

MOPU. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS

DESMONTES

estado actual
de la
técnica

MADRID 1981

M.O.P.U. - DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS

DESMONTES

Estado actual de la Técnica

Ventura Escario

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

M. S. Harvard Univ.

Subdirector del «Laboratorio de Carreteras y Geotecnia José Luis Escario», del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.

MADRID, 1981

La publicación *Desmontes. Estado actual de la técnica* se ha incluido como documentación bibliográfica no normativa para los proyectos y obras de la Dirección General de Carreteras.

Desde su edición, en 1981, se han producido cambios significativos como la entrada en vigor de la Orden Circular 1/2019 *sobre aplicación de los Eurocódigos a los proyectos de carreteras*, según la cual la verificación de la seguridad ha de efectuarse en coeficientes parciales, o la actualización de algunos artículos del PG3.

Estos cambios, junto con el lógico avance de la ingeniería de taludes y la desactualización de las referencias normativas hacen que no deba aplicarse en su integridad. No obstante, presenta una gran cantidad de principios generales y criterios básicos que mantienen su validez y que deben ser conocidos y pueden ser aplicados, por lo que se ha creído conveniente incluir la publicación dentro de la sección destinada a bibliografía, para su conocimiento y empleo selectivo con criterio ingenieril.

Se agradece el envío de observaciones sobre esta publicación a:

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS
SECCION DE GEOTECNIA Y PROSPECCIONES**

INDICE

	<i>Págs.</i>
1. <i>CONSIDERACIONES GENERALES</i>	7
2. <i>TALUDES DE DESMONTE EN ROCA</i>	8
2.1. <i>Definición del macizo rocoso</i>	8
2.2. <i>Proyecto de taludes</i>	11
2.2.1. <i>Criterios Generales</i>	11
2.2.2. <i>Tipos de problemas estructurales y posibles soluciones</i>	12
2.2.3. <i>Desprendimientos</i>	20
2.2.3.1. <i>Consideraciones generales</i>	20
2.2.3.2. <i>Protección contra desprendimientos en taludes de desmontes</i> ..	24
2.2.4. <i>Efecto de las presiones de agua</i>	28
2.2.5. <i>Cálculos de estabilidad</i>	30
2.2.5.1. <i>Consideraciones generales</i>	30
2.2.5.2. <i>Métodos de cálculo de equilibrio límite</i>	34
2.2.5.3. <i>Resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades</i>	40
2.2.5.3.1. <i>Generalidades</i>	40
2.2.5.3.2. <i>Diaclasas limpias</i>	43
2.2.5.3.3. <i>Discontinuidades con relleno</i>	51
2.2.5.3.4. <i>Discontinuidades pulidas y con relleno</i>	53
2.3. <i>Construcción</i>	58
2.3.1. <i>Consideraciones generales</i>	58
2.3.2. <i>Ripado</i>	58

2.3.3.	<i>Excavación por voladura</i>	62
2.3.3.1.	<i>Consideraciones generales</i>	62
2.3.3.2.	<i>Precorte</i>	62
2.3.3.3.	<i>Excavación del pie del talud</i>	63
3.	TALUDES DE DESMONTE EN TIERRA	64
3.1.	<i>Consideraciones generales</i>	64
3.2.	<i>Taludes de pequeña o mediana altura en terreno favorable</i>	64
3.3.	<i>Taludes en terreno desfavorable o de gran altura</i>	65
3.4.	<i>Cálculos de estabilidad</i>	66
3.4.1.	<i>Métodos de cálculo</i>	66
3.4.2.	<i>Características resistentes de los materiales</i>	69
3.4.2.1.	<i>Consideraciones generales</i>	69
3.4.2.2.	<i>Arcillas preconsolidadas fisuradas o no</i>	69
4.	CORRECCION Y CONSERVACION DE TALUDES	78
4.1.	<i>Consideraciones generales</i>	78
4.2.	<i>Restitución del equilibrio de masas</i>	78
4.3.	<i>Drenaje</i>	79
4.3.1.	<i>Drenaje superficial</i>	79
4.3.2.	<i>Drenaje profundo</i>	79
5.	TRATAMIENTO DE LA EXPLANADA EN DESMONTE	83
5.1.	<i>Consideraciones generales</i>	83
5.2.	<i>Desmontes en roca</i>	83
5.3.	<i>Desmontes en tierra</i>	84
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	89

1. CONSIDERACIONES GENERALES

En los desmontes hay dos tipos de problemas de naturaleza muy diferente y que serán considerados por separado: uno de ellos es el relacionado con los taludes de la excavación; el otro es el asociado a la forma de preparar la explanada. A su vez estos dos tipos de problemas precisan tratamientos distintos según sean los desmontes en roca o en tierra.

En cuanto a los taludes, al proyectarlos y construirlos se deberán tener en cuenta tres aspectos fundamentales: estabilidad global, peligros de desprendimiento y conservación. Los problemas de estabilidad global entran dentro de las técnicas de estabilidad en general de la mecánica del suelo y de las rocas. En cambio, el tema de los desprendimientos es más específico de los desmontes de carretera, por los riesgos que puede acarrear a la circulación, y ha conducido a soluciones adaptadas especialmente para este caso.

En la conservación de taludes de desmonte entran una serie de problemas y, entre los más importantes, se encuentra el ya citado de los desprendimientos. Pero hay otro tema de gran influencia, que es la erosión. Este fenómeno, sin embargo, no será tratado de forma específica en este trabajo. La meteorización de los materiales condiciona también el comportamiento y, por tanto, la conservación de los taludes y se hará referencia a ella a lo largo de este estudio.

2. TALUDES DE DESMONTE EN ROCA

2.1. Definición del macizo rocoso

El comportamiento de un macizo rocoso al quedar cortado por un desmonte, dependerá generalmente de las características de sus discontinuidades (planos de sedimentación y esquistosidad, diaclasas, fracturas, etc.) y de su evolución con el tiempo. Dichas características están determinadas por la naturaleza de la roca matriz y su historial geológico. Su proceso evolutivo y, más concretamente, el progreso de la meteorización, dependerá, junto a las condiciones climáticas y del entorno en general, de la composición de la roca matriz.

Para proyectar un desmonte hay que efectuar un estudio geológico detallado de la zona. Este estudio suele desarrollarse en dos o tres fases correspondientes a las diversas etapas del proyecto y sus necesidades, para culminar en un plano geológico, generalmente a escala 1:1000, a nivel de proyecto de construcción. En él se representan todas las formaciones observadas, así como los rasgos estructurales que las definen, tales como rumbos y buzamientos, ejes de anticlinales y sinclinales, fallas, etc., además de los eventuales corrimientos, cursos de agua, manantiales, etc.

Durante estos reconocimientos o posteriormente en visitas sucesivas, se estudian con más detalle las características de las zonas que interesan especialmente, apoyándose en lo posible en los afloramientos existentes en las proximidades. Se tomarán, no solamente muestras de la roca matriz, sino todos los datos posibles respecto a las discontinuidades y, entre ellos, los siguientes: rumbo, buzamiento, espesor de los estratos, grado de apertura de las diaclasas, continuidad de las mismas, ondulaciones, rugosidad de sus paredes y características y espesor del relleno.

Cuando sea necesario, se complementará el reconocimiento mediante calicatas, que cumplen una función análoga a la de los afloramientos por su carácter generalmente superficial.

Normalmente será preciso completar el estudio efectuando sondeos con extracción de testigo continuo. Los sondeos se ejecutarán recurriendo a las técnicas adecuadas para conseguir la máxima recuperación posible. Las capas menos consistentes son generalmente las que se pierden con mayor facilidad y son ellas, precisamente, las más importantes para definir el comportamiento del macizo rocoso; por ello, deberán extremarse los cuidados para poder examinar la columna del terreno completa y sin olvidar que, a veces, rasgos geológicos menores pueden ser los que definan las condiciones de estabilidad.

Los sondeos deben distribuirse convenientemente en planta y perforarse hasta la profundidad y con la inclinación apropiadas para definir de la manera más representativa posible la zona interesada. Normalmente no se suelen obtener los testigos orientados. Puede, sin embargo, determinarse la orientación relativa de las discontinuidades con relación a una de ellas, que sea la más típica o representativa, como, por ejemplo, los planos de sedimentación. Por lo demás, se deben obtener todos los datos respecto a la roca matriz y diaclasas que se han enumerado al hablar de los afloramientos. Además, se debe tomar nota de la posible evolución de algunas de las características con la profundidad, como, por ejemplo, la apertura y clase del relleno de las diaclasas, variación del grado de meteorización, etc. Otros datos de valor serán, el tanto por ciento de testigo recuperado, el índice RQD (porcentajes de testigo con longitudes mayores de 10 cm), fracturas no originadas por la perforación, etc. Suele ser muy útil tomar fotos en color de toda la columna de testigo en sus cajas, como testimonio permanente de los materiales atravesados.

Es importante que todos los datos recogidos, tanto en los afloramientos como en los sondeos, queden claramente plasmados en gráficos y cortes que permitan una rápida y completa comprensión de los mismos. No debe olvidarse incluir entre ellos la determinación de los niveles freáticos en los sondeos que se efectúen y su observación en períodos de tiempo lo más dilatados que sea posible. Se tomaron así mismo muestras de agua para su análisis junto con las que se obtengan de calicatas, manantiales, etc.

La orientación de los grupos de diaclasas, así como la distancia media entre las mismas, se suelen determinar representando los datos recogidos mediante diagramas polares. Estos diagramas se obtienen proyectando sobre un plano, un hemisferio de una esfera en cuya superficie quedarían representadas las líneas de intersección de los planos de las diversas discontinuidades, si se hicieran pasar por su centro. En su lugar se suele proyectar solamente el polo de cada plano, definido por el punto de intersección con la esfera de una recta perpendicular al mismo.

Según la forma en que se haga la proyección, se obtiene la solución de Lambert o la estereografía (figs. 2.1 y 2.2, respectivamente). La primera tiene la ventaja de conservar las áreas, es decir, que un área unitaria en cualquier punto de la proyección representa la misma fracción del área total del hemisferio de referencia. La proyección estereográfica tiene la propiedad de conservar los ángulos. La representación de las diaclasas en el plano de proyección se hace fácilmente con la ayuda de los diagramas de Schmidt y de Wulff, respectivamente, que pueden encontrarse fácilmente en las obras dedicadas al tema.

Para estudiar estadísticamente la dirección y distancia entre discontinuidades es preferible en principio usar la proyección que conserva las áreas, aunque puede emplearse cualquier otra, existiendo tendencias muy diversas al respecto. Es fundamental, sin embargo, que el conteo de polos sea representativo. Para ello se ha de tener presente, que el número de discontinuidades interceptadas por un afloramiento o sondeo depende de su inclinación relativa respecto a las mismas (Terzaghi, R., 1965), como puede verse esquemáticamente en la figura 2.3. Para que el conteo sea válido, debe por tanto aplicarse al número de discontinuidades observadas, N_{α} , un coeficiente de corrección, para referirlo a la misma longitud de sondeo o afloramiento suponiéndolo normal a dichas discontinuidades, resultando para el número N_{90} así definido el valor:

$$N_{90} = \frac{N_{\alpha}}{\text{sen } \alpha}$$

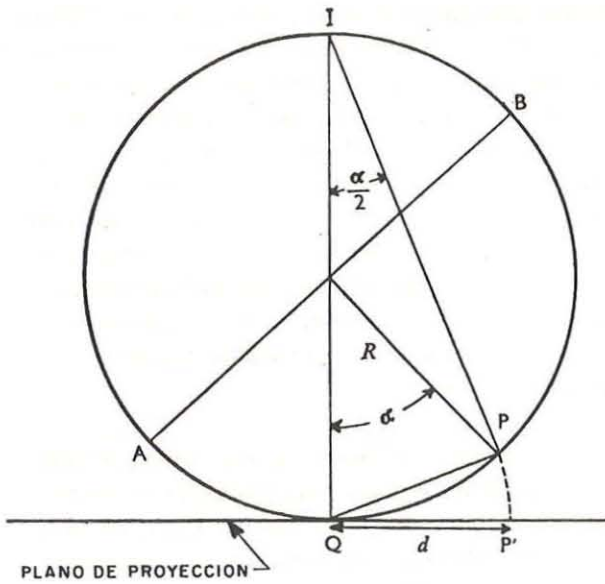


Figura 2.1.—Proyección de Lambert o equiárea.

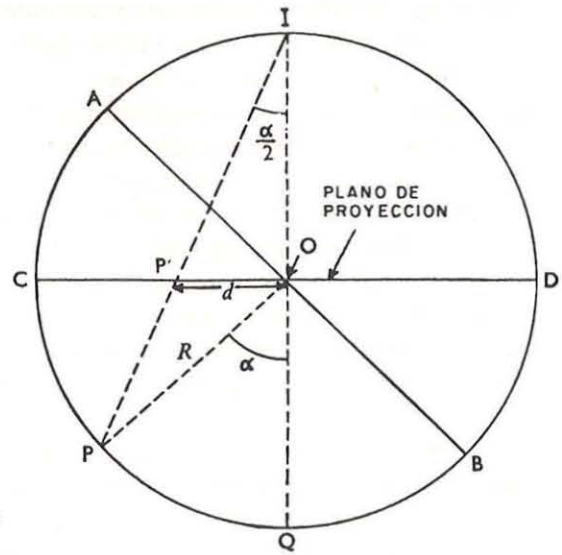


Figura 2.2.—Proyección estereográfica.

Debe de tenerse en cuenta, sin embargo, que si el valor de α es demasiado reducido, aun aplicando la expresión anterior, se producirán errores excesivos; por ello, deben considerarse con reservas los datos obtenidos de diaclasas que cortan con ángulos inferiores a 20° ó 30° .

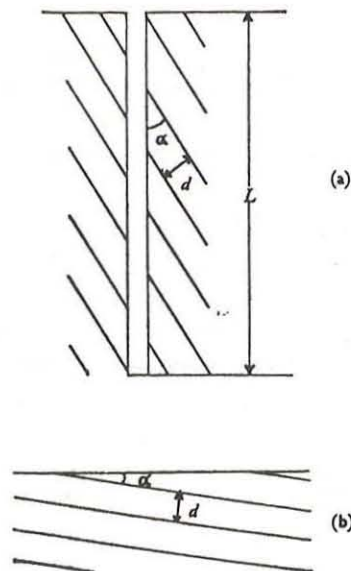


Figura 2.3.—a) Intersección de un sondeo con las discontinuidades perpendiculares al plano del dibujo; b) Intersección del frente de un afloramiento con las discontinuidades, siendo ambos perpendiculares al plano del dibujo (Terzaghi, R., 1965).

gunos casos de taludes muy altos, las posibles superficies de rotura estarán determinadas por dichas discontinuidades.

Mediante los procedimientos de cálculo que se relacionan en el apartado 2.2.5 se podrá cuantificar la seguridad disponible. Pero, la confiabilidad de los resultados obtenidos dependerá fundamentalmente de lo representativos que sean los datos de resistencia a esfuerzo cortante de que se ha partido, lo que constituye siempre la mayor de las dificultades. Los resultados serán, sin embargo, siempre una valiosa orientación de la que, en general, no deberá prescindirse, pues por lo menos servirán para acotar el problema, lo que en muchos casos puede ser suficiente para resolverlo. Algunos fenómenos como los de desprendimiento no son susceptibles de ser sometidos a tratamientos matemáticos y, por su especial importancia e incidencia en el proyecto, serán estudiados aparte en el epígrafe 2.2.3.

Hay que tener presente en todo momento que el proyecto de un talud no termina hasta que se ha acabado de excavar. Durante el proceso de construcción, un técnico suficientemente impuesto en problemas de este tipo deberá examinar cada nuevo tramo que vaya quedando al descubierto. A la vista del estado de la roca y de las características de las discontinuidades que realmente vayan apareciendo, se decidirá si es preciso modificar las hipótesis de partida.

Otro aspecto que hay que hacer resaltar es la importancia que tiene para el proyecto de taludes el examen de los existentes en los alrededores de características similares e incluso, si fuera posible, el conocimiento de su historial. Constituyen, en efecto, un excelente ensayo a escala natural en el que se engloba el efecto de ciertos factores muy difíciles de predecir. Este es el caso de la penetración de la meteorización, de las posibilidades de hacer plantaciones de protección, de su comportamiento en cuanto a desprendimientos, etc. No debe olvidarse, sin embargo, que pueden estar presentes otros factores que no existen en el caso en estudio, que pudieran conducir a extrapolaciones inadecuadas, como, por ejemplo, una diferente distribución u orientación de discontinuidades.

2.2.2. Tipos de problemas estructurales y posibles soluciones

a) Rumbo perpendicular al talud

Si la discontinuidad principal tiene su rumbo perpendicular al talud, la estabilidad del desmonte será normalmente buena. En general se podrán adoptar taludes fuertes, limitados solamente por la posible existencia de otras familias de diaclasas o por la meteorización.

b) Rumbo paralelo al talud y buzamiento hacia la excavación

En las figuras 2.5a y b se representan dos casos típicos en que el buzamiento de la discontinuidad principal es hacia la excavación.

Si el ángulo de buzamiento es relativamente fuerte con relación a la explanación, lo más conveniente suele ser cortar el talud paralelamente a la estratificación (fig. 2.5a) ya que, en general, el volumen de excavación correspondiente no resultará demasiado elevado. Aun así, pueden producirse

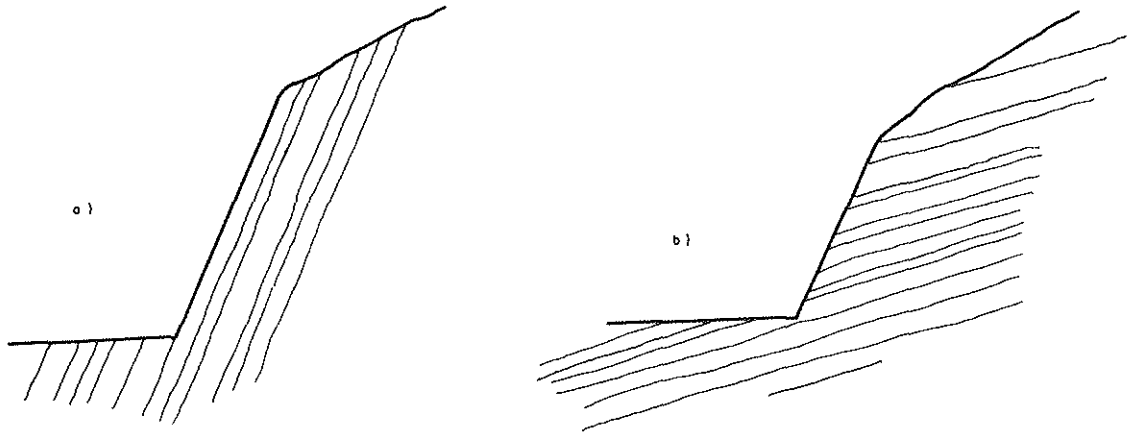


Figura 2.5. — Buzamiento hacia la excavación.

en algunos casos deslizamientos de los estratos, si la altura del desmonte es muy grande con relación a la resistencia de los mismos o si, como se indica en la figura 2.6 correspondiente a la autopista Bilbao-Behovia (Bukovansky et al., 1974), existe hacia el pie algún defecto natural o provocado por la obra. Así mismo, la eventual existencia de presiones laterales de agua entre los estratos puede originar el pandeo y rotura de taludes de este tipo. Por ello, en algunos casos es necesario establecer una o varias banquetetas, para disminuir el peso que actúa sobre los estratos más superficiales (fig. 2.7a). Un bulonaje, que cosa los primeros paquetes de estratos entre sí, combinado o no con drenaje, es una solución que también se utiliza con éxito (fig. 2.7b). En la figura 2.24 se puede ver otro caso estudiado por Bukovansky y Metz (1978) en que la inestabilidad fue originada por

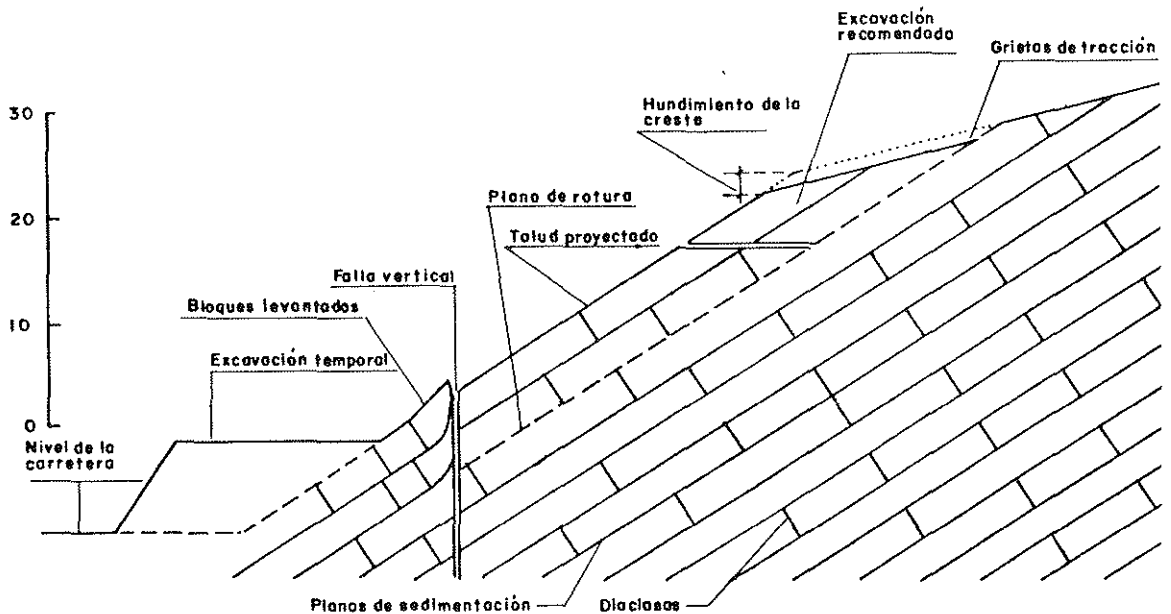


Figura 2.6. — Rotura de un talud cortado paralelamente a la estratificación en la Autopista Bilbao-Behovia (Bukovansky et al., 1974).

fallas imprevistas y fuertes subpresiones; el cálculo fue efectuado aplicando el método de Cundall descrito en el apartado 2.2.5.

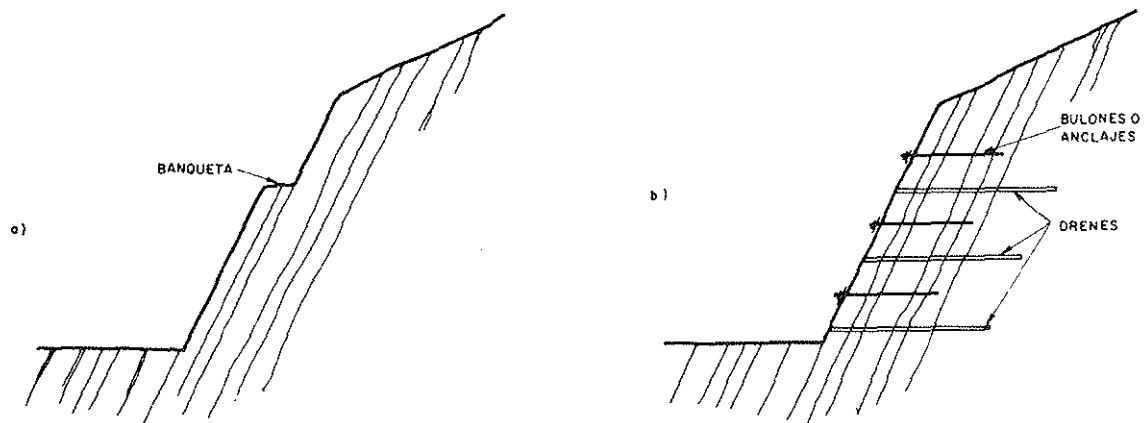


Figura 2.7. — Soluciones para evitar el pandeo o rotura de pie de estratos en taludes cortados paralelos al buzamientos: a) Banquetas para disminuir el peso y la subpresión de los estratos superficiales; b) Bulones para coser los paquetes de estratos superficiales y drenes para disminuir la presión del agua entre estratos.

Si el buzamiento es muy suave (fig. 2.5b), formando un ángulo con la horizontal inferior al de rozamiento interno de las discontinuidades, se pueden cortar los estratos con un ángulo de talud cualquiera, ya que los paquetes no podrán deslizar si no existe subpresión de agua. En la práctica, sin embargo, como normalmente existirán otras familias de discontinuidades, el ángulo de talud puede quedar limitado por la disposición de las mismas.

Los buzamientos más problemáticos suelen ser los comprendidos entre unos 15° y 25° , y, en general, aquellos con los que no se tiene la certeza de que el ángulo de rozamiento interno sea superior al correspondiente buzamiento, ya que son, normalmente, demasiado suaves para poder cortar el talud paralelamente a la estratificación.

Si resultara preciso descalzar estratos que no son estables habría que reforzar el macizo con anclajes o construyendo muros adecuados. Hay que tener en cuenta a estos efectos que, una vez iniciados los movimientos, la resistencia a esfuerzo cortante pasa a ser inferior a la de pico (ver apartado 2.2.5), con lo cual el sistema de refuerzo habrá de ser más robusto.

c) Rumbo paralelo al talud y buzamiento hacia la montaña

En las figuras 2.8 y 2.9 se representan esquemáticamente estas condiciones. Como se ve, la estabilidad de los bloques depende esencialmente de su geometría y posición.

Hay condiciones en que, si cada pieza permaneciera perfectamente íntegra y encajada en su sitio, el talud sería estable. Sin embargo, al suprimir el apoyo de las que actúan a modo de cuñas, los bloques pueden tender a volcar, dando lugar a las condiciones que denominaremos de «vuelco» («toppling» en inglés).

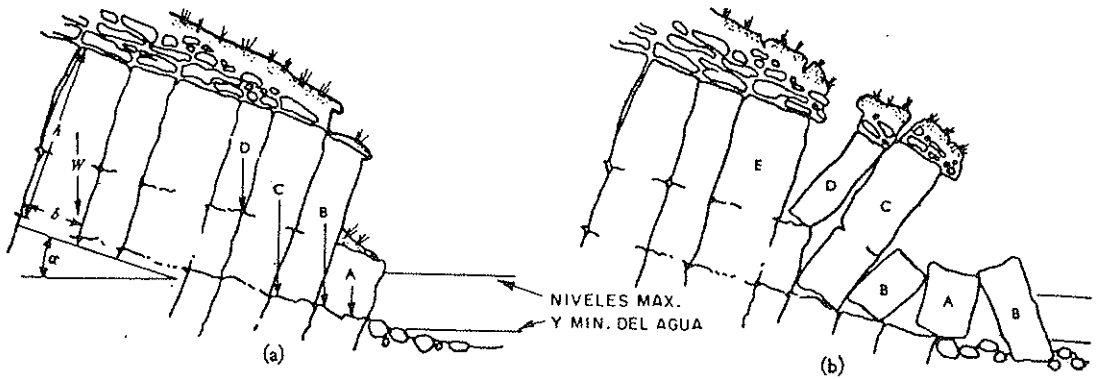


Figura 2.8. — (a) Rotura por vuelco cuando $b/h < \text{tg } \alpha$; los bloques B, C y D podrían volcar, pero se lo impide A; (b) La erosión marina al mover A hace que B caiga; C y D le siguen, pero E permanece por su conexión a una unidad de basalto más ancha (Freitas y Watters, 1973).

Las piezas que acuña a las de más atrás pueden perder sus condiciones de soporte, por ejemplo, por meteorización o erosión. Pero puede haber otras causas, como es el efecto de las voladuras, según se indica en la figura 2.9 (Philbrick, 1963); si no se efectúan tomando las debidas precauciones, además de abrir las diaclasas, pueden fisurar los bloques superficiales, dando lugar a zonas inestables que, a su vez, descalzan a las situadas por encima. Una manera de reducir este efecto consiste en ejecutar la excavación con precorte (apartado 2.3.3.2).

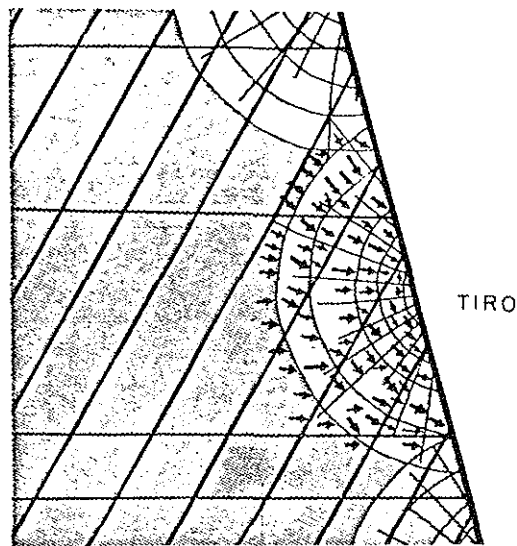


Figura 2.9. — Efecto de las voladuras en la estabilidad de los bloques superficiales (Philbrick, 1963).

A la vista de la geometría de los bloques que se forman entre las diversas familias de discontinuidades, suele ser posible escoger un talud que elimine, por lo menos en su mayor parte, el peligro de vuelco. Sin embargo, este tipo de estructura es el más propenso a conducir a desprendimientos de bloques, por lo cual habrá que tener especialmente en cuenta las medidas contra desprendimiento que se mencionan en el apartado 2.2.3.

Una disposición como la descrita no produce en principio más que caídas superficiales pero, al propagarse hacia el interior del macizo, puede originar movimientos más importantes. En efecto, por una combinación de movimientos de deslizamiento y vuelco, a veces ocurre que, una familia de discontinuidades considerada como secundaria, puede dar lugar a movimientos de masa como el que se indica en la figura 2.10 (Bukovansky et al., 1974, Rodríguez Miranda, 1977). Los movimientos de esta naturaleza a veces se paran al alcanzar los bloques una posición más estable. En el apartado 2.2.5.1. se menciona un método para ordenador (Cundall et al., 1975) con el que pueden estudiarse los problemas de este tipo; en la figura 2.23 se ven los resultados obtenidos en el caso planteado.

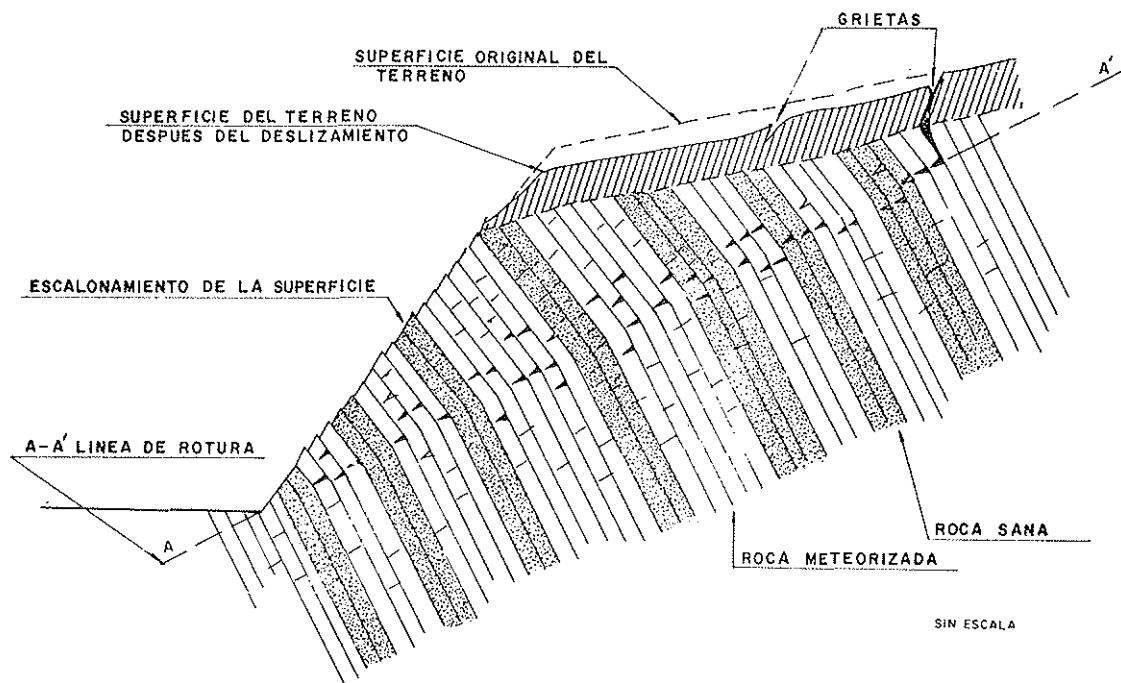


Figura 2.10. — Rotura por vuelco generalizado en la autopista Bilbao-Behovia.

Por último, no hay que olvidar que, con frecuencia, es en los extremos del talud donde se producen los desprendimientos con mayor facilidad, al no existir constricción lateral en los correspondientes bloques.

d) Estratificación horizontal

La estratificación horizontal permite, en principio, disponer taludes muy empinados, salvo si otras familias transversales condicionan la situación. Sin embargo, es frecuente la alternancia de estratos de distintas características. Si, como ocurre con frecuencia, unos son más erosionables o meteorizables que los otros, los más resistentes acaban por quedar en voladizo (fig. 2.11) dando lugar a desprendimientos.

También puede suceder, que los más blandos situados hacia el pie cedan por aplastamiento y extrusión debido al peso excesivo de los superiores. Situaciones como ésta se han producido incluso en frentes altos totalmente en roca, en cuanto han penetrado y dejado al descubierto unos decímetros de arcillas subyacentes que se han reblandecido con el agua existente en el contacto (Escario, 1968).

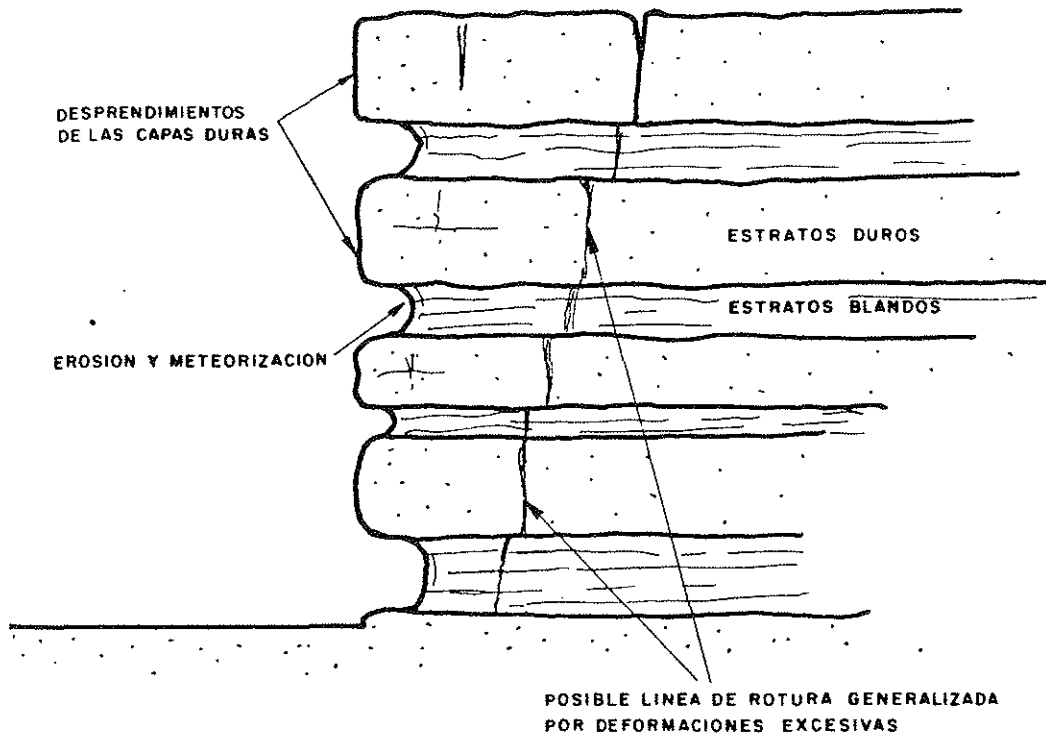


Figura 2.11. — Desprendimientos y posible rotura generalizada en alternancias horizontales de capas duras y blandas.

Una solución clásica para el caso de estratificación alternada consiste en calzar los estratos que quedan en voladizo con rellenos de hormigón. Para las condiciones de la referencia citada, la solución consistió en sujetar lateralmente la arcilla descubierta al pie mediante un macizo de hormigón. En todos los casos deberá dejarse bien asegurado el drenaje, que puede quedar cortado por los rellenos de hormigón.

e) Formación de cuñas

Normalmente el rumbo no es paralelo ni perpendicular al talud, sino que forma ángulos variables a lo largo del trazado.

Cuando existe más de una familia de discontinuidades, que es lo más frecuente, entre cada dos de ellas y el plano del talud se forman cuñas, como se indica en la figura 2.12, que pueden tender a deslizarse hacia la excavación. Por su intersección con otros planos, estas cuñas pueden quedar truncadas o variar su forma, sin que por ello cambie esencialmente el tipo de problema.

El volumen de las cuñas con riesgo potencial de deslizar depende de la distancia entre las discontinuidades y de las características de las mismas. El cálculo de su estabilidad puede llevarse a cabo siguiendo las indicaciones del apartado 2.2.5. Cuando su volumen sea pequeño, aunque teóricamente se puede calcular también la estabilidad, en la práctica, como pueden estar muy afectadas por los efectos superficiales en el talud, tales como la meteorización, voladuras, etc., su tratamiento entra más dentro de los denominados desprendimientos (apartado 2.2.3).

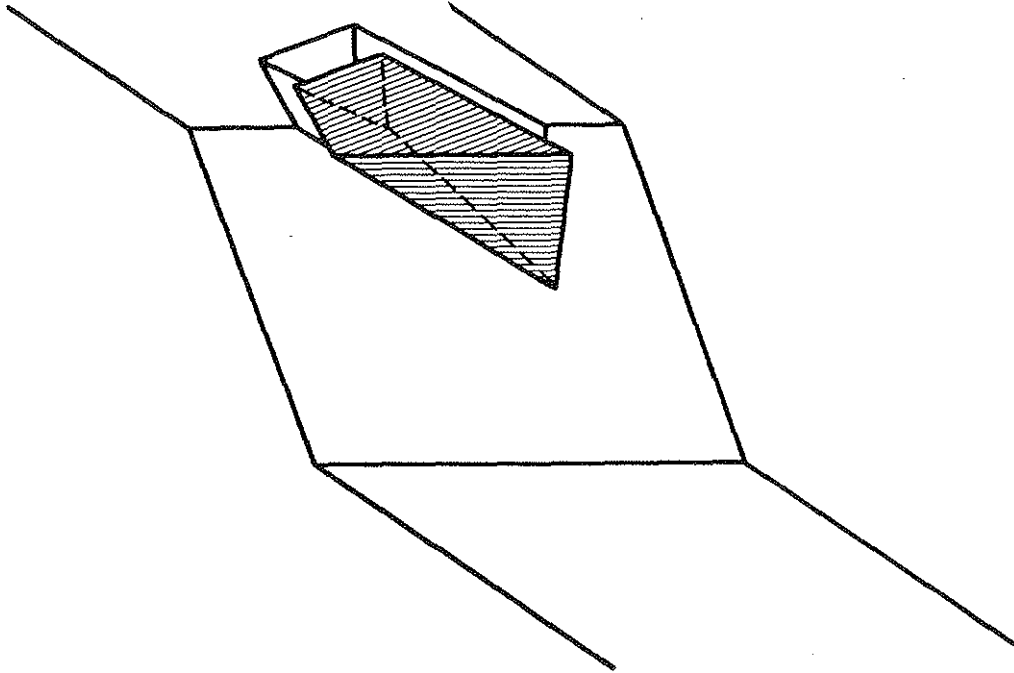


Figura 2.12. — Ejemplo de cuña en un talud en roca.

Los sistemas de cuñas pueden repetirse y dar lugar a situaciones parecidas a las de deslizamientos planos, pero con superficies en diente de sierra, como se indica en la figura 2.13 (Wittke, 1967). También aquí debe tenerse en cuenta, como en casos anteriores, que en los extremos del talud pueden darse las condiciones más desfavorables, al no existir soporte lateral para algunas cuñas.

f) Distribución aleatoria de discontinuidades

Un caso típico que también conviene conocer es el de un macizo rocoso con una red completamente aleatoria de discontinuidades. En estas condiciones la masa queda dividida en un conjunto de bloques irregulares que encajan unos en otros. El ángulo de talud crítico de un material de esta naturaleza apoyado sobre roca masiva vale aproximadamente 70° (Terzaghi, 1963), siempre que no actúen subpresiones de agua. Este caso, sin embargo, se puede considerar como poco frecuente ya que es fácil que exista alguna orientación preferencial en las discontinuidades.

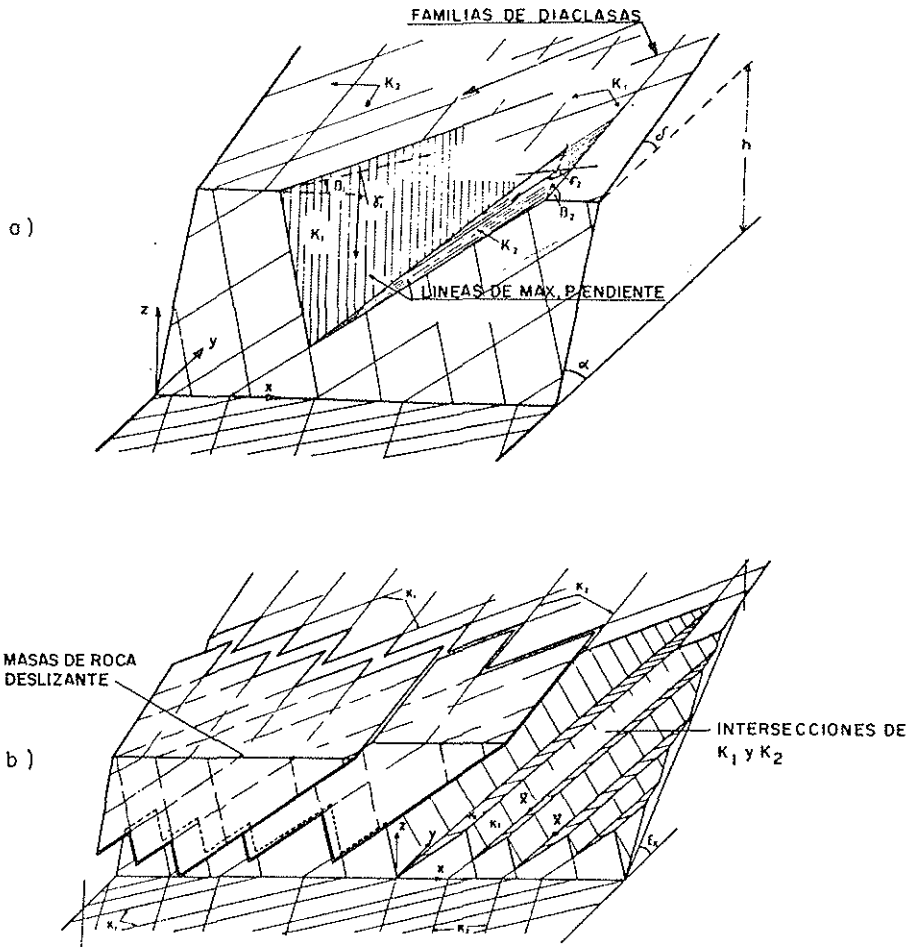


Figura 2.13.— Masa de roca deslizando sobre superficie en diente de sierra: a) Geometría del talud y orientación de las discontinuidades; b) Deslizamiento paralelo a la intersección \bar{x} de las discontinuidades K_1 y K_2 (Wittke, 1967).

g) Rocas meteorizables

Los casos típicos y las soluciones sugeridas hasta ahora, corresponden a rocas que no se meteoricen en su masa. Cuando se trata de rocas fácilmente meteorizables hay que procurar se forme cuanto antes un manto protector con el mismo material meteorizado, que evite la progresión del proceso en profundidad. Para ello, siempre que sea posible, los taludes deben ser suficientemente suaves para retener en su superficie el material que se va formando, con el fin de que proteja los niveles más profundos. Puede, sin embargo, resultar más económico y seguro recurrir a otros procedimientos de protección superficial, como el gunitado.

h) Taludes de gran altura

Cuando los desmontes son muy altos, las superficies de rotura no tienen porqué seguir necesariamente las discontinuidades, aunque la roca matriz sea relativamente dura, pudiendo adquirir los deslizamientos un carácter similar al que se observa en suelos. El motivo es que las fuerzas cohesi-

vas pierden importancia en el equilibrio global con relación a las de fricción. En general, sin embargo, este caso no será frecuente en carreteras, salvo en terrenos muy accidentados.

2.2.3. Desprendimientos

2.2.3.1. Consideraciones generales

Los desprendimientos de rocas constituyen un gran peligro para las zonas situadas en su pie, ya se trate de áreas habitadas o de vías de comunicación.

Generalmente, debajo de los acantilados suelen acumularse unos rellenos de detritus formando un talud, constituidos por los materiales desprendidos y rodados hasta distancias considerables. Los nuevos fragmentos, al separarse del macizo rocoso, suelen tener un tramo de caída libre y continúan después dando saltos y rodando a lo largo del talud de detritus anteriormente formado. No es probable que alcancen distancias mayores que la longitud de este talud, más que bloques de tamaño superior o más redondeados de los que lo forman.

Las áreas habitadas suelen situarse fuera de la zona de influencia de los desprendimientos, pero, a veces ocurre que, por el elevado coste del terreno, se continúa construyendo hacia el acantilado, llegando incluso a la zona de caída libre, a menos que haya alguna reglamentación que lo impida. De todas maneras, aunque no se llegue a este extremo, es preciso saber cuál es el alcance probable de los desprendimientos a lo largo del talud y qué tipos de defensas es preciso colocar para proteger las construcciones existentes.

Otro problema diferente, aunque con muchos caracteres comunes, es el de los desprendimientos que se originan directamente de los taludes de los desmontes excavados para las vías de comunicación. Evidentemente en éstas se encontrarán problemas de los dos tipos, pues hay veces que sin desmontar el terreno e incluso yendo en viaducto, se aproxima mucho el trazado a zonas de deyección (fig. 2.14).

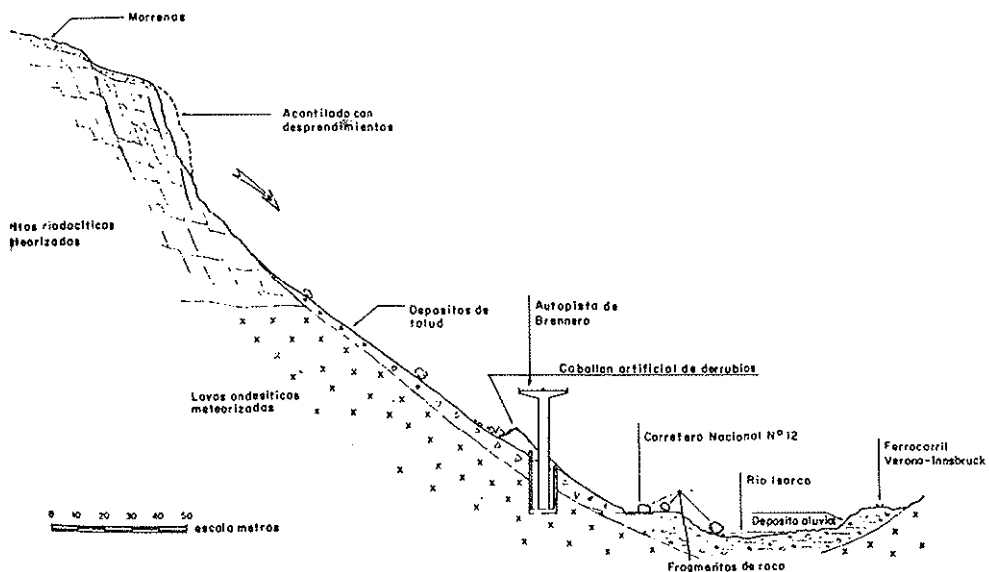


Figura 2.14. — Sección de autopista en viaducto en zona de desprendimientos (Fenti et al., 1976).

En ambos casos la situación puede tratarse de dos maneras. Una consistirá en prevenir los desprendimientos y otra en proteger las construcciones, del tipo que sean, contra los mismos. Ambas pueden aplicarse simultánea o independientemente, según las circunstancias. La prevención consistirá en localizar las zonas cuya superficie se muestre más propensa a fenómenos de esta naturaleza y aplicar diferentes remedios según las situaciones, tales como (fig. 2.15) saneos de los bloques que ofrezcan algún peligro potencial, sujeción selectiva de otros mediante bulones, recalces de los estratos duros que queden colgando sobre los blandos, empleo de resinas epoxi en ciertos casos o tratamientos más generalizados como el gunitado u hormigón proyectado (Antolín Saco, 1972 y 1976).

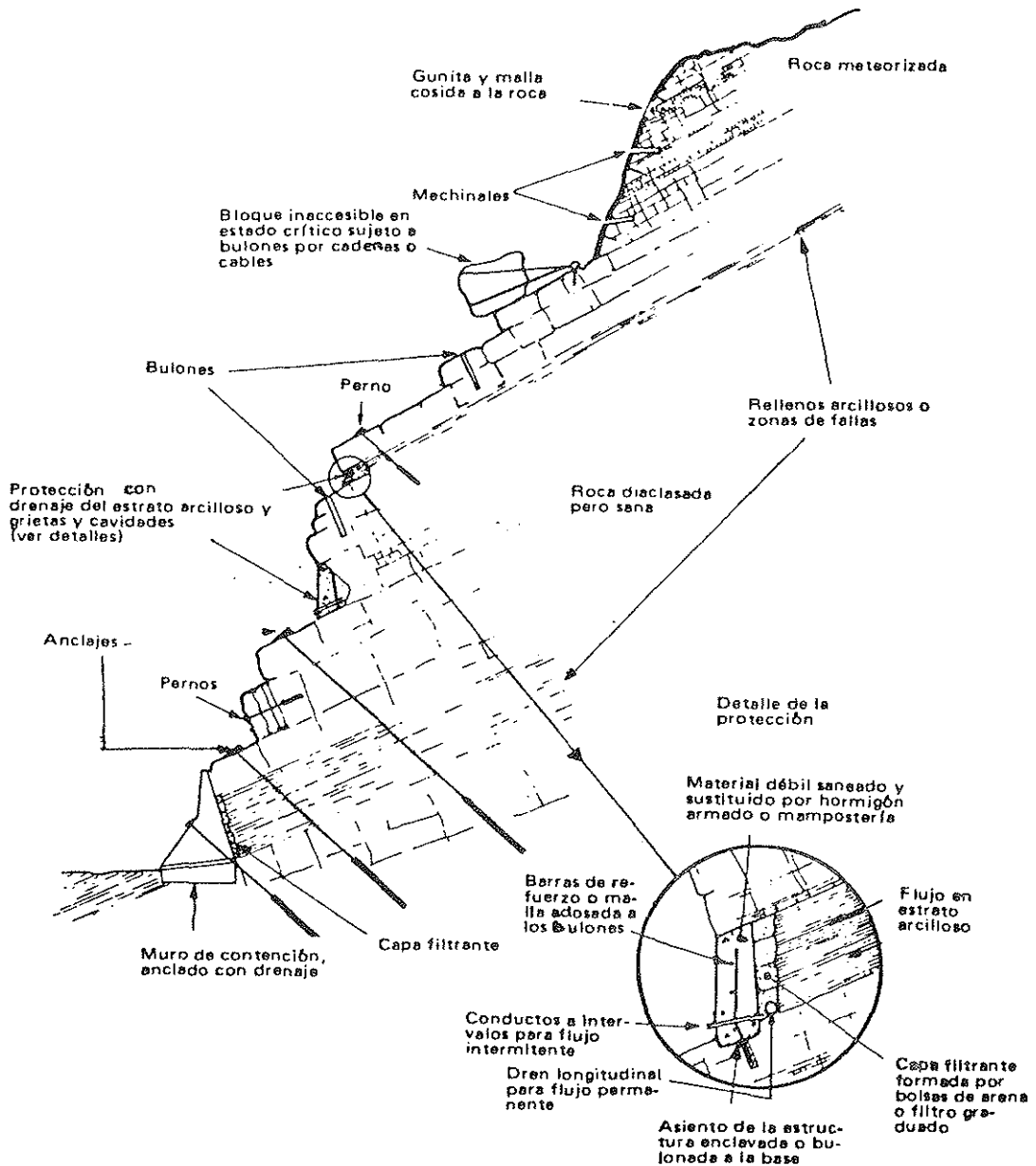


Figura 2.15. — Prevención de desprendimientos por diferentes procedimientos (Fookes y Sweeney, 1976).

En cuanto al procedimiento de protección, será a veces inevitable cuando los de prevención mencionados anteriormente resulten inaplicables o excesivamente costosos. Como hemos dicho al comienzo del epígrafe, la protección puede ser contra los desprendimientos en acantilados y taludes naturales o en desmontes excavados para la misma obra.

Estudiaremos con cierto detalle en el apartado 2.2.3.2 solamente este último caso, que es el que propiamente entra dentro del tema de este trabajo. Únicamente a título de orientación y por si pudieran ser de utilidad en carreteras, haremos a continuación algunas referencias al primer caso en aplicaciones de protección a zonas edificadas.

Fumagalli (1976), recomienda dejar una zona de respeto de unos 200 m en el talud de detritus y evitar perturbaciones del equilibrio natural de la pendiente detrítica; por ello, las zanjas de protección sugiere situarlas al pie de dicha pendiente o donde la topografía se suavice. Para el dimensionamiento fuera de los citados 200 m, parece ser que las trayectorias de rebote no sobrepasarán los 8 a 10 m desde el plano de la pendiente. En estas condiciones, el citado autor propone el esquema de zanja de la figura 2.16.

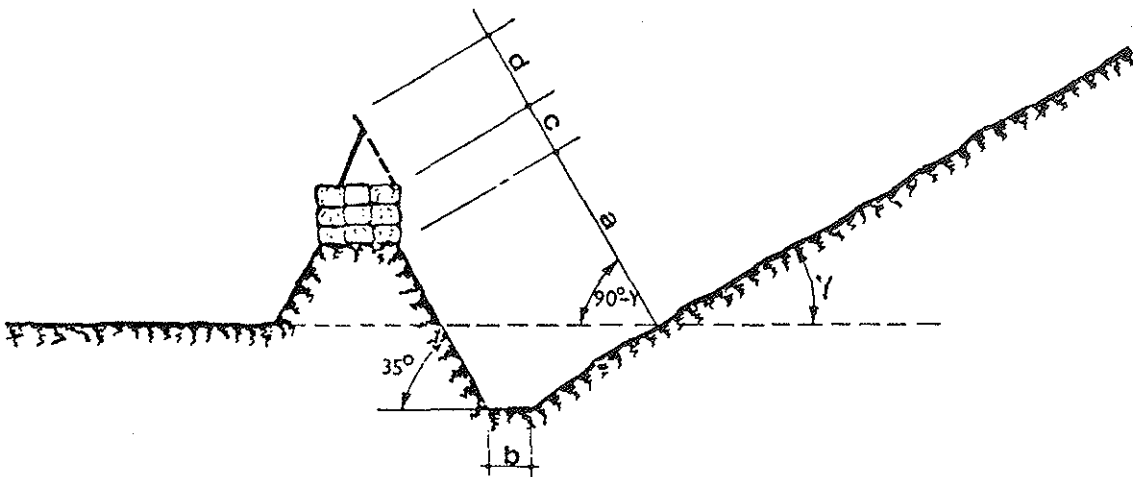


Figura 2.16. — Proposición de dimensionamiento de zanja al pie de la pendiente:

$a \begin{cases} 4 \text{ a } 5 \text{ m} \\ 5 \text{ a } 6 \text{ m} \end{cases} \quad b \begin{cases} 1 \text{ a } 2 \text{ m} - \text{ en caso de banda detrítica: } \gamma = 30 \text{ a } 35^\circ \\ 3 \text{ a } 5 \text{ m} - \text{ en caso de pendiente más fuerte: } \gamma = 40 \text{ a } 60^\circ \end{cases}$
 $c = 1,5 \text{ a } 2 \text{ m gabiones}$
 $d = 2 \text{ a } 3 \text{ m mallas metálicas}$
 Fumagalli (1976).

Otros autores recomiendan la excavación de varias líneas de zanjas de poca profundidad en el talud, para no transtornar demasiado su equilibrio.

Para pequeños desprendimientos en zonas previamente saneadas, Fumagalli (1976) recomienda protecciones del tipo indicado en la figura 2.17. En la figura 2.18 se da otro tipo de solución (Carati, 1976).

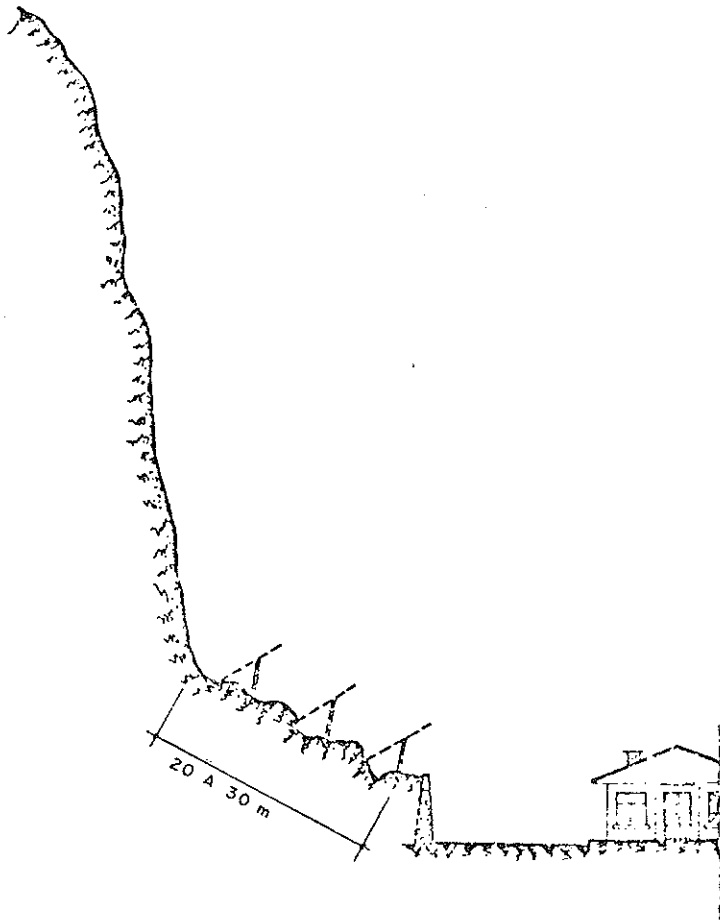


Figura 2.17.—Protección contra pequeños desprendimientos (Fumagalli, 1976).

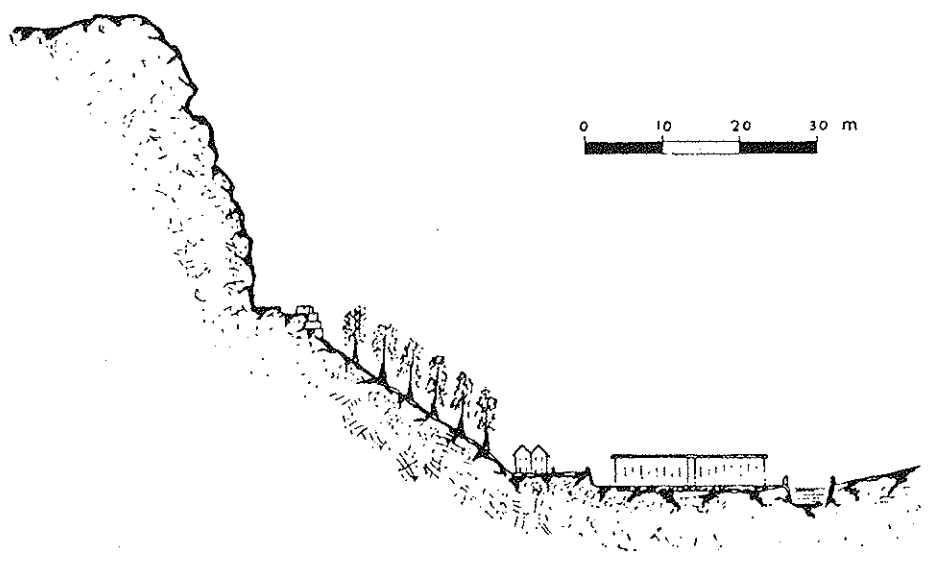


Figura 2.18.—Protección contra desprendimientos (Carati, 1976).

En la figura 2.19 (Lied, 1976) se representa la distancia máxima probable que, según la experiencia noruega, alcanzarán los bloques aislados de un acantilado en un desprendimiento de roca relativamente reducido. En desprendimientos de gran volumen de roca se producen fenómenos de «licuefacción» que pueden conducir a distancias mayores.

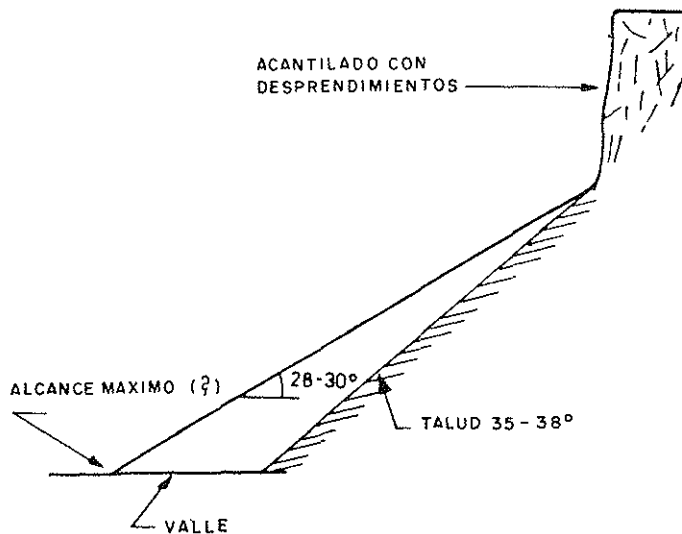


Figura 2.19. — Alcance máximo probable de bloques aislados (Lied, 1976).

2.2.3.2. Protección contra desprendimientos en taludes de desmontes

En los taludes de desmontes se debe siempre comenzar por prevenir los desprendimientos. Para ello se deben hacer las voladuras de manera adecuada para no dañar la roca, fisurándola y abriendo sus discontinuidades. Con este fin deberá normalmente utilizarse el procedimiento de precorte. Los bloques inestables se deberán sanear, bulonar, etc., según se ha comentado en el apartado 2.2.3.1. Sin embargo, como suele ser difícil poder controlar todos los posibles desprendimientos y el riesgo que pueden originar para el tráfico es grande, además de estas medidas del tipo que hemos denominado preventivo, habrá normalmente que tomar medidas de protección de las que pasamos a continuación a describir.

a) **Bermas intermedias.** Un tipo de talud que se ha utilizado mucho es el dotado de bermas intermedias. Este tratamiento, sin embargo, tiene ciertos inconvenientes. Uno de ellos consiste en que la formación de discontinuidades en el talud puede originar concentraciones de tensiones y, a la larga, estas bermas dar lugar ellas mismas a desprendimientos al tender a desmoronarse. Además, si su conservación y accesibilidad no es adecuada, pueden crear puntos de almacenamiento de agua que aumentan la inestabilidad. Por otra parte, pueden llegar a hacer las veces de trampolines intermedios para lanzar las piedras sobre la calzada; este es especialmente el caso si, por su mala conservación, acumulan los derrubios formando a modo de planos inclinados.

Hay condiciones, sin embargo, en que la disposición de bermas intermedias puede ser beneficiosa. Por ejemplo, cuando la estratificación es prácticamente horizontal, con estratos duros y blandos intercalados. En este caso, la colocación de bermas coincidiendo con los estratos duros no

supone debilitamiento estructural. También suele ser recomendable disponer bermas en el paso del terreno de recubrimiento a la roca y de la roca meteorizada a la sana, cuando hay una transición relativamente brusca.

La anchura de las bermas debe ser amplia para que sean utilizables por la maquinaria de conservación. El desnivel entre las mismas no debe ser excesivo, si se pretende dar una cierta accesibilidad a los tramos de talud situados entre ellas.

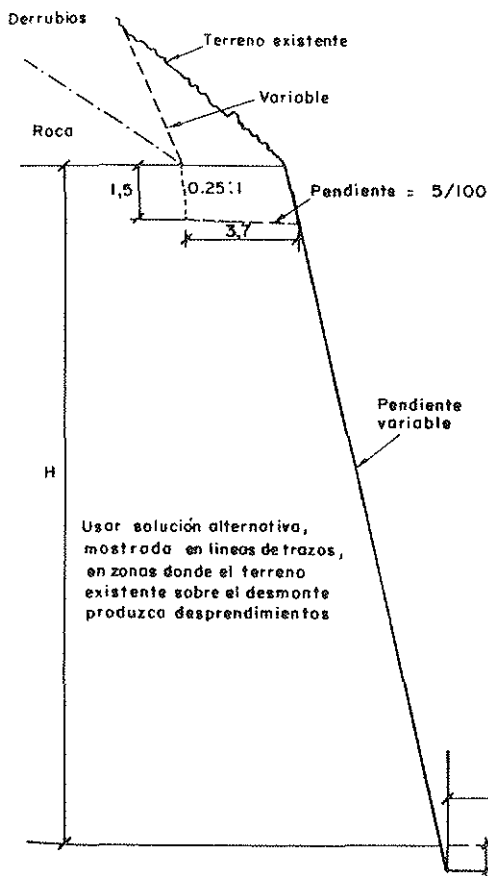
b) Cunetones de recogida de piedras. En general, salvo en casos como los citados anteriormente, en lugar de bermas intermedias se colocará un cunetón único al nivel de la explanación, separado del arcén por un talud relativamente fuerte. Para determinar la anchura necesaria del cunetón y su profundidad bajo la calzada, hay que tener en cuenta, no solamente la distancia a que se va a producir el impacto, sino también el momento de rotación que haya podido adquirir la piedra, que tiende a hacerla rodar hacia la zona afirmada. Este momento puede cogerlo el elemento desprendido cuando, después de un cierto tramo de caída libre, vuelve a tocar en el talud. Un talud suave, por otra parte, provoca la rodadura de las piedras despidiéndolas hacia la calzada, que será invadida a menos que el cunetón termine con un talud relativamente fuerte. Como un talud pronunciado al borde del arcén no es conveniente para otros aspectos de la seguridad de los vehículos, se deben compensar las exigencias de la protección contra la caída de piedras, colocando una defensa si se considera oportuno.

En la tabla 2.1. de Ritchie (1963) se dan las recomendaciones para el proyecto de cunetones de recogida de piedras, según la altura y pendiente del talud. Los valores indicados deben, sin embargo, tomarse solamente como una orientación, que habrá de ajustarse a las características locales de la roca, a la experiencia en la zona en condiciones similares y al tráfico de la carretera. A estos efectos, se tendrá en cuenta que la tabla se ha obtenido principalmente mediante experimentación práctica con rocas duras y, por tanto, vivas al rebote. En algunas de las nuevas autopistas del Norte, como la Vasco-Aragonesa, Bilbao-Behovia y Solución Sur, se han seguido por ello los criterios de Ritchie, pero aplicando unos coeficientes reductores cuando el flisch cantábrico está formado por rocas relativamente blandas (Castañeda, 1976). No se dispone, sin embargo, de experiencia suficiente para poder juzgar si los valores adoptados han sido correctos.

c) Mallas de protección adosadas al talud. Las mallas de protección se utilizan con frecuencia en lugares donde no es posible o resulta muy costoso disponer del sobreebanco de excavación preciso para colocar cunetones de pie del tipo anteriormente descrito. Pueden ser metálicas o de materiales sintéticos. Van sujetas (fig. 2.20) en la cabeza del talud, a suficiente distancia del borde para asegurar su estabilidad. Para ello se suele recurrir a correas de hormigón o a piquetes metálicos convenientemente empotrados para que sean capaces de resistir el peso de la malla y el efecto de los desprendimientos previsibles. Como la malla está suelta en su base, las rocas que caen del talud son conducidas hasta la misma, de donde son recogidas periódicamente. Puede, sin embargo, ser necesario sujetar la red al talud en algunos puntos, pero deberá permitirse la caída de los desprendimientos hacia la base.

Las mallas metálicas (Castañeda, 1976) están formadas por alambre galvanizado con cuadrícula variable entre 12×14 cm y 5×7 cm según el tamaño de la roca a sostener. El diámetro del alambre varía entre 2 y 2,4 mm en condiciones normales, pudiéndose emplear en casos especiales cualquier otro diámetro. El recubrimiento de zinc deberá estar acorde con las posibilidades de

TABLA 2.1
Dimensionamiento de cunetones de piedras según Ritchie (1963)



TALUD: CASI VERTICAL		
H	W	D
4,5- 9,0	3,0	0,9
9,0-18,0	4,5	1,2
> 18,0	6,0	1,2
TALUD: 0,25:1 -- 0,3:1		
H	W	D
4,5- 9,0	3,0	0,9
9,0-18,0	4,5	1,2
18,0-30,0	6,0	1,8F
>30,0	7,6	1,8F
TALUD: 0,5:1		
H	W	D
4,5- 9,0	3,0	1,2
9,0-18,0	4,5	1,8
18,0-30,0	6,0	1,8F
>30,0	7,6	2,4F
TALUD: 0,75:1		
H	W	D
0,0- 9,0	3,0	0,9
9,0-18,0	4,5	1,2
> 18,0	4,5	1,8F
TALUD: 1:1		
H	W	D
0,0- 9,0	3,0	0,9
9,0-18,0	3,0	1,5F
> 18,0	4,5	1,8F
TALUD: 1,25:1		
PONER DEFENSA EN ARCEN		

Notas:

- 1) Cuando el terreno existente sobre el desmonte tiene una pendiente próxima a la de éste, la altura (H) debe incluir la pendiente existente o la porción que pueda lógicamente considerarse como parte del desmonte.
- 2) Generalmente deberá ponerse una defensa cuando $D > 0,90$. F permite disminuir D a 1,20 si también se utiliza defensa.

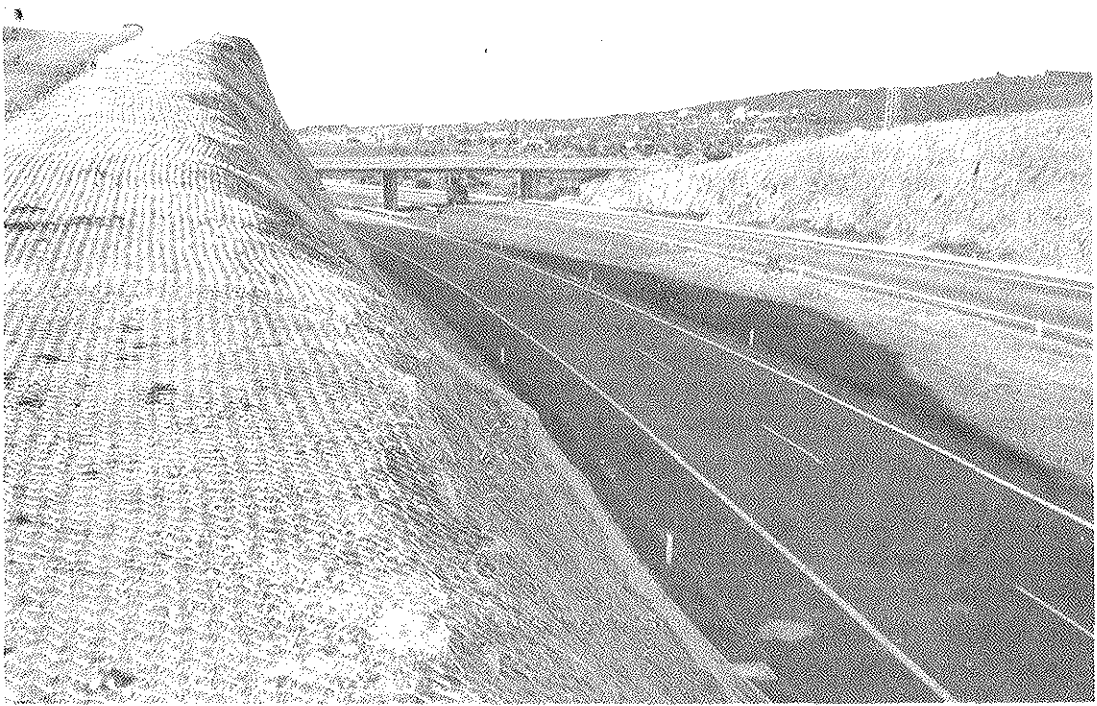


Figura 2.20. — Mallas de protección contra desprendimientos (cortesía de A. Bianchini, Ingeniero, S. A.).

corrosión. Pueden también utilizarse mallas plastificadas en caso de ambiente muy corrosivo. Las mallas de plástico son de tipo poliamida enkalón con un posterior tratamiento de brea sintética que las confiere un color negro. El tamaño de la malla puede variar, siendo normal el empleo de 10 × 10 cm. En la tabla 2.2 se indican, según la referencia citada, las ventajas e inconvenientes de cada uno de los tipos de malla.

Este procedimiento puede ir combinado con un bulonado más o menos intenso de la roca, para prevenir la caída de bloques de mayor importancia.

2.2.4 Efecto de las presiones de agua

Uno de los factores que influye en la estabilidad de taludes y que debe, por tanto, tenerse en cuenta durante el proyecto y construcción, es el efecto de las presiones del agua existente en el macizo rocoso.

Este agua es de dos tipos: la que está contenida en los poros de la masa rocosa en sí y la que circula por las discontinuidades de la misma. Se suele denominar permeabilidad secundaria a la que corresponde a la circulación del agua por las discontinuidades, formadas por diaclasas, fisuras, etcétera. Esta permeabilidad depende de la anchura, separación y continuidad de los conductos. La

TABLA 2.2.
Comparación de mallas de plástico y metálicas

Tipo de malla	Ventajas	Inconvenientes
Metálica	<ul style="list-style-type: none"> — Mayor peso unitario (en el sentido de contención) — Más estética en taludes de rocas claras — Menor dimensión de la cuadrícula de malla (limitando más el mayor tamaño de piedras que caen) 	<ul style="list-style-type: none"> — Más difícil puesta en obra (por el mayor peso) — Posible corrosión — Suministro en tiras de 2-4 m (dificultad de colocación y mayor tiempo)
Plástico	<ul style="list-style-type: none"> — Más facilidad de colocación (por su menor peso) — Suministro bajo pedido (facilidad y rapidez de colocación) — Más estética en taludes de rocas oscuras — Mayor adaptabilidad a la forma del desmonte (menos rigidez) 	<ul style="list-style-type: none"> — Menos peso unitario (en el sentido de contención) — Posible desgaste

permeabilidad primaria es la correspondiente a la circulación del agua por los poros en la roca intacta entre fisuras y, generalmente, es mucho más reducida que la secundaria.

Es el agua que circula por la red de discontinuidades la que normalmente suele crear problemas de estabilidad, dando lugar a lo que denominaremos subpresiones. Son al mismo tiempo estas subpresiones las que desde un punto de vista práctico es posible eliminar mediante drenaje, debido a que la permeabilidad secundaria puede ser relativamente elevada.

En la figura 2.21 se representan según Terzaghi (1963) las variaciones del nivel freático para un caso genérico de un talud empinado en roca dura no meteorizada. La parte superior (a) corresponde a la hipótesis de que la permeabilidad secundaria fuera uniforme; en ella se ve la variación estacional que sufriría el nivel freático, que normalmente será de muchos metros, ya que el volumen de las fisuras suele ser pequeño. En la realidad, como la distribución de fisuras es irregular, los niveles freáticos no serán tan continuos, sino que mostrarán variaciones importantes entre puntos próximos. Las tensiones tangenciales a que está sometido un macizo rocoso en las proximidades del talud son causa de que las diaclasas y fisuras se abran más de lo que es normal en su estado original. Durante tormentas fuertes, el agua que tiene dificultades para entrar en la zona que se encuentra en condiciones normales de tensiones por estar sus fisuras relativamente cerradas, al escurrir hacia el talud y alcanzar la zona de fisuras abiertas, penetra por las mismas y eleva los niveles piezométricos por encima de lo que sería normal, según se indica en la parte (b) de la figura. Si, además, por las condiciones climáticas se congela en las proximidades de la cara del talud, en las épocas de deshielo el ascenso de nivel freático puede ser aún más pronunciado al verse dificultado el drenaje hacia el exterior.

Pueden darse otras muchas condiciones, según la naturaleza y características del macizo rocoso, que varíen sustancialmente las disposiciones señaladas. Este es el caso, por ejemplo, de las al-

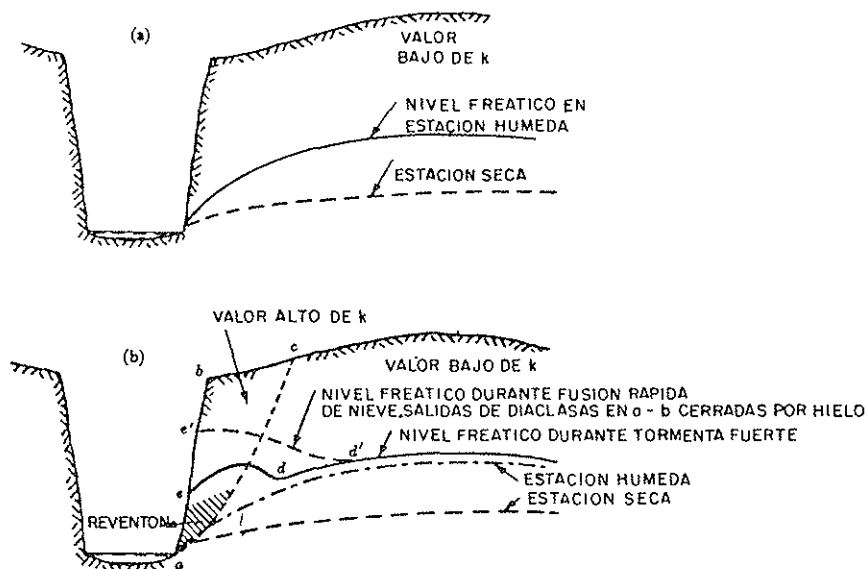


Figura 2.21. — Variaciones del nivel freático en un macizo rocoso aislado: a) Caso con coeficiente de permeabilidad, k , uniforme y bajo; b) Caso de valor de k , más alto en zona descomprimida, abc. Terzaghi (1963).

ternancias de rocas permeables con otras más impermeables, de la existencia a veces de zonas impermeables junto al talud, que impiden la salida al exterior de las aguas contenidas en el interior del macizo, etc. Muy características son también las condiciones de drenaje en los perfiles de meteorización de rocas insolubles (fig. 2.22). En ellas, la parte superior de la capa meteorizada puede ser muy impermeable, aumentando su permeabilidad hasta alcanzar el máximo cerca del contacto entre roca meteorizada y sana (Terzaghi y Peck, 1967). Por ello dicha zona más permeable es a veces sede de corrientes de agua e incluso de presiones artesianas. Al excavar taludes atravesando este horizonte hay que tener este hecho en cuenta, para tomar las medidas oportunas en cada caso.

Si se conociera la distribución de subpresiones, se podrían introducir en el cálculo y dimensionar los taludes de acuerdo con los resultados obtenidos. Esto puede resultar posible en ciertos casos. Sin embargo, con frecuencia la distribución de subpresiones debida al agua que circula por las discontinuidades será muy difícil de determinar o poco confiable. En estas condiciones la única solución segura puede consistir en eliminarlas mediante drenaje. Para ello deberá recurrirse a los procedimientos más adecuados a la situación particular de que se trate, tales como drenes horizontales conectados o no con pozos drenantes, galerías, etc., tema al que se hará la oportuna referencia en el apartado 4.3.

Para disponer estos elementos de la manera más eficaz posible, serán de gran utilidad las observaciones de los niveles freáticos en sondeos situados en las proximidades de la zona afectada. Estas observaciones deberán hacerse antes de comenzar las obras de drenaje y durante la construcción de las mismas, para ver los resultados que se van obteniendo e ir acomodando las disposiciones previstas a las mismas.

2.2.5. Cálculos de estabilidad

2.2.5.1. Consideraciones generales

Para resolver el problema general, no sólo de la rotura del macizo rocoso, sino también de su deformabilidad, se han desarrollado modelos reducidos y modelos matemáticos. Los *modelos reducidos* pueden ser muy útiles para hacer una valoración cualitativa del fenómeno. Sin embargo, para su empleo como procedimiento cuantitativo, tienen el inconveniente de su elevado coste, que no permite construir todos los necesarios para simular la probable gama de parámetros resistentes y de deformación, pues debe tenerse en cuenta que el principal problema, como siempre, es el conocimiento de dichos parámetros.

Los *modelos matemáticos* se han desarrollado mucho en los últimos años. Pueden considerarse dos tipos esenciales: los de elementos finitos (Goodman y Dubois, 1972) y los de relajación dinámica (Cundall, 1971 y 1974 y Cundall et al., 1975). Los de *elementos finitos* tratan la masa rocosa como un cuerpo elástico, aunque se introduzcan elementos para representar las discontinuidades. Las deformaciones son, por tanto, necesariamente reducidas, dado el planteamiento que se da el problema. Aunque aún existe dificultades para representar todos los elementos resistentes y de deformación del macizo y la capacidad de los computadores actuales limita la utilización del método, estos modelos suponen un medio poderoso para resolver problemas de este tipo y se perfeccionarán aún más en breve plazo. Sin embargo, teniendo en cuenta el elevado número de variables a

a) ROCAS METAMORFICAS

b) ROCAS IGNEAS INTRUSIVAS

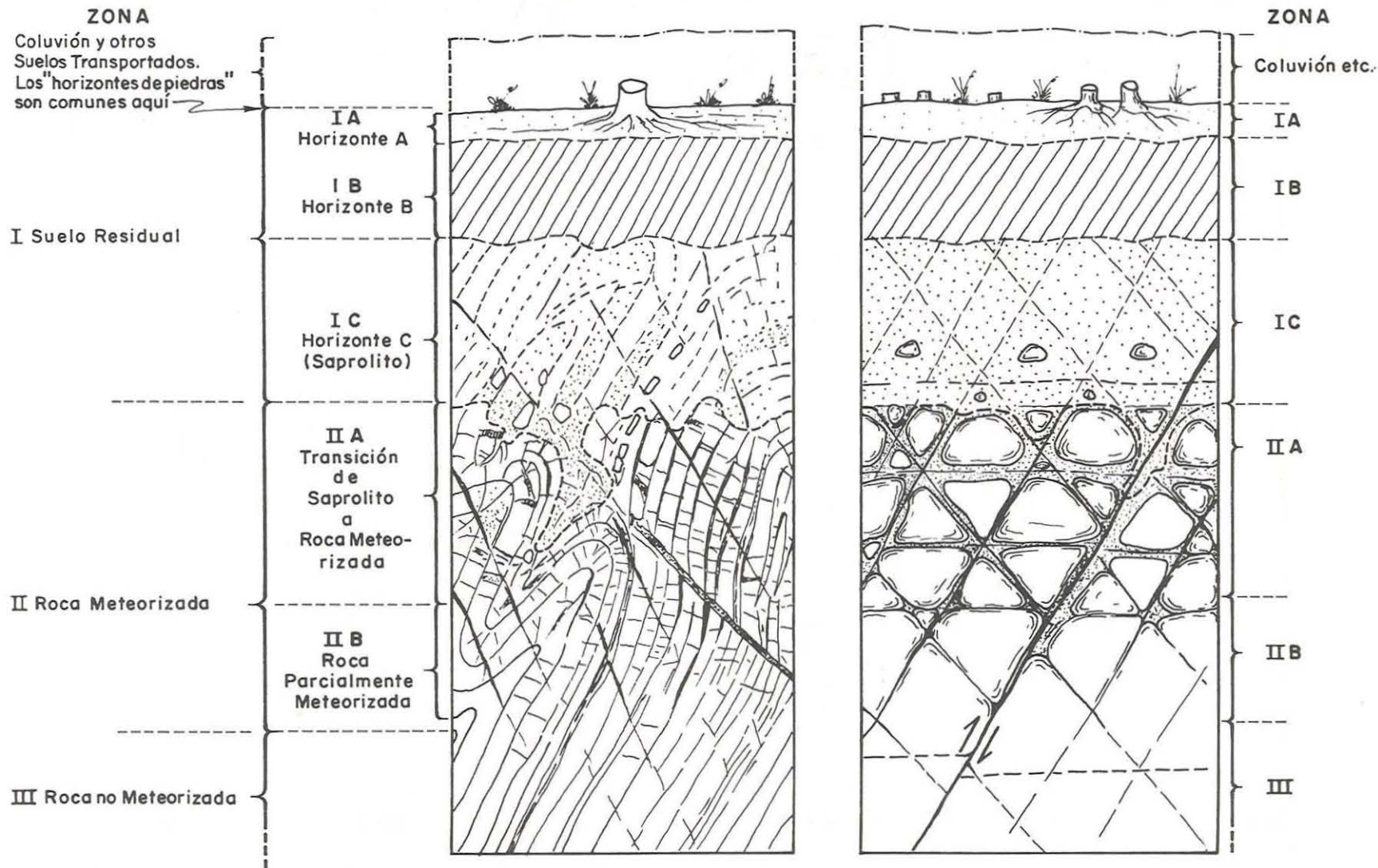


Fig. 2.22. — Perfil típico de meteorización de rocas metamórficas e ígneas intrusivas con descripción de sus características (Deere y Patton, 1971).

DESCRIPCION DE UN PERFIL DE METEORIZACION DE ROCAS IGNEAS INTRUSIVAS Y METAMORFICAS

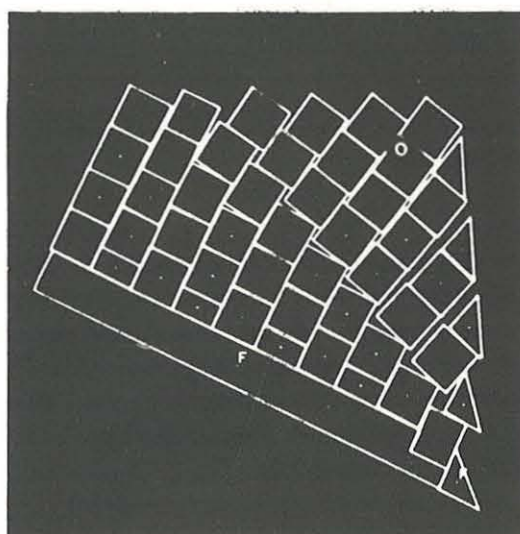
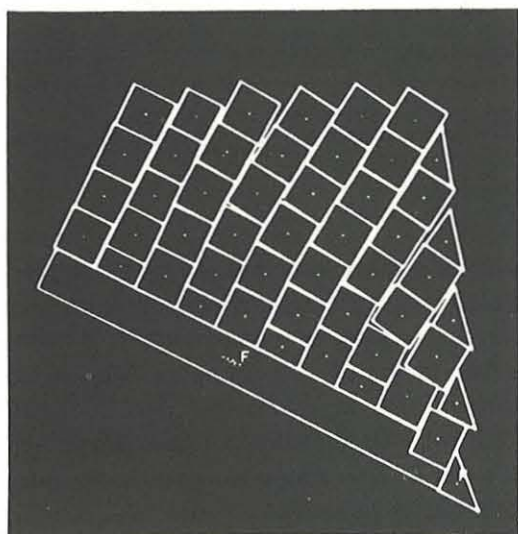
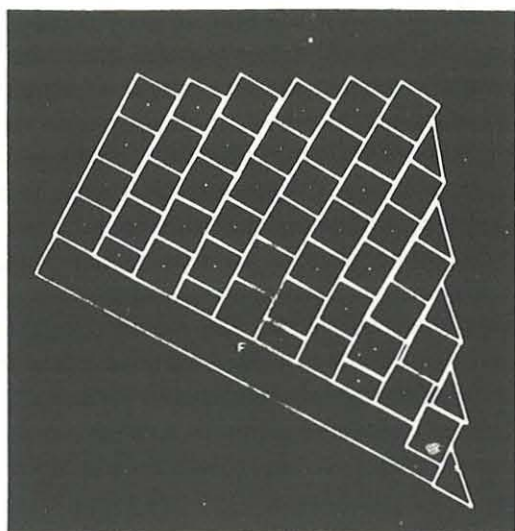
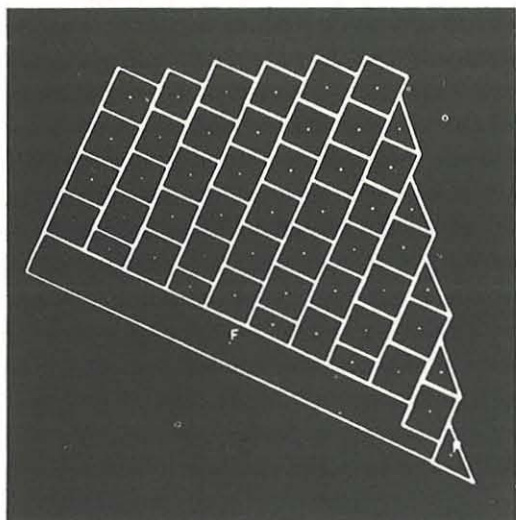
ZONA	DESCRIPCION	R Q D* (Testigo de sondeo NX. Porcentaje)	PORCENTAJE DE RECUPERACION DE TESTIGO (Tamaño NX)	PERMEABILIDAD RELATIVA	RESISTENCIA AL CORTE RELATIVA	
I SUELO RESIDUAL	IA - HORIZONTE A	<ul style="list-style-type: none"> SUELO SUPERFICIAL, RAICES, MATERIAL ORGANICO. HORIZONTE DE LIXIVIACION Y ELUVIACION. PUEDE SER POROSO 	—	0	MEDIANA A ALTA	BAJA A MEDIANA
	IB - HORIZONTE B	<ul style="list-style-type: none"> CARACTERISTICAMENTE RICO EN ARCILLA. TAMBIEN CONTIENE ACUMULACION DE Fe, Al Y Si. POR TANTO PUEDE ESTAR CEMENTADO AUSENCIA DE ESTRUCTURAS HEREDADAS 	—	0	BAJA	COMUNEMENTE BAJA (ALTA SIESTA CEMENTADO)
	IC - HORIZONTE C (SAPROLITO)	<ul style="list-style-type: none"> PRESENCIA DE ESTRUCTURAS HEREDADAS LIMOSO, CON GRADACION A MATERIAL ARENOSO MENOS DE 10% DE NUCLEOS DE ROCA MADRE FRECUENTEMENTE MICACEO 	0 Ó INAPLICABLE	GENERALMENTE 0 - 10 %	MEDIANA	BAJA A MEDIANA (LAS ESTRUCTURAS HEREDADAS SON MUY SIGNIFICATIVAS)
II ROCA METEORIZADA	II A - TRANSICION (DE SUELO RESIDUAL O DE SAPROLITO A ROCA PARCIALMENTE METEORIZADA)	<ul style="list-style-type: none"> ALTAMENTE VARIABLE, DESDE MATERIALES TIPIFICADOS COMO SUELO A MATERIALES TIPIFICADOS COMO ROCA. LA PORCION CLASTICA FINA ES ARENA DE GRANO FINO A GRUESO 10 A 95% DE NUCLEOS DE ROCA MADRE. ES COMUN LA METEORIZACION ESFEROIDAL. 	VARIABLE (GENERALMENTE 0 - 50 %)	VARIABLE (GENERALMENTE 10 - 90 %)	ALTA (SON COMUNES LAS PERDIDAS DE AGUA)	MEDIANA A BAJA DONDE APARECEN ESTRUCTURAS DEBILES Ó HEREDADAS
	II B - ROCA PARCIALMENTE METEORIZADA	<ul style="list-style-type: none"> MATERIAL TIPIFICADO COMO ROCA. VARIA DE BLANDO A DURO. DIACLASAS OXIDADAS O ALTERADAS ALTERACION PARCIAL DE FELDESPATOS Y MICAS. 	GENERALMENTE 50 - 75 %	GENERALMENTE 90 %	MEDIANA A ALTA	MEDIANA A ALTA **
III ROCA NO METEORIZADA	<ul style="list-style-type: none"> AUSENCIA O TRAZAS SOLAMENTE DE OXIDOS FERRUGINOSOS EN LAS DIACLASAS. FELDESPATOS Y MICAS NO METEORIZADOS. 	> 75 % (GENERALMENTE > 90 %)	GENERALMENTE 100 %	BAJA A MEDIANA	MUY ALTA **	

NOTAS

- * LAS DESCRIPCIONES SON EL UNICO MEDIO SEGURO DE DISTINGUIR LAS ZONAS
- ** CONSIDERANDO SOLAMENTE LAS MASAS DE ROCA INTACTA SIN ESTRUCTURAS GEOLOGICAS ORIENTADAS ADVERSAMENTE

Figura 2.22 (continuación). — Perfil típico de meteorización de rocas metamórficas e ígneas intrusivas con descripción de sus características (Deere y Patton, 1971).

introducir si se quiere resolver el problema de manera completa, la utilidad de estos métodos es más como elementos de investigación o para estudiar de manera idealizada el comportamiento de los macizos, que como elementos prácticos de proyecto.



Nota: F significa que el bloque es fijo.

Figura 2.23. — Ejemplo de cálculo por el método de pantalla interactiva de Cundall. Las imágenes sucesivas son tal como las da el ordenador (Cundall et al., 1975).

Por otra parte, hay que tener presente que, en el caso de taludes de carreteras, normalmente no será preciso preocuparse por las deformaciones pequeñas que pueda sufrir el terreno. Lo único que interesará será conocer el estado de la obra con relación a rotura y, si acaso, las grandes deformaciones que hayan de producirse antes de llegar a la misma. Este problema puede resolverse con el segundo tipo de modelo, denominado de *relajación dinámica*, que está basado en un programa de ordenador que puede representar el comportamiento de estructuras de bloques visualmente en una pantalla interactiva. Los bloques, que pueden tener cualquier forma, se consideran rígidos y las deformaciones que se originan son las debidas únicamente a los desplazamientos y giros entre los mismos, que pueden alcanzar cualquier magnitud. En la pantalla se van viendo las posiciones sucesivas de los diferentes elementos según va pasando el tiempo y se pueden entre tanto suprimir, fijar o mover bloques. Además es fácil hacer múltiples combinaciones con las características resistentes de las discontinuidades. En la figura 2.23 se reproducen los resultados obtenidos en un estudio de este tipo por Cundall. En la figura 2.24 se representa el estudio efectuado por Bukovansky y Metz (1978) para un caso de inestabilidad originado por fallas imprevistas en taludes cortados al hilo con los planos de foliación. Este método puede considerarse aplicable a problemas reales de proyecto y en la Universidad de Minnesota se utiliza en lenguaje de máquina en una mini computadora; en otros sitios se ha desarrollado en Fortrán.

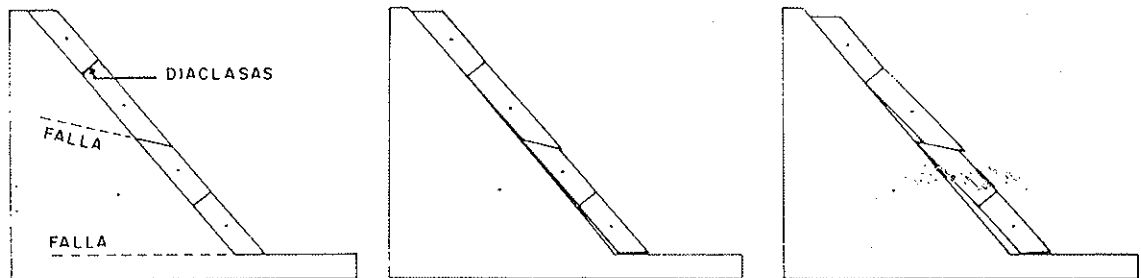


Figura 2.24. — Cálculo por el método de Cundall en un caso de foliación paralela al talud con fallas y diaclasas (Bukovansky y Metz, 1978).

Sin embargo, cuando es posible, lo normal es resolver los problemas que se presentan mediante los denominados métodos de equilibrio de cuñas aisladas, cuya aplicación es independientemente de la magnitud de los movimientos que vayan a sufrir. Estos métodos forman parte de los que, de una manera general, se suelen denominar de equilibrio límite. En este grupo se incluyen los deslizamientos con superficies curvas cualesquiera del tipo de los originados en suelos (apartado 3.4.1.), que también pueden darse en rocas (apartado 2.2.2h) y los formados por una sucesión de cuñas (apartado 2.2.2e y fig. 2.13) estudiados por Wittke (1967). En el apartado siguiente nos referiremos, sin embargo, exclusivamente a los deslizamientos planos y de cuñas aisladas.

2.2.5.2. Métodos de cálculo de equilibrio límite

El caso de deslizamiento plano se resuelve de la manera clásica, por simple aplicación de las fórmulas de la estática. Más adelante se expondrá una forma de ordenar los resultados, que permite una comparación directa de este caso con los de estabilidad de cuñas.

El estudio de la estabilidad de cuñas puede hacerse suponiendo que son rígidas o que, por el contrario, se trata de un material deformable. La primera hipótesis conduce a resultados algo optimistas y los coeficiente de seguridad obtenidos son, por tanto, un límite superior. Con un estudio sobre cuñas deformables puede llegarse a obtener un límite inferior. A continuación se comentarán estos dos métodos por separado.

a) Cuñas rígidas. La estabilidad de cuñas rígidas formadas por varias familias de discontinuidades (fig. 2.26) ha sido estudiada por diversos autores (Londe, P., 1965; John, K., 1968; Londe, P. et al., 1969 y 1970; Hoek et al., 1973). En esencia el método consiste en determinar los esfuerzos normales que actúan sobre cada uno de los planos deslizantes, y, como consecuencia, la resistencia a esfuerzo cortante en los mismos. Se suele desprestigiar el efecto de los momentos, suponiendo que la cuña sufre solamente movimientos de translación, lo que conduce a resultados algo optimistas. Pueden, sin embargo, tenerse en cuenta en una segunda fase de cálculo (ver, por ejemplo, Londe et al., 1969).

Las solicitaciones que se pueden considerar son, el peso propio, cargas exteriores, subpresiones de agua en las discontinuidades y grietas de tracción, y efectos sísmicos. Las fuerzas resistentes son, las reacciones normales a los planos de discontinuidad y las tangenciales debidas al rozamiento interno y la cohesión. Los esfuerzos producidos por los anclajes pueden también introducirse fácilmente en el sistema.

El cálculo completo, incluyendo todas estas fuerzas, puede hacerse gráfica o analíticamente o bien por procedimientos mixtos (ver referencias citadas). Quizá uno de los métodos más prácticos sea el desarrollado por Kovari y Fritz (1976), que puede aplicarse con gran rapidez utilizando las tablas y ábacos que incluyen en su trabajo o recurriendo a los programas que ofrecen para la calculadora de bolsillo «Hewlett-Packard HP-65». Como esta publicación es fácilmente accesible traducida al castellano, nos limitaremos a comentar los resultados.

Siguiendo la nomenclatura de los autores, para el caso de deslizamiento plano (fig. 2.25) resulta la ecuación de equilibrio.

$$R = k_1 \left(1 - \frac{cF}{G} k_2 \right) G \quad (1)$$

llamando:

c = cohesión

F = superficie de apoyo

$$k_1 = \frac{\nu \operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi}{\nu \cos (\alpha + \beta) + \operatorname{sen} (\alpha + \beta) \operatorname{tg} \phi}$$

$$k_2 = \frac{1}{\nu \operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi}$$

siendo ν el coeficiente de seguridad, ϕ el ángulo de rozamiento interno y α y β los ángulos señalados en la figura.

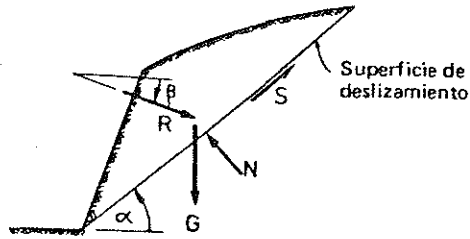


Figura 2.25. — Deslizamiento plano.

Para el caso de cuñas con $R_h = 0$ (fig. 2.26) y el mismo ángulo de rozamiento para ambos planos, resulta:

$$R = k_1^* \left(1 - \frac{c_1 F_1 + c_2 F_2}{G} k_2^* \right) G \quad (2)$$

siendo:

c_1, c_2, F_1 y F_2 lo mismo que en el caso anterior, referidos a cada plano.

k_1^* y k_2^* las mismas expresiones que en el caso anterior, sustituyendo α por α_s y $\text{tg } \phi$ por:

$$\text{tg } \phi^* = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin (\omega_1 + \omega_2)} \text{tg } \phi = \lambda \text{tg } \phi$$

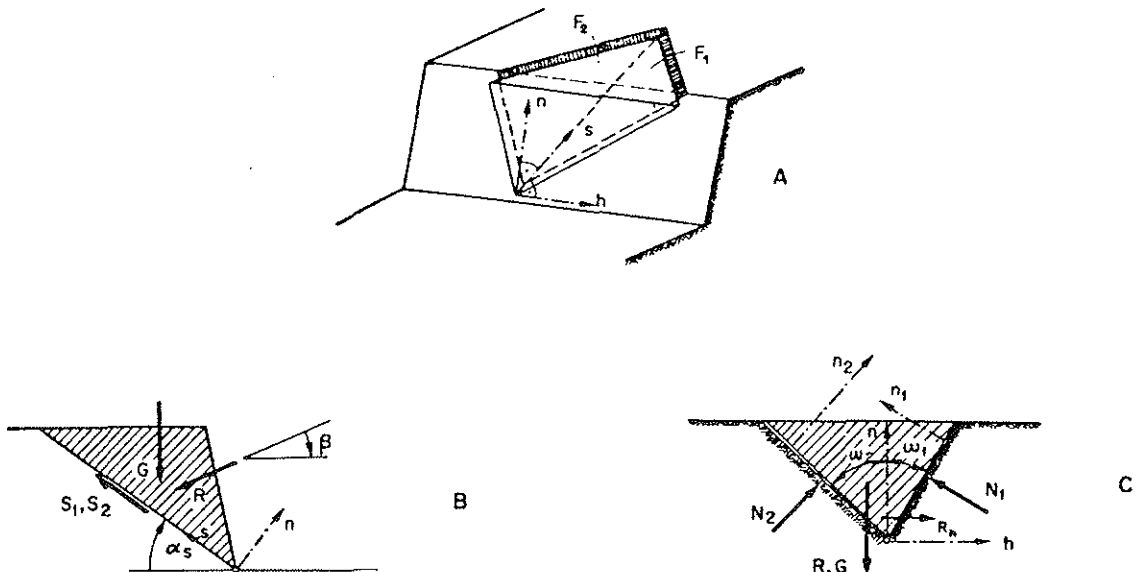


Figura 2.26. — Geometría de una cuña y fuerzas asociadas a la misma. A: perspectiva isométrica, B: plano vertical que pasa por la intersección de los planos de deslizamiento, C: plano normal a la recta de intersección.

En el caso más general con $R_h \neq 0$ y valores diferentes del ángulo de rozamiento para los dos planos, resulta:

$$R_{s,n} = k_1^{**} \left(1 - \frac{c_1 F_1 + c_2 F_2}{G} k_2^{**} \right) G + k_1^{**} k_2^{**} \lambda R_h \quad (3)$$

siendo:

$$\operatorname{tg} \phi^{**} = \frac{\cos \omega_2 \operatorname{tg} \phi_1 + \cos \omega_1 \operatorname{tg} \phi_2}{\operatorname{sen} (\omega_1 + \omega_2)}$$

$$\lambda = \frac{\operatorname{sen} \omega_2 \operatorname{tg} \phi_1 - \operatorname{sen} \omega_1 \operatorname{tg} \phi_2}{\operatorname{sen} (\omega_1 + \omega_2)}$$

Los factores k_1^{**} y k_2^{**} conservan la misma forma del caso plano, sustituyendo, ϕ , por el valor aparente ϕ^{**} .

La aplicación del método es inmediata haciendo uso de los ábacos o del programa anteriormente mencionados. El hecho de que las tres expresiones (1), (2) y (3) se presenten con la misma estructura tiene ventajas indudables a efectos comparativos. Así, el caso de deslizamiento en cuña se reduce a uno bidimensional sustituyendo α por α_s , siendo siempre este último valor inferior (o igual en el límite) al de cualquiera de los dos planos. También $cF = c_1 F_1 + c_2 F_2$. A, $\operatorname{tg} \phi$, hay que multiplicarle por el efecto de cuña, λ , cuyo valor se representa en la figura 2.27 para el caso de una cuña simétrica en función del ángulo de apertura 2ω .

Los valores de la subpresión en las discontinuidades y presión del agua en las grietas se incluyen también en el cálculo sin ninguna dificultad, así como los efectos sísmicos.

Como con frecuencia resulta difícil conocer, incluso de manera sólo aproximada, los valores de la cohesión y subpresiones, otra forma de operar consiste en obtener como primera idea una espe-

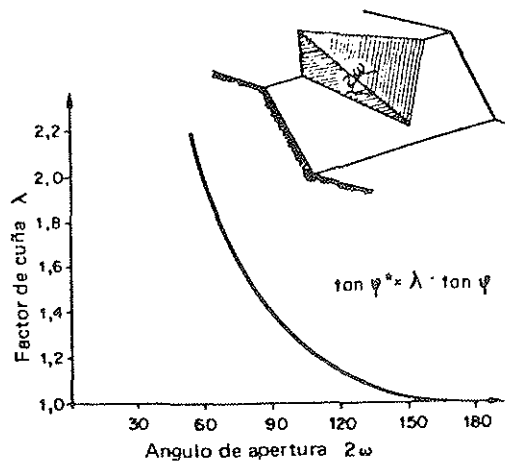
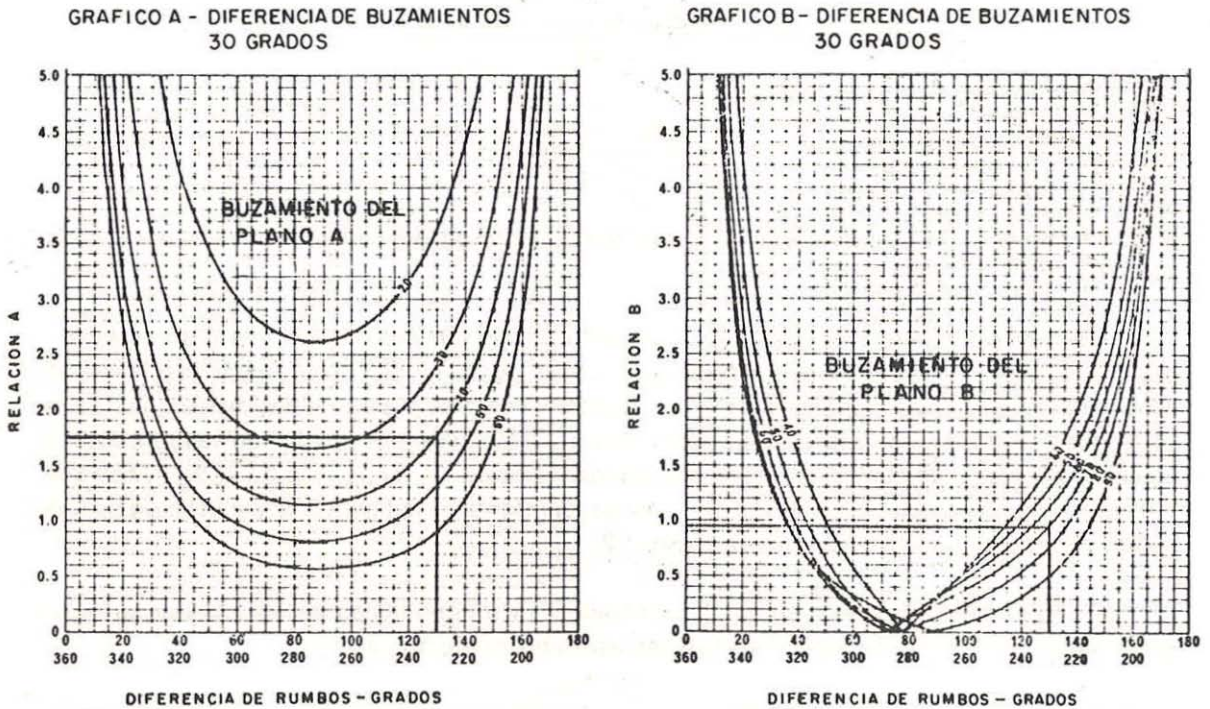


Figura 2.27. — Factor de cuña λ en función del ángulo de apertura 2ω , para una cuña simétrica.

cie de índice de estabilidad prescindiendo de dichos valores y suponiendo que la resistencia a esfuerzo cortante es solamente friccional. A estos efectos, Hoek (1973) ha desarrollado unos ábacos de uso inmediato en los que se entra conociendo solamente la geometría de las cuñas y los valores de $\text{tg } \phi$ en cada uno de los planos deslizantes. En la figura 2.28 se da un ejemplo del cálculo. Una vez determinado este primer índice de estabilidad, se pueden hacer cálculos más afinados en las zonas que se consideren dudosas.



EJEMPLO

	Buzamiento	Rumbo	Angulo de rozamiento	Tan ϕ
Plano A	40°	105°	20°	0,364
Plano B	70°	235°	30°	0,577
Diferencia	30°	130°		

De las gráficas: A = 1,75 y B = 0,95.

Coefficiente de seguridad: $F = A \cdot \text{tg} \phi_A + B \cdot \text{tg} \phi_B = 1,75 \times 0,364 + 0,95 \times 0,577 = 1,18$.

Figura 2.28. — Ejemplo de cálculo de cuñas sin cohesión (Hoek, 1973).

b) Cuñas deformables. La hipótesis de cuña rígida, al no permitir deformaciones en el sólido, da lugar a que no se originen tensiones cortantes en los planos de rotura en dirección perpendicular a la del desplazamiento. Con esta hipótesis, la resultante de las fuerzas exteriores normal a la dirección del movimiento se descompone simplemente en las dos direcciones normales a dichos planos de rotura, dando lugar (fig. 2.29a) a las dos componentes, N_1 y N_2 , máximas posible, y por tanto desarrollando el valor máximo de la resistencia por rozamiento opuesta al movimiento.

En el caso de cuña constituida por material deformable, se desarrollan en los planos de deslizamiento también tensiones cortantes en la dirección transversal al movimiento (fig. 2.29b); como consecuencia, los valores de N_1 y N_2 , que dan origen a los esfuerzos resistentes al desplazamiento longitudinal, serán menores (Guzina et al., 1969; Von Thun, 1975). Para hacer el cálculo, el peso de la cuña se divide en dos partes definidas por el plano que pasa por la intersección de los de deslizamiento. Las demás fuerzas exteriores se distribuyen entre ambos planos proporcionalmente a las partes de proyección paralela a su resultante correspondiente a cada uno (fig. 2.29b).

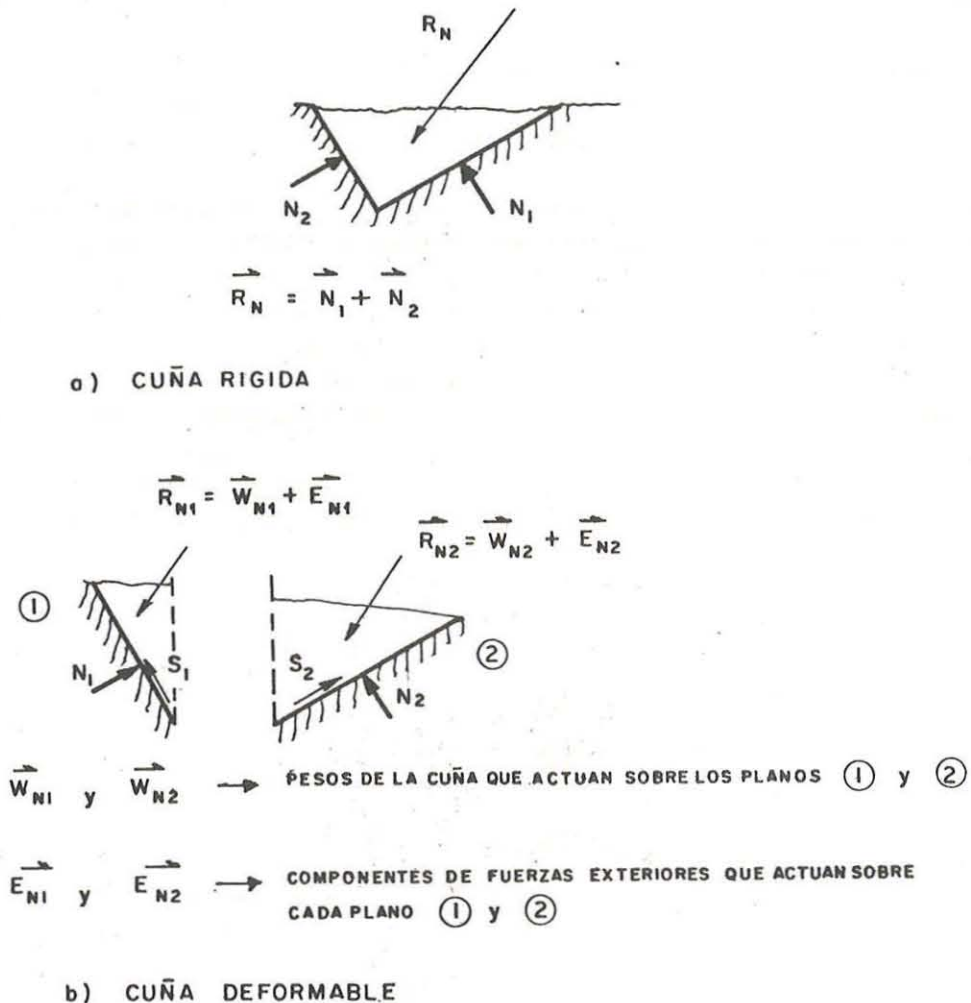


Figura 2.29.—Esquema de descomposición de fuerzas en los casos: a) de cuña rígida, b) de cuña deformable. El plano representado es normal a la arista de intersección y las fuerzas son las componentes sobre dicho plano.

Como se ha indicado, los resultados obtenidos por los métodos de cuña rígida y cuña deformable delimitan por exceso y por defecto, respectivamente, los esfuerzos resistentes reales. Si su diferencia es demasiado grande, se podría hacer un cálculo por elementos finitos (Mahtab y Goodman, 1969) desarrollado para este caso, tratando de ajustarse a las características de deformabilidad reales de los materiales.

2.2.5.3. Resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades.

2.2.5.3.1. Generalidades.

La determinación de la resistencia a esfuerzo cortante de las discontinuidades es uno de los problemas más difíciles de resolver en el cálculo de estabilidad de taludes. Las discontinuidades pueden en efecto ser de muy diversos tipos. Hay, por ejemplo, diaclasas de tracción completamente limpias con sus superficies rugosas encajando unas en otras. Con frecuencia se encuentran discontinuidades rellenas de suelos, cuyo comportamiento puede ser muy diferente según la naturaleza, espesor e historial del material de relleno. Los planos de sedimentación pueden considerarse como otro tipo con sus peculiaridades especiales. El grado de apertura de las diaclasas, estén rellenas o no, su continuidad, el grado de ondulación y tipo de rugosidad de su superficie son, entre otros, factores que influyen decisivamente en su comportamiento.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que la resistencia al esfuerzo cortante suele depender fundamentalmente del grado de deformación que se alcance. En la figura 2.30 se representan las curvas, resistencia al corte/deformación, correspondientes a una diaclasa rugosa (curva superior) y a otra con superficie lisa. Como se vé, la primera alcanza la resistencia máxima o «de pico» y después desciende hasta el denominado valor residual para desplazamientos grandes. El mismo material, si originalmente presentaba una superficie lisa, por ejemplo, por haber sido sede de anteriores deslizamientos, va aumentando de resistencia con la deformación hasta llegar al valor residual.

En la figura 2.31 se dan las correspondientes curvas que relacionan las tensiones tangenciales con las normales. Como puede observarse, la obtenida para las resistencias de pico es cóncava ha-

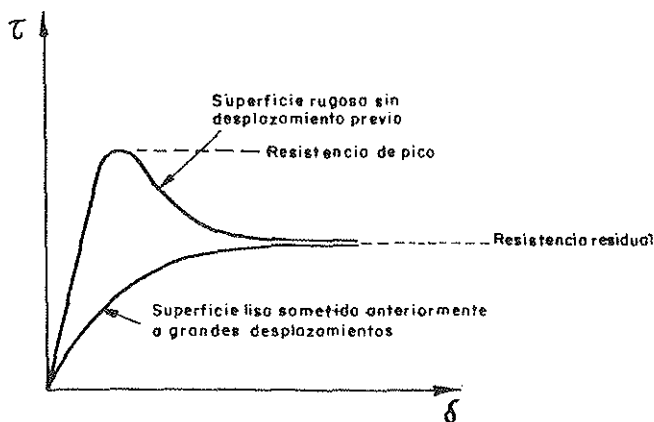


Figura 2.30. — Variación de la resistencia con la deformación según las características de la superficie de la junta.

cia abajo y puede arrancar del origen o eventualmente presentar una cohesión inicial. La derivada para la resistencia residual es en cambio una recta que pasa por el origen.

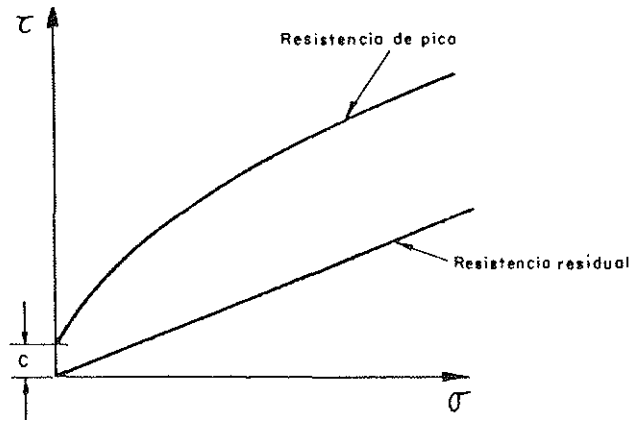


Figura 2.31. — Curvas de las resistencias a esfuerzo cortante de pico y residual en función de la tensión normal.

Uno de los problemas que se presenta en la práctica es decidir cuál será la resistencia que deberá tomarse para el cálculo, si la de pico o la residual, cuyas diferencias como se ve, pueden ser muy importantes. Ello dependerá de diversos factores que no son sencillos de valorar. En el epígrafe 3.4.2 se habla, por ejemplo, del caso de pizarras blandas, materiales de transición entre los suelos que allí se tratan y las rocas, y se ve cómo la resistencia que se desarrolla depende del denominado fenómeno de rotura progresiva, que según Bjerrum (1966) está relacionado con la denominada energía de deformación recuperable.

Hay casos de taludes en roca en que la rotura se ha podido comprobar que se ha producido con la resistencia residual. Por ejemplo, la figura 2.32 (Hoek y Londe, 1974) representa los resultados de una serie de ensayos en juntas de pórfido y las líneas A, B, C y D definen los límites de dispersión de las resistencias de pico y residual. En la figura 2.33 se han determinado por los mismos autores

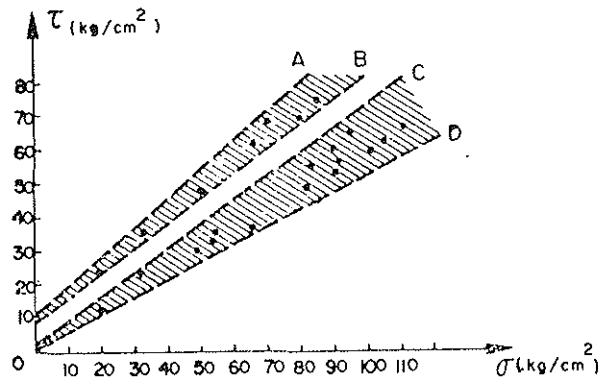


Figura 2.32. — Resultados de ensayos de resistencia al corte de discontinuidades de pórfido de Río Tinto (Hoek y Londe, 1974).

las relaciones entre la altura crítica y el ángulo de talud, partiendo de la figura anterior. En el mismo gráfico se han situado los datos correspondientes a nueve deslizamientos ocurridos en el área de Río Tinto. Como puede observarse, todas las roturas caen en la región definida por los parámetros de resistencia residual, aunque hacen notar los autores, que ha sido preciso tomar algo de cohesión ($1,0 \text{ Kg/cm}^2$), pues de lo contrario hubiera resultado que todos los taludes hubieran roto con un ángulo de resistencia residual de 35° .

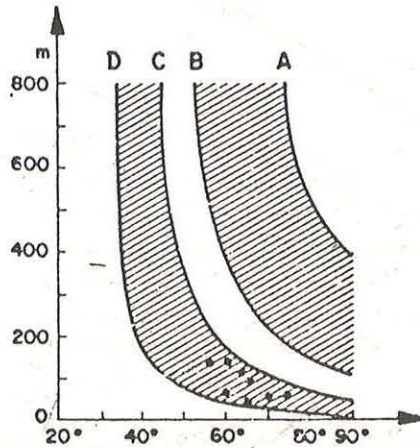


Figura 2.33.—Relaciones entre altura crítica y ángulo de talud, derivadas de la figura 2.32, comparadas con puntos correspondientes a roturas de taludes en pórfido en las minas.

En la figura 2.34 los mismos autores dan una serie de valores de c y ϕ obtenidos a partir de los cálculos a posteriori en corrimientos observados. Muchos de estos resultados fueran determinados en roturas a corto plazo de taludes pequeños y la flecha incluida indica cualitativamente la influencia del tiempo y escala de la estructura.

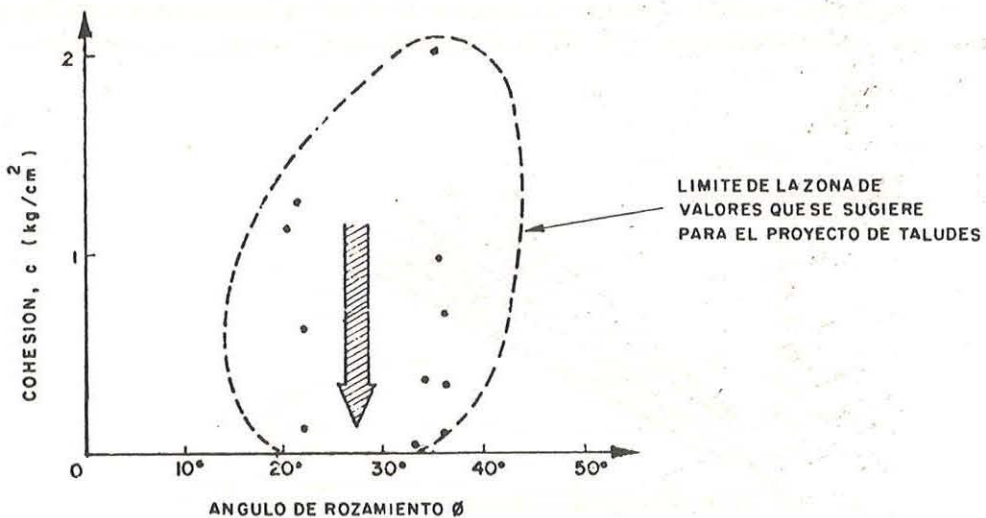


Figura 2.34.—Relación entre cohesión y ángulo de rozamiento interno determinada por análisis de roturas de taludes (cada punto representa una rotura) (Hoek y Londe, 1974).

En este trabajo no se pretende precisar el problema de los valores de la resistencia esfuerzo cortante que deben adoptarse, ya que su complejidad es causa de que hoy día esté sólo parcialmente resuelto. Se van a estudiar, sin embargo, una serie de caso típicos que servirán como orientación para tomar las decisiones oportunas en cada situación concreta. En muchas ocasiones, lo más conveniente será hacer el cálculo con una gama relativamente amplia de valores de la resistencia a esfuerzo cortante y determinar así, cual es la sensibilidad del coeficiente de seguridad a las variaciones introducidas. Estos datos servirán para respaldar las decisiones con un conocimiento lo más profundo posible del problema.

En los epígrafes sucesivos se hará referencia por separado a los siguientes casos:

- Diaclasas limpias.
- Discontinuidades con rellenos.
- Discontinuidades pulidas y con relleno.

2.2.5.3.2. *Diaclasas limpias*

a) **Resistencia de pico.** Las diaclasas limpias más típicas son las de tracción cuya superficie es rugosa. En la figura 2.35 puede verse una representación esquemática de un diaclasa de este tipo. De su simple observación se deduce que, si no se produce la rotura de las rugosidades, para provocar un desplazamiento tangencial entre sus dos caras será preciso que vaya acompañado de un movimiento de apertura de la junta, denominado dilatancia.

La manera más simple de expresar la resistencia a esfuerzo cortante de una diaclasa de este tipo es la debida a Patton (1966, a):

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} (\phi + i)$$

siendo, i , el ángulo de talud de los dientes.

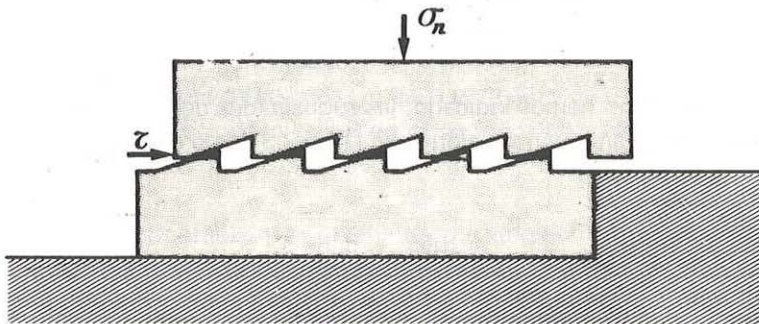


Figura 2.35. — Esquema de diaclasas de tracción con rugosidades.

La curva que relaciona las tensiones tangenciales, τ , con las normales, σ_n (fig. 2.36) será por tanto una recta que pasa por el origen. Sin embargo, al llegar a un cierto nivel de la tensión normal, se produce la rotura de las asperezas, reflejándose en un quiebro de la curva en el punto correspondiente. De esta manera se explica la doble pendiente que se obtiene experimentalmente en ensayos de este tipo. En la práctica, como todas las asperezas no son iguales, se obtendrá una curva como la de la figura 2.31, que va cambiando de curvatura, o con varios cambios acusados de la misma si existen diversas familias de asperezas.

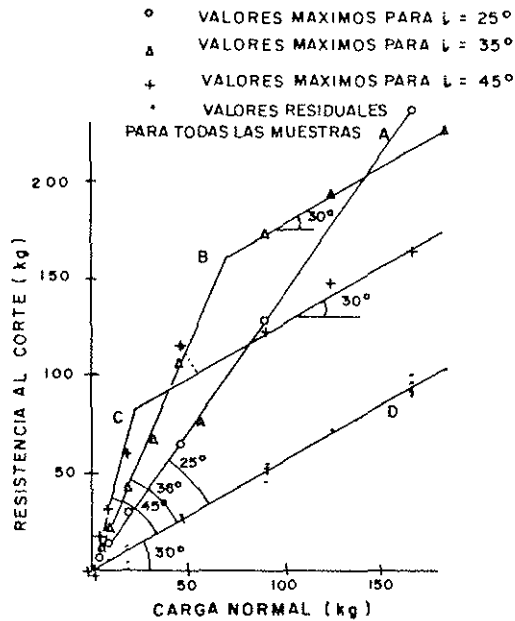


Figura 2.36.—Envoltentes de rotura de muestras de Caolinita/Escayola (2:1) con diferentes inclinaciones de dientes (Patton, 1966).

A continuación vamos a exponer la forma en que Barton (1974 a) enfoca y resuelve de una manera semiempírica práctica el problema de la determinación de la resistencia de pico de diaclasas de tracción limpias, basándose en numerosos ensayos efectuados sobre diaclasas artificiales de tipo rugoso ondulado.

Como en la realidad, según hemos indicado, las rugosidades de una diaclasa pueden ser muy diferentes y, por tanto, existirán muchos valores de, i (fig. 2.37b), la expresión anterior se convierte en:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\phi_b + d_n + s_n)$$

siendo, d_n , el ángulo de dilatancia de pico, o sea dv/dh de la curva de dilatancia en el punto correspondiente, y s_n la resistencia al corte de las rugosidades que se cizallan.

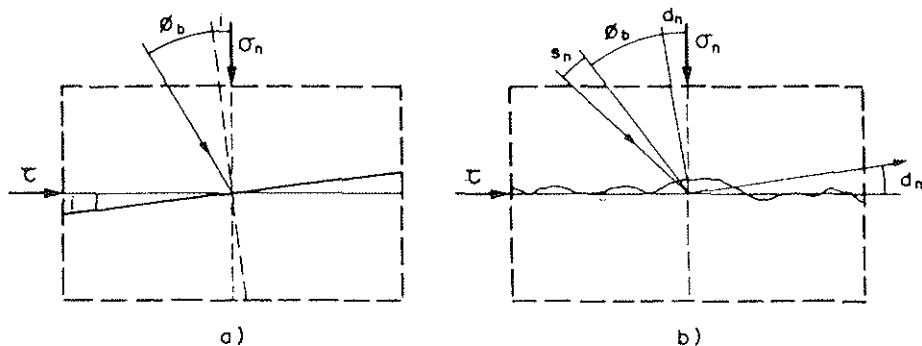


Figura 2.37. — a) Discontinuidad con un solo valor de i ; b) Discontinuidad con muchos valores de i .

Los resultados de los ensayos efectuados los representa el autor en la figura 2.38. De cada uno de los dos gráficos se sacan las expresiones medias:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg}(2d_n + 30^\circ)$$

$$d_n = 10 \log_{10} (\sigma_c / \sigma_n)$$

siendo, σ_c la resistencia a compresión simple del material de las paredes de la junta y, σ_n , la tensión normal que actúa sobre la misma.

Eliminando el valor del ángulo de dilatancia, d_n , resulta la expresión:

$$\sigma = \sigma_n \operatorname{tg} [20 \log_{10} (\sigma_c / \sigma_n) + 30^\circ]$$

La obtención de esta fórmula, como hemos visto, es empírica y basada en diaclasas rugosas onduladas. Barton la generaliza para diaclasas con rugosidades de cualquier tipo, quedando la expresión:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left[(\operatorname{JRC}) \cdot \log_{10} \left(\frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_n'} \right) + \phi_b \right] \quad (2.1)$$

Pasemos a comentar algunos de los parámetros que en la misma aparecen.

ϕ_b , es el denominado ángulo de rozamiento básico, que es el residual correspondiente a una muestra de la roca formando una junta plana, aserrada o bien tratada con el chorro de arena. Se ha comprobado que para la mayoría de las rocas ϕ_b varía entre 25 y 35°, pudiendo tomarse como valor medio 30°. Algunos materiales pueden salirse de éstos márgenes, como sucede, por ejemplo, con las rocas ricas en mica, para las que se recomiendan valores de 22 a 25°.

JRC (Joint Roughness Coefficient) es un coeficiente empírico introducido para definir la rugosidad y que, según hemos visto, vale 20 para juntas rugosas onduladas. Atribuye los valores 10 y 5 a juntas de superficie suave ondulada y a juntas de superficie suave, casi planas, respectivamente. Advierte, sin embargo, que sólo el valor 20 ha sido realmente experimentado y los otros deberán ajustarse según se vayan obteniendo más datos.

JCS (Joint Compressive Strength) es la resistencia a la compresión simple de las paredes de la junta. Si se trata de un material no meteorizado o uniformemente meteorizado, este valor será el mismo del cuerpo de la roca. En caso de que la meteorización haya actuado en las juntas solamente, Barton indica que se puede llegar hasta 1/4 del valor de la resistencia a compresión simple del material sano; sugiere que, de acuerdo con los datos disponibles, que desde luego no son muchos, este coeficiente de reducción puede representar una aproximación para obtener un límite inferior a la resistencia al esfuerzo cortante. La resistencia a compresión simple se puede obtener tallando probetas o con el ensayo de compresión con punta («point load test») que, como se ve en la figura 2.39, consiste en provocar la rotura de un testigo con las caras sin refrentar, lo que simplifica mucho el proceso y permite su ejecución en el campo (D'Andrea et al., 1965).

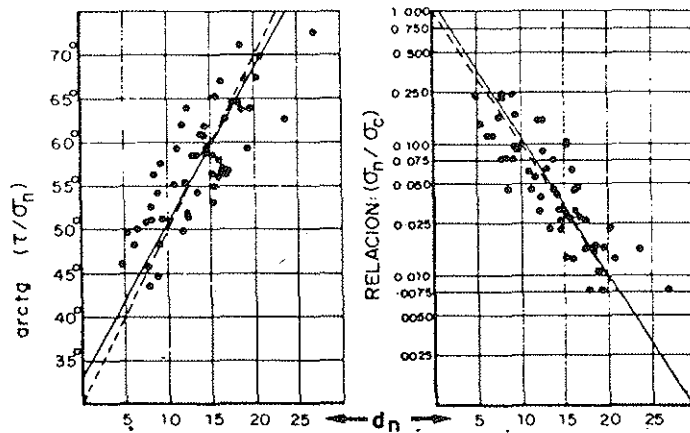


Figura 2.38. — Relaciones obtenidas por Barton (1974) para diaclasas rugosas onduladas.

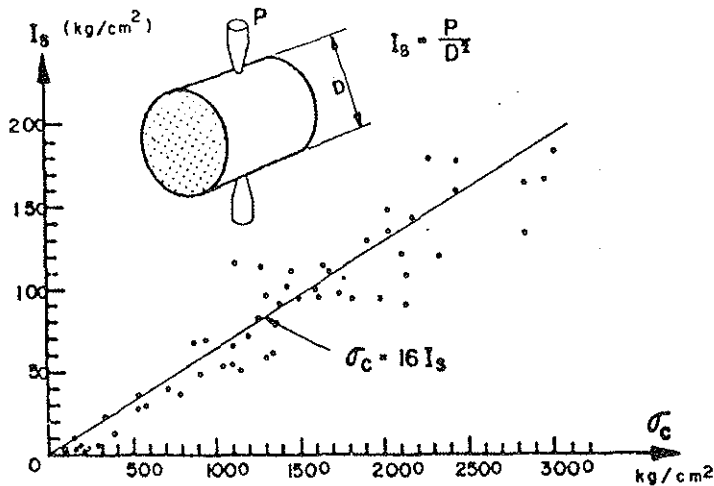


Figura 2.39. — Esquema del ensayo de carga con punta («point load test») y su relación con la resistencia a compresión simple σ_c (Hoek y Londe, 1974).

Para los tres valores de la rugosidad a que nos hemos referido, obtiene los gráficos que se ven en la figura 2.40, suponiendo para σ_b un valor de 30° . En el correspondiente a juntas rugosas onduladas, se ha incluido una corrección para tensiones bajas ($\sigma_c/\sigma'_n \geq 100$) que consiste en sustituir las curvas por una recta con $\tau/\sigma'_n = \text{tg } 70^\circ$.

Como se ve, con estos gráficos o recurriendo directamente a la expresión general, es muy fácil obtener la relación, tensiones normales/tensiones tangenciales, conociendo solamente las características de rugosidad de la junta y la resistencia a compresión simple del material.

Según parece, se pueden obtener así resultados bastante satisfactorios, como primera aproximación. Pero si además, se dispone de algún ensayo de corte directo, aunque sea un solo punto, puede despejarse de la fórmula anterior del valor de JRC y obtener la curva completa. Este punto, sin embargo, no debe corresponder a la zona de tensiones bajas antes definida para juntas rugosas onduladas.

La expresión puede servir también para extrapolar los resultados de ensayos de corte efectuados con varios puntos hasta valores de tensiones normales no alcanzados.

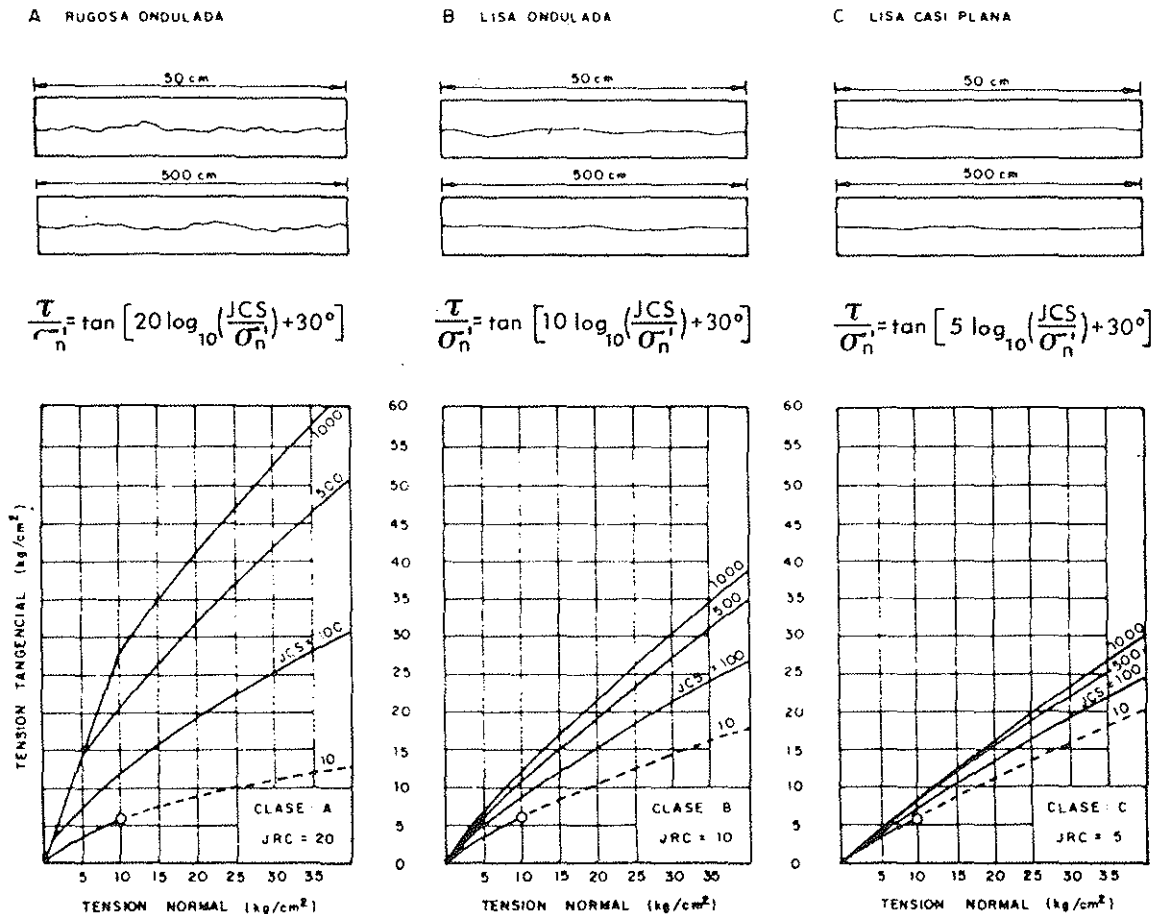


Figura 2.40.—Gráficos de Barton (1974) para la obtención de la resistencia a esfuerzo cortante de pico de diaclasas limpias según el tipo de rugosidades y ondulaciones.

Se trata, por tanto, de un método que, usado como elemento auxiliar, puede resultar de suma utilidad en muchas ocasiones. El inconveniente principal para su aplicación a taludes de carreteras es que, son precisamente las zonas de las curvas correspondientes a tensiones relativamente bajas las que quedan peor definidas.

b) Resistencia residual. La resistencia residual se expresa con frecuencia a través del valor de la relación.

$$\frac{\text{Resistencia de pico}}{\text{Resistencia residual}}$$

Barton, en la citada publicación, determina el valor teórico de esta relación por medio de la expresión que se ha expuesto en párrafos anteriores para la obtención de la resistencia de pico, suponiendo en todos los casos para su deducción que el ángulo de resistencia residual $\phi_r (= \phi_b) = 30^\circ$. Los resultados están representados en la figura 2.41. Las tres líneas de trazos dibujadas para la clase A (juntas rugosas onduladas) se han derivado de la corrección anteriormente mencionada para tensiones bajas, pero no sólo para el valor $\sigma_c/\phi'_n = 100$, sino también para los valores de 50 y 200. El autor indica que, en el futuro, cuando disponga de más datos, las tres curvas para las diaclasas de tipo B y C puede ser preciso ajustarlas.

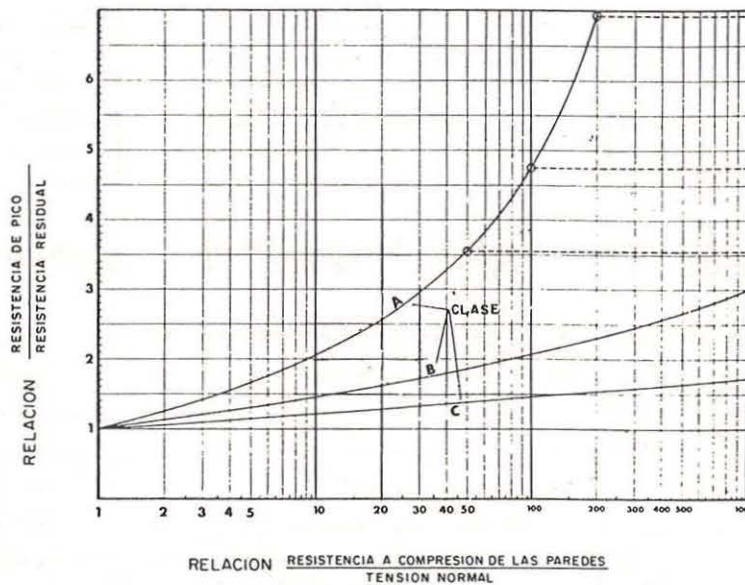


Figura 2.41.—Relación resistencia de pico/residual, para las tres clases de rugosidad de juntas definida en la figura 2.40.

En la tabla 2.3 se reproducen los valores de $\phi_b = \phi_r$ para diversos materiales, tomados de la misma fuente.

c) Efectos adicionales en el campo. No hay que olvidar que en el campo concurren una serie de circunstancias que deben tenerse en cuenta al adoptar los valores que se obtienen en el laboratorio o que deben simularse de alguna manera al efectuar dichos ensayos. A continuación vamos a hacer una breve descripción de las mismas, siguiendo a Barton (1974a).

TABLA 2.3

Angulo de rozamiento básico (ϕ_b) o residual (ϕ_r) para varias rocas, obtenido de superficies aserradas, tratadas al chorro de arena y resjduales (Barton, 1974a)

Roca	Humedad	σ_n (kg/cm ²)	$\phi_b^o = \phi_r^o$	Referencia*
Anfibolita	seca	1-42	32	a
Basalto	seco	1-85	35-38	b
	húmedo	1-79	31-36	b
Conglomerado	seco	3-34	35	c
Creta	húmeda	0-4	30	d
Dolomía	seca	1-72	31-37	b
	húmeda	1-72	27-35	b
Gneis (esquistoso)	seco	1-81	26-29	b
	húmedo	1-79	23-26	b
Granito (grano fino)	seco	1-75	31-35	b
	húmedo	1-74	29-31	b
Granito (grano grueso)	seco	1-73	31-35	b
	húmedo	1-75	31-33	b
Caliza	seca	0-5	33-39	e
	húmeda	0-5	33-36	e
	seca	1-71	37-40	b
	húmeda	1-71	35-38	b
	seca	1-83	37-39	b
	húmeda	1-83	35	b
Pórfido	seco	0-10	31	f
	seco	41-133	31	f
Arenisca	seca	0-5	26-35	e
	húmeda	0-5	25-33	e
	húmeda	0-3	29	g
	seca	3-30	31-33	c
	seca	1-70	32-34	b
	húmeda	1-73	31-34	b
Pizarra arcillosa	húmeda	0-3	27	g
Limolita	húmeda	0-3	31	g
	seca	1-75	31-33	b
	húmeda	1-72	27-31	b
Pizarra	seca	0-11	25-30	f

* a, Wallace et al, 1970; b, Coulson, 1972; c, Krsmanivić, 1967; d, Hutchinson, 1972; e, Patton, 1966b; f, Barton, 1971; g, Ripley y Lee, 1962.

Una de ellas es el *efecto de preconsolidación*. Las juntas rugosas, especialmente las originadas por tracciones en la roca, no suelen estar completamente cerradas. Por otra parte, al tomar las muestras y prepararlas para el ensayo, es relativamente fácil que se abran aún más. Pues bien, se ha podido comprobar que la resistencia al corte de estas juntas aumenta considerablemente si se preconsolidan con una carga equivalente a la que tenían in situ. El problema es conocer cuál fue dicha carga. A estos efectos, se puede dividir en dos fracciones. Una es la geológica, que puede ser difícil de determinar. Pero, en cambio, la preconsolidación que queda en la diáclasa por el hecho de haberse procedido a una excavación, por ejemplo, de un talud, sí puede fácilmente calcularse. Pues bien, el ensayo de laboratorio debe efectuarse reproduciendo en lo posible el historial de carga del terreno.

Otro factor a tener en cuenta es *el tiempo hasta rotura*, que es muy diferente entre los ensayos que se efectúan en laboratorio y lo que sucede en el campo. Aunque se dispone de pocos datos sobre el particular, parece ser que es fácil que la resistencia a compresión simple a largo plazo pueda llegar a ser sólo el 50% de la obtenida mediante ensayos de laboratorio efectuados a velocidad normal. Estas reducciones de resistencia a compresión simple repercutirán evidentemente, aunque en menor proporción, en la rotura por esfuerzo cortante, según se deduce en principio de los conceptos expuestos en a).

Otro aspecto interesante es el posible *efecto de escala* en la resistencia al esfuerzo cortante de las juntas. Las resistencias a compresión simple y a tracción de la roca dependen de las dimensiones de las probetas. Como consecuencia, el ensayo de laboratorio en sí, ya se verá afectado por este hecho, puesto que las rugosidades más grandes, que se cortan cuanto mayores son los esfuerzos normales, tendrán una resistencia unitaria inferior a las que se cortan a tensiones normales reducidas. Este es probablemente también un factor que contribuye a que la envolvente de rotura para juntas rugosas sea curvada.

Pero lo más importante es saber si las rugosidades que se cortan en el área de contacto más amplia que realmente actúa in situ, son mayores que las cizalladas en la muestra de laboratorio, al mismo nivel de tensiones normales. Si tal es el caso, las predicciones de laboratorio, que están basadas en muestras pequeñas, conducirán a valores demasiado optimistas de la resistencia al corte. Esta conclusión, similar a la que se llega para ciertos tipos de suelos, estimamos, sin embargo, que debe ser cuidadosamente examinada en cada caso particular, pues a nuestro juicio pudiera haber otros factores que la modifiquen.

Por último, hay otra cuestión a tener en cuenta para la interpretación de los ensayos de laboratorio, que es *el efecto debido a la inundación de la muestra*. El coeficiente de rozamiento de juntas pulidas al humedecerlas, puede aumentar, disminuir o no ser afectado, según la naturaleza de los materiales. Sin embargo, en juntas rugosas lo normal será que la resistencia al esfuerzo cortante disminuya, oscilando entre el 5 y el 30% o excepcionalmente más para la de pico, según los escasos datos disponibles. Para la resistencia residual las reducciones son menos marcadas.

La causa de la reducción en juntas rugosas puede atribuirse a la disminución de la resistencia a la compresión simple al saturar la muestra. Puede intentarse valorar el efecto de manera teórica a través de la expresión (2.1). A estos efectos, Barton, a título de ejemplo, indica que, si se supone que existe una reducción de un 25% de la resistencia a compresión simple y que, como consecuencia, también el JCS disminuye en la misma proporción, una roca con un JCS de 400 kg/cm² en su

estado seco natural, pasará a 300 kg/cm^2 cuando se sature. Esto equivale, según la expresión (2.1) a una reducción del 8 al 9% en la resistencia al corte de pico en una diaclasa rugosa ondulada. En una roca más dura se alcanzarían valores de más del 12%. En cambio, para discontinuidades más lisas el efecto irá disminuyendo. Parece por tanto que la expresión (2.1) es al menos básicamente correcta si se introducen los valores apropiados de JCS y ϕ_b saturados.

2.2.5.3.3. *Discontinuidades con relleno*

Frecuentemente, las discontinuidades contienen rellenos de diversa naturaleza. Unas veces son producto de los mismos desplazamientos sufridos, que han dado origen a zonas trituradas que conservan incluso las características originales. Otras son estos mismos productos transformados por meteorización en arcillas. A veces es el material de las paredes que se ha meteorizado o sufrido transformaciones hidrotérmicas, dando lugar a productos plásticos o incluso bentonitas. También es frecuente el caso de juntas que se han rellenado con materiales más superficiales arcillosos o de cualquier otra naturaleza, arrastrados por las aguas que han circulado.

Los materiales de relleno pueden encontrarse normalmente consolidados o sobreconsolidados, como cuando se trata de suelos en general. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que las cargas de sobreconsolidación pueden ser en este caso enormes, ya que pueden haber sido provocadas por movimientos tectónicos.

Esta circunstancia tiene mucha importancia para el comportamiento del macizo rocoso. Supongamos, en efecto, una diaclasa como la de la figura 2.42, que no ha sufrido desplazamientos anteriores, rellena de una arcilla fuertemente preconsolidada. Al excavar el desmonte, como se produce una descarga, la arcilla tiende a aumentar de volumen, pero no lo hace por impedírselo el agua intersticial, que tomará una presión negativa; el relleno puede estar resistiendo con su valor de pico. Con el tiempo, esta presión negativa se irá disipando y la arcilla reblandeciéndose. Este proceso puede durar muchos años, al cabo de los cuales se producirá un corrimiento. Las condiciones pésimas de estabilidad serán, por tanto, a largo plazo. Si la junta hubiera sufrido desplazamientos anteriores, la resistencia a esfuerzo cortante que actuará desde el principio será la residual, de forma análoga a lo que sucede en el caso de suelos (apartado 3.4.2.).

En arcillas normalmente consolidadas las tensiones cortantes originan presiones intersticiales positivas; pero como, al mismo tiempo, la apertura del talud supone una descarga, las resultantes pueden ser negativas y es por tanto posible, que sea también la estabilidad a largo plazo la situación más desfavorable. Sin embargo, como la diferencia entre la resistencia de pico y la residual es, en este caso, mucho más pequeña, también será mucho menos drástica la reducción del coeficiente de seguridad del talud con el tiempo.

Con esta exposición inicial hemos tratado de poner de relieve, cómo las características e historial de la arcilla presente en la junta son factores esenciales para el comportamiento de las discontinuidades. El probable comportamiento en cada caso particular debe deducirse del que puede esperarse de un suelo en condiciones análogas.

Hasta aquí hemos supuesto, que es el relleno el que determina las características resistentes de la junta y esto será cierto cuando su espesor sea suficientemente grande con relación a la profundi-

dad de las irregularidades de las paredes. Sin embargo, al ir disminuyendo dicho espesor, las asperezas irán influyendo de manera progresiva. Al principio originando concentraciones de tensiones en el relleno en las proximidades de las mismas. Por último, cuando lleguen a ponerse en contacto, actuando de manera análoga el caso expuesto de juntas limpias.

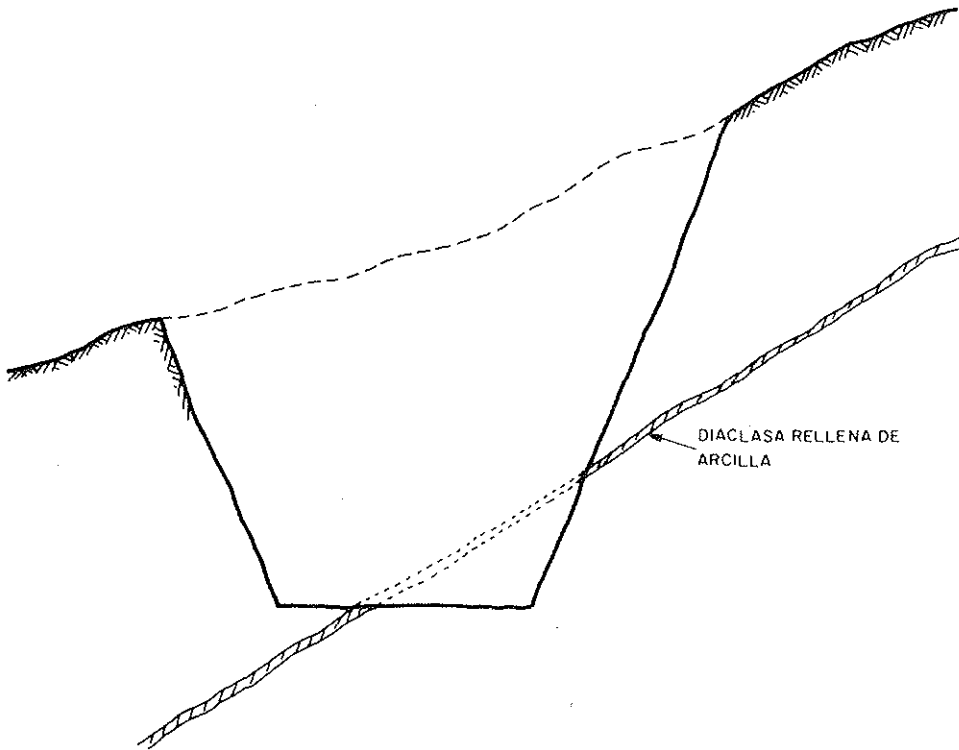


Figura 2.42. — Reblandecimiento de una diaclasa rellena de arcilla preconsolidada por descarga y deformación cortante.

En los últimos años se están efectuando diversos estudios sobre este problema (Goodman, 1970; Tulínov y Molokov, 1971; Goodman et al., 1972), y uno de los más recientes (Ladanyi y Archambault, 1977) es de fácil accesibilidad en castellano, por lo que nos limitaremos a hacer una breve referencia al tema. Los autores han efectuado una extensa serie de ensayos con juntas dentadas artificiales, rellenas de diversos tipos de suelos y con espesores variables. Han podido observar que, de acuerdo con experimentaciones anteriores, la influencia de las asperezas puede considerarse que desaparece cuando el espesor de relleno es un 50% superior a la profundidad de las mismas. Cuando el espesor ensayado era, en el caso de arcillas, solamente igual a la profundidad de las rugosidades, la resistencia era todavía del 10 al 50% superior a la del relleno sólo.

En la figura 2.43 se reproducen los resultados de los ensayos obtenidos para uno de los casos con relleno de arcilla. En ella se representan las líneas de resistencia de pico y residual de la matriz rocosa, así como la del relleno. Estas curvas sirven de referencia general para encuadrar los resultados de los ensayos realizados, entre los cuales se incluye también, como orientación, un punto correspondiente a una junta de las mismas características, ensayada sin relleno. Los ensayos efectuados corresponden a los porcentajes de espesor de relleno que se indican, respecto a la profundidad de las rugosidades. Como se vé, todas las curvas obtenidas para la resistencia de pico, quedan

comprendidas entre la de la junta sin relleno (representada sólo por un punto) y la del relleno. Ladaný y Archambault proponen en su trabajo un procedimiento para predecir la resistencia de este tipo de juntas, cuyos resultados se representan también en la figura para el caso considerado, y que, según se vé, concuerdan perfectamente con las medidas.

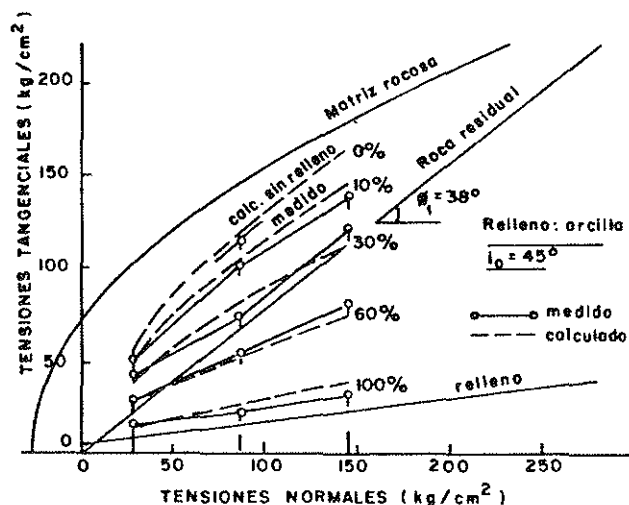


Figura 2.43. — Resistencia a esfuerzo cortante de diaclasas con relleno de arcilla y ángulo de rugosidades $i_0 = 45^\circ$.

Recientemente se han publicado los resultados de ensayos de este tipo efectuados por Lama (1978) empleando un producto artificial denominado Patternstone U con asperezas de una altura máxima (T) de 2,68 mm y un ángulo máximo de asperezas con una longitud de base de 2,29 mm de $i = 11,8^\circ$; los rellenos eran el caolín de diferentes espesores (t). Llega a la conclusión de que la resistencia disminuye muy rápidamente al aumentar el espesor de relleno, descendiendo hasta casi el 50%, para relaciones de (t/T) de alrededor de 0,07-0,25, y hasta la del material de relleno para (t/T) de 0,35 a 0,72, dependiendo de la tensión normal que actúa en la junta. A tensiones normales bajas, que es el caso más corriente para taludes de carreteras, basta un espesor muy pequeño de relleno de arcilla para reducir la resistencia de la junta a un valor considerablemente inferior. Esta influencia tan acusada de espesores pequeños de relleno se debe, probablemente, al reducido valor de i con que se han realizado los ensayos. La relación entre el espesor de la capa de caolín y la resistencia de pico es logarítmica y puede expresarse para el tipo de junta ensayada por la expresión:

$$\tau = 7,25 + 0,46 \sigma_n - 0,30 \log_n(t)\sigma_n^{0,745}$$

En las Tablas 2.4 A, B y C se dan una serie de valores de la resistencia de pico y residual de diaclasas y rellenos, recogidos por Barton (1974b).

2.2.5.3.4. Discontinuidades pulidas y con relleno

Dentro de las discontinuidades con relleno hay un caso que consideramos de especial interés por las implicaciones prácticas que acarrea, ya que sirve para explicar los muy reducidos ángulos de rozamiento interno que algunas veces se han observado.

TABLA 2.4. A

Resistencia a esfuerzo cortante de rellenos plásticos extraídos de discontinuidades, y materiales relacionados, obtenidos con ensayos triaxiales y de corte directo en laboratorio (Barton, 1974).

Roca	Descripción del relleno	c' (kg/cm ²)		φ'		σ _n ' (kg/cm ²)	Referencias
		pico	residual	pico	residual		
Granito débil	Relleno de falla de arcilla arenosa	0,50		40°		< 3	Nose (1964)
Diorita, granodiorita y pórfido	Relleno arcilloso (2% arcilla) (IP = 17%)	0		26,5°		0-7	Brawner (1971)
Pizarra arcillosa	Superficies de estratificación.		0		19°-25°	0-5	Leussink y Müller Kirchenbauer (1967)
«Paint rock» blanda, cuarzo masivo de grano fino, caolín, pirolusita	Saturado y remoldeado hasta las relaciones de huecos in situ: (ensayo triaxial) e = 0,56 e = 0,49	0,42 0,91		36° 38°			Coates McRorie y Stubbins (1963)
Pizarras: finamente laminadas y alteradas	Saturadas y remoldeadas e = 1,06 (Ensayo triaxial)	0,5		33°			
Pizarra arcillosa	(Ensayo triaxial)	0,6		32°		< 3,5	Sinclair y Brooker (1967)
Pizarra bentonítica	(Ensayo triaxial)	0		29°		< 3,5	
Pizarra bentonítica	(Ensayo triaxial)	2,7		8,5°		10-35	
Bentonita	(Ensayo triaxial)	0,6		13°		< 3,5	
Bentonita	(Ensayo triaxial)	1,0		9°		10-35	
Pizarra bentonítica	(Ensayo corte directo)		0,3		8,5°	0-25	
Arcillas (sobreconsolidadas)	Superficies deslizantes, fisuras o minifallas	0-0,18	0-0,03	12°-18,5°	10,5°-16°	0-5	Skempton y Petley (1968)
Arcilla montmorillonítica		3,6	0,8	14°	11°	2-12	Eurenius (1972)

TABLA 2.4 B

Resistencia a esfuerzo cortante de discontinuidades con relleno obtenida mediante ensayos de corte directo. Los resultados situados sobre la línea de separación se determinaron en laboratorio. Los restantes por medio de ensayos in situ (Barton, 1974).

Roca	Descripción del relleno	c' (kg/cm ²)		φ'		σ _n ' (kg/cm ²)	Referencias
		pico	residual	pico	residual		
Rocas tipo carbón	Vetas de arcilla y milonita (1,0 a 2,5 cm de espesor)	0,13	0	16°	11°	0-7	Stimpson y Walton (1970)
		0,11	0	16°	11,5°		
Granulita lamproesquistó	Juntas rellenas de arcilla Arcilla en el dique	0	0	25°	22°	?	Henkel et al (1964)
		0		25°			
Creta	Bentonita: vetas de 8 cm (principalmente montmorillonita)	0,16		7,5°		?	Underwood (1964)
		0,22		11,5°			
Grawaca	1-2 mm de arcilla en plano de sedimentación		0		21°	0-25	Drozd (1967)
Caliza	Juntas margosas, 2 cm de espesor, 7% de agua in situ	0	0	25°	15°-24°	10-30	Bernaix (1969)
Lignito	Capa entre lignito y arcilla subyacente	0,14		17,5°		0-1,5	Schultze (1957)
		0,3 (lab.)		15° (lab.)			
Granito (?)	Fallas rellenas de (30% arcilla 5μ) arcilla. (40% arcilla 5μ) (40% arcilla 5μ)	1,0		45		1-10	Rocha (1964)
		1,0		27		1-10	
		0		24		1-10	
Caliza	Capa arcilla 6 cm		0		13°	8-25	Krsmanovic Tufo y Langof (1966)
Calizas, liqnitos y margas	Capas lignito intercaladas Contacto marga/lignito	0,8		38°		0-20	Salas y Uriel (1964)
		1,0		10°		?	
Caliza	Rellenos arcilla muy delgados (< 1 mm)	0,5-2,0		21°-17°		1-25	Krsmanovic y Popovic (1966)
	Rellenos arcilla delgados (1-2 cm)	1,0		13°-14°		1-25	

TABLA 2.4 C

Resistencia a esfuerzo cortante de discontinuidades con relleno, obtenida mediante ensayos de corte directo in situ (Barton, 1974).

Roca	Descripción del relleno	c' (kg/cm ²)		φ'		σ _n (kg/cm ²)	Referencias
		pico	residual	pico	residual		
Basalto	Breccia basáltica arcillosa: amplia variación en el contenido, desde arcilla a basalto	2,42		42°		0,25	Ruiz, Camargo, Midea y Nieble (1970)
Basalto	Contacto entre basalto compacto y breccia rellena de arcilla	(τ/σ)		(4,5/1,7)		1,7	Midea y Nieble (1970)
Creta	Veta de Bentonita	0,15		7,5°		?	Link (1969)
Bentonita	Capas finas	0,9		12°		3	
	Capas finas	1,2		17°		3	
Granito	Zona de corte tectónico: granitos esquistosos y rotos, roca desintegrada y relleno arcilloso	2,6		45°		4-7	Evdokimov y Sapegin (1970)
Cuarcita esquistosa	Planos de estratificación con:						
	1) Película delgada de arcilla	7,4		41°		3-9	Serafim y
	2) Película delgada de arcilla	6,1		41°		5-11	Guerreiro (1970)
	3) Roca completamente separada por arcilla	3,8		31°		2-4	
Esquistos, cuarcitas y esquistos silíceos	Relleno de arcilla de 10-15 cm espesor (de roca alterada y arcilla)	0,8		32°		3-8	idem
	Relleno de arcilla de 10-25 cm espesor (de roca alterada y arcilla)	0,3		32°		3-12	
Dolomía	Lecho de pizarra alterada de aproximadamente 15 cm de espesor	0,41	0,22	14,5°	17°	0-7	Pigot y Mackenzie (1964)

En algunas publicaciones se afirma que la resistencia al esfuerzo cortante del contacto entre un suelo y una roca, puede ser inferior a la del mismo suelo. Estudiando con detalle el trabajo presentado por el brasileño Kanjii (1974), siguiendo las ideas sugeridas por Patton, al Congreso de Mecánica de Rocas de Denver, se puede apreciar una vez más, lo peligrosas que son las afirmaciones hechas a base de frases demasiado cortas. En este caso, se puede precisar la realidad diciendo: La resistencia al corte de los contactos suelo-roca puede ser inferior a la del mismo suelo, *a igualdad de deformación*.

Kanjii ha efectuado una serie de ensayos de corte directo con distintas rocas puestas en contacto con suelos de diferentes características. La textura superficial del contacto plano de la roca ha sido, bien la obtenida directamente por el corte de la sierra o bien la que resulta de pulirla cuidadosamente.

Pues bien, de manera general ha observado que, en ambos casos, pero muy especialmente cuando la superficie está pulida, la resistencia al corte del contacto es inferior a la del suelo para deformaciones iguales. Pero, si se comparan los resultados obtenidos para el contacto, con la resistencia al corte del suelo para deformaciones muy grandes, entonces, los resultados son idénticos. Ensayos de este tipo en suelos, con aparatos de corte circular, han sido publicados en los últimos años y es especialmente de destacar el presentado por Bishop et al (1971).

Parece que lo que sucede es que la superficie de la roca, especialmente si es pulida, orienta las partículas con deformaciones relativamente pequeñas, conduciendo a resultados iguales a los que se obtienen en un suelo con deformaciones muy grandes.

Pero hay que insistir en que, para que se produzca la identidad, el ensayo en el suelo ha de ser con deformaciones muy grandes, pues haciendo ensayos de tipo convencional con el aparato de corte directo para obtener resistencias residuales, la orientación conseguida para las partículas puede ser aún insuficiente.

Las conclusiones que saca Kanjii de sus ensayos, para deformaciones iguales, son las siguientes:

a) *La resistencia de pico* de los contactos suelo-roca pulida es inferior a la del suelo respectivo sólo; la relación de ambos valores es generalmente 0,9, pero en el caso de basalto y su suelo residual, puede ser tan baja como 0,6. Para contactos suelo-roca serrados, la reducción es menos pronunciada y algunas veces su resistencia al corte iguala a la del suelo.

b) La resistencia al esfuerzo cortante *residual* de los contactos, sin embargo, es muy inferior a la correspondiente al suelo sólo, para la misma deformación. Para contactos suelo-roca aserrada, la relación varía entre 0,55 y 0,65. Para contactos con superficie pulida es generalmente alrededor de 0,5. El valor más bajo de la relación se obtuvo para muestras tipo sandwich, es decir, roca-suelo-roca, en que descendió hasta 0,43.

Las consecuencias que puede tener el llegar con facilidad en juntas de este tipo a la resistencia residual son sencillas de imaginar, si se tiene en cuenta que, en arcillas de alta plasticidad con una proporción elevada de la fracción arcilla, el valor de ϕ , puede llegar a estar entre 5° y 12° (Terzaghi y Peck, 1967), si bien en arcillas de baja plasticidad puede llegar a alcanzar los 30°.

2.3. Construcción

2.3.1. Consideraciones generales

La construcción de taludes en roca consta de una parte fundamental, que es la excavación, y una serie de trabajos complementarios, que son su saneamiento, consolidación, drenaje y protección superficial en su caso.

El saneamiento consistirá en la eliminación de los trozos de roca que puedan haber quedado descolgados o en posiciones inestables, de tal forma que constituyan un peligro durante la explotación.

En muchos casos, en lugar de sanear los elementos de estabilidad dudosa, puede ser preferible fijarlos mediante bulones o anclajes, lo que constituye una práctica corriente en el caso de cuñas con tendencia al deslizamiento. Esta operación debe, en lo posible, ir ejecutándose según va descendiendo la excavación, por dos razones: en primer lugar porque es técnicamente preferible sujetar los bloques antes de que empiecen a moverse, pues de lo contrario sólo podrá contarse en las discontinuidades con la resistencia al esfuerzo cortante residual, que es inferior a la de pico; en segundo lugar, porque las operaciones de perforación y colocación de estos elementos es así más sencilla y económica. Hay veces, sin embargo, en que los estudios de proyecto hacen prever un talud estable, que después se comprueba es preciso estabilizar en algunos puntos; entonces no queda más remedio que actuar a posteriori con las dificultades y encarecimiento consiguiente. Como contrapartida, el número de enclajes puede ser inferior, ya que sólo habrá que consolidar aquellos elementos que realmente muestran tendencia a la inestabilidad.

Respecto al drenaje, si se lleva a cabo con drenes horizontales, como es corriente, cabe hacer las mismas observaciones que se acaban de señalar al comentar las ventajas e inconvenientes de actuar según se va excavando o al terminar el desmonte.

La excavación y correspondiente refino o terminación de los taludes se ejecutará según sean las características de la roca. Si se trata de materiales no muy duros y fracturados se recurrirá al ripado. Cuando sean rocas duras o masivas habrá que emplear voladuras. En los apartados siguientes se hará referencia específicamente de estos dos temas.

2.3.2. Ripado

El ripado consiste en arrancar el terreno mediante un ripper provisto de uno o más dientes, arrastrado por un tractor potente de más de 200 caballos. Hoy día existen tractores de más de 500 caballos; incluso puede recurrirse a la utilización de dos tractores en tándem si el rendimiento fuera inferior a 100-150 m³/h pues, si bien el coste horario prácticamente se dobla, la producción se triplica o incluso cuadruplica (Panet, 1973).

La eficacia del ripado depende de la naturaleza de la roca en sí y de la distribución de sus discontinuidades. Se pueden distinguir a estos efectos:

- Las rocas de tipo plástico, como las margas arcillosas blandas, en las cuales el ripper hace un surco sin dislocar un volumen importante de material. La acción de este tipo de maquinaria

resulta poco eficaz, siendo preciso efectuar pasadas entrecruzadas, con lo cual se dificultan las operaciones de carga.

- Rocas friables o descompuestas, como las areniscas mal cementadas y calizas flojas, que se desagregan fácilmente bajo la acción del ripper. La anchura afectada dependerá de las características particulares del material.
- Rocas diaclasadas, en las que la eficacia del ripper dependerá de la distancia, distribución y características de las mismas.
- Rocas en bancos con estratificación horizontal, en las que el diente levanta las losas, desgañándolas de su posición original.
- Rocas con estratificación inclinada. El diente debe atacar en la dirección en que baja la máxima pendiente, para evitar que tienda a salirse según va avanzando.

Para valorar la eficacia del ripado deben también tenerse en cuenta las dimensiones de los elementos arrancados, para su posterior utilización en la formación de pedraplenes.

Para poder juzgar a priori la ripabilidad de un terreno, el procedimiento más extendido consiste en determinar su velocidad sísmica. Conociendo dicha velocidad se pueden deducir, según los diferentes tipos de rocas, las posibilidades de ripado. Para ello existen gráficos puestos a punto por las casas constructoras de maquinaria y otras entidades. En la Tabla 2.5 se reproduce a título de ejemplo el preparado por la casa Caterpillar para un determinado tipo de tractor.

En Francia, en los laboratorios regionales de Ponts et Chaussées han efectuado una serie de estudios de campo para adaptar estos valores a los materiales y condiciones en su país; los resultados obtenidos para diferentes tipos de rocas (Darcy, 1970) son también muy interesantes y detallados.

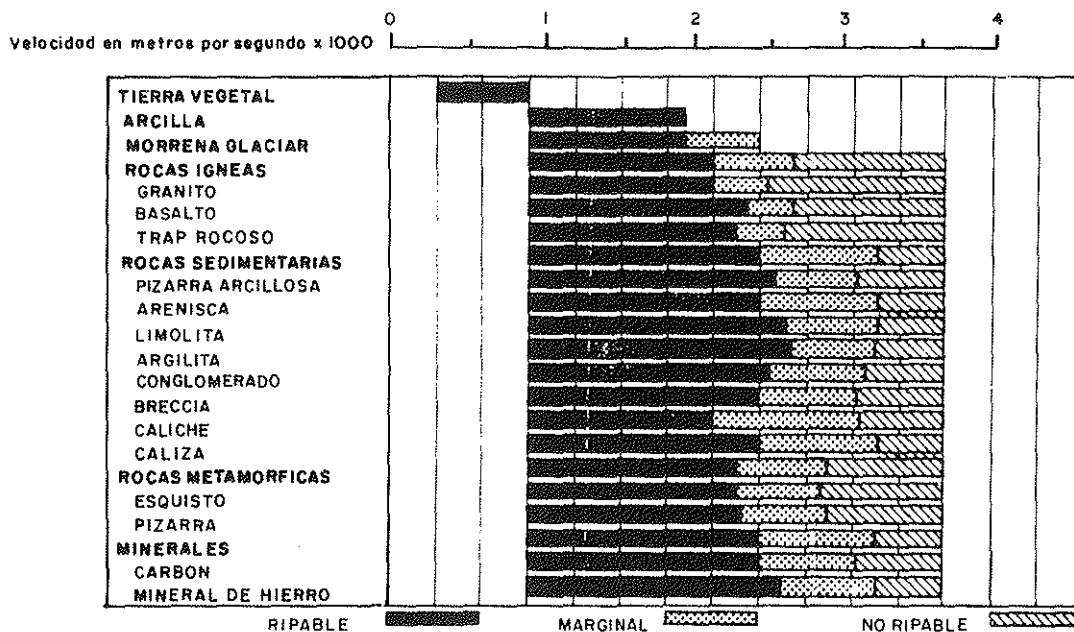
Todos estos datos son de gran utilidad, pero debe tenerse en cuenta, que la definición del grado de ripabilidad solamente por la velocidad de las ondas longitudinales obtenidas por sísmica de refracción puede ser incompleta, ya que corresponde al conjunto de las características del macizo, sin diferenciar las diversas causas que han contribuido a la misma. Así, por ejemplo, una velocidad reducida puede ser debida a un material meteorizado o a la presencia de discontinuidades en la roca, lo que puede conducir a características muy diferentes en cuanto a su ripabilidad. Por otra parte, una capa de material con velocidad inferior a la de las situadas encima de ella, no puede detectarse por sísmica de refracción.

Otro aspecto a considerar, es que los gráficos confeccionados en el extranjero, como se fundan en unos criterios de ripabilidad basados en los rendimientos económicos, que están determinados partiendo de los costes de operación y amortización de maquinaria, no tienen porqué resultar directamente aplicables en España.

Por todos los motivos expuestos, debe de completarse el reconocimiento sísmico mediante una serie de observaciones adicionales. En primer lugar el reconocimiento geológico específico de la zona, apoyado en el examen detenido de afloramientos, frentes de canteras existentes o pozos de reconocimiento. En estos lugares puede ser muy instructivo efectuar medidas sísmicas que sirvan a modo de calibrado para el resto de la obra.

TABLA 2.5

Posibilidad de ripado de diversas rocas, deducida de las velocidades de las ondas sísmicas, para un tractor D 9 H. (Caterpillar Performance Handbook, Edición 8, oct. 1977. Cortesía de Finanzauto, S. A.)



Observaciones resumidas por el autor del manual citado en el título:

- 1) Este tipo de gráfico debe considerarse, en el mejor de los casos, solamente como un indicador de la ripabilidad.
- 2) La posibilidad de penetración de los dientes es con frecuencia la clave del éxito del ripado, independientemente de la velocidad sísmica. Si las fracturas y diferentes discontinuidades no permiten la penetración, el material puede no ser eficazmente ripable.
- 3) El tratamiento previo con explosivos puede provocar una fracturación suficiente para la penetración de los dientes en algunos tipos de rocas; pero hay que estudiar cuidadosamente la economía del proceso en las areniscas, calizas y granitos de buena calidad.
- 4) El ripado es más un arte que una ciencia y dependerá mucho de la habilidad y experiencia del operador.
- 5) Existen tablas similares para los distintos modelos de tractores, incluso el nuevo D 10 de 700 HP.

Los sondeos con extracción de testigo también son muy útiles para examinar los diversos elementos que definen el macizo y apoyarse en datos tales como, el porcentaje recuperado y RQD, que definen el grado de fracturación del macizo. Sin embargo, como son caros, puede ser conveniente complementarlos con un número más elevado de perforaciones sin extracción de testigo para la obtención de diagrfías (perfiles de radiactividad natural de las distintas capas atravesadas, obtenidos haciendo descender un detector especial); por este sistema se puede definir muy bien la secuencia y espesor de los estratos en algunos tipos de formaciones, por ejemplo, las alternancias de margas y calizas.

Por último, puede completarse el estudio mediante la ejecución de una o varias excavaciones de prueba, en las que se efectúen todas o parte de las medidas citadas. Sus dimensiones deberán ser, sin embargo, grandes, para que los tractores puedan evolucionar debidamente.

En términos generales puede afirmarse (Darcy, 1970), que, si se dispone de tractores potentes (alrededor de 400 CV), una roca será ripable en buenas condiciones si está cruzada al menos por tres familias de discontinuidades separadas como máximo de 50 a 70 cm o excepcionalmente 1,0 metro. Si se trata de una roca estratificada formada por bancos continuos horizontales, el ripado se efectuará normalmente si su espesor no es superior a 30 cm en rocas duras y 50 cm en rocas semi-duras.

La distribución de zonas duras no ripables en el conjunto a excavar puede influir de manera importante en las operaciones a efectuar, pudiendo llegar a exigir un tratamiento previo generalizado con explosivos, si por su proximidad y frecuencia dificultaran el normal funcionamiento de la maquinaria de ripado.

Desde el punto de vista económico es interesante saber, no solamente si el material es ripable, no ripable o marginal, sino también cómo va a ser de difícil el ripado, pues las diferencias de coste pueden ser muy considerables según la facilidad con que pueda efectuarse la operación. Para ello es preciso disponer de gráficos del tipo presentado en la figura 2.44 (Church, 1970) para ripar pesados, convenientemente adaptados a los costes en España.

La terminación de los taludes excavados por ripado debe de ser rugosa y no lisa, como a veces se impone, aunque debe ser uniforme, sin variaciones bruscas. El motivo es tratar de disminuir los daños producidos por la erosión, disminuyendo la velocidad del agua, y fomentar el rápido creci-

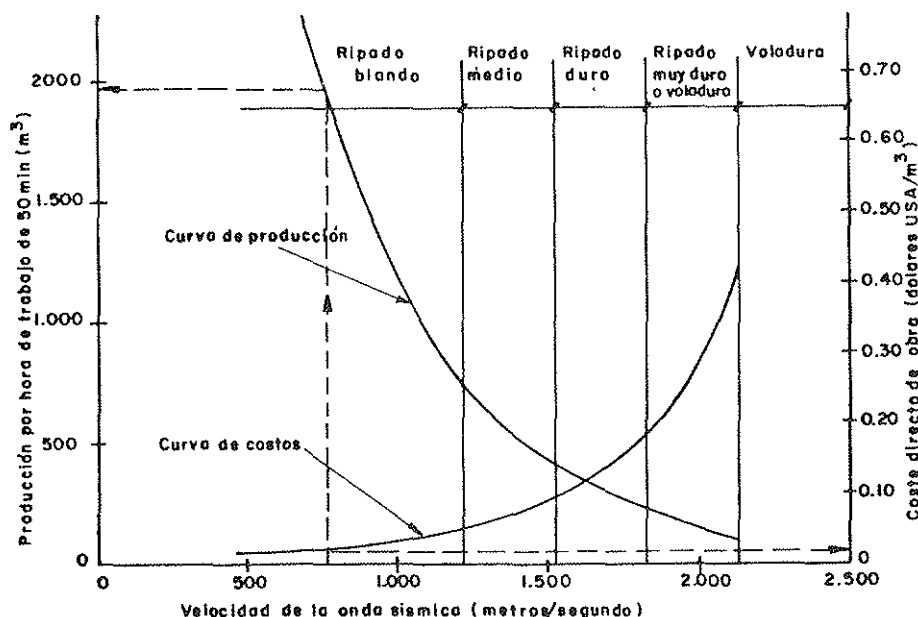


Figura 2.44. — Producción horaria estimada y coste directo de obra para ripado de rocas de dureza variable con tractores pesados de 380 a 460 H.P. y 45 a 50 T de peso (Church, 1970).

miento de la vegetación. Puede ser incluso recomendable, en taludes comprendidos entre 0,75 (H) : 1 (V) y 2 (H) : 1 (V), dejar su superficie formada por pequeñas bermas o escalones (FHWA, FP-74, 1974).

2.3.3. Excavación por voladura

2.3.3.1. Consideraciones generales

Desde el punto de vista del Director de la obra hay varios aspectos que han de tenerse en cuenta en las voladuras:

- a) Las cargas no deberán dañar a los materiales que quedarán formando el talud, por abrir sus discontinuidades o fisurar la matriz de la roca. Al mismo tiempo la superficie de dicho talud deberá quedar convenientemente terminada.
- b) Habrá de tenerse especial cuidado al excavar el pie del talud para asegurar la estabilidad del conjunto.
- c) Los productos excavados, si han de utilizarse en la formación de pedraplenes, deberán ser de granulometría adecuada para obtener un material denso después de su compactación; tampoco deberán contener un exceso de bloques de grandes dimensiones que exijan un cuarteo posterior por taqueo o cualquier otro procedimiento.
- d) Las vibraciones producidas por las voladuras no deberán originar daños en las construcciones próximas. Asimismo, habrá que evitar las proyecciones de trozos de roca donde puedan representar un peligro.

En este trabajo sólo se hará referencia a las medidas a tomar para prevenir los daños señalados en a) y b).

2.3.3.2. Precorte

Para prevenir la apertura de discontinuidades y fisuración de la roca, que puede ser causa de inestabilidad y desprendimientos durante la vida de la obra, con los correspondientes riesgos y gastos de conservación, deberá recurrirse en taludes de cierta importancia a la técnica del precorte.

Consiste en esencia en provocar un plano de rotura coincidiendo con la superficie del talud, antes de proceder a las operaciones de voladura y extracción general. Para ello se efectúan perforaciones a lo largo de dicha superficie a distancias entre aproximadamente 0,4 y 1,0 m, según el tipo de explosivo que se utilice y el material a excavar, para conseguir un tiempo mínimo entre la explosión y la formación de la fisura, evitando así la microfisuración en las proximidades de la perforación. Con el mismo objeto, se deben utilizar explosivos de gran rapidez. Las cargas deben ser lo más reducidas posible dentro de conseguir la fracturación pretendida y deben quedar uniformemente repartidas a lo largo del taladro. También a efectos de evitar la microfisuración, se deberá hacer un buen retacado para eliminar en lo posible las cámaras de descompresión que

amortiguarían el efecto del explosivo. Después de creado este plano de discontinuidad en la roca, al proceder a la voladura general, las ondas se reflejan y no producen daños a la futura superficie del talud.

Antes de comenzar las operaciones de perforación, el contratista debe suministrar al Director su plan de trabajo, indicando la posición de las perforaciones, profundidad de las mismas, tipo de explosivos a utilizar, esquema de cargas y secuencia de detonaciones. Se describirá también el tipo de maquinaria de perforación a utilizar, que deberá ser adecuado a la longitud máxima de perforación propuesta, con objeto de garantizar que las desviaciones que se produzcan durante la ejecución de los taladros no influyan prácticamente en la calidad de la superficie final del talud.

La aprobación del método por el Director no deberá eximir al contratista de su responsabilidad de escoger los métodos más adecuados para la satisfactoria ejecución de la obra ni de la obligación de tomar las medidas de seguridad necesarias para evitar daños al resto de la misma o a terceros.

El talud obtenido debe quedar razonablemente uniforme y libre de rocas sueltas. Las variaciones respecto al talud de proyecto no deben ser superiores a 30 cm; sin embargo, se permitirán irregularidades localizadas que no constituyan un peligro o perjudiquen en algún modo a la obra.

2.3.3.3. Excavación del pie del talud

Con objeto de no disminuir la resistencia del pie del talud, esencial para la estabilidad general del conjunto, la excavación del banco parcial inferior del talud, se ajustará a las siguientes normas (Dirección General de Carreteras —PG 3— 1975):

- Los barrenos perforados a lo largo del talud no rebasarán la profundidad del pie. Los restantes barrenos no rebasarán dicha profundidad en más de 50 cm.
- La carga de fondo de todos los barrenos se dimensionará adecuadamente para evitar trituraciones excesivas en el pie del talud.
- No se exigirá la eliminación total del repié de la excavación junto al pie del talud. La parte de repié que sea indispensable eliminar será excavada mediante martillo picador o cualquier otro método que no dañe la estabilidad de dicha zona.
- Cuando la cuneta de drenaje contigua al pie del talud se encuentre a menos de 3,0 metros de éste, la excavación necesaria se realizará preferentemente mediante martillo picador, o empleando una cantidad reducida de explosivo.

3. TALUDES DE DESMONTE EN TIERRA

3.1. Consideraciones generales

El proyecto de taludes de desmonte en tierra presenta como problemas fundamentales, el estudio de la estabilidad global y la protección de su superficie para prevenir los daños producidos por la erosión y reducir a un mínimo los gastos de conservación.

El estudio de la estabilidad global se puede hacer recurriendo a los diversos métodos de cálculo hoy día existentes por medio de superficies de deslizamiento. Dichos métodos son en principio suficientemente confiables, pero exigen el conocimiento de la resistencia a esfuerzo cortante del material y de las presiones intersticiales. La determinación de estas características presenta ya de por sí bastantes dificultades, sobre todo para ciertos tipos de suelos; por otra parte, el desarrollo lineal de las obras de este tipo introduce normalmente una variabilidad de materiales que, en la mayoría de los casos, no justifica ni el extenso programa de ensayos ni los correspondientes cálculos que serían precisos.

Por consiguiente, los taludes de pequeña o mediana altura en terrenos de características favorables se suelen fijar directamente, para lo cual se dan las directrices oportunas en el apartado 3.2.

Cuando el terreno sea de características desfavorables o se trate de taludes de alturas considerables, habrá que hacer un estudio detenido para cada caso, según se expondrá en el apartado 3.3.

La protección de la superficie del talud entraña como problema fundamental, según hemos dicho, la adopción de medidas contra la erosión, tema que no será tratado en este trabajo.

El drenaje es un factor esencial en gran parte de los problemas de estabilidad de taludes y habrá que tenerlo muy en cuenta, tanto durante la fase de proyecto, como durante las de construcción y conservación. Se hará referencia a este tema en el apartado 4, sobre corrección de taludes, pues las técnicas a aplicar son comunes en su esencia a todas las fases citadas.

3.2. Taludes de pequeña o mediana altura en terreno favorable

La denominación de taludes de pequeña o mediana altura, así como la calificación de terreno favorable, deben de tomarse de manera genérica, sin la pretensión de establecer una clasificación

muy concreta, ya que la inclusión de un determinado desmonte en este caso puede depender de una serie de circunstancias marginales. Sin embargo, a título de orientación, pueden tomarse como taludes de pequeña altura los inferiores a 5 metros y de mediana altura los que no sobrepasan de 10 metros. En cuanto a los suelos, se considerarán favorables las arenas y gravas cohesivas o no, así como las arcillas muy arenosas en estado seco o con un contenido reducido de humedad.

En desmontes de pequeña o mediana altura, la componente cohesiva de la resistencia puede aportar una fracción muy importante de la resistencia total. Ahora bien, el valor de esta componente suele ser difícil de determinar experimentalmente, sobre todo cuando se trata de suelos parcialmente saturados, y, por otra parte, puede variar notablemente con las condiciones climáticas y con el transcurso del tiempo. Por ello, en estos casos es esencial la observación de los taludes existentes en la zona en materiales y condiciones análogas.

Cuando no se disponga de datos procedentes de la observación directa, puede tomarse como término medio un talud de 1,5 (H) : 1 (V). En terrenos formados por gravas y arenas compactas se podrán dar taludes de 1 : 1; pero debe tenerse en cuenta que, cuando estos materiales están cementados, pueden ser estables taludes más escarpados.

3.3. Taludes en terreno desfavorable o de gran altura

Un talud puede exigir un estudio cuidadoso, no sólo cuando sea de una altura importante, sino también aunque sea de poca altura, si las condiciones del terreno son desfavorables. En efecto, una excavación de solamente unos pocos metros, puede provocar corrimientos en una arcilla fisurada o una arcilla blanda. Estos son dos casos típicos, el primero de ellos frecuente en España. Pero hay una gran variedad de suelos y combinaciones de los mismos que pueden conducir a situaciones análogas. Citaremos, por ejemplo, el caso de arcillas que contienen bolsadas de arenas con agua o que, por su disposición en el desmonte, hacen a modo de escudo de impermeabilización que impide el drenaje de capas más permeables situadas detrás. Los coluviones apoyados en las laderas, que pueden encontrarse en condiciones límites de estabilidad cuando se saturan. En algunos casos, incluso materiales granulares formados por gravas y arenas más o menos cementadas, que aparentan constituir terrenos favorables, pueden ponerse en movimiento si están apoyados sobre materiales plásticos, aún con pendientes muy reducidas en el contacto. Muy frecuente es también el caso, ya citado en el apartado 2.2.4., de suelos residuales (formados in situ procedentes de la meteorización de rocas) que tienden a deslizar sobre una zona más permeable que suele existir entre ellos y la roca sana, cuando el agua toma presión por cualquier causa.

Los métodos de cálculo pueden ser muy útiles en algunos casos, como, por ejemplo, cuando se trata de arcillas de consistencia blanda o media sin fisurar; pero con frecuencia las condiciones serán tales, que los resultados obtenidos servirán solamente como una orientación o habrán de ser interpretados de manera muy selectiva, como se verá en el apartado 3.4.2.

Lo esencial en estos casos es empezar por comprender lo más claramente posible cuáles son los factores que pueden comprometer la estabilidad, pues con este conocimiento será posible movilizar los medios adecuados para resolver el problema. Para ello, una vez escogidos los puntos que se consideren más conflictivos, se seguirán los siguientes pasos (en esencia propuestos por Terzaghi y Peck, 1967):

- a) Se hará un detenido reconocimiento del terreno con la ayuda de sondeos y ensayos apropiados.
- b) Se fijarán los taludes sobre la base de un compromiso equilibrado entre las exigencias de la seguridad y la economía.
- c) Se proyectarán las obras de drenaje y contención de tierras que en principio se prevean necesarias.
- d) Se supervisará el proceso constructivo según vaya progresando, para acomodar a tiempo el proyecto a las condiciones que en la realidad vayan surgiendo.
- e) Se observará el comportamiento del talud una vez terminado, con una especial insistencia durante el primer período de su vida, para corregir las deficiencias que se originen. En casos muy problemáticos se instrumentará el talud para obtener una información más precisa sobre los movimientos del terreno.

Cuando el problema resida en la gran altura del desmonte, normalmente estará justificado hacer un reconocimiento detallado del terreno y su correspondiente programa de cálculos. De todas formas, ha de tenerse en cuenta que hay ciertos tipos de suelos en los que los cálculos, aunque pueden ser útiles como orientación o para acotar el riesgo, no pueden tomarse como criterio decisorio, según se verá en el apartado 3.4.2. El problema se hace especialmente agudo a este respecto, cuando se trata de materiales como la mayoría de las arcillas duras y secas del Mioceno o de los depósitos Pliocenos de arenas arcillosas o arcillas arenosas, por citar un ejemplo corriente en el país. En suelos de este tipo, aún con alturas relativamente grandes de desmonte, la componente cohesiva sigue jugando un papel importante en la estabilidad. Si a causa de las dificultades para determinar la cohesión y su permanencia en el tiempo, los cálculos se hacen tomando valores demasiado conservadores de la resistencia a esfuerzo cortante, puede llegarse a taludes excesivamente tendidos. Por ello, también en este caso la observación de taludes existentes será una fuente valiosísima de información.

A veces se dispone de estudios orientativos para determinados tipos de materiales. Este es, por ejemplo, el caso de los terrenos yesíferos del Keuper en España, para los que se han reunido las observaciones efectuadas en las diversas cuencas en el gráfico de la figura 3.1. (Rodríguez Ortiz y Prieto Alcolea, 1976), aunque las alturas de los taludes examinados fueron en general inferiores a 10 ó 12 m. En él se puede ver la influencia del contenido de yeso sobre la inclinación de los taludes estables. Hay otros factores que también intervienen y son en parte responsables de la dispersión que se observa, principalmente la distribución y estructura del yeso y en menor grado la cuenca de procedencia y el entorno climático.

3.4. Cálculos de estabilidad

3.4.1. Métodos de cálculo

En general, deberán estudiarse dos estados o condiciones extremas, que suelen denominarse «a corto plazo» y «a largo plazo». Se denomina estabilidad a corto plazo, la correspondiente a un

período de tiempo lo suficientemente breve con relación a las condiciones de permeabilidad del suelo, para que las presiones intersticiales originadas por la construcción no se hayan prácticamente disipado. Estabilidad a largo plazo es, en cambio, la correspondiente a un período de tiempo suficientemente largo, para que las presiones intersticiales inducidas se hayan disipado; este estado suele incluir las variaciones de las características resistentes que en determinados casos y tipos de suelos se producen con el tiempo.

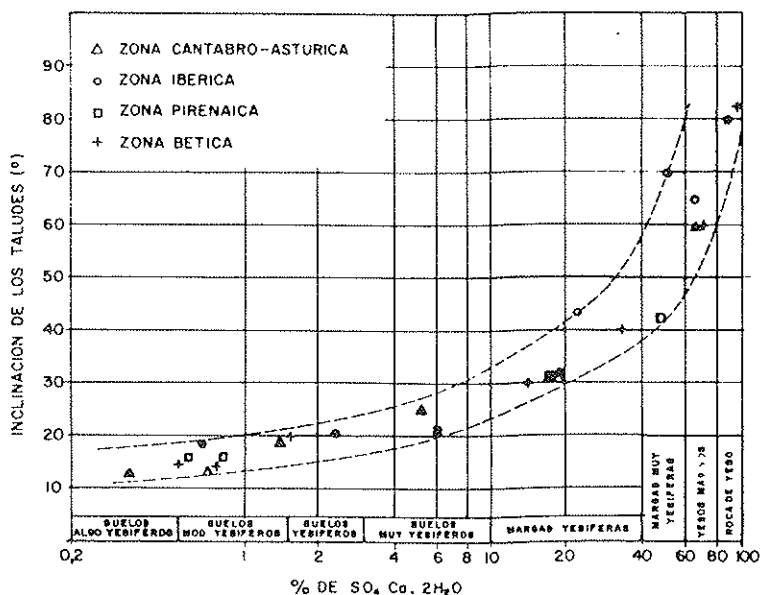


Figura 3.1. — Taludes observados en diversas zonas de España en función del contenido de yeso.

Para efectuar el cálculo propiamente dicho existen diversos procedimientos (Escario, 1966, Escario y Justo, 1970, Jiménez Salas et al., 1976) a base de superficies deslizantes, ya sean circulares o de cualquier otro tipo. La mayoría de ellos consisten en dividir el sólido en una serie de fajas verticales y hallar las ecuaciones de equilibrio. Hace ya bastantes años se resolvían estas ecuaciones despreciando el efecto de las tensiones existentes en los lados de estas fajas. Bishop (1954) fue el primero en introducir un método practicable para superficies circulares que tuviera en cuenta este efecto; se ha podido comprobar que el despreciarlo puede conducir en ocasiones a errores importantes, aunque del lado de la seguridad (Escario, 1961), por ejemplo, cuando los ángulos en el centro de la superficie deslizante son grandes.

Con frecuencia será preciso recurrir a superficies no circulares, ya que a ello puede obligar el hecho de que las líneas de deslizamiento se extienden principalmente por las partes más blandas o donde las presiones intersticiales son más fuertes o siguiendo determinadas direcciones preferenciales marcadas por la anisotropía del material. Para superficies cualesquiera se han desarrollado también varios métodos y entre los más usuales se encuentran el de Janbu (1954 y 1957), Morgenstern y Price (1965) y Nonveiller (1965), todos ellos por división en fajas y teniendo en cuenta los esfuerzos en los costados. Dentro de esta categoría, aunque con un tipo de enfoque más simplista, debe de incluirse el denominado método de los bloques deslizantes, ya que a veces puede resultar de gran utilidad.

Con estos procedimientos se empieza por escoger la superficie deslizante y se determina después el coeficiente de seguridad correspondiente. Ultimamente Castillo y Revilla (1975 y 1977) han desarrollado un método de variaciones con el cual se obtiene automáticamente cuál es la superficie pésima; la solución parece, por tanto, prometedora al eliminar los numerosos tanteos precisos. Sin embargo, existen aún dificultades de tipo matemático que cuestionan el rigor del método.

Conviene también tener en cuenta que, con frecuencia, los deslizamientos son tridimensionales y no bidimensionales, como generalmente se consideran. Existen algunos estudios al respecto que pueden ser de interés en ciertas circunstancias (Hovland, 1977).

Casi todos los métodos mencionados están programados para su aplicación por ordenador, de forma que la obtención de los resultados con diferentes hipótesis es sencilla. Sin embargo, hay una serie de ellos que representan condiciones que aparecen con mucha frecuencia, que han sido tabulados o preparados en forma de ábacos y pueden, por tanto, ser de suma utilidad para tanteos rápidos. A continuación vamos a hacer mención a los más importantes, para que el proyectista pueda al menos conocer su existencia y utilizarlos si dispusiera de las correspondientes publicaciones.

a) Solución de Taylor (1948)

- Prevista para taludes simples como el indicado en la figura 3.7.
- Está basada en el método denominado del círculo de rozamiento (Jiménez Salas et al., 1976).
- Se supone un material homogéneo e isótropo en todo su espesor hasta un estrato duro a profundidad variable.
- La resistencia al corte se supone compuesta de una componente cohesiva constante con la profundidad y otra friccional.
- No se pueden introducir presiones intersticiales.

b) Solución de Bishop y Morgenstern (1960)

- Prevista para taludes simples como el de la figura 3.7.
- Está basada en la solución de Bishop para deslizamientos circulares.
- Se supone un material homogéneo e isótropo en todo su espesor hasta un estrato duro situado a profundidad variable.
- La resistencia a esfuerzo cortante se supone compuesta de una componente cohesiva constante con la profundidad y otra friccional.
- Se pueden introducir las presiones intersticiales a través del parámetro $r_u = \gamma_w h / \gamma z$, definido en la citada figura.

c) Otras soluciones

Existen otras soluciones para resolver por medio de ábacos diversos casos de estabilidad de taludes. Entre ellas podemos citar las de Hunter (1968) y Hunter y Schuster (1968) para taludes simples en arcillas normalmente consolidadas. El cálculo se hace en tensiones totales con una resistencia a esfuerzo cortante $s = c + ptg \phi$, con valores de c que varían linealmente con la profundidad.

Muy interesante y completo es el trabajo de Janbu (1954) para deslizamientos circulares, sin tener en cuenta las tensiones en los costados de las fajas. Esta solución puede ser útil para estudiar los efectos de sobrecargas, grietas de tracción, niveles freáticos, desembalses, etc., pues incluye una amplísima gama de hipótesis. Tiene, sin embargo, el inconveniente citado respecto a las bases de partida.

3.4.2. Características resistentes de los materiales

3.4.2.1. *Consideraciones generales.*

Como se ha indicado en repetidas ocasiones, el principal problema estriba, no en el método de cálculo en sí, sino en la aplicación de unas características resistentes que sean representativas del material. Las dificultades tienen dos orígenes distintos. Por un lado la heterogeneidad del terreno y por otro, la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de ciertos tipos de materiales. La heterogeneidad puede quitar valor a los cálculos en algunas ocasiones. Sin embargo, puede ser práctico determinar un límite superior e inferior del coeficiente de seguridad, situándose en las condiciones extremas previstas, para respaldar las decisiones con criterios objetivos.

Dentro de los terrenos que hemos denominado desfavorables, que son los que suelen con más frecuencia justificar la realización de cálculos de estabilidad, y suponiendo que se trata de un material uniforme, hay que tener en cuenta que la resistencia al esfuerzo cortante sólo puede determinarse con relativa facilidad en arcillas de consistencia blanda o media.

El problema más difícil se plantea cuando se trata de arcillas preconsolidadas, fisuradas o no. Por otra parte, estos materiales son muy frecuentemente encontrados. Se puede incluir entre ellos a las pizarras arcillosas blandas, que no llegan a constituir propiamente una roca. A continuación se va a hacer una exposición sobre la problemática y posibles tipos de soluciones para esta serie de materiales.

3.4.2.2. *Arcillas preconsolidadas fisuradas o no*

En todo este grupo de materiales se ha observado que se producen deslizamientos con valores de la resistencia a esfuerzo cortante que pueden ser muy inferiores a los máximos determinados en el laboratorio. A estos efectos conviene recordar los conceptos de resistencia de pico y residual, que quedan representados en la figura 3.2. El material con una deformación pequeña alcanza su resistencia máxima o de «pico»; según aumenta la deformación, disminuye progresivamente, hasta llegar a la denominada «residual» para desplazamientos ya muy grandes. Obsérvese que, a veces, se llama resistencia residual a la obtenida después de la de pico en ensayos de laboratorio normales en los que los desplazamientos no han sido suficientemente grandes para alcanzar su valor mínimo. Esta no es la acepción tomada en este trabajo.

El problema es saber en cada caso, con qué valor, entre los dos definidos, se va a producir el deslizamiento, pues hay materiales en los que la resistencia residual es solamente una fracción de la de pico y los resultados obtenidos mediante el cálculo resultarán radicalmente diferentes según se utilice uno u otro.

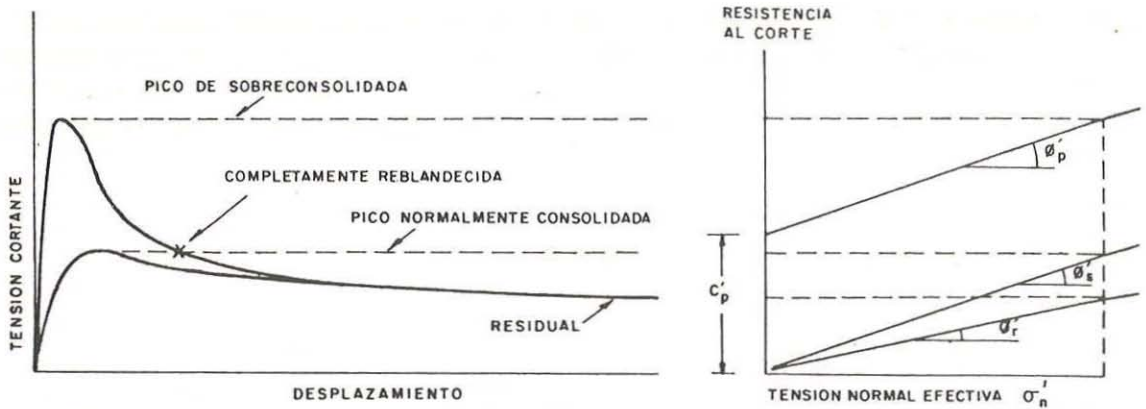


Figura 3.2. — Resistencia a esfuerzo cortante de pico y residual de muestras normalmente consolidadas y sobreconsolidadas. Se señala el valor de la resistencia al corte de la muestra sobreconsolidada cuando está «completamente reblandecida» («fully softened» según Skempton).

Uno de los fenómenos que da origen a resistencia inferiores a la de pico, que pueden llegar a ser tan bajas como la residual, es la denominada rotura progresiva, que conduce a la formación de una superficie de rotura antes de producirse el deslizamiento. A continuación vamos a estudiar los factores que influyen en este fenómeno.

a) Energía de deformación recuperable. Bjerrum (1966) explica el fenómeno de rotura progresiva partiendo del concepto de energía de deformación recuperable, que puede exponerse en los siguientes términos. Las sucesivas cargas que se van aplicando sobre un determinado nivel de arcilla durante el proceso de sedimentación provocan deformaciones en sus partículas que, como es sabido, tienen forma de láminas.

Como consecuencia se va acumulando una energía de deformación en los materiales así formados, que será parcialmente recuperable. La parte recuperable aumenta con el contenido de arcilla, ya que, según parece, la energía acumulada, en gran medida se debe a que las partículas laminares deformadas tienden a volver a su forma original con la descarga, siempre que no hayan sido llevadas más allá de su límite elástico. Por tanto, en general, cuanto más plástica sea la arcilla, mayor será la parte de energía de deformación recuperable.

Mientras la carga vertical está actuando, el efecto de las fuertes presiones, del tiempo y otros agentes origina alteraciones físicas y químicas en los enlaces de las partículas, que suelen denominarse diagénesis. Dentro de este proceso se incluyen recristalizaciones, enlaces moleculares, precipitaciones de agentes cementantes en las zonas de contacto, etc.

Cuando por erosión se produce una descarga, formándose lo que se denomina una arcilla preconsolidada, la energía de deformación vertical reversible puede recuperarse, pero no así la horizontal, que queda acumulada en forma de tensiones horizontales. La magnitud de estas tensiones horizontales dependerá de la cantidad de energía que aún sea recuperable pues, como se ha visto, una parte ha quedado bloqueada por la formación de los enlaces diagenéticos, que no permiten a las partículas laminares recuperar sus formas primitivas. En definitiva, por tanto, se puede decir

que dependerá de lo que el material se haya endurecido durante el proceso de diagénesis, que puede haber llegado a convertirla en casi una roca en el caso extremo.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que este proceso de diagénesis no tiene porqué ser totalmente irreversible. Con el tiempo pueden surgir otros, como puede ser la meteorización, que transformen o destruyan los enlaces, liberando más energía. Este fenómeno se producirá generalmente de una manera lenta y gradual y puede ser la causa de muchos de los denominados movimientos de reptación en laderas.

Al irse liberando energía, ya sea por simple descarga o por meteorización y tender a aumentar de volumen el suelo, aumenta su contenido de agua y tiende a reblandecerse, perdiendo resistencia. Al mismo tiempo, como la energía recuperable varía normalmente de un punto a otro con la calidad del suelo, se producen tensiones irregulares que pueden provocar fisuraciones y agrietamientos.

b) El fenómeno de rotura progresiva. Bjerrum (1966), partiendo del concepto de energía de deformación recuperable expuesto, explica el fenómeno de rotura progresiva de manera muy detallada en su Terzaghi Lecture. De manera resumida, su razonamiento podemos referirlo al caso de la figura 3.3. de su trabajo, donde la energía bloqueada por diagénesis se va liberando por meteorización y, como consecuencia, aumentan progresivamente las tensiones internas. Inicialmente

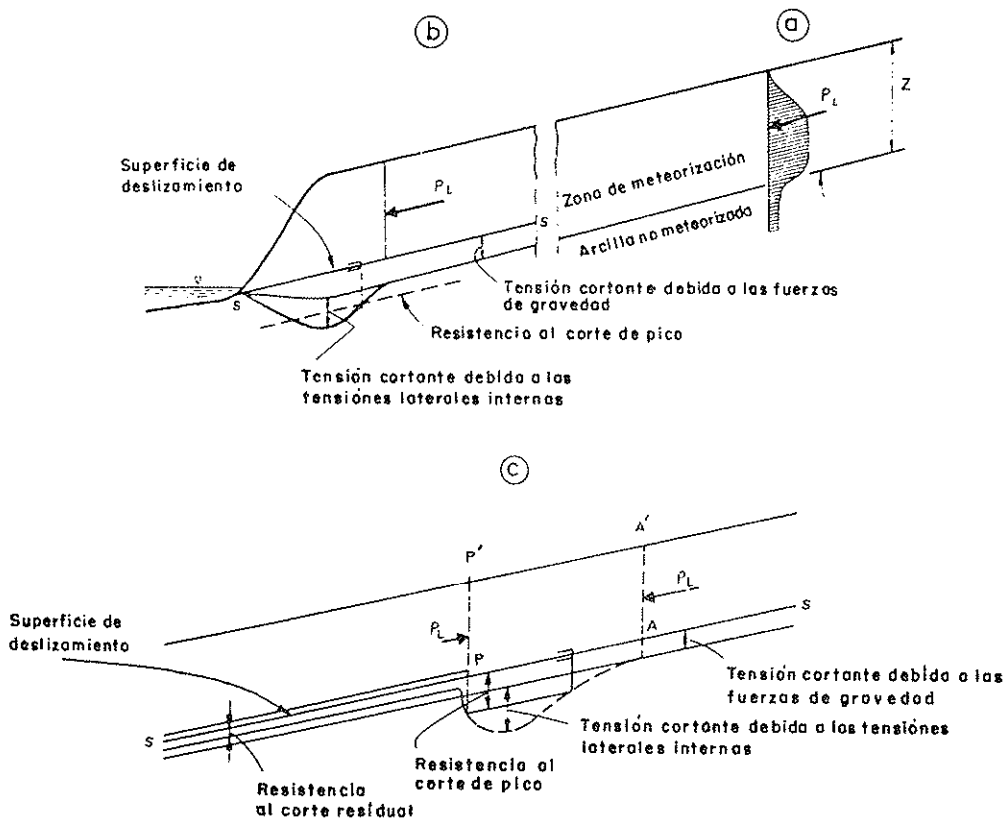


Figura 3.3. — Rotura progresiva de un talud en arcilla meteorizada (Bjerrum, 1966).

se supone la ladera indefinida, en cuyo caso dichas tensiones internas paralelas a la ladera no pueden liberarse. Si las tensiones cortantes originadas en el posible plano de deslizamiento son inferiores a la resistencia de pico, no puede iniciarse deslizamiento alguno. Si, como se indica en la parte (b) de la figura, se produce un fenómeno de erosión en un extremo, las fuerzas internas quedan desequilibradas y se produce una concentración de tensiones cortantes en las proximidades del cauce que, si superan la resistencia de pico, iniciarán un fenómeno de rotura progresiva. La rotura iniciada se transmitirá ladera arriba de acuerdo con el esquema de la parte (c): al formarse un plano de rotura hasta el punto P, se habrá producido un pequeño desplazamiento de toda la masa situada por debajo del mismo, y la resistencia a esfuerzo cortante en el contacto habrá descendido del valor de pico, pudiendo llegar a alcanzar la residual según la energía de deformación recuperable. Si el talud es suficientemente empinado para que las tensiones cortantes debidas al peso del bloque sean superiores a la resistencia residual, el bloque situado por debajo de P puede deslizar y la tensión lateral en PP' disminuirá hasta convertirse en cero. En tal caso se vuelve a repetir en P una situación análoga a la que existía en el extremo donde se produjo la erosión y el fenómeno de rotura progresiva seguirá propagándose hacia arriba. Si, por el contrario, la inclinación del plano es tan reducida, que las tensiones cortantes en la superficie deslizante debidas solamente a las fuerzas gravitatorias son inferiores a la resistencia residual, el bloque considerado hasta P no llegará a deslizar. En tal caso, para estudiar el equilibrio del bloque PP'AA' haría falta conocer el valor del esfuerzo cortante desarrollado en la superficie deslizante formada. Como consecuencia del desequilibrio entre los empujes P_L en las dos secciones PP' y AA', sumado al efecto desestabilizador gravitatorio, se formará una nueva concentración de tensiones hacia el punto P. Si la tensión cortante máxima es superior a la resistencia de pico, continuará el fenómeno de rotura progresiva y se propagará sucesivamente hasta alcanzar un punto en que llegue a igualar a la resistencia de pico. Esto no quiere decir que se produzca un deslizamiento, sino solamente una superficie de rotura.

Esta interpretación del fenómeno de rotura progresiva, expuesta para el caso de meteorización, es aplicable de manera análoga a cualquier otro proceso de liberación de la energía acumulada. Parece muy sugestiva y realista, pero no se puede afirmar que represente la única forma en que puede producirse. Ya veremos, en efecto, más adelante, al referirnos concretamente a arcillas preconsolidadas fisuradas, otro posible mecanismo para explicarlo.

c) Susceptibilidad de los diferentes tipos de arcillas al fenómeno de rotura progresiva. Siguiendo la exposición de Bjerrum (1966) se pueden dividir las arcillas preconsolidadas en los siguientes tipos:

- Arcillas plásticas preconsolidadas con enlaces diagenéticos débiles. Durante el proceso de descarga quedaron sin disipar las tensiones horizontales efectivas, que serán, por tanto, mayores que en una arcilla normalmente consolidada con la misma sobrecarga vertical. En ellas el peligro de rotura progresiva es grande, por ser débiles los enlaces diagenéticos, lo mismo si se encuentran intactas que meteorizadas; en este último caso su resistencia al esfuerzo cortante será más reducida, en parte, por un aumento de su contenido de agua y, en parte, por fisuración.
- Arcillas preconsolidadas de baja plasticidad. En ellas el peligro de rotura progresiva es muy reducido. En efecto, dado su pequeño contenido de partículas de arcilla activas, la energía de deformación recuperable y por tanto la deformación derivada de una descarga lateral es también pequeña. Además, estas arcillas no son frágiles ni presentan una gran reducción de resistencia desde el valor de pico al residual.

—Arcillas plásticas preconsolidadas con enlaces diagenéticos fuertes. En este tipo de arcillas, que incluye las correspondientes pizarras blandas, la energía de deformación está bloqueada por los enlaces diagenéticos cuando no están meteorizadas, en cuyo caso el peligro de rotura progresiva es reducido. Sin embargo, si los enlaces se destruyen, por ejemplo, por meteorización, el peligro de rotura progresiva es muy grande.

d) Arcillas plásticas preconsolidadas y fisuradas. Estas arcillas están incluidas de manera general en el primer grupo del apartado anterior. De hecho, Bjerrum en su citado trabajo, refiriéndose a la Rankine Lecture de Skempton (1964), sobre las arcillas fisuradas de Londres dice:

«...las fisuras no se consideran esenciales para las conclusiones (sacadas por Skempton)». Sin embargo, Skempton en trabajos posteriores (1970, 1977), sigue tratando el problema de las fisuras bajo su óptica particular y, teniendo en cuenta los importantes estudios que ha realizado sobre este tipo de materiales y las interesantes conclusiones a que llega, vamos a resumirlas aquí, por su indudable utilidad práctica para casos que pudieran ser asimilables.

La arcilla de Londres (Skempton, 1977), cuando se extiende hasta la superficie, está oxidada a un color marrón hasta profundidades de 5 a 15 m. A mayores profundidades es azul grisácea. Toda ella está fisurada, pero más la zona superior, con distancias de unos 4 cm, oscilando desde un máximo de 10 cm hasta 1 cm. Las características típicas de la arcilla marrón de Londres son las siguientes:

Contenido de agua	= 31%
Límite Líquido	= 82
Límite Plástico	= 30
Índice de Plasticidad	= 52
Fracción de arcilla	= 55%
Densidad seca	= 1,88 T/m ³

Su resistencia a compresión simple por debajo de la profundidad afectada por las variaciones estacionales (1,5 a 2,0 m) oscila de unos 1,4 Kg/cm² a 3,2 Kg/cm² a profundidades de 10 m. Está sobreconsolidada por la erosión de por los menos 150 m de sedimentos.

Como consecuencia de esta sobreconsolidación su coeficiente de empuje al reposo, K_0 , se ha estimado que es mayor que 2,0 en los 15 m superiores (Skempton, 1961).

En numerosos desmontes estudiados en la arcilla marrón de Londres se ha observado que su rotura a largo plazo ha sobrevenido con valores de la resistencia a esfuerzo cortante muy inferiores a los de pico. En deslizamientos nuevos (es decir, que no se producen sobre superficies de deslizamientos anteriores) parece que los desplazamientos que se originan antes de la rotura (Skempton, 1977) son suficientes para dar lugar a un fenómeno de rotura progresiva, probablemente debido a la presencia de concentraciones locales de tensiones en las fisuras y a una reducción de la resistencia al valor correspondiente al material totalmente reblandecido o resistencia alcanzada por las fisuras después de su reblandecimiento. La reducción de resistencia hasta este valor se interpreta, siguiendo a Terzaghi (1936) y Terzaghi y Peck (1967), suponiendo que la disminución de tensiones durante la excavación origina una expansión de la arcilla y la consiguiente apertura de algunas fisuras (fig. 3.4); el agua penetra y reblandece la arcilla próxima a ellas; los cambios de volumen y mo-

vimientos consiguientes abren nuevas fisuras, hasta que la masa se convierte en una matriz blanda conteniendo núcleos duros.

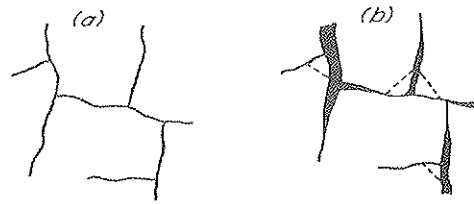


Figura 3.4. — Sección a través de una masa de arcilla fisurada; a) Fisuras cerradas antes de la relajación de tensiones por la excavación; b) la relajación de tensiones abre las fisuras; como consecuencia, el agua que circula reblandece la arcilla de las paredes (Terzaghi y Peck, 1967).

La resistencia del material totalmente reblandecido es, como hemos dicho, muy inferior a la de pico, pero superior a la residual. Corresponde al denominado «estado crítico», definido por Roscoe et al (1958) para una arcilla saturada ideal, como aquel en que, un nuevo incremento de deformación cortante en un ensayo con drenaje no introduce ningún nuevo cambio en contenido de agua; es decir, que continúa deformándose a tensión constante y a volumen constante. A efectos prácticos (Skempton, 1977), la resistencia correspondiente al estado crítico puede determinarse midiendo la resistencia de pico de una muestra remodelada con un contenido muy elevado de agua (fig. 3.2).

En la figura 3.5 pueden observarse las diversas envolventes de resistencia a esfuerzo cortante que se obtienen con la arcilla marrón de Londres. Como se ve, la resistencia que se acaba de definir para el caso de un deslizamiento «nuevo» es mucho mayor que la residual. Se puede ver también,

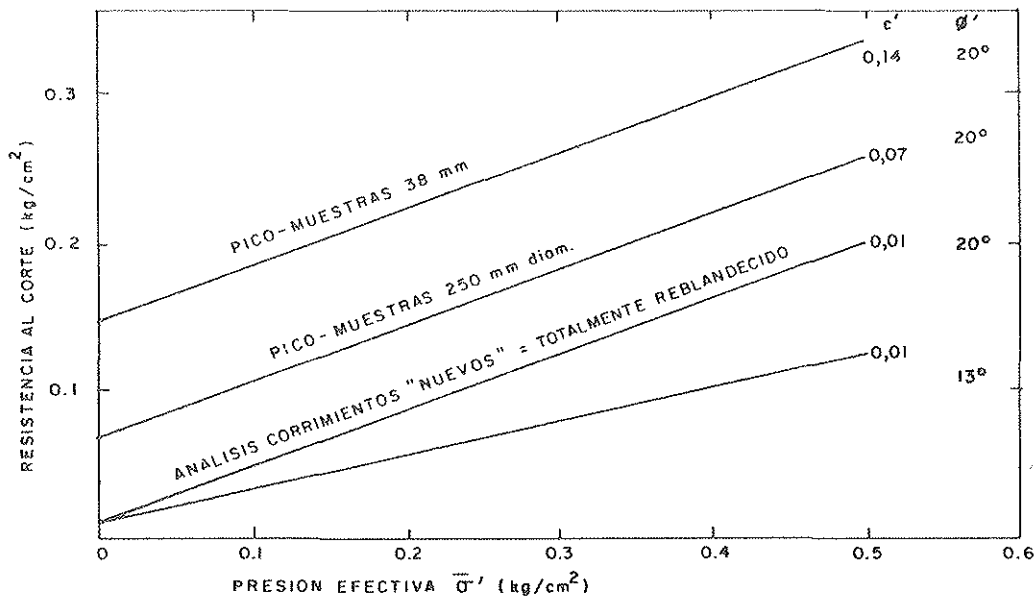


Figura 3.5. — Resumen de valores de la resistencia al corte en presiones efectivas de la arcilla marrón de Londres (Skempton, 1977).

cómo los valores correspondientes a las envolventes de la resistencia de pico son mucho mayores aún. Pero es interesante observar asimismo, cómo de las dos envolventes de pico, da resistencias más elevadas la correspondiente a muestras más pequeñas (Sandroni, 1977). Este hecho observado hace ya bastantes años puede considerarse como bastante general y se debe al efecto de las fisuras, que en muestras pequeñas no es representativo.

La rotura de desmontes en las arcillas de Londres puede tardar mucho tiempo en producirse, hasta del orden de 50 años. Esto era interpretado por Skempton hasta hace pocos años, como debido al hecho de que la componente cohesiva de la resistencia se iba reduciendo progresivamente con el tiempo. Este concepto se ha cambiado, sin embargo, radicalmente (Skempton, 1977), después de las medidas de presiones intersticiales efectuadas in situ por Vaughan y Walbancke (1973). Lo que sucede es que el proceso de disipación de las presiones intersticiales es muy lento, a pesar de que la presencia de fisuras pudiera hacer presumir lo contrario, pudiendo tardar varias decenas de años en desmontes de altura normal. Esto se ve en la figura 3.6, donde para varios de ellos, se representan los valores de \bar{r}_u , valor medio a lo largo de una superficie de deslizamiento representativa de la magnitud $r_u = \frac{u}{\gamma z} = \frac{\gamma_w h}{\gamma z}$ (ver fig. 3.7). Obsérvese como, al poco tiempo de ejecutar la excavación, los valores de r_u son negativos, por haber efectuado una descarga. Cuando al cabo de muchos años se alcanza la estabilización, el valor medio de r_u para todos los desmontes de altura normal estudiados en Londres es del orden de 0,3.

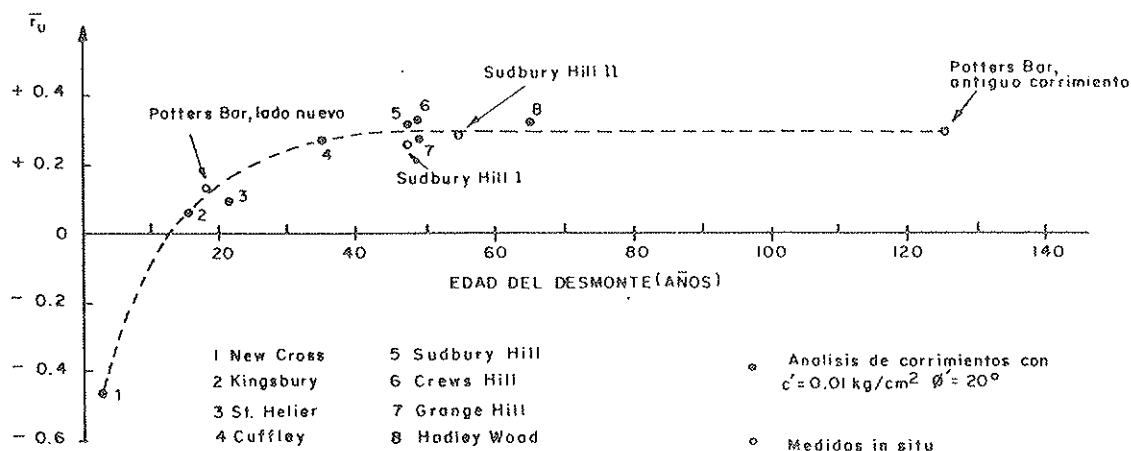


Figura 3.6. — Variación de \bar{r}_u con el tiempo en desmontes en la arcilla marrón de Londres (profundidad superior a 6 metros) (Skempton, 1977).

Así pues, en resumen, actualmente en la arcilla marrón de Londres se puede suponer que los deslizamientos «nuevos», debidos a un proceso de rotura progresiva, se producen con unos parámetros de presiones efectivas, $c = 0,01 \text{ Kg/cm}^2$ y $\phi = 20^\circ$, que corresponden a los del material moldeado con un contenido elevado de agua. La rotura, sin embargo, puede tardar varias decenas de años en llevarse a cabo, debido a la lenta disipación de presiones intersticiales, que pasarán, de un valor negativo inicialmente, a $\bar{r}_u = 0,3$, aproximadamente, para taludes de altura normal (superior a los 6 metros).

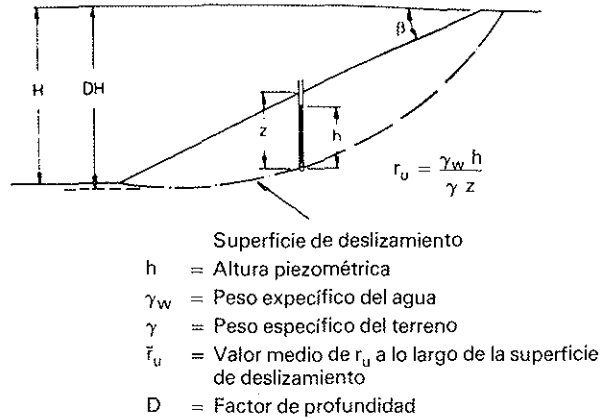


Figura 3.7. — Esquema explicativo de valores de \bar{r}_u .

Otra problema diferente es el de los movimientos que se producen sobre una superficie de deslizamiento preexistente o cuando se trata de taludes naturales, que se forman por un proceso asimilable. En tales casos, la resistencia a esfuerzo cortante que debe tomarse es la residual, de valor muy inferior, según se ha podido ver (figura 3.5), por corresponder a desplazamientos muy grandes en la masa deslizante.

e) Resumen de criterios. Aunque en el estado actual de los conocimientos, no se pueden concretar los valores a tomar para c' y ϕ' (parámetros efectivos a largo plazo) en los diferentes casos, dada la complejidad de los fenómenos de rotura progresiva y efecto de las fisuras, según se ha visto por los trabajos descritos anteriormente de Skempton, Bjerrum, Terzaghi y otros, se pueden dar las siguientes directrices para resolver los casos específicos que se presenten, siguiendo esencialmente a Skempton (1970):

- Hay arcillas plásticas preconsolidadas, fisuradas (como la de Londres) en las que los corrimientos nuevos a largo plazo se producen con la resistencia a esfuerzo cortante correspondiente al estado crítico, que puede tomarse como la de pico en una muestra remoldeada con un contenido elevado de agua.
- Puede haber arcillas preconsolidadas en las que, por fenómenos de rotura progresiva, la resistencia a esfuerzo cortante a largo plazo en corrimientos nuevos llegue a ser incluso inferior a la definida para el estado crítico, aproximándose hacia la residual.
- Hay algunas arcillas preconsolidadas (especialmente aquellas sin fisuras) en las que los corrimientos nuevos se producirán con una resistencia próxima a la de pico del material inalterado, con una componente importante de la cohesión, c' .
- En todas las arcillas se alcanzará la resistencia residual después de haberse formado una superficie de deslizamiento continua, lo que suele suceder después de deformaciones muy importantes (quizá de más de un metro). Este es el caso también de la posible reactivación de antiguos movimientos originados por corrimientos o movimientos tectónicos.

De todas formas, hay que tener en cuenta que, dada la incertidumbre que pudiera presentarse en algunos casos, puede no ser económico proyectar a largo plazo y estar justificado construir taludes más escarpados que los determinados según los criterios más conservadores, observando convenientemente los movimientos del talud, para adoptar las medidas precisas cuando se considere necesario, a menos que los riesgos que pudieran presentarse fueran excesivos.

4. CORRECCION Y CONSERVACION DE TALUDES

4.1. Consideraciones generales

Son muy variadas las causas por las que un talud puede precisar la aplicación de correcciones durante su vida. Sin embargo, podemos dividir las en los siguientes grupos:

- a) Fenómenos de inestabilidad de masa.
- b) Desprendimientos relativamente superficiales.
- c) Meteorización progresiva.
- d) Erosión.

Los puntos b) y c) se pueden considerar ya tratados en los apartados 2.2.2. y 2.2.3. correspondientes a taludes en roca, donde estos problemas son más característicos. El punto d) no se estudia en este trabajo. En este apartado se harán solamente algunas consideraciones referentes a los fenómenos de inestabilidad de tipo masivo y sus posibilidades de corrección, incluidas medidas generales de drenaje.

Cuando en un talud aparecen signos de inestabilidad, generalmente se puede proceder a su corrección por dos procedimientos. Uno de ellos consiste en restituir el equilibrio de masas, disminuyendo las volcadoras y/o aumentando las estabilizadoras. Otro, en disminuir las presiones intersticiales del agua mediante un drenaje apropiado. También podrían mencionarse otros medios, como la construcción de muros o pilotes o la utilización de anclajes; pero éstos y otros tipos de recursos existentes se salen fuera del ámbito de este trabajo.

4.2. Restitución del equilibrio de masas

La disminución de los esfuerzos volcadores suele conseguirse excavando el terreno de la cabeza de la masa deslizante, o bien, en algunos casos, simplemente tendiendo el talud. Si al mismo tiempo la masa excavada de la parte superior se coloca en el pie, se aumentarán las fuerzas estabilizadoras. El procedimiento suele ser eficaz, pues bastará aumentar el coeficiente de seguridad un poco por encima de la unidad, para restablecer el equilibrio. Lo que ocurre es que no siempre es aplicable, pues puede obligar a aumentar las expropiaciones o afectar a otras construcciones que existan en las proximidades.

4.3. Drenaje

4.3.1. Drenaje superficial

Para paliar los efectos del agua se debe disponer un drenaje superficial adecuado, según la topografía y condiciones particulares del caso a tratar. A estos fines debe tenerse en cuenta, que las clásicas cunetas de guarda que habitualmente se colocan en el borde superior del talud para evitar la erosión, si no se dejan revestidas (salvo en casos muy favorables) y si no se conservan debidamente limpias, para que el agua fluya con facilidad, pueden ser más perjudiciales que beneficiosas. Por otra parte su distancia al borde del talud, debe ser, siempre que resulte posible, superior a la mitad de su altura; de esta forma, si se originan grietas coincidiendo con su trazado, como ocurre a veces, afectarán menos a la estabilidad del desmonte; además recogerán las aguas antes de que alcancen la zona más descomprimida por la excavación y donde puede haber grietas de tracción. En todo caso, debe estudiarse si realmente es precisa la cuneta de borde de talud, pues a veces la disposición topográfica es tal, que muy poca agua puede afluir a la excavación y pueden ser mayores los perjuicios debidos a las posibles infiltraciones, que los beneficios que se deriven de la protección contra la erosión, sobre todo si se trata de materiales poco erosionables.

Si en la coronación se observara la existencia de grietas de tracción, independientemente o no de la cuneta de guarda a que se ha aludido, se deberán impermeabilizar cerrándolas con un material suficientemente impermeable (como puede ser el mismo suelo), y alejando de la zona de la manera más apropiada las aguas de escorrentía.

Cuando existan bermas intermedias en el talud, se deberá asegurar en todo momento su limpieza y desagüe longitudinal, para que no puedan acumularse las aguas y filtrarse en el terreno. Puede incluso ser necesario revestir la correspondiente cuneta.

4.3.2. Drenaje profundo

Para drenar la masa de suelo se suele recurrir a los denominados drenes horizontales o californianos, combinados o no con pozos drenantes o galerías. Los drenes horizontales fueron desarrollados en California en 1939 y desde entonces han experimentado una gran difusión, por constituir una solución sumamente práctica y casi única en muchas ocasiones. Además eliminan todos los riesgos y el elevado coste de construcción de las galerías de drenaje, que pueden considerarse sus predecesoras y que aún hoy día resulta necesario utilizar en algunas ocasiones.

Consisten en tuberías perforadas de 4 a 5 cm de diámetro colocadas en taladros inclinados del 3 al 20% para dar salida al agua por gravedad. La distancia entre ellas depende de las condiciones del terreno, siendo normalmente del orden de los 10 m o menos en horizontal; en terrenos desfavorables puede llegarse hasta unos 3 ó 4 m. La longitud máxima puede ser superior a los 60 metros, habiéndose llegado en algunos casos hasta los 200 metros (Macau, 1960).

Las tuberías pueden ser metálicas o de plástico con perforaciones. Para disminuir el peligro de arrastres deben recubrirse antes de su introducción con un textil filtrante, de los que actualmente se encuentran en el mercado. Para evitar el crecimiento de raíces, debe colocarse tubería sin perfo-

raciones en los últimos 6 metros de salida. De todas formas deben limpiarse periódicamente cada 3 a 10 años (Smith et al, 1957), con elementos especiales para ello.

A veces sucede que el agua discurre por capas más o menos horizontales intercaladas en el terreno. Tanto en este caso como en otros muchos que a veces se presentan, la disposición de elementos drenantes tanto verticales como horizontales puede ser muy conveniente. Para ello se puede recurrir a construir pozos, que se rellenan de material permeable con la adecuada protección contra arrastres, y dar salida al agua mediante drenes horizontales perforados desde un lugar accesible. El problema consiste en acertar con la perforación horizontal al pozo, lo que puede resultar difícil a distancias mayores de 20 ó 30 m, ya que los sondeos tienden a desviarse tanto vertical como horizontalmente. Puede procederse a la inversa, haciendo primero la perforación horizontal y después el pozo en el lugar donde la terminada la misma. Para ello existen hoy día inclinómetros que son capaces de reproducir las desviaciones tanto en sentido vertical como horizontal; desconocemos, sin embargo, si los resultados son satisfactorios, por la gran novedad de los mismos.

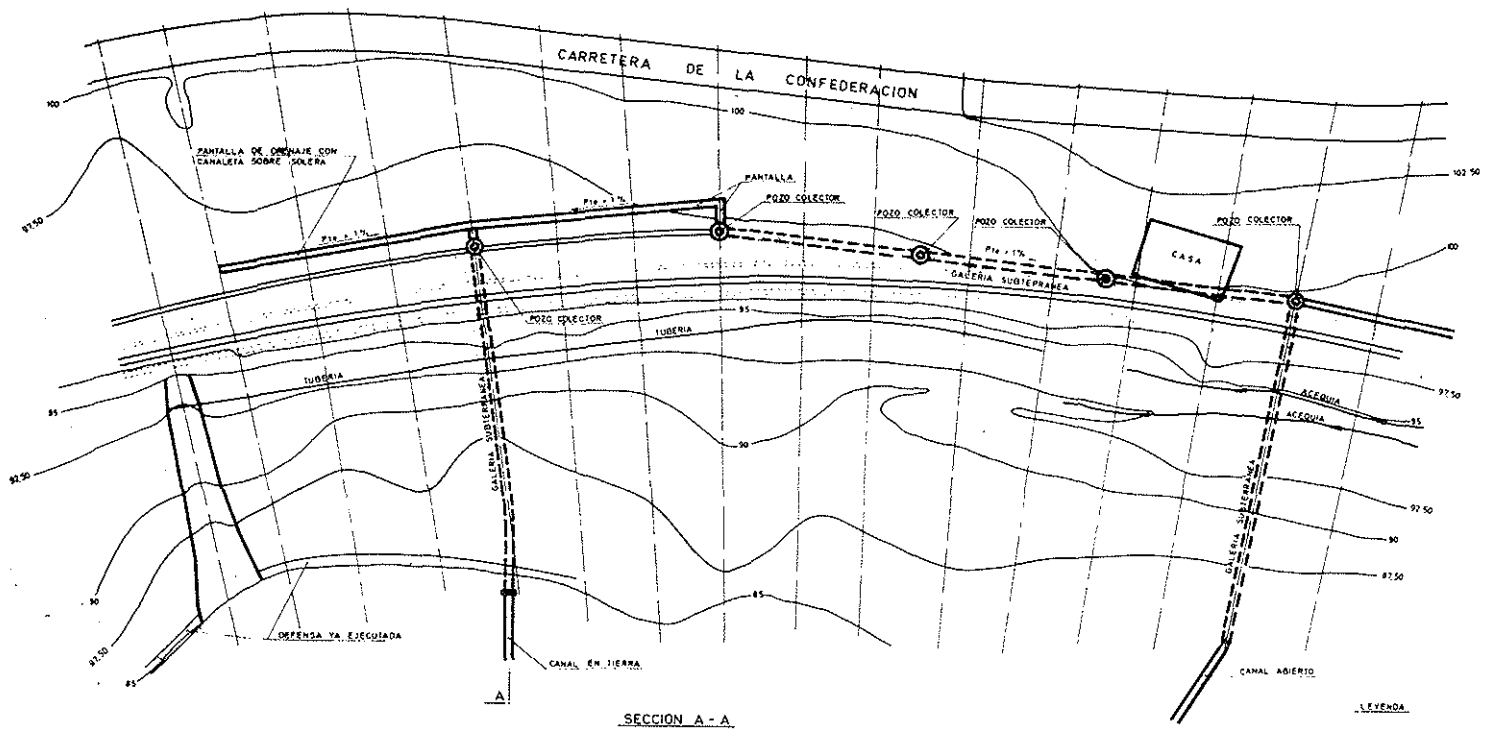
En zonas inestables puede ser muy conveniente emplear pilotes como elementos drenantes verticales por su facilidad y seguridad de ejecución. El problema es su reducido diámetro para alcanzarlos con los sondeos horizontales. Por ello, el autor ha propuesto en alguna ocasión efectuar grupos de 3 ó más pilotes que se den «sombra» en la dirección en que se va efectuar la perforación. De esta forma se acertará con alguno de ellos por lo menos.

En California (Bragg, G. H. y Zeigler, T. W., 1975) se construyen pantallas de pilotes drenantes de 0,90 m de diámetro separados 1,50 m entre centros, interconectados por su base ensanchada y rellenos de material permeable. La interconexión se ha llegado en algún caso incluso a hacer a mano. Las pantallas drenantes así construidas se desaguan mediante drenes horizontales (uno cada 10 pozos como media) apuntando a las bases ensanchadas; según parece la operación se ha efectuado con éxito hasta distancias de unos 200 m.

Un procedimiento que se ha desarrollado también en España (fig. 4.1) consiste en la ejecución de pantallas continuas drenantes. Se utiliza la misma maquinaria que para las de hormigón, pero se hace el relleno con grava sin finos. El «cake» de bentonita que tapiza las paredes impermeabilizándolas, se elimina dejando unas tuberías colocadas verticalmente en la grava y haciendo un lavado por circulación de defloculantes adecuados. La salida del agua de drenaje se da lateralmente al llegar a zonas bajas del terreno o por galerías o drenes horizontales. El problema que pudiera presentar este sistema estriba en la incógnita de su permanencia en el tiempo si se producen arrastres, ya que no se colocan elementos de protección contra los mismos generalmente.

Para disponer los elementos drenantes de cualquier tipo de la manera más eficaz posible, suelen ser de gran utilidad las observaciones de los niveles freáticos en sondeos situados en la zona afectada. Estas observaciones deberán hacerse antes de comenzar las obras de drenaje y durante la construcción de las mismas, para adaptar los planes previstos a los resultados que se vayan obteniendo.

Se pueden utilizar en algunos casos los denominados «drenes contrafuerte». Consisten en la excavación en la superficie del talud de unas zanjás situadas a intervalos regulares, rellenas de piedra a modo de mampostería en seco. Su acción es doble: por un lado hacen un efecto drenante y por otro actúan como de contrafuertes, transmitiendo las tensiones hacia su base.



SECCION A - A

LEYENDA

- RELLENO Y HERBA VEGETAL
- ARCILLAS CON GRAVAS Y ARENAS
- ARCILLA GRIS (HARGA AZUL)

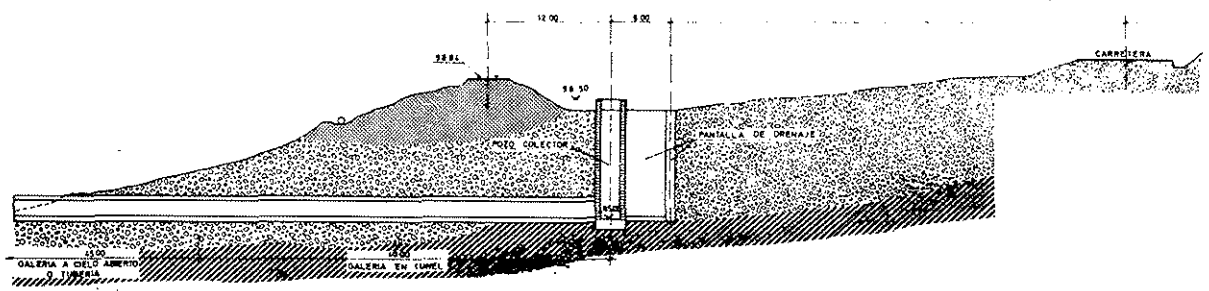


Figura 4.1.—Estabilización del terraplén del ferrocarril Córdoba-Málaga, PK. 157, mediante galerías y pantallas continuas drenantes (cortesía de RENFE y KRONSA).

Los efectos del drenaje son con frecuencia sorprendentes, pues la mayor parte de los problemas de inestabilidad se deben a la presencia del agua. Así, en un estudio llevado a cabo en Francia por los Laboratorios de Ponts et Chaussées por un grupo de estudio de taludes (G.E.T., 1968) y según comentario de Pilot (1968), de 165 taludes examinados, en más de 120 se manifestaba visiblemente la acción del agua y en muchos de los restantes intervenía de forma no visible.

5. TRATAMIENTO DE LA EXPLANADA EN DESMONTE

5.1. Consideraciones generales

Antes de colocar las capas de firme sobre una excavación en desmonte hay que tomar las precauciones oportunas para que la explanada reúna las debidas condiciones de resistencia y uniformidad. Para ello, uno de los factores que hay que controlar es el efecto del paso de la maquinaria de obra, que no debe dañar a los mageriales que quedarán después bajo el firme definitivo. El otro aspecto a determinar es el tratamiento a dar a las capas que forman la explanada para que cumplan debidamente sus funciones.

5.2. Desmontes en roca

Si el desmonte es en roca, en general el tráfico de obra no dañará sustancialmente al terreno, más que si acaso de forma muy superficial. Sin embargo, queda el problema de la uniformidad resistente de la explanada, que se trata con diversos criterios según los países.

Así, la Federal Highway Administration de U.S.A. en la FP-74 (1974) dice (Art. 203.17): «A menos que se especifique otra cosa, el material clasificado como roca deberá excavarse hasta una profundidad mínima de 15 cm por debajo de la explanación dentro de los límites de la calzada, y la excavación se rellenará con el material designado en los planos...». «Cuando los métodos de excavación empleados por el contratista dejen depresiones sin drenaje en la superficie de la roca, el contratista deberá, a su cargo, drenar de forma apropiada dichas depresiones o, cuando lo permita el Ingeniero, rellenar las depresiones con material impermeable aprobado.»

Las especificaciones inglesas en cambio (Depart. of Transport, 1976) no exigen sobreexcavación (Cláusula 609 iii): «Las irregularidades superficiales bajo la explanada que queden después del refino de la excavación de roca, se deben regularizar hasta cumplir las exigencias de la Cláusula 701 con hormigón pobre según la Cláusula 807 o material de subbase según se describa en el Contrato. Las pequeñas fisuras en la roca o las áreas donde la compactación de la subbase sea impracticable deberán rellenarse con hormigón pobre». En las «Notas para Guía» anejas a estas Especificaciones se dice al respecto (cláusula NG 609-3): «Cuando existan afloramientos de roca de longitud y resistencia adecuadas bajo firmes flexibles, la roca preparada debe considerarse equivalente a la superficie de una base de hormigón pobre».

5.3. Desmontes en tierra

Cuando el desmonte es en tierra, hay que tener en cuenta los dos factores de evitar daños de la maquinaria y tratar debidamente la explanada. En este caso, conviene distinguir los materiales normales de los expansivos. Refiriéndonos en primer lugar a los normales, también aquí hay diferencias de criterio en las mencionadas especificaciones americanas e inglesas, según se ve en las traducciones que a continuación se incluyen.

La FP-74 dice (Art. 203.17): «El material bajo la explanada que no sea roca, debe ser completamente escarificado hasta una profundidad de 15 cm y su contenido de humedad aumentado o reducido lo necesario, para llevar el material en todo su espesor de 15 cm al contenido de humedad adecuado para la máxima compactación...».

Las especificaciones inglesas no hablan de sobreexcavación, sino, por el contrario, de no excavar del todo hasta el último momento, diciendo (Cláusula 603-3): «La maquinaria de construcción no debe utilizar la superficie del fondo de una excavación a menos que sea en roca que no contenga materiales blandos o que el contratista mantenga el nivel de la superficie del fondo por lo menos 300 mm sobre el nivel de la explanada...». A continuación, limitan las características de la maquinaria que podrá utilizarse a partir del momento en que se haya comenzado el refino.

Cuando se trata de materiales expansivos, un procedimiento muy utilizado consiste en excavarlos hasta una profundidad por debajo de la rasante, en general superior a los 15 cm usuales, y sustituirlos por otros que no sufran cambios de volumen. En el caso de desmontes hay que tener en cuenta que los cambios volumétricos provienen de dos factores; por un lado los efectos de las variaciones de humedad introducidas por la construcción del firme; por otro, el hinchamiento debido a la descarga originada por la excavación del terreno. Este último factor afectará a profundidades importantes si el desmonte es alto y es mucho más difícil de controlar. En algunos casos puede ser útil recurrir a métodos como la inyección de cal en taladros o la inundación de los mismos. La eficacia de estos procedimientos depende, sin embargo, de diversos factores, como el grado de fracturación del material, cuando se trate, por citar un caso, de pizarras expansivas.

La parte del hinchamiento total debido a las capas más profundas puede conducir a levantamientos importantes, pero relativamente uniformes. Por ello, lo fundamental es la sustitución de las capas superficiales, que, además de suprimir los cambios de volumen correspondientes, cumple la función de disminuir los movimientos diferenciales originados en las zonas inferiores.

Los materiales a emplear deben ser bastante impermeables, para evitar que hagan las veces de capas de almacenamiento de agua que provoque hinchamientos en el terreno natural. A veces, también se utiliza el mismo material debidamente acondicionado de humedad y compactado convenientemente.

La determinación del espesor a sustituir se puede hacer, en principio, conociendo la disminución de carga introducida por la excavación del desmonte y la succión de equilibrio que es de esperar a distintos niveles después de la construcción del firme. Con muestras inalteradas se efectuarían ensayos de hinchamiento con succión controlada (Escario, V., 1969 y Escario, V. y Sáez, J., 1973). La integración de los hinchamientos correspondientes a diferentes profundidades daría los movimientos totales que podrían originarse en la superficie. Procedimientos de esta naturaleza utilizando el doble ensayo edométrico (Jennings y Knight, 1957/58) han sido aplicados por Sampson, et

al. (1965). Se comprende, sin embargo, que esto sólo será posible en el caso de desmontes importantes, dada la complejidad del programa de ensayos a desarrollar; por otra parte, no se dispone de experiencia suficiente sobre la representatividad de los resultados.

Como orientación sobre la magnitud del problema puede recurrirse a ensayos más sencillos, a base de pruebas edométricas de hinchamiento con el material en las mismas condiciones que in situ, saturándolo después de aplicar una sobrecarga equivalente a la que se espera actúe en la realidad.

En el Estado de Colorado (U.S.A.) se recomienda, tanto para terraplenes como para desmontes, sustituir un espesor de materiales que varía con el índice de plasticidad de acuerdo con la tabla 5.1 (Snethen, et al., 1975). En algunos casos se utiliza el mismo material excavado del desmonte compactado con la densidad y humedad apropiadas para que no produzca hinchamiento. Concretamente la tabla 5.1 supone se emplea el mismo suelo.

Para determinar la humedad y densidad de compactación de estos materiales según la sobrecarga que soporten (suelo + firme), pueden efectuarse ensayos edométricos como los descritos en los párrafos anteriores y aplicar algún criterio de tipo del que dan Terzaghi y Peck (1967), según el cual si, con la sobrecarga correspondiente, el aumento de volumen es superior al 5%, es probable que el relleno no se comporte debidamente. En las figs. 5.2 (a y b) se presentan los resultados de ensayos como los indicados efectuados para la Autopista Vasco-Aragonesa (Escario, V., 1976) con dos sobrecargas diferentes. En la figura 5.3 se han reproducido una serie de curvas análogas para una arcilla de Morón (Jiménez Salas, J. A., 1955). Con haces de curvas como estos, es fácil fi-

TABLA 5.1

Recomendaciones del Estado de Colorado para determinar la profundidad de tratamiento de desmontes y coronación de terraplenes en arcillas expansivas.

Carreteras principales

<u>Indice de plasticidad</u>	<u>Profundidad de tratamiento (m)</u>
10-20	0,60
20-30	0,90
30-40	1,20
40-50	1,50
> 50	1,80

Carreteras secundarias

<u>Indice de Plasticidad</u>	<u>Profundidad de tratamiento (m)</u>
10-30	0,60
30-50	0,90
> 50	1,20

AUTOPISTA VASCO - ARAGONESA

TRAMO LOGROÑO - CALAHORRA

SOBRECARGA 0,4 kg/cm²

L.L. = 37,1

L.P. = 19,2

I. P. = 17,9

PASA # 200 = 98 %

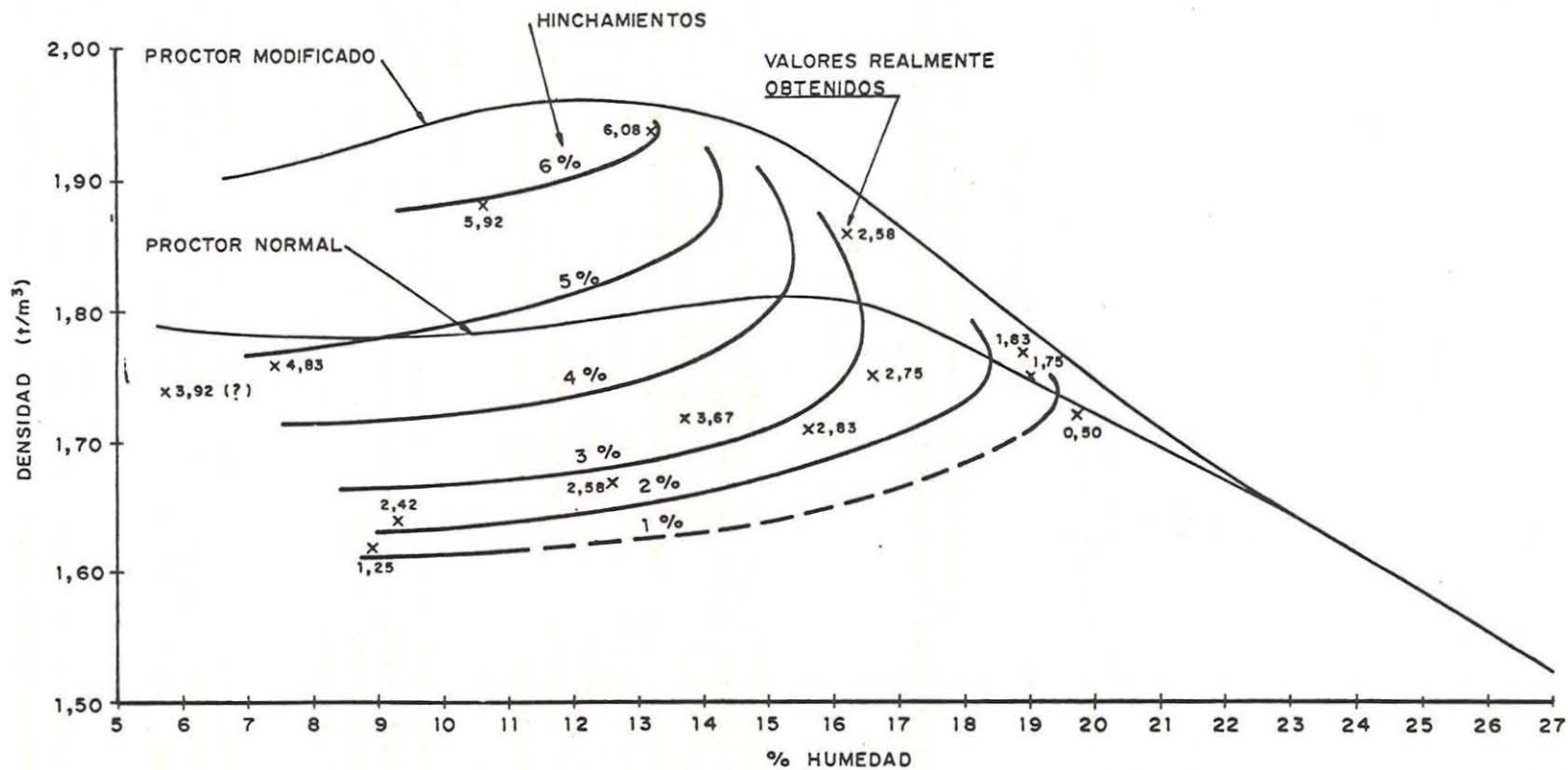


Figura 5.2a. — Curvas de igual hinchamiento en el edómetro según las condiciones iniciales de densidad y humedad. Sobrecarga = 0,4 Kg/cm².

AUTOPISTA VASCO - ARAGONESA

TRAMO: LOGROÑO - CALAHORRA

SOBRECARGA 0,2 kg/cm²

L.L. = 37,1

L.P. = 19,2

I.P. = 17,9

PASA # 200 = 98 %

NOTA: Resultados obtenidos descargando despues de obtenido el hinchamiento a 0,4 kg/cm².

Algunos ensayos realizados directamente con 0,2 kg/cm² dieron hinchamientos superiores hasta en 1%

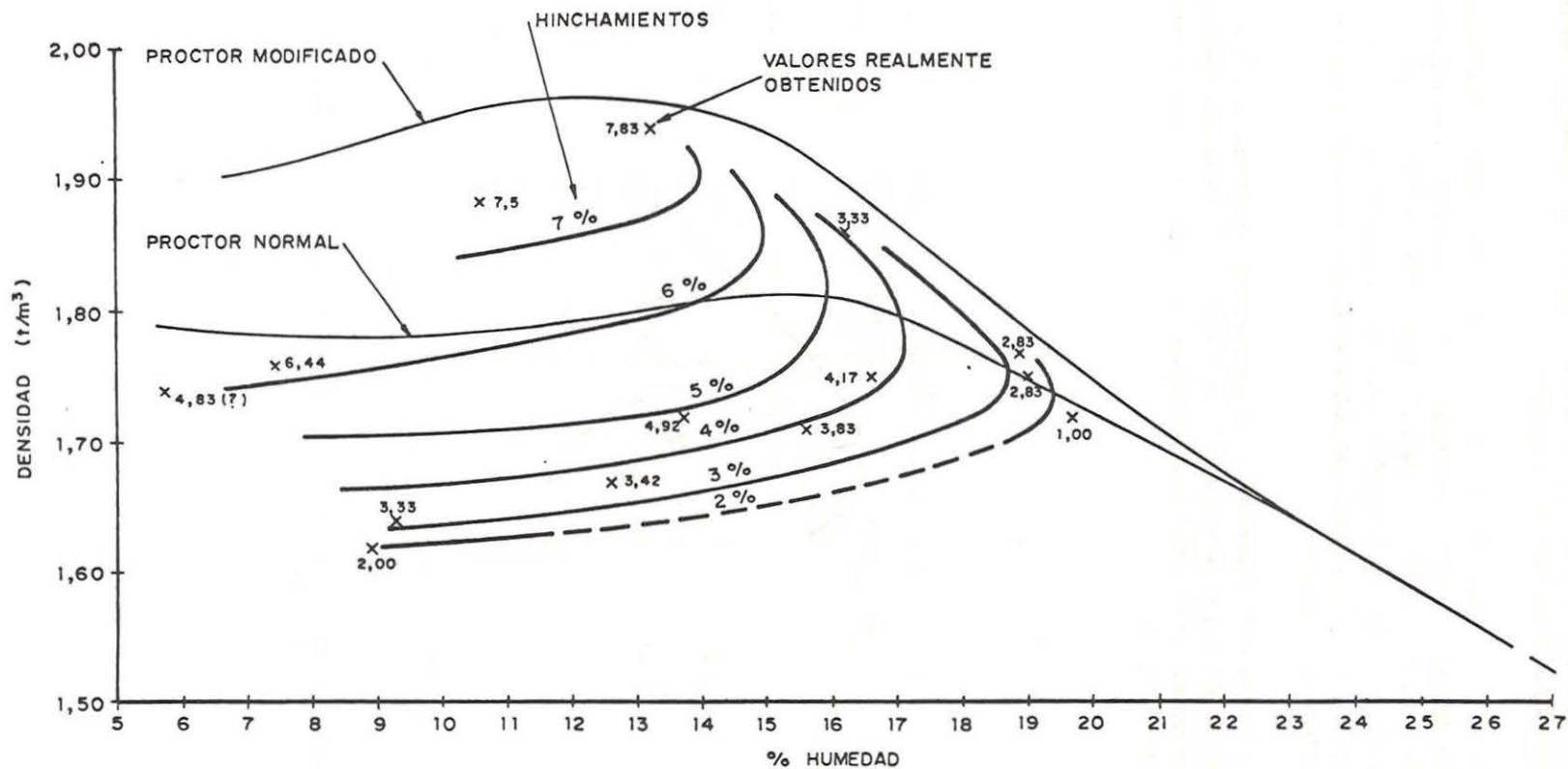


Figura 5.2b. —Curvas de igual hinchamiento en el edómetro según las condiciones iniciales de densidad y humedad. Sobrecarga = 0,2 Kg/cm².

jar las condiciones de densidad y humedad convenientes para no sobrepasar los tantos por ciento de hinchamiento que se estimen oportunos.

Si no se dispone de los ensayos precisos para determinar la humedad y densidad apropiadas, puede seguirse el criterio de no compactar excesivamente, quedándose, por ejemplo, en no menos del 93% ni más del 97% de la densidad máxima Proctor Normal; la humedad de compactación no deberá ser inferior a la óptima. Este tipo de solución evidentemente presenta sus dificultades prácticas y deberá en todo caso comprobarse en obra que es posible compactar entre las densidades y con la humedad señaladas.

Los criterios expuestos deberán revisarse convenientemente en caso de que se recurra a procedimientos especiales para el tratamiento de esta clase de suelos, tales como estabilizaciones con cal, utilización de membranas impermeables, etc., soluciones que se salen fuera del tema que se está desarrollando.

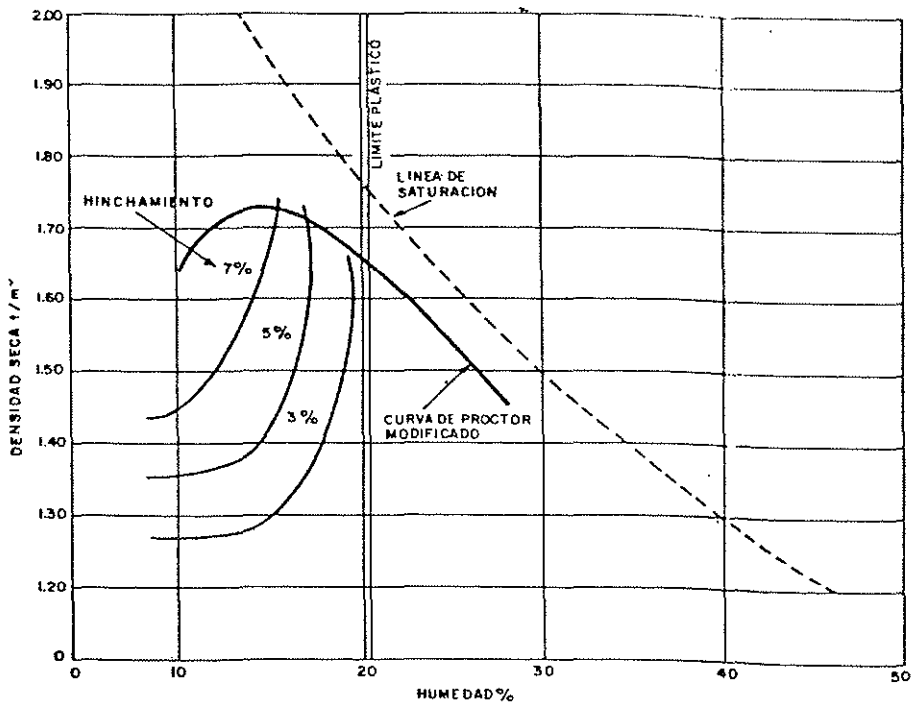


Figura 5.3.— Influencia de la humedad y densidad iniciales en el hinchamiento, bajo una carga de 0,7 t/m², de una arcilla de Morón (Jiménez Salas, 1955).

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ALONSO, E. E.: (1976) *Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays*. Geotechnique, vol. XXVI, pp. 453-72.
- ANTOLIN SACO, M.: (1972) *Corrección de taludes inestables*. III Coloquio Nacional sobre Mecánica de Roca. Madrid, Tema II.
- ANTOLIN SACO, M.: (1976) *Protección de taludes en rocas blandas. La calle Gisbert de Cartagena*. Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Tomo I. Madrid.
- BARTON, N. R.: (1971) *Estimation of in situ shear strength from back analysis of failed rock slopes. Rock fracture*. Proc. Int. Symp. Rock Mech., Nancy, Pap. II : 27.
- BARTON, N. R.: (1974) *Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints*. Norges Geotekniske Institut, Pub. n.º 105.
- BARTON, N. R.: (1974) *Estimating the Shear Strength of Rock Joints*. Memorias 3.º Congreso Internacional de Mecánica de las Rocas, Denver.
- BARTON, N. R.: (1974) *A review of the shear strength of filled discontinuities in rock*. Norges Geotekniske Institut. Pub. n.º 105.
- BERNAIX, J.: (1969) *New laboratory methods of studying the mechanical properties of rocks*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 6, pp. 43-90.
- BISHOP, A. W.: (1954) *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Conferencia Europea de estabilidad de taludes. Estocolmo. Traducción en el Boletín de Información del Laboratorio del Transporte, n.º 19, 1961.
- BISHOP, A. W.; GREEN, G. E.; GARZA, V. K.; ANDRESEN, A. y BROWN, J. D.: (1971) *A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength*. Geotechnique, vol. 21, n.º 4, pp. 273-328.
- BISHOP, A. W. y MORGENSTERN, N.: (1960) *Stability coefficients for earth slopes*. Geotechnique. Vol. 10, n.º 4, pp. 129-150.

- BJERRUM, L.: (1966) *Progressive failure in Slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales*. Terzaghi Lecture, publicada en Journal Soil Mech. and Found. Div. ASCE. Vol. 93. N.º SM5 (1967).
- BRAGG, G. H. Jr. y ZEIGLER, T. W.: (1975) *Design and construction of compacted shale embankments*. Vol. 2. *Evaluation and remedial treatment of shale embankments*. Rep. No. FHWARD-75-62.
- BRAWNER, C. O.: (1971) *Case studies of stability on mining projects. Stability in open pit mining*. Proceedings for the 1st International Conference on Stability in Open Pit Mining. Vancouver, 1970. Ed. C.O. Brawner and V. Milligan. Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, pp. 205-226.
- BUKOVANSKY, M. y METZ, M. C.: (1978) *Stability problems of some rock cuts, Valdez terminal, Trans-Alaska pipeline*. III Congreso Internacional de Geología Aplicada a la Ingeniería, Madrid, Sec. III, Vol. 1, pp. 26-31.
- BUKOVANSKY, M.; RODRÍGUEZ MIRANDA, M. A. y CEDRUN, G.: (1974) *3.º Congreso Internacional de Mecánica de las Rocas*. Denver.
- CARATI, L.: (1976) *Installations d'abri a deux établissements contre le danger de chutes de masses rocheuses*. Meeting sur la Dynamique de Chute des Masses Rocheuses et L'efficacité des Ouvrages de Protection. ISMES, n.º 90. Bergamo.
- CASTAÑEDA, R.: (1976) *Algunos tratamientos de taludes rocosos en carreteras frente a desórdenes superficiales*. Simposio Nacional sobre Rocas Blandas, Madrid, Tomo I.
- CASTILLO, E. y REVILLA, J.: (1975 y 1977) *El cálculo de variaciones y la estabilidad de taludes*. Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.º 108, marzo/abril, 1975, Madrid, o bien más resumido: 9.ª Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. Tokio, 1977.
- COATES, D. F. McRORIE, K. L. y STUBBINS, J. B.: (1963) *Analyses of pit slides in some incompetent rocks*. Society of Mining Engineers of AIME. Transactions, marzo, pp. 94-101. También publicado como: Canadá. Department of Energy, Mines and Resources. Mines Branch. Reprint series, 19.
- COULSON, J. H.: (1972) *Shear strength of flat surfaces in rock. Stability of rock slopes*. In: E. J. Cording (Editor), Proc. Symp. Rock Mech., 13th, Urbana, Illinois, 1971. Am. Soc. Civ. Eng., New York, N. Y., pp. 77-105.
- CUNDALL, P. A.: (1971) *A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems*. Symposium of International Society of Rock Mechanics, Nancy.
- CUNDALL, P. A.: (1974) *Rational design of tunnel supports: a computer model for rock mass behavior using interactive graphics for the input and output of geometrical data*. U.S. Army Corps of Engineers, Tech. Rep. MRD-2-74.

- CUNDALL, P. A.; VOEGELE, M. y FAIRHURST, C.: (1975) *Computerized design of rock slopes using interactive graphics for the input and output of geometrical data*. Desing Methods in Rock Mechanics, 16th Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis, Minnesota.
- CHURCH, H. K.: (1970) *Soft rock versus hard rock: New look at ripping costs*. Roads and Streets, oct., pp. 58-60.
- D'ANDREA, D. V.; FISHER, R. L. y FOGELSON, D. E.: (1965) *Prediction of compressive strength from other rock properties*. U.S. Bureau of Mines Report of Investigation 6702.
- DARCY, J.: (1970) *Applications de la mécanique des roches aux terrassements rocheux*. Bull. Liaison Lab. P. et Ch. n.º 50.
- DEERE, D. V. y PATTON, F. D.: (1971) *Estabilidad de taludes en suelos residuales*. 4.º Congreso Panamericano de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones. Puerto Rico. Vol. I, pp. 93-185.
- DEPARTMENT OF TRANSPORT: (1976) *Specification for road and bridge works y Notes for guidance on the specification for road and bridge works*. Londres HMSO.
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS: (1975) *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*. PG3.
- DROZD, K.: (1967) *Variations in the shear strenght of a rock mass depending on the displacements of the test blocks*. Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo. Proceedings. Vol. 1, pp. 265-269.
- ESCARIO, V.: (1961) *Errores introducidos por el método simplificado de las rebanadas*. 5.º Congreso Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, París. Traducción en la Publicación n.º 12 (1962) del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
- ESCARIO, V.: (1966) *Estabilidad de presas de tierra y escollera*. Monografía n.º 1 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
- ESCARIO, V.: (1968) *Formas de rotura de un desmonte en roca apoyada sobre arcilla*. Simposio Internacional de Mecánica de las Rocas, Madrid.
- ESCARIO, V.: (1969) *Swelling of soils in contact with water at a negative pressure*. 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils. Texas A & M University, pp. 207-217.
- ESCARIO, V.: (1976) *Nota sobre la utilización de las arcillas del Mioceno en la construcción de los terraplenes del tramo Logroño-Calahorra*. Informe no publicado para la Autopista Vasco-Aragonesa.
- ESCARIO, V.: (1976) *Resistencia al Esfuerzo Cortante de Diaclasas*. Simposio Nacional sobre rocas blandas. Madrid. Tomo 2, pp. 37-42.

- ESCARIO, V. y JUSTO, J. L.: (1970) *La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos*. Dossat, Madrid.
- ESCARIO, V. y SÁEZ, J.: (1973) *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*. 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel. Vol. 1, pp. 195-200.
- EURENIUS, J.: (1972) *Förslag till bergförstärkning vid förekomst av svällande lera*. IV A Bergmekanikkommittén. Bergmekaniskt diskussionsmöte, pp. 189-198. Stockholm.
- EVDOKIMOV, P. D. y SAPEGIN, D. D.: (1970) *A large-scale field shear test on rock*. International Society for Rock Mechanics. 2nd Congress. Belgrade. Proceedings. Vol. 2, paper 3.17.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION: (1974) *Standard specifications for construction of roads and bridges on federal highway projects*. FP-74.
- FENTI, V.; SILVANO, S. y SPAGNA, V.: (1976) *Rockfalls in the Isarco valley (south Tyrol) and proposed methods for a «Previsional map»*. Meeting sur la Dynamique de Chute des Masses Rocheuses et L'efficacite des Ouvrages de Protection, ISMES, n.º 90. Bergamo, pp. 55-66.
- FOOKES, P. G. y SWEENEY, M.: (1976). *Stabilization and control of rockfalls and degrading rock slopes*. Q. Journal Engineering Geol., 9, pp. 37-55. Traducido en el Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.º 119.
- FREITAS, M. H. y WATTERS, R. J.: (1973) *Some field examples of toppling failure*. Geotechnique. Vol. XXIII, pp. 495-513.
- FUMAGALLI, E.: (1976) *Considerations personnelles*. Meeting sur la Dynamique de Chute des Masses Rocheuses et L'efficacite des Ouvrages de Protection. ISMES, n.º 90. Bergamo.
- GOODMAN, R. E.: (1970) *The deformability of joints*. ASTM Spec. Tech. Publ. 477, pp. 174-196.
- GOODMAN, R. E. y DUBOIS, J.: (1972) *Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks*. Proceedings ASCE, Vol. 98, SM 4.
- GUZINA, BOSKO y TUCOVIC, IGJAT: (1969) *Determining the minimum three dimensional stability of a rock wedge*. Water Power, October.
- HACAR, M. A.; BOLLO, M. F. y HACAR, M. P.: (1976) *Estudio dinámico de la caída de fragmentos en taludes con alternancia de capas*. Simposio Nacional sobre Rocas Blandas, Madrid. C-7.
- HEIERLI, W.: (1976) *Protection contre la chute des masses rocheuses par filets de cables d'acier*. Meeting sur la Dynamique de Chute des Masses Rocheuses et L'efficacite des Ouvrages de Protection. ISMES, n.º 90. Bergamo.
- HENKEL, D. J.; KNILL, J. L.; LLOYD, D. G. y SKEMPTON, A. W.: (1964) *Stability of the foundations of Monar dam*. International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh. Transactions. Vol. 1, pp. 425-441.

- HOEK, E.: (1973) *Methods for the rapid assessment of the stability of three-dimensional rock slopes*. Quarterly Journal of Engineering Geology. Vol. 6, No. 2.
- HOEK, E.; BRAY, J. W. y BOYD, J. M.: (1973) *The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities*. Quarterly Journal of Engineering Geology. Vol. 6, No. 1, pp. 1-55.
- HOEK, E. y LONDE, P.: (1974) *Surface Workings in Rock*. Estado del Arte, Tema 3. 3.^{er} Congreso Internacional de Mecánica de las Rocas. Denver. Vol. I - Parte A, pp. 613-654.
- HOVLAND, H. J.: (1977) *Three-dimensional slope stability analysis method*. Journal Geotechn. Eng. ASCE. Vol. 103, N.º GT 9, pp. 971-986.
- HUNTER, J. H.: (1968) *Stability of simple cuts in normally consolidated clays*. Tesis Doctoral, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Colorado.
- HUNTER, J. H. y SHUSTER, R. L.: (1968) *Stability of simple cuttings in normally consolidated clays*. Geotechnique. Vol. 18, N.º 3, pp. 372-378.
- HUTCHINSON, J. N.: (1972) *Field and laboratory studies of a fall in Upper Chalk cliffs at Joss Bay, Isle of Thanet*. In: R.H.G. Parry (Editor), Stress-strain behaviour of soils. Proc. Roscoe Mem. Symp., Cambridge Univ., 1971. G. T. Foulis, Henley-on-Thames, pp. 692-706.
- JANBU, N.: (1954) *Application of composite slip surfaces for stability analysis*. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Discussiones. Vol. 3, pp. 43-49. Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.º 28, octubre 1963. Madrid.
- JANBU, N.: (1954) *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*. Harvard Soil Mech. Series N.º 46, 81 p.
- JANBU, N.: (1954) *Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices*. 4.º Congreso Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. Vol. II, p. 207. Londres.
- JENNINGS, J. E. y KNIGHT, K.: (1957/58) *The prediction of total heave from the double oedometer test*. Symposium on Expansive Clays, South African Institution of Civil Engineers. Johannesburg, pp. 13-19.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A.: (1955) *Informe sobre las condiciones del estrato de arcilla negra de la Base Aérea de Morón*. No publicado.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A.; JUSTO, J. L. y SERRANO, A.: (1976) *Geotecnia y Cimientos II*. Editorial Rueda. Madrid.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A. y URIEL, S.: (1974) *Some recent rock mechanics testing in Spain*. International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh. Transactions, Vol. 1, pp. 995-1021.

- JIMÉNEZ SALAS, J. A.; URIEL, S. y BACH, V.: (1976) *Estudios preliminares y comportamiento de dos terraplenes en margas arcillosas en la autopista Martorell-Villafranca*. Simposio Nacional sobre Rocas Blandas, Tomo I. Madrid.
- JOHN, K. W.: (1968) *Graphical stability analysis of slopes in jointed rock*. Proc. ASCE. Vol. 94. SM 2.
- KANJII, M. A.: (1974) *Unconventional laboratory test for the determination of the shear strength of soil-rock contacts*. 3.º Congreso Internacional de Mecánica de las Rocas, Denver.
- KOVARI, K. y FRITZ, P.: (1976) *Stabilitätsberechnung abener und räumlicher Felsboschungen* (Cálculo de la estabilidad de taludes rocosos en dos y tres dimensiones). Rock Mechanics 8, pp. 73-113. Traducido al español en Boletín de Información Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.º 120.
- KRSMANOVIC, D.: (1967) *Initial and residual shear strength of hard rocks*. Géotechnique, 17:145-160.
- KRSMANOVIC, D. y POPOVIC, M.: (1966) *Large scale field tests of the shear strength of limestone*. International Society for Rock Mechanics. 1st Congress, Lisbon. Proceedings. Vol. 1, pp. 773-779.
- KRSMANOVIC, D.; TUFO, M. y LANGOF, Z.: (1966) *Shear strength of rock masses and possibilities of its reproduction on models*. International Society for Rock Mechanics. I Congress. Lisbon. Proceedings. Vol. I, pp. 537-542.
- LADANYI, B. y ARCHAMBAULT, G.: (1977) *Resistencia al corte y deformabilidad de diaclasas rellenas de suelo*. Int. Symp. on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri. Vol. I, pp. 317-326. Traducido en Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.º 112 y Boletín Soc. Esp. Mec. Suelo n.º 28.
- LAMA, R. D.: (1978) *Influence of clay fillings on shear behaviour of joints*. III Congreso Internacional de Geología Aplicada a la Ingeniería. Sec. II. Vol. 2, pp. 27-34. Madrid.
- LEUSSINK, H. y MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.: (1967) *Determination of the shear strength behaviour of sliding planes caused by geological features*. Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo. Proceedings, Vol. 1, pp. 131-137.
- LIED, K.: (1976) *Rockfall problems in Norway*. Meeting sur la Dynamique de Chute des Masses Rocheuses et L'efficacite des Ouvrages de Protection. ISMES, n.º 90. Bergamo.
- LINK, H.: (1969) *The sliding stability of dams*. Water Power. Vol. 21, No. 3, pp. 99-103, No. 4, pp. 135-139, No. 5, pp. 172-179.
- LONDE, P.: (1965) *Une methode d'analyse a trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse*. Annales des Ponts et Chaussées, No. 1, pp. 37-60.

- LONDE, P.; VIGIER, G. y VORMERINGER, R.: (1969) *Stability of rock slopes, a three dimensional study*. Proc. ASCE. Vol. 95, SM 1.
- LONDE, P.; VIGIER, G. y VORMERINGER, R.: (1970) *Stability of rock slopes, graphical methods*. Proc. ASCE, Vol. 96, SM 4.
- MACAU VILAR, F.: (1960) *Estabilización de taludes en desmontes y terraplenes*. Servicio Geológico de Obras Públicas. Boletín n.º 8.
- MAHTAB, M. A. y GOODMAN, R. E. (1969) *Three dimensional finite element analysis of jointed rock slopes*. Final Report to U.S. Bureau of Reclamation, Contract No. 14-06-D-6639 (diciembre).
- MORGENSTERN, N. R. y PRICE, V. E.: (1965) *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Geotechnique, Vol. XV, No. 1.
- NONVEILLER, E.: (1965) *The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape*. Int. Cong. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2. Montreal.
- NOSE, M.: (1964) *Rock test in situ, conventional tests on rock properties and design of Kurobega-wa No. 4 Dam based thereon*. International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh. Transactions. Vol. I, pp. 219-252.
- PANET, M.: (1973) *Les terrassements rocheux dans les travaux routieres et autoroutieres*. La Technique Routiere. Vol. XIX. N.º 1/1974.
- PATTON, F. D.: (1966) *Multiple modes of shear failure in rock*. 3.º Congreso Internacional de Mecánica de las Rocas, Lisboa. Vol. I, pp. 509-513.
- PATTON, F. D.: (1966b) *Multiple modes of shear failure in rock and related materials*. Thesis Univ. Illinois, p. 282.
- PHILBRICK, S. S.: (1963) *Design of Rock Slopes*. Highway Research Board. H. R. Record N.º 17.
- PIGOT, C. G. y MCKENZIE, I. D.: (1964) *A method used for an in situ bedrock shear test*. International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh. Transactions. Vol. I, pp. 495-512.
- PILOT, G.: (1968) *Stabilité des talus routiers*. Bull. Liaison Lab. Rout. Special N, 1970.
- RICO, A. y DEL CASTILLO, H.: (1974) *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. Editorial Limusa, S. A.
- RIPLEY, C. F. y LEE, K. L.: (1962) *Sliding friction tests on sedimentary rock specimens*. Trans. Int. Congr. Large Dams, 7th, Rome, 1961, 4:657-671.
- RITCHIE, A. M.: (1963) *Evaluation of Rockfall and its Control*. Highway Research Board. Highway Research Record No. 17. Traducido Boletín n.º 32 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo «José Luis Escario».

- ROCHA, M. (1964) *Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams*. International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh Transactions. Vol. I, pp. 785-831.
- RODRÍGUEZ MIRANDA, M. A.: (1977) *Diseño de desmontes excavados en roca; experiencias de la Autopista Bilbao-Behovia*. Boletín de Información n.º 121 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Boletín n.º 27 de la Soc. Esp. Mec. Suelo y Cimentaciones.
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J. M. y PRIETO ALCOLEA, C.: (1976) *Los materiales del Keuper y su incidencia sobre los taludes de obras viales*. Simposio Nacional sobre Rocas Blandas, Madrid, Vol. I.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. y WROTH, C. P.: (1958) *On the yielding of soils*. Geotechnique. Vol. 8, pp. 22-53.
- RUIZ, M. D.; CAMARGO, F. P.; MIDEA, N. F. y NIEBLE, C.M.: (1970) *Some considerations regarding the shear strength of rock masses*. International Rock Mechanics Symposium. Madrid, 1968. Proceedings, pp. 159-169.
- SAMPSON, E. Jr.; SCHUSTER, R. L. y BUDGE, W. D.: (1965) *A method of determining swell potential of an expansive clay*. Engineering Effects of Moisture Changes in Soils. Int. Research and Eng. Conf. on Expansive Clay Soils. Texas A & M. College Station, Texas, pp. 255-275.
- SANDRONI, S. S.: (1977) *The strength of London clay in total and effective stress terms*. Tesis Doctoral, Universidad de Londres.
- SCHULTZE, E.: (1957) *Large scale shear tests*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. London. Proceedings. Vol. 1, pp. 193-199.
- SERAFIM, J. L. y GUERREIRO, M.: (1970) *Shear strength of rock masses at three Spanish dam sites*. International Rock Mechanics Symposium. Madrid 1968. Proceedings, pp. 147-157.
- SERRANO, A. y CASTILLO, E.: (1974) *A new concept about the stability of rock masses*. 3.º Congreso Internacional de Mecánica de las Rocas. Denver.
- SINCLAIR, S. R. y BROOKER, E. W.: (1967) *The shear strength of Edmonton shale*. Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo. Proceedings, Vol. I, pp. 295-299.
- SKEMPTON, A. W.: (1961) *Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene clay*. 5.º Int. Conf. Soil Mec. Found. Eng. París. Vol. I, pp. 351-357.
- SKEMPTON, A. W.: (1964) *Long term stability of clay slopes*. Rankine Lecture. Geotechnique. Vol. 14, pp. 77-101.
- SKEMPTON, A. W.: (1970) *First-time slides in over-consolidated clays*. Geotechnique. Vol. 20, pp. 320-324.
- SKEMPTON, A. W.: (1977): *Slope stability of cuttings in Brown London Clay*. Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Tokio.

- SKEMPTON, A. W. y PETLEY, D. J.: (1968) *The strength along structural discontinuities in stiff clays*. Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo, 1967. Proceedings, Vol. 2, pp. 29-46.
- SMITH, T. W. y STAFFORD, G. V.: (1957) *Horizontal drains in California highways*. Journal Soil Mec. and Found. Div. ASCE. Vol. 83 SM 3.
- SNETHEN, D. R.; TOWNSEND, F. C.; JOHNSON, L. D.; PATRICK, D. M. y VEDROS, P. J.: (1975) *A review of engineering experiences with expansive soils in highway subgrades*. Federal Highway Administration. Rep. N.º FHWA-RD-75-48.
- STIMPSON, B. y WALTON, G.: (1970) *Clay mylonites in English coal measures. Their significance in opencast slope stability*. International Association of Engineering Geology. 1st International Congress. París, 1970. Proceedings. Vol. 2, pp. 1388-1393.
- TAYLOR, D. W.: (1948) *Fundamentals of Soil Mechanics*. J. Wiley and Sons Inc.
- TERZAGHI, K.: (1936) *Stability of slopes of natural clay*. Int. Conf. Soil Mec. Harvard. Vol. I, pp. 161-165.
- TERZAGHI, K.: (1963) *Stability of steep slopes on hard unweathered rock*. Norwegian Geotechnical Institute. Pub. n.º 50.
- TERZAGHI, R.: (1965) *Sources of Error in Joint Surveys*. Geotechnique. Vol. 15, N.º 3, pp. 287-303.
- TERZAGHI, K. y PECK, R. B.: (1967) *Soil mechanics in engineering practice*. John Willey & Sons Inc. 2.ª Edición.
- TULINOV, R. y MOLOKOV, L.: (1971) *Role of joint filling material in shear strength of rocks*. Symposium ISRM Nancy, 1971, Paper II-24.
- UNDERWOOD, L. B.: (1964) *Chalk foundations at four major dams in the Missouri River basin*. International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions. Vol. I, pp. 23-47.
- URIEL, S.: (1970) *In situ direct shear tests on irregular surface joints filled with clayey material*. Int. Symp. on Rock Mechanics. Madrid, 1968, pp. 189-194.
- VAUGHAN, P. R. y WALBANCKE, H. J.: (1973) *Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in over-consolidated clay*. Geotechnique, n.º 23, pp. 531-539.
- VINCENTELLI, A. y DELAHAYE, D.: (1971) *Les déblais rocheux et la consolidation des talus*. Auto-roads de Menton. Bull. de Liaison des Lab. Pont et Chaussées. Special R.
- VON THUN, J. L.: (1975) *The practical and realistic solution of rock slope stability problems*. Design Methods in Rock Mechanics. Sixteenth Symposium on Rock Mechanics, pp. 139-150.

WALLACE, G. B.; SLEBIR, E. J. y ANDERSON, F. A.: (1970) *Foundation testing for Auburn Dam. In: W. H. Somerton (Editor), Rock mechanics - Theory and Practice. Proc. Symp. Rock Mech., 11th Berkeley, Calif., 1969, Soc. Min. Eng. Am. Inst. Min., Metall., Pet. Eng., New York, N. Y., pp. 461-498.*

WITTKÉ, W.: (1967) *Influence of the shear strength of the joint on the design of prestressed anchors to stabilize a rock slope. Geotechnical Conference. Oslo. Vol. 1, pp. 311-317.*

