécnico de detalle con una escala mínima de 1:2000 para separar la superficie afectada por la excavación en diferentes dominios o zonas, empleando como criterios de zonificación para cada litología: la orientación y buzamiento de las juntas por un lado, y los valores de calidad de del macizo de roca *RMR* o *GSI* obtenidos a partir de los tamaños de bloque, de los índices de alteración *JCS* y de las resistencias a compresión por otro.

El coste de una campaña

La parte del estudio correspondiente a los trabajos de campo y laboratorio es la más cuantiosa. Además es variable con el terreno a excavar y el tipo de obra o cantera. Supongamos un talud de 100 m de altura que afecte a una superficie de 15 Ha, a cuyo pie se van a ubicar instalaciones industriales, por lo que el nivel de conocimiento geotécnico que deseamos es máximo dado que el talud debe contener toda una serie de elementos que lo hagan perdurable. Se tendrán que realizar los siguientes trabajos:

- *Inspección de discontinuidades*: 8 estaciones de unos 30 m. Incluyendo ensayos mecánicos manuales. 1.200 .
- *Sondeos de testigo continuo*: 3 sondeos de 50 m. Incluyendo preparación de muestras y ensayos de laboratorio. 15.000 .
- *Tomografía eléctrica*: 3 perfiles de unos 300 m de enlace entre los sondeos de testigo continuo. 3.000 .
- *Sondeos de rotoperusión* (alternativos a la tomografía): realización de unos 300 m de perforación por este sistema para enlazar con los de testigo continuo. 3.000 .
- *Ensayos presiométricos o dilatométricos*: en cada sondeo a testigo continuo. 4.000 .
- *La dirección técnica*: encargada de contratar, coordinar y supervisar los trabajos, así como de realizar la recopilación de todos los resultados, hasta informe

final de conclusiones de la investigación, supone un 20% del coste, es decir unos 3.800 .

Se tendría un total de 27.000 , que supone unos 1.800 / ha, cantidad que puede servir en el presente como referencia de lo que supone una campaña de campo muy completa. No se tienen en cuenta el acondicionamiento de accesos para la maquinaria, que puede ser un tema importante en algunos casos.

Para la apertura de canteras y obras lineales la cantidad por hectárea se puede reducir hasta la mitad, ya que en el primer caso la información se va a completar durante la excavación, que se realiza con más lentitud, y en el segundo la aparición de terrenos semejantes puede suponer un ahorro.

Selección de leyes de comportamiento: cohesión y fricción equivalentes

La rotura en un talud se produce cuando las tensiones de cizalladura superan en determinada superficie un valor límite, variable con la tensión normal existente: $\tau = f(\sigma_n)$. Las expresiones que relacionan dichas tensiones en el momento de la rotura, denominadas *envolventes de fallo* porque constituyen la frontera de los círculos de Mohr de estabilidad, son variables con el tipo de material que rompe o desliza.

La envolvente de Barton-Choubey es la que mejor se adapta para la descripción de los deslizamientos de grandes bloques de roca a favor de juntas abiertas, y la de Hoek-Brown cuando se trata de roturas que progresan a través del macizo de roca, aprovechando las fisuras pero también afectando en un cierto porcentaje a la roca intacta. Estos criterios de fallo no son lineales, por lo que se adopta como lineal una zona de trabajo de la curva que mejor se adapte al caso analizado, con lo que obtenemos unos parámetros de cohesión y fricción que son datos de entrada en la mayor parte de modelos de análisis.

Cohesión y fricción de las juntas. Ecuación de Barton-Choubey

El límite de esfuerzos de cizalladura que puede desarrollarse sin deslizamiento para cada valor de tensión normal en una junta abierta está definido por Barton (1977) en la ecuación nº 1, ajustada de forma empírica y aceptada por la ISRM:

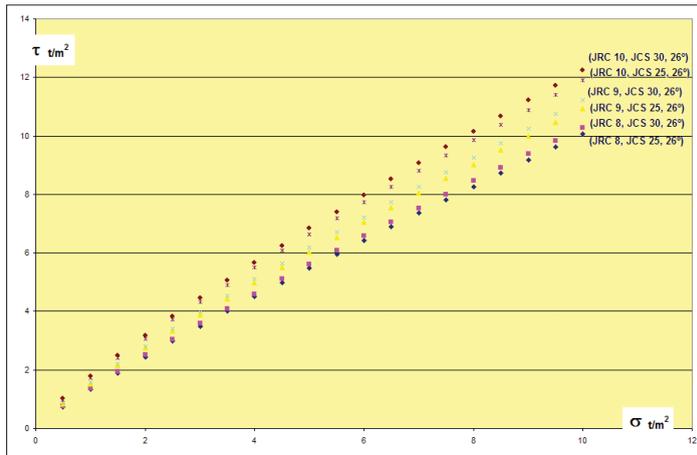


Fig. 2- Envoltorio de rotura de las juntas de una caliza brechoide.

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \left(JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) + \varphi_r \right) \quad (1)$$

Los valores de JCS y JRC presentan normalmente variaciones en las diferentes zonas de la excavación y el valor del ángulo residual jr se calcula a partir del ángulo básico de deslizamiento obtenido en el *tilt-test*. En la gráfica de la Fig. 2, se representan los valores, un total de seis curvas para diferentes índices de rugosidad y resistencias de labios de junta obtenidas en una caliza brechoide, que ofrecen las cizalladuras límite a partir de las que el bloque suelto en el talud desliza, según la tensión normal provocada por su peso.

La *fricción equivalente* en la junta se obtiene calculando la derivada (2) de la ecuación (1) y aplicándola para el nivel de tensiones normales que aparezcan en cada caso, y el corte de la tangente a la curva con el eje de ordenadas aporta la cohesión equivalente:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma} = \operatorname{tg} \left(JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) + \varphi_r \right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[\operatorname{tg}^2 \left(JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) + \varphi_r \right) + 1 \right] \quad (2)$$

$$\varphi_i = \operatorname{arctg} \left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma} \right) \quad (3)$$

$$c_i = \tau - \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_i \quad (4)$$

Cohesión y fricción del macizo. Criterio de Hoek y Brown

Para la descripción del comportamiento del macizo de roca se puede utilizar el criterio de Hoek y Brown (1980). El procedimiento de obtención de la expresión analítica considera por un lado las litologías, y por otro lado el valor de calidad del macizo de roca RMR, de Bieniawsky, que engloba la resistencia a compresión de la roca intacta y

la disposición y el estado de las juntas. La versión más moderna (Hoek, Carranza y Corkum, 2002) que se describe aquí, utiliza el índice GSI y la resistencia a compresión de la roca intacta y no supone grandes variaciones a nivel práctico, siendo más simple la utilización de la primera, aunque en caso de rocas blandas esta última se adapta mejor. Existe un programa, denominado ROCLAB, desarrollado por Rocscience según esta metodología y distribuido libremente (www.rocscience.com).

La expresión de la envolvente de círculos de Mohr de rotura viene dada por la ecuación de Hoek y Brown generalizada:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(\frac{m_b \sigma_3 + s}{\sigma_{ci}} \right)^a \quad (5)$$

en la que los índices m_b , a y s se obtienen a partir de GSI, y de un parámetro de afección D variable desde 0,7 hasta 1 según el procedimiento de excavación sea más o menos agresivo con la roca, siendo:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (6)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (7)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (8)$$

La envolvente, no lineal de nuevo, puede ser linealizada por tramos utilizando las ecuaciones nº 9 a 11, que son las ecuaciones de Balmer y la expresión de la derivada de la envolvente.

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} - 1}{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} + 1} \quad (9)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \frac{\sqrt{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}}{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} + 1} \quad (10)$$

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(\frac{m_b \sigma_3 + s}{\sigma_{ci}} \right)^{a-1} \quad (11)$$

La fricción y cohesión equivalente para un punto $\sigma_{n1} - \tau_1$ puede ser obtenida aportando valores a σ_3 para conseguir un valor $\sigma_{n2} - \tau_2$ próximo de mayor magnitud.

$$\varphi = \arctg \frac{\tau_2 - \tau_1}{\sigma_{n2} - \sigma_{n1}} \quad (12)$$

$$c = \tau_1 - \sigma_{n1} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (13)$$

Como ejemplo, se calculan las cizalladuras límite para un macizo de roca calcárea de: 40 MPa de resistencia a compresión σ_{ci} , un valor GSI de 50 correspondiente a una roca en bloques angulares producidos por 4 familias de diaclasas rugosas y moderadamente alteradas, con una constante de roca intacta para esta litología $m_i = 8$, y un factor de afección para excavación mediante voladura de producción $D = 1$. Los niveles de tensión normal cubren los valores habituales en taludes para roturas de tipo plano y circulares poco profundas, características de las rocas medias a duras. En la **Tabla I** aparecen los resultados que se han trasladado a la gráfica de la **Fig. 3**, en la que aparece sombreada la zona que afecta a taludes de entre 50 y 100 metros de altura, con ángulos finales de hasta 65°.

El análisis de las inestabilidades

El análisis de las inestabilidades y cálculo de los factores de seguridad para el estudio geotécnico de taludes se debe abordar para las diferentes escalas de rotura: métrica, decamétrica (el banco), o hectométrica (talud final), estudiando los deslizamientos de bloques y cuñas, la posibilidad de roturas de un banco completo o de roturas del frente de explotación, respectivamente.

Los modelos de análisis que se utilizan normalmente son los de equilibrio límite, y se manejan con el auxilio de programas que permiten evaluar en poco tiempo un gran número de situaciones geológicas e hidrogeológicas del talud. Un paquete de programas que cubren todos los métodos de equilibrio límite, los distribuye la empresa canadiense *Rocscience* (www.rockscience.com).

Los resultados aportados por los métodos

σ t/m ²	τ t/m ²	φ°	C t/m ²
0	9,44	57,48	9,44
1	11,03	56,05	9,52
2	12,54	54,83	9,66
3	13,92	53,27	9,89
5	16,62	50,40	10,55
10	22,73	47,32	11,81
15	28,08	44,97	13,09
20	33,17	42,29	14,89
30	42,20	39,51	17,43
50	50,50	37,36	19,89
100	58,08	34,52	23,67
150	75,27	31,47	29,35
200	90,60	28,30	36,73

TABLA I.- Límites de cizalladura, fricción y cohesión del macizo de roca

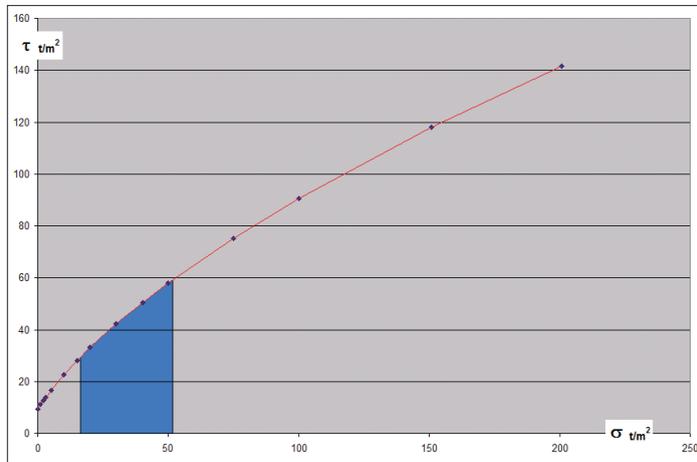


Fig. 3.- Envoltorio de rotura de Hoek y Brown para el macizo de roca

de equilibrio límite pueden considerarse muy simplistas en taludes de grandes dimensiones (más de 100 metros), por lo que, se emplean cada vez más los *métodos tenso-deformacionales*, que se apoyan en modelos numéricos confeccionados mediante programas de diferencias finitas o elementos finitos como *FLAC* y *UDEC*, de *Itasca* (www.itascacg.com) (Loring y Varona, 2000), y aportan información adicional sobre las deformaciones que se van a producir según se desarrolle la excavación, pero que, por contra, requieren una definición más precisa del modelo geotécnico con datos de los módulos mecánicos y un calibrado posterior.

Análisis de inestabilidades a escala de banco

El deslizamiento de bloques y cuñas de poco tamaño, es habitual durante la excavación de taludes. Suele producirse en la propia voladura de producción a causa de las ondas de choque que retroceden hacia la masa de roca. Es imposible abordar todas las situaciones de aparición de estos bloques, dado que cierto número de diaclasas se disponen al azar y el resto puede cambiar

su orientación en cada zona de la masa de roca.

De ello se deriva la necesidad de vigilar durante la excavación el talud de trabajo y la berma superior, fundamentalmente tras las voladuras, comprobando que no aparezcan grietas y desarrollando el correspondiente saneo de los bloques inestables y no tiene mayor repercusión que la necesidad de llevar un ancho de berma de trabajo suficiente. No obstante, el estudio va a permitir *identificar las situaciones más probables y sistemáticas*, en general relacionadas con la estratificación o foliación de la roca y, de esa manera, permite *orientar los frentes de trabajo* de manera más segura. En la **Foto 2** se puede observar de que manera condiciona la geometría de los taludes la presencia de diaclasados persistentes en la excavación.

Pueden aparecer inestabilidades a escala de banco en el frente de excavación cuando se tienen rocas fracturadas, si se dan las dos circunstancias para ello: por un lado, la configuración de bloques y cuñas en la cara del talud (*condición de inestabilidad geométrica*), y por otro, el deslizamiento, rotura o vuelco de estos bloques (*condición de inestabilidad mecánica*). La probabilidad de que se produzca la primera se puede evaluar

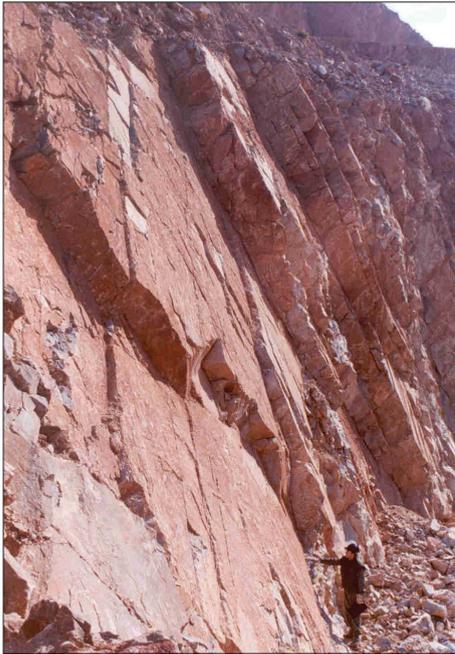


Foto 2.-
Diaclasado
persistente.

analizando la geometría del diaclasado, su orientación y su extensión, en relación con los frentes de la excavación.

Así en la **Fig. 4**, en la que aparece un mapa de densidad de juntas con dos familias predominantes en determinada zona de la excavación, de valores de buzamiento y dirección de buzamiento ($48^\circ/108^\circ$) y ($23^\circ/171^\circ$) respectivamente, las principales inestabilidades ocurrirán si se excava en dirección norte a noroeste. Se producirían, en ese caso, las condiciones geométricas para la aparición de roturas planas y cuñas para juntas de extensión similar a la del banco, por lo que se debe entrar en su análisis.

Lo más importante para comenzar con el *análisis de estabilidad* es seleccionar acertadamente la cohesión y fricción equivalentes, que provienen de la *envolvente de Barton*, puesto que lo que se evalúa es el comportamiento mecánico de *una o varias juntas* en el caso más desfavorable de que se encuentren abiertas, y se calculan mediante las ecuaciones nº 1 a 4.

El valor de buzamiento susceptible de provocar deslizamientos se encuentra entre 50° y 70° , puesto que por encima de estos valores se produce el *vuelco del bloque*, generalmente en la misma voladura (provocando la pérdida de una pequeña parte de la berna) con lo que la cara del banco tenderá a configurarse con estos planos apareciendo *ligeras contrapendientes* puntuales.

Cuando los resultados de los sondeos y la geofísica revelan la existencia de *materiales blandos* o intensamente fracturados o alterados a pie de banco, e incluso de bancos completos con estas circunstancias, la *rotura del banco* puede ser de tipo *circular*, por

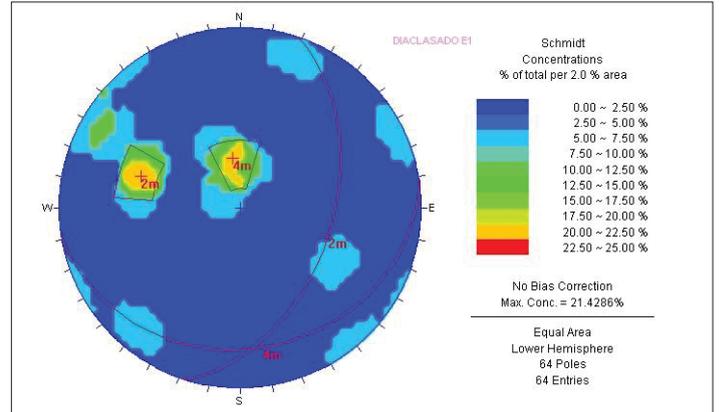


Fig. 4.-
Mapa de
densidad del
ejemplo.

lo que el método de análisis de estabilidad será de este tipo (*Bisoph, Jambu, etc.*), empleando entonces las cohesiones y fricciones relativas a la masa de la roca obtenida en los ensayos *in situ*, o indirectamente del criterio de *Hoek y Brown*.

Rotura en cuña del banco

El método adecuado para evaluar esta inestabilidad fue desarrollado por *Hoek y Bray* (1974). Para su aplicación se debe utilizar un programa como el *SWEDGE*, de *Rockscience*, que permite incorporar fuerzas de tipo hidrostático y sísmico, grietas de tracción y anclajes. Si se analiza la cuña formada por las familias del ejemplo anterior (**Fig. 5**), considerado un frente con bancos de 10 m de altura de 75° de ángulo de talud y orientación 310° , al norte de la excavación, sometido a una fuerza sísmica de 14,7 kN/t, y con las juntas llenas de agua al 30%, encontramos un factor de seguridad de 1,55.

Los valores de fricción y cohesión equivalentes de la envolvente de *Barton*, se deben calcular una vez conocidas las fuerzas y superficies en las juntas de la cuña. En este caso, se adoptó una cohesión de $0,8 \text{ t/m}^2$ y 46° de fricción.

Foto 3.-
Rotura de cuña
en roca
dolomítica con
estratificación
marcada.



Rotura plana del banco

El modelo de análisis de *Hoek y Bray* (1974) que se utiliza para la rotura plana en roca competente emplea una bien conocida expresión del factor de seguridad, la de la ecuación nº 14, sin efectos sísmicos.

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin(\psi_p + \delta)) \cdot \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos(\psi_p + \delta)}$$

Se calculan como paso intermedio el área *A* de la junta por metro. El peso y las fuerzas hidrostáticas *W*, *U*, y *V*, mediante las expresiones 15 a 18.

$$A = \frac{H - z}{\sin \psi_p} \quad (15)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w A \quad (16)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (17)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\tan \psi_p} - \frac{1}{\tan \psi_i} \right] \quad (18)$$

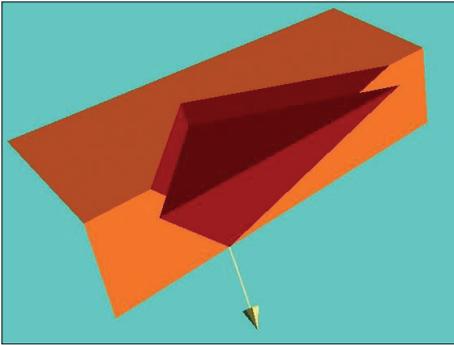


Fig. 5.- Cuña tipo producida por el diaclasado en el frente norte del ejemplo.

Siendo γ y γ_w los pesos específicos de la roca y el agua, H y ψ_f la altura y el ángulo de talud, ψ_p el buzamiento del plano de rotura y δ , z y z_w la inclinación, profundidad y nivel de agua de las grietas de tracción.

El tratamiento, más simple, puede ser abordado mediante una hoja de cálculo incorporando los efectos sísmicos o anclajes. No obstante, existe también un programa, el *ROCPLANE*, de *Rocscience*, que facilita de forma inmediata los valores de tensión en el plano de rotura y dispone de salida gráfica (Fig. 6).

Rotura circular del banco

Para la rotura de un banco del talud de forma circular basta con el empobrecimiento mecánico de los materiales de la base, debido normalmente a una alteración por causas de origen tectónico o químico (Foto 4). El modelo de análisis que se utiliza para la rotura circular, característica de rocas blandas, es el de las *rebanadas de Bishop* (1955).

Se supón una superficie de rotura circular y se divide verticalmente el material que se

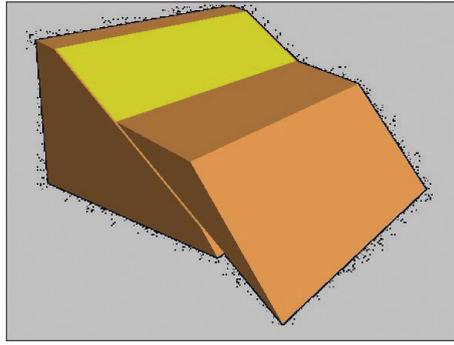


Fig. 6.- Salida gráfica del programa *ROCPLANE*.

desliza en una serie de fajas de terreno, calculando el momento de las fuerzas resistentes y el de las fuerzas desestabilizadoras, cuya relación es el factor de seguridad expresado en la ecuación nº 19. El cálculo de factores de seguridad se repite para una malla de centros de los círculos de rotura, lo que permite conocer el valor mínimo de factor de seguridad que se asume como característico del talud.

$$FS = \frac{\sum_1^n [(\Delta W - u_i \Delta b) \tan g \varphi + c \Delta b] \frac{\sin \alpha_i}{1 + \frac{1}{FS} \tan g \alpha_i \tan g \varphi}}{\sum_1^n \Delta W \sin \alpha_i} \quad (19)$$

En la ecuación nº 19 las variables son para cada rebanada: ΔW es el peso, Δb es la anchura, c y φ la cohesión y fricción del material de la superficie inferior de rotura, u_i y α_i inclinación y presión intersticial en la superficie inferior de rotura de la rebanada.

La *laboriosidad de los cálculos* a realizar para la aplicación del método, exige el uso de un programa de ordenador. Se ha emplea-

do el programa *SLIDE*, de *Rocscience*, que analiza unos 5000 círculos por talud en unos segundos.

Análisis mecánico a escala hectométrica. Roturas de todo el talud

Las roturas a gran escala no son *infrecuentes*, aunque en la mayor parte de los casos los síntomas del problema son suficientemente claros como para que no se produzcan accidentes y exista la posibilidad de corregir, no siempre a un precio razonable, los efectos de un corrimiento (*Sjöberg*, 2000). En algunas explotaciones mineras se consigue la convivencia del laboreo con problemas de estabilidad de taludes que se han de *mantener en permanente vigilancia* y corrección, lo que resulta asumible porque se dispone de los equipos para su control.

En la *Foto 5* aparece la parte superior de un talud de 40 m, en el que la excavación de unas dolomías falla en el contacto lateral con unas filitas provocando una rotura circular de escasa profundidad controlada por los materiales de su pie.

Las formas de rotura que afectan a todo el talud dependen de la capacidad mecánica de las rocas y del modelo geológico e hidrogeológico. En rocas *competentes* abundan las fracturas *poco profundas* y participan circunstancias como la estratificación, las zonas de contacto y las fallas.

En rocas *medias a blandas* son más frecuentes las *roturas circulares profundas* asociadas con la presencia de agua. Lo más frecuente es la coexistencia en el talud de varios comportamientos mecánicos que provocan *fracturas de tipo mixto*, con superfi-



Foto 4.- Rotura circular de un banco de 10 m por alteración de la roca.



Foto 5.- Rotura plana a favor de la foliación grieta de 100 m que genera un escarpe de 2 m.

cies de fractura que progresan en los materiales débiles de forma circular y luego en los más competentes de manera plana (Trigueros, 2001).

Para el análisis de la posible rotura y deslizamiento de todo el talud de excavación final en roca competente, se utilizan las características mecánicas definidas por las envolventes de rotura del macizo de Hoek y Brown. Las variables geomecánicas: fricción y cohesión se obtienen para el nivel medio de tensiones del plano de rotura esperado, y se introducen en los programas de rotura plana o circular, dependiendo de si se trata de una rotura superficial (roca dura a media) o profunda (roca media a blanda) respectivamente. En el caso particular, pero bastante frecuente, de rotura por vuelco de estratos se empleará también el criterio de Barton.

Rotura plana

Para el análisis de la rotura plana se utiliza el método ya descrito a escala de banco, empleando ahora el esquema dado por la Fig. 7.

El ángulo final Ψ_f se obtiene de la relación entre alturas de banco h_i , anchos y número de bermas b y n , retroceso de la cara de banco a_i y ángulos de talud de banco Ψ_t , mediante las expresiones 20 y 21.

$$\Psi_f = \arctg \frac{\sum h_i}{\sum a_i + nb} \quad (20)$$

$$a_i = \frac{h_i}{tg \Psi_t} \quad (21)$$

El ángulo de la superficie de rotura que hace mínimo el factor de seguridad, derivando la ecuación 14, es:

$$\Psi_p = \frac{1}{2}(\Psi_f + \varphi)$$

Rotura por vuelco de estratos

En este tipo de colapso se produce la rotura del talud siguiendo una superficie que evoluciona desde su pie de forma escalonada, progresando a favor de una serie de diaclasas perpendiculares a la estratificación o esquistosidad. Los estratos deben tener rumbo subparalelo al talud y con buzamiento hacia su interior, (Fig. 8).

Se utiliza el método de equilibrio límite de bloques de Goodman y Bray (1976), planteando el equilibrio de cada uno de los bloques desde la cabeza del talud hacia abajo: cada bloque debe ser estable frente al vuelco y al deslizamiento, por lo que transmite una fuerza al inmediatamente inferior de magnitud correspondiente a la mayor de las calculadas para su estabilidad. El equilibrio

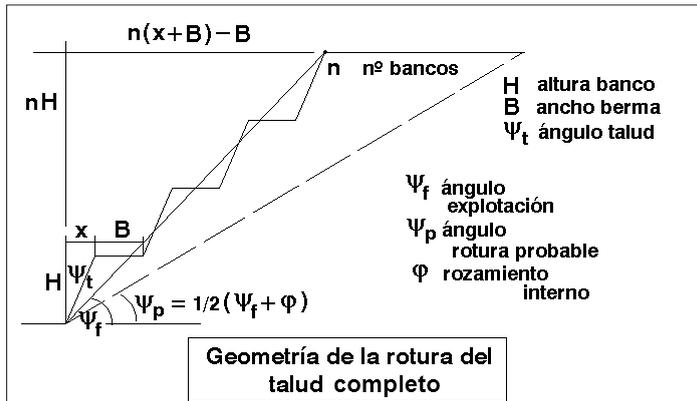


Fig 7.- Modelo de rotura plana del talud.

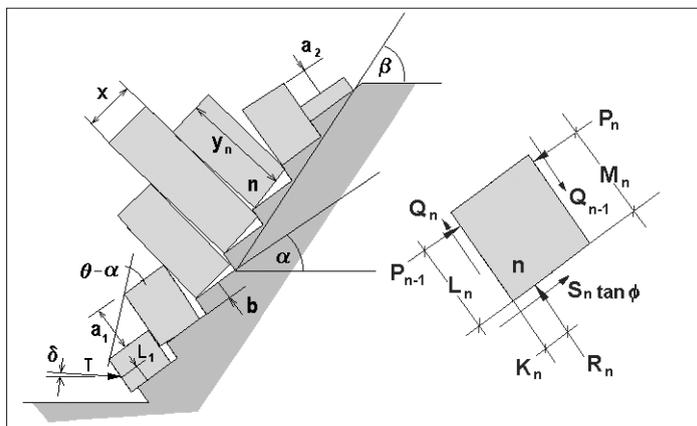


Fig 8.- Modelo de rotura vuelco de estratos, tomado de Hoek y Bray (1981).

se garantiza cuando el último bloque no precisa fuerza externa para su inmovilidad. El análisis se suele implementar en hoja de cálculo, siguiendo el procedimiento dado por Hoek y Bray (1981).

Más recientemente, Sagaseta, Sánchez y Cañizal (2001), con un planteamiento muy acertado, han desarrollado una solución analítica de carácter general bien contrastada, que se puede emplear como alternativa satisfactoria al método clásico.

Rotura circular

Los programas de equilibrio límite permiten, en poco tiempo, estudiar las diferentes hipótesis que se plantean por la incertidumbre del modelo geotécnico: ensayo con diferentes propiedades del material y perfiles geológicos compatibles con la información existente, presiones intersticiales, etc. (Fig. 9).

Bibliografía

- BARTON, N. AND V. CHOUHEY. (1977). **The shear strength of rock joints in theory and practice.** *Rock Mechanics*, 10 pp 1-54. In press.
- BISHOP, A.W. (1955). **The use of slip circle**

in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique*, 5:7-17.

- GOODMAN R.E. AND BRAY J.M. (1976). **Toppling of rock slopes.** In: *Proceedings, Spec. Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, vol 2. Boulder, CO: ASCE, p.201-234.

- HOEK, E. Y A. KARZULOVIC (2000). **Rock-Mass Properties for Surfaces Mines.** *Slope Stability in Surface Mining*; W.A. Hustrulid, M.K. McCarter y D.J.A. Van Zyl (eds.). SME. Colorado EEUU.

- HOEK E., C. CARRANZA AND B. CORKUM (2002). **Hoek-Brown Failure Criterion. Ed. 2002.**

- HOEK, E AND J.W. BRAY (1974). **Rock Slope Engineering.** *The Institution of Mining and Metallurgy.* Ed E & F Spon, 3ª edition, London 1981.

- IGME (1987). **Manual de Ingeniería de Taludes.**

- IGME (1999). **Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos.**

- ISRM (1981). **Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring.** Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.

- LORING, L. AND P. VARONA (2000). **Practical Slope-Stability Analysis Using Finite-Difference**

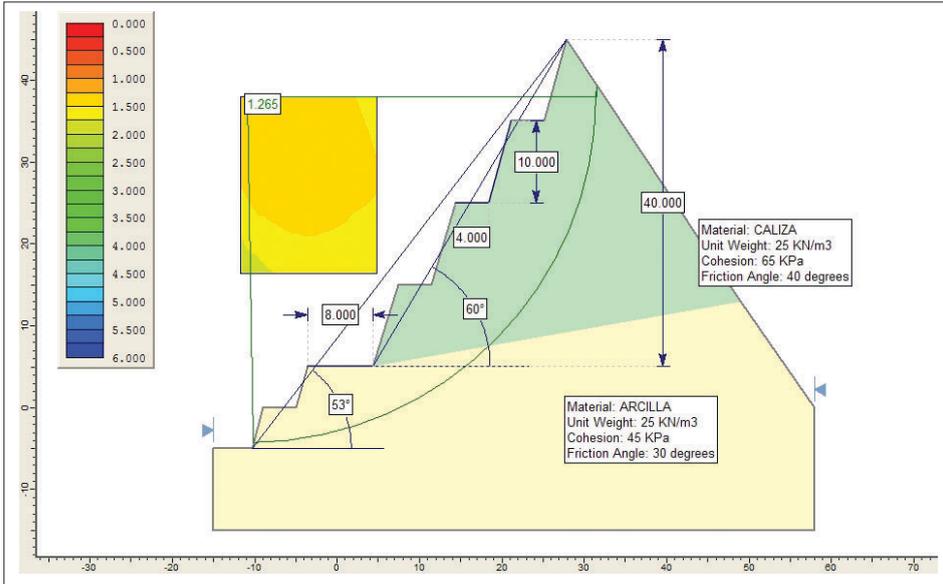


Fig. 9. - Resultados del cálculo previo de estabilidad de una excavación, para una hipótesis de perfil geotécnico, rotura circular.

Codes. En: *Slope Stability in Surface Mining*; W.A. Hustrulid, M.K. McCarter y D.J.A. Van Zyl (eds.). SME. Colorado EEUU.

• RODRIGUEZ, A., M. TORRES Y C. CAMUÑAS (2002). **Resistencia y Deformabilidad de las Litologías más frecuentes en el suelo de Madrid.**

• SJÖBERG (2000). **A Slope Height versus Slope Angle Database.** En: *Slope Stability in Surface Mining*; W.A. Hustrulid, M.K. McCarter y D.J.A. Van Zyl (eds.). SME. Colorado EEUU.

• SAGASETA C., J.M. SANCHEZ Y J. CAÑIZAL (2001). **A general analytical solution for the required anchor force in rock slopes with toppling failure.** *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* 38, pp 421-435.

• TRIGUEROS, E., C. GARCÍA Y M. ALCARAZ (2001). **Análisis del colapso de un talud final de explotación con superficie de rotura mixta plana-circular.** En: *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Vol II*, pp 551-559. Ed Secretaría General Técnica Mº de Fomento. CEDEX.