

# El Proyecto de Desmontes en Macizos Rocosos<sup>(\*)</sup>

Por EDUARDO ALONSO PEREZ DE AGREDA  
JOSE A. GILI RIPOLL

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona

*La importancia que en numerosas obras de infraestructura tienen los desmontes en terreno rocoso, determina la necesidad de emplear métodos de proyecto basados en observaciones de campo, determinación de propiedades resistentes y análisis de datos e hipótesis de cálculo a utilizar, a todo lo cual se pasa revista en el siguiente artículo.*

## I. PREAMBULO

En obras lineales de infraestructura en terreno accidentado los desmontes son procedimientos habituales, quizá de utilización más frecuente que la deseada, para acomodar el trazado previsto. A diferencia de otras unidades de obra, y singularmente las obras de fábrica, se suele aceptar como normal que un porcentaje nada despreciable de los taludes excavados sufran roturas de variable entidad. El mal aspecto que ofrecen a veces los desmontes hace temer la rotura inminente y transmite la sensación de que se encuentran en equilibrio límite. Tras la puesta en servicio, la experiencia indica que no son sucesos atípicos la ocurrencia de desprendimientos. Además, la meteorización por alteración o la evolución estacional de otras causas climáticas (presiones intersticiales, por ejemplo) suelen favorecer una rotura progresiva o como mínimo una caída de bloques. Si el mantenimiento es escaso o inexistente se consigue una situación de riesgo permanente para la circulación rodada por los tramos de carretera situados al pie de los desmontes.

Cabe preguntarse si esta situación y la práctica profesional en relación con ella son aceptables. Seguramente serán dispares las actitudes en esta cuestión. Pero ciertamente son posibles las mejoras.

La elección del ángulo o perfil de proyecto de un desmonte es una difícil decisión que entraña un riesgo nada despreciable de ser equivocada o, al menos, poco satisfactoria. Razones para esta situación hay que buscarlas en la di-

ficultad para conocer, en la fase de proyecto, la verdadera naturaleza del terreno y en el conocimiento limitado que hoy se posee sobre su respuesta frente a la acción de descarga que supone la excavación. Frente a estas dificultades sorprende que muchos desmontes no se estudien técnicamente, quizá por que se consideran secundarios en el conjunto de la obra, por economía a corto plazo (excavación), o por premura en la redacción del proyecto o del estudio geotécnico.

En la práctica profesional el proyecto de desmontes de cierta entidad sigue unos pasos escalonados bien establecidos en sus rasgos generales: reconocimiento de campo, con una particular incidencia en el levantamiento de la estructura del macizo rocoso; establecimiento de propiedades mecánicas, especialmente de discontinuidades críticas, y análisis del equilibrio de varias alternativas de proyecto. En estas grandes etapas caben muchas alternativas e incluso filosofías variadas, que reflejan la experiencia o conocimientos del proyectista.

Al hilo de experiencias recientes en el estudio de algunos desmontes, se hacen en este artículo algunas valoraciones y comentarios sobre aspectos de la metodología empleada con frecuencia en su proyecto. No se trata por ello de una exposición pormenorizada de las técnicas y opciones disponibles, ni siquiera de las utilizadas en alguno de los casos que se aludirán más adelante. Se trata simplemente de resaltar algunos aspectos que se han seleccionado, desde una óptica personal, por considerarlos especialmente significativos dentro de la difícil tarea de llegar a definir un ángulo o perfil óptimo de desmonte y del esfuerzo que, en su caso, pueda ser necesario.

(\*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de junio de 1989.

## II. LAS OBSERVACIONES DE CAMPO Y SU ANALISIS

Dentro de las opciones disponibles nos vamos a referir a dos tipos de reconocimiento: a) un reconocimiento global a gran escala, con técnicas puramente observacionales, de desmontes existentes en formaciones similares a las que afecta el nuevo proyecto y b) el reconocimiento propio de un escalón adicional en cuanto al detalle: el levantamiento geológico-estructural que pueda realizar un geólogo con ayuda de poco más de una brújula. Se excluyen de los comentarios que siguen otras técnicas de reconocimiento (sondeos, geofísica) que probablemente proporcionan una relación utilidad/coste inferior a los reconocimientos de marcado carácter geológico como los indicados.

### 1. Observaciones de carácter regional

Siempre que sea posible, se juzga de gran utilidad la valoración de las condiciones de estabilidad de desmontes ya construídos en las mismas formaciones geológicas que atraviese el proyecto en estudio. Incluso los rasgos geomorfológicos más sencillos (pendientes naturales, síntomas de inestabilidad en laderas, tipo de relieve, etc), son datos a tener en cuenta en el proyecto. Por ejemplo, en paisajes suaves y alomados con pendientes poco pronunciadas ( $< 20^\circ$ ), típicos en formaciones arcillosas terciarias, es improbable que sean estables a medio y largo plazo desmontes de más de  $45^\circ$ , especialmente si sus alturas son apreciables ( $> 10$  m).

Las observaciones de campo más sencillas se pueden referir a la altura, pendiente media de los desmontes existentes o ausencia de síntomas de inestabilidad. Es también imprescindible una mínima atención a la estructura del macizo rocoso. Todo ello puede reconocerse con relativa rapidez y contribuye a establecer las primeras ideas sobre la configuración de los desmontes en proyecto.

Conviene dar a esta información un carácter cuantitativo y sistemático, de modo que los diferentes casos (desmontes en una misma formación) contribuyan a revelar un marco único de comportamiento, aceptando siempre la va-

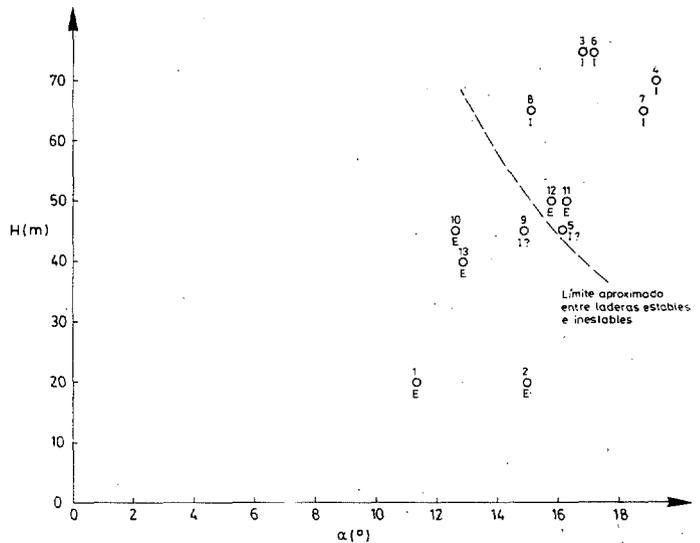


Figura 1.—Relación altura - ángulo de talud en laderas mioceanas de la depresión del Bierzo (León).

riabilidad y heterogeneidad del terreno. Una forma útil de agrupar la información es representar en un plano de ejes altura/ángulo de talud los diferentes casos reconocidos, con indicación de la presencia o ausencia de síntomas de inestabilidad. En la Fig. 1 se representan observaciones de este tipo en laderas arcillosas mioceanas de la depresión del Bierzo (León). En casos como este, en los cuales la estructura no es determinante, puede observarse que tanto los taludes estables como los inestables ocupan regiones no solapadas del espacio del dibujo. Entre ambas regiones o dominios puede establecerse en primera aproximación, una curva límite que daría una buena indicación sobre la pendiente límite de seguridad para una altura proyectada de talud.

Cuando la estructura del macizo rocoso es determinante, se ha de hacer referencia a ella. Si en muchas rocas sedimentarias hubiera de aislarse un único rasgo estructural significativo, de cara a la estabilidad de taludes, éste sería la dirección y buzamiento de las superficies de estratificación. Pues bien, con el criterio de dividir en dos grupos las observaciones efectuadas en margas y margocalizas eocenas del flanco Sur de la sierra del Moixeró, entre Barcelona y Gerona (desmontes cuya dirección es o bien sensiblemente normal al rumbo de estratos o paralela a su arrumbamiento), se han reunido en las Figs. 2 y 3 las observaciones so-

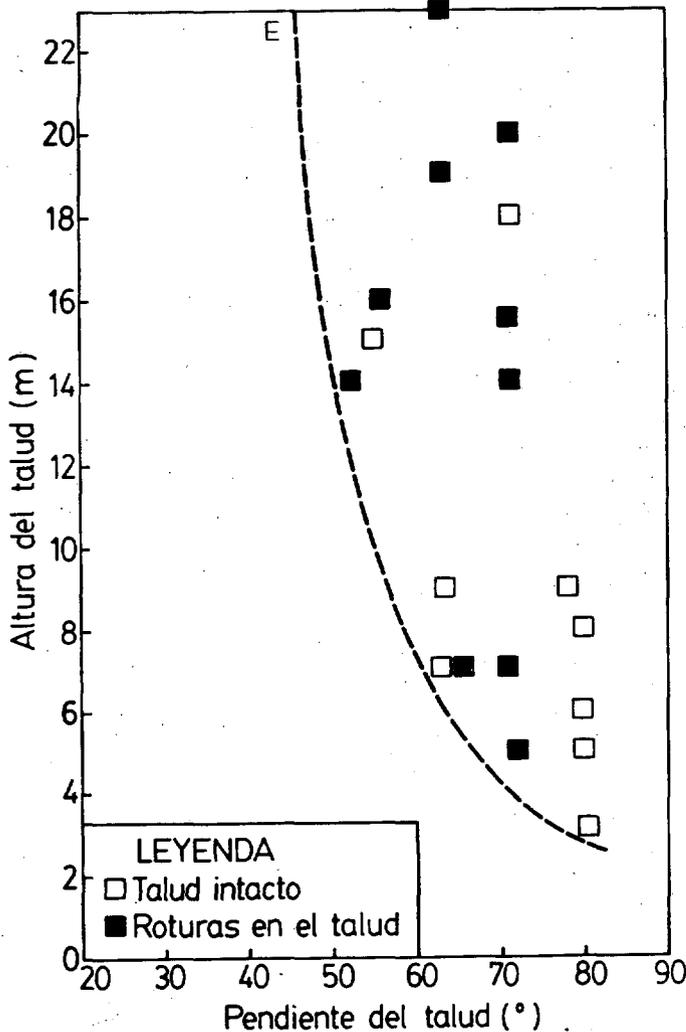


Figura 2.—Relaciones altura - inclinación de desmontes observados en margas y margo-calizas (Flanco Sur de la sierra del Moixeró; Barcelona y Gerona). Rumbo del talud alejado de la dirección de estratificación.

bre altura e inclinación de una serie de desmontes en carreteras y caminos que atraviesan la formación citada. En las Figs. 4 y 5 se pueden observar ejemplos de taludes en las dos situaciones.

En la Fig. 2 se han representado tanto los taludes intactos como aquellos que han experimentado alguna inestabilidad por deslizamientos de alguna porción del talud. A partir de los datos de esta figura no es fácil discriminar un límite entre taludes estables e inestables. Se observa únicamente una mayor frecuencia de taludes cuanto mayor es la altura de los mismos. La figura sugiere una cierta heterogeneidad en

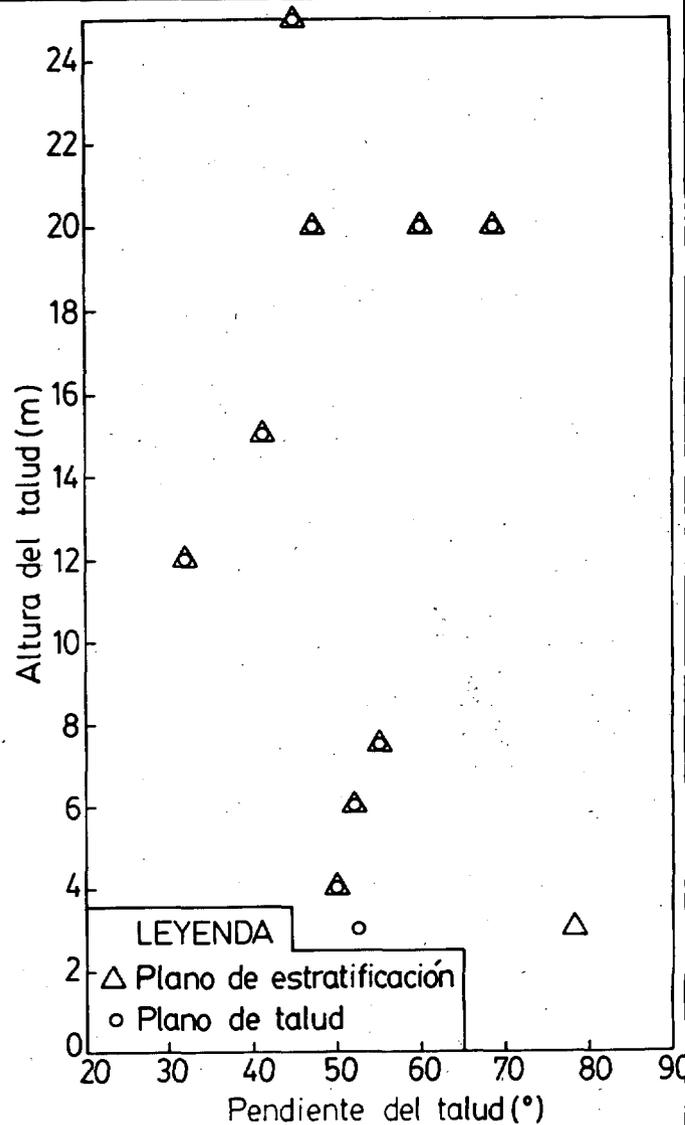


Figura 3.—Desmontes en margas y margo-calizas eocenas (Flanco Sur de la sierra de Moixeró; Barcelona y Gerona). El rumbo del talud coincide en todos los casos con la dirección de la estratificación.

la calidad de esta formación muy probablemente controlada por la variabilidad en el grado de fracturación de las margas y margo-calizas. Es posible, sin embargo, dibujar un límite inferior seguro a los casos observados. Este límite o envolvente pésima debe tener una asíntota estable para un cierto ángulo de talud suficientemente bajo, probablemente no inferior a 35°. Con estas consideraciones se propone la línea E como una razonable combinación de ángulos y alturas de taludes estables en primera aproximación.

En la Fig. 3 se han reunido las observaciones sobre taludes abiertos al hilo de la estrati-

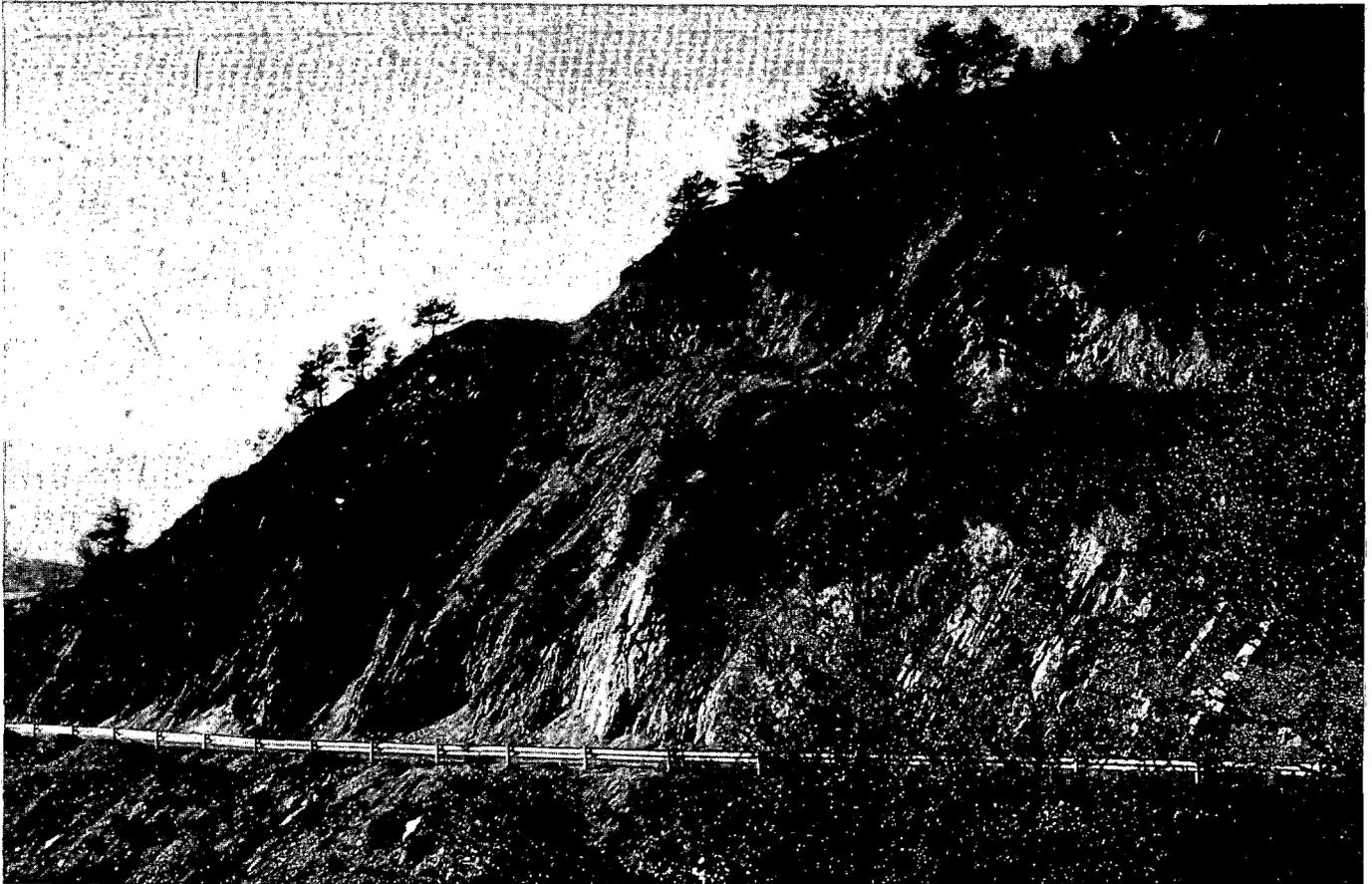


Figura 4.—Desmonte con dirección sensiblemente normal al rumbo de los estratos.

ficación. Se representan mediante símbolos diferentes la pendiente del talud y el buzamiento de estratos. La coincidencia de ambos símbolos en la casi totalidad de los casos implica que el único talud estable es, en general, el propio de la estratificación. El límite inferior de estas observaciones es de  $32^\circ$  lo que proporciona una idea del ángulo de rozamiento medio capaz de ser movilizado por las margas (debe señalarse que estos materiales son en general bastante impermeables lo que reduce la influencia de las presiones intersticiales en caso de aguaceros). Por otra parte, mientras se proporcione a los estratos el adecuado soporte de pie, se pueden alcanzar pendientes fuertes ( $60^\circ$ - $70^\circ$ ) incluso con alturas considerables (20 m). Solamente en un caso, correspondiente a un talud de pequeña altura (3 m), se ha podido observar el descalce estable de los planos de estratificación.

En resumen, estas simples observaciones de campo, aun en el caso en que no sea posible

establecer con nitidez una frontera entre los taludes estables e inestables (como corresponde al representado en la Fig. 2) proporcionan interesantes conclusiones para el proyecto de nuevos desmontes.

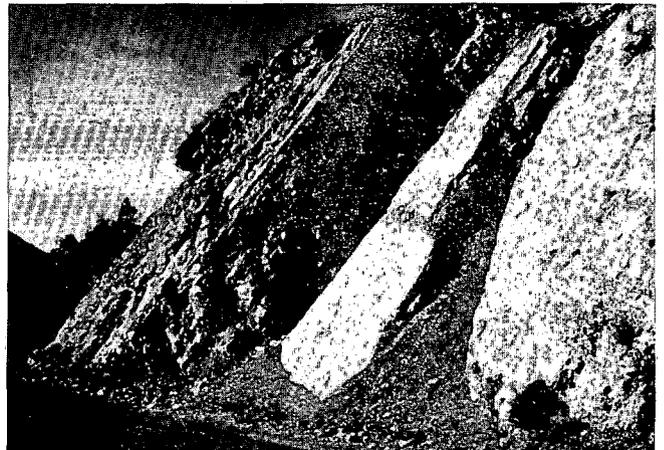
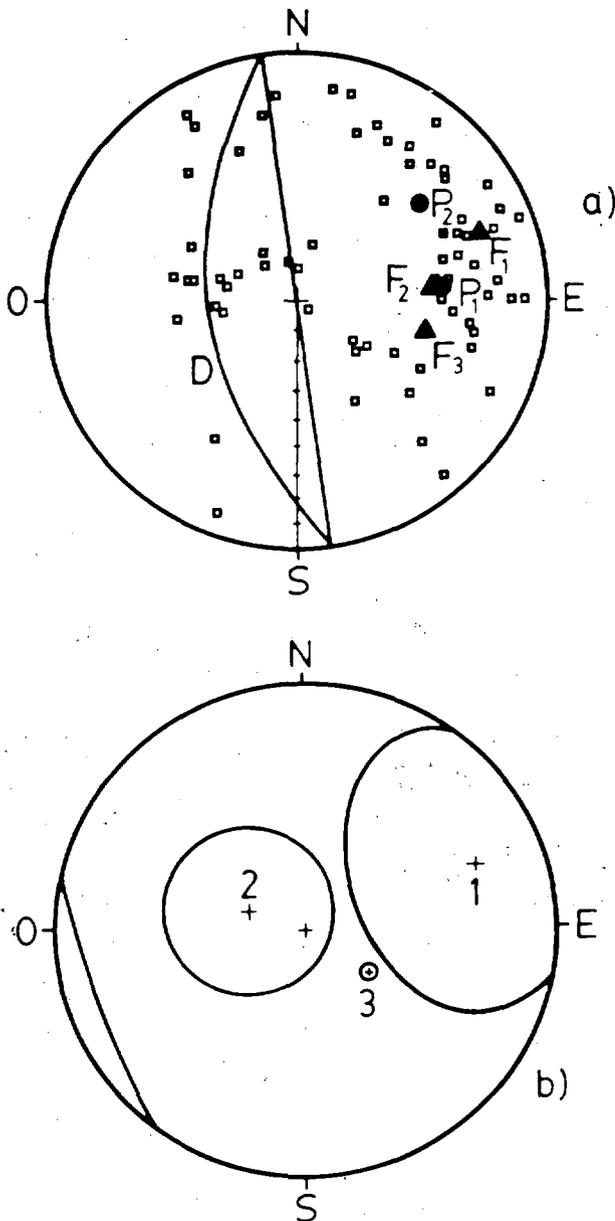


Figura 5.—Desmonte con dirección sensiblemente paralela al arrumbamiento de la estratificación.



Familia	Buzamiento	Dirección Buzamiento
1	61.2	250.7
2	18.7	106
3	26	307.6

Figura 6.—a) Representación estereográfica de polos de discontinuidades de un desmonte en margas de Bagà (acceso Sur al túnel del Cadí, Barcelona). Se indica también el plano del desmonte ( $262^{\circ}/51.8^{\circ}$ )  
 b) Proyección equi-área de las familias representadas en (a). Se dibuja la media y los contornos que engloban el 95 por ciento de las observaciones. Se indica también el buzamiento y dirección de las tres familias.

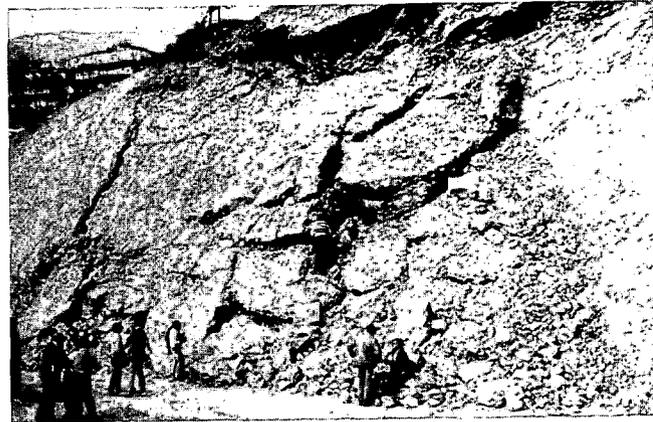


Figura 7.—Aspecto de la rotura (primavera de 1983) sufrida por el desmonte en margas de Bagà cuya estructura aparece en la Fig. 6.



Figura 8.—Aspecto del desmonte (enero de 1986) una vez retirados los materiales derrumbados y saneado el talud.

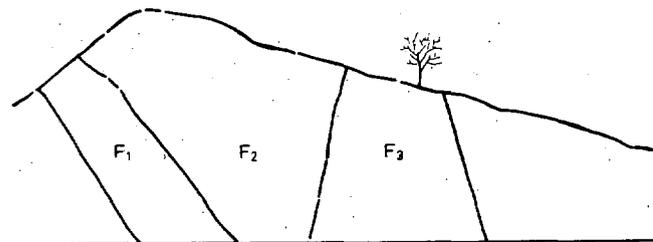


Figura 9.—Esquema de la rotura con indicación de las discontinuidades que controlaron el desprendimiento.

## 2. Observaciones de la calidad y estructura del macizo rocoso

A raíz de la puesta a punto de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes en roca a partir de esquemas cinemáticos sencillos (rotura plana, en cuña, vuelco), el conocimiento de la

## EL PROYECTO DE DESMONTES EN MACIZOS ROCOSOS

dirección y buzamiento de las «familias» de discontinuidades de un macizo rocoso ha llegado a ser un elemento imprescindible del reconocimiento de campo. Las técnicas de representación estereográfica están especialmente indicadas para identificar las familias significativas, para dar idea de su importancia o contribución a la fracturación global del macizo y para efectuar análisis preliminares de estabilidad. Especial mención merece el conjunto de comprobaciones estereográficas sobre la posibilidad cinemática de que determinada cuña de roca deslice o vuelque (test de Markland). Todo ello ha sido descrito en detalle en algunos libros de texto (Hoek y Bray, 1974 y ss.). En la Fig. 6 se indica, como ilustración, el diagrama de polos correspondientes a discontinuidades observadas en un desmonte en margas eocenas de Bagá, en los accesos Sur al Túnel del Cadí. Se trata por consiguiente de la misma formación a la que hace referencia la Fig. 2. El desmonte cuya estructura se ha representado en la Fig. 6 sufrió un desprendimiento en la primavera de 1983, poco después de su excavación (Fig. 7). El saneo del talud (Fig. 8) permitió conocer la orientación de las superficies de rotura. El vo-

lumen desprendido podía describirse como una cuña irregular limitada por tres planos (F1, F2 y F3, Fig. 9), a diferencia de las cuñas más comunes, limitadas generalmente por dos superficies de discontinuidad.

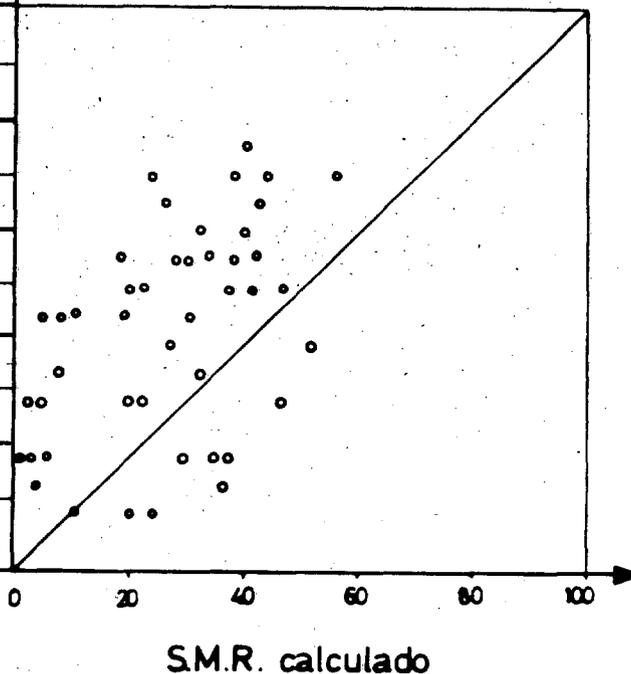
Volviendo al diagrama polar de discontinuidades (Fig. 6), observamos que si se representan en él los planos F1, F2 y F3, todos ellos pertenecen a la misma familia, siendo pequeñas las diferencias de orientación y buzamiento. Por ello, y con suficiente aproximación, la rotura podría también calificarse de plana, a favor de una discontinuidad media bien representada por la denominada Familia 1 en la Fig. 6.

Por desgracia los planos o superficies de rotura no pertenecen, a veces, a familias estadísticamente significativas. Ello plantea limitaciones al análisis e introduce incertidumbres en el mismo. Más adelante se insiste sobre esta cuestión.

Con ser importante la estructura del macizo rocoso (básicamente sus discontinuidades) no reúne toda la información necesaria para analizar la estabilidad. Las modernas clasificaciones geomecánicas han nacido con la intención

COMPORTAMIENTO OBSERVADO			
Tipo de estabilidad	Roturas típicas observadas	CLASE	
TOTALMENTE ESTABLE	NINGUNA	I	a
			b
ESTABLE	ALGUNOS BLOQUES BLOQUES	II	a
			b
PARCIALMENTE ESTABLE	ALGUNAS JUNTAS O MUCHAS CUÑAS	III	a
			b
INESTABLE	JUNTAS O GRANDES CUÑAS	IV	a
			b
COMPLETAMENTE INESTABLE	GRANDES ROTURAS POR PLANOS CONT O POR LA MASA	V	a
			b

Figura 10.—Relación entre el índice S.M.R. y las condiciones de estabilidad observadas en cuarenta y cuatro desmontes examinados en las inmediaciones de Falset (Tarragona).



de incorporar todos los datos o parámetros significativos en el comportamiento del macizo rocoso. Destacan el índice R.M.R. de Bieniawski («Rock Mass Rating») y el índice Q de Barton.

El primero de ellos evalúa básicamente la calidad del macizo rocoso de manera hasta cierto punto independiente del tipo de excavación a realizar en él (talud, túnel, etc). El valor numérico del RMR oscila entre 0 (macizo rocoso muy malo) y 100 (macizo rocoso muy bueno). Se obtiene sumando cinco índices parciales relacionados con: la resistencia a compresión simple; la recuperación de testigo en un sondeo (RQD); la separación media de las discontinuidades del macizo; el estado de las discontinuidades y la presencia de agua. Mediante una serie de factores de ajuste se ha usado extensamente en el anteproyecto de excavaciones subterráneas, pero su aplicación a taludes ha sido muy limitada.

Recientemente (Romana 1985, 1988) ha sido propuesto el índice S.M.R. («Slope Mass Rating») que evalúa el comportamiento conjunto de macizo y talud. Para su valoración se parte del RMR del macizo rocoso en el que se excava el desmonte, aplicándole cuatro factores específicos de ajuste. Los tres primeros tienen en cuenta la mayor o menor posibilidad cinemática de que determinada masa rocosa deslice o vuelque hacia la carretera, y en este sentido su consideración equivale aproximadamente al ya citado test de Markland. El cuarto factor incluye la influencia que tiene el método de excavación sobre la estabilidad del talud (excavación mecánica, o por voladura normal, con precorte, o bien deficiente). El SMR final resulta entre 0, (estabilidad muy mala) y 100 (talud totalmente estable). En función de dicho valor se definen unas «clases de estabilidad» (I a V) que se han podido correlacionar empíricamente con la entidad de las roturas que se pueden esperar y con el tratamiento más efectivo para su corrección.

Como el resto de clasificaciones geomecánicas el S.M.R. tiene un cierto grado de subjetividad, y sólo da indicaciones aproximadas. Como ejemplo de esto último, en la Fig. 10 se resume la aplicación tentativa de esta clasificación en un «inventario» de taludes (44 en total) en

pizarras areniscas y conglomerados del Paleozoico. Para cada uno de ellos se ha evaluado de manera independiente el índice S.M.R. según la metodología anterior (eje de abscisas), y el comportamiento real observado a la vista del talud ejecutado (usando la misma nomenclatura de «clases de estabilidad», eje de ordenadas).

En la figura se puede apreciar una cierta correlación entre ambos valores, de manera que a mayor SMR calculado le corresponde, en general, un comportamiento más estable. Globalmente, el comportamiento de los taludes es insatisfactorio, debido de manera fundamental a la mala calidad del macizo rocoso: el valor del índice RMR ya era bajo de por sí, al ser elevado el grado de fracturación.

Sin embargo los puntos tienen una cierta tendencia a situarse encima de la bisectriz del primer cuadrante. Es decir, el comportamiento real observado es algo mejor que el comportamiento calculado (SMR). Para explicar este hecho, en el caso concreto de ese inventario, se ha pensado en dos tipos de razones. La primera sería que el índice SMR calculado intenta evaluar el comportamiento a largo plazo y en las peores condiciones durante la vida útil del talud, mientras que el comportamiento observado se ha decidido a la vista del talud, al cabo de uno o dos años de su excavación. La segunda explicación es la de que tratándose de desmontes en su mayor parte no muy altos (H alrededor de la decena de metros), la cohesión (verdadera o aparente) puede favorecer la estabilidad del talud.

De todos modos el SMR integra o incluye todos aquellos factores reconocidamente relevantes en el comportamiento ulterior del talud (resistencia, orientaciones, meteorización y relleno de las juntas, agua y, especialmente, método de excavación). Tiene la ventaja de su fácil aplicación con los datos (a veces inciertos) de los que se puede disponer generalmente en un reconocimiento de tipo geológico. En este sentido es un buen método para evaluar preliminarmente y de forma sistemática los problemas de estabilidad en un estudio previo o anteproyecto, sin ser demasiado esclavo de un modelo que muchas veces no se corresponde con la realidad.

### III. LA DETERMINACION DE PROPIEDADES RESISTENTES

Además de datos geométricos y acciones externas (singularmente la presión de agua sobre el plano de rotura), los métodos de análisis de estabilidad requieren el conocimiento de la resistencia a esfuerzo cortante de las discontinuidades pésimamente orientadas. La dificultad que entraña su evaluación hace con frecuencia ilusoria la precisión que pueda asignarse a un reconocimiento estructural exhaustivo. Se discutirán algunos aspectos de los siguientes métodos disponibles para estimar la resistencia a esfuerzo cortante de juntas: El método experimental, el análisis retrospectivo de roturas y la estimación por expertos. Al discutir los ensayos de corte se comentará alguna repercusión de la no linealidad de los envolventes de rotura, que no suele ser considerada en la práctica.

#### 1. Ensayos de corte

Teniendo siempre presente la limitación que introduce su tamaño reducido, (efecto escala), el ensayo de corte sobre muestras de junta, proporciona una interesante información sobre la resistencia disponible «in situ». Las muestras de junta pueden obtenerse a partir de testigos que atraviesan juntas o bien directamente en superficie aislando bloques en afloramientos.

Dos equipos de bajo coste pueden utilizarse para ensayar estas muestras: El equipo de corte portátil de Hoek (Fig. 11) y la mesa o plataforma de inclinación («Tilt test», Fig. 12). Aunque el primero se adapta a muestras irregulares (no necesariamente cilíndricas), no permite ensayar superficies de junta superiores a unos 100 cm<sup>2</sup>. Por el contrario, en la plataforma de inclinación pueden ensayarse superficies notablemente mayores, aunque no suele ser fácil extraer muestras cuya área supere los 1.000 cm<sup>2</sup>. Sin embargo, la limitación principal de ambos ensayos reside en la dificultad con que se adaptan al rango de tensiones normales generalmente asociadas a las roturas de taludes.

En efecto, las cuñas o deslizamientos planos que suelen ocurrir en los desmontes que generalmente se excavan en vías de comunicación (4 a 40 m de altura) comportan tensiones nor-

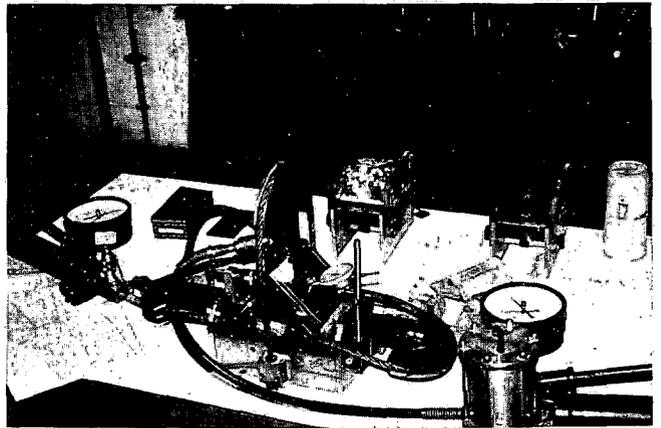


Figura 11.—Equipo portátil de Hoek para ensayar a corte muestras de junta de roca.



Figura 12.—Plataforma de inclinación para ensayos sobre juntas de roca a bajas tensiones normales.

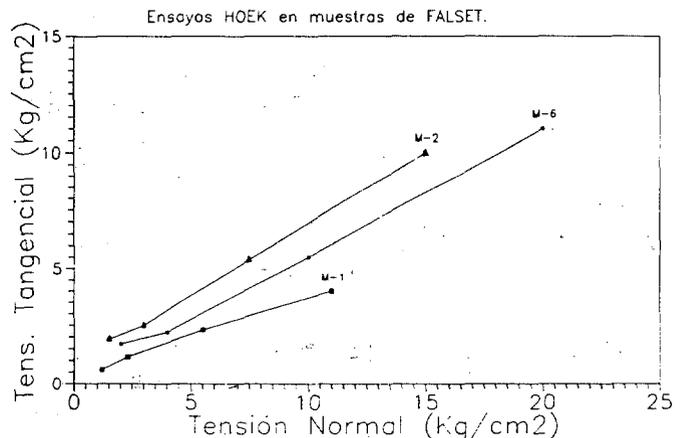


Figura 13.—Resultados de ensayos de corte mediante el aparato de Hoek sobre muestras de juntas de areniscas (M-2), pírridos (M-6), y pizarras (M-1).

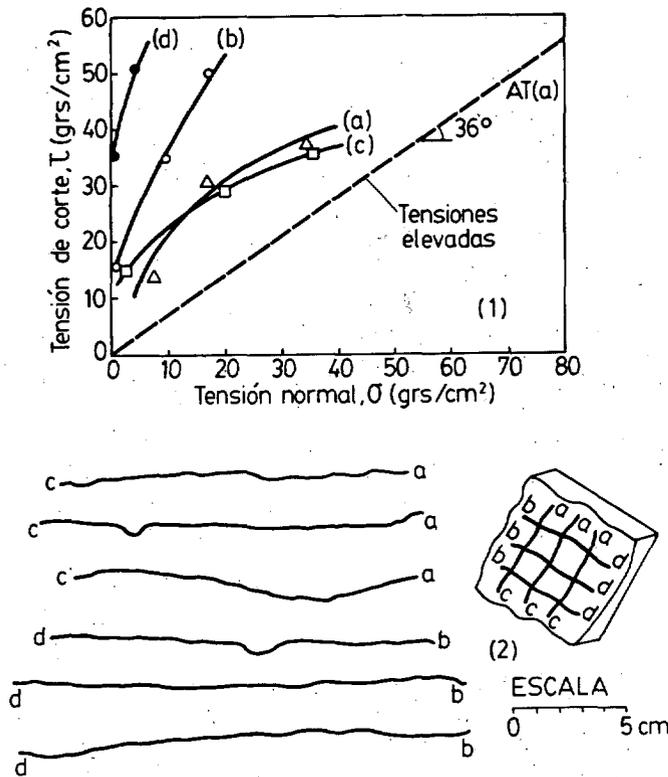


Figura 14.— Ensayos de corte correspondientes a diferentes niveles de tensión sobre una muestra de arenisca calcárea eocena de las proximidades de Guardiola de Berga (Barcelona). Muestra GB-1:

1. Envoltentes de rotura.
2. Perfiles de rugosidad a lo largo de diferentes direcciones.

males (sobre los planos de rotura) variables entre 0.1 y 10 T/m<sup>2</sup>. El aparato de Hoek se adapta difícilmente a este «bajo» rango de tensiones normales por la concepción robusta y un poco tosca, del equipo (portátil) y de los gatos hidráulicos de aplicación de cargas. En la Fig. 13 se muestra un ejemplo de la utilización de este equipo. Puede observarse que las mínimas tensiones normales aplicadas superan el rango antes señalado. No tendría mayor importancia esta limitación si las envoltentes de rotura fueran rectas. Pero, como se discute inmediatamente, la rugosidad de las juntas introduce una fuerte no linealidad a la envolvente.

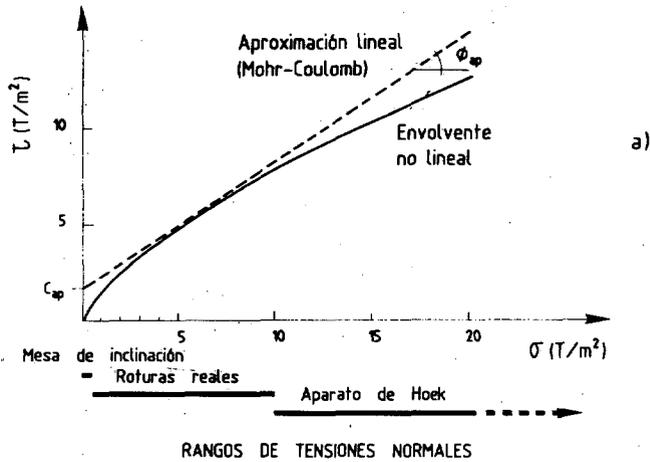
Por el contrario, en la plataforma de inclinación la única tensión normal que recibe la junta proviene del peso del bloque superior que la configura y, en el mejor de los casos, de pesas adicionales que puedan acomodarse sobre este bloque. En la práctica no suelen alcanzarse tensiones normales superiores a 40 gr/cm<sup>2</sup>,

muy alejadas del rango significativo «in situ» antes señalado. A este bajo nivel de tensiones normales la mayoría de las juntas (a excepción de las extremadamente lisas o las que contengan rellenos) reaccionan con ángulos aparentes de fricción extremadamente altos y con frecuencia próximos a 90°. En la Fig. 14 se han representado los resultados de ensayos de inclinación sobre una muestra de arenisca calcárea eocena de las proximidades de Guardiola de Berga. Además de la tendencia hacia ángulos de fricción próximos a 90° es también notoria la anisotropía en el comportamiento del plano de la junta. En la misma figura (recta AT) se ha representado la prolongación hacia tensiones bajas de la envolvente obtenida, con la misma muestra, mediante el equipo Hoek a tensiones normales mucho más altas (4 - 56 k<sub>p</sub>/cm<sup>2</sup>). Esta figura muestra claramente la no linealidad de la envolvente de rotura.

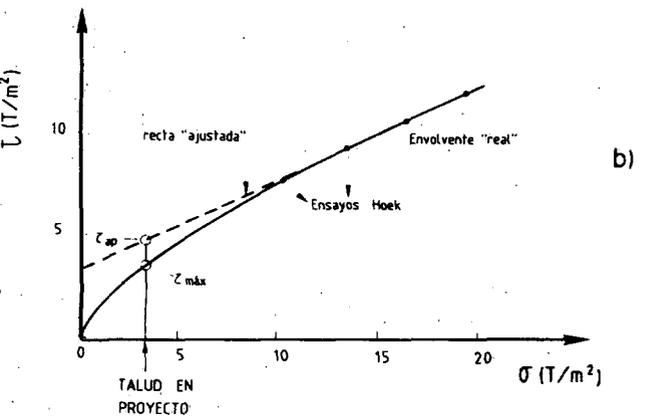
Para resaltar sus implicaciones, en la Fig. 15a se ha dibujado cualitativamente una envolvente no lineal y la aproximación lineal (Mohr-Coulomb) correspondiente a un rango de tensiones propio de la mayoría de roturas reales. En la figura se indican también los rangos de tensiones normales que proporcionan la plataforma de inclinación y el aparato de Hoek (Obsérvese que todos estos rangos no se solapan prácticamente).

Queda claro en la Fig. 15a que la aproximación de Mohr-Coulomb puede proporcionar una correcta de la resistencia a esfuerzo cortante en un rango determinado de tensiones normales (por ejemplo, las que cabe esperar «in situ» en el caso de la Fig. 15a). Pero tiende a sobreestimar la resistencia a esfuerzo constante tanto a tensiones superiores como inferiores. Puede darse el caso (Fig. 15b) que los datos disponibles correspondan a ensayos en el aparato de Hoek. La recta de resistencia ajustada sobreestimaré las resistencias al corte disponible en la práctica para las tensiones normales correspondientes a las potenciales roturas. El caso representado en la Fig. 15c es también contrario a la seguridad. Aquí se supone que los datos de resistencia corresponden al retroanálisis de roturas someras o de ensayos de inclinación. La envolvente recta ajustada a ellos también pro-

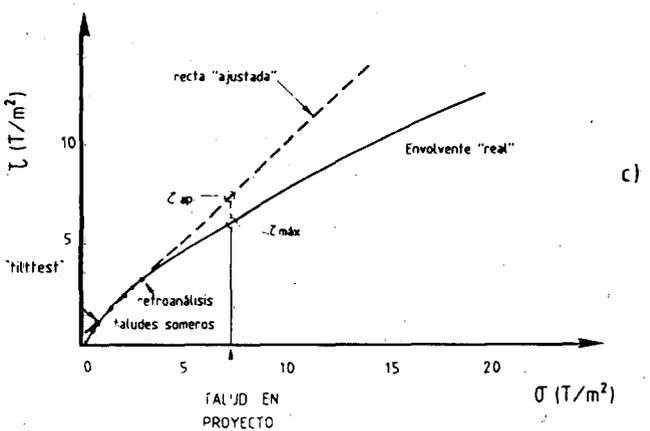
# EL PROYECTO DE DESMONTES EN MACIZOS ROCOSOS



a)



b)



c)

Figura 15.—Implicaciones de la no linealidad de la envolvente de rotura a corte de las discontinuidades: El empleo de una aproximación lineal, tipo Mohr-Coulomb ( $C_{ap}$ ,  $\phi_{ap}$ ), puede conducir a una sobreestimación de la resistencia a esfuerzo cortante ( $\tau_{ap}$ ) para niveles de tensión distintos de los que sirvieron para su ajuste.

porciona esfuerzos cortantes máximos superiores a los reales.

La utilización de criterios no lineales de rotura (como es el de Barton), permite extender las medidas que se hagan a bajas tensiones normales (plataforma de inclinación) hacia tensiones más altas, siempre que se conozca o estime un ángulo básico o residual de fricción. Es seguramente mejor realizar ensayos en el rango correcto de tensiones, pero ello exige equipos de corte precisos que se utilizan en pocas ocasiones. En definitiva, la mejor opción es, probablemente, enlazar los resultados de ensayos de inclinación y los que proporciona el equipo de Hoek a través de un criterio no lineal de rotura.

Otra consideración importante en el ensayo de juntas se refiere a las condiciones de deformación que se han de utilizar para medir la resistencia. En general se distinguen las condiciones de «pico» (máxima resistencia, correspondiente a una velocidad máxima de dilatación de la junta), y «residuales», cuando se ha inducido un movimiento relativo entre labios suficientemente grande como para que la resistencia no experimente reducción adicional alguna. Las diferencias pueden ser muy notables, como ilustra la Fig. 16.

Desde una perspectiva conservadora la elección del proyectista es clara: la envolvente de rotura en condiciones residuales. Muchos desmontes, una vez abiertos suelen experimentar un proceso diferido de movimientos y reajus-

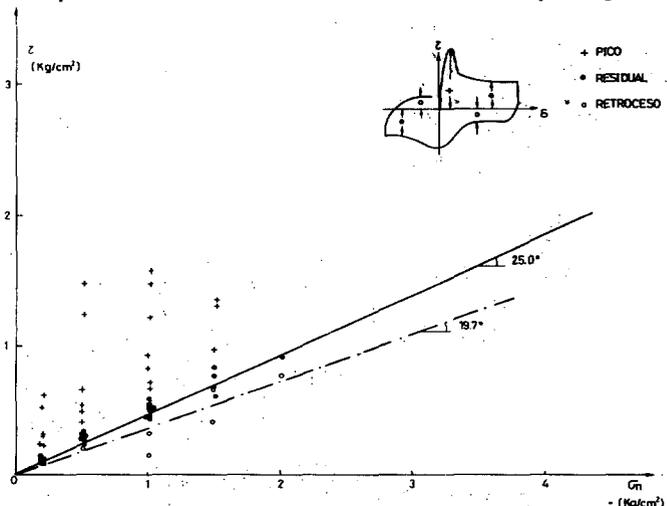


Figura 16.—Resultados de ensayos de corte directo. Depresión del Bierzo (León).

tes que se traducen en la ocurrencia de caídas o derrumbes parciales mucho tiempo después (con frecuencia años después) de la fecha de excavación. Contribuyen a estos movimientos el efecto de la relajación de las tensiones horizontales iniciales (que superan con frecuencia a las tensiones verticales), la acción de presiones intersticiales tras periodos de lluvias intensas y, en terrenos poco permeables, la lenta disipación de presiones intersticiales negativas generadas en el talud tras su excavación. La existencia del pico de resistencia puede desencadenar fenómenos de rotura progresiva a partir de las zonas más tensionadas. Estos efectos son tanto más significativos cuanto mayor sea el desmonte o la masa potencialmente inestable. En definitiva, a largo plazo, si se ha proyectado con un coeficiente de seguridad pequeño, es casi seguro que las discontinuidades críticas del talud alcancen condiciones post-pico (aunque no necesariamente residuales).

Existe aún otro argumento importante, en algunas ocasiones, para utilizar parámetros residuales: la sospecha de que se haya podido registrar algún movimiento previo en la zona en estudio. La frecuencia con que las laderas naturales se ven afectadas por fenómenos de inestabilidad (como un proceso geológico más de modelado del relieve), hace que esta posibilidad deba examinarse con especial atención. Si éste es el caso, la resistencia que ofrece la superficie de deslizamiento «in situ» puede ser inferior a la que se mida a partir de ensayos de corte con varios ciclos de carga y descarga. Un caso interesante es el representado en la Fig. 17, que corresponde al estudio de un deslizamiento antiguo, reactivado por la excavación de una cantera. El movimiento, detectado con precisión a partir de un conjunto de inclinómetros, tenía lugar en una capa de marga profunda. Muestras de esa marga ensayadas en el aparato de corte hasta condiciones residuales mostrarán ángulos de resistencia no inferiores a  $22^\circ$  (Fig. 17a). Sin embargo, se tuvo en este caso la posibilidad de ensayar muestras de la propia superficie de deslizamiento, al ponerla al descubierto con motivo de la excavación de la cabecera del deslizamiento. Estos nuevos ensayos mostraron una resistencia inferior a la medida con anterioridad (Fig. 17b).

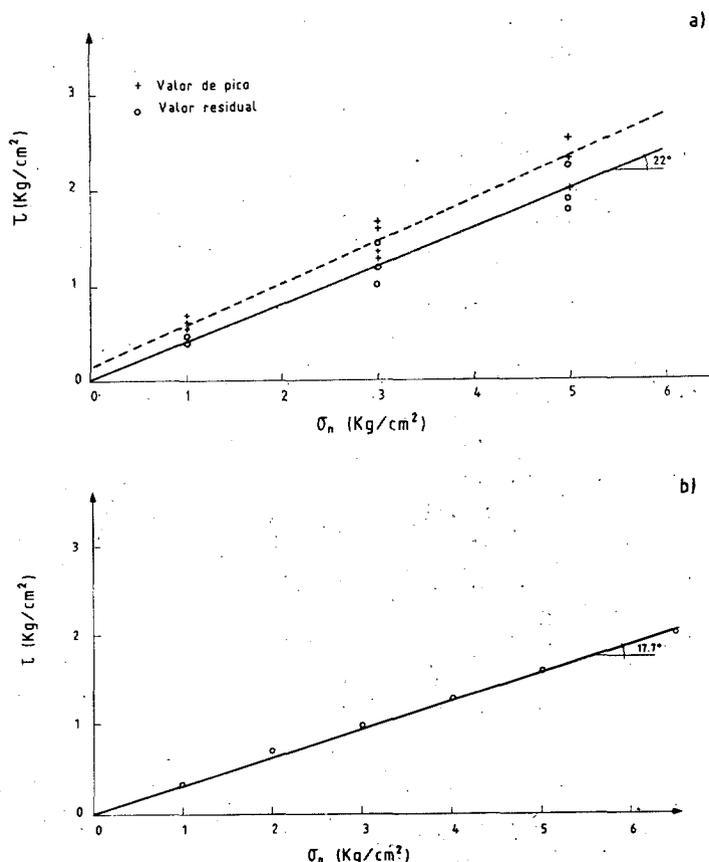


Figura 17.—Resultados de los ensayos de corte en margas del deslizamiento de Cortes (Valencia).

Existen al menos dos razones para esta discrepancia:

- a) los movimientos naturales han podido efectuar una intensísima acción de eliminación de rugosidad y de orientación de cristales y partículas en la discontinuidad afectada por el movimiento.
- b) la naturaleza tenderá a elegir la discontinuidad de menor resistencia (asociada por ejemplo a un cambio de litología difícilmente detectable) que no será con mucha probabilidad reconocida y ensayada posteriormente.

Por todo ello, en presencia de síntomas de deslizamiento previo, la elección de propiedades resistentes debe ser conservadora, pues cabe siempre la sospecha de que las condiciones reales tiendan a ser peores que las reveladas por los reconocimientos y ensayos geotécnicos.

2. El análisis retrospectivo de taludes inestables

La abundante información que proporcionan los levantamientos estereográficos de roturas en taludes o desmontes, junto a la estructura del macizo rocoso en cada caso, puede capitalizarse mediante técnicas de análisis retrospectivo.

En principio se trata de una técnica que permite superar los inconvenientes de los ensayos sobre muestras. No está sin embargo exenta de limitaciones y quizá las dificultades más importantes son la evaluación de las presiones intersticiales que existían en la superficie de deslizamiento en el momento en que se produjo la rotura, y el conocimiento de la geometría previa. En formaciones poco permeables es posible que pueda hacerse hipótesis de presión intersticial nula. En cualquier caso, los parámetros resistentes derivados retrospectivamente con esta hipótesis tenderán a ser conservadores.

En un estudio reciente, en el que se han podido reunir muchos datos de roturas en las formaciones de margas y margocalizas Eocenas del flanco Sur de la Sierra del Moixeró (formación ya aludida anteriormente) se ha procedido de la forma siguiente:

a) La estructura del macizo rocoso en el emplazamiento de cada desmonte se ha representado en el correspondiente diagrama estereográfico. En él se han identificado los polos de los planos de estratificación, litoclasas y fallas. Los contornos de igual densidad de fracturación ayudan a distinguir las familias de discontinuidades fundamentales. De esta manera se facilita la identificación de cuñas y planos de deslizamiento potencial.

b) En un primer paso y con un criterio de posibilidad cinemática de deslizamiento, se han seleccionado aquellos planos de discontinuidad que podían dar origen a que una masa tetraédrica de roca (cuña), se independizara del resto del macizo rocoso y se desprendiera. Asimismo, se han identificado aquellas discontinuidades que podían dar lugar a un deslizamiento plano. A estas últimas se les exigía una dirección próxima ( $\pm 20^\circ$ ) al rumbo del plano del talud.

c) Mediante análisis estático se encontró el valor añadido de las tensiones normal y tangencial que actuaban sobre cada una de las discontinuidades seleccionadas como posibles superficies de deslizamiento. Estas parejas de valores ( $\sigma_{med}, \tau_{med}$ ), se han representado en diagramas ( $\sigma, \tau$ ). Cada punto corresponde a una cuña o plano potencialmente deslizante. El análisis estático de cuñas y planos se ha llevado a cabo mediante el programa descrito en Gili (1982).

d) Los puntos ( $\sigma, \tau$ ) encontrados en el paso anterior para cada talud se han agrupado en un mismo plano. Sobre las «nubes» de puntos obtenidas se han ajustado rectas que son una primera aproximación del criterio Mohr-Coulomb de resistencia al corte de las discontinuidades de una determinada litología. Estas rectas conducen a unos valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno que tienen un carácter medio. En ellas no se ha distinguido el tipo de discontinuidad. Caben al menos dos opciones posibles para establecer el ajuste citado:

- 1: Recta envolvente (generalmente dejando fuera algún punto atípico).
- 2: Recta promedio.

Se ha de considerar que la mayor parte de los puntos ( $\sigma, \tau$ ) representados corresponden

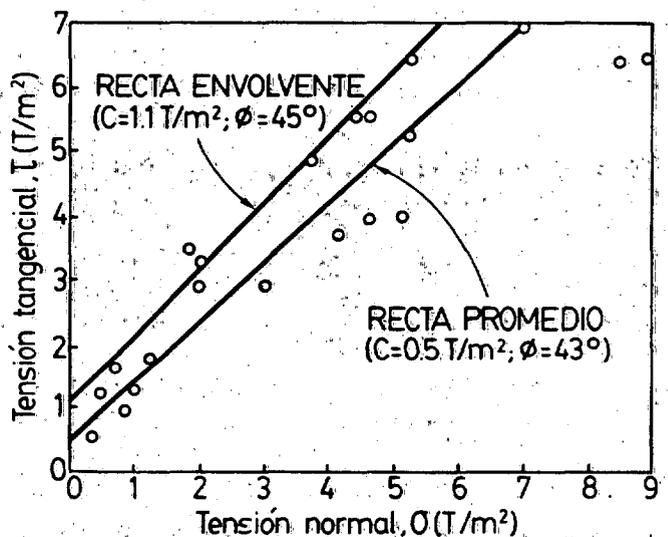


Figura 18.—Combinaciones ( $\sigma, \tau$ ) obtenidas mediante análisis retrospectivo de planos potencialmente inestables en margas y margocalizas eocenas del flanco Sur de la sierra del Moixeró. En la figura se han dibujado la recta promedio y la recta envolvente de los puntos ( $\sigma, \tau$ ).

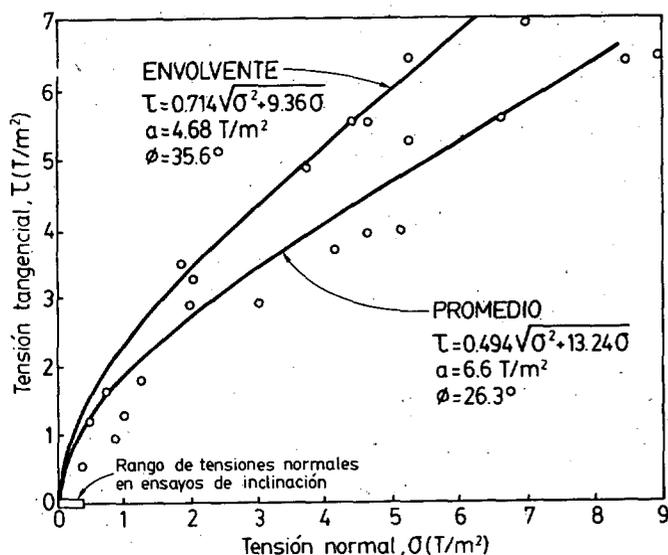


Figura 19.—Criterios de rotura hiperbólicos adaptados a los puntos ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) obtenidos mediante análisis retrospectivo de planos potencialmente inestables en margas y margocalizas eocenas del flanco Sur de la sierra de Moixeró.

a geometrías que han resistido (con un coeficiente de seguridad desconocido, sin embargo) y por ello la envolvente, sobre todo si pasa por muchos puntos, es probablemente una elección razonable de los parámetros reales de rotura. Los parámetros resistentes derivados de la recta promedio son una elección algo más conservadora de la resistencia de las discontinuidades.

El método anterior, que tiene realmente sentido si se cuenta con muchos datos correspondientes a la misma litología, se ha ilustrado en las Figs. 18 y 19 para roturas de tipo plano. En la primera (Fig. 18) se ha elegido un criterio lineal de rotura (Mohr-Coulomb). Se deducen para las juntas de esta formación cohesiones variables entre 0.5 y 11  $T/m^2$  y ángulos de rozamiento en el rango 43-45°. Las envolventes no lineales de rotura son más realistas, como se ha razonado anteriormente. Si se adopta un criterio de tipo hiperbólico (que predice ángulos de 90° para tensión normal nula) se consiguen las aproximaciones indicadas en la Fig. 19.

A pesar de las limitaciones de esta metodología, a los parámetros resistentes deducidos se les considera tanto o más fiables y representativos del comportamiento de una formación determinada que los obtenidos mediante ensayos.

### 3. La estimación por expertos

Más que un método, se trata de una práctica habitual a la vista de las dificultades que existen para realizar estudios geotécnicos de cierta calidad en muchos casos. Ciertamente una sólida experiencia puede ser de gran utilidad si los medios de reconocimiento y ensayo son escasos. Pero, para que la experiencia profesional tenga realmente valor, ha de ejecutarse mediante su contraste frente a datos o comportamientos realmente medidos. Y lamentablemente, no es esta una práctica habitual. De este modo, la experiencia corre el riesgo de convertirse en una simple acumulación numérica de casos en los que se ha intervenido. Si a estas consideraciones se une la gran dificultad intrínseca que existe para caracterizar mediante propiedades índice los macizos rocosos, se podrá valorar el riesgo importante de error en que se incurre al estimar parámetros como los resistentes.

A fin de ilustrar estos comentarios, en la Fig. 20 se comparan el conjunto de parámetros  $c$  y  $\phi$  de las discontinuidades de la formación margo-caliza a la que se viene haciendo referencia (Fig. 18). Se indican en esta figura los parámetros deducidos del análisis retrospectivo mencionado y los estimados por organizaciones o personas que, o bien intervinieron en estudios de estabilidad de desmontes en esa formación, o bien fueron invitados a hacer una predicción en su calidad de expertos geotécnicos. En ge-

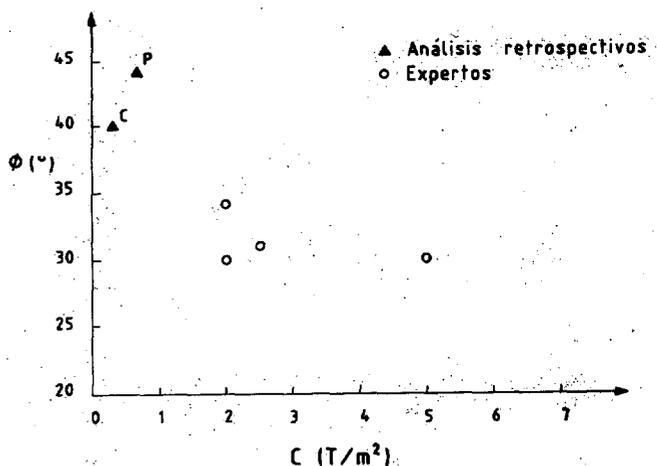


Figura 20.—Estimación por expertos de los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de rozamiento), en comparación con los obtenidos por análisis retrospectivos, para discontinuidades de una formación de margocalizas.

neral, las estimaciones basadas en la experiencia profesional tendieron a conceder a la formación de margo-calizas eocenas una cohesión superior y un ángulo de fricción inferior al que muestran los análisis retrospectivos indicados. Teniendo en cuenta la gran influencia de la cohesión en los análisis de estabilidad de taludes, los cálculos basados en las diferentes estimaciones tenderán a ser contrarios a la seguridad (si se aceptan como correctos los valores derivados mediante análisis retrospectivos).

Probablemente la buena experiencia en estos temas es más útil para definir directamente el perfil o ángulo de desmonte que para estimar propiedades resistentes de discontinuidades.

## IV. EL ANALISIS

El análisis de estabilidad se suele plantear de la forma siguiente: Dada una estructura determinada del macizo rocoso y unas propiedades resistentes de las discontinuidades que delimitan volúmenes de roca potencialmente inestables, se ha de encontrar el ángulo de talud que proporciona un coeficiente mínimo prefijado. En general se utilizan métodos de «Equilibrio Límite», ampliamente descritos en la literatura técnica. En síntesis su base es al siguiente:

a) Se ha de suponer un mecanismo de rotura, que independice del macizo una masa o cuña rocosa (en dos o tres dimensiones), limitada por una serie de planos.

b) Aplicando las ecuaciones de la Estática y una serie de simplificaciones adicionales, se puede determinar el esfuerzo normal y tangencial movilizados sobre la junta.

c) Conocida la envolvente de resistencia a corte, se calcula la máxima tensión tangencial resistente para el nivel de tensión antes calculado.

d) Si las tensiones tangenciales máximas resistentes coinciden con las movilizadas (o desestabilizadoras), el talud se encuentra en «equilibrio límite». En caso contrario se calcula un «Coeficiente o Factor de Seguridad» como cociente de ambos valores.

Para llegar al diseño se procede mediante

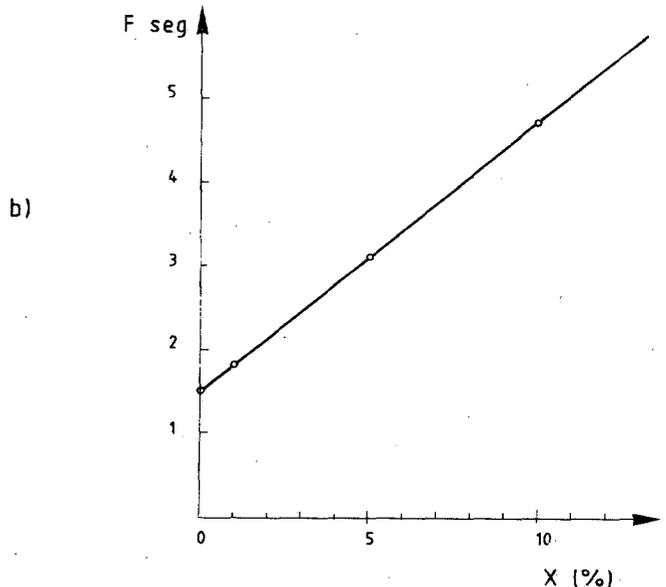
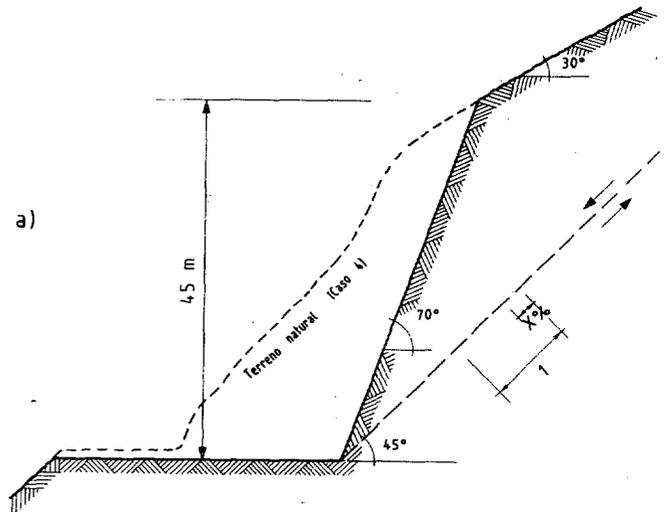


Figura 21.—Crecimiento del Factor de Seguridad con el porcentaje de puentes de roca «intacta».

tanteos, variando en incrementos el ángulo de desmonte. Alternativamente, la pendiente del talud puede estar fijada de antemano e interesa conocer el esfuerzo de anclaje necesario para conseguir el coeficiente de seguridad de diseño. Los programas de cálculo de estabilidad, que automatizan las operaciones, permiten la fácil consideración de esfuerzos externos, de presión de agua, etc.

Los métodos de análisis, y en concreto los basados en el Equilibrio Límite, simplifican bastante la realidad pero no por ello son desechables. Son una herramienta más, tanto más útil cuanto mejor se conozcan sus limitaciones. Por eso, en el apartado siguiente se comentan al-

gunas de sus hipótesis para plantear a continuación una discusión sobre el concepto de seguridad y finalmente proporcionar algunas ideas sobre el diseño óptimo.

1. Algunas hipótesis poco razonables.

a) **La total continuidad de las superficies de deslizamiento.** Si se hiciera el ejercicio de calcular el ángulo estable de un desmonte en una formación caliza algo fracturada pero de apariencia sana, siguiendo la metodología esbozada en los apartados anteriores, encontraríamos pendientes «bajas», desde luego inferiores a los 70-90° que con frecuencia admitirá un desmonte en una roca de aquel tipo.

En este caso es probable que los «puentes de roca» hagan perder la continuidad a juntas y diaclasas, proporcionando una resistencia al corte adicional. Este efecto se ha ilustrado en la Fig. 21. El desmonte indicado en la Fig. 21a se ha analizado suponiendo un porcentaje de puentes de roca (x) creciente. A estos puentes se les asigna una resistencia al corte cien veces superior a la cohesión de las juntas (5 T/m<sup>2</sup>). En la Fig. 21b se aprecia el rápido crecimiento del factor de seguridad con x. Los porcentajes de roca soldada indicados en la Fig. 21b no son exagerados. Por ello, un reconocimiento preciso de la estructura de un macizo rocoso debe dar indicaciones sobre la persistencia de una familia determinada de juntas. Asimismo, serán las juntas de gran extensión y continuidad (las más persistentes) las realmente peligrosas. En esta categoría entran casi siempre las superficies de estratificación y las fallas.

Por otro lado, si una familia de discontinuidades sensiblemente paralelas presenta una misma persistencia en profundidad, es más fácil encontrar cerca de la superficie un plano totalmente «continuo» (que vaya de la montera al frente del talud). Esto explica, en parte, la mayor frecuencia de las roturas superficiales de pequeño volumen.

b) **El carácter plano de la superficie de deslizamiento.** La rugosidad creciente tiende a incrementar la resistencia al esfuerzo constante. Puede argumentarse que si se trabaja con el plano o superficie media, los parámetros resistentes deben incorporar «automáticamente»

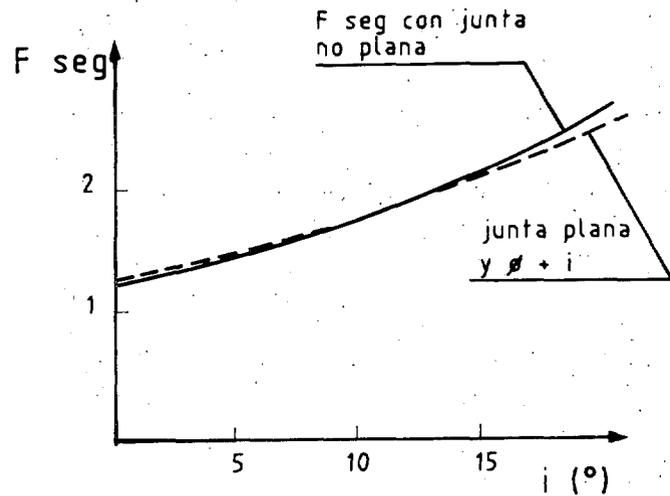


Figura 22.—Crecimiento del Factor de Seguridad con la ondulación de la junta.

la rugosidad. Hasta cierto punto eso es así, especialmente si los parámetros resistentes se derivan de análisis retrospectivos como los anteriormente descritos. Pero si se parte de valores obtenidos, por ejemplo, en ensayos de corte, la escala de la rugosidad puede sobrepasar ampliamente las dimensiones de la muestra. Para mostrar la influencia de la rugosidad, en la Fig. 22 se representa el efecto de un ángulo de ondulación  $\iota$  (con relación al plano medio de rotura) sobre el Factor de Seguridad calculado en el mismo desmonte de la Fig. 21a. Se ha supuesto una cohesión nula e inexistencia de agua. En este caso particular el incremento de seguridad que se observa en la Fig. 22 es aproximadamente el mismo que se obtendría al sumar  $\iota$  al ángulo de fricción. Este efecto es, en principio independiente del tamaño de la ondulación. Pero existe una diferencia importante: la rugosidad a pequeña escala es destruida al crecer el nivel de tensión (y así lo ponen de manifiesto las envolventes curvas de rotura) mientras que las ondulaciones de «gran periodo» son difícilmente afectables por las tensiones habituales en desmontes.

Un método útil para obtener esta «rugosidad a gran escala» es la fotogrametría terrestre. Esta técnica fue aplicada para obtener una representación precisa de una cuña deslizada en La Massana, Andorra (Fig. 23). La restitución de los pares estereográficos de este deslizamiento



Figura 23.—Deslizamiento en forma de cuña en una cantera de esquistos en La Massana (Andorra).

permitted drawing the profiles of the two discontinuities that form the wedge, along lines parallel to the intersection formed by both planes (Fig. 24). It can be observed that one of the discontinuities (Plane 2) is considerably more «wavy» than the other (Plane 1). This fact must be reflected in the resistance parameters that are assigned to both.

c) **La presión del agua.** Es probablemente la variable más difícil de estimar en todo el proceso de cálculo. Suelen adoptarse distribuciones lineales de presión, de forma que el máximo se sitúa en un cierto intermedio de la superficie de rotura. El valor de este máximo se fija generalmente a sentimiento, como fracción de la máxima columna de agua, pues no suelen existir en la mayoría de los casos criterios mejores. La distribución real de presiones res-

ponde al régimen de flujo que pueda establecerse a través del conjunto de discontinuidades tras la ocurrencia de fuertes aguaceros o la subida generalizada de niveles piezométricos.

El efecto de un régimen determinado de lluvias puede representarse como una onda irregular de caudal de infiltración en la cabecera del talud. Esta onda tiende a amortiguarse con la profundidad de forma que las máximas variaciones de la presión intersticial se concentran en los metros superiores del demonte. El efecto de estos cambios ha de integrarse en las condiciones de equilibrio global de las masas potencialmente inestables.

Considérese, en la Fig. 25a, un conjunto de cuñas potencialmente inestables limitadas por planos 1, 2, 3... a profundidad creciente ( $z$ ), correspondiente a una misma familia de juntas. En la Fig. 25b y en un plano ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) se representa el criterio no lineal de rotura de estas juntas ( $E$ ) y el lugar geométrico de los pares de tensión ( $\sigma_{med}$ ,  $\tau_{med}$ ) sobre las diferentes juntas de tamaño creciente (Puntos 1, 2, 3). La no linealidad del criterio de rotura hace pésima la cuña de mayor tamaño (la 3, que pasa por el pie del talud). Sin embargo, la mayor alteración del macizo rocoso en superficie y la descompensación inducida por la propia excavación (incluyendo el efecto de las vibraciones y el arranque mediante explosivos) hace que las juntas más superficiales vean reducida su resistencia al corte (envolvente  $E_1$ ). Además la descompresión superficial supone mayores aperturas de junta y por consiguiente mayor permeabilidad que en zonas más profundas. Esta situación favorece la aparición de presiones intersticiales ( $u$ ), tras lluvias intensas, en las zonas superficiales. Las tensiones normales efectivas disminuyen a igualdad de tensión tangencial. Los estados tensionales medios se sitúan en las posiciones 1', 2' (Fig. 25b) a medida que se incrementa la presión de agua. Los dos fenómenos señalados favorecen también la mayor frecuencia de las roturas superficiales de pequeño volumen.

## 2. La elección del nivel de seguridad

En los cálculos convencionales se suele exigir un factor de seguridad no inferior a 1.3 - 1.5. Esta medida de la seguridad describe pobre-

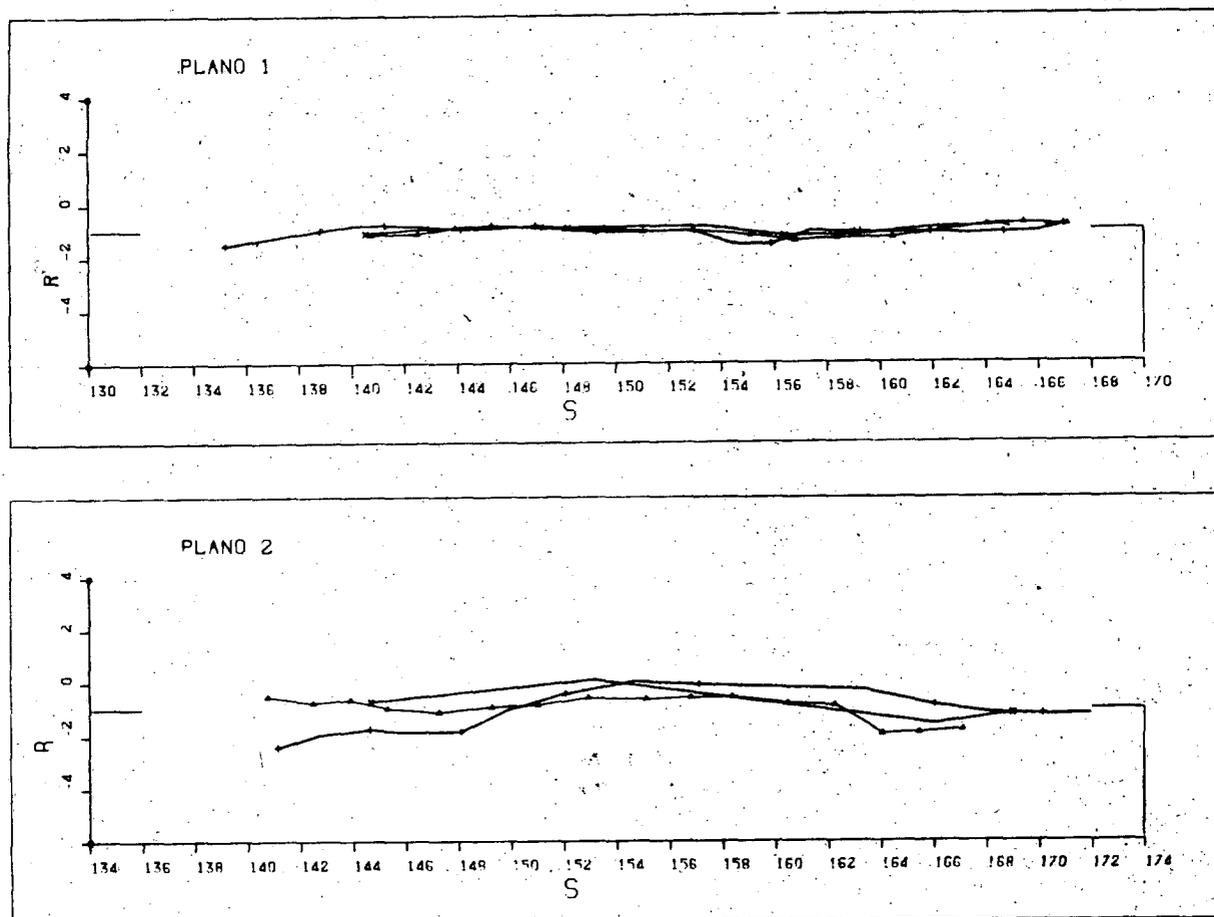


Figura 24.—Perfiles, a distintos niveles, de los planos que integran la cuña de la Fig. 23 (plano 1, derecha; plano 2, izquierda), obtenidos por fotogrametría terrestre.

mente el riesgo de rotura que puede provenir de la variabilidad o incertidumbre en el conocimiento de la geometría, los parámetros resistentes y las sollicitaciones exteriores. Por ello, situaciones de riesgo marcadamente diferentes pueden quedar equiparadas si disponen del mismo coeficiente de seguridad.

En las dos últimas se han propuesto medidas alternativas de seguridad que eliminan algunas inconsistencias asociadas a la definición convencional del factor de seguridad. La más perfecta, aunque difícil de obtener, es la probabilidad de rotura. El coeficiente de seguridad se convierte así en una variable aleatoria. Contribuyen a su variabilidad (varianza) las incertidumbres (cuantificadas también mediante los correspondientes coeficientes de variación) de los diferentes parámetros que definen la estabilidad de un talud. Basándonos en un modelo de comportamiento del macizo rocoso (en el caso más sencillo se puede escoger como mo-

delo el ya citado del Equilibrio Límite), y definidos estos coeficientes de variación, existen diversos métodos para conocer la distribución del coeficiente de seguridad. Un método potente es el de simulación (Monte Carlo). Consiste en llevar a cabo un elevado número de cálculos de estabilidad, cada uno de ellos con un conjunto de parámetros generados aleatoriamente dentro de determinadas distribuciones estadísticas (en principio se pueden adoptar de tipo Normal alrededor de los respectivos valores medios). Estudiando la distribución del gran número de valores del Factor de seguridad obtenidos (varios miles en general) se puede evaluar su varianza, la probabilidad de rotura, etc.

Se ha usado la simulación por el método de Monte Carlo para determinar la contribución de los diferentes factores a la incertidumbre en el coeficiente de seguridad, utilizando como geometría de referencia la correspondiente al talud representado en la Fig. 21a. Los diferentes fac-

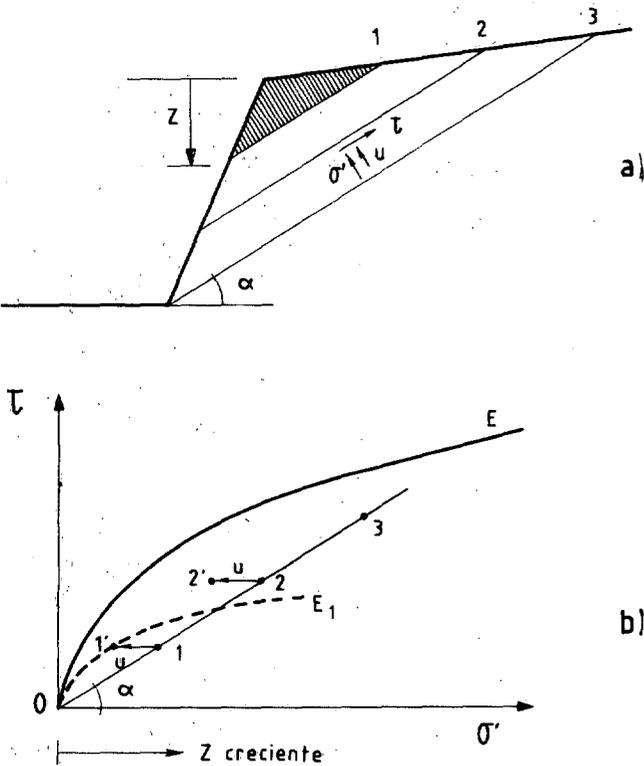


Figura 25.—Influencia de la alteración del macizo rocoso en su superficie y de la presión del agua en la estabilidad de un desmonte.

tores que intervienen en el cálculo (rotura plana por el método del Equilibrio Límite) se han definido en la Fig. 26. Sus valores y su influen-

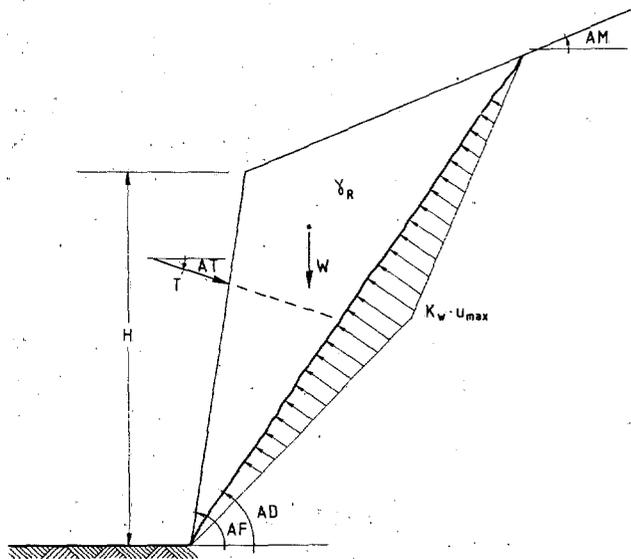


Figura 26.—Parámetros de un desmonte considerados como variables en un estudio de simulación por el método de Monte Carlo.

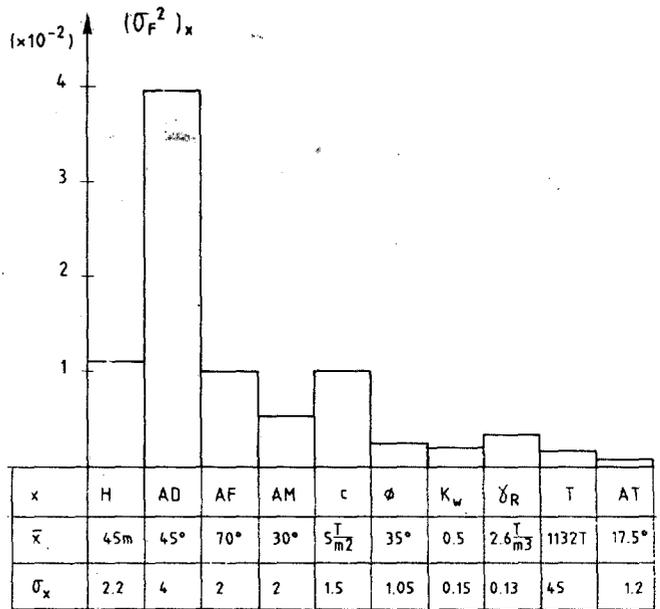


Figura 27.—Contribución, por separado, de las variables de la Fig. 26 a la varianza del Factor de Seguridad. Se indican los valores medios y las desviaciones típicas consideradas.

cia (por separado) en la varianza del Factor de Seguridad se ha reunido en la Fig. 27 para este caso concreto. Destaca la gran influencia del ángulo de la discontinuidad (que tiene un marcado carácter heterogéneo en la práctica, como lo demuestran las dispersiones de las nubes de polos que definen una determinada familia de juntas), y en general los factores geométricos. Entre los factores resistentes es la incertidumbre en la cohesión la que más contribuye al riesgo.

Es interesante comparar las dos medidas de seguridad citadas: Factor de Seguridad y probabilidad de rotura, para captar su significado. En un análisis por simulación de la estabilidad de un talud rocoso, la variabilidad o incertidumbre de los datos (que ya se ha comentado) se propaga al Factor de Seguridad, que adopta distribuciones como la de la Fig. 28. Aceptando las hipótesis del método del Equilibrio Límite, y suponiendo perfecta correspondencia entre el modelo y la realidad, aquellos casos en los que  $F < 1$  se corresponderán a roturas ( $P_R = P[F < 1]$ ). La probabilidad de rotura puede obtenerse en la Fig. 28.

Este análisis se aplicó a una serie de desmon-

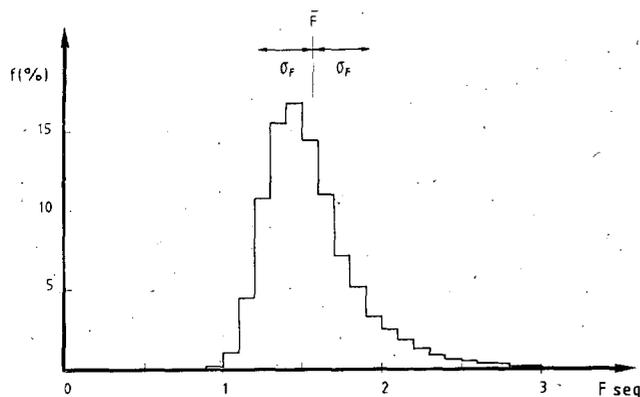


Figura 28.—Distribución del Factor de Seguridad (frecuencias en tanto por ciento), obtenida en un estudio por simulación de la estabilidad del desmonte de la Fig. 26.

tes (ocho en total) proyectados en un tramo de la variante Cercs-Bagá (Barcelona) a fin de calcular en ellos la probabilidad de rotura, mediante la técnica de simulación. Todos los desmontes habían sido proyectados con un mismo coeficiente (convencional) de seguridad: 1.5 (lo que implica diferentes esfuerzos de anclaje en cada talud o «sector»). Además, en todos los casos se calculó otra medida de seguridad: «el margen de seguridad» o diferencia entre las fuerzas resistentes y las desestabilizadoras. Se trata por tanto de una magnitud dimensional, muy relacionada, lógicamente, con el tamaño del posible deslizamiento.

En la Fig. 29 se han representado los valores de la probabilidad de rotura y del margen de seguridad calculado en ocho desmontes. En los ocho casos  $F = 1.5$ , pero la probabilidad de rotura cambia en dos órdenes de magnitud y el margen de seguridad en uno. Lo interesante de dicha figura es que margen de seguridad y probabilidad de rotura manifiestan una correlación en el sentido de que a mayor margen de seguridad menor probabilidad de rotura. A este resultado contribuye la mayor «certeza» que es posible asignar a esfuerzos externos de contención, como son los anclajes, frente al menor conocimiento de factores naturales. Por ello, fijada una probabilidad de rotura, los grandes deslizamientos dispondrían de un menor factor de seguridad en el sentido habitual. Dicho en otras palabras: Si se ha de estabilizar un deslizamiento o rotura, se puede aceptar un

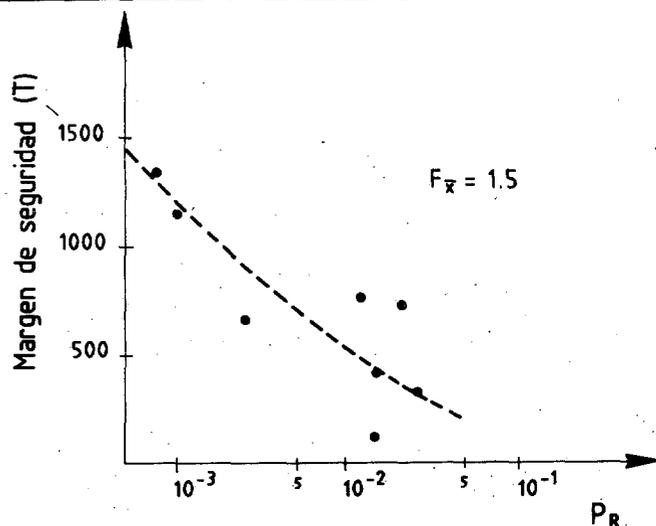


Figura 29.—Relación entre el margen de seguridad y la probabilidad de rotura obtenida por simulación para ocho desmontes diferentes proyectados con el mismo Factor de Seguridad convencional calculado con los parámetros medios  $F_x = 1.5$

menor factor de seguridad (convencional) para él cuanto mayor sea su tamaño.

Esta propuesta requiere un análisis más detallado, pero lo cierto es que con gran frecuencia se aceptan factores convencionales de seguridad pequeños (inferiores a 1.3) en la estabilización de grandes movimientos (en gran medida porque es impracticable económicamente introducir los enormes esfuerzos resistentes que requeriría un factor de seguridad mayor).

La probabilidad de rotura, como medida alternativa de seguridad, resuelve algunas inconsistencias que presenta el factor de seguridad (básicamente su carácter determinista), pero depende también de las limitaciones del modelo que sirve para su obtención. Los ejemplos presentados en este punto 2 se han basado en el Equilibrio Límite, y por ello no superan las hipótesis poco razonables presentadas en el punto anterior.

### 3. El diseño «óptimo»

El empleo de la probabilidad de rotura como medida alternativa de seguridad exige una decisión arbitraria: elegir la probabilidad de rotura de proyecto. Existe una alternativa mejor: utilizar la probabilidad de rotura para calcular el coste esperado de que se produzca realmente. De esta manera puede plantearse la elección del ángulo de talud (o del refuerzo a instalar) como un problema de coste mínimo.

En efecto, el coste total de un desmonte debe incluir el coste de construcción o de primera instalación,  $C_1$  (excavación y refuerzo, incluyendo los mantenimientos en cada caso) y el coste esperado de una posible rotura. Este último se calcula multiplicando el coste real de la rotura,  $C_R$  (que tendrá unos componentes fijos y otros proporcionales al volumen derrumbado) por la probabilidad de su ocurrencia. Es decir:

$$C_T = C_1 + C_R \cdot P_R$$

El segundo sumando decrecerá continuamente a medida que se intensifican los costes de construcción (refuerzo o mayor volumen excavado al tender más el talud). La suma de ambos términos,  $C_T$ , alcanzará un mínimo en el diseño óptimo.

A partir de una serie de estimaciones de costes unitarios y fijos que no se detallan aquí, se ha vuelto a examinar el diseño del desmonte de la Fig. 21a desde esta perspectiva. En un primer análisis se fijó un determinado ángulo de talud ( $70^\circ$ ) y altura (45 m) y se calculó el coste total, teniendo en cuenta una posible rotura, al variar el tonelaje de refuerzo instalado. El

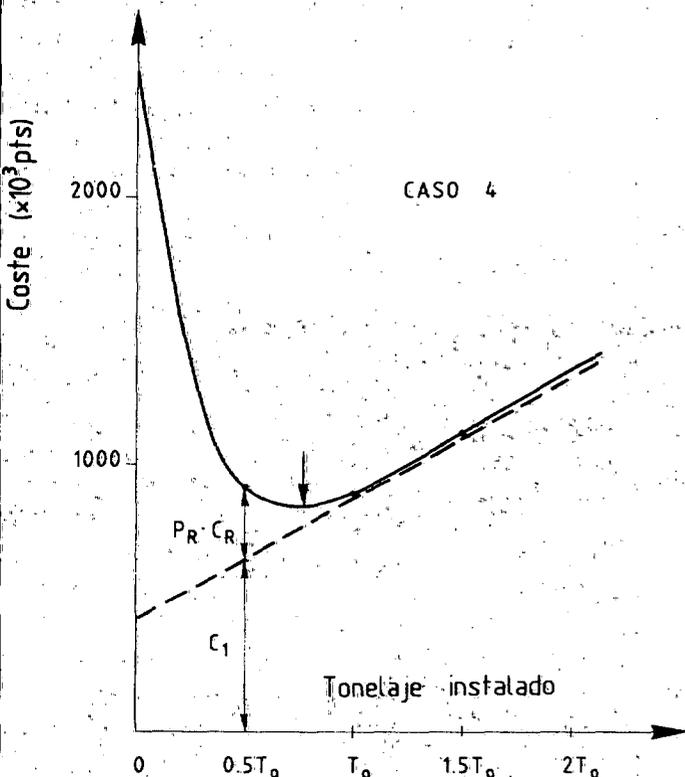


Figura 30.—Variación del coste total,  $C_T$ , en función del refuerzo instalado, y obtención del mínimo.

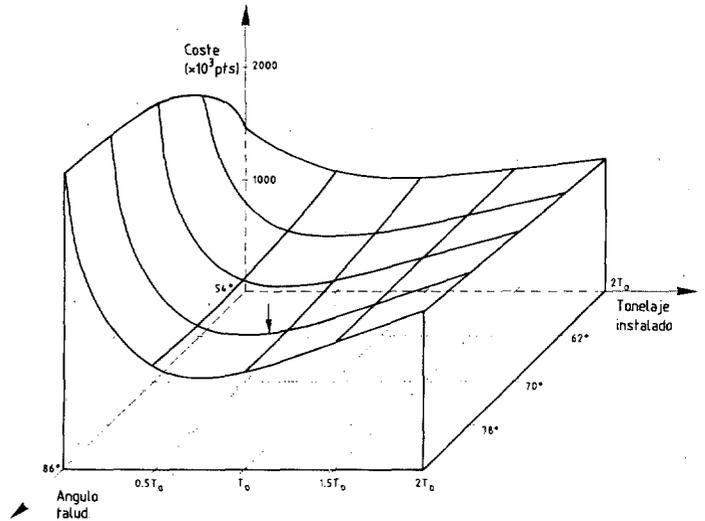


Figura 31.—Superficie de coste total,  $C_T$ , en función del ángulo de talud y del tonelaje instalado.

resultado aparece en la Fig. 30. El anclaje de refuerzo se ha expresado en términos de la carga ( $T_0$ ) necesaria en un cálculo convencional para conseguir un Factor de Seguridad de 1.5. El mínimo coste se alcanza en este caso para un esfuerzo algo inferior ( $0.75 T_0$ ).

La optimización puede afectar simultáneamente al ángulo de desmonte y al refuerzo instalado. Así llegaríamos a superficies de coste total en un espacio coste - ángulo de talud - tonelaje de refuerzo (fig. 31). Puede observarse que el mínimo está rodeado en este caso de una «plataforma» con poca curvatura, que indica que pueden seleccionarse diseños alternativos sin que supongan cambios significativos con relación a la situación óptima. En el caso analizado el óptimo corresponde a un ángulo de talud de unos  $75^\circ$  y un tonelaje de refuerzo de  $0.8 T_0$  (siendo  $T_0$  el refuerzo necesario para alcanzar un Factor convencional de seguridad de 1.5, con el mismo ángulo de talud). Por otra parte, estudiando la distribución de  $C_T$ ,  $C_1$  y  $P_R$  en función del tonelaje y del ángulo del talud, se puede constatar que la reducción de los costes de primera instalación conlleva sistemáticamente un aumento de rotura. Dicho de otra manera: el talud más barato a corto plazo (menor excavación y/o menor refuerzo) resulta más caro a largo plazo.

## V. CONSIDERACIONES FINALES

A lo largo de la exposición han surgido una serie de aspectos significativos que se resumen a continuación:

1. La observación de simples datos de carácter geométrico en desmontes excavados en la misma formación geológico-estructural del futuro desmonte puede proporcionar información de la máxima utilidad para el nuevo proyecto. En concreto, los diagramas altura-ángulo de talud, a igualdad de orientación del desmonte con relación a la estructura del macizo rocoso, pueden definir en primera aproximación las geometrías estables y las inestables.

2. Se han puesto a punto clasificaciones geomecánicas adaptadas a la valoración de la estabilidad de desmontes (el SMR, por ejemplo) que tienen en cuenta los parámetros que son relevantes en el comportamiento ulterior del talud. La experiencia que se va acumulando en su uso indica que es relativamente fácil de aplicar con los datos que se pueden obtener en un reconocimiento previo de tipo geológico-geotécnico, aunque sólo permite hacer una evaluación preliminar y aproximada de la estabilidad.

3. La resistencia a esfuerzo cortante de juntas presenta una marcada no linealidad con relación a la tensión normal efectiva. Como consecuencia de esta no linealidad:

- Es conveniente que las condiciones de ensayo reproduzcan el rango de tensiones normales «in situ». Asimismo, los parámetros resistentes que se elijan deben representar convenientemente este rango de tensiones.
- El criterio lineal de Mohr-Coulomb puede ser contrario a la seguridad si se usa a tensiones normales superiores e inferiores a las que se han empleado para definir sus parámetros.

4. La presencia de movimientos previos debe tenerse en cuenta mediante la adopción de parámetros residuales. Pero es muy probable que los ensayos de laboratorio no lleguen a aproximarse a las condiciones de una superficie real de deslizamiento y por consiguiente que sobreestimen la resistencia residual disponible

«in situ».

A pesar de sus limitaciones, el análisis retrospectivo de roturas es muy útil para definir parámetros resistentes medios de discontinuidades, sobre todo si se plantea a una escala regional y afecta a formaciones geológico-estructurales homogéneas.

6. Es difícil, recurriendo exclusivamente a la experiencia profesional estimar «a priori» con fiabilidad parámetros resistentes de una determinada formación geológica. La experiencia es probablemente más útil para decidir directamente el ángulo de desmonte.

7. Los análisis convencionales de estabilidad no consideran un conjunto de situaciones y efectos reales necesarios para explicar el comportamiento de desmontes. Se han valorado algunos. El grado de persistencia de las juntas, su ondulación a media y a gran escala y el efecto de la permeabilidad del macizo rocoso sobre la probable distribución de presiones intersticiales.

8. La definición habitual de factor de seguridad es una medida inconsistente del riesgo de rotura. Es difícil o imposible comparar valores de este Factor para distintos mecanismos de rotura (plana o en cuña) o para distintas estructuras (taludes, hormigón de las obras de fábrica, etc.). La única utilidad que se reconoce en el empleo del factor de seguridad es su calidad como medidor sencillo que cuenta además con una carga empírica acumulada para cada disciplina. Por tanto, si se utiliza el Factor de Seguridad en el análisis es conveniente hacer estudios de sensibilidad o en todo caso usar el Factor de Seguridad como una herramienta de «diseño incremental».

Se han discutido otras medidas mejores: margen de seguridad y probabilidad de rotura. La breve discusión efectuada demuestra que un planteamiento más riguroso de la medida de seguridad puede tener consecuencias prácticas importantes. Por ejemplo proyectar para un mismo Factor de Seguridad puede suponer distintos niveles de riesgo según tamaño del talud. Por ello existen razones para disminuir el factor convencional de seguridad en deslizamientos potenciales de gran volumen sin que ello entrañe un aumento de su riesgo de rotura.

9. Existen procedimientos más perfeccionados de análisis que hacen uso de métodos de optimización global del coste de construcción del desmonte, incluyendo su posible rotura. Aunque no se utilizan en la práctica, están, en parte, libres de algunas de las limitaciones del resto de procedimientos aludidos. Su utilización no supone dificultades especiales.

Como cualquier otro problema la ingeniería, el proyecto de desmontes en macizos rocosos puede abordarse con metodologías diversas, de calidad y efectividad variables. Pero, en cualquier caso, si no se dispone de un conocimiento regional previo, trasladable o expresable en datos cuantitativos, se acepta seguramente un fuerte riesgo de cometer errores. Por ello, es muy conveniente elaborar la información que proporcionan obras previas. En este trabajo se han sugerido algunas vías para incorporar la casuística en un cuerpo de conocimiento más amplio. En este empeño las Administraciones Públicas pueden jugar un papel determinante, pues no sólo tienen acceso a una gran masa de información, (Proyecto, construcción y conservación) sino que pueden promover la aplicación de metodologías avanzadas de trabajo.

### AGRADECIMIENTOS

Para escribir este artículo se han utilizado datos y resultados de numerosos trabajos en los que han colaborado diferentes personas e instituciones. Los autores dejan constancia de su agradecimiento a D. A. Serratos y D. B. Monclús, de Túnel del Cadí S. A., a D. J. M. Sánchez Lastra y D. L. Berlín de ENDESA, a D. M. Fernández Bollo de la S.R.G., a D. J. M. Buil de ENHER, a D. J. M. Gaztañaga y D. J. M. López Marinas, de Hidroeléctrica Española, a D. J. M. Serrano, a D. S. Uriel, y a los miembros del Departamento de Ingeniería del Terreno D. J. Suriol, D. A. Collado, D. A. Lloret, D. A. Gens y D. J. Corominas.

### REFERENCIAS

1. ALONSO, E., GILI, J.A. (1988): «Integración de ensayos de laboratorio y del análisis retrospectivo en el proyecto de taludes de roca. Aplicación a las formaciones sedimentarias de la Sierra del Moixeró». II Simposio sobre taludes y laderas inestables. Andorra. pp. 311-329.

2. BARTON, N., LIEN, R., LUNDE, J. (1974): «Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support». Rock Mechanics. Vol 6, pp. 189-236.
3. BARTON, N., CHOUBEY, V. (1977): «The shear strength of rock joints in theory and practice» Rock Mechanics. Vol. 10, pp. 1-54.
4. BIENIAWSKI, Z.T. (1974): «Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling». Proc. 3<sup>th</sup> Intern. Congress on Rock Mech. I.S.R.M. Denver. Vol. 11 A, pp. 27-32.
5. GILI, J.A. (1982): «Rockslop. Un programa de estabilidad de cuñas adaptado al análisis retrospectivo de casos reales». Publicación GT-12.E.T.S. Ingenieros Caminos. Barcelona.
6. GILI, J.A. (1984): «Aplicación del método de Monte Carlo a la evaluación de la estabilidad de taludes rocosos». Curso Probabilidad y riesgo en Geotecnia. E.T.S. Ingenieros de Caminos. Barcelona. (no publicado).
7. HOEK, E., BRAY, J.W. (1974): «Rock Slope Engineering». Institution of Mining and Metallurgy. Londres. 358 pag.

### Eduardo Alonso Pérez de Agreda



Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid (Promoción 69). Catedrático de Universidad. Profesor de Geotecnia. Director del Departamento de Ingeniería del Terreno, Minera y Cartográfica de la Universidad Politécnica de Catalunya. Actividad investigadora: Probabilidad y Riesgo en Geotecnia, Mecánica de Suelos no Saturados, Métodos Numéricos, Estabilidad de Taludes.

Saturados, Métodos Numéricos, Estabilidad de Taludes.

### José Antonio Gili Ripoll



Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona (Promoción 1981). Profesor Titular de Universidad (1989), Profesor de Topografía y Mecánica de Rocas en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Minera y Cartográfica de la Universidad Politécnica de Catalunya. Su actividad investigadora se ha centrado en Geotecnia (comportamiento Mecánico de Suelos no Saturados) y Mecánica de Rocas (Estabilidad de Taludes).

portamiento Mecánico de Suelos no Saturados) y Mecánica de Rocas (Estabilidad de Taludes).