

Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes



Pedro Ramírez Oyanguren
Leandro Alejandro Monge

PRÓLOGO

Este libro ha nacido de las clases de Mecánica de Rocas que impartimos en la Universidad Politécnica de Madrid y en la de Vigo, y en el Máster Internacional “Aprovechamiento Sostenible de los Recursos Minerales”. Ha sido escrito pensando en los universitarios y en los profesionales de la geotecnia. A ambos colectivos les dedicamos con todo cariño esta obra en la que hemos invertido muchas horas durante los últimos años. El impulso para ponernos a escribir surgió cuando recibimos el encargo de la Cátedra Madariaga de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de la UPM de organizar unos cursos sobre estabilidad de taludes, que fueron financiados por la Comisión Nacional de Seguridad Minera, y el apoyo prestado por el Máster contribuyó a que se terminara el libro.

Hay en esta obra dos partes claramente diferenciadas. La primera es de Fundamentos de Mecánica de Rocas y aquellos que posean ya un conocimiento general sobre esta materia podrían saltársela y comenzar a leer el libro en la segunda parte, que está dedicada a la Ingeniería de Taludes. No obstante, recordar las bases nunca está de más por lo que, sin duda alguna, la lectura ordenada del libro, de principio a fin, puede resultar muy provechosa. Evidentemente la obra es incompleta pues tanto la Mecánica de Rocas como la Ingeniería de Taludes han adquirido una extensión tal que resulta imposible resumirlas en un sólo libro, aunque sea tan extenso como éste. Los fundamentos variarán poco en los próximos años, pero ciertos aspectos prácticos y métodos de cálculo posiblemente serán superados en breve plazo. Esperamos, sin embargo, que el libro resulte útil durante un tiempo al menos tan largo como el que nos ha llevado escribirlo.

El nivel de conocimientos que se requiere para leer el libro está al alcance de los alumnos de nuestras universidades; a propósito se ha partido de unas bases accesibles. No obstante, los problemas que se presentan en la ingeniería de taludes son, en general, únicos y se requiere experiencia para resolverlos correctamente.

Varios profesores han contribuido con capítulos a esta obra: D. Ricardo Laín Huerta (Capítulo 9), D. Celestino González Nicieza y D^a Inmaculada Álvarez Fernández (Capítulo 15), D^a. Inmaculada Álvarez Fernández y Miguel Ángel Rodríguez Díaz (Capítulo 16), D. Fernando García Bastante (Capítulo 17), D^a. María Belarmina Díaz Aguado y D. Fernando Ariznavarreta Fernández (Capítulo 18). A todos ellos les agradecemos su colaboración.

Pedro Ramírez Oyanguren y Leandro Alejano Monge

MECÁNICA DE ROCAS: FUNDAMENTOS E INGENIERÍA DE TALUDES

1.. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS.....	(1-28).
2.. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS	(29-81).
3.. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS DISCONTINUIDADES	(82-106).
4.. COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS	(107-144).
5.. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS	(145-172).
6.. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS	(173-219).
7.. LAS TENSIONES NATURALES	(220-254).
8. ASPECTOS GENÉRICOS DE INGENIERÍA DE TALUDES	(255-285).
9.. ROTURA PLANA Y ROTURA EN CUÑA.....	(286-328).
10.VUELCOS Y ROTURAS DE MURO	(329-382).
11.ROTURAS CIRCULARES	(383-410).
12.APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES	(411-436).
13.APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES.....	(437-459).
14.DESPRENDIMIENTOS: ANÁLISIS DE TRAYECTORIAS, EVALUACIÓN DEL RIESGO Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN	(460-559).
15.ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.....	(560-606).
16.DRENAJE DE TALUDES	(607-642).
17.DAÑOS INDUCIDOS POR EL EXPLOSIVO EN LA ROCA Y TÉCNICAS DE VOLADURA DE CONTORNO	(643-666).
18.VIGILIANCIA DE TALUDES	(667-711).

MECÁNICA DE ROCAS: FUNDAMENTOS E INGENIERÍA DE TALUDES

TEMA 1. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS	1
1.1. DEFINICIONES BÁSICAS.....	1
1.2. CONCEPTOS GENERALES DE MECÁNICA DE ROCAS.....	3
1.2.1. PUNTOS DE PARTIDA DE LA MECÁNICA DE ROCAS	3
1.2.2. METODOLOGÍA BÁSICA.....	4
1.2.3. DIFERENCIAS BÁSICAS ENTRE LA MECÁNICA DE ROCAS Y DE SUELOS.....	4
1.2.4. PARTICULARIDADES INHERENTES A LA MECÁNICA DE ROCAS	5
1.2.4.1. Materiales de origen natural.....	5
1.2.4.2. Fractura de rocas	6
1.2.4.3. Efectos de escala	7
1.2.4.4. Resistencia a tracción.....	8
1.2.4.5. Efecto de las aguas subterráneas	8
1.2.4.6. Meteorización.....	9
1.3. BREVE HISTORIA DE LA MECÁNICA DE ROCAS Y ALGUNAS FUENTES DE CONOCIMIENTO	9
1.4. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE ROCAS	14
1.4.1. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE ROCAS EN MINERÍA	15
1.4.1.1. Minería a cielo abierto.....	14
1.4.1.2. Minería subterránea.....	16
1.4.1.3. Interacciones funcionales de la mecánica de rocas con otras disciplinas en el ámbito minero	18
1.4.2. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE ROCAS NO MINERAS.....	19
1.4.2.1. Ingeniería civil.....	19
1.4.2.2. Ingeniería del petróleo.....	20
1.4.2.3. Ingeniería del almacenamiento de residuos.....	20
1.4.2.4. Ingeniería del espacio subterráneo urbano	22
1.4.2.5. Geotermia	23
1.4.2.6. Desarrollo sostenible, tecnología del medio ambiente y planificación territorial	23
1.5. CONTENIDOS DE ESTE LIBRO	24
REFERENCIAS	27

2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS 29

2.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS ROCAS.....	30
2.2. ALGUNAS CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LAS ROCAS	31
2.2.1. DENSIDAD	31
2.2.2. HUMEDAD	32
2.2.3. POROSIDAD.....	32
2.2.4. GRADO DE SATURACIÓN.....	33
2.2.5. VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ULTRASÓNICAS	33
2.3. ROTURA FRÁGIL DE LAS ROCAS.....	34
2.4. COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS A COMPRESIÓN.....	39
2.5. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE.....	42
2.6. ENSAYO DE CARGA PUNTUAL (ENSAYO FRANKLIN)	45
2.7. ENSAYO TRIAXIAL	47
2.8. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A TRACCIÓN	49
2.9. TENSIÓN EFECTIVA, HINCHAMIENTO Y ALTERABILIDAD DE LAS	

ROCAS	41
2.9.1. TENSIÓN EFECTIVA	51
2.9.2. HINCHAMIENTO Y ALTERABILIDAD	52
2.9.3. ENSAYOS	53
2.10. CRITERIOS DE ROTURA	56
2.10.1. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	56
2.10.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN	60
2.11. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE ALGUNAS ROCAS	63
2.12. COMPORTAMIENTO POST-ROTURA DE LAS ROCAS	67
2.13. ANISOTROPÍA DE LAS ROCAS	72
2.14. INFLUENCIA DEL TIEMPO EN LA ROTURA DE LAS ROCAS	75
REFERENCIAS	80
3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS DISCONTINUIDADES	82
3.1. DISCONTINUIDADES LISAS	83
3.2. DISCONTINUIDADES RUGOSAS SIN RELLENO	86
3.2.1. CRITERIO DE ROTURA DE JUNTAS DE BARTON	87
3.2.2. INTERPRETACIÓN DEL CRITERIO DE BARTON	92
3.2.3. EFECTO DE ESCALA	93
3.2.4. FRICCIÓN Y COHESIÓN INSTANTÁNEAS BARTON	94
3.2.5. FIABILIDAD DEL MODELO DE BARTON Y OTROS MÉTODOS	97
3.3. DISCONTINUIDADES CON RELLENO	98
3.4. INFLUENCIA DE LA PRESIÓN DE AGUA	100
3.5. PARÁMETROS DEFORMACIONALES (RIGIDEZ Y DILATANCIA)	100
3.5.1. RIGIDEZ CORTANTE O TANGENCIAL	100
3.5.2. RIGIDEZ NORMAL	101
3.5.3. DILATANCIA	101
3.6. ENSAYOS DE LABORATORIO	103
3.6.1. ENSAYO DE CORTE DIRECTO	103
3.6.2. ENSAYO DE INCLINACIÓN DE LABORATORIO PARA OBTENER EL ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO	104
REFERENCIAS	106
4. COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS	107
4.1. INTRODUCCIÓN	07
4.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES RESISTENTES DE PICO DE LOS MACIZOS	108
4.2.1. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN (VERSIONES INICIALES).....	108
4.2.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN GENERALIZADO (EDICIÓN 2002).....	109
4.2.3. APLICABILIDAD DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN A LOS MACIZOS ROCOSOS.....	112
4.2.4. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE MOHR-COULOMB DEL MACIZO A PARTIR DE LOS DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN.....	113
4.2.4.1. <i>Propuesta de Celada (1994)</i>	113
4.2.4.2. <i>Propuesta de Hoek et al. (2002)</i>	114
4.2.4.2.1. Túneles	115
4.2.4.2.2. Taludes	115

4.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS.....	116
4.3.1. ESTIMACIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DE YOUNG (E_M).....	116
4.3.1.1. <i>Módulo de Young dependiente de la tensión de confinamiento</i>	117
4.3.2. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE POISSON DEL MACIZO ROCOSO (ν_M) ..	118
4.4. COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES POST-ROTURA	119
4.4.1. MARCO GENERAL DEL COMPORTAMIENTO POST-ROTURA.....	119
4.4.2. ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES POST-ROTURA.....	122
4.4.2.1. <i>Criterio de rotura residual y transitorios</i>	122
4.4.2.2. <i>Relación entre tensiones y deformaciones en la bajada desde el criterio de rotura de pico hasta el residual (parámetro de reblandecimiento crítico o módulo de descarga)</i>	124
4.4.2.3. <i>La regla de flujo</i>	124
4.4.2.4. <i>Propuesta sobre dilatación (Alejano y Alonso, 2005)</i>	125
4.5. DIALÉCTICA SOBRE LA NATURALEZA CONTINUA-DISCONTINUA DE LOS MACIZOS ROCOSOS.....	131
4.5.1. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS A MODELIZACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS.....	134
4.6. CONSIDERACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO FRÁGIL	134
4.6.1. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS FRÁGILES	135
4.6.2. CRITERIO DE ROTURA PARA MACIZOS FRÁGILES	138
4.6.3. CONCLUSIONES SOBRE LA ROTURA FRÁGIL	140
REFERENCIAS	142

5. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS.145

5.1. INTRODUCCIÓN.....	145
5.2. UTILIDAD, LIMITACIONES Y CONDICIONES DE APLICACIÓN DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS.....	146
5.3. PRESENTE Y FUTURO DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS.....	147
5.4. CLASIFICACIONES MÁS IMPORTANTES.....	147
5.4.1. CLASIFICACIÓN DE DEERE (1967)	147
5.4.2. CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI (1973, 1976, 1989).....	149
5.4.2.1. <i>Obtención del índice RMR</i>	149
5.4.3. CLASIFICACIÓN DE BARTON ET AL. (1974).....	157
5.4.3.1. <i>Definición del índice de calidad Q</i>	157
5.4.3.2. <i>Utilidad y limitaciones de la clasificación de Barton et al. (1974)</i>	162
5.4.4. CORRELACIONES ENTRE RMR Y Q	164
5.4.5. LA CLASIFICACIÓN GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX).....	165
5.5. APLICACIÓN DE LA CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI (RMR) AL DISEÑO DE TALUDES. ÍNDICE SMR.....	168
5.5.1. DEFINICIÓN DEL ÍNDICE SMR (ROMANA, 1985, 1988 Y 1992).....	168
5.5.2. FACTORES DE AJUSTE DEL RMR.....	168
REFERENCIAS	171

6. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS 173

6.1. INTRODUCCIÓN	173
6.2. METEORIZACIÓN DE LAS ROCAS	175
6.3. RESISTENCIA DE LAS ROCAS	178

6.4. ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	181
6.5. CARACTERES GEOMECÁNICOS DE LAS DISCONTINUIDADES	185
6.5.1. ORIENTACIÓN	185
6.5.2. ESPACIADO	187
6.5.3. DIMENSIONES (PERSISTENCIA)	189
6.5.4. RUGOSIDAD	190
6.5.5. RESISTENCIA DE LOS LABIOS	193
6.5.6. APERTURA	193
6.5.7. RELLENO	195
6.6. AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES	196
6.7. FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	198
6.8. TAMAÑO DE LOS BLOQUES.....	200
6.9. TOMA DE DATOS EN CAMPO	204
6.9.1. GEOLOGÍA REGIONAL	205
6.9.2. OBSERVACIÓN DE AFLORAMIENTOS	206
6.9.3. TOMA DE DATOS EN PROFUNDIDAD	208
6.9.3.1. <i>Toma de datos en galerías</i>	208
6.9.3.2. <i>Toma de datos en sondeos</i>	210
6.10. PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA	215
REFERENCIAS	219
7. LAS TENSIONES NATURALES.....	220
7.1. INTRODUCCIÓN.....	220
7.2. EL ESTADO TENSIONAL NATURAL.....	221
7.2.1. TENSIONES VERTICALES Y HORIZONTALES COMO TENSIONES PRINCIPALES	222
7.2.2. TENSIONES GRAVITACIONALES ELÁSTICAS	222
7.2.3. EFECTOS QUE SEPARAN EL CAMPO TENSIONAL NATURAL DEL GRAVITACIONAL ELÁSTICO	223
7.2.3.1. <i>Topografía</i>	223
7.2.3.2. <i>Erosión</i>	223
7.2.3.3. <i>Tensiones residuales</i>	223
7.2.3.4. <i>Efecto de las inclusiones o diques</i>	224
7.2.3.5. <i>Efecto de las discontinuidades</i>	224
7.2.3.6. <i>Efectos de la tectónica</i>	225
7.2.3.7. <i>Regla de Heim</i>	227
7.2.3.8. <i>Otras causas</i>	227
7.3. MEDIDAS DEL CAMPO NATURAL DE TENSIONES. ANÁLISIS.....	228
7.4. FORMULACIÓN DE SHEOREY	229
7.5. ESTIMACIÓN DEL CAMPO TENSIONAL Y PROYECTOS DE REALIZACIÓN DE MEDIDAS DEL CAMPO DE TENSIONES	231
7.6. TÉCNICAS DE MEDIDA: ASPECTOS BÁSICOS Y CLASIFICACIÓN GENERAL	233
7.7. FRACTURACIÓN HIDRÁULICA.....	236
7.7.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA E INTERPRETACIÓN	236
7.7.1.1. <i>Estimación de $\sigma_{h,min}$</i>	239
7.7.1.2. <i>Estimación de P_0</i>	239
7.7.1.3. <i>Estimación de σ_t</i>	239
7.8. SOBUPERFORACIÓN Y MEDIDA DE LA DEFORMACIÓN DIAMETRAL CON LA CÉLULA USBM.....	240
7.8.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA	240
7.8.2. INTERPRETACIÓN: <u>ESTADO TENSIONAL PLANO</u> ($\sigma_3 = 0$)	242

7.8.3. INTERPRETACIÓN: <u>ESTADO TENSIONAL TRIDIMENSIONAL, ASUMIENDO QUE LA DIRECCIÓN DEL SONDEO COINCIDE CON UNA DE LAS DIRECCIONES PRINCIPALES:</u>	244
7.8.4. INTERPRETACIÓN: <u>ESTADO TENSIONAL TRIDIMENSIONAL</u>	245
7.9. SOBUPERFORACIÓN Y MEDIDA CON LA CÉLULA EXTENSOMÉTRICA “DOOR-STOPPER”	246
7.9.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA.....	246
7.9.2. INTERPRETACIÓN.....	248
7.10. MÉTODO DE LAS CÉLULAS PLANAS O “FLAT-JACKS”	250
7.10.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA.....	250
7.10.2. INTERPRETACIÓN.....	251
REFERENCIAS	253
8. ASPECTOS GENÉRICOS DE INGENIERÍA DE TALUDES EN ROCA.....	255
8.1. INTRODUCCIÓN.....	255
8.2. CONSIDERACIONES ECONÓMICAS.....	256
8.2.1. EJEMPLO ILUSTRATIVO DE PROYECTO MINERO	256
8.2.2. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	259
8.3. EL PAPEL DE LAS DISCONTINUIDADES.....	261
8.4. TIPOS DE ROTURA	264
8.4.1. TIPOS DE ROTURA DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL MECANISMO.....	264
8.4.2. CLASIFICACIÓN MINERA DE LOS TIPOS DE ROTURA DE TALUDES A NIVEL PRÁCTICO	69
8.5. FACTORES QUE DESENCADENAN LOS FENÓMENOS DE INESTABILIDAD.....	271
8.6. METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	272
8.7. EJEMPLO DE IMPLICACIONES ECONÓMICAS DE LA ESTABILIDAD.....	275
8.8. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE POSIBLES TIPOS DE ROTURA	281
REFERENCIAS	285
9. ROTURA PLANA Y ROTURA EN CUÑA.....	286
9.1. ROTURA PLANA	286
9.1.1. CÁLCULO ANALÍTICO DE LA ROTURA PLANA CON GRIETA DE TRACCIÓN	290
9.1.2. CÁLCULO GRÁFICO DE LA ROTURA PLANA CON GRIETA DE TRACCIÓN ..	294
9.1.3. EJEMPLO DE CÁLCULO.....	296
9.1.4. CÁLCULO CON EL PROGRAMA ROC-PLANE	297
9.2. ROTURA EN CUÑA	298
9.2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA E QUIAREAL	301
9.2.2. CONCEPTO DE CONO DE FRICCIÓN	304
9.2.3. CUANDO SE PRODUCEN CUÑAS Y NOMENCLATURA.....	310
9.2.4. RESOLUCIÓN DE UN CASO DE ESTABILIDAD DE UNA CUÑA DIRECTA, SIN EMPUJES DE AGUA Y SUJETA CON UN ANCLAJE.....	314
9.2.5. CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES Y DEL VOLUMEN DE LA CUÑA.....	317
9.2.6. CÁLCULO DE EMPUJES DE AGUA	320
9.2.7. RESOLUCIÓN DE UN CASO GENERAL DE ESTABILIDAD DE UNA CUÑA DIRECTA	322
9.2.8. CÁLCULO CON EL PROGRAMA SWEDGE	326
REFERENCIAS	328

10. ROTURA POR VUELCO Y ROTURA DE TALUDES PARALELOS A UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES	329
10.1. INTRODUCCIÓN A LA ROTURA POR VUELCO	329
10.2. ANÁLISIS DEL VUELCO DE UN BLOQUE AISLADO	331
10.3. ANÁLISIS DEL VUELCO DE UN SISTEMA DE BLOQUES. MODELO DE GOODMAN Y BRAY (1977)	334
10.4. EL MÉTODO DIFERENCIAL DE ANÁLISIS DE VUELCO	340
10.5. EL MÉTODO NUMÉRICO CON CÓDIGOS DE ELEMENTOS DISCRETOS: EJEMPLO DE APLICACIÓN	345
10.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE VUELCO POR FLEXIÓN. MÉTODO DE ADHIKARY ET AL. (1995)	348
10.7. INTRODUCCIÓN A LAS ROTURAS DE TALUDES PARALELOS A UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES PRINCIPALES O TALUDES DE MURO	351
10.8. TIPOS DE ROTURAS DE TALUDES DE MURO	352
10.8.1. MECANISMOS DE ROTURA CON CONTROL TOTAL POR DISCONTINUIDADES.....	352
10.8.2. MECANISMOS DE ROTURA CON CONTROL PARCIAL POR DISCONTINUIDADES.....	354
10.9. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA LOS DISTINTOS TIPOS DE ROTURA DE TALUDES DE MURO	355
10.9.1. ROTURA BILINEAL CON DESLIZAMIENTO POR JUNTAS TRANSVERSALES (A.1).....	356
10.9.2. ROTURA EN DOS BLOQUES, CON EXPULSIÓN DEL BLOQUE INFERIOR (A.2).....	359
10.9.3. ESTUDIO DE UN CASO REAL DE ROTURA EN DOS BLOQUES, CON EXPULSIÓN DEL BLOQUE INFERIOR	362
10.9.4. ROTURA POR EXTRUSIÓN DE BLOQUES (A.3).....	366
10.9.5. ROTURAS CON CONTROL PARCIAL POR DISCONTINUIDADES: BILINEAL Y POR EXPULSIÓN DEL BLOQUE INFERIOR POR DESLIZAMIENTO O VUELCO.(B.1 Y B.2).....	369
10.9.6. CASO PRÁCTICO DE DISEÑO DE UN TALUD EN FILITAS (TIPO ROTURA MIXTA, PARTE POR DISCONTINUIDADES CON SALIDA DE ROTURA CIRCULAR, TIPO DE LA FIGURA 10.43.B).....	373
10.9.7. ROTURA POR PANDEO (B.3).....	378
REFERENCIAS	381
11. ROTURA CIRCULAR	383
11.1. INTRODUCCIÓN	383
11.2. EQUILIBRIO DEL SÓLIDO LIBRE	386
11.2.1. EL MÉTODO DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO (EXTENSIÓN DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO DEL SÓLIDO LIBRE).....	388
11.2.2. MÉTODO DE HOEK Y BRAY (EXTENSIÓN DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO DEL SÓLIDO LIBRE).....	389
11.3. MÉTODOS DE FAJAS	392
11.3.1. DESCRIPCIÓN E HIPÓTESIS BÁSICAS DE LOS MÉTODOS DE FAJAS MÁS COMUNES.....	394

11.3.2. OBTENCIÓN SIMPLIFICADA DE LOS MÉTODOS DE FAJAS APROXIMADOS	396
11.3.2.1. Método de Fellenius	397
11.3.2.2. Método de Bishop simplificado	397
11.3.2.3. Método de Janbu simplificado	399
11.3.3. PROGRAMAS QUE IMPLEMENTAN LOS MÉTODOS DE FAJAS	401
11.4. MÉTODOS NUMÉRICOS.....	403
11.5. ROTURA PROGRESIVA.....	403
11.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO DE UNA LADERA INESTABLE.....	405
11.7. CONSIDERACIONES FINALES	409
REFERENCIAS	410

12. APLICACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES411

12.1. INTRODUCCIÓN.....	411
12.2. MÉTODOS NUMÉRICOS.....	412
12.2.1 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	413
12.2.2 MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS (MDF)	415
12.2.3. MÉTODO DE ELEMENTOS DE CONTORNO (MEC).....	415
12.2.4 MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS (MED).....	416
12.2.5 VALORACIÓN GENERAL DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS COMO MÉTODO DE TRABAJO	418
12.3. RECOMENDACIONES GENERALES PARA LAS SIMULACIONES	419
12.3.1 HIPÓTESIS BÁSICAS DE TRABAJO.....	419
12.3.2. SIMETRÍAS Y CONDICIONES INICIALES	420
12.3.3. DOMINIO Y CONDICIONES DE CONTORNO.....	420
12.3.4 MALLADOS Y ANCHOS DE MALLA.....	421
12.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD CON MODELOS NUMÉRICOS. TÉCNICA DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA	422
12.5. CÓDIGOS MÁS UTILIZADOS	424
12.5.1. FLAC.....	424
12.5.2. UDEC.....	425
12.6. EJEMPLOS DE APLICACIÓN Y COMPARACIÓN CON EQUILIBRIO LÍMITE.....	426
12.6.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA ESCOMBRERA DE PIZARRA.....	426
12.6.2. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA LADERA	427
12.6.3. DISEÑO DE UN TALUD DE MURO DE UNA CANTERA.....	429
12.6.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN VUELCO DE BLOQUES TIPO GOODMAN CON UDEC.....	430
12.6.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD CON EL CÓDIGO MEF PHASE 2D.....	431
12.7. CONCLUSIONES.....	434
REFERENCIAS	436

13. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES	437
13.1. INTRODUCCIÓN.....	437
13.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	438
13.3. BREVE RESEÑA SOBRE LA TEORÍA DE LA PROBABILIDAD	439
13.4. EL MÉTODO DE MONTECARLO	443
13.4.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN BANCO EN UNA MINA	446
13.4.2. DISEÑO DE UN TALUD DE MURO DE UNA CANTERA.....	452
13.5. MÉTODO DE ESTIMACIÓN PUNTUAL O “POINT ESTIMATE METHOD”... 455	
13.5.1. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL “POINT ESTIMATE METHOD” AL ESTUDIO DE UNA LADERA.....	455
13.6. CONCLUSIONES.....	457
REFERENCIAS	459

14. DESPRENDIMIENTOS: ANÁLISIS DE TRAYECTORIAS, EVALUACIÓN DEL RIESGO Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN.....460

14.1. INTRODUCCIÓN	460
14.2. ANÁLISIS DE LOS MOVIMIENTOS DE ROCAS DESPRENDIDAS.....	466
14.2.1. CAÍDA LIBRE	467
14.2.2. REBOTE.....	468
14.2.3. MOVIMIENTOS DE RODADURA Y DESLIZAMIENTO	470
14.2.4. TRAYECTORIAS EN GENERAL	473
14.3. RHRS (ROCKFALL HAZARD RATING SYSTEM).....	474
14.3.1. GENERALIDADES.....	475
14.3.2. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DE TALUDES Y CLASIFICACIÓN PRELIMINAR	475
14.3.3. CLASIFICACIÓN DETALLADA	478
14.3.4. COMENTARIOS FINALES.....	484
14.4. RHRON (ONTARIO ROCKFALL HAZARD RATING SYSTEM).....	485
14.4.1. INTRODUCCIÓN	485
14.4.2. SELECCIÓN PRELIMINAR Y CLASIFICACIÓN BÁSICA.....	487
14.4.3. CLASIFICACIÓN DETALLADA	490
14.4.3.1. Tipo de desprendimiento y cantidad	493
14.4.3.2. Medidas correctoras y estimación de costes.....	494
14.4.3.3. Estimación de los parámetros e índices del RHRON detallado.....	496.
14.4.3.4. Valoración de los factores y cálculo de RHRON y COSTBEN.....	500
14.4.4. ORDENACIÓN Y PRIORIZACIÓN	501
14.5. ROFRAQ (ROCK-FALL RISK ASSESMENT FOR QUARRIES).....	502
14.5.1. ESTRUCTURA DEL ROFRAQ.....	502
14.5.2. FUENTES DE INFORMACIÓN Y DATOS.....	506
14.5.3. ESTIMACIÓN DE ROFRAQ.....	508
14.5.3.1. ¿Existen bloques más o menos separados del macizo rocoso?.....	508
14.5.3.2. ¿Son estos bloques potencialmente inestables	508
14.5.3.3. ¿Se puede producir un fenómeno desestabilizador sobre esos bloques?.....	509
14.5.3.4. ¿Llega alguno de los bloques de roca inestables a la plaza de la cantera.....	509
14.5.3.5. ¿Impactan los bloques que llegan abajo con una máquina o un trabajador?	509
14.5.3.6. Historia de desprendimientos en la canter.....	510
14.5.3.7. ROFRAQ básico y ROFRAQ.....	510
14.5.4. COMENTARIOS SOBRE ANTIGUAS VERSIONES Y ACTUALIZACIONES	

DEL MÉTODO.....	510
14.5.5. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE ROFRAQ A UN TALUD DE UNA CANTERA .	517
14.6. MODELOS PARA ANALIZAR LAS TRAYECTORIAS DE BLOQUES	522
14.6.1. MODELOS DE PARTÍCULA	522
14.6.2. MODELOS RIGUROSOS	524
14.6.3. EJEMPLO DE CÓDIGO DE PARTÍCULA.....	525
14.6.4. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS	527
14.6.4.1. <i>Coefficientes de restitución</i>	527
14.6.4.2. <i>Ensayos de laboratorio para determinar el coeficiente de restitución</i>	527
14.6.4.2.1. Bolas esféricas sobre baldosas lisas	528
14.6.4.2.2. Bolas y bloques rugosos sobre baldosas rugosas	529
14.6.4.3. <i>Estimación del coeficiente de fricción frente a la rodadura</i>	530
14.7. NORMATIVAS.....531	531
14.8. MÉTODOS DE PROTECCIÓN	531
14.8.1. TIPOS DE MÉTODOS DE PROTECCIÓN.....	533
14.8.2. DISEÑO TRADICIONAL DE MÉTODOS DE PROTECCIÓN EN CARRETERAS	537
14.9. EJEMPLO DE APLICACIÓN: DISEÑO GENERAL DE TALUDES DE	540
CANTERA.....	540
14.9.1. ANÁLISIS RETROSPECTIVO DE MÉTODOS EMPÍRICOS.....	543
14.9.1.1. <i>Introducción</i>	543
14.9.1.2. <i>Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Pierson et al., 2001)</i>	544
14.9.1.3. <i>Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Ritchie, 1963)</i>	546
14.9.2. RESULTADOS.....	548
14.9.3. EJEMPLO DE APLICACIÓN A UNA CANTERA DE ÁRIDOS EN ESQUISTO....	554
14.9.4. CONCLUSIONES	556
REFERENCIAS	557
15. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.....	560
15.1. INTRODUCCIÓN.....	560
15.2. DISEÑO DE TALUDES AUTOPORTANTES	561
15.3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	563
15.3.1. MUROS.....	563
15.3.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD	568
15.3.2.1 <i>Empujes del terreno</i>	569
15.3.2.2 <i>Factor de seguridad a deslizamiento del muro</i>	570
15.3.2.3 <i>Factor de seguridad a vuelco</i>	571
15.3.2.4 <i>Factor de seguridad al hundimiento</i>	571
15.3.2.5 <i>Diseño de escolleras mediante ábacos</i>	575
15.3.3. PANTALLAS	577
15.4. REFUERZOS DE TALUDES	578
15.4.1. INYECCIÓN.....	578
15.4.1.1 <i>Características de la lechada</i>	580
15.4.1.2 <i>Método del número de Intensidad de Inyección (GIN)</i>	581
15.4.2. COSIDO CON MICROPILOTES	582
15.4.3. ANCLAJES.....	584
15.4.3.1 <i>Anclaje puntual mecánico</i>	585
15.4.3.2 <i>Anclaje mediante inyección</i>	587
15.4.3.2.1. Bulbos de anclaje	587
15.4.3.2.2. Anclajes repartidos.....	588
15.4.3.3 <i>Selección del anclaje en función de las características de la roca</i>	589
15.4.3.4 <i>Diseño de los anclajes</i>	589
15.4.3.4.1. Carga nominal del anclaje (T).....	589
15.4.3.4.2. Diámetro de perforación (Dp).....	590

15.4.3.4.3. Longitud de anclaje (LA). Arrancamiento del bulbo	592
15.4.3.4.4. Longitud libre (LL)	593
15.4.3.4.5. Longitud de empotramiento (LE).....	593
15.4.3.4.6. Sección del anclaje (SA)	594
15.4.3.4.7. Comprobación de deslizamiento cable-lechada	595
<i>15.4.3.5 Instalación de anclaje</i>	<i>595</i>
<i>15.4.3.6 Control de anclajes</i>	<i>596</i>
<i>15.4.3.7 Vigas de atado de anclajes.....</i>	<i>598</i>
<i>15.4.3.8 Anclaje de elementos de contención.....</i>	<i>599</i>
REFERENCIAS	606

16. DRENAJE DE TALUDES.....607

16.1. INTRODUCCIÓN Y CONCEPTOS BÁSICOS	607
16.1.1. CONCEPTOS BÁSICOS.....	607
16.1.2. CARACTERIZACIÓN DE LOS ACUÍFEROS	608
16.2. EL CICLO HIDROLÓGICO	609
16.3. EL AGUA EN LOS MACIZOS ROCOSOS Y TALUDES.....	611
16.4. OBJETIVOS. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE.....	613
16.5. DRENAJES SUPERFICIALES.....	614
16.5.1. CUNETAS	614
16.5.2. ZANJAS DRENANTES	617
<i>16.5.2.1 Zanjas drenantes en coronación</i>	<i>618</i>
<i>16.5.2.2 Zanjas drenantes en el cuerpo del talud</i>	<i>620</i>
<i>16.5.2.3 Características de las zanjas drenantes.....</i>	<i>620</i>
16.5.2.3.1. Filtros naturales	622
16.5.2.3.2. Filtros de geotextil.....	623
16.5.3. CÁLCULO DEL CAUDAL A EVACUAR	626
<i>16.5.3.1 Superficie de las cuencas de aporte</i>	<i>627</i>
<i>16.5.3.2 Coeficiente de escorrentía.....</i>	<i>628</i>
<i>16.5.3.3 Intensidad de precipitación.....</i>	<i>628</i>
16.6. DRENAJES SUBTERRÁNEOS.....	632
16.6.1. SONDEOS DE DRENAJE SUBHORIZONTALES O DRENES CALIFORNIANOS.....	633
16.6.2. POZOS O SONDEOS VERTICALES.....	636
16.6.3. PANTALLAS SUBTERRÁNEAS IMPERMEABLES.....	637
16.6.4. GALERÍAS DE DRENAJE	637
16.6.5. OTROS ELEMENTOS DE DRENAJE.....	639
<i>16.6.5.1 Impermeabilizaciones.....</i>	<i>639</i>
<i>16.6.5.2 Canales colectores y bajantes.....</i>	<i>639</i>
<i>16.6.5.3 Tacones drenantes.....</i>	<i>640</i>
REFERENCIAS	642

17. DAÑOS INDUCIDOS POR EL EXPLOSIVO EN LA ROCA Y TÉCNICAS DE VOLADURA DE CONTORNO643

17.1. INTRODUCCIÓN.....	643
17.2. ALTERACIÓN DEL MACIZO ROCOSO DEBIDO A LA ACCIÓN DEL EXPLOSIVO.....	644
17.2.1. SOBRE-EXCAVACIÓN DEL MACIZO	644
17.2.2. DAÑO ESTRUCTURAL AL MACIZO REMANENTE	645

17.3. FUNDAMENTOS DE LAS TÉCNICAS DE CONTORNO.....	647
17.3.1. DAÑO PRODUCIDO POR LAS VOLADURAS.....	647
17.3.2. TENSIONES INDUCIDAS EN EL MACIZO	649
17.3.3. CREACIÓN EL PLANO DE CORTE	651
17.4. PRINCIPIOS TEÓRICO-PRÁCTICOS DE DISEÑO	652
17.4.1. LA HILERA DE CONTORNO.....	653
17.4.2. ESTIMACIÓN DEL DAÑO PROVOCADO AL MACIZO.....	654
17.5. TÉCNICAS DE VOLADURAS DE CONTORNO	659
17.5.1. PERFORACIÓN EN LÍNEA	659
17.5.2. PRECORTE.....	659
17.5.3. RECORTE.....	661
17.5.4. VARIANTES.....	662
17.5.5. DESVIACIONES DE LOS RESULTADOS DEL CORTE.....	663
17.5.6. EXPLOSIVOS UTILIZADOS	664
17.5.6.1. Explosivos convencionales.....	664
17.5.6.2. Cartuchos especiales (pequeña concentración de carga).....	664
17.5.6.3. Cordón detonante.....	664
17.5.6.4. ANFO	664
17.6. CONCLUSIONES.....	665
REFERENCIAS	666
18. VIGILANCIA DE TALUDES	667
18.1. OBJETIVOS.....	667
18.2. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN DE TALUDES.....	667
18.2.1. ESTABILIDAD GLOBAL.....	667
18.2.2. ESTABILIDAD LOCAL.....	668
18.2.3. MONITORIZACIÓN DEL ESTADO DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE OBSERVACIÓN DE SONDEOS	670
18.3. NIVELES DE VIGILANCIA.....	671
18.3.1. NIVEL I DE VIGILANCIA	671
18.3.2. NIVEL II DE VIGILANCIA.....	672
18.3.3. NIVEL III DE VIGILANCIA.....	672
18.4. VIGILANCIA DE LA PRESIÓN DE AGUA MEDIANTE PIEZÓMETROS	673
18.4.1. POZOS DE OBSERVACIÓN.....	673
18.4.2. PIEZÓMETROS DE TUBO ABIERTOS	673
18.4.3. PIEZÓMETROS CERRADOS.....	675
18.5. CÉLULAS HIDRÁULICAS PARA LA MONITORIZACIÓN DE ASIENTOS....	676
18.6. AUSCULTACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PROFUNDOS TRANSVERSALES.....	678
18.6.1. SONDA INCLINOMÉTRICA	678
18.6.2. INCLINÓMETROS FIJOS.....	683
18.6.3. EQUIPOS CON TDR.....	684
18.7. AUSCULTACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PROFUNDOS LONGITUDINALES.....	686
18.7.1. SONDA INCREX.....	686
18.7.2. EXTENSÓMETROS DE CABLE.....	689
18.7.3. EXTENSÓMETROS DE VARILLAS.....	690
18.7.3.1. Extensómetros de inyección	691
18.7.3.2. Extensómetros de anclaje mecánico	692
18.8. VIGILANCIA DE CARGA EN ANCLAJES MEDIANTE CÉLULAS DE CARGA.....	694

18.9. VIGILANCIA DEL MOVIMIENTO DE TALUDES MEDIANTE INCLINÓMETROS SUPERFICIALES.....	696
18.10.VIGILANCIA DE GRIETAS MEDIANTE MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO.....	696
18.11.CÁMARAS DE VÍDEO AXIALES PARA MONITORIZACIÓN DE SONDEOS	697
18.12.MONITORIZACIÓN CON CÁMARA ULTRASÓNICA.....	698
18.13.DISEÑO DE UN SISTEMA INFORMÁTICO PARA EL SEGUIMIENTO DE LA EVOLUCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TALUD.....	700
18.13.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA INFORMÁTICO PARA LA MONITORIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	701
18.13.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS Y TRANSMISIÓN A LA OFICINA CENTRAL	703
18.13.3. DISEÑO DE UN SITIO WEB PARA LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	707
REFERENCIAS	711

1. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS

Los científicos descubren aquello que es, los ingenieros crean aquello que nunca fue
Von Karman, 1904

*Aquí tenemos la verdadera esencia de nuestra disciplina: una compleja mezcla de la
mecánica pura, la idiosincrasia de la naturaleza y la determinación de la humanidad*
J. Hudson, 1993

Más que una ciencia, la mecánica de rocas es un arte, en el sentido fuerte del arte de construir...
Comité Français de Mécanique des Roches, 2000

1.1. Definiciones básicas

Se comienza este capítulo y este libro con una serie de definiciones básicas que deben servir de base para comprender los planteamientos y conceptos que se presentarán a continuación.

Se define ROCA como un agregado sólido, formado por uno o varios minerales, que se encuentra ocupando grandes extensiones de la corteza terrestre. En mecánica de rocas se habla en muchas ocasiones de ROCA o ROCA INTACTA para referirse a un elemento (trozo, bloque, probeta) de roca que no presenta discontinuidades observables.

En la naturaleza las rocas aparecen muy comúnmente atravesadas por distintos caracteres geológicos estructurales y discontinuidades de variado origen geológico, como la estratificación, esquistosidad, pliegues, fallas, y juntas o diaclasas. Al conjunto de estas discontinuidades que atraviesan la roca se le suele denominar ESTRUCTURA del macizo rocoso.

Se define MACIZO ROCOSO como la forma en la que se presentan las rocas en el medio natural. Así pues un macizo rocoso estará definido por la roca y la estructura, que a su vez contendrá planos de estratificación, fallas, juntas, pliegues y otros caracteres estructurales. Los macizos rocosos son por tanto discontinuos y pueden presentar propiedades heterogéneas y/o anisótropas.

Se ilustran las definiciones de estructura y macizo rocoso en la Figura 1. En ella se muestra primero (Figura 1.a) una fotografía de un macizo rocoso sobre la que se han marcado las discontinuidades observables in-situ, que se han llevado posteriormente sobre fondo blanco para ilustrar la definición de estructura (Figura 1.1.b). En la realidad, hay que pensar que esta estructura es tridimensional.

A partir de la definición de macizo rocoso y de lo que la naturaleza nos muestra, ha de quedar claro desde el principio de este libro que, atendiendo a los acrónimos propuestos por Hudson y Harrison (1995), un macizo rocoso es un "DIANE" (acrónimo de Discontinuous, Inhomogeneous, Anisotropic & Non-Elastic = discontinuo, heterogéneo, anisótropo e inelástico) y no un "CHILE" (acrónimo de

Continuous, Homogeneous, Isotropic & Linear-Elastic = continuo, homogéneo, isótropo y linealmente elástico). Así pues, los macizos rocosos, que son el principal objeto de estudio y material de trabajo en mecánica de rocas, consisten en una serie de bloques o elementos de roca intacta y una estructura formada por múltiples discontinuidades (comúnmente agrupadas en familias) y otros caracteres estructurales. Su naturaleza y comportamiento dependerá, por tanto, de ambos (roca + discontinuidades) influyendo más unas u otras en función de las características del macizo y las propiedades, situación y volumen de las obras que se realicen en ellos.

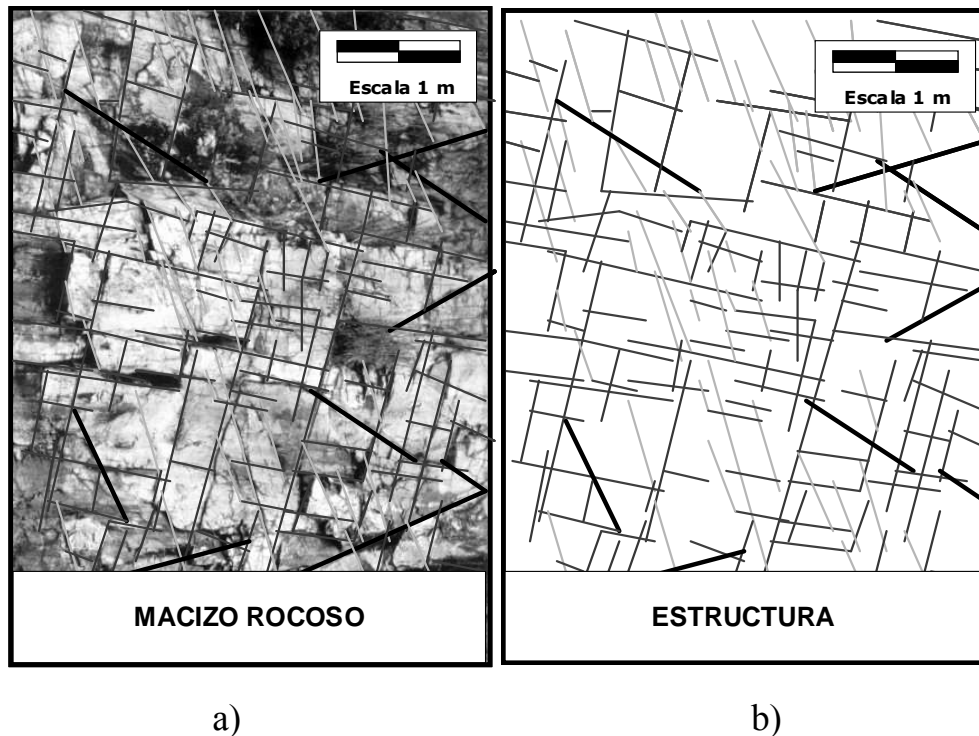


Figura 1.1. Definición ilustrativa de un macizo rocoso (a) y de su estructura, según se comenta en el texto.

Se define SUELO como un material formado por partículas sólidas y poros rellenos de agua o aire, sin cementación o poco cementado, originado por la alteración de las rocas y sobre el que se desarrolla la mayor parte de la actividad humana y biológica.

Desde el punto de vista genético los suelos son rocas que se han ido erosionando y alterando; y las rocas son suelos que, sometidos a determinados niveles de presión y temperatura y condiciones químicas, se han ido litificando a lo largo del tiempo mediante diversos tipos de procesos físico-químicos. Existen pues materiales de transición entre las rocas y los suelos y viceversa, denominados "roquisuelos", que se estudian analizan técnicas mixtas entre las de la mecánica de rocas y la de suelos.

Se define MINERAL desde un punto de vista CIENTÍFICO o mineralógico como una sustancia de origen natural, de composición química definida y estructura atómica determinada. Se define MINERAL desde un punto de vista MINERO, que es el que nos interesa, como una sustancia de origen natural cuya explotación origina un beneficio.

1.2. Conceptos generales de mecánica de rocas

El problema ingenieril del diseño estructural de excavaciones, ya sean subterráneas o a cielo abierto, que trata de resolver la mecánica de rocas es la predicción del comportamiento mecánico del macizo rocoso en una determinada obra o explotación sujeta a las cargas que se le apliquen a lo largo de toda su vida operativa (Brady y Brown, 1985); contemplada desde este punto de vista la mecánica de rocas se debería llamar más propiamente ingeniería de los macizos rocosos.

La mecánica de rocas aplicada a la práctica minera y a la de ingeniería civil parte de la ingeniería mecánica clásica y de la mecánica de medios continuos, pero la naturaleza variable de los materiales que analiza, la confieren un elevado número de factores específicos que la identifican como una disciplina diferente y coherente del campo de las ingenierías de minas y civil.

Una definición comúnmente aceptada de mecánica de rocas propuesta en 1974 por el comité americano de esta disciplina es:

“Mecánica de rocas es la ciencia teórica y aplicada que estudia el comportamiento de mecánico de las rocas y de los macizos rocosos. Sería pues la rama de la ingeniería dedicada al estudio de la respuesta de las rocas y macizos rocosos al campo de fuerzas que actúan en su entorno”

Así definida, esta disciplina es básica para la minería y la ingeniería civil, ya que el hecho de realizar excavaciones modifica los campos de fuerza en el entorno físico de las rocas. Como se podrá ver en el desarrollo de este libro, el estudio de la respuesta de los materiales requiere la aplicación de un buen número de técnicas analíticas desarrolladas específicamente para la materia y que hoy día forman parte de su cuerpo de doctrina. La mecánica de rocas forma a su vez parte de la geotecnia o geomecánica, que estudia el comportamiento de todos los materiales de origen geológicos por sí solos y en su interacción con estructuras y de la que también forma parte la mecánica de suelos.

1.2.1. Puntos de partida de la mecánica de rocas

La aplicación de los principios de la mecánica de rocas a la ingeniería de minas se basa en premisas simples y tal vez evidentes (Brady y Brown, 1985):

- El primer postulado sería suponer que a cualquier macizo rocoso se le pueden asignar un conjunto de propiedades mecánicas, que se pueden medir a través de ensayos estándar.
- El segundo principio sería aseverar que el proceso de excavación minera origina una estructura de roca superficial o subterránea formada por el macizo rocoso, huecos, elementos de sostenimiento y empotramientos, que se puede analizar a partir de los principios de la mecánica clásica.
- La tercera proposición es que la capacidad de predecir y controlar el comportamiento del macizo rocoso, en el que se realiza la operación minera, puede asegurar o incrementar la rentabilidad económica, lo que se ha de traducir en la práctica en la eficiencia (máxima eficacia) de la explotación del recurso, medida en términos de recuperación de mineral (% de mineral extraído), de productividad o, directamente, de rentabilidad económica.

1.2.2. Metodología básica

Desde una perspectiva mecánica, el objetivo final del diseño de un hueco en el terreno es el control de los desplazamientos de la roca hacia y alrededor del mismo. Los desplazamientos elásticos en el entorno de excavaciones son típicamente bastante pequeños. Los desplazamientos que más importan desde un punto de vista ingenieril suelen llevar consigo procesos como la fracturación de la roca sana, deslizamiento a través de caracteres estructurales de origen geológico como fallas, flexiones excesivas de las rocas de techo y muro de una explotación (por ejemplo debidas a la separación de estratos), o roturas inestables en el sistema como el estallido de pilares mediante la liberación repentina de energía potencial.

Estas posibles maneras de respuesta de la roca definen las principales componentes de una metodología que pretende sentar las bases geotécnicas del diseño de excavaciones. La metodología incluirá por tanto los elementos siguientes:

- La determinación, de la manera más exacta y estandarizada posible, de las propiedades de resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos que rodean la excavación o se encuentran en su entorno cercano.
- La definición, a través de campañas de reconocimiento y de los ensayos de laboratorio apropiados, de la estructura geológica del macizo rocoso (incluyendo la localización, espaciado, persistencia y propiedades geotécnicas de las discontinuidades que aparecen en las zonas afectadas por la excavación).
- El establecimiento de la distribución de presiones de agua en el dominio afectado por la excavación mediante técnicas de piezometría, puesto que la presión de agua en las fisuras influye de manera muy significativa sobre la posibilidad de deslizamiento de bloques siguiendo planos de debilidad estructural.
- El desarrollo de técnicas analíticas o numéricas para evaluar cada uno de los posibles modos de respuesta del macizo rocoso en función de las condiciones de excavación de la obra y la geometría final propuesta.

Estas bases indican que la mecánica de rocas aplicada al diseño de excavaciones parte de conceptos convencionales de la ingeniería y de la lógica. Por ello resulta sorprendente el hecho de que esta metodología no comenzara a ser aplicada habitualmente sino en las tres o cuatro últimas décadas y previamente sólo se utilizara el diseño basado en la experiencia.

Diversos factores han contribuido a la relativamente reciente aparición de la mecánica de rocas como una tecnología de importancia. Tal vez la causa más importante sea la creciente dimensión de las obras civiles y el incremento los niveles de producción de las explotaciones mineras que ha llevado aparejada la economía a gran escala (mejora de la rentabilidad con mayor nivel en la producción). A su vez, las grandes inversiones necesarias para llevar a cabo grandes proyectos han ido exigiendo mayores niveles de seguridad en su comportamiento a medio y largo plazo y por tanto técnicas más rigurosas en el desarrollo de su diseño y planificación operativa y temporal.

El aumento del tamaño de los proyectos ha exigido el desarrollo de procedimientos de diseño cada vez más efectivos. La necesidad de extraer recursos minerales y realizar túneles y obras en ambientes poco favorables ha proporcionado un ímpetu significativo a la investigación en mecánica

de rocas. Por último, la reciente concienciación social relativa a la conservación de recursos y del medio ambiente y a la seguridad laboral se han reflejado en la mecánica de rocas a través de investigaciones enfocadas a incrementar la eficiencia en la construcción de obras y a mejorar los niveles de seguridad, disminuyendo el índice de siniestralidad laboral.

1.2.3. Diferencias básicas entre mecánica de rocas y de suelos

Desde sus orígenes en los años 60 y a lo largo de su evolución ha habido la tendencia de considerar la mecánica de rocas como una disciplina derivada o "subordinada" de la mecánica de suelos. A pesar de la similitud de los principios básicos existen una serie de aspectos clave que permiten la clara distinción de ambas, entre los que conviene destacar:

- Los procesos de rotura de rocas intactas implican mecanismos de fracturación como generación y crecimiento de grietas en un medio pseudo-continuo, mientras que en suelos la rotura no afecta a la integridad mecánica de cada uno de los granos individuales.
- Los suelos, en las condiciones normales de operación, se suelen encontrar sometidos a campos de tensiones débiles, siendo lo contrario usual en las rocas.
- Las rocas suelen tener módulos elásticos manifiestamente (cientos de veces) mayores que los suelos y lo mismo sucede con la resistencia.
- El flujo de agua en rocas es conspicuo, esto es se produce siguiendo fisuras o canales determinados, lo que suele originar niveles bajos de permeabilidad, mientras que en suelos el flujo se produce a través de los poros que deja el entramado de partículas sólidas.

En definitiva se podría decir desde un punto de vista mecánico que un suelo es un medio continuo formado por multitud de pequeños elementos discontinuos mientras que un macizo rocoso sería un medio discontinuo formado por un número finito de grandes elementos continuos.

1.2.4. Particularidades inherentes a la mecánica de rocas

Se señalan a continuación las particularidades propias de la mecánica de rocas que justifican la aparición de esta tecnología como una disciplina coherente de la ingeniería de minas y civil y que requiere de una metodología tan específica que la aparta de la mecánica clásica.

1.2.4.1. Materiales de origen natural

En mecánica de rocas los materiales con los que se trabaja no pueden ser elegidos, sino ensayados, analizados y utilizados en la mejor manera posible para los fines deseados. Debido a su origen natural, estos materiales no tienen porqué ser homogéneos y constantes en sus propiedades y comportamientos. Como se ha indicado los macizos rocosos son, siguiendo la nomenclatura de Hudson (1995), "DIANEs" y no "CHILEs". Es por ello que una parte importante en los estudios de mecánica de rocas es la adecuada caracterización de la estructura de los macizos rocosos, ya que es ésta la que marca en muchos casos su comportamiento.

Es en este aspecto del comportamiento natural de los macizos rocosos donde la mecánica de rocas

rocas entronca con la geología estructural, ciencia que estudia el comportamiento de las rocas de la corteza terrestre sometidas a esfuerzos y las deformaciones que se producen. Así para los estudios de mecánica de rocas, para los que es necesario conocer y entender la estructura de los macizos rocosos, resulta fundamental tener ciertas bases de dicha disciplina para realizar un análisis estructural (presencia de fallas, pliegues... y su origen) de los mismos (Véase Fig. 1.2.).

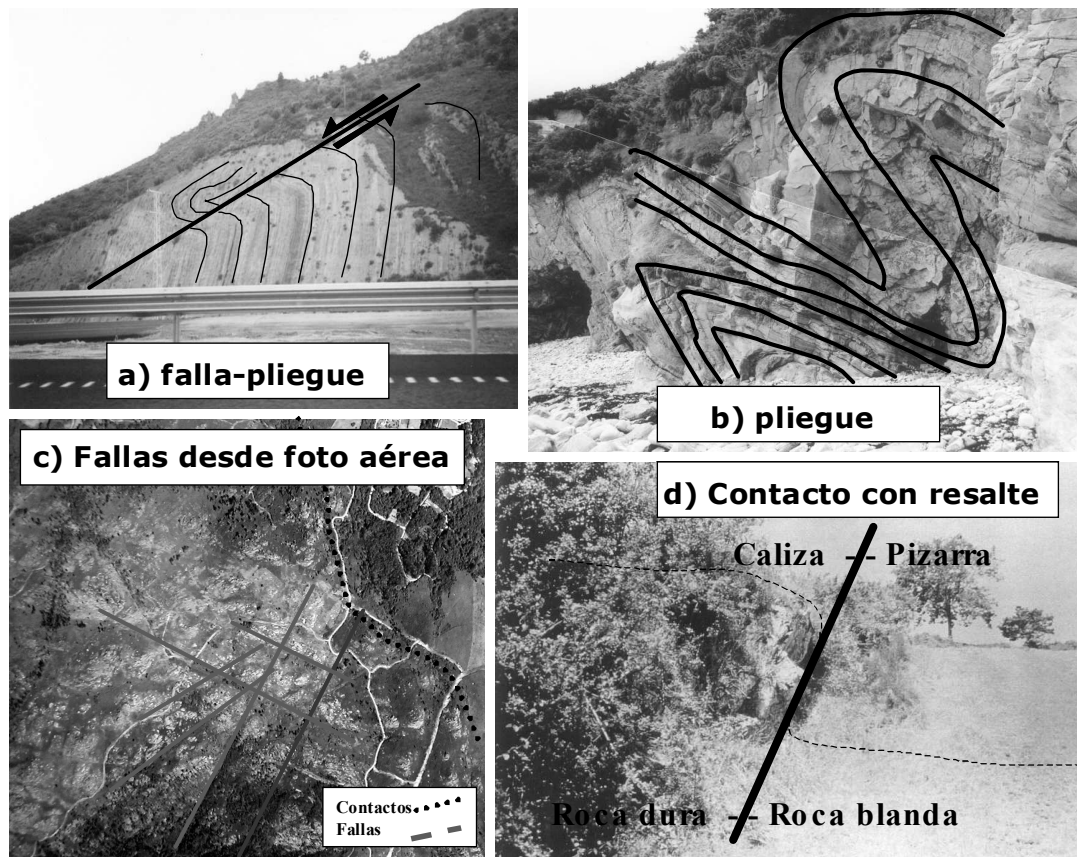


Figura 1.2. Diversas fotografías que muestran la importancia de la geología estructural en los estudios de mecánica de rocas. a) pliegue-falla en la autovía Bailén-Granada. b) pliegues en la zona costera de Burela (Lugo). c) fallas y contacto granito-esquisto observables en una foto aérea de un macizo rocoso granítico en la provincia de Pontevedra. d) contacto con resalte entre una caliza resistente y unas pizarras verdes o filitas más bien poco resistentes en el entorno de una cantera en la provincia de Lugo. Fotografías (excepto fotografía aérea): autores.

Entre los libros clásicos sobre geología estructural se pueden citar el Ramsay y Huber (1983) y el Mattaufer (1976). Tanto Price y Cosgrove (1990) como Pusch (1995) realizan excelentes síntesis de la relación entre mecánica de rocas y geología estructural en sus correspondientes libros (véanse referencias).

1.2.4.2. Fractura de rocas

La rotura de los materiales más comunes en ingeniería industrial y de la construcción, como el acero y el hormigón, se produce al estar sometidos a tracción. Sin embargo los campos tensionales que actúan comúnmente en el ámbito de la mecánica de rocas se encuentran predominantemente en el dominio de la compresión, por lo que las teorías desarrolladas para los materiales anteriores

no son directamente aplicables a los macizos rocosos. Una complicación que se da en el caso de rocas sometidas a compresión tiene su origen en la fricción movilizada entre las superficies de las microfisuras, donde se produce la iniciación de la fracturación y que hace que la resistencia de la roca sea muy dependiente de la tensión de confinamiento, por lo que surgen dudas sobre la relevancia de nociones como el principio de normalidad, flujo asociado y teoría de la plasticidad al analizar las propiedades de resistencia a la rotura y deformación post-rotura de las rocas. Véase la Figura 1.3.

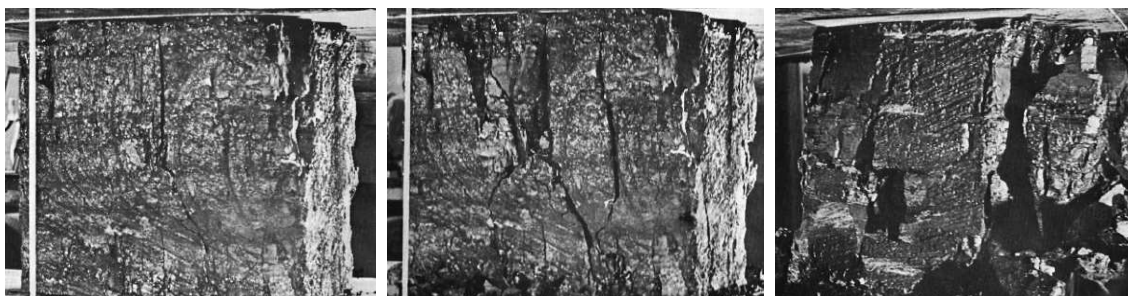


Figura 1.3. Fotografías sucesivas de la rotura de una muestra cúbica de 60 cm de arista de carbón sometido a compresión donde se muestra como evoluciona la fracturación en las rocas. Según Bieniawski (1967).

1.2.4.3. Efectos de escala

La respuesta de un macizo rocoso a una serie de cargas aplicadas muestra un pronunciado efecto de escala en función del volumen sobre el que actúan cargas. Este efecto se debe en parte a la naturaleza discontinua del macizo rocoso. La presencia de discontinuidades estructurales hace que las propiedades de resistencia y deformación del macizo estén influenciadas tanto por las propiedades de la roca sana como por las de las diversas discontinuidades existentes, que varían según el tamaño del macizo rocoso afectado por la obra.

Este tipo de efectos se puede tener en cuenta considerando los diversos tamaños de las zonas afectadas. De esta manera el proceso de perforación de un barrenado (sección del orden de cm^2) reflejará de manera general las propiedades resistentes de la roca sana. La excavación de una galería (sección del orden de m^2) en un macizo con varias familias de juntas reflejará normalmente las propiedades del sistema de juntas (el perfil final de la sección de la galería vendrá determinado por la orientación de las juntas, y el potencial deslizamiento de bloques de roca quedará marcado por las fuerzas de fricción que actúan en estas superficies de discontinuidad) (véase la Figura 1.4). Por último, para el caso de pilares en grandes excavaciones (v.gr. $100 \text{ m} \times 100 \text{ m} \times 100 \text{ m}$) el macizo fisurado puede ser simulado como un medio pseudo-continuo.

Así pues la estimación de las propiedades de los macizos rocosos no resulta sencilla. En particular la imposibilidad de la realización de ensayos a gran escala implica la necesidad de postular y verificar teorías para estimar las propiedades del macizo rocoso a partir de los elementos que lo forman.

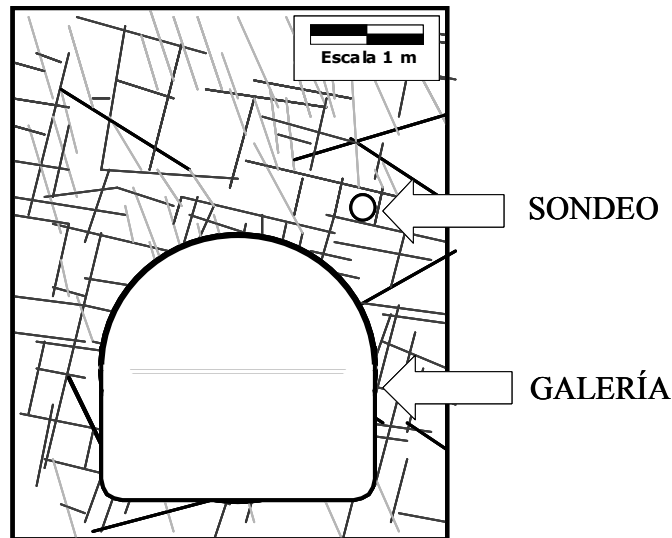


Figura 1.4. Esquema de estructura del macizo junto con dos posibles excavaciones (túnel y sondeo) para ilustrar la influencia de las discontinuidades sobre los huecos según su tamaño, por el llamado efecto de escala.

1.2.4.4. Resistencia a tracción

Las rocas se diferencian del resto de materiales utilizados comúnmente en ingeniería (acero, etc..) por su baja resistencia a la tracción. Las muestras de roca ensayadas a tracción suelen romperse a niveles tensionales del orden de diez veces menores que cuando se ensayan a compresión simple. Además la presencia de discontinuidades en los macizos rocosos hace que en la mayor parte de los casos no exista prácticamente resistencia alguna a la tracción. Por tanto los macizos rocosos no son capaces, en general, de generar y resistir tracción.

Todo ello implica que, en el diseño de excavaciones, cuando se identifique mediante análisis una zona del macizo sometida a tracción, esta zona se distenderá y las tensiones se redistribuirán en el entorno de la misma. Esta distensión podrá originar la inestabilidad puntual de la roca, que tendrá lugar como separación episódica o progresiva de unidades de roca del macizo.

1.2.4.5. Efecto de las aguas subterráneas.

El agua subterránea influye en el comportamiento de las rocas de dos maneras distintas. La primera y más obvia, que tiene lugar en rocas porosas (areniscas) es la gobernada por el principio de Terzaghi o de la tensión efectiva. La segunda, que se da en macizos rocosos formados por materiales poco porosos (la mayor parte de las rocas), se manifiesta en que el agua sometida a presión en las juntas que separan bloques de roca reduce la presión efectiva entre ambos labios de la junta, y disminuye por tanto la potencial resistencia al corte que origina la fricción.

Un último efecto más sutil de las aguas es su acción degradante en diversas zonas del macizo, lo que hace que para ciertos materiales se produzca un deterioro significativo de sus propiedades mecánicas (menor resistencia y mayor deformabilidad).

1.2.4.6. Meteorización

La meteorización puede ser definida como la alteración físico-química de las rocas en superficie, debido a las reacciones con soluciones atmosféricas líquidas o gaseosas. La importancia de la meteorización radica en su efecto sobre las propiedades mecánicas de los materiales a los que afecta, así como en la influencia sobre las características friccionales de las superficies sobre las que actúa. Además una roca sometida a un elevado grado de meteorización se convertirá finalmente en un material desagregado o poco cementado que se conoce por suelo, de forma que a medida que un macizo rocoso se va meteorizando tenderá a parecerse a este tipo de materiales. En la transición se suele hablar de “roquisuelos” o rocas blandas-suelos duros.

Obviamente no se incluyen entre los seis citados, todos los aspectos que se consideran en mecánica de rocas, pero sirven para demostrar que esta disciplina trasciende el dominio de la mecánica aplicada tradicional, ya que incorpora técnicas ajenas a ella.

1.3. Breve historia de la mecánica de rocas y algunas fuentes de conocimiento

La humanidad ya extraía minerales hace 40.000 años (explotaciones de hematites en Swazilandia). Los romanos eran capaces de mover millones de toneladas para extraer oro con leyes similares a las actuales (Figura 1.5.), aunque sus escritos, como el “Lapidario” de Plinio el Viejo, iban más dirigidos a la identificación y clasificación de las sustancias que a su tratamiento y obtención.

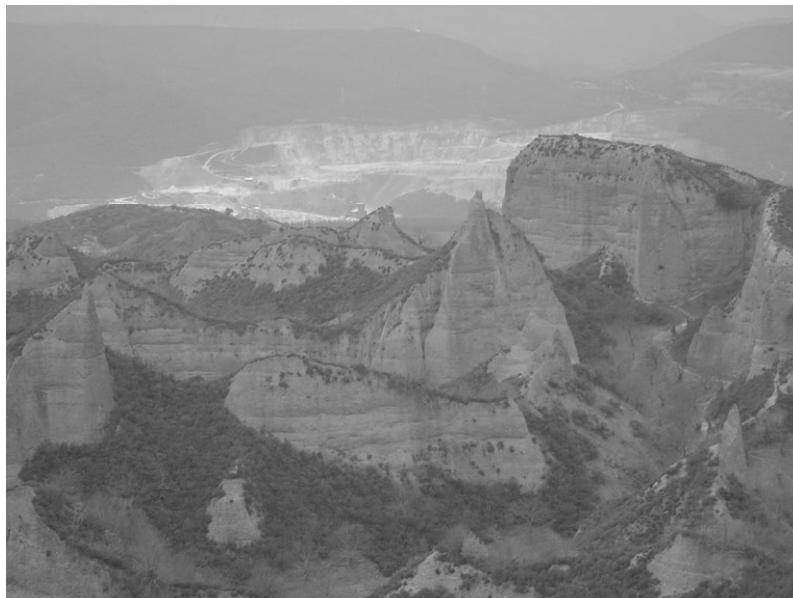


Figura 1.5. En primera plana, restos de la antigua explotación romana de oro de Las Medulas, donde se extrajeron millones de toneladas de mineral y que hoy es patrimonio de la humanidad. Al fondo, explotación de caliza para áridos. Pasado y presente de la minería. Foto de los autores.

Parece ser que el primer documento escrito de la Edad Moderna que tiene relación con la mecánica de rocas es el libro en latín “De Re Metalica” de George Agrícola (1556) , (Fig. 1.6.a), que representa el espíritu del renacimiento aplicado al noble arte de la extracción de metales y donde ilustrando una figura sobre sostenimiento con madera indica “para evitar que una porción del cuerpo de la montaña caiga, y por su tamaño impida el paso de personas que entren y salgan...” (Hood y Brown, 1999).

La primera obra en castellano que trata de minería fue “Arte de los Metales en que se enseña el verdadero beneficio de los de oro y plata por azogue” que data de 1640 y fue escrita por el licenciado Alonso de Barba (Fig. 1.6.b.). Aunque no trata específicamente el laboreo de minas, si realiza algunas consideraciones sobre la dureza y variedad de las rocas y su tratamiento. Como ejemplo, tanto del enfoque técnico como de la prosa y espíritu de la época y su autor, se cita el siguiente párrafo:

“No es maravilla, que acerca de la materia de que se engendran los metales, haya habido tanta diversidad de opiniones entre personas que puedan autorizarlas; pues parece que con particular providencia, quiso ocultarlas con ellos el Autor de la naturaleza en la obscura profundidad en que los cría y dureza de las peñas que los encierra, para poner algún estorbo a la ambición humana”.



a) b)

Figura 1.6. Portada de dos libros clásicos de la literatura minera relacionados con la mecánica de rocas. a) De Re Metallica, escrito en latín por G. Agrícola (1560) y b) Arte de los Metales escrito en Castellano por Barba (1640).

La minería fue pues donde nació y se desarrolló durante la edad moderna y contemporánea el estudio del comportamiento del terreno (“*mécanique des terrains*” en francés, “*strata control*” en ingles o “*Gebirgsmechanik*” en alemán). El termino ingles, a veces traducido como control de estratos (propio de la minería del carbón), ya indica que se trataba no sólo de estudiar la roca intacta sino algo de mayor tamaño. El término alemán proviene de la palabra “*Erzgebirge*” (montañas de mena o mineral) muy propio de las montañas del Harz, cuna de la minería moderna y de George Agrícola.

Así, durante los siglos XVI a XIX la mecánica de rocas estuvo indisolublemente unida al laboreo de minas, en el que la mayor parte de los textos clásicos incluyen un apartado de ademes de minas, lo

que hoy conocemos por sostenimiento. Así se pueden encontrar algunos párrafos precursores de esta disciplina en el libro “Manual de Laboreo de Minas” de Francisco de P. Hermosa (1907), donde textualmente dice:

“Bajo el nombre de ademe se conoce toda clase de fortificación de los subterráneos. La ademación es uno de los ramos más esenciales del laboreo, pues su objeto es conservar las labores de tránsito por todo el tiempo necesario y preservar a los operarios de los hundimientos y desprendimientos de piedras...”

Sin embargo, no es hasta después del final de la segunda guerra mundial, con una Europa en reconstrucción, con enormes necesidades de materias primas y con un aumento significativo en la construcción de infraestructuras cada vez más complicadas y grandes y una América con gran crecimiento económico, que se crea un caldo de cultivo adecuado para el nacimiento de la mecánica de rocas, que comienza a aparecer en los cincuenta a partir de sus bases científicas y se va convirtiendo en una disciplina a lo largo de los sesenta.

En minería, los primeros estudios rigurosos relacionados con la mecánica de rocas, denominada entonces control de estratos, aparecen principalmente con motivo de los problemas planteados por los movimientos producidos en la superficie y en todo el terreno por las explotaciones subterráneas de carbón en Europa. El congreso dedicado a este tema que se celebró en Lieja (Bélgica) en 1951 se puede considerar como el primero de lo que hoy conocemos propiamente como mecánica de rocas.

Probablemente el origen lingüístico de nuestra disciplina sea debido al ingeniero francés J. Talobre, quien trabajó para la empresa “Electricité de France” en la construcción de túneles para el transporte de agua a presión, siendo su libro “La mécanique des roches” (1956), la primera aparición pública del término posteriormente traducido como mecánica de rocas.

Al desarrollo de la mecánica de rocas contribuyó no poco la nueva definición del concepto de mineral de la Escuela de Minas de Colorado en los años 50, (sustancia cuya explotación origina un beneficio) y que fue paulatinamente llevando a enormes explotaciones mineras muy mecanizadas, y que requerían por tanto grandes inversiones iniciales. Lógicamente los grandes capitales que se invertían necesitaban que se asegurara que la explotación era viable técnicamente.

En esta situación la mecánica de rocas, tanto en sus aplicaciones mineras como en ingeniería civil, comenzó a florecer en los sesenta. Así en 1963 nació la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, localizada en el “Laboratorio Nacional de Engenharia Civil” en Lisboa y organizada por Manuel Rocha, experto en cimentaciones de presas. En esos años el énfasis se puso en el comportamiento de la roca intacta y no pocos adelantos fueron producidos por el equipo del profesor Fairhurst, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Minneapolis. Estos y otros avances llevaron a la publicación de uno de los primeros libros generales de esta disciplina “Fundamentals of Rock Mechanics” (1969) escrito por J.C. Jaeger (matemático e ingeniero) & N.G.W. Cook (sismólogo e ingeniero de minas) que para muchos es el libro seminal de la mecánica de rocas nacido de la simbiosis entre la capacidad teórica del primero de los autores y el conocimiento de la realidad práctica en la muy profunda minería del oro sudafricana del segundo.

En los años setenta el énfasis se puso en el papel de las discontinuidades y de la estructura del macizo rocosos y en su aplicación práctica a la ingeniería de taludes, con el liderazgo tecnológico

de la Royal School of Mines en el Imperial College de Londres, donde coincidieron en esas fechas E. Hoek, E.T. Brown y J.W. Bray entre otros. Fruto de este énfasis, se publica en 1974 "Rock Slope Engineering" escrito por Hoek y Bray, primer libro que abordó, desde una perspectiva técnica y general el diseño de taludes en roca. También en estos años se desarrollaron las primeras clasificaciones geomecánicas (RMR de Bieniawski y la Q de Barton, a mediados de los setenta), que supusieron un salto cualitativo que ha simplificado el diseño de excavaciones subterráneas y que aun ahora siguen siendo la base del diseño del 80 % de las excavaciones que se realizan en el mundo.

En los años ochenta el énfasis se centró en los macizos rocosos, y los primeros años vieron nacer tal vez el último de los libros primordiales de esta disciplina "Underground Excavations in Rock" (1980) de Hoek y Brown. También en el año 1985, los profesores Brady y Brown publicaron "Rock Mechanics for Underground Mining", el libro por excelencia de la mecánica de rocas aplicada a la minería subterránea, sin duda el mejor documento sobre el tema jamás escrito y que por el momento se va actualizando, apareciendo en Noviembre de 2004 la tercera edición corregida y ampliada.

También en los años ochenta comenzó el desarrollo de los métodos numéricos cuya "explosión" se produjo en los noventa. En lo que concierne a este ámbito cabe destacar la influencia del ingeniero eléctrico Peter Cundall que ha programado algunos de los códigos enfocados a la mecánica de rocas más populares como FLAC, UDEC (Itasca, 2000 y 2001) y sus versiones tridimensionales.

En los noventa y este primer decenio del siglo XXI, el énfasis parece distribuirse en distintas direcciones que incluyen el desarrollo de los métodos numéricos, la determinación de las propiedades de los materiales, los experimentos a escala real y la profundización en el concepto de efecto de escala, y la mejora en la implementación técnica de las bases científicas de la mecánica de rocas. Los noventa también vieron nacer el documento más largo jamás escrito sobre esta disciplina, que es la enciclopedia de cinco tomos "Comprehensive Rock Engineering" (1993) editada por el profesor Hudson, discípulo de Fairhurst y profesor del Imperial College. Esta enciclopedia pretendió y probablemente consiguió, recopilar la mayor parte de los conocimientos existentes hasta la fecha sobre mecánica de rocas.

Una versión sintética y actualizada de mecánica de rocas de gran interés se presenta en los libros "Engineering rock mechanics: An introduction to the principles" y "Engineering Rock Mechanics. Part II: Illustrative worked examples" del propio profesor Hudson y su colega Harrison.

También conviene destacar entre las publicaciones recomendables, el reciente manual de mecánica de rocas en dos tomos realizado por el Comité Francés de Mecánica de Rocas (Manuel de Mécanique des roches: Tome 1-Fondements (2000, coordinado por Homand y Duffaut) y Tome 2- Les Applications (2004, coordinado por Duffaut). Este libro aporta una versión más del gusto francés, (más racionalista) esto es con una muy fuerte base teórica, menos empírica que la de los textos ingleses (más en la línea de Hume, Bacon) y, sin embargo, con importantes logros a nivel práctico.

En lo que respecta a la investigación existen principalmente dos revistas en las que se publican investigaciones en esta materia:

- 1) "International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences" editada por J. Hudson y R. Zimmerman y publicada por Elsevier desde 1964, donde se publican investigaciones originales, nuevos desarrollos y casos prácticos de mecánica de rocas en sus aplicaciones mineras y civiles. Su web es <http://www.sciencedirect.com/science/journal/13651609>.
- 2) "Rock Mechanics and Rock Engineering" editada por K. Kovari y H.H. Einstein y publicada por Springer-Verlag desde 1968, que contiene investigaciones sobre aspectos experimentales y teóricos de mecánica de rocas, que incluyen técnicas de ensayos de laboratorio e in-situ, métodos computacionales y observacionales sobre el comportamiento de excavaciones subterráneas y a cielo abierto. La web de esta revista es <http://link.springer.de/link/service/journal/00603/about.htm>.

Ni esta disciplina, tal y como la entienden los autores de este libro, ni este libro serían posible sin los textos citados en este apartado, dicho sea sin ánimos de desmerecer a muchos otros que no caben en este compendio.



Figura 1.7. Portada de seis de los libros clásicos de mecánica de rocas que recogen la mayor parte de adelantos realizados en los últimos 40 años. Todos ellos aparecen citados en la bibliografía de este tema.



Figura 1.8. Portada de las dos principales revistas que publican avances en mecánica de rocas.

1.4. Aplicaciones de la mecánica de rocas

Como se ha señalado, la mecánica de rocas se considera una disciplina única, con unos principios únicos de aplicación universal y, eso sí, con diferentes aplicaciones, que se comentarán sucintamente a continuación. Lógicamente, las aplicaciones principales son la minería y la ingeniería civil. Mientras que en la primera en muchas ocasiones los huecos se diseñan para que sean estables durante periodos de tiempo relativamente cortos (unas horas, por ejemplo, para el caso de un frente de tajo largo, como el que se muestra en la Figura 1.9.c), en la segunda la estabilidad a largo plazo (túneles carreteros o ferroviarios) es prioritaria. Además y como quiera que la minería ha ido tradicionalmente ligada a la inversión privada y las obras civiles a la iniciativa estatal o pública, el énfasis de las aplicaciones mineras de la mecánica de rocas ha ido tradicionalmente ligado a la economía sin menospreciar la seguridad, mientras que en ingeniería civil las obras deben ser fundamentalmente seguras sin dejar por ello de ser económicas.

Como quiera que el enfoque de este libro es más propio de las aplicaciones mineras, se presentan en primer lugar las aplicaciones de la mecánica de rocas en minería y posteriormente el resto. A parte de las aplicaciones en ingeniería minera y civil, no se pueden dejar de mencionar las cada vez más importantes aplicaciones en el ámbito de la ingeniería del petróleo, del espacio subterráneo urbano, del almacenamiento de residuos y la planificación del territorio.

1.4.1. Aplicaciones de la mecánica de rocas en minería

La explotación de un mineral por minería subterránea o a cielo abierto implica la realización de una serie de excavaciones cuyo diseño y análisis de estabilidad es objeto de la mecánica de rocas.

1.4.1.1. Minería a cielo abierto

La minería a cielo abierto exige la realización de una excavación superficial, el hueco minero, que contendrá las infraestructuras de servicio, las labores de preparación y las operaciones de arranque propiamente dichas. En este tipo de minería el objetivo primordial de la mecánica de rocas será asegurar la estabilidad de los diversos taludes e infraestructuras de la cantera, corta o descubierta, tanto a nivel general como a nivel local. También en este caso y en función de la geometría del yacimiento, de los requerimientos técnico-económicos, etc..., se puede distinguir entre taludes estables sin sostenimiento y aquellos que lo necesitan.

Entre las operaciones que contribuyen a la estabilidad de taludes destacan las técnicas tendentes a disminuir el nivel freático del talud (realización de canales de salvaguarda, túneles de drenaje, sondeos horizontales y pozos verticales de drenaje) y la colocación de elementos de sostenimiento propiamente dichos (pernos de anclaje, cables, contrafuertes de escollera, muros de contención).

Dentro de la minería a cielo abierto se suele distinguir entre: cortas metálicas (Figura 1.9.a) y de carbón (Figura 1.9.b), explotaciones de rocas industriales como áridos (Figura 1.9.d) y caliza para

cementos (Figura 1.9.e) y canteras de rocas ornamentales como granito (Figura 1.9.f), pizarra ornamental (Figura 1.9.g) o mármol (Figura 1.9.h).

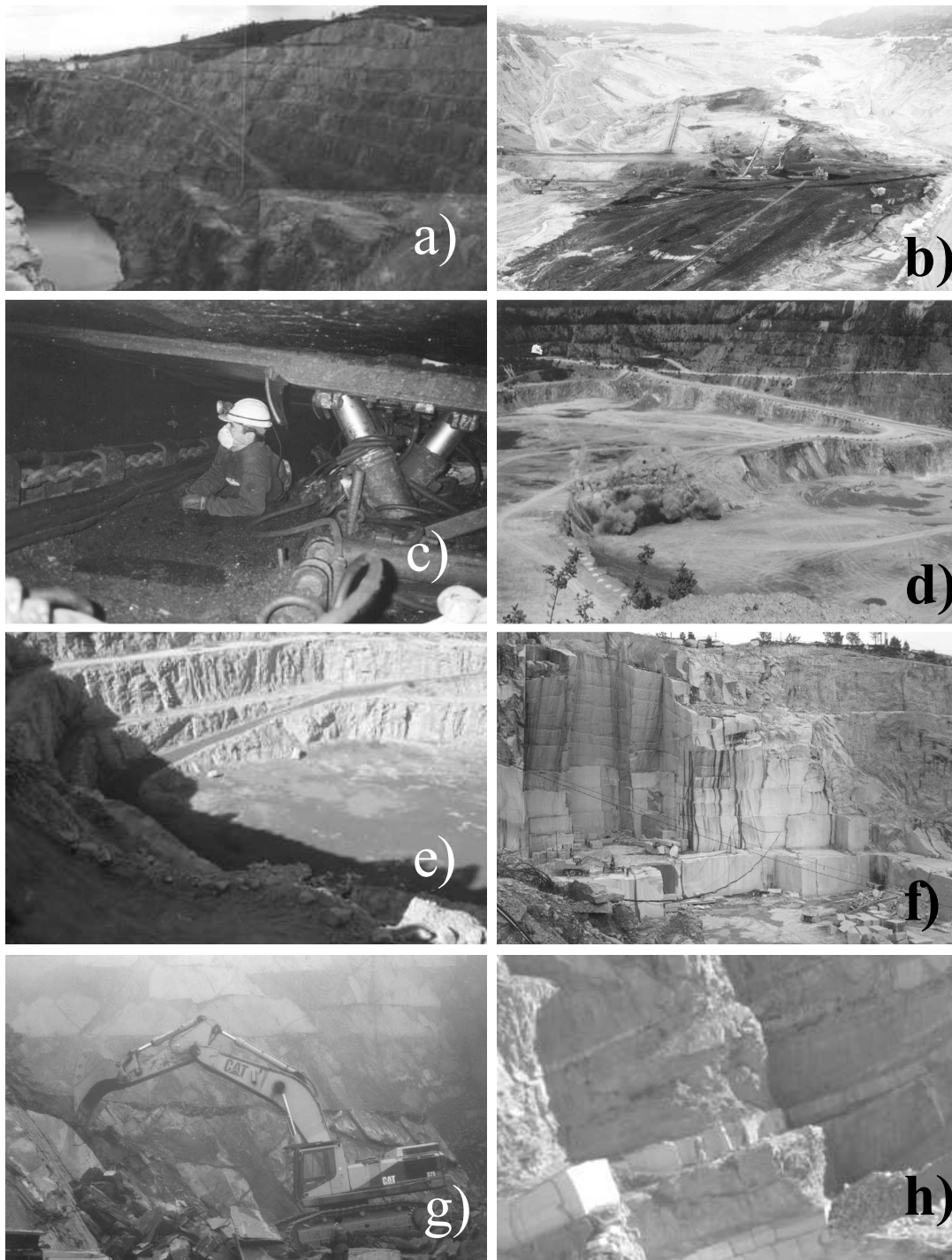


Figura 1.9. Aplicaciones de la mecánica de rocas en minería; ejemplo de diversas explotaciones. a) Corta de sulfuros poli-metálicos en Tharsis (Huelva), b) Corta de carbón de lignitos de Meirama (Coruña), c) Tajo largo de carbón en el Bierzo (León), d) Voladura en una cantera de caliza para cemento en Alemania, e) Cantera de áridos en grano-diorita en Pontevedra, f) Cantera de granito ornamental en Porriño (Pontevedra), g) Cantera de pizarra ornamental en la Sierra de la Cabrera (León) y h) cantera de mármol en Macael (Almería). Fotos: autores salvo c) Roberto G Philipon.

1.4.1.2. Minería subterránea

Una mina subterránea en operación presenta diversas excavaciones o huecos que cumplen diferentes tareas. Así el pozo principal, la rampa, las galerías de nivel y de transporte, los cargaderos de mineral y los pozos de ventilación constituyen la infraestructura de acceso y servicios de la explotación (Figura 1.10). Su vida operativa será la de la propia mina y se suelen excavar en estéril.

Existen además huecos mineros de servicio y operación directamente relacionados con la extracción de mineral como son los transversales de acceso y de reconocimiento, galerías de avance, piqueras o chimeneas de paso de mineral y en general cualquier cavidad realizada en las labores de preparación (Figura 1.10). Desde o en estos huecos, excavados en el propio mineral o en la roca de caja, se realizan diversas operaciones de producción de mineral, por lo que su vida operativa queda limitada a la duración de las labores mineras en su entorno, desapareciendo algunos de ellos una vez realizada la explotación en la zona.

El tercer tipo de excavación es la fuente de mineral, en las cavidades donde se realizan las labores de arranque. Puede tratarse de frentes, con geometría definida y hastiales estables que delimitan la geometría del hueco que va aumentando de tamaño a medida que avanza el laboreo (Figura 1.10). También puede ser un hueco relleno de mineral más o menos dividido, con límite inferior y laterales bien delimitados, produciéndose el avance mediante arranque en la corona de la excavación. La vida de estos huecos viene marcada por la duración de la extracción de mineral propiamente dicha.

Así pues la mecánica de rocas debe ser capaz de analizar la estabilidad y diseñar cada una de estas excavaciones atendiendo a sus requerimientos operativos.

Se pueden distinguir básicamente dos técnicas de explotación subterránea, a saber, con sostenimiento y sin sostenimiento. A su vez la primera de ellas se podría dividir en explotaciones con sostenimiento natural y con sostenimiento artificial. Cada una de estas técnicas básicas se traduce en la práctica en varios métodos mineros que se presentan en la Tabla 1.1. No obstante, la adaptación de cada método minero a un yacimiento particular, hace que en la práctica cada explotación sea única.

Tabla 1.1. División de los métodos mineros principales.

EXPLOTACIONES CON SOSTENIMIENTO		EXPLOTACIONES POR HUNDIMIENTO (sin sostenimiento)
CON SOSTENIMIENTO NATURAL	CON SOSTENIMIENTO ARTIFICIAL	
* Cámaras y pilares * Grandes cámaras vacías * Subniveles	*Cámaras almacén *Corte y relleno (ascendente o descendente) *Explotaciones entibadas	*Tajo largo *Huecos y pilares hundidos *Bloque hundido *Subniveles hundidos

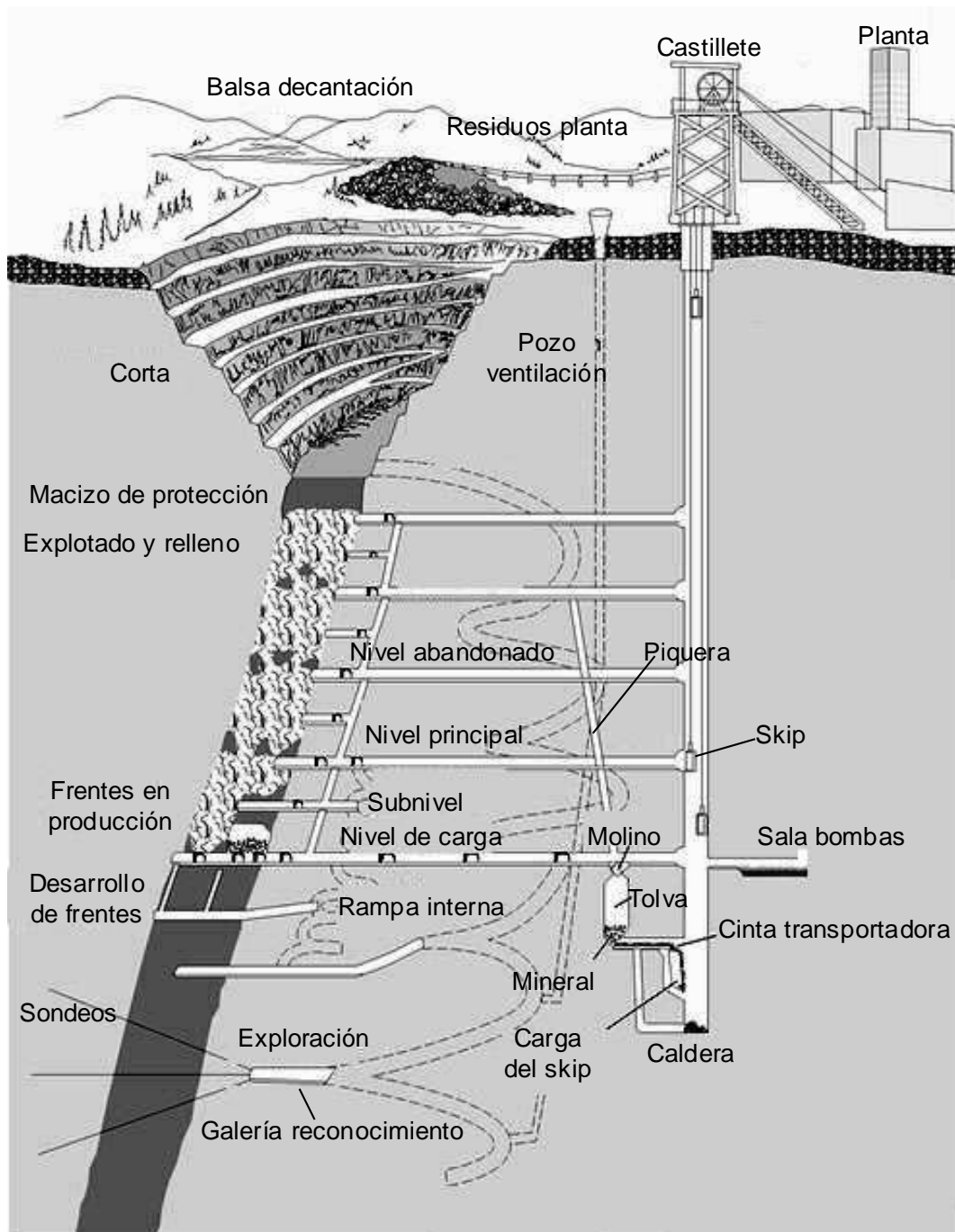


Figura 1.10.: Esquema clásico de una explotación minera subterránea (en este caso por el método de subniveles), donde se presentan todos los tipos de excavaciones de distinta vida según sus requerimientos operacionales, tal y como se indica en el texto. Basado en un modelo de Atlas Copco (tomado de www.atlascopco.com) y modificado por E. Alonso.

El método apropiado para un determinado yacimiento se determina a partir de factores como: su tamaño, forma, disposición geométrica, distribución y ley del mineral, y aspectos geotécnicos, que incluyen las propiedades geomecánicas del mineral y de las rocas de caja, la estructura geológica del macizo rocoso, el campo tensional natural y la presencia y distribución de agua subterránea. Desde un punto de vista geotécnico las diferencias vendrán marcadas por los desplazamientos

inducidos en la roca y la redistribución de energía elástica y potencial subsiguiente a la explotación.

Así el objetivo principal de las explotaciones con sostenimiento es restringir los desplazamientos de la roca al nivel elástico, por lo que se acumulará energía de deformación en el sostenimiento ya sea natural o artificial, debiéndose asegurar que no se produzca liberación inestable de energía (rotura del sostenimiento). La técnica de hundimiento pretende inducir desplazamientos a gran escala sobre el techo de la explotación de manera que se vayan propagando a través de los materiales de cobertera; así, se pretende asegurar una deformación continua que vaya cerrando los huecos abiertos, con una disipación energética a través del medio capaz de seguir el ritmo de la extracción.

Independientemente del método de explotación, se pueden señalar cuatro objetivos de la mecánica de rocas, en lo que respecta al comportamiento de la mina, para los tres tipos de huecos previamente diferenciados en función de su vida operativa:

- a) Asegurar la estabilidad general de la mina, entendiéndose como tal la masa de mineral y los huecos explotados, el resto del mineral y la roca de caja adyacente.
- b) Proteger las principales excavaciones de servicio a lo largo de su vida operativa.
- c) Ofrecer acceso sencillo a los lugares de trabajo en el entorno de los tajos.
- d) Preservar la condición de explotabilidad de las reservas no explotadas.

Estos objetivos no son independientes. De esta manera el problema básico del diseño y planificación de la explotación minera consiste en definir una secuencia de excavación que satisfaga estos cuatro objetivos simultáneamente, cumpliendo además otra serie de requerimientos operacionales y económicos. La consecución de estos objetivos necesita de un conocimiento de las condiciones geotécnicas del área de explotación y requiere el análisis de las consecuencias mecánicas de las diferentes opciones de explotación.

1.4.1.3. Interacciones funcionales de la mecánica de rocas con otras disciplinas en el ámbito minero

Se pretende en este apartado, que sigue las ideas de Brady y Brown (1985) señalar el papel que deben jugar las distintas disciplinas tecnológicas en el diseño y planificación de una mina durante las fases de preproducción y operación de la misma.

Las contribuciones específicas de la mecánica de rocas al diseño y planificación de una explotación tienen lugar básicamente en tareas como el diseño de los accesos, el desarrollo del método minero y de la geometría final de la explotación, la selección de la secuencia de explotación y el diseño de los frentes de arranque. Los estudios geotécnicos han de ser conducidos en el ámbito de una organización que permita la integración de los conceptos, la información y los estudios realizados por el equipo de gestión, los ingenieros de proyecto, los ingenieros geólogos y los geotécnicos.

Se ilustra en la Figura 1.11 una estructura adecuada de una organización desde una filosofía integrada de la explotación de minas. Los principios que implica este esquema lógico son en primer lugar la mutua dependencia de cada uno de los grupos funcionales de la información facilitada por los otros y en segundo lugar el hecho de que sean los ingenieros de planificación quienes transformen las contribuciones técnicas de cada uno de los grupos en esquemas de planificación de la producción y en estimaciones de costes para su subsiguiente implementación.

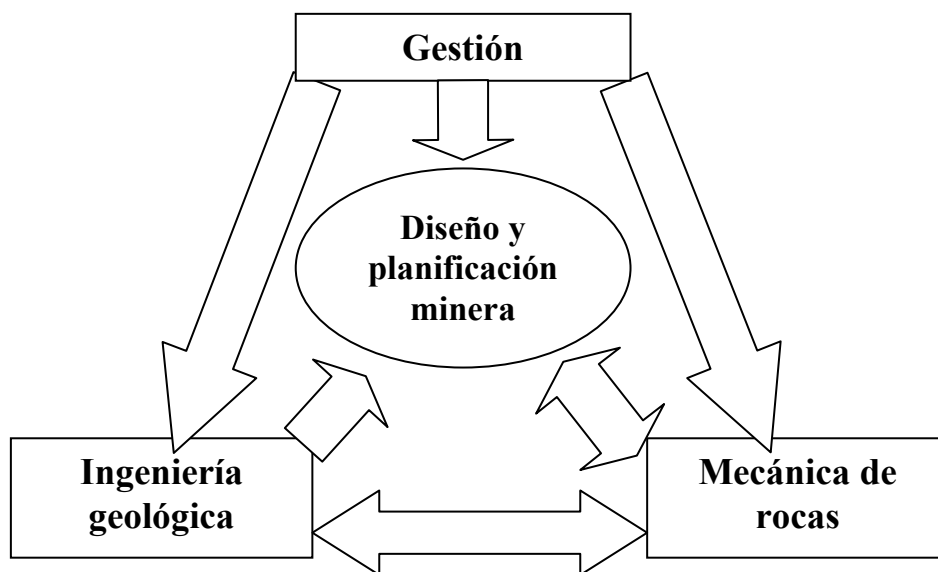


Figura 1.11: Interacción entre los departamentos técnicos implicados en el desarrollo del proyecto minero. Según Brady y Brown (1985).

1.4.2. Aplicaciones de la mecánica de rocas no mineras

Aunque la mecánica de rocas nació muy ligada a los ámbitos de la minería y la ingeniería civil, en los albores del siglo XXI se puede decir que cada día son más las ramas tecnológicas que necesitan de ella para contribuir a sus desarrollos. Se presentan a continuación los principales campos de aplicación de la mecánica de rocas, hoy en día, fuera del ámbito minero.

1.4.2.1. Ingeniería civil

Desde sus comienzos la mecánica de rocas se en ingeniería civil y parte de los desarrollos de ésta han venido por este lado. Desde los primeros túneles de ferrocarril que fueron construidos en Inglaterra y Francia en el siglo XIX, hasta los mega-proyectos actuales que incluyen largos túneles bajo el mar (Channel Túnel, proyecto de túnel Europa-África), grandes viaductos y puentes, o presas que dan lugar a embalses más grandes que mares como el proyecto de las “Tres Gargantas” en China, muy largo ha sido el camino recorrido.

Las principales aplicaciones de la mecánica de rocas en la ingeniería civil son básicamente el diseño y análisis de estabilidad de taludes, el diseño y ejecución de túneles carreteros y ferroviarios y cavernas con distintos usos (hidroeléctricos, conducción de aguas, alcantarillado, ...) y el diseño de cimentaciones en roca para grandes obras civiles como presas, viaductos, puentes y edificios. Algunos ejemplos se muestran en las fotografías de la Figura 1.12.

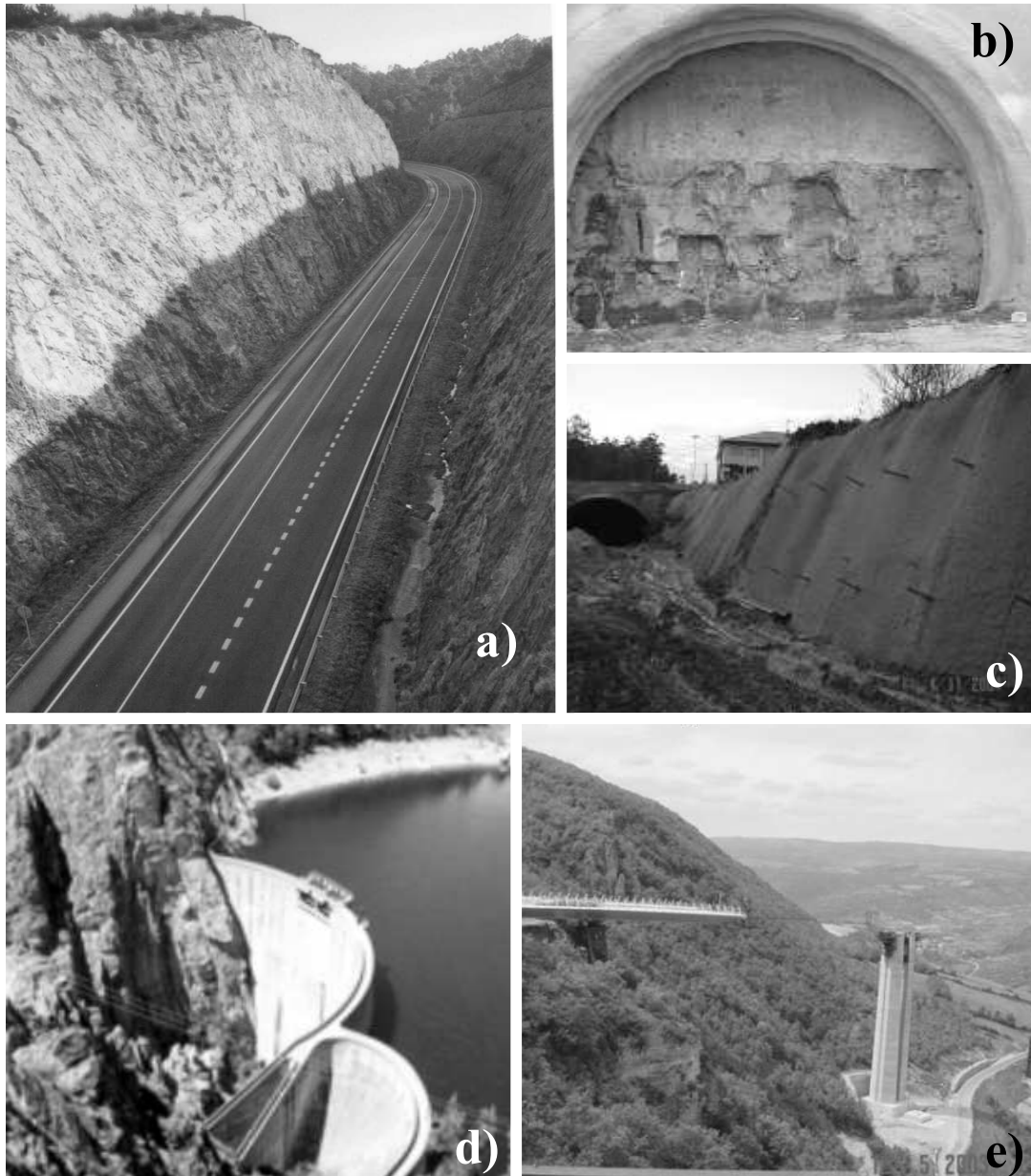


Figura 1.12. Aplicaciones de la mecánica de rocas en ingeniería civil. a) Taludes de acceso a una autovía. b) Voladura preparada en el portal de un túnel de autovía. c) Construcción y sostenimiento de un talud gunitado y anclado y un falso túnel. d) Imagen de una presa cimentada en roca y e) construcción de un viaducto. Fotos: L.Alejano, E. Sánchez, V.Resende y P.Alfonsi.

1.4.2.2. Ingeniería del petróleo

La disminución progresiva de las reservas de petróleo, junto con la evolución de diversas variables geopolíticas que producen aumentos de precio, pero que afectan de manera importante a la economía mundial está obligando cada día más a la industria del petróleo a incrementar su rentabilidad en los procesos de producción y recuperación secundaria.

Los pozos de petróleo se utilizan para acceder a éste y para transportarlo a la superficie. Así los criterios de diseño de éstos se asemejan a los que se dan en el ámbito minero y dependen de la

estrategia conjunta de recuperación y vida útil del campo en el que se encuentran y del uso que se le dé a un pozo particular (extracción, inyección, ambas).

Se utiliza la mecánica de rocas para analizar y resolver problemas como la estabilidad de pozos tanto en la fase de perforación como en la fase de operación (Figura 1.13.1), la recuperación terciaria de crudo mediante la inyección de agua fría, la respuesta del macizo rocoso reservorio o yacimiento durante la producción en las zonas próximas y más alejadas del pozo (Fig. 1.13.2. YACIMIENTO) a la producción de hidrocarburos y los posibles hundimientos o fenómenos de subsidencia que origina la extracción (Fig. 1.13.2. RECUBRIMIENTO). (Maury, 1994).

Entre los libros más actualizados de la mecánica de rocas aplicada a la ingeniería del petróleo cabe destacar los dos libros de Charlez (1991, 1997) y una interesante visión global de los problemas y retos que tiene la mecánica de rocas en este ámbito se puede obtener de Roegiers (1999).

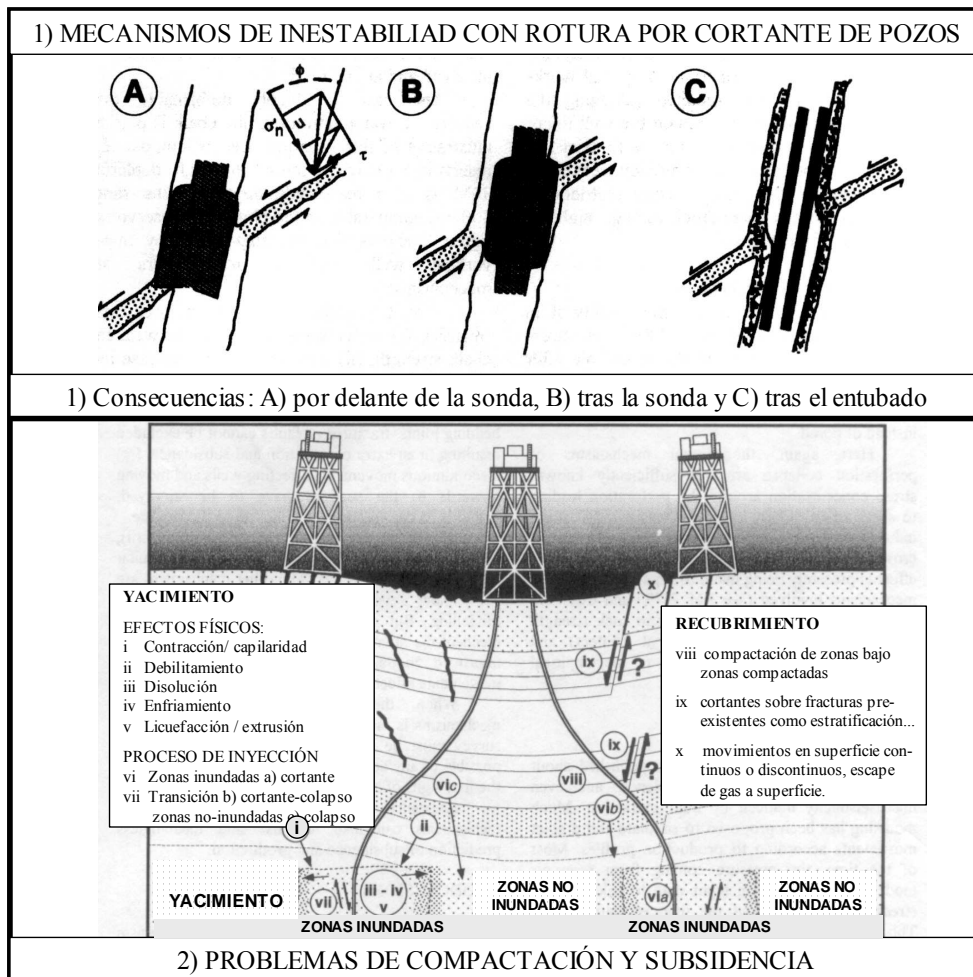


Figura 1.13. Influencia de diversos aspectos relacionados con la mecánica de rocas en sus aplicaciones en ingeniería del petróleo. 1) Problemas de desplazamiento o rotura de pozos inducidos por cortante a través de fallas o discontinuidades preexistentes. 2) Problemas de compactación del yacimiento y subsidencia en superficie asociados a pozos inyectoros en yacimientos semi-saturados. Según Maury (1994). Cortesía de Balkema.

1.4.2.3. Ingeniería del almacenamiento de residuos

La creciente concienciación ambiental de la sociedad ha ido asociada a una generación, por parte de la misma, de un volumen cada vez más grande de residuos, algunos de los cuales necesitan tratamientos muy especiales como los residuos sólidos urbanos o RSU, los residuos tóxicos y peligrosos o RTP, entre los que se encuentran las pilas, baterías y aceites de coche, y los residuos nucleares de baja, media y alta actividad (Figura 1.14).

Esto ha llevado a la aplicación de la mecánica de rocas a la selección del emplazamiento y diseño de repositorios o almacenes de residuos que aseguren unas determinadas condiciones, para evitar la peligrosidad de los mismos. En particular la búsqueda, selección y estudio de los posibles almacenes de residuos nucleares de alta actividad ha llevado a grandes inversiones de los países más avanzados gestionadas por empresas públicas o agencias estatales, que han permitido que se produjeran no pocos avances en mecánica de rocas.

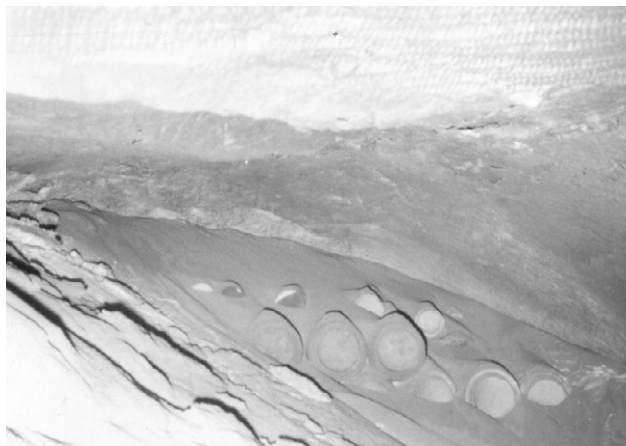


Figura 1.14: Ensayo de almacenamiento de residuos nucleares de baja y media intensidad en el almacén experimental de la antigua mina de sal de Asse (Baja Sajonia- Alemania). Foto de los autores.

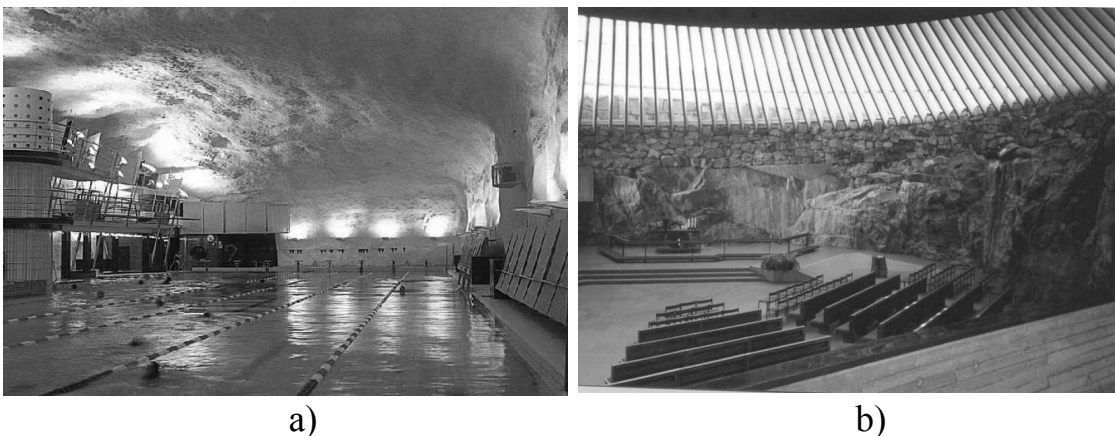


Figura 1.15. Aplicaciones de la mecánica de rocas en ingeniería del espacio subterráneo urbano. a) Piscina subterránea sostenida con gunita blanca (Helsinki – Finlandia): foto tomada de Internet <http://www.mtry.org/images>. b) Iglesia subterránea en la ciudad de Helsinki. Foto: autores.

1.4.2.4. Ingeniería del espacio subterráneo urbano

La carencia de espacio en determinadas ciudades, junto con otras ventajas de construir edificios e infraestructuras subterráneas (temperatura, ahorro de espacio en superficie, etc...) ha hecho que cada día sea más natural acudir a soluciones constructivas subterráneas, desarrolladas en muchas ocasiones en macizos rocosos.

De esta forma, actualmente no resulta sorprendente encontrar centros comerciales subterráneos (16 km de galerías comerciales en Montreal), polideportivos subterráneos (Oslo), almacenes de hidrocarburos y gas,... junto con construcciones más tradicionales como centrales hidroeléctricas, ferrocarriles metropolitanos, bodegas, instalaciones militares, etc... Se presentan como ejemplo en las fotografías dos construcciones subterráneas poco convencionales de la ciudad de Helsinki (Fig. 1.15).

1.4.2.5. Geotermia

Se denomina geotermia a la explotación del calor de la Tierra, la expresión anglosajona equivalente "heat-mining" es bastante ilustrativa. Al margen de las aplicaciones tradicionales, como los balnearios y termas, se pueden distinguir dos categorías a saber; de baja energía: sólo utilizables para producir calorías a temperatura moderada, como por ejemplo para calefacción urbana; y de alta energía (asociadas a granitos jóvenes o rocas volcánicas), susceptibles de producir energía eléctrica.

El problema suele ser que la circulación natural de agua afecta a un porcentaje muy pequeño de la roca, de forma que la mayor parte del macizo rocoso no interviene en la circulación natural, son las rocas calientes secas, del inglés "hot dry rocks". Desde los años 70 se ha propuesto forzar la circulación de agua en estas rocas para extraer su calor. Este tipo de problemas es el que necesita de la mecánica de rocas para ser resuelto, aunque requiere de complicados modelos termo-hidro-mecánicos, en fase de desarrollo, que tengan en cuenta las influencias de la temperatura sobre las tensiones y de éstas sobre la permeabilidad de la roca y, por tanto, del volumen afectado por la transferencia de calor (CFMR, 2004).

1.4.2.6. Desarrollo sostenible, tecnología del medio ambiente y planificación territorial

La consecución del desarrollo sostenible, mediante la solución de diversos problemas medioambientales y de gestión del territorio, pasan también por la adecuada utilización de macizos rocosos. Tras las conferencias de Río de Janeiro (1997) y Kyoto (1997), la opinión pública y los políticos están comenzando a concienciarse de la necesidad de una mayor protección y una verdadera gestión patrimonial del medio ambiente. La protección ambiental, tradicionalmente asimilada a la salvaguarda de especies en vías de extinción y sus ecosistemas, pasa a día de hoy por la defensa de los medios naturales frágiles (eliminando toda suerte de contaminación y mediante la gestión ambientalmente segura de todo tipo de residuos) y por la protección de asentamientos humanos vulnerables (poblaciones de montaña, litorales, islas...) de las agresiones de las catástrofes naturales que a veces se llevan consigo vidas humanas.

1.5. Contenidos de este libro

Una vez definidos los aspectos básicos de la mecánica de rocas, sus particularidades, su corta historia y sus aplicaciones, se comentan brevemente a continuación los contenidos de este libro, que, como indica su título, incluye una revisión de las bases científicas de la mecánica de rocas y sus aplicaciones en ingeniería de taludes.

De esta forma, y tras este capítulo introductorio (capítulo 1), el libro se puede dividir en dos partes: una primera, que incluye los capítulos del 2 al 7, donde se presenta una visión actualizada de las bases científicas de la mecánica de rocas; y una segunda, que comprende los capítulos del 8 al 19, donde se presentan las técnicas aplicadas al análisis, diseño y estabilización de taludes en roca. Las aplicaciones a excavaciones subterráneas quedan por tanto fuera de los contenidos de esta obra.

En lo que concierne a las bases científicas de la mecánica de rocas y atendiendo a la definición de macizo rocoso como conjunto de roca intacta más estructura, parece lo lógico comenzar, y así se hace en el capítulo 2, con el estudio del comportamiento mecánico de la roca intacta. En el siguiente capítulo (3) se analiza el comportamiento de las discontinuidades.

En el capítulo 4 se presentan los principales caracteres geomecánicos de las discontinuidades incidiendo en como se determinan en campo a partir de la toma de datos en afloramientos y sondeos y en el capítulo 5 se introducen las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos, de base empírica y gran utilidad tanto para caracterizar los macizos rocosos como para el diseño de excavaciones subterráneas.

En el capítulo 7, para cerrar esta parte de las bases científicas de la mecánica de rocas, se describen las técnicas de estimación y medida del campo tensional natural, que es un factor clave para el análisis de diseño de excavaciones subterráneas y a cielo abierto a cierta profundidad.

Con el capítulo 8, comienza la parte del libro aplicada a la ingeniería de taludes en roca. En este capítulo introductorio se recogen una serie de generalidades, que tratan desde la influencia de la economía en las decisiones de diseño, pasando por la descripción de los mecanismos de inestabilidad más frecuentes, a la planificación e implementación de un programa clásico de estabilidad de taludes.

En los tres capítulos siguientes el libro se centra en el análisis de estabilidad mediante técnicas clásicas basadas en los métodos de equilibrio límite para la obtención del coeficiente de seguridad de taludes frente a los tipos más comunes de rotura o inestabilidad. Así, en el capítulo 9 se analizan la rotura plana y en cuña, en el capítulo 10, la rotura por vuelco y las roturas asociadas a planos de discontinuidad paralelos al talud y en el capítulo 11 se estudia la rotura circular.

Los dos siguientes capítulos presentan la aplicación de técnicas relativamente novedosas. En el capítulo 12 se presenta el análisis numérico, que se está comenzando a utilizar bastante para el análisis de roturas que se producen por mecanismos complejos y por tanto difíciles de analizar mediante técnicas clásicas de equilibrio límite. En el capítulo 13 se introduce el análisis estadístico de taludes, utilizado desde hace un par décadas en el ámbito minero y que en combinación con las

técnicas clásicas previamente presentadas, facilita de manera razonable la gestión de la incertidumbre a lo largo del proceso de diseño, permitiendo una comparación interesante de las distintas soluciones de diseño posibles.

El capítulo 14 trata un tema que se podría denominar de post-inestabilidad, ya que estudia las trayectorias de los bloques desprendidos de los taludes, aspecto éste que, aunque no suele poner en riesgo la estabilidad general de los taludes, viene provocando según diversas estadísticas fiables un elevado número de accidentes, tanto en el ámbito de las infraestructuras viarias como en las explotaciones mineras a cielo abierto. Dado que a resultas de los estudios de trayectorias de bloques presentados, se viene observando desde hace algún tiempo la necesidad de gestionar de manera razonable desde la administración y las empresas el riesgo asociado a los desprendimientos de rocas desde taludes en operación, se presentan también en este capítulo varios métodos empíricos que pretenden cuantificar el riesgo asociado a este tipo de fenómenos tanto en el ámbito de la ingeniería civil como de la minera.

Una vez realizado un estudio de estabilidad de un talud propuesto, puede darse la circunstancia de que no sea a priori estable, o que su coeficiente de seguridad sea tan próximo a la unidad que se considere un diseño demasiado arriesgado. En estos casos habrá que utilizar alguna técnica para llevar el talud al nivel de estabilidad requerido, que pasará por la remodelación del talud o retaluzado (que se podrá reanalizar variando la geometría según las técnicas presentadas), por el drenaje del talud (aspecto que se trata con detalle en el capítulo 15) o por la inserción de elementos de sostenimiento o retención (cuya presentación se realiza en el capítulo 16).

En algunas, sino muchas ocasiones, los métodos de excavación de taludes, y en particular las voladuras, pueden dañar y dañan los macizos rocosos. Estos daños se pueden eliminar, o al menos mitigar y controlar, tal y como se explica en el capítulo 17, que trata específicamente estos temas.

Una vez diseñados los taludes, incluyendo las técnicas de drenaje y sostenimiento si fueran necesarias, hay que construirlos. Sobre el papel (y nunca mejor dicho) todos los diseños bienintencionados son estables; pero como bien decía el profesor Jiménez Salas (1975) “en geotecnia, como en medicina, no hay enfermedades, sino enfermos” así que no está demás “tomar la temperatura” o “hacerle chequeos” a los taludes a medida que se van construyendo y va pasando el tiempo a lo largo de su vida operativa. El cómo llevar a cabo esto de manera técnicamente razonable se presenta en el capítulo 18 dedicado a la vigilancia de taludes.

Como se ha comentado, las aplicaciones a excavaciones subterráneas quedan fuera del ámbito de este libro. Para entrar en este ámbito se recomiendan al lector a parte de los textos generales citados y especialmente el libro de Hoek y Brown (1981): el Hoek, Kaiser y Bawden (1995), Goodman (1989), Wittke (1990) y Sinha (ed.) (1991) y para el caso de aplicaciones en minería subterránea los de Brady y Brown (1985) y en castellano el de Ramírez-Oyanguren et al., (1991). Para la minería del carbón es recomendable la obra de Jakobi (1981).

Finalmente queremos señalar que los autores de este libro opinamos, como el Comité francés de mecánica de rocas (2000) y los profesores Hudson y Harrison (1995), que si bien los principios en los que se basa la mecánica de rocas son indudablemente una ciencia, su aplicación, dada la variabilidad natural de los macizos rocosos y la multiplicidad de soluciones en ingeniería, es más

bien un “arte”; por lo que la experiencia resulta insustituible, aunque es difícil de transmitir. Como en el arte, conocer las técnicas indudablemente ayuda pero no hace necesariamente un buen artista. Esperamos que los lectores tengan la posibilidad de aplicar algunas de las técnicas que aquí se presentan y experimentar personalmente la aplicación de esta disciplina.

La razón última de esta publicación va asociada a la inexistencia de bibliografía en castellano de este tipo suficientemente extensa y actualizada. Esperamos que este texto sea de utilidad tanto en el ámbito universitario como en el de la industria y tanto en las aplicaciones mineras como civiles, pero, sobre todo, esperamos que sea del agrado del lector.

REFERENCIAS

- Agricola, G. (1556). *De re metallica*. Joachimstal, Alemania.
- Barba, A.A. (1640). *Arte de los Metales en que se enseña el verdadero beneficio de los de oro, y plata por açogue, el modo de fundirlos todos, y como se han de refinar, y apartar unos de otros*. Imprenta del Reyno, Madrid. Edición Facsímil de 1932.
- Barton, N., Lien, R. Y Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. *Rock Mechanics* (6) 4, pp. 189-236.
- Barton, N., Grimstad, E. (1994). *The Q-System following 20 years of application in NAMT support selection*. 43rd Colloquy, Salzburgo. *Felsbau*. 6/94, pp. 428-436.
- Bieniawski, Z.T. (1967). *Mechanism of brittle fracture of rock*. Ph. D. Thesis. University of Pretoria 1967.
- Bieniawski, Z.T. (1974). *Estimating the Strength of Rock Materials*. *J. S. African Inst. Min. Metall.* vol.74-8, pp 312-320.
- Bieniawski, Z.T. (1976). *Rock mass classification in rock engineering*. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering*, vol 1, pp. 97-106. Ed. Balkema, Ciudad del Cabo.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications -A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering-*. John Wiley & sons, Nueva York, EEUU.
- Brady, E. y Brown, E.T. (1985). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.
- CFMR – Comité Français de Mécanique des Roches (2000). *Manuel de Mécanique de roches- Tome 1: Fondements*. Presses de L'École des Mines de Paris. Paris.
- CFMR – Comité Français de Mécanique des Roches (2004). *Manuel de Mécanique de roches- Tome 2: Les applications*. Presses de L'École des Mines de Paris. Paris.
- Charlez, P.A. (1991). *Rock Mechanics. Vol. 1. Theoretical Fundamentals*. Ed. Technip. Paris.
- Charlez, P.A. (1997). *Rock Mechanics. Vol. 2. Petroleum applications*. Ed. Technip. Paris.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Ed. John Wiley & Sons.
- Harrison, J.P., Hudson, J.A. (2000). *Engineering Rock Mechanics. Part II: Illustrative worked examples*. Ed. Pergamon Press. Londres, RU.
- Hermoso, F. P. (1907). *Manual de laboreo de minas y beneficio de metales*. Librería de la V^{da} de Bouret. México.
- Hoek, E. (1998). Conjunto de apuntes del curso "Rock Engineering" dictado por el autor en la Univ. de Vancouver (Canadá). Disponible en Internet <http://www.rocscience.com>.
- Hoek, E. y Bray, J. (1974). *Rock Slope Engineering*. IMM. Ed. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. IMM. Ed. Chapman & Hall. Londres.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1994). *Support of Underground excavations in Hard Rock*. Ed. Balkema. Rotterdam, Holanda.
- Hood, M., Brown, E.T. (1999). Mining rock mechanics, yesterday, today and tomorrow. Actas del "9^o Congreso internacional de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas" (ISRM). Tomo III, pp 1551-1576. Ed. Balkema y Comité Français de Mécanique des Roches.
- Hudson, J.A. (1993). *Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice and Projects*. 6 Tomos. Pergamon Press. Oxford.
- Hudson, J.A., Harrison, J.P. (1995). *Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles*. Ed. Pergamon Press. Londres.
- Itasca (2000). *User manual for FLAC, Version 4.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.
- Itasca (2001). *User manual for UDEC, Version 3.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1969). *Fundamentals of Rock Mechanics*. Methuen & Co. Ltd. Estados Unidos.

- Jakobi, O. (1981). *Praxis des Gebirgsbeherrschung*. (1^{era} ed. 1976). Ed. Glückauf.
- Jiménez Salas, J.A., De Justo Alpañes, J.L. (1975). *Geotecnia y Cimientos* (Tomo I). Ed. Rueda.
- Mattauer (1976). *Las deformaciones de los materiales la corteza terrestre*. Omega. Barcelona.
- Maury, V. (1994). Rock failure mechanisms identification: A key for well-bore stability and reservoir behavior problem. *Actas del Congreso SPE/ISRM "Rock Mechanics in Petroleum Engineering"*. Pp 175-182. Eurock'94. Balkema Rotterdam.
- Price, N.J., Cosgrove, J.W. (1990). "*Analysis of geological structures*". Cambridge University Press.
- Pusch, R. (1995). "*Rock mechanics in a geological base*". *Developments in Geotechnical Engineering Series, 77*. Elsevier.
- Ramirez Oyanguren, P., Laín Huerta, R., Gutiérrez Abella, A., Gómez de las Heras, J, (1991). "*Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea*". ITGE.
- Ramsay, J.G., Huber, M.I. (1983). "*The techniques of modern structural geology, Vol. 1., Strain analysis*". Academic Press.
- Roegiers, J.-C. (1999). The importance of rock mechanics to the petroleum industry. *Actas del "9º Congreso internacional de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas"*(ISRM). Tomo III, pp 1525-1549. Ed. Balkema y Comité Français de Mécanique des Roches.
- Sinha R. S. (ed.) (varios autores) (1991). "*Underground Structures: Design and Construction*". *Developments in Geotechnical Engineering Series, 59B.*, Elsevier.
- Talobre, J. (1956). "*La mécanique des roches*". Ed. Dunod (1968, primera ed. 1956). Paris.
- Wittke, W. (1990). "*Rock Mechanics: Theory and Applications with case histories*". Ed. Springer Verlag. Berlín, Alemania.

2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS

El átomo es una estructura ordenada, la molécula también es una estructura ordenada, como lo es el cristal; sin embargo la piedra, a pesar de estar formado por estos elementos es mera confusión.

A. Huxley, 1957

2.1. Clasificación geomecánica de las rocas

Se denominan rocas a los conjuntos de agregados mono o poliminerale que constituyen la litosfera y que se presentan consolidados, cementados, aglomerados o de cualquier otra forma de modo que dan lugar a un material de cierta resistencia. Las rocas se han originado de la siguiente forma:

- Primero se formó una corteza sólida con los materiales procedentes de zonas más profundas de la Tierra. Estos materiales, que consistían en una masa fluida en la que coexistían fases sólidas, líquidas y gaseosas, se denominan magmas. Cuando los magmas ascienden a zonas superiores se solidifican. Esta solidificación puede producirse bien en superficie o bien a una determinada profundidad. En caso de producirse en superficie, la solidificación tiene lugar de manera brusca y no se forman cristales grandes, a veces la roca queda vitrificada; así se originan las rocas volcánicas o efusivas como los basaltos. Cuando la solidificación se produce a profundidad, los cristales se pueden desarrollar ya que el enfriamiento es lento; así se forman las rocas intrusivas o plutónicas, como los granitos. El conjunto de rocas volcánicas e intrusivas constituye las rocas ígneas.
- Las rocas quedan expuestas a la erosión, sus componentes son alterados y transportados en disolución o en suspensión por las aguas superficiales hasta el mar o los lagos, donde sedimentan. Los materiales depositados en los fondos marinos o lacustres van compactando bajo el efecto de nuevos sedimentos. Este proceso da lugar a las rocas sedimentarias, dentro de las cuales se pueden distinguir básicamente dos tipos.
 - a) Las rocas detríticas que están formadas por partículas de otras rocas como, por ejemplo: las areniscas y las rocas arcillosas (lutitas).
 - b) Las rocas físico-químicas y las de origen biológico que provienen de la acción de los seres vivos, como las rocas carbonatadas y las salinas.
- En ciertas zonas, al acumularse los sedimentos, se produce un hundimiento del fondo marino, con el consiguiente aumento de presión y temperatura de los mismos. Como consecuencia, los minerales, que en superficie están en equilibrio pasan a ser inestables a medida que van ganando profundidad, produciéndose recristalizaciones. Este proceso origina las rocas metamórficas, que se caracterizan por la orientación de los minerales, que les da con frecuencia un aspecto foliado o esquistoso. Las rocas magmáticas pueden

también verse sometidas a un proceso similar. Las rocas más comunes dentro de este grupo son los esquistos y los gneises.

Como se acaba de exponer, según su génesis, las rocas se dividen en tres grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas. Sin embargo, desde el punto de vista de su comportamiento mecánico es mejor agruparlas en los cuatro grupos siguientes (Goodman, 1980):

- Rocas cristalinas, por ejemplo: granito, basalto, gneiss, caliza, dolomía, mármol, sal común, etc.
- Rocas clásticas, por ejemplo: areniscas con varios cementos.
- Rocas de grano muy fino, por ejemplo: argilitas, limolitas, margas, etc.
- Rocas orgánicas, por ejemplo: lignito, hulla, antracita, pizarras bituminosas, etc.

Las rocas cristalinas consisten en cristales imbricados de silicatos, carbonatos, sulfatos u otras sales. Los cristales están generalmente separados por microfisuras, las cuales se pueden encontrar también dentro de ellos mismos. En algunos casos, como, por ejemplo, en los carbonatos y en la sal común, a las microfisuras, que dan a la roca un carácter frágil, hay que añadir las dislocaciones de los cristales que originan un comportamiento visco-plástico a presiones de confinamiento bajas.

Las rocas clásticas consisten en granos o conjuntos minerales de otras rocas unidos mediante un cemento. Sus propiedades mecánicas dependen fundamentalmente de las características de dicho cemento. Si éste es resistente y une rígidamente los granos, la roca también lo es y se comporta de manera frágil. Por el contrario, si el cemento es poco resistente la roca es friable.

En las rocas de grano fino los componentes fundamentales son el limo y la arcilla. Estas partículas se encuentran más o menos cementadas según el proceso geológico, sobre todo de compactación, que hayan sufrido. En las rocas sedimentarias las propiedades mecánicas están también relacionadas con la porosidad y con el tamaño de grano.

Las principales rocas orgánicas son los carbones. Las antracitas y las hullas son, en general, relativamente resistentes pero suelen tener fisuras. Los lignitos son carbones menos resistentes que los anteriores.

Desde un punto de vista puramente mecánico, las rocas se pueden considerar un conjunto de cristales y granos minerales imbricados y cementados en el que existen microfisuras y poros.

2.2. Algunas características básicas de las rocas

Las rocas, como la mayoría de los sólidos, pueden ser caracterizadas mediante una serie de propiedades básicas, entre las cuales las más comunes son: densidad, humedad, porosidad, grado de saturación y permeabilidad.

2.1.1. Densidad

En función de cómo se encuentre la roca, se puede distinguir la densidad natural y la densidad seca.

La denominada densidad natural o húmeda es la relación entre la masa de una muestra de roca en su estado natural, o sea, con un cierto contenido de humedad, y el volumen que ocupa:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.1)$$

donde,

- ρ = densidad natural
- m = masa de la muestra
- V = volumen de la muestra

Cuando la muestra de roca se ha secado previamente en una estufa a una temperatura de 110°C, su densidad se denomina seca:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad (2.2)$$

donde,

- ρ_s = densidad seca
- m_s = masa seca
- V_s = volumen seco

El volumen natural o seco de una muestra de roca es la suma del volumen que ocupan las partículas sólidas más el de los poros, por este motivo tiene sentido hablar de la densidad de las partículas (granos o cristales) de la roca, que está claramente relacionada con su composición mineralógica. Para determinarla es necesario moler una determinada masa de roca y medir, con la ayuda de un picnómetro el volumen ocupado por las partículas:

$$\rho_p = \frac{m_p}{V_p} \quad (2.3)$$

donde,

- ρ_p = densidad de las partículas
- m_p = masa de la muestra de roca
- V_p = volumen de las partículas

En la Tabla 2.1 se presentan las densidades de los minerales más corrientes:

Tabla 2.1. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales (AFTES, 2003)

Mineral	Densidad (kg/m ³)	V _p (m/s)
Anfiboles	2980-3200	7200
Augita	3200-3400	7200
Biotita	2900	5130
Calcita	2710	6660
Dolomita	2870	7900
Magnetita	5170-5180	7410
Moscovita	2830	5810
Oligoclasa	2640-2670	6260
Olivino	3250-3400	8400
Ortosa	2570	5690
Cuarzo	2650	6050

2.2.2. Humedad

Se define la humedad de una muestra como la relación, expresada en porcentaje, entre la masa de agua contenida en la roca que se evapora a 110° de temperatura y la masa de la muestra seca:

$$H = \frac{m_H}{m_s} \cdot 100 \quad (2.4)$$

donde,

H = tanto por ciento de humedad

m_H = masa de agua contenida en la muestra

m_s = masa de roca seca

2.2.3. Porosidad

La porosidad de una roca es el volumen de poros expresado en tanto por ciento del volumen total:

$$n = \frac{V_p}{V} \cdot 100 \quad (2.5)$$

donde,

n = porosidad

V_p = volumen de poros

V = volumen total

En algunas rocas, como las areniscas, los poros se pueden ver a simple vista, en otras sólo son visibles con el microscopio, como, por ejemplo, en los granitos; en este tipo de rocas existe

una red de microfisuras que produce una porosidad del orden del 1%. Dichos poros y microfracturas están, en ciertos casos, interconectados y forman una red que permite la circulación de fluidos, que ocasionalmente pueden ocupar todos los huecos disponibles.

2.2.4. Grado de saturación

El porcentaje de poros ocupado por el agua se denomina grado de saturación:

$$S_r = \frac{V_H}{V_p} \cdot 100 \quad (2.6)$$

donde,

S_r = Grado de saturación.

V_H = Volumen ocupado por el agua.

V_p = Volumen total de poros.

Cuando la roca está seca $S_r=0$ y cuando está saturada $S_r=100$.

2.2.5. Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas

La medida de la velocidad propagación de ondas ultrasónicas de compresión (P) y cizalladura (S) en una roca proporciona información sobre su porosidad y microfracturación; también puede detectar la alteración de la matriz rocosa policristalina. Debido a que tanto la porosidad como la microfracturación de una roca pueden estar orientadas según direcciones preferentes, la velocidad de las ondas ultrasónicas puede variar en consonancia. Ya que, en la mayoría de las rocas, la fase sólida se puede considerar elástica, si no existieran huecos la propagación de las ondas P y S sería un fenómeno puramente elástico. En este caso, la velocidad de propagación de una onda P es función de las constantes elásticas y de la densidad de la roca y es independiente de la fuerza que ha producido la perturbación y de su duración:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (2.7)$$

donde,

E es el módulo elástico de la roca

μ es el coeficiente de Poisson de la roca

ρ es la densidad de la roca

El índice de continuidad de una roca se calcula dividiendo el valor teórico de la velocidad que, de acuerdo con su composición mineralógica, deberían tener las ondas P (ver Tabla 2.1) por la velocidad real:

$$IC = \frac{V_p}{V_{P.T.}} \cdot 100 \quad (2.8)$$

donde,

IC es el índice de continuidad.

V_p es la velocidad real de las ondas P.

$V_{P.T.}$ es la velocidad teórica de las ondas P según la composición mineralógica de la roca.

Cuanto mayor es la fracturación o la porosidad de una roca menor es su índice de continuidad, ya que la velocidad de las ondas P se ve afectada negativamente.

La velocidad teórica de propagación se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{1}{V_{P.T.}} = \sum \frac{C_i}{V_{p_i}} \quad (2.9)$$

donde,

C_i son las concentraciones en tanto por uno de los minerales contenidos en la roca.

V_{p_i} son las velocidades de las ondas P en cada uno de los minerales (Tabla 2.1).

2.3. Rotura frágil de las rocas

Las microgrietas, poros e inclusiones de una roca pueden, en un campo tensional, dar nacimiento a nuevas grietas. Si éstas alcanzan la superficie de la probeta, o si crecen de modo notable al interactuar unas con otras, se puede producir la rotura de la muestra.

El estudio de la rotura a tracción de un sólido frágil es relativamente simple: la microgrieta más larga y más favorablemente orientada (perpendicularmente a la dirección de la tracción) se propaga inestablemente cuando las tensiones de tracción en sus extremos exceden la resistencia de la roca. El mecanismo de rotura frágil a compresión es más complejo.

Medidas de microrruídos demuestran que las microgrietas empiezan a propagarse cuando la tensión axial de compresión en una probeta no ha llegado aún a la mitad de la carga de rotura. El comportamiento de la roca depende de las tensiones que se le apliquen, la compresión simple genera normalmente grietas en la misma dirección que la tensión (ver Figura 2.1a).

Una presión de confinamiento pequeña puede evitar el crecimiento inestable de las microfisuras verticales y hace que la probeta se rompa a lo largo de una superficie oblicua (ver Figura 2.1b). Cuando la presión de confinamiento es relativamente grande, el crecimiento de las microgrietas se torna difícil y la probeta se deforma de un modo pseudo-dúctil, con grandes deformaciones y la intervención de muchas microgrietas (Figura 2.1c).

Griffith (1921) creó una teoría para explicar la rotura frágil de los vidrios, la cual postula que la rotura a tracción de estos materiales se produce como consecuencia de las concentraciones de tensión en las terminaciones de las microfisuras existentes en ellos, iniciándose en las más largas y con una orientación más favorable. Las conclusiones de esta teoría se han intentado aplicar a las rocas, pero se ha visto que no resultan tan interesantes como en los vidrios, aunque siguen siendo útiles para explicar el mecanismo de rotura.

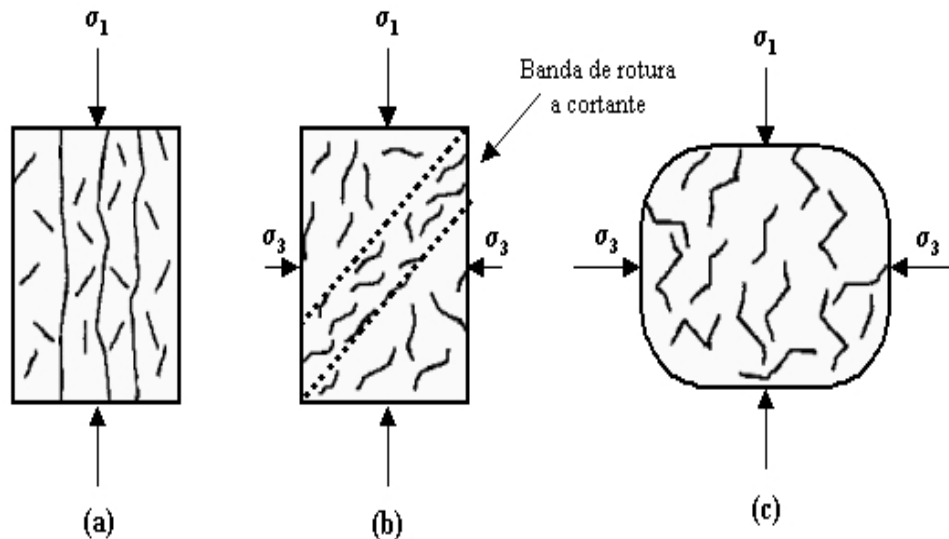


Figura 2.1. Tipos de roturas de las rocas sometidas a compresión

Si una probeta de roca se somete a una tensión de tracción σ_1 , en los extremos de las microfisuras se concentra la tensión y alcanza un valor muy superior a σ_1 . Suponiendo que una microfisura orientada perpendicularmente a σ_1 se pueda asimilar a una elipse muy alargada de semieje mayor a y radio de curvatura ρ en el extremo de este semieje, el valor de la tensión de tracción (ver Figura 2.2) en este punto es:

$$\sigma_{\max} = 2\sigma_1 \sqrt{\frac{a}{\rho}} \quad (2.10)$$

La teoría de Griffith permite estimar la resistencia a tracción de un material frágil a partir de consideraciones energéticas. En el caso de las rocas, las microfisuras se encuentran principalmente en los contactos entre los cristales o los granos minerales. Las superficies de las microfisuras poseen una energía superficial aparente T por unidad de área que está asociada a las fuerzas de atracción atómicas que se rompen al formarse la fisura.

El balance entre la energía superficial aparente de la microfisura y la energía de deformación asociada con ella, proporciona un criterio para determinar si la microfisura va a crecer.

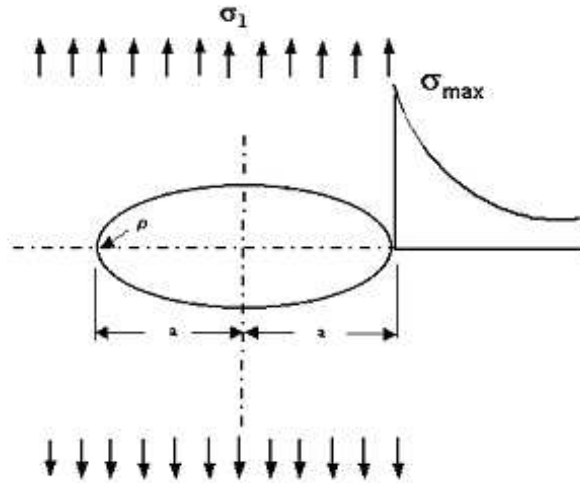


Figura 2.2. Influencia de las microfisuras de Griffith en la rotura a tracción

En un elemento de roca de espesor unidad, la condición para que una microfisura de longitud igual a $2a$ se prolongue es que la energía potencial total del sistema formado por las tensiones aplicadas y el material disminuya o permanezca constante, es decir:

$$\frac{d}{da}(E_s - E_d) \leq 0 \quad (2.11)$$

donde,

E_d es la energía elástica de deformación disponible, almacenada en el material, para la ampliación de la fractura.

E_s es la energía superficial aparente de la fractura.

Los valores de E_d y E_s se pueden obtener, para tensiones planas, mediante las fórmulas siguientes:

$$E_d = \frac{\pi a^2}{E} \sigma_1^2 \quad \text{y} \quad E_s = 4aT \quad (2.12)$$

donde,

E = módulo elástico de la roca

T = energía superficial de la roca

De las fórmulas (2.11) y (2.12) se deduce que la tracción necesaria para prolongar la microfisura debe tener el siguiente valor:

$$\sigma_1 \geq \sqrt{\frac{2ET}{\pi a}} \quad (2.13)$$

En el caso de una roca sometida a tracción directa, ensayo que rara vez se suele practicar en los laboratorios de mecánica de rocas por su dificultad, la rotura de la probeta se produciría

como consecuencia de la prolongación de las microfisuras más largas perpendiculares a la dirección de tracción, en primer lugar, y de la conexión o coalescencia de las nuevas fisuras generadas en el proceso anterior a continuación.

La fórmula de Griffith no se utiliza en la práctica para estimar la resistencia a tracción de las rocas, ya que la energía superficial de las microfisuras es un concepto que no se maneja en mecánica de rocas. Además, los valores que proporciona dicha fórmula difieren bastante de los que se obtienen en los ensayos, que son el medio utilizado en la práctica para estimar la resistencia a tracción de las rocas.

Griffith (1924) extendió su teoría a los materiales frágiles sometidos a compresión, pero no tuvo en cuenta la fricción que se produce entre los labios de las microfisuras cuando éstas se cierran.

Suponiendo que la rotura de la roca se produce cuando la máxima tracción en el vértice la microgrieta con orientación más desfavorable alcanza un determinado valor, Griffith (1924) estableció el siguiente criterio de rotura frágil en dos dimensiones para los materiales:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - 8T_0 (\sigma_1 + \sigma_2) = 0, \text{ para } \sigma_1 + 3\sigma_2 > 0 \quad (2.14)$$

$$\sigma_2 = T_0, \text{ para } \sigma_1 + 3\sigma_2 < 0 \quad (2.15)$$

donde, T_0 es la resistencia a tracción del material.

Si en las fórmulas anteriores se hace $\sigma_2=0$ se obtiene el criterio de rotura a compresión simple, que es:

$$R_0 = 8T_0 \quad (2.16)$$

En el caso de las rocas no se cumple, en general, que la resistencia a compresión simple es igual a 8 veces la resistencia a tracción, sino que la relación entre ambas resistencias es muy variable y casi siempre superior a 10.

La teoría de Griffith (1924) es válida para las microgrietas sometidas a tracción, pero las microgrietas comprimidas solamente se pueden desarrollar mediante un desplazamiento cortante de sus labios al cual se opone la fricción entre ellos. McClintock y Walsh (1962) modificaron la teoría de Griffith para tener en cuenta dicho fenómeno y obtuvieron, para la situación extrema en que todas las microfisuras están cerradas, un criterio de rotura similar al de Coulomb.

La rotura de las rocas a compresión es un proceso progresivo que lleva consigo la formación, propagación y coalescencia de microgrietas, lo que se traduce en que el comportamiento macroscópico sea no-lineal. Una microgrieta es una abertura en la roca que tiene una o dos dimensiones mayores que la tercera y que en cuanto a su naturaleza puede ser un borde de grano o una grieta intergranular, intragranular o transgranular. Existen, no obstante, múltiples

microestructuras en las rocas que no son microgrietas, como poros, vacíos o planos mineralógicos débiles (clivage). Estos defectos, incluidas las microgrietas, son concentradores de tensiones cuando la roca está sometida a cierta carga (Fang, 2001).

Se produce la neoformación de microgrietas cuando se aplica carga sobre granos soldados de propiedades elásticas diferentes, ya que la deformación del más blando dará lugar a esfuerzos sobre el más duro pudiéndose generar grietas de tracción. También se forman microgrietas al concentrarse la carga en puntos de ángulo agudo del borde de microporos o microgrietas preexistentes. Por último, planos de debilidad cristalográfica adecuadamente orientados se pueden separar o deslizar fácilmente al aplicar carga (Kranz, 1983).

En cuanto a la propagación de las microgrietas, conviene señalar que la iniciación de las mismas hace disminuir el campo tensional aplicado en la zona, con lo que, si se mantiene la configuración de carga, el crecimiento de la microgrieta se detiene y ésta se estabiliza. Si se incrementa la carga aplicada a las microgrietas ya formadas pueden crecer originando a su vez nuevas microgrietas. La naturaleza heterogénea de las rocas puede hacer que el crecimiento de estas microfisuras se detenga o cambie de dirección al ir atravesando granos de distintos minerales. Las tendencias de los fenómenos de propagación (paralelos o subparalelos a la dirección de máxima compresión, o paralelos a la dirección inicial de la microgrieta) varían según los campos tensionales y los diferentes tipos de rocas.

La coalescencia de microgrietas es un fenómeno complejo asociado con la rotura de las rocas. Entre las investigaciones llevadas a cabo para estudiar estos fenómenos cabe destacar la de Krantz (1979), que los clasificó en tres tipos principales: en escalón, al pasar, grieta-poro y poro-poro.

El primero de ellos, en escalón o “en echelon” (Fig. 2.3. a) tiene lugar cuando una microgrieta que se propaga entra en el campo de influencia de una de sus vecinas. Cuando ambas son más o menos paralelas entre sí y con respecto a la dirección de máxima compresión, se suelen enlazar por rotura a cortante del puente de roca entre ellas. También se puede producir el enlace por tracción si es posible seguir un camino de rotura paralelo a la dirección de máxima compresión entre las mismas (Fig. 2.3. b). El segundo mecanismo, al pasar o “en passant” tiene lugar cuando dos microgrietas más o menos paralelas y viniendo de zonas distintas se acercan de tal manera que, bien sea por cortante o por tracción, tienden a conectarse la una con la otra dando lugar a la coalescencia (Fig. 2.3. c y d). Finalmente el tercer mecanismo, poro-grieta (Fig. 2.3. f) o poro-poro (Fig. 2.3. e), se produce debido a que la existencia de un poro puede influenciar los poros y grietas adyacentes, de manera que la microgrieta influenciada puede variar su dirección de crecimiento hasta alcanzar al poro. Si la configuración incluye dos poros, se pueden originar grietas en las aristas de éstos hasta dar lugar a la conexión.

El hecho de que la rotura de rocas a compresión venga marcada micro-mecánicamente por la formación, propagación y coalescencia de microgrietas da lugar a varios efectos distintivos característicos del comportamiento tenso-deformacional macroscópico de las rocas, entre los que se pueden incluir: la dilatación volumétrica de la roca una vez superada su fase elástica, la reducción gradual del módulo elástico a medida que va aumentando la carga y la degradación

de la resistencia del material asociada a la formación de macrofisuras (Fang, 2001). Estos efectos apartan a las rocas del comportamiento lineal.

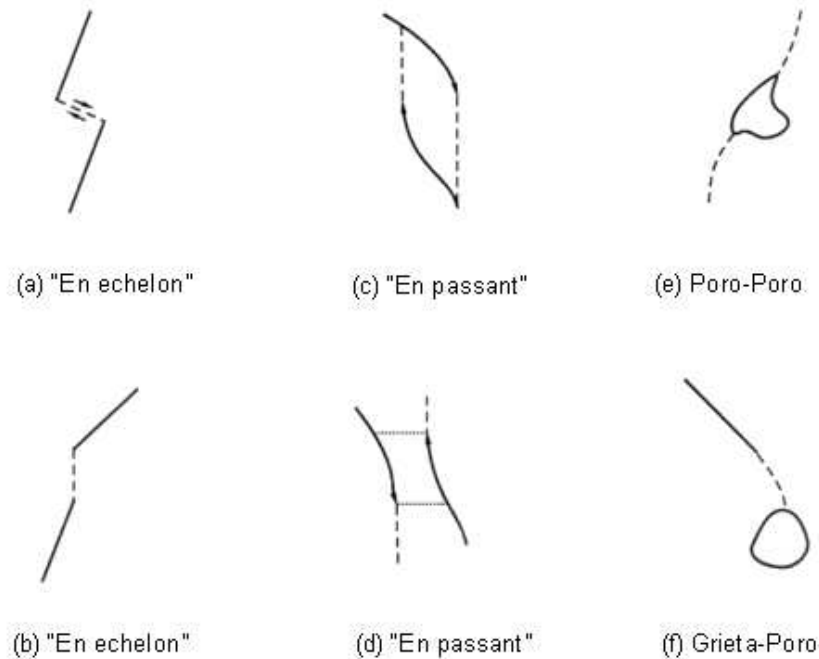


Figura 2.3. Fenómenos básicos de coalescencia de microdefectos (Según KRANTZ, 1979 b). Cortesía Elsevier.

2.4. Comportamiento de las rocas a compresión

Uno de los problemas más importantes de la mecánica de rocas consiste en determinar las propiedades mecánicas de éstas cuando se hallan en un campo tensional compresivo, lo cual se consigue principalmente mediante los ensayos de compresión simple y triaxial. Cuando se ejerce sobre una roca una tensión desviadora de compresión se obtienen resultados como los que se pueden ver en la Figura 2.4. Nada más aplicar la tensión ciertas fisuras y poros comienzan a cerrarse, lo cual genera una deformación inelástica y la curva tensión-deformación muestra una concavidad dirigida hacia arriba. En la mayor parte de las rocas esta fase, que se denomina de cierre de fisuras y termina en el punto de ordenada σ_1^c , va seguida de un tramo recto durante el cual la relación entre la tensión axial, la deformación axial y la deformación lateral es lineal. La pendiente de dicha recta en unos ejes de coordenadas $\sigma_1-\epsilon_1$ es el módulo de Young de la roca y la relación entre ϵ_3 y ϵ_1 es su coeficiente de Poisson.

A continuación la pendiente de la deformación lateral comienza a disminuir, debido a que se forman nuevas microfisuras subverticales en la roca, especialmente cerca de la periferia de la probeta, en su zona central. Si se dispone de un captador de microrruídos se puede observar que la formación de nuevas grietas produce una emisión de microrruídos en la probeta. La dirección de las microfisuras que comienzan a formarse es, en términos generales, paralela a la tensión axial σ_1 . Este tramo de las curvas tensión-deformación de la roca, que se denomina de propagación estable de las fisuras, comienza en el punto de ordenada σ_1^F , denominado

umbral de fisuración, y termina en el de ordenada σ_1^0 ; esta última tensión se puede considerar como la resistencia a largo plazo de la probeta. Propagación estable quiere decir que a cada incremento de la tensión le corresponde un aumento finito de la longitud de las microgrietas y que éstas cesan de crecer al dejar de aumentar la tensión.

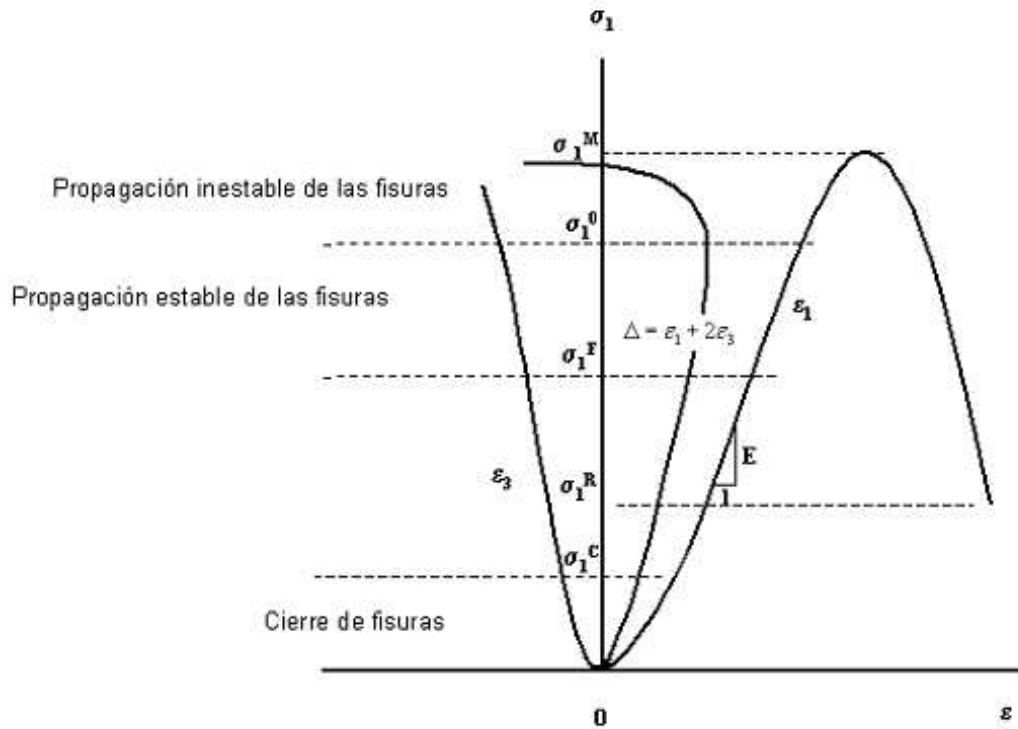


Figura 2.4. Comportamiento de las rocas a compresión.

A continuación el ensayo entra en el tramo denominado de propagación inestable de las fisuras, en el cual éstas empiezan a alcanzar los extremos de la probeta, a intersectarse y a coalescer unas con otras hasta dar lugar a una superficie de fractura semicontinua. Este proceso, durante el cual disminuye la pendiente de la curva σ - ϵ , continúa hasta que se alcanza la resistencia máxima de la probeta σ_1^M . Esta carga se conoce como resistencia de pico y es la que se suele definir mediante los criterios de rotura.

Sin embargo, el ensayo no se acaba al llegar la roca a su resistencia máxima, si la rigidez de la prensa es superior a la rigidez de la probeta. En este caso, es posible continuar el ensayo hasta llegar a la resistencia residual de la roca, si bien es necesario para ello ir reduciendo la carga aplicada a la probeta ya que ésta se sigue deformando pero resiste cada vez menos. Esta última fase de tránsito entre la resistencia de pico y la residual es a veces de gran importancia en los pilares de las minas subterráneas. La resistencia residual de la probeta en el ensayo de compresión simple es nula, mientras que en el ensayo triaxial adquiere el valor correspondiente al ángulo de fricción de las partículas de roca rota.

Si se analiza la curva de la Figura 2.4 correspondiente a la deformación volumétrica, cuyo valor en función de las deformaciones principales, ϵ_1 y ϵ_3 , si éstas son pequeñas, es:

$$\Delta = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.17)$$

se observa que hasta que no se llega al punto de ordenada σ_1^0 , en el cual comienza la propagación inestable de las microfisuras, el volumen de la probeta disminuye. A partir de este punto se produce un aumento de volumen que tiene su origen en la deformación de la roca comprendida entre las microfisuras y en la apertura de nuevas grietas. Al llegar a una tensión axial próxima a la resistencia de pico, es posible que la probeta comience a experimentar un aumento real de volumen que se denomina dilatación.

Si en un punto del tramo $\sigma_1^0 - \sigma_1^M$ se retira la carga que actúa sobre la probeta, la curva descarga-deformación sigue una trayectoria como la que se muestra en la Figura 2.5. Al anularse la tensión la probeta conserva una deformación (histéresis) y al cargarla de nuevo la curva de carga discurre por debajo de la inicial de la probeta a la que intersecta en un punto de mayor ordenada que el de partida, esto es debido a que el tramo $\sigma_1^0 - \sigma_1^M$ es de tipo dúctil con endurecimiento. Si esta misma operación de descarga se lleva a cabo en el tramo $\sigma_1^M - \sigma_1^R$, la resistencia que se alcanza con la recarga (ver Figura 2.5) es inferior a la de partida lo cual es lógico al corresponder dicho tramo a una rotura frágil o dúctil con reblandecimiento.

Latjai et al. (1990) sugieren que la iniciación de la fracturación puede ser causada por microgrietas originadas por tracción. Debido a que los enlaces químicos propios de los minerales formadores de la mayor parte de las rocas (silicatos, carbonatos...) son covalentes y estos enlaces resisten mucho menos a tracción que a cortante (al revés, por ejemplo, que los enlaces metálicos), las rocas son básicamente más débiles a tracción que a cortante o que a compresión. Así parece que incluso en la rotura de rocas a compresión o cizalla, el proceso está gobernado por fenómenos de tracción. La aparición de tracciones locales en zonas sometidas a cortante o a compresión es un hecho paradójico que se puede explicar por la heterogeneidad propia de las rocas.

Diderichs (1999) demuestra que la fracturación por tracción es relativamente común en rocas sometidas a tensiones de confinamiento bajas. Este autor, utilizando el programa PFC, que simula las rocas como conjuntos de partículas heterogéneas con determinados tipos de enlaces, estudió el comportamiento de una probeta de granito con un confinamiento de 20 MPa. Como resultado observó que aun con dicho confinamiento, el número de fracturas generadas por tracción hasta poco antes de romperse la muestra superaba por cincuenta a uno al número de las fracturas generadas por cortante.

También descubrió que la heterogeneidad, tanto en el tamaño de grano como en las propiedades geomecánicas de los materiales, era el aspecto clave en la paradójica generación de tracciones en un campo tensional compresivo. Observó finalmente que en un sistema en el que se evita la propagación inestable de fracturas individuales (como el que él simulaba) existía una relación estadística consistente (para un nivel de confinamiento) entre el nivel tensional requerido para la iniciación de las microfracturas y aquel en el que una densidad crítica de microgrietas acumuladas da lugar a la interacción o coalescencia de las fracturas y por tanto a

la rotura de la roca. La relación entre esos dos niveles tensionales era aproximadamente del orden de dos.

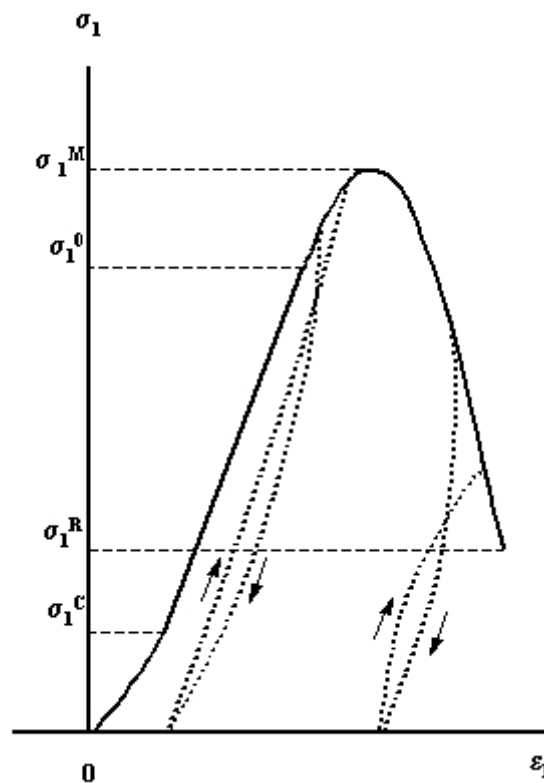


Figura 2.5. Trayectorias de descargas en ensayos de compresión triaxial

2.5. Ensayo de compresión simple

Deducir las propiedades mecánicas de las rocas sometidas a compresión a partir de las características de los cristales, partículas y material cementante que las componen y de las microfisuras y otras discontinuidades de mayor rango existentes en ellas, es prácticamente imposible. Por ello hay que recurrir a los ensayos de laboratorio para determinar dichas propiedades.

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca de altura entre el doble y el triple del diámetro. Normalmente estas probetas se obtienen a partir de testigos de sondeos. También se pueden obtener muestras a partir de bloques de roca mediante una sonda, en el laboratorio; la extracción de estos bloques en la mina o en la obra se debe llevar a cabo sin voladuras, ya que éstas pueden generar en la roca nuevas microfisuras o aumentar las existentes, lo cual se traduciría en una pérdida de resistencia de las probetas que se obtengan de ellos.

Además de servir para determinar su resistencia, este ensayo puede proporcionar también las constantes elásticas de la roca, es decir, su módulo de Young y su coeficiente de Poisson. Averiguar la resistencia a compresión simple de una roca es importante por varios motivos:

permite clasificar las rocas según su resistencia, es un parámetro importante en los criterios de rotura más utilizados (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) y sirve para estimar la resistencia de los pilares en las explotaciones mineras.

Aunque aparentemente es un ensayo sencillo, su realización, así como la interpretación de los resultados, requieren bastante cuidado. Debido a la heterogeneidad de las probetas de una misma roca, su resistencia a compresión simple puede variar ampliamente. Los factores que más intervienen en la resistencia a compresión simple de rocas litológicamente similares son los siguientes: tamaño de grano, porosidad, meteorización, grado de microfisuración, naturaleza y resistencia del cemento que une los granos, densidad de la roca y presión y temperatura a la que ha estado sometida durante su formación.

El ensayo de compresión simple ha sido normalizado en muchos países. Los aspectos básicos de las normas existentes son los siguientes:

- Deben utilizarse probetas cilíndricas de diámetro superior a 50 mm y, por lo menos, 10 veces mayor que el tamaño del grano o cristal más grande existente en la roca. Su altura debe ser igual a 2,5 veces el diámetro aproximadamente.
- La probeta no debe contener discontinuidades geológicas que la atraviesen.
- Las superficies del cilindro de roca que están en contacto con las placas de la prensa con la que se realiza el ensayo deben ser planas, con una precisión de 0,02 mm, y no deben separarse de la perpendicularidad al eje de la muestra en más de 0,001 radianes, o sea, 0,05 mm en 50 mm.
- La carga se debe aplicar a una velocidad constante de 0,5-1 MPa/s.

En la Figura 2.6 se muestra un esquema del equipo necesario para este tipo de ensayos.

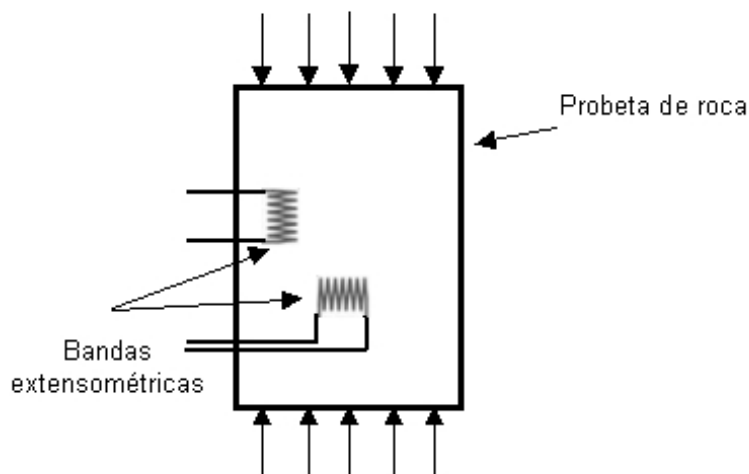


Figura 2.6. Esquema del ensayo de compresión simple.

Para que este ensayo fuera estrictamente de compresión simple, las tensiones dentro de la probeta deberían ser uniaxiales en todos los puntos. Pero, debido a la fricción entre la muestra y las placas de la prensa, derivada de la diferencia entre los módulos elásticos de las rocas y el del acero, la probeta no se puede expandir libremente en sus extremidades superior e

inferior al ser comprimida. Como consecuencia, aparecen tensiones cortantes en las proximidades de las superficies de contacto entre las placas de la prensa y la probeta, por lo que la tensión axial deja de ser una tensión principal y se produce un estado triaxial de tensiones en muchos puntos de la roca

Cuanto menor es la esbeltez de la probeta, es decir, la relación altura/diámetro, mayor es la proporción de la muestra sometida a un estado triaxial de tensiones. Por este motivo, se ha establecido que, en los ensayos de compresión, la esbeltez de las probetas sea superior a 2. Obert, Windes y Duvall (1946) establecieron la siguiente fórmula que liga la resistencia de la probeta con su esbeltez:

$$R_0 = R_1 \left(0,778 + 0,222 \frac{D}{L} \right) \quad (2.18)$$

donde,

R_0 = resistencia de una probeta de longitud diferente del diámetro.

R_1 = resistencia de una probeta longitud igual al diámetro ($D/L=1$)

D = diámetro de la probeta.

L = longitud de la probeta

Según esta fórmula, cuanto mayor es la esbeltez de la probeta menor es su resistencia, pero la reducción de resistencia por ese motivo nunca puede superar el 22,2%, con respecto a la probeta cúbica.

En línea con lo que se acaba de exponer, Brook, N. (1993) propuso la siguiente fórmula para calcular la resistencia, R , de una probeta de relación $\frac{D}{L} = 0,5$ a partir de los resultados de ensayos de compresión simple con probetas de esbeltez diferente a la indicada:

$$R_0 = R \left(0,875 + 0,250 \frac{D}{L} \right) \quad (2.19)$$

donde,

R = Resistencia de una probeta de relación $\frac{D}{L} = 0,5$

De esta fórmula se deduce que, respecto a la probeta de esbeltez dos, la disminución de resistencia por aumento de la esbeltez no puede rebasar el 12,5%.

Se ha observado experimentalmente que en probetas de esbeltez y geometría similar, la resistencia a compresión simple varía con el volumen de la muestra; generalmente la resistencia disminuye al aumentar el volumen. La explicación de este hecho parece estar en la distribución, número y tamaño de las microgrietas de la roca; cuanto mayor es el tamaño de la muestra mayor es la probabilidad de que existan microfisuras con las características apropiadas para favorecer la rotura de la roca. Hoek y Brown (1980) proponen la siguiente

ecuación para describir la relación existente entre la resistencia a compresión uniaxial y el diámetro de la probeta, para diámetros comprendidos entre 10 y 200 mm:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad (2.20)$$

donde,

σ_{c50} es la resistencia a compresión uniaxial de una probeta de 50 mm de diámetro.

En los ensayos de compresión de la mayor parte de las rocas la velocidad de carga anteriormente señalada como apropiada, o sea, 0,5 a 1 MPa/s, puede ser alterada ligeramente sin que se produzcan variaciones en los resultados. Sin embargo, en las rocas evaporíticas: como la sal común y la silvinita, es conveniente realizar los ensayos con una velocidad de carga constante, dentro del rango mencionado, ya que dichas rocas presentan de forma acusada el fenómeno de fluencia bajo carga constante ("creep") y su resistencia depende en alto grado del tiempo que dure el ensayo.

En general, en los ensayos de compresión simple no es posible observar el comportamiento de la probeta después de que alcanza su resistencia máxima, ya que en este momento se produce la rotura de la roca de forma explosiva. Como se expondrá más adelante, esto es debido a que la rigidez de la prensa es considerablemente inferior a la de la probeta, lo cual da lugar, a una liberación rápida de la energía elástica almacenada en la prensa en cuanto se sobrepasa la resistencia máxima de la roca, que no puede ser absorbida por ésta.

Durante el ensayo de compresión uniaxial se puede determinar también el módulo de Young y el coeficiente de Poisson de la roca. Para ello es necesario medir las deformaciones axiales y laterales de la probeta durante el proceso de carga, lo cual se realiza generalmente mediante cuatro bandas extensométricas, dos axiales y dos laterales, que se pegan directamente sobre la roca; las dimensiones de las bandas deben corresponder al tamaño de grano de la roca. El tramo de las curvas tensión-deformación axial y radial en el que se deben calcular dichos parámetros elásticos es la recta comprendida entre el final del cierre de las microfisuras y el umbral de fisuración. Teóricamente, éste es el único tramo recto de los diagramas tensión-deformación axial y tensión-deformación lateral. La pendiente de la primera de estas rectas es el módulo de Young y la relación entre la pendiente de la segunda y la de la primera es el coeficiente de Poisson.

2.6. Ensayo de carga puntual (ensayo Franklin)

Algunas veces no se dispone de material para preparar probetas adecuadas para los ensayos de compresión simple. También puede suceder que el número de ensayos que haya que realizar sea grande y que éstos tengan que llevarse a cabo "in situ". En ambos casos, el ensayo de carga puntual puede sustituir al de compresión simple.

El ensayo de carga puntual consiste en romper un trozo de roca entre dos puntas cónicas de acero endurecido (ver Figura 2.7). Las muestras que se colocan entre dichas puntas pueden

ser de cualquier forma, pero es conveniente que su diámetro no sea inferior a unos de 50 mm, ya que, como se ha indicado anteriormente, el volumen de la probeta influye en su resistencia. Los puntos de aplicación de la carga deben estar al menos a 0,7 D de cada uno de los bordes de la probeta. La fuerza P necesaria para romper la muestra se puede obtener leyendo el manómetro de la bomba manual que produce la presión requerida para dicha rotura. El índice de carga puntual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (2.21)$$

donde,

D_e es el diámetro equivalente de la probeta.

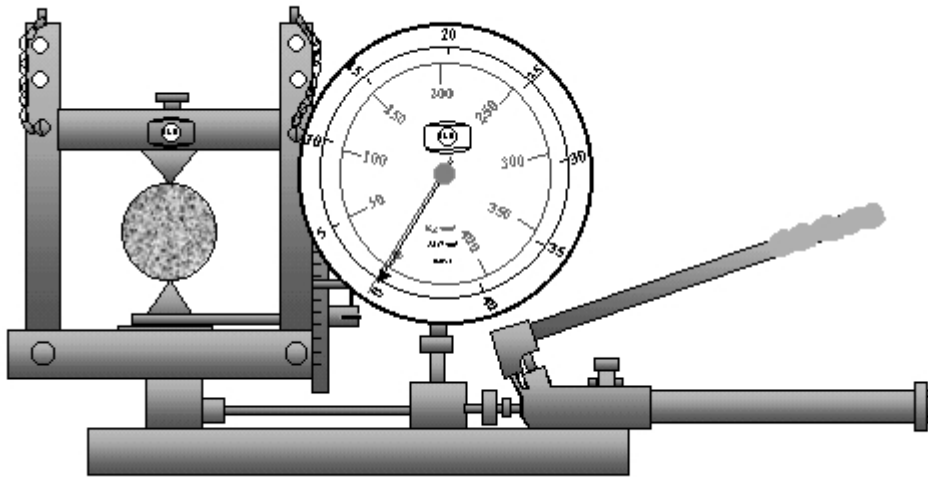


Figura 2.7. Ensayo de carga puntual mediante la prensa Franklin.

El diámetro equivalente se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$D_e^2 = \frac{4}{\pi} WD \quad (2.22)$$

donde,

W = anchura media de la muestra (semisuma de sus anchuras máxima y mínima).

D = distancia entre las puntas de los conos en el momento de la rotura.

Cuando el valor de D_e es distinto de 50 mm es conveniente hacer una corrección para eliminar la influencia del tamaño en la resistencia de la probeta. Esta corrección, que permite obtener el $I_{s(50)}$, se puede efectuar utilizando la siguiente fórmula:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D}{50}\right)^{0,45} I_s \quad (2.23)$$

Broch y Franklin (1972) encontraron una correlación entre el $I_{s(50)}$ y la resistencia a compresión simple de la roca. Esta relación es la siguiente: $\sigma_c = 24 I_{s(50)}^{\sim}$. No obstante, en algunas rocas el coeficiente multiplicador difiere mucho del anteriormente indicado.

Brock (1993) ha propuesto también una relación entre la resistencia a tracción T_0 y el índice de carga puntual $I_{s(50)}$: $T_0 = 1,5 I_{s(50)}$. Según esto la relación media entre las resistencias a compresión y a tracción de las rocas sería de 16.

En este ensayo la rotura de la roca se produce entre las dos puntas del aparato. Cuando las rocas son muy anisótropas, es decir, cuando contienen numerosas superficies de debilidad, la orientación de éstas con respecto al plano de rotura es muy importante. Para conseguir que los resultados de los ensayos realizados con un mismo tipo de roca sean comparables, es necesario que las discontinuidades se encuentren siempre en la misma posición con respecto al eje que une las dos puntas del aparato.

Hay que tener en cuenta que los resultados de estos ensayos tienen normalmente una dispersión muy grande, por lo que es necesario hacer muchos para obtener datos fiables. El índice de carga puntual es muy útil para clasificar las rocas, sin embargo, cuando se trata de casos en los que es muy importante conocer la resistencia a compresión uniaxial de la roca, por ejemplo en el cálculo de la resistencia de pilares, es conveniente recurrir a los ensayos convencionales.

La clasificación de las rocas según su resistencia a compresión uniaxial, propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981), es la siguiente:

Resistencia (MPa)	Clasificación
>250	Extremadamente alta
100-250	Muy alta
50-100	Alta
25-50	Media
5-25	Baja
1-5	Muy baja
0,25-1	Extremadamente baja

2.7. Ensayo triaxial

Este ensayo es imprescindible para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentran con mayor frecuencia en las

obras de ingeniería. Aunque por el nombre del ensayo se podría suponer que la roca se somete a tres tensiones principales distintas, en realidad no es así. Lo que se realiza normalmente es un ensayo biaxial en el cual las dos tensiones principales menores, es decir, σ_2 y σ_3 , son iguales.

Este ensayo se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. La probeta se rodea de una camisa de goma y se coloca dentro de una célula en la que se puede introducir líquido a presión, normalmente aceite o agua. La camisa tiene por objeto impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión del líquido se transmita a la roca. La tensión axial principal, σ_1 , se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la célula. Habitualmente no se utilizan equipos de medición de presión de poro en este ensayo, ya que en la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas; dada la velocidad con que se aplica la tensión axial no hay tiempo, en general, para que la probeta drene completamente durante el ensayo, lo que puede producir un incremento de las presiones intersticiales. Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de la misma.

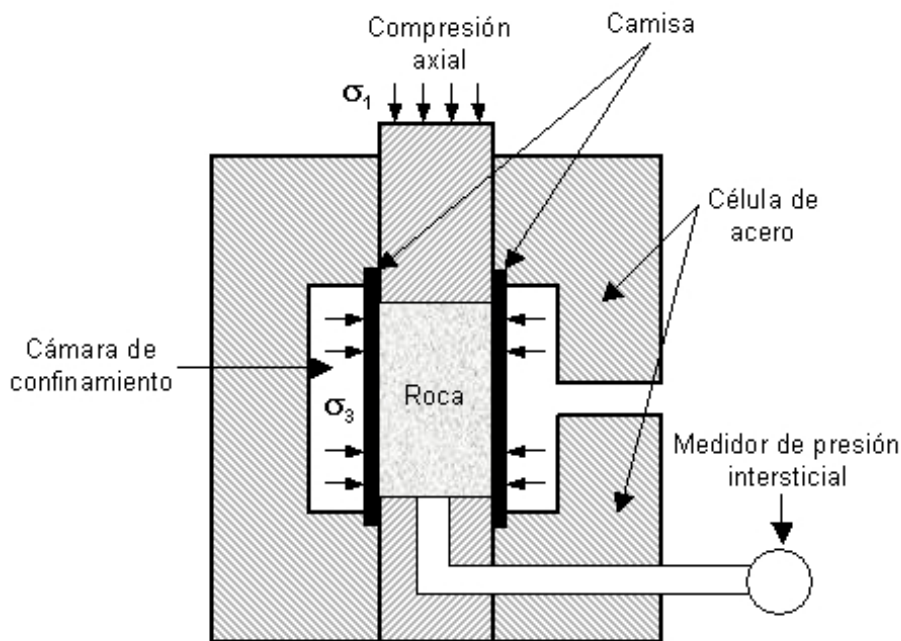


Figura 2.8. Esquema del ensayo de compresión triaxial

Para llevar a cabo los ensayos triaxiales, además de la célula, es necesario, según se muestra en la Figura 2.8, una prensa convencional y una bomba capaz de generar la presión de confinamiento y mantenerla constante durante la prueba. Los gráficos que se muestran en la Figura 2.4 representan los resultados de un ensayo triaxial normal.

En este ensayo es habitual aplicar en primer lugar la presión lateral de confinamiento, que se mantiene constante, y a continuación ir subiendo la presión axial hasta que se produce la

rotura. Esta trayectoria de las tensiones no es, en la mayoría de los casos, la que tiene lugar en un macizo rocoso cuando se efectúa en él una excavación subterránea o a cielo abierto. Sin embargo, como demostraron Swanson y Brown (1971), en el dominio elástico la trayectoria de tensiones no influye en el resultado final, es decir, la resistencia de la roca sometida a un estado triaxial de tensiones es independiente del camino que hayan seguido éstas para llegar a la rotura.

2.8. Ensayos para determinar la resistencia a tracción

El ensayo que más se utiliza con este fin es el denominado ensayo brasileño, el cual se practica comprimiendo una probeta cilíndrica de roca. Si se somete un cilindro de roca de longitud aproximadamente igual a su radio a una compresión diametral se rompe a lo largo de dicho diámetro como consecuencia de las tensiones de tracción que se generan en dirección perpendicular al mismo (ver Figura 2.9). Haciendo un estudio de la distribución de tensiones en un disco al que se aplica una carga diametral, se demuestra que a lo largo del diámetro, excepto cerca de la periferia, se genera una tensión horizontal uniforme cuyo valor es:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D t} \quad (2.24)$$

donde,

- P es la fuerza de compresión ejercida sobre el disco
- D es el diámetro del disco
- t es el espesor del disco, es decir, la altura del cilindro

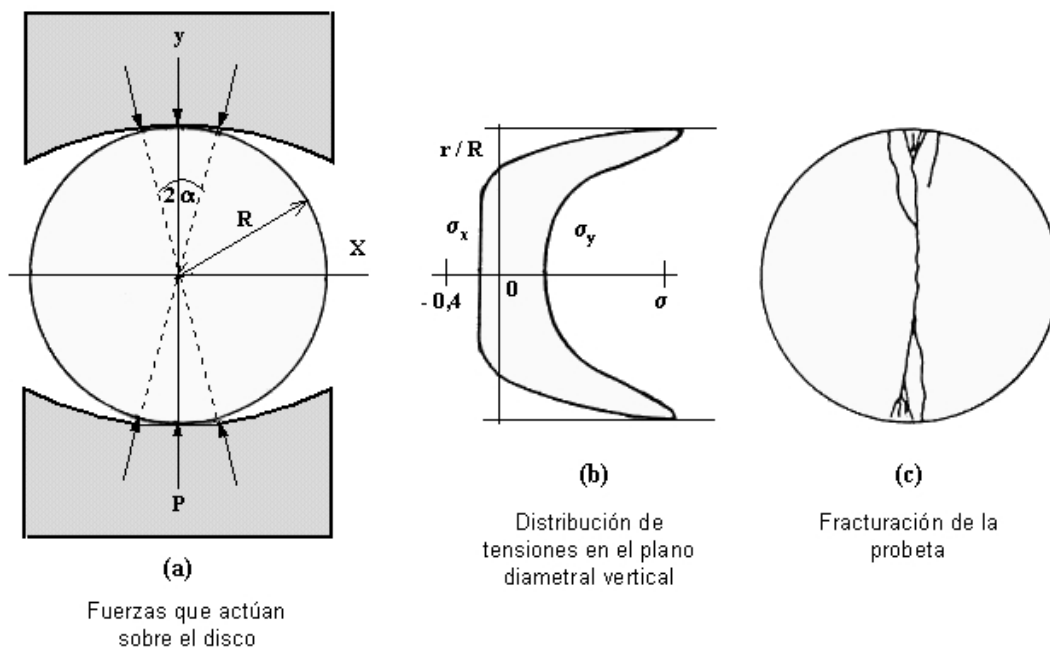


Figura 2.9. Ensayo indirecto de tracción (brasileño)

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que existen también tensiones compresivas que actúan según el plano diametral del disco a lo largo del cual se aplica la carga. Estas tensiones tienen un valor en el centro del disco igual a tres veces la tensión de tracción y van aumentando progresivamente hacia la periferia del cilindro. Teóricamente, si el contacto entre las placas de la prensa y el disco fuera puntual, las fuerzas de compresión alcanzarían en dicho punto un valor infinito. Por este motivo, la norma para este ensayo prescribe que las placas de la prensa en contacto con la roca deben tener una curvatura proporcional al radio del disco.

Aunque, como se acaba de exponer, existen tensiones de compresión y de tracción actuando sobre el disco, como en el centro del mismo la relación entre ellas es de 3, muy inferior a la que existe normalmente entre las resistencias a compresión y tracción de las rocas, la rotura se producirá a tracción.

El ensayo brasileño es más fácil de realizar que el de tracción directa, que se utiliza muy poco; sin embargo, la resistencia que se obtiene en él es superior a la que proporciona la tracción directa. Esto es debido a la presencia de microfisuras, las cuales producen un debilitamiento mayor de la roca cuando se ejerce sobre ella una tracción directa que cuando se la somete al campo de tracciones del ensayo brasileño, o sea, a una combinación de tracción y compresión.

Otro ensayo que se emplea también frecuentemente para estudiar la resistencia a tracción de las rocas es el de flexión (ver Figura 2.10).

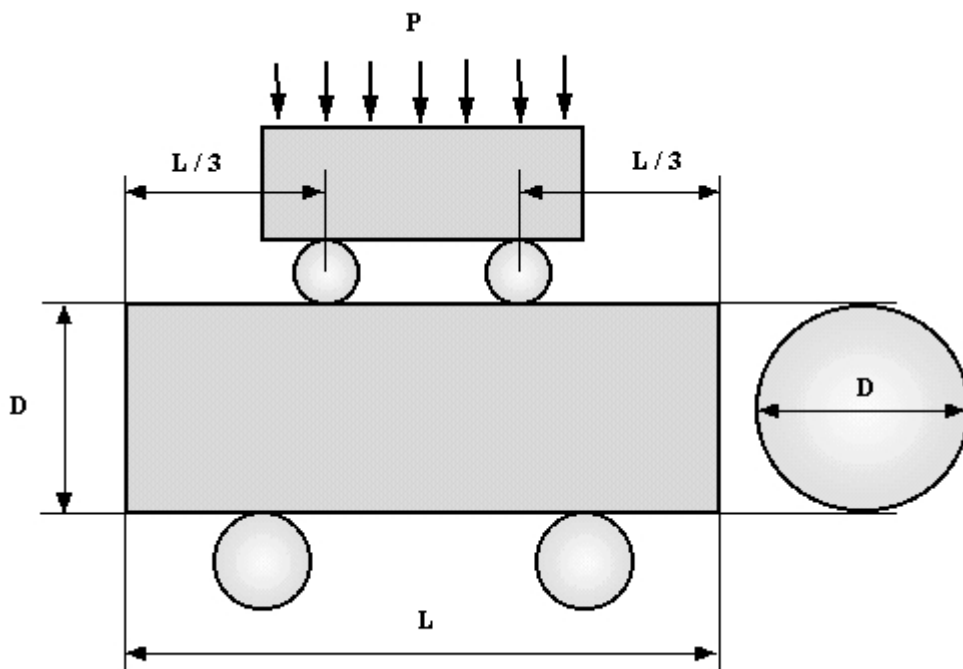


Figura 2.10. Esquema del ensayo de flexión

Normalmente este ensayo se realiza con cuatro puntos de contacto entre el dispositivo de carga y el cilindro de roca y permite ensayar directamente testigos de sondeos. Los dos puntos de apoyo del testigo se encuentran cerca de los extremos de la probeta y los dos puntos de

carga se sitúan en su parte central, a distancias iguales del medio de la probeta. Esta disposición da lugar a un momento de flexión uniforme en el centro de la muestra. La resistencia a tracción de la roca se puede calcular a partir de la teoría de la viga simplemente apoyada, mediante la fórmula siguiente:

$$T = \frac{16 P \cdot L}{3 \pi D^3} \quad (2.25)$$

donde,

P es la carga de rotura, aplicada a una distancia L/3 de cada uno de los apoyos del testigo.

L es la longitud entre los apoyos del testigo.

D es el diámetro del testigo.

Generalmente, la resistencia a tracción obtenida a partir de la flexión suele ser de dos a tres veces mayor que la resistencia a tracción directa, de donde se deduce que la resistencia a tracción de una roca depende del tipo de ensayo que se utilice para estimarla.

La relación entre la resistencia a compresión uniaxial y la resistencia a tracción de las rocas es muy variable. En los esquistos, por ejemplo, esta relación puede ser tan baja como 5,5, mientras que en la diorita puede alcanzar 16, o sea, tres veces más aproximadamente.

2.9. Tensión efectiva, hinchamiento y alterabilidad de las rocas

2.9.1. Tensión efectiva

Prácticamente todas las rocas poseen poros y fisuras que pueden estar o no interconectados, aunque en la mayoría de las rocas la porosidad es muy pequeña. Cuando los poros están comunicados el agua y el aire pueden circular por ellos y producir cambios en el comportamiento de la roca, principalmente en su deformabilidad y resistencia. En caso contrario, la influencia del agua se reduce considerablemente. Las rocas sedimentarias y las volcánicas son, en general, las más porosas y en ellas suelen existir pequeños canales que comunican unos poros con otros. En las rocas plutónicas la porosidad suele ser pequeña, inferior al 1% aproximadamente, y no existen dichos canales pero hay microfisuras.

El concepto de la tensión efectiva fue introducido por Terzaghi en 1923, el cual estableció que la resistencia de los suelos saturados, así como su cambio de volumen al ser comprimidas, no dependen de la tensión total aplicada sino de la tensión efectiva σ' , dada por la diferencia entre la tensión total aplicada σ y la presión de poro u , es decir:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.26)$$

Esta teoría es aplicable a las rocas siempre que su estructura porosa esté interconectada y la velocidad de aplicación de la carga sea suficientemente baja para permitir que la presión del

fluido interno se equilibre en los poros. Cuando las rocas tienen muy poca permeabilidad, se requiere velocidades de aplicación de la carga extremadamente bajas para lograrlo, por lo que puede que no se cumpla este principio.

Hay que aclarar que la tensión de corte τ no se ve afectada por la presión de poro u , ya que dicha tensión es función de la diferencia entre las tensiones principales mayor y menor.

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (2.27)$$

$$\sigma'_2 = \sigma_2 - u \quad (2.28)$$

$$\tau = f(\sigma'_1 - \sigma'_2) = f_1(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (2.29)$$

2.9.2. Hinchamiento y alterabilidad

Se denomina hinchamiento al aumento del volumen de una roca producido por un incremento de humedad, favorecido por una modificación del estado tensional, normalmente una distensión o relajación. La compresión necesaria para impedir que dicho hinchamiento tenga lugar puede ser grande. Este fenómeno se debe generalmente a la fijación de agua por los minerales hidrófilos contenidos en las rocas, principalmente arcillas de tipo montmorillonita; también pueden tener lugar por cambios químicos, por ejemplo, al transformarse la anhidrita (Ca SO_4) en yeso ($\text{Ca SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). Las montmorillonitas son minerales arcillosos que se encuentran en muchas rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, margas, etc.; también se suelen hallar en las milonitas de fallas, en los rellenos kársticos y en los productos de alteración de rocas magmáticas o metamórficas.

El hinchamiento de las rocas arcillosas se produce como consecuencia de la interacción de las moléculas de agua con las superficies de los minerales arcillosos, según se acaba de indicar. En dichas superficies se pueden formar dos tipos de capas de hidratación: una sola capa de agua con un espesor del orden de 1 nm y dos capas con un grosor de 10 a 20 nm (Seedsman 1993). Cuando el mineral arcilloso es del grupo de las caolinitas, las fuertes uniones en los granos minerales impiden que el agua interactúe con las superficies intergranulares, por lo que el volumen ocupado por el agua es proporcionalmente menor, ya que ésta sólo se adhiere a las superficies externas de los granos y éstos son voluminosos. En las ilitas de granos finos, aunque también el agua se adhiere sólo a las superficies externas, el porcentaje de agua puede ser muy importante debido al menor tamaño de grano. En las montmorillonitas sucede más bien que, debido a la debilidad de las fuerzas que unen las capas individuales de mineral, el agua se introduce entre ellas dando lugar a un fuerte hinchamiento, como consecuencia del gran volumen de agua adherida.

Cuando una roca que contiene minerales arcillosos propensos al hinchamiento es descomprimida como consecuencia de una excavación, la reducción de las tensiones totales y el drenaje que experimenta dan lugar a un efecto de succión en los poros. Si dicha roca vuelve a quedar saturada, lo cual puede verse facilitado por la apertura de fisuras que produce la descompresión, las presiones de poro negativas desaparecen y la roca aumenta de volumen. Las tensiones de tracción producidas por el hinchamiento pueden conducir a la rotura del

cemento que une las partículas minerales y controla la resistencia de la roca. Como consecuencia se producen daños en la estructura de la roca, consistentes principalmente en la apertura y prolongación de microfracturas, que la pueden conducir a un estado de resistencia residual.

La inmersión instantánea de una roca parcialmente saturada da lugar a un aumento de la presión del aire en los poros debido a la entrada del agua en ellos, por lo que las rocas arcillosas que se han secado y han sido después saturadas de agua, pueden fisurarse como consecuencia de la compresión del aire de los poros si la saturación es muy rápida.

Es un hecho probado que la resistencia de prácticamente todas las rocas disminuye al aumentar la humedad, disminución que puede llegar al 50%. Esta reducción de resistencia de la roca puede ser debida a la disminución de la energía superficial que se produce como consecuencia de la absorción de agua en las superficies de las microgrietas. En las rocas arcillosas, la bajada de resistencia debida a la presencia de agua puede estar producida por la sustitución de los fuertes enlaces sílice-oxígeno de los silicatos por los más débiles enlaces de hidrógeno (Seedsman, 1993).

Otra causa de reducción de resistencia en las rocas arcillosas que contienen montmorillonita al humedecerse es el hinchamiento que experimentan; un efecto similar se produce al pasar la anhidrita a yeso. Cuando las rocas arcillosas están sometidas alternativamente a cambios humedad-sequedad, la expansión-retracción que experimentan puede dar lugar al alargamiento de las microgrietas y a la larga a la desintegración de la roca. La resistencia de las rocas a la desintegración o a la alteración cuando se las somete a ciclos de humedad y sequedad es un factor de suma importancia a la hora de diseñar taludes o sostenimientos de túneles y galerías.

2.9.3. Ensayos

La susceptibilidad al hinchamiento de una roca se puede detectar mediante los siguientes experimentos:

- Sumergiendo una muestra de roca en agua y observando la rapidez con la que se produce su desmoronamiento ("jar slake test").
- Mediante el ensayo de azul de metileno para caracterizar la superficie específica y el carácter arcilloso del material.
- Realizando un análisis mineralógico por R.X. para conocer los minerales arcillosos y la anhidrita y el yeso presentes en la muestra.
- Humedades de saturación de 6,5% y 17% en las rocas arcillosas pueden servir para delimitar las de alta, intermedia y baja durabilidad.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981) propone tres ensayos de laboratorio para caracterizar el hinchamiento de las rocas:

1. Medida de la presión axial de hinchamiento a volumen constante.

2. Medida de la deformación axial de hinchamiento en una muestra de roca confinada lateralmente y sometida a cargas axiales constantes.
3. Medida de la deformación de hinchamiento libre en dirección axial y radial.

Los ensayos 1 y 2 se realizan con el aparato que se muestra en la Figura 2.11.

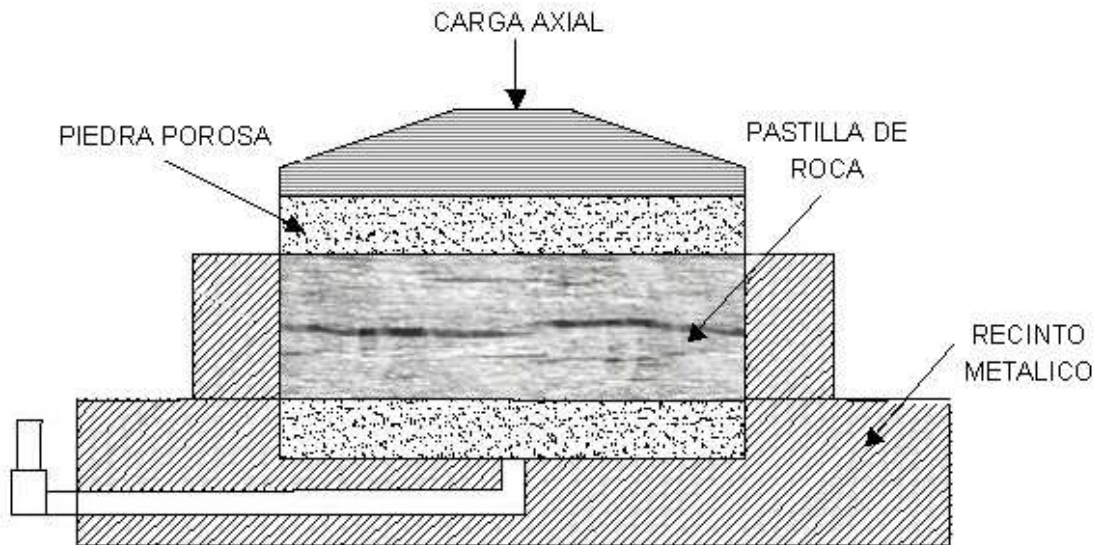


Figura 2.11. Célula y muestra de roca preparadas para los ensayos de hinchamiento confinado

En la práctica, se aconseja realizar en primer lugar el ensayo de hinchamiento a volumen constante, que proporciona la presión axial de hinchamiento. A continuación se aconseja efectuar la medida de la deformación axial en función de la presión axial, iniciando el ensayo con una presión axial aproximadamente equivalente a la presión de hinchamiento determinada previamente. Se recomienda hacer un número suficiente de ensayos de hinchamiento ya que se ha constatado que la dispersión de los resultados obtenidos es grande. El potencial de hinchamiento de una roca puede variar grandemente según se mida en dirección paralela o perpendicular a los planos de estratificación, por lo que conviene realizar los ensayos por lo menos en estas dos direcciones para poder caracterizar correctamente una roca.

Las presiones de hinchamiento pueden ser muy variables según los materiales; se han determinado valores de varios MPa en algunas margas.

Otro ensayo recomendado por la SIMR ("slake durability test") permite determinar la resistencia de la roca a la alteración y desintegración al estar sometida a ciclos sucesivos de inmersión en agua y secado. Para realizar el ensayo se introduce la muestra de roca en un cilindro metálico cuya superficie lateral es de rejilla de alambre, con una abertura de malla de 2 mm. El cilindro tiene una longitud de 100 mm y un diámetro de 140 mm y debe estar preparado para soportar temperaturas de 105°C durante 12 horas, sin sufrir deformación. El cilindro se sitúa en una cubeta, quedando una distancia de 40 mm entre la rejilla lateral y la base de la cubeta: ésta se encuentra unida a una superficie fija. En la Figura 2.12 se muestra un esquema del cilindro y de la cubeta (Brown, 1981). Además, se necesita un horno que pueda alcanzar y mantener una temperatura de 105°C durante un período de 12 horas, con una variación máxima de la

temperatura de 3°C. Para obtener el peso de las muestras de roca, se utiliza una balanza con una precisión de medio gramo.

El procedimiento operativo es el siguiente:

Se seleccionan 10 trozos representativos de roca, cuyo peso debe estar comprendido entre 40 y 60 gr cada uno, hasta totalizar 450 a 550 gr. El tamaño máximo de grano en los trozos seleccionados no debe exceder de 3 mm. Los trozos de roca que se van a ensayar tienen que ser de esquinas redondeadas, sin angulosidades, para lo cual habrá que tratarlos con una muela cuando sea necesario.

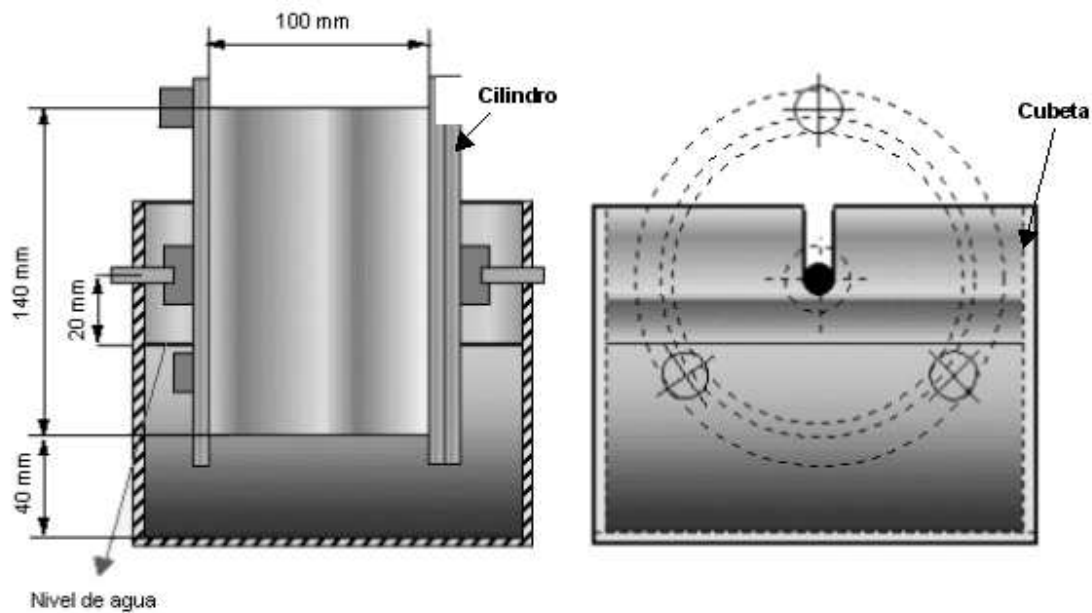


Figura 2.12. Esquema del aparato para medir la durabilidad

- La muestra de roca se introduce en el cilindro y se deja secar en el horno a una temperatura de 105°C durante un período de 2 a 6 horas.
- A continuación se obtiene el peso A del cilindro con la muestra en su interior. Después de esperar cierto tiempo hasta que se enfríe el cilindro, éste se introduce en la cubeta y se vierte en ella agua a 20°C hasta alcanzar un nivel a 20 mm por debajo del eje horizontal del cilindro. Se hace girar el cilindro un total de 200 revoluciones durante 10 minutos. Acto seguido se extrae el cilindro de la cubeta, se seca a 105°C y se determina el peso B del cilindro y de los trozos de roca que tiene en su interior.
- Se repite el proceso de introducción del cilindro en la cubeta, se somete a un giro de 200 revoluciones, se seca y se pesa de nuevo, obteniéndose el valor C del peso del cilindro más la fracción de roca que ha quedado en su interior. Por último, se vacía el cilindro, se limpia bien su interior con un cepillo y se obtiene su peso D.

El resultado del ensayo se expresa mediante el “índice de durabilidad”, que es la relación entre el peso final y el peso inicial de la muestra expresado en porcentaje. Índice de durabilidad para dos ciclos es: $I_{d2} = 100 (C - D)/(A - D)$.

Conviene aumentar el número de ciclos de ensayo a más de dos en aquellas rocas cuyo índice de durabilidad sea elevado.

La siguiente escala de durabilidad ha sido propuesta por Gamble, 1971:

Valor de I_{d2} (%)	Resistencia a la alteración
8-30	Muy baja
3-60	Baja
60-85	Media
85-95	Media alta
95-98	Alta
98-100	Muy alta

2.10. Criterios de rotura

Un criterio de rotura es una relación entre tensiones que permite predecir la resistencia de una roca sometida a un campo tensional. En general, los criterios de rotura se refieren a la resistencia de pico aunque también se pueden emplear para la resistencia residual. Los criterios de rotura más utilizados en mecánica de rocas son los de Mohr–Coulomb y Hoek–Brown (1980).

2.10.1. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Este criterio postula que la resistencia al corte de las rocas tiene dos componentes: cohesión y fricción, siendo esta última dependiente de la tensión efectiva normal sobre el plano de rotura.

Según esta teoría la resistencia al corte que puede desarrollar una roca en un plano que forma un ángulo β con la tensión principal menor, σ_3 , (ver Figura 2.13) se puede expresar mediante la fórmula:

$$\tau = c + \sigma'_n \tan \phi \quad (2.30)$$

donde,

τ = resistencia al corte

c = cohesión

σ'_n = tensión efectiva normal

ϕ = ángulo de fricción

Si la roca está sometida a tracción en lugar de a cortante, su resistencia estará determinada por el resultado de los ensayos de tracción realizados en el laboratorio con probetas de la roca en cuestión.

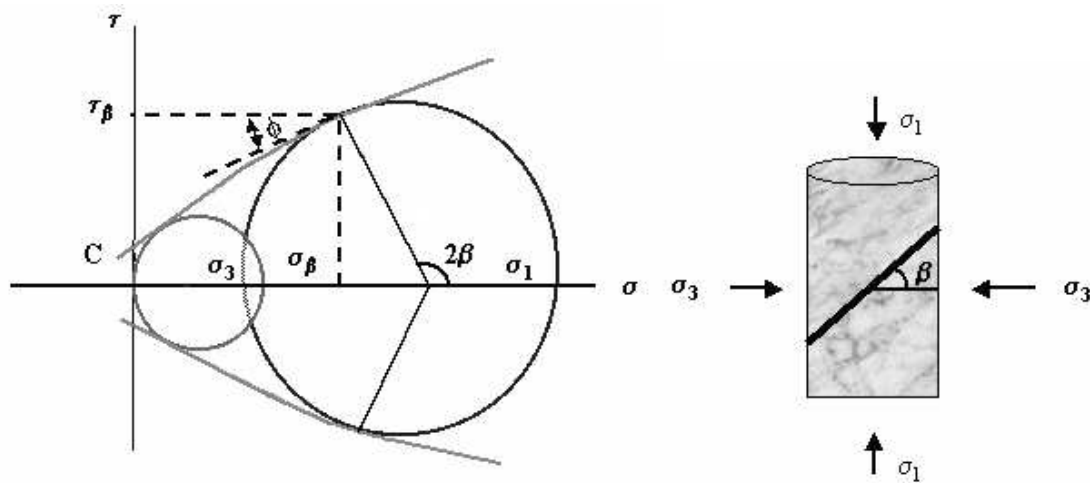


Figura 2.13. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

A partir de las tensiones efectivas principales se pueden obtener las tensiones normal y tangencial en el plano de rotura con la ayuda de la Figura 2.14, mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma'_n = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) - \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\beta \quad (2.31)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin 2\beta \quad (2.32)$$

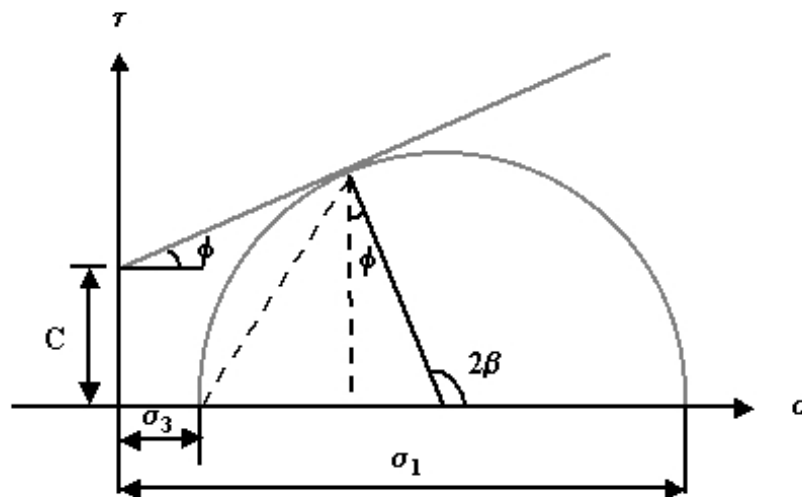


Figura 2.14. Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

La construcción del círculo de Mohr en la Figura 2.14 muestra que:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (2.33)$$

Llevando las ecuaciones (2.31), (2.32) y (2.33) a la ecuación (2.30), se obtiene el criterio de rotura de Mohr–Coulomb expresado en función de las tensiones principales:

$$\sigma'_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} + \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \sigma'_3 \quad (2.34)$$

De esta fórmula se deduce el valor de la resistencia a compresión uniaxial de la roca en función de la cohesión y la fricción:

$$R_0 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (2.35)$$

La ausencia de la tensión principal intermedia en éste y en otros criterios de rotura se debe a que se ha demostrado que su influencia en la resistencia de la roca es prácticamente despreciable.

Este criterio de rotura supone que la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a las combinaciones críticas de las tensiones principales, o sea, las que dan lugar a la rotura, es lineal. El criterio de Mohr–Coulomb puede ser utilizado para definir tanto la resistencia de pico como la residual. Según este criterio, la rotura se produce cuando, como se expuso anteriormente, la tensión cortante aplicada a la roca iguala a la resistencia friccional de la misma, asociada con la tensión normal en el plano de rotura, más la cohesión. Como no sería razonable extrapolar esta teoría a un caso de tensión normal negativa, pierde su significado cuando la roca se somete a tracción. Por este motivo, cuando se extrapola la recta de Mohr–Coulomb a la región de tensiones normales negativas, es aconsejable interrumpirla al llegar a un valor de σ_3 igual a la resistencia a tracción de la roca obtenida a partir de ensayos de laboratorio (ver Figura 2.15).

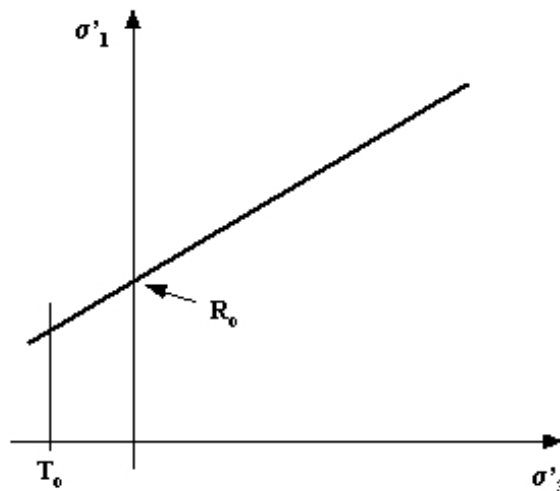


Figura 2.15. Extrapolación de la recta de Mohr-Coulomb a la región de tensiones de confinamiento negativas.

Para representar el criterio de Mohr–Coulomb hay que ajustar una recta que sea tangente a los círculos de rotura obtenidos mediante los ensayos triaxiales. Debido a que diversos factores, inherentes a las rocas y a los propios ensayos, introducen errores en los resultados de éstos, el ajuste no suele tener una solución matemática exacta, ya que habrá círculos de Mohr que son cortados por la recta de Mohr–Coulomb y otros que se aproximen a ella sin ser tangentes ni secantes.

El procedimiento que se recomienda seguir para ajustar la recta es el siguiente:

- Se ajusta una recta (Figura 2.16), por el método de mínimos cuadrados, a los máximos de los círculos de Mohr obtenidos de los ensayos triaxiales, cuyas coordenadas son $\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)$. A estas coordenadas se les suele denominar p' y q respectivamente (Lambe y Whitman, 1964).
- La pendiente (a) de esta recta, de ecuación $q = ap' + b$, es el seno del ángulo de fricción, o sea: $\phi = \text{arc sen } a$
- La cohesión se puede obtener, a partir de la ordenada en el origen de la recta (b), mediante la fórmula: $C = \frac{b}{\cos \phi}$.

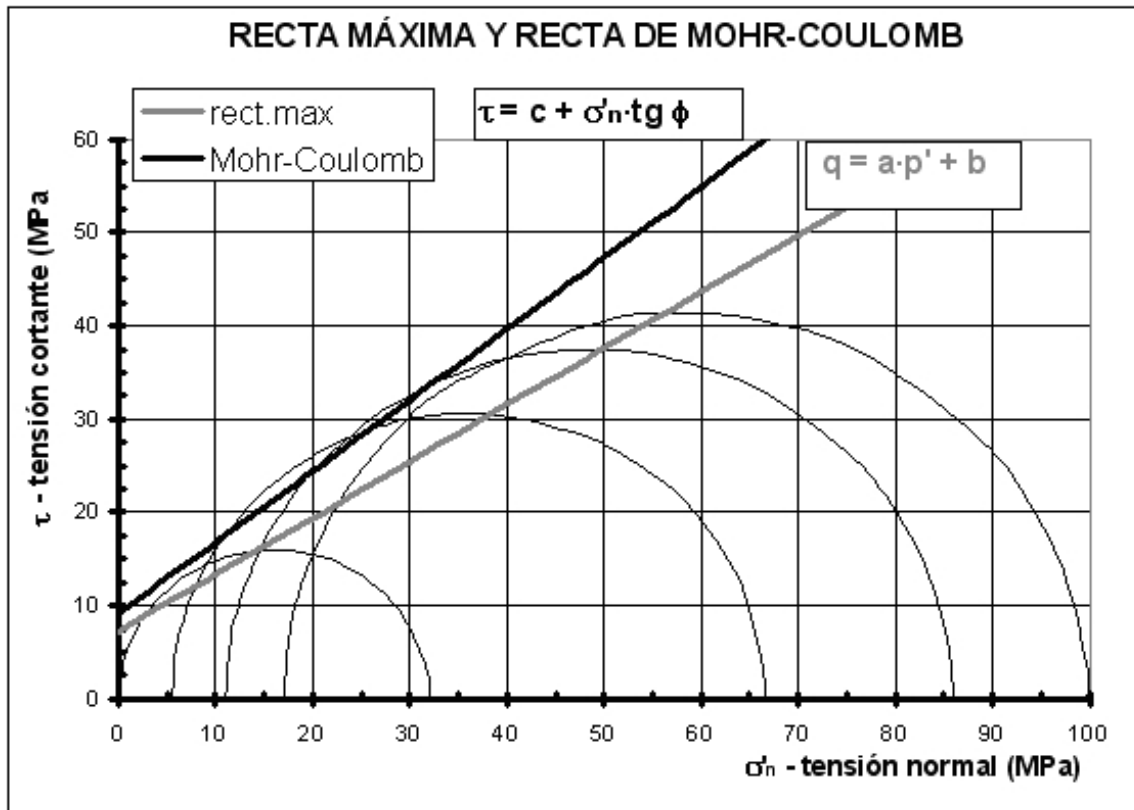


Figura 2.16. Ejemplo de ajuste de la recta máxima y la de Mohr–Coulomb a varios ensayos.

2.10.2. Criterio de rotura de Hoek-Brown

El criterio de rotura de Hoek-Brown (1980) fue propuesto inicialmente para ser utilizado en el diseño de excavaciones subterráneas en macizos rocosos resistentes. Las propiedades de las rocas que se incluyen en el mismo cuando se aplica para determinar su resistencia en los ensayos de laboratorio, son las siguientes:

- Resistencia a compresión simple, σ_{ci} .
- Constante de material rocoso m_i .

Cuando se trata de macizos rocosos en lugar de rocas, a estos dos parámetros hay que añadir otros dos más, incluso un tercero cuando el macizo rocoso ha sido alterado por voladuras o por relajación tensional. Sobre estos tres parámetros suplementarios, que se describen en un capítulo posterior, se tratará cuando se estudien las propiedades mecánicas de los macizos rocosos.

La ecuación de Hoek–Brown para los materiales rocosos, o sea, las probetas de laboratorio es la siguiente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (2.36)$$

donde,

σ_1' = tensión efectiva principal máxima

σ_3' = tensión efectiva principal mínima

Las tensiones normal y cortante en el plano de rotura de la probeta se pueden obtener, a partir de las tensiones principales, mediante las siguientes ecuaciones de Balmer (1952):

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1' / d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1' / d\sigma_3' + 1} \quad (2.37)$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{d\sigma_1' / d\sigma_3'}}{d\sigma_1' / d\sigma_3' + 1} \quad (2.38)$$

donde,

$$d\sigma_1' / d\sigma_3' = 1 + \frac{1}{2} m_i \left(m_i \sigma_3' / \sigma_{ci} + 1 \right)^{0,5} \quad (2.39)$$

Según el criterio de Hoek–Brown (1980) la resistencia a tracción de la roca se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (2.40)$$

El valor del parámetro σ_{ci} , es decir, la resistencia a compresión simple de la roca se debe obtener a partir de los correspondientes ensayos de laboratorio. Para estimar la constante m_i es conveniente realizar ensayos triaxiales. Si se escribe la ecuación de Hoek–Brown de la forma siguiente:

$$\left(\sigma'_1 - \sigma'_3 \right)^2 = m_i \cdot \sigma_{ci} \sigma'_3 + \sigma_{ci}^2 \quad (2.41)$$

y se realiza un cambio de variable, un ajuste por mínimos cuadrados permite obtener el valor de m_i a partir de los resultados de los ensayos triaxiales.

También se puede calcular m_i a partir de la siguiente relación:

$$m_i = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ci}} \quad (2.42)$$

o sea, conocidas las resistencias a tracción y compresión uniaxial de las probetas de roca, mediante los correspondientes ensayos de laboratorio.

El valor del parámetro m_i se puede estimar en primera aproximación a partir de la Tabla 2.2.

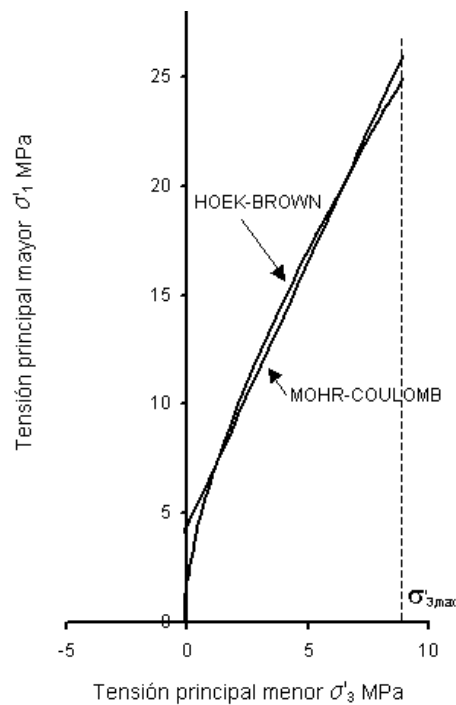


Figura 2.17. Relación entre los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb para $0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3,max}$.

Tabla 2.2. Tabla estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca, según Hoek et al., 1994. Los parámetros entre paréntesis son aproximados.

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			←— Grauwaca (18) —→			
	No clásticas	Orgánicas	←— Creta(18) —→ ←— Carbón (8-21) —→			
		Carbonatadas	Brecha (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
		Evaporitas	Yeso 16		Anhidrita 13	
METAMÓRFICAS	No foliadas		Mármol 9	Corneanas (19)	Cuarcita 24	
	Ligeramente foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milota (6)	
	Foliadas*		Gneiss 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9
IGNEAS	Claras		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Dacita 19	
	Oscuras		Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita 22			
Extrusivas piroclásticas		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)		

* Los valores de m_i para las rocas con foliación se refieren a resultados de ensayos sobre probetas cortadas de manera que la carga se aplica perpendicularmente al plano de foliación.

Como la mayor parte de los programas de ordenador para geotecnia utilizan el criterio de Mohr–Coulomb, es necesario frecuentemente determinar los ángulos de fricción y las cohesiones de las rocas, dentro de un intervalo de tensiones determinado, partiendo de los parámetros del criterio de Hoek–Brown. Para ello hay que adaptar una línea recta a la curva que representa a la ecuación (2.36), tal como se muestra en la Figura 2.17. Los valores del ángulo de fricción y de la cohesión que se obtienen al hacer que las áreas en exceso y en defecto comprendidas entre la curva y la recta se equilibren son los siguientes:

$$\phi' = \arcsen \left(\frac{3 m_i (1 + m_i \sigma'_{3n})}{7,5 + 3 m_i (1 + m_i \sigma'_{3n})^{1/2}} \right) \quad (2.43)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} (2 - 1/2 m_i \sigma'_{3n}) \cdot (1 + m_i \sigma'_{3n})^{-1/2}}{3,75 \sqrt{1 + 0,8 m_i \cdot (1 + m_i \cdot \sigma'_{3n})^{1/2}}} \quad (2.44)$$

donde,

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci} \quad (2.45)$$

El valor de σ'_{3max} es el límite superior de la tensión de confinamiento para el cual se desean relacionar los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb. Cuando se está estudiando la rotura de una probeta de roca este límite puede establecerse con cierta libertad, mientras que si se trata de un macizo rocoso en el que se ha excavado un túnel o un talud hay que tener en cuenta las tensiones existentes en la obra, como se expone más adelante al hablar de los macizos rocosos.

2.11. Propiedades físicas y mecánicas de algunas rocas

En este apartado se presentan los resultados obtenidos por diversos investigadores referentes a algunas propiedades físicas y mecánicas de las litologías que aparecen con más frecuencia en los macizos rocosos.

En la Tabla 2.3 se han agrupado datos de densidad, módulo de Young, coeficiente de Poisson, porosidad y resistencia a compresión, tracción y flexión de varias rocas, obtenidos por los siguientes investigadores: Bieniawski (1974) y Brown (1980), Hoek y Bray (1981) y Brady y Brown (1985).

La Tabla 2.4 recoge datos de algunas características geomecánicas de las rocas del carbonífero español según publicaciones y ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de rocas de la ETS de Ingenieros de Minas de Madrid (Ramírez, P. et al., 1985).

En la Tabla 2.5 se presentan datos del ángulo de rozamiento interno de algunas rocas sedimentarias, metamórficas e ígneas, con resistencias a compresión simple comprendidas entre 5 y 400 MPa.

Existen relaciones entre las resistencias a compresión uniaxial de las rocas y sus módulos elásticos, que varían según las litologías. Normalmente el ratio módulo/resistencia es del orden de 300 y varía entre 80 y 500, según se muestra en la siguiente tabla (Pello, 1993):

Tipo de roca	Relación módulo/resistencia
Basalto	200-500
Granito	300-500
Caliza	300-500
Arenisca	100-400
Argilita	80-300

En la Figura 2.18 se presenta un gráfico, de los denominados de Deere–Millar, en el que se relacionan la resistencia a compresión simple y el módulo elástico de las siguientes rocas: cuarcita, gneis, mármol y esquisto, en ambos ejes de este gráfico se han utilizado escalas logarítmicas (Stagg and Zienkiewicz, 1968).

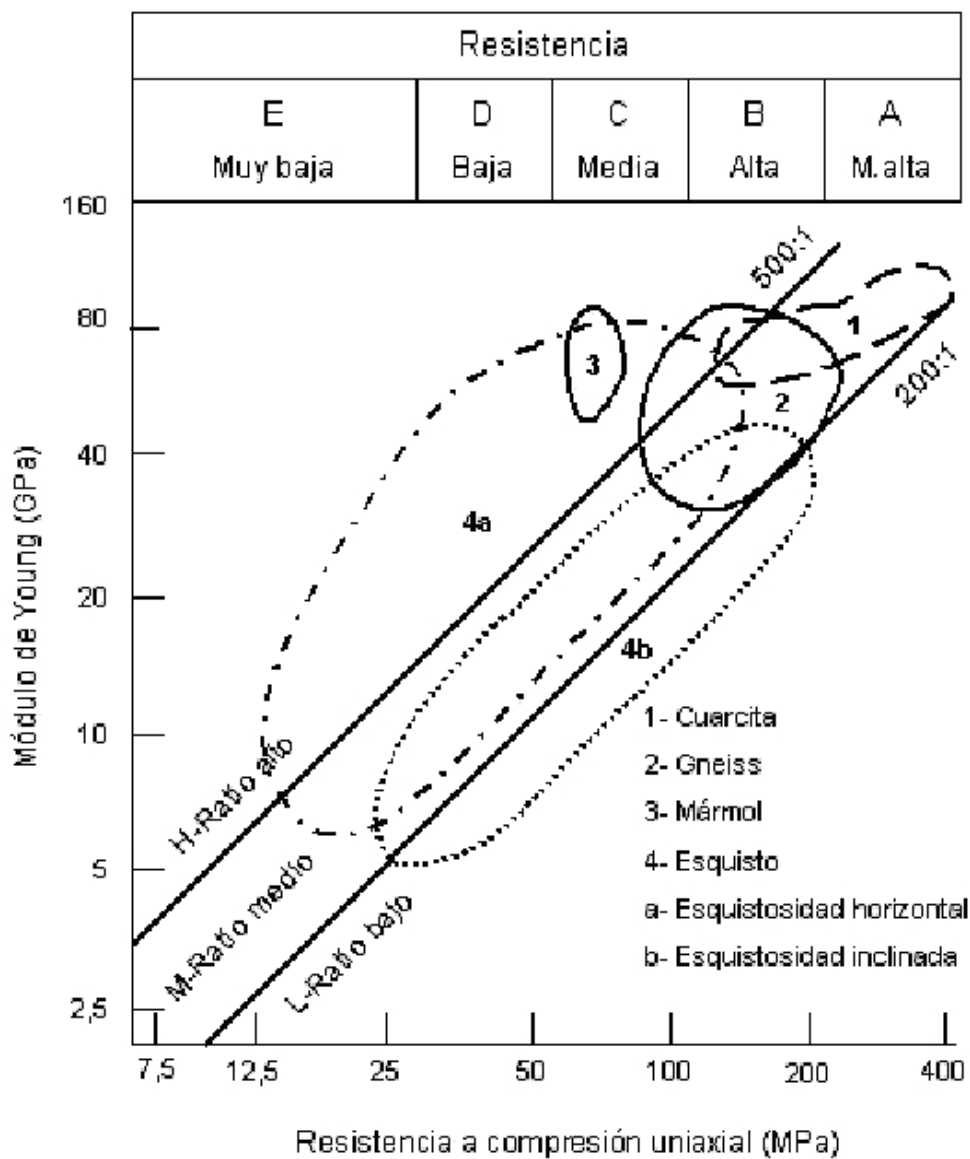


Figura. 2.18. Relación entre los módulos elásticos y las resistencias uniaxiales.

TABLA 2.3. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas

ROCAS	DENSIDAD (kg/m ³)	MÓDULO DE YOUNG (GPa)	COEFICIENTE DE POISSON	POROSIDAD %	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISENCIA A TRACCIÓN (MPa)	RESISENCIA A FLEXIÓN (MPa)
Rocas batolíticas							
Granito granodiorita	2500-2750	30-70	0,12-0,25	0,1-2	120-280	4-7	10-20
Gabro	2920-3050	60-100	0,12-0,25	2-5	150-200	5-8	10-22
Rocas extrusivas							
Riolitas	2450-2600	10-20	0,1-0,2	0,4-4	80-160	5-9	10-22
Dacita	2500-2750	8-18	0,09-0,2	0,5-5	80-160	3-8	9-20
Andesita	2300-2750	12-35	0,11-0,2	0,2-8	40-320	5-11	13-25
Basalto	2750-3000	20-100	0,14-0,2	0,2-1,5	30-420	6-12	14-26
Diabasa	2900-3100	30-90	0,12-0,2	0,3-0,7	120-250	6-13	12-26
Tobas volcánicas	1300-2200	-----	0,1-0,2	8-35	5-60	0,5-4,5	3-8
Rocas sedimentarias							
Arenisca	2100-2500	15-17	0,07-0,12	1-8	10-120	1,5-6	4-16
Caliza de grano fino	2600-2850	50-80	0,1-0,2	0,1-0,8	50-200	4-7	5-15
Caliza de grano grueso	1550-2300	-----	0,12	2-16	4-60	1-3,5	2,5-7
Caliza	1550-2500	-----	0,07-0,12	1,5-6	49-200	1,5-5	3-9
Dolomita	2200-2700	20-30	0,08-0,2	0,2-4	15-200	2,5-6	4-16
Esquistos	2450-2750	-----	-----	0,2-0,4	-----	-----	20-30
Rocas metamórficas							
Mármol	2650-2750	60-90	0,11-0,2	0,1-0,5	50-180	5-8	8-12
Gneis	2600-2780	25-60	0,09-0,2	1-5	80-250	4-7	8-20

TABLA 2.4. Resistencias de algunas rocas del Carbonífero español

CUENCA	ROCA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL (MPa)	RESISTENCIA A TRACCIÓN (BRASILEÑO) (MPa)
ALLER Paquetes San Antonio y Generalas	Pizarra	80	6,3
	Arenisca	139	7,5
	Arenisca de grano fino	142	---
	Arenisca de grano medio	132	---
CAUDAL Pozo Montsacro- Techo capa 8ª	Arenisca	122	17
	Pizarra	44	7
CAUDAL Pozo Polio	Arenisca	109	10
	Arenisca arcillosa	68	6
	Pizarra	---	6
TURÓN Pozo San Antonio	Pizarra muro Jacoba	71	6,9
	Arenisca muro Jacoba	106	7,6
	Pizarra techo Jacoba	86	7,3
	Arenisca techo Jacoba	110	7,2
	Pizarra muro Turca	79	5
	Arenisca muro Turca	111	10,2
	Pizarra techo Turca	50	4,2
	Arenisca techo Turca	121	8,8
TURÓN Pozo Santa Bárbara	Pizarra arenosa	70	10
LEÓN Santa Lucía	Caliza devónica	113	---
	Caliza devónica alterada	90	---
	Pizarras muy fuertes	87	---
	Pizarras fuertes	60	---
	Pizarras medias	38	---
	Pizarras flojas	15	---
	Cuarcitas	230	---
	Areniscas fuertes	126	---
	Areniscas con espato calizo	80	---
LEÓN Corta inesperada	Arenisca	107	---
	Pizarra	65	---

TABLA 2.5. Ángulos de rozamiento interno de algunas rocas

Clase de roca	Tipo de roca	Resistencia a compresión simple (MPa)	Ángulo de fricción Φ en grados
Rocas sedimentarias	Caliza	50-200	33-40
	Marga	5-15	-----
	Arenisca	50-150	25-35
	Limolita	5-200	27-31
	Esquistos	50-100	27
Rocas metamórficas	Gneis	100-200	23-33
	Mármol	100-200	25-35
	Cuarcita	200-400	48
Rocas ígneas	Basalto	100-300	31-38
	Gabro	100-300	-----
	Granito	100-200	29-35

2.12. Comportamiento post-rotura de las rocas

El comportamiento post-rotura de una roca incluye la transición de la resistencia de pico a la residual, que consiste en un proceso de reblandecimiento, tal y como se muestra en la Figura 2.19. El comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento se caracteriza porque la transición desde el régimen de pico hasta el residual es una pérdida de resistencia gradual, lo cual implica que el paso del criterio de rotura de pico al residual es también gradual. Los comportamientos extremos del reblandecimiento son el elasto-plástico perfecto y el elasto-frágil. Si el criterio de rotura de pico y el residual son iguales el material tendrá un comportamiento elasto-plástico perfecto, ver Figura 2.20(a). El comportamiento elasto-frágil está caracterizado por un criterio de rotura residual muy inferior al de pico y una transición brusca (no acompañada de deformaciones) entre ambos (Figura 2.20(b)). El comportamiento con endurecimiento no se suele dar en las rocas para los niveles de tensiones propios de las obras de ingeniería.

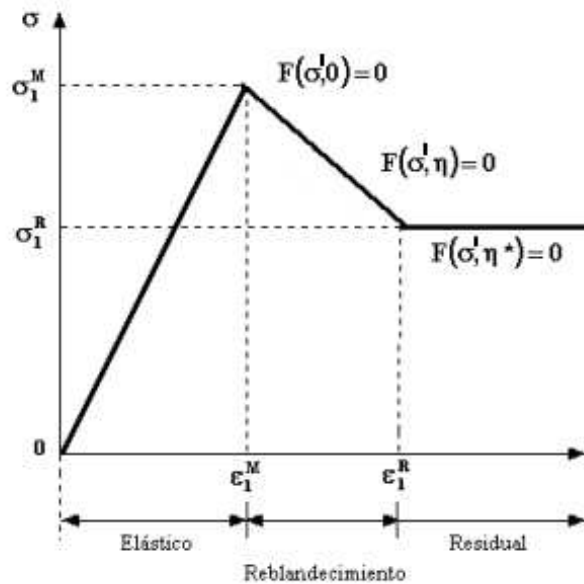


Figura 2.19. Comportamiento post-rotura de tipo elastoplástico con reblandecimiento

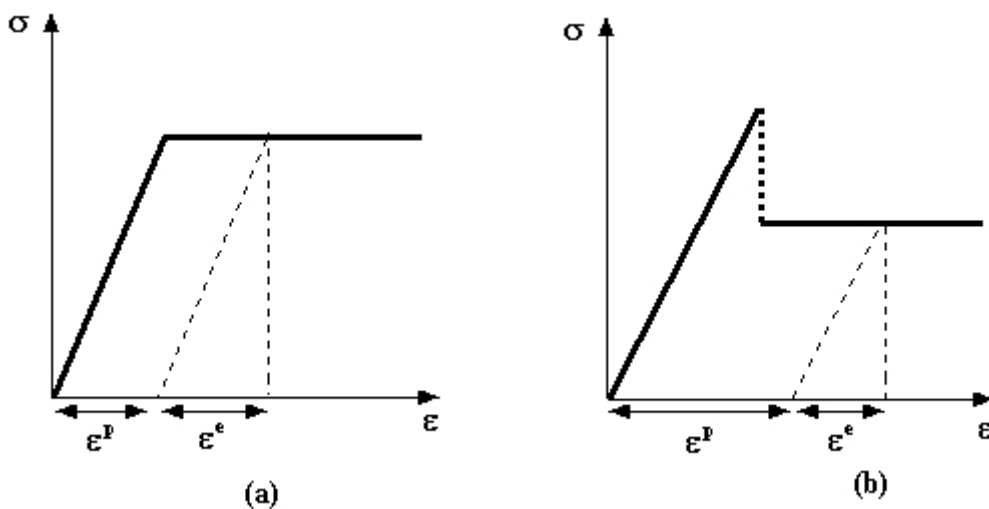


Figura 2.20. Comportamiento post-rotura de las rocas

La fragilidad de una roca viene definida por la pendiente de la curva tensión-deformación a partir del punto de resistencia máxima, es decir:

$$\frac{\sigma_1^M - \sigma_1^R}{\varepsilon_1^R - \varepsilon_1^M} \quad (2.46)$$

donde,

$$\begin{aligned} \sigma_1^M &= \text{resistencia máxima} \\ \sigma_1^R &= \text{resistencia residual} \\ \varepsilon_1^R \text{ y } \varepsilon_1^M &= \text{deformaciones residual y máxima} \end{aligned}$$

En la Figura 2.19 se presentan las tres fases de deformación en este tipo de materiales: una etapa aproximadamente elástica, una etapa de reblandecimiento y una etapa residual.

Estas tres fases se puede plantear en términos del criterio de rotura de la siguiente forma:

$$F(\sigma_1', \sigma_3', 0) = 0 \quad \text{representa el criterio de rotura de la roca intacta.}$$

$$F(\sigma_1', \sigma_3', \eta) = 0, \quad \text{para } 0 < \eta < \eta^*, \quad \text{representa el criterio de rotura evolutivo en la zona de reblandecimiento.}$$

$$F(\sigma_1', \sigma_3', \eta^*) = 0, \quad \text{para } \eta \geq \eta^*, \quad \text{representa el criterio de rotura residual, que se corresponde con un estado de plasticidad perfecta.}$$

Los criterios de rotura de transición entre el de pico y el residual están gobernados por un parámetro de reblandecimiento (η). Este parámetro será, en general, una función de las deformaciones plásticas. El régimen elástico existe mientras el parámetro de reblandecimiento es nulo, el régimen de reblandecimiento ocurre para un rango de valores $0 < \eta < \eta^*$ y el estado residual para $\eta \geq \eta^*$, siendo η^* el parámetro de reblandecimiento que marca el límite entre la etapa de reblandecimiento y la residual y que se suele denominar parámetro de reblandecimiento crítico. En un diagrama tensión-deformación como el de la Figura 2.19. la pendiente del tramo correspondiente al reblandecimiento se llama *módulo de reblandecimiento*. Cuando el material tiene un comportamiento elasto-frágil, este módulo tiende a infinito y el tramo de transición desaparece completamente, mientras que si el módulo de reblandecimiento fuera nulo el comportamiento sería elasto-plástico perfecto.

Así pues para describir adecuadamente el comportamiento post rotura será necesario conocer:

- 1) El **criterio de rotura de pico y el residual** (que marca la resistencia última post-rotura) y en su caso el **de transición** entre la resistencia de pico y la residual. El criterio de rotura residual permite calcular las tensiones que es capaz de soportar el material un vez roto, por lo que tendrá típicamente la misma forma (Hoek-Brown, Mohr-Coulomb...) que el criterio de rotura de pico, pero distintos parámetros.
- 2) La **relación entre las tensiones y las deformaciones** a medida que se va produciendo la bajada desde el criterio de rotura de pico hasta el residual y que en función del modelo que

se seleccione, puede venir definida por el **módulo de reblandecimiento** y por el **parámetro de reblandecimiento crítico η^*** o por una función específicamente diseñada para ello. La relación tenso-deformacional de la bajada resulta difícil de conocer ya que se ha observado que depende de la tensión de confinamiento, como se expondrá más adelante.

- 3) La **regla de flujo**, que gobierna como se producen las deformaciones (especialmente las deformaciones principales plásticas) una vez que se ha alcanzado el criterio de rotura de pico y las define una vez alcanzado el residual. Presenta la forma de un criterio de rotura (p.ej. Hoek-Brown o Mohr-Coulomb) en el que las tensiones principales se sustituyen por deformaciones principales. Cuando la regla de flujo es igual al criterio de rotura en cada momento, sustituyendo lógicamente en la formulación tensiones por deformaciones, se habla de regla de flujo asociada que, tal y como se verá más adelante, se corresponde con un ángulo de dilatación igual en todo momento al de fricción, si se utiliza Mohr-Coulomb. En el caso de que sean diferentes se habla de regla de flujo no asociada. En el caso de no asociatividad y en el ámbito de los macizos rocosos, la regla de flujo vendrá gobernada por el parámetro denominado dilatación, ángulo del que depende la relación entre la deformación principal mayor y la menor.

Una de las maneras clásicas de implementar el modelo de reblandecimiento mediante el criterio de rotura Mohr-Coulomb es utilizar una función de las tensiones principales y del parámetro de reblandecimiento η (Itasca, 1996; Carranza-Torres, 1999):

$$F(\sigma_1', \sigma_3', \eta) = \sigma_1' - K_p(\eta)\sigma_3' - q_u(\eta) = 0 \quad (2.47)$$

Las funciones $K_p(\eta)$ y $q_u(\eta)$, representan la evolución de los valores de cohesión y fricción del material en función del parámetro de reblandecimiento y son expresiones del tipo:

$$K_p(\eta) = \frac{1 + \text{sen}\phi(\eta)}{1 - \text{sen}\phi(\eta)} \quad q_u(\eta) = 2C(\eta)\sqrt{K_p(\eta)} \quad (2.48)$$

Las variaciones de la fricción y cohesión en función del parámetro de reblandecimiento se suponen lineales a trozos, tal como aparecen reflejadas en la Figura 2.21.

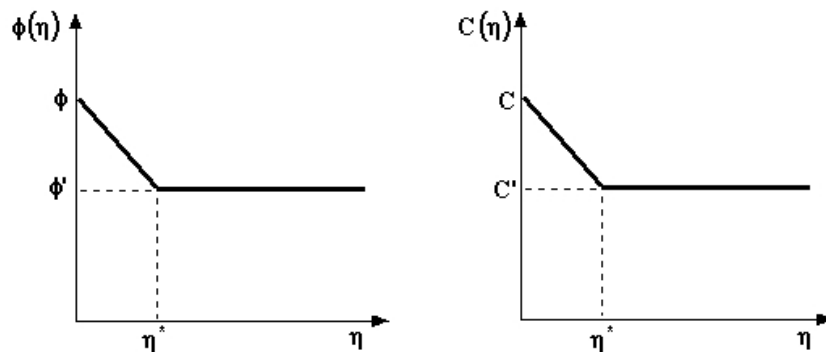


Figura 2.21. Transito de la fricción y cohesión de pico a la residual

Las rocas tienen, en general, un comportamiento elasto-frágil cuando están sometidas a un campo de tensiones de tipo uniaxial. Pero, a medida que va aumentando la presión de confinamiento su comportamiento se va haciendo cada vez más dúctil. Este fenómeno se puso de manifiesto en los clásicos experimentos llevados a cabo por Von Karman (1911). En la Figura 2.22 (Hadizadeh y Rutter, 1983) se puede ver que a medida que se incrementa la presión de confinamiento va aumentando también la resistencia de la roca y disminuyendo la pendiente de la curva tensión–deformación en el tramo de post–rotura, o sea, la roca se va haciendo dúctil. Este tipo de ensayos solamente se puede hacer con prensas más rígidas que las probetas, como se expondrá más adelante.

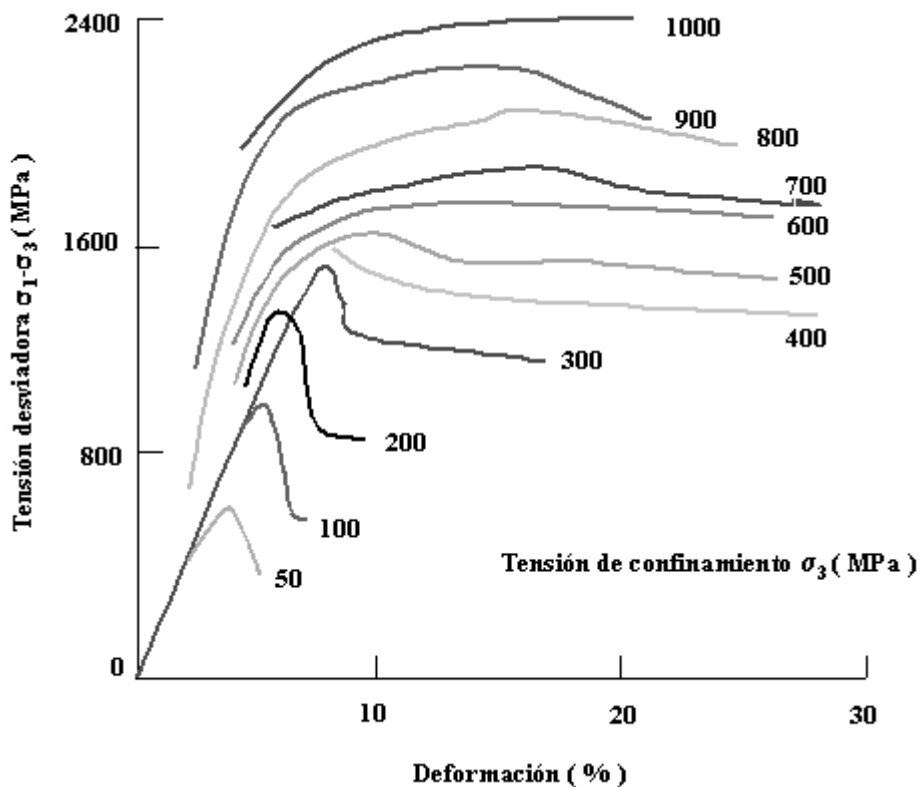


Figura 2.22. Comportamiento de las rocas en función de la presión de confinamiento (Hadizadeh y Rutter, 1983).

Según los mencionados experimentos de Von Karman (1911), realizados con mármol de Carrara (ver Figura 2.23), para presiones de confinamiento de unos 50 MPa todavía tiene lugar una rotura de tipo frágil, sin embargo, para presiones del orden de 110 MPa, el comportamiento del mármol es diferente, ya que puede experimentar deformaciones superiores al 7% sin pérdida de resistencia. A presiones de confinamiento aún mayores, de 165 a 326 MPa, la resistencia del mármol sigue creciendo al deformarse la probeta una vez alcanzado el punto de fluencia. Este fenómeno es conocido como deformación con endurecimiento. La temperatura produce el efecto de disminuir la presión de confinamiento correspondiente a la transición frágil–dúctil.

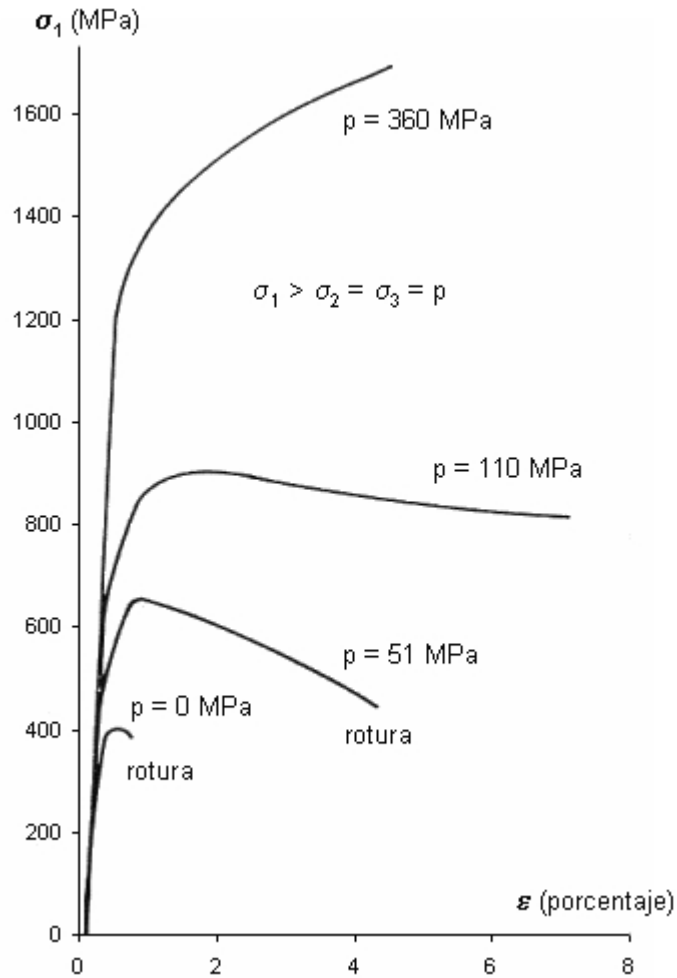


Figura 2.23. Resultados de ensayos triaxiales en mármol de Carrara (Von Karman, 1911)

El tipo de prensa utilizado influye en los resultados de los ensayos triaxiales. La parte de la curva tensión-deformación correspondiente a la post-rotura, solamente se puede obtener con prensas más rígidas que las probetas que se ensayan. Para comprender la influencia de la rigidez de la máquina en el ensayo es conveniente asimilar tanto la probeta como la prensa a muelles cargados. La máquina se puede asimilar a un conjunto de muelles linealmente elásticos de rigidez longitudinal k_n y la probeta como un muelle de comportamiento no lineal y rigidez variable k_s . A medida que el muelle que representa a la probeta se comprime los muelles que representan la máquina se expanden. Esta expansión es aproximadamente análoga al alargamiento que tiene lugar en las columnas de la prensa durante el ensayo. Cuando se alcanza la resistencia de pico, en el caso de una roca de comportamiento frágil, la probeta continúa comprimiéndose pero la carga que puede soportar se reduce progresivamente. Al mismo tiempo la máquina pierde carga y su deformación disminuye.

En la Figura 2.24 se muestra lo que sucede con una prensa menos rígida (Figura 2.24a) y más rígida (Figura 2.24b) que la probeta. Supóngase que la probeta se encuentra en el punto de máxima resistencia y se comprime una pequeña cantidad ϵ_1 . Para experimentar este desplazamiento, la carga de la probeta se debe reducir de σ_A a σ_J . La energía necesaria para ello viene dada por el área ACDJ en las Figuras (2.24a) y (2.24b). Sin embargo, en el caso de

una máquina menos rígida que la probeta a dicho desplazamiento le corresponde una menor pérdida de carga, punto H de la Figura (2.24a), y la energía que libera la prensa viene dada por el área ACDH. En este caso, la energía que absorbe la probeta es menor que la energía liberada por la máquina y este exceso de energía da lugar a que la probeta se rompa de forma brutal inmediatamente después de alcanzar su resistencia de pico.

Si la máquina es más rígida que la probeta en la zona de post-pico sucede al contrario, como se puede ver en la Figura (2.24b). En este caso la energía cedida por la máquina es inferior a la necesaria para seguir deformando la probeta, por lo que se debe suministrar energía externa a la prensa para continuar el ensayo. Este suministro de energía permite, mediante un sistema de servo-control, gobernar el ensayo de manera que se pueda obtener el tramo de post-rotura de la curva tensión-deformación. Algunas rocas son tan frágiles que se requiere una máquina muy rígida y bien servo-controlada para poder estudiar su comportamiento completo en los ensayos de compresión.

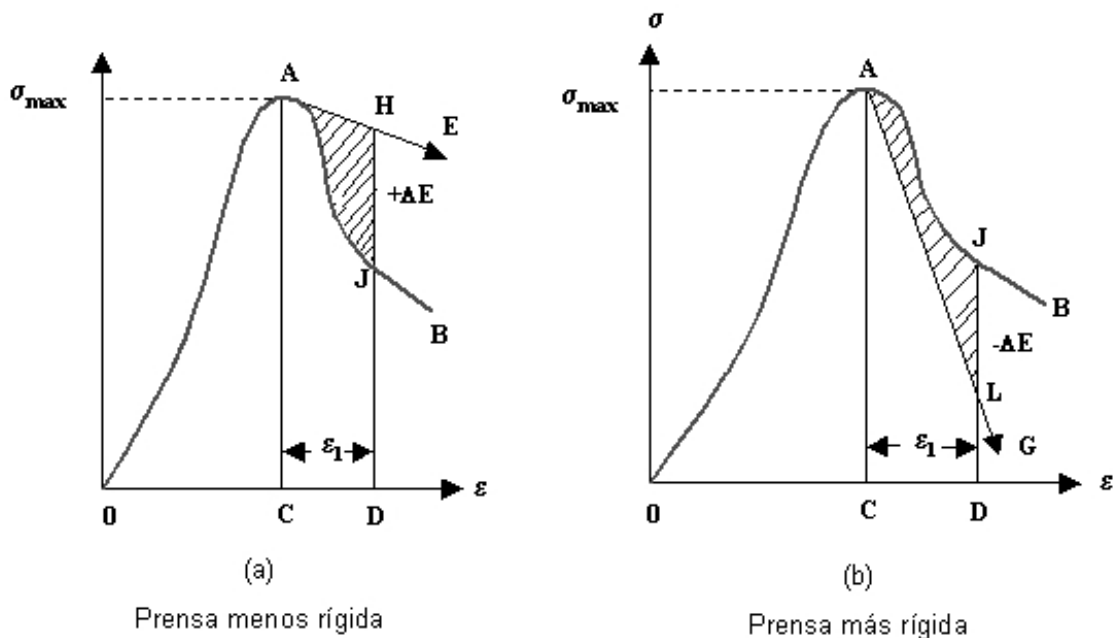


Figura 2.24. Influencia de la rigidez de la prensa en el comportamiento post-rotura de las rocas

2.13. Anisotropía de las rocas

Los materiales anisótropos son aquellos cuyas propiedades varían en función de la dirección utilizada para su medida. Aunque el carácter anisótropo de las rocas que poseen esta característica se manifiesta en todas sus propiedades, las de mayor importancia en mecánica de rocas son la resistencia y deformación. Desde el punto de vista mecánico, la anisotropía más frecuente es la producida por la distribución no aleatoria de las fisuras; al aumentar la tensión de confinamiento, el cierre de las fisuras hace que este tipo de anisotropía se manifieste con menos intensidad. La anisotropía puede ser debida también a la orientación en bandas de minerales diferentes, como ocurre en los gneises y en las alternancias de lutitas y areniscas, por ejemplo.

La resistencia de este tipo de rocas varía en función del ángulo que los planos de anisotropía forman con las tensiones principales. El mínimo de resistencia se alcanza cuando los planos de debilidad de la roca forma un ángulo de unos 30° con la dirección de la tensión principal máxima (ver Figura 2.25). La resistencia de las rocas anisótropas para diferentes orientaciones de los planos de anisotropía se puede evaluar mediante ensayos sistemáticos de laboratorio con probetas en las que dichos planos se encuentran en diferentes orientaciones con respecto a la tensión principal máxima.

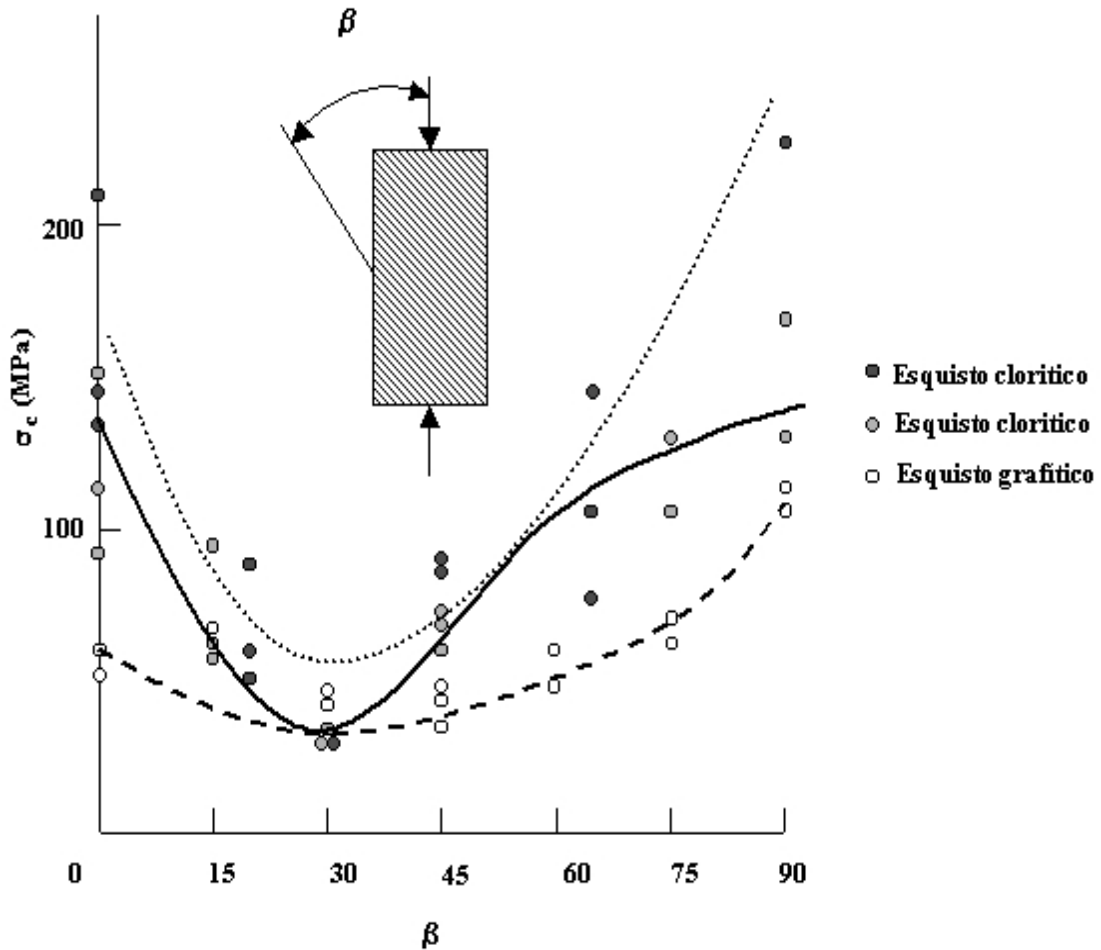


Figura 2.25. Anisotropía de resistencia de varios esquistos (Akai, 1971)

En la Figura 2.26 se muestra un ensayo de compresión triaxial en una probeta en la que el plano de anisotropía forman un ángulo β con la tensión σ_1 . Según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, la resistencia al corte de dicho plano viene dada por:

$$\tau_\beta = C + \sigma_\beta \operatorname{tg} \phi \quad (2.49)$$

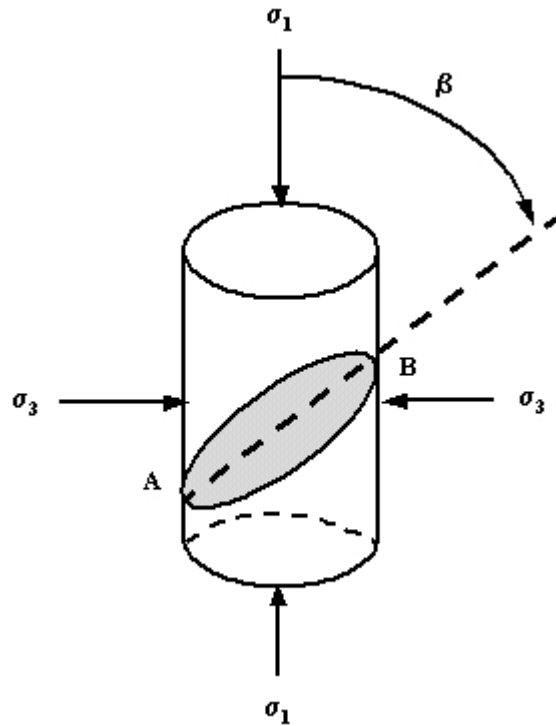


Figura 2.26. Representación de un plano de anisotropía en una probeta

Los valores de las tensiones cortante, τ , y normal σ_β en el plano de rotura se pueden obtener a partir de las tensiones principales aplicadas en el ensayo triaxial, mediante las fórmulas siguientes:

$$\tau_\beta = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} 2\beta \quad (2.50)$$

$$\sigma_\beta = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (2.51)$$

Llevando las expresiones (2.50) y (2.51) a (2.49) se obtiene la tensión principal máxima que es necesario aplicar en el ensayo triaxial para que la probeta rompa por el plano de anisotropía:

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \frac{2(C + \sigma_3 \operatorname{tg} \phi)}{(1 - \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \beta) \operatorname{sen} 2\beta} \quad (2.52)$$

Esta ecuación deja de tener sentido a partir de un ángulo β tal que:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{\operatorname{tg} \phi} \quad (2.53)$$

o sea, unos 60° , ya que a partir de este valor el denominador de la expresión (2.52) es negativo.

La anisotropía de resistencia puede estudiarse mediante ensayos de tracción realizados en diferentes direcciones o mediante ensayos de compresión uniaxial en los que las cargas de compresión se aplican con distintos ángulos, normalmente: 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° y 90°, respecto a los planos de anisotropía. Los resultados de los estudios realizados por diferentes autores sobre la anisotropía de resistencia se concretan en los siguientes puntos:

- Las rocas muestran la máxima resistencia a la compresión en dirección perpendicular a las discontinuidades.
- Los valores mínimos de la resistencia a compresión suelen producirse cuando las cargas actúan según ángulos que varían entre 30° y 45° respecto a los planos de debilidad.
- Al ir aumentando el número de discontinuidades en una roca, la resistencia de ésta tiende a ser cada vez más isótropa.

La anisotropía de las rocas anisótropas sometidas a cargas de compresión se puede evaluar mediante la relación $k=R_{0\text{ máx}}/R_{0\text{ mín}}$, que es el llamado coeficiente de anisotropía, siendo R_0 la resistencia a compresión simple de la muestra:

Coeficiente de anisotropía	Clase de anisotropía
$k = 1,2$	Casi isótropa
$1,2 < k \leq 2$	Anisotropía pequeña
$2 < k \leq 4$	Anisotropía moderada
$4 < k \leq 6$	Anisotropía alta
$k > 6$	Anisotropía muy alta

2.14. Influencia del tiempo en la rotura de las rocas

La mayoría de las rocas, principalmente las evaporíticas (sal, potasa, yeso, etc.) pero también las rocas arcillosas y algunas carbonatadas, muestran un comportamiento tenso-deformacional claramente dependiente del tiempo. Según la teoría de la elasto-viscoplasticidad, la deformación total sufrida por un cuerpo se puede describir como la superposición o suma de una deformación elástica, reversible e independiente del tiempo, más una deformación plástica, irreversible y dependiente del tiempo.

La magnitud de la tensión que ocasiona la rotura de una roca desciende exponencialmente a un valor límite, denominado umbral de fluencia, cuando el tiempo tiende a infinito; este valor puede ser prácticamente nulo en algunas evaporitas. Por otra parte está la capacidad de la roca de soportar una tensión mayor que la que resiste en un ensayo de compresión uniaxial pero durante un corto espacio de tiempo, por ejemplo, el tiempo de paso de la onda de tensión producida por una voladura. Al realizar en el laboratorio un ensayo de compresión, normalmente no se está en ninguna de estas dos situaciones límite mencionadas sino en una intermedia.

El ensayo de compresión se realiza aplicando la carga sobre la muestra de una forma progresiva, partiendo de cero. Estudiando una serie de ensayos llevados a cabo con distintas velocidades de aplicación de la carga, se observa que se obtienen distintos valores para la resistencia de la roca, de donde se desprende que es necesario normalizar la velocidad de carga o la velocidad de deformación. En general, cuanto más rápida sea la aplicación de la carga, la roca será más resistente. Normalmente las velocidades de aplicación de las cargas en las excavaciones subterráneas o a cielo abierto no alcanzan el límite a partir del cual habría que tener en cuenta los efectos producidos por velocidades altas, sino más bien al contrario.

El hecho de que se produzca una reducción de la resistencia de la roca al disminuir la velocidad de aplicación de la carga, se explica, según Manrique (1982), mediante la teoría de la microfisuración de McClintock y Walsh (1962). Según dicho autor, al disminuir la velocidad de aplicación de la carga disminuye también la velocidad de deslizamiento de las superficies de las microfisuras ya cerradas, con lo cual aumenta su resistencia a la fricción y, como consecuencia, la concentración de tensiones en los extremos de la microfisuras, lo que favorece la propagación de éstas, haciendo que la resistencia de la roca sea menor.

La deformación dependiente del tiempo ("creep"), que afecta en mayor o menor grado a todas las rocas, se entiende que es a carga constante. Generalmente no se puede volver a la situación inicial cuando se elimina la carga, pasado un cierto tiempo, o sea, este tipo de deformaciones tiene un carácter plástico, además de viscoso. Los efectos diferidos se acentúan con el aumento de la temperatura, que reduce la viscosidad, y con el incremento de las tensiones desviadoras.

En la mayoría de las rocas la fluencia bajo carga constante va acompañada de daños irreversibles en la petrofábrica; en las rocas evaporíticas, sin embargo, solamente bajo ciertas condiciones de tensiones y temperaturas los daños de la petrofábrica por microfacturación son el mecanismo de deformación predominante.

Si se aplica de golpe una tensión a un material evaporítico, éste experimenta una deformación elástica instantánea ϵ_e (ver Figura 2.27). A continuación, si se mantiene la carga, el material entra en la denominada región I, fluencia primaria o transitoria, en la cual la curva deformación-tiempo es cóncava hacia abajo. Posteriormente, pasa a la región II en la que la curva se transforma en una recta, es decir, tiene una pendiente constante: se trata de la fluencia secundaria o estacionaria. Finalmente, en la región III, tiene lugar la fluencia terciaria, que consiste en una deformación acelerada que conduce rápidamente a la rotura del material.

Si la tensión aplicada se reduce instantáneamente a cero en la región I, la curva deformación-tiempo sigue la trayectoria ABC, que se muestra en la Figura 2.27, en la cual el tramo $AB=\epsilon_e$ es el equivalente a la deformación elástica experimentada al cargar la probeta y el tramo BC corresponde a la deformación transitoria, que tiende asintóticamente a cero; en este caso, el material no experimenta una deformación permanente. Si la tensión aplicada se elimina cuando el material se encuentra en la zona de fluencia estacionaria, o sea, en la región II de la curva, la trayectoria de la deformación con el tiempo viene representada por la curva DEF, la cual tiende asintóticamente a la deformación permanente que conserva la probeta.

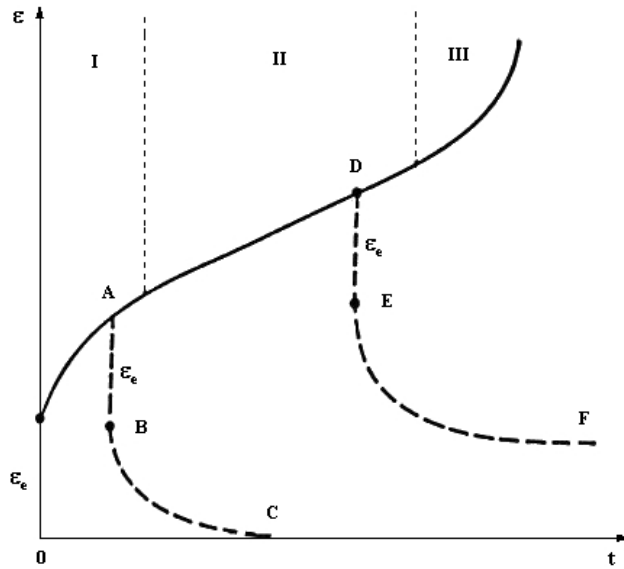


Figura 2.27. Curva típica de "creep"

En la Figura 2.28 (Ramírez Oyanguren, 1966) se muestra un conjunto de curvas de fluencia de probetas de sal común sometidas a compresión uniaxial. El número que figura junto a cada una de las curvas indica el valor de la tensión uniaxial aplicada a la probeta. En esta figura se puede ver que cuando la tensión es baja la fase secundaria se prolonga largo tiempo, mientras que si es demasiado alta se alcanza rápidamente la fase de fluencia terciaria y la rotura del material. Como se puede observar en dichas curvas la velocidad de deformación de la fase secundaria depende claramente de la tensión aplicada.

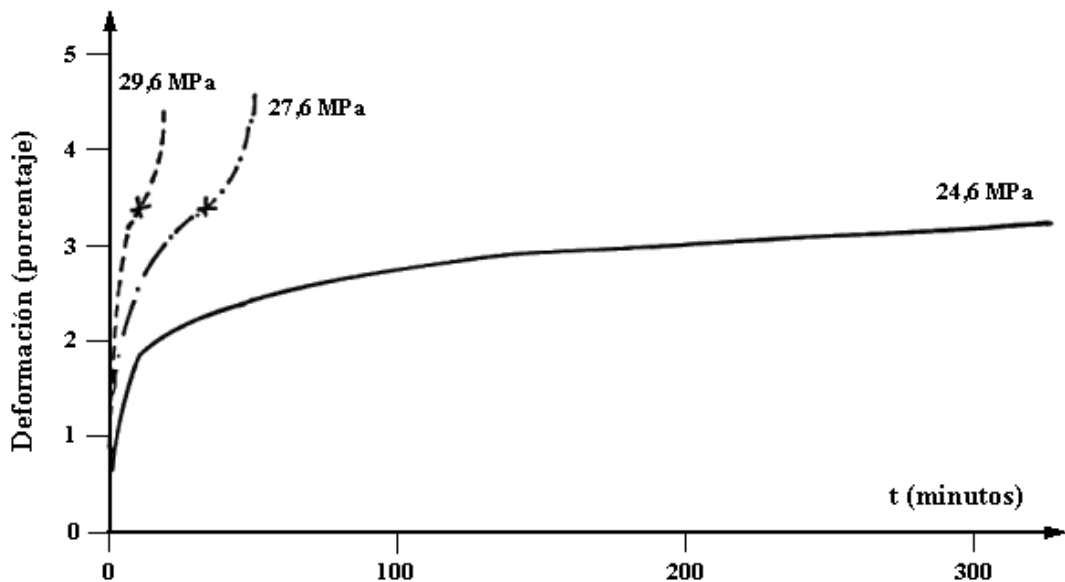


Figura 2.28. Curvas de "creep" de halita (Ramírez Oyanguren, 1966)

La velocidad de deformación uniaxial de la fase II de fluencia se suele estimar mediante la relación:

$$\dot{\epsilon}_s = A \cdot e^{-\frac{Q}{RT}} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^n \quad (2.54)$$

donde,

- A = Constante característica del material
- Q = Energía de activación del mecanismo que produce la fluencia
- R = Constante universal de los gases
- T = Temperatura absoluta
- σ = Tensión desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$)
- σ^* = Módulo cortante (Frost and Ashby, 1981) o nivel de tensión al que se inicia un determinado mecanismo de deformación (Dusseault and Mraz, 1987)
- n = Exponente de tensiones.

Esta ecuación permite calcular la velocidad de deformación para un determinado mecanismo de fluencia, ya que el exponente n depende (Dusseault and Fordham, 1993) de dicho mecanismo, según se muestra a continuación:

Mecanismo	Valor de n
Desarrollo estable de la microfisuración	6 a 10
Propagación de dislocaciones	3 a 6
Deslizamientos en los bordes de los granos	2, 3 a 4,2
Difusión	1-2

En la mayor parte de las minas de sal y de potasa el exponente “n” tiene un valor próximo a 3 ya que el mecanismo de fluencia más importante es el de propagación de las dislocaciones; este mecanismo es el que tiene lugar en la halita para temperaturas alrededor de 25°C y tensiones desviadoras $\sigma_1 - \sigma_3 = 10-15$ MPa. A partir de esta tensión, hasta unos 30 MPa, el mecanismo predominante es el desarrollo estable de las microfisuras y el posterior sellado de éstas (Dusseault and Fordham, 1993).

En el caso de las minas de potasa o de sal, en las que la temperatura permanece prácticamente constante, la ecuación (2.54) se puede resumir en la siguiente:

$$\dot{\epsilon}_s = A' \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma^*} \right)^n \quad (2.55)$$

donde,

A' es una constante.

En el caso de las minas de potasa de Brunswick el exponente “n” tiene un valor de 3 para tensiones desviadoras inferiores a 12 MPa y de 6 por encima de esta tensión (CANMET, 1987), lo que denota que a este nivel tensional se produce un cambio del mecanismo de fluencia.

Para determinar la velocidad de deformación de la fluencia secundaria o estacionaria se deben realizar ensayos de larga duración a diferentes niveles de tensiones y temperaturas. Ante la necesidad de alcanzar el estado estacionario, tanto en lo que respecta a velocidad de deformación como a distribución de temperaturas en la probeta bajo carga, la duración (medida en meses) de estos experimentos suele ser larga. Para paliar este inconveniente, se puede determinar dicha ley de fluencia mediante medidas de deformaciones realizadas en las minas subterráneas, siempre que se conozcan las cargas que soporta el material evaporítico y las temperaturas.

La disminución de velocidad de deformación que tiene lugar durante la fluencia primaria se puede expresar mediante la siguiente ecuación empírica:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \exp(-\alpha t) \quad (2.56)$$

Los valores de ε_0 y de α se pueden determinar ajustando una curva que represente la ecuación anterior a los datos obtenidos “in situ” o mediante ensayos de laboratorio. A largo plazo, en una mina de sal o de potasa, el “creep” transitorio es menos importante que el “creep” secundario y contribuye poco a la deformación total.

El “creep” terciario se produce cuando la propagación y coalescencia de las microgrietas conduce a un grado tal de deterioro de la microfábrica, acompañado de la correspondiente deformación y aumento de volumen, que se produce la rotura del material. No existe una ecuación que pueda describir esta fase de la fluencia de las evaporitas, pero a pesar de que su duración es corta, suele ser posible detectarla “in situ” ya que se manifiesta en forma de aceleración de la deformación de la cavidad.

REFERENCIAS

- Akai, K.; Yamamoto, K., Ariok, M. *Experimentelle Forschung über anisotropische Eigenschaften von Kristallinen Schiefen*. Proc. Int. Congress Rock Mechanics. Belgrado. Vol. II, pp 183-186, 1970.
- Balmer, G. *A general analytical solution for Mohr's envelope*. Ame. Soc. Testing Materials, vol. 52, pp. 1260-1271, 1952.
- Bieniawski, Z.T. *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling*. Proc. 3rd Int. Congress Rock Mechanics. ISRM, Denver, U.S.A., 1974.
- Brady B.H.G., Brown, E.T. *Rock Mechanics for underground mining*. George Allen and Unwin. 537 p, 1985.
- Broch, E., Franklin, J.A. *The point-load strength test*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 9, 6697, 1972.
- Brook, N. *The measurement and estimation of basic rock strength*. Comprehensive rock engineering. Pergamon Press, Oxford, pp. 41-66, 1993.
- Brown, E.T. (1981). *Rock Characterization Testing and Monitoring*.-ISMR Suggested Methods. Pergamon Press, Oxford.
- Brown, E.T. ed. *Rock characterization, testing and monitoring*. Pergamon Press. 211 p., 1981.
- CANMET. *Use of backfill in New Brunswick Potash Mines*. Parts I and II. Prepared by Denison Potacan Potash Co., Mraz Consultants Ltd. and University of Waterloo. 6 Vol, 1987.
- Carranza Torres, C. *The elastoplastic response of underground excavations in rock masses that obey the Hoek-Brown failure criterion*. Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr. Vol. 36, nº 5, 1999.
- Diederichs, M.S. *Instability in hard rock masses: The role of tensile damage and relaxation*. Ph. D. Thesis University of Waterloo, Ontario, Canadá, 556 pp, 1999.
- Dusseault, M.B., Fordham, C.J. *Time-dependent behavior of rocks*. Comprehensive rock engineering. Vol. 3 pp. 119-149, 1993.
- Dusseault, M.B., Mraz, D.M. *Creep behavior of salt rocks*. Proc. Moth. Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan, 1987.
- Fang, Z. *A local degradation approach to the numerical analysis of brittle fracture in heterogeneous rocks*. Ph.D. Thesis. Imperial College. Universidad de Londres. 2001.
- Frost, H.J., Abhby, M.F. *Deformation-mechanism maps: the plasticity and creep of metals and ceramics*. Pergamon Press, Oxford, 1981.
- Gamble, J.C. *Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks*. Ph.D. Thesis. University of Illinois, 1971.
- Goodman, R.E. *Introduction to Rock Mechanics*. John Wiley & Sons. New York, 1980.
- Griffith, A.A. *The phenomena of rupture and flow in solids*. Phil Trans. Roy. Soc., London, A 221, 163-98, 1921.
- Griffith, A.A. *Theory of rupture*. Proc. First. International Congress Applied Mechanics. Deft. 55-63, 1924.
- Hadizadeh, J., Rutter, E.H. *The low temperature brittle-ductile transition in a quartzite and the occurrence of cataclastic flow in nature*. Geol. Rundsch. 72, 493-589, 1983.
- Hoek, E., Bray J.W. *Rock slope engineering*. 3rd ed. London: Int. Min. Metall., 1981.
- Hoek, E., Brown, E.T. *Underground excavations in rock*. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 527 p, 1980.
- ITASCA. *User manual for FLAC*. Versión 3.22. Itasca Cons. Co. Inc. EE.UU., Minessota, 1996.
- Karman, T.H. Von. *Festigkeitsversuchs unter allseitigem Druck*. Z. Ver at. Ing., 55, 1749-57, 1911.
- Kranz, R.L. *Crack growth and development during creep of Barre granite*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 16, 23-36, 1979.
- Kranz, R.L. *Crack-crack and crack-pore interaction in stressed granite*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 16, 37-47, 1979b.
- Kranz, R.L. *Microcracks in rocks: a review*. Tectonophysics, 100, 449-480, 1983.

- Lambe, T.W. And Whitman, R.V. *And Introduction to Soil Mechanics*. Parts 1 and 2. M.I.T. 1964.
- Latjai, E.Z.; Carter, D.J., Ayari, M.I. *Criteria for brittle fracture in compression*. Eng. Fracture Mech. Vol. 37 (1), pp 25-49, 1990.
- Manrique, J.A. *Influencia de la velocidad de desplazamiento en la resistencia de las rocas*. Tesis doctoral. E.T.S. Ingenieros de Minas, U.P.M., 1982.
- Mcclintock, F.A., WALSH, J.B. *Friction on Griffith cracks under pressure*. Fourth U.S. Nat. Congress of Appl. Mech., Proc., 1015-25, 1962.
- Muir Wood, A. *Soil Behavior and critical state soil mechanics*. Cambridge Univ. Press, 1990.
- Obert, L.; Windes, S.L., Duvall, W.I. *Standardized tests for determining the physical properties of mine rock: U.S. Bur. Mines Rept. Invest. 3891*, 1946.
- Ramírez Oyanguren, P. *A study of longwall mining in potash*. M. Sc. Dissertation. University of Newcastle upon Tyne (U.K.), 1966.
- Seedsman, R.W. (1993). *Characterizing Clay Shales*. Comprehensive Rock Engineering. Editor J.A. Hudson, Pergamon Press.
- Stagg, K.G., Zienkiewicz, O.C. (edit.). *Rock mechanics in engineering practice*. Chap 2., Wiley, London, 1868.
- Swanson, S.R., Brown, W.S. *A observation of loading path independence of fracture in rock*. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci., 8, 277-81, 1971.
- Terzaghi, K. Van. *Die Berechnung der Durchlassigkeitsziffer des tones und dem Verlauf der hydrodynamischer Spannungserscheinungen*. Sher. Akad. Wiss. Wien, 132, 105. 1923

3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS DISCONTINUIDADES

Un mero aumento en la sofisticación matemática de un problema es más bien inútil si no se pueden obtener los parámetros físicos correspondientes. A su vez, la adquisición de datos experimentales, sin seguir hipótesis teóricas asociadas, resulta cuando menos una pérdida de tiempo y dinero, y muy a menudo da lugar a errores.
Cf. Fairhurst, 1969

Los macizos rocosos en la naturaleza presentan comúnmente un elevado número de discontinuidades. Por ello si se quiere conocer y describir adecuadamente el comportamiento mecánico de los macizos rocosos resulta necesario analizar previamente el comportamiento de las discontinuidades naturales.

El aspecto principal que condiciona el comportamiento mecánico de una discontinuidad natural, como por ejemplo la que se presenta en la Figura 3.1. en un testigo de sondeo o las que se muestran en la Figura 3.2. en un afloramiento natural, es su resistencia al corte, aunque también los parámetros de deformación, como la rigidez cortante y la normal y la dilatación, pueden marcar en parte su comportamiento.

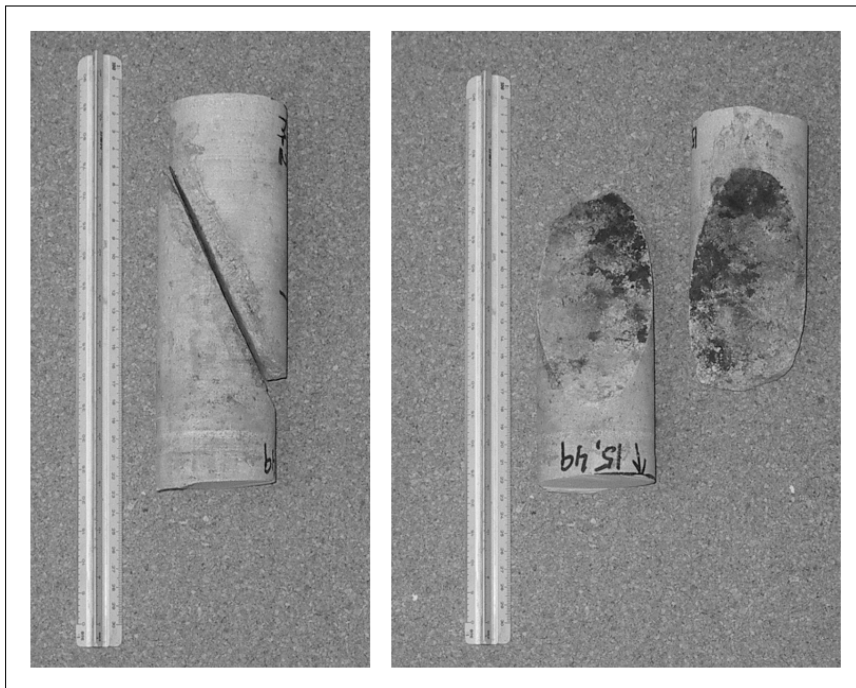


Figura 3.1. Fotografía de una discontinuidad natural en roca en un testigo. Fotografía de los autores.

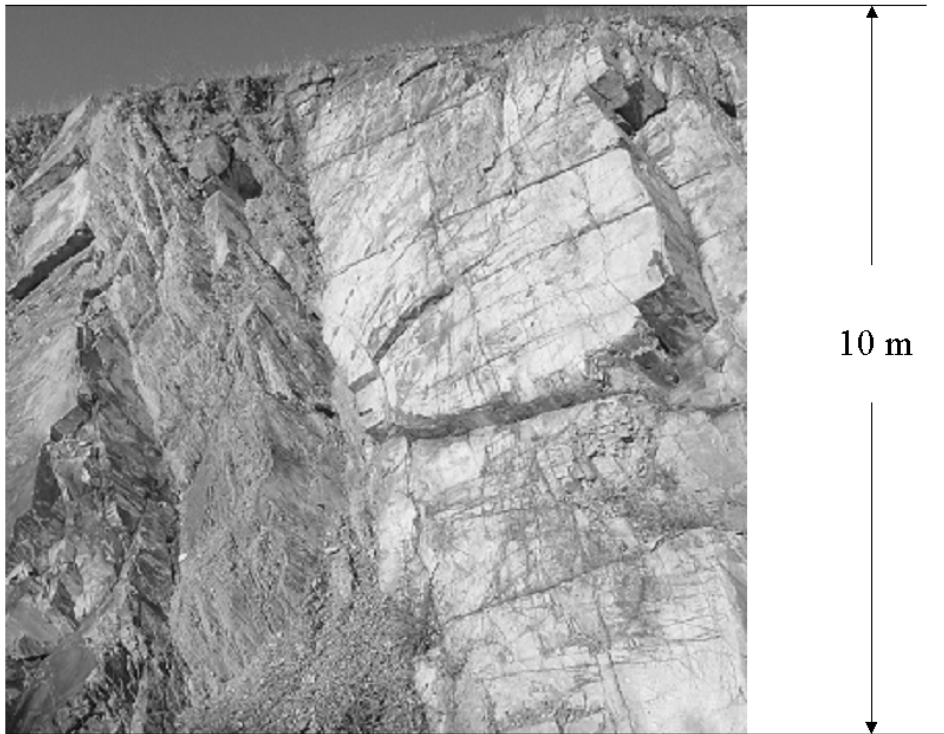


Figura 3.2. Fotografía discontinuidades naturales en un afloramiento rocoso. Fotografía de los autores.

La resistencia a tracción perpendicular a las paredes de una discontinuidad se puede considerar nula. Los factores principales que intervienen en la reacción de una discontinuidad frente a un esfuerzo cortante son:

- Las tensiones normales al plano de corte
- La rugosidad de las superficies de contacto
- El grado de alteración y la resistencia de los labios de la discontinuidad
- El espesor y tipo de relleno
- La circulación de agua y grado de saturación del relleno
- La orientación del desplazamiento de corte
- La velocidad del movimiento cortante
- La amplitud del desplazamiento de corte y la existencia de desplazamientos cortantes previos.

3.1. Discontinuidades lisas

Supongamos una discontinuidad totalmente lisa, sin relleno y cementada. Si se talla un bloque de la misma y se realiza un ensayo de corte, con tensión normal constante, del tipo que se muestra en la Figura 3.3 y se representa la evolución de la tensión cortante aplicada y del desplazamiento cortante, se obtendrá una gráfica del tipo de la que se presenta en la misma

figura. Para este ensayo se habrá aplicado perpendicularmente a la discontinuidad una tensión normal σ_n .

Como se puede observar en dicha figura al comenzar a aplicar la tensión de corte, se irá produciendo un ligero desplazamiento cortante “elástico” que irá aumentando de manera más o menos directamente proporcional a la tensión hasta alcanzar un valor máximo de tensión cortante, que se denomina resistencia al corte de pico de la discontinuidad, τ_p , para la tensión normal aplicada. La pendiente de esta línea será la denominada rigidez cortante.

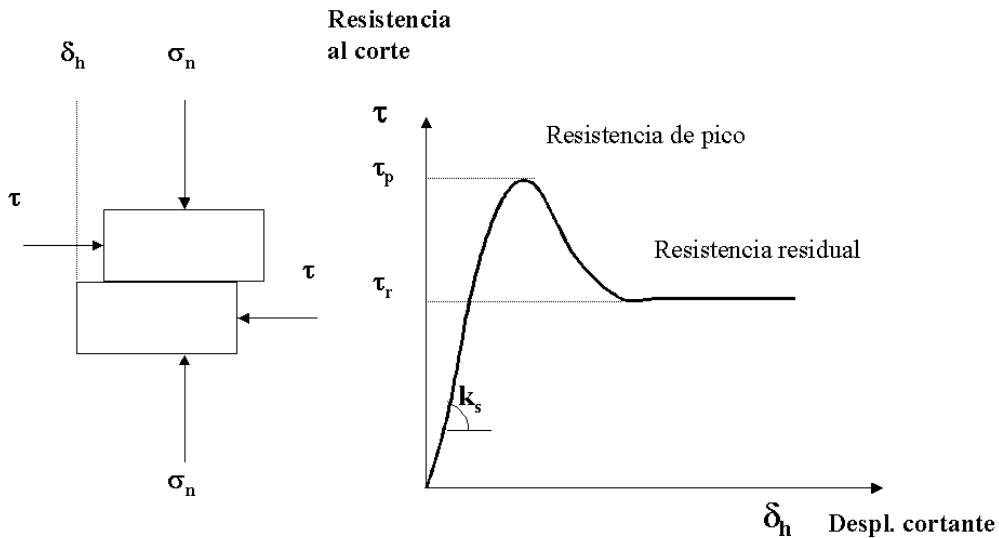


Figura 3.3. Ensayo de corte y respuesta clásica de una discontinuidad plana.

Una vez alcanzado el máximo, la respuesta tensional de la discontinuidad irá disminuyendo hasta alcanzar un valor mínimo en el que se produce el deslizamiento indefinido del bloque superior de la discontinuidad sobre el inferior. Este valor de tensión será la denominada resistencia al corte residual de la discontinuidad, τ_r , para la tensión normal aplicada.

Si se realizan varios ensayos de corte de este tipo para distintos niveles de tensión normal aplicada, en general se podrán representar los resultados de resistencia al corte de pico y residual en ejes tensión cortante frente a tensión normal obteniéndose los gráficos que se presentan en la Figura 3.4. La resistencia al corte de pico de la discontinuidad vendrá por tanto marcada, tal y como muestra la Figura 3.4., por una expresión del tipo:

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi_p \quad (3.1)$$

Mientras que la resistencia al corte residual se podrá representar por la expresión:

$$\tau_r = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi_r \quad (3.2)$$

Como se observa, en este caso la cohesión será nula, ya que una vez superada la resistencia de pico se pierde el efecto cohesivo del material cementante.

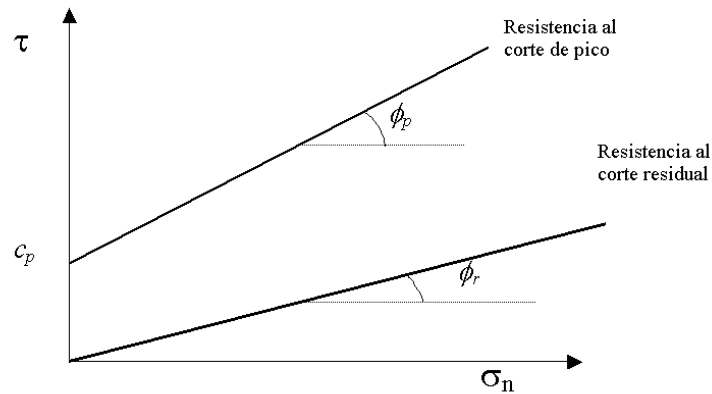


Figura 3.4. Resistencia al corte de pico y residual para una discontinuidad plana y cementada.

Si se supone ahora una discontinuidad análoga a la anterior pero que forma un ángulo “ i ” con la horizontal, y se realiza un ensayo de corte similar al anterior, tal y como se muestra en la Figura 3.5, los valores de la tensión cortante y la tensión normal que actúan realmente sobre la discontinuidad se podrán calcular como:

$$\begin{aligned} \tau_i &= \tau \cdot \cos^2 i - \sigma_n \cdot \sin i \cdot \cos i \\ \sigma_{ni} &= \sigma_n \cdot \cos^2 i + \tau \cdot \sin i \cdot \cos i \end{aligned} \quad (3.3)$$

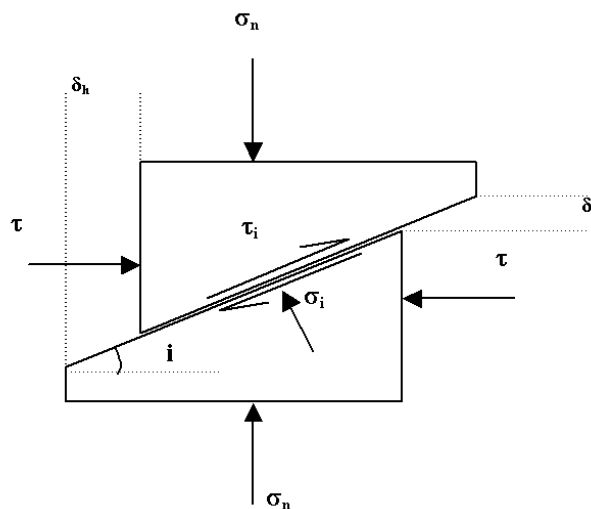


Figura 3.5. Ensayo de corte sobre una discontinuidad inclinada

Teniendo en cuenta que para una discontinuidad no cementada se tendría que $\tau_i = \sigma_{ni} \cdot \operatorname{tg} \phi$, se deduce de (3.3) que la resistencia al corte de este ensayo sobre una discontinuidad no cementada e inclinada se podría representar por una expresión del tipo:

$$\tau = \sigma_n \cdot \operatorname{tg}(\phi + i) \quad (3.4)$$

O lo que es lo mismo, la inclinación de la junta con respecto a la fuerza de corte aplicada produce un aumento (o disminución) en el ángulo de fricción igual al ángulo de dicha inclinación.

3.2. Discontinuidades rugosas sin relleno

Si se tuviera una discontinuidad rugosa con asperezas totalmente regulares y con un ángulo de inclinación “ i ”, como la que se muestra en la Figura 3.6, resulta fácil comprender que el ensayo es inicialmente equivalente al de la discontinuidad inclinada, por lo que el efecto que produce una rugosidad regular sobre la resistencia al corte de una discontinuidad es un aumento del ángulo de fricción en una cantidad igual a “ i ”. Esto hará además que el desplazamiento tenga una componente normal y no sólo cortante, efecto asociado con la dilatancia de la discontinuidad que se analizará más adelante.

Patton (1966) efectuó un sencillo experimento para analizar esto. Cortó una serie de muestras con dientes de sierra regulares, como la de la Figura 3.6, y realizó ensayos de corte, comprobando que efectivamente a bajas tensiones normales las resistencias al corte de estas muestras se puede representar por la expresión:

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}(\phi_b + i) \quad (3.5)$$

Donde ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la superficie lisa y sin meteorizar.

Para tensiones normales más elevadas, la resistencia del material intacto será alcanzada y los dientes de sierra tenderán a romperse, dando lugar a un comportamiento resistente más relacionado con la resistencia del material rocoso intacto que con la de las superficies, tal y como muestra la Figura 3.6.

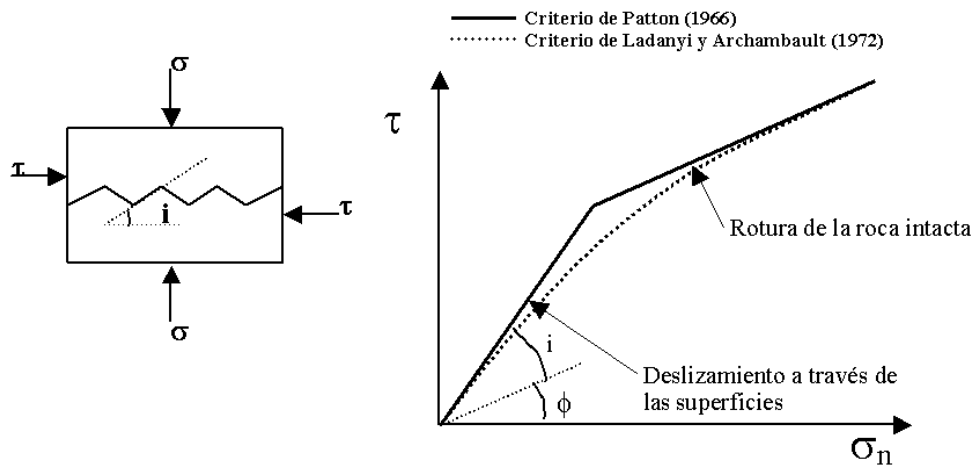


Figura 3.6. Ensayo de corte sobre una discontinuidad rugosa con asperezas totalmente regulares y con un ángulo de inclinación “ i ”, y criterios de rotura propuestos para su análisis.

Ladanyi y Archambault (1972) propusieron un criterio de rotura para juntas de forma parabólica que fuera tangente al criterio de Patton (1966) para tensiones normales muy bajas y muy elevadas. Este criterio se presenta en línea de trazos en la Figura 3.6. Aunque parece bastante razonable, este criterio ha caído en desuso, utilizándose comúnmente el criterio de rotura por corte de juntas de Barton (1973) que se presenta en el siguiente apartado.

3.2.1. Criterio de rotura de juntas de Barton

En la naturaleza las discontinuidades son comúnmente rugosas, siendo además su rugosidad muy irregular. Barton inicialmente en 1973 y sus colaboradores a lo largo de los años 1970 a 1990 analizaron en detalle el comportamiento resistente de pico de juntas rugosas naturales sin relleno y propusieron que la ecuación que describe dicho comportamiento se podía escribir de la forma:

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \left[\phi_b + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (3.6)$$

Donde JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta y JCS la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad.

El ángulo de fricción básico, ϕ_b , se utiliza en el caso de que la superficie no este meteorizada ni húmeda: si esto no ocurre así, habrá que sustituir ϕ_b por ϕ_r que es el ángulo de fricción residual y que se puede calcular según proponen Barton y Choubey (1977) mediante la expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \cdot \left(\frac{r}{R} \right) \quad (3.7)$$

Donde r es el rebote del martillo de Schmidt o esclerómetro en superficies húmedas y meteorizadas, tal y como se suelen encontrar normalmente en campo, y R es el rebote del martillo de Schmidt en superficies lisas no alteradas de la misma roca.

El ángulo básico de fricción está tabulado para distintos tipos de rocas (Tabla 3.1.) y suele variar de entre 25° a 30° para rocas sedimentarias a entre 30° y 35° para rocas metamórficas e ígneas. También se puede obtener mediante ensayos de inclinación con testigos o "tilt tests", y con ensayos de corte directo en laboratorio sobre superficies de roca sanas, lisas y secas.

El índice de rugosidad de la junta o JRC se puede obtener de una serie de perfiles normalizados que propusieron Barton y Choubey (1977) y que se presentan en la Figura 3.7.

Más tarde Barton (1982) publicó un método alternativo para estimar el índice de rugosidad de una junta, JRC , a partir de medidas de amplitud de las asperezas (para lo cual resulta adecuado utilizar el denominado peine de Barton) y de la longitud de la junta; con estos datos y entrando en el ábaco de la Figura 3.8, se obtendrá el valor de JRC . Este ábaco se puede utilizar en conjunto con el peine de Barton (fotografía de la Figura 3.9) que permite ver la rugosidad para hasta 30 cm de discontinuidad.

Algún tiempo más tarde Barton (1987) publicó una tabla que relaciona el índice J_r , que como se verá más adelante se utiliza en su sistema de clasificación geomecánica de índice Q , con el valor de JRC . Esta tabla se reproduce en la Figura 3.10. Barton y Bandis (1990) también señalan que el JRC se puede estimar a partir de ensayos de inclinación de campo o "tilt tests".

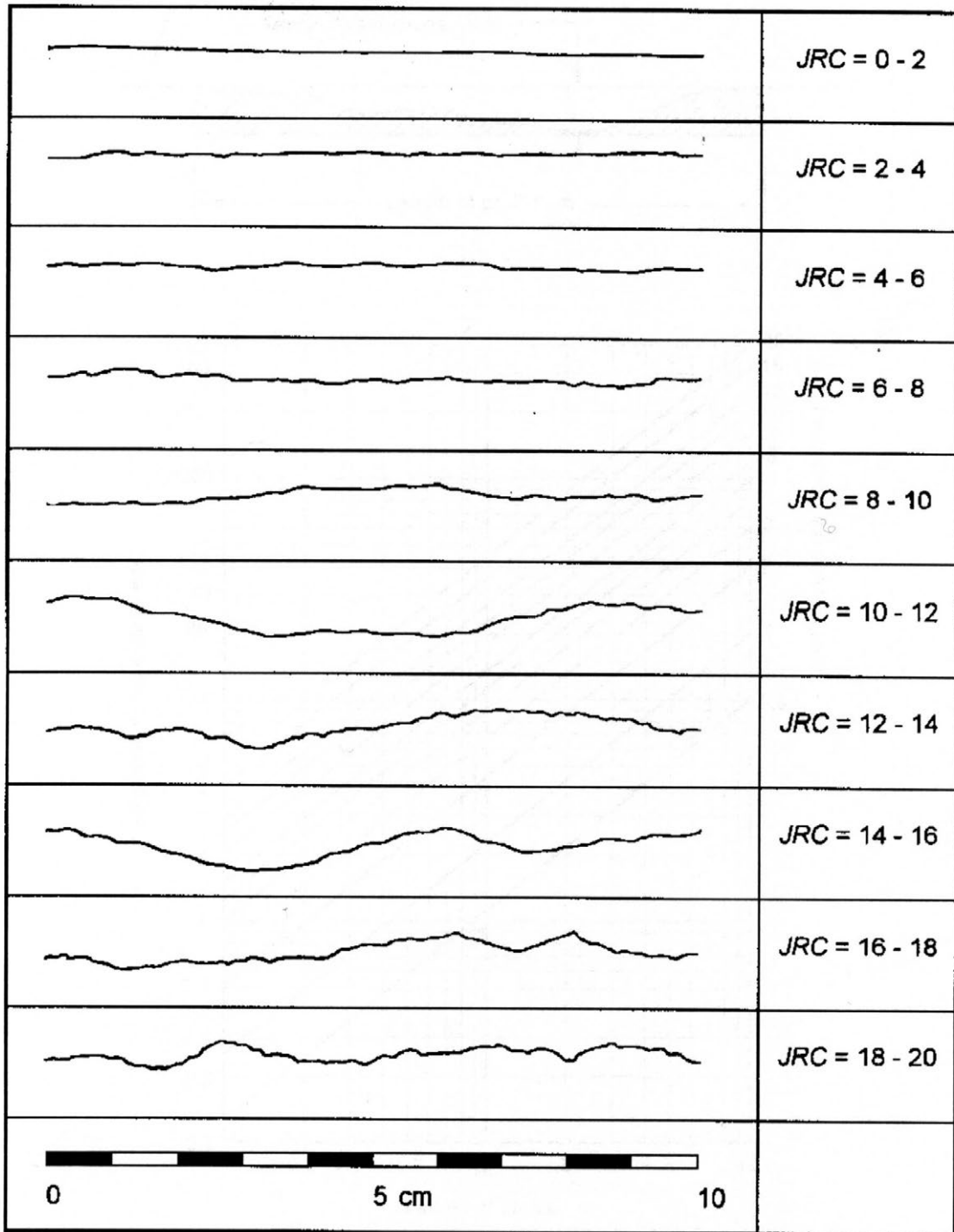


Figura 3.7. Perfiles normalizados que propusieron Barton y Choubey (1977) para obtener el índice de rugosidad de una junta o JRC. Cortesía de Springer-Verlag.

En estos ensayos de inclinación se toman dos bloques de roca asociados a los labios de una discontinuidad y se van inclinando lentamente hasta que el bloque superior desliza sobre el inferior. Esto ocurrirá para un determinado ángulo de inclinación al que denominaremos " α ". El valor del JRC se puede estimar a partir de este valor mediante la siguiente expresión:

$$JRC = (\alpha - \phi_b) / \log_{10}(JCS / \sigma_n) \quad (3.8)$$

Este último procedimiento suele dar lugar a valores de *JRC* diferentes de los obtenidos mediante los procedimientos indicados anteriormente, lo que pone de manifiesto que la definición de un índice de rugosidad para las discontinuidades es más difícil de lo que parece.

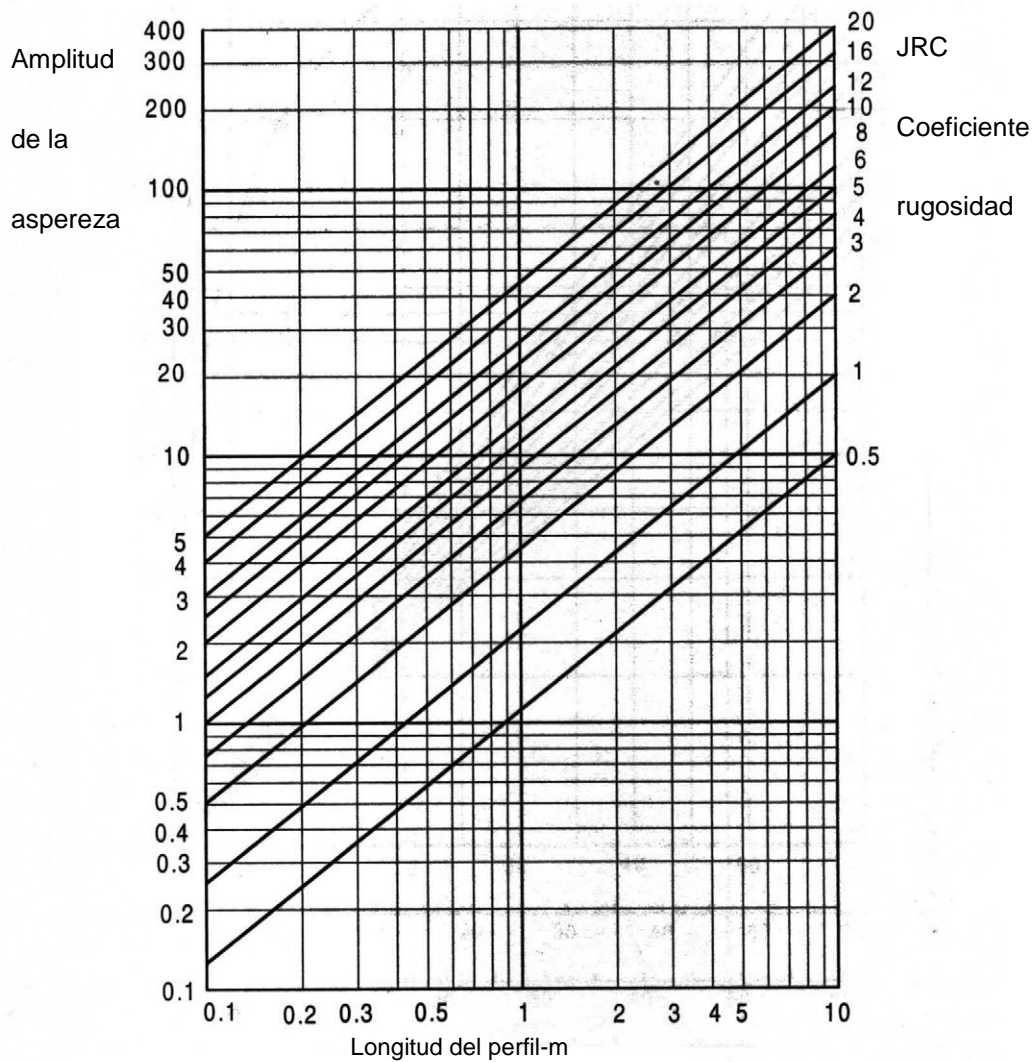
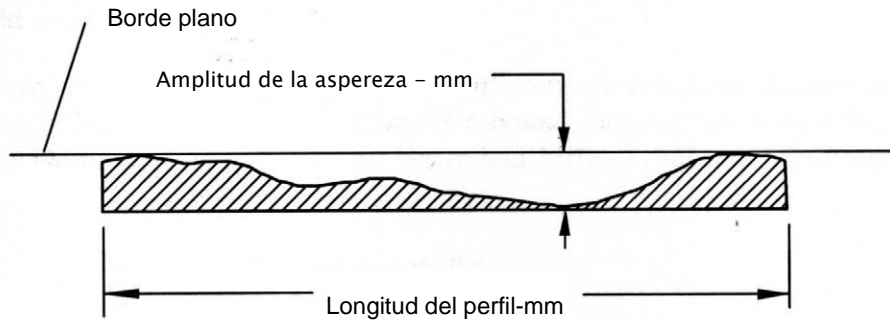


Figura 3.8. Método alternativo de Barton (1982) para calcular el JRC. Cortesía Balkema.

La resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad o *JCS* se puede obtener mediante la aplicación del martillo de Schmidt tipo L sobre la discontinuidad y utilizando el ábaco de la Figura 3.12 que se adjunta, propuesto por Miller (1966). Este aparato (fotografía de la Figura 3.11) consiste básicamente en un vástago que lleva conectado un muelle. Se coloca el vástago sobre la roca y se introduce en el martillo empujando este contra la roca lo que da lugar a que se almacene energía en un muelle que se libera automáticamente cuando esa energía elástica alcanza un cierto nivel y lanza una masa contra el vástago. La altura que alcanza esta marca al rebotar, que se mide en una escala graduada de 0 a 60 es directamente proporcional a la dureza y por tanto a la resistencia a compresión simple de la superficie de roca.

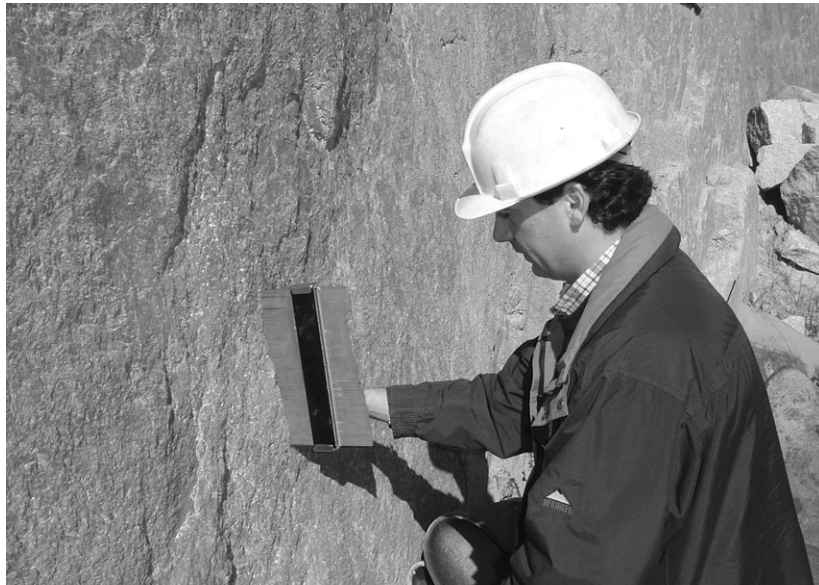


Figura 3.9. Aplicación del peine de Barton sobre una discontinuidad. Foto de los autores.



Figura 3.10. Fotografía del martillo de Schmidt tipo L. Foto de de los autores.

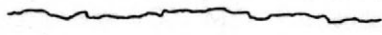
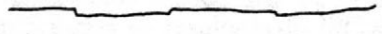



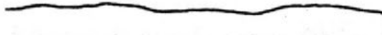




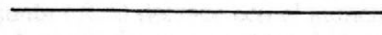

Descripción	Perfil	J_r	JRC_{200mm}	JRC_{1m}
Rugosa		4	20	11
Lisa		3	14	9
Pulida				
Escalonada				
Rugosa		3	14	9
Lisa		2	11	8
Pulida				
Ondulada				
Rugosa		1.5	2.5	2.3
Lisa		1.0	1.5	0.9
Pulida				
Plana				

Figura 3.11. Método alternativo de Barton (1987) para calcular el JRC y correlacionarlo con el índice de alteración y rugosidad J_r , de la clasificación geomecánica Q de Barton.

Para obtener el valor de esta resistencia o JCS, conociendo el número de rebotes, R , resultado medio de varios ensayos, se aplica la siguiente expresión:

$$JCS = 10^{0,00088 \cdot \gamma \cdot R + 1,01} \quad (3.9)$$

Donde γ es el peso específico de la roca expresado en kN/m^3 y R es el número de rebotes del martillo de Schmidt. Este número se debe corregir en el caso de que el martillo no se aplique verticalmente y hacia abajo. También y para representar esta fórmula, se puede utilizar el ábaco de la Figura 3.12, en el que se incluyen las correcciones para la orientación del martillo. Para obtener un valor de R representativo conviene realizar varios ensayos (entre 8 y 10) eliminando los dos o tres valores inferiores y promediando, ya que en algunas ocasiones parte de la energía que se transmite a la superficie no se recupera en forma de rebote, si no que se disipa en forma de movimiento o rotura de granos.

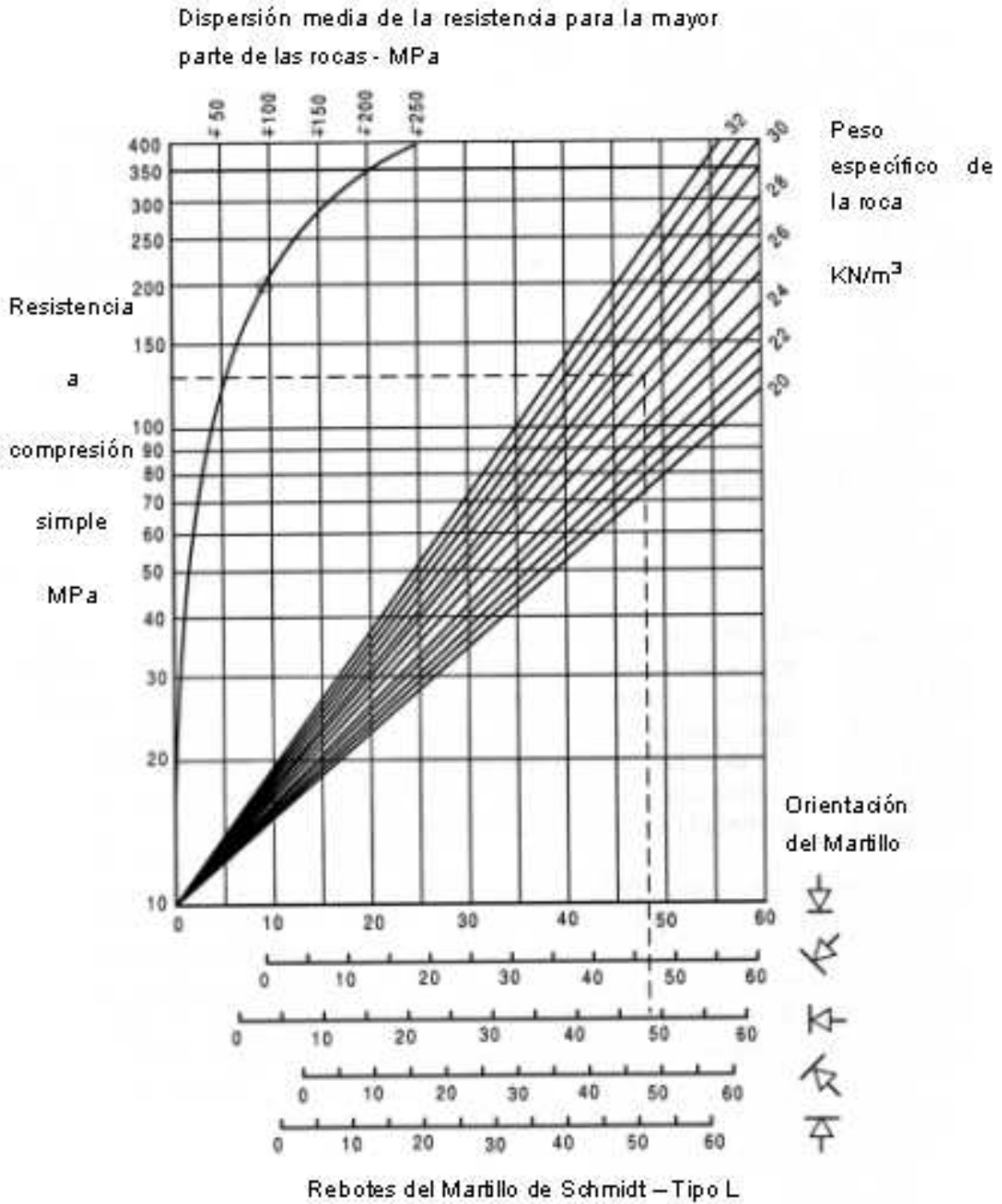


Figura 3.12. Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de una discontinuidad a partir de medidas con el martillo de Schmidt tipo L o esclerómetro (basado en Miller, 1966).

En general el valor de *JCS* que se obtenga para una determinada discontinuidad deberá ser inferior a la resistencia a compresión simple de la roca sana, de forma que en general se podría estimar *JCS* como la resistencia a compresión simple del material sano dividida entre una constante que se aproximará a 2,5 para rocas densas, a 5 para rocas intermedias y que llegará a 10 para el caso de rocas porosas.

Tabla 3.1: Ángulo de fricción básico para varias rocas, a partir de referencias bibliográficas (tomados de Ramírez Oyanguren et al.,1991).

TIPO DE ROCA	ESTADO DE HUMEDAD	ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO ϕ_b	REFERENCIA
A. ROCAS SEDIMENTARIAS:			
- Arenisca	Seco	26 – 35	Patton, 1966
- Arenisca	Húmedo	25 – 33	Patton, 1966
- Arenisca	Húmedo	29	Ripley & Lee, 1962
- Arenisca	Seco	31 – 33	Krsmanovic ,1967
- Arenisca	Seco	32 – 34	Coulson, 1962
- Arenisca	Húmedo	31 – 34	Coulson, 1962
- Arenisca	Húmedo	33	Richards, 1975
- Pizarra	Húmedo	27	Ripley & Lee, 1962
- Limolita	Húmedo	31	Ripley & Lee, 1962
- Limollita	Seco	31 – 33	Coulson, 1962
- Limolita	Húmedo	27 – 31	Coulson, 1962
- Conglomerado	Seco	35	Krsmanovic ,1967
- Creta	Húmedo	30	Hurchinson, 1972
- Caliza	Seco	31 – 37	Coulson, 1962
- Caliza	Húmedo	27 - 35	Coulson, 1962
B. ROCAS IGNEAS:			
- Basalto	Seco	35 – 38	Coulson, 1962
- Basalto	Húmedo	31 – 36	Coulson, 1962
- Granito de grano fino	Seco	31 – 35	Coulson, 1962
- Granito de grano fino	Húmedo	29 – 31	Coulson, 1962
- Granito de grano grueso	Seco	31 – 35	Coulson, 1962
- Granito de grano grueso	Húmedo	31 – 33	Coulson, 1962
- Pórfido	Seco	31	Barton, 1971
- Pórfido	Húmedo	31	Barton, 1971
- Dolerita	Seco	36	Richards, 1975
- Dolerita	Húmedo	32	Richards, 1975
C. ROCAS METAMÓRFICAS:			
- Anfibolita	Seco	32	Wallace et al., 1970
- Gneis	Seco	26 – 29	Coulson, 1962
- Gneis	Húmedo	23 – 26	Coulson, 1962
- Esquisto	Seco	25 – 30	Barton, 1971
- Esquisto	Seco	30	Richards, 1975
- Esquisto	Húmedo	21	Richards, 1975

3.2.2. Interpretación del criterio de Barton

La ecuación de Barton sugiere que la resistencia al corte presenta tres componentes básicos, a saber: una componente de fricción residual dada por el ángulo de fricción residual; una componente geométrica regulada por el coeficiente de rugosidad de juntas ó JRC y por último una componente que tiene en cuenta la posible rotura de las asperezas controlada por la relación entre la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad (JRC) y la tensión normal aplicada (σ_n). Los factores de geometría JRC y resistencia de asperezas JCS se potencian mutuamente tal y como demuestra su estructura de producto en la ecuación. Esto obedece al hecho de que cuando la junta es plana (poco rugosa) la resistencia del material de los labios apenas influye sobre la resistencia de la junta; mientras que en discontinuidades muy

rugosas su influencia es muy grande, tal y como demuestran los gráficos de la Figura 3.13, obtenidos por aplicación directa de la fórmula de Barton.

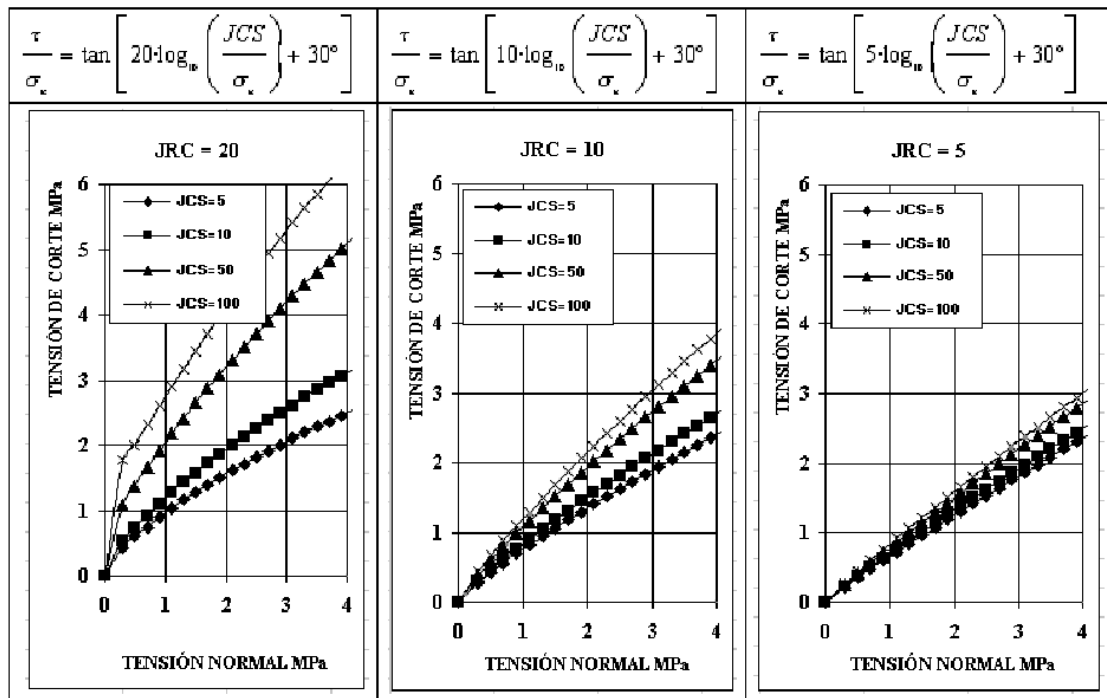


Figura 3.13. Representación gráfica en ejes tensión cortante – tensión normal de la ley de Barton. Cada gráfica corresponde a un valor de *JRC* y en ella aparecen las líneas correspondientes a cuatro valores de *JCS*.

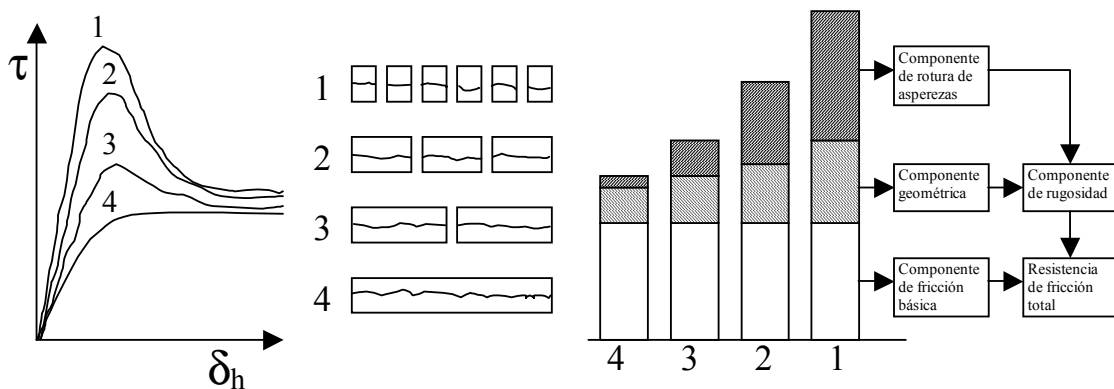


Figura 3.14. Efecto de escala sobre las tres componentes de una discontinuidad rugosa sin relleno. Interpretado a partir de los estudios de Bandis (1990) y Barton y Bandis (1990) por Hoek et al. (1995).

3.2.3. Efecto de escala

Las discontinuidades pueden presentar diferentes rugosidades dependiendo de su tamaño. En los ensayos en los que se permite dilatación, o sea, el desplazamiento normal, la rugosidad disminuye a medida que aumentan las dimensiones de la muestra, por lo que el ángulo de fricción de pico decrece al aumentar el tamaño de la discontinuidad. En los ensayos en los que no se permite dilatación este efecto es mucho menos importante.

Según se puede observar en la figura 3.14, modificada a partir de Barton y Bandis (1990), los componentes geométricos y de rotura de asperezas se combinan para dar la componente neta de la rugosidad (“ r ” en la fórmula de Patton), a la que habría que añadirle el ángulo de fricción residual para obtener la resistencia friccional total de la junta. De esto y de la figura señalada se deduce que las dos componentes señaladas son dependientes de la escala de la discontinuidad. De esta manera dichos autores comprobaron la influencia de la escala y llevaron a cabo un programa de laboratorio extensivo sobre juntas y copias de juntas y una revisión bibliográfica, fruto de los cuales propusieron las correcciones de escala para JRC y JCS que se presentan en las siguientes expresiones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0} \quad (3.10)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JRC_0} \quad (3.11)$$

Donde JRC_0 , JCS_0 , y L_0 (longitud) se refieren a muestras a escala de laboratorio, de 100 mm, y JRC_n , JCS_n , y L_n se refieren a tamaños de las juntas naturales in-situ.

El parámetro JCS_0 , resistencia a compresión de los labios de una junta, correspondiente a ensayos de laboratorio sobre muestras de 100 mm, tiene un valor máximo igual a la resistencia a compresión simple del material rocoso intacto, en el caso de que la junta presente una superficies fresca, no meteorizada e inalterada. La resistencia se irá reduciendo a medida que aumente el nivel de meteorización o alteración de las superficies de discontinuidad y también el tamaño de la discontinuidad, tal y como sugieren las ecuaciones 3.10 y 3.11.

3.2.4. Fricción y cohesión instantáneas

Debido al desarrollo histórico de la disciplina de la mecánica de rocas, muchos de los análisis realizados para calcular el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en los taludes a través de una discontinuidad, se expresaban en términos de cohesión y fricción de Mohr-Coulomb, aunque desde 1970 se ha reconocido que la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal en una junta se puede representar de manera más exacta mediante una relación no lineal como la propuesta por Barton (1973). La ecuación de Barton no viene dada en términos de “ c ” y “ ϕ ”. Por ello es necesario para algunos cálculos estimar la cohesión y ángulo de fricción equivalentes, de la mejor manera posible, a partir de expresiones como la de Barton.

La Figura 3.15. presenta las definiciones de *cohesión instantánea* c_i y *ángulo de fricción instantáneo* ϕ_i para una tensión normal σ_n . Estas cantidades vienen dadas respectivamente por la ordenada en el origen y la pendiente de la recta tangente a la curva que relaciona la resistencia al corte con la tensión normal. Se pueden utilizar estos valores en el análisis de estabilidad en los que se utilice el criterio de deslizamiento de Mohr-Coulomb (Ecuación 3.1), siempre que la tensión normal σ_n este razonablemente próxima al valor utilizado para definir el punto tangente (Hoek *et al.*, 1995).

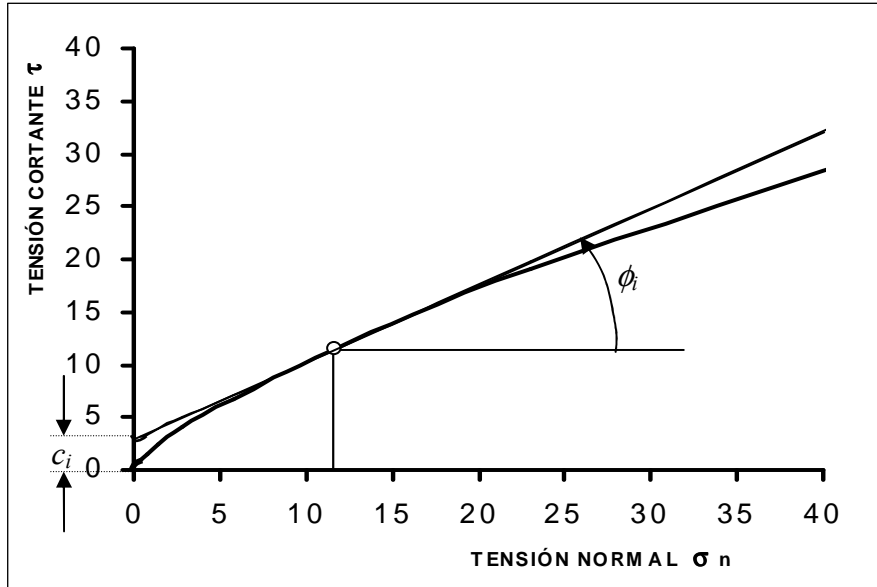


Figura 3.15: Definición de la cohesión instantánea c_i y el ángulo de fricción instantáneo ϕ_i para un criterio de rotura no lineal. Según Hoek et al., 1995. Cortesía Balkema.

Para obtener estos valores Hoek *et al.* (1995) proponen calcular los valores de la cohesión y fricción instantáneas para cada valor de la tensión normal de forma que ϕ_i sea:

$$\phi_i = \arctan\left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n}\right) \quad (3.12)$$

donde:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan\left[JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_b \right] - \frac{\pi \cdot JRC}{180 \cdot \ln 10} \left\{ \tan^2\left[JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_b \right] + 1 \right\} \quad (3.13)$$

La cohesión instantánea c_i se calcula como:

$$c_i = \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi_i \quad (3.14)$$

Para seleccionar adecuadamente los valores c_i y ϕ_i para su uso en un estudio específico, la tensión normal media σ_n que actúa sobre la discontinuidad debe ser estimada. En muchos casos prácticos, un valor único de σ_n será suficiente pero, cuando se estudien problemas en los que la estabilidad es crítica, la selección de la tensión normal se debe repetir para cada superficie de discontinuidad observada.

3.2.5. Fiabilidad del modelo de Barton y otros métodos

El método de estimación de la resistencia al corte de Barton presentado es con diferencia el más comúnmente utilizado en la práctica, debido a la simplicidad de su uso y por que en general no ha dado lugar a demasiados problemas.

No obstante Rasouli y Harrison (2001) analizaron la fiabilidad del método, con especial atención a la estimación del *JRC*, realizando estimaciones de parámetros y comparándolas con resultados de ensayos. Concluyeron que la aplicación de este método basada en los perfiles de rugosidad de la Figura 3.7. no resulta demasiado fiable. Evidentemente los métodos de estimación de la rugosidad como el de Barton son inexactos, ya que entre otras cosas son incapaces de tener en cuenta la anisotropía, fenómeno que ocasionalmente es muy marcado en las juntas, sin embargo, su utilización es muy común por que, en primer lugar, y tal como han constatado diversos autores, resulta más bien conservador; y además, retomando la cita que inicia este capítulo, de nada vale un método matemático muy sofisticado si se es incapaz de estimar en manera razonable y a coste apropiado, valores adecuados para dicho modelo.

Kulatilake et al. (1995) basándose en estudios detallados de laboratorio sobre un elevado número de discontinuidades naturales propusieron un nuevo criterio de rotura de discontinuidades que pretendía superar algunos de los defectos del método de Barton, como el hecho de no contemplar la anisotropía. La expresión que propusieron es:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left(\phi_b + a \cdot (SRP)^c \left[\log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]^d + I \right) \quad (3.15)$$

Donde a parte de los parámetros ya definidos por Barton, aparece el *SRP*, que sería un parámetro estacionario de rugosidad e *I* que sería un parámetro no estacionario dependiente de la rugosidad. Ambos se pueden definir mediante el uso de técnicas de geometría fractal y se determinan a partir de la medida de los perfiles de rugosidad de la junta en diferentes direcciones y a su vez dependerían de la escala. Finalmente los parámetros *a*, *c* y *d* serían experimentales y se obtendrían realizando varios ensayos de corte sobre la junta y estimándolos con regresiones por mínimos cuadrados. Mediante esta técnica, que necesita recuperar la superficie completa de cada discontinuidad con técnicas láser y realizar múltiples ensayos con replicas de discontinuidades naturales, realizaron predicciones muy exactas.

Fardin et al. (2001) y otros autores investigan métodos análogos, sin embargo, para poder obtener parámetros realistas de este tipo de expresiones complejas resulta necesario utilizar técnicas de muestreo y ensayos de laboratorio inabordables en la práctica común de las empresas de ingeniería. Por todo ello, el método de Barton, que es inexacto pero conservador, se sigue utilizando en un elevado porcentaje de estudios y proyectos y parece que esta tendencia continuará en el futuro. En este sentido Hudson y Harrison (1997) indican que es posible que se produzcan avances en la caracterización geométrica y geotécnica de juntas como resultado de las investigaciones que se están llevando a cabo, pero que estos avances sólo serán extensiones de las técnicas convencionales aquí presentadas, de forma que se irá llegando a formulaciones muy complicadas y de dudosa aplicación práctica.

3.3. Discontinuidades con relleno

En el apartado anterior se ha analizado la resistencia al corte de discontinuidades en las que sus labios contactaban entre sí a lo largo de toda la longitud de la superficie considerada. Esta resistencia al corte se reduce drásticamente cuando este contacto desaparece en todo o en parte y es sustituido por un material blando de relleno, como los materiales arcillosos.

En superficies planas, como los planos de estratificación característicos de rocas sedimentarias, una fina capa de arcilla dará lugar a una disminución significativa de su resistencia al corte.

En una junta muy rugosa u ondulada, el espesor del relleno tendrá que ser mayor que la amplitud de la ondulación para que la resistencia al corte de la junta se reduzca hasta aquella del material de relleno.

En este sentido Goodman (1983) propuso que el comportamiento de la discontinuidad rellena sería diferente en función de la relación entre la amplitud de la aspereza máxima que se encuentre en una discontinuidad y el espesor de relleno máximo. Así cuando esta relación es muy elevada, esto es, con un relleno muy fino para gran rugosidad, el comportamiento se aproximaría al descrito mediante las técnicas de Barton. A medida que esta relación disminuye el comportamiento resistivo de la discontinuidad va disminuyendo del previsto por Barton y se iría acercando al del material de relleno, de manera que cuando esta relación se hace uno, la rotura tendrá lugar en su totalidad a través del material de relleno, por lo que en ese momento y para valores mayores de dicha relación, los parámetros resistentes de la junta serán los del material de relleno aunque su espesor no sea superior a la máxima altura de las asperezas. Las observaciones de Goodman (1983) se ilustran en la Figura 3.16.

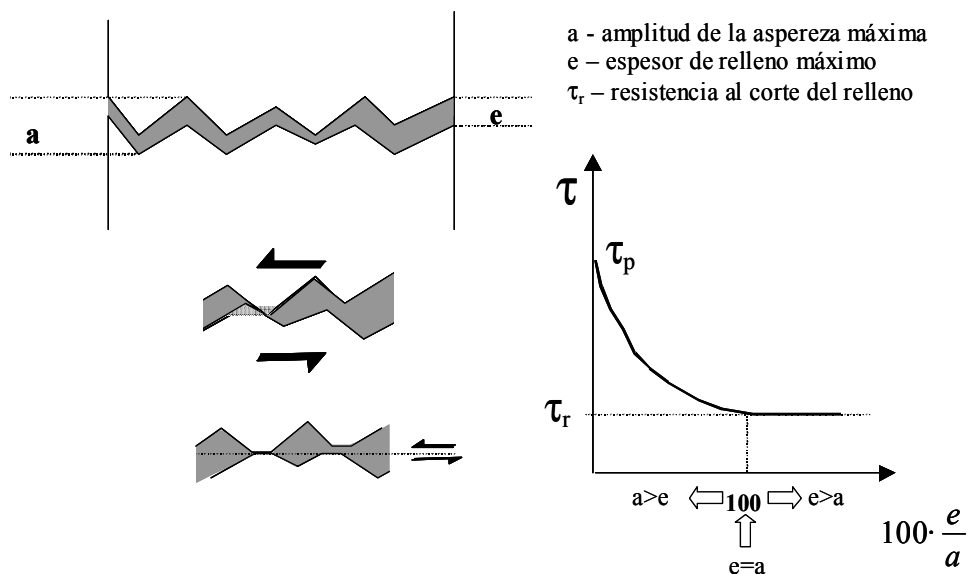


Figura 3.16: Comportamiento resistente esquematizado y presentado en forma gráfica de una discontinuidad rugosa con relleno.

Tabla 3.2: Resistencia al corte de discontinuidades rellenas y materiales de relleno (Según Barton, 1974)

Roca	Descripción	c' (MPa) de pico	ϕ^0 de pico	c' (MPa) residual	ϕ^0 residual
Basalto	Brecha basáltica arcillosa, amplia variación del contenido en arcilla y basalto	0,24	42		
Bentonita	Filón bentonítico en creta	0,015	7.5		
	Capas estrechas	0,09-0,12	12-17		
	Ensayos triaxiales	0,06-0,1	9-13		
Pizarra Bentonítica	Ensayos triaxiales	0-0,27	8,5-29		
	Ensayos de corte directo			0-0,03	8,5
Arcillas	Sobreconsolidadas, deslizamientos, juntas y cizallamientos menores	0-0,18	12-18,5	0-0,003	10,5-16
Lutita arcillosa	Ensayos triaxiales	0,06	32		
	Superficies de estratificación			0	19-25
Lutitas en carbón	Capas de arcilla milonítica, 10 a 25 mm	0,012	16	0	11-11,5
Dolomía	Capa de lutita alterada	0,04	14,5	0,02	17
Diorita, grano-diorita y pórfido	Relleno arcilloso (arcilla 2 %, IP = 17%)	0	26,5		
Granito	Fallas rellenas de arcilla	0-0,1	24-45		
	Relleno de falla arenoso	0,05	40		
	Zona de cizalla tectónica, granitos esquistosos y rotos, roca desintegrada y arcilla.	0,24	42		
Grauwaca	1-2 mm de arcilla en planos de estratificación.			0	21
Caliza	capa de 6 mm de arcilla	0,1	13-14	0	13
	10-20 mm de relleno arcilloso <1 mm relleno de arcilla	0,05-0,2	17-21		
Calliza, marga y lignito	Capas de lignito interestratificadas	0,08	38		
	contacto marga / lignito	0.1	10		
Caliza	Juntas margosas, 20 mm de espesor	0	25	0	15-24
Lignito	Contacto entre lignito y arcilla	0,014-0,03	15-17,5		
Montmorillonita y arcilla bentonítica	Capas de 80 mm de bentonita (montmorillonita) arcilla en lutitas	0,36	14	0,08	11
		0,016-0,02	7,5-11,5		
Esquisto, cuarcita, y esquisto silíceo	Relleno arcilloso de 10-15 mm	0,03-0,08	32		
	Estratificación con arcilla en capas finas	0,61-0,74	41		
	Estratificación con arcilla en capas gruesas	0,38	31		
Pizarra metamórfica	Finamente laminada y alterada	0,05	33		
Cuarzo / caolín / pirolusita	Ensayos triaxiales sobre muestras remodeladas	0,042-0,09	36-38		

Barton (1974) llevó a cabo una recopilación bibliográfica y una revisión detallada del comportamiento resistente de las discontinuidades con relleno. A partir de esta revisión, se presenta en la Tabla 3.2. un resumen de los valores de resistencia al corte de los materiales de relleno de discontinuidades más comunes. Si los macizos rocosos presentan juntas con espesores grandes de arcilla o material granular y en el caso de que la resistencia al corte de las discontinuidades con relleno pueda jugar un papel significativo en la estabilidad del macizo,

resulta harto recomendable enviar muestras de los materiales de relleno a un laboratorio de mecánica de suelos para analizar con la suficiente exactitud el comportamiento resistente de estos materiales, que marcará la resistencia al corte de las discontinuidades.

3.4. Influencia de la presión de agua

Cuando existe presión de agua en el macizo rocoso, ésta produce un empuje que separa los labios de la discontinuidad y reduce la tensión normal σ_n . En condiciones de régimen permanente, en las que hay suficiente tiempo para que la presión de agua alcance el equilibrio en el macizo rocoso, la tensión normal reducida se define como $\sigma_n = (\sigma_n - u)$, donde u es la presión de agua. Esta tensión normal reducida σ_n se suele denominar *tensión normal efectiva*, y se debe utilizar en vez del término tensión normal σ_n en todas las ecuaciones presentadas en los apartados anteriores de este capítulo.

3.5. Parámetros deformacionales (rigidez y dilatancia)

Dentro de los parámetros deformacionales de las discontinuidades hay que estimar las rigideces normal y tangencial y la dilatancia.

3.5.1. Rigidez cortante o tangencial

Se denomina rigidez cortante o tangencial, k_s , a la relación entre la tensión cortante aplicada sobre una muestra frente al desplazamiento de corte sufrido por el bloque que se desplaza, antes de alcanzar el límite de resistencia de pico de la discontinuidad o la denominada τ_{pico} , tal y como muestra la Figura 3.2:

$$k_s = \frac{\tau}{\delta_h} \quad (3.16)$$

Aunque es un parámetro que va variando ligeramente para distintos niveles de tensión cortante se suele estimar tomando el valor medio de la pendiente del ensayo justo en el momento de alcanzar τ_{pico} , y por tanto:

$$k_s = \frac{\tau_{pico}}{\delta_{h,pico}} \quad (3.17)$$

Se ha comprobado que τ_{pico} se suele alcanzar para valores de δ_h aproximadamente el 1% de la longitud de la discontinuidad, esto es cuando $\delta_{h,pico} = L_n/100$. Teniendo esto en cuenta e introduciendo la fórmula de Barton (ecuación 3.6.) en la expresión 3.17, se tendrá que:

$$k_s = \frac{\tau_{pico}}{\delta_h} = \frac{100}{L} \cdot \sigma_n \cdot \tan \left(JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right) \quad (3.18)$$

Si la longitud de la muestra es diferente de 10 cm, como sucede normalmente, convendrá introducir el efecto de escala en la expresión de Barton para obtener el valor de τ_{pico} corregido. Además, en este caso, y a partir de los estudios de laboratorio de Bandis (1990), el desplazamiento cortante se puede estimar mejor a partir de la expresión:

$$\delta_h(\tau_{pico}) = \frac{L_n}{500} \cdot \left(\frac{JRC}{L_n} \right)^{0,33} \quad (3.19)$$

3.5.2. Rigidez normal

Se denomina rigidez normal, k_n , a la relación entre la tensión normal aplicada sobre una muestra frente al desplazamiento perpendicular a la dirección de la junta:

$$k_n = \frac{\sigma_n}{\delta_v} \quad (3.20)$$

Este parámetro, aunque resulta necesario para simular el comportamiento de una junta mediante métodos numéricos, en la práctica resulta difícil de estimar. Ciertamente, si se trata de una discontinuidad sin relleno y con los labios formados por una roca muy dura el valor de esta rigidez tenderá a infinito. Siempre existirá, además, la limitación física de que ambas superficies de la discontinuidad no podrán interpenetrarse.

En la práctica se suele tomar este valor como una fracción de la rigidez cortante, como proponen utilizar algunos códigos numéricos (Itasca, 1998):

$$10 \cdot k_s < k_n < 100 \cdot k_s \quad (3.21)$$

3.5.3. Dilatancia

Se define el ángulo de dilatancia, d_n , como la relación entre el desplazamiento vertical y el desplazamiento horizontal en un punto de una discontinuidad durante un proceso de corte:

$$d_n = \arctan \left(\frac{\delta_v}{\delta_h} \right) \quad (3.22)$$

Diversos autores han observado que la dilatancia máxima, o ángulo de dilatancia de pico, suele coincidir con el instante en que se produce la tensión de corte de pico (Figura 3.17). Sin embargo, en las primeras fases de la realización de un ensayo de corte directo, sobre todo en aquellos casos que se realizan a tensiones normales elevadas, el desplazamiento vertical y por tanto la dilatancia, resultan negativos.

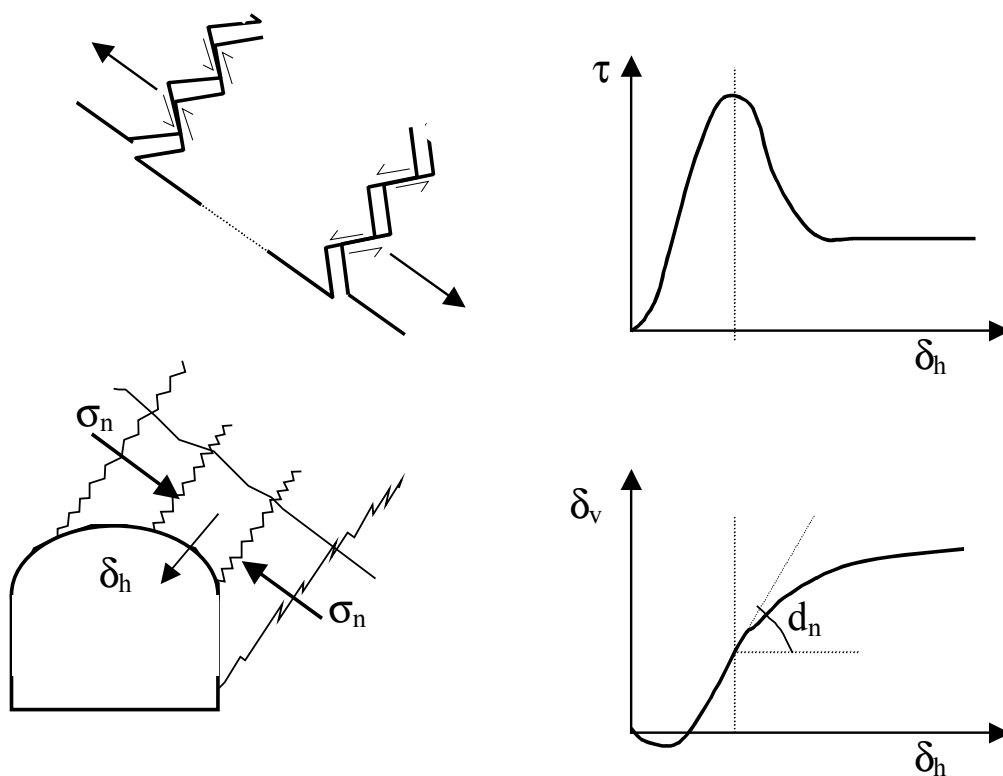


Figura 3.17: Dilatancia: efectos y representación gráfica en los ejes correspondientes.

Cuando la tensión normal que actúa sobre la discontinuidad es bastante menor que la resistencia de la roca o más bien de los labios de esta, se deduce del apartado 3.2. de este capítulo que el ángulo de dilatación es igual a la diferencia entre el ángulo de fricción de pico y el residual, por lo que se puede calcular directamente a partir de la fórmula de Barton como:

$$d_{n-pico} = JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (3.23)$$

En este caso las asperezas no sufren casi ningún daño durante el corte. Por el contrario si la tensión normal es mayor que la resistencia de las asperezas, éstas resultarán dañadas al producirse el corte y, según Barton y Bandis (1990), el ángulo de dilatación se reduce hasta aproximadamente la mitad del obtenido de la fórmula 3.23.

En excavaciones subterráneas en macizos rocosos el papel que juega la dilatación de las juntas en la estabilidad de bloques y cuñas de roca situados en el entorno del hueco es enorme, y ha sido tradicionalmente subvalorado. Tal y como muestra la Figura 3.17, si se tiene un bloque sometido a confinamiento, al comenzar el bloque a desplazarse hacia la cavidad, este se acuña, por efecto de la dilatación, por lo que parte de la energía potencial se invierte en incrementar la tensión normal sobre la discontinuidad, lo que a su vez aumentará su capacidad resistente.

Este efecto de la dilatancia es el que logra que cavidades de grandes dimensiones sean estables –como algunos pabellones subterráneos de hockey sobre hielo construidos en los últimos años en Noruega y Finlandia de hasta 60 metros de anchura– mientras que túneles de pequeño diámetro se caigan.

3.6. Ensayos de laboratorio

El ensayo que más comúnmente se lleva a cabo en laboratorio para analizar el comportamiento de las discontinuidades es el ensayo de corte directo que se presentará a continuación. También, en determinados proyectos, se ensaya en laboratorio el ángulo de fricción básico de los materiales rocosos, mediante ensayos de inclinación, también denominados “tilt-tests”

3.6.1. Ensayo de corte directo

Consiste en ensayar a cortante una discontinuidad. En general existen diversas máquinas y disposiciones para realizar este tipo de ensayos, resultando más problemática la toma de muestras de discontinuidades poco alteradas, traslado a laboratorio y su manipulación hasta encajarlas correctamente en el molde o caja de ensayo, que el ensayo propiamente dicho. Este proceso puede variar las propiedades naturales de la junta.

Se utiliza una caja de corte formada por dos mitades o moldes, siendo comúnmente uno fijo y otro móvil, donde se insertarán (comúnmente mediante mortero) de la mejor manera posible los dos bloques correspondientes a ambos lados de la junta. Especial atención se prestará a que la discontinuidad quede asentada en dirección paralela al movimiento de corte que se la vaya a aplicar. Las máquinas básicamente constan de dos sistemas de aplicación de tensión (uno para la tensión normal y otro para la tensión de corte) accionados por mecanismos hidráulicos o mecánicos con sus correspondientes sistemas de medida de la carga aplicada.

Se suelen colocar dos dispositivos de medida de desplazamientos (típicamente comparadores o medidores de la deformación longitudinal mecánicos con transductores electrónicos –LVDT-) para poder estimar en todo momento los desplazamientos cortantes y normales. Un ejemplo de una máquina de corte se presenta en la Figura 3.18, tomada de Hoek (1999).

El procedimiento a seguir en el ensayos es (Ramírez Oyanguren *et al.*, 1984):

- 1) La muestra que contiene la junta a analizar se talla al tamaño conveniente para que encaje en el molde. El plano de discontinuidad deberá coincidir necesariamente con el plano de corte.
- 2) Se moldea la probeta en hormigón o mortero; cuando éste ha fraguado, se retira la muestra del molde y se introduce en la caja de corte. Se coloca la mitad superior de la caja y se aplica a continuación una ligera carga normal, para evitar movimientos al poner a cero los indicadores de desplazamiento.
- 3) Se aumenta la carga normal hasta el valor prefijado para el ensayo, que deberá permanecer constante durante el mismo.

- 4) Se va aplicando gradualmente la carga tangencial hasta alcanzar la resistencia de pico, continuándose el ensayo hasta que se observe que basta con una carga inferior para mantener el movimiento de corte; esta será la carga residual.
- 5) Si al llegar al desplazamiento máximo compatible con la longitud de la discontinuidad, no se ha alcanzado el valor de la resistencia residual, se suprime la tensión normal, se coloca de nuevo la probeta en su posición primitiva y se realiza otra vez el ensayo hasta obtener el valor de la resistencia residual.

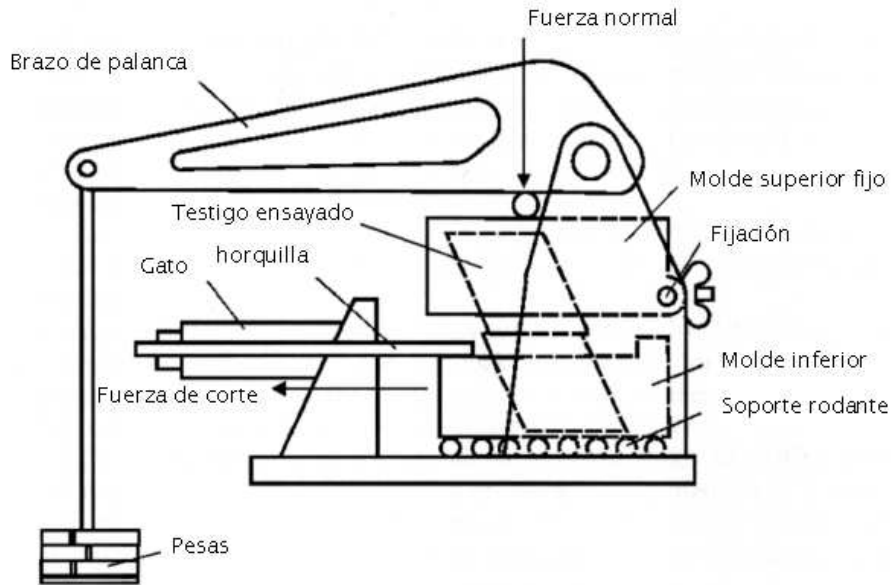


Figura 3.18: Diagrama de la sección de una máquina muy sencilla de corte directo utilizada para la medida de resistencia al corte en juntas de granito. (Según Hoek, 1999).

3.6.2. Ensayo de inclinación de laboratorio para obtener el ángulo de fricción básico

El ángulo de fricción básico de un material rocoso se puede obtener en laboratorio simplemente aplicando la definición propuesta por Barton (1976) que dice que este ángulo será el valor de " $\arctan(\tau/\sigma_n)$ " obtenido cuando se realiza un ensayo de inclinación sobre discontinuidades totalmente sanas, planas, secas y serradas en laboratorio. Por lo que el ángulo de inclinación de una placa sobre otra en el momento del deslizamiento será el ángulo de fricción básico.

Stimpson (1981) observó que en muchas ocasiones resulta mucho más sencillo contar con testigos de sondeo (muestras cilíndricas de roca) que con bloques o placas tales como las que indicaba Barton. Así propuso realizar el ensayo de inclinación con tres testigos o probetas dejando que una de ellas deslizará sobre las otras dos en la forma que se observa en la Figura 3.19. y se muestra en la fotografía de la Figura 3.20. y midiendo el ángulo inclinación " α " en el momento de comienzo del deslizamiento.

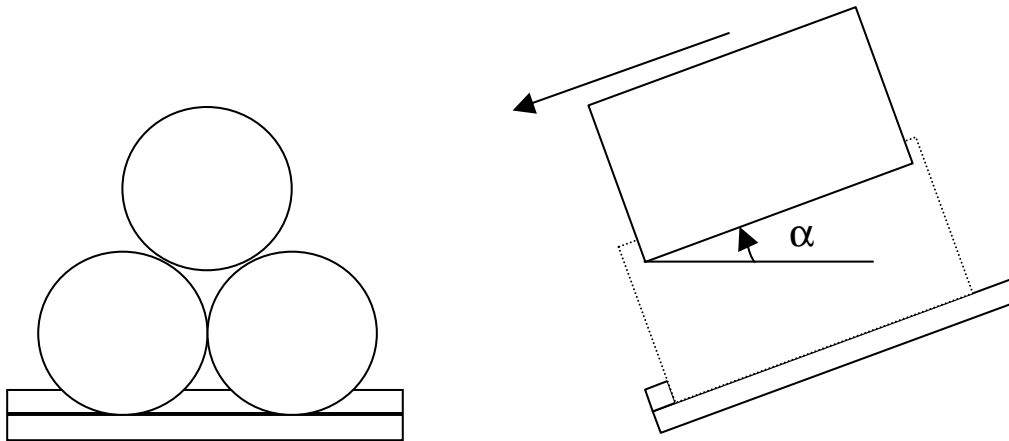


Figura 3.19: Diagramas de la sección y transversal de un ensayo de inclinación o “tilt-test” con testigos para obtener el ángulo de fricción básico según la propuesta de Stimpson (1981).

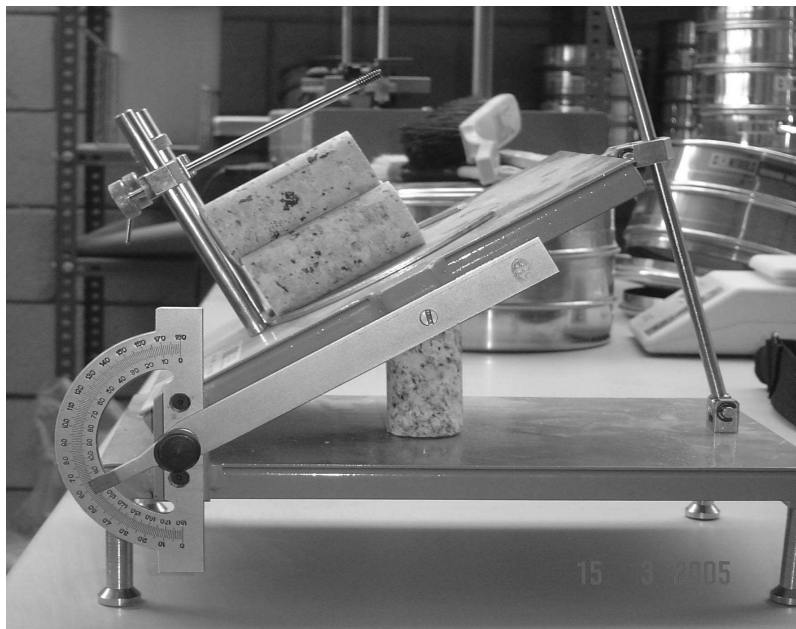


Figura 3.20: Imagen de la realización en laboratorio de un ensayo de inclinación o “tilt-test” con testigos para obtener el ángulo de fricción básico según la propuesta de Stimpson (1981).

A partir de la configuración geométrica del ensayo, Stimpson demostró que el ángulo de fricción básico de la roca de los testigos se podía calcular como:

$$\phi_b = \arctan\left(\frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \tan \alpha\right) \quad (3.24)$$

Este ensayo resulta sencillo, barato y fácil de repetir y de gran utilidad para aplicar el modelo Barton-Bandis de estimación de las propiedades resistentes de la discontinuidades rugosas sin relleno, que son las que más comúnmente se encuentran en gran parte de los macizos rocosos a partir de cierta profundidad, por lo que se suele utilizar muy a menudo.

REFERENCIAS

- Bandis, S.C. (1990). Mechanical properties of rock joints. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp. On rock joints. Loen (Noruega). pp 125-140.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Eng. Geol.*, 7, 287-332.
- Barton, N. (1974). A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. NGI Publ. No. 105. Oslo (Noruega).
- Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.13. 1-24.
- Barton, N. (1982). Effects of Block Size in the Shear Behaviour of Blocky Rock. 23 Congreso de Estados Unidos de Mecánica de Rocas. Berkeley. pp 739-760.
- Barton, N. (1987). Predicting the behavior of underground openings in rock. Manuel Rocha Memorial Lecture. Lisboa. NGI, Oslo Noruega.
- Barton, N. y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10, 1-54.
- Barton y Bandis (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp. On rock joints. Loen (Noruega). pp 603-610.
- Brady, E. y Brown, E.T. (1985): "*Rock Mechanics for Underground Mining*". Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.
- Fardin, N., Jing, L. y Stephansson, O. (2001). Heterogeneity and anisotropy of roughness of rock joints. *Proc. Rock Mechanics, a challenge for Society, EUROCK 2001*. Espoo (Finlandia). Ed. Balkema. pp. 223-227.
- Goodman (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Ed. John Wiley & sons. New York. EEUU.
- Hoek, E. y Bray, J. (1974). *Rock Slope Engineering*. IMM. Ed. Chapman & Hall, Londres, RU.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. IMM. Ed. Chapman & Hall. Londres, RU.
- Hoek, E. Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.
- Hoek, E. (1999): *Rock Engineering. Course Notes by E. Hoek*. Internet: página web www.rocscience.com.
- Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles*. Pergamon Press. Londres.
- Itasca (1998). User Manual for FLAC, Version 3.4. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis. EEUU.
- Kulatilake, P.H.S.W., Shou, G., Huang, T.H. y Morgan, R.M. (1995): New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.32. No. 7. pp 673-697.
- Ladanyi, B. y Archambault, G. (1970). Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. In *Rock Mechanics, Theory and Practice, Proc. 11 Symp. On Rock Mechanics*, Berkeley, pp 105-125.
- Miller, R.P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. Ph. D. thesis. Universidad de Illinois. EEUU.
- Patton, F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1 Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisboa (Portugal). 1, pp 509-513.
- Ramírez Oyanguren, P. et al. (1984). *Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea*. I.T.G.E., Madrid, España.
- Rasouli, V. Y Harrison, J.P. (2001). Is the observational method of roughness determination trustworthy?. *Proc. Rock Mechanics, a challenge for Society, EUROCK 2001*. Espoo (Finlandia). Ed. Balkema. pp. 277-282.
- Stimpson, B. (1981). A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*. Vol.18. pp 63-65.

4. COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

As simple as possible, but not simpler ...
Albert Einstein, 1929

4.1. Introducción

Trata este capítulo sobre el comportamiento y caracterización de macizos rocosos en lo que concierne a sus propiedades elásticas y criterios de rotura, también se dan algunas indicaciones sobre su comportamiento post-rotura en función de los últimos artículos presentados por expertos en la materia y se incluye finalmente una discusión sobre la naturaleza de los macizos rocosos en lo referente a su continuidad. Para ello se presentan las técnicas de obtención de parámetros de macizos rocosos según los trabajos desarrollados por diversos investigadores, entre los que cabe destacar principalmente a Hoek y Brown, a lo largo de las últimas tres décadas.

Para caracterizar un macizo rocoso donde se pretende insertar una excavación, se requiere conocer los parámetros básicos de la **roca** y de las **discontinuidades** así como la **estructura** del macizo que incluye aspectos como el número de familias de discontinuidades existentes, el espaciado medio de los planos de discontinuidad, las características geomecánicas básicas de las discontinuidades. Asimismo será necesario medir o estimar **el estado tensional** in-situ y en su caso las alteraciones producidas en el macizo por otras excavaciones.

Desde el punto de vista de su aplicación en Ingeniería, las propiedades mecánicas de las rocas y de las discontinuidades geológicas, se pueden considerar suficientemente conocidas. Sin embargo los complejos entramados de rocas y discontinuidades que se han dado en llamar macizos rocosos, aunque se ha hecho un gran esfuerzo para investigarlos, todavía no se pueden considerar bien conocidos. Esta falta de conocimiento se debe en muchos casos a su inherente complejidad, a las dificultades de la observación de los macizos, siempre grandes, así como a la heterogeneidad que les es propia.

Dentro de las carencias de conocimiento de los macizos rocosos, asociadas a la complejidad de los mismos, existen distintos grados. En general, el comportamiento elástico de los macizos rocosos así como su criterio de rotura, se pueden estimar con un nivel de aproximación razonable. Esto junto con el hecho de que la mayor parte de los diseños en Ingeniería lo que pretenden es evitar que se produzca la rotura, ha dado lugar a que la investigación de lo que pasa tras la rotura haya sido mucho menor que la enfocada a evitarla. Ciertamente el comportamiento de los macizos rocosos una a vez sobrepasado su límite de resistencia tensional (criterio de rotura de pico), y que vendría en términos mecánicos marcado por el criterio de rotura residual y el potencial o regla de flujo plástico resultan por ahora insuficientemente conocidos.

4.2. Caracterización de las propiedades resistentes de pico de los macizos

Se presentan a continuación el procedimiento para la estimación de la resistencia de pico de un macizo rocoso, en el que se incluye la estimación de los criterios de Hoek-Brown y de Mohr-Coulomb, que son los que se utilizan mayoritariamente en el ámbito de la ingeniería de macizos rocosos.

4.2.1. Criterio de rotura de Hoek-Brown (Versiones iniciales)

El criterio de rotura más generalmente utilizado en la actualidad en el estudio del comportamiento de los macizos rocosos es el de Hoek y Brown, criterio empírico definido para probetas de laboratorio a partir de ensayos sobre un enorme número de muestras de distintos tipos de rocas propias de macizos rocosos duros (Hoek y Brown, 1980) y que se puede extrapolar al comportamiento de los macizos rocosos. Este criterio se puede expresar mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_3 \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} \quad (4.1)$$

Para el caso de la roca intacta, o sea, del material rocoso, se tendría por definición que $s = 1$, mientras que " σ_c " y " m " serían parámetros característicos de la roca que se obtendrán mediante ensayos de laboratorio. La resistencia a la tracción correspondiente se podría obtener introduciendo $\sigma_1 = 0$, en la ecuación del criterio de rotura de Hoek-Brown y resolviéndola.

La ecuación anterior carece en la práctica de valor a no ser que sea posible obtener las constantes m , s y σ_c , de la roca sana y del macizo rocoso. Ya se vio en temas anteriores como era posible obtener estos parámetros para la roca intacta; en lo que respecta al macizo rocoso sano y según Hoek y Brown (1988) estas constantes se pueden estimar a partir del índice empírico GSI –Geological Strength Index-, que se corresponde con la suma de los cuatro primeros parámetros del RMR de Bieniawski (1976). El GSI, que, como se indicó, no deja de ser una parte del RMR de Bieniawski, también suele ser un parámetro de los primeros que se obtienen en cualquier estudio geotécnico que estudie macizos rocosos.

Así, las relaciones de m_{ms} y s_{ms} , o parámetros m y s del macizo rocoso sano o intacto con m_i (parámetro m de la roca intacta que se obtiene a partir de los ensayos de laboratorio) y GSI (estimado en campo) para macizos rocosos sanos son las siguientes:

$$\begin{aligned} m_{ms} &= m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \\ s_{ms} &= e^{\frac{GSI-100}{9}} \end{aligned} \quad (4.2)$$

En los macizos rocosos que han sido alterados por excavaciones de tal manera que se haya sometido el macizo por descompresión y efecto de los explosivos, a un determinado nivel de degradación, las relaciones anteriores cambian y se transforman en las siguientes, en las que m_{md} y s_{md} son los parámetros m y s del macizo rocoso degradado:

$$\begin{aligned} m_{md} &= m_r \cdot e^{\frac{GSI-100}{14}} \\ s_{md} &= e^{\frac{GSI-100}{6}} \end{aligned} \quad (4.3)$$

4.2.2. Criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado (edición 2002)

La ingente aplicación práctica del criterio de Hoek-Brown en la ingeniería práctica de macizos rocosos durante las décadas de los 80 y los 90, llevó a que se pusieran de manifiesto algunas problemáticas en lo que concierne por ejemplo a su utilización para macizos rocosos de mala calidad, etc.,. Esto fue llevando a los autores a ir realizando actualizaciones periódicas para ir superando estos desajustes de las cuales las dos últimas versiones serían Hoek y Brown (1998) y Hoek et al. (2002). Se presenta a continuación la propuesta de la última de las versiones del criterio de rotura, que como podrá constatar el lector mantiene la estructura inicial, presentada en el apartado anterior, aunque se operan leves variaciones.

El criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado (Hoek et al., 2002), se expresa como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.4)$$

Donde m_b es un valor deducido de la constante de la roca intacta m_i , que vendrá dada por:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (4.5)$$

s y a son constantes propias del macizo rocoso que vendrán dadas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} s &= \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \\ a &= \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{20/3} \right) \end{aligned} \quad (4.6)$$

D es un factor que depende del grado de perturbación al que haya sido sometido el macizo rocoso debido a los daños originados por la voladura y relajación tensional. Este parámetro variará entre 0 para roca macizos rocosos in-situ intactos hasta 1 para macizos rocosos muy perturbados.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso propiamente dicho se podrá obtener haciendo $\sigma'_3 = 0$, en la ecuación 4.4., lo que da:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot S^a \quad (4.7)$$

Y recomiendan calcular la resistencia a tracción biaxial del macizo como:







$$\sigma_t = -\frac{S \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (4.8)$$

Que proviene de hacer $\sigma'_1 = 0$ y $\sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación 4.4.

El parámetro D , grado de alteración (Disturbance Factor), que determinará la resistencia del macizo se podría estimar de acuerdo con Hoek et al. (2002) de acuerdo con la Tabla 4.1. propuesta a partir de la experiencia en diseño de túneles y taludes de múltiples autores. Los autores de esta tabla indican que el valor de D , finalmente dependerá de muchos factores, y que tal vez nunca sea posible cuantificarlos de manera precisa. Por tanto los resultados que en ella se indican son estimativos, debiéndose analizar en detalle cada caso particular. Para ello se puede acudir a la realización de análisis retrospectivos de caídas observadas y también se puede consultar alguna bibliografía en este sentido de casos particulares (p.ej. Coulthard y Little, 1999).

Tabla 4.1: Guía para la estimación del grado de perturbación D de un macizo rocoso. Según Hoek et al. (2002).

EXCAVACIÓN	Descripción del macizo rocoso	Valor de D (sugerido)
TÚNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS	Voladura con excelente control o excavación mecánica con TBM con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel.	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos de mala calidad con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel.	$D = 0$
	Problemas de "squeezing" o flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento temporal de la misma, se utiliza el D del caso anterior.	$D = 0.5$
	Voladuras poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienden entre 2 y 3 metros hacia su interior	$D = 0.8$
TALUDES EN INGENIERÍA CIVIL Y MINERA	Voladuras con excelente control en pequeños taludes (sobre todo si se utiliza precorte o recorte). La relajación de tensiones produce perturbación.	$D = 0.7$
	Voladuras poco cuidadosas en pequeños taludes en el ámbito de la ingeniería civil.	$D = 1.0$
	En cortas y grandes explotaciones mineras a cielo abierto se produce mucha perturbación por las grandes voladuras de producción y por la relajación de tensiones asociada a la retirada de material.	$D = 1.0$
	Excavación por arranque mecánico o "ripado" en rocas blandas.	$D = 0.7$

	DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS RESISTENTES	ENSAYOS DE RESISTENCIA	CONSIDERACIONES TEÓRICAS
	Roca intacta	Consistencia frágil, elástico e isotropo	Ensayos triaxiales de testigos relativamente simples, baratos y confiables	El comportamiento de las rocas elásticas e isotropas es suficientemente conocido para la mayoría de las aplicaciones prácticas
	Roca intacta con una discontinuidad inclinada	Comportamiento muy anisótropo, dependiente de la resistencia al corte y de la inclinación de la discontinuidad.	Ensayos triaxiales difíciles y caros; preferibles los ensayos de corte directo. Los ensayos deben estudiarse detenidamente.	El comportamiento de las discontinuidades es suficientemente conocido para la mayoría de las aplicaciones prácticas.
	Roca masiva con pocas familias de discontinuidades.	Comportamiento anisótropo, dependiente del número, orientación y resistencia al corte de las discontinuidades	Los ensayos de laboratorio son muy difíciles debido a problemas de alteración de las muestras y tamaño de equipos.	La compleja interacción entre bloques no es suficientemente conocida.
	Macizos rocosos muy triturados.	Comportamiento razonablemente isotropo, gran dilatación para tensiones bajas y rotura de partículas a tensiones altas.	Los ensayos triaxiales de muestras representativas son muy difíciles debido a la alteración de éstas.	El comportamiento de los trozos angulares encastrados es poco conocido.
	Rellenos compactados de roca o conglomerados poco cementados	Comportamiento razonablemente isotropo, menos dilatación y resistencia que los macizos in situ debido a la destrucción de la fábrica.	Los ensayos triaxiales son sencillos pero caros debido al gran tamaño de los equipos necesarios.	Comportamiento razonablemente bien conocido a partir de los estudios de la mecánica del suelo sobre materiales granulares.
	Escombros de roca flojos o gravas	Su pequeña compactación y heterogeneidad permite que las partículas se muevan y que su resistencia sea pequeña.	Los ensayos triaxiales o de corte directo son sencillos pero caros debido al gran tamaño de los equipos.	El comportamiento de estos materiales es suficientemente conocido para la mayoría de las aplicaciones.

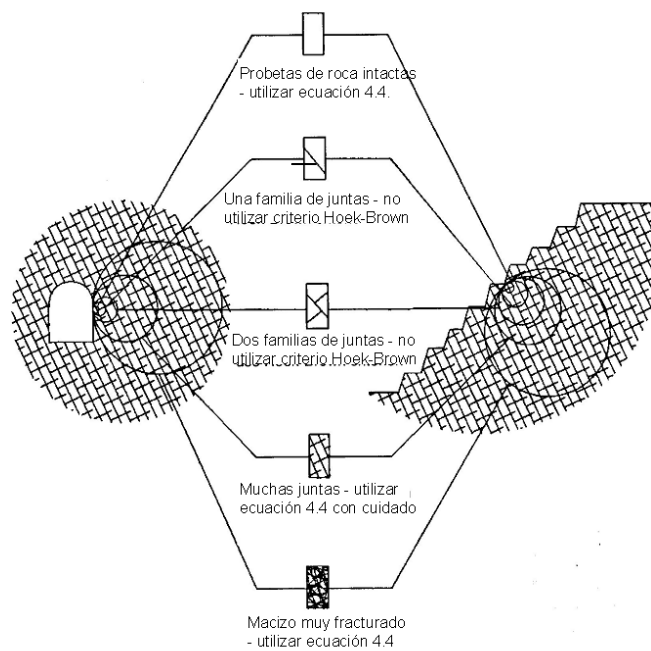


Figura 4.1: Condiciones de aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown. Según Hoek et al. (1995). Cortesía de Balkema.

4.2.3. Aplicabilidad del criterio de rotura de Hoek-Brown a los macizos rocosos

El criterio de rotura de Hoek-Brown sólo se puede aplicar al material rocoso intacto o a los macizos rocoso fracturados que puedan ser considerados homogéneos e isótropos. El criterio funciona bien en aquellos macizos rocosos cuya resistencia está controlada por bloques angulares de rocas duras bien encastradas.

No se debe aplicar en macizos rocosos cuyas propiedades estén controladas por una sola familia de discontinuidades como los estratificados, para los que resultaría más adecuado utilizar criterios como el de juntas ubicuas que aparecen en determinados códigos y que simula dos criterios de rotura diferentes en función de que la rotura se produzca a través de las discontinuidades de la familia que controla o domina el comportamiento del macizo (esquistosidad, estratificación) o a través del material.

Cuando aparecen dos familias muy marcadas de discontinuidades se debe utilizar el criterio de Hoek-Brown con cierta prudencia, así estaría bien aplicado en el caso de que ninguna de las dos familias tenga un efecto dominante sobre la otra. En caso contrario, por ejemplo, si una de las familias de juntas tiene un relleno de arcilla y es manifiestamente más débil que la otra, no se debe usar este criterio.

En la figura 4.1. se muestran de manera gráfica las condiciones del macizo rocoso bajo las cuales se puede utilizar este criterio de rotura.





ESTRUCTURA		CONDICION SUPERFICIAL DE LAS JUNTAS					
		MUY BUENA Superficies rugosas e inal- teradas	BUENA Superfi- cies rugosas, algo meteorizadas, con manchas de óxido	MEDIA Superfi- cies lisas, mo- deradamente meteorizadas, alteradas	MALA Superficies con espejos de fa- lla, muy alteradas, con recubrimien- tos compactos o rellenos que con- tienen fragmentos angulares de rocas	MUY MALA Superficies con espejos de falla, muy meteoriza- das, con rellenos o recu- brimientos de arcillas blandas	
	FRACTURADO - Macizo rocoso muy bien encajado e inalterado, consistente en bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales	m_s/m_i	0.60	0.40	0.26	0.16	0.08
		s	0.190	0.062	0.015	0.003	0.0004
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		E_m	75,000	40,000	20,000	9,000	3,000
		v	0.2	0.02	0.25	0.25	0.25
		GSI	85	75	62	48	34
	MUY FRACTURADO - Macizo rocoso encajado aunque algo alterado con bloques polédricos angulares formados por cuatro o más familias de discontinuidades	m_s/m_i	0.40	0.29	0.16	0.11	0.07
		s	0.062	0.021	0.003	0.001	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
		E_m	40,000	24,000	9,000	5,000	2,500
		v	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3
		GSI	75	65	48	38	25
	FRACTURADO/VETEADO - Plegado y fallado con muchas discontinuidades que se intersectan formando bloques angulares	m_s/m_i	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06
		s	0.012	0.004	0.001	0	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
		E_m	18,000	10,000	6,000	3,000	2,000
		v	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3
		GSI	60	50	40	30	20
	MACHACADO - Poco encajado y muy roto con una mezcla de bloques angulares y redondeados	m_s/m_i	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
		s	0.004	0.001	0	0	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60
		E_m	10,000	6,000	3,000	2,000	1,000
		v	0.25	0.225	0.3	0.3	0.3
		GSI	50	40	30	20	10

Figura 4.2: Tabla estimativa de las constantes m_s/m_i , s, a, módulo de Young, Coeficiente del Poisson, y GSI del macizo rocoso en función de la estructura y la calidad del macizo rocosos, según Hoek et al., 1994.

En la tabla de la figura 4.2 se presenta la estimación de los parámetros resistentes y de deformabilidad de los macizos rocosos en función de su estructura y de las condiciones de las juntas, según el criterio de Hoek-Brown (1988) generalizado. Como se observa en vez del índice de calidad RMR se utiliza el GSI.

4.2.4. Estimación de los parámetros de Mohr-Coulomb del macizo a partir de los del criterio de rotura de Hoek-Brown.

Puesto que la mayor parte de los programas geotécnicos suelen utilizar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, y además los ingenieros suelen estar más familiarizados con los parámetros cohesión y fricción que con aquellos propios del criterio de rotura de Hoek-Brown, resulta necesario ser capaz de determinar los ángulos de fricción y cohesiones correspondientes a cada macizo rocoso para cada gama de tensiones.

Recordemos que el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se expresa en ejes tensión cortante – tensión normal en la forma:

$$\tau = c + \sigma'_n \cdot \text{tg} \phi \quad (4.9)$$

Que al pasarlo a unos ejes $\sigma'_1 - \sigma'_3$ tales como los que se utilizan para representar el criterio de rotura de Hoek-Brown, quedaría en la forma:

$$\sigma'_1 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \text{sen} \phi} + \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \sigma'_3 \quad (4.10)$$

Evidentemente, nunca se puede ajustar de manera exacta una parábola (Hoek-Brown) a una recta (Mohr-Coulomb); lo cual ha dado lugar a que se hayan propuesto distintas estrategias de manera que los resultados de la resolución de un problema sean análogos.

4.2.4.1. Propuesta de Celada (1994)

A partir de los valores de m (ya sea m_{ms} , m_{md} o m_b) y s (ya sea s_{ms} , s_{md} o s) del macizo rocoso, y del valor de σ_c o σ_{ci} (resistencia a compresión simple de la roca), junto con un valor estimado de la tensión de confinamiento máxima que puede existir razonablemente en el ámbito del estudio que se esté realizando (p.ej. se suele utilizar el valor $\sigma'_3 = 1$ MPa para el diseño de taludes o explotaciones superficiales), se pueden obtener los valores de cohesión y fricción del macizo según la formulación que se presenta a continuación y que utiliza el parámetro de cambio λ_m :

$$\lambda_m = 1 - \frac{\sigma_c \cdot \sqrt{s}}{\sigma'_3} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma'_3} \cdot m + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma'_3}\right)^2 \cdot s} \quad (4.11)$$

$$\phi' = [2 \cdot \arctg \sqrt{\lambda_m}] - 90^\circ \quad y \quad c' = \frac{\sqrt{s} \cdot \sigma_c \cdot (1 - \text{sen } \phi')}{2 \cdot \cos \phi'}$$

En el caso de excavaciones subterráneas se propone utilizar como valor de $\sigma'_{3, \max}$, el de la tensión principal menor máxima esperada, como por ejemplo la tensión natural principal menor en la zona de estudio.

Como se puede fácilmente comprobar lo que hace la expresión (4.11) es ajustar una recta a la parábola de Hoek-Brown haciendo la pasar por $\sigma'_3 = 0$ y por $\sigma'_3 = \sigma'_{3, \max}$. Si selecciona adecuadamente el valor de la máxima tensión de confinamiento y no se producen fenómenos de tracción en la zona analizada, este enfoque suele ser conservador.

4.2.4.2. Propuesta de Hoek et al. (2002)

Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) proponen utilizar un ajuste basado en una regresión lineal media de la ecuación (4.4) en una gama de valores de la tensión principal menor tal que $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3, \max}$, en la el proceso de ajuste llevaría consigo equilibrar las áreas que quedarían por encima y debajo de la recta de Mohr-Coulomb. Este ajuste daría como resultado las siguientes expresiones de fricción y cohesión:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a)(2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (4.12)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \cdot \sigma'_{3n}] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(1+2a) \sqrt{1 + \left(6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}\right) / ((1+a)(1+2a))}}$$

Donde:

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3, \max} / \sigma_{ci} \quad (4.13)$$

El valor de $\sigma'_{3, \max}$, límite superior de la tensión de confinamiento sobre el cual se estimará la relación entre los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, se determinará específicamente para cada problema. Se indican más abajo los criterios propuestos como guía de actuación general por Hoek et al. (2002) para el caso de túneles y taludes.

Con estos valores se podrá calcular, si se requiere, la resistencia a compresión simple del macizo rocoso como:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (4.14)$$

Donde, si c' y ϕ' se determinan para la gama de tensiones $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci} / 4$, se podría también obtener como:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4 \cdot s - a(m_b - 8 \cdot s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)} \quad (4.15)$$

4.2.4.2.1. Túneles

Para el caso de túneles Hoek *et al.* (2002) proponen estimar el valor de $\sigma'_{3\max}$ como aquel que dé una respuesta equivalente para la curva convergencia confinamiento con ambos criterios en el caso de túneles profundos y para el perfil de subsidencia en el caso de túneles someros. Habiendo realizado un elevado número de análisis de posibles casos tanto para túneles profundos (mediante la obtención de curvas analíticas) y para túneles cuya profundidad es inferior a tres diámetros (mediante el análisis numérico de la extensión y forma de las cubetas de subsidencia), los autores proponen estimar el valor en cuestión como:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0.94} \quad (4.16)$$

Donde σ'_{cm} es la resistencia a compresión simple del macizo obtenida mediante la expresión (4.15), γ es el peso específico medio de los materiales situados por encima de la excavación y H es la profundidad de la misma. En aquellos casos en los que la tensión horizontal es mayor que la vertical proponen sustituir el término γH por el valor de la tensión horizontal. En general proponen esta formulación siempre que no se produzcan fenómenos de rotura muy extensos, como sucede en los métodos mineros por hundimiento (hundimiento de bloques, tajo largo).

4.2.4.2.2. Taludes

Estudios análogos realizados en el ámbito de la ingeniería de taludes (utilizando en particular el método de fajas de Bishop para análisis de rotura circular de taludes para una amplia gama de geometrías y propiedades de macizos rocosos) llevaron a Hoek *et al.* (2002) a proponer para la estimación del parámetro $\sigma'_{3\max}$ en estudios de taludes el siguiente valor:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0.91} \quad (4.17)$$

Donde en este caso H se refiere a la altura del talud.

*La implementación de todas las expresiones presentadas en el último apartado llevada a cabo por Hoek *et al.* (2002), se puede realizar mediante el programa RocLab que se puede obtener gratuitamente en la web www.roscience.com.

4.3. Caracterización de las propiedades de deformabilidad de los macizos rocosos

Estas características, al igual que las de resistencia, que se han discutido anteriormente, resultan complejas de determinar en macizos rocosos. Sin embargo son de vital importancia cuando se pretende simular numéricamente con un grado de aproximación adecuada su comportamiento, de forma que todos los modelos analíticos y numéricos de estimación del comportamiento mecánico de los materiales necesitan de los valores del módulo elástico E_M y coeficiente de Poisson ν_m de los macizos rocosos analizados.

En el caso de medios transversalmente isótropos como algunas formaciones sedimentarias estratificadas se necesitan los valores de estos parámetros para cada una de las direcciones principales X e Y, junto con el módulo cortante o de cizallamiento elástico G.

4.3.1. Estimación del módulo elástico de Young (E_M)

Ante la dificultad de obtener el módulo de Young del macizo directamente a partir de ensayos de laboratorio, ya que este parámetro elástico de respuesta del macizo rocoso (y especialmente en macizos de buena calidad) viene más marcado por la estructura del macizo que por las propiedades de la roca que lo forma, se ha intentado estimar mediante fórmulas empíricas que lo relacionan con la calidad geotécnica de los macizos rocosos.

Las fórmulas de este tipo más clásicas son las de Bieniawski (1978) y Serafim y Pereira (1983) que se expresan respectivamente por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} E_M \text{ (GPa)} &= 2 \cdot RMR - 100 \\ E_M \text{ (GPa)} &= 10^{\frac{RMR-10}{40}} \end{aligned} \tag{4.18}$$

Donde E_M es el módulo de Young del macizo rocoso.

La primera de estas fórmulas tendría su ámbito de validez para $60 < RMR < 100$ y la segunda, basada en la recopilación de resultados de ensayos de placa de carga en un buen número de macizos rocosos de distintas calidades, tendría validez para $40 < RMR < 100$. Ciertamente en macizos de peor calidad comienza a tener influencia el comportamiento de la roca intacta por lo que resulta más difícil realizar una propuesta suficientemente aproximada.

Al objeto de tener en cuenta la influencia de la resistencia de la roca intacta en macizos rocosos poco resistentes, Hoek y Brown (1998) propusieron una modificación de la fórmula de Serafim y Pereira (1983), para aquellos casos en que la resistencia a compresión simple de la roca intacta quedará por debajo de 100 MPa, y en la que el RMR se sustituiría por el GSI . Posteriormente, Hoek *et al.* (2002) proponen una variación para poder introducir además una influencia del grado de perturbación del macizo rocoso D , con lo quedaría la primera expresión

(4.19). Finalmente, Hoek y Diederichs (2005) basándose en un análisis exhaustivo de multitud de estudios geotécnicos incluyéndose muchos con medidas de deformabilidad a partir de gatos planos, proponen utilizar la segunda expresión de (4.19), formulación que los autores de este libro han utilizado con resultados positivos en modelos de explotaciones subterráneas.

$$E_M (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (4.19)$$

$$E_M (GPa) = 100 \cdot \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25 \cdot D - GSI)/11)}} \right)$$

Recientemente ha surgido una nueva fórmula interesante para obtener este parámetro. Barton (2002) propone estimarlo a partir del parámetro denominado Q_c que se puede obtener en función del índice Q y la resistencia a compresión simple de la roca σ_c mediante la expresión:

$$Q_c = Q \cdot \frac{\sigma_c}{100} \quad \text{de manera que} \quad E_M (GPa) \approx 10 \cdot Q_c^{1/3} \quad (4.20)$$

Aunque estas últimas expresiones parecen haber mejorado las estimaciones del valor del módulo elástico, las observaciones demuestran que en macizos rocosos de rocas poco resistentes, como, por ejemplo, aquellos que se encuentran en el ámbito de la minería del carbón, todas estas expresiones sobreestiman los valores reales del módulo de Young. En este sentido Ramamurthy (1986) propuso, a partir de observaciones, unas expresiones aplicables a macizos rocosos estratificados y relativamente poco resistentes en las que el módulo de deformación del macizo rocoso se relaciona con el de la roca E_R (obtenido en laboratorio a partir de ensayos de módulos estándar) y con el RMR. La primera de ellas se refiere a macizos rocosos con discontinuidades predominantemente horizontales y la segunda con juntas inclinadas de 45° a 65°:

$$E_M = E_R \cdot e^{(0.0217 - RMR \cdot 2.17)}$$

$$E_M = E_R \cdot e^{(0.0564 - RMR \cdot 5.64)} \quad (4.21)$$

Donde:

E_m es el módulo de Young del macizo rocoso y
 E_r es el módulo de Young de la roca.

Este tipo de expresiones coincide en su forma con la de Serafim y Pereira (1983), sólo que añaden como influencia importante la del módulo elástico de la roca. Al revés de lo que ocurre en macizos rocosos "resistentes" en los que la elasticidad general del macizo viene marcada exclusivamente por las características de las discontinuidades, en macizos más blandos la resistencia del material que lo forma sí tiene influencia sobre la rigidez general del mismo.

4.3.1.1. Módulo de Young dependiente de la tensión de confinamiento

En algunos estudios reales se ha constatado que en algunos macizos rocosos (especialmente en aquellos de peor calidad formados por rocas sedimentarias) el módulo elástico dependía del

nivel de confinamiento al que estuviera sometida la zona de análisis. Esto llevó a la realización algunos estudios que se resumen a continuación.

Santarelli *et al.*(1986) y Brown *et al.* (1989) realizaron estudios sobre areniscas carboníferas para determinar las tensiones en el entorno de un pozo. Para ello realizaron un buen número de ensayos sobre cilindros huecos de paredes gruesas con diferentes valores y relaciones de la presión interna y externa. El análisis de estos resultados les llevó a la conclusión de que una de las posibles maneras de explicar las tensiones y deformaciones observadas era suponer un módulo elástico dependiente de la tensión de confinamiento.

En su caso la mejor ley empírica que encontraron fue:

$$E = E_0 \left(1 + 0.043 \sigma_3^{0.78} \right) \quad (4.22)$$

Donde $E_0 = 17.49$ GPa, σ_3 se expresa en MPa y E en GPa.

También Duncan Fama (1993) presenta un modelo bastante complejo, aplicable a macizos rocosos típicos de la minería del carbón, en él que el modulo elástico es muy dependiente de la tensión de confinamiento, si bien en este caso también depende de otras constantes y está específicamente indicado para su aplicación en un método numérico iterativo, en el que se incluiría un proceso de reblandecimiento. Fang y Harrison (2001) realizan una propuesta en este sentido, en la que el módulo elástico del macizo rocoso va asociado al reblandecimiento del macizo. Ambas propuestas se presentarán con más amplitud en apartados posteriores. En Alejano *et al.* (1999) también se presentan fórmulas de distintos autores, en este caso, aplicadas a materiales tipo relleno en las que el módulo elástico es dependiente de las tensiones. Se propone una dependencia del módulo elástico de la profundidad, indicándose que en realidad equivale a una dependencia de la tensión de confinamiento. Finalmente, Ribacchi (2000) llega a conclusiones similares respecto a la dependencia del módulo elástico con la tensión de confinamiento.

4.3.2. Estimación del coeficiente de Poisson del macizo rocoso (ν_M)

En lo que concierne al coeficiente de Poisson del macizo rocoso, hay que señalar que su influencia sobre los resultados de las simulaciones suele ser bastante pequeña, al mismo tiempo que lo es su gama de variabilidad natural (0.15-0.45), por lo que no se suele prestar demasiada atención a su estimación.

Se puede estimar a priori, aunque de forma solamente estimativa, el valor del coeficiente de Poisson de un macizo rocoso a través de las tablas generales de macizos de Hoek y Brown (1985) –tabla de la Figura 4.2- y a veces en macizos rocosos de buena calidad se admite que es el mismo que el de la roca intacta tal y como se obtiene a partir de los ensayos de laboratorio ($\nu_M = \nu$).

4.4. Comportamiento y propiedades post-rotura

Tal y como se ha visto, el comportamiento elástico previo a la rotura o resistencia de pico de los macizos rocosos así como su criterio de rotura estimativo, se han estudiado bastante y se pueden estimar con un nivel de aproximación razonable. Esto junto con el hecho de que la mayor parte de los diseños en ingeniería lo que pretenden es evitar que se produzca la rotura, ha hecho que la investigación de lo que pasa tras la rotura haya sido mucho menor de aquella enfocada a evitarla. Así por ejemplo Panet (1995) en un análisis de excavaciones subterráneas indica que “el ingeniero tiene los medios para evitar que se llegue a producir la rotura”. Este tipo de puntos de vista junto con la complejidad del tratamiento de los comportamientos post-rotura ha hecho que estos hayan sido mucho menos estudiados.

4.4.1. Marco general del comportamiento post-rotura

El comportamiento genérico post-rotura ha sido introducido en el Tema 2 para las rocas. Este marco genérico es en general extrapolable a los macizos rocosos.

Como enfoque general, y aunque no existen reglas definitivas actualmente que permitan conocer las características post-rotura de los macizos rocosos, Hoek y Brown (1997) propusieron, a partir de su experiencia en el análisis numérico de una gran variedad de casos reales, tres tipos básicos de comportamientos post-rotura (Figura 4.3).

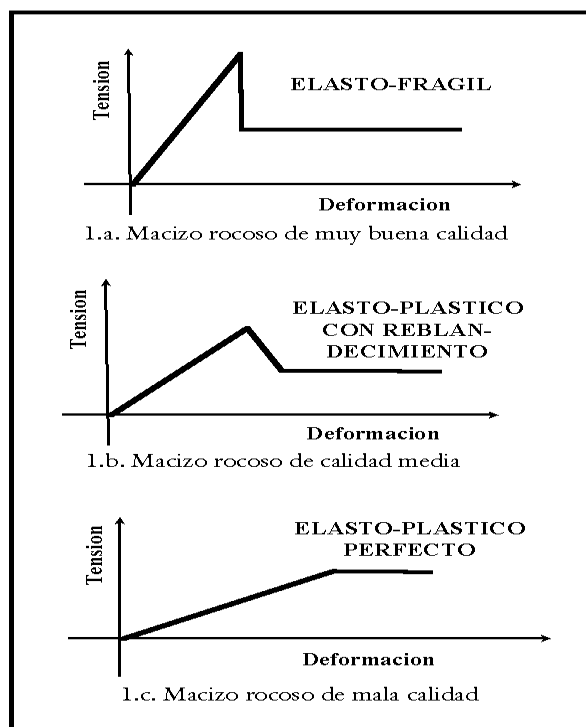


Figura 4.3. Propuesta estimativa de Hoek y Brown (1998) para el comportamiento post-rotura de macizos rocosos.

Así proponen un comportamiento elasto-frágil para macizos rocosos con GSI en torno a 75 o más por que se han observado in-situ caídas de resistencia repentinas. Suponen un comportamiento plástico perfecto para GSI igual a 25 e inferiores, porque al analizar la rotura de túneles en macizos rocosos de este tipo se observó que los macizos continuaban deformándose para un nivel de tensión constante al tiempo que no se observaba un cambio de volumen significativo asociado a esta rotura. Finalmente para macizos rocosos de calidad media (GSI en torno a 50) estiman que su comportamiento de rotura residual se podría estimar reduciendo el GSI, de manera que este criterio no sería ni igual que el del macizo al romperse (plasticidad perfecta) ni nulo (elasto-fragilidad). Por lo tanto sería elasto-plástico con reblandecimiento.

Archambault *et al.* (1993) revisan los diferentes factores que contribuyen a la rotura por cortante en rocas y macizos rocosos, mostrando cómo las estructuras anastomosadas de discontinuidades originadas por cortante o tracción y los efectos de escala en la resistencia al corte de rocas y macizos rocosos son el resultado final de un mecanismo de reblandecimiento progresivo del macizo rocoso (Figura 4.4).

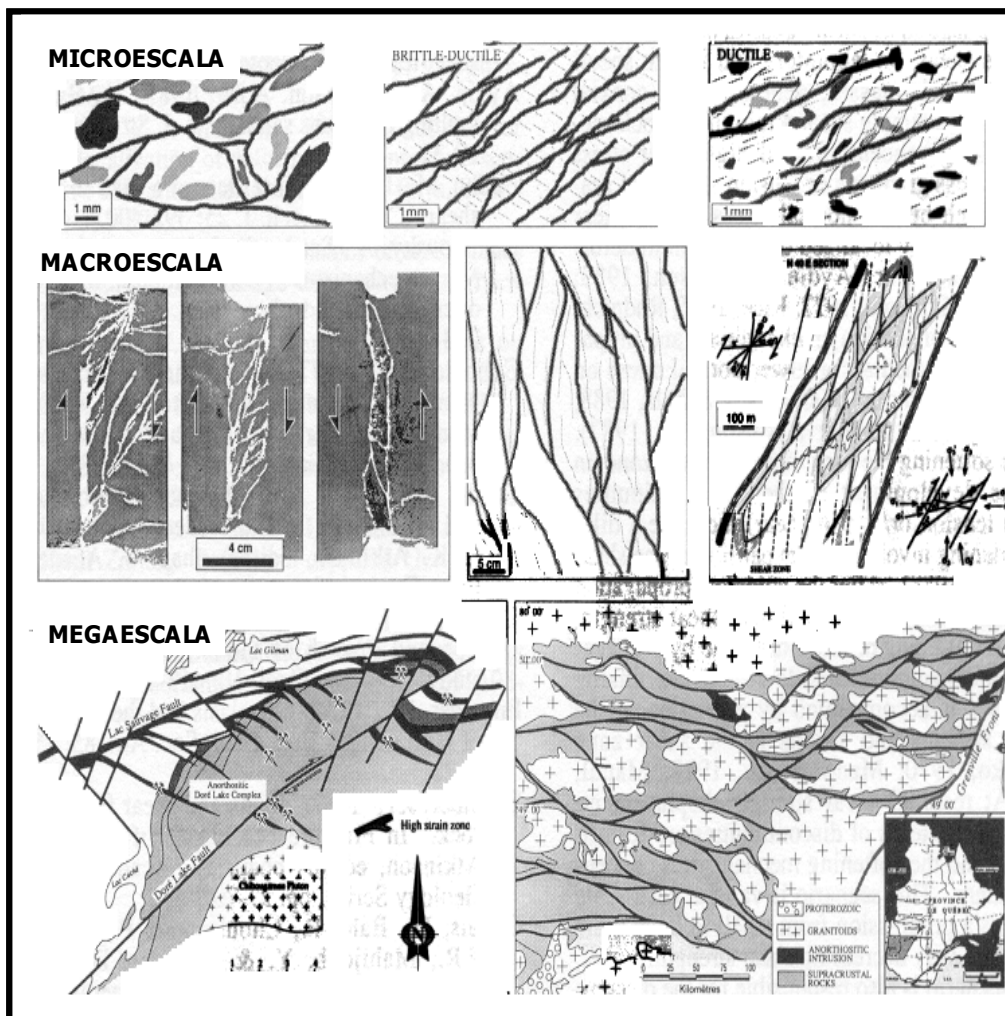


Figura 4.4: Ejemplos del modelo indicado desde escalas microscópicas a mega-escalas. Según Archambault *et al.*, 1993. Cortesía de Balkema.

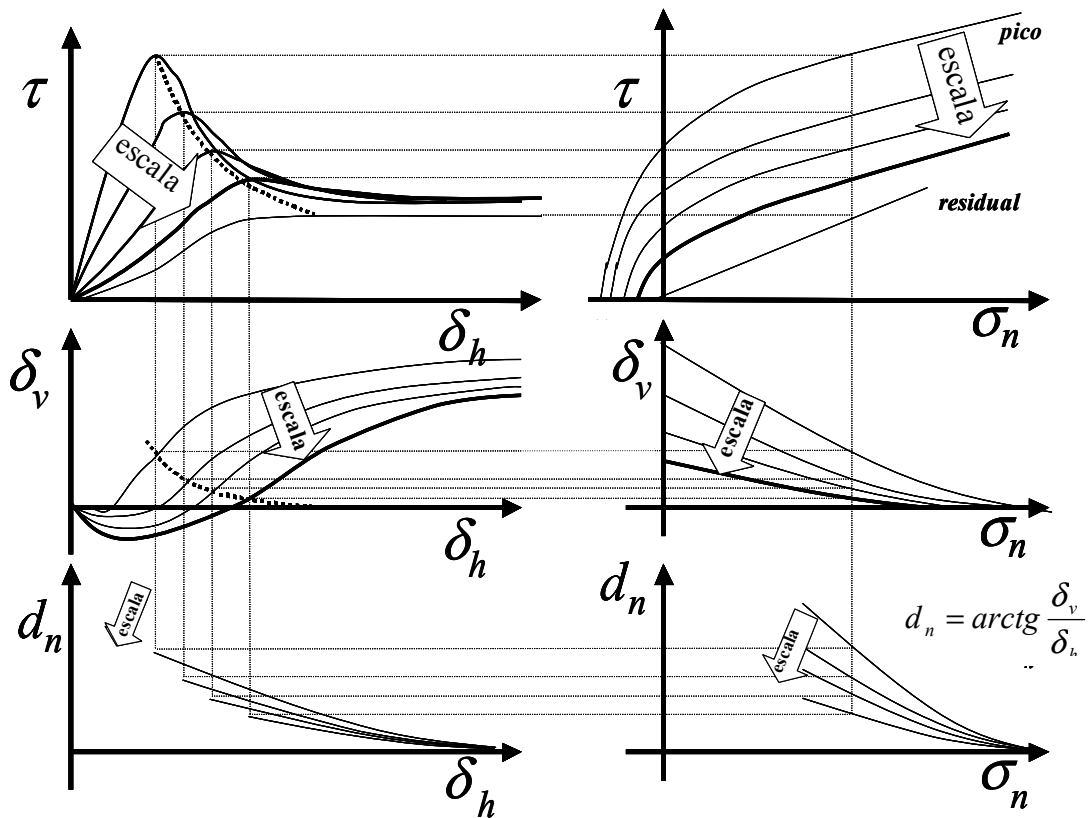


Figura 4.5. Influencia de la escala y la tensión de confinamiento en el comportamiento post-rotura a cortante de rocas y macizos rocosos. Modificado por los autores a partir de Archambault *et al.* (1993).

Según los autores al aplicar tensiones cortantes se generan deformaciones cortantes simples heterogéneas. Se produce una concentración de altas tensiones cortantes o de tracción (y altos gradientes) en zonas o bandas estrechas donde se localiza la deformación o donde se inicia la propagación de fracturas de tracción en el medio. El desarrollo de estas zonas de discontinuidades (por cortante y/o tracción) se corresponde con una etapa de endurecimiento caracterizada por un aumento de la dilatación que implica una expansión en la zona de cizalla. Después de la completa propagación de estas discontinuidades hasta el máximo nivel de tensión cortante se entra en una región inestable de reblandecimiento, desarrollándose nuevas discontinuidades. Cuando se alcanza finalmente la resistencia residual se habrán formado estructuras anastomosadas de discontinuidades donde se concentra el reblandecimiento. Este escenario es válido a todas las escalas (Figura 4.4.).

En la figura 4.5. se muestra la interdependencia de las variables que confluyen en este fenómeno (la tensión cortante τ , el desplazamiento cortante δ_h , la tensión normal σ_n y el desplazamiento normal δ_v). También se representa la variación con la escala.

Tratando de encontrar un significado físico de la dilatación en suelos, hormigón y rocas Vermeer y de Borst [1984] consideran un ensayo a cortante en un suelo. El material en la interfase entre las dos mitades de la zona de corte forma una fina capa de ruptura. Si llamamos

δ_v a la deformación normal o vertical y δ_h a la deformación cortante u horizontal, el ángulo de dilatación en la banda de cortante se puede estimar mediante:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\delta_v}{\delta_h} \quad (4.23)$$

Luego la relación entre el desplazamiento normal y cortante se puede considerar una medida del ángulo de dilatación y por lo tanto el gráfico presentado por Archambault et al. [1993] admite la siguiente interpretación:

- Al aumentar la escala del análisis (curvas 1 a 4 de la Figura 4.5., se observa que: (i) disminuye la resistencia de pico, (ii) se mantiene la resistencia residual, (iii) la dilatación de pico es menor, (iv) aumenta la deformabilidad y (v) el material empieza a dilatar a un nivel de deformación plástica mayor.
- Al aumentar la tensión normal (σ), a una escala concreta ocurre que: (i) aumentan la resistencia de pico y la residual, (ii) disminuye la dilatación inicial y (iii) el ángulo de dilatación se anula para un nivel de plasticidad menor.

De alguna estas observaciones confirman la tendencia natural de los macizos rocosos a sufrir procesos de reblandecimiento, que en todo caso, resultan difíciles de concretar de manera genérica en un modelo.

Teniendo en cuenta que la introducción del índice de calidad no deja de ser una forma de tener en cuenta el efecto de escala, vemos que este enfoque razonado de Archambault et al. (1993) coincide con las propuestas de Hoek y Brown (1998) ya que en general indican que el salto del criterio de pico al residual será mayor a menor escala, o lo que sería equivalente, a mayor calidad geotécnica.

4.4.2. Estimación de las propiedades post-rotura

4.4.2.1. Criterio de rotura residual y transitorios

El criterio de rotura residual se puede al menos estimar a partir de las indicaciones de Hoek-Brown (1997). Así este criterio se encontraría muy por debajo del criterio de rotura de pico en macizos con GSI > 75, mientras que coincidiría con él para macizos con GSI < 25. Si esta tendencia se continúa parecería lógico pensar que en los macizos intermedios, se conservará la forma del criterio de rotura desde el de pico hasta el residual, aumentando a medida que baja la clasificación geotécnica del macizo en este sentido se ha definido un parámetro denominado η^* , que multiplicado por el criterio de rotura nos dará el valor residual en cada caso. No obstante también se podría correlacionar, tal vez, con ensayos de laboratorio.

Una de las maneras clásicas de implementar el modelo de reblandecimiento se presentó en las expresiones 2.47 y 48 y en la figura 2.21, en el capítulo de las rocas, y también sería extrapolable al caso de macizos rocosos.

Otro método muy detallado para estimar el criterio de rotura residual para el caso de macizos de carbón fue presentado por Duncan Fama et al. (1995). Estos autores presentan un modelo elasto-plástico con reblandecimiento. El criterio de rotura utilizado es el de Hoek-Brown tanto para el valor del material sano como para el residual. Los resultados obtenidos, parecen adecuarse bien a las fórmulas empíricas clásicas de resistencia de pilares así como a determinadas observaciones in-situ. Utilizan como parámetro de reblandecimiento la “deformación total plástica cortante”:

$$\eta = \gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p \quad (4.24)$$

Expresión en la que se utiliza la las deformaciones plásticas principales mayor y menor, el criterio de rotura que proponen es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \cdot \sigma_3 / \sigma_c + s)^a = \sigma_3 + q (\sigma_3 + s_1)^a \quad (4.25)$$

donde:

$$q = \sigma_c (m_b / \sigma_c)^a = \sigma_c^{1-a} m_b^a \quad \text{y} \quad q \cdot s_1^a = \sigma_c s^a \quad (4.26)$$

Los ensayos muestran que el parámetro de variación más significativa es q, por lo que el reblandecimiento se introduce a través de él mediante:

$$q = q_2 + (q_1 - q_2) e^{-\alpha \cdot \gamma^p} \quad (4.27)$$

Donde q_1 sería el valor de q de pico (para $\gamma^p = 0$) y q_2 el residual (para γ^p muy alto). Se eligió a partir de ensayos $q_2 = q_1/2$ y $\alpha = 100$. Este parámetro depende del ancho de malla tal y como indican Pietruszac y Mroz (1980). Este parámetro lleva pues implícitamente un efecto de escala.

Fang y Harrison (2000) realizan otra propuesta de interés en lo que concierne a la estimación del criterio de rotura residual en este caso de muestras de rocas, aunque si tenemos en cuenta las observaciones de diversos autores indicando que los procesos de rotura en rocas tienen lugar a todas las escalas [Archambault et al, 1993, pero también Jaeger y Cook (1979), Paterson (1978) y Pusch (1995)] probablemente la metodología se podría extrapolar a macizos rocosos. Estos autores definen un índice de degradación de la resistencia ($r_{\sigma d}$) del material que se puede estimar directamente a partir varios ensayos triaxiales sobre muestras de roca en prensas servo-controladas. El índice de degradación será la relación (dependiente de la tensión de confinamiento) entre la resistencia de pico y la residual. Los autores reinterpretan ensayos sobre distintas rocas, demostrando que el índice de degradación suele presentar la forma:

$$r_{\sigma d} = e^{-n_d \cdot \sigma_3} \quad (4.28)$$

Quedando pues definido a partir de un único parámetro n_d , que en los análisis realizados presenta valores variables entre 0.035 y 0.075. Así pues, conocido n_d y el criterio de rotura de pico (F), el criterio de rotura residual (F') para cualquier nivel de confinamiento vendría dado por la expresión:

$$F' = r_{\sigma d} \cdot F = e^{-n_d \cdot \sigma_3} \cdot F \quad (4.29)$$

Fang y Harrison (2001) también proponen un índice de degradación de la rigidez, que coincide con el de la resistencia, y tal que el modulo elástico de Young del material degradado sería el de la roca sana multiplicado por el índice de degradación.

4.4.2.2. *Relación entre tensiones y deformaciones en la bajada desde el criterio de rotura de pico hasta el residual (parámetro de reblandecimiento crítico o módulo de descarga).*

El parámetro de reblandecimiento η^* , marca el nivel de deformación en el que se produce el criterio de rotura residual. Para conocerlo se debería disponer de una curva real tensión-deformación del macizo rocoso para saber cuando se obtiene este valor residual. A partir de las indicaciones de Hoek y Brown (1997) para macizos rocosos en general, de las observaciones numéricas e in-situ de Duncan Fama et al. (1994) para pilares en carbón y de las observaciones en laboratorio sobre probetas de carbón de muy distintos diámetros de Medhurst y Brown (1998); parece que el parámetro de reblandecimiento crítico puede moverse entre 0,01 y 0,001 deformaciones, esto es entre el uno por ciento y el uno por mil de la deformación axial. También de las observaciones de estos autores se deduce que este parámetro será mayor para macizos rocosos más duros y menor para macizos rocosos más blandos, esto es, a medida que se acerquen al comportamiento plástico perfecto.

4.4.2.3. *La regla de flujo*

Habría que saber si la regla de flujo es asociada o no y en este caso habría que estimar una dilatancia. En lo que concierne a la regla de flujo; la opinión de algunos autores de prestigio (Hoek, Fairhurst) es que los esfuerzos deberían concentrarse en la regla de flujo no asociada y en particular para macizos blandos una dilatancia o casi nula. No obstante el tema de la dilatancia resulta de mucha complejidad. Los autores que estudian la localización, como Vardoulakis y Sulem (1995) pueden probar que un material friccional no asociado no puede ser estable, por lo que proponen reglas de flujo asociadas. (Carranza Torres, 2000)

En lo que concierne al parámetro dilatancia Hoek-Brown (1997) proponen en primera instancia o de una forma sugerida valores de este parámetro de $\psi = \phi/4$ para macizos duros, $\psi = \phi/8$ para macizos medios y $\psi = 0$ para macizos blandos, que corresponde a una deformación a volumen constante.

Esta hipótesis de dilatancia nula que parece propugnar Hoek para macizos blandos, se corresponde con la hipótesis primera de Panet (1995) para excavaciones subterráneas, o sea:

$$\epsilon_1^p + \epsilon_3^p = 0 \quad ; \quad \epsilon_3^p = -\epsilon_1^p \quad \epsilon_3^p / -\epsilon_1^p = 1 \quad (4.30)$$

O lo que es lo mismo:

$$1 = K = 1 + \frac{\sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad \psi = 0^\circ \quad (4.31)$$

Esta K sería la " f " de Brady-Brown (1993) para materiales elásticos frágiles.

La segunda hipótesis de Panet (1995) sería:

$$\epsilon_3^p + K \cdot \epsilon_1^p = 0 \quad \epsilon_3^p / \epsilon_1^p = -K \quad (\text{tal que } K > 1 \text{ y } 0 < \psi < \phi) \quad (4.32)$$

Según algunos autores como Medhurst & Brown (1998) y Detrunay (1996) esta relación parece no ser constante, y además se ha encontrado una relación muy clara de este gradiente con respecto a la tensión de confinamiento para ensayos sobre muestras de carbón, según un expresión del tipo:

$$d\varepsilon_1^p / d\varepsilon_3^p = [\exp -(\sigma_3' + 0.243)] - 1 \quad (4.33)$$

Que a partir de cálculos sencillos nos permitiría obtener un valor del ángulo de dilatación y que sería fuertemente dependiente de la tensión de confinamiento σ_3' . Se puede decir que este tipo de observaciones es el punto de partida. Para analizar pues el comportamiento genérico de un macizo rocoso, la suposición será que estos tienen un comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento, por lo que al criterio de rotura, habrá que sumarle un criterio de rotura residual, una relación de bajada y una regla de flujo que podrá ser o no asociada.

4.4.2.4. Propuesta sobre dilatación (Alejano y Alonso, 2005)

En lo que respecta a la dilatación post-rotura, esto es, la que habrá que introducir en los modelos elasto-plásticos, Alejano y Alonso (2005) presentan una revisión de diversos estudios realizados hasta la fecha y un ajuste de ensayos de laboratorio diversos para proponer un modelo de estimación razonable de este parámetro que se pueda introducir en modelos numéricos. El modelo definido propone un valor del ángulo de dilatación que depende de la tensión de confinamiento a la que este sometida el material, de la plasticidad sufrida por el mismo (reflejada a través de un parámetro de reblandecimiento) e indirectamente de la escala, a través del ángulo de fricción que se podrá calcular a partir del criterio de rotura de Hoek y Brown. Este modelo ha sido propuesto a la luz de resultados triaxiales en prensas servo-controladas, con ciclos carga descarga, medida de la deformación volumétrica directa (por aceite desplazado) y sobre muestras de tamaño variable (Medhurst, 1996), que permiten obtener resultados de ensayos del tipo del que se presenta en la Figura 4.6.

Para cada uno de estos ensayos se puede definir el lugar geométrico de las deformaciones irreversibles o curva $\varepsilon_v^p - \varepsilon_1^p$, a partir de la cual se podrá obtener la dilatación mediante la formulación general de Vermeer y de Borst (1984):

$$\psi = \arcsin \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{-2 \cdot \dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_v^p} \quad (4.34)$$

Pudiéndose utilizar como parámetro plástico o bien uno dependiente de valores totales de la deformación como la deformación cortante plástica:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p \quad (4.35)$$

O bien parámetros incrementales como el que se utilizaba en el código FLAC (Itasca, 2002):

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2} (\Delta \varepsilon_1^{ps} - \Delta \varepsilon_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta \varepsilon_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta \varepsilon_3^{ps} - \Delta \varepsilon_m^{ps})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (4.36)$$

donde $\Delta \varepsilon_m^{ps} = \frac{1}{3} (\Delta \varepsilon_1^{ps} + \Delta \varepsilon_3^{ps})$ y $\Delta \varepsilon_j^{ps}$ $j=1,2,3$ son los incrementos de la deformación cortante principal. Y que en todo caso se podrá relacionar con el anterior, en el caso de dilatación constante, mediante la relación:

$$e^{ps} = \frac{\sqrt{3}}{3} \sqrt{1 + K_\psi + K_\psi^2} \frac{\gamma^p}{1 + K_\psi} \quad (4.37)$$

Que para dilatación nula quedaría simplificada a $e^{ps} = \gamma^p / 2$, y para dilatación variable no se

cometería un error significativo si se mantiene esta última relación sencilla.

Con todo ello se podrá obtener para cada ensayo una curva que relacionará el ángulo de dilatancia con el parámetro plástico seleccionado.

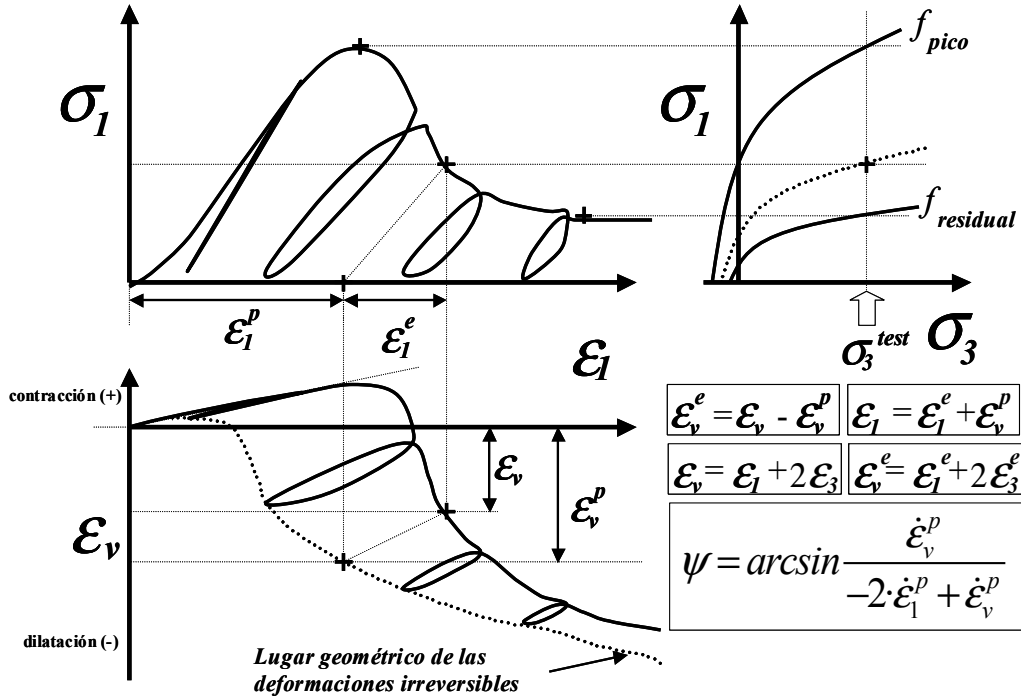


Figura 4.6. Relaciones tenso-deformacionales (tensión-deformación axial arriba y deformación volumétrica-axial abajo) de un ensayo de compresión en una muestra de carbón con reblandecimiento con varios ciclos de carga-descarga. La curva punteada representa la relación entre las componentes de las deformaciones volumétrica y axial plástica o lugar geométrico de las deformaciones irreversibles. También se adjunta la gráfica de los criterios de rotura de pico, residual y evolutivos. Adaptado a partir de Medhurst (1996).

Haciendo esto sobre un número conveniente de ensayos el modelo se basa en la estimación de la dilatancia de pico y en la evolución de la misma con la plasticidad, lo cual se puede formular a partir del ajuste de ensayos mediante las dos siguientes ecuaciones que constituyen simplifcadamente el modelo Alejano y Alonso (2005):

$$\psi_{peak} = \frac{\phi}{1 + \log_{10} \sigma_{ci}} \cdot \log_{10} \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_3 + 0.1} \quad (4.38)$$

$$K_\psi = 1 + (K_{\psi, peak} - 1) \cdot e^{-\frac{\gamma^p}{\gamma^{p*}}} \quad (4.39)$$

Donde de $K_\psi = \frac{1 + \sin \psi(\sigma_3, \gamma^p)}{1 - \sin \psi(\sigma_3, \gamma^p)}$ se podría obtener la dilatancia en cada momento que dependería

de la tensión de confinamiento σ_3 (MPa) y el parámetro de plasticidad γ^p (milidef.), a partir del ángulo de fricción de pico correspondiente a dicha tensión y a la escala correspondiente de la muestra ϕ (°), la resistencia a compresión simple intacta de la roca σ_{ci} (MPa) y un parámetro de disminución de dilatancia con la plasticidad que se denomina γ^{p*} (milidef.).

Para aceptar este modelo hay que pasar por alto una serie de fenómenos inelásticos (y no-plásticos) que suelen ocurrir en las rocas ensayadas a compresión simple y triaxial antes de alcanzar su resistencia máxima y que se pueden concretar en tres:

- La fase inicial de cierre de fisuras perpendiculares a la tensión principal mayor.
- La fase entre el inicio de la propagación estable de la fisuración (conocido como “onset of dilatancy”) y el inicio de la propagación inestable de la fracturación (conocida como la resistencia a compresión simple a largo plazo de la muestra), donde la deformación axial es elástica pero no la transversal, lo que originaría dilatancias de menos infinito.
- La fase final de deformación previa a la rotura, entre la resistencia a compresión simple a largo plazo y la instantánea denominada resistencia máxima o de pico, donde se produce una fase de endurecimiento o deterioro en la que comienzan a enlazar o producirse la coalescencia de las microfisuras dando lugar a macrogrietas.

Estos efectos son ignorados por este modelo que se centra en la dilatancia post-rotura, lo que permite que se puedan interpretar los resultados de los ensayos; haciendo eso sí que se pase de la realidad al modelo tal y como se muestra en la Figura 4.7, lo que da lugar a que se produzca una cierta inexactitud, pero no errores importantes si se trabaja con el módulo elástico secante en vez del tangente.

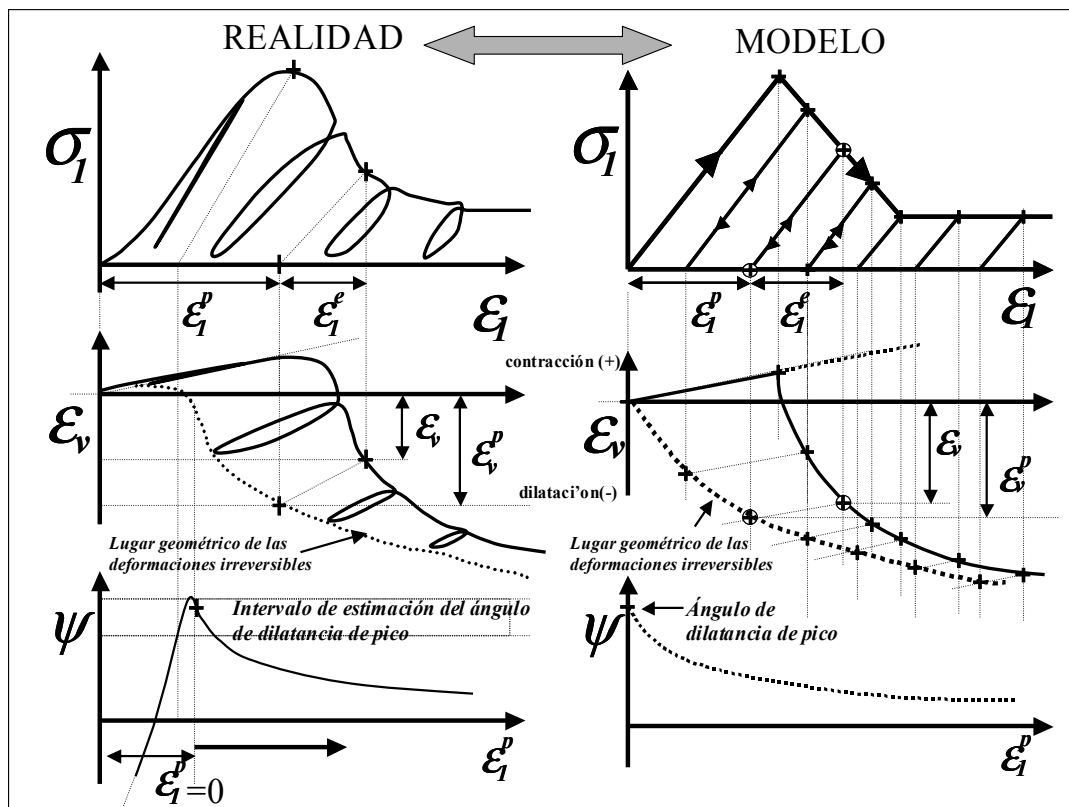


Figura 4.7. Relaciones tenso-deformacionales reales de un ensayo de compresión con varios ciclos de carga-descarga y relaciones ideales de acuerdo con el modelo. De arriba hacia abajo: tensión axial- deformación axial, deformaciones volumétricas total y plástica –deformaciones axiales total y función resultante de la dilatancia frente a la deformación axial plástica.

Con este modelo se han obtenido los valores de dilatación correspondientes a los ensayos de Medhurst (1996) y como muestra la Figura 4.8, parece lograrse un buen ajuste si incluye un decalaje de 5 milideformaciones (o milistrains), para tener en cuenta los efectos previos a la resistencia máxima señalados. En términos generales y en lo que respecta a la dilatación máxima se ha obtenido un ajuste razonablemente adecuado para diferentes tipos de rocas, como muestra la Figura 4.9.

Comportamiento de dilatación de muestras ensayadas por Medhurst (1996) con tensión de confinamiento variable (medidas y estimaciones del modelo).

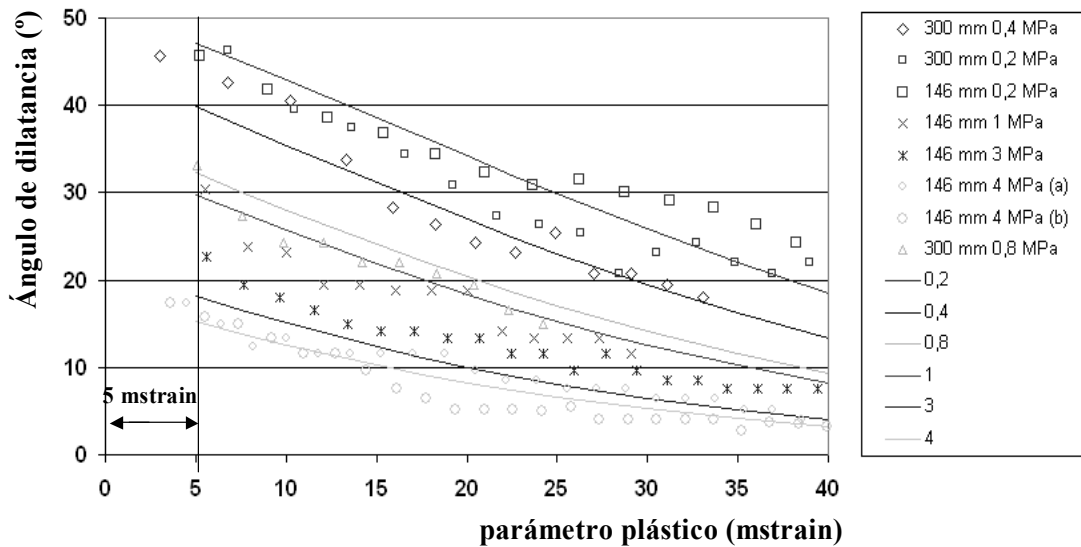


Figura 4.8. Ángulos de dilatación observados y estimados frente al parámetro plástico para una serie de ensayos triaxiales sobre muestras de carbón –146 y 300 mm– para confinamientos de 0.2, 0.4, 0.8, 1, 3 y 4 MPa.

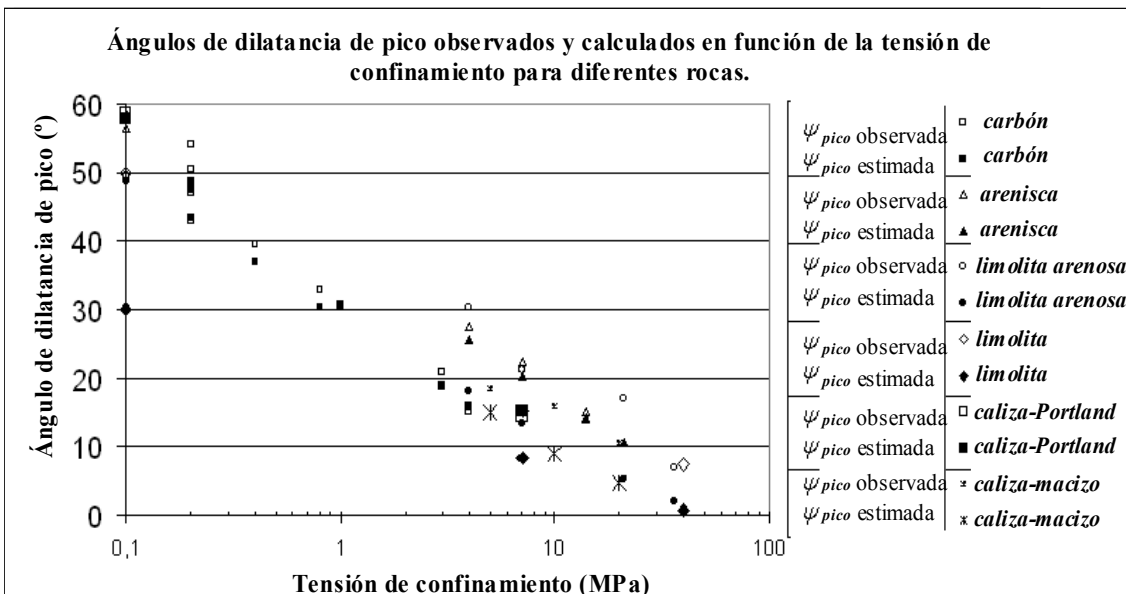


Figura 4.9. ángulos de dilatación de pico observados mediante reinterpretación a partir de diversos ensayos y obtenidos mediante el modelo propuesto.

En cuanto a la fase de “bajada” de la dilatancia con la plasticidad se han ajustado resultados de diferentes rocas, como muestra la Figura 4.10, lo cual ha permitido obtener algunos valores estimativos del parámetro $\gamma^{p,*}$ que se presentan en la Tabla 4.2, para las mismas y que será el único parámetro necesario, y usualmente desconocido, para aplicar este modelo.

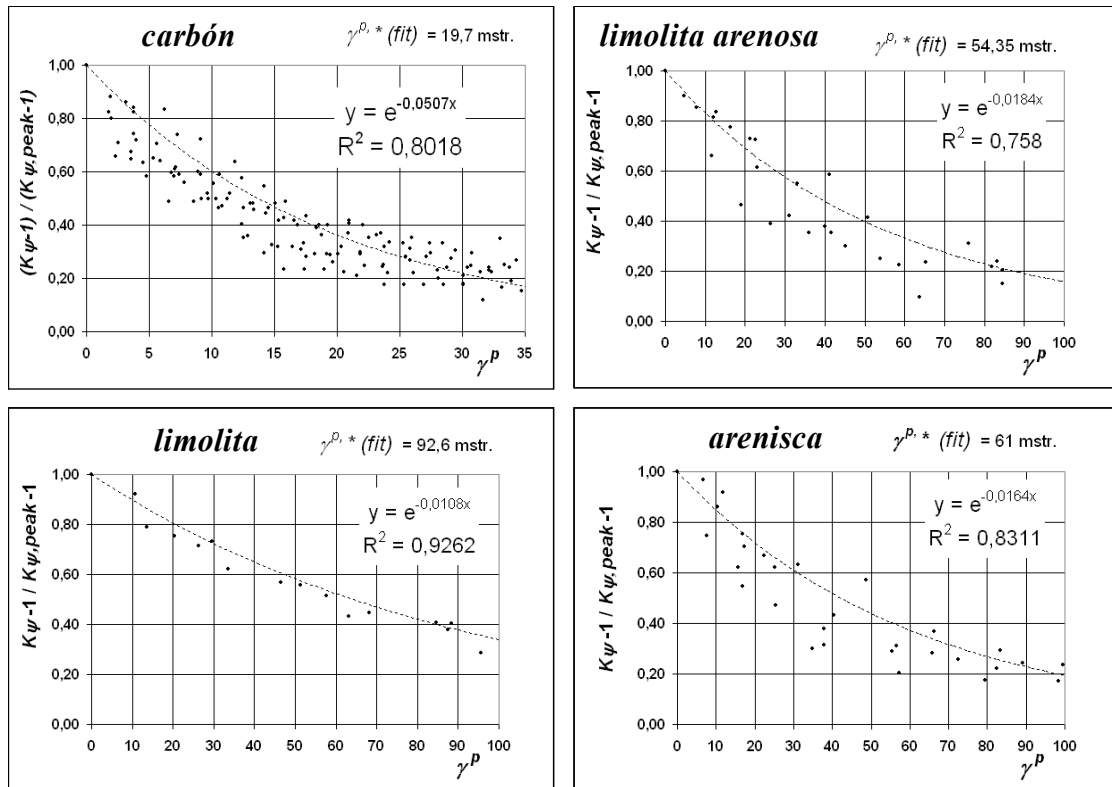


Figura 4.10. Representación de ensayos de Medhurst (1996) y Farmer (1987) en terminus de $K_{\psi-1} / K_{\psi,peak} - 1$ frente a γ^p . Ajuste de curvas exponenciales y estimación del parámetro $\gamma^{p,*}$.

Tabla 4.2. Valores del parámetro $\gamma^{p,*}$ estimados para algunos tipos de rocas sedimentarias.

Roca	parámetro $\gamma^{p,*}$ (mdef.)
Carbón	20
Limolita	90
Limolita arenosa	55
Arenisca	60

La aplicación del modelo mediante el código numérico FLAC (para el que se ha creado una subrutina específica de dilatancia) a la simulación axi-simétrica de ensayos triaxiales en carbón ha permitido obtener los resultados que se muestran en la Figura 4.11 en comparación con resultados reales de ensayos. También se ha aplicado el modelo a la obtención de curvas convergencia-confinamiento en túneles con resultados bastante coherentes aunque preliminares.

Este modelo de dilatación parte de una serie de observaciones y definiciones clásicas sobre este parámetro y de la reinterpretación de una serie de ensayos previamente publicados. El modelo refleja dependencias sobre el confinamiento, la plasticidad e indirectamente en la escala. La comparación de los resultados del modelo con valores reales muestra una Buena aproximación.

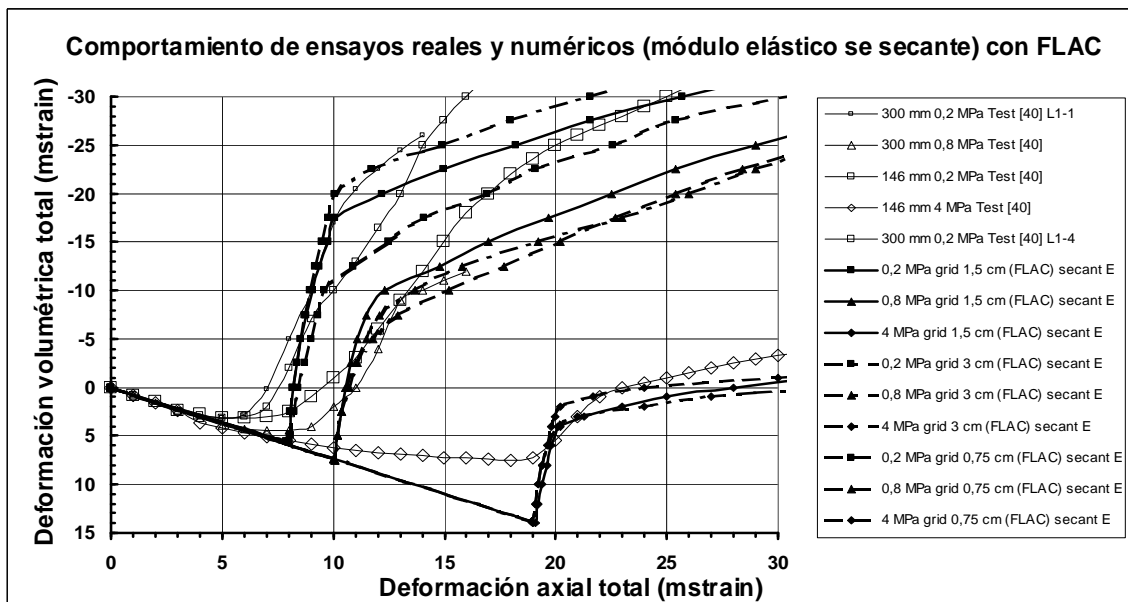
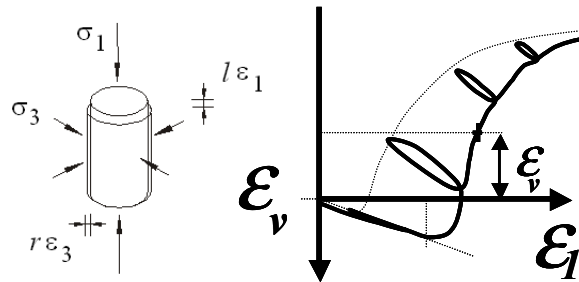


Figura 4.11. Representación de curvas de deformación totales volumétrica frente a axial para ensayos a compresión triaxial sobre probetas de carbón de Moura sometidas a diferentes niveles de tensión de confinamiento. Resultados reales y calculados mediante el código FLAC-2D (axi-simétricos) utilizando criterios de rotura de pico, evolutivos y residuales, el modelo de dilatación Alejano-Alonso y valores del módulo de Young secante estimados a partir de ensayos y para varios anchos de malla.

Las dos principales ventajas de este modelo son que en primer lugar no aumenta el número de parámetros necesarios para simular el macizo rocoso (sustituye $\gamma^{p,*}$ por un valor más o menos representativo e irreal de dilatación constante) y en segundo lugar que a pesar de su simplicidad permite obtener valores más realistas de la dilatación de acuerdo con su variación natural con el confinamiento y la plasticidad y como se ha observado a distintas escalas y se puede implementar en modelos numéricos de uso común en mecánica de rocas.

4.5. Dialéctica sobre la naturaleza continua-discontinua de los macizos rocosos

Da la impresión de que una doble naturaleza continua / discontinua pudiera ser indicada para los macizos rocosos. Analizados individualmente podríamos encontrar algunos muy continuos, otros menos y otros harto discontinuos. La naturaleza de los macizos rocosos es discontinua, aunque esto se olvida muy a menudo por los técnicos. A partir de aquí y si se olvidan los modelos continuos las posibilidades de enfocar los problemas que nos quedan son en principio dos: por un lado aplicar modelos de comportamiento discontinuo como las técnicas de elementos discretos bien representadas en dos y tres dimensiones por los programas UDEC y 3DEC desarrollados por Cundall (Itasca,1999) o los enfoques empíricos tipo RMR (Bieniawski, 1976) o Q (Barton et al.,1974).

Los programas de elementos discretos en dos dimensiones tienen el problema de que la realidad discontinua de los macizos es muy tridimensional. Estos problemas se solucionarían con el programa 3-DEC, pero al tener que incluir todos los datos representativos, como el comportamiento de cada familia de juntas del macizo, con sus propiedades relevantes, incluyendo además aspectos todavía no muy resueltos en este código, como la finalización de las juntas, etc... cualquier análisis resulta inexacto. Aunque estos métodos o las técnicas modernas de análisis probabilístico de cuñas como las propuestas por Windsor (1999) presentan una vía de investigación interesante, su aplicación a la mayor parte de proyectos reales resulta ineconómica.

La otra vía es la utilización de los métodos empíricos como los índices RMR de Bieniawski (1976, 1989) y Q de Barton (Barton et al., 1974 -1994), cuya principal ventaja frente a las clasificaciones geomecánicas más antiguas, es que reducen las probabilidades en tanto en cuanto al revés que los seres humanos ni olvidan ni se cansan. La aplicación de estas metodologías empíricas por personal cualificado, está resultando fundamental en el sentido que las excavaciones mineras y civiles mundo adelante son demasiadas como para acudir a análisis más detallados.

Al respecto de esta dialéctica, Londe (1993) valora positivamente los intentos de Hoek y Brown para intentar introducir el efecto de las discontinuidades sobre el comportamiento del macizo. Fairhurst (1991), por su parte, parte del hecho de que la estabilidad de la excavación y los principios que han de guiar el diseño del sostenimiento, son y seguirán siendo en general cualitativos; ya que además el nivel de conocimiento cualitativo de como las discontinuidades afectan al macizo rocoso no está demasiado bien desarrollado. Aun así valora muy positivamente el desarrollo de los programas UDEC y 3-DEC, en el sentido de utilizarlos como herramientas que permitan clarificar el comportamiento de un hueco ante la presencia de discontinuidades (debiéndose utilizar para realizar ensayos en serie); sin embargo ha observado que pequeños cambios en variables como la orientación, variabilidad o resistencia de las juntas dan lugar a grandes variaciones en la estabilidad, por lo que tampoco se puede considerar como muy validos estos programas. Tal vez, termina, el conocimiento cualitativo evolucione, y pueda dar lugar a sistemas de toma de datos de campo aplicables a sistemas de clasificación geotécnicos más racionales.

En este sentido, conviene aclarar lo que se considerará modelo continuo y modelo discontinuo, así como la validez o no de la Mecánica de los Medios Continuos. Los grados de discontinuidad que se pueden encontrar se han sintetizado en la Figura 4.12.

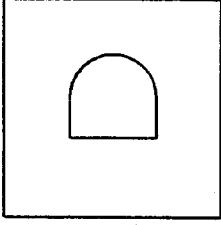
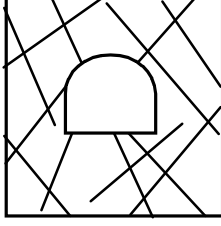
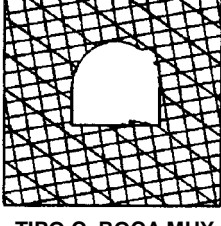
 <p>TIPO A. ROCA MASIVA</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se puede representar como un medio continuo con las propiedades de la roca sana
 <p>TIPO B. ROCA FRACTURADA</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se debe representar como un medio con las propiedades de la roca sana atravesada por juntas con propiedades conocidas (aunque su localización sólo será conocida estadísticamente) que aparecen como condiciones de contorno en la formulación de la Mecánica de los Medios Continuos. ▪ Salvo que se conozcan dónde se encuentran las discontinuidades (lo que prácticamente sólo ocurrirá en el caso de fallas) será preciso realizar diversas simulaciones que respeten las propiedades estadísticas conocidas de las discontinuidades (orientación de cada familia, espaciado medio, forma de las discontinuidades,, etc.) e intentar extraer una "información media".
 <p>TIPO C. ROCA MUY FRACTURADA</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sólo se puede abordar como un medio continuo con unas propiedades medias obtenidas a partir de las propiedades de la roca sana y de una medida de las propiedades de las discontinuidades (a través de índices de calidad). ▪ Se debe tomar un medio continuo equivalente tal que los promedios de desplazamientos y tensiones del medio muy fracturado coincidan con los desplazamientos y tensiones del medio sin fracturas con las propiedades mecánicas deterioradas. Existen varias alternativas para lograr esta representación. <ol style="list-style-type: none"> a) Enfoque heurístico (índices RMR, Q): mejor que buscar la convergencia de los valores medios se persigue la correcta representación de algunas variables (básicamente las ligadas al sostenimiento). b) Enfoque experimental: se busca la convergencia de valores medios a través de una simulación "masiva". c) Enfoque teórico: se combinan la representación de variables internas de deterioro y la teoría de homogeneización

Figura 4.12. Formas de abordar la simulación de diferentes tipos de macizos. Basado en Hoek, Kaiser y Bawden (1995). Cortesía de Balkema.

Barton señala que "... el mensaje de fondo que debe surgir de esta revisión de diferentes aspectos de la Mecánica de Rocas es el de ver a los macizos rocosos como discontinuos, y describirlos y simularlos con modelos de base discontinua, y no como modelos continuos modificados. Cuando un macizo rocoso no es simulado incluyendo cada una de sus componentes, se produce una situación tipo caja negra y los ingenieros tendrán cada vez un menor conocimiento de los posibles mecanismos reales de comportamiento..". Estas palabras son las que inducen a tildarle de "discontinuísta". No obstante continua Barton: "... Por

supuesto, para simular macizos rocosos buenos sometidos a elevadas tensiones, o pequeñas excavaciones como sondeos, o materiales muy degradados... los métodos continuos se pueden utilizar con cierta fiabilidad”.

Entendiendo que el párrafo anterior se refiere a macizos rocosos del tipo B (Figura 4.12), es cierto que emplear una representación con un medio sin discontinuidades con propiedades mecánicas equivalentes para un macizo de este tipo hace desaparecer fenómenos que pueden ser muy importantes (aquellos ligados a las concentraciones de tensiones entorno a las fracturas). Sin embargo, es importante subrayar que el problema no se puede resolver sólo representado explícitamente las fracturas; en general, tal y como se ha comentado anteriormente, sólo se conocerán ciertas propiedades estadísticas de las mismas y nunca se podrá representar el comportamiento correcto de la excavación.

Respecto al software que se puede utilizar en la simulación del comportamiento de macizos rocosos, también existen dos formas básicas de afrontar el problema, que se pueden representar por las siguientes siglas (Harrison y Hudson [2000]) que hacen referencia a las características del macizo (*CHILE*: continuo, homogéneo, isótropo y linealmente elástico – frente a *DIANES*: discontinuo, no homogéneo, anisótropo, no elástico y con efecto de escala).

Estos acrónimos se refieren a las dos formas de pensar respecto a la modelización del macizo rocoso. En el primero, se supone un material ideal que no está fracturado o si lo está, la fracturación se puede incorporar en las propiedades elásticas del medio continuo (se correspondería con los tipos A y C de la Figura 4.12., aunque habría que considerar el caso en que el macizo posea un comportamiento elastoplástico). En el segundo caso, se reconoce la naturaleza real del macizo rocoso (tipo B) y se simula la misma, aunque realizando aproximaciones groseras. La Mecánica de Rocas comenzó con la aproximación *CHILE* y en la actualidad ha desarrollado técnicas que permiten implementar una aproximación del tipo *DIANE*, como algunos códigos de elementos discretos bien representados en dos y tres dimensiones por los programas *UDEC* y *3DEC* desarrollados por Cundall (Itasca [1999]).

En cualquier caso, la modelización de macizos rocosos debe reproducir los mecanismos relevantes y los parámetros que gobiernan el comportamiento del mismo. Un aspecto delicado es la selección de las propiedades del macizo rocoso y del criterio de rotura, ya que a gran escala un macizo rocoso se comporta de forma muy diferente a una muestra en un ensayo de laboratorio. Los macizos rocosos son esencialmente medios heterogéneos y discontinuos; la discontinuidad empieza a escala de las microfisuras y entre los granos minerales de la roca y se extiende a varios tipos de fracturas y fallas a escala macroscópica. En un macizo rocoso, a medida que el tamaño de la muestra que se recoge aumenta se está recogiendo (i) roca intacta, (ii) roca fracturada y (iii) macizo rocoso. Estos especímenes proporcionarán, sometidos a ensayos similares, diferentes resultados, ya que poseen aspectos diferentes en cuanto a fracturación y heterogeneidades. De hecho, está constatado experimentalmente que muestras geoméricamente homotéticas de la misma roca o macizo, sometidas a cargas en condiciones similares, proporcionan resultados que son función del tamaño de muestra. A esta variación en los resultados con el tamaño de muestra se conoce como *efecto de escala* (Pinto da Cunha [1993]). Por lo tanto es inevitable tener en cuenta este efecto de escala (Peres Rodrigues [1993] y Pinto da Cunha [1993]) a la hora de seleccionar adecuadamente los parámetros materiales del macizo rocoso.

4.5.1. Aplicación de los métodos numéricos a modelización de macizos rocosos.

La complicada naturaleza de los macizos rocosos y sus respuestas lleva también a una utilización de métodos analíticos y numéricos muy distinta de la que se hace en otras ramas de la tecnología como la resistencia de materiales, construcción, tecnología nuclear... en las que el comportamiento de los materiales y sus parámetros resultan bien conocidos. En mecánica de rocas el macizo rocoso en cuestión no se puede elegir y en general el punto de partida siempre es una ausencia importante tanto de datos como de conocimiento que sólo puede ser levemente superada con un buen reconocimiento geotécnico.

Un modelo de un macizo rocoso deberá adaptarse a las siguientes condiciones (i) las propiedades del macizo son inciertas y están distribuidas aleatoriamente, (ii) las medidas son imperfectas y limitadas en número, (iii) las cargas son inciertas y variables en el tiempo, (iv) hay un enorme número de parámetros que influyen y (v) la tridimensional suele jugar un importante papel. Estas condiciones inherentes a la mecánica de rocas, se traducen, en la resolución de problemas, en un elevado grado de complejidad y un resultado incierto. Las respuestas a los problemas geotécnicos, obtenidas mediante modelos imperfectos, sólo serán una aproximación con un elevado grado de incertidumbre. Hay que pensar que un modelo debe servir principalmente para aclarar ideas en un contexto complejo e incierto (Londe, 1993).

Ciertamente, los modelos en mecánica de rocas se encuentran dentro de la categoría de "problemas con limitación de datos", pues casi nunca se conoce suficientemente el macizo rocoso para simularlo sin ambigüedad. Es por ello que los que trabajan en este ámbito han caído en la cuenta que no se pueden hacer enfoques de problemas convencionales, sino que hay que adoptar una metodología apropiada y específica. Esta metodología ha de ser más heurística y flexible que las convencionales; por ello, las técnicas de verificación y validación propias de problemas de los que se tienen muchos datos y mucho conocimiento, pierden un poco el sentido en esta tecnología más apegada a la naturaleza. (Starfield y Cundall, 1988).

Esto implica, a su vez, la aplicación casi "necesaria" en algunos casos de modelos basados en la teoría de la probabilidad (p. ej. el método de Montecarlo), más que en modelos deterministas, en los que la selección de las funciones de probabilidad de los datos de entrada es el aspecto clave para la obtención de buenos resultados. En el caso de modelos deterministas la tendencia (lógica) general ha sido y es el sesgar siempre hacia el lado de la seguridad los datos de entrada.

4.6. Consideraciones sobre el comportamiento frágil

En los últimos tiempos se ha venido constatando que el comportamiento de determinados macizos rocosos, sobre todo cuando se trabaja a grandes profundidades, no encaja suficientemente bien con las metodologías de caracterización y análisis de comportamiento que se vienen utilizando tradicionalmente y basadas en la utilización de los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

Por ello, distintos grupos de investigadores ligados al diseño de explotaciones mineras subterráneas, han venido profundizando en el desarrollo de modelos que se adapten mejor a las realidades observadas in-situ, tanto desde un punto de vista puramente empírico, como en la base teórica que pudiera ser aplicable a este tipo de excavaciones. El mejorar el conocimiento de estos temas tiene como objetivo último mejorar la capacidad técnica para incrementar los niveles de seguridad en el diseño y la construcción de almacenamientos profundos, grandes excavaciones subterráneas, explotaciones mineras subterráneas y túneles a gran profundidad. A elevadas profundidades el terreno no suele perdonar, por lo que se requiere una aplicación harto cuidadosa de la técnica para minimizar el riesgo hasta niveles razonablemente aceptables tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la economía.

En excavaciones subterráneas muy profundas en rocas duras los procesos de inestabilidad suelen ir asociados a fenómenos de rotura frágil, que suelen dar lugar a nuevas fracturas que se propagan paralelamente a la periferia de las excavaciones. Uno de los parámetros clave que caracteriza esta rotura frágil es el nivel de tensión necesario para iniciar y propagar estas fracturas a través de la roca intacta o del macizo rocoso. En principio a profundidades medias las zonas con fracturas de este tipo suelen encontrarse muy próximas a la periferia de la excavación pero a mayores profundidades pueden penetrar mucho más en el macizo rocoso y además tienden a abarcar todo el borde del hueco.

Al revés que en el caso de los materiales dúctiles o elasto-plásticos perfectos (como p.ej. los suelos o los macizos rocosos de calidad geotécnica baja), en los que se pueden producir superficies de deslizamiento sin comprometer la continuidad del material, la rotura frágil trata materiales en los que se ha de perder la continuidad a través de fracturas inducidas tensionalmente, antes de que se produzcan mecanismos de rotura cinemáticamente viables.

4.6.1. Características básicas de los macizos rocosos frágiles

En el ámbito de la ingeniería de los macizos rocosos en los últimos años se ha venido utilizando el criterio de rotura de Hoek-Brown (última versión Hoek & Brown, 1997) para el análisis de la estabilidad de excavaciones subterráneas en macizos rocosos. El origen de este criterio está en el análisis de ensayos de rotura de muestras cilíndricas de roca intacta en laboratorio y en la extrapolación de la reducción de la resistencia basada en la noción de que un macizo rocoso fracturado es mucho más débil en su resistencia al corte que la roca intacta.

A lo largo de los últimos quince años bastantes investigadores han observado que la aplicación de este criterio de rotura al caso de la rotura frágil ha venido dando resultados inexactos, limitados o que no coincidían con la realidad observada in-situ (Martín y Chandler, 1994; Pelli et al., 1991). Estos y otros autores han logrado demostrar mediante análisis retrospectivos que las fracturas de origen frágil se inician para niveles de tensión de entre 0,3 y 0,5 veces la resistencia a compresión simple de la roca intacta en laboratorio, casi independientemente del nivel de confinamiento al que este sometida la zona de roca analizada (Figura 4.13).

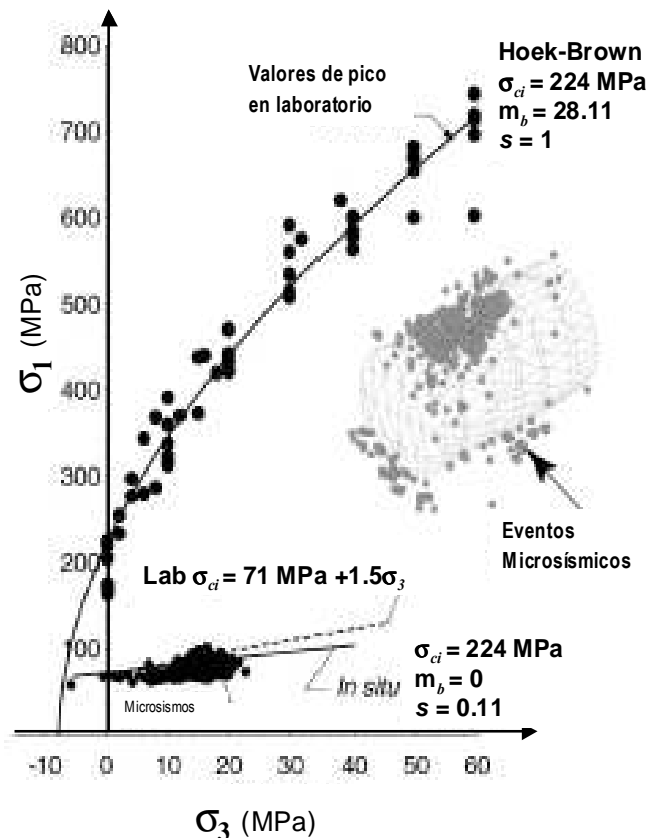


Figura 4.13: Ejemplo de criterio de rotura de Hoek-Brown a partir de ensayos sobre muestras de laboratorio y parámetros ajustados a los valores de iniciación del daño a partir de eventos micro sísmicos in-situ. Según Martín y Chandler (1994). Cortesía de Elsevier.

El enfoque clásico de Hoek-Brown parece funcionar bien para estimar la resistencia al corte en macizos rocosos dúctiles alrededor de taludes o túneles poco profundos, pero cada día son más las evidencias que indican que dicho enfoque no parece adecuado para estimar la resistencia de la roca en el entorno de excavaciones profundas en macizos rocosos duros. La diferencia fundamental entre ambos enfoques radica en que a poca profundidad el deslizamiento a través de juntas o el cizallamiento de la matriz rocosa son los procesos de inestabilidad dominantes, mientras que a mayor profundidad el mecanismo que controla la inestabilidad es la creación de fracturas inducidas por los elevados niveles tensionales (Martín y Chandler, 1994; Diederichs, 1999).

Latjai et al. (1990) sugieren que la iniciación de la fracturación puede ser causada por fracturas originadas por tracción. Debido a que los enlaces químicos propios de los minerales formadores de la mayor parte de las rocas (silicatos, carbonatos...) son covalentes, y estos enlaces resisten mucho más a tracción que cortante (al revés p. ej. que los enlaces metálicos, las rocas son básicamente más débiles a tracción que a cortante o que a compresión. Así parece que en la rotura de rocas sometidas a compresión o cizalla, los procesos de rotura están gobernados por fenómenos de tracción, siempre que las tracciones que se generen superen la resistencia a tracción de los materiales rocosos. La aparición de fenómenos de tracción locales en zonas sometidas a cortante o tracción es un hecho paradójico que se puede explicar por la heterogeneidad propia de las rocas.

Ciertamente Diederichs (1999) demuestra que este fenómeno es relativamente común en rocas sometidas a tensiones de confinamiento bajas. Este autor, utilizando el programa PFC (2002) que simula el comportamiento de las rocas como conjuntos de partículas heterogéneas con determinados tipos de enlaces, estudió el comportamiento de un ensayo en granito con un confinamiento de 20 MPa. Como resultado observó que aun con dicho confinamiento, el número de fracturas generadas por tracción hasta poco antes de romperse la muestra superaba por cincuenta a uno al número de las fracturas generadas por cortante, como muestra la Figura 4.14. También entendió Diederichs (1999) que la heterogeneidad tanto en el tamaño de grano como en las propiedades geomecánicas de los materiales era el aspecto clave en la paradójica generación de tracciones en un campo tensional compresivo.

Observó finalmente que en un sistema en el que se evita la propagación inestable de fracturas individuales (como el que él simulaba, y como se entiende que ocurre en las rocas) existe una relación estadística consistente (para un nivel de confinamiento) entre el nivel tensional requerido para la iniciación de las microfrazuras (que en ensayos no confinados de laboratorio se estimaría como el primer punto de no linealidad de la curva tensión deformación axial), denominado en la literatura anglosajona como “onset of dilatancy”, referida a dilatancia pre-rotura) y aquel, en el que una densidad crítica de fracturas acumuladas da lugar a la interacción o coalescencia de las fracturas y por tanto al comienzo de la rotura progresiva del material rocoso. La relación entre esos dos niveles tensionales era estimativamente del orden de dos.

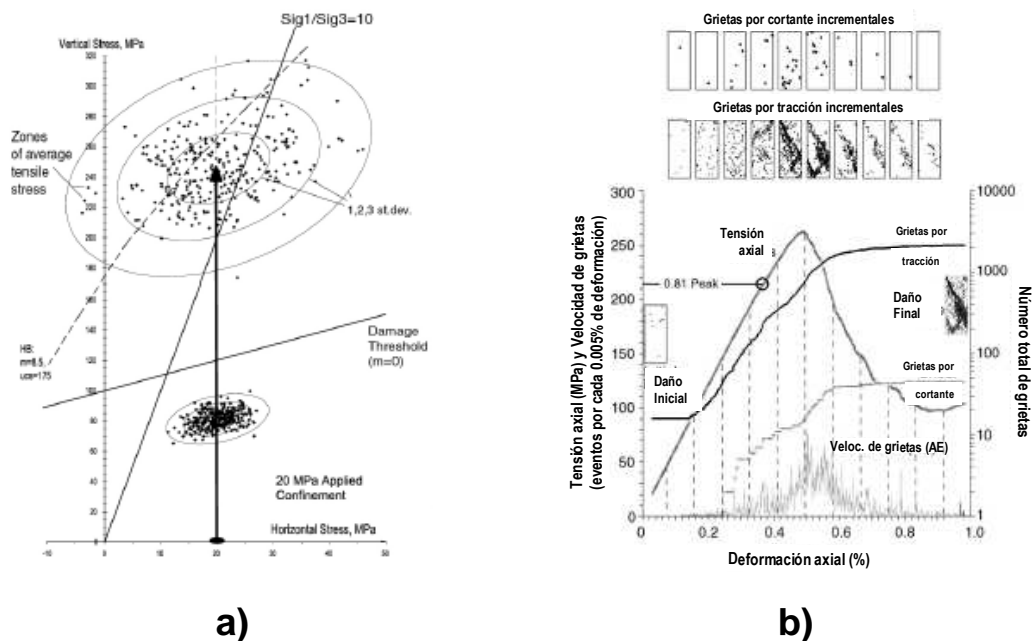


Figura 4.14: a) Variaciones de la tensión local interna para una tensión de confinamiento externa de 20 MPa, que da lugar a zonas localizadas de tensiones de confinamiento bajas e incluso negativas o de tracción. b) Ejemplo de los resultados tenso-deformacionales de un ensayo del caso anterior para un modelo de partículas, en el que además se muestran el número de microfrazuras o grietas originadas por tracción y por cortante, junto con la velocidad de aparición de grietas por unidad de deformación estimada a partir de valores de emisión acústica. Ambas según Diederichs (1999).

Mientras la iniciación de la fracturación depende de un umbral tensional o tensión crítica, la interacción o coalescencia de fracturas depende en general de que se alcance una densidad de fracturas crítica. En ensayos clásicos de laboratorio donde la aplicación de carga es monótona creciente esta densidad crítica se alcanza para una tensión del orden del doble de la de iniciación. Sin embargo, en el macizo rocoso que rodea a una cavidad subterránea, el camino de carga es bastante diferente y la densidad de fracturas crítica se produce a tensiones notablemente inferiores de aquellas a las que tendría lugar en laboratorio.

En determinadas situaciones, la interacción entre fracturas coincide con la iniciación, lo cual da lugar a que la resistencia de la roca baje a los niveles tensionales propios de la iniciación de la fracturación (“onset of dilatancy”) que suelen darse para valores de entre 0,3 y 0,5 veces la resistencia de la roca. Este efecto está a día de hoy bien observado y documentado in-situ en macizos rocosos masivos y con pocas discontinuidades. Así, por ejemplo, se observó en el URL (Laboratorio Subterráneo de Investigación) de la AECL (Compañía canadiense de la energía atómica), según relatan Martín y sus colaboradores, en algunas de sus publicaciones (1994, 2002).

4.6.2. Criterio de rotura para macizos frágiles

Los criterios de rotura clásicos como el de Mohr-Coulomb y el de Hoek-Brown asumen que la cohesión y la fricción contribuyen a la resistencia máxima y que se movilizan instantánea y simultáneamente. Esto, se ha observado que es rigurosamente cierto para niveles de confinamiento elevados en macizos que se comporten de manera dúctil (calidad geotécnica mala). Sin embargo Martín *et al.* (1999) indican que la suposición de movilización instantánea y simultánea de la cohesión y la fricción, no es correcta en rocas frágiles sometidas a un campo tensional compresivo con bajo confinamiento. En estas condiciones, las fracturas se abren nada más iniciarse lo que inhibe la movilización simultánea de cohesión y fricción. Hajiabdomajid *et al.*, (2000) sugieren que la movilización de la resistencia frágil se puede representar razonablemente como un proceso en dos etapas, con una fase previa a la rotura o a la máxima resistencia dominada por la resistencia cohesiva del material y una resistencia residual controlada por la resistencia friccional movilizada en el material roto. De alguna manera la parte friccional de la resistencia sólo entra en juego cuando la roca está lo suficientemente dañada para poderse considerar no cohesiva.

A niveles de confinamiento bajos la acumulación de daño en la roca, equivalente a pérdida de cohesión tiene lugar cuando la diferencia entre las tensiones principales alcanza o supera un valor del orden de entre un tercio y un medio de la resistencia a compresión simple de la roca. Esto equivale a que el criterio de rotura tendrá una forma bilineal que comenzará para valores de fricción nula (si se expresa en términos del criterio de rotura de Mohr Coulomb) o valores de $m = 0$ (si se expresa en términos del criterio de rotura de Hoek-Brown), tal y como indican Kaiser *et al.* (2000). Por debajo de este umbral de deterioro ($m = 0$) la roca no sufrirá ningún tipo de afección, pero cuando este umbral se supere se podrá comprobar que la roca comienza a producir emisión acústica y se irá deteriorando (este deterioro causará la rotura si la roca no está o está apenas confinada; y si la roca está muy confinada necesitará un incremento significativo de la tensión principal mayor aplicada para acabar produciendo la rotura por cortante).

Cuando el estado tensional alcance una zona de bajo confinamiento y supere el umbral de daño la coalescencia o interacción de fracturas producirá la inestabilidad por descascarillado o "spalling" con fracturas orientadas preferentemente en la dirección paralela a la de la tensión principal mayor. Así pues, la resistencia del macizo rocoso in-situ será significativamente menor que la predicha a partir de ensayos de laboratorio, en los que este tipo de rotura queda notablemente atenuado por el particular estado tensional que se produce en muestras cilíndricas. Además si se generan tracciones, la roca se rompe por la rotura a tracción de los contactos entre bloques y tienen lugar mecanismos de caída de bloques o derrabes.

Atendiendo a todo lo señalado el espacio tensional (σ_1/σ_3) se podría dividir en cuatro zonas, a saber, zona de roca (no hay deterioro), zona de rotura por cortante, zona de rotura frágil por descascarillado o "spalling" y zona de rotura por tracción (Figura 4.15). Cuando un camino tensional entra en la zona de bajo confinamiento (por ejemplo en el entorno de una excavación) la propagación de fracturas resulta muy sensible al nivel de confinamiento, así a medida que la relación σ_3/σ_c se acerca a cero, la tendencia de las microfisuras a propagarse e interactuar se incrementa de manera exponencial. A medida que dicho coeficiente se incrementa esta tendencia se atenúa hasta llegar a desaparecer. Se puede decir que las líneas con valores constantes de dicha relación representan estados tensionales con un potencial de interacción o coalescencia de microfisuras equivalente. El proceso de pérdida de cohesión y deterioro de la roca es no lineal y se va acelerando a medida que la tensión de confinamiento disminuye.

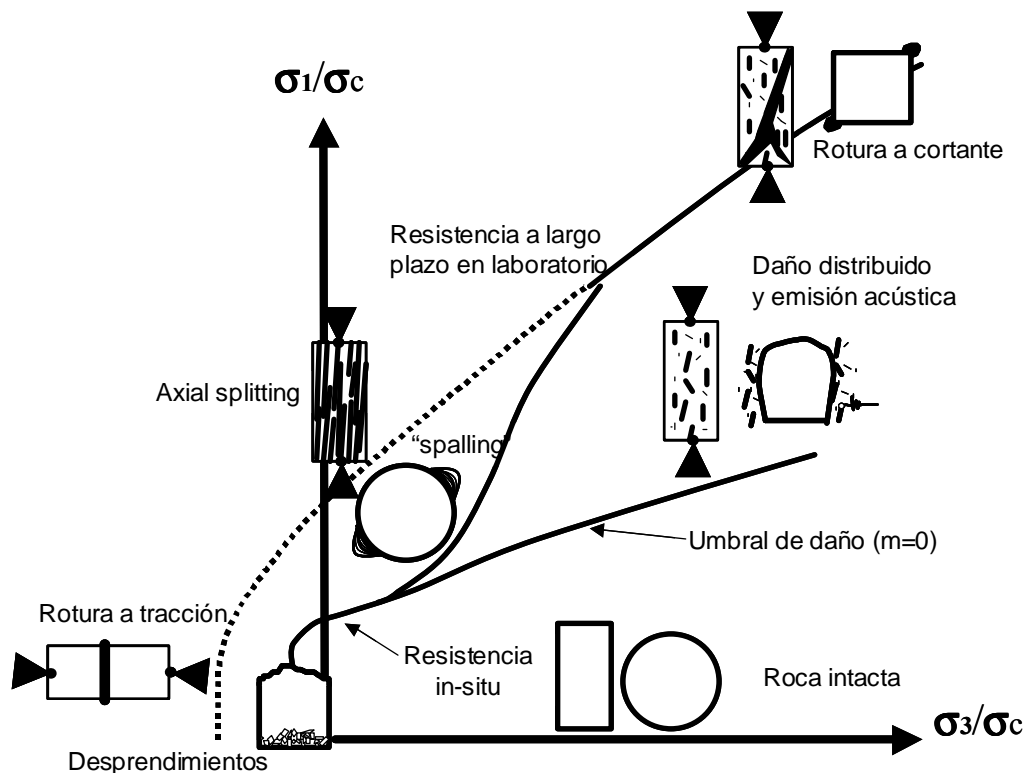
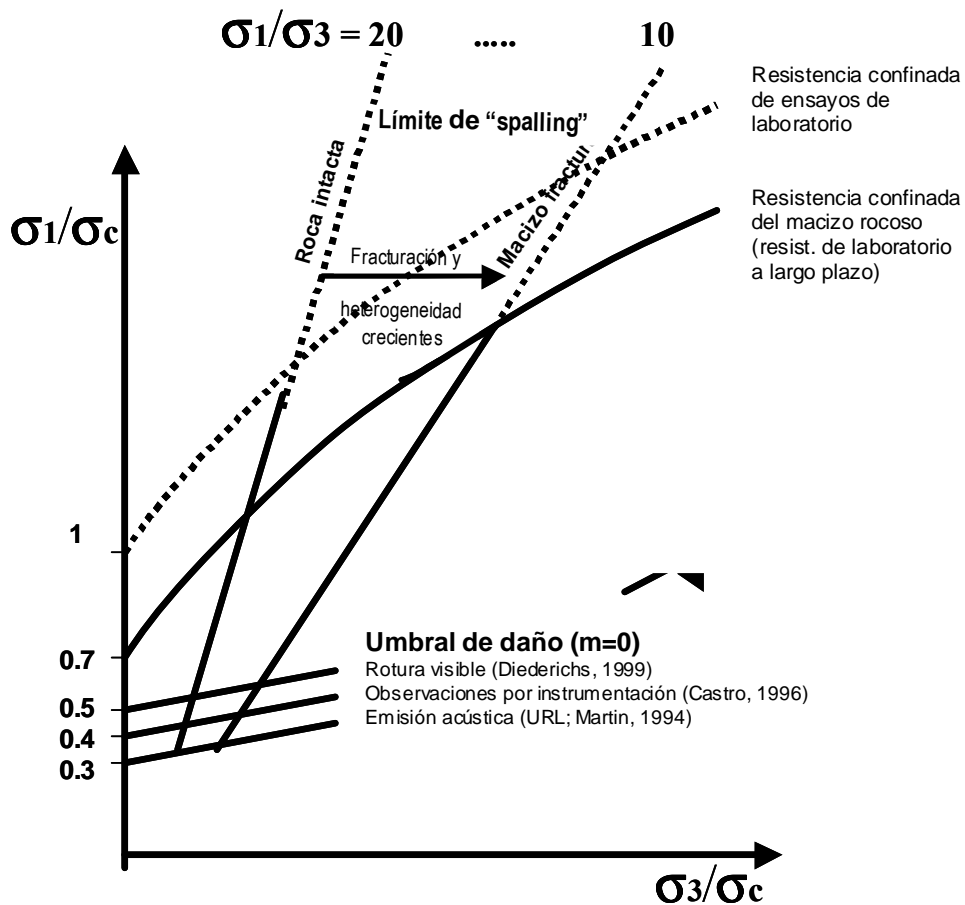


Figura 4.15: Envoltorio de rotura esquemático para la rotura frágil en la que se muestran las cuatro zonas de diferente mecanismo de comportamiento de la roca: Roca intacta, rotura por cortante, "spalling" o descascarillamiento y rotura con desprendimiento. Según Diederichs (2003). Cortesía de Springer-Verlag.

Como se ha señalado la heterogeneidad da lugar a que aparezcan localmente zonas sometidas a tracción. En estas zonas el potencial de propagación y coalescencia de las microfisuras es muy grande, más grande en todo caso que el predicho en función de la relación σ_1/σ_3 . Así Kaiser *et al.* (2000) han estimado que cuando se supera un cierto límite de σ_1/σ_3 , se comienzan a encontrar zonas locales con tracción, promovándose la rotura inestable frágil.

4.6.3. Conclusiones sobre la rotura frágil

Se ha observado que la rotura frágil en excavaciones profundas en macizos rocosos de buena calidad geotécnica tiene lugar cuando el estado tensional de la periferia de la excavación se encuentra por encima del denominado "umbral de deterioro". Así pues la rotura en estos casos se puede predecir utilizando un criterio de rotura bilineal, con una primera línea que viene dada precisamente por este umbral y una segunda línea marcada por el límite de descascarillado o "spalling".



3.4
8)

Figura 4.16: Ejemplo de limite inferior bilineal para la envolvente de rotura en la rotura frágil de rocas y macizos rocosos duros. Los límites para la aplicación de $m=0$ en esta gráfica vendrán dados por un determinado valor del ratio σ_1/σ_3 . Según Kaiser *et al.* (2000).

En términos del criterio de rotura Hoek-Brown la primera porción de la envolvente de la rotura frágil se puede estimar a partir de los llamados parámetros de resistencia frágil del macizo y que serán una m nula y un valor de s entre 0.11 y 0.25. Sustituyendo estos valores en el criterio de Hoek-Brown, se obtendrá expresión del tipo $\sigma_1 - \sigma_3 = 1/3$ a $1/2$ de σ_c , criterio de rotura este adecuado para definir el umbral de deterioro. Este umbral dependerá en realidad del grado de fracturación preexistente y del nivel de heterogeneidad del macizo rocoso (Figura 4.16).

Por encima de este umbral, la resistencia confinada del macizo rocoso, según se determina a partir de ensayos de laboratorio quedaría cortada lateralmente por el denominado límite de “spalling” o descascarillado marcado por una relación del tipo $\sigma_1/\sigma_3 = 10$ ó 20 . La pendiente real de esta línea vendrá también marcada por factores que controlen la aparición de tracciones locales en el interior de la roca y por lo tanto dependerá del nivel de heterogeneidad de la roca y del macizo rocoso y del grado natural de fracturación (Figura 4.16).

Para niveles de confinamiento superiores a estos, se mantendría el criterio de rotura de Hoek-Brown, tal y como estos autores lo proponen.

REFERENCIAS

- Afrouz, A.A. (1992): "*Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure*". CRC Press Inc.
- Alejano, L., Ramírez-Oyanguren, P. y Taboada, J. (1999): "FDM predictive methodology of subsidence due to flat and inclined coal seam mining". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 36, no.4.*, pp 475-491.
- Alejano, L.R. y Alonso, E. (2005): "Considerations of the dilatancy angle of rocks and rock masses". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 42, no.4.*
- Alonso, E. (2001). "Curvas convergencia-confinamiento: resolución numérica y aplicación a macizos rocosos con comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento". Tesis Doctoral. Universidad de Vigo.
- Archambault, G., Roleau, A, Daigneault, R., Flamand, R. Progressive failure of rock masses by a self similar anastomosing process of rupture at all scales and its scale effects on their shear strength. Proc. 2nd Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1993, Lisbon, pp. 133-141. Pinto da Cunha (ed.). Balkema.
- Bakhtar, K. y Barton, N. (1984): "Large scale static and dynamic friction experiments". 25th U.S. Rock Mech. Symp. North-Western Univ. Illinois. Ed. Balkema.
- Barton, N. (1999): "General report Concerning some 20th Century Lessons and 21st Century Challenges in Applied Rock Mechanics, Safety and Control of the Environment". 9^o Congreso Internacional de la ISRM.. Paris (Francia). Ed. Balkema.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 39*, pp. 185-216.
- Barton, N., Lien, R. y Lunde, J. (1974): "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". *Rock Mechanics (6) 4*. pp 189-236.
- Barton, N. y Grimstad, E. (1994): "The Q-System following 20 years of application in NAMT support selection". 43rd Colloquy, Salzburgo (Austria). *Felsbau. 6/94*. pp 428-436.
- Bieniawski, Z.T. (1974a): "Estimating the Strength of Rock Materials". *J. S. African Inst. Min. Metall. vol.74-8.*, pp 312-320.
- Bieniawski, Z.T. (1974b): "Determining Rock Mass Deformability-Experience from Case Histories". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 15, no.3.*, pp 237-247.
- Bieniawski, Z.T. (1976): "Rock Mass Classification in Rock Engineering". Actas del Simp. Int. Exploration for Rock Engineering, pp 97-106, Cape Town, ed. Z.T. Bieniawski. Balkema.
- Bieniawski, Z.T. (1989): "*Engineering Rock Mass Classifications -A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering-*". J.Wiley, Nueva York.
- Brady, E. y Brown, E.T. (1985): "*Rock Mechanics for Underground Mining*". Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.
- Brown, E.T., Bray, J.W. y Santarelli, FJ (1989): Influence of stress-dependent elastic moduli on stresses and strains around axi-symmetric boreholes. *Rock Mech. Rock Eng.*, 1989, 22, 189-203.
- Carranza Torres, C. (1999): "The Elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that obey the Hoek-Brown failure criterion". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 36, no.5.*
- Coulthard, M.A. y Little, T.N. (1999): "Modelling of stability of high west-wall at Oki Tedi Copper-Gold Mine. In *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics*. Minneapolis, EEUU. pp 39-46. Ed. Balkema
- Derek Martin, C. (1995): "Brittle rock strength failure: Laboratory and in situ". 8^o Congreso Internacional de la ISRM.. Tokyo (Japón). Vol. II. pp 1033-1040. Ed. Balkema.
- Detournay, E. Elastoplastic model of a deep tunnel for a rock with variable dilatancy. *Rock Mech. & Rock Eng.* 1986, vol. 19, pp. 99-108. Springer.
- Diederichs, M.S. (1999): "*Instability in hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation*". Tesis doctoral de la Universidad de Waterloo, Ontario, Canadá, 556 pp.
- Diederichs, M.S. (2003): "Rock Fracture and Collapse Under low Confinement Conditions". *Rock Mech. Rock Engng. Vol 36 (5)*, pp 339-381.

- Duncan-Fama, M.E. (1993): "Numerical model of yield zones in weak rock". In *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. II. pp 49-75. Ed. Hudson. Pergamon Press.
- Duncan-Fama, M.E., Trueman, R. y Craig, M.S. (1995): "Two- and Three-Dimensional Elasto-Plastic Analysis for Coal Pillar Design and its Application to Highwall-Mining". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* vol. 32, no.3., pp 215-225.
- Farmer, I.W. (1983): "*Engineering Behaviour of Rocks*". 2ª edn. Chapman & Hall, Londres, RU.
- Fairhurst, Ch. (1991) : "General philosophy of support design for underground structures in hard rock" . En *Underground Structures: Design and Construction*. Developments in Geotechnical Engineering Series, 59B. Ed. Sinha, R.H. Elsevier.
- Fang, Z. (2001): "A local degradation approach to the numerical analysis of brittle fracture in heterogeneous rocks". Tesis doctoral de la University of London, Reino Unido.
- Fang, Z., Harrison, J.P. (2002): Application of a local degradation model to analysis of brittle fracture of laboratory scale rock specimens under triaxial conditions. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, 2002, Vol. 39, pp. 459-476.
- Galera, J.A. (1995): "Notas del Curso de doctorado: Caracterización Geotécnica de Macizos Rocosos". Celebrado en la ETSI Minas de Madrid, en Mayo de 1995.
- Hajjabdolmajid, V., Martin, C.D., Kaiser, P.K. (2000). "Modelling brittle failure". En actas del 4th North America Rock Mechanics Symp. Seattle, Wash. EEUU. Balkema, Rotterdam, 8 pp.
- Harrison, J.P. y Hudson, J.A. (2003): "*Engineering Rock Mechanics. Part 2: illustrative Worked Examples*". Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, UK, Ed. Pergamon. Reino Unido.
- Hoek, E. (1999): "Support for very weak rock associated with faults and shear zones". In *Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*. pp 19-34. Kalgoorlie, West. Australia. Ed. Villaescusa, Windsor y Thompson. Ed. Balkema.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1980): "*Underground Excavations in Rock*". IMM..
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1988): "The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update". Proc. 15 th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto. 31-38.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1997): "Practical estimates of rock mass strength". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* vol. 34, no.8., pp 1165-1187.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002a. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In R. Hammah, W. Bawden, J. Curran, & M. Telesnicki (Eds.), *Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto – 10 July 2002*, pp. 267–273. University of Toronto.
- Hoek, E. & Diederichs, M.S. (2005): Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. of Rock Mech. And Min. Sci.* Vol. 45, pp. 2005.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1994): "*Support of Underground excavations in Hard Rock*". A.A. Balkema.
- Itasca. (1993): "User manual for FLAC, Version 3.22". Itasca Cons. Gr. Inc., Minnesota, EEUU.
- Itasca. (2000): "User manual for UDEC, Version 3.1". Itasca Cons. Gr. Inc., Minnesota, EEUU.
- Itasca. (2002). "User manual for PFC, Version 2.0". Itasca Cons. Group Inc., Minnesota, EEUU.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1976). *Fundamentals of Rock Mechanics*, 2nd ed (1st ed. 1969). Science paperbacks. 1976. Norwich, EEUU.
- Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J., Steiner, W. (2000). *Underground Works in Hard Rock Tunneling and Mining*. Actas de GeoEng2000, Melbourne, Australia, 84 pp.
- Latjaj, E.Z., Carter, B.J. Ayari, M.I. (1990). Criteria for brittle fracture in compression. *Eng. Fracture Mech.* Vol. 37. (1), pp 25-49.
- Londe, P. (1993): "Safety Concepts applied to rock Mechanics". In *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. II. pp 749-777. Ed. Hudson. Pergamon Press.
- Lorig, L. y Varona P. (1999): "Notas del Curso de UDEC". Celebrado en Madrid, del 29 de Noviembre al 1 de Diciembre del 1999.
- Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994). The progressive failure of Lac du Bonnet Granite. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* Vol 31. (6), pp 643-659.
- Martin, C.D. (1995): "Brittle rock strength failure: Laboratory and in situ". 8º Congreso Internacional de la ISRM.. Tokyo (Japón). Vol. II. pp 1033-1040. Ed. Balkema.

- Martin, C.D., Kaiser, P.K., Mc Creath, D.R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 36. (1), pp 136-151.
- Medhurst, T.P. (1996) Estimation of the in situ strength and deformability of coal for engineering design. Tesis doctoral de la University of Queensland, Australia.
- Medhurst, T.P. y Brown, E.T. (1998): "A study of the Mechanical Behaviour of Coal for Pillar Design". *Int. Journal of Rock Mech. Sci.* Vol. 35, no.8., pp 1087-1105. Oct., 1998.
- Panet, M. (1993): "Understanding Deformations in Tunnels". In *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. I. pp 663-690. Ed. Hudson. Pergamon Press.
- Panet, M. (1995): "*Le calcul des tunnels par le methode des curves convergence-confinement*". Presses de l'École National des Ponts e Chausseés. Paris.
- Pelli, F., Kaiser, P.K., Morgenstern, N.R. (1991). An interpretation of ground movements recorded during construction of Donkin-Morien Tunnel. *Canadian Geotechnical J. . Vol 28. (2)*, pp 239-254.
- Peres Rodrigues, F. (1990): "*About LNEC experience on scale effects on the deformability of rocks*". Proc. of the First Int. Workshop on Scale effects in rock masses, pp. 155-164, Loen.
- Pethukov, I.M. y Linkov, A.M. (1979): "The theory of post-failure deformation and the problem of stability in rock mechanics. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 16*, pp 17-56.
- Pinto da Cunha, A.(1993). Scale effects in rock engineering – An overview of the Loen Workshop and other recent paper concerning scale effects.. Proc. 2nd Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1993, Lisbon, pp. 3-14. Pinto da Cunha (ed.). Balkema.
- Pusch, R. (1995). "*Rock mechanics in a geological base*". Developments in Geotechnical Engineering Series, 77. Elsevier.
- Ramírez Oyanguren, P. (1995): "Características mecánicas de los macizos rocosos". Jornadas Técnicas sobre aplicaciones Informáticas a la Ingeniería de Túneles. Madrid, 1995.
- Ribacchi R. (2000) Mechanical tests on pervasively jointed rock material: Insight into rock mass behaviour. *Rock Mech. Rock Engng.*, vol. 33 (4), pp. 243-266. Springer.
- Santarelli, F.J., Brown, E.T. y Maury, V.M., (1986): "Analysis of borehole stress using pressure-dependent linear elasticity. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 23*, 1986.
- Serafim, J.L. y Pereira , J.P. (1983):"Considerations on the Geomechanical Classification of Bieniawski". Actas del Simp. Int. de Ing. Geol. en Construcciones Subterráneas. pp 1133-1142, Lisboa. A.A. Balkema.
- Singh, B. (1973): "Continuum Characterization of Jointed Rock Masses (Part I-The constitutive Equations & Part II-Significance of low Shear Modulus)". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 10, no.4.*, pp 311-350. Jul., 1973.
- Starfield, A.M. y Cundall, P.A. (1988): "Towards a methodology for Rock Mechanics Modelling". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 25, no.3.*, pp 99-106. Jul., 1973.
- Vardoulakis, I.G., Sulem, J. (1995) :Bifurcation Analysis in Geomechanics. Blackie Academic & Professional.
- Vermeer, P.A., de Borst, R. Non associated plasticity for soils, concrete and rock. *Heron* 1984, 29 (3), pp. 3-64.
- Wilson, A.H. (1972): Research into the Determination of Pillar Size (Part 1 : An hypothesis concerning pillar stability). *Transactions of the Institution of Mining Engineers*. Vol. 131. Pp 409-417. Junio, 1972.
- Windsor, P.A. (1999): "Systematic design of reinforcement and support schemes for excavation in jointed rock". In *Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*. pp 35-58. Kalgoorlie, West. Australia. Ed. Villaescusa, Windsor y Thompson. Ed. Balkema.

5. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Existen demasiadas excavaciones a lo largo y ancho del mundo para ser analizadas analítica o numéricamente, y demasiados pocos expertos para hacer buenas estimaciones. Así, un modelo empírico bien fundado y probado, utilizado por personal cualificado puede ser una herramienta de gran utilidad.

N. Barton, 1999

5.1. Introducción

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan mucho actualmente, sobre todo en los estudios geotécnicos de túneles, (donde de los diez mil kilómetros de túneles y galerías que se excavan anualmente aproximadamente un 80 % se excavan atendiendo únicamente a la clasificación geomecánica de los terrenos), pero es conveniente aplicarlas no perdiendo de vista los datos sobre los que se fundamentan.

En lo que se refiere a los taludes, la principal ventaja de las clasificaciones geomecánicas consiste en que permiten obtener, mediante unas correlaciones establecidas, los principales parámetros mecánicos del macizo rocoso: módulo de elasticidad, coeficientes del criterio de rotura Hoek-Brown, etc. La utilización directa de las clasificaciones para determinar la estabilidad de los taludes puede tener ventajas en fases iniciales del estudio, pero su empleo como única herramienta de decisión a nivel de proyecto es cuestionable (Bieniawski, 2003b).

Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tienen por objeto evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad. El término “macizo rocoso” se refiere al conjunto de uno o varios tipos de rocas atravesados por plano de discontinuidad en el que se inserta la obra de ingeniería o la mina. Su caracterización requiere el conocimiento de los siguientes parámetros:

- Resistencia y comportamiento de la roca.
- Familias de discontinuidades existentes.
- Espaciado de los planos de discontinuidad y fracturación del macizo.
- Caracteres geomecánicos de las discontinuidades: continuidad, rugosidad, separación y resistencia de los labios, meteorización y relleno.
- Condiciones del agua en las juntas.
- Tensiones in situ, naturales o inducidas.
- Alteraciones producidas en el macizo rocoso por las excavaciones.

Los criterios de clasificación tienen que ser claros y consistentes para que no haya ninguna duda a la hora de aplicarlos y las categorías que se establezcan deben ser mutuamente excluyentes, de modo que no sea posible asignarle a un macizo rocoso dos categorías distintas. Por otra parte, se gana en objetividad a la hora de definir la calidad de un macizo rocoso si se obtienen índices mediante dos o más clasificaciones que se puedan correlacionar entre sí.

5.2. Utilidad, limitaciones y condiciones de aplicación de las clasificaciones geomecánicas

En la actualidad, las clasificaciones geomecánicas se emplean de forma generalizada en ingeniería para hacer una primera predicción del comportamiento de los macizos rocosos frente a excavaciones, principalmente subterráneas, aunque también a cielo abierto. Su utilidad radica en la facilidad de su aplicación y en los buenos resultados conseguidos en muchos casos. Las clasificaciones geomecánicas han producido notables beneficios a la ingeniería entre los que cabe destacar:

- Han mejorado la calidad de los estudios de los macizos rocosos por el simple hecho de requerir un mínimo de datos para llevar a cabo la clasificación y han puesto un cierto orden en los trabajos de campo en los que se basan los estudios geotécnicos.
- Han permitido dividir los macizos rocosos en grupos de características y comportamiento similar, facilitando el diseño de excavaciones al permitir relacionar las experiencias obtenidas en diversos lugares.
- Han suministrado datos básicos sobre las características de los macizos rocosos para la estimación de sus propiedades mecánicas, criterios de rotura y flujo plástico.
- Han proporcionado una base y un lenguaje común de comunicación entre geólogos e ingenieros.

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan preferentemente en las fases de viabilidad y anteproyecto, en zonas donde existen afloramientos rocosos que permiten una buena toma de datos geológicos y geomecánicos, y alcanzan en muchas ocasiones resultados satisfactorios a bajo coste, lo cual es muy importante en los inicios de un proyecto. Concretamente, las clasificaciones geomecánicas son de especial interés en la selección de trazados de túneles y en la evaluación de sus condiciones generales de estabilidad.

Partiendo de la base de que el índice de calidad caracteriza el macizo rocoso, las clasificaciones geomecánicas dan información acerca de ciertas propiedades mecánicas del mismo, que son las básicas para estimar el tipo de técnica de excavación y las necesidades estimativas de sostenimiento.

A pesar de la gran utilidad de las clasificaciones geomecánicas y tal vez por este mismo motivo, su uso tan generalizado ha hecho que en bastantes casos no se hayan conseguido los resultados deseados, ya que a veces se ha querido extrapolar las clasificaciones a situaciones que se alejan mucho de las utilizadas como base empírica de las mismas.

Por último hay que advertir que cuando se plantea un problema de diseño en un macizo rocoso, antes de decidir utilizar una clasificación geomecánica como única herramienta para resolverlo, hay que plantearse si hay otro procedimiento más preciso que éste.

5.3. Presente y futuro de las clasificaciones geomecánicas

En la actualidad las dos clasificaciones geomecánicas más utilizadas son: la Clasificación Geomecánica o RMR de Bieniawski (1973), y el sistema Q de Barton, Lien y Lunde (1974). Estas clasificaciones fueron creadas originalmente para excavaciones subterráneas, particularmente túneles, aunque el RMR se ha extendido después a otras aplicaciones, como minería subterránea metálica y de carbón (Laubscher 1977 y 1984; Cummings et al. 1982; Kendorski et al. 1983 y Unal 1983 y 1986), estabilidad de taludes (Romana 1985) y arranque de rocas (Weaver 1975, Smith 1987 y Singh et al. 1986).

La principal aplicación de las mencionadas clasificaciones geomecánicas es la selección del sostenimiento de túneles, ya que su diseño por métodos analíticos no ha alcanzado todavía el grado de desarrollo necesario para resolver algunos de los problemas que plantean este tipo de obras. La extensión de estas clasificaciones a otros usos debería ir acompañada de las correspondientes bases de datos históricos, ya que en origen todas ellas se fundamentan únicamente en observaciones efectuadas en cavidades subterráneas. Cuando no se dispone de estas bases experimentales no es prudente utilizar las clasificaciones geomecánicas en contextos diferentes de aquellos para los que fueron creadas.

Otro campo en el que han comenzado a ser utilizadas las clasificaciones geomecánicas, pero en el que hay todavía mucho trabajo por hacer, es el de la estimación de la resistencia y comportamiento mecánico de los macizos rocosos. La obtención de esta información a partir de ensayos realizados en el laboratorio sobre probetas de roca o sobre discontinuidades de reducidas dimensiones, es uno de los principales problemas que tiene planteados la Mecánica de Rocas. El método analítico no está todavía suficientemente desarrollado para efectuar esta estimación por lo que hace falta una ayuda de las clasificaciones, como han propuesto Hoek y Brown (1988). Estos autores han creado una nueva clasificación denominada GSI (Geological Strength Index), basada en sus comienzos en el RMR pero actualmente completamente independizada, con el objetivo indicado.

5.4. Clasificaciones más importantes

Las tres clasificaciones más utilizadas actualmente son la de Bieniawski (RMR), la de Barton, Lien y Lunde (Q) y la de Hoek-Brown (GSI). Las dos primeras utilizan un parámetro, RQD (Rock Quality Designation), que constituye la base de la clasificación de Deere. A continuación se describen estas cuatro clasificaciones.

5.4.1. Clasificación de Deere (1967)

Para ir dando respuesta a las dificultades planteadas por las clasificaciones primitivas utilizadas para estimar entibaciones de túneles, fueron surgiendo otras clasificaciones, como la de Deere, que en 1967 propuso un sistema de diseño de sostenimientos basado en el RQD. Este parámetro se obtiene a partir del porcentaje de trozos de testigo mayores de 10 cm recuperado en un sondeo, tal y como muestra la Figura 5.1 y permite estimar el grado de fracturación del macizo rocoso.

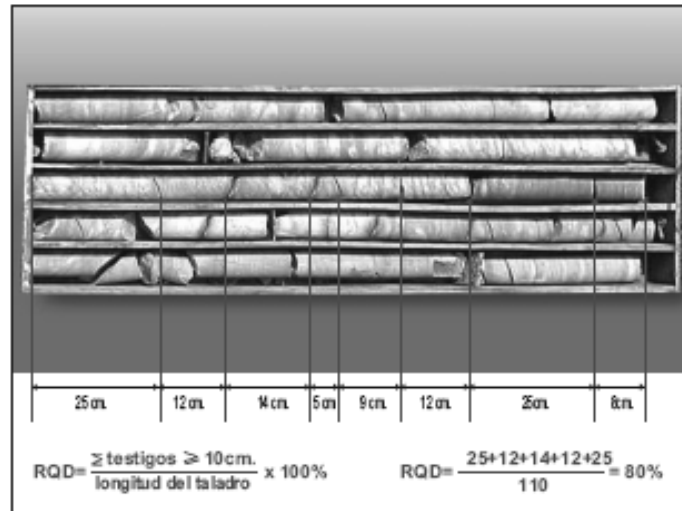


Figura 5.1. Estimación del R.Q.D. a partir de testigos de sondeo. Fotografía y montaje: David Córdova.

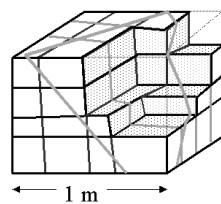
El RQD hay que tomarlo con las debidas precauciones, ya que su valor depende no sólo de la fracturación del macizo rocoso sino también de otros factores, como la técnica del sondeo, su dirección, diámetro, etc.

A veces hay que estimar el RQD a partir de datos en afloramientos, al no disponer de sondeos. En estos casos, se puede utilizar la siguiente relación (Palmstrom, 2005), aunque su precisión no es superior a la que puede proporcionar una mera estimación visual (Bieniawski, 2003a):

$$RQD = 110 - 2,5 \cdot J_v \quad (5.1)$$

donde J_v es el índice volumétrico de juntas o número de juntas por metro cúbico (Figura 5.2.).

Índice volumétrico de juntas (J_v): Es el número de juntas que intersecta 1 m³ de macizo rocoso.



$$J_v = 3 + 3 + 3 + 1 = 10$$

Los términos descriptivos de la tabla dan una idea del tamaño del bloque en función de J_v .

Tamaño de bloque	Valor de J_v
Bloque muy grandes	< 1.0
Bloques grandes	1-3
Bloques medios	3-10
Bloques pequeños	10 - 30
Bloques muy pequeños	> 30

Figura 5.2. Estimación del J_v y clasificación del tamaño de bloque en función de espaciados de juntas y número de familias observadas en campo.

Según su RQD, Deere clasificó los macizos rocosos en 6 grupos y propuso distintos sostenimientos en función de la calidad del macizo y del método de excavación utilizado.

5.4.2. Clasificación de Bieniawski (1973, 1976, 1989)

Esta clasificación se desarrolló inicialmente a partir de la experiencia en obras realizadas en África del Sur. Su aplicación no tiene apenas limitaciones, excepto en rocas expansivas y fluyentes donde no es aconsejable su uso.

5.4.2.1. Obtención del índice RMR

Para determinar la calidad del macizo rocoso, se divide éste en dominios estructurales, es decir, en zonas delimitadas por discontinuidades geológicas, dentro de las cuales la estructura es prácticamente homogénea. La estructura del macizo comprende el conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región. El índice que define la clasificación es el denominado RMR (Rock Mass Rating), que evalúa la calidad del macizo rocoso a partir de los parámetros siguientes:

- Resistencia a compresión simple del material rocoso. En la Tabla 5.1. se presenta una estimación de las resistencias medias de ciertas rocas según Bieniawski, 1973.

Tabla 5.1. estimación de las resistencias medias de ciertas rocas según Bieniawski, 1973

Tipo de roca	Resistencia a compresión simple (MPa)		
	Mínima	Máxima	Media
Creta	1	2	1,5
Sal	15	29	22
Carbón	13	41	31
Limolita	25	38	32
Esquisto	31	70	43
Pizarra	33	150	70
Lutita	36	172	95
Arenisca	40	179	95
Marga	52	152	99
Mármol	60	140	112
Caliza	69	180	121
Dolomía	83	165	127
Andesita	127	138	128
Granito	153	233	188
Gneis	159	256	195
Basalto	168	359	252
Cuarcita	200	304	252
Dolerita	227	319	280
Gabro	290	326	298
Taconita	425	475	450
Sílice	587	683	635

- RQD. Este parámetro, que se considera de interés para seleccionar el revestimiento de los túneles, se ha definido anteriormente al tratar sobre la clasificación de Deere (1967).
- Espaciado de las juntas. El término junta se refiere a las discontinuidades estructurales: fallas, diaclasas, planos de estratificación, etc., y su espaciado es la distancia media entre los planos de discontinuidad de cada familia, es decir, de cada conjunto con las mismas características geomecánicas. Entre este parámetro y el anterior existe una relación clara, por lo que a no ser por razones históricas, o sea por la abundante información relacionada con el RQD que existía antes de la aparición de las clasificaciones geomecánicas RMR y Q, quizás éstas no habrían incluido el RQD.

La resistencia del macizo rocoso se va reduciendo al aumentar el número de juntas, o sea, cuando disminuyen los espaciados de cada familia. En la Figura 5.3 se muestra gráficamente la variación de resistencia del macizo, en función del espaciado de las juntas y de la resistencia a compresión simple del material rocoso. Existen muchas clasificaciones del espaciado de las juntas. La utilizada por Bieniawski es la propuesta por Deere en su clasificación de 1967 que se presenta en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Clasificación de Deere (1967) del espaciado de las juntas

Descripción	Espaciado de las juntas	Tipo de macizo rocoso
Muy ancho	>3 m	Sólido
Ancho	1-3 m	Masivo
Moderadamente cerrado	0,3-1 m	En bloques
Cerrado	50-300 mm	Fracturado
Muy cerrado	<50 mm	Machacado

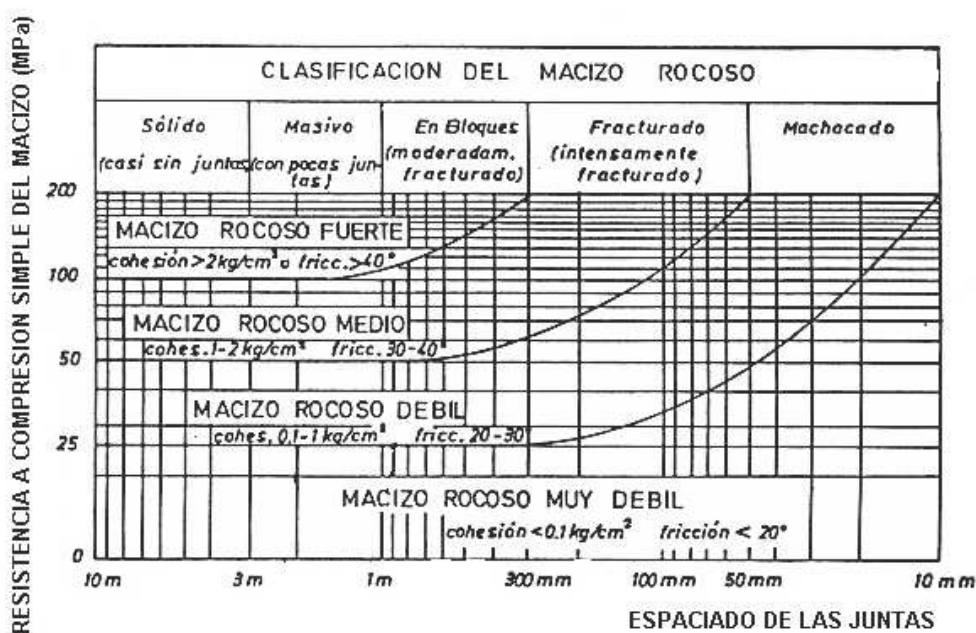


Figura 5.3. Variación de la resistencia del macizo rocoso en función del espaciado de las juntas y de la resistencia a compresión simple de la roca (Bieniawski, 1976).

- Naturaleza de las juntas. Para describir el estado de las juntas se utilizan los siguientes parámetros:
 - Apertura entre los labios de la discontinuidad.
 - Continuidad (dimensiones) de la junta según rumbo y buzamiento.
 - Rugosidad de los labios.
 - Resistencia de la roca en los labios de la discontinuidad.
 - Relleno de la junta.

- Presencia de agua. En un macizo rocoso diaclasado, el agua tiene mucha influencia en su comportamiento, debiendo estimarse el flujo de agua en litros/min. cada 10 m de túnel. La descripción utilizada es la siguiente: completamente seco, húmedo, agua a presión moderada y agua a presión fuerte.

- Orientación de las discontinuidades. La orientación de las discontinuidades respecto al eje de la estructura subterránea es un factor de suma importancia para determinar el sostenimiento necesario. La correcta orientación de la cavidad puede hacer descender claramente las necesidades de entibación

La clasificación dada por Bieniawski referente a orientaciones relativas entre las discontinuidades y el eje de la cavidad, se presenta en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Orientaciones relativas entre las juntas y el eje de la cavidad.

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DEL TÚNEL				RUMBO PARALELO AL EJE DEL TÚNEL		BUZAMIENTO 0°-20° (Independiente del rumbo)
DIRECCIÓN SEGÚN BUZAMIENTO		DIRECCIÓN CONTRA BUZAMIENTO				
Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Después de haber definido los 6 parámetros de la clasificación de Bieniawski, se determina la categoría del macizo rocoso. Se parte de un denominado “valor primario” de calidad que es igual a la suma de los cinco primeros parámetros, cuyos valores se definen en la Tabla 5.4-a. La versión presentada en esta tabla es la de 1989, actualmente en uso.

Para diseñar el sostenimiento de un túnel, este valor primario se modifica en función del último parámetro descrito, es decir, orientación de las discontinuidades (Tabla 5.4-b). Así se obtiene el RMR del macizo rocoso. Dependiendo del valor total del RMR, se clasifican los macizos rocosos en cinco categorías (ver Tabla 5.4-c).

En la Tabla 5.4-d se muestran, para túneles, los tiempos durante los cuales se mantienen estables las longitudes sin revestir indicadas. También se presentan las cohesiones y fricciones estimadas de los macizos rocosos en cada una de las cinco clases.

Tabla 5.4. a. Parámetros de clasificación y sus valores

PARAMETROS		ESCALA DE VALORES							
1	Resistencia de la roca intacta	Bajo carga puntual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para estos valores es preferible la resistencia a compresión simple		
		A compresión simple	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	VALOR	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	VALOR		20	17	13	8	3		
3	ESPACIADO DE LAS JUNTAS		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	VALOR		20	15	10	8	5		
4	CONDICION DE LAS JUNTAS		Muy rugosas, sin continuidad, cerradas, roca labios sana.	Ligeramente rugosa separación <1 mm, roca labios ligeramente meteorizada.	Ligeramente rugosa separación <1 mm, roca labios muy meteorizada.	Espejo o falla o relleno de espesor <5 mm, o juntas abiertas 1-5 mm, juntas continuas.	Relleno blando de espesor >5 mm, o juntas abiertas >5 mm, juntas continuas.		
	VALOR		30	25	20	10	0		
5	AGUA	FLUJO EN CADA 10 m DE TUNEL, o bien	Ninguno	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Relación presión del agua en la junta/tensión principal máxima.	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		CONDICIONES GENERALES	Completamente seco	Manchas de humedad	Muy húmedo.	Goteo.	Flujo de agua.		
		VALOR	15	10	7	4	0		

Tabla 5.4. (Continuación)

b. Ajuste de valores por las orientaciones de las juntas

ORIENTACION DEL RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES		MUY FAVORABLE	FAVORABLE	REGULAR	DESFAVORABLE	MUY DESFAVORABLE
VALORES	TUNELES Y MINAS	0	-2	-5	-10	-12
	CIMENTACIONES	0	-2	-7	-15	-25
	TALUDES	0	-5	-25	-50	-60

c. Determinación de la clase del macizo rocoso

VALOR TOTAL DEL R.M.R	81-100	61-80	41-60	21-40	<20
CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
DESCRIPCION	MUY BUENO	BUENO	MEDIO	MALO	MUY MALO

d. Significado de las clases de macizos rocosos

CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO	20 años para 15 m	1 año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 2,5 m	30 minutos para 1 m
COHESION (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
ANGULO DE FRICCION (Grados)	>45° KPa	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

En las fotografías de las Figuras 5.4 a 5.13, se muestran a manera de ejemplo macizos rocosos de crecientes calidades geotécnicas atendiendo a la clasificación de Bieniawski presentada.

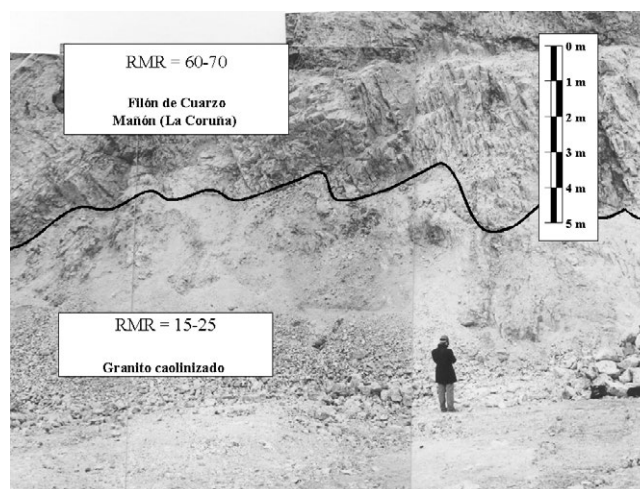


Figura 5.4. Macizo rocoso de muy mala calidad geotécnica bajo macizo rocoso de buena calidad. Fotografía: autores.

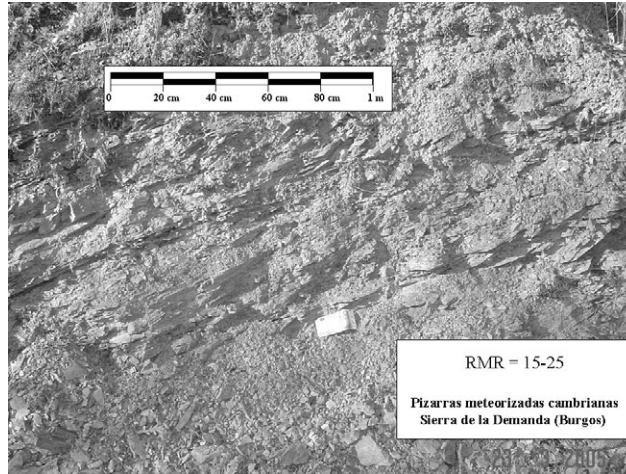


Figura 5.5. Macizo rocoso de muy mala calidad. Fotografía: autores.

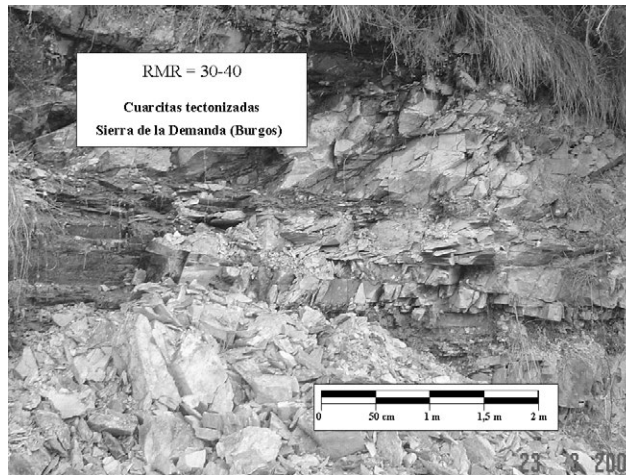


Figura 5.6. Macizo rocoso de mala calidad. Fotografía: autores.

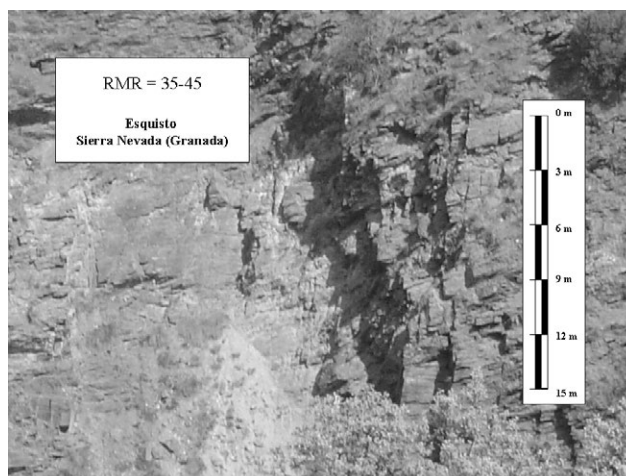


Figura 5.7. Macizo rocoso calidad geotécnica de mala a media. Fotografía: autores.

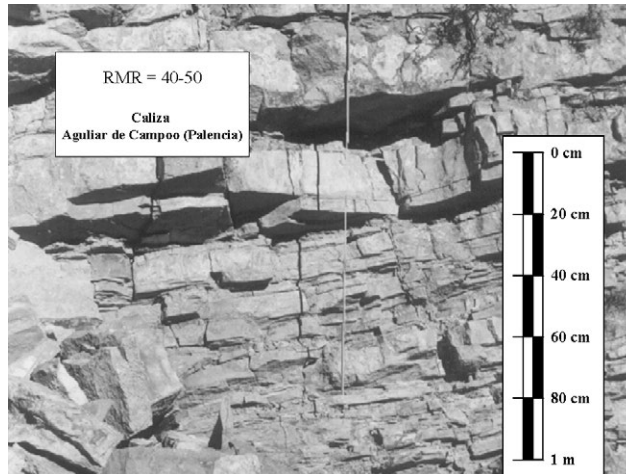


Figura 5.8. Macizo rocoso de calidad geotecnia media-baja. Fotografía: autores.

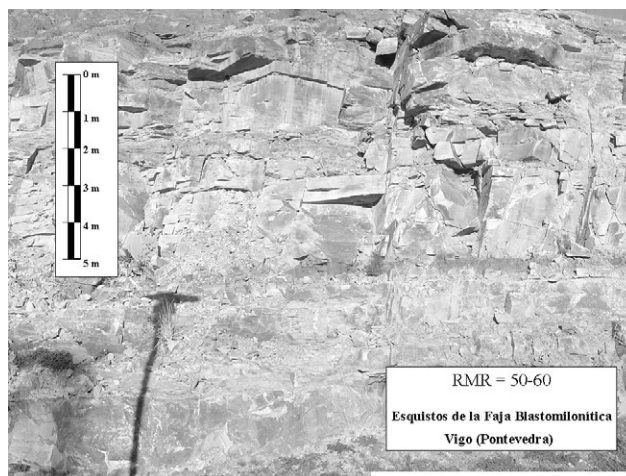


Figura 5.9. Macizo rocoso de calidad geotecnia media. Fotografía: autores.

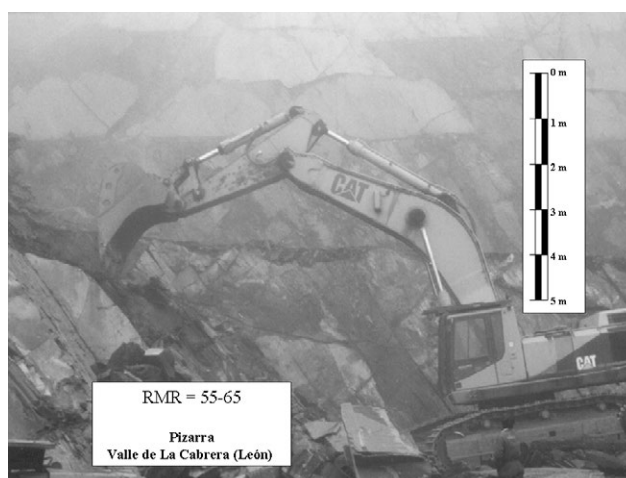


Figura 5.10. Macizo rocoso de calidad geotecnia media-buena. Fotografía: autores.

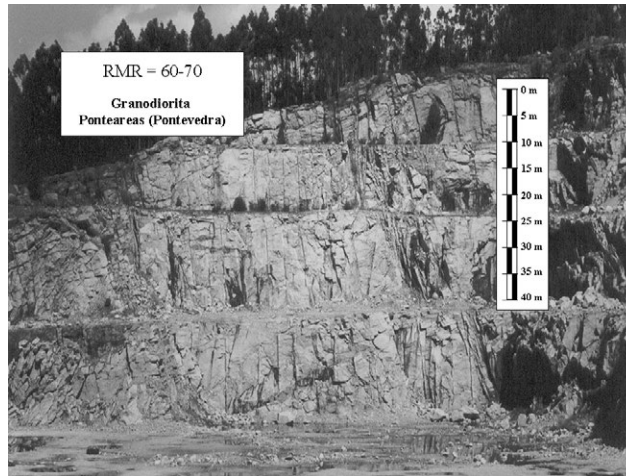


Figura 5.11. Macizo rocoso de calidad buena. Fotografía: autores.

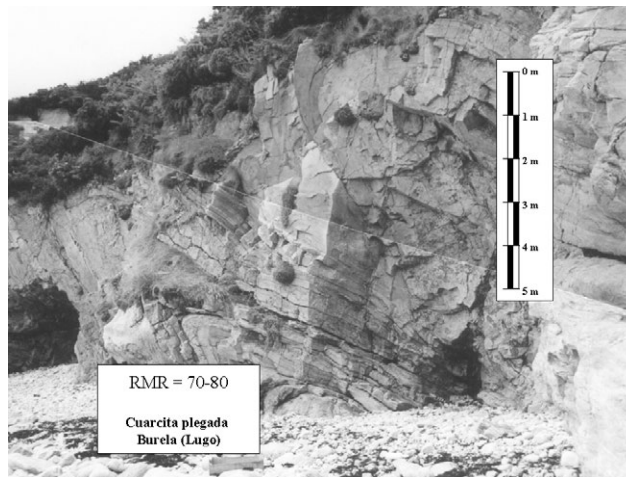


Figura 5.12. Macizo rocoso de calidad buena a muy buena. Fotografía: autores.

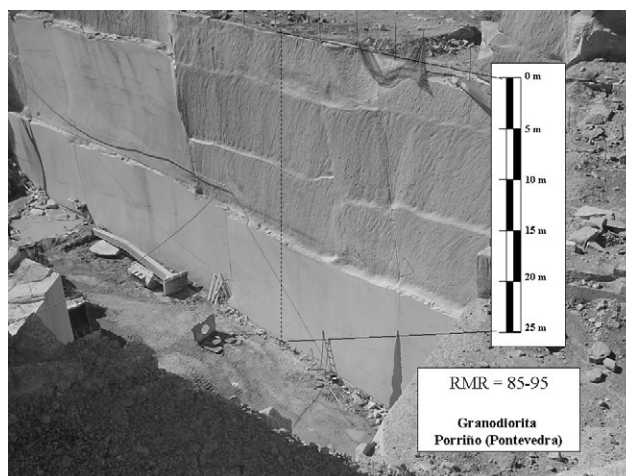


Figura 5.13. Macizo rocoso de calidad muy buena, casi sin discontinuidades. Fotografía: autores.

5.4.3. Clasificación de Barton et al. (1974)

5.4.3.1. Definición del índice de calidad Q

En esta clasificación se catalogan los macizos rocosos según el denominado índice de calidad Q, basado en los 6 parámetros siguientes:

- RQD "Rock Quality Designation".
- J_n Número de familias juntas.
- J_r Rugosidad de las juntas.
- J_a Meteorización de las juntas.
- J_w Coeficiente reductor que tiene en cuenta la presencia de agua.
- SRF "Stress Reduction Factor", factor dependiente principalmente de las tensiones existentes en el macizo rocoso.

El valor de los parámetros J_r y J_a depende también de la presencia de relleno y del tamaño de las juntas.

Mediante los parámetros indicados, se define la calidad del macizo rocoso de la siguiente manera:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (5.2)$$

El primer cociente, RQD/J_n , representa el tamaño de los bloques.

J_r/J_a permite estimar la resistencia al corte entre bloques.

J_w/SRF indica el estado tensiones en el macizo rocoso.

En las Tablas 5.5 a 5.9 se presentan los valores de todos los parámetros que se han venido describiendo anteriormente.

Tabla 5.5. Número de familias de Juntas. J_n

DESCRIPCIÓN	J_n
- Roca masiva	0,5-1
- Una familia de diaclasas	2
- Una familia y algunas juntas ocasionales	3
- Dos familias	4
- Dos familias y algunas juntas	6
- Tres familias	9
- Tres familias y algunas juntas	12
- Cuatro o más familias, roca muy fracturada, "terrones de azúcar", etc.	15
- Roca triturada terrosa	20
En boquillas, se utiliza 2 J_n y en intersecciones de túneles 3 J_n	

Tabla 5.7. Meteorización de las juntas. J_a

DESCRIPCIÓN	J_a	Φ_r°
* Contacto entre las dos caras de la junta.		
- Junta sellada dura, sin reblandecimiento, impermeable, p.ej. cuarzo, paredes sanas.	0,75	
- Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
- Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no reblandecibles, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2	25-30
- Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fracción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
- Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción, p.ej. caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 ó 2 mm.	4	8-16
*Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento.	J_a	Φ_r°
- Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
- Rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos, fuertemente sobreconsolidados. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24
- Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento; rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	8	12-16
- Rellenos de arcillas expansivas, p.ej. montmorillonita, de espesor continuo de 5 mm. El valor J_a depende del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12
* No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta ha sufrido un desplazamiento cortante.	J_a	Φ_r°
- Zonas o bandas de roca desintegrada o roca machacada y arcilla.	6-8 u 8-12	6-24 "
- Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla, sin reblandecimiento.	5	6-24
- Milonitos arcillosos gruesos	10-13 ó 13-20	6-24 "

Tabla 5.6. Rugosidad de las juntas. J_r

DESCRIPCIÓN	J_r
* Contacto entre las dos caras de la junta mediante un desplazamiento cortante de menos de 10 cm	
- Juntas discontinuas	4
- Junta rugosa o irregular ondulada	3
- Suave ondulada	2
- Espejo de falla, ondulada	1,5
- Rugosa o irregular, plana	1,5
- Suave plana	1
- Espejo de falla, plana	0,5
* No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ambas se desplazan lateralmente	J_r
- Zona conteniendo minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta	1
- Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras de la junta	1
NOTA: Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 m hay que aumentar el J_r en una unidad. Para juntas planas con espejo de falla provisto de lineaciones, si éstas están orientadas en la dirección de mínima resistencia, se puede usar $J_r=0,5$	

Tabla 5.8. Agua en las juntas. J_w

DESCRIPCIÓN	J_w	Presión agua kg/cm ²
- Excavaciones secas o de fluencia poco importante, p.ej. menos de 5 l/min localmente.	1	<1
- Fluencia o presión medias, ocasional lavado de los rellenos de las juntas.	0,66	1-2,5
- Fluencia grande o presión alta; considerable lavado de los rellenos de las juntas.	0,33*	2,5-10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas al dar las pegas, decayendo con el tiempo.	0,1-0,2*	>10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	0,05-0,1*	>10
Los valores presentados con el signo * son sólo valores estimativos. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w . Los problemas causados por la formación de hielo no se consideran.		

Tabla 5.9. Tensiones en la excavación. S.R.F.

DESCRIPCIÓN			
1. Zonas débiles que intersectan la excavación y pueden causar caídas de bloques, según avanza la misma.	SRF		
A Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad).	10		
B Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación menor de 50 m).	5		
C Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación mayor de 50 m).	2,5		
D Varias zonas de fractura en roca competente (libre de arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad).	7,5		
E Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de excavación menor de 50 m).	5		
F Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad mayor de 50 m).	2,5		
G Juntas abiertas sueltas, muy fracturadas, etc. (cualquier profundidad).	5		
2. Rocas competentes, problemas de tensiones en las rocas.	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	>200	>13	2,5
J Tensiones medias.	200-10	13-0,66	1,0
K Tensiones altas, estructura muy compacta (normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales).	10-5	0,66-0,33	0,5-2,0
L Explosión de roca suave (roca masiva).	5-2,5	0,33-0,16	5-10
M Explosión de roca fuerte (roca masiva).	<2,5	<0,16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a compresión y tracción, respectivamente, de la roca; σ_1 es la tensión principal máxima que actúa sobre la roca.			
3. Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostáticas.	SRF		
N Presión de flujo suave.	5-10		
O Presión de flujo intensa.	10-20		
4. Rocas expansivas, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.	SRF		
P Presión de expansión suave.	5-10		
R Presión de expansión intensa.	10-20		
- Observaciones al SRF:			
i Reducir los valores del SRF en un 25-50% si las zonas de rotura sólo influyen pero no intersectan a la excavación.			
ii En los casos en que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la anchura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2,5 a 5 (ver H).			
iii Para campos de tensiones muy anisótropos (si se miden) cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,8 \sigma_c$ y $0,8 \sigma_t$; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,2 \sigma_c$ y $0,6 \sigma_t$, donde σ_3 es la tensión principal mínima que actúa sobre la roca.			

Notas para el uso de las Tablas 5.5 a 5.9:

1. Cuando no se dispone de sondeos, el RQD se estima a partir de afloramientos, mediante el índice volumétrico de juntas J_v , tal como se indicó en la clasificación de Deere.
2. El parámetro J_n puede estar afectado por foliación, esquistosidad, laminaciones, etc. Sólo si estas juntas paralelas están suficientemente desarrolladas se contabilizan como una familia; si no, se contabilizan como juntas ocasionales.
3. Se tomarán los valores de los parámetros J_r y J_a de la familia de juntas o discontinuidades rellenas de arcilla más débiles de la zona, pero hay que elegir en primer lugar las juntas de orientación desfavorable, aunque no den el valor mínimo del cociente J_r/J_a .
4. En rocas muy anisótropas, la resistencia a compresión simple de la roca, σ_c , y a tracción, σ_t , se evalúan en la dirección más desfavorable para la estabilidad de la estructura subterránea.

Los rangos de variación de los parámetros son los siguientes:

RQD	0 - 100
J_n	0,5 - 20
J_r	0,5 - 4
J_a	0,75 - 20
J_w	0,05 - 1
SRF	0,5 - 20

En la Tabla 5.10 se recogen los valores de $\text{arc tg } (J_r/J_a)$ que da una idea de la resistencia media al corte de las discontinuidades. Se puede observar en esta tabla que los ángulos de fricción aumentan con la rugosidad en las juntas inalteradas con contacto directo entre sus labios. Estas superficies tienen una fuerte dilatancia cuando sufren esfuerzos cortantes, lo cual es muy favorable para la estabilidad de la excavación. Las juntas más desfavorables son las que no presentan contacto entre sus labios, por la presencia de rellenos.

Considerando los intervalos de variación de los valores que definen los seis parámetros del índice de calidad Q del macizo rocoso, se deduce que éste oscila entre 10^{-3} y 10^3 . Según los valores de Q, se clasifican los macizos rocosos en nueve categorías (Tabla 5.11).

Tabla 5.10. Resistencia aproximada al corte a partir de los parámetros J_r y J_a

(a) Contacto entre las dos caras de la Junta	J_r	arc tg (J_r/J_a)				
		$J_a=0,75$	1	2	3	4
A. Juntas discontinuas	4	79°	76°	63°	53°	45°
E. Rugosa, ondulada	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Suave, ondulada	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Espejo de falla ondulada	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rugosa o irregular, plana	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Suave, plana	1	53°	45°	27°	18°	14°
G. Espejo de falla, plana	0,5	34°	27°	14°	9,5°	7,1°
(b) Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento lateral	J_r	arc tg (J_r/J_a)				
		$J_a=4$	6	8	12	
A. Juntas discontinuas	4	45°	34°	27°	18°	
B. Rugosa, ondulada	3	37°	27°	21°	14°	
C. Suave, ondulada	2	27°	18°	14°	9,5°	
D. Espejo de falla, ondulada	1,5	21°	14°	11°	7,1°	
E. Rugosa o irregular, plana	1,5	21°	14°	11°	7,1°	
F. Suave, plana	1	14°	9,5°	7,1°	4,7°	
G. Espejo de falla, plana	0,5	7°	4,7°	3,6	2,4°	
(c) No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta es cizallada	J_r	arc tg (J_r/J_a)				
		$J_a=6$	8	12		
. Zonas de roca machacada o desintegrada y arcilla	1	9,5°	7,1°	4,7°		
. Bandas de arcilla limosa o arenosa	1	$J_a=5$				
		11°				
. Bandas continuas y espesas de arcilla	1	$J_a=10$	13	20		
		5,7°	4,4°	2,9°		

Tabla 5.11. Clasificación de Barton et al. (1974) de los macizos rocosos. Tipos de macizos rocosos.

TIPO DE MACIZO	VALOR DE Q
Excepcionalmente malo	$10^{-3} - 10^{-2}$
Extremadamente malo	$10^{-2} - 10^{-1}$
Muy malo	$10^{-1} - 1$
Malo	1 - 4
Medio	4 - 10
Bueno	10 - 40
Muy bueno	40 - 100
Extremadamente bueno	100 - 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

5.4.3.2. Utilidad y limitaciones de la clasificación de Barton et al. (1974)

El índice Q tiene un alto grado de fiabilidad, ya que está basado en un elevado número de casos que comprenden muy diversos tamaños de túneles, tipos de excavación, profundidades y calidades de macizos rocosos. Por la propia definición del índice Q, no se presenta el problema de falta de sensibilidad a los parámetros considerados individualmente, ya que éstos aparecen como multiplicadores o divisores. Por ello, y debido también al amplio rango de los parámetros en esta clasificación, los casos extremos quedan bien reflejados.

Todos los tipos de macizos rocosos están bien representados en esta clasificación, a excepción de aquellos que están sometidos a elevadas tensiones y presentan fenómenos de fluencia de roca. Esta limitación es común a todas las clasificaciones geomecánicas.

Los casos analizados para el desarrollo de esta clasificación comprenden hasta 50 tipos de roca diferentes.

La clasificación de Barton tiene en cuenta el estado tensional del macizo mediante el SRF, sin embargo, la evaluación de este parámetro es relativamente subjetiva y no tiene en cuenta la historia tectónica ni otros factores de tipo geomorfológico.

El RQD se incluyó tanto en esta clasificación como en la de Bieniawski con objeto de incorporar la experiencia obtenida en el gran número de casos (obras y minas) en los que este parámetro ha sido registrado, aunque el parámetro geotécnicamente más apropiado es el espaciado de las discontinuidades, al cual el RQD está ligado conforme se muestra en la Figura 5.14 (Bieniawski, 2003).

Esta figura proporciona el índice de ponderación del conjunto RQD+espaciado en la clasificación de Bieniawski y permite estimar uno de estos parámetros cuando se conoce el otro. Por consiguiente, se ha producido de hecho en ambas clasificaciones una duplicación del índice de fracturación, que estaba justificada en la época en que se crearon las clasificaciones del RMR y Q por que entonces apenas se

disponía de datos, pero hoy en día esta deficiencia ha sido superada, por lo que dichas clasificaciones deberían haber sido modificadas.

La orientación de las juntas no está contemplada en la definición del índice Q, lo cual limita su eficacia, ya que este factor es de especial relevancia en muchos casos.

A pesar de la fiabilidad del índice Q, avalada por el elevado número de casos y litologías tomadas como base para su definición, hay que ser muy precisos a la hora de su cuantificación. En concreto, el hecho de desestimar parámetros desfavorables, por ejemplo: expansividad de ciertas rocas, tensiones elevadas en el macizo rocoso, fluencia de la roca o grandes irrupciones de agua, puede originar errores en la calidad de 1,5 a 2 e incluso hasta 20 veces.

En situaciones especiales se puede producir un error en el valor de Q por el hecho de pasar por alto alguna singularidad como, por ejemplo, una zona de debilidad rellena de arcilla fuera de la sección del túnel pero próxima al hastial. En este caso podría haber una relación de 100 entre la Q estimada y la que realmente tiene el macizo, ya que los 6 parámetros que definen el índice Q se verían afectados desfavorablemente.

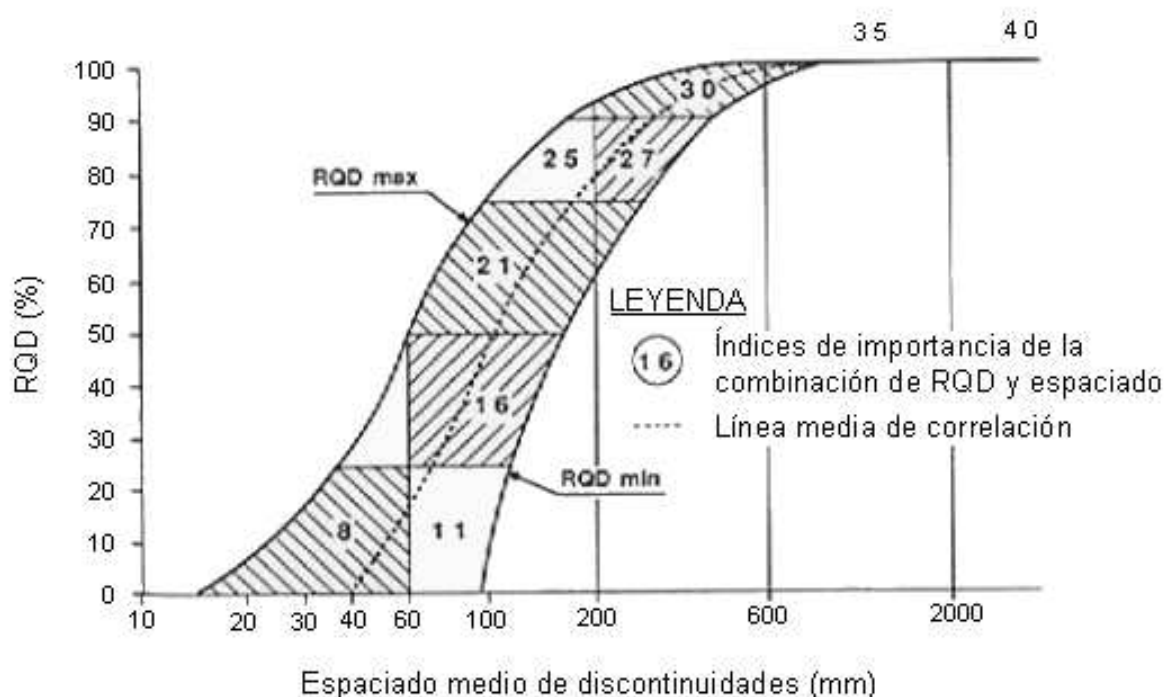


Figura 5.14. Correlación entre el RQD y el espaciado (Bieniawski, 1973).

En cualquier caso, en todas las clasificaciones geomecánicas se introduce un importante grado de subjetividad, por lo cual sus resultados deben tomarse siempre a título orientativo, debiendo contrastarse con procedimientos observacionales y analíticos.

5.4.4. Correlaciones entre RMR y Q

La relación entre los índices de calidad RMR y Q puede expresarse en forma general mediante la siguiente ecuación:

$$RMR = a \ln Q + b \quad (5.3)$$

donde, a y b son constantes que dependen del tipo de roca y de su fracturación. Kaiser et al. (1986) señalan el siguiente rango de valores para estos parámetros:

$$\begin{aligned} a &= 5 \text{ a } 13,5 \\ b &= 26 \text{ a } 62 \end{aligned} \quad (5.4)$$

A continuación se presentan las correlaciones entre el RMR y Q obtenidas por algunos investigadores.

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad \text{Bieniawski (1976)} \quad (5.5)$$

$$RMR = 13,5 \ln Q + 43 \quad \text{Ruteledge (1978)} \quad (5.6)$$

$$RMR = 12,5 \ln Q + 55,2 \quad \text{Moreno (1980)} \quad (5.7)$$

$$RMR = 10,53 \ln Q + 41,83 \quad \text{Abad et al. (1983)} \quad (5.8)$$

El valor dado por Bieniawski corresponde a la media del rango presentado en la Figura 5.15. En 2004 este mismo autor ha propuesto una nueva correlación que se puede expresar mediante la fórmula siguiente:

$$RMR = 15 \log Q + 50 \quad (5.9)$$

En la Tabla 5.12 se muestran los intervalos de valores del RMR y Q para categorías similares de macizos rocosos.

Tabla 5.12. intervalos de valores del RMR y Q para categorías similares de macizos rocosos.

CLASE	DESCRIPCION	RMR	Q
0	Excepcionalmente buena	----	100-1000
1	Muy buena	81-100	40-100
2	Buena	61-80	10-40
3	Media	41-60	4-10
4	Mala	21-40	1-4
5	Muy mala	0-20	0,1-1
6	Excepcionalmente mala	----	0,001-0,1

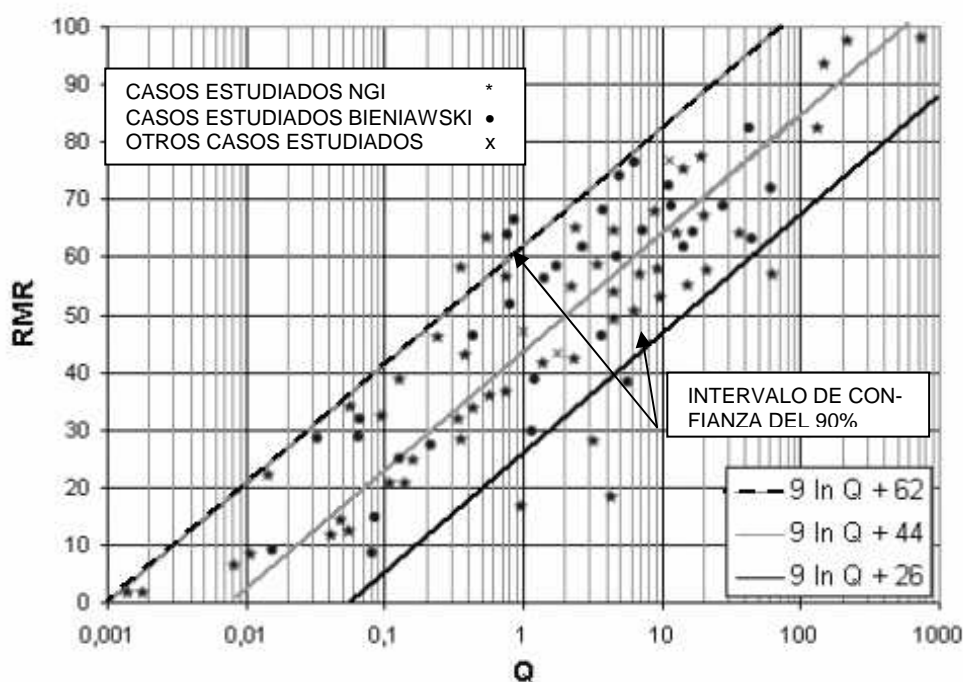


Figura 5.15. Relación entre RMR y Q. Bieniawski (1979).

5.4.5. La clasificación GSI (Geological Strength Index).

El GSI es un índice de calidad de macizos rocosos que ha sido desarrollado para poder estimar los parámetros m_b y s de la clasificación de Hoek-Brown (1980). Dichos autores pensaron que un criterio de rotura de macizos rocosos no podía considerarse sólido si no se relacionaba con una clasificación geomecánica. Aunque cuando se desarrolló este criterio de rotura existían ya las clasificaciones RMR (Bieniawski, 1973) y Q (Barton et al., 1973) Hoek y Brown consideraron que éstas habían sido creadas para estimar el sostenimiento de túneles y excavaciones subterráneas, por lo que incluyen parámetros que no son necesarios para estimar las propiedades de un macizo rocoso que deben ser incluidas en un criterio de rotura. En particular, en lo que respecta al RMR, son dos los parámetros que intervienen en esta clasificación que no se han considerado necesarios en el GSI: las condiciones del agua subterránea y la orientación de la estructura geológica. En el caso de la clasificación de Barton et al. (1974), los parámetros que no se consideraron no adecuados fueron: las características del agua subterránea y el estado tensional (SRF). Los mencionados parámetros no deben ser incluidos en un criterio de rotura porque los cálculos tensionales se realizan en tensiones efectivas, o sea, incorporan ya la presión del agua y, por supuesto, las tensiones existentes en el macizo rocoso.

La clasificación GSI se basa en una observación cuidadosa del macizo rocoso y, por consiguiente, es esencialmente cualitativa. Este índice incorpora la estructura del mismo y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes en él y se obtiene a partir de un examen visual del macizo rocoso en afloramientos y sondeos. El GSI combina los dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos, es decir: su fracturación, o sea, el tamaño y la forma de los bloques, y la resistencia al corte de las discontinuidades.

Tabla 5.13. Índice de resistencia geológica (GSI) para macizos rocosos fracturados (Hoek y Marinos, 2000).

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
CALIDAD DECRECIENTE DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES →					
 <p>INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas.</p> <hr/>  <p>FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.</p> <hr/>  <p>FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero sólo parcialmente.</p> <hr/>  <p>FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con muchos bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.</p> <hr/>  <p>DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.</p> <hr/>  <p>LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.</p>	90			N/A	N/A
	80				
	70				
	60				
	50				
	40				
30					
20					
10	N/A	N/A			

⇓ ENCAJE DECRECIENTE ENTRE LOS TROZOS DE ROCA ⇓

NOTAS SOBRE LAS CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES

- MUY BUENA : superficies muy rugosas y sanas
- BUENA : superficies rugosas, ligeramente meteorizadas y teñidas de óxido
- MEDIA : superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas
- MALA : superficies con espejos de falla y altamente meteorizadas, con rellenos de fragmentos angulares o con recubrimientos compactos
- MUY MALA : superficies con espejo de falla altamente meteorizadas con recubrimientos o rellenos de arcillas blandas

Esta nueva clasificación fue expuesta por primera vez por Hoek et al. en 1992 y desarrollada posteriormente por Hoek (1994), Hoek et al. (1995) y Hoek y Brown (1997), pero en esta primera época su campo de aplicación se restringía a macizos rocosos relativamente resistentes y no incluía los macizos

rocosos más débiles. Últimamente en varias publicaciones de Hoek y Marinos (Hoek et al. 1998; Marinos y Hoek 2000, 2001 y 2005) se ha ampliado la clasificación GSI para abarcar un tipo más de macizos rocosos: los laminados y cizallados. En la Tabla 5.13 se muestra un gráfico que permite estimar el GSI a partir de datos geológicos. En esta tabla, cuando se considera que la resistencia al corte de las discontinuidades puede sufrir un deterioro como consecuencia de los cambios de humedad, si existe agua en las discontinuidades, debe atribuirse a la calidad de las superficies de las discontinuidades un grado inmediatamente inferior al que aparentemente poseen.

Cuando se determina el valor del GSI a partir de las observaciones realizadas en un frente en el que el macizo rocoso se encuentra severamente dañado por voladoras, para compensar el efecto de éstas se debe subir el índice GSI una fila. Si el afloramiento donde se observa el macizo rocoso se halla meteorizado, la casilla de la Tabla 5.13 correspondiente al GSI obtenido a partir de las observaciones realizadas en él se debe desplazar una columna a la izquierda. Por ejemplo, si de las observaciones efectuadas en un frente en donde el macizo rocoso está dañado por voladuras y meteorizado se obtiene una clasificación “formado por muchos bloques-mala”, realmente el macizo rocoso será del tipo “formado por bloques-media”.

Para resolver con mayor rigor el caso anteriormente expuesto es conveniente disponer de testigos de sondeos que muestren cómo es la meteorización del macizo rocoso al nivel de la obra y cuál es su estado cuando no está afectado por las voladuras; esto último se puede ver también si se observa un frente en el que las voladuras se han efectuado mediante técnicas de precorte o recorte.

La clasificación GSI se basa en un comportamiento isótropo del macizo rocoso, es decir, independiente de la dirección de aplicación de las cargas. Por consiguiente, no es utilizable en aquellos macizos rocosos en los que, como en las pizarras, existe una dirección estructural dominante que controla, por su debilidad, la rotura del macizo rocoso; el macizo rocoso situado en la fila inferior de la Tabla 5.13, o sea, la sexta, no puede tener un comportamiento anisótropo ya que la diferencia de resistencias entre la roca y las discontinuidades es pequeña.

Tampoco es apropiado utilizar el GSI en macizos rocosos muy poco fracturados, constituidos por rocas de alta resistencia, en los que el espaciado de las discontinuidades es del mismo orden que la altura del talud. En este caso es muy probable que la estabilidad del talud dependa únicamente de la resistencia de las discontinuidades.

En la etapa inicial del GSI, los creadores de esta clasificación propusieron (Hoek y Brown, 1997) estimar el GSI a partir del RMR y Q, realizando algunas correcciones en estos índices. Actualmente se considera que esta forma de proceder puede resultar correcta solamente en los macizos rocosos de mejor calidad pero que puede carecer de sentido en los de calidad baja. No se recomienda (Marinos et al., 2005) utilizar la correlación que se presenta a continuación en macizos rocosos débiles y heterogéneos, con $GSI < 35$. En los macizos rocosos de mejor calidad el GSI se puede estimar directamente a partir de la versión de 1976 del RMR, pero valorando con un 10 (macizo rocoso seco) el parámetro correspondiente al agua y con un cero el que recoge el efecto de la orientación de las discontinuidades (orientación muy favorable). Si se utiliza la versión de 1989 del RMR de Bieniawski, $GSI = RMR'_{89} - 5$, habiendo asignado un valor de 15 al parámetro que representan la influencia del agua y de cero, como cuando se utiliza el RMR'_{76} , al de orientación de las juntas.

5.5. Aplicación de la clasificación de Bieniawski (RMR) al diseño de taludes. Índice SMR

5.5.1. Definición del índice SMR (Romana, 1985, 1988 y 1992).

Esta clasificación es un método rápido y sencillo para estudiar la estabilidad de un talud en un macizo rocoso en la etapa inicial de un proyecto. El índice SMR está basado en el RMR de Bieniawski (1973, 1976 y 1989).

Bieniawski en su clasificación define un RMR primario como la suma de 5 parámetros. A continuación este índice primario se ajusta según sea la orientación de las discontinuidades.

Para aplicar el RMR a la estabilidad de taludes, Bieniawski propone sustituir el factor de ajuste por orientación de las discontinuidades dado en su tabla original para túneles por otro que varía de 0 a 60, según se muestra en la Tabla 5.14, pero no define el significado de cada tipo de orientación.

Tabla 5.14. SMR. Valoración de la orientación de las discontinuidades.

ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES	VALOR DEL PARAMETRO DE AJUSTE
Muy favorable	0
Favorable	-5
Normal	-25
Desfavorable	-50
Muy desfavorable	-60

El hecho de utilizar factores de ajuste que llegan a alcanzar el 60% ha hecho caer en desuso la aplicación del RMR a taludes en roca.

El índice SMR se obtiene restando del RMR primario un factor de ajuste F que depende de la orientación de las discontinuidades y sumando un factor de excavación F_4 que es función del método de excavación utilizado. A su vez, el factor F es el producto de tres subfactores que consideran: la orientación relativa del rumbo del plano del talud con respecto al de las discontinuidades, F_1 , la diferencia entre el buzamiento de las discontinuidades y del talud, F_3 , y el propio buzamiento de las discontinuidades, F_2 .

$$SMR = RMR + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \quad (5.10)$$

5.5.2. Factores de ajuste del RMR

Los factores de ajuste se evalúan tal como se indica a continuación:

- F_1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y el de la cara del talud. Se le

asigna un valor de 1 cuando los dos rumbos son paralelos y 0,15 cuando éstos difieren en más de 30°. Empíricamente, Romana (1985) ha obtenido la siguiente relación:

$$F_1 = [1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s)]^2 \quad (5.11)$$

donde,

α_j es la dirección de buzamiento de las discontinuidades.

α_s es la dirección de buzamiento del talud.

- F_2 depende del buzamiento de la discontinuidad si la rotura plana es el mecanismo más probable de fallo del talud. Cuando la discontinuidad tiene un buzamiento de 45° o superior, al factor F_2 se le asigna un valor de 1 y de 0,15 cuando dicho buzamiento es inferior a 20°.

Romana (1985) propone la siguiente expresión para el cálculo de F_2 :

$$F_2 = \text{tg}^2 \cdot \beta_j \quad (5.12)$$

donde,

β_j es el buzamiento de la discontinuidad.

Si la rotura por vuelco es el mecanismo más probable, se adopta el valor de 1 para el factor F_2 .

- F_3 evalúa la relación entre el buzamiento de la junta y el del talud. Para este factor se utilizan los valores propuestos por Bieniawski para la orientación de las discontinuidades que se presentan en la Tabla 5.14.

En caso de rotura plana, F_3 indica la probabilidad de que las juntas afloren en la cara del talud. Se considera una situación normal cuando el buzamiento medio de la familia de discontinuidades es igual al del talud, con lo cual sólo unas pocas juntas estarán descalzadas. Si el buzamiento del plano del talud es 10° mayor que el de las discontinuidades, las condiciones serán muy desfavorables ya que casi todas estarán descalzadas.

En caso de vuelco, como el proceso de rotura del talud es progresivo, no se consideran en ningún caso condiciones desfavorables. En esta situación se utiliza la solución de Goodman y Bray (1976) que se expondrá más adelante, en el capítulo dedicado a la rotura de taludes por vuelco, para evaluar la probabilidad de que se produzca este tipo de rotura.

- F_4 es el factor de ajuste según el método de excavación, habiéndose establecido empíricamente los siguientes valores:
 - a. Taludes naturales, $F_4 = + 15$, son los más estables, a causa de los procesos de erosión sufridos por el talud y de los mecanismos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.).
 - b. Excavados mediante precorte, $F_4 = + 10$.

- c. Excavados con técnicas de voladura suave (recorte) bien ejecutadas, $F_4 = + 8$.
- d. Ejecutados por medio de voladuras bien realizadas, $F_4 = 0$.
- e. Excavados mediante voladuras defectuosas que pueden dañar la estabilidad, $F_4 = - 8$.
- f. Excavación mecánica de los taludes por "ripado", $F_4 = 0$. Sólo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca es blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello se considera que el método no mejora ni empeora la estabilidad.

En la Tabla 5.15 se presentan los valores de los factores F_1 , F_2 y F_3 y en la Tabla 5.16 los del factor F_4 .

Tabla 5.15. Factor de ajuste de las juntas (Romana, 1985)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$<5^\circ$
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
P/T	F_1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_j $	$<20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$>45^\circ$
	F_2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F_2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	$10^\circ - 0$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_j + \beta_s$	$<110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$>120^\circ$		-
P/T	F_3	0	-5	-25	-50	-60

P = Rotura plana

T = Rotura por vuelco

α_s = Dirección de buzamiento del talud

α_j = Dirección de buzamiento de las juntas

β_s = Buzamiento del talud

β_j = Buzamiento de las juntas

Tabla 5.16. Factor de ajuste según el método de excavación. (Romana, 1985)

METODO	TALUD NATURAL	PRECORTE	VOLADURA SUAVE	VOLADURA O MECANICO	VOLADURA DEFICIENTE
F_4	+15	+10	+8	0	-8

Como se indicó anteriormente, este método se creó para proporcionar una primera estimación de la estabilidad de un talud en la fase inicial del estudio.

REFERENCIAS

- Abad, J., Celada, B., Chacón, E., Gutiérrez, V. e Hidalgo, E. (1983). Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mines galleries and to design their supports. Proc. 5th int. Congress on Rock Mechanics. ISRM. Melbourne.
- Barton, N., Lien, R., y Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Springer Verlag. Vol. 6. pp. 189-236.
- Barton, N.R., Løset, F., Lien, R. y Lunde, J. (1980). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. Subsurf. Space. Nº. 2. pp. 553-561.
- Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng., 15. pp. 335-344.
- Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classifications in rock engineering. Exploration for rock engineering. Ed. Z.T. Bieniawski. A.A. Balkema. Johannesburg. pp. 97-106.
- Bieniawski, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mech., ISRM. Montreux, Vol. 2, pp 41-48.
- Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering Rock Mass Classification, p-251- Wiley, New York.
- Bieniawski, Z.T. (2003a). New tendencias in rock mass characterization. Jornada técnica sobre "Aspectos relevantes en la caracterización del terreno", Madrid.
- Bieniawski, Z.T. (2003b). Comunicación durante el coloquio. New tendencias in rock mass characterization. Jornada técnica sobre "Aspectos relevantes en la caracterización del terreno", Madrid.
- Bieniawski, Z.T. (2004). Aspectos clave en la elección del método constructivo de túneles. Jornada técnica sobre criterios para la selección de tuneladoras. SEMR. Madrid. Septiembre.
- Cummings, R.A., Kendorski, F.S. y Bieniawski, Z.T. (1982). Caving Rock Mass Classification and Support Estimation, U.S. Bureau of Mines Contract Report # J0100103. Engineers International. INC. Chicago. 195 pp.
- Deere, D.U. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mech. Enging. Geol. 1. pp 16-22.
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. y Cording, E.J. (1967). Design of surface and near surface construction in rock. Failure and Breakage of Rock. C. Fairhurst Ed. Society of Mining Engineers of AIME. pp 237-302.
- Goodma, R.E. y Bray, J.W. (1976). Toppling of rock slopes. Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundation and Slopes. Vol. 2. ASCE. Boulder, Colorado. pp 201-236.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1980). Underground Excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy. London. 527 pp.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. News J. ISRM 2(2):4-16.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 34:1165-1186.
- Hoek, E.; Wood, D. & Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. In: Hudson J.A. (ed) Proceedings of the rock mechanic symposium. International Society of Rock Mechanics Eurock'92, British Geotechnical Society, London, pp. 209-214.
- Hoek, E.; Marinos, P. & Marinos, V. (2005). Characterization and engineering propoerties of tectonically undisturbed but litologically varied sedimentary rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.
- Hoek, E.; Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. AA. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E.; Marinos, P. & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for weak and sheared rock masses –the case of the Athens schist formation. Bull Eng. Geol. Env 57(2):151-160.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion -a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto.
- Kaiser, P.K., Mackay, C. y Gale, A.D. (1986). Evaluation of Rock Classifications at B.C. Rail Tumbles

- Ridge Tunnels. *Rock Mech. Rock Eng.* 19, pp. 205-234.
- Kendrosky, F.S., Cummings, R.A., Bieniawski, Z.T. y Skinner, E.H. (1983). Rock Mass Classification for block caving mine drift support. *Proc. 5th Int. Congress on Rock Mech. ISRM. Melbourne. Section B.* pp 51-63.
- Laubscher, D.H. (1977). Geomechanics classification of jointed rock masses. *Mining Applications. Trans. Institution of Mining and Metallurgy* 86. London. pp.A1-A7.
- Laubscher, D.H. (1984). Design aspects and effectiveness of support systems in different mining conditions. *Trans. Inst. Min. Metall.* 93. pp. A70-A81.
- Marinos, P. & Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Int. Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster*, pp. 1422-1446.
- Marinos, P. & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. *Bul Eng. Geol. Env.* 60: 82-92.
- Moreno Tallon, E. (1980). Aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los túneles de Pajares. II curso de sostenimientos activos en galerías y túneles. *Fundación Gómez-Pardo. Madrid.*
- Palmstrom, A. (1982). The Volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proc 4th Int. Congr., Int. Assoc. Eng. Geol., Dehli*. pp. 221-228.
- Palmstrom, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnelling and Underground Space Technology* 20 (2005), 362-377.
- Romana, M. (1985). Nuevos factores de ajuste para la clasificación de Bieniawski a los taludes. Ponencia en el 3er. coloquio sobre Ingeniería Geológica. *Univ. Pol. de Catalunya.*
- Romana, M. (1988a). Aplicación de la clasificación SMR, basada en la de Bieniawski, para prever los métodos adecuados de corrección de taludes. *II Simp. sobre laderas y taludes inestables. Andorra.* pp 535-558.
- Romana, M. (1988b). Practice of SMR classification for slope appraisal V *Int. Symp. on Landslides. Lausanne. vol. 2.* pp. 1227-1231.
- Romana, M. (1991). SMR Classification. *7th Intern. Congress on Rock Mech. ISRM. Aachen.*
- Romana, M. (1992). Métodos de corrección de taludes según la clasificación geomecánica SMR. *III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña.* pp. 629-650.
- Rutledge, J.C. y Preston, R.L. (1978). New Zeland experience with engineering classifications of rock for the prediction of tunnel support. *Proc. Int. Tunnel Symp. Tokyo.* pp A3.1-A3.7.
- Singh, R.N., Demby, B., Egretli, I. & Pathon, A.G. (1986). Assessment of ground rippability in open cast mining operations. *Nottingham University. Mining Dept. Magazine.* 38. pp. 21.34.
- Smith, H.J. (1987). Estimating the mechanical dredgeability of rock. *28th. US. Symposium on Rock Mechanics. Boston. USA.* pp. 935-943.
- Unal, E. (1983). Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs. *Ph. D. thesis. Pennsylvania State University, University Park.* 355 pp.
- Unal, E. (1986). Empirical approach to calculate rock loads in coal mine roadways. *Proc. 5th Conf. Ground Control Coal Mines. West Virginia University. Morgantown.* pp234-241.
- Weaver, J.M. (1975). Geological factors significant in the assessment of rippability. *Civil Engineering in South Africa.* 17. pp. 313-316.

Cuando los magmas ascienden hacia zonas superiores se produce su solidificación, que puede producirse en la misma superficie o bien a una determinada profundidad. En caso de producirse la consolidación en superficie, esta tiene lugar de manera rápida, y por tanto, no se forman, cristales grandes; por lo que suelen formarse vidrios. Así se forma las rocas volcánicas. Cuando la consolidación se produce en profundidad, los cristales pueden irse desarrollando, debido al enfriamiento lento; así se forman las rocas intrusivas. Cuando los magmas cristalizan en filones que ascienden hacia la superficie, se habla de rocas filonianas. En conjunto, las rocas volcánicas, filonianas e intrusivas constituyen las rocas ígneas.

Las rocas quedan expuestas a la intemperie; sus componentes son destruidos física y químicamente y transportados en disolución o llevados en suspensión por las aguas superficiales, hasta que llegan a un lugar de deposición (in-situ, laguna, llanura aluvial o el mar). Los materiales o detritos depositados en una cuenca marina, más o menos ordenados, van compactándose bajo el efecto de nuevos sedimentos. Mediante este proceso llamado diagénesis se forman las rocas sedimentarias.

En ciertas zonas, al acumularse los sedimentos, se va produciendo el hundimiento o subsidencia del fondo marino, de forma que los paquetes sedimentarios se ven sometidos a niveles importantes de presiones y temperaturas, que dan lugar a la formación química y cristalización de nuevos minerales, con estructuras orientadas. En este proceso se originan las rocas metamórficas, que se caracterizan típicamente por su foliación.

Así pues, como se deriva del ciclo geoquímico presentado, según su origen, las rocas pueden ser ígneas, sedimentarias y metamórficas. Una clasificación sencilla que incluye la mayor parte de las rocas que se encuentran en la práctica se presenta en el esquema de la Figura 6.2.

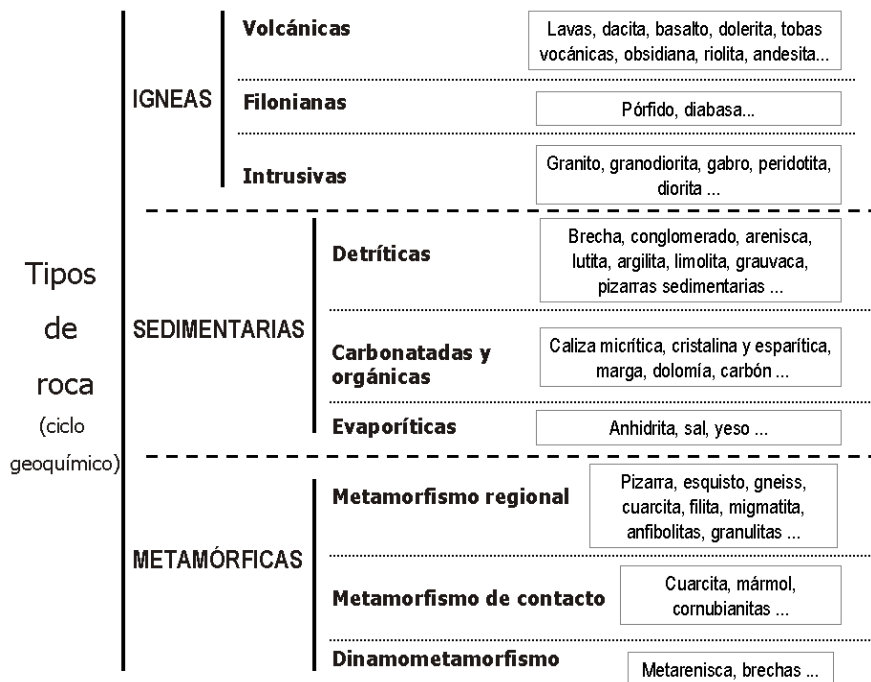


Figura 6.2. Esquema de clasificación de las rocas simplificado.

La roca difiere de la mayoría de otros materiales utilizados en ingeniería. Ésta tiene discontinuidades (fracturas) de diferentes tipos, que hacen que su estructura sea discontinua. Además, debido a los procesos geológicos que la han afectado entre el tiempo de su formación y la condición en la cual la encontramos en la actualidad, presenta heterogeneidades y propiedades variables. Todas estas características requieren ser evaluadas en forma permanente durante la realización de la obra. Primero es necesario distinguir lo que es el “material rocoso”, denominado también “roca intacta” y lo que es el “macizo rocoso”, también denominado “masa rocosa”. *Roca intacta*, es el bloque ubicado entre las discontinuidades y podría ser representada por una muestra de mano o trozo de testigo que se utiliza para ensayos de laboratorio. EL macizo rocosos es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales. Dependiendo de cómo se presenten estas discontinuidades o rasgos estructurales dentro de la masa rocosa, ésta tendrá un determinado comportamiento geotécnico.

6.2. Meteorización de las rocas

Se denomina meteorización de las rocas a las modificaciones experimentadas en su composición o estructura por la acción de los agentes atmosféricos. La importancia que tiene la meteorización desde el punto de vista de la mecánica de rocas se debe a que produce profundos cambios en las propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos. Existen dos clases de meteorización: física y química. El hecho de que una u otra predomine depende del clima, ya que ambas se producen simultáneamente.

La meteorización física incluye las siguientes acciones:

- Arranque directo de partículas por erosión.
- Acción destructora debida a la congelación del agua en grietas y fisuras.
- Modificaciones producidas por los cambios de volumen de la roca debidos a variaciones de temperatura.
- Acción de las plantas, especialmente de las raíces de los árboles.

La desintegración, de origen físico, afecta a la parte más superficial de los macizos rocosos y favorece la penetración del agua que puede dar lugar a la descomposición de los mismos en el interior mediante cambios químicos en las rocas.

La meteorización química es consecuencia de reacciones de oxidación, hidratación, hidrólisis, carbonatación y disolución, en las cuales los reactivos más importantes son: el agua, el oxígeno, el dióxido de carbono y los ácidos orgánicos.

La meteorización no llega normalmente a gran profundidad, pero una vez realizada la excavación, la roca entra en contacto con la atmósfera, por lo que puede sufrir una meteorización. La meteorización física predomina en climas cálidos y secos, o fríos y húmedos, mientras que la meteorización química es propia de climas cálidos o templados pero húmedos.

En España, debido al clima húmedo predominante en la zona Norte del país, la meteorización más frecuente en ésta es la de tipo químico.

A causa de la meteorización, la roca sana pasa gradualmente a suelo a través de estados intermedios, en cuya descripción se basan las escalas de meteorización normalmente utilizadas en mecánica de rocas. Se han creado varias escalas empíricas, para trabajar en el campo, que son meramente descriptivas, pero se podrían establecer otras escalas más precisas, basadas, por ejemplo, en la alteración de la dureza superficial de las rocas, que se puede determinar mediante el martillo de Schmidt. A continuación se presentan dos escalas de meteorización (Ramírez Oyanguren y Lancha, 1979): una propuesta por D.G. Moye para el granito (Tabla 6.1 y Figura 6.3) y otra basada en ella que se puede aplicar sobre todo a las rocas sedimentarias de origen detrítico (Tabla 6.2).

Tabla 6.1. Escala de meteorización del granito (Según D.G. Moye)

Grado de meteorización	Denominación	Criterios de reconocimiento
I	Sana	Roca no meteorizada. Las micas y los feldespatos están lustrosos.
II	Sana con juntas teñidas de óxidos	Las caras de las juntas están manchadas o cubiertas con hematites y limonita, pero el bloque de roca entre juntas no está meteorizado.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica. La alteración se manifiesta por manchas de óxidos de hierro y ligera descomposición de los feldespatos, pero la resistencia es muy similar a la de la roca sana.
IV	Muy meteorizada	Meteorización acusada del conjunto, pero con resistencia tal, que piezas aproximadamente de 25 cm ² de sección transversal no pueden romperse a mano.
V	Completamente meteorizada	Roca intensamente meteorizada, con aspecto de suelo, que puede romperse y desmenuzarse a mano, pero se puede reconocer todavía la fábrica original de la roca.

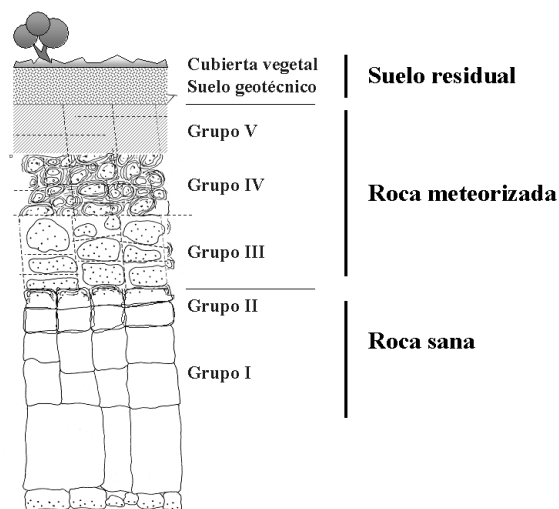


Figura 6.3. Interpretación gráfica de la escala de meteorización del granito (Según D.G. Moye)

TABLA 6.2. Escala de meteorización de las rocas sedimentarias detríticas (Basada en la D.G. Moye).

Grado de meteorización	Denominación	Criterios de reconocimiento
I	Sana	Roca no meteorizada. Conserva el color y el lustre en toda la masa.
II	Sana con juntas teñidas de óxido	Las caras de las juntas están manchadas de óxidos pero los bloques entre juntas mantienen el color y el lustre de la roca sana.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica, reconociéndose el cambio de color respecto de la roca sana. El cambio puede ser desde simples manchas a variación de color en toda la masa, generalmente a colores típicos de óxidos de hierro. La resistencia de la roca puede variar desde muy análoga a la roca grado II a bastante más baja, pero tal que trozos de 25 cm ² de sección no pueden romperse a mano.
IV	Muy meteorizada	Roca intensamente meteorizada, que puede desmenuzarse a mano y romperse, aunque sus elementos constitutivos son perfectamente reconocibles.
V	Completamente meteorizada	Material con aspecto de suelo, completamente descompuesta por meteorización "in situ", pero en el cual se puede reconocer la estructura de la roca original. Los elementos constitutivos de la roca se pueden diferenciar, aunque estén totalmente transformados.

La meteorización de las rocas puede marcar de forma importante su tratamiento en la realización de obras de ingeniería, por su típicamente heterogénea distribución espacial y variabilidad natural, que hacen que los resultados de un sondeo realizado en un punto, puedan diferir sustancialmente de los realizados en el entorno del mismo. Para ilustrar este aspecto se presenta en la Figura 6.4 una imagen de un pequeño talud en una zona típica de jabre o granito muy meteorizado (grados III-IV), marcándose sobre la misma el contacto entre el granito más sano y este material y representándose en la zona inferior el esquema geológico de la misma. Como muestra esta imagen el contacto es altamente irregular, siendo muy característica la presencia de bolos de roca inmersos en el material meteorizado, o la aparición de zonas muy meteorizadas en el interior de zonas con granito sano o no muy meteorizado.

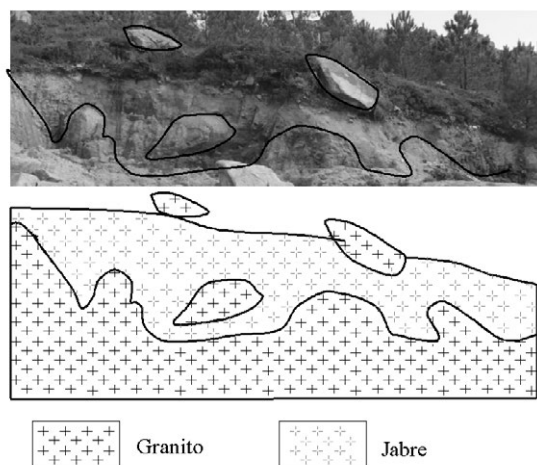


Figura 6.4. Fotografía y croquis geológico de un pequeño talud formado por granito y jabre. Foto: autores.

Existe también una escala de meteorización de rocas metamórficas propuesta por Deere y Patton, 1971, que consta de cinco niveles que se corresponden aproximadamente con los cinco grados de meteorización de la escala de D.G. Moya.

El grado de meteorización de las masas de roca y del material rocoso en los labios de las discontinuidades se puede definir, según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981), utilizando los términos descritos en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3. Grado de meteorización de los labios de las discontinuidades

Grado	Descripción
Fresco	No hay signos visibles de meteorización de la roca.
Descolorido	El color es distinto del que tenía el material original sano. Se debe mencionar si el cambio de color sólo afecta a determinados minerales.
Descompuesto	El macizo rocoso se ha meteorizado por alteración química de los granos minerales hasta convertirse en un suelo en el que la fábrica de la roca permanece intacta, pero algunos o todos los granos minerales están descompuestos.
Desintegrado	El macizo rocoso se ha roto por meteorización física y se ha transformado en suelo, pero la fábrica original todavía permanece intacta. El macizo rocoso es friable, pero los granos del mineral no están descompuestos.

6.3. Resistencia de las rocas

Aunque este apartado trata fundamentalmente de cómo estimar en el campo la resistencia a compresión de las rocas, también se refiere a los suelos cohesivos, ya que muchas veces éstos se encuentran rellenando discontinuidades del macizo rocoso.

La resistencia a compresión de las rocas se puede estimar a partir de la dureza superficial de las mismas, la cual se puede obtener mediante el martillo de Schmidt (ver Figura 6.5). Como se expuso en el capítulo 3, éste consiste en un dispositivo que registra el rebote de un cilindro metálico que, impulsado por un muelle, choca contra un vástago también metálico apoyado en la roca. El martillo tipo L permite medir valores de la resistencia a compresión simple de la roca comprendidos entre 20 MPa y 300 MPa. Barton y Choubey (1977), han propuesto la siguiente fórmula para calcular la resistencia de la roca partiendo del índice de rebote del martillo de Schmidt:

$$\text{Log}(\sigma_c) = 0,00088 \gamma R + 1,01 \quad (6.1)$$

donde,

σ_c = resistencia a compresión simple de la capa superficial de la roca (MPa)

γ = peso específico de la roca (kN/m^3)

R = índice de rebote

Para poder aplicar directamente la fórmula anterior, el martillo debe colocarse verticalmente hacia abajo sobre una superficie horizontal, es decir, en la condición de rebote mínima. Los índices de rebote van en la práctica de 10 a 60. El índice más bajo corresponde a las rocas

más débiles (resistencia a compresión simple <20 MPa), mientras que el más alto es propio de las rocas muy resistentes (resistencia a compresión >150 MPa). Las rocas muy poco resistentes no se deben ensayar con el martillo de Schmidt tipo L.



Figura 6.5. Martillo de Schmidt. Fotografía autores.

Las reducciones que hay que aplicar en el índice de rebote del martillo cuando éste no está orientado verticalmente hacia abajo son, en función del ángulo α que forma el martillo con la vertical, las que se presentan en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4. Reducciones que hay que aplicar en el índice de rebote del martillo cuando éste no está orientado verticalmente hacia abajo.

Rebote	Hacia abajo		Hacia arriba		Horizontal
	$\alpha=-90^\circ$	$\alpha=-45^\circ$	$\alpha=+90^\circ$	$\alpha=+45^\circ$	$\alpha=0^\circ$
10	0	-0,8	---	---	-3,2
20	0	-0,9	-8,8	-6,9	-3,4
30	0	-0,8	-7,8	-6,2	-3,1
40	0	-0,7	-6,6	-5,3	-2,7
50	0	-0,6	-5,3	-4,3	-2,2
60	0	-0,4	-4,0	-3,3	-1,7

Las resistencias de las rocas se pueden estimar también en el campo utilizando una navaja y un martillo de geólogo, aunque con menos precisión que con el martillo de Schmidt. En la Tabla 6.5 se describe la forma de hacerlo según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981).

Tabla 6.5. Estimación de la resistencia de las rocas mediante un martillo de geólogo y una navaja (Brown, 1981)

Grado	Descripción	Identificación de campo	Valor aproximado de la resistencia a compresión simple en MPa
R 0	Extremadamente débil	Se puede penetrar con el dedo pulgar	0,25-1,0
R 1	Muy débil	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede cortarse con una navaja.	1,0-5,0
R 2	Débil	Puede cortarse con dificultad con una navaja; se pueden hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo	5,0-25
R 3	Media	No se puede cortar con una navaja; las muestras se pueden romper con un golpe firme con el martillo.	25-50
R 4	Resistente	Se necesita más de un golpe con el martillo geológico para romper la muestra.	50-100
R 5	Muy resistente	Se necesitan muchos golpes con el martillo geológico para romper la muestra.	100-250
R 6	Extremadamente resistente	Sólo se pueden desprender esquirlas de la muestra con el martillo geológico.	>250

Aunque este texto no se refiere a los suelos, es necesario hacer alguna referencia a ellos, ya que en muchos casos se encuentran rellenando discontinuidades geológicas. Para definir e identificar la consistencia de los suelos cohesivos, por ejemplo: arcillas, limos arcillosos y combinaciones de arcillas y limos con arena, se pueden utilizar, según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, (Brown, 1981), los ensayos manuales que se describen en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6. Identificación de la resistencia de los suelos cohesivos.

Grado	Descripción	Identificación	Resistencia a compresión simple en MPa
S 1	Muy blando	El puño penetra fácilmente varios centímetros.	<0,025
S 2	Blando	El dedo pulgar penetra fácilmente varios centímetros.	0,025-0,05
S 3	Firme	El dedo pulgar puede penetrar varios centímetros con un esfuerzo moderado.	0,05-0,10
S 4	Consistente	El dedo pulgar puede penetrar pero con mucho esfuerzo.	0,10-0,25
S 5	Muy consistente	Se puede marcar con el pulgar.	0,25-0,50
S 6	Duro	Se puede marcar con el pulgar pero con dificultad.	>0,50

6.4. Estructura del macizo rocoso

Se denomina estructura del macizo rocoso al conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región del mismo (Figura 6.6.). En ingeniería de rocas, se considera que la estructura del macizo rocoso comprende también los tipos de roca existentes en él. La asociación de varios tipos de rocas puede dar lugar a consecuencias difíciles de evaluar desde el punto de vista geotécnico; así, por ejemplo, en una secuencia sedimentaria, una litología puede ser más susceptible de meteorización que otra y su presencia puede provocar que los demás tipos de roca existentes en el macizo aumenten su susceptibilidad a la meteorización.

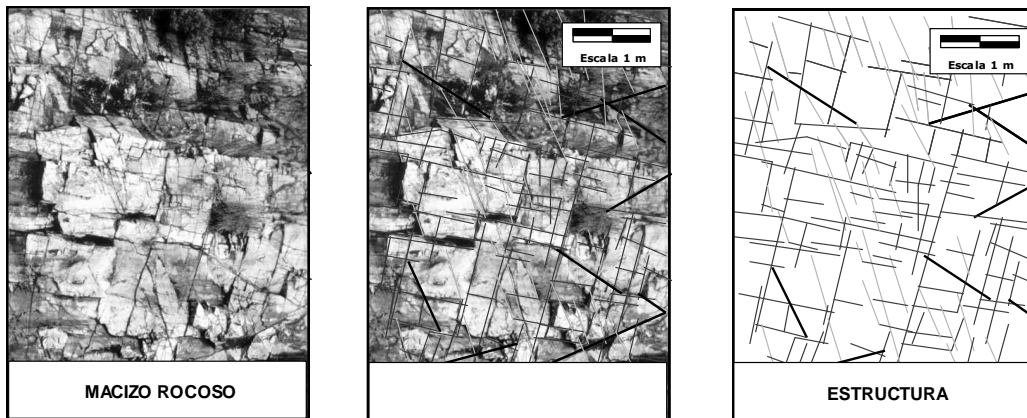


Figura 6.6. Concepto de macizo rocosos y estructura.

Dominio estructural es la parte del macizo rocoso, generalmente delimitada por discontinuidades geológicas, dentro de la cual la estructura es prácticamente homogénea. Por ejemplo, en las discordancias o en zonas de pliegues se separan dominios estructurales diferentes, según convenga, tal y como muestra la Figura 6.7.

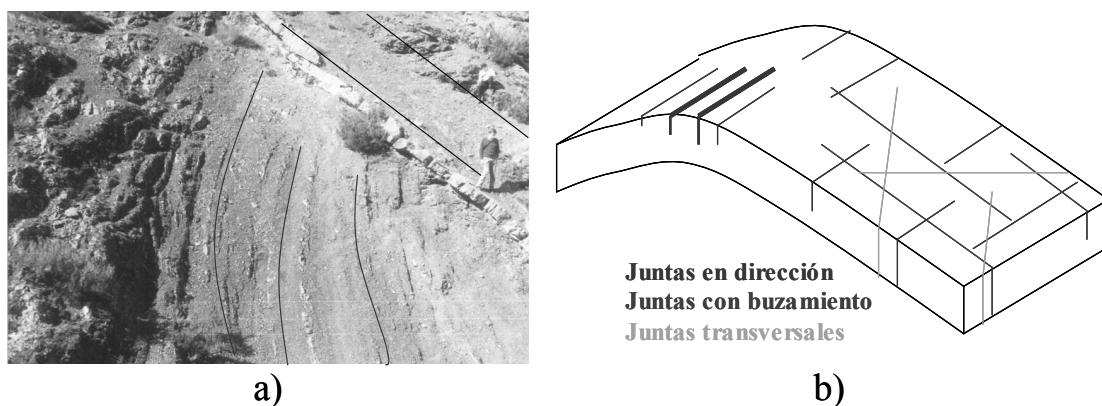


Figura 6.7. Concepto de dominio estructural. a) en zonas de discordancias, se separarán dominios estructurales, b) los dos flancos de un mismo pliegue se corresponderán con diferentes dominios estructurales. Foto y montaje: autores.

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente, sin ofrecer resistencia a tracción, al actuar sobre ella las tensiones inducidas en el macizo por la excavación. Las superficies de discontinuidad pueden aparecer durante la formación del macizo rocoso o posteriormente, por causas tectónicas. Al primer tipo corresponden los planos de estratificación, las laminaciones y la foliación primaria de las rocas plutónicas (Figuras 6.8 y 6.9). Son del segundo tipo: la esquistosidad (Figuras 6.10), las fallas (Figuras 6.11) y las juntas (Figuras 6.12).

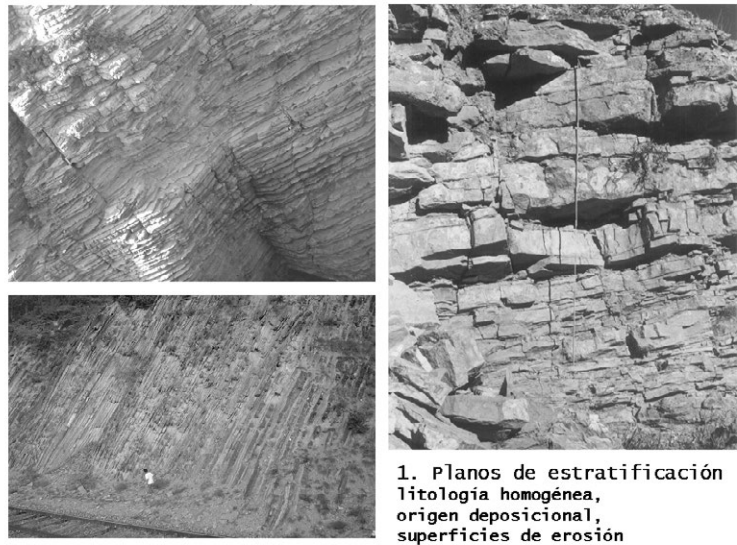


Figura 6.8. Estratificación. Foto: autores.



Figura 6.9. Laminación y foliación de las rocas plutónicas. Fotos D. Córdova y autores.

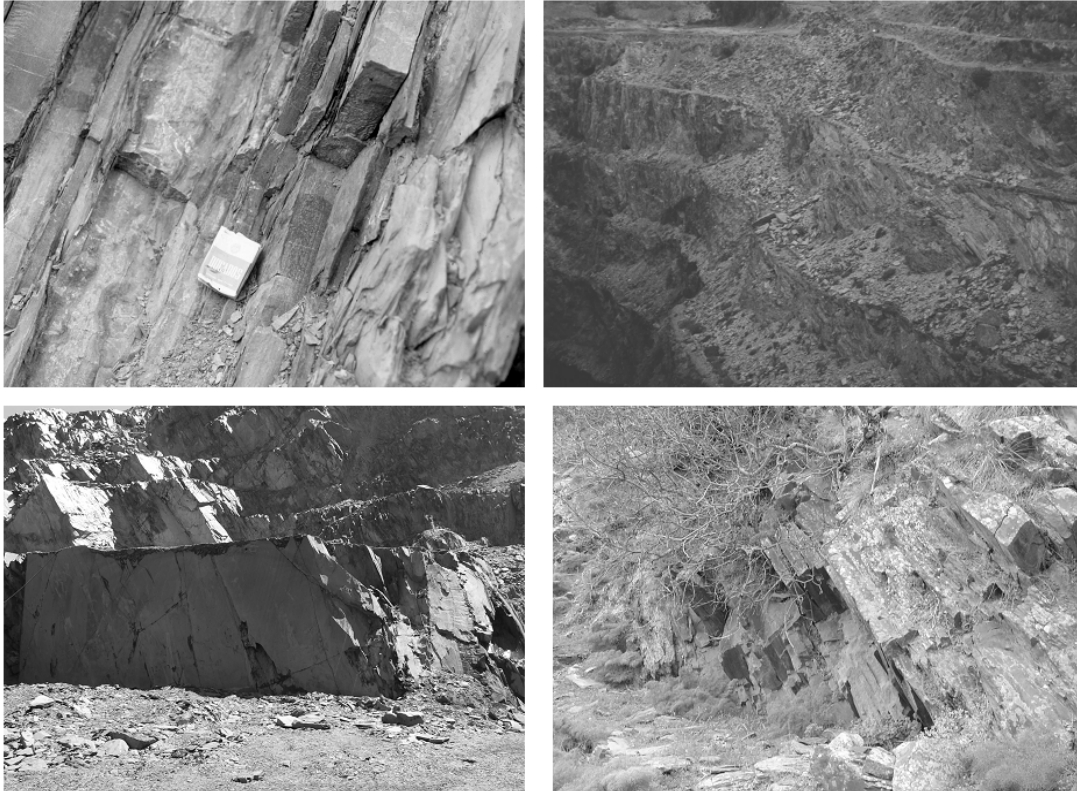
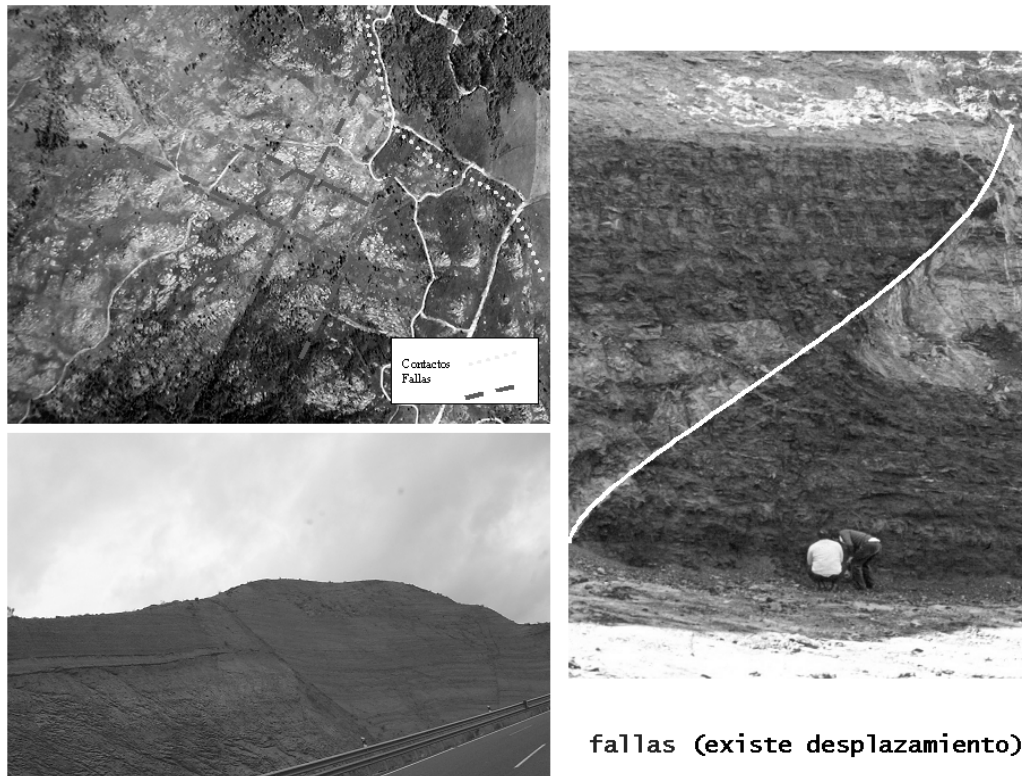


Figura 6.10. Fotografías de macizos con marcada esquistosidad. Fotos: autores.

Los diferentes tipos de discontinuidades mencionados se describen a continuación:

- Estrato. Nivel simple de litología homogénea o gradacional, depositado de forma paralela a la inclinación de la formación. Suele estar separado de los estratos adyacentes por superficies de erosión. Cuando el macizo rocoso está constituido por un solo tipo litológico, los estratos pueden ser difíciles de reconocer.
- Laminación. Superficie de discontinuidad que da a la roca un aspecto laminar de lechos muy delgados. Puede ser debida a presiones orogénicas o de origen sedimentario.
- Esquistosidad. Un macizo rocoso presenta esquistosidad cuando tiene una estructura, de origen tectónico o metamórfico, en láminas u hojas paralelas. Existen los siguientes tipos de esquistosidad:

Esquistosidad de fractura. Es debida a una multitud de microfallas o micropliegues-falla muy próximos, espaciados del orden de algunos milímetros, que se superponen a una deformación continua apreciable y que separan láminas sin producir orientación de los minerales.



fallas (existe desplazamiento)

Figura 6.11. Fotografías de fallas. Fotos: autores.

Esquistosidad de flujo. Es un fenómeno debido a un aplastamiento que origina un reajuste de la textura de la roca dando lugar a orientación paralela de todos los minerales, recristalizaciones y disoluciones orientadas. El resultado es la aparición de una anisotropía general pero sin que existan discontinuidades. Esta cristalización no destruye todas las trazas de la estratificación.

Foliación. Es una etapa avanzada de la esquistosidad de flujo, que se produce cuando aumentan las condiciones de presión y temperatura y aparecen minerales metamórficos orientados cada vez de mayor talla. La roca se convierte en una serie de hojas con diferentes minerales entre cada dos planos de anisotropía.

- Pizarrosidad. Es la propiedad de las rocas de aspecto laminar de poder dividirse en hojas delgadas. Implica un cierto metamorfismo.
- Fallas y juntas. Son planos de discontinuidad que se producen cuando el macizo rocoso ha estado sometido a un esfuerzo tectónico que ha sobrepasado su límite de rotura. Cuando las dos secciones separadas por la fractura han sufrido desplazamientos relativos por efecto de tensiones cortantes, ésta se denomina falla. En caso contrario se denomina junta. Éstas se pueden formar también a consecuencia de la disminución de compresión vertical que se produce debido a la erosión o por los cambios de volumen diferenciales que tienen lugar en ciertos macizos rocosos.

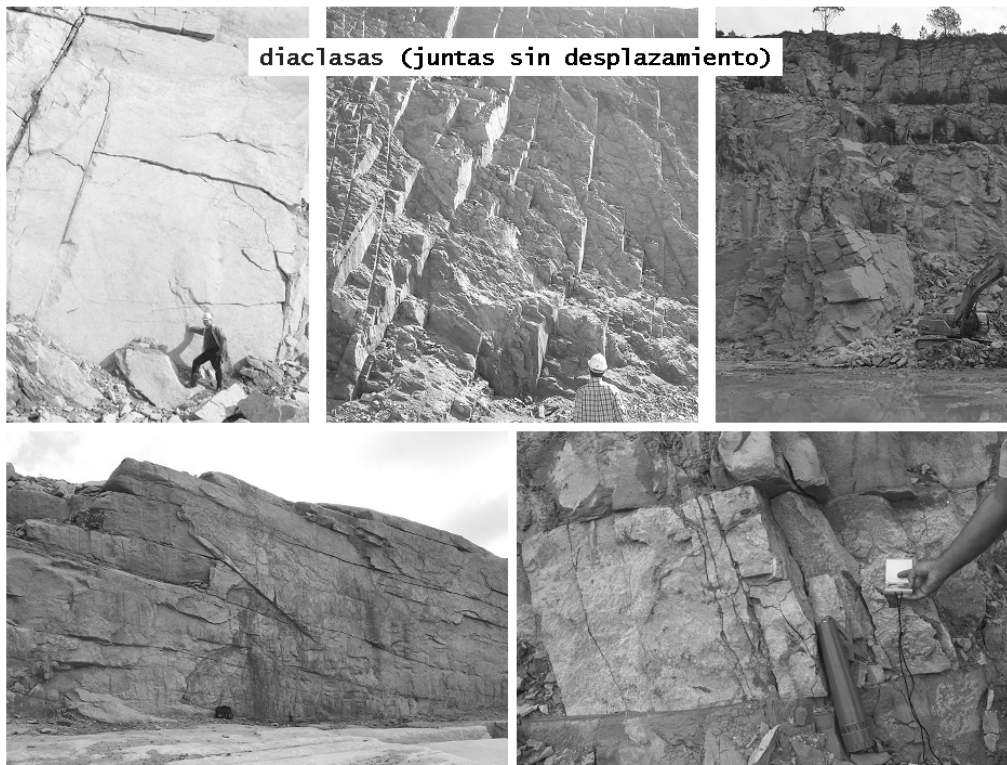


Figura 6.12. Fotografías de macizos rocosos con juntas o diaclasas. Fotos: autores.

6.5. Caracteres geomecánicos de las discontinuidades

Los caracteres geomecánicos de las discontinuidades que más influyen en su comportamiento son: orientación, espaciado, dimensiones, rugosidad, resistencia de los labios de la discontinuidad, apertura y relleno. A continuación se irán tratando brevemente cada uno de estos puntos.

6.5.1. Orientación

En geotecnia lo más habitual es definir las discontinuidades mediante la dirección del buzamiento y la pendiente del plano con la horizontal. Así, por ejemplo, 210/32 indica que la dirección de buzamiento se encuentra a 210° del norte verdadero en el sentido de las agujas del reloj y que el plano tiene una pendiente de 32°. Para realizar la medida de la dirección de buzamiento se coloca en primer lugar la tapa de la brújula geotécnica apoyada sobre la discontinuidad y se cala la burbuja. En el caso de que la discontinuidad buce hacia fuera (hacia fuera del talud), la medida de la aguja que marca al norte será la dirección de buzamiento de la discontinuidad (por estar las brújulas geotécnicas numeradas en sentido anti-horario). Véase la Figura 6.13. En el caso de que la discontinuidad buce hacia el macizo, la dirección de buzamiento vendrá marcada por la aguja que buza al sur (suelen tener distintos colores en la brújulas geotécnicas). Para medir el buzamiento, se coloca la brújula geotécnica en vertical apoyada sobre la discontinuidad y se mide el buzamiento mediante el clinómetro que lleva la brújula. Véase la Figura 6.14.

Medida de la dirección de buzamiento

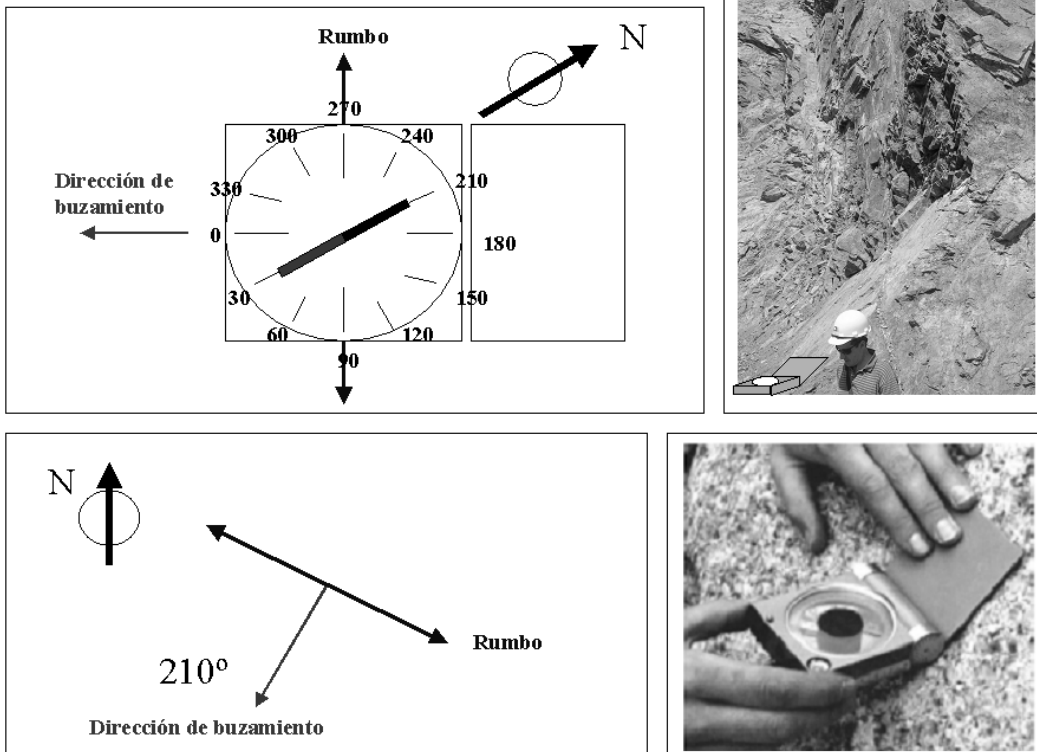


Figura 6.13. Medida de la dirección de buzamiento de una discontinuidad.

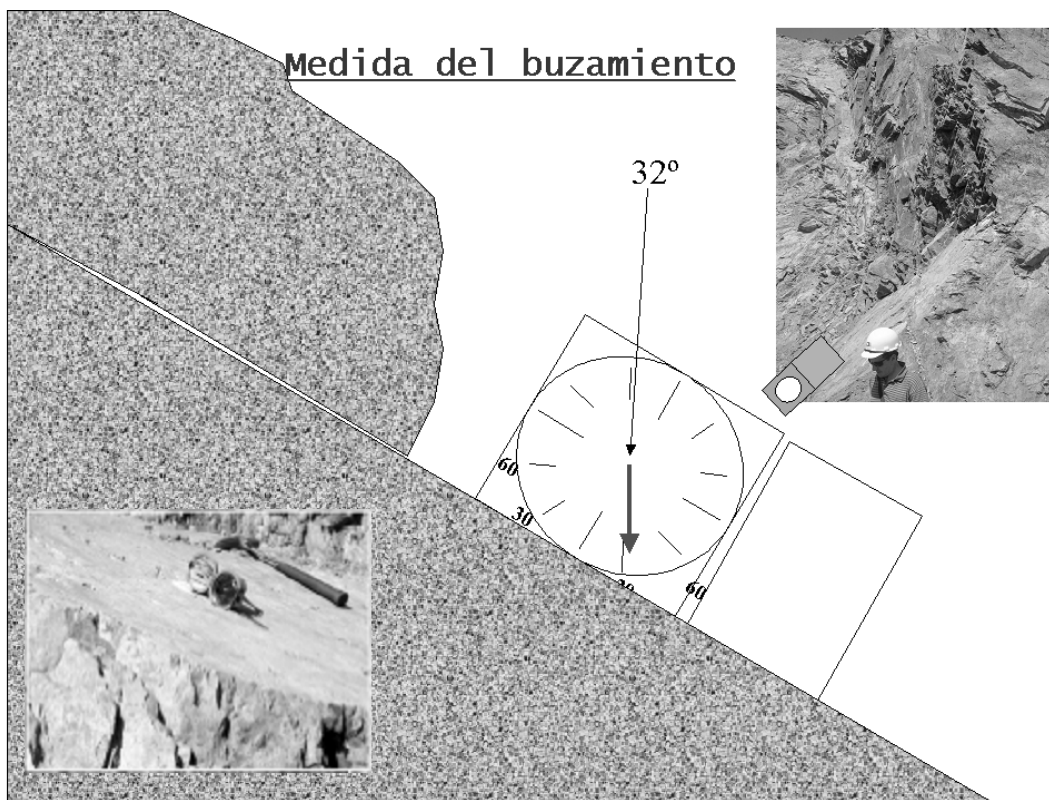


Figura 6.14. Medida del buzamiento de una discontinuidad. Foto y montaje: autores y D. Córdova.

En la toma de datos con brújula hay que tener en cuenta que el norte magnético se encuentra situado actualmente en la península a aproximadamente 7° al Noroeste del Norte geográfico.

La orientación de unas discontinuidades con respecto a otras determina la forma de los bloques de roca existentes en el macizo rocoso y de su orientación con relación a los taludes depende el tipo de bloque que puede desprenderse en éstos.

6.5.2. Espaciado

Se denomina espaciado de un sistema o familia de discontinuidades, o sea, un conjunto de discontinuidades subparalelas, a la distancia media entre ellas.

El espaciado de las discontinuidades es el factor que más influye en el tamaño de los bloques que componen el macizo rocoso. Este aspecto cobra la máxima importancia cuando existen otros factores que contribuyen a aumentar la deformabilidad del macizo rocoso, como, por ejemplo, una pequeña resistencia al corte de las discontinuidades; tiene también gran influencia en la permeabilidad del macizo rocoso y, por tanto, en la circulación del agua en el mismo. El espaciado se mide colocando una cinta métrica perpendicular a las discontinuidades en el afloramiento.

Medida del espaciado

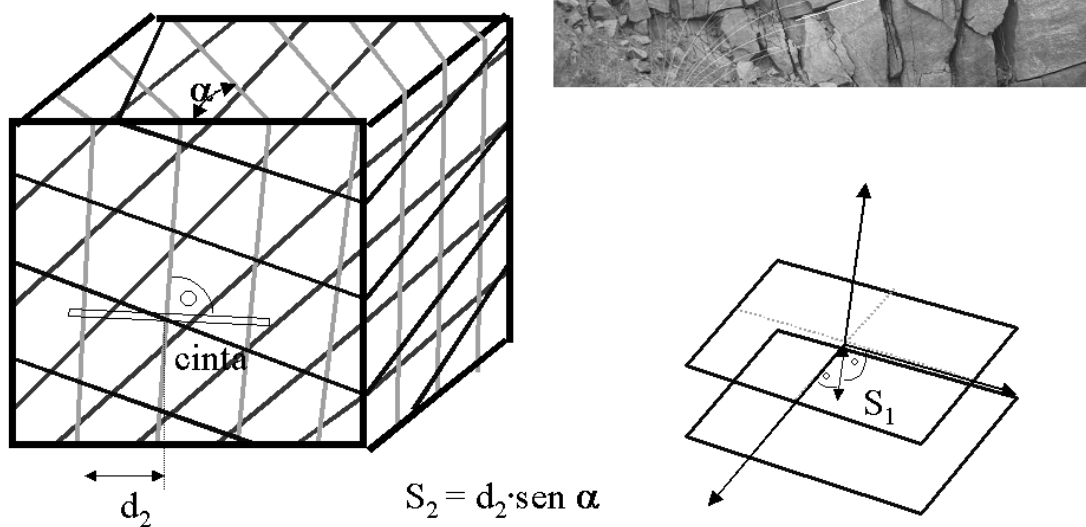


Figura 6.15. Medida del espaciado de discontinuidades. Foto y montaje: autores.

Si la medida no se puede hacer en dicha dirección habrá que hacer la siguiente corrección para obtener el espaciado verdadero (ver Figura 6.15):

$$S = d_m \cdot \sin \alpha \quad (6.2)$$

donde,

S = espaciado verdadero

d_m = distancia medida con la cinta en el talud

α = ángulo que forma el rumbo de las discontinuidades con la dirección de la cara del talud

De cada familia de discontinuidades se anota el espaciado máximo, el mínimo y el modal, aunque también se puede presentar un histograma con los espaciados de todas las discontinuidades medidas. Para describir el espaciado se puede utilizar la terminología de la Tabla 6.7 recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981).

Tabla 6.7. Terminología de espaciados recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981).

Descripción	Espaciado en mm
Extremadamente cerrado	< 20
Muy cerrado	20-60
Cerrado	60-200
Moderado	200-600
Abierto	600-2000
Muy abierto	2000-6000
Extremadamente abierto	>6000

En los macizos rocosos sedimentarios el plano de discontinuidad de mayor importancia geotécnica puede ser la estratificación. Para describir su espaciado, o sea, el espesor de los estratos, se pueden utilizar los términos que se presentan en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8. Terminología del espaciado de la estratificación.

Término	Espesor en mm
Extremadamente fino	< 6
Muy fino	6-20
Fino	20-60
Medio	60-200
Grande	200-600
Muy grande	600-2000
Extremadamente grande	>2000

6.5.3. Dimensiones (persistencia)

Este concepto hace referencia a la extensión o tamaño de las discontinuidades. Las dimensiones de una discontinuidad se pueden cuantificar observando su longitud en los afloramientos en la dirección del rumbo y en la del buzamiento (ver Figura 6.16). Es interesante realizar además un pequeño esquema que refleje gráficamente el tamaño relativo de las familias de discontinuidades.



Figura 6.16 Tamaño relativo de las familias de discontinuidades. Foto: autores.

Las discontinuidades se pueden clasificar por el tamaño mediante la terminología de la Tabla 6.9. recomendada por la SIMR (Brown, 1981).

Tabla 6.9. Terminología de continuidad o persistencia recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981).

Término	Continuidad en m
Muy pequeña	<1
Pequeña	1-3
Media	3-10
Grande	10-20
Muy grande	>20

Se deben diferenciar las discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento de las que acaban dentro del mismo y de las que terminan contra otras discontinuidades, ya que una familia de juntas que se extiende fuera del afloramiento debe ser más persistente que otra en la que predominan las terminaciones contra otras juntas. Cuando los afloramientos donde se realizan las observaciones son de poca extensión puede ser imposible estimar correctamente las dimensiones de las discontinuidades.

6.5.4. Rugosidad

La rugosidad de los labios de una discontinuidad tiene una gran influencia sobre su resistencia al corte. Esta influencia es tanto menor cuanto mayor sea su apertura y el espesor de relleno. La rugosidad de una discontinuidad se puede caracterizar mediante dos factores: ondulación y aspereza. Las ondulaciones son rugosidades a gran escala que provocan una fuerte expansión o dilatación de la discontinuidad al experimentar ésta un desplazamiento cortante, si ambos lados están en contacto. Las asperezas son rugosidades a pequeña escala que pueden desaparecer en parte durante el desplazamiento cortante de la discontinuidad, si éste produce la rotura de los pequeños picos de roca que constituyen la rugosidad. Si la resistencia de la roca de los labios de la discontinuidad es elevada o la tensión normal aplicada es pequeña, esta rotura no tiene lugar. El valor de la resistencia al corte debida a las asperezas se puede obtener en el laboratorio ensayando una muestra de la discontinuidad o, a mayor escala, mediante un ensayo de corte directo "in situ". La ondulación se puede definir mediante el ángulo i (ver Figura 6.17).

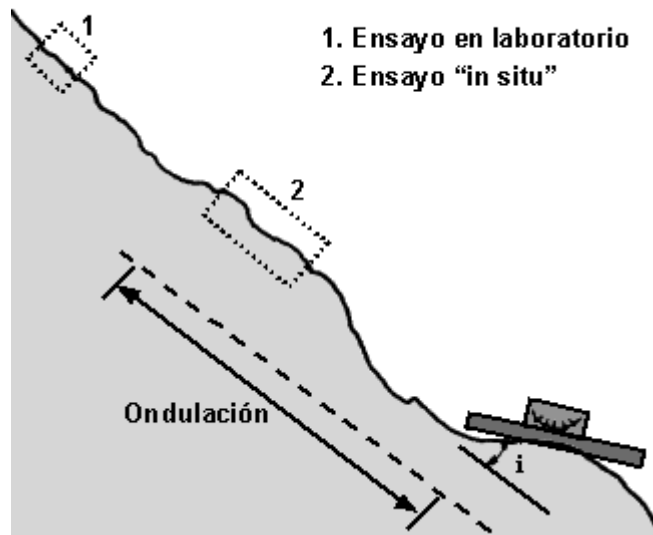


Figura 6.17. Ondulación de una discontinuidad.

La SIMR (Brown, 1981) propone una clasificación con dos escalas para determinar la rugosidad de las discontinuidades. Estas escalas son:

- Escala intermedia, para observaciones de varios metros de longitud, comprende tres grados de rugosidad: escalonada, ondulada y plana.

Escala pequeña, para observaciones de varios centímetros; comprende los siguientes grados: rugosa, lisa o suave y pulida o espejo de falla.

Por consiguiente, una discontinuidad que se puede observar en suficiente longitud, se puede clasificar en nueve grados de rugosidad (ver Figura 6.18).

Descripción	Perfil	Jr	JRC 200mm	JRC 1m
Rugoso		4	20	11
Suave		3	14	9
Espejo de falla		2	11	8
Escalonado				
Rugoso		3	14	9
Suave		2	11	8
Espejo de falla		1,5	7	6
Ondulado				
Rugoso		1,5	2,5	2,3
Suave		1	1,5	0,9
Espejo de falla		0,5	0,5	0,4
Plano				

Figura 6.18. Escala intermedia, para observaciones de hasta un metro de longitud (Barton, 1987).

Si existen ondulaciones de gran tamaño, de varias decenas de metros, se pueden describir, por ejemplo, de la siguiente forma: lisa ondulada, con ondulaciones de 10 m de longitud.

Existe otra clasificación para discontinuidades que se pueden observar en menos de un metro de longitud. Consta de 10 perfiles, de 10 cm de longitud cada uno, y se obtiene con ella el coeficiente de rugosidad denominado JRC (ver Figura 6.19). Este coeficiente de rugosidad fue propuesto por Barton y Choubey (1977), que lo utilizaron en su fórmula para determinar la resistencia al corte de las discontinuidades.

La rugosidad de una discontinuidad disminuye a medida que aumenta la longitud observada, por ello en la Figura 6.80 el JRC correspondiente a una misma descripción es menor para una discontinuidad de 1 m que para 0,2 m. El símbolo J_r que aparece en esta figura corresponde al utilizado por Barton, Lien y Lunde (1974) en su clasificación geomecánica, para valorar la rugosidad de las discontinuidades.

Finalmente también se puede estimar el JRC mediante el denominado peine de Barton y un ábaco especialmente diseñado para este cálculo, tal y como se presenta en la Figura 6.20. Para ello se estimará la amplitud máxima de la aspereza en milímetros, que se llevará al ábaco junto con la longitud del perfil de medida en metros para obtener el JRC.

PERFILES DE RUGOSIDAD		JRC
1		0 - 2
2		2 - 4
3		4 - 6
4		6 - 8
5		8 - 10
6		10 - 12
7		12 - 14
8		14 - 16
9		16 - 18
10		18 - 20

Figura 6.19. Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud.

Rugosidad

JRC (Joint roughness coefficient)

Se puede estimar mediante el peine de Barton y el gráfico adjunto.

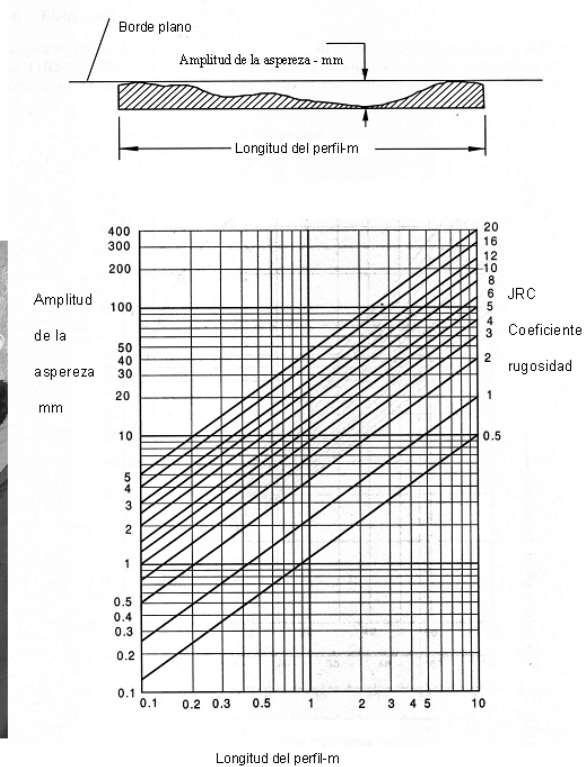
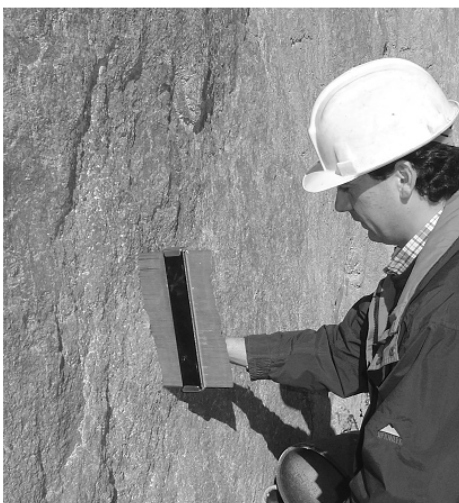


Figura 6.20. Estimación de la rugosidad mediante el peine de Barton. Fotografía y montaje: autores.

6.5.5. Resistencia de los labios

La resistencia de los labios de las discontinuidades se puede expresar de las siguientes formas:

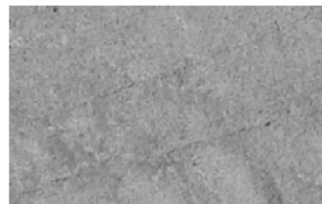
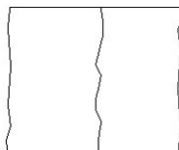
- En función del grado de meteorización que se describe en las Tablas 6.1 y 6.2 del apartado 6.2. Estas tablas no permiten cuantificar la resistencia de la roca de los labios por lo que son de poca utilidad.
- A partir del ensayo del martillo de Schmidt. La superficie de la roca, que debe estar limpia de materiales sueltos, por lo menos debajo del martillo, se debe ensayar bajo condiciones de saturación. Este procedimiento no se puede utilizar si la roca que contiene la discontinuidad está suelta ya que se desplazaría al ser golpeada con el martillo, por lo que no es aplicable en macizos rocosos muy fracturados. En este caso, se debe extraer el bloque de roca que contiene la discontinuidad y sujetarlo firmemente antes de golpear en él con el martillo. Se debe efectuar un número suficiente de ensayos en cada superficie de discontinuidad. De cada grupo de diez lecturas se desechan las cinco más bajas y se anota el valor medio de las cinco mayores. De esta forma se obtiene el valor del JCS (“joint compressive strength”) que interviene en la fórmula propuesta por Barton y Choubey (1977) para estimar la resistencia al corte de las discontinuidades rocosas sin relleno.

6.5.6. Apertura

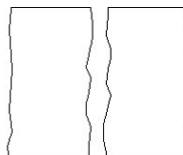
Tal y como se muestra y define en la Figura 6.21, las discontinuidades pueden ser cerradas, abiertas y rellenas.

Conceptos:

Discontinuidad cerrada, no hay nada ni material ni hueco entre los labios de la discontinuidad.



Discontinuidad abierta, existe una distancia entre ambos labios de la discontinuidad, sin ningún tipo de material.



Discontinuidad rellena, existe un material de relleno entre ambos labios de la discontinuidad.

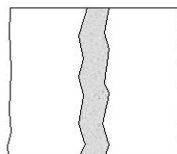


Figura 6.21. Definición de discontinuidad cerrada, abierta y rellena. Fotografía y montaje: autores.

Se define apertura como la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad, cuando este espacio intermedio tiene agua o aire. En esto se distingue la apertura del espesor de relleno (ver Figura 6.22).

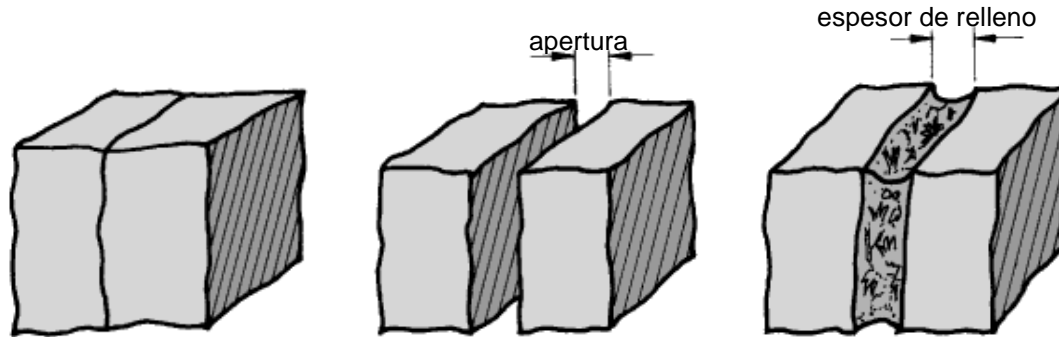


Figura 6.22. Apertura de una discontinuidad.

Las grandes aperturas pueden ser resultado de desplazamientos cortantes de discontinuidades, cuando éstas tienen una rugosidad apreciable, o bien pueden ser debidas a tracciones, lavado o disolución. Las aperturas se miden con una regla graduada en milímetros. A gran profundidad las aperturas suelen ser inferiores a medio milímetro, en la mayoría de los macizos rocosos, y la forma de medirlas es mediante láminas calibradas.

Se deben anotar las aperturas de todas las discontinuidades intersectadas por la línea de toma de datos, cuando se utiliza esta técnica de observación. Las variaciones de apertura que suelen tener las grandes discontinuidades se suelen medir a lo largo de la traza de las mismas.

La resistencia al corte de las discontinuidades con unas aperturas muy pequeñas apenas depende de la separación entre los labios y disminuye notablemente cuando hay agua en ellas, ya que la presión de ésta puede reducir las tensiones efectivas normales en la discontinuidad. Para describir la apertura de las discontinuidades se puede emplear la terminología recomendada por la SIMR (Brown, 1981), y que se presenta en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10. Terminología de apertura recomendada por la SIMR (Brown, 1981).

APERTURA	DESCRIPCIÓN	ASPECTO
<0,1 mm	Muy cerrada	Aspecto cerrado
0,1-0,25 mm	Cerrada	
0,25-0,5 mm	Parcialmente abierta	
0,5-2,5 mm	Abierta	Aspecto de hendidura
2,5-10 mm	Moderadamente ancha	
>10 mm	Ancha	
1-10 cm	Muy ancha	Aspecto abierto
10-100 cm	Extremadamente ancha	
>1 m	Cavernosa	

6.5.7. Relleno

Se denomina relleno de una discontinuidad al material que ocupa el espacio entre sus labios, por ejemplo: calcita, fluorita, limo, etc. Normalmente el espesor de relleno es igual a la distancia perpendicular entre los labios. Es conveniente medir los espesores máximo y mínimo y estimar, a partir de ellos, el espesor medio (Véase Figura 6.23). Si la diferencia entre los espesores máximo y mínimo es grande, puede ser debido a que la discontinuidad ha experimentado desplazamientos cortantes.



Figura 6.23. Medición y análisis de rellenos. Fotografía y esquema: autores y David Córdova.

El comportamiento mecánico de las discontinuidades depende en gran medida de las características del relleno, las más importantes de las cuales son:

- Espesor.
- Mineralogía.
- Granulometría.
- Relación de sobreconsolidación.
- Humedad y permeabilidad.
- Desplazamientos cortantes previos.

Al realizar la cartografía geotécnica hay que observar en las discontinuidades los anteriores factores. Se deben hacer esquemas y fotografías de los rellenos. En la Figura 6.24 se muestran ejemplos de esquemas de discontinuidades rellenas.

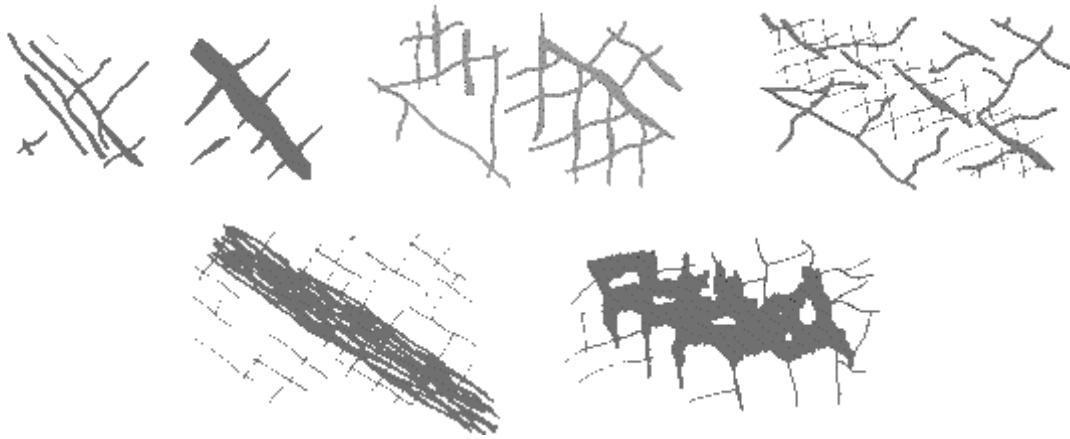


Figura 6.24 Ejemplos de esquemas de discontinuidades rellenas.

Para estimar la resistencia al corte de una discontinuidad es importante estudiar, caso de existir, las características de la fracción arcillosa del relleno, sobre todo si se trata de arcillas expansivas. Además, es conveniente determinar si ha existido desplazamiento cortante previo de la discontinuidad, puesto que la resistencia residual al corte de la arcilla es menor que la resistencia de pico.

6.6. Agua en las discontinuidades

Generalmente, la circulación de agua en los macizos rocosos se realiza a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria), excepto en las rocas sedimentarias con un alto índice de poros, en las cuales el agua circula por la propia roca (permeabilidad primaria). Esta permeabilidad necesita que los estratos permeables conecten unos con otros, frecuentemente a través de discontinuidades. La permeabilidad secundaria es más propia de los macizos de rocas ígneas y metamórficas. Por lo que se acaba de exponer, la permeabilidad en los macizos rocosos suele ser muy anisotrópica.

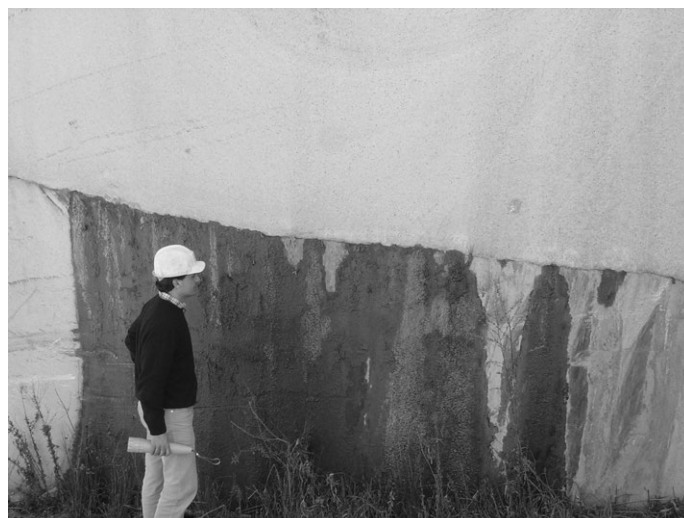


Figura 6.25. Discontinuidad sub-horizontal en granito con claras muestras de goteo. Foto: autores.

Conviene describir la circulación de aguas en juntas y familias y adjuntar fecha de toma de datos y datos meteorológicos. Se suelen además clasificar las siguientes posibilidades de descripción de la junta: impermeable (serían discontinuidades cerradas), secas (abiertas o rellenas sin agua), húmeda (abiertas o rellenas con muestras de humedad), goteo (véase por ejemplo la discontinuidad de la Figura 6.25) y fluencia, cuando el agua fluye como su de un manantial se tratara.

En las Tablas 6.11 y 6.12 se presentan unas escalas descriptivas, propuestas por la SIMR (Brown, 1981), que permiten evaluar el grado de filtración en una discontinuidad:

Tabla 6.11. Grado de filtración de una discontinuidad sin relleno.

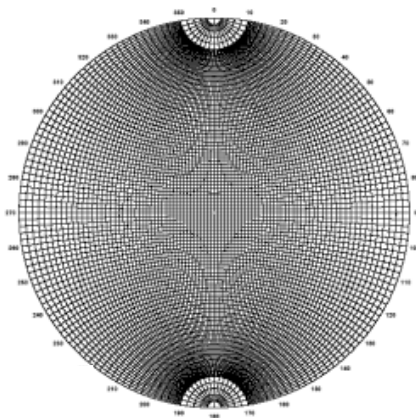
Discontinuidades sin relleno	
Grado de filtración	Descripción
I	La discontinuidad está muy cerrada y seca. El flujo de agua por la misma no parece posible.
II	La discontinuidad está seca y no hay evidencia de flujo de agua.
III	La discontinuidad está seca, pero muestra evidencias de flujo de agua, por ejemplo, manchas de roña, etc.
IV	La discontinuidad está húmeda, pero no se observa circulación de agua.
V	La discontinuidad muestra filtraciones de agua, gotas de agua ocasionales, pero no flujo continuo.
VI	La discontinuidad muestra un flujo continuo de agua. (Hay que estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión, por ejemplo: baja, media o alta).

Tabla 6.12. Grado de filtración de una discontinuidad con relleno.

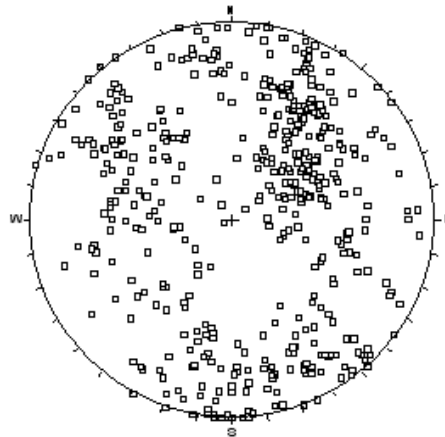
Discontinuidades con relleno	
Grado de filtración	Descripción
I	Los materiales de relleno están fuertemente consolidados y secos, parece muy improbable la aparición de un flujo debido a que la permeabilidad es muy baja.
II	Los materiales de relleno están húmedos, pero no circula agua.
III	Los materiales de relleno están húmedos, con gotas ocasionales de agua.
IV	Los materiales de relleno muestran signos de lavado, con flujo continuo de agua. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto).
V	Los materiales de relleno están lavados localmente, y hay un considerable flujo de agua a lo largo de los canales de erosión. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y la presión: baja, media o alta).
VI	Los materiales de relleno están completamente erosionados por el agua, que circula a presiones muy elevadas, especialmente en los afloramientos. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión).

6.7. Familias de discontinuidades

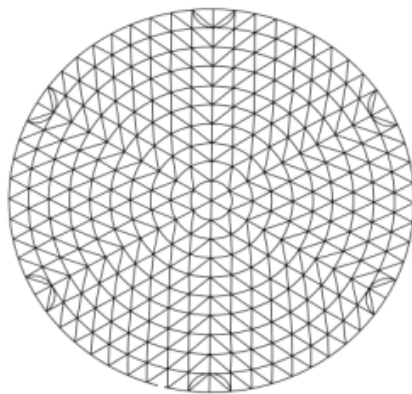
Una familia de discontinuidades está constituida por aquellas que tienen orientaciones similares y el mismo origen. Por ello las familias se pueden determinar, representando los polos de las discontinuidades observadas en el macizo rocosos en una red polar equiareal (por ejemplo mediante la plantilla de Schmidt, que se muestra arriba a la izquierda en la Figura 6.26 o utilizando programas ad-hoc como el programa DIPS de la compañía Rocscience), para obtener un diagrama de polos (arriba a la derecha en la Figura 6.26.), que se contornearán utilizando una plantilla de conteo equiareal (como por ejemplo la plantilla de Kalsbeek, abajo a la izquierda en la figura, o mediante el programa DIPS) para obtener la distribución de polos (en la Figura 6.26 abajo a la derecha) que representará todas las discontinuidades medidas en el macizo rocosos y donde se tratará de identificar y estimar las orientaciones medias de las familias tal y como se comenta a continuación.



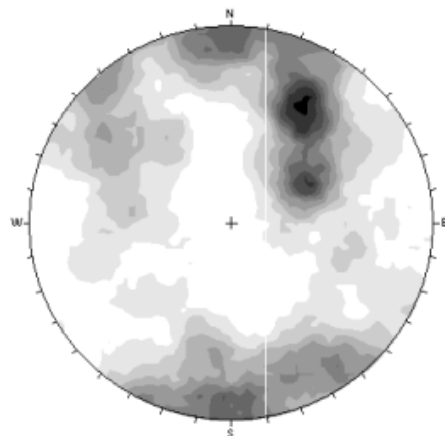
Plantilla de Schmidt para representación de polos.



Representación de polos medidos en un macizo.



Plantilla de Kalsbeek para conteo de polos.



Distribución de polos en un macizo con 4 familias e juntas observadas.

Figura 6.26. Plantilla de Schmidt para representación de polos (arriba izquierda), representación de los polos de juntas medias en un macizo rocoso determinado (arriba derecha), plantilla de conteo de Kalsbeek (abajo izquierda) y distribución de los polos medidos en un macizo rocoso mediante el programa DIPS (Rocscience, 2002) abajo a la derecha.

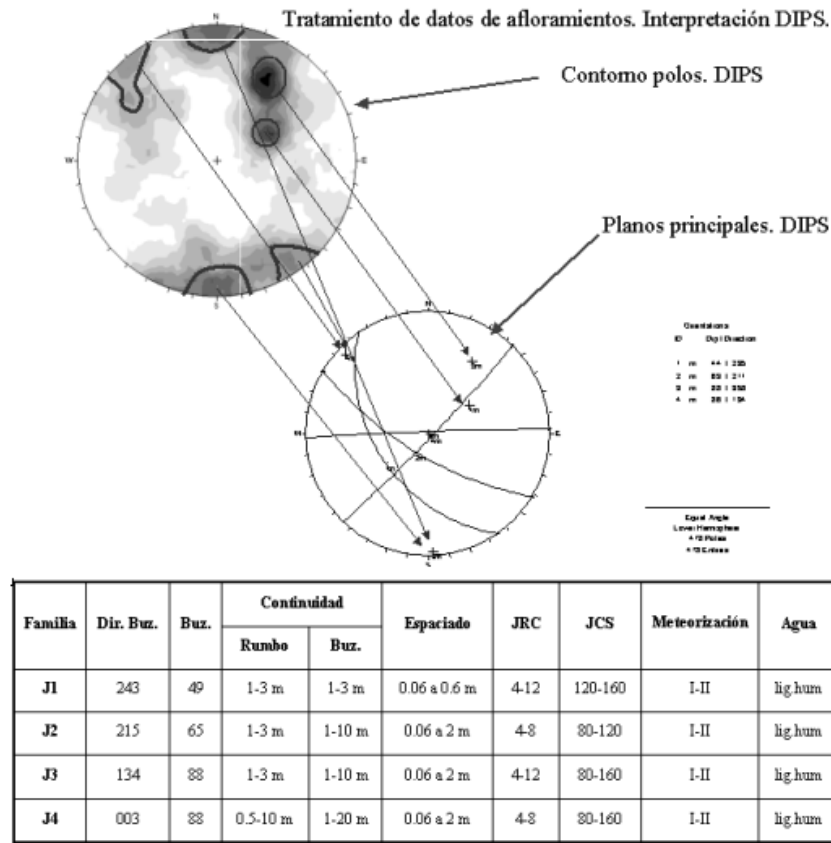


Figura 6.27. Procedimiento de estimación de familias de discontinuidades para el caso de un macizo rocoso. Explicación en el texto.

Con esta representación de distribución de polos habrá que realizar manualmente la selección de las zonas de orientación correspondientes a cada familia (para lo cual se podrá utilizar el programa DIPS de Rocscience, 2002), y se obtendrán unos valores de dirección de buzamiento y buzamiento correspondientes a las orientaciones medias de cada familia (Figura 6.27).

Con los datos medios de orientación se reubicará cada discontinuidad sobre el censo original en su familia para obtener las propiedades promedio de cada una de las familias identificadas, y así se obtendrá una tabla con las orientaciones y valores promedio de los caracteres geomecánicos más importantes de las discontinuidades observadas en campo y clasificadas en familias o sistemas. (Figura 6.27).

Cuando las familias de discontinuidades no se identifican fácilmente en el campo ni en la red polar, se pueden delimitar mediante métodos estadísticos aplicados a la distribución de los polos.

El número de familias de discontinuidades existentes en un macizo rocoso define su comportamiento; determina el grado en que puede deformarse sin que se produzcan roturas en los materiales rocosos y prefigura la forma de rotura del macizo al realizar en él una voladura, por ejemplo. En la Figura 6.28 se muestran ejemplos esquemáticos y reales de macizos con una y tres familias de discontinuidades respectivamente.

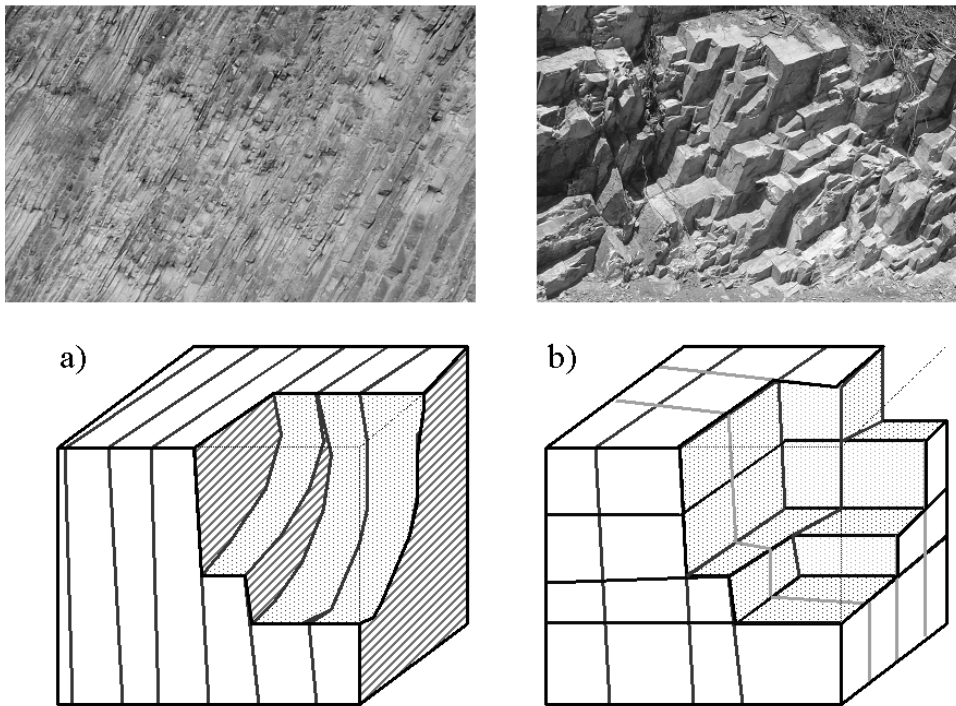


Figura 6.28. Esquema y fotografías de un macizo con a) una sola familia de discontinuidades y b) con tres familias de discontinuidades. Fotos: autores.

La numeración de las familias para su identificación se debe hacer empezando por las más sistemáticas y persistentes o por las que mayores problemas de estabilidad que pueden producir.

6.8. Tamaño de los bloques

El tamaño de los bloques es un indicador muy importante de la calidad de un macizo rocoso. Viene determinado por el número de familias, el espaciado de las discontinuidades y su tamaño.

El tamaño de los bloques juntamente con la resistencia al corte de las discontinuidades y de la roca determina el comportamiento mecánico del macizo rocoso. Los macizos rocosos compuestos por grandes bloques tienden a ser poco deformables, mientras que si el tamaño de éstos es suficientemente pequeño pueden llegar a fluir, en casos excepcionales.

El tamaño de los bloques se puede expresar mediante el índice de tamaño (I_b) o mediante el índice volumétrico de discontinuidades (J_v).

En macizos rocosos sedimentarios los bloques que se forman suelen ser cúbicos o prismáticos y estar formados por los planos de estratificación más dos familias de juntas perpendiculares a la estratificación y perpendiculares también entre sí. En tales casos I_b se puede definir como:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3} \quad (6.3)$$

donde,

S_1 , S_2 y S_3 son los espaciados medios de las correspondientes familias de discontinuidades.

En estos casos puede estimarse seleccionando, a simple vista, una serie de bloques de tamaño medio (Figura 6.29).



Figura 6.29. Representación espacial de los sistemas de discontinuidades para la estimación del índice de tamaño. Fotografía y montaje: David Córdova.

En los macizos rocosos no sedimentarios, en los que los bloques no suelen ser tan regulares, el índice de tamaño se puede determinar seleccionando previamente, a simple vista, los bloques de tamaño medio. Cada dominio estructural se suele caracterizar por una I_b .

El índice volumétrico de discontinuidades, J_v , se define como la suma del número de discontinuidades por metro de cada una de las familias existentes. El cálculo de J_v se debe realizar a partir de los espaciados medios de las familias (Figura 6.30).

Existe una correlación entre J_v y el RQD (Palmstron, 2005):

$$RQD = 110 - 2,5 J_v \quad (6.4)$$

el RQD tiene su valor máximo, es decir, 100 para $J_v < 4$. Esta relación, se puede utilizar, aunque no es muy precisa, para estimar el RQD cuando no se dispone de testigos de sondeos.

Los siguientes términos descriptivos propuestos por la SIMR (Brown, 1981) permiten clasificar los bloques por tamaños según la Tabla 6.13. También se pueden clasificar los bloques según

su tamaño a partir de la longitud media de las aristas que los delimitan. En la Tabla 6.14. se presenta una escala de longitudes que se puede utilizar con dicho objetivo.

Índice volumétrico de juntas (J_v): Es el número de juntas que intersecta 1 m^3 de macizo rocoso.

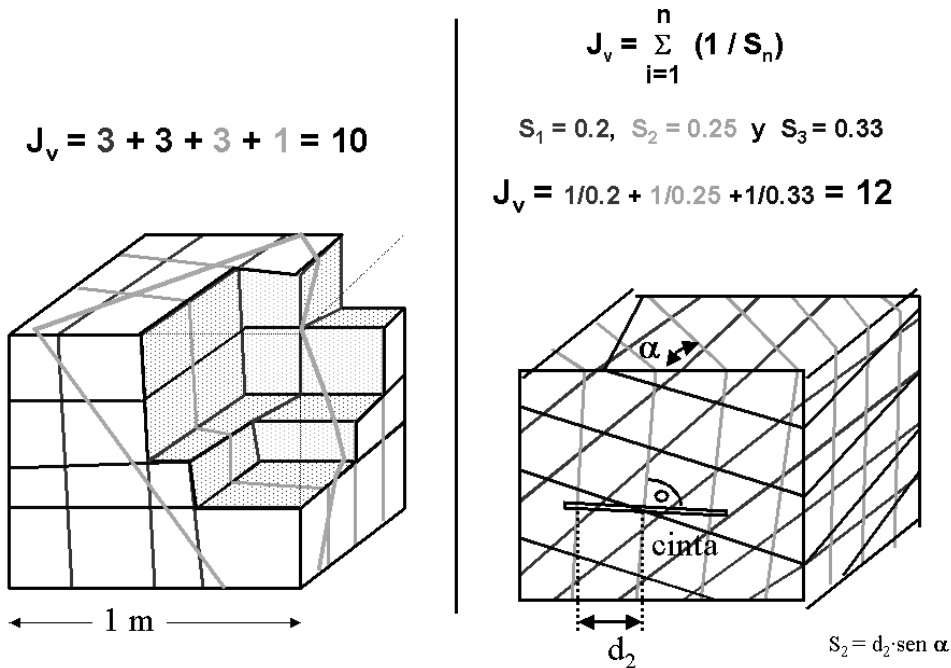


Figura 6.30. Estimación del índice J_v a partir de las discontinuidades de las distintas familias observadas sobre una muestra de macizo rocoso de un metro cúbico o a partir de los espaciados medios de las familias de las discontinuidades observadas, para lo cual conviene ir estimando una serie grande de espaciados en la dirección normal a cada una de las familias de juntas observadas in-situ.

Tabla 6.13. Clasificación por tamaños de los bloques de un macizo rocosos.

Descripción	J_v (juntas/ m^3)
Bloques muy grandes	<1,0
Bloques grandes	1-3
Bloques medios	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	>30

Tabla 6.14. Clasificación del tamaño de los bloques de un macizo rocoso según la longitud media de su arista.

Término	Longitud media de las aristas, mm
Muy grande	>2000
Grande	600-2000
Medio	200-600
Pequeño	60-200
Muy pequeño	<60

Los bloques presentes en los macizos rocosos se pueden describir (Matula, 1981) utilizando la siguiente terminología:

- Bloques poliédricos. Se forman en presencia de discontinuidades irregulares. El tamaño y la forma de los bloques varían ampliamente (Figura 6.31a).
- Bloques tabulares. Se forman cuando existe un conjunto dominante de discontinuidades paralelas, por ejemplo, planos de estratificación, y juntas discontinuas. El espesor de los bloques es mucho menor que su longitud y su anchura (Figura 6.31b).
- Bloques prismáticos. Aparecen cuando existen dos conjuntos dominantes de discontinuidades, aproximadamente ortogonales, y un tercer conjunto irregular. El espesor del bloque es menor que su longitud y anchura (Figura 6.31c).
- Bloques cúbicos. Este tipo de bloque se da cuando se presentan tres conjuntos dominantes de discontinuidades, aproximadamente ortogonales, con juntas irregulares ocasionales (Figura 6.31d).
- Bloques romboédricos. Estos bloques aparecen cuando existen tres o más conjuntos de discontinuidades oblicuas dominantes que dan lugar a bloques equidimensionales (Figura 6.31e).
- Bloques columnares. Se observan cuando hay varias juntas, continuas, paralelas, cruzadas por otras de forma irregular. Su longitud es mayor que el resto de las dimensiones (Figura 6.31f).

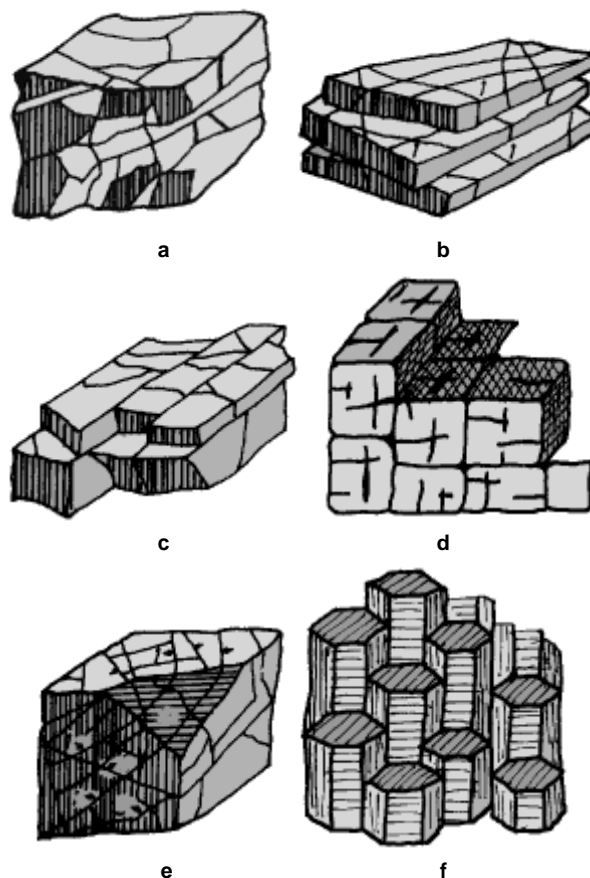


Figura 6.31 Esquemas de tipos de bloques. Matula (1981)

6.9. Toma de datos en campo

El principal objetivo de la realización de un estudio geotécnico en el ámbito de la mecánica de rocas consiste en conocer la estructura y atributos de los macizos rocosos relacionados con un trabajo de ingeniería. El ingeniero debe conocer las limitaciones intrínsecas de un estudio geotécnico. Las incertidumbres del terreno deben ser resueltas con la adecuada flexibilidad y sensibilidad para realizar diseños constructivos que eviten consecuencias costosas debido a "sorpresas geológicas". Al final las predicciones son comprobadas por la realidad del terreno. (Galera, 1994). En el ámbito de la ingeniería civil, los medios económicos con los que se cuenta para la realización de un estudio geotécnico son en torno al 1% del coste total de ejecución de la obra (entre el 0,5 y el 2 %). De dicha cantidad la mitad se suele ir en la realización de sondeos absolutamente necesarios para conocer el terreno en profundidad. Su elevado coste obliga a racionalizar su realización en tiempo y coste obteniendo de ellos la máxima información posible. (Galera, 1994).

Para abordar el modelo geológico y el modelo geotécnico del macizo rocoso involucrado se deben abordar los siguientes aspectos: geología: estratigrafía, estructural y geomorfología; litología: tipos, contactos y distribución; espesor y características del recubrimiento; estructura del macizo rocoso, parámetros resistentes y de deformación del macizo y posición y movilidad del agua. Los medios para abordarlos son: la investigación bibliográfica; la cartografía geológico-geotécnica y fotografía aérea existentes, los estudios hidrogeológicos, las clasificaciones geomecánicas, los levantamientos o censos de discontinuidades, las técnicas geofísicas, los sondeos y los ensayos in-situ y de laboratorio. Todas las actividades indicadas están relacionadas pudiéndose establecer las siguientes fases de investigación (Galera, 1994):

- 1) Trabajos de campo básicos o preliminares que condicionan la calidad y economía del resto de la campaña de investigación,
- 2) Prospecciones de campo,
- 3) Ensayos de laboratorio y
- 4) Interpretación y elaboración del modelo (trabajo de gabinete).

Para abarcar todos estos aspectos a través de los medios considerados conviene planificar el estudio de manera que un esquema razonable para la realización de un estudio geotécnico de una gran obra (mina subterránea, túnel carretero o ferroviario) es el que se presenta en la Figura 6.32. (Galera, 1994).

La primera tarea que hay que realizar cuando se desea llevar a cabo un estudio geotécnico consiste en analizar la información geológica publicada a nivel regional, para lo cual se utilizarán en España la infraestructura de cartografía geológica del ITGE a escala 1:50.000. Piénsese que para estudiar por ejemplo una zona de un kilómetro cuadrado, esto equivale a 0,25 cm² en la hoja geológica, por lo que será siempre necesario contar con una cartografía de detalle a escala grande (entre 1:500 a 1:2000), que se realizará con la ayuda de la fotografía aérea y mediante reconocimientos de campo. No obstante la cartografía geológica sí que informa sobre los tipos de rocas que aparecen en la zona, estratigrafía y aspectos estructurales generales de la zona de interés

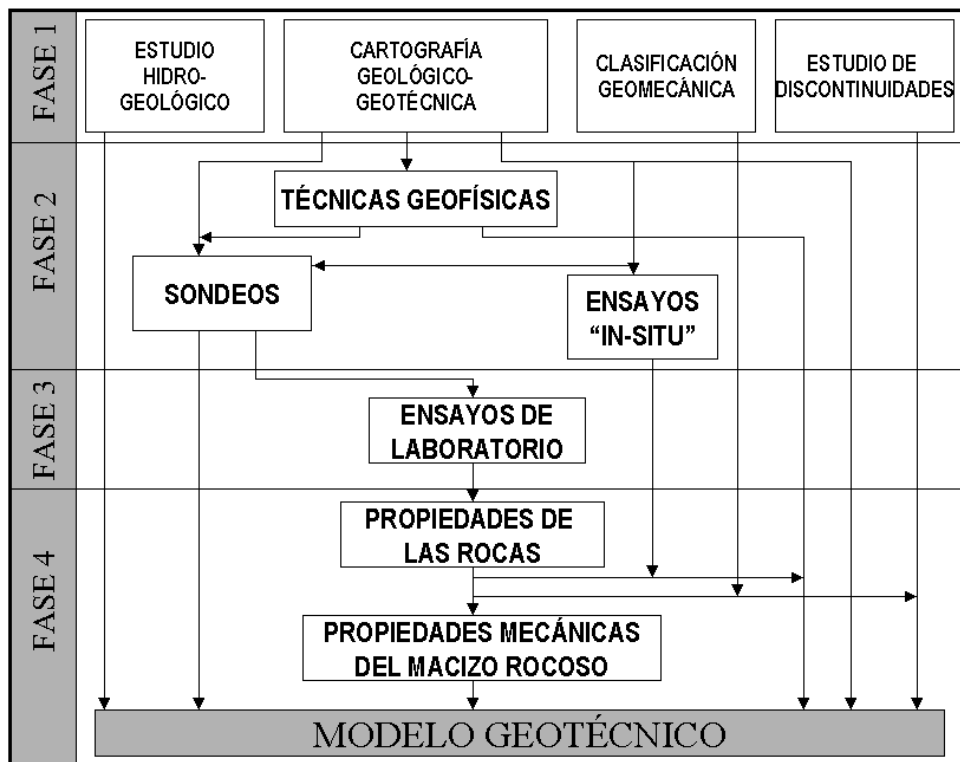


Figura 6.32. Esquema razonable para la realización de un estudio geotécnico. Según Galera (1994).

A continuación, se debe de hacer un estudio de los afloramientos de roca presentes en el terreno, que resultan fáciles de identificar tanto ellos como sus accesos mediante fotografía aérea. Además esta fotografía informa sobre geomorfología y recubrimientos, estructura de plegamiento y fracturación, reconocimiento de litologías. Si esta información no fuera suficiente habría que proceder, siempre que el espesor de suelo fuera pequeño, inferior a unos 4 m, a la apertura de zanjas o calicatas. Finalmente, en caso necesario, habrá que proceder a sondear el terreno.

Mediante los métodos de observación anteriormente indicados se tiene acceso directo a la roca, pero en muchos casos es conveniente complementar esta información con la que se puede obtener por métodos geofísicos, los cuales permiten estudiar los macizos rocosos de forma indirecta pero en amplias extensiones.

6.9.1. Geología regional

Las características geotécnicas de un macizo rocoso determinado son producto de la historia geológica de la región en que se encuentra. Los tipos de rocas, fallas, pliegues y juntas en las áreas relativamente pequeñas en la que se implantan las obras de ingeniería, forman parte de un conjunto mayor en el que se refleja el proceso geológico a gran escala al que estuvo sometida la región. A veces puede ser necesario conocer dicho proceso, ya que de él se pueden deducir ciertas tendencias estructurales que pueden pasar inadvertidas si solamente se tiene en cuenta la información detallada obtenida en el macizo rocoso a nivel local.

Las fotografías aéreas pueden proporcionar una información muy útil sobre las características geológicas de la zona a estudiar. Las fallas y otras discontinuidades lineales de primer orden son normalmente muy fáciles de identificar en las fotos aéreas, pero es necesario ser un buen especialista para localizar e interpretar algunos rasgos del terreno. El examen estereoscópico de pares de fotografías aéreas suele ser especialmente útil en zonas donde existe un relieve topográfico importante, ya que puede permitir localizar antiguos deslizamientos u otros fenómenos geotécnicos importantes.

6.9.2. Observación de afloramientos

En una primera etapa del estudio de una excavación subterránea o a cielo abierto, normalmente no se tiene acceso al macizo rocoso en profundidad. En este caso se deben utilizar los afloramientos en superficie para obtener la máxima información sobre los tipos litológicos y las características estructurales del macizo rocoso. Habitualmente, los lechos de los ríos son una fuente importante de información porque contienen gran cantidad de afloramientos, particularmente cuando la corriente ha erosionado el terreno superficial y ha dejado la masa rocosa al descubierto. Cuando el área de macizo rocoso que aflora en superficie es limitada, o cuando los afloramientos accesibles están intensamente alterados por la meteorización, puede ser recomendable proceder a la excavación de trincheras o pozos.

Además de para la identificación de los tipos de roca, los estudios de los afloramientos son útiles para conocer el buzamiento y el rumbo de las discontinuidades estructurales, tales como: planos de estratificación, fallas y juntas. Se puede ahorrar mucho tiempo y energía si estas medidas se efectúan con los instrumentos específicamente diseñados para ello.

El equipo básico que hay que utilizar en el campo debe de incluir lo siguiente:

- Brújula geológica.
- Cinta métrica de 10 m de longitud mínima.
- Regla plegable de 2 m de longitud graduada en milímetros.
- Spray de pintura.
- Bolsas de plástico para el almacenamiento de muestras de uno o dos kilos de roca o suelo.
- Martillo de geólogo.
- Cuchillo.
- Cámara fotográfica.
- Martillo de Schmidt tipo L.
- Tabla de JRC.

En la Tabla 6.14 se presenta a manera de ejemplo un impreso de toma de datos en afloramientos.

Cuando el recubrimiento de suelos sobre el macizo rocoso es de poco espesor, se puede acceder a éste mediante zanjas o calicatas. En la Tabla 6.15 se presenta un impreso para el registro de calicatas.

Tabla 6.15. Registro de calicatas

	Profundidad	Símbolo gráfico de la litología	Meteorización	Estructura geológica

6.9.3. Toma de datos en profundidad

Normalmente, la información que se puede recoger en superficie no es suficiente para elaborar el modelo geológico del macizo rocoso donde se va a implantar la excavación objeto de estudio, por lo que es necesario complementarla mediante los datos tomados en profundidad. Esta toma de datos se puede realizar mediante sondeos, galerías y métodos geofísicos.

6.9.3.1. Toma de datos en galerías

La toma de datos en galerías se puede efectuar de forma análoga a la explicada para los afloramientos en superficie si bien existen las diferencias que se exponen a continuación:

- Orientación de las discontinuidades. Cuando la roca es muy magnética la brújula puede sufrir interferencias; esto mismo puede suceder por la presencia de entibación metálica, tubos de hierro, raíles, etc. En estos casos, en lugar de la brújula se debe utilizar una clino-regla o un transportador de ángulos para medir la orientación de las discontinuidades. Se coloca una cinta métrica paralela a los hastiales del túnel y se orienta convenientemente. A continuación se coloca la clino-regla con uno de sus lados paralelo a la cinta y se mide con ella la dirección de las discontinuidades respecto de la cinta.
- Persistencia. Dadas las pequeñas dimensiones que tienen, en general, las galerías de reconocimiento puede resultar imposible medir las longitudes de las discontinuidades según su rumbo y buzamiento, por este motivo para obtener esta información hay que aprovechar los huecos más grandes existentes en el subterráneo, como las zonas de intersección de túneles, etc.

- Apertura. Los túneles perforados por medios mecánicos, como tuneladoras o máquinas de ataque puntual, o los realizados con voladuras de precorte, permiten obtener una información más fidedigna sobre las aperturas de las discontinuidades que los efectuados mediante voladuras normales, ya que éstas producen una separación de los labios de las discontinuidades como consecuencia, principalmente, de la expansión de los gases generados por el explosivo.
- Afluencia de agua. Los túneles actúan muchas veces como drenaje de los macizos rocosos (véase Figura 6.33), por lo que suele ser muy útil describir el caudal recogido en el túnel, para lo cual conviene dividir éste en secciones, correspondiendo cada una de ellas a una región estructural distinta de las atravesadas por el túnel. Esta labor se debe realizar rápidamente después de excavado el túnel, ya que los acuíferos se pueden vaciar en poco tiempo. La circulación de agua en las galerías se puede describir, siguiendo las indicaciones de la SIMR (Brown, 1981), conforme se indica en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16. Afluencia de agua en galerías.

Afluencia de agua en galería	
Grado de filtración	Descripción
I	Paredes y bóveda secas, no se detectan filtraciones.
II	Pequeña filtración, determinadas discontinuidades presentan un goteo de agua.
III	Afluencia media, determinadas discontinuidades presentan un caudal continuo (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel).
IV	Gran afluencia, determinadas discontinuidades presentan un caudal continuo (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel)
V	Afluencia excepcionalmente elevada, determinadas fuentes tienen caudales extraordinarios (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel)



Figura 6.33. Manantial de agua con un flujo de 5 litros por minuto en una galería minera en la mina Yauliyacu (Perú). Foto: autores.

6.9.3.2. Toma de datos en sondeos

La forma habitual de obtener información sobre el macizo rocoso en profundidad en los estudios de estabilidad de taludes es mediante sondeos.

Para obtener testigos del macizo rocoso de buena calidad conviene que el sondeo se realice con corona de diamantes. Es aconsejable que la sonda sea de empuje hidráulico ya que permite ajustar la presión de la corona de perforación en el fondo del sondeo a la dureza de la roca que se está perforando. Las zonas meteorizadas o fracturadas se deben de atravesar rápidamente para evitar que sean erosionadas por el agua de perforación. Se puede mejorar la calidad del testigo obtenido del sondeo utilizando baterías dobles o triples en lugar de sencillas. También es importante disponer de una amplia serie de velocidades de rotación, para poder ajustar este parámetro de la roca que se está perforando y al tipo de corona.

El propósito de la perforación geotécnica es obtener una muestra completa del macizo rocoso en un estado lo más próximo posible al original. Esto sólo se puede conseguir si el testigo pasa sin alterarse al interior de un tubo fijo contenido en la batería (un tubo que no gira al girar el tubo exterior al que está unida la corona). Además de describir detalladamente el testigo conviene inspeccionar el agujero del sondeo mediante algún medio de observación, por ejemplo, periscopio, cámara de televisión, cámara de ultrasonidos, etc.

Antes de realizar las observaciones en el testigo se debe proceder a lavarlo; sin embargo, cuando existen discontinuidades con relleno o se trata de rocas arcillosas alterables con la humedad no se debe lavar el testigo. Previamente a hacer observaciones detalladas en los testigos, se deben contemplar en su conjunto para determinar los dominios estructurales que se han atravesado y sus características geológicas. Se debe medir y anotar el testigo total recuperado, que se define como la suma de las longitudes de todos los trozos de testigo recuperados expresada en tanto por ciento de la longitud total perforada. La recuperación que se consigue en un macizo rocoso de poca calidad depende mucho del equipo de perforación y de la habilidad del sondista. Es importante que el sondista anote cuidadosamente la profundidad del comienzo y del final de cada maniobra de perforación. Los tramos donde se ha perdido el testigo se deben sustituir por piezas de madera, al ser colocado éste en la caja.

Se denomina frecuencia de fracturación al número de discontinuidades naturales que intersectan una determinada longitud de testigo. En este cómputo se deben descontar las fracturas producidas por el manejo poco cuidadoso del testigo o en la perforación. El RQD (Rock Quality Designation) es un factor de recuperación modificado. Para obtenerlo se anotan todos los trozos de testigo de longitud superior a 10 cm y se expresan como porcentaje de la longitud total perforada. Si se rompe el testigo durante el manejo o en el proceso de perforación, o sea si existen fracturas frescas, se colocan juntos los trozos rotos y se ignora la existencia de dichas fracturas. Cuando el material perforado es más débil que la roca encajante, tal como salbanda arcillosa sobreconsolidada, no se considera para el cómputo del RQD, incluso si tiene más de 10 cm de longitud. Las longitudes de los trozos de testigo se deben medir a lo largo de su eje, por lo que las discontinuidades paralelas a éste no disminuyen los valores del RQD. Se deben anotar separadamente los valores de RQD en cada estrato individual, dominio estructural, zona débil, etc., con lo que se puede obtener una

información precisa de la situación y espesor de los tramos con valores pequeños o nulos del RQD.

Al realizar el registro del sondeo hay que anotar los aspectos que se describen a continuación:

- Orientación de las discontinuidades. La orientación e inclinación de las discontinuidades estructurales de un macizo rocoso son factores extremadamente importantes a la hora de diseñar una excavación subterránea o a cielo abierto. Por tanto, la orientación del testigo es muy importante. La inclinación aparente de las discontinuidades que intersectan el testigo con respecto al eje del mismo, se puede medir mediante un transportador de ángulos. Si el sondeo es vertical, el complementario de estos ángulos representa el buzamiento verdadero de las discontinuidades, pero si no se orienta el testigo no es posible conocer la dirección del buzamiento. Si se realizan dos o tres sondeos en un macizo rocoso donde existen discontinuidades extensas reconocibles, como la estratificación o fallas, se puede deducir la dirección del buzamiento utilizando métodos gráficos.
- La inclinación en grados de la estratificación en las rocas sedimentarias y en las rocas metamórficas que conservan la estratificación se anota en la columna correspondiente. En las demás columnas se anotan las inclinaciones de los restantes planos de discontinuidad existentes en el testigo. La orientación de los planos de discontinuidad respecto a la estratificación se consigue orientando el testigo según unos ejes imaginarios (ver Figura 6.34), de forma tal que el rumbo de la estratificación coincida con la dirección AC de dichos ejes. Según este criterio el rumbo y buzamiento de la estratificación que se muestra en la Figura 6.34 sería AC-60°-D y la junta que se muestra en dicha figura tendría un rumbo BD y un buzamiento de 30°-C.

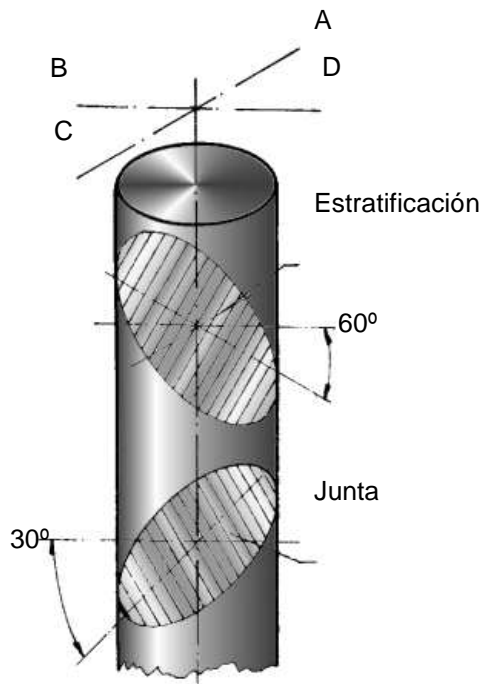


Figura 6.34. Orientación de un testigo de sondeo.

- En las rocas metamórficas no estratificadas y en las ígneas se pueden orientar las fracturas relativamente al plano de discontinuidad más frecuente y que, a su vez, tenga suficiente extensión y pueda identificarse en los afloramientos.
- Como se ha indicado anteriormente, por métodos gráficos se puede establecer la orientación e inclinación de los estratos o fallas cuando han sido atravesados por tres sondeos como mínimo, pero la orientación del testigo mediante un solo sondeo depende normalmente de la utilización de algún aparato de orientación durante la perforación o de una cámara de TV o de ultrasonidos una vez terminada ésta.
- Espaciado. El espaciado o frecuencia de las discontinuidades se puede conocer mediante el análisis del testigo y por técnicas de visualización del sondeo, como cámaras de TV, cámaras fotográficas, cámaras de ultrasonidos, etc. El espaciado S se puede estimar a partir de la longitud L medida a lo largo del eje del testigo entre discontinuidades naturales adyacentes de una misma familia y del ángulo θ de las discontinuidades con el eje del testigo. Así:

$$S = L \operatorname{sen} \theta \quad (6.5)$$

- Rugosidad. La rugosidad de los labios de una discontinuidad y la correspondiente resistencia al corte a escala real, no se pueden obtener de los datos proporcionados por un solo testigo, ya que la superficie intersectada no es suficientemente grande. Sin embargo, utilizando las escalas gráficas de rugosidad para 10 cm de tamaño (JRC), se puede clasificar la rugosidad de las discontinuidades cortadas por un sondeo.
- Resistencia de los labios de la discontinuidad. Sobre el testigo se pueden utilizar los procedimientos descritos para estimar en el campo la resistencia al corte una discontinuidad, es decir: grado de meteorización de los labios de la discontinuidad y rebote del martillo de Schmidt. Como el testigo proporciona una línea de muestreo dentro del macizo rocoso, permite observar directamente la penetración de la meteorización en las paredes de las discontinuidades.
- Apertura. Las aperturas de las discontinuidades intersectadas por sondeos se pueden estimar si se perfora con testigo continuo. Una discontinuidad se denomina abierta si las dos piezas de testigo que la delimitan no pueden acoplarse perfectamente a lo largo de la discontinuidad o si son visibles ciertos vacíos en ella. Una discontinuidad que aparece abierta en el testigo puede haber estado cerrada "in situ" y haberse perdido los materiales blandos de relleno durante la perforación. Se pueden utilizar cámaras de televisión, periscopios o cámaras de ultrasonidos para estudiar las aperturas de las discontinuidades en las paredes del sondeo.
- Relleno. Suele ser difícil recuperar los materiales de relleno de las discontinuidades cuando son blandos, a menos que se utilice un método de testificación de mucha calidad, por ejemplo, tubo triple. El material de relleno debe ser descrito con claridad haciendo referencia a su espesor, mineralogía y meteorización. Las dificultades que se presentan normalmente

para recuperar el relleno de las discontinuidades y la gran importancia que éste tiene en los estudios geotécnicos, justifican la utilización de sistemas especiales de recuperación y técnicas visuales de observación del sondeo. Cuando se estudia el relleno de una discontinuidad es necesario revisar cuidadosamente si los trozos de testigo a cada lado de la discontinuidad están correctamente acoplados o no; la falta de acoplamiento puede indicar pérdida de material de relleno, desplazamientos cortantes o trituración de los labios de la discontinuidad durante el proceso de perforación.

- Circulación de agua. Las observaciones realizadas en el sondeo pueden proporcionar información sobre los niveles freáticos. La presencia de óxidos de hierro en el testigo indica que la roca está situada sobre el nivel hidrostático medio; normalmente los óxidos de hierro aparecen con más intensidad en las zonas donde existe una variación del nivel hidrostático. Por supuesto los sondeos proporcionan un medio excelente para averiguar directamente la posición del nivel freático, mediante instrumentos de detección que se bajan por el interior del sondeo o instalando piezómetros en él. También se pueden observar los puntos de entrada de agua en el sondeo utilizando periscopios o cámaras de televisión.
- Número de familias de discontinuidades. La cantidad de familias de discontinuidades intersectadas por un sondeo depende de la orientación de éste con respecto a las familias existentes. La observación es más fácil cuando se diseñan los sondeos de modo que intersecten a las diferentes familias con ángulos adecuados.

Para anotar todos los datos descritos anteriormente no existe un formato único normalizado ya que los datos del macizo rocoso necesarios pueden variar de un proyecto a otro.

En los modelos de registro de sondeo se suele incluir las siguientes columnas: diámetro de la batería, diámetro de la tubería, pérdida de agua durante la perforación, profundidad en metros, símbolos gráficos, RQD, recuperación, descripción litológica, meteorización, fracturación, rumbo y buzamiento de las juntas y rugosidad, espesor y tipo de relleno.

En el encabezamiento de la hoja de registro se hacen constar los datos necesarios para identificar el sondeo y caracterizar el tipo de operación como son: sondista, sistema de perforación, ángulo con la horizontal, dirección, coordenadas, número de sondeo y fecha. También se recogen en este registro las medidas del nivel freático y las características del lugar donde está emplazada la sonda.

Ya que se gasta mucho dinero en la perforación y se intenta recuperar la mayor longitud posible de testigo, se deben almacenar éstos de forma que estén protegidos de la influencia de los factores atmosféricos y de modo que sea posible acceder a ellos sin gran esfuerzo físico.

6.10. Presentación de la información geológica

Los mapas producidos como resultado de los estudios geológicos regionales se suelen presentar a una escala entre 1:100.000 y 1:10.000. Para recoger información más detallada, necesaria para el diseño de las obras de ingeniería, hay que realizar mapas y planos a una escala de alrededor de 1:1.000 o incluso 1:100. El tipo de información incluida en tales planos, juntamente con los registros y notas que les deben acompañar, deben ser tales que permitan realizar una clasificación geomecánica completa del macizo rocoso. Es importante que la información obtenida en el campo sea transferida a mapas, planos, etc., preferiblemente cada día, ya que así se pueden detectar anomalías mientras el acceso a los afloramientos es todavía fácil y corregir los errores que se hayan cometido. Es fundamental que los datos anotados en los mapas sean inteligibles para los ingenieros que trabajan en otros aspectos del proyecto. A continuación se dan algunas recomendaciones sobre la presentación de la información:

- Orientación de las discontinuidades. El método más sencillo de presentar los datos de orientación de las discontinuidades consiste en utilizar los símbolos de rumbo y buzamiento colocados en su adecuada situación sobre el plano geológico. El único problema que presenta este método es la limitación del espacio existente en el plano geológico para dibujar muchas discontinuidades. Se suelen utilizar líneas gruesas continuas para representar las discontinuidades visibles y líneas discontinuas para las discontinuidades que están cubiertas localmente.

Otra forma de representar las discontinuidades es mediante bloques diagrama, que consisten en dibujos en perspectiva de la zona del estudio. Son interesantes cuando se quiere ver la relación entre la obra de ingeniería y la estructura rocosa (ver Figura 6.28). De esta forma, se pueden representar muchos tipos de obras, por ejemplo, emboquillado de túneles, taludes rocosos, etc.

En el método de la roseta de juntas se pueden representar éstas de una manera cuantitativa. Las juntas se dibujan, utilizando un círculo graduado de 0 a 360°, mediante líneas radiales dispuestas en intervalos de 10°. El número de juntas cuyo rumbo está comprendido en un intervalo se representan a lo largo del radio utilizando círculos concéntricos (Ver Figura 6.35). El buzamiento de las discontinuidades no se puede representar en el interior de la roseta por lo que se coloca en el exterior del círculo.

La forma más habitual de representar los planos de discontinuidad por su orientación es mediante la proyección hemisférica equiareal, o sea, que conserva las áreas, utilizando la red de Lambert o de Schmidt. Una vez representados mediante dicha proyección los polos de los planos, se pueden trazar sobre la red líneas de igual número de polos contenidos (ver Figura 6.36). Esta es la mejor forma de localizar el polo medio de cada familia y definir el número de ellas existentes en el macizo rocoso.

Una fuente de errores frecuente en el estudio de juntas es la inclusión en el mismo conjunto de polos de diferentes dominios estructurales. Es muy importante anotar en la red de proyección estereográfica solamente aquellos polos del mismo dominio estructural. La segunda fuente de error más frecuente está relacionada con el ángulo que forma la

dirección del plano de la discontinuidad que se pretende registrar con la orientación de la superficie de medida. Por ejemplo, si se registran los datos en una trinchera de reconocimiento, no se podrá detectar una discontinuidad de gran tamaño paralela a la trinchera. Este error se puede corregir mediante una regla propuesta por Terzaghi consistente en ponderar las medidas de las juntas a favor de aquellas más paralelas a la dirección del afloramiento en el que se realizan las medidas. Una solución mejor es llevar a cabo el registro de las discontinuidades en distintas direcciones.

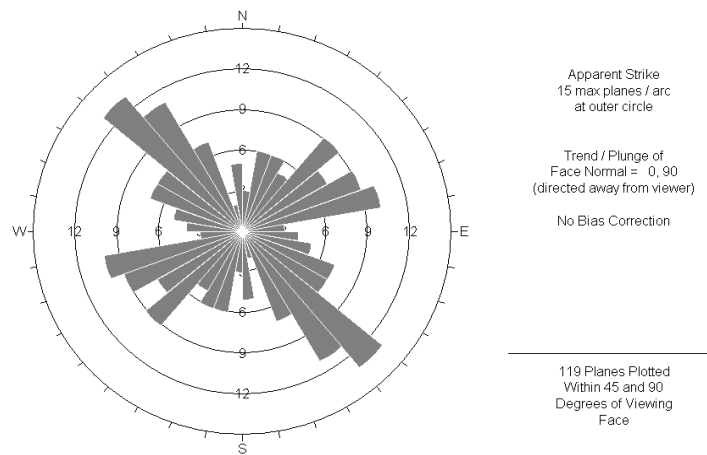


Figura 6.35. Roseta de juntas. Realizada con el programa DIPS.

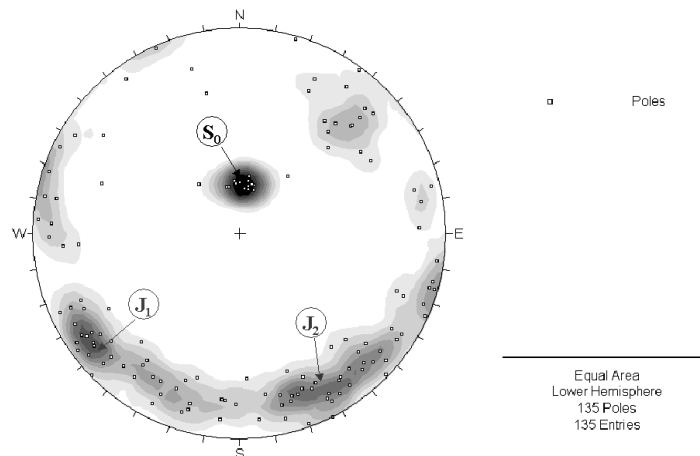


Figura 6.36 Representación de polos de discontinuidades sobre la red de Schmidt, realizada con el programa DIPS (Rocscience, 2002).

- Tamaño de las discontinuidades. A la hora de representar el tamaño de las discontinuidades, es útil disponer de información sobre el tipo de terminación de ellas. Las discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento (x) deben distinguirse de aquellas que visiblemente terminan en roca en el afloramiento (r) y de aquellas que terminan contra otras discontinuidades (d). Una familia de discontinuidades con un gran número de terminaciones (x) suele ser más continua que otra que tiene muchas terminaciones (d). Una familia de discontinuidades de pequeño tamaño tendrá muchas terminaciones de tipo (r).

Por lo tanto a la hora de anotar las discontinuidades en el plano geológico, se debe hacer constar la longitud en metros de la discontinuidad seguida de las letras (x), (r) o (d); por ejemplo, 8 (dx) es una discontinuidad de 8 metros de longitud con una terminación contra otra discontinuidad y la otra terminación invisible porque se extiende más allá del afloramiento. Donde los afloramientos son suficientemente grandes y numerosos, la información obtenida permite dibujar histogramas de frecuencia con las longitudes de las trazas de los planos de las discontinuidades para cada familia.

- Rugosidad de las discontinuidades. Se representa mediante perfiles lineales que se obtienen a partir de las coordenadas de la superficie de la discontinuidad; se suelen dibujar los perfiles correspondientes a las rugosidades máxima, mínima y media de cada familia. Además de las gráficas conviene incluir fotografías de los labios de las discontinuidades correspondientes a dichas rugosidades. Se deben hacer histogramas con los valores del JRC obtenidos a partir de la tabla de Barton y Choubey (1977) y con los valores de los ángulos de ondulación.
- Apertura de las discontinuidades. Conviene realizar, para cada familia, de discontinuidades, un histograma de aperturas. En cada familia se debe anotar la apertura media. Las discontinuidades individuales que tienen aperturas notablemente mayores que el valor medio, se deben describir con precisión y fotografiar siempre que sea posible.
- Espaciado de las discontinuidades. Además de realizar histogramas de espaciados (véase Figura 6.37), el espaciado medio, máximo y mínimo de cada familia de discontinuidades debe ser anotado. Una escala de espaciados práctica es la recomendada por la SIMR (Brown, 1981), que se describió anteriormente.

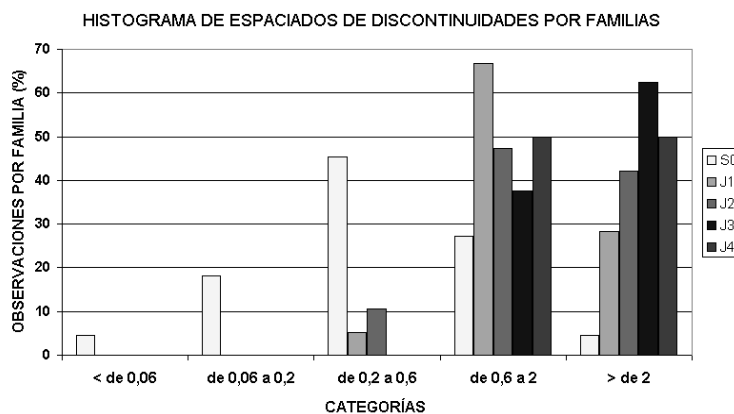


Figura 6.37. Representación del histograma de espaciados de las diferentes familias de discontinuidades de un macizo rocoso.

- Meteorización de las rocas. Se deben representar los grados de meteorización reconocibles en croquis simplificados y en secciones verticales del macizo rocoso, con una explicación suficientemente clara. También se debe describir la meteorización del material rocoso de los labios de las discontinuidades individuales importantes y de las familias de juntas.

- Relleno de las discontinuidades. El relleno de las discontinuidades se debe describir atendiendo a los aspectos que se hincan en la tabla 6.17.

Tabla 6.17. Descripción de los rellenos de discontinuidades.

Geometría	Espesor Rugosidad de los labios de la discontinuidad Esquemas de campo
Tipo de relleno	Mineralogía Tamaño de las partículas Grado de meteorización
Resistencia del relleno	Índice manual de resistencia (S1 a S6) Resistencia al corte Relación de sobreconsolidación Desplazado / no desplazado
Filtraciones de agua	

- Circulación de agua en el macizo rocoso. Conviene representar sobre un mapa el inventario de puntos de agua (véase Figura 6.39). Las barreras a la circulación de agua, tales como diques, discontinuidades rellenas de arcillas y estratos impermeables, se deben representar en los mapas geológicos y en las secciones verticales junto con los niveles hidrostáticos. También se debe representar la interacción mutua previsible entre el proyecto de ingeniería a realizar y el régimen hidráulico del macizo rocoso. Si hay suficiente información, se realizarán esquemas, como en el caso de los túneles, indicando los grados de infiltración en diferentes secciones longitudinales de la obra.

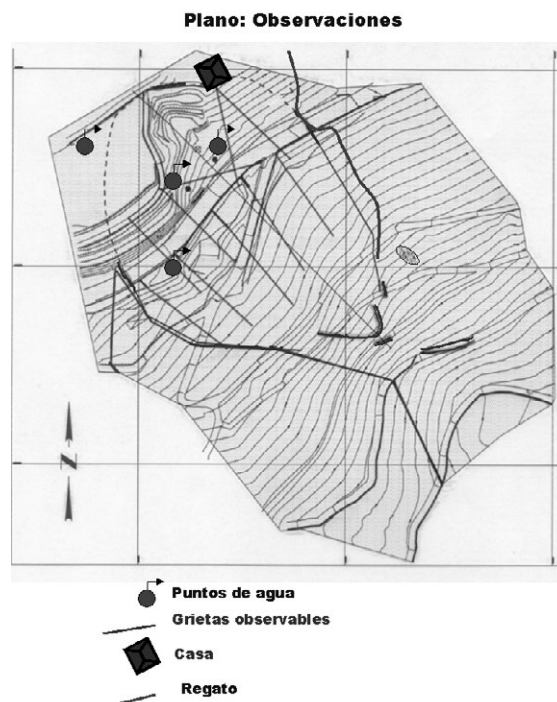


Figura 6.39. Plano de una ladera con la localización de los puntos de agua.

REFERENCIAS

- Barton, N.; Lien, R., Lunde, J. *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics (b) 4, pp 189-236, 1974.
- Barton, N., Choubey, V. *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics. (Springer-Verlag) 10, 1-54, 1977.
- Barton, N. and Bakhtar, K. Description and modelling of rock joints for the hydro- thermal-mechanical design of nuclear waste vaults AECL, Canadá, TR-418, I and II, pp. 1-429, 1987.
- Galera, J.M. (1994). Apuntes del curso de doctorado: "Caracterización geotécnica de los macizos rocosos". E.T.S.I. Minas de Madrid. U.P.M.
- ISRM. Rock Characterization Testing and Monitoring. Brown, E.T. Pergamon Press, 1981.
- Patton, F.D. and Deere, D.U. *Significant geologic factors in rock slope stability*. Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines. Johannesburg 1970. Balkema, Amsterdam, pp. 143-151, 1971.
- Palmstrom, A. *Characterizing the degree of jointing and rock mass quality (in Norwegian)*. International Report. Ing. A.B. Berdel Mariesvei 30. 1322. Hovik, Oslo, 26 p. , 1975.
- Palmstrom, A. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology 20, pp.362-377, 2005.
- ROCSCIENCE. Manual de usuario del programa DIPS. 2002.

7. LAS TENSIONES NATURALES

“Ut tensio, sic vis” (Tal es la tensión, así será la fuerza)

R. Hooke, 1660

7.1. Introducción

En cualquier excavación que se desee realizar, el macizo rocoso estará sometido a un estado tensional previo a la apertura del hueco. El estado tensional una vez realizada la excavación es el resultado del estado tensional inicial, más las tensiones inducidas por el hueco. Es, pues, evidente que es necesario un conocimiento del estado tensional natural para realizar un análisis de tensiones en una excavación subterránea o a cielo abierto.

El conocimiento más o menos exacto del estado tensional permitirá responder a cuestiones básicas como: ¿De qué efectos tensionales se debe proteger la obra que se va a realizar?, ¿En qué dirección va a tender a romperse la roca?, ¿Cuál sería la forma ideal del hueco minero?... El conocimiento del estado tensional juega un papel importante a la hora de analizar la estabilidad de excavaciones a cielo abierto, túneles y pilares de minas, predecir estallidos de roca y golpes de techo, estudiar el flujo de líquidos en macizos rocosos, etc, además, el conocimiento del campo tensional adquiere cada día mayor valor en el ámbito del petróleo (adecuada gestión de la producción y ubicación de pozos inyectores y productores) y de la geología aplicada (predicción de sismos, tectónica, vulcanología y glaciología).

Existen muchos casos en los que la relevancia del estado tensional es fundamental para el diseño de los huecos en cuestión. Por ejemplo en la Fig. 7.1. se trata del diseño del sostenimiento de una galería, que depende del campo de tensiones en la zona donde se excave.

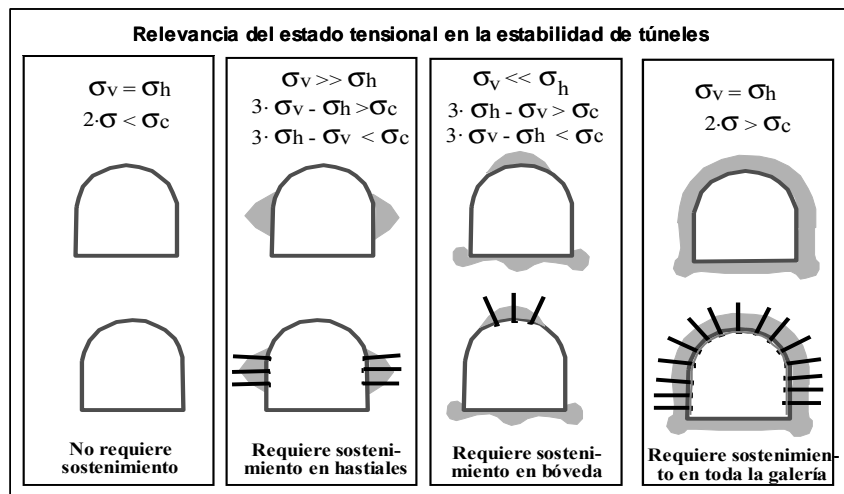


Figura 7.1. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una galería.

Otros ejemplos bastante significativos en el ámbito minero de la influencia del campo tensional sobre el diseño se dan en las cámaras de canteras subterráneas de caliza y en el análisis de la estabilidad de cortas profundas (Fig. 7.2.). En todos estos casos el campo tensional juega un papel clave en la estabilidad por lo que será necesario tener una estimación del valor que puede tener.

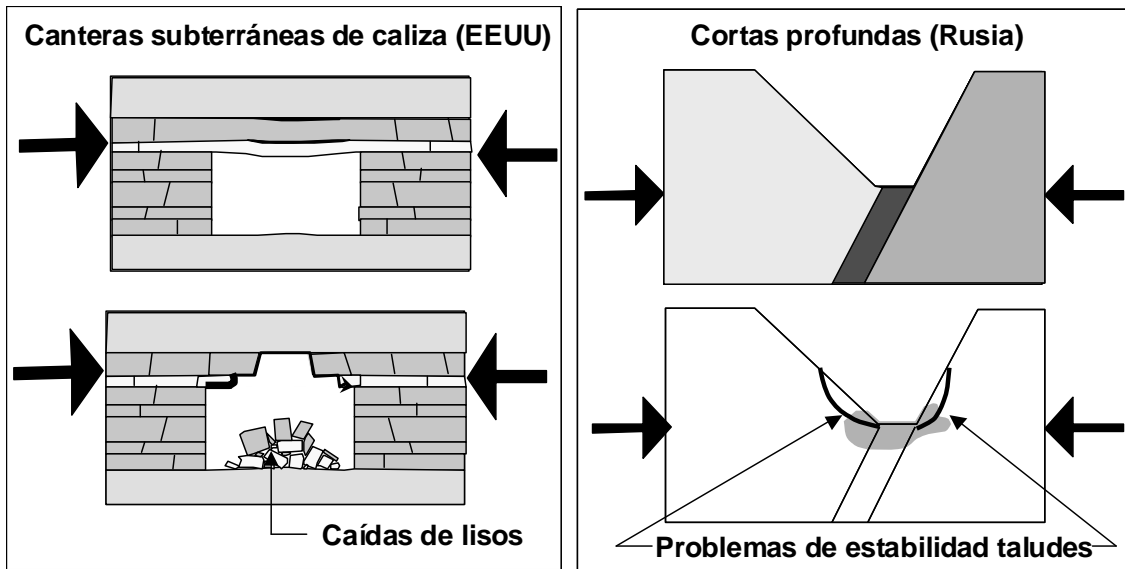


Figura 7.2. Problemas en explotaciones mineras con elevadas tensiones horizontales.

7.2. El estado tensional natural

El campo tensional es una magnitud tensorial. De esta forma para expresarlo de manera coherente habrá que dar bien el tensor completo, o bien tres orientaciones y tres magnitudes (σ_1 , σ_2 y σ_3) correspondientes a las tensiones principales, tal como muestran las Figuras 7.3.a, b y c.

La Figura 7.3. a refleja que las tensiones principales tienen una cierta dirección y una cierta magnitud. Las direcciones de las tensiones principales se pueden representar mediante la proyección estereográfica (Figura 7.3.c.).

Las tensiones naturales (o campo tensional natural) son las que existen en una determinada zona de la corteza terrestre, previamente a que ésta haya sido sometida a la realización de cualquier tipo de excavación.

El campo tensional en un punto de la corteza terrestre en un momento dado depende de una serie de fuerzas de distinto origen y carácter a las que se ve sometido en ese momento y se ha visto sometido a lo largo de toda su historia geológica el macizo rocoso. Entre estas fuerzas las que tienen mayor significación son las gravitacionales.

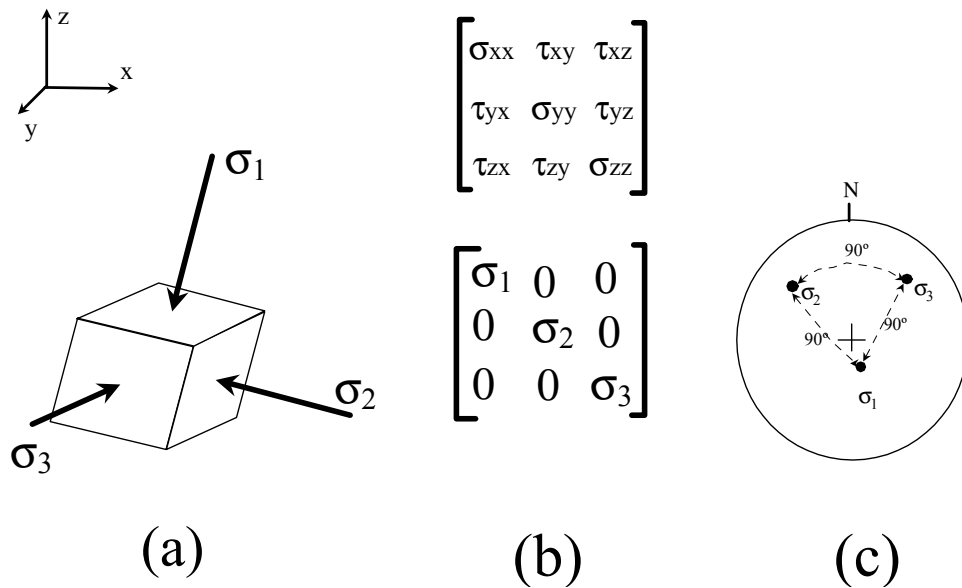


Figura 7.3. Representación del campo de tensiones como magnitud tensorial. Según Hudson y Harrison (2000).
Cortesía de Elsevier.

7.2.1. Tensiones verticales y horizontales como tensiones principales

En regiones de topografía suave se suele asumir que la tensión vertical y la horizontal son componentes principales del tensor tensión. Se han realizado algunos estudios al respecto a partir de múltiples resultados de medidas en minas sudafricanas, en distintas zonas del escudo canadiense y en otras zonas del mundo (China, Rusia, Escandinavia, Australia). Casi todos estos estudios coinciden en indicar que en un elevado porcentaje de los casos esta proposición es razonablemente correcta, esto es la tensión vertical es una de las principales o casi, observándose que si no en la dirección vertical exactamente, al menos sí en su entorno (30°), se encuentra una de las tensiones principales. (Amadei y Stephanson, 1997).

7.2.2. Tensiones gravitacionales elásticas

Si sólo existieran éstas, la tensión vertical en un punto cualquiera de la corteza terrestre tendría una magnitud equivalente a la originada por el peso de los materiales suprayacentes y por tanto:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h \quad (7.1)$$

Donde: σ_v es la componente vertical del tensor tensión
 ρ es la densidad media de los materiales suprayacentes
 g es la aceleración de la gravedad y
 γ es el peso específico medio de los materiales suprayacentes.

Basándose en la teoría de la elasticidad, para que no se expanda un elemento cúbico, se debe de cumplir:

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0 = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z)] \quad (7.2)$$

Sustituyendo σ_x , σ_y y σ_z , por σ_{h1} , σ_{h2} y σ_v ; y operando, se tendrá que:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{h2} = \frac{\nu}{(1-\nu)} \cdot \sigma_v \quad ; \text{ o lo que es igual} \quad k = \frac{(\sigma_h)_{media}}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (7.3)$$

Donde: σ_{h1} y σ_{h2} son las dos componentes principales del tensor tensión en la horizontal,
 ν es el coeficiente de Poisson del macizo rocoso y
 k es la denominada relación de tensiones, entendiéndose como tal la relación entre la tensión horizontal media y la tensión vertical.

En la superficie de la corteza terrestre las tensiones siempre tienen en parte un origen elástico, pero, además, existen una serie de factores o efectos que hacen que el campo tensional natural real se separe del elástico.

7.2.3. Efectos que separan el campo tensional natural del gravitacional elástico

Existen varios efectos que separan el campo tensional natural del elástico, que deben ser tenidos en cuenta a la hora de realizar un modelo de comportamiento de una excavación, entre los que destacan los que se presentan a continuación.

7.2.3.1. Topografía

En zonas de topografía escarpada como pueden ser valles profundos, cañones, fiordos, o ríos encajados, el empuje de los materiales situados en los laterales hará que aumente de manera importante la tensión horizontal perpendicular a la estructura ($\sigma_H > \sigma_V$) en el fondo de la depresión. Casos similares se han dado en cortas profundas en las que las tensiones horizontales ya eran altas antes de su excavación. Véase la Fig. 7.4.a.

7.2.3.2. Erosión

Si tras un equilibrio elástico inicial se produce una fase de erosión significativa y las tensiones horizontales se mantienen, entonces éstas tenderán a ser relativamente mayores de lo que inicialmente eran. A manera de ejemplo muy simplificado, si se pasa de 1.000 a 100 metros de profundidad con un material de densidad de 2,5 gr/cm³ y $\nu=0.33$, la tensión vertical inicial será 25 MPa y la horizontal inicial elástica 12,5 MPa. Tras la erosión la vertical pasará a valer 2,5 MPa y la horizontal disminuirá relativamente poco, con lo que la relación tensional k pasaría de 0,5 a casi 5. Véase la Fig. 7.4.b.

7.2.3.3. Tensiones residuales

Por enfriamiento de un magma en rocas ígneas, los distintos minerales irán cristalizando a distintas condiciones tanto de presión como de temperatura. Así, según la zona del magma, se irán creando

diferentes niveles de tensiones, que se irán disipando lentamente, dando lugar a las denominadas tensiones residuales. También puede darse en rocas sedimentarias que hayan sufrido tectonismo en el pasado.

7.2.3.4. Efecto de las inclusiones o diques

Siempre que existan materiales de distinta capacidad de transmisión tensional (marcada por el módulo de Young), habrá heterogeneidades tensionales. Así, si en una serie sedimentaria se produce la intrusión de un dique y posteriormente tiene lugar un gran efecto de compresión, el dique al ser rígido tenderá a concentrar las tensiones horizontales (concepto de energía). Véase Fig. 7.4.c.

7.2.3.5. Efecto de las discontinuidades

En las zonas con presencia de fallas, éstas tienden a convertir toda la energía en deformación. Así, en una zona muy comprimida tectónicamente ($\sigma_H > \sigma_V$) al producirse la rotura, se liberan las tensiones concentradas y se produce deformación, por lo que las tensiones horizontales y verticales variarán de manera significativa tendiendo a ser mínimas en dirección normal a la falla. Estos fenómenos suelen repetirse, originando sismos de mayor o menor escala. Véase la Fig. 7.4.d.

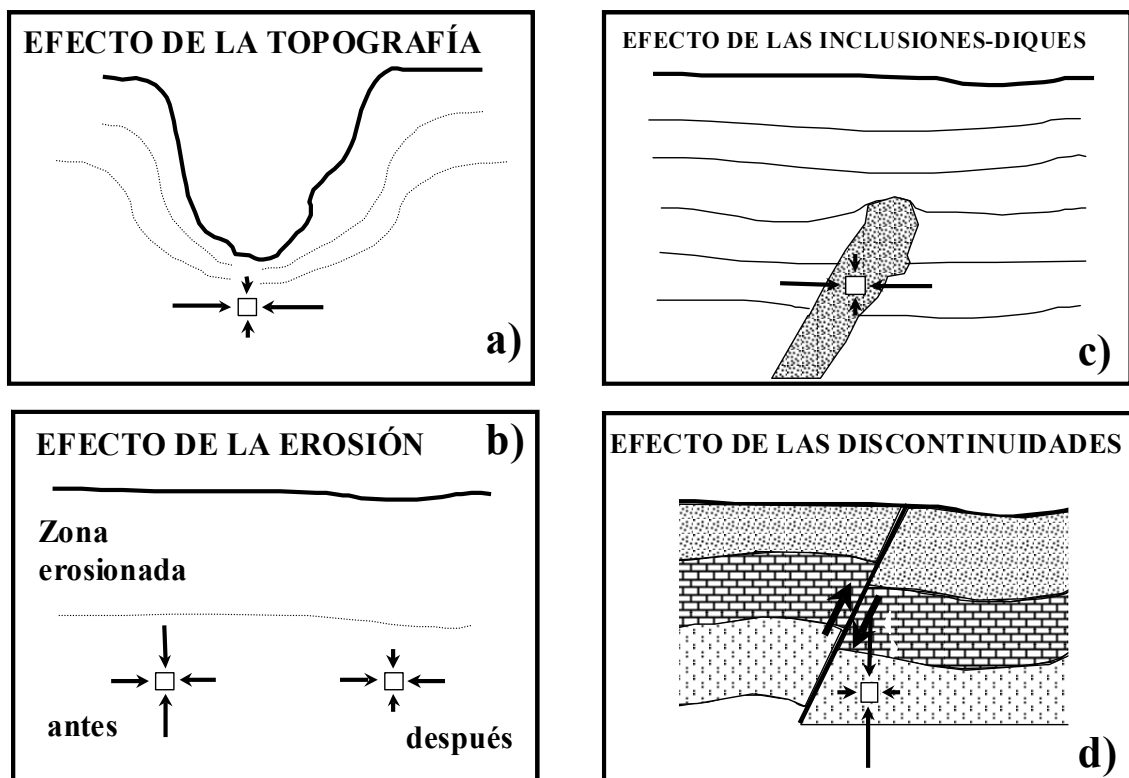


Figura 7.4. Algunos efectos que separan el campo tensional natural del elástico, que deben ser tenidos en cuenta para estimar el campo tensional natural. Efectos de la a) topografía, b) erosión, c) inclusiones o diques y d) discontinuidades o fallas.

7.2.3.6. Efectos de la tectónica

Sin duda los efectos de la tectónica son los que mayor importancia suelen tener sobre el campo tensional, de entre todos los que se señalan. A partir de las características tectónicas observadas regionalmente en la zona a estudiar, se puede tener una idea aproximada de cómo es el campo tensional según se observa en la Figura 7.5.

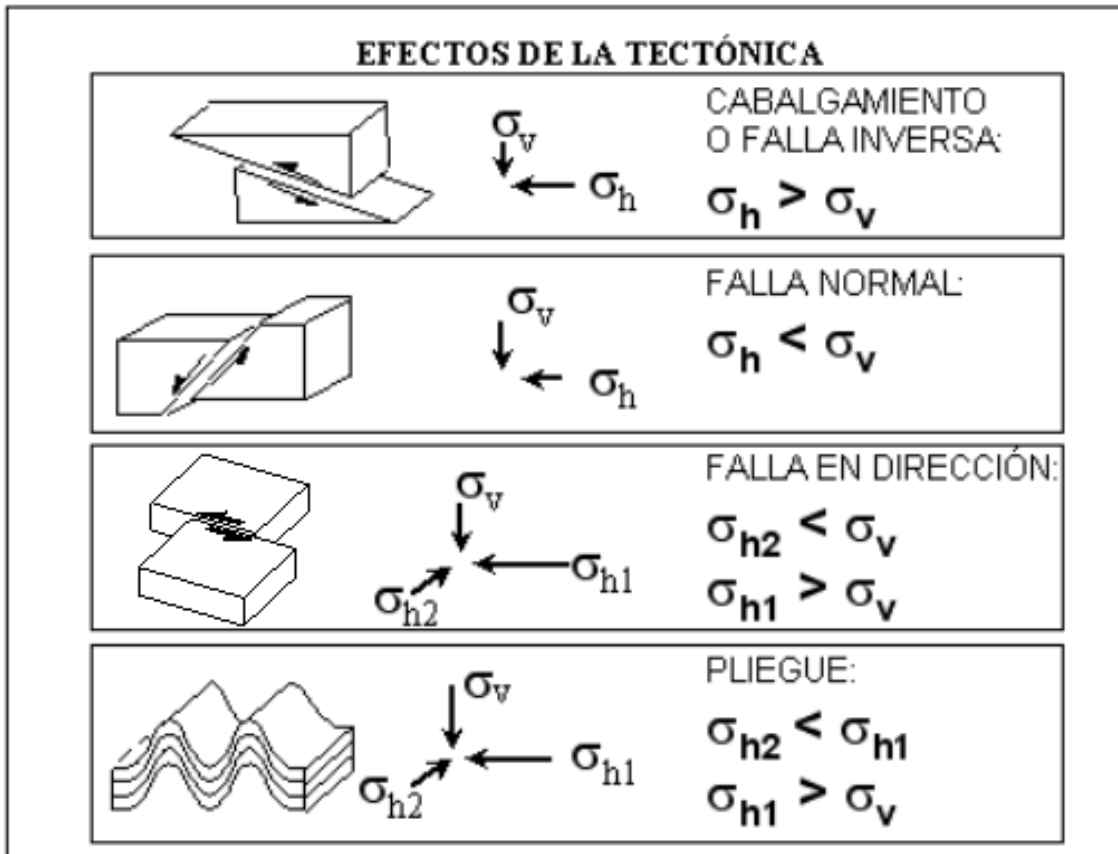


Figura 7.5. Estimación de las relaciones tensionales en función de las características tectónicas observadas en superficie.

La aparición de fallas inversas o cabalgamientos suele ser indicio de campos tensionales con una componente horizontal perpendicular al rumbo de estas estructuras muy elevada y típicamente mayor que la tensión horizontal. Lo mismo ocurre en el caso de los plegamientos, en los que además la componente de tensión horizontal perpendicular a la que originó los pliegues suele ser menor que la vertical.

Contrariamente la presencia de fallas directas suele indicar una componente horizontal de tensión perpendicular al rumbo de las fallas más bien pequeña e inferior a la componente vertical. En el caso de fallas de desgarre la componente principal mayor de la tensión estará orientada en una dirección seudo-paralela al plano de desgarre, que variará en función de las propiedades de la roca.

En todos los caso señalados la orientación tensional indicada es la existente en el momento en el que se formaron las estructuras en cuestión, pero el campo tensional habrá probablemente variado con el paso del tiempo. No obstante, en muchos casos y particularmente en el de grandes estructuras regionales las orientaciones tensionales pueden conservarse.

En el caso de fallas en dirección la orientación de la tensión principal mayor con respecto a éstas varía con las propiedades y el modelo de comportamiento de los materiales. A manera de ejemplo se presenta en la figura 7.6. la formación de bandas de cortante o “shear-bands” para un material elasto-plástico con reblandecimiento, con criterios de rotura de pico y residual tipo Hoek-Brown y dilatancia variable con la tensión de confinamiento y el nivel de plasticidad, tal y como definen, Alejano y Alonso (2005), para un caso de deformaciones planas sometido a tres niveles diferentes de tensiones de confinamiento.

Gutierrez (1998) presenta un ejemplo similar de formación de bandas de cortante y Besuëlles et al. (2000) estudian empíricamente el fenómeno de orientación de discontinuidades llegando a resultados similares a los que se presentan en la figura 7.6.

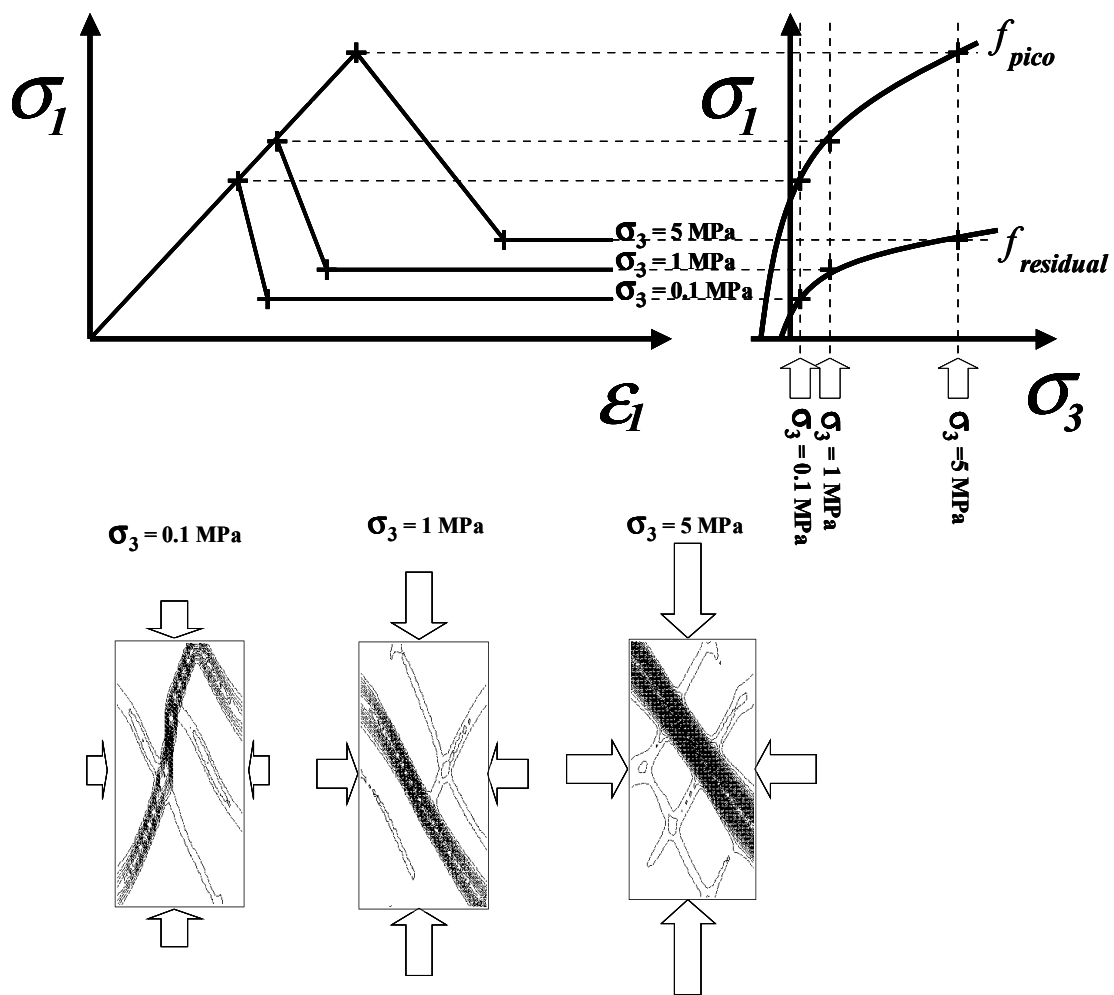


Figura 7.6. Orientación de bandas de cortante o “shear-bands” para un material rocoso específico para distintos niveles de confinamiento. Como se observa la orientación de las bandas de cortante tiene ir menos paralela a la tensión principal mayor a medida que aumenta el confinamiento.

7.2.3.7. Regla de Heim

Otro aspecto a tener en cuenta en la estimación del estado tensional "in-situ" es la que se ha venido denominando en el ámbito de la mecánica de rocas "regla de Heim", que sugiere campos tensionales isótopos, a partir del hecho de que los macizos rocosos tienden a fracturarse alcanzando en cada fracturación estados tensionales más isótopos, tal y como justifica la Figura 7.7.

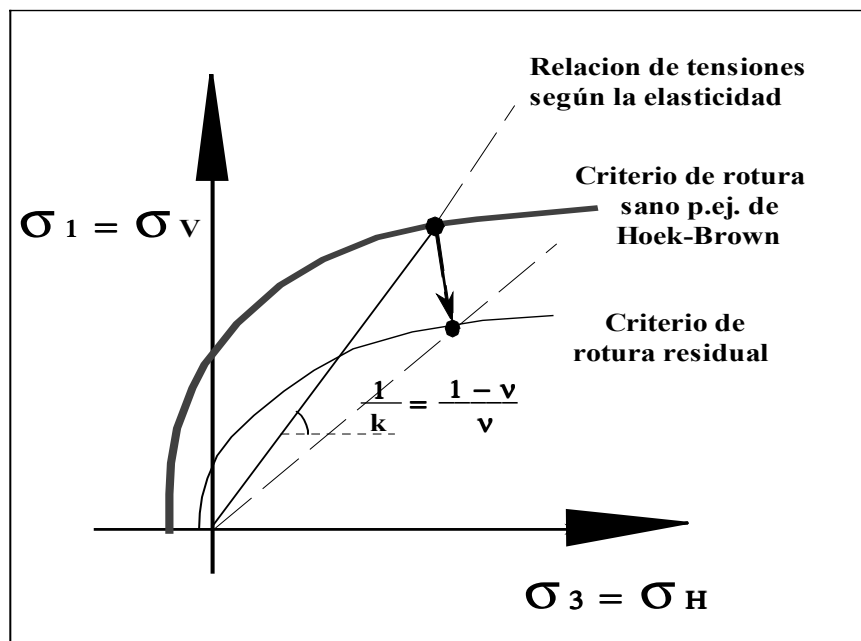


Figura 7.7. Justificación de la regla de Heim.

Ciertamente, dada la baja capacidad de las rocas para soportar grandes diferencias de tensiones (una vez que se produce la rotura, los macizos rocosos pierden parte de su capacidad de soportar tensión por lo que esta se convertirá en deformación, dejando de ser el campo tensional "elástico", Figura 7.7.), junto con el comportamiento viscoso de los macizos rocosos, hacen que las tensiones horizontales y verticales tiendan a equipararse a lo largo de períodos de tiempo muy grandes (geológicos). Se ha comprobado que esta regla (σ_H aproximadamente igual a σ_v), se cumple en general para rocas débiles: argilitas, limolitas, cuencas de carbón..., para rocas evaporíticas: sales y potasas y en general para todo tipo de rocas situadas a gran profundidad.

7.2.3.8. Otras causas

Existen otras causas que desvían el campo tensional del gravitacional elástico, como las variaciones térmicas, tanto en la superficie de la tierra como las debidas al gradiente geotérmico natural (presencia de zonas calientes o "hot spots") y las tensiones mareales producidas por la luna en el mismo modo que dan lugar a las mareas marítimas. No obstante, estas causas producen en general variaciones muy pequeñas de las tensiones, por lo que no suelen ser tenidas en cuenta.

7.3. Medidas del campo natural de tensiones. Análisis.

De las consideraciones realizadas en el apartado anterior se deduce que la estimación del campo tensional no resulta sencilla. Es por ello que algunos autores han venido recopilando datos reales, medidos "in situ", de los campos tensionales naturales de muy diversas zonas del mundo. Entre las referencias más comunes conviene destacar la recopilación de Hoek y Brown (1980), cuyos resultados más significativos se muestran en las Figuras 7.8. y 7.9.

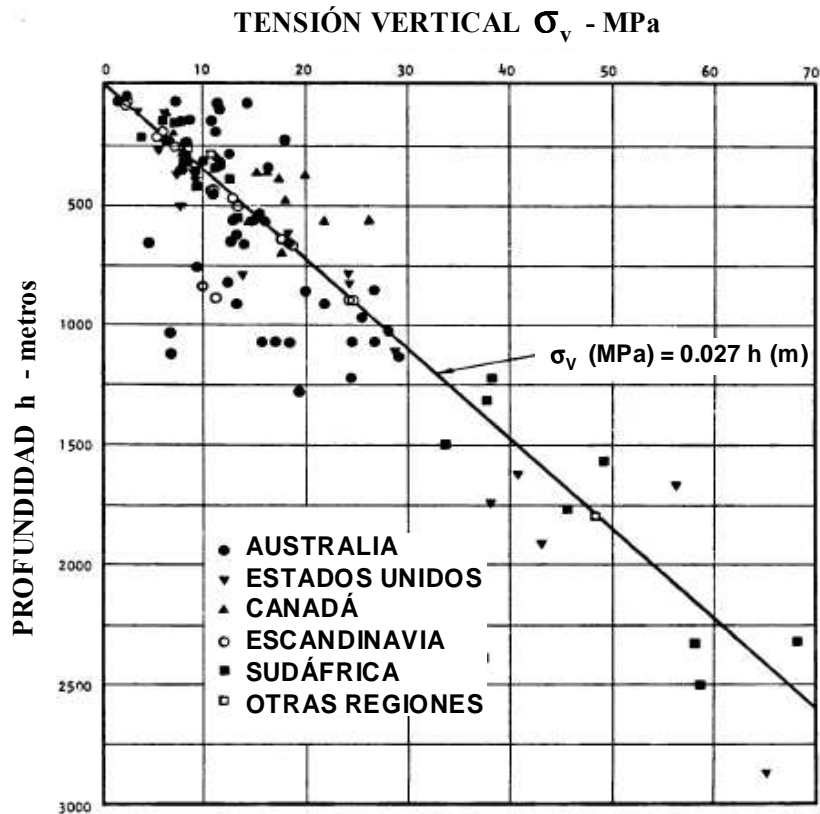


Figura 7.8. Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural "in situ" recopiladas por Hoek y Brown (1980). Cortesía IMM.

En la Figura 7.8. se representan los valores de la tensión vertical σ_v medida en diferentes lugares del mundo (Australia, Norteamérica, Canadá, Escandinavia, África,...) en función de la profundidad a la que se realizaron las medidas. De dicha gráfica se puede deducir que, en general, las tensiones verticales obtenidas en la mayor parte de los casos contemplados coinciden (+ ó - 20%) con la tensión correspondiente al peso de los materiales suprayacentes en cada una de las zonas.

Atendiendo a estos resultados presentados en la Figura 7.8. y siendo el peso específico medio de los materiales que forman parte de la corteza terrestre $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$, se puede estimar de manera aproximada la tensión vertical como $\sigma_v \text{ (MPa)} = 0,027 h \text{ (m)}$.

En la Figura 7.9. se presentan en una gráfica los valores del coeficiente k (relación de tensiones)

frente a la profundidad, a partir de la recopilación de datos realizada por Hoek y Brown (1980). De ella se puede deducir que la relación de tensiones tiende a ser baja ($0,5 < k < 1,5$) a grandes profundidades, pudiendo aumentar de manera significativa a profundidades menores ($k > 1,5$), lo que se contradice con los postulados de la elasticidad, ya que para valores del coeficiente de Poisson normales ($0,1 < \nu < 0,5$), se obtendrían valores de k entre 0,1 y 1, pero nunca superiores a este valor.

Esto demuestra que el campo tensional existente en los macizos rocosos en la naturaleza no se puede considerar elástico a priori, por lo que será conveniente acudir a otro tipo de hipótesis como las que se presentan en el siguiente apartado.

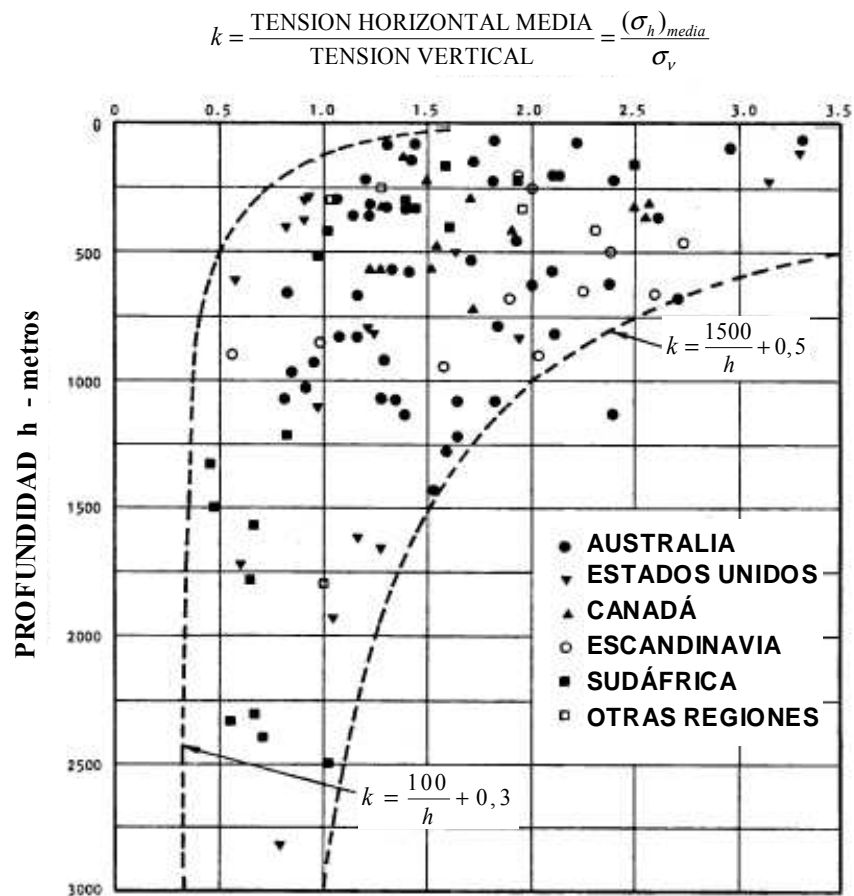


Figura 7.9. Valoración de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural recopiladas por Hoek y Brown (1980). Cortesía IMM.

7.4. Formulación de Sheorey

Sheorey (1994) desarrolló un modelo de distribución de tensiones termo-elasto-estático a escala terrestre, que tiene en cuenta la curvatura de la corteza y la variación de las constantes elásticas, las densidades medias y los coeficientes de expansión térmica a través del manto y la corteza.

A partir de este modelo obtuvo una ecuación sencilla en la que se observa la dependencia de la

tensión horizontal de las constantes elásticas de los materiales, que sirve para realizar una estimación inicial de la relación de tensiones k ; esta ecuación es la siguiente:

$$k = 0,25 + 7 \cdot E_h \cdot \left(0,001 + \frac{1}{h}\right) \quad (7.4)$$

Donde E_h es el módulo elástico de Young del macizo rocoso suprayacente a la zona de estimación en dirección horizontal y en unidades GPa y h es la profundidad de la misma en metros.

En realidad esta expresión es una simplificación con asignación de valores medios de la expresión más teórica (Sheorey *et al.*,2002):

$$k = \frac{\nu}{1-\nu} + \frac{\beta \cdot E_h \cdot G}{\gamma \cdot (1-\nu)} \left(1 + \frac{1000}{h}\right) \quad (7.5)$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson, β el coeficiente de expansión térmica lineal de las rocas, G el gradiente geotérmico en la zona de análisis y γ el peso específico de las rocas.

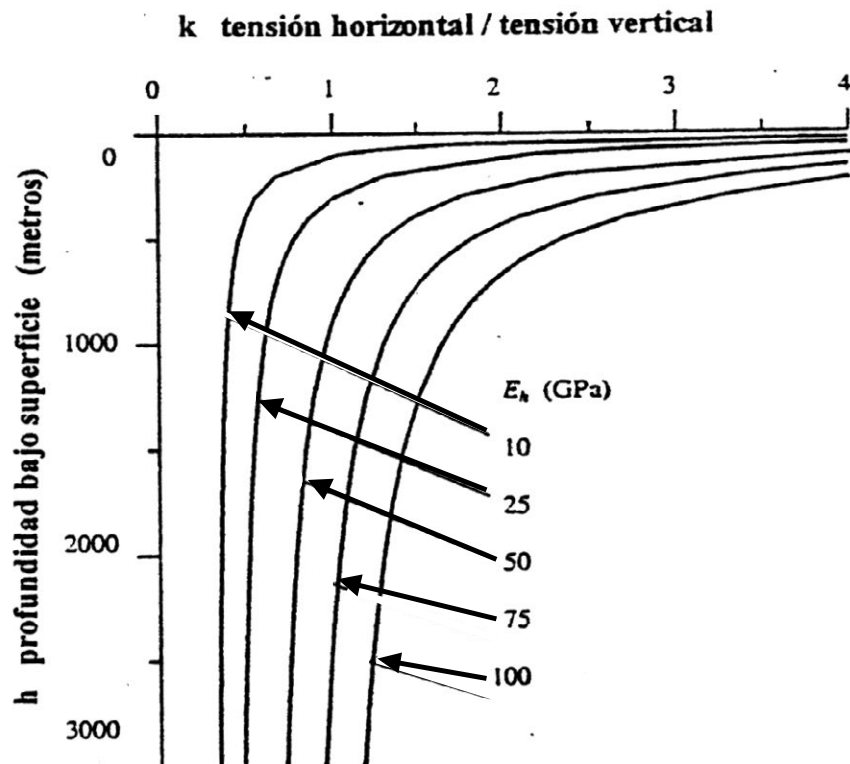


Figura 7.10. Relación entre la tensión horizontal media y la tensión vertical en función de la profundidad según la formulación de Sheorey para varios valores del módulo elástico horizontal según Hoek et al., 1995. Cortesía de Balkema.

La representación de los resultados que se obtendrían con esta fórmula para distintos valores normales del módulo elástico horizontal de los materiales se presenta en la Fig. 7.10 en forma de una gráfica que relaciona los valores del coeficiente k frente a la profundidad. Como se ve, los resultados obtenidos parecen en general bastante coherentes con los datos reales presentados por Hoek y Brown (Fig. 7.9). Es por ello que algunos autores de reconocido prestigio, como Hoek et al. (1994), han aceptado esta formulación como punto de partida para la estimación del coeficiente k .

7.5. Estimación del campo tensional y proyectos de realización de medidas del campo de tensiones

En proyectos que lo justifiquen se debe llevar a cabo una campaña de medidas "in-situ" del campo tensional natural. En general, los métodos de medición resultan muy caros y requieren personal muy especializado, puesto que todavía no existe una técnica sencilla y barata de medición comúnmente aceptada.

Algunos proyectos no tienen la suficiente envergadura como para poder pagar alguna técnica de medida del estado tensional natural, por lo que es práctica común asumir las siguientes suposiciones, para realizar la estimación:

(1) En cualquier caso la tensión vertical se estimará como:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h \quad (7.6)$$

(2a) Para materiales poco competentes, o viscoplásticos a cualquier profundidad, o para cualquier tipo de material situado a bastante profundidad (más de 600 ó 700 metros):

$$\sigma_h \approx \sigma_v \quad (7.7)$$

(2b) Para materiales más o menos competentes situados a profundidades medias, se puede utilizar la fórmula de Sheorey:

$$k = 0,25 + 7 \cdot E_h \cdot (0,001 + \frac{1}{h}) \quad (7.8)$$

(2c) Para análisis superficiales en mecánica de suelos y trabajando con presiones efectivas que se pueden obtener a través de medidas presiométricas, en el caso de tratarse de suelos normalmente consolidados, el valor de k' se puede estimar mediante la ecuación empírica propuesta Jaky (Berry y Reid, 1993):

$$k' = \sigma'_h / \sigma'_v = 1 - \text{sen } \phi' \quad (7.9)$$

Para obtener cierta ayuda en la estimación del campo tensional, conviene además recurrir a los elementos estructurales de la zona y a la tectónica local (presencia de fallas, cabalgamientos, plegamientos, diques...) para completar las estimaciones realizadas.

También se puede acudir a medidas tensionales realizadas en otras obras en el entorno (hasta unos 50 km) del punto de interés, o en primera instancia se puede acudir a mapas tensionales que existen con mayor o menor exactitud en diversas regiones del mundo. Una primera idea para un plano de tensiones de la Península Ibérica fue propuesta por González de Vallejo et al. (1986). No conviene, no obstante, olvidar que estos planos basados en el análisis de mecanismos focales de terremotos presentan tendencias regionales que no se corresponden necesariamente con la orientación y magnitud del campo a escala de mina u obra subterránea.

En proyectos de envergadura y especialmente en aquellos casos en los que el estado tensional es crítico (explotaciones mineras o túneles a gran profundidad) es necesario realizar mediciones in-situ, siendo las técnicas más comunes las de fracturación hidráulica y sobreperforación.

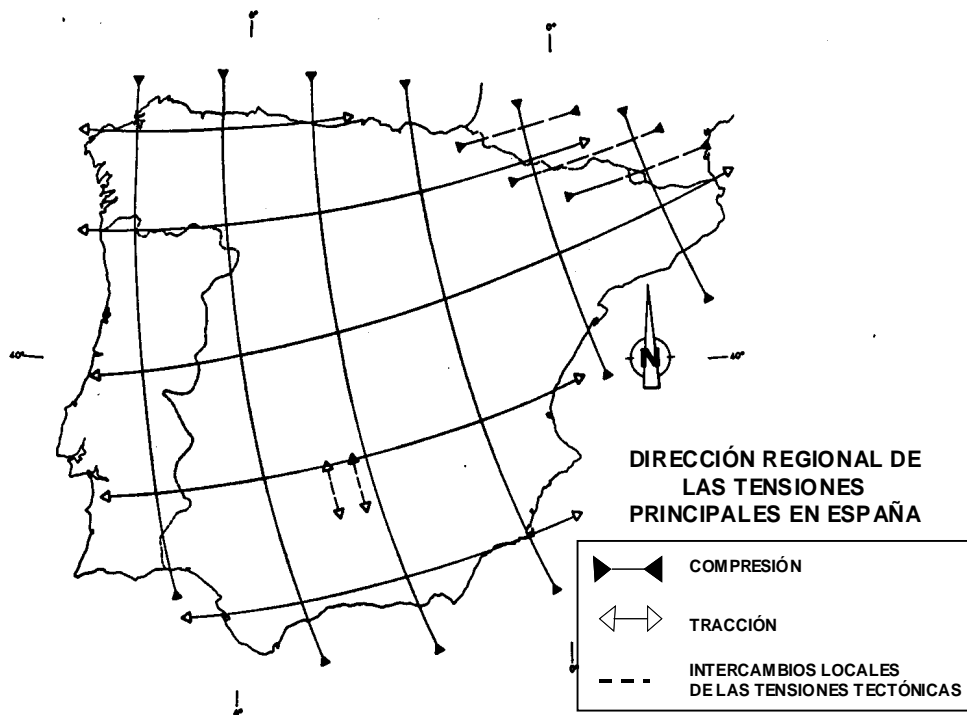


Figura 7.11: Plano de tensiones estimativo de la Península Ibérica. Según González de Vallejo et al., (1988).
Cortesía de Balkema.

En la planificación de un programa de medida de las tensiones naturales se deben considerar, antes de elegir el o los métodos de medida, una serie de factores que incluyen: la geología del lugar (tipos de rocas y de macizos rocosos, estructuras geológicas, anisotropía y heterogeneidad) y aspectos topográficos y ambientales, la identificación de los objetivos que se pretenden lograr con el programa de medidas y su integración en el proceso de diseño y planificación del proyecto de obra. También se considerará la necesidad de equipos y personal, los accesos y servicios necesarios, y el presupuesto y tiempo de ejecución.

Por último conviene indicar el hecho de que dada la complejidad, heterogeneidad y anisotropía, incluso en cortas distancias de los campos tensionales, se están comenzando a utilizar técnicas numéricas y en particular modelos numéricos de elementos discontinuos en tres dimensiones, para simular grandes fallas y extensas zonas de terreno, con objeto de obtener un mejor conocimiento de los estados tensionales.

A manera de ejemplo, Konietzki y Te Kamp (2004) presentan ejemplos de cálculo de campos tensionales para almacenamientos subterráneos de residuos y para túneles con el código 3-DEC (Itasca, 2002), obteniendo resultados que parecen correlacionarse bien con las observaciones in-situ. Por lo que proponen como filosofía para obtener una visión suficientemente adecuada del campo tensional combinar modelos numéricos discontinuos junto con medidas in-situ, tal y como demuestra el ejemplo que se ilustra en la Figura 7.12. Análogos estudios se han realizado en Francia para el análisis tensional de zonas de aprovechamiento geotérmico (CFMR, 2004) y en Australia para el análisis de la historia tectónica de una zona (Clark, 2004).

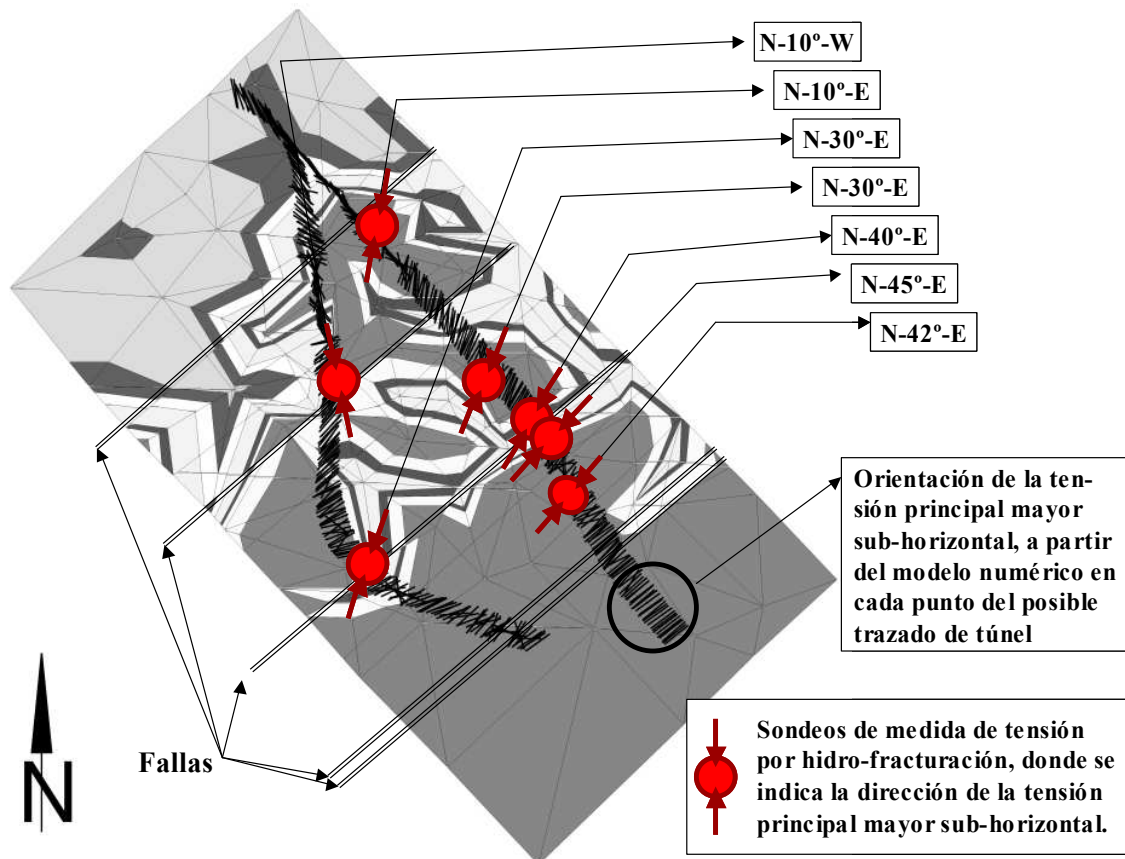


Figura 7.12. Simulación numérica en 3-D con un programa de elementos discretos del campo tensional en una zona del terreno de estratigrafía y estructura compleja (los distintos tonos de gris representan distintas litologías y se presentan varias fallas) donde se plantea la realización de un túnel, con dos posibles trazados alternativos, sobre los que aparecen las estimaciones de la orientación de las tensiones en trazos negros. En la figura se presenta una sección horizontal con los rumbos de las tensiones principales mayores (cuasi-horizontales) a lo largo de las dos posibles trazas del túnel, junto con las orientaciones deducidas a partir de ensayos de fracturación hidráulica. El campo tensional a lo largo de las posibles trazas no es uniforme con valores de la relación de tensiones que alcanzan ratios 4:1 y se ha demostrado que las fallas tienen solo una influencia secundaria y local en las tensiones de la zona. Según Konietzki y Te Kamp (2004). Cortesía de Balkema.

7.6. Técnicas de medida: aspectos básicos y clasificación general

El estado tensional natural in-situ puede ser medido en sondeos, afloramientos y paredes de galerías subterráneas; también se pueden hacer estimaciones inversas a partir de las medidas de los desplazamientos y las roturas observadas en excavaciones subterráneas.

Las técnicas de medida se pueden aplicar con herramientas muy diferentes y se pueden clasificar de acuerdo con la Tabla 7.1, basada en la propuesta de Amadei y Stephanson (1997). A los métodos de medida presentados en la Tabla 7.1. habría que añadir como método que puede contribuir a una mejor estimación, la simulación numérica, que junto con la aplicación de algunas técnicas de medida puede proporcionar un conocimiento más detallado del modelo tensional de la zona a analizar.

Tabla 7.1. Métodos de medida del campo de tensión natural. Modificado de Amadei y Stephanson (1997). En negrita aparecen los métodos que se desarrollan en este texto.

CLASIFICACIÓN	MÉTODO	Volumen (m ³)
MÉTODOS HIDRÁULICOS	Fracturación hidráulica clásica	0,5-50
	Fracturación con manguito de neopreno (sleeve fracturing)	0,01
	Ensayos hidráulicos en fracturas preexistentes (HTPF)	1-10
MÉTODOS DE RELAJACIÓN DE TENSIONES	Superficiales	1-2
	Métodos de sobreperforación de sondeos (USBM , CSIR - Door-Stopper , CSIRO célula hueca, CSIR célula triaxial)	0,01 a 0,001
	Relajación de grandes volúmenes	100 a 1000
MÉTODOS DE COMPENSACIÓN DE TENSIONES	Celulas planas o gatos planos o “flat-jacks”	0,5 a 2
	Células curvas o “curved flat-jacks”	0,01
OTROS MÉTODOS	Métodos de recuperación de deformaciones (Anelastic Strain Recovery, Differential Strain Curve Analysis)	0,001 a 0,0001
	Métodos de análisis de las inestabilidades en sondeos (análisis de calibre, inclinación de juntas por TV) Rotura de sondeos (“borehole breakouts”) Rotura a tracción de testigos (“Core discing”)	0,01 a 100
	Análisis de deslizamientos a través de fallas	10 ⁸
	Análisis de mecanismos focales de terremotos	10 ⁹

Los métodos hidráulicos llevan consigo la inyección de agua a presión en una zona del terreno hasta fracturar la roca o abrir las discontinuidades preexistentes, para interpretar sus resultados se deberán conocer parámetros resistentes de la roca. Tienen la ventaja de poder aplicarse en grandes profundidades y suelen dar buenos niveles de aproximación pues afectan a volúmenes del terreno bastante grandes. La principal desventaja del método de fracturación hidráulica clásica, que es el hecho de no poder aplicarse en zonas fracturadas, ha quedado superada por el método de fracturación hidráulica en fracturas preexistentes o HTPF (Haimson y Cornet, 2003) que puede ser aplicado en estas condiciones. (Ljunggren et al., 2003).

Los métodos de relajación de tensiones consisten en medir la deformación producida en una zona del terreno como consecuencia de liberar las tensiones en la misma mediante distintas formas; para interpretar los resultados se deberán conocer los parámetros elásticos de la roca. El principal problema es que al afectar a zonas del terreno pequeñas suelen dar resultados bastante variables que pueden hacer difícil su interpretación.

Los métodos de compensación de tensiones consisten en realizar ranuras finas en el entorno de las excavaciones en las que se colocarán instrumentos planos que permiten la medida tensional, que se presionarán contra la roca hasta obtener la tensión previa a la instalación del equipo, lo cual se controlará por los desplazamientos; el problema de estos métodos es su interpretación ya que las tensiones medidas serán las naturales más las inducidas por la excavación en sí.

Finalmente en el apartado de otros métodos se incluyen distintas técnicas, algunas de las cuales están en fase de desarrollo; estos métodos se mantienen por ahora en el ámbito de aplicaciones tecnológicas muy específicas (ingeniería de almacenamiento de residuos nucleares, geología ultra-profunda) más propias del ámbito de la investigación que de la ingeniería. Una revisión de estos métodos más detallada y muy bien referenciada se puede encontrar en Ljunggren et al. (2003).

Como se observa en la Tabla 7.1. los distintos métodos de medida del campo tensional natural evalúan esta magnitud tensorial en volúmenes de roca que pueden variar en varios ordenes de magnitud. Además pocos y muy complejos son los que evalúan regiones lo suficientemente grandes de la corteza terrestre como para eliminar los efectos de las irregularidades locales existentes en los macizos rocosos.

Los métodos que evalúan pequeños volúmenes de roca, como la sobreperforación y medida de la deformación o inclusive la fracturación hidráulica, que son por otro lado los más utilizados, pueden reflejar más fácilmente las distorsiones locales del campo tensional que sus valores regionales. Con estos métodos no resulta extraño obtener medidas diferentes en ensayos relativamente próximos.

El campo tensional al igual que otras variables geotécnicas presenta un efecto de escala que puede tener mayor o menor importancia según los casos, por lo que convendrá tener esto en cuenta a la hora de aplicar los resultados de los programas de medidas (Peres-Rodrigues, 1993).

En la práctica común de la ingeniería las medidas de tensiones se realizan mediante fracturación hidráulica clásica y sobreperforación, siendo también relativamente común el método de las células planas. Por ser los más habituales y aplicables a la mayor parte de las obras de ingeniería, serán estos tres métodos los que se detallan en este texto. Cada uno de estos métodos puede resultar complementario de los otros presentando todos ellos determinadas ventajas e inconvenientes.

Dentro de la técnica de sobreperforación existen distintos tipos de herramientas con las que realizar las medidas de deformación. Una de las más comunes y de las más fáciles de interpretar es la herramienta del USBM, que mide la deformación diametral del sondeo en tres diámetros que forman ángulos respectivos de 60° . Otra herramienta que mide las deformaciones en el fondo del sondeo es la célula denominada "door-stopper" que presenta algunas ventajas y también es bastante utilizada en el ámbito minero por su robustez. Estas dos técnicas son las que se presentarán en el texto por ser su interpretación relativamente sencillas y su uso relativamente común.

Existen otras herramientas más sofisticadas que cada día encuentran mayor aplicación en la industria, como por ejemplo la célula CSIRO-Hollow Inclusión (o célula hueca), la célula triaxial CSIR o las células de medida cónicas y semiesféricas recientemente diseñadas en Japón; pero como el tratamiento de los datos es muy complejo y se basa en los mismos principios que el primero de los métodos indicados no se analizarán aquí, pudiendo el lector interesado consultar la bibliografía específica (p.ej. Amadei y Stephansson, 1997, Kobayashi et al., 2001 y Sjöberg et al., 2003).

A la hora de analizar los resultados de las medidas tensionales conviene siempre tener en cuenta el

principio de indeterminación. Efectivamente, cualquier técnica de medida del campo tensional "in-situ", perturba la roca para crear una respuesta que puede ser medida y analizada a partir de un modelo teórico para estimar en todo o en parte el tensor de tensiones. Esta situación paradójica se afronta, teniendo en cuenta el efecto perturbador en el proceso analítico de interpretación de los resultados.

En cualquiera de las técnicas de "medida" indicadas la tensión es inferida y no directamente medida; en realidad se miden desplazamientos o tensiones que no son exactamente las que se pretenden medir. Los niveles de precisión obtenidos no son muy grandes, considerándose medidas adecuadas aquellas consistentes y que dan valores que se pueden considerar correctos con una aproximación de 0,5 MPa.

Conviene también resaltar la importancia de definir adecuadamente los objetivos de las campañas de estimación del campo tensional. Así existen proyectos en los que el campo tensional juega un papel importante, pero en los cuales la inversión necesaria para obtener información relevante del campo tensional resulta varias veces mayor que aplicar otro tipo de técnicas que permitan igualmente comprender y solucionar los problemas, por lo que nunca resultará rentable lanzar un programa de medidas tensionales (Hudson et al., 2003).

Para proyectos de especial relevancia, como almacenamientos de residuos nucleares, es conveniente realizar diversos tipos de medidas y combinar los resultados con modelos numéricos, si se quiere tener una visión suficientemente general y realista de la naturaleza y variación del campo tensional en la zona (Hart, 2003; Fairhurst, 2003).

7.7. Fracturación hidráulica

La fracturación hidráulica se desarrolló en el ámbito de la ingeniería del petróleo en los años 40 y 50 como una técnica adecuada para propagar fracturas por tracción en el interior de un macizo rocoso mediante la inyección de agua a presión. Durante esta primera época se utilizó realmente como método de estimulación del campo o recuperación secundaria de crudo, por lo que su principal objetivo era mejorar la permeabilidad eficaz del yacimiento para aumentar su productividad. En los años 70 se utilizó por primera vez para estimar el campo tensional del terreno. Este método permite estimar el estado tensional en macizos rocosos situados a grandes profundidades, mediante sondeos.

7.7.1. Descripción de la técnica e interpretación

Para aplicar esta técnica se debe cerrar o aislar un pequeño tramo de sondeo mediante obturadores o "packers" (Fig. 7.13) y bombear agua en su interior. A medida que la presión de fluido va aumentando, las tensiones de compresión iniciales existentes en la pared del sondeo van disminuyendo hasta alcanzar en algunos puntos valores negativos, esto es, tracciones. Cuando estas alcanzan un valor igual al de la resistencia a tracción de la roca se formará una primera fractura. En ese preciso instante la presión de agua en la zona aislada alcanzará un valor máximo que se denomina presión de iniciación de la fractura, o presión crítica P_C (Figuras 7.14 y 7.15).

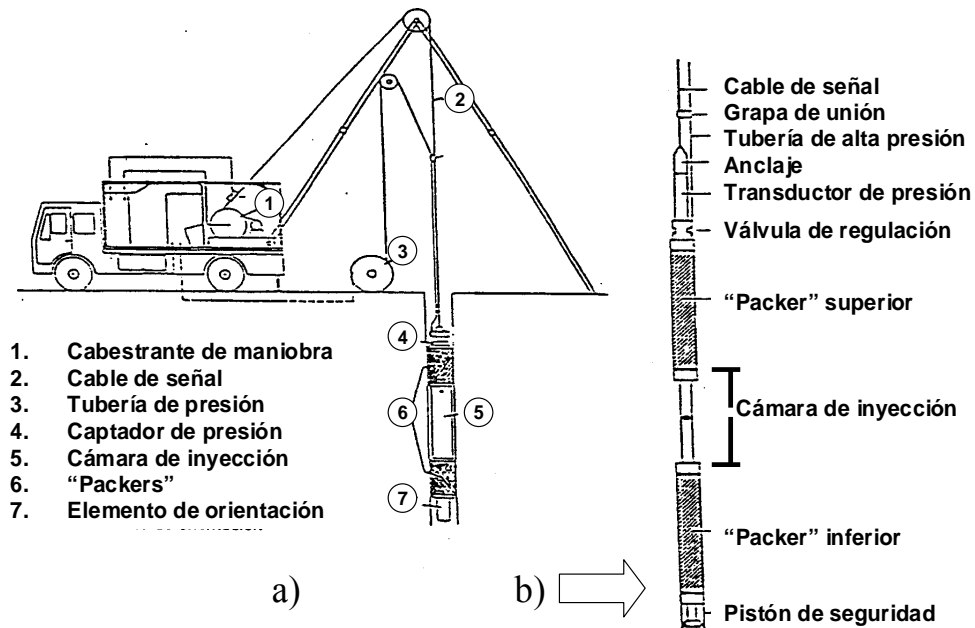


Figura 7.13.: Ensayo de fracturación hidráulica. a) equipo básico. b) esquema de la sonda de fracturación que incluye "packers", cámara de inyección y transductor de presión. (Recopilado por Galera, 1994).

Si se continúa bombeando agua la fractura tenderá a extenderse, por lo que el agua tratará de escaparse y la presión disminuirá. Habrá un valor mínimo de presión para el que la fractura se mantendrá abierta y por tanto se observará flujo permanente a través de la misma, este valor mínimo que mantiene abierta la fractura es la llamada presión de cierre, "shut-in-pressure" o P_s .

Para interpretar los resultados y obtener las tensiones naturales es necesario determinar la orientación de la fractura inducida. Para ello se utilizan sondas fotográficas o de vídeo, pero el método más funcional es el uso de un "packer" de impresión con parafilm en el que queda grabada la discontinuidad. En el caso más sencillo, pero también el más común (sobre todo a profundidades de más de 800 metros), en el que la tensión vertical es una de las tensiones principales y no la menor, la fractura que aparece es vertical o sub-vertical y tendrá un rumbo perpendicular a la tensión principal menor, tal y como se puede observar en la Figura 7.14. Si esto ocurre así, y haciendo la suposición de que el comportamiento del material es elástico e isótropo y de que la penetración de fluido en los poros viene marcada por la ley de Darcy, la distribución de tensiones efectivas alrededor del hueco del sondeo se puede estimar mediante las fórmulas de Kirsch.

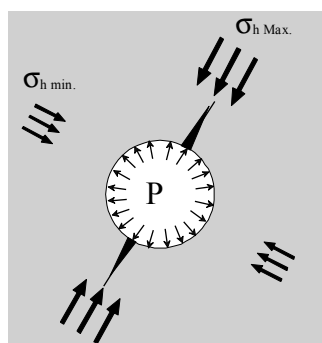


Fig. 7.14. Fractura formada y tensiones principales en el plano normal al pozo.

El valor mínimo de la tensión tangencial alrededor del sondeo, que se producirá en la dirección normal a la de la tensión principal menor, será, en tensiones efectivas:

$$\sigma'_{\theta} = 3 \sigma'_{h,\min} - \sigma'_{h,\max} \quad (7.10)$$

Donde $\sigma'_{h,\min}$ será la tensión efectiva principal horizontal menor y $\sigma'_{h,\max}$ será la tensión efectiva principal horizontal mayor.

Teniendo en cuenta que por el principio de Terzaghi:

$$\sigma' = \sigma - P_0 \quad (7.11)$$

Esta ecuación se puede expresar en términos de tensiones totales, como:

$$\sigma_{\theta} - P_0 = 3 (\sigma_{h,\min} - P_0) - (\sigma_{h,\max} - P_0) \quad (7.12)$$

De donde se deduce que:

$$\sigma_{\theta} = 3 \sigma_{h,\min} - \sigma_{h,\max} - P_0 \quad (7.13)$$

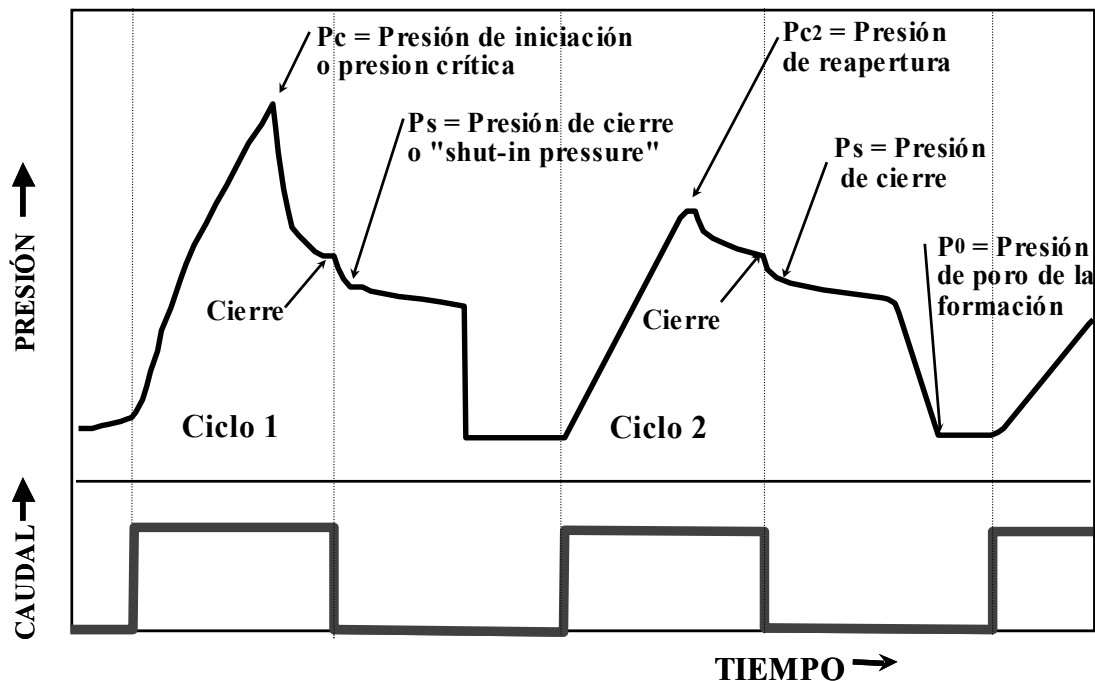


Figura 7.15. Ensayo de fracturación hidráulica: registro ideal de un ensayo de fracturación hidráulica. Según ISRM (1987). Cortesía de Elsevier.

Si aplicamos la expresión 7.13 al caso del ensayo de fracturación hidráulica en el momento en el que se produce la primera fractura se ha de tener que, denominando σ_t a la resistencia a tracción del material en las condiciones del ensayo:

$$P_C = 3 \sigma_{h,\min} - \sigma_{h,\max} - P_0 + \sigma_t \quad (\text{eq. frac.1}) \quad (7.14)$$

Esta es la expresión básica de la fracturación hidráulica. Ahora se pasa a analizar como estimar

todos estos valores a partir de un ensayo de fracturación.

7.7.1.1. Estimación de $\sigma_{h,min}$

Una vez abierta la grieta por tracción, ésta se continuará propagando mientras que la presión de inyección sea mayor que la tensión normal al plano de fractura. Si esta presión de inyección en la grieta formada pasara a ser menor que la tensión normal al plano de fractura, ésta se cerraría.

A su vez, si una vez cerrada la fractura, la presión de inyección aumenta por encima de la tensión normal, la grieta se abrirá de nuevo. Puesto que la dirección de propagación de fracturas en rocas es la perpendicular a la tensión principal menor σ_3 , entonces (y para el caso señalado anteriormente en el que la tensión vertical es la tensión principal mayor o intermedia) se tendrá que la presión de cierre de la fisura, P_S o "shut-in pressure" (Fig. 7.15) , es igual a la presión normal al plano de la misma, que en las condiciones indicadas es la tensión principal horizontal menor. Esto es:

$$P_S = \sigma_{h,min} \quad (\text{eq. frac. 2}) \quad (7.15)$$

7.7.1.2. Estimación de P_0

La presión de poro o intersticial de la formación se podrá estimar dejando de bombear fluido y manteniendo los "packers" en funcionamiento, de manera que debido a la diferencia de presiones el agua inyectada irá penetrando lentamente en la formación porosa debido a la diferencia de presiones entre líquidos. Cuando se detenga el flujo de agua querrá decir que las presiones del fluido de la formación y la del agua en la zona sellada del sondeo serán iguales. En ese punto la presión medida por el transductor de presión será igual a la de poro (Figura 7.15.) Esto es:

$$P_0 = P_{medida}^{equi.} \quad (\text{eq. frac. 3}) \quad (7.16)$$

De esta manera si se realiza un ensayo de fracturación de un solo ciclo y se conoce la resistencia a la tracción de la roca, se podrían obtener para el caso señalado las tensiones principales horizontales mayor y menor y su dirección.

La tensión vertical se podría estimar como la debida al peso de los materiales suprayacentes. Así quedaría conocido en su totalidad el campo tensional en la zona ensayada.

7.7.1.3. Estimación de σ_i

En caso de que no se conozca la resistencia a la tracción del material, o no se conozca para la fracturación hidráulica, se podría estimar teniendo en cuenta lo siguiente. Si una vez alcanzada la presión de poro de la formación, se comienza de nuevo a bombear agua en la zona sellada, llegará un nivel de presión en el que se reabrirá la fractura previamente creada y cerrada por disminución de la presión de bombeo. En este punto, teniendo en cuenta que la resistencia a la tracción de la fractura ya abierta es nula y denominando P_{C2} a esta presión crítica de reapertura se tendrá, análogamente a (eq. frac. 1) que:

$$P_{C2} = 3 \sigma_{h,\min} - \sigma_{h,\max} - P_0 \quad (\text{eq. frac. 4}) \quad (7.17)$$

Así si restamos esta ecuación a la eq. frac. 1 se tendrá que:

$$\sigma_t = P_C - P_{C2} \quad (\text{eq. frac. 5}) \quad (7.18)$$

De esta manera realizando un par de ciclos de fracturación (Figura 7.15), y para el caso sencillo indicado se puede estimar:

- La tensión horizontal principal menor a través de la ecuación eq. frac. 2
- La presión de poro de la formación a través de la ecuación eq. frac. 3
- La resistencia a la tracción de la roca a través de la ecuación eq. frac. 5
- La tensión horizontal principal mayor mediante la ecuación eq. frac. 1.
- La tensión vertical se estimará a partir del peso del recubrimiento.

En el caso de tener un medio impermeable la presión de poro será nula, por lo que se eliminará este término en todas las expresiones en que interviene, y además el ensayo tendrá las particularidades propias de los medios impermeables.

Si se desea profundizar en la aplicación del método HTPF (fracturación hidráulica en fracturas preexistente) se recomienda acudir a Cornet et al. (1997) o al libro de Amadei y Stephanson (1997).

7.8. Sobreperforación y medida de la deformación diametral con la célula USBM

7.8.1. Descripción de la técnica

Para aplicar esta técnica se realiza primero un sondeo pequeño (p.ej. "d"=37 mm) en el punto donde se desea realizar la medida. En dicho sondeo, y lejos tanto de su fondo como de su boca, se sitúa un instrumento capaz de medir las deformaciones diametrales en una o varias direcciones. Véase la Fig. 7.16.

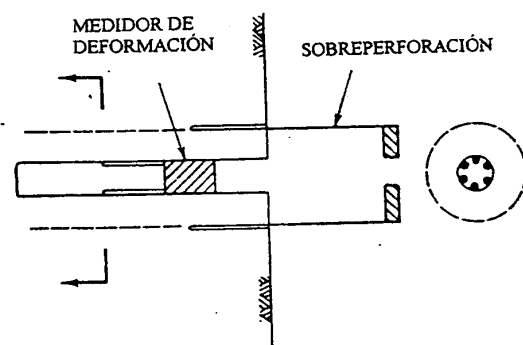


Figura 7.16. Esquema del método de sobreperforación (Según Goodman,1989). Cortesía de John Wiley & sons.

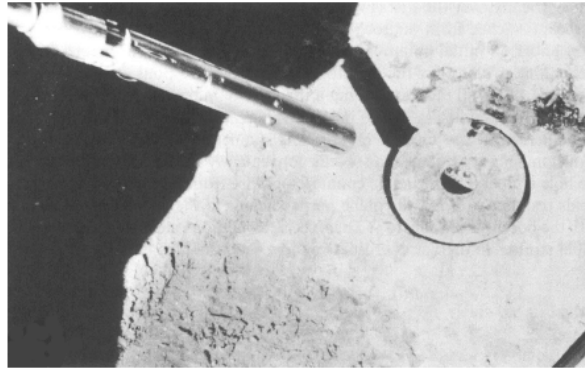


Figura 7.17. Medidor tipo USBM y foto de un ensayo de sobreperforación en un afloramiento (Goodman,1989).
Cortesía de John Wiley & sons.

Entre estos aparatos, probablemente el más utilizado es el aparato de medida de la deformación en sondeos tipo U.S.B.M. (Figura 7.17), cuyo principio es igual al de las galgas extensométricas utilizadas en los ensayos de determinación de módulos en el laboratorio. Este aparato presenta tres pares opuestos de puntas de carburo endurecido, que se fijan en la pared del sondeo mediante muelles y que forman a su vez 60° entre ellos. Estos medidores diametrales dan una medida inicial de deformación mediante las galgas extensométricas, de tal manera que las variaciones de diámetro del sondeo se pueden controlar a través de los tres diámetros de medida simultáneamente e independientemente de que el tamaño del sondeo aumente o disminuya.

Una vez insertado este aparato en el sondeo pequeño, el cableado se introduce a través de una corona de perforación de diámetro mayor que él y se lleva a cabo la perforación de un sondeo concéntrico al primero de mayor tamaño (p.ej. 147 mm). Es lo que se denomina sobreperforación. Esto da lugar a un cilindro hueco de paredes gruesas separado del resto del macizo rocoso y por lo tanto "libre de tensiones". Si la roca está inicialmente sometida a compresión (como suele ocurrir en la mayor parte de los casos) el aparato de medida registrará un aumento de diámetro al menos en dos de las direcciones de medida, como respuesta a esta sobreperforación (Figura 7.18). Todos los radios aumentarán de tamaño si la relación entre las tensiones principales mayor y menor en el plano perpendicular al eje de los sondeos es inferior a tres.

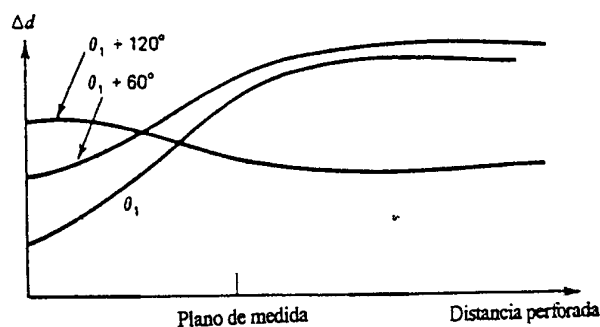


Figura 7.18. Respuesta del medidor de deformación tipo USBM ante la realización de un ensayo de sobreperforación y a medida que ésta avanza (Según Goodman,1989). Cortesía de John Wiley & sons.

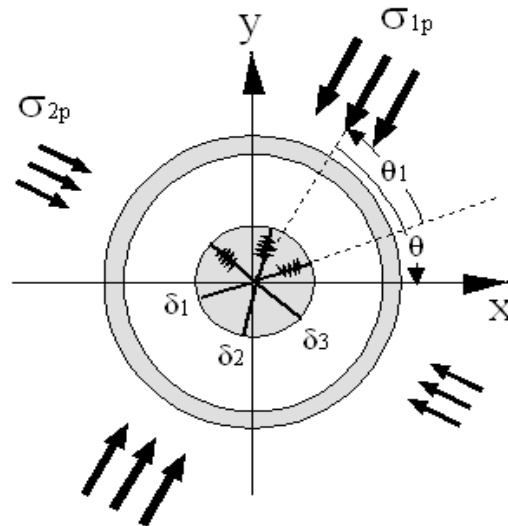


Figura 7.19. Esquema de sobreperforación con medidas con la célula USBM: direcciones de medida, direcciones de ejes y orientación de las tensiones principales en el plano de medida.

Como resultado del ensayo se obtendrán las variaciones de los diámetros del sondeo en tres direcciones que forman entre sí ángulos de 60° y se denominarán δ_1 , δ_2 y δ_3 respectivamente. Para su análisis se seleccionarán convenientemente unos ejes X-Y en el plano perpendicular al eje del sondeo (Fig. 7.19). El cálculo de la tensión "in-situ" puede presentar distintos grados de complejidad en función de que las tensiones sean bi- o tridimensionales y según el grado de anisotropía y linealidad del macizo. Se presenta aquí la estimación tensional con distintos grados de complejidad.

7.8.2. Interpretación: Estado tensional plano ($\sigma_3 = 0$)

Cuando la tensión en el plano normal al eje del sondeo es nula ($\sigma_3 = 0$), se tendrá un estado tensional plano (p.ej. ésta condición se producirá al hacer la medida en el hastial de un hueco).

En este caso de tensiones planas, la distribución de tensiones en una sección normal al eje del sondeo se puede asimilar a la de una placa infinita con un agujero circular, sometida a un campo tensional cuyas tensiones principales máxima y mínima serían σ_{1p} y σ_{2p} . En esta situación las tensiones que se producen en el entorno del hueco serán:

$$\sigma_r = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_\theta = (\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 2(\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta_i \quad (7.19)$$

Donde σ_r y σ_θ son la tensión radial y tangencial en los bordes del hueco y θ_i es el ángulo entre la dirección en la que se realiza la medida y la de la tensión principal mayor en sentido antihorario. La deformación diametral δ_i experimentada por el sondeo en una determinada dirección vendría dada, según Obert y Duvall (1967), por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \sigma_\theta \cdot d / E = [(\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 2(\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta_i] \cdot d / E \quad (7.20)$$

Donde, d sería el diámetro del hueco y E el módulo elástico del material. Para el caso de dispositivos tipo USBM o cuando se realicen tres medidas, se obtienen tres ecuaciones como la

anterior. Para determinar tanto las tensiones principales en el plano normal al del sondeo σ_{1p} y σ_{2p} , como el ángulo en sentido antihorario entre la dirección de medida y la dirección de σ_{1p} , hay que resolver un sistema de tres ecuaciones como la 7.20 según las tres direcciones de medida indicadas. Para el caso de que formen 60° se tiene:

$$\sigma_{1p} = \frac{E}{6 \cdot d} \left\{ (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) + \frac{\sqrt{2}}{2} [(\delta_1 - \delta_2)^2 + (\delta_2 - \delta_3)^2 + (\delta_3 - \delta_1)^2]^{1/2} \right\} \quad (7.21)$$

$$\sigma_{2p} = \frac{E}{6 \cdot d} \left\{ (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) - \frac{\sqrt{2}}{2} [(\delta_1 - \delta_2)^2 + (\delta_2 - \delta_3)^2 + (\delta_3 - \delta_1)^2]^{1/2} \right\} \quad (7.22)$$

$$\theta_1 = \frac{1}{2} \arctg \frac{\sqrt{3} \cdot (\delta_2 - \delta_3)}{2\delta_1 - \delta_2 - \delta_3} \quad (7.23)$$

Donde, para estimar el valor real de θ_1 (ángulo que va de δ_1 a σ_{1p} , en sentido antihorario) habrá que tener, además, en cuenta la gama de ángulos a la cual puede pertenecer:

Si	$\delta_2 > \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 < 2\delta_1$	entonces	$0^\circ < \theta_1 < 45^\circ$
Si	$\delta_2 > \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 > 2\delta_1$	entonces	$45^\circ < \theta_1 < 90^\circ$
Si	$\delta_2 < \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 > 2\delta_1$	entonces	$90^\circ < \theta_1 < 135^\circ$
Si	$\delta_2 < \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 < 2\delta_1$	entonces	$135^\circ < \theta_1 < 180^\circ$

A partir de estos resultados será sencillo estimar los valores de las tensiones según los ejes preseleccionados (σ_x , σ_y y τ_{xy}) mediante una transformación de tensiones. Analíticamente se podrá aplicar la siguiente transformación:

$$\sigma_x = 1/2 (\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 1/2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta \quad (7.24)$$

$$\sigma_y = 1/2 (\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) - 1/2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta \quad (7.25)$$

$$\tau_{xy} = - 1/2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \sen 2\theta \quad (7.26)$$

Y gráficamente (denominando $\sigma_{1p} = \sigma_1$, $\sigma_{2p} = \sigma_2$) como se presenta en la Tabla 7.2. y en la Fig. 7.20.

Tabla 7.2. Cálculos geométricos para la transformación de tensiones de los valores principales a los ejes seleccionados, según la gráfica de la Figura 7.20.

A)	$\sigma_x = OE = OC - CE$	$OC = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2)$	$CE = CF = CK \cos \beta$
	$CK = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2)$	$\beta = \pi - 2\theta$	$\cos \beta = \cos (\pi - 2\theta) = - \cos 2\theta$
	Luego: $OE = \sigma_x = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta$		
B)	$\sigma_y = OF = OC + CF$		
	Luego: $OF = \sigma_y = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2) - 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta$		
C)	$\tau_{xy} = KF$	$KF = CK \sen \beta$	$\sen \beta = - \sen 2\theta$
	Luego: $KF = \tau_{xy} = 1/2 (\sigma_2 - \sigma_1) \sen 2\theta$		

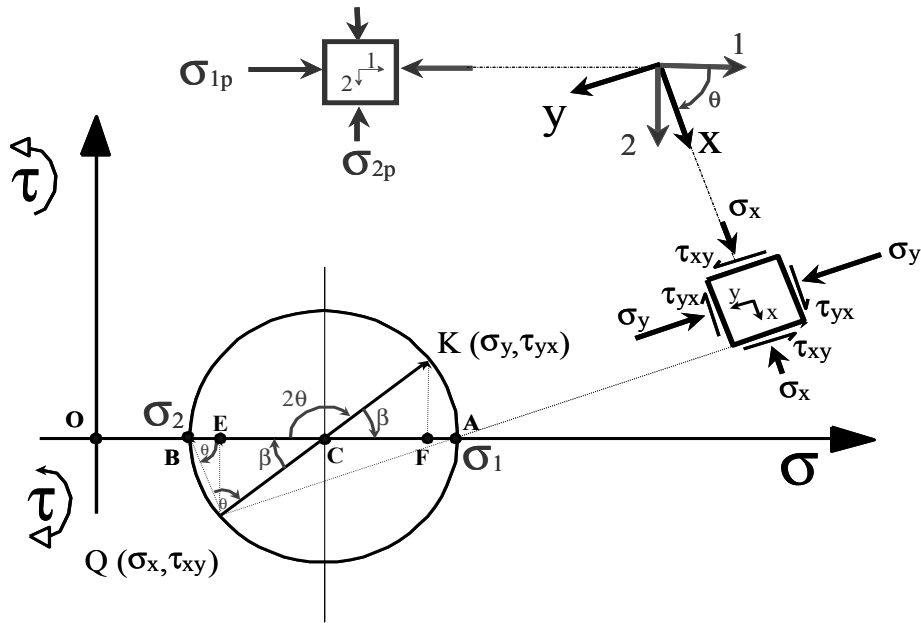


Figura 7.20. : Resolución gráfica de la obtención de las tensiones normal y tangencial en unos ejes cualesquiera (x,y), a partir de las tensiones principales y el ángulo que forma el eje x con la tensión principal mayor.

7.8.3. Interpretación: Estado tensional tridimensional, asumiendo que la dirección del sondeo coincide con una de las direcciones principales:

Cuando el eje del sondeo coincide con la dirección principal menor σ_3 , en cualquier plano perpendicular al eje del sondeo se tendrá que la deformación diametral δ_i experimentada por el sondeo en una determinada dirección vendrá dada ahora por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \frac{d \cdot (1 - \nu^2)}{E} [(\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 2(\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta_i] - \nu \epsilon_3 d \quad (7.27)$$

Donde:

- ϵ_3 es la deformación en la dirección axial del sondeo
- ν es el coeficiente de Poisson de la roca afectada

Si resulta posible estimar el valor de la tensión σ_3 paralela al eje del sondeo (p. ej. en un sondeo vertical, suponiendo que es igual a la presión ejercida por el peso de los materiales suprayacentes) entonces se puede calcular el valor de ϵ_3 a partir de la ley de Hooke, como:

$$\epsilon_3 = 1 / E [\sigma_3 - \nu (\sigma_{1p} + \sigma_{2p})] \quad (7.28)$$

Se calcula el valor de ϵ_3 para los valores de σ_{1p} y σ_{2p} correspondientes a tensiones planas y mediante las ecuaciones 7.27 se vuelven a obtener nuevamente los valores de σ_{1p} y σ_{2p} , que serán más exactos que los calculados en la primera aproximación para tensiones planas. Se deben realizar nuevas iteraciones hasta que se considere que los valores de σ_{1p} y σ_{2p} obtenidos sean suficientemente exactos, lo que ocurrirá cuando prácticamente coincidan en dos iteraciones subsiguientes.

7.8.4. Interpretación: Estado tensional tridimensional

El caso más general de tensiones tridimensionales, pero asumiendo elasticidad isótropa, ha sido estudiado por Panek. Cada conjunto de medidas de sobreperforación incluirá tres medidas de variación de diámetro del sondeo, que estarán orientadas tanto con respecto al norte como con respecto a la vertical. Además se conocerán los valores de los parámetros elásticos del material, módulo de Young, E y coeficiente de Poisson, ν . Teniendo un conjunto de medidas suficientemente grande (al menos tres sondeos en direcciones perpendiculares), éstas se tratarán estadísticamente y mediante estimaciones por mínimos cuadrados se obtendrán los componentes de la tensión y una medida del error cometido.

En el caso más sencillo, en el que se realicen tres medidas en tres sondeos perpendiculares entre sí, se podrán obtener según un método similar al indicado en el apartado anterior y por aproximaciones sucesivas en cada uno de los sondeos, las tensiones normales y las tensiones cortantes en el plano perpendicular a cada uno de los sondeos, según los ejes seleccionados.

Así se obtendrán un trío de valores (σ_x, σ_y y τ_{xy}) para el plano XY y otros dos tríos análogos (σ_y, σ_z y τ_{yz} ; σ_x, σ_z y τ_{xz}) para los planos YZ y XZ. Se tendrán por tanto dos parejas de valores para σ_x , para σ_y y para σ_z , que deberían ser iguales. Si estos pares de valores para cada σ no difieren en más de un 15%, se utilizará su valor medio, en caso contrario se continuarán las iteraciones.

Una vez conocido el elipsoide completo de tensiones, podría resultar de interés conocer los valores de las tensiones principales y su dirección. Para ello se toma un plano perpendicular a una dirección principal cualesquiera, p.ej. i , cuyos cosenos directores respecto a X, Y y Z, sean respectivamente l_i, m_i , y n_i y su tensión normal σ_i ; la tensión en el plano perpendicular a éste será también σ_i , puesto que, por definición, no existen componentes cortantes. La componente de esta tensión sobre el eje x será $\sigma_{ix} = \sigma_i \cdot l_i$, análogamente $\sigma_{iy} = \sigma_i \cdot m_i$ y $\sigma_{iz} = \sigma_i \cdot n_i$. Estas expresiones se podrán por tanto escribir matricialmente como:

$$(l_i, m_i, n_i) \cdot \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix} = (l_i, m_i, n_i) \cdot \begin{pmatrix} \sigma_i & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_i & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_i \end{pmatrix} \quad (7.29)$$

O lo que es lo mismo:

$$(l_i, m_i, n_i) \cdot \begin{pmatrix} \sigma_x - \sigma_i & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_i & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_i \end{pmatrix} = (0, 0, 0) \quad (7.30)$$

Se trata pues de resolver un sistema de tres ecuaciones, para lo que hay que anular el determinante de la matriz cuadrada, obteniéndose como resultado de esta operación la siguiente igualdad:

$$\sigma_i^3 - I_1 \sigma_i^2 + I_2 \sigma_i - I_3 = 0 \quad (7.31)$$

Donde I_i son los invariantes de tensiones tales que:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (7.32)$$

$$I_2 = (\sigma_y \sigma_z - \tau_{yz}^2) + (\sigma_x \sigma_z - \tau_{xz}^2) + (\sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2) \quad (7.33)$$

$$I_3 = (\sigma_x \sigma_y \sigma_z) - (\sigma_x \tau_{yz}^2) - (\sigma_y \tau_{xz}^2) - (\sigma_z \tau_{xy}^2) + 2(\tau_{xy} \tau_{xz} \tau_{yz}) \quad (7.34)$$

Los cosenos directores para cada una de las direcciones principales serán:

$$\cos(\sigma_{ix}) = A_i / K_i ; \quad (i=1,2,3) \quad (7.35)$$

$$\cos(\sigma_{iy}) = B_i / K_i ; \quad (i=1,2,3) \quad (7.36)$$

$$\cos(\sigma_{iz}) = C_i / K_i ; \quad (i=1,2,3) \quad (7.37)$$

donde:

$$K_i = (A_i^2 + B_i^2 + C_i^2)^{1/2} \quad (7.38)$$

$$A_i = (\sigma_y - \sigma_i)(\sigma_z - \sigma_i) - \tau_{yz}^2 \quad (7.39)$$

$$B_i = \tau_{yz} \tau_{xz} - \tau_{xy}(\sigma_z - \sigma_i) \quad (7.40)$$

$$C_i = \tau_{xy} \tau_{yz} - \tau_{xz}(\sigma_y - \sigma_i) \quad (7.41)$$

De esta forma quedaría calculado completamente el elipsoide de tensiones en la zona de medida.

7.9. Sobreperforación y medida con la célula extensométrica “door-stopper”

El sistema “door-stopper” permite obtener las tensiones en el plano del fondo de un sondeo, a partir de las deformaciones unitarias medidas en tres direcciones en dicho plano tras ser liberadas las tensiones mediante sobreperforación. (Ramírez Oyanguren et al., 1984).

7.9.1. Descripción de la técnica

Para aplicar esta técnica se coloca una roseta de tres bandas extensométricas, dos perpendiculares entre sí y la tercera formando un ángulo de 45° con las anteriores, situadas en la base de una cápsula de silicona que protege los contactos eléctricos, en el fondo plano del barreno. Las salidas de la roseta están conectadas a cuatro bornes de cobre en un estuche aislado (Figura 7.21). El proceso que se lleva a cabo es el que se describe a continuación (Ramírez Oyanguren et al., 1984).

En primer lugar se realiza el barreno interior de 76 mm de diámetro y de suficiente longitud para alcanzar un punto donde no lleguen las tensiones inducidas en la galería desde la que se realiza este barreno (Fig. 7.22.1 y 2). Normalmente se utiliza una herramienta para dejar el fondo del barreno liso (Fig. 7.22.3). Luego la célula se pega con resina a la superficie pulida del fondo del barreno y se aprieta con una herramienta manual hasta que queda totalmente fijada, momento en el

el que se toma la lectura inicial o lectura cero (Figura 7.22. 4). A continuación se retira la herramienta manual, se sobreperfora el barreno y se toman lecturas continuas de las deformaciones unitarias en cada banda (obsérvese que los cables salen por el interior de la broca de sobreperforación) hasta el momento en que no se observen variaciones significativas entre cada lectura y la anterior (Fig. 7.22.5).

Finalmente, la diferencia de las deformaciones leídas antes y después de la sobreperforación del barreno son ϵ_A , ϵ_B y ϵ_C .

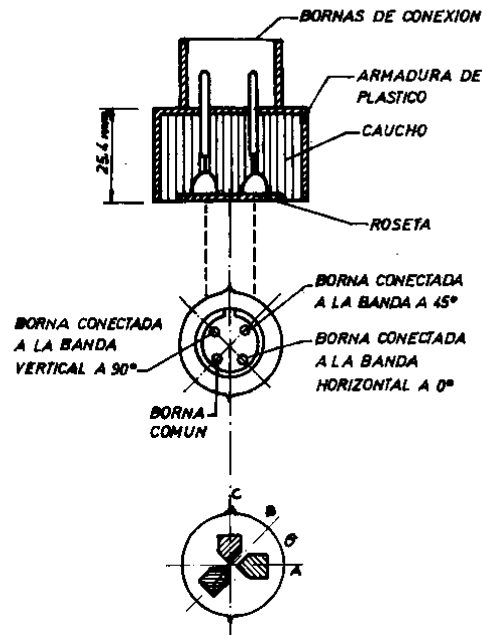


Figura 7.21. Sección y planta del "door-stopper" según Ramírez Oyanguren et al., (1984).

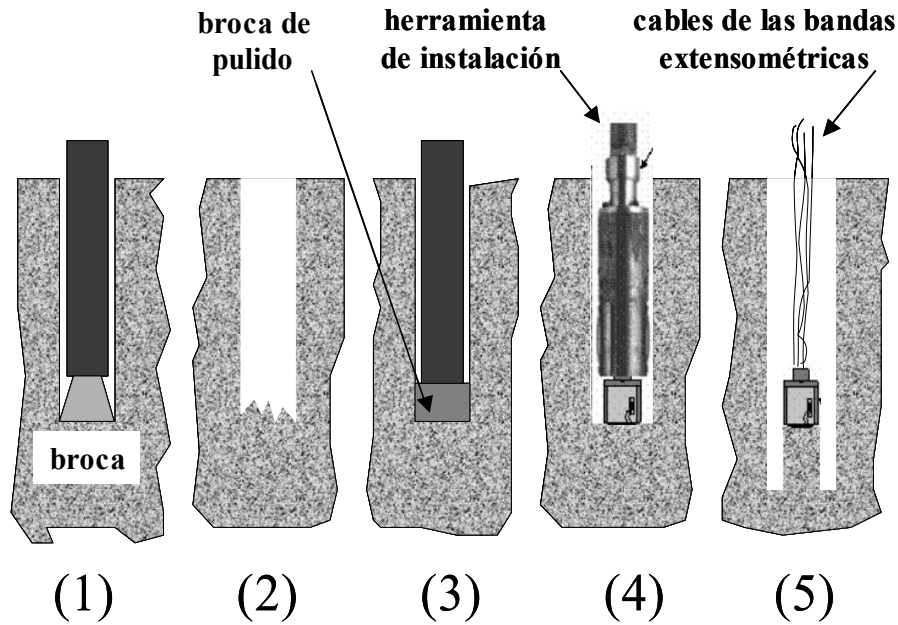


Figura 7.22. Esquema de perforación inicial (1), estado perforado inicial (2), pulido del fondo de barreno para correcta instalación (3), colocación (4) y medida con la célula “door-stopper” (5).

7.9.2. Interpretación

Las tres direcciones de medida suelen ser horizontal, vertical y la tercera intermedia a 45°; de no ser así, se podrían relacionar con las señaladas de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_A &= \varepsilon_x \cdot \cos^2 \theta_A + \varepsilon_y \cdot \sin^2 \theta_A + \gamma_{xy} \cdot \cos \theta_A \cdot \sin \theta_A \\
 \varepsilon_B &= \varepsilon_x \cdot \cos^2 \theta_B + \varepsilon_y \cdot \sin^2 \theta_B + \gamma_{xy} \cdot \cos \theta_B \cdot \sin \theta_B \\
 \varepsilon_C &= \varepsilon_x \cdot \cos^2 \theta_C + \varepsilon_y \cdot \sin^2 \theta_C + \gamma_{xy} \cdot \cos \theta_C \cdot \sin \theta_C
 \end{aligned}
 \tag{7.42}$$

Donde: θ_A , θ_B y θ_C , son los ángulos que forman las direcciones de medida de ε_A , ε_B y ε_C con la horizontal; ε_x es la deformación horizontal y ε_y la vertical; y γ_{xy} es la angular, que se puede obtener mediante:

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{2} \delta_{xy} = \frac{1}{2} [2 \cdot \varepsilon_{45} - (\varepsilon_x + \varepsilon_y)]
 \tag{7.43}$$

Si se hacen coincidir los ejes coordenados x, y, z, con las direcciones de tres sondeos ortogonales, según se observa en la Figura 7.23, se pueden conocer las deformaciones en 9 direcciones, que se relacionan con el sistema de coordenadas elegido del siguiente modo:

$$\begin{aligned}
 D_1 &= \varepsilon_1 = \varepsilon_7 & D_4 &= \varepsilon_8 \\
 D_2 &= \varepsilon_4 = \varepsilon_9 & D_5 &= \varepsilon_6 \\
 D_3 &= \varepsilon_2 = \varepsilon_5 & D_6 &= \varepsilon_3
 \end{aligned}
 \tag{7.44}$$

Así se determinan dos valores para cada D_1 , D_2 y D_3 , que deben ser iguales, y un valor para cada deformación a 45° en los planos coordenados.

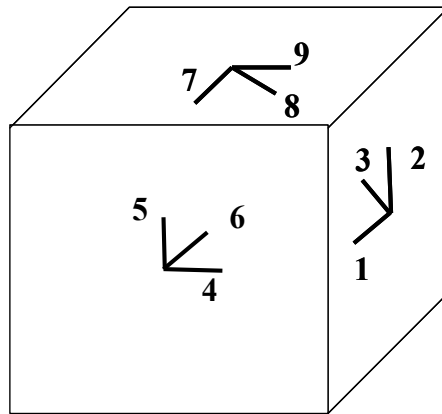


Fig. 7.23. Esquema de orientación de las tensiones medidas con la célula "door-stopper".

El tensor de deformación de la roca en función de las deformaciones medidas es:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= D_1 ; \quad \varepsilon_y = D_2 ; \quad \varepsilon_z = D_3 \\
 \gamma_{xy} &= \frac{1}{2} \delta_{xy} = \frac{1}{2} [2 \cdot D_4 - (D_1 + D_2)] \\
 \gamma_{yz} &= \frac{1}{2} \delta_{yz} = \frac{1}{2} [2 \cdot D_5 - (D_2 + D_3)] \\
 \gamma_{xz} &= \frac{1}{2} \delta_{xz} = \frac{1}{2} [2 \cdot D_6 - (D_3 + D_1)]
 \end{aligned}
 \tag{7.45}$$

En todo lo expuesto hasta aquí se ha considerado que las tensiones obtenidas en el fondo del sondeo mediante el método del "door-stopper" son las realmente existentes en el macizo. Sin embargo, esto no es así debido a que el fondo del taladro donde se realizan las medidas de deformación se ve afectado por la concentración de tensiones creadas por el propio sondeo.

Para el caso general de un estudio tridimensional de tensiones referido a un sistema de referencia x, y, z , como el de la Figura 7.23, y considerando que la roca es homogénea e isótropa, los coeficientes de concentración de tensiones pueden plantearse de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_1 &= a \cdot \sigma_1 + b \cdot \sigma_2 + c \cdot \sigma_3 \\
 \sigma'_2 &= a \cdot \sigma_2 + b \cdot \sigma_1 + c \cdot \sigma_3
 \end{aligned}
 \tag{7.46}$$

Es decir, la tensión que se mide en una dirección principal en el fondo del taladro, por ejemplo σ'_1 , es igual al producto de los factores de concentración de tensiones "a", "b", "c" por las tensiones principales reales existentes en el macizo, σ_1, σ_2 y σ_3 . Los factores dependen del coeficiente de Poisson de la roca.

En un estudio realizado por Asensio, Laín y Ramírez-Oyanguren (1989), se ha determinado la variación de los distintos parámetros "a", "b", "c" en función del coeficiente de Poisson, para el caso de igualdad de las tres tensiones. Se presenta en la Figura 7.24 la curva del factor de concentración

“a” en función del coeficiente de Poisson. En situaciones normales es suficiente considerar este parámetro, ya que los otros tienen una influencia poco significativa.

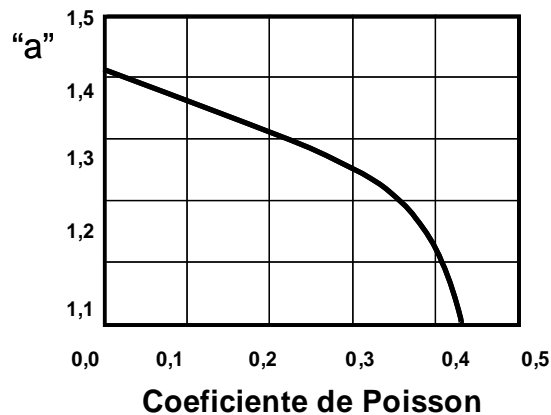


Fig. 7.24. Factor de concentración “a” frente al coeficiente de Poisson.

7.10. Método de las células planas o “Flat-jacks”

En el caso de que se tenga acceso a una cara libre del macizo rocoso (p.ej. la pared de una galería) se puede medir la tensión a partir de un método muy simple introducido en Francia por Tincelin en los años 50.

Para la aplicación del método se utilizan células planas, que consisten en dos chapas de acero soldadas en sus bordes junto con una válvula de entrada que permite el paso de aceite a su interior. Hoy en día existen células de este tipo normalizadas y capaces de resistir sin romperse presiones hidráulicas de hasta 100 MPa.

Este método permite obtener de una manera fácil y económica una componente del tensor tensión. La instrumentación necesaria es sencilla, asequible y robusta, lo cual es una gran ventaja en las labores de interior.

El problema básico que se suele presentar es que sólo se puede aplicar cuando el macizo rocoso en los paramentos de la galería se mantiene en estado elástico, lo cual no siempre ocurre.

Tampoco resulta demasiado sencilla la interpretación ya que, tal y como se verá, se miden las tensiones afectadas por una gran excavación por lo que la interpretación siempre va a necesitar de un análisis inverso en el que se buscará el estado tensional inicial a partir de las tensiones redistribuidas alrededor del hueco ya excavado. Esta dificultad es común al método del “door-stopper”, si bien el caso de las células planas es más complejo al ser el hueco mucho mayor.

7.10.1. Descripción de la técnica

Para llevar a cabo el proceso de medida se comienza situando sobre la pared de roca uno o más

pares de puntos de medida. La separación entre estos puntos, " d_0 ", suele ser de orden centimétrico, estando la distancia normalizada en función del tamaño de célula que se desee instalar. Después se realiza (normalmente mediante barrenos paralelos superpuestos o mediante sierras de disco) una abertura o ranura en la roca perpendicularmente a la línea de unión de los puntos de medida y entre ellos (Figura 7.25).

Como consecuencia de la realización de esta abertura la separación entre los puntos de medida " d_0 " disminuirá hasta alcanzar un valor menor, siempre que la roca este sometida a compresión en la dirección perpendicular a la ranura realizada. Esta tensión normal inicial podría ser calculada a partir de este desplazamiento si se conocieran las constantes elásticas de la roca. Sin embargo, lo habitual es utilizar un método que evite emplear dichas constantes. Una vez realizada la ranura se introduce en ella la célula plana, se cementa con un mortero adecuado (de constantes elásticas análogas a las de la roca) y se comienza a aumentar la presión del aceite.

Cuando al aumentar esta presión la distancia entre los puntos de medida sea exactamente igual a la que existía previamente a la realización de la ranura, " d_0 ", la presión en la célula " p_c " será aproximadamente igual a la que existía en esa dirección antes del comienzo del proceso (Figura 7.25). Teóricamente, habría que corregir este valor en función de las tensiones originales paralelas a la célula, de la diferencia de presión entre el interior y exterior de la placa y de las propiedades elásticas del mortero. Sin embargo, generalmente estas correcciones, que por otro lado resultarían bastante complejas, no suelen producir variaciones excesivamente importantes en los resultados. Por todo ello, " p_c " (ver Figura 7.25) es una estimación aceptable para la tensión media normal al plano de colocación de la célula.

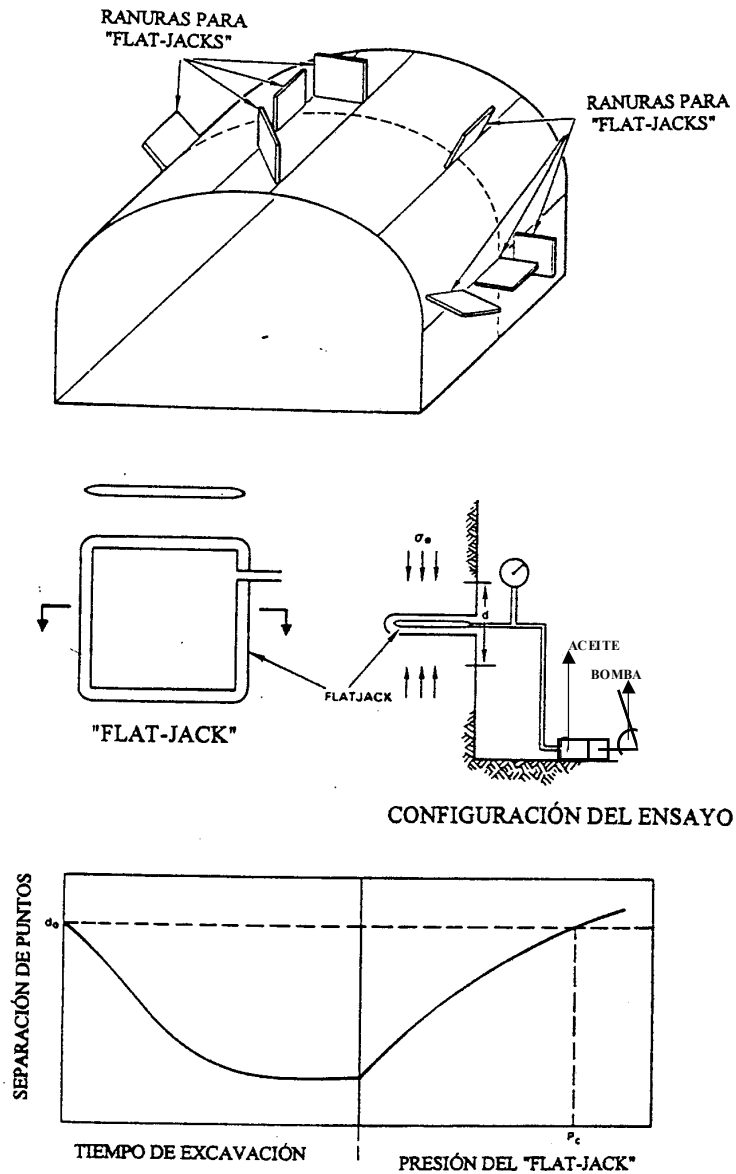


Figura 7.25.: Ensayo de células planas o "flat-jacks". (Según ISRM,1981). Cortesía de Elsevier.

7.10.2. Interpretación

La principal desventaja del método es que la zona en la que se realiza la medida habrá sufrido una variación muy significativa de su estado tensional debido a la excavación de la galería o cámara desde la que se realiza la medida. Si la galería ha sido excavada cuidadosamente, la variación del estado tensional de la misma puede ser calculada a partir un estudio de distribución de tensiones (analítico o numérico -MEF ó MDF-).

En general, si se realizan tres medidas de tensión normal perpendiculares a tres planos radiales donde se instalen células alrededor de la galería, se obtendrán tres valores $\sigma_{\theta A}$, $\sigma_{\theta B}$ y $\sigma_{\theta C}$ para las tensiones tangenciales (paralelas a la superficie de la excavación), en esos planos. Así las tensiones iniciales en el plano perpendicular a la galería se podrán calcular invirtiendo la relación:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\theta A} \\ \sigma_{\theta B} \\ \sigma_{\theta C} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (7.47)$$

Donde los coeficientes a_{ij} se determinan a partir del estudio analítico o numérico. Por ejemplo, si en una galería perfectamente circular se instalan dos células planas en la bóveda y el hastial de la misma ($\sigma_{\theta Bóveda}$ y $\sigma_{\theta Hastial}$), si las tensiones naturales principales son horizontal y vertical, y suponiendo el radio del túnel suficientemente grande con respecto a la anchura de las células, entonces la expresión anterior quedaría simplificada a:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\theta Hastial} \\ \sigma_{\theta Bóveda} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \end{pmatrix} \quad (7.48)$$

De donde se podría obtener:

$$\begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \sigma_{\theta Hastial} \\ \sigma_{\theta Bóveda} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/8 & 3/8 \\ 3/8 & 1/8 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{\theta Hastial} \\ \sigma_{\theta Bóveda} \end{pmatrix} \quad (7.49)$$

Así quedarían calculadas las tensiones vertical y horizontal en el plano perpendicular al eje de la galería, que serán las más interesantes para el análisis tensional. Poniendo un número mayor de células en distintas direcciones se podría llegar a estimar el tensor completo.

REFERENCIAS

- Amadei, B. y Stephansson, O. (1997). *"Rock Stress and its Measurement"*. Chapman & Hall.
- Alejano, L.R., Alonso, E. (2005). Considerations on the dilatancy angle in rocks and rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 42. En imprenta.
- Asensio, J., Gutiérrez, A., Laín, R. y Ramírez Oyanguren, P. (1989). Los coeficientes de concentración de tensiones en los ensayos de liberación tensional en macizos rocosos según el método door-stopper. *Primeras Jornadas sobre Geotecnia y Seguridad Minera*. F.G.P. Madrid.
- Barry, P.L. y Reid, D. (1993): *"Mecánica de Suelos"*. Ed. McGraw-Hill.
- Besuelles, P., Desrués, J., Raynaud, P. (2000). Experimental characterization of the localization phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 37, pp. 1123-1237.
- CFMR – Comité Français de Mécanique des Roches (2004). *Manuel de Mécanique de roches-Tome 2: Les applications*. Presses de L'École des Mines de Paris. Paris.

- Clark, I.H. (2004). Simulation of tectonic history to define rock-mass stresses on a regional geological state. 1st UDEC Symposium: Numerical Modeling of Discrete Materials. Bochum. Alemania. pp 183-187. Ed. Balkema.
- Cornet, F.H., Wileveau, Y., Bert, B. & Darcy, J. (1997). Complete stress determination with the HTPF tool in a mountainous region. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 34:3-4, CD-ROM, 1997.
- Fairhurst, Ch. (2003). Stress determination in rock: a brief history and review. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 957-973.
- Galera, J.M. (1994). *Caracterización geotécnica de los macizos rocosos*. Apuntes del curso de doctorado del mismo nombre. ETSI Minas e Madrid. UPM.
- González de Vallejo, L.I., Serrano, Capote, R, y De Vicente, G. (1988): "The State of stress in Spain and its assesment by empirical methods". Actas del Cong. Int. Rock Mechanics and Power Plants, Madrid pp 165-172.. A.A. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Goodman, R.E. (1989): "Introduction to Rock Mechanics". Ed. John Wiley & sons.
- Gutierrez, M. (1998): "Shear band formation in rocks with a curved surface". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 35: 4-5, Paper 95.
- Haimson, B.C., Cornet, F.H. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 3: Hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 1011-1020.
- Hart, R. (2003). Enhancing rock stress understanding through numerical analysis. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 1089-1097.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1980): "Underground Excavations in Rock". IMM. Chapman & Hall.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995): "Support of Underground Excavations in Hard Rock". A.A. Balkema.
- Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (2000): "Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles". Ed. Pergamon Press.
- Hudson, J.A., Cornet, F.H., Christiansson, R. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 1: Strategy for rock stress estimation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 991-998.
- ISRM -Commission on testing Methods- (1987): Suggested Methods for Rock Stress Determination. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 24, No. 1, pp 53-73.
- Itasca (2003). 3-DEC - User manual for 3-DEC, 3 Dimensional Distinct element Method. Version 3.0. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.
- Kobayashi, IS, Takahashi, T. Yoshikawa, T. y Yoshida, T. (2001) "Improved conical-end borehole method". Actas de Cong. Int. EUROCK' 2001. Helsinki, Finlandia. pp 109-114. Balkema. Rotterdam.
- Konietzky, H., te Kamp, L. (2004). Numerical Stress Field Modeling for Underground Structures. 1st UDEC Symposium: Numerical Modeling of Discrete Materials. Bochum. Alemania. pp 155-164. Balkema. Rotterdam.
- Ljunggren, C., Yanting Chan, Janson, T., Christiansson, R, (2003). An overview of rock stress measurement methods. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 975-983.
- Obert, L., Duval, W.I. (1967). Rock Mechanics and the design of Structures in Rock. Ed. Wiley.
- Peres-Rodrigues, F. et al. (1993): Actas del Cong. Int. de Efectos de Escala en Macizos Rocosos, Lisboa, Portugal. Balkema. Rotterdam.
- Ramírez Oyanguren, P. et al. (1984). *Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea*. I.T.G.E., Madrid, España.
- Sheorey, R. (1994). A Theory for In Situ Stresses in Isotropic and Transversely Isotropic Rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 31, No. 1, pp 23-34.
- Sheorey, R., Murali Mohan, G. y Sinha, A. (2002). Influence of elastic constants on the horizontal in situ stress. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 38, pp 1211-1216.
- Sjöberg, J., Christiansson, R., Hudson, J.A. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 2: Overcoring methods. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 999-1010.

8. ASPECTOS GENÉRICOS DE INGENIERÍA DE TALUDES EN ROCA

Puesto que el macizo rocoso detrás de cada talud es único, no existen recetas normalizadas ni soluciones rutinarias que garanticen una respuesta correcta cada vez que sean aplicadas
E. Hoek y J. Bray, 1974

8.1. Introducción

Imagínese un macizo rocoso granítico sin discontinuidades y totalmente seco, para el que se puede suponer un valor de resistencia a compresión simple de 175 MPa, un valor del parámetro m de Hoek-Brown de 30 y un peso específico de 26 kN/m^3 . Al no presentar discontinuidades el macizo, las propiedades del mismo serán las de la roca, que se podrán estimar, de acuerdo con las teorías de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002), en una cohesión de unos 30 MPa y un ángulo de fricción de 53° . Supóngase ahora que se quiere hacer un talud vertical en este macizo exigiendo un coeficiente de seguridad de 1,3 (valor adecuado a las normativas vigentes en minería). Si se calcula mediante un método más bien conservador como el de los ábacos de Hoek-Bray (1974), que se presentará más adelante en el libro, la altura máxima permisible en estas condiciones para el talud vertical sería de casi 4500 metros.

Este valor no debe resultar sorprendente ya que en Noruega existe un cortado de pendiente casi vertical de más de 1 km de altura denominado la "pared del Troll" (Fig. 8.1) formado por un gneiss de gran dureza y con pocas discontinuidades. Además, en la cordillera del Himalaya existen algunos precipicios verticales de varios kilómetros. La naturaleza por tanto hace razonable el cálculo presentado.



Figura 8.1. Cortado de Trollveggan o "Pared del Troll" en Noruega, se trata de la pared vertical más alta de Europa de unos 1000 metros de altura. Según <http://www.bigwalls.net/climb/Troll.html>.

Esto quiere decir que la realización de un talud vertical de 10 o 15 metros, que a algunos les podría parecer un riesgo elevadísimo, no sólo no tiene por qué ser tal sino que puede ser una opción conservadora; también puede ser inestable. La clave, como se verá, radica en la presencia de discontinuidades, sus características y su orientación con respecto a los taludes.

8.2. Consideraciones económicas

El diseño de grandes taludes en el ámbito de la ingeniería civil y minera resulta cada día más común. El ingeniero se ve normalmente entre la espada de la seguridad y la pared de la economía. Ciertamente, aumentando la inclinación de los taludes se pueden ahorrar enormes cantidades de dinero al reducir el volumen de material a excavar, pero la inclinación de un talud debe tener como límite la seguridad del mismo, ya que todo el ahorro conseguido puede perderse, poniéndose además en riesgo la seguridad de las personas o cosas que se encuentren en o bajo el talud (Hustrulid et al., 2000).

8.2.1. Ejemplo ilustrativo de proyecto minero

Al objeto de ilustrar esta dialéctica se presenta un ejemplo ficticio simplificado de un proyecto minero. Se tiene un yacimiento de cobre situado a una profundidad de entre 150 y 200 metros, de forma más o menos horizontal y tabular y planta más o menos circular de unos 75 metros de radio. Se han estimado unas reservas de 3,6 Mtn de mineral de cobre con una ley media del 1,7% de Cu, para una ley de corte del 0,9% del metal rojo. Se supone que el rendimiento global de mina y planta es del 65% (recuperación de Cu), por lo que se estima recuperar 39780 tn de cobre, que se pagarán a 1600 €/tn, de lo que habrá que descontar el 15% en concepto de gastos de transporte, fundición, penalizaciones, comercialización, etc...

Para un proyecto de esta magnitud, bastante menor que la corta de cobre que se muestra en la Figura 8.2., se calcula una inversión inicial necesaria de 20 M€, a la que habrá que sumar los costes operativos que incluirán sólo el coste de arranque, carga y transporte (a escombrera el estéril y a planta el mineral) de cada m³ de material a movilizar, y que se pueden estimar, en promedio, aproximadamente en 1,5 €/m³.

El yacimiento se encuentra en un macizo rocoso de caja, con un peso específico de 25 kN/m³ tal que la resistencia a compresión simple de la roca sana es de 30 MPa, el *GSI* del macizo rocoso se estima en 45 y en laboratorio se ha obtenido un valor de la *m_i* de Hoek-Brown de 10, suponiéndose, además, un valor del parámetro de perturbación del macizo *D*=1. Para estas condiciones se obtendrían unos parámetros resistentes del macizo, en términos de Mohr-Coulomb, de cohesión = 650 kPa y fricción = 15° (Hoek et al., 2002). Se supone que en este macizo no hay discontinuidades lo suficientemente persistentes y poco resistentes como para que se produzcan roturas a través de las mismas.



Figura 8.2. Ejemplo de corta de cobre en su fase final de desarrollo y de dimensiones mucho mayores que el ejemplo que se presenta de forma simplificada para su análisis. Corta de cobre de Palabora en Sudáfrica. Según <http://www.mining-technology.com/projects/palabora/palabora2.html>.

Se plantea la extracción del mineral mediante una corta con forma de tronco de cono que habrá de tener 200 m de profundidad (h) y una plaza circular de 75 m de radio (R). Lógicamente la inclinación media o ángulo general de talud (α) marcará los m^3 de material a extraer y consecuentemente los costes de explotación. (Fig. 8.3.a).

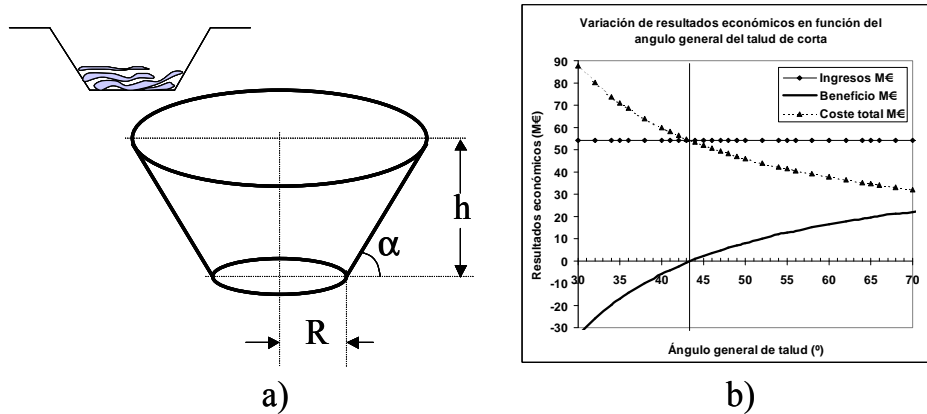


Figura 8.3. a) Diseño básico de corta para explotar el yacimiento de cobre indicado. b) Resultados económicos (Ingresos, costes y beneficios) del ejemplo simplificado de estudio de viabilidad minera de un yacimiento de cobre en función del ángulo medio de corta.

Si se calcula como varían los costes, ingresos y beneficios en función de esta inclinación general del talud se obtendrá la gráfica de la Figura 8.3.b, donde se observa que por cada grado que se incremente el ángulo general de talud el beneficio aumenta del orden de 1,5 M€. Esto da una idea del interés de realizar estudios geotécnicos finos y de que siempre va a ser conveniente realizar diseños no conservadores, acompañados de sistemas de vigilancia. Esto es casi una máxima de la gran minería y sin ella apenas se podría lanzar un gran proyecto minero. También hay que señalar que muchos de los avances en ingeniería de taludes en macizos rocosos producidos en los años 60 y 70, han sido financiados por compañías mineras

que querían ejecutar sus taludes de manera suficientemente segura y rentable. En lo que concierne a este proyecto se observa que para ángulos de talud por debajo de 43° la inversión no sería rentable por lo que nadie querría invertir en un proyecto de este tipo.

Para los supuestos de partida se podría calcular el coeficiente de seguridad del talud, suponiendo que la rotura más probable es la circular y mediante los ábacos de Hoek-Bray (Hoek y Bray, 1974). La realidad suele ser, en general, mucho más compleja, pero valgan estas simplificaciones para poner de manifiesto la influencia de la economía en los análisis de estabilidad. Mediante dichos ábacos se ha obtenido la gráfica de la Figura 8.4.a que relaciona el coeficiente de seguridad del talud con su inclinación. En ella se observa cómo para 59° se tendría un $CS=1$, con 52° se pasaría a 1,1, con 46° se llegaría a 1,2 y con 40° se alcanzaría un $CS=1,3$.

Finalmente, en la Figura 8.4.b., se presenta la gráfica que relaciona el coeficiente de seguridad con el beneficio. Si, por ejemplo, se exigiera un coeficiente de seguridad de 1,3, esto llevaría a un ángulo de talud de corta de 40° , lo cual haría el proyecto inviable. Si se decidiera y fuera posible trabajar con un coeficiente de seguridad de 1,2 (que es el que considera mínimo la legislación española si no se incluye el efecto sísmico), se tendría un beneficio en torno a 3 M€, lo cual daría un nivel de rentabilidad razonable, si bien algo exiguo para un sector de cierto riesgo como el minero. Piénsese que el Estado que permitiera trabajar con un $CS = 1,2$, recuperaría al menos un tercio del beneficio en concepto de impuestos directos a la empresa, más aproximadamente otro tanto en términos de la riqueza creada.

Probablemente, la solución más razonable para este tipo de proyecto sería bajar levemente el CS de trabajo a 1,15, lo cual daría un ángulo medio de los taludes de la corta de 48° y un beneficio de partida de unos 7 M€. Esta bajada del CS , supondría un incremento del beneficio, que debería emplearse parcialmente en financiar un sistema de vigilancia de taludes adecuado para las condiciones de la explotación y que permitiera ajustar localmente el ángulo de talud: aumentándolo allá donde se observe un elevado grado de estabilidad y disminuyéndolo allá donde se observen indicios de inestabilidad.

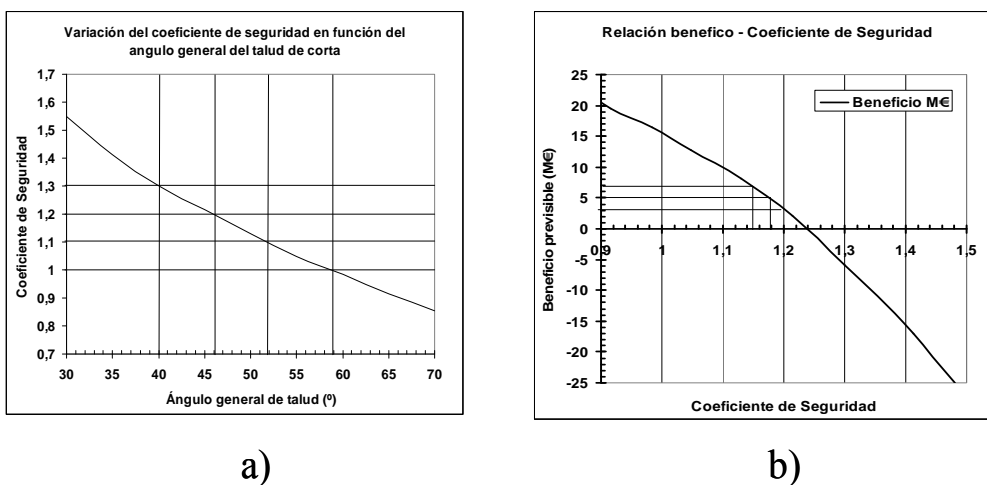


Figura 8.4. a) Variación del coeficiente de seguridad de los taludes de la corta en función del ángulo medio de talud. b) Relación entre beneficio y coeficiente de seguridad de los taludes de la corta para el proyecto minero simplificado analizado.

En la práctica minera actual, el enfoque que se suele dar a la estabilidad de taludes pasa por la realización de análisis de coeficientes de seguridad estadísticos (aspecto este que trata con mucho más detalle el capítulo 13 de este libro), que proporcionarán no sólo un CS medio sino también la probabilidad de que el CS sea inferior a uno, esto es la probabilidad de que, si el análisis de estabilidad es correcto, se caiga el talud. Supóngase que se hace un diseño en el que la probabilidad de que el CS sea inferior a uno sea del 5%. Este sería un diseño razonablemente adecuado, ya que por cada 100 metros de talud habría una zona de 5 metros con problemas de estabilidad; riesgo razonable y compatible con la explotación minera, siempre que se disponga de un sistema de vigilancia adecuado y se sitúen las infraestructuras (pistas, etc..) de la explotación en aquellos taludes a priori más estables.

No obstante, no hay que olvidar la seguridad ya que, tal y como ha ocurrido en algunas ocasiones, un excesivo énfasis en el platillo de la balanza correspondiente al beneficio, puede llevar a grandes caídas de taludes y negocios.

8.2.2. Consideraciones generales sobre estabilidad de taludes

En la mayor parte de los casos, el estudio de las inestabilidad de taludes no puede realizarse a nivel general, sino talud por talud, ya que las inestabilidades suelen ir asociadas a la presencia de discontinuidades concretas con orientaciones determinadas. La estabilidad de taludes suele estar muy condicionada por la presencia de agua, que en muchos casos es el factor determinante, ya que los coeficientes de seguridad suelen ser muy diferentes para un talud excavado en un macizo rocoso totalmente seco o totalmente saturado.

Cuando el coeficiente de seguridad de un talud bien calculado es inferior a 1, es muy probable que se produzca su rotura. En un caso determinado, se podrá dar esta circunstancia a partir de una cierta inclinación del talud. En la mayoría de los taludes mineros, donde sólo es necesario garantizar la estabilidad durante un tiempo relativamente corto, mientras dure la operación minera, se considera suficiente un coeficiente de seguridad igual o superior a 1,2. Si se trata de garantizar la estabilidad de taludes a más largo plazo, hay que pensar en un coeficiente de seguridad del orden de 1,5. Mediante cálculos se podrá determinar el ángulo de inclinación del talud, en los casos de que se encuentre seco o totalmente saturado, para alcanzar un determinado coeficiente de seguridad.

Para analizar las consecuencias económicas de una inestabilidad en un talud minero, en primer lugar hay que evaluar los costes de retirada del material deslizado cuando se rompe el talud, para lo cual hay que estimar el volumen del deslizamiento, que depende de la pendiente del talud. Por otra parte, se debe determinar el volumen de rocas que hay que mover para tender el talud hasta alcanzar un ángulo que garantice su estabilidad. Además, hay que evaluar el coste de la colocación de anclajes u otros elementos de retención en el talud, si fueran necesarios, para alcanzar un determinado coeficiente de seguridad, tanto en condiciones secas como saturadas.

Para poder comparar opciones y decidir cual es la más adecuada en cada caso, se pueden referir los costes a una unidad básica, por ejemplo, la tonelada o el metro cúbico de material extraído. En primer lugar, se estima respecto a la citada unidad básica, el coste unitario de

limpieza de un talud que ha sufrido un deslizamiento, evidentemente, el coste total depende del ángulo de inclinación del talud. También hay que evaluar los costes de diseño e instalación de un sistema de drenaje; al contrario que en el caso anterior, estos costes son independientes del ángulo del talud. Análogamente, se evalúan los costes de instalación de los elementos de retención en el talud.

Con todo lo anterior, se tiene un conjunto de datos de costes para las diversas soluciones que se pueden adoptar para resolver un problema de estabilidad de taludes. Esta información proporciona elementos de juicio suficientes para que el ingeniero pueda tomar una decisión sobre la elección de una de las opciones que se plantean. Siguiendo las ideas de Hoek y Bray (1974), estas opciones se concretan en:

1. Tender el talud hasta alcanzar una pendiente que haga que el coeficiente de seguridad no sea inferior a 1,2 en condiciones de saturación.
2. Tender el talud hasta alcanzar una inclinación algo superior que en el caso anterior e instalar un sistema de drenaje que permita llegar a un coeficiente de seguridad de al menos 1,2.
3. Excavar el talud con el máximo ángulo de inclinación posible de manera que quede garantizada su estabilidad en condiciones secas. En cuanto el nivel freático comience a elevarse por encima de una cota determinada se debe esperar que se produzca el deslizamiento de una masa de rocas, que posteriormente se retirará.
4. Dejar el talud con una inclinación superior al caso anterior, de forma que el talud saturado alcance un coeficiente de seguridad 1,2 a base de colocar anclajes u otros elementos de retención en el talud.
5. Dejar el talud vertical e instalar un sistema de drenaje y además los elementos de retención necesarios hasta alcanzar el coeficiente de seguridad de 1,2.
6. Dejar un talud con una inclinación algo inferior a la del talud del caso 4 sin tomar medidas adicionales de estabilización (drenaje o anclajes), pero haciendo una provisión de fondos por si se rompe el talud y hay que retirar el terreno deslizado.

A la hora de tomar una decisión considerando todas las situaciones anteriores, en la mayoría de los casos lo más frecuente es elegir la primera opción, ya que con ello el problema de inestabilidad queda eliminado. Esta opción es la óptima desde el punto de vista económico, a excepción de la posibilidad planteada en el caso 6, suponiendo que el talud no se rompa. Por otra parte, la opción 1 tiene la ventaja de que con ella se garantiza la estabilidad del talud, mientras que en otras opciones en las que se utilizan elementos de drenaje o anclajes de cable, a pesar de haber realizado fuertes inversiones económicas para estabilizar el talud, puede darse el caso de que se produzca la rotura del mismo si concurren un conjunto de circunstancias desfavorables. En ese caso, el coste total sería muy elevado, ya que se sumarían los costes de drenaje o de colocación de anclajes al de retirada del terreno deslizado. A veces, por motivos de expropiaciones, por la proximidad de una estructura que no deba ser afectada por el desmonte o por otras causas, puede ocurrir que la solución de tender el talud hasta alcanzar el coeficiente de seguridad deseado no sea posible. En este caso, no queda más remedio que adoptar otra solución distinta a la primera que se planteó anteriormente.

En taludes mineros es frecuente adoptar la solución 6, consistente en dejar un ángulo de talud superior al que asegura su estabilidad con un coeficiente de seguridad de al menos 1,2, pero

que garantiza que en condiciones normales el talud continuará siendo estable y sólo se produciría su rotura si en el período de vida del mismo se presentara una situación excepcional de lluvias muy fuertes, por ejemplo. Normalmente, se puede aceptar el riesgo de que con un período de retorno determinado de lluvias excepcionales, por ejemplo de 20 años, éstas no se produzcan durante la vida útil del talud, si es inferior a dicho período. Si no hay mala suerte, entonces se estará en la situación óptima desde el punto de vista económico, que es la descrita en el caso 6. Por otra parte, si se han tomado las medidas necesarias en previsión de que pueda deslizarse el talud y esto llega a producirse, por ejemplo, en una situación excepcional de lluvias, las consecuencias económicas de la rotura del talud serán del mismo orden de magnitud que las otras opciones, que incluían elementos de drenaje y anclaje del talud, dando por descontado que se han tomado todas las medidas necesarias para no poner en riesgo vidas humanas, maquinaria e instalaciones.

Se presenta al final del capítulo, en el apartado 8.7., un ejemplo específico de este tipo de análisis, para ilustrar con mayor claridad las implicaciones económicas de la estabilidad.

8.3. El papel de las discontinuidades

Considérese ahora que se encuentra en la naturaleza un gran bloque de granito sano atravesado por una sola junta que no posee cohesión. Se podría tallar una muestra en dicho bloque, de forma que se obtuviera una disposición de la junta tal y como se indica en la Figura 8.5.a) pero también se podría cortar dicha muestra como se señala en la Figura 8.5.b).

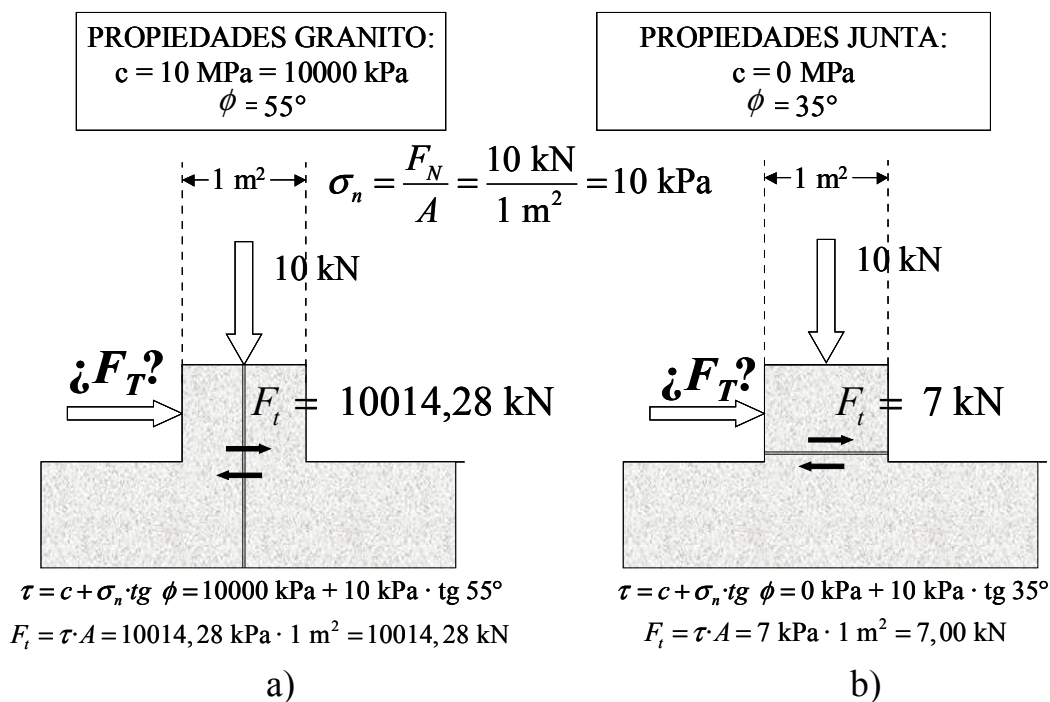


Figura 8.5. Las inestabilidades en taludes se producen mayoritariamente siguiendo discontinuidades favorablemente orientadas.

Considerando ahora las propiedades de la junta y de la roca tal y como se presentan en la Figura 8.5, y suponiéndose que se realizan ensayos de corte en las muestras señaladas, se obtendría que para fracturar y hacer deslizar el bloque de granito en el primer caso sería necesario aplicar una fuerza cortante de más de 10.000 kN, mientras que para hacer lo mismo en el segundo caso, con la discontinuidad adecuadamente orientada, bastaría con aplicar una fuerza de corte de menos de 10 kN para obtener el mismo efecto.

Este ejemplo clásico pretende resaltar el hecho de que en términos generales los elementos de roca sana son muchísimo más resistentes que las discontinuidades que suelen atravesar los macizos rocosos, hecho éste que provoca que un elevadísimo porcentaje de las roturas que se producen en los taludes en roca vayan asociadas a discontinuidades preexistentes en el macizo rocoso, ya que los niveles tensionales que se ejercen sobre los macizos rocosos no suelen ser altos comparados con la resistencia de éstos.

No todas las discontinuidades implican necesariamente la inestabilidad del talud, por ejemplo las presencia de discontinuidades horizontales por sí solas (muy común en algunos macizos rocosos estratificados) no suele afectar la estabilidad de los taludes (Véase Fig. 8.6.).

Análogamente la presencia de discontinuidades verticales con un rumbo perpendicular al del talud, por sí solas (como en el caso del flysch de la Fig. 8.7.), tampoco afecta a su estabilidad.

Aunque la presencia de discontinuidades horizontales y verticales (perpendiculares al talud) por sí solas no genera fenómenos de inestabilidad, en general, la existencia de familias de discontinuidades suficientemente continuas, no muy resistentes y con inclinaciones medias (30 a 60°) suelen ser, en algún caso, origen de problemas. La clave, no obstante, está en la orientación de las familias de discontinuidades con relación a los taludes. Así, estas discontinuidades de inclinación media suelen dar lugar a roturas cuando su rumbo coincide de manera aproximada con el del talud.

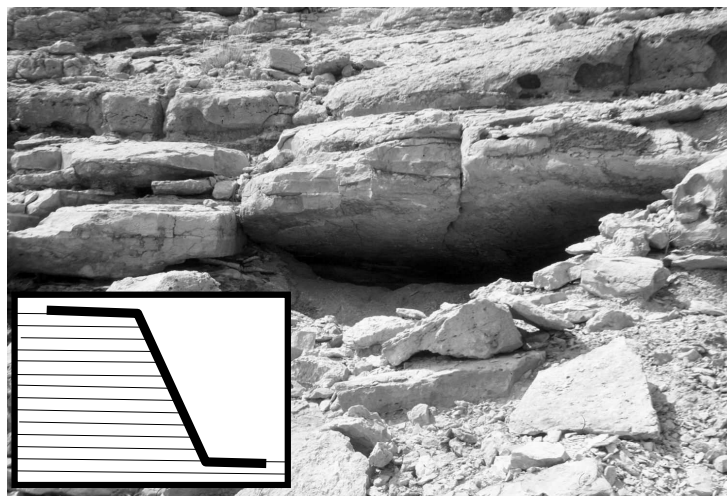


Figura 8.6. Talud en un macizo rocoso con discontinuidades horizontales que no afectan a la estabilidad. Foto: autores.

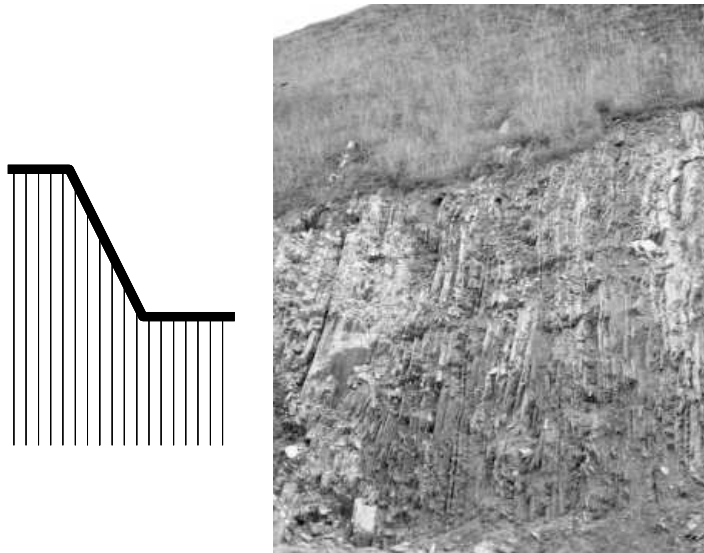


Figura 8.7. Talud en un macizo rocoso con discontinuidades verticales que no afectan a la estabilidad. Foto: autores.

En canteras y cortas mineras, así como en zonas de curvas de carretera (véase la Fig. 8.8.), como quiera que la orientación de los taludes va variando, no resultan extraños los fenómenos de inestabilidad asociados a una familia de discontinuidades del tipo de las señaladas. En el apartado 8.8. de este capítulo se presentará con cierto detalle un ejemplo de cómo gestionar este tipo de situaciones para el caso del diseño de una explotación a cielo abierto, señalándose el tipo de fenómenos de inestabilidad esperables en cada uno de sus taludes según su orientación relativa a las familias de discontinuidades observadas en el macizo rocoso. Cuando la orientación de las discontinuidades o de las fallas, como la que se presenta en la Figura 8.9., es perpendicular al rumbo del talud, éstas no suelen influir sobre la estabilidad, como en el caso de la figura indicada.



Figura 8.8. Talud en un macizo rocoso de tipo flysch con discontinuidades bastante inclinadas. Estas discontinuidades no afectan la estabilidad el talud cuando sus rumbos no coinciden (derecha), pero han dado lugar a una inestabilidad para el caso de coincidencia de rumbo (izquierda). Foto: autores.

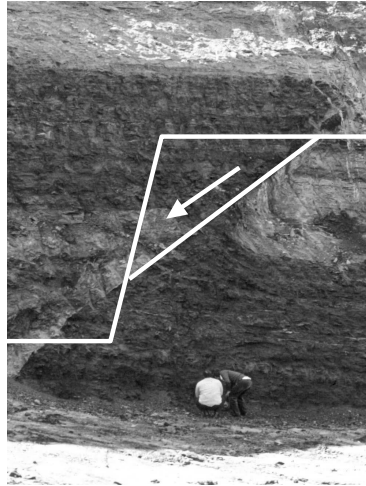


Figura 8.9. Falla inversa en un macizo rocoso típico de la minería del carbón. Como se observa la falla no afecta a la inestabilidad del talud casi vertical por tener ambos rumbos perpendiculares. En el caso de haberse excavado el talud en dirección perpendicular a la que presenta, la inestabilidad sería harto probable. Foto: autores.

8.4. Tipos de rotura

En cualquier parte de la superficie terrestre la gravedad actúa continuamente sobre los materiales, que tienden a dirigirse hacia niveles más bajos. El término más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el de deslizamiento. Dicho término implica movimientos de masas formadas por diferentes tipos de materiales: rocas, suelos, rellenos artificiales o también combinaciones de los mismos, a través de una superficie determinada denominada de rotura. La velocidad con que se desarrollan las roturas de los taludes es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos y del tipo de deslizamiento. El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que va progresando hasta convertirse en una rotura generalizada.

8.4.1. Tipos de rotura desde el punto de vista del mecanismo

Desde el punto de vista mecánico, las clases de roturas que se suelen producir mayoritariamente en los taludes en roca se pueden dividir en cuatro grupos, a saber:

- Roturas **por deslizamiento según uno o varios planos de discontinuidad** que afloran en el talud y que incluirán las roturas plana y en cuña.
- Roturas **por movimiento relativo de bloques a través de planos de discontinuidad preexistentes** que no afloran necesariamente y que incluirán las roturas por vuelco, algunas roturas que siguen discontinuidades paralelas al talud y las roturas de varios bloques.
- Roturas producidas **parte por deslizamiento a lo largo de planos de discontinuidad y parte por rotura de la roca** y que incluirán las roturas en

escalón, roturas mixtas, roturas complejas (como roturas por deslizamiento y vuelco o el denominado “kink-band slumping”) y otras roturas que siguen parcialmente discontinuidades paralelas al talud (como la rotura por pandeo).

- **Roturas que se producen siguiendo una superficie circular**, sin relación importante con los planos de junta, y que en términos generales se denominan roturas circulares.

Dentro de este encuadre general, los mecanismos de rotura que se producen de manera más frecuente en el ámbito de las ingenierías civil y minera son la rotura plana, la rotura en cuña, la rotura por vuelco, la rotura circular y la rotura siguiendo discontinuidades paralelas al talud. En la Figura 8.10 se presentan, de acuerdo con las propuestas iniciales de Hoek y Bray (1974) con leves modificaciones, los esquemas tridimensionales de la geometría básica de estos tipos de deslizamientos, junto con las condiciones cinemáticas necesarias, pero no suficientes, para que estos mecanismos se puedan producir, y representadas mediante el uso de la proyección estereográfica.

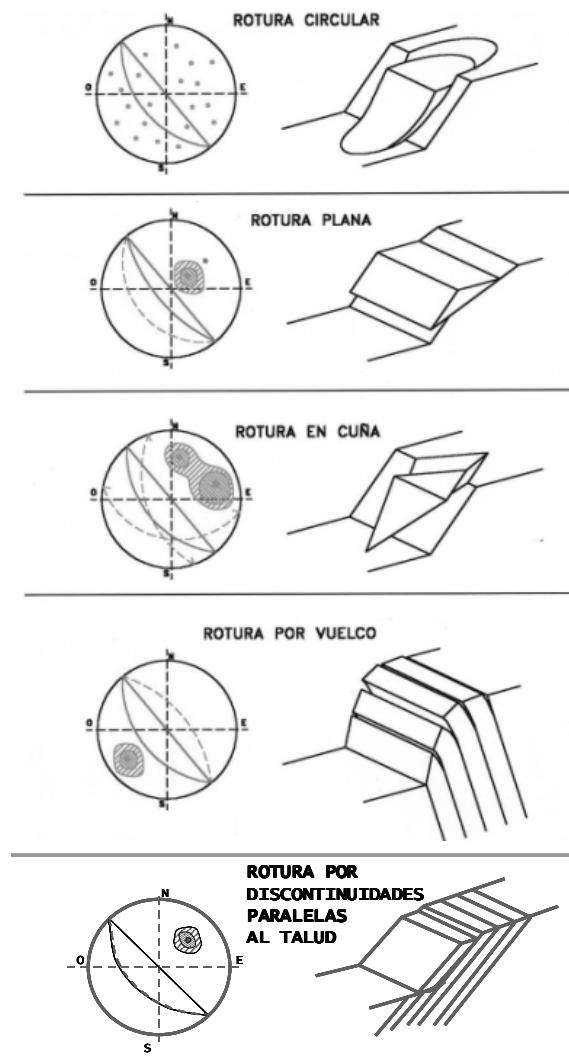


Figura 8.10. Representación de los tipos más comunes de rotura en taludes en roca: en proyección estereográfica y tridimensional. Modificado a partir de Hoek y Bray (1974).

Tal y como muestra la Figura 8.10, estas roturas consisten en:

La **rotura plana** se produce siguiendo una discontinuidad con dirección aproximadamente igual a la del talud pero que buza menos que éste, quedando descalzado por tanto un prisma de roca. Normalmente requiere superficies laterales de despegue. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.a.

La **rotura en cuña** se produce siguiendo dos planos de discontinuidad, de manera que el buzamiento de la línea de intersección de ambos planos tenga un buzamiento inferior al ángulo de talud, lo que descalza un tetraedro o cuña de roca que podrá eventualmente deslizar. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.b.

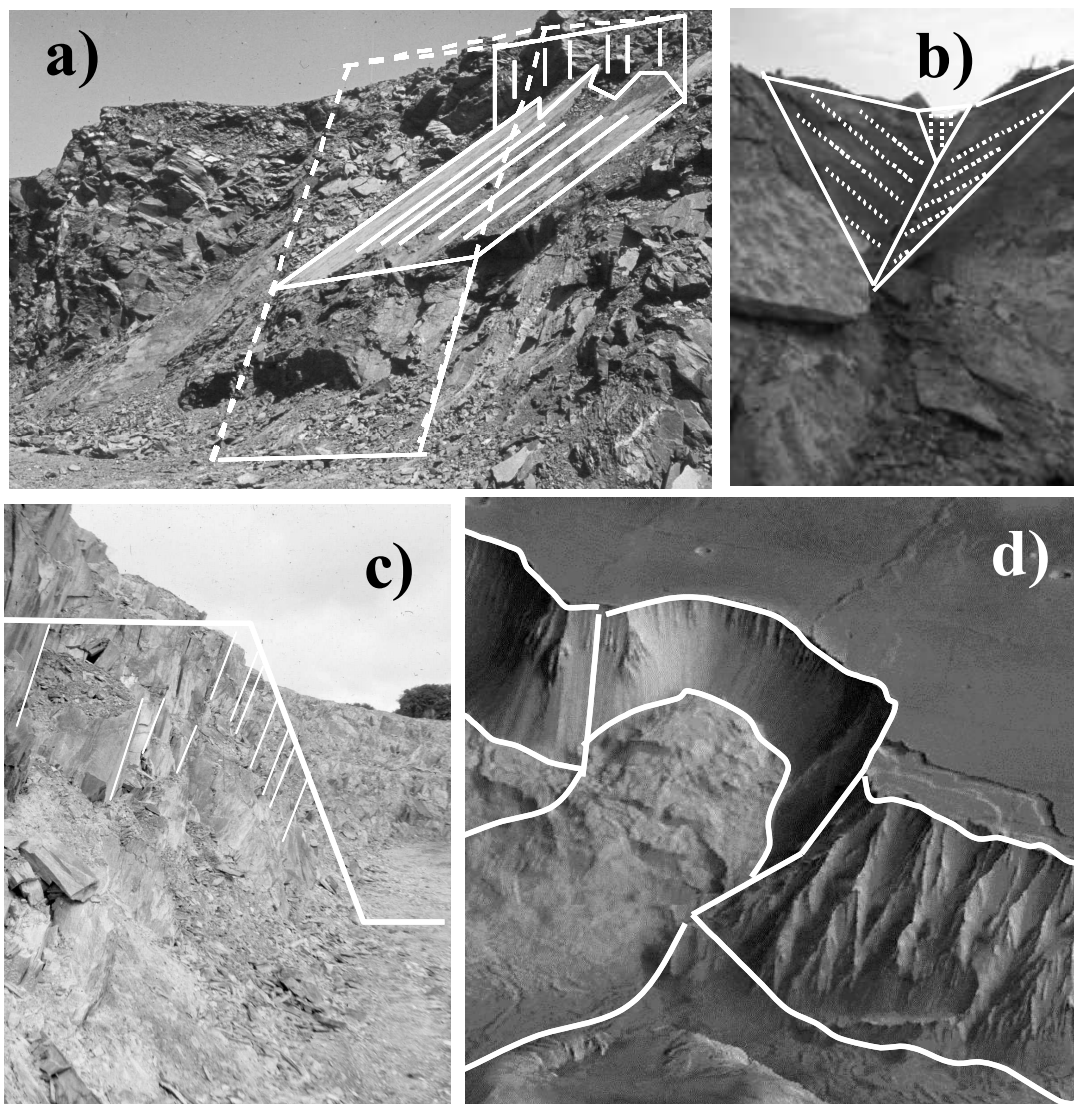


Figura 8.11. Foto y esquemas de los tipos más comunes de rotura de taludes. a) rotura plana, b) rotura en cuña, c) rotura por vuelco y d) rotura circular de Marte. Fotos: a), b) y c) autores; d) de Internet: <http://cygnus.colorado.edu/apas1030images/Mars/marscandorchasma.jpg>

La **rotura por vuelco** se produce si se tiene una familia de discontinuidades muy persistentes y relativamente poco espaciadas que tengan un rumbo paralelo al del talud (típicamente estratificación o esquistosidad), pero que bucen contra éste con una inclinación más bien alta. A veces este fenómeno se ve catalizado por la presencia de otra familia de discontinuidades perpendicular a la anterior que permita la formación de una base escalonada sobre la que vuelquen los prismas de roca que se formen. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.c.

La **rotura circular** suele tener lugar en macizos rocosos de mala calidad o meteorizados o en suelos. En este caso la rotura por deslizamiento se produce siguiendo una trayectoria circular. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.d.

Las **roturas que siguen discontinuidades paralelas al talud**, incluyen diversos mecanismos (rotura por cortante en la base, roturas con expulsión de bloque, pandeos), que tienen en común el hecho de que la mayor parte de la inestabilidad va asociada al deslizamiento por las discontinuidades antedichas. Se ilustra un ejemplo de este tipo de mecanismos en la Fig. 8.12.

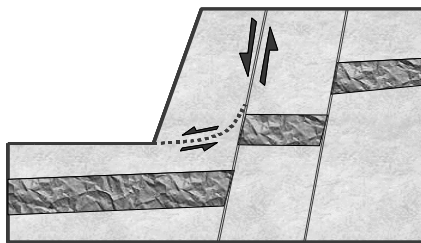
Queda pues claro que, salvo en el caso de la rotura circular, que normalmente se produce en taludes en suelos, en escombreras o en macizos rocosos muy fracturados y de muy mala calidad, el resto de las roturas anteriormente citadas tienen lugar a lo largo de discontinuidades cuya resistencia condiciona la rotura.



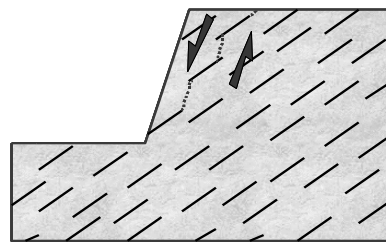
Figura 8.12. Fotografía de una rotura por discontinuidades paralelas al talud en la corta de carbón Leigh Creek en Australia. Fotografía de David Lucas.

Estos cinco mecanismos de rotura más comunes se analizan en detalle en los capítulos 9 (rotura plana y en cuña), 10 (rotura por vuelco y siguiendo discontinuidades paralelas al talud) y 11 (roturas circulares). En el capítulo 12 se introduce la aplicación de métodos numéricos en ingeniería de taludes que permiten afrontar el análisis de roturas más complejas.

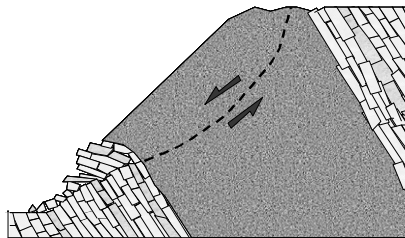
Aunque su aparición resulte mucho menos común, también se dan en la práctica las roturas denominadas mixtas o complejas en las que parte de la rotura se produce siguiendo juntas preexistentes y parte a través del macizo o la roca, siguiendo mecanismos de rotura y deformación bastante variados. Se presentan en la Figura 8.13. algunos de estos mecanismos de rotura más complejos que incluyen roturas mixtas (parte por juntas o fallas y parte por el terreno), roturas complejas que pueden incluir fenómenos de vuelco producido por rotura circular en la parte alta (Hoek y Bray, 1974), roturas de varios bloques, rotura por deformación con formación de “kink-bands” (Preh y Poisel, 2004) y rotura por deslizamiento a lo largo de discontinuidades paralelas a la cara del talud con expulsión de bloques (Cavers, 1981).



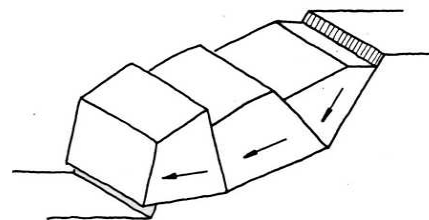
ROTURA MIXTA PARTE POR UNA DISCONTINUIDAD Y PARTE CIRCULAR POR EL TERRENO



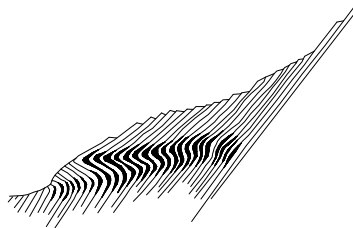
ROTURA EN ESCALÓN, PARTE POR JUNTAS Y PARTE POR TRACCIÓN DE LA ROCA



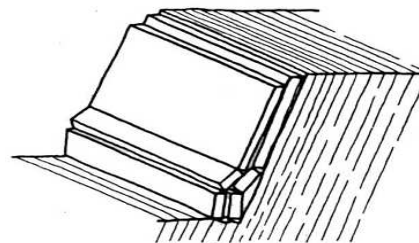
ROTURA COMPLEJA, CIRCULAR CON SALIDA POR VUELCO DE BLOQUES



ROTURA DE VARIOS BLOQUES



ROTURA POR DEFORMACIÓN CON FORMACIÓN DE KINK-BANDS O “KINK-BAND SLUMPING”



ROTURA POR DESLIZAMIENTO A TRAVÉS DE DISCONTONUIDADES PARALELAS AL TALUD CON EXPULSIÓN DE BLOQUES

Figura 8.13. Algunos mecanismos de rotura complejos que se pueden dar en taludes en roca. Aunque tienen lugar rara vez, todos ellos han sido observados en la práctica en alguna ocasión. Este tipo de roturas incluyen una amplia gama de comportamientos.



Figura 8.14. Bloque desprendido en una berma de una cantera. Foto: autores.

Finalmente y un poco al margen de los tipos de rotura, hay que tener en cuenta en los taludes el problema de desprendimiento de rocas. Cualquiera de los tipos de rotura analizados puede dar lugar, cuando la localización geométrica de la rotura es adecuada, a fenómenos de caídas de bloques o desprendimientos. Véase la fotografía de la Figura 8.14. El análisis ingenieril de estos fenómenos pasa más por la estimación de las posibles trayectorias de los bloques que por el estudio detallado de su origen. Este tema se aborda específicamente en el capítulo 14 y desde un punto de vista más empírico (mediante clasificaciones geomecánicas) en el capítulo 19.

8.4.2. Clasificación minera de los tipos de rotura de taludes a nivel práctico

En función de su influencia sobre las labores mineras los fenómenos de inestabilidad de taludes se pueden dividir en:

a) Caídas locales

Normalmente implican un solo banco. Sólo se podrían eliminar utilizando taludes muy tendidos, que harían típicamente inviable la explotación, por lo que los diseños de taludes mineros deben tender a minimizar estos fenómenos pero no a evitarlos. En el ámbito de la ingeniería civil, donde el riesgo es mayor, este tipo de caídas deben ser evitadas o controladas mediante la instalación de elementos de retención o control.

b) Caídas generales tipo rotura plana o en cuña

Suelen tocar varios bancos y sus resultados resultan harto negativos, por lo que deben evitarse en la fase de diseño. Si no se logran evitar en esta fase, se puede, frecuentemente, convivir

con fenómenos de inestabilidad de este tipo mediante la instalación de un sistema de vigilancia adecuado y de las pertinentes medidas de seguridad.

c) Caídas generales en zonas fracturadas o descompuestas

Afectan al talud completo con resultados desastrosos por lo que no deben tener lugar.

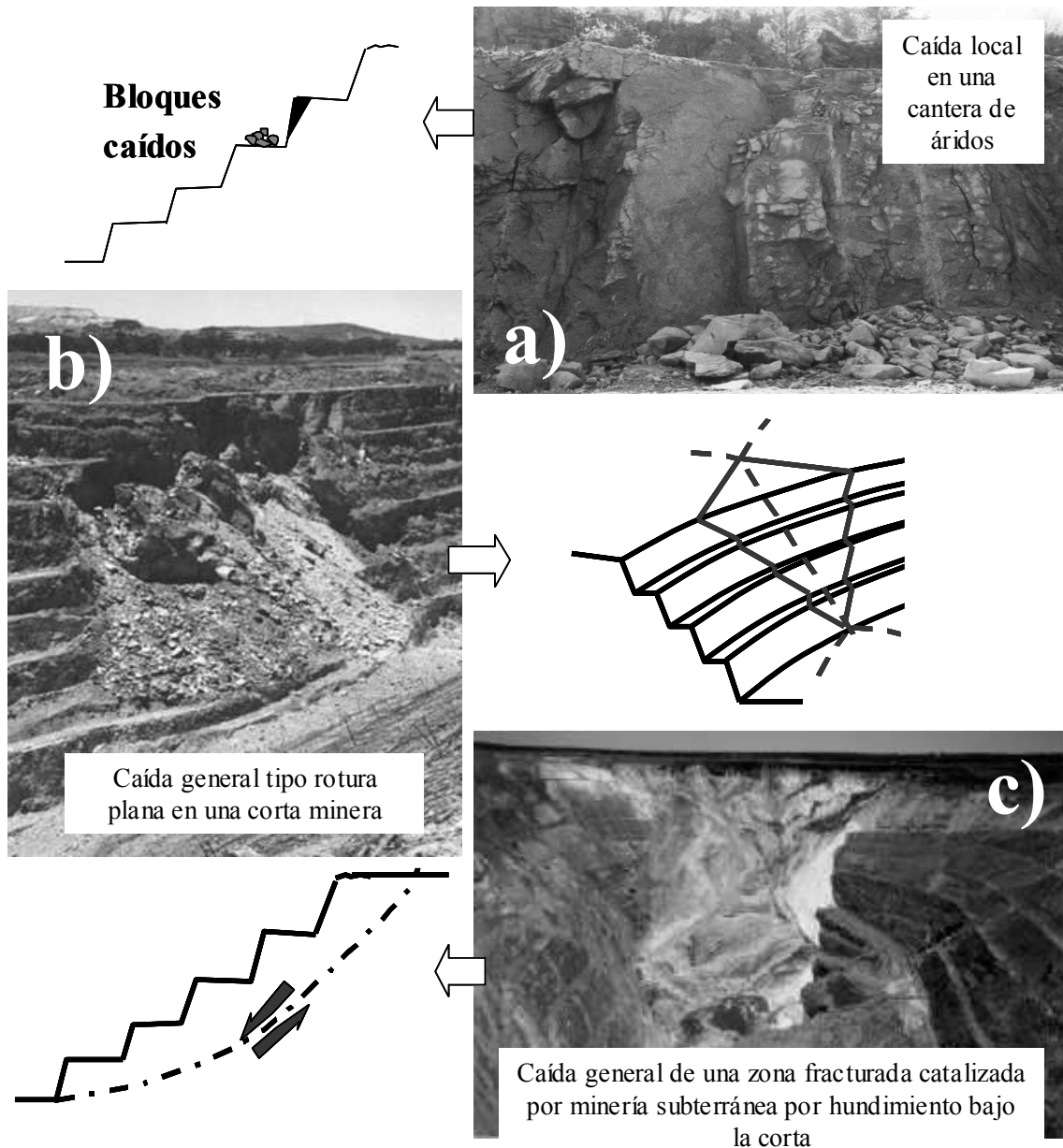


Figura 8.15. Esquemas y fotografías que representan la clasificación de las roturas mineras a nivel práctico:
a) Caída local en una explotación de áridos, esquema típico y fotografía de autores.
b) Caída general tipo rotura plana o en cuña; en el esquema se muestra la caída tipo cuña y en la fotografía la rotura tipo plana (fotografía tomada de <http://www.geoeng.ca/images/Research/Hutchinson/Image2.htm>)
c) Caída general tipo rotura circular; esquema y fotografía de una rotura de este tipo activada por una explotación por hundimiento situada bajo la corta. Foto tomada de http://www.acg.uwa.edu.au/research_f.html.

8.5. Factores que desencadenan los fenómenos de inestabilidad

Conforme aumenta la altura de un talud, los problemas que aparecen tienden a ser más complejos. Estos problemas se resumen en:

- Mayor incidencia de las condiciones estructurales, o sea, de las discontinuidades geológicas.
- Fenómenos de fluencia y rotura progresiva.
- Mayor influencia de los factores hidrogeológicos.
- Mayor susceptibilidad frente a fenómenos dinámicos.
- Inestabilidades asociadas a estados tensionales elevados.

La posibilidad de que se produzcan movimientos en un talud depende de la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia del mismo. Una variación de alguno de dichos factores, por causas naturales o debidas a la actividad humana, puede traducirse en un incremento o disminución de las tensiones o de la resistencia al corte, cuyo efecto inmediato puede ser la inestabilidad de una masa de rocas.

A continuación se describen los principales factores que suelen, normalmente, desencadenar movimientos en los taludes:

a) El agua

Constituye el agente natural de mayor incidencia. El agua existente en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los poros de las rocas, condiciona la estabilidad de los taludes debido a las presiones intersticiales que genera.

La influencia del factor climático puede ser determinante. La lluvia constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a activar o aumentar la acción de otros factores, como los procesos de meteorización, que deterioran las rocas.

El agua produce presiones en el terreno al infiltrarse por discontinuidades y grietas y origina sobrecargas debidas a su propio peso. Cuando existen materiales arcillosos, en algunos casos da lugar a cambios de volumen (hinchamiento), lo que lleva consigo un incremento de presiones en el macizo rocoso y una disminución de la resistencia.

b) Hielo y nieve

Los ciclos repetitivos de hielo y deshielo, en los que el agua intersticial de las rocas y la contenida en las discontinuidades se transforma en hielo, dan lugar a una disgregación mecánica constante de la estructura del macizo rocoso, fenómeno conocido como gelifracción. Ésta se traduce en una reducción de la cohesión y, además, provoca un aumento de la apertura de las discontinuidades, favoreciendo la acción de otros factores. El hielo también dificulta el drenaje del talud, o sea, la circulación de agua, a través de las discontinuidades.

En zonas de climatología muy adversa las acumulaciones de nieve en algunos puntos producen sobrecargas y aumentan el contenido en agua del terreno durante su fusión, dando paso a las acciones específicas del agua.

c) Sismicidad

Cuando ocurre un sismo se generan un conjunto de vibraciones que se propagan como ondas de diferentes tipos y frecuencias. Las aceleraciones vertical y horizontal asociadas a esas ondas originan una fluctuación de las tensiones y deformaciones en el terreno, que afectan al equilibrio de los taludes.

d) Actividad humana

La actividad humana que se deriva de la minería y las obras civiles constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de los taludes, aunque generalmente tiene consecuencias de menor entidad que las debidas a la naturaleza.

Dentro de las actividades humanas se pueden destacar las excavaciones, las voladuras y las sobrecargas.

8.6. Metodología de los estudios de estabilidad de taludes

Como la mayoría de los estudios geotécnicos, los de estabilidad de taludes se suelen efectuar en varias fases, que se corresponden con las de los proyectos de ingeniería de que forman parte. La metodología que se debe seguir es la misma en todas las fases y se presenta a continuación, pero la profundidad del estudio varía en proporción directa con lo avanzada que sea la fase; normalmente, la utilización de modelos numéricos para analizar la estabilidad de taludes se suele reservar para la fase de proyecto y no en todas las zonas, pero la campaña de investigación geológico-geotécnica suele acometerse ya en la fase de viabilidad.

No existe una solución única para construir un talud estable, sino que, por el contrario, normalmente caben varias alternativas que conviene valorar económicamente antes de elegir una; tanto en minería como en obras públicas la más conveniente suele ser excavar el talud con una pendiente tal que alcance un coeficiente de seguridad superior a 1,2 en las peores circunstancias, pero esto no siempre es posible.

Un aspecto del estudio de estabilidad de un talud que se debe resolver ya al principio, en cuanto se dispone de los datos de la investigación geológico-geotécnica, es el mecanismo de rotura más probable que puede producirse en él; si no se identifica correctamente este aspecto es fácil que el resto del estudio discurra por un camino erróneo. La determinación del mecanismo de rotura, que puede ser en algunos casos muy complejo, requiere a veces una gran experiencia.

Para analizar la estabilidad de un talud hay que tener en cuenta las características del macizo rocosos donde se construye. Si se trata de un macizo rocoso con gran resistencia en conjunto pero diaclasado o con fallas, son estas discontinuidades las que van a gobernar el tipo de rotura. Si, por el contrario, la resistencia del macizo es baja, la rotura viene condicionada por la resistencia al corte de éste. Además, existen otros factores que pueden condicionar la rotura, como la presencia de agua, los efectos vibratorios provocados por voladuras, los terremotos, etc...

Para estudiar la estabilidad de un talud, las líneas a seguir pueden ser las siguientes:

- a) Realización de una campaña de investigación geológica y geotécnica.
- b) Investigación de las características resistentes de las rocas y de las discontinuidades de los macizos rocosos, mediante: ensayos de laboratorio, análisis retrospectivos de roturas acaecidas en los taludes de la zona, ensayos de campo e instrumentación (piezómetros, presiómetros, medida de tensiones, etc.).
- c) Determinación de los criterios de rotura más acordes para explicar los comportamientos observados en los macizos rocosos.
- d) Análisis retrospectivos sistemáticos de roturas acaecidas.
- e) Análisis pormenorizado de la estabilidad de los taludes mediante la utilización de modelos de equilibrio límite o modelos numéricos.
- f) Una vez en las fases de construcción y operación se deberá, no obstante, controlar o vigilar el talud al objeto de constatar que se cumple razonablemente el resultado de los estudios.

En la Figura 8.16 se presenta un esquema de la metodología recomendada para llevar a cabo un estudio de estabilidad de taludes.

De acuerdo con Hoek y Bray (1974), y pensando más en el ámbito minero, cuando se plantea un estudio geotécnico de un talud, en una primera etapa se lleva a cabo una evaluación preliminar de los datos geológicos disponibles, que normalmente incluyen foto aérea, cartografía de superficie y registros de sondeos con recuperación de testigos. La implementación de estas fases iniciales o del denominado estudio geológico-geotécnico se puede realizar siguiendo el esquema de trabajo que se muestra en la Figura 8.17., propuesto por Galera (1994).

La interpretación de estos datos iniciales permitirá evaluar la posibilidad de que se produzcan distintos mecanismos de rotura en los taludes de la mina. Normalmente, este análisis preliminar de la estabilidad de los taludes se puede llevar a cabo de manera relativamente sencilla y permite distinguir zonas donde la estabilidad no va a plantear problemas (en las que los ángulos de los taludes se fijarán atendiendo a criterios operacionales) de aquellas que requieren una investigación y análisis más exhaustivo.

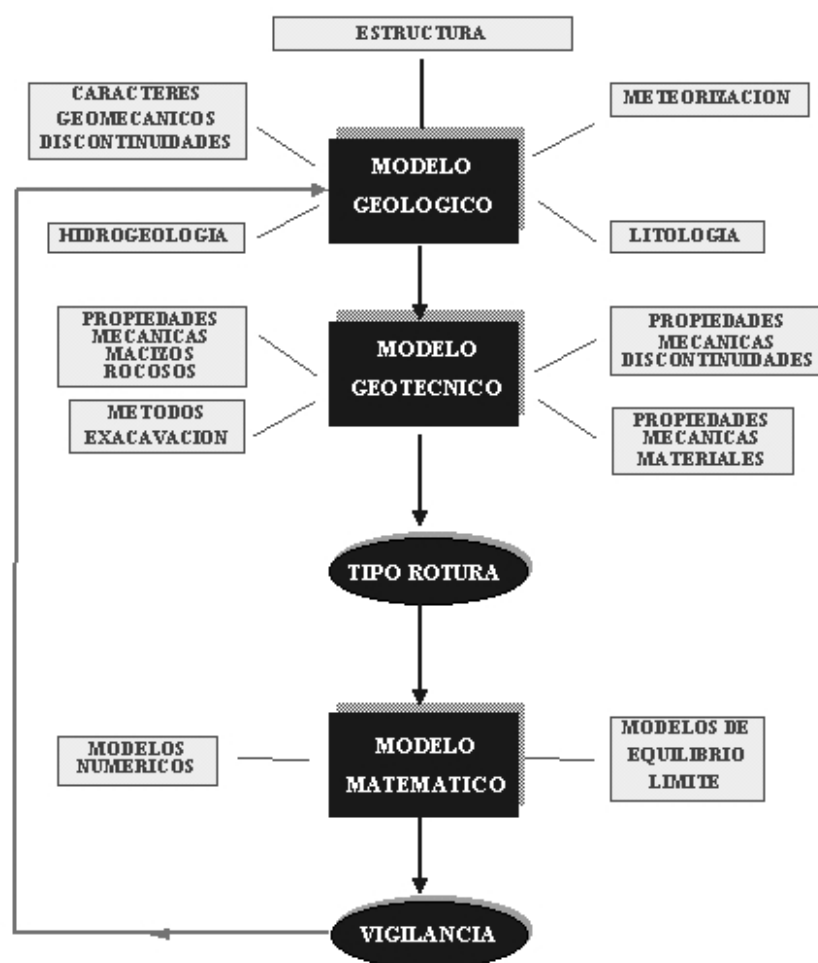


Figura 8.16. Etapas para realizar un estudio de estabilidad de taludes

Una vez identificadas las zonas problemáticas, es necesario realizar en ellas una investigación geológica detallada mediante cartografía geológica y sondeos, que incluirá además la realización de ensayos de corte de las discontinuidades (particularmente si tienen rellenos arcillosos o espejos de falla). Si se considera que el agua puede jugar un papel no despreciable será conveniente instalar piezómetros en los sondeos para estudiar el flujo, presión y nivel de la misma en la zona del terreno afectada por el talud.

Con estos nuevos datos más detallados se reanalizarán los taludes críticos utilizando técnicas analíticas o numéricas. Conviene aquí señalar, que si se realiza un análisis de sensibilidad de la influencia de los distintos datos de entrada sobre el resultado del coeficiente de seguridad de un talud, se suele observar normalmente que el resultado suele depender principalmente de dos o tres parámetros de entrada, por lo que convendrá saber esto previamente a la realización de los estudios de detalle para saber dónde y cómo invertir los escasos recursos con los que se suele contar para la realización de estos análisis. En casos en que la influencia de los coeficientes de seguridad del talud de la mina o de la obra sobre la economía sea muy importante se podrá realizar un análisis coste-beneficio relativo a la obtención de datos relevantes.

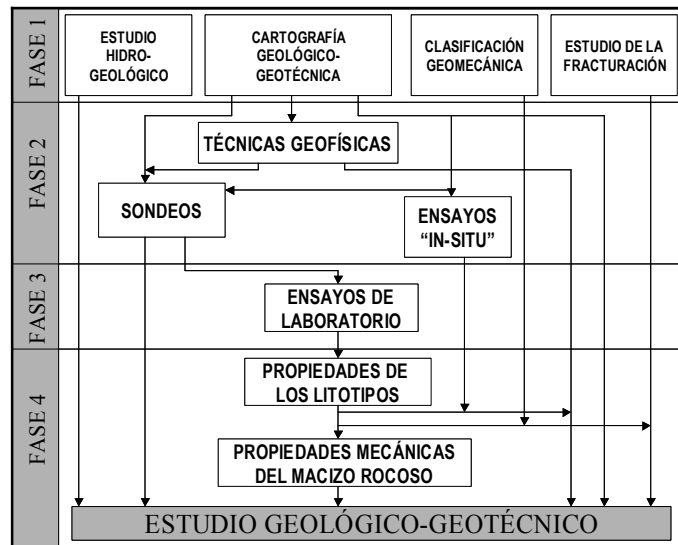


Figura 8.17. Realización por fases de un estudio geológico geotécnico. Según Galera (1994).

Una vez en este punto habrá que examinar las posibles soluciones para estabilizar el talud como: tenderlo, drenarlo y anclarlo, o aceptar el riesgo de su rotura y colocar un sistema de vigilancia para prevenirla.

Los criterios económicos exigirán que el talud general sea lo más vertical posible, para reducir al mínimo la excavación de estéril; pero este criterio queda limitado por los coeficientes de seguridad exigidos en la legislación, las alturas máximas de banco admitidas, la necesidad de bermas suficientemente anchas y pistas de pendiente suficientemente baja. En el caso de los taludes de banco éstos se diseñarán de acuerdo con los criterios operativos de las voladuras o del método de excavación pero tratando de minimizar (que no de evitar) las roturas, y siempre realizando diseños que eviten problemas de roturas de pistas e instalaciones, pérdidas de maquinaria y accidentes de trabajo.

8.7. Ejemplo de implicaciones económicas de la estabilidad

Se basa el ejemplo que sigue en análisis similares presentados por Hoek y Bray (1974) y Hoek (2000).

En la fase de investigación para la realización de una excavación superficial con un talud este-oeste, que buza al sur y tiene una altura de 50 m, se ha observado la presencia de una familia de discontinuidades muy continuas y persistentes, que, teniendo en cuenta su orientación, pudieran dar lugar a roturas planas.

En el entorno de la zona a excavar se ha producido una rotura similar en forma (no en tamaño) a la que podría tener lugar en el talud a diseñar, lo cual facilita el cálculo y sirve para ilustrar el uso de análisis retrospectivos para estimar propiedades de los materiales. Así, en un talud de

10 metros de altura y 85° de inclinación, paralelo al que hay que diseñar, se produjo, coincidiendo con un período de lluvias en el que el talud se podría considerar saturado, una rotura por deslizamiento plano siguiendo una discontinuidad que buzaba 30° y tenía un rumbo paralelo al talud, existiendo una grieta de tracción 4,57 m por detrás de la coronación del talud.

Esta información es muy relevante, ya que como se verá en el próximo capítulo, se puede expresar el coeficiente de seguridad (CS) como una función de la geometría del talud (conocida en este caso), del peso específico de la roca (conocido e igual a 26,3 kN/m³), de la distribución de presiones de agua en el talud (saturado) y de la cohesión (c) y fricción (ϕ) del plano de deslizamiento (desconocidas). Al caer el talud se tuvo que pasar de una situación con un CS mayor que 1, a un CS igual o inferior a 1, para que se produjera la inestabilidad observada. Igualando pues el CS a 1, nos quedará una función $f(c, \phi) = 0$, que nos permitirá ligar estos dos parámetros tal y como se muestra en la Figura 8.18.

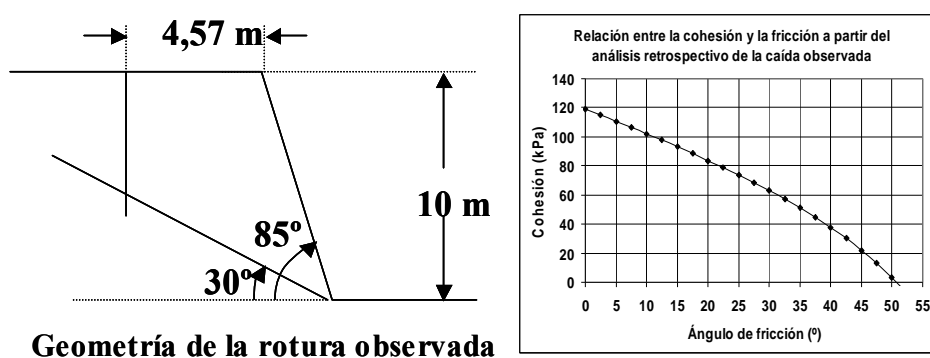


Figura 8.18. Geometría y resultado del análisis retrospectivo, donde se obtiene una relación entre la cohesión y la fricción de la junta a través de la cual se produjo el deslizamiento.

Las propiedades relevantes medias de esta familia, obtenidas siguiendo las recomendaciones de toma de datos de discontinuidades en campo definidas y presentadas en los capítulos 3 y 6 se presentan en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Propiedades de la discontinuidades de la familia objeto de análisis.

Propiedad	Símbolo	Valor
Orientación (Dirección de buzamiento / buzamiento)		180° / 30°
Persistencia o continuidad		> 100 m
Golpes del Martillo de Schmidt sobre junta	<i>R</i>	45
Golpes del Martillo de Schmidt sobre roca sana	<i>r</i>	50
Coeficiente de rugosidad de la junta	<i>JRC</i>	15
Ángulo de fricción básico	ϕ_b	35 °
Peso específico de la roca	γ	26,3 kN/m ³

Para las condiciones del talud a diseñar se pueden esperar los siguientes valores:

- Una resistencia a compresión simple de los labios de la junta (ecuación 3.10) $JCS = 112,5 \text{ MPa}$
- Un ángulo de fricción residual (ecuación 3.8), $\phi_r = 33^\circ$

Además, considerando una posible longitud de deslizamiento del talud de 50 metros de altura de $L_n = 60 \text{ m}$, se podrán obtener los valores de $JRC_n = 4,39$ y $JCS_n = 17,8 \text{ MPa}$, corregidos para la escala del posible deslizamiento según las expresiones 3.10 y 3.11. Introduciendo estos valores en las expresiones 3.12 a 3.14, se puede obtener una gráfica de parejas de valores instantáneos de cohesión y fricción esperables para la discontinuidad de la posible rotura, que se presenta en la Figura 8.19, junto con las relaciones obtenidas en el análisis retrospectivo y junto con una elipse de valores razonables de cohesión fricción para juntas de este tipo según la aproximación empírica de Hoek y Bray (1974).

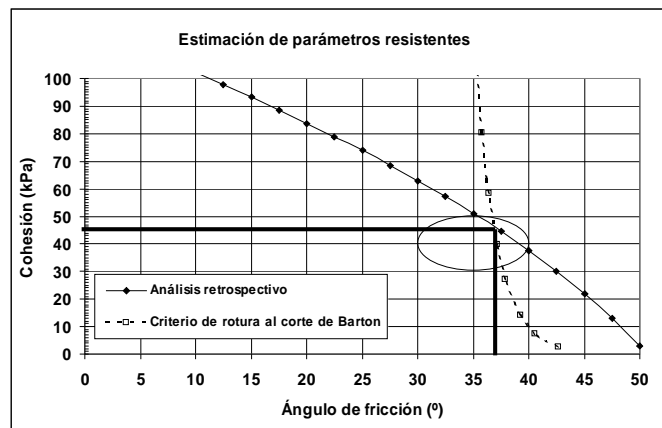


Figura 8.19. Resultados de cohesión y ángulo de fricción del análisis retrospectivo y de la aproximación de Barton para el modelo de cohesión – fricción instantánea de Hoek et al. (1995). Se ha adjuntado también una elipse de valores razonables según Hoek y Bray (1974).

Uno de los aspectos más críticos en cualquier análisis de equilibrio es la determinación de los parámetros resistentes de la superficie a través de la cual se producirá presuntamente el deslizamiento. En este caso, la intersección del análisis retrospectivo junto con el enfoque de Barton, nos daría unos valores de cohesión 46 kPa y ángulo de fricción 37° , valores que parecen razonables comparados con el enfoque empírico y moderadamente conservador de Hoek y Bray (1974). Por tanto se tomarán estos valores que se considerarán suficientemente fiables para lo que resta del análisis.

Con estos valores y conociendo la geometría del talud se pueden obtener mediante la formulación de rotura plana que se presentará en el siguiente capítulo los coeficientes de seguridad (CS) del talud, para los casos seco y saturado, e incluyendo en ambos casos, o no, un coeficiente de sismicidad, que se puede derivar de medidas de las voladuras o terremotos de máxima intensidad en el entorno o de la norma sismorresistente.

Para estimar estos valores del coeficiente de seguridad se ha supuesto un modelo geométrico con una grieta de tracción situada siempre 15 metros por detrás de la cabeza del talud (se podrían incluir otros si fuera necesario).

Se ha supuesto además un modelo hidrogeológico con agua hasta la mitad de la altura de la grieta de tracción (como saturación máxima) con salida a presión atmosférica por la base del talud y distribuciones de presión triangulares. Se han ido así calculando los coeficientes de seguridad para distintos ángulos de talud en las condiciones señaladas y se ha obtenido la gráfica de la Figura 8.20.

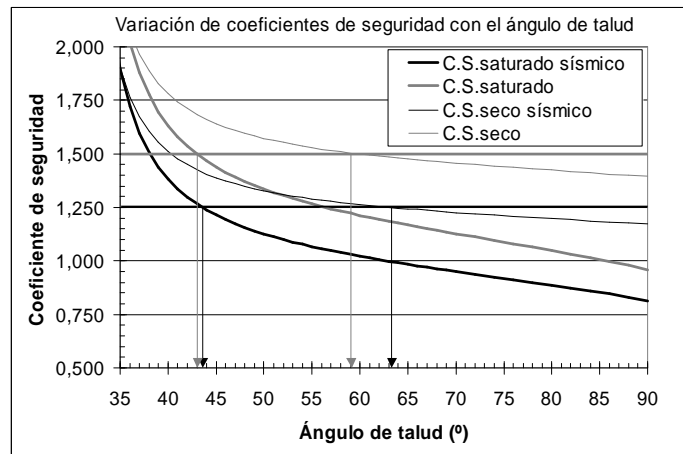


Figura 8.20. Variación del coeficiente de seguridad para diferentes situaciones con el ángulo de talud.

Para las condiciones de la obra y teniendo en cuenta el nivel de fiabilidad de las estimaciones, se ha considerado que se requiere un CS de al menos 1,5 si no se incluye la sismicidad y de 1,25 en el caso de que sí se incluya ésta. Esto exigiría (teniendo en cuenta la sismicidad por dar valores más favorables) taludes de 44 y 63° para los casos de saturación máxima esperable y talud seco. No obstante, se podrían proponer otras soluciones, todas las cuales deberán cumplir el criterio de estabilidad indicado.

El coste asociado a la puesta en práctica de cada una de las soluciones que se propongan dependerá de la localización geográfica de la zona, contratos que operen, etc... de manera que para cada caso habrá que hacer una estimación específica.

A modo de ejemplo se han calculado los costes para un talud de 200 metros de longitud. Se supondrá que el coste de excavación y transporte a destino final de cada tonelada a excavar es de 2€ y que el coste de retirada y transporte a destino final de cada tonelada a retirar en el caso de que el talud se caiga es de 5 €. El diseño e instalación de un sistema de drenaje se ha calculado para la totalidad del talud con un fijo inicial de canalización de 0,25 M€, a lo que habrá que sumar una cantidad que depende de la longitud media de perforación que es función de la relación $[(\cos \psi_p - \cos \psi_f)]^{0,5}$ (siendo ψ_p y ψ_f , los ángulos de inclinación del plano de deslizamiento y la cara del talud, respectivamente) que permite valorar razonablemente el coste del drenaje. Finalmente el coste de cada tonelada de anclaje se estima, siguiendo las indicaciones de Hoek y Bray (1974), en 10 veces el coste de cada tonelada arrancada y colocada en escombrera, es decir, 20 €/tn de anclaje.

Con todos estos datos se ha ido realizando la gráfica de la Figura 8.21 donde se presentan de manera comparativa los costes asociados a cada tipo de tratamiento para distintas inclinaciones de talud. De esta forma ya no sólo se podrían proponer distintas soluciones, todas las cuales cumplen el criterio de estabilidad indicado, sino que se podría cuantificar razonablemente su coste total.

Así, siguiendo el apartado 8.2.2. y para el criterio indicado de $CS > 1,25$, teniendo en cuenta la sismicidad, se podrían realizar para estabilizar el talud las siguientes propuestas, junto con sus costes asociados derivados del gráfico de la Figura 8.21:

- Excavar el talud a 44° , de manera que su $CS=1,25$ para condiciones de saturación. El coste total de esta medida será el de excavación y por tanto 1,44 M€.
- Excavar el talud a 63° e instalar un sistema de drenaje, para obtener el $CS = 1.25$ del talud seco. El coste total de esta solución incluirá el de excavación hasta 63° (0,68 M€) más el de drenaje para este ángulo (1,04 M€) y será por tanto de 1,72 M€.
- Excavar el talud a 60° sin drenar y esperar a que se caiga para retirar el material. El coste total de esta medida será el de excavación (0,75 M€) más el de retirada del material caído (4 M€) y por tanto un total de 4,75 M€.
- Excavar el talud a 70° , instalar cables (Fig. 8.22) para sostenerlo con $CS = 1,25$ en el caso de saturación total, con un coste total que incluirá el de excavación hasta 70° (0,48 M€) y el de instalación de anclajes para este ángulo (1,33 M€) y será por tanto de 1,81 M€.

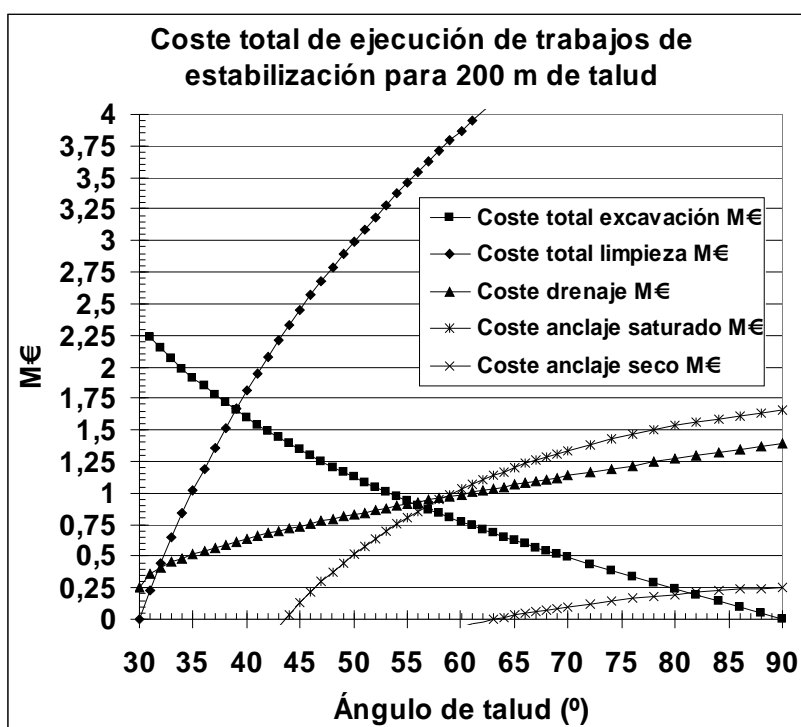


Figura 8.21. Coste total de ejecución de trabajos de estabilización o limpieza de material caído para 200 metros lineales de talud.

- e) Dejar la cara del talud vertical, drenarlo e instalar cables para sostenerlo con $CS = 1,25$ en el caso seco. El coste total de esta solución incluirá el coste del drenaje para 90° (1,39 M€) y el de instalación de cables para este ángulo (0,25 M€) y será por tanto de 1,64 M€.
- f) Excavar el talud a 55° sin drenar y esperar que no se caiga, en cuyo caso el coste total será el de excavación (0,94 M€) más el de instalación de un sistema de vigilancia preventivo (0,06 M€) y por tanto de 1 M€. En caso de que el talud se caiga habiendo tomado las medidas preventivas correspondientes habrá que sumar a los costes antedichos el de la retirada del material caído que ascenderá a 3,46 M€, en total 4,46 M€.

A partir de estas propuestas y de sus costes asociados, así como de las condiciones socio-económicas en la zona del talud, el ingeniero deberá tomar una decisión razonada sobre qué solución adoptar, junto con los gastos asociados. La solución probablemente más común sería la a) en la que se tiende el talud a 44° , con el coste seguro más bajo de todas las demás.

Aunque no siempre es así, la solución del retaluzado suele ser de las más económicas y fiables, puesto que además resulta muy difícil asegurar la eficacia tanto de los sistemas de drenaje como de los de anclaje a medio y largo plazo, ya que los primeros requerirán cierto mantenimiento para que no se bloqueen y los segundos pueden tener a largo plazo problemas de corrosión. Además, en algunas zonas resulta difícil encontrar contratistas capacitados para aplicar estas técnicas a pequeña escala de manera fiable, no siendo posible traer contratistas de más lejos por el tamaño de las obras. Por todo ello la solución a) parece la más adecuada.

Una solución que no habría porqué descartar en el ámbito de la minería sería la f) que daría a priori el mínimo coste (1 M€). Lógicamente se trataría de una solución relativamente arriesgada que exigiría además un sistema de vigilancia adecuado. No obstante, tal como muestra la Figura 8.20., el talud tendido a 55° , sería bastante estable ($CS > 1,25$) tanto estando saturado como sometido a una vibración máxima. Sólo cuando se produjeran simultáneamente estos dos fenómenos (saturación y vibración máxima) el CS estaría por debajo de 1,25 y alcanzaría a priori un valor de 1,07 unidades.



Figura 8.22. Instalación de un sistema de anclajes en un talud en roca.

8.8. Ejemplo de análisis de posibles tipos de rotura

Para optar por una decisión como la f), sí convendría analizar la probabilidad de que ocurrieran conjuntamente estos dos fenómenos y compararla con la vida útil de la obra (lo cual ayudaría a estimar el riesgo de la apuesta) y siempre tener previstas medidas de seguridad para desalojar la zona en estas condiciones.

Supóngase que se desea diseñar una explotación minera. Para ello y en las primeras fases de la investigación es necesario tener una idea estimativa de los ángulos medios de talud general, ya que de éstos dependerán los ratios estéril-mineral que marcarán el diseño inicial de la corta (Kliche, 1999).

Al principio no se suele disponer de mucha información, pero sí se cuenta con algunos datos de discontinuidades en afloramientos y sondeos. Aunque no sea mucho, pueden servir para realizar un estimación potencial de los taludes más seguros y de los mecanismos de rotura que se pueden esperar en cada uno de los paramentos de la corta (Hoek y Bray, 1974).

A manera de ejemplo, supóngase que se sale al campo y se toman datos de discontinuidades en un afloramiento representativo de la zona de la excavación, como el de la Figura 8.23. Después se recopilan e interpretan los datos de discontinuidades para obtener el estereograma de la Figura 8.23 con las orientaciones de las cuatro principales familias de discontinuidades.

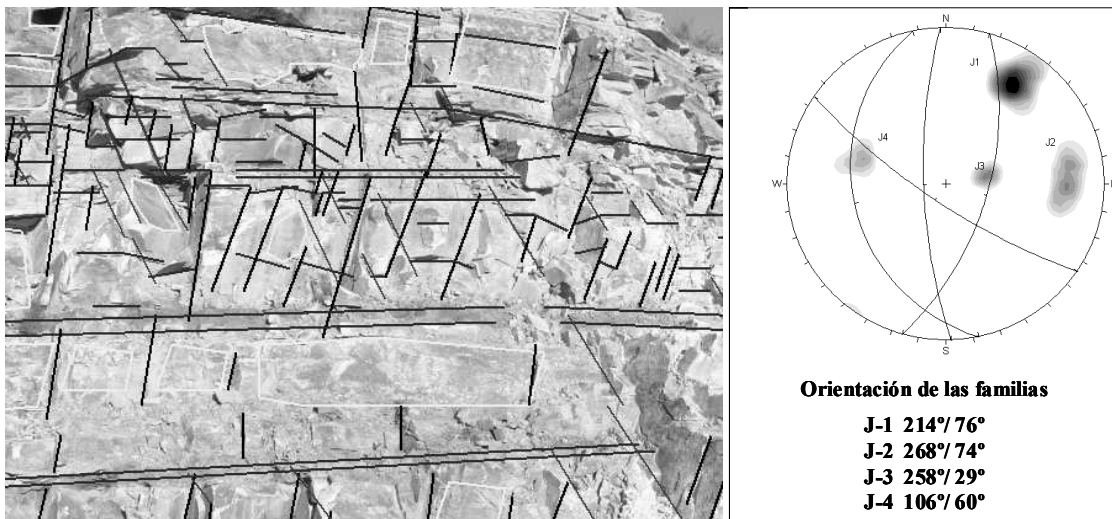


Figura 8.23. Imagen de afloramiento con cuatro familias de discontinuidades y el estereograma correspondiente con las cuatro familias de juntas observadas.

Como se indicó al hablar de los distintos mecanismos de rotura en el Apartado 8.4., éstos tienen lugar en función de la orientación de los taludes con respecto a las familias de juntas. De esta manera, suponiendo el macizo rocoso estructuralmente homogéneo, habrá que ir analizando mediante proyección estereográfica los posibles mecanismos de rotura. Así, en la

Figura 8.24 se representan los estereogramas de los planos de discontinuidad y de los taludes 1 a 6 del hueco de explotación propuesto, y en la Figura 8.25 se presenta el del talud 7 situado sobre una planta preliminar de la cantera, con un ángulo básico de talud (en este caso 60°), donde también se han presentado esquemáticamente los posibles mecanismos de rotura que serían a priori cinemáticamente posibles en cada uno de los taludes. Para realizar este análisis de han seguido las recomendaciones de Hoek y Bray (1974).

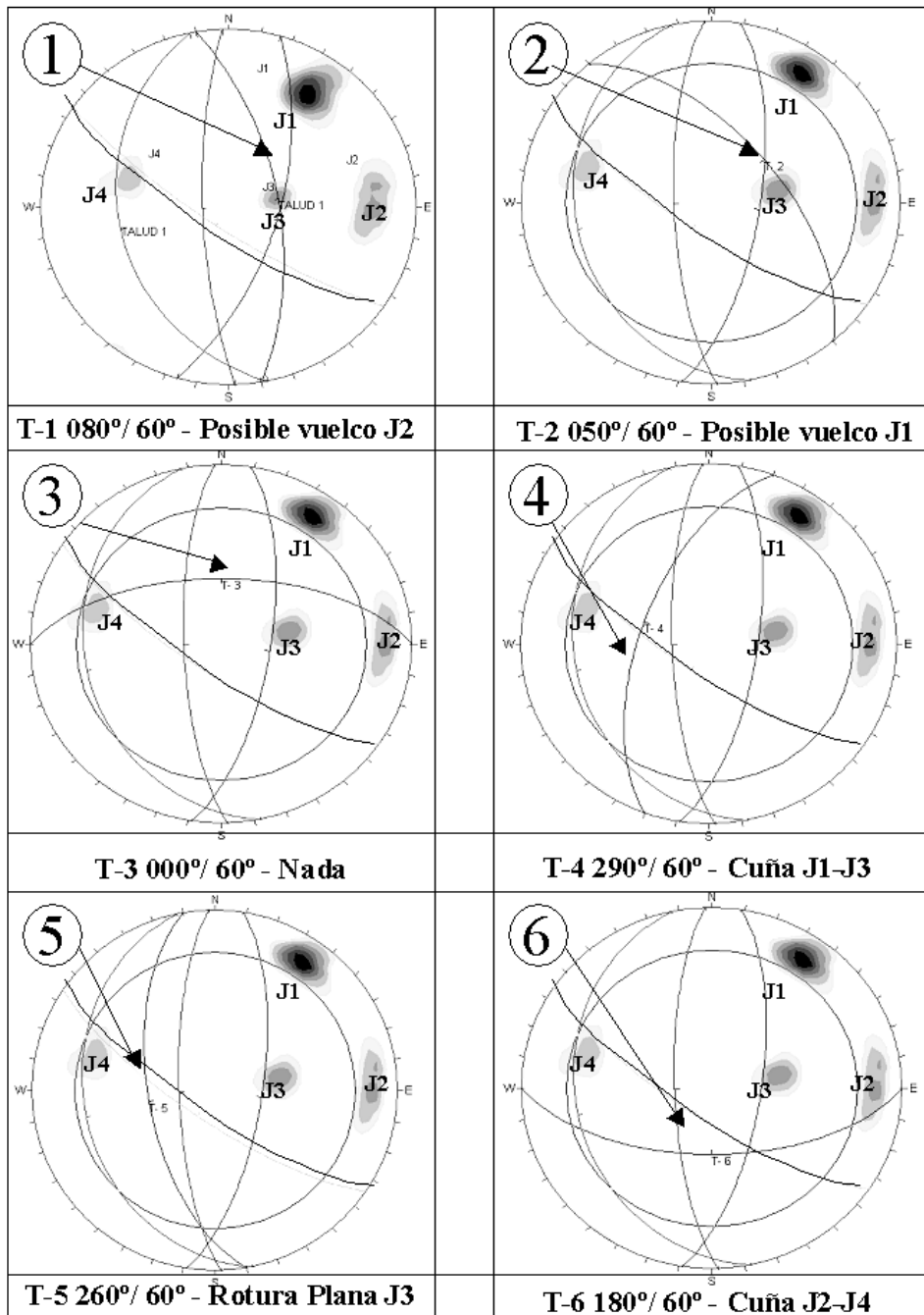


Figura 8.24. Análisis estereográfico de 6 de los 7 taludes preliminares de la cantera, cuya topografía esquemática se muestra en la Figura 8.25, que permiten identificar los posibles mecanismos de rotura.

Como muestran las Figuras 8.24 y 8.25, la zona oeste de la cantera, con los taludes 1 y 2, es a priori potencialmente problemática pues en ellos se podrían dar fenómenos de vuelco, si bien dependiendo de la continuidad de los planos de las familias que podrían dar lugar a este tipo de rotura.

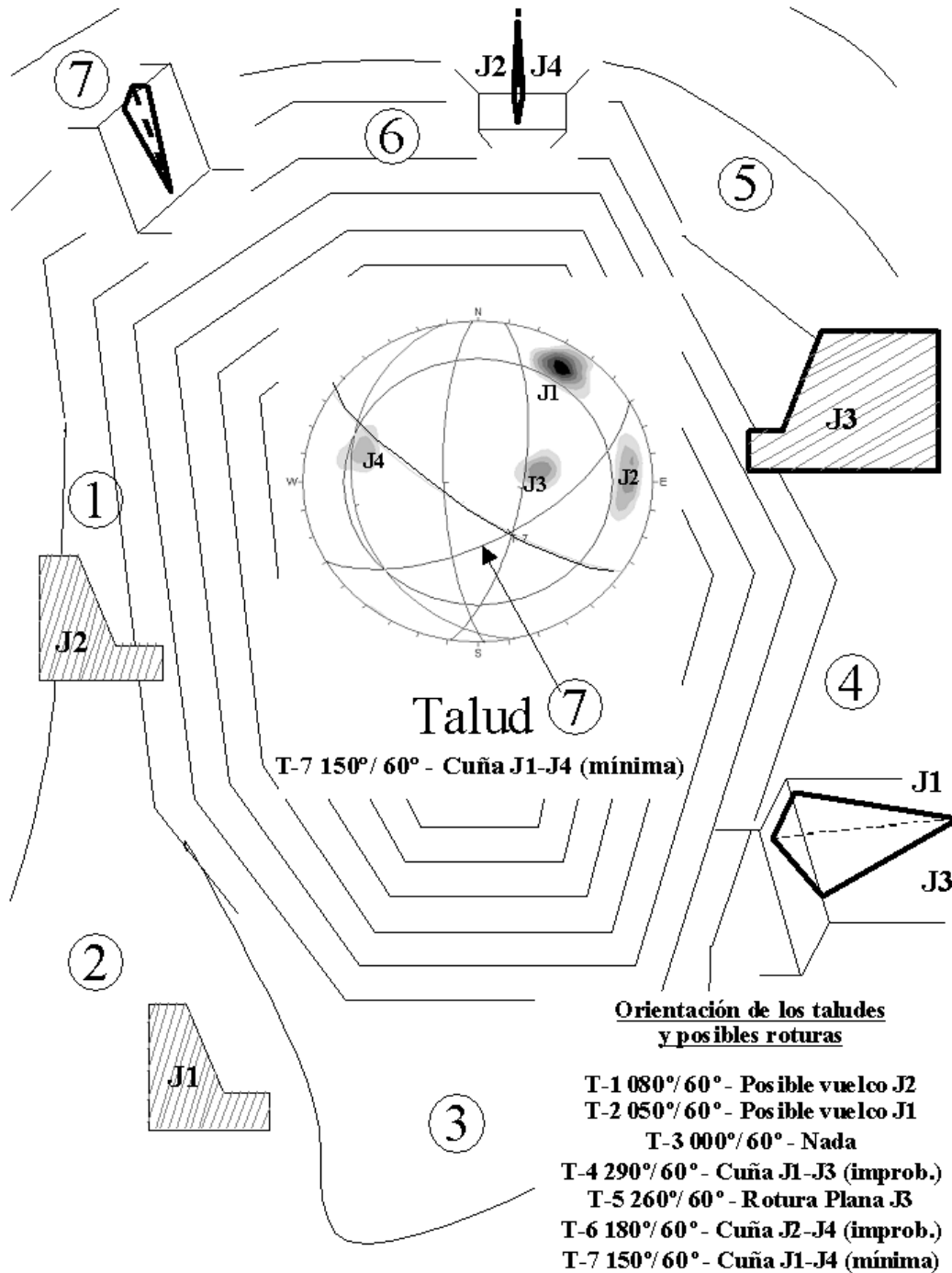


Figura 8.25. Presentación, en el centro, de la estructura del macizo rocoso (con respecto al talud 7) de la explotación, de donde y en conjunto con la Figura 8.24 se deducen los mecanismos posibles de inestabilidad en cada uno de los taludes, atendiendo a la propuesta de Hoek y Bray (1974) y se representan de manera esquemática.

La zona sur-sureste es a priori muy estable, ya que en el talud 3 no habría inestabilidades posibles y en el talud 4 existirían cuñas con su línea de intersección tan poco inclinada que resultaría muy difícil cualquier inestabilidad.

La zona oriental, con el talud 5, es, a priori, una de las zonas más complejas pues se podría dar en ella una rotura plana a través de la familia J-3, por lo que habría que realizar un análisis de estabilidad detallado con una propuesta de solución del tipo de la presentada en el apartado anterior.

Finalmente la zona norte de la mina, formada por los taludes 6 y 7, puede presentar fenómenos de rotura tipo cuña, pero que serán prácticamente irrelevantes desde el punto de vista de la estabilidad, ya que la cuña que podría formarse en el talud 6 (J-2, J-4) tiene una inclinación muy pequeña; por lo que nunca caerá. Por otro lado, el buzamiento de la línea de intersección de los planos que forman la cuña que se podría producir en el talud 7 (J1-J4) coincide prácticamente con los 60° de inclinación media del talud, por lo que difícilmente resultará afectada la estabilidad general del talud aunque tal vez si pudieran producirse pequeñas afecciones en los taludes la de los bancos.

De lo anterior se deduce que, a priori, las zonas norte y sur de la cantera, y especialmente esta última, serían más estables y se podría mantener la inclinación de los taludes propuesta, resultando además zonas ideales para emplazar en ellas las pistas y otras infraestructuras. Sin embargo, para las zonas este y oeste resulta necesario un estudio más detallado de los fenómenos de inestabilidad para realizar un adecuado rediseño.

Como se acaba de exponer, el mismo macizo rocoso aun siendo estructuralmente homogéneo puede dar lugar a distintos mecanismos de rotura simplemente variando la orientación de los taludes; esto indica que donde sea posible una realineación de taludes en las direcciones de mayor estabilidad puede ser la mejor técnica de estabilización.

REFERENCIAS

- Cavers, D.S. (1981). Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mech. & Rock Eng.* 14: 87-104.
- Galera, J.M. (1994). Caracterización geotécnica de los macizos rocosos. Apuntes del curso de doctorado del mismo nombre. ETSI Minas e Madrid. UPM.
- Hoek, E. y Bray, J.W. (1974). "*Rock Slope Engineering. Revised 3rd edition*". IMM. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E. Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock. Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.
- Hoek, E. (2000). Rock Engineering. Course Notes by E. Hoek. Internet: página web www.rocscience.com.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002): The Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 2002, pp. 267-271. Ed. Hammah, R., Bawden, W., Curran, J. & Telesnicki, M. University of Toronto Press.

- Hustrulid, W.A., McCarter, M.C, y Van Zyl, D.J.A. (eds.) (2000). Slope Stability in Surface Mining. SME. Colorado. EEUU.
- Kliche, Ch. A. (1999). Rock slope engineering. SME. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. Colorado, EEUU.
- Preh, A. & Poisel, R. (2004). A UDEC model for "kink band slumping" type failures of rock slopes. 1st UDEC Symposium. Bochum. Alemania. Pp 243-247. Ed. Balkema.

9. ROTURA PLANA Y ROTURA EN CUÑA

Por Ricardo Laín Huerta

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

J.P.Harrison & J. Hudson, 1995

9.1. Rotura plana

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

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

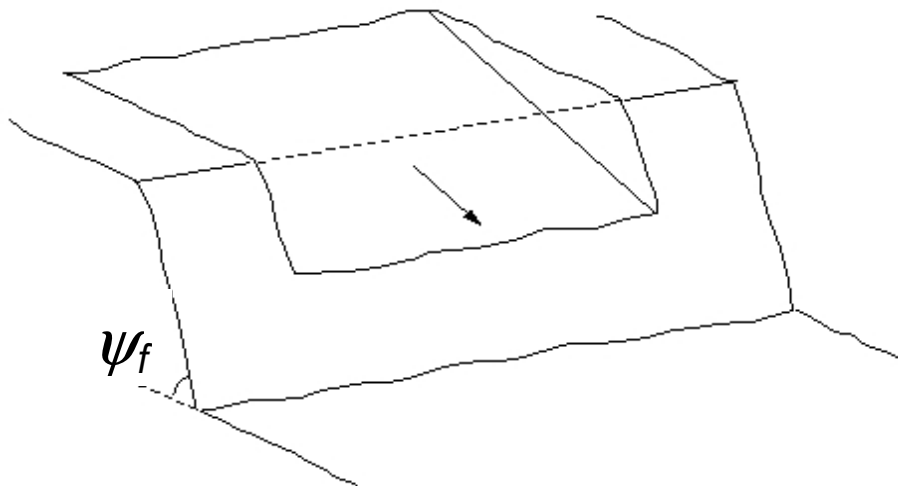


Figura 9.1. Rotura plana de un talud.

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



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

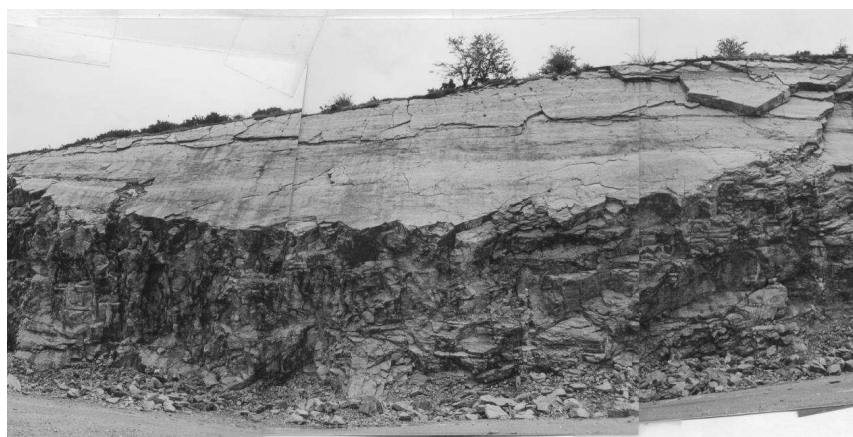


Figura 9.3. Rotura plana en una cantera de roca caliza. Foto: autores.

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

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



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

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

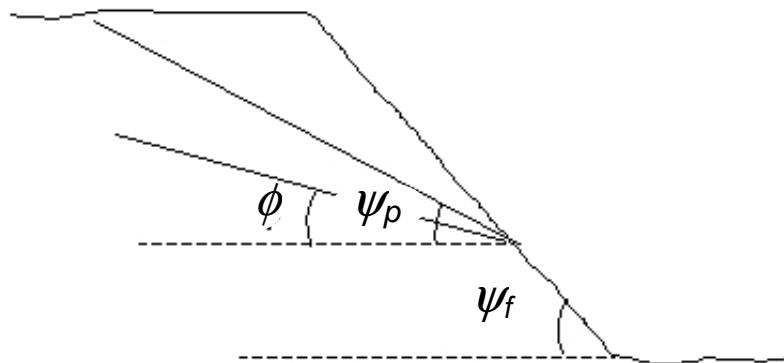


Figura 9.5. Condición de rotura plana.

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

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

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

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

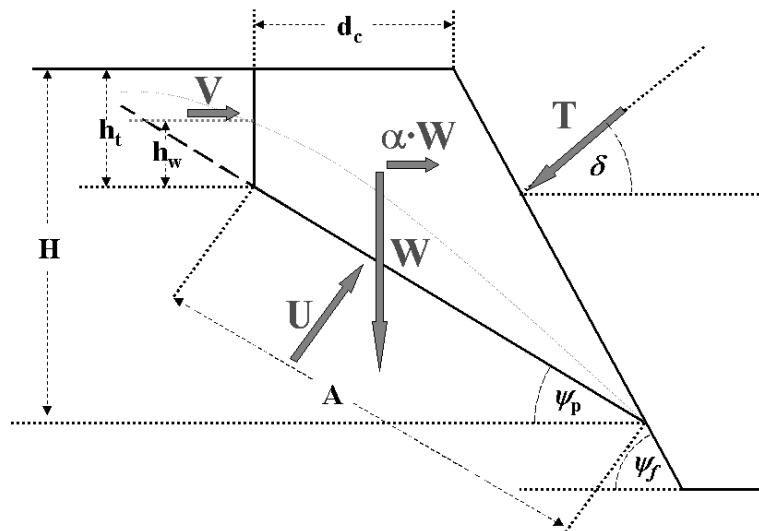


Figura 9.6. Rotura plana con grieta de tracción

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

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

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

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

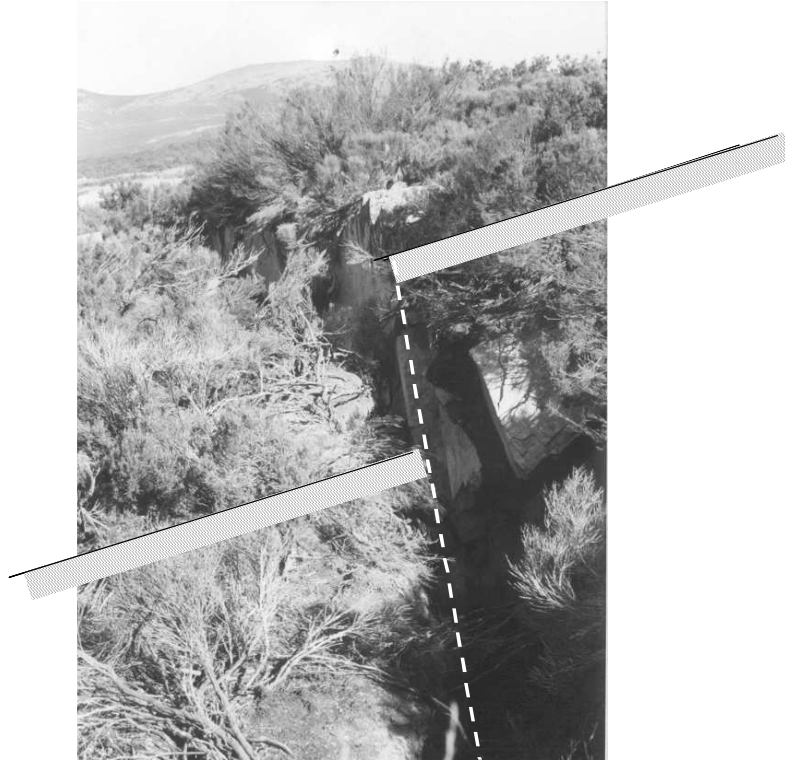


Figura 9.7. Grieta de tracción en la trasera de un talud con una incipiente rotura plana en el ámbito de la minería a cielo abierto de la pizarra. Foto: autores..

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

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

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

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

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

H = altura del talud.

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

h_w = altura del agua en la grieta de tracción.

c = cohesión efectiva de la superficie de deslizamiento.

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

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

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

T = fuerza de anclaje.

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

ψ_f = buzamiento del talud

ψ_p = buzamiento del plano de deslizamiento

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

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

β = ángulo de la grieta de tracción con la vertical

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

γ = peso específico de la masa inestable

γ_w = peso específico del agua

g = aceleración de la gravedad

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

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

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

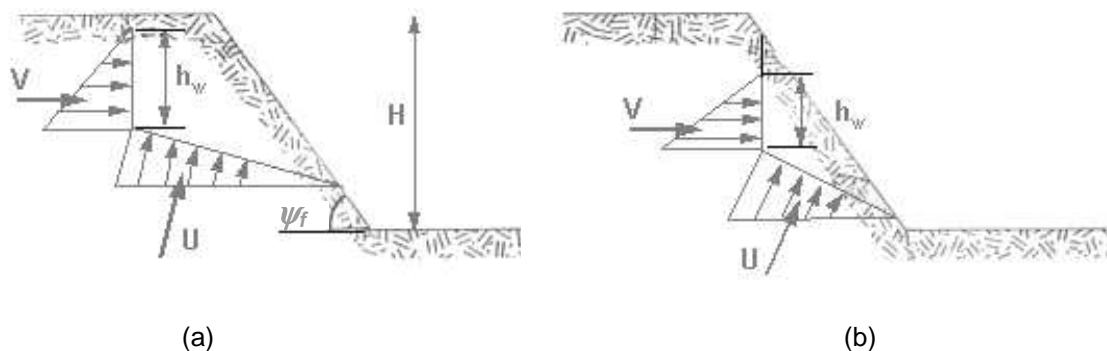


Figura 9.8. Empujes de agua para el caso de que (a) la grieta de tracción aflore por detrás de la cabeza del talud o (b) por delante de la misma.

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

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

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

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

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

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

El coeficiente de seguridad viene dado por:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

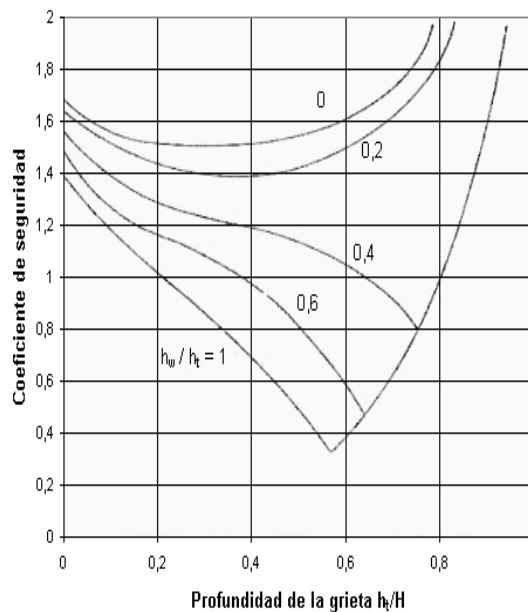


Figura 9.9. Influencia en el coeficiente de seguridad del talud de la profundidad de la grieta de tracción y de su altura de llenado de agua.

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

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

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

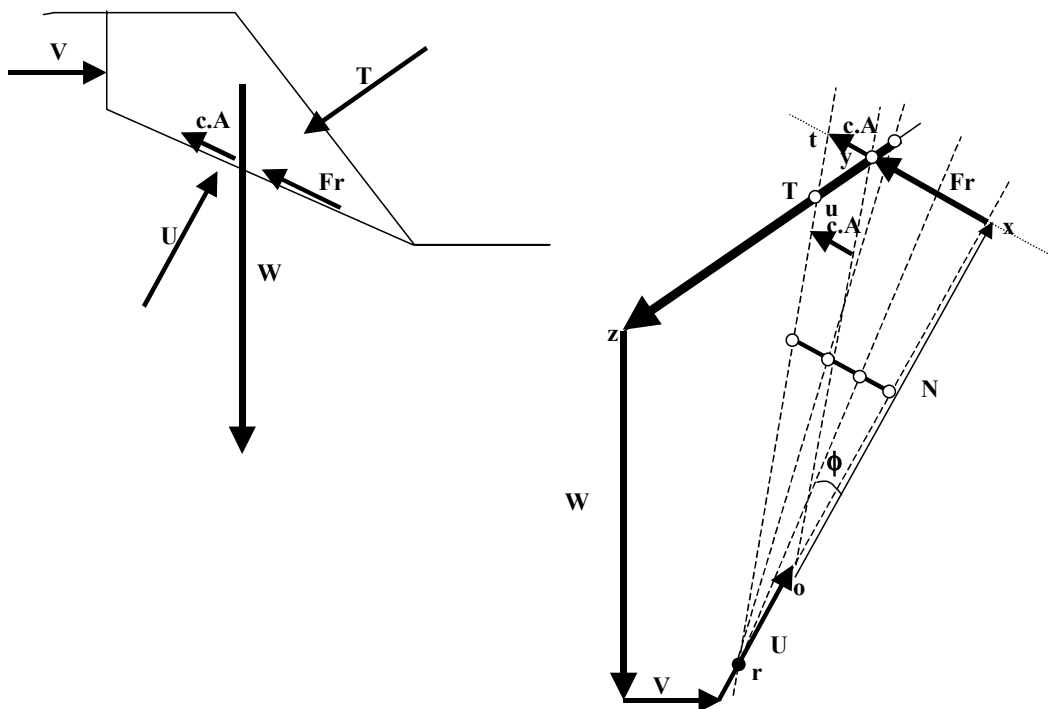


Figura 9.10. Cálculo gráfico de una rotura plana.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

9.1.3. Ejemplo de cálculo

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

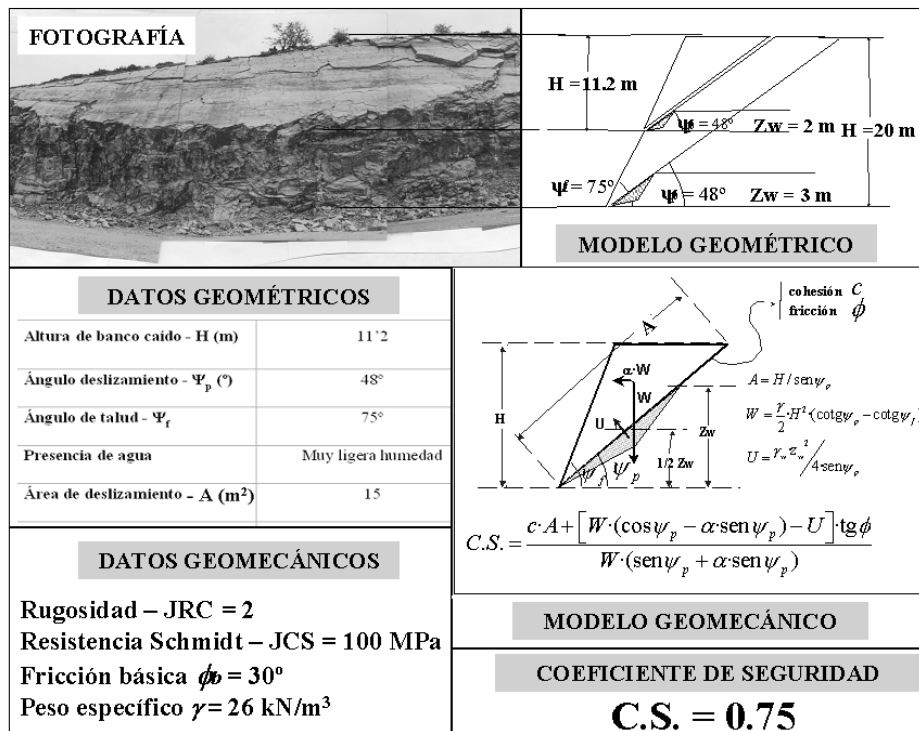


Figura 9.11. Elementos del cálculo del coeficiente de seguridad del talud de la Figura 9.3, donde se incluye su fotografía, su modelo geométrico y geomecánico, sus parámetros geométricos y geomecánicos, expresión del coeficiente de seguridad y resultado.

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

9.1.4. Cálculo con el programa Roc-plane

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

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

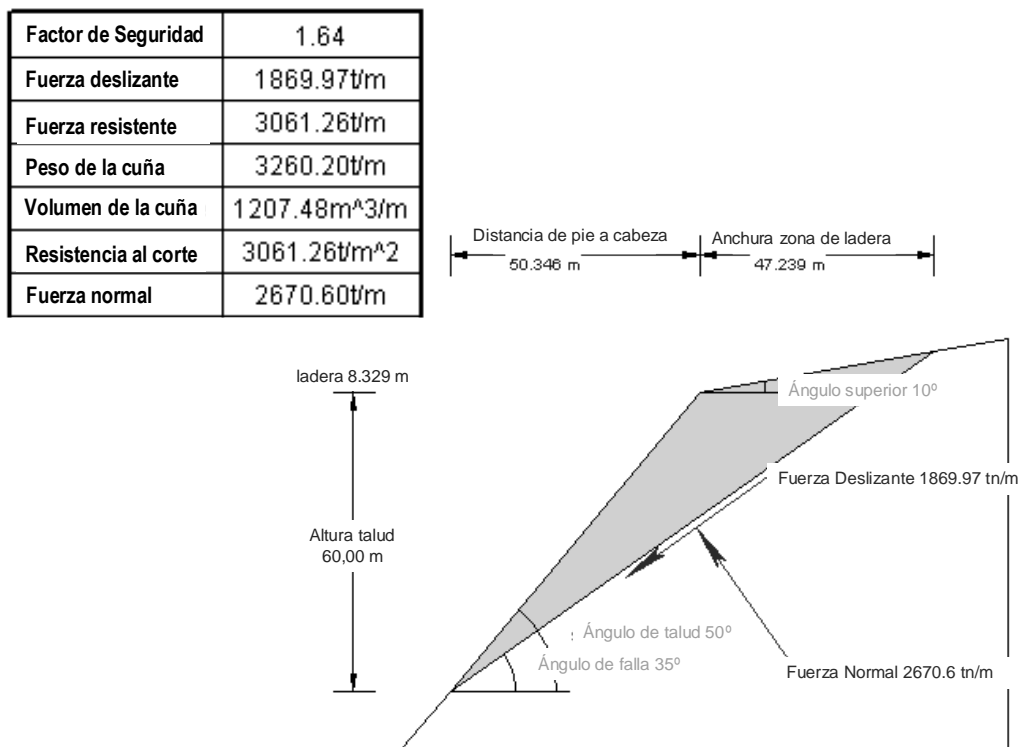


Figura 9.12. Obtención de coeficiente de seguridad frente a rotura plana con el programa Roc-plane (ROCSCIENCE, 2001). Se presenta la tabla de resultados principales, junto con una gráfica de la resolución con los parámetros geométricos más significativos y las fuerzas actuantes en la resolución.

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

9.2. Rotura en cuña

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

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

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



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



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

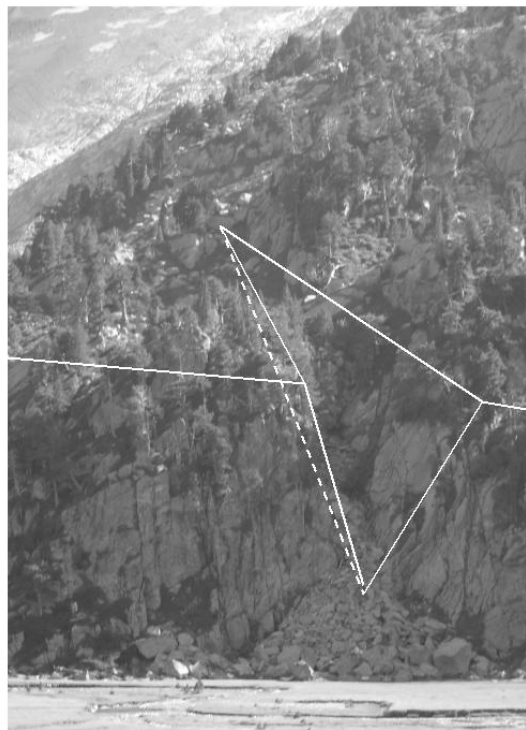


Figura 9.15. Ejemplo de cuña en un valle glacial de los Pirineos, aprovechada como vía de flujo de agua y nieve en la época de deshielo. Foto: autores.

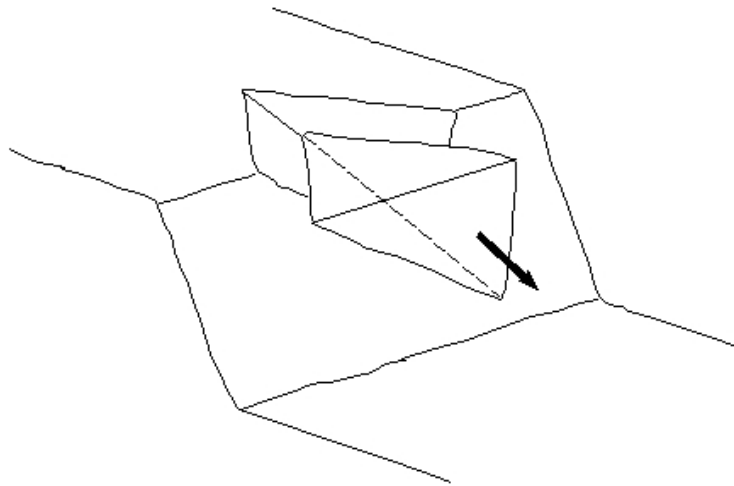


Figura 9.16 – Vista de una cuña directa.

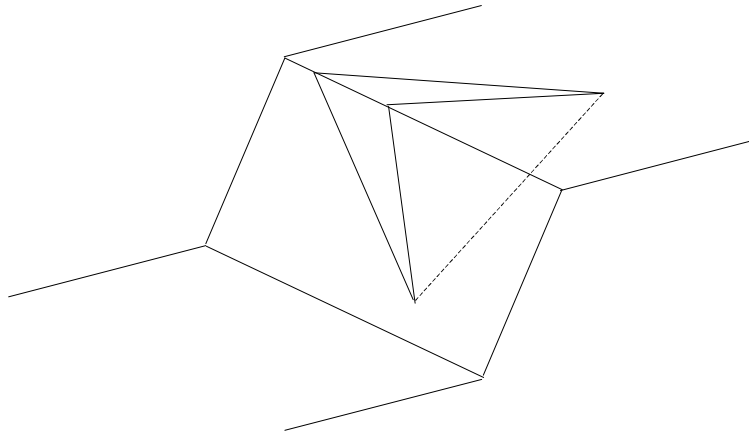


Figura 9.17. Vista de una cuña inversa en perspectiva.

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

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

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

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

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

9.2.1. Conceptos básicos de la proyección estereográfica equiareal.

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

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

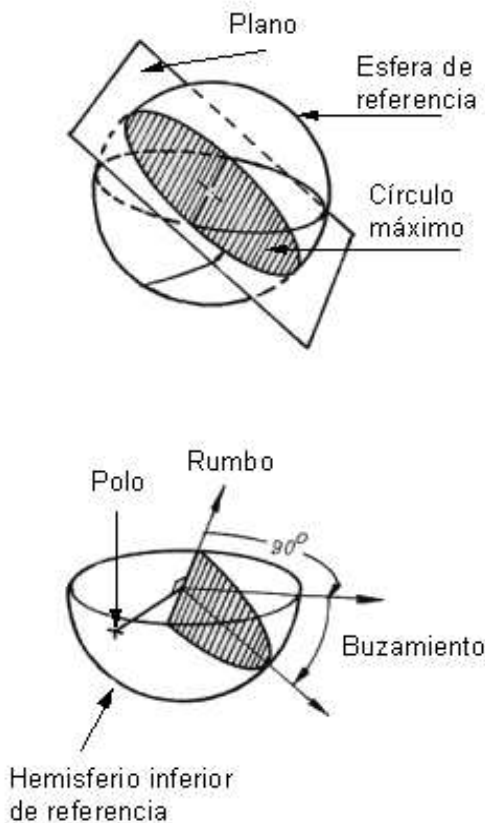


Figura 9.18. Representación de un plano en proyección estereográfica (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

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

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

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

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

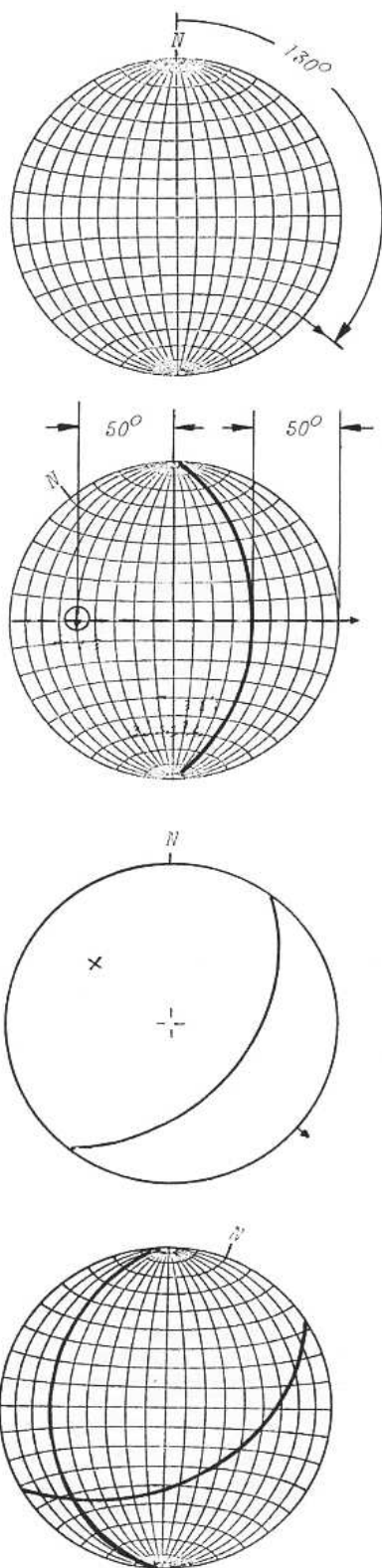


Figura 9.20. Obtención del círculo máximo y del polo de un plano (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

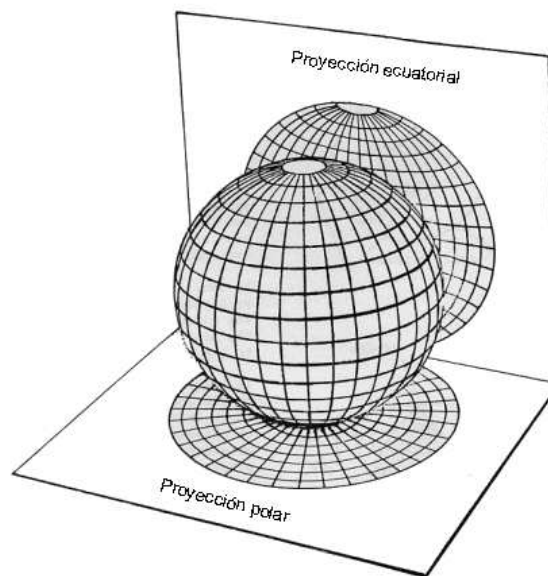


Figura 9.19. Proyecciones ecuatorial y polar de una esfera (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

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

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

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

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

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

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

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

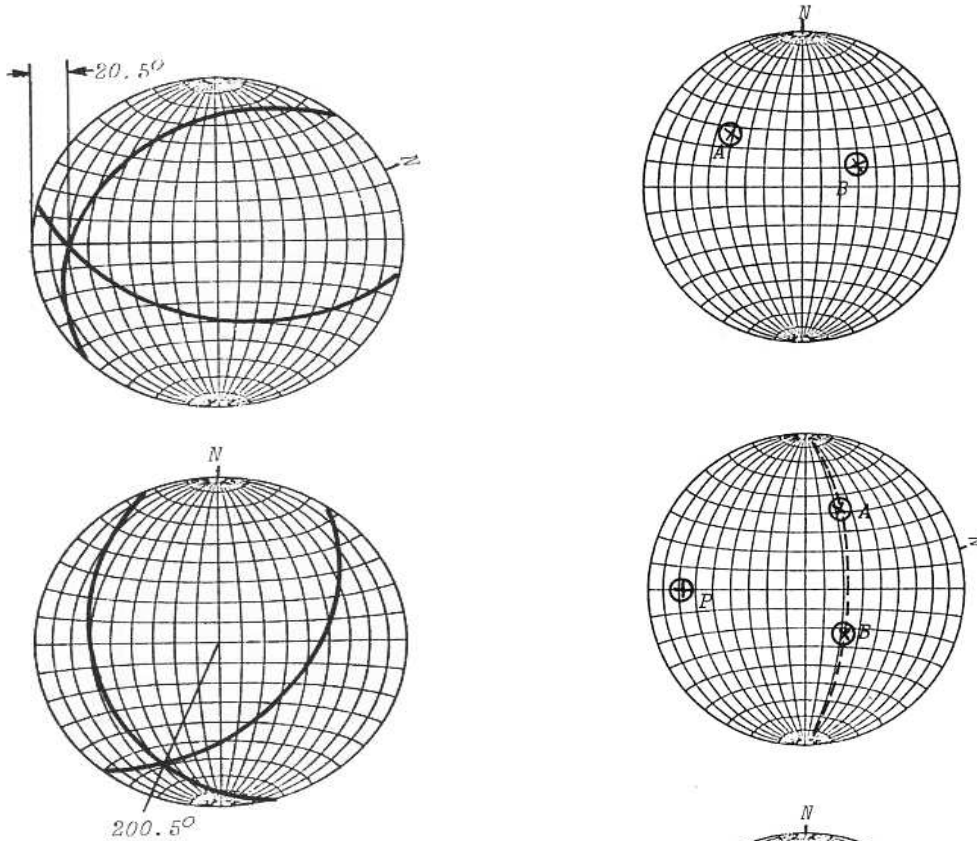
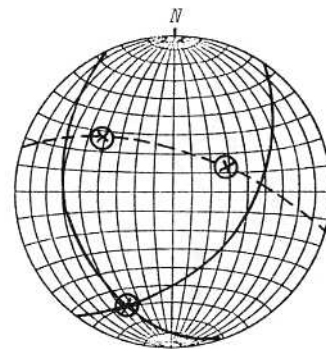


Figura 9.21. Línea de intersección de dos planos (Hoek y Bray, 1974). Cortesía IMM.

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



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

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

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

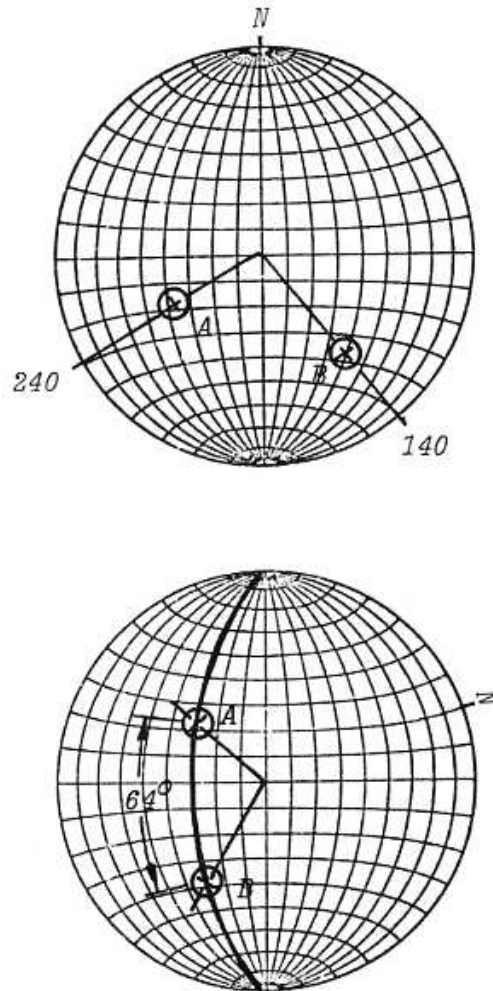


Figura 9.23. Ángulo de dos rectas (Hoek y Bray, 1974).
Cortesía IMM.

9.2.2. Concepto de cono de fricción.

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

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

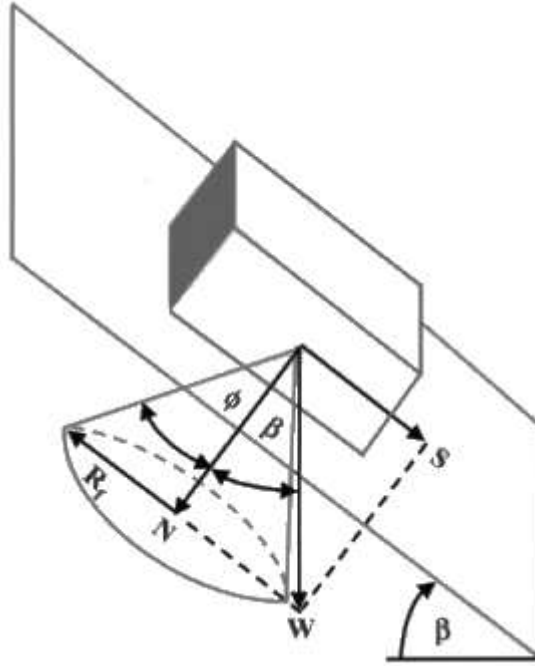


Figura 9.24. Cono de fricción de un bloque deslizando sobre un plano.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

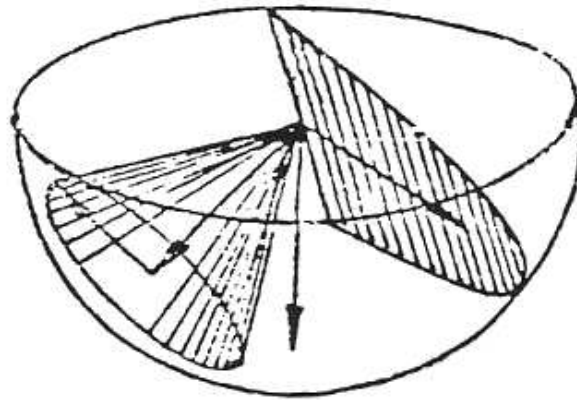


Figura 9.25. Representación del cono de fricción en el hemisferio inferior de la esfera.

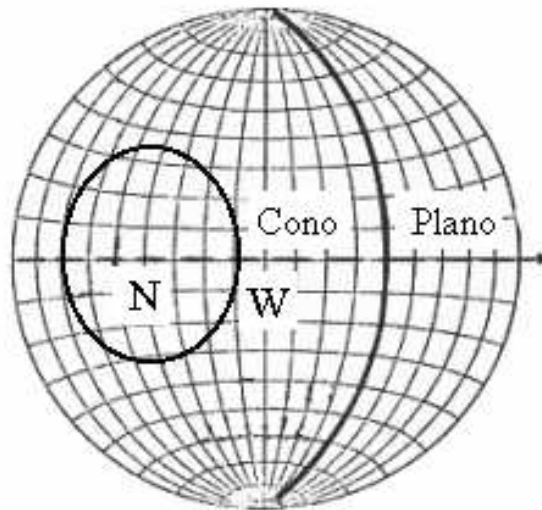


Figura 9.26. Representación en proyección estereográfica del cono de fricción.

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

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

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

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

El ángulo de fricción aparente viene dado por:

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

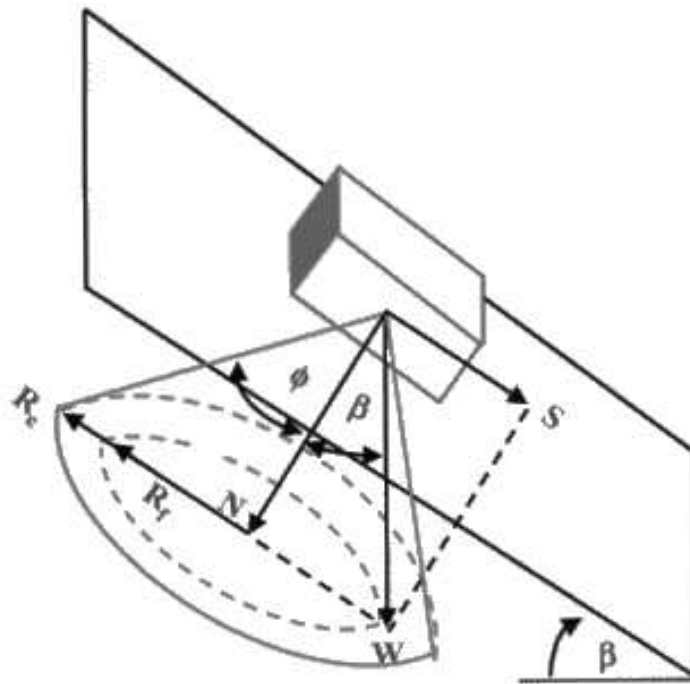


Figura 9.27. Cono de fricción aparente.

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

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

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

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

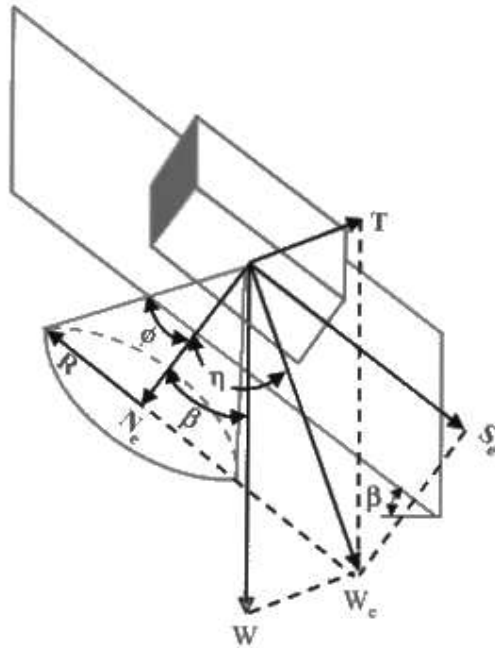


Figura 9.28. Cono de fricción aparente y fuerza exterior sobre un bloque.

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

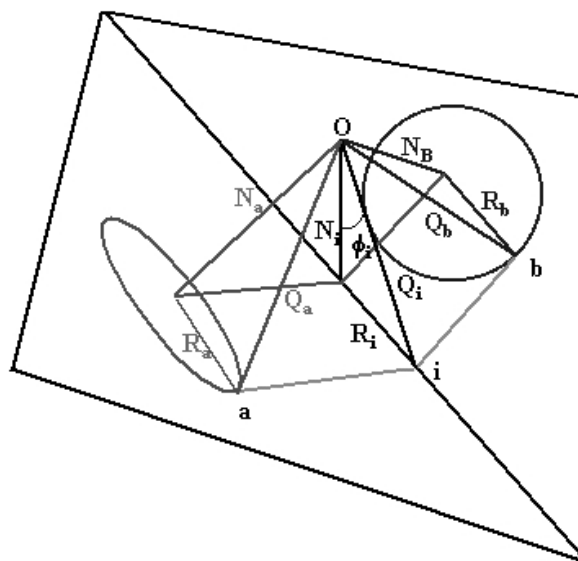


Figura 9.29. Cono de fricción en el caso de una cuña.

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

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

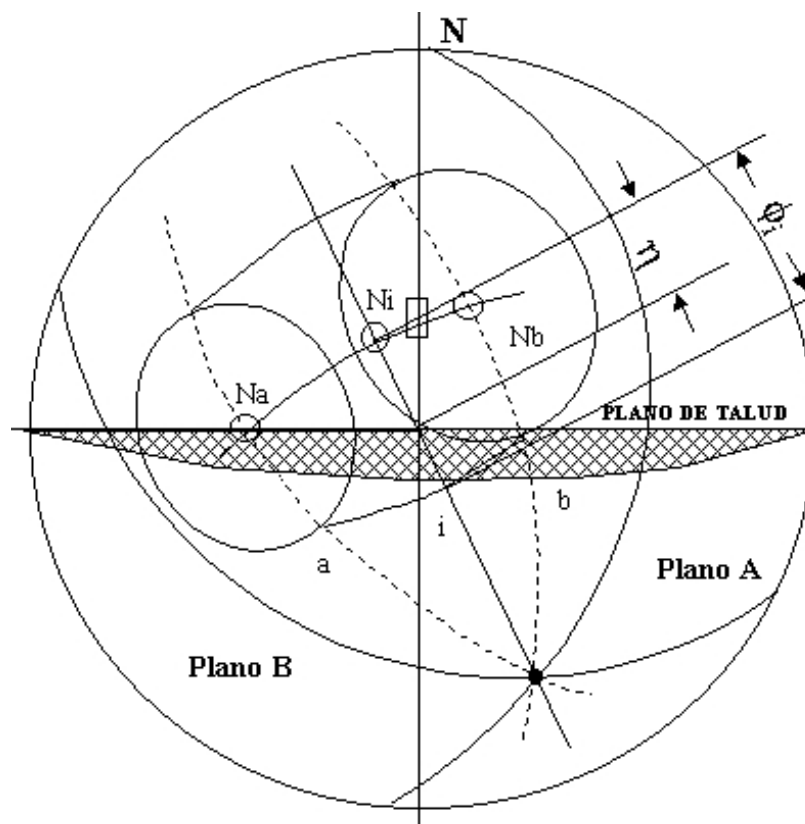
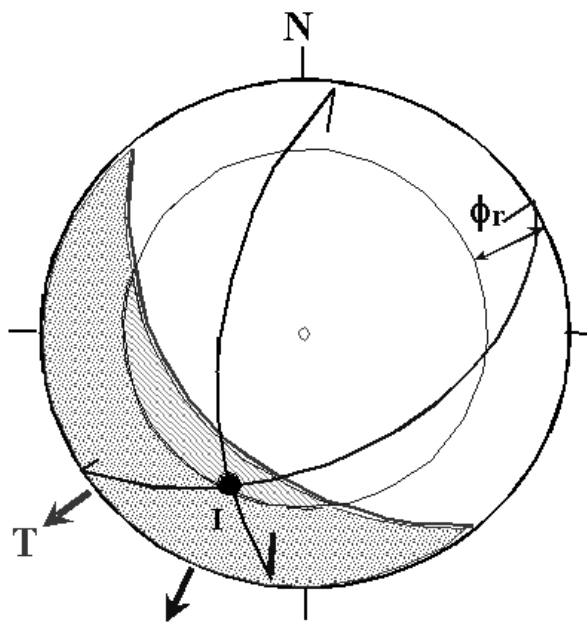


Figura 9.30. Representación estereográfica del cono de fricción de una cuña.

9.2.3. Cuando se producen cuñas y nomenclatura

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



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

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

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

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

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

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

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

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

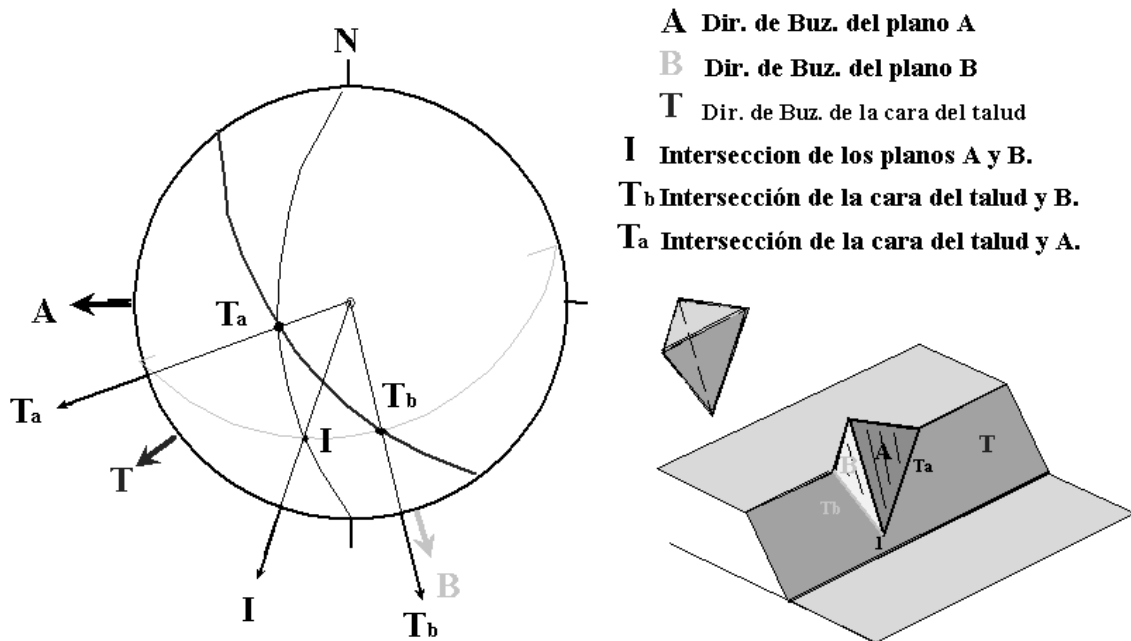


Figura 9.32. Nomenclatura típica para el cálculo de cuñas.

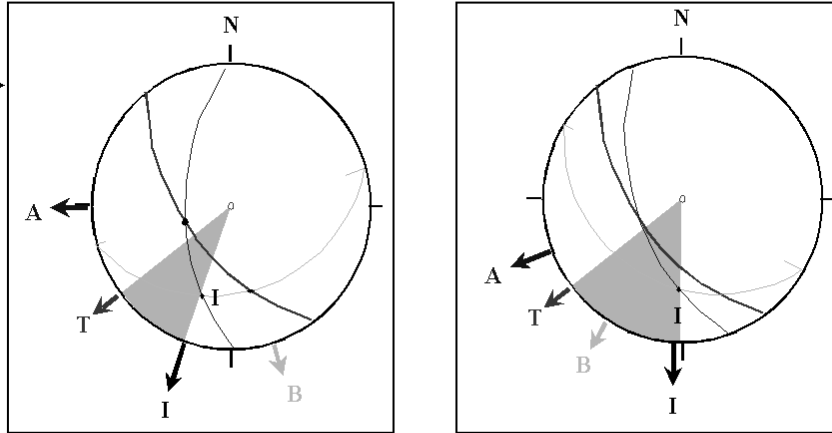
Desde el punto de vista de su geometría y tamaño y tendencia a la estabilidad (desde pequeñas cuñas tetraédricas de pequeña base y con su línea de intersección próxima al talud que tienden a ser inestables, hasta grandes cuñas tetraédricas de lados parecidos y con su línea de intersección lejana al talud,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

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

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

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

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



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

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

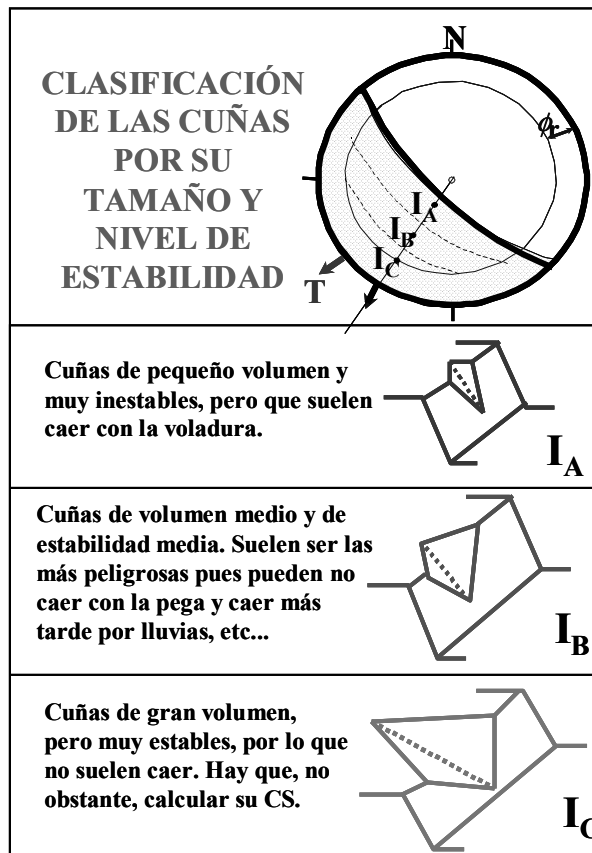
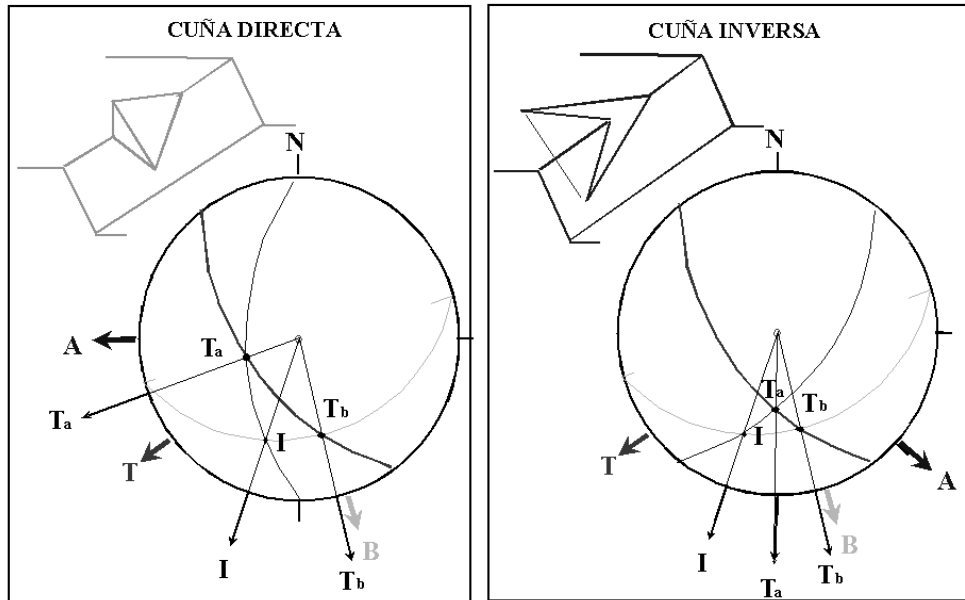


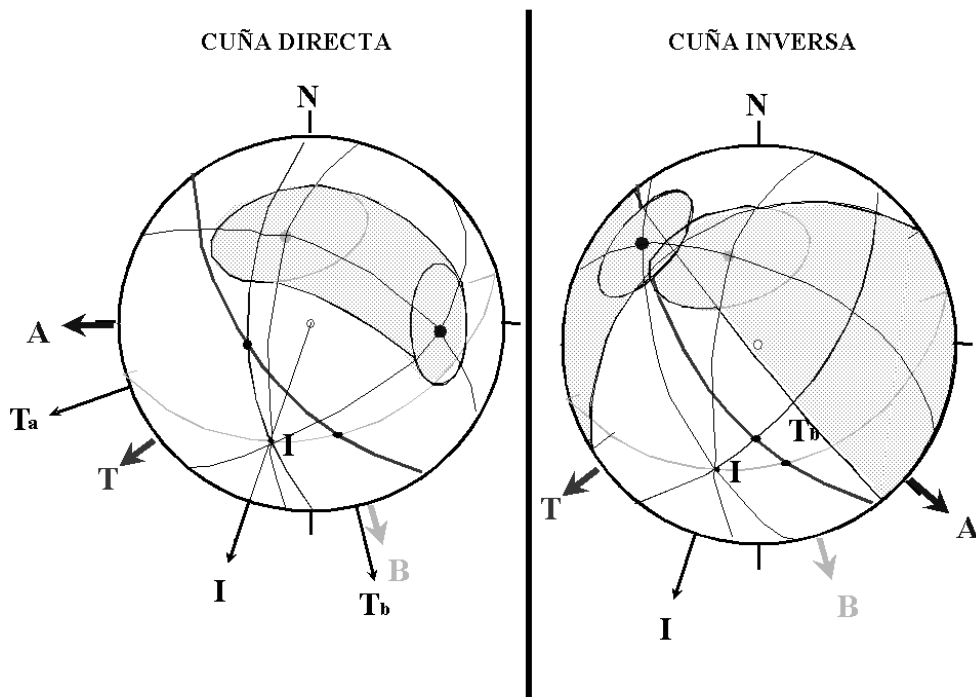
Figura 9.34. Clasificación de cuñas según su volumen y nivel de estabilidad estimativo.

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



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

a) Criterio de análisis de cuña directa e inversa.



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

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

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

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

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

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

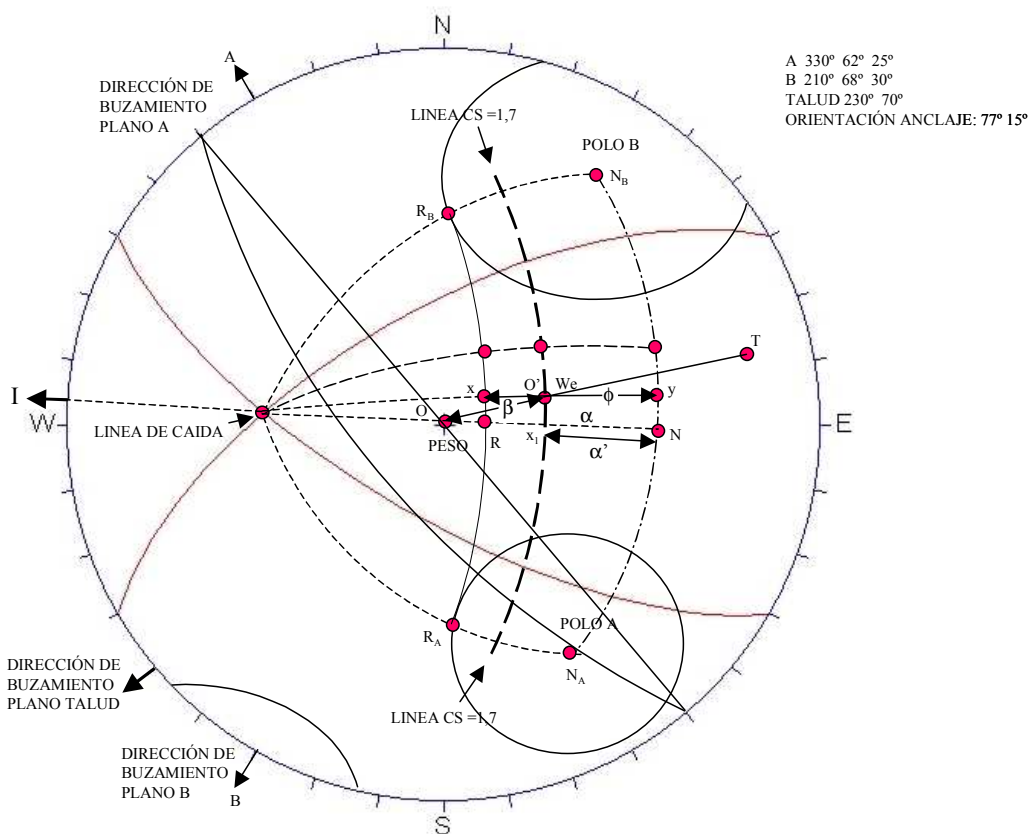


Figura 9.36. Cálculo del coeficiente de seguridad de una cuña directa, sin empuje de agua y con fuerza de anclaje en proyección estereográfica.

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

Por definición:

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

donde:

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

F_r es la fuerza de fricción que se opone al movimiento

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

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

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

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

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

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

El coeficiente de seguridad de la cuña es el siguiente:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

donde,

W es el peso de la cuña

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

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

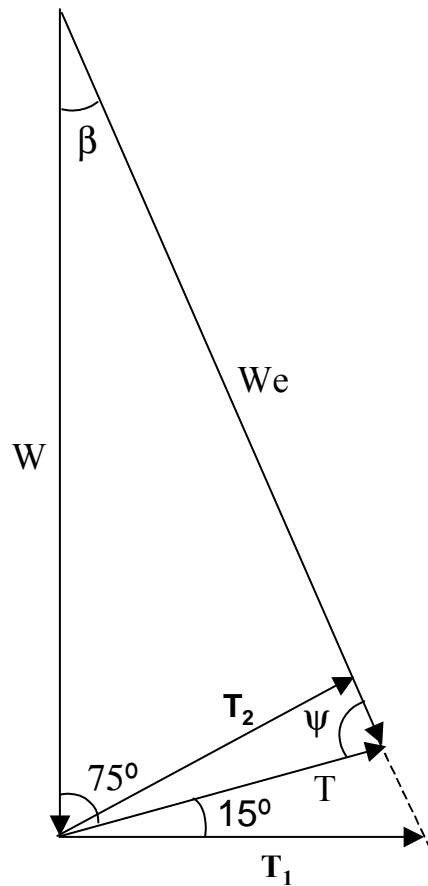


Figura 9.37. Cálculo de la fuerza de anclaje.

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

$$T_2 = W \cdot \text{sen } \beta \tag{9.21}$$

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

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

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

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

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

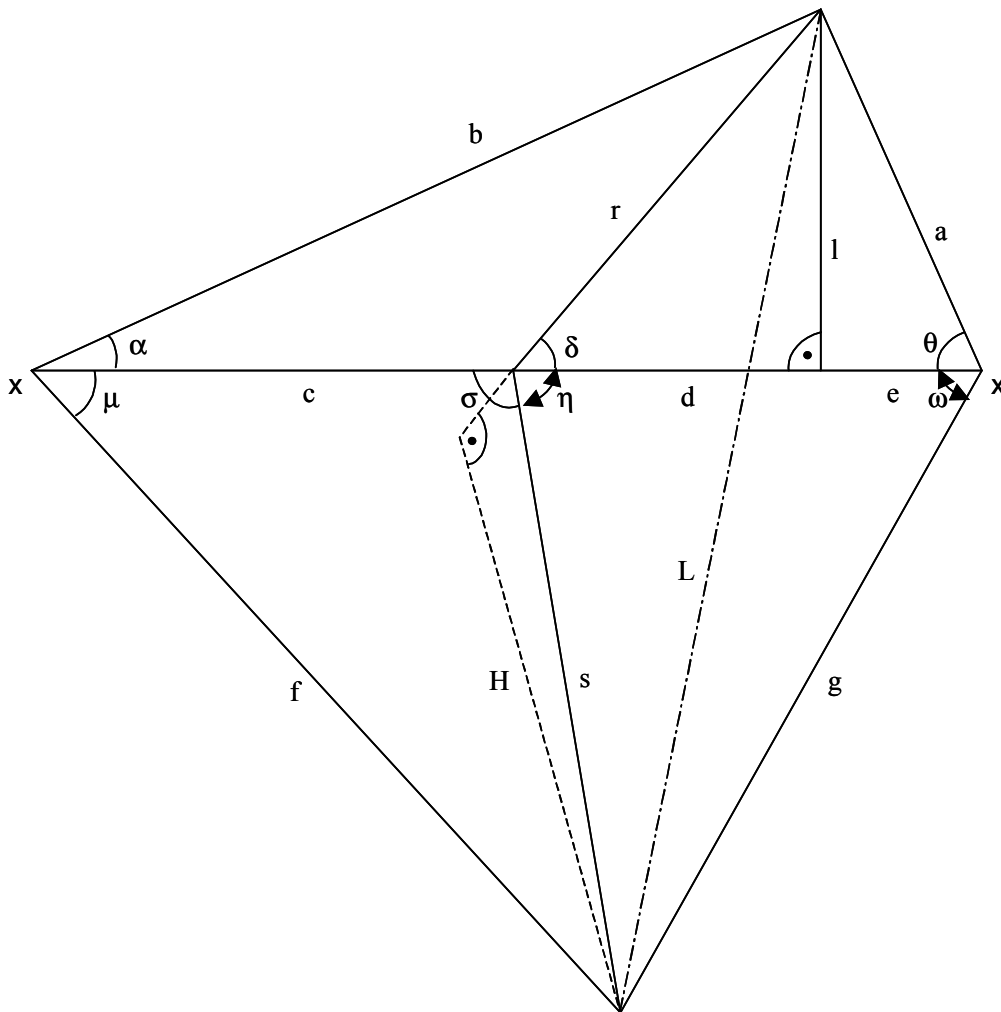


Figura 9.38. Esquema de la cuña y nomenclatura utilizada.

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

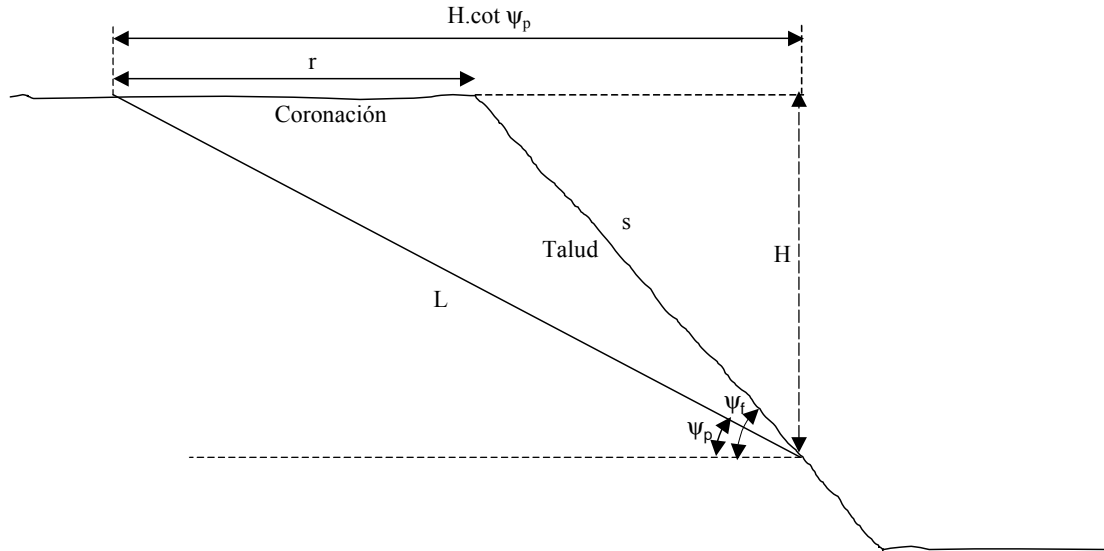


Figura 9.39. Sección de la cuña.

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

Con estos datos, se pueden establecer las siguientes ecuaciones:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

9.2.6. Cálculo de empujes de agua

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

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

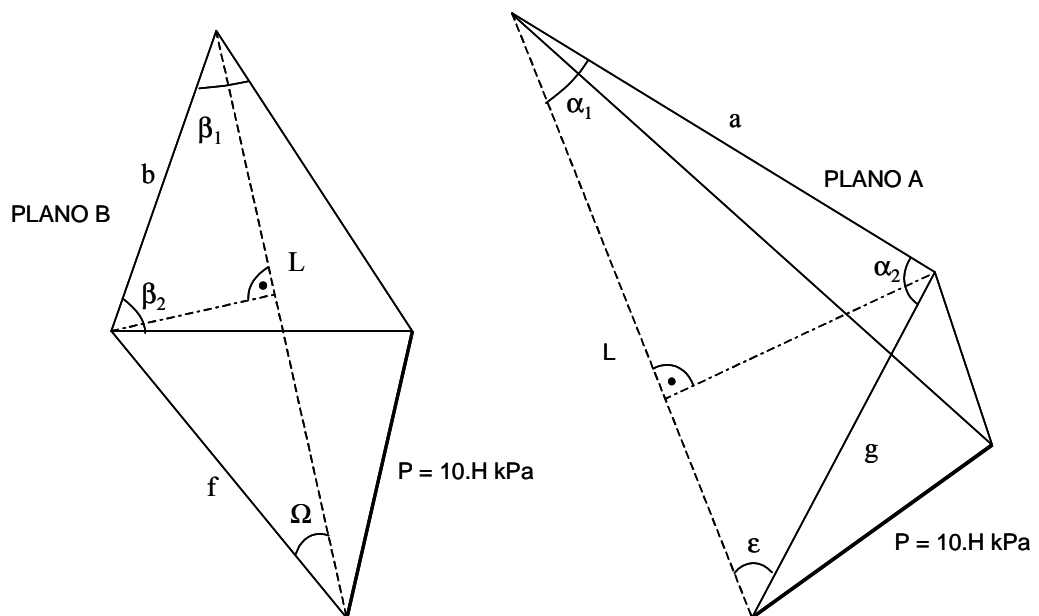


Figura 9.40. Empujes de agua sobre los planos de discontinuidad sin drenaje insuficiente.

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

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

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

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

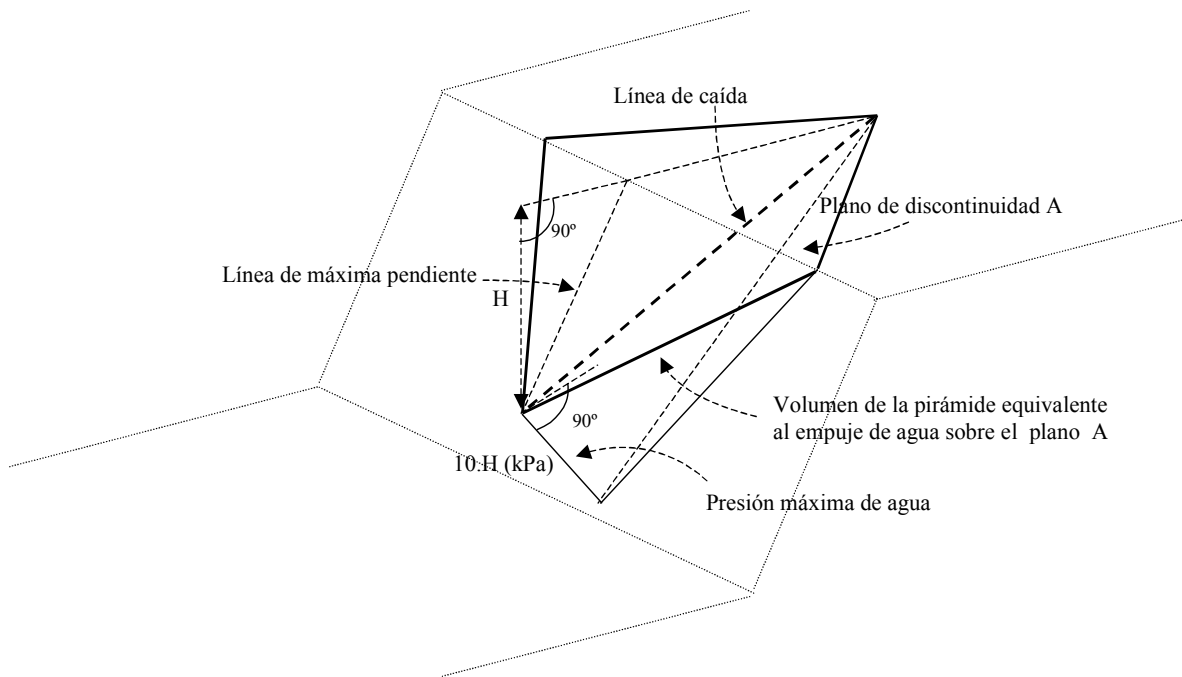


Figura 9.41. Vista en proyección estereográfica de una cuña con empuje de agua en un plano.

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

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

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

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

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

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

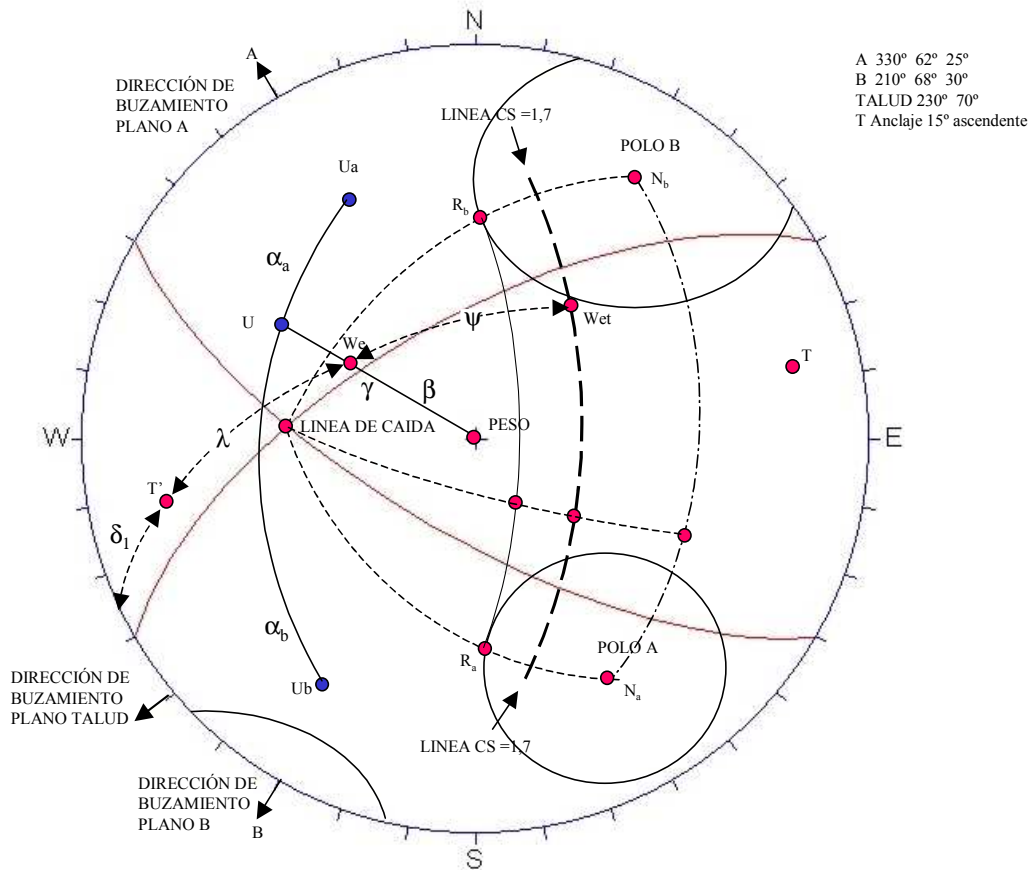


Figura 9.42. Cálculo en proyección estereográfica de una cuña con empuje de agua y fuerza de anclaje.

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

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

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

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

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

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

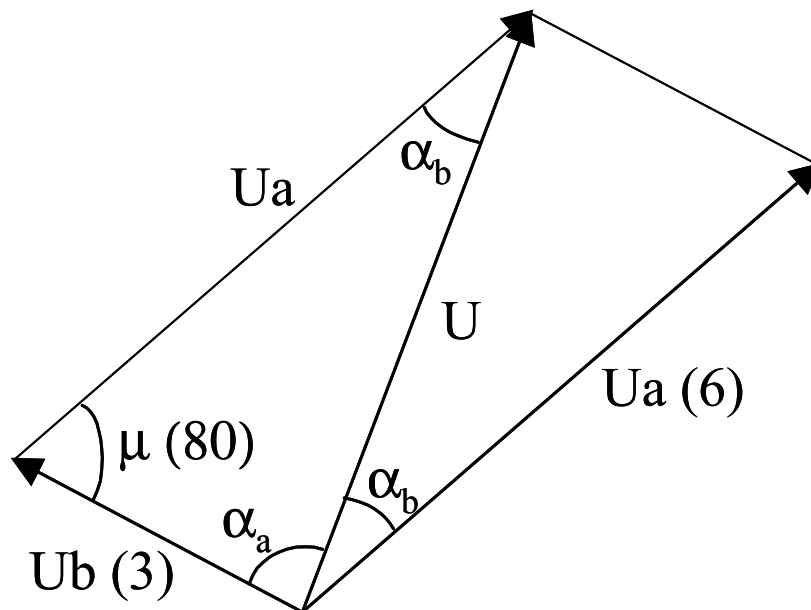


Figura 9.43. Cálculo del empuje del agua sobre la cuña.

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

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

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

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

Aplicando dicho teorema se obtienen los siguientes valores:

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

$$\beta = 34^\circ$$

donde:

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

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

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

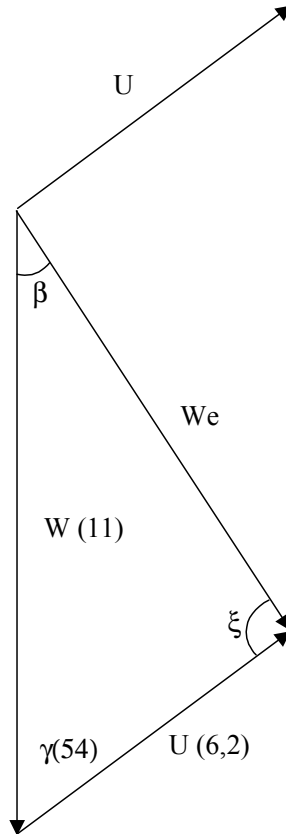


Figura 9.44. Cálculo de la resultante del empuje del agua y el peso de la cuña.

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

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

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

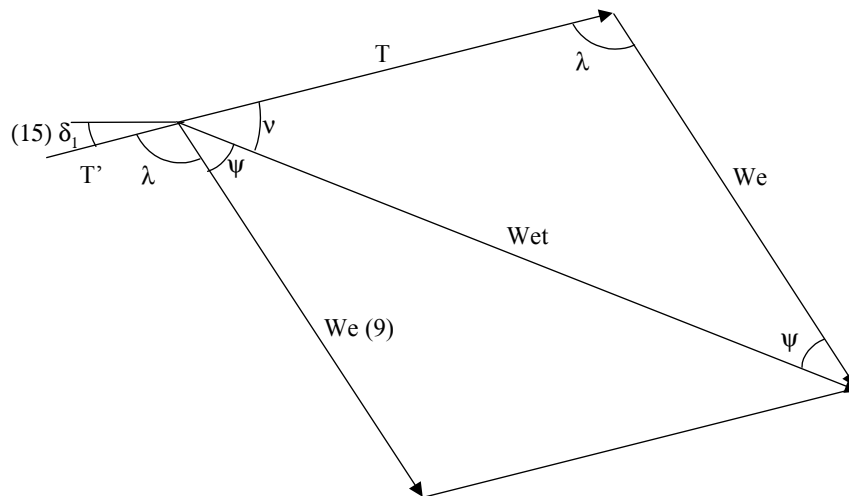


Figura 9.45. Cálculo de la fuerza de anclaje.

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

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

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

de donde:

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

y aplicando valores:

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

9.2.8. Cálculo con el programa SWEDGE

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

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

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

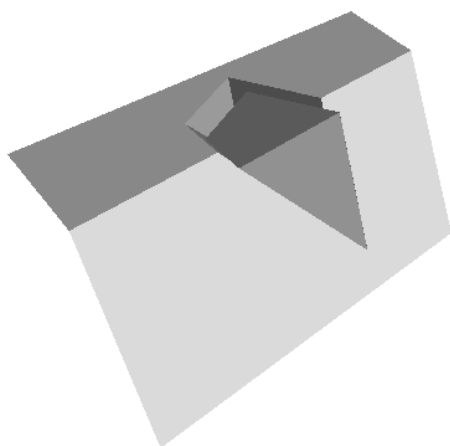
Slope Properties	
Slope Height (m)	33
Unit Weight (t/m ³)	2.6
<input type="checkbox"/> Bench Width (m)	48.6303
<input type="checkbox"/> Overhanging	

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

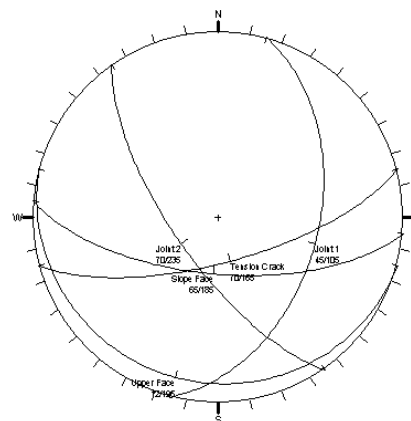
Distance in meters
Force in Tonnes (1000 kg)

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

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



Representación en perspectiva



Representación estereográfica

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

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

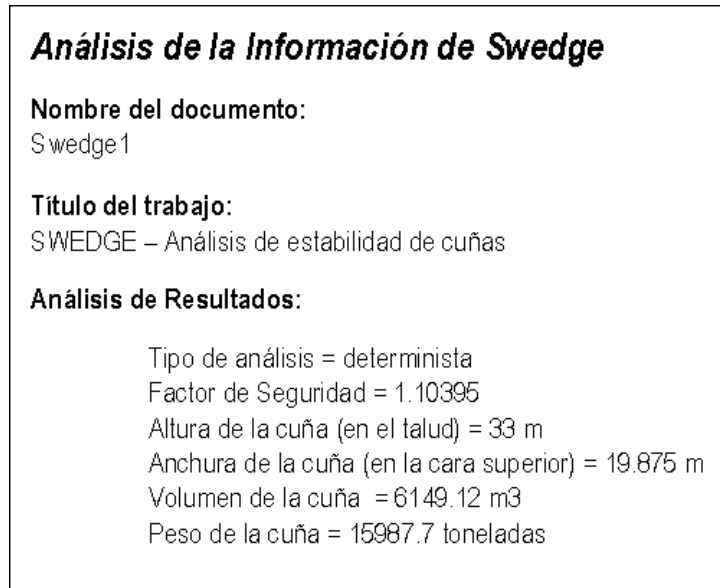


Figura 9.48. Resultados analíticos de la cuña analizada con el programa SWEDGE (ROCSCIENCE, 2002).

REFERENCIAS

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

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

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

10.1. Introducción a la rotura por vuelco

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

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

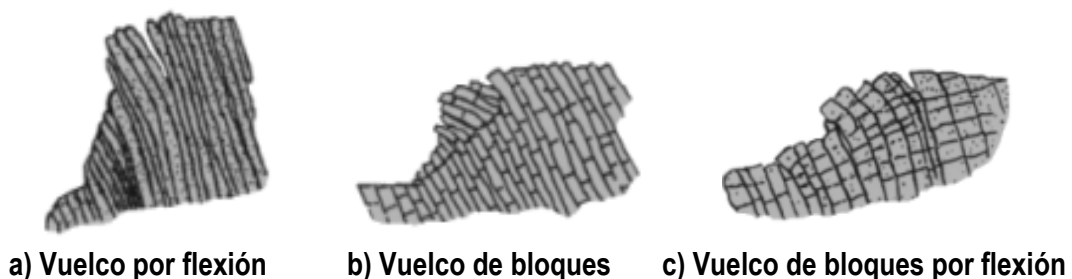


Figura 10.1. Tipos de rotura por vuelco, Goodman y Bray (1977)

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

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

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

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

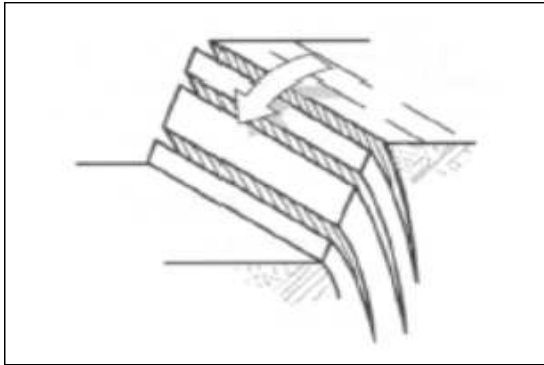


Figura 10.2.: Mecanismo de vuelco por flexión.



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



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

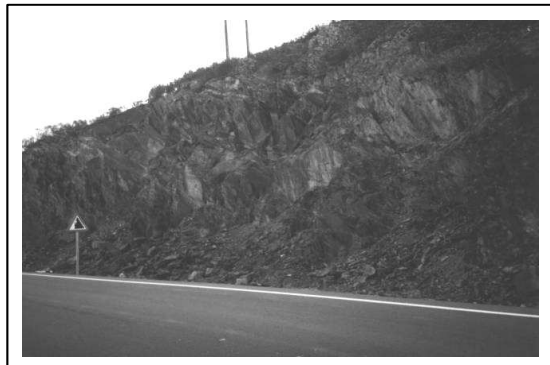


Figura 10.5.: Caída por vuelco de bloques en Las Batuecas (Salamanca).

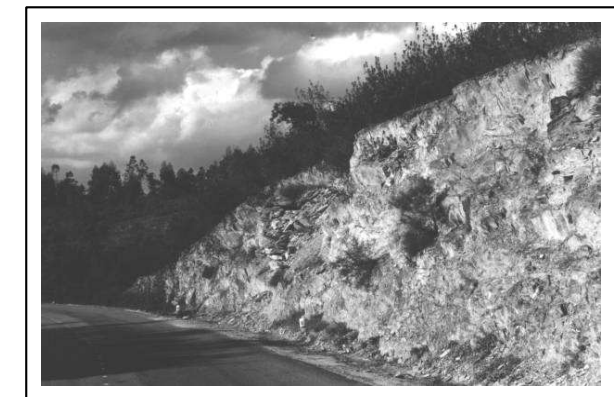
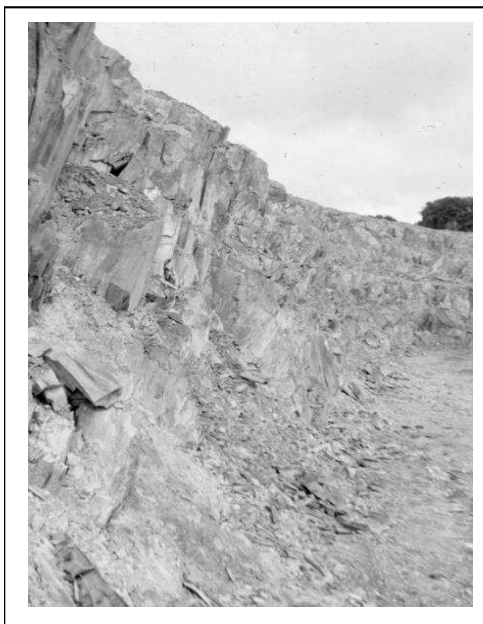


Figura 10.6.: Pequeñas caídas evolutivas por vuelco por flexión en esquistos. Cerca de Castelo Branco (Portugal).



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

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

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

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

10.2. Análisis del vuelco de un bloque aislado

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

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

; deslizará sí:

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

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

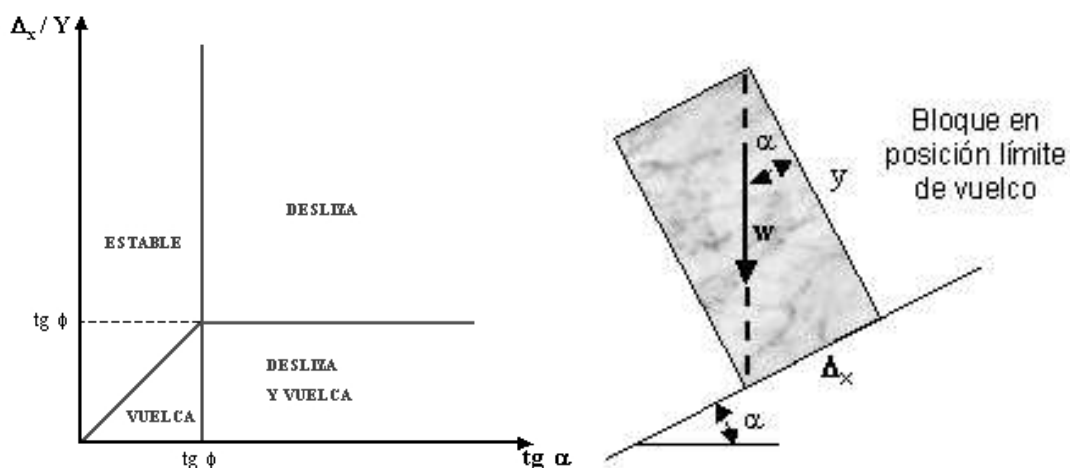


Figura 10.8. Condiciones de vuelco de un bloque aislado

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

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

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

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

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

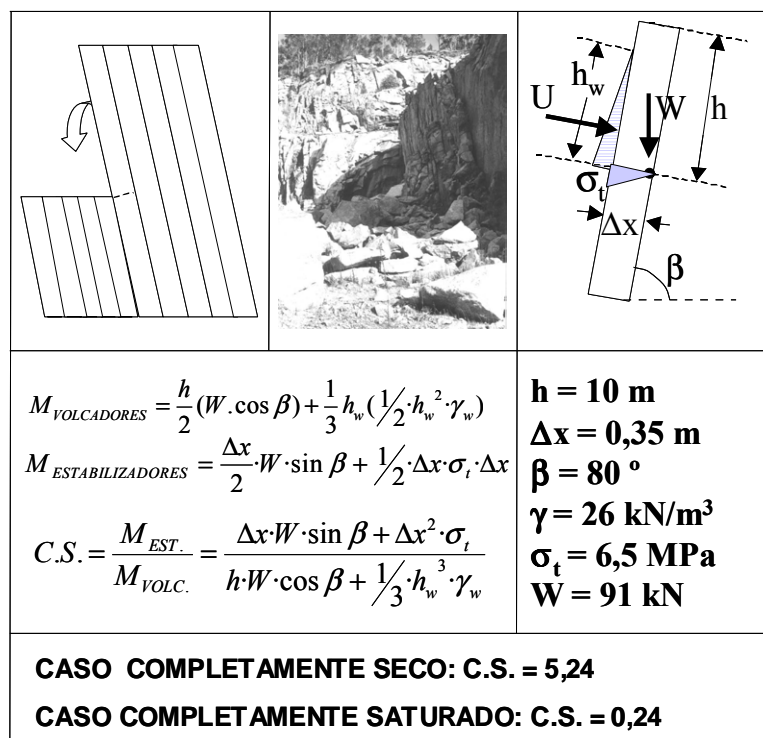


Figura 10.9. Modelo de vuelco de un bloque aislado y no separado del macizo que rompe por tracción, fotografía de un caso real en una cantera, nomenclatura, planteamiento de ecuaciones y ejemplo de resolución del caso.

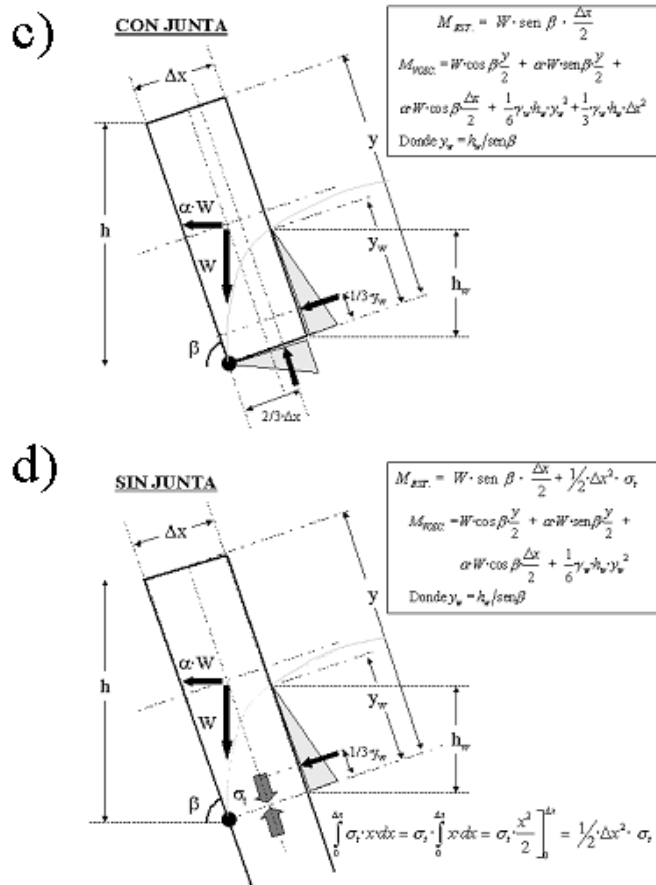
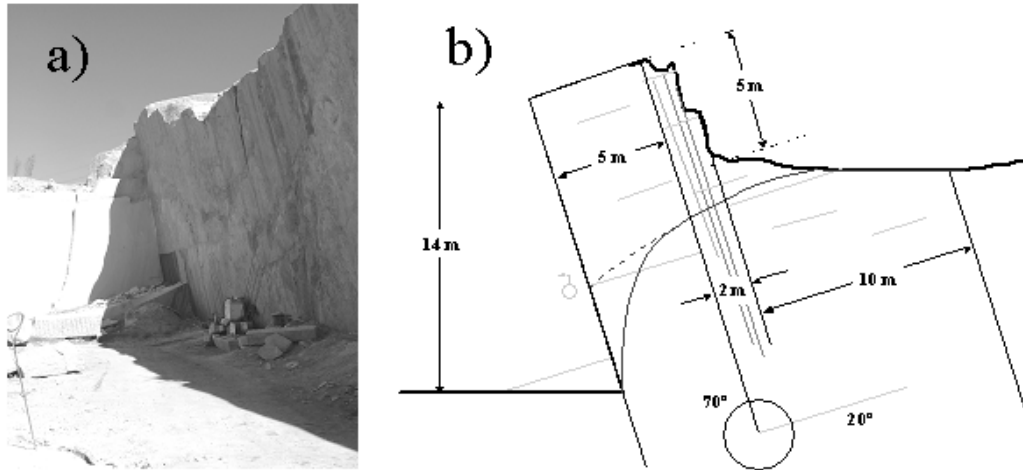


Figura 10.10. Modelo de vuelco de un bloque aislado para el caso de una cantera. a) Fotografía del talud a analizar, b) esquema del mismo, c) modelo de cálculo para el caso de existencia de una junta en la base y d) modelo de cálculo en el caso de que no exista dicha junta.

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

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

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

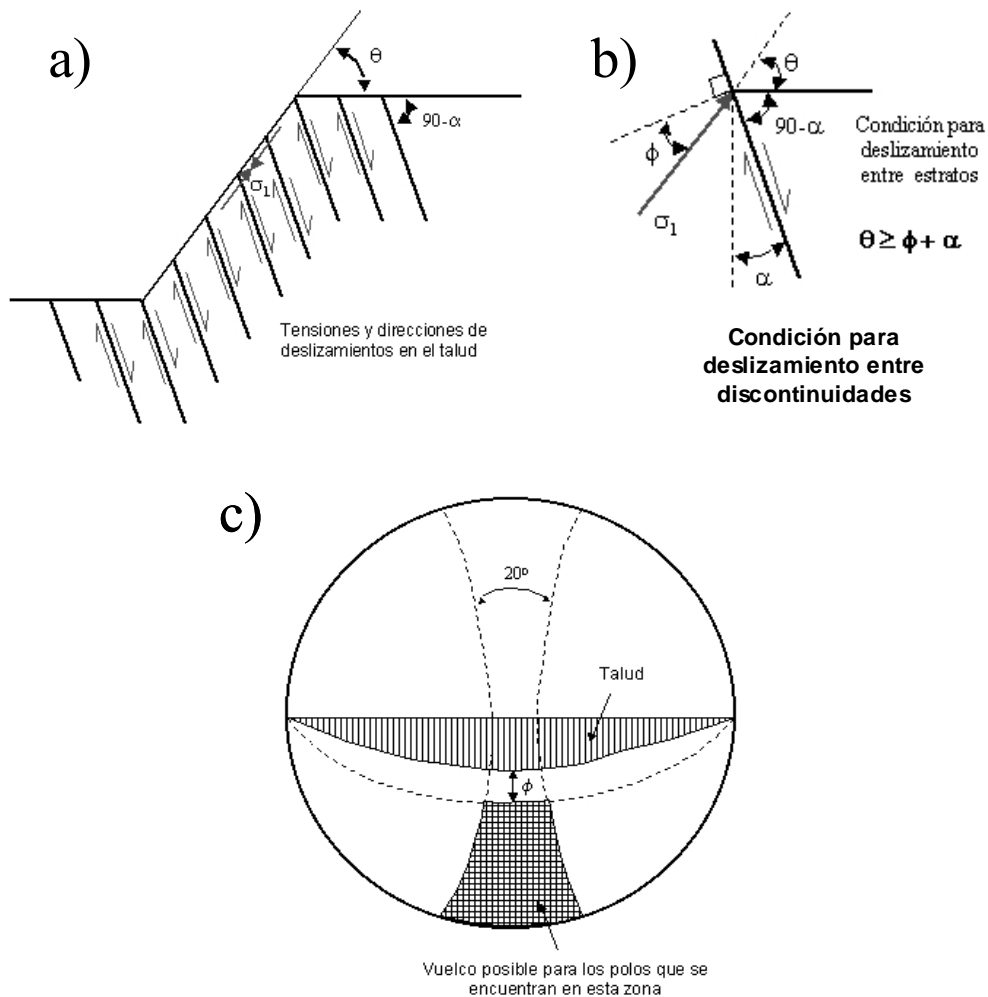


Figura 10.11. a) esquema geométrico del talud y direcciones de las tensiones y los deslizamientos en el talud, b) Condición de deslizamiento de discontinuidades y c) expresión de dicha condición en proyección estereográfica.



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

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

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

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

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

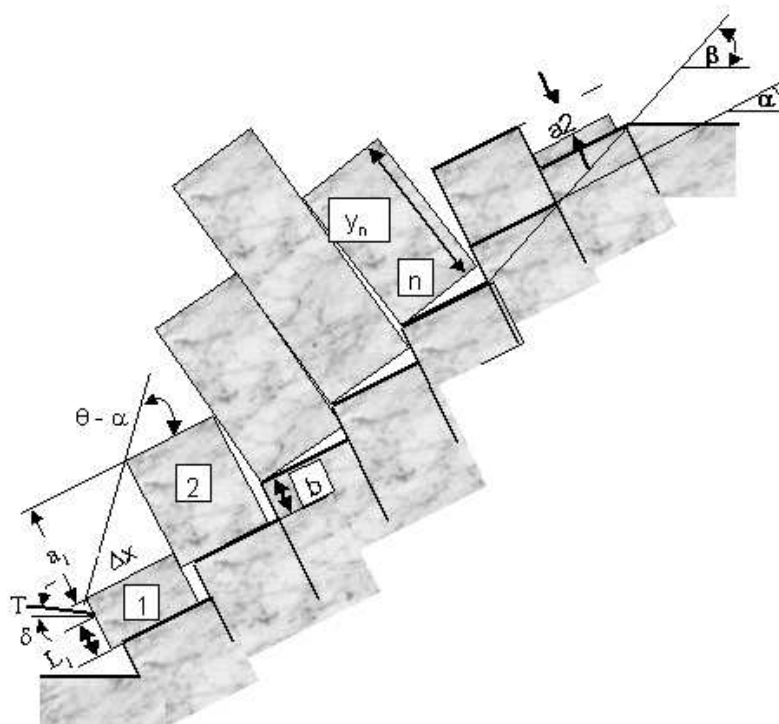


Figura 10.13. Geometría del modelo de Goodman

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

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

y por encima de la coronación:

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

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

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

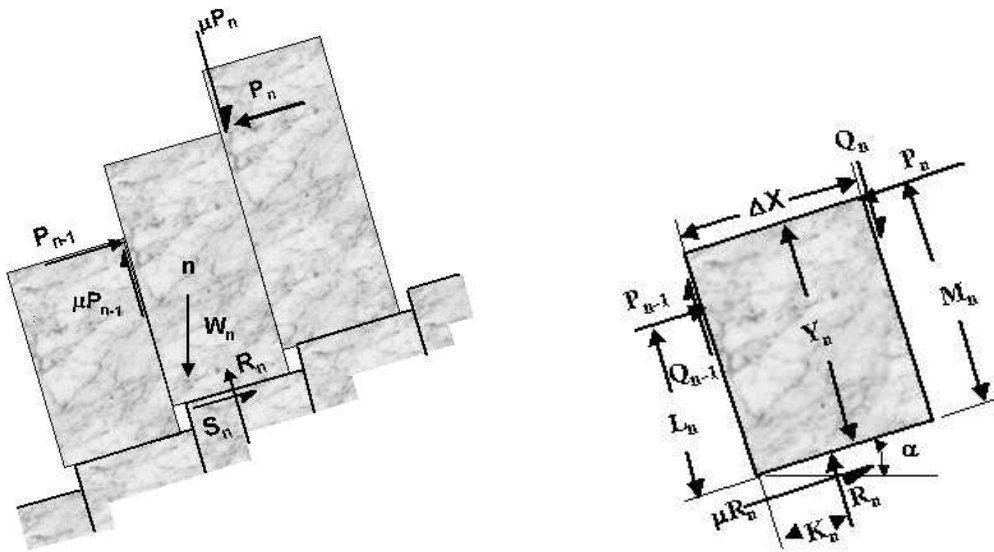


Figura 10.14. Conjunto de bloques en modo deslizamiento

Para bloques situados por debajo de la coronación del talud:

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

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

En coronación:

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

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

Sobre la coronación:

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

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

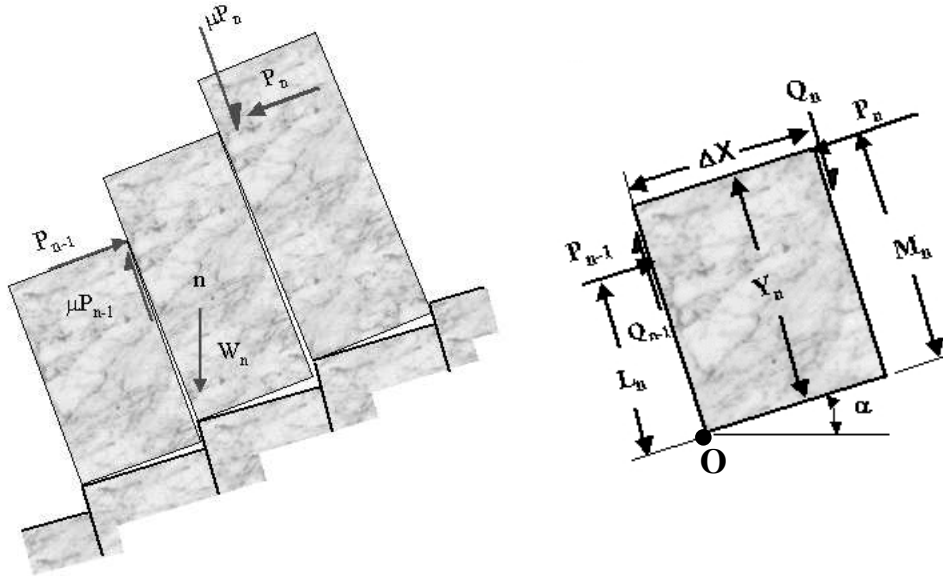


Figura 10.15. Conjunto de bloques en modo vuelco.

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

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

donde, según la Figura 10.13:

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

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

resultando el siguiente valor:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

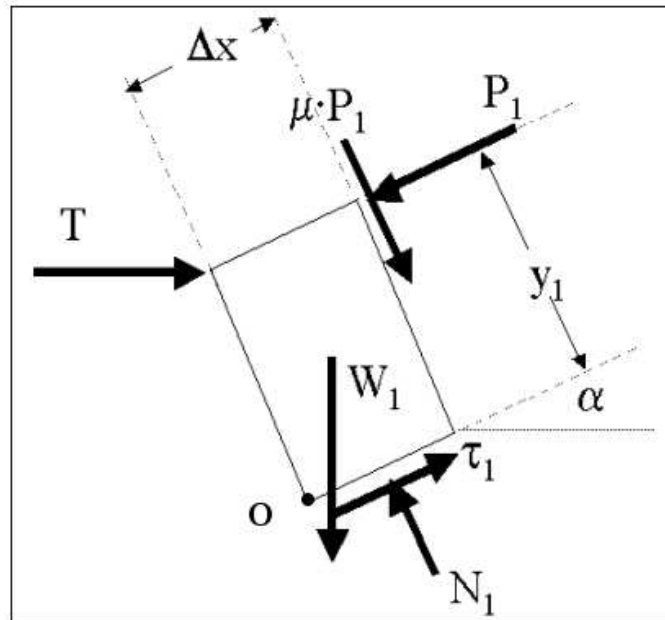


Figura 10.16. Modelo geométrico y de fuerzas para el análisis del último bloque.

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

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

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

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

10.4. El método diferencial de análisis de vuelco

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

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

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

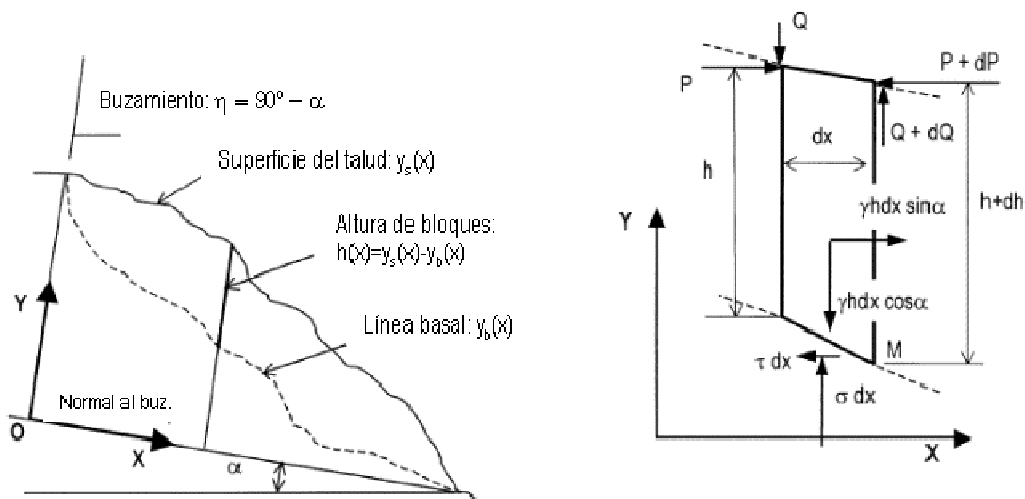


Figura 10.17. Geometría y fuerzas en un bloque diferencial, como hipótesis básicas del modelo diferencial. Según Sagaseta et al. 2001. Cortesía Elsevier.

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

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

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

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

Y para deslizamiento:

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

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

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

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

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

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

$$\sigma \geq 0$$

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

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

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

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

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

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

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

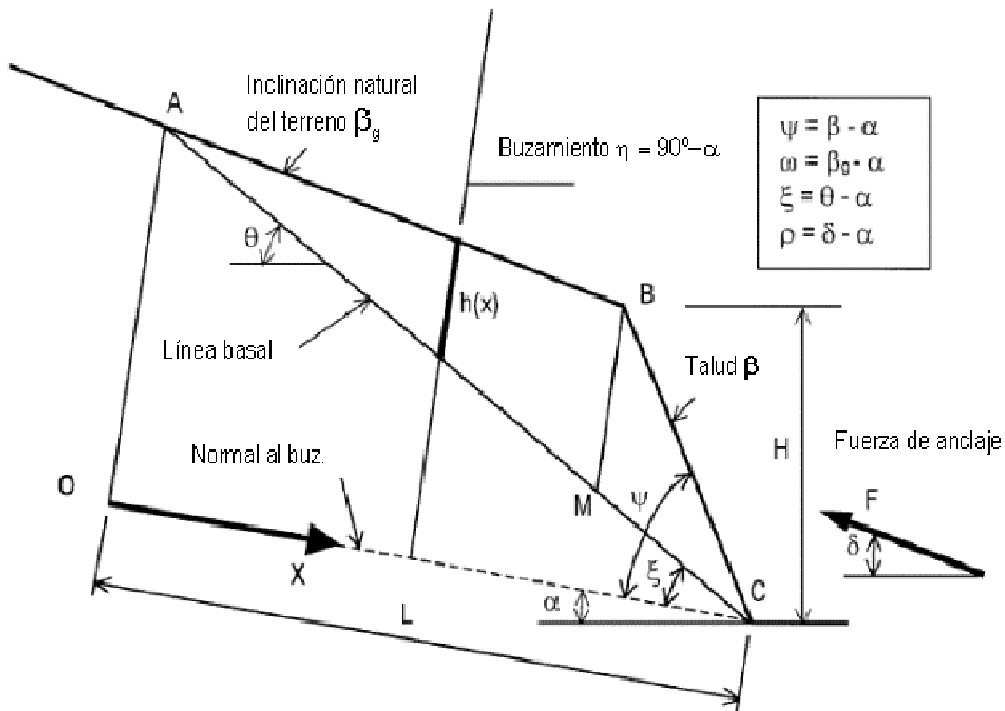


Figura 10.18. Definición del modelo básico de talud para su integración. Según Sagaseta et al., 2001. Cortesía Elsevier.

ETAPA 1: Selección del mecanismo de rotura

Si no se cumple que :

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

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

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

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

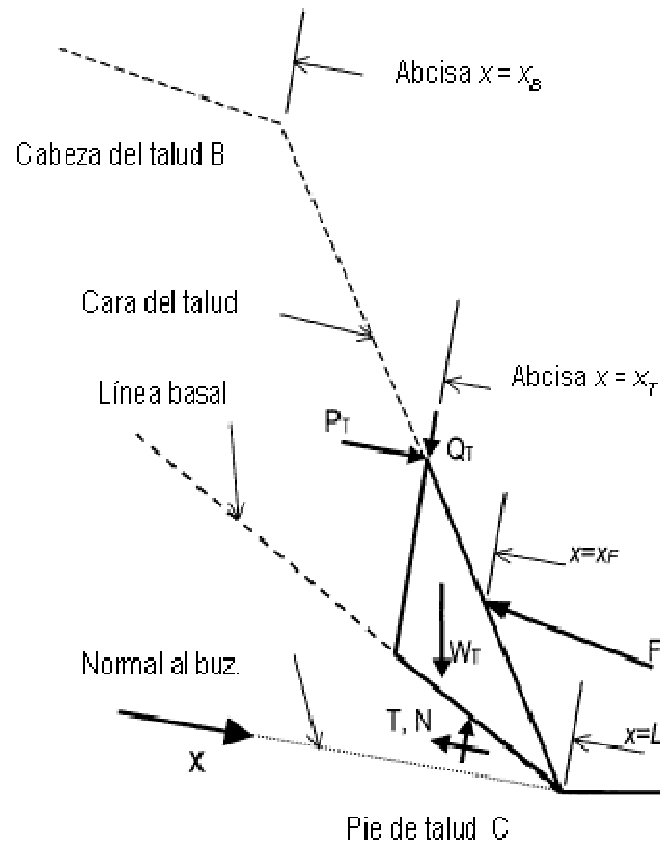


Figura 10.19. Definición geométrica de la denominada cuña inferior. Según Sagaseta et al., 2001. Cortesía Elsevier

ETAPA 2: Definición de la denominada cuña inferior

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

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

para el caso DG y la transición DCI-TCI

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

para el caso DCI

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

para TCI

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

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

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

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

para el caso DG

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

para DCI y TCI

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

para a transición DCI-TCI

Y finalmente se calcula el peso de la cuña como:

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

para todos los casos

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

La fuerza de anclaje necesaria se calculará como:

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

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

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

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

para TCI con salida por vuelco

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

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

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

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

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

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

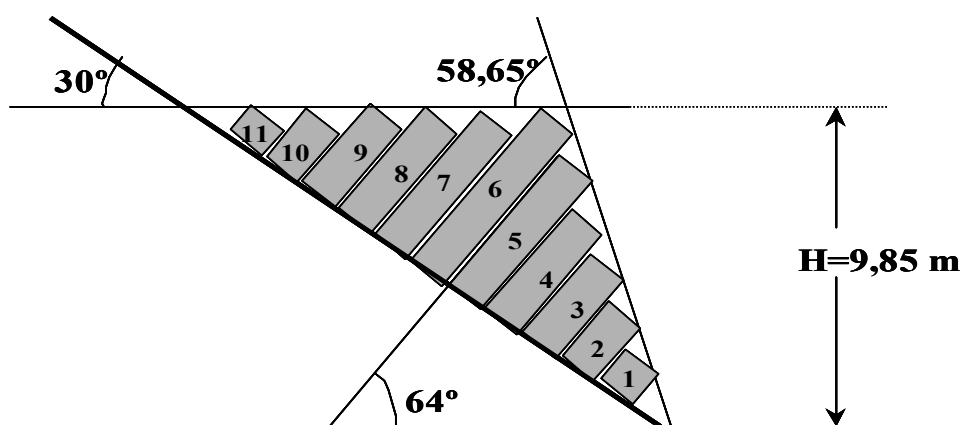


Figura 10.20. Corte geológico esquemático y aproximado del modelo cuyo vuelco se analiza.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

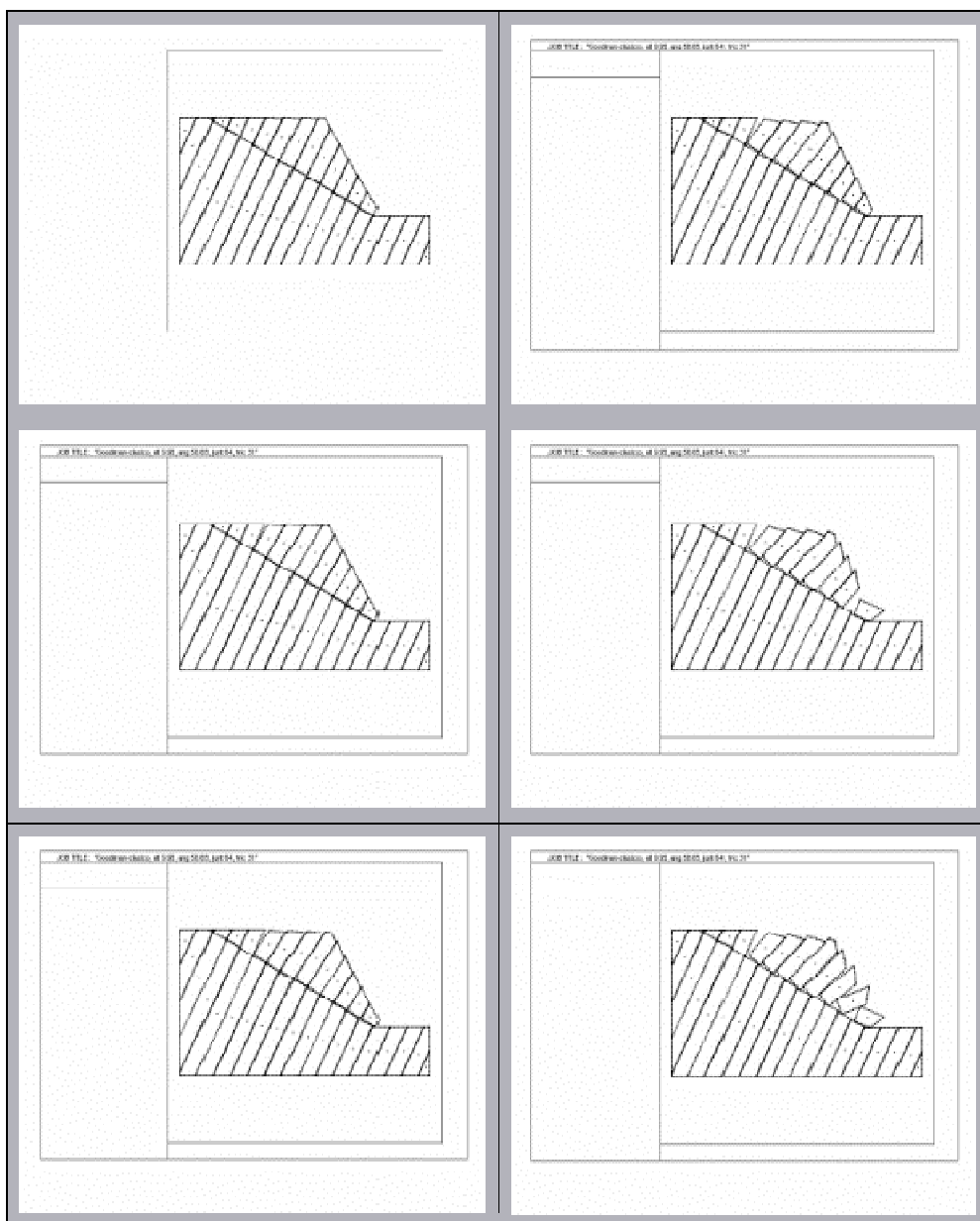


Figura 10.21. Resultados del análisis del vuelco con UDEC.

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

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

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

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

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

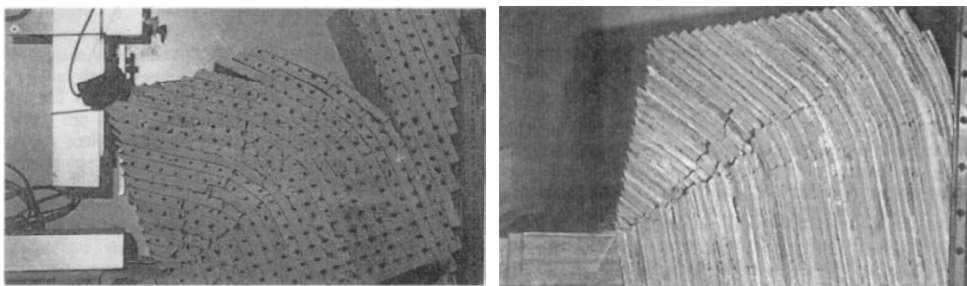
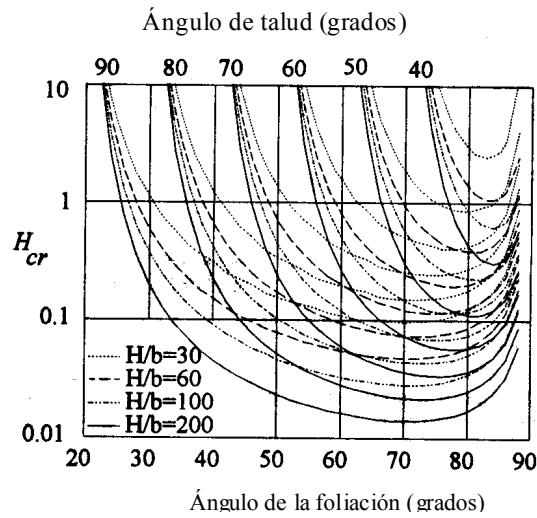
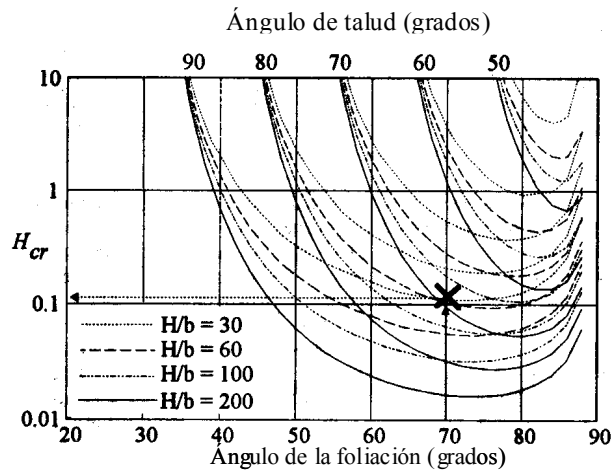


Figura 10.22: Modelos físicos de rotura de taludes por vuelco por flexión utilizados por Adhikary et al. (1999) para la puesta a punto de su metodología. Cortesía de Balkema.

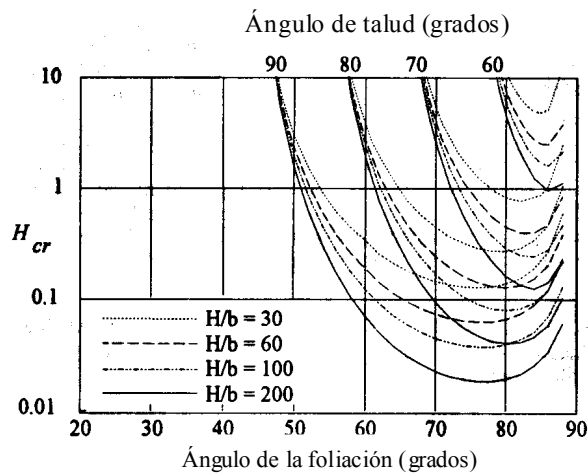
A partir de estos estudios propusieron la utilización de los ábacos de la Figura 10.23 para la obtención preliminar del CS de un talud para unas determinadas condiciones de geométrico-geotécnicas. En dicha Figura 10.23 se presnetan tres ábacos, uno para cada valor del ángulo de fricción entre los planos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



Ábaco para fricción de juntas de 10 grados



Ábaco para fricción de juntas de 25 grados



Ábaco para fricción de juntas de 40 grados

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

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

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

Donde:

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

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

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

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

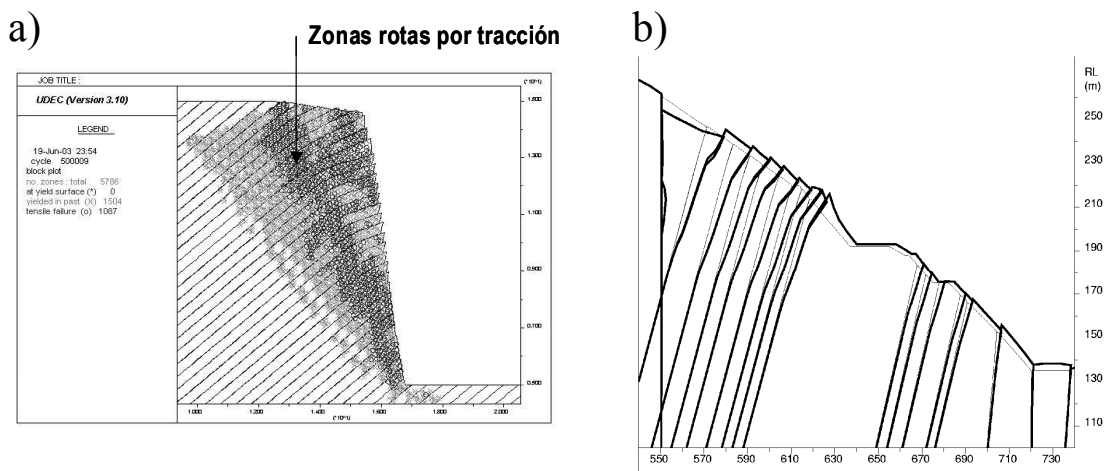


Figura 10.24 : Análisis de vuelco por flexión con UDEC. a) Resultados de zonas rotas por tracción, marcadas en gris más oscuro, en un modelo de UDEC para la simulación de vuelco por flexión en un talud. b) Modelo con UDEC en el que se observa una cuña deslizante y un mecanismo de vuelco por flexión en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

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

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

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

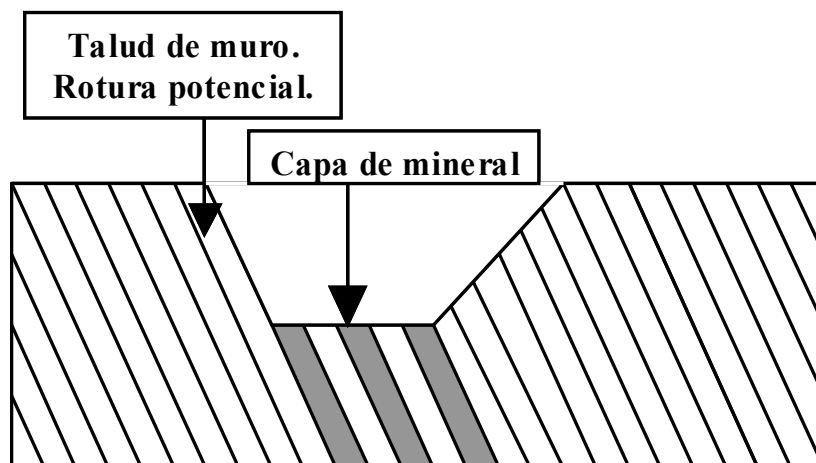


Figura 10.25: Disposición típica de las roturas de muro.

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

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

10.8. Tipos de roturas de taludes de muro

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

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

10.8.1. Mecanismos de rotura con control total por discontinuidades

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

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

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

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

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

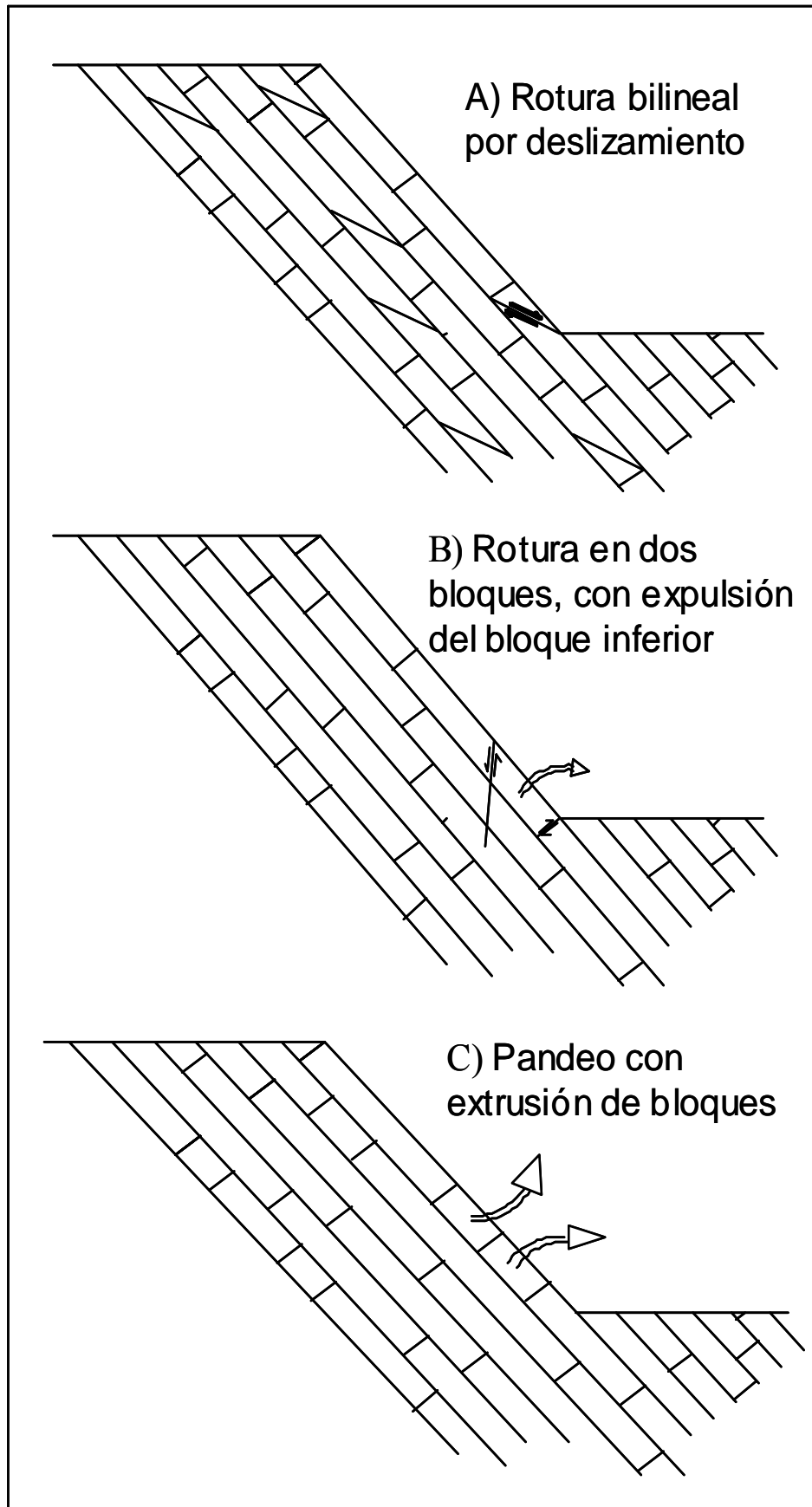


Figura 10.26.: Tipos de roturas de muro con control total de discontinuidades.

10.8.2. Mecanismos de rotura con control parcial por discontinuidades

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

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

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

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

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

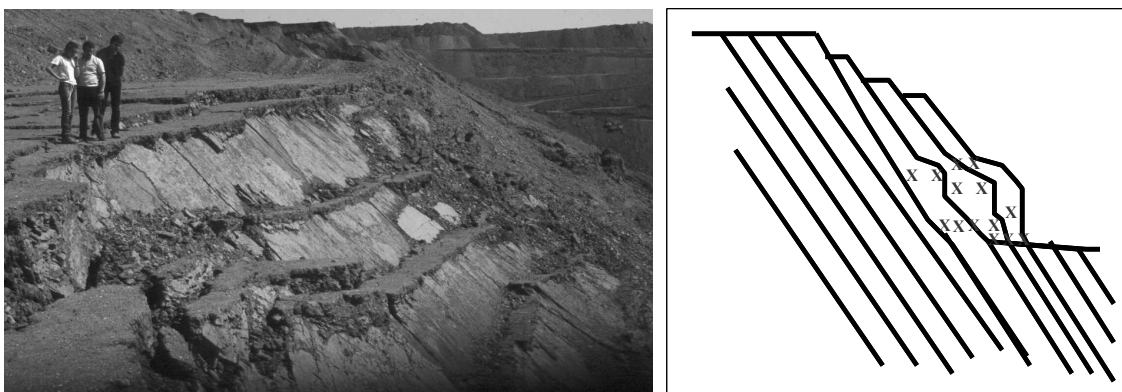


Figura 10.27.: Ejemplo de varias roturas bilineales por deslizamiento a través del plano basal con supuesta rotura por compresión y cortante en las zonas de base de los estratos, tal y como se observó hace algunas décadas en una explotación a cielo abierto de carbón de la cuenca Peñarroya-Pueblonuevo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

Fotografía: autores.

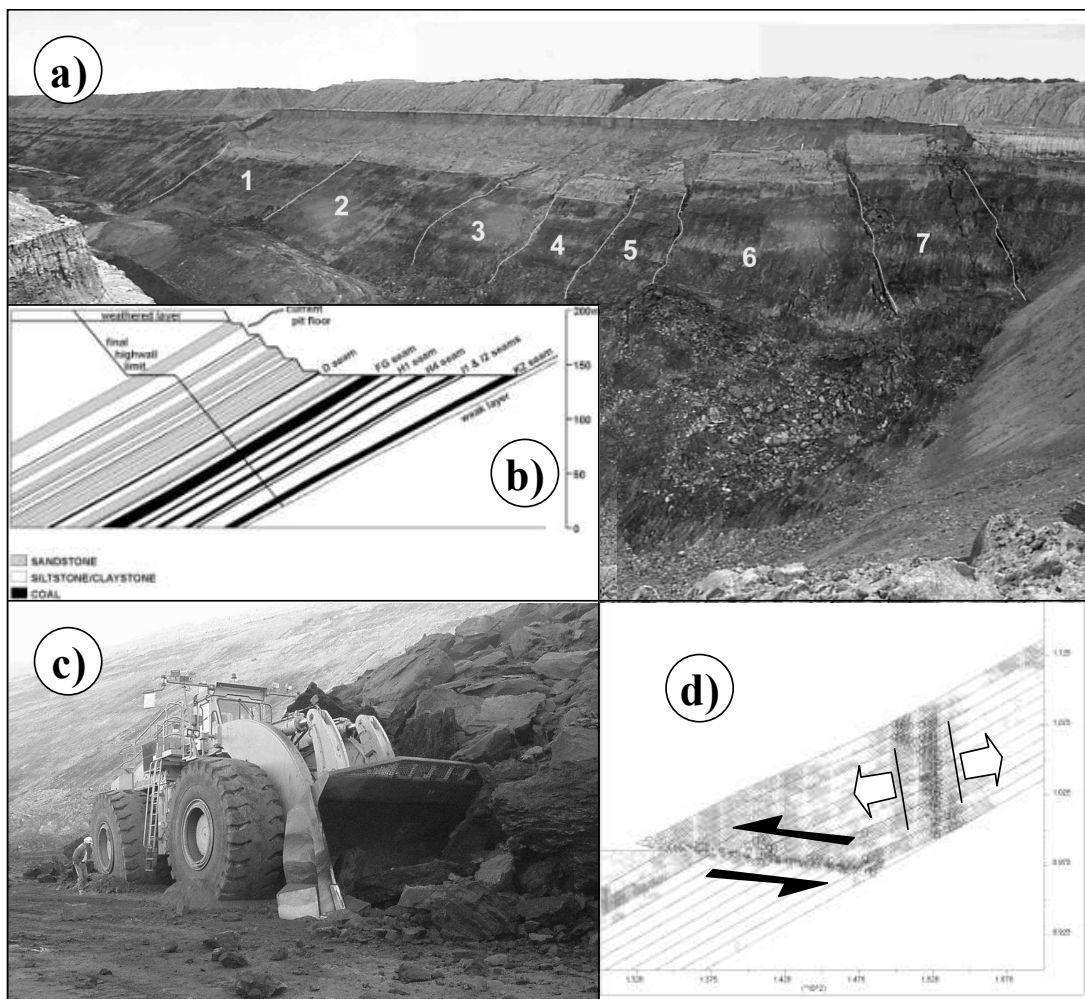


Figura 10.28: Ejemplo de una rotura bilineal tipo b.2). según Coulthard et al., (2004), donde se observa a) Un vista general de la zona hundida, b) la sección geológica y diseño de corta, c) el estado en que quedo una pala afectada por la zona caída y d) la interpretación del mecanismo de rotura mediante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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

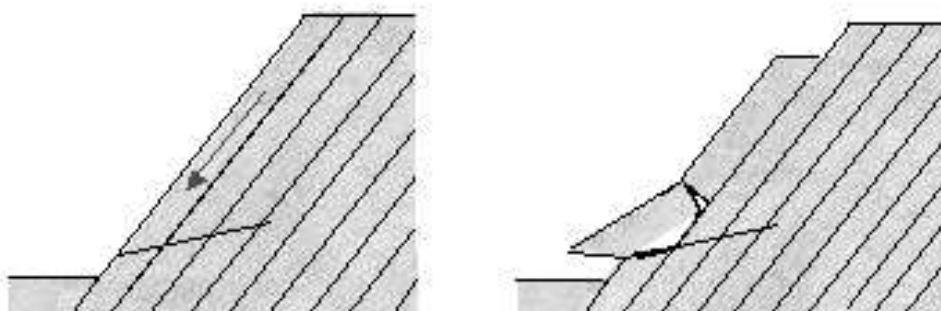


Figura 10.29. Rotura según discontinuidades transversales

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

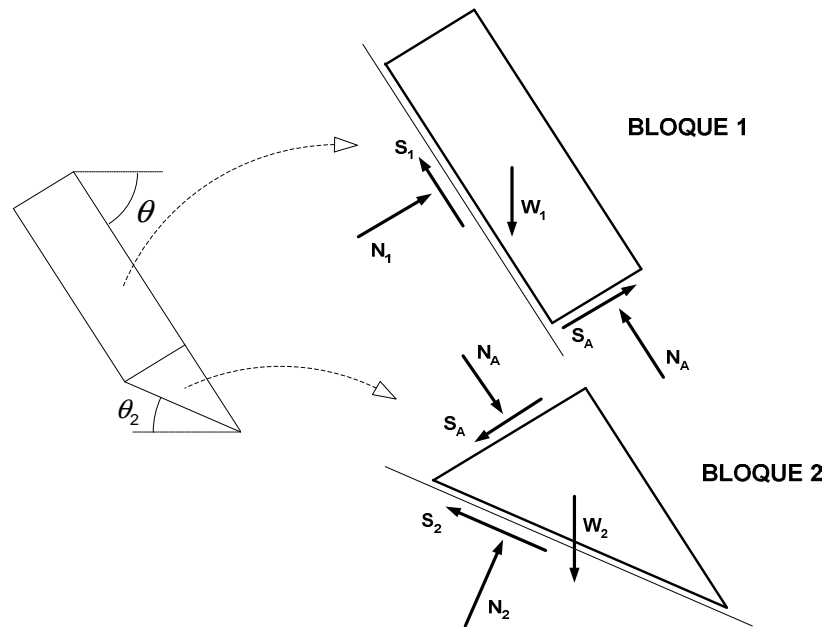


Figura 10.30. Geometría y división en bloques del deslizamiento bilineal para su análisis.

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

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

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

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

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

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

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

De donde:

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

Y como planteamiento del segundo bloque se tiene:

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

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

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

De donde se obtiene como solución:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

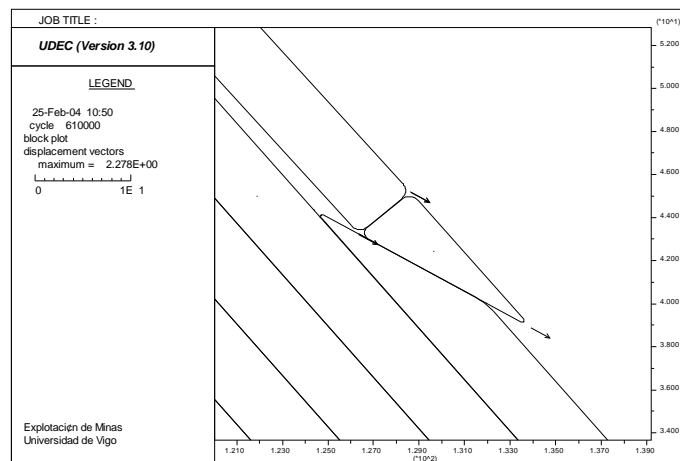


Figura 10.31. Detalle de un modelo de rotura bilineal con el código UDEC.

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

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

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

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

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

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

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

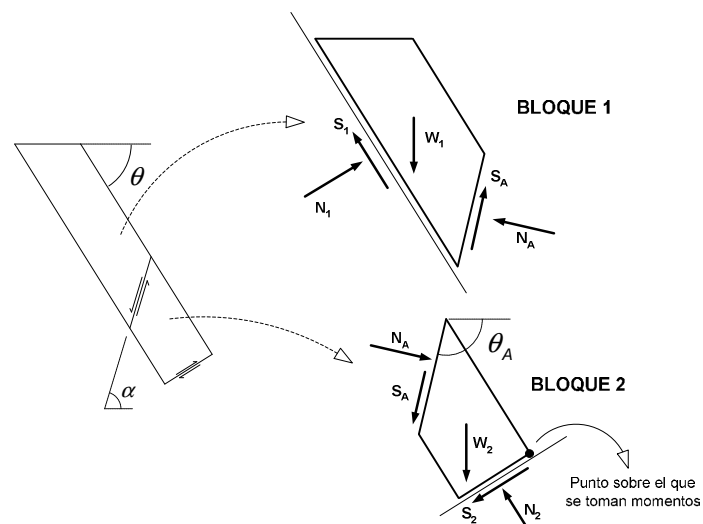


Figura 10.32. Geometría y fuerzas de la rotura en dos bloques con expulsión del inferior.

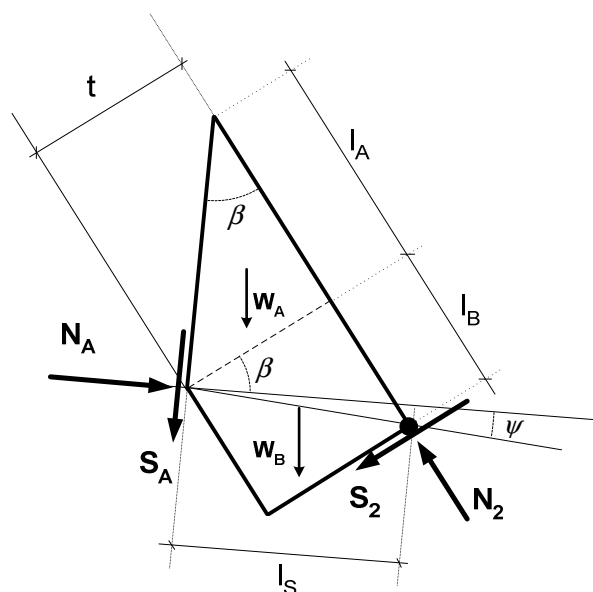


Figura 10.33. Detalle de la geometría del bloque inferior para el cálculo de CS para la rotura en dos bloques con expulsión del inferior por vuelco.

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

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

donde:

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

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

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

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

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

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

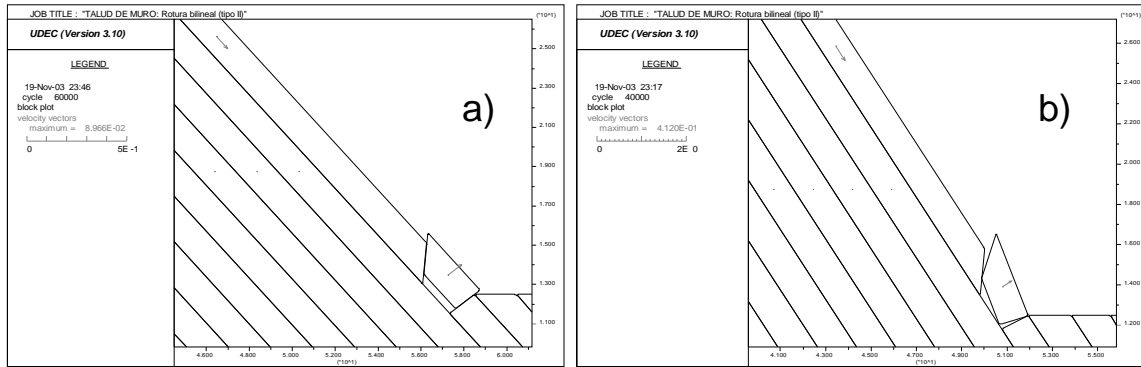


Figura 10.34. Detalle de dos ejemplos de modelos de rotura de muro con expulsión del bloque inferior por deslizamiento (a) y por vuelco (b) con el código UDEC.

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

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

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

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

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

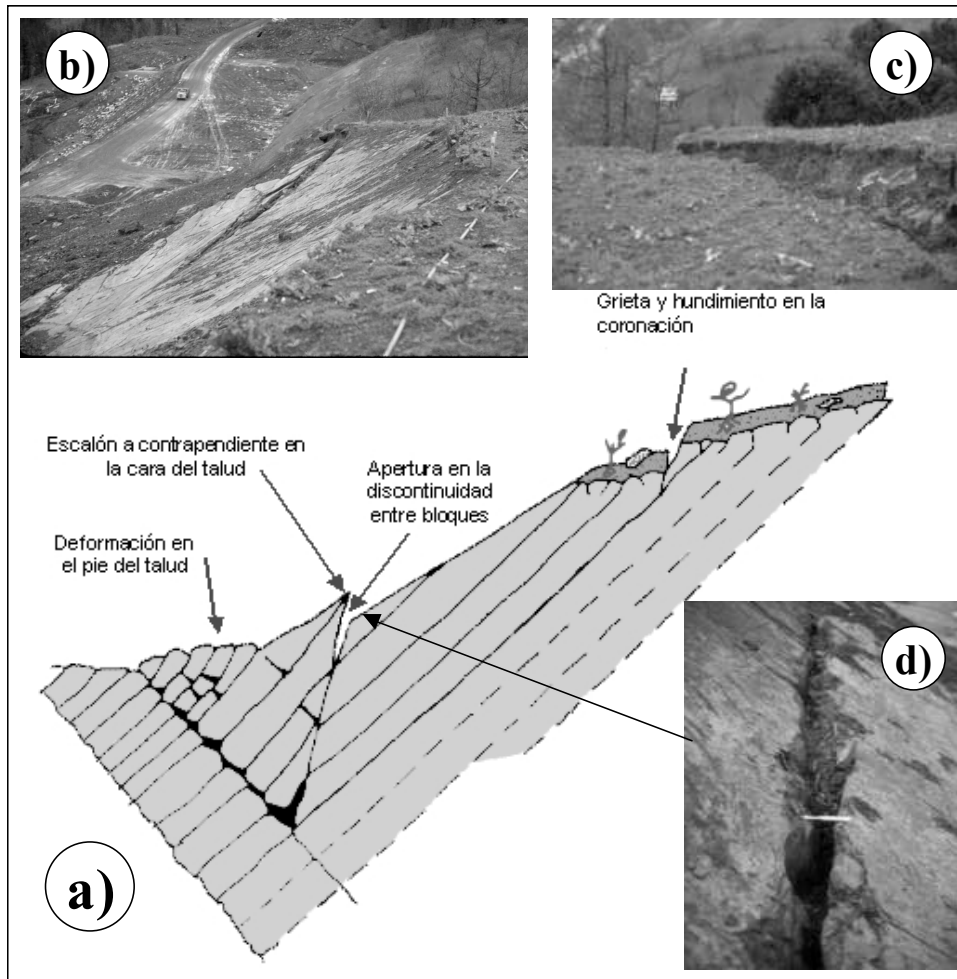


Figura 10.35. a) Sección en campo de una rotura en dos bloques (Según Manera Bassa y Oyanguren, 1986). b) Fotografía del talud general, c) de la grieta de coronación y su escalón y d) de la apertura de la discontinuidad entre bloques. Fotografías: autores.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

El coeficiente de seguridad de esta rotura viene dado por:

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

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

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

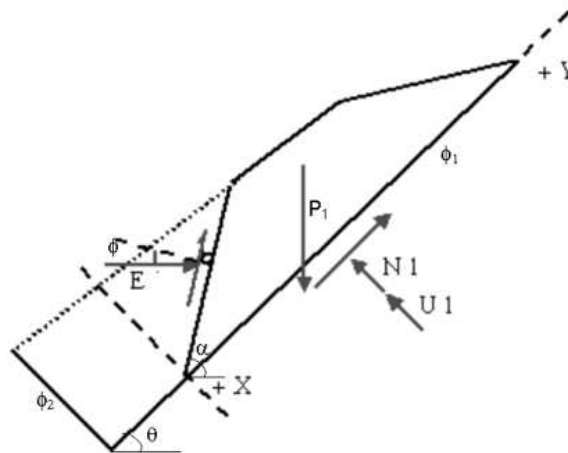


Figura 10.36. Geometría de la rotura en dos bloques

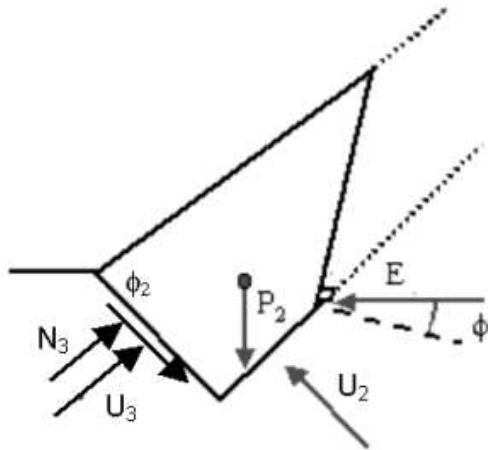


Figura 10.37. Expulsión del bloque inferior en modo deslizamiento. Esquema de fuerzas.

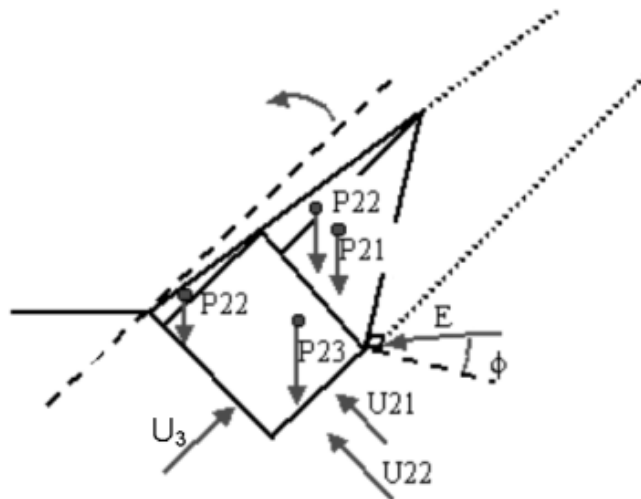


Figura 10.38. Vuelco del bloque inferior. Esquema de fuerzas.

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

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

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

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

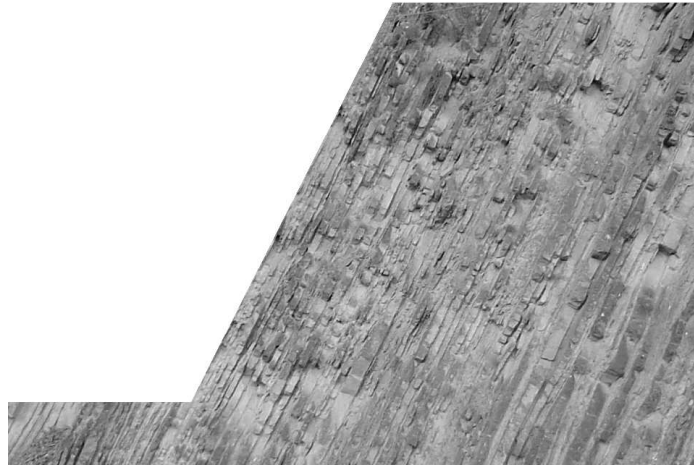


Figura 10.39. Macizo rocoso calizo y con estratos muy finos, proclive a las roturas de muro por expulsión de bloques. Villanúa (Huesca). Fotografía: autores.

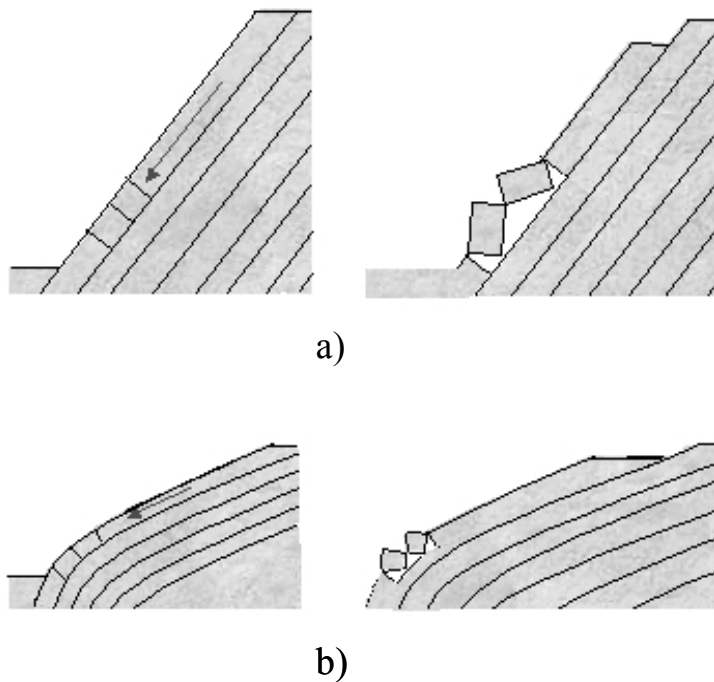


Figura 10.40. Rotura por extrusión de bloques.

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

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

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

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

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

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

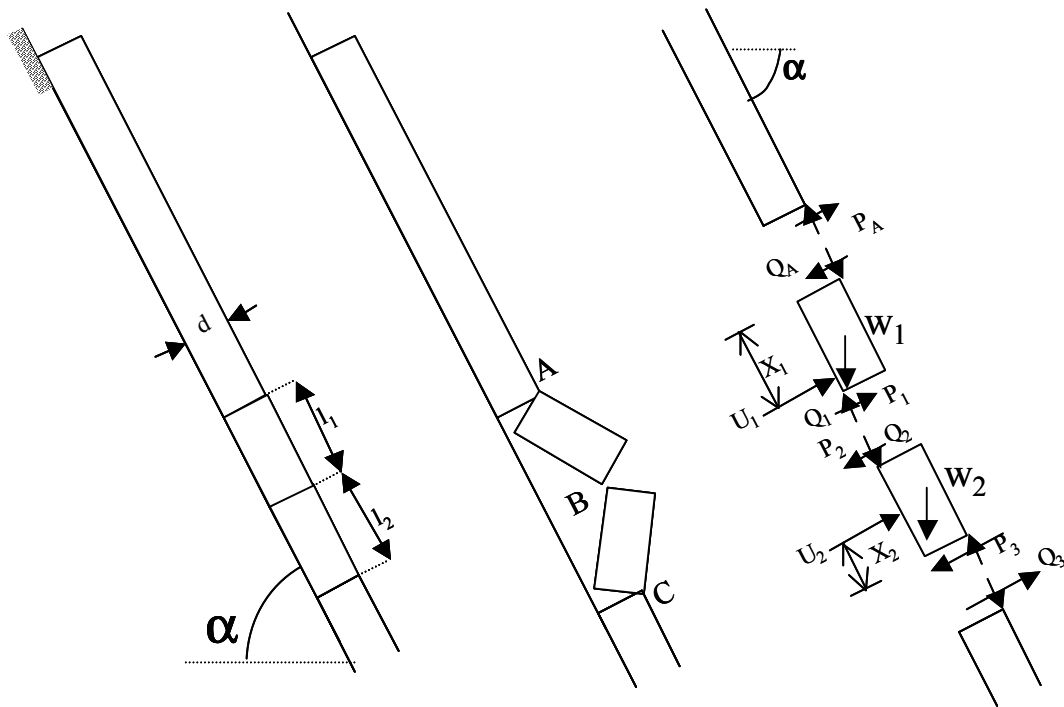


Figura 10.41. Geometría y fuerzas que actúan en la rotura por extrusión de bloques.

Mientras que para el bloque 2 se tendrá análogamente:

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

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

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

Además se tendrá que por simetría:

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

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

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

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

Donde, a su vez:

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

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

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

donde:

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

Y finalmente,

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

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

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

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

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

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

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

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

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

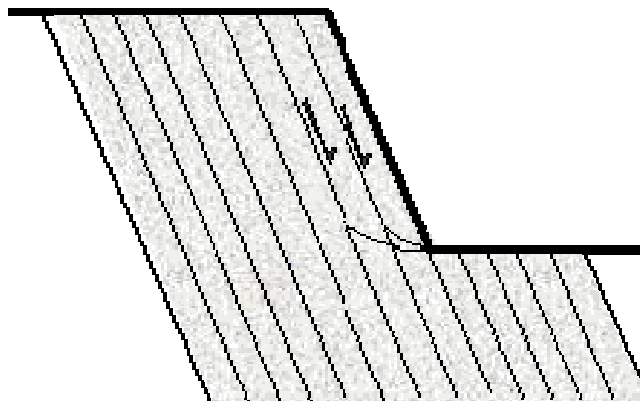


Figura 10.42. Rotura por el pie del talud y rotura cortante.

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

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

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

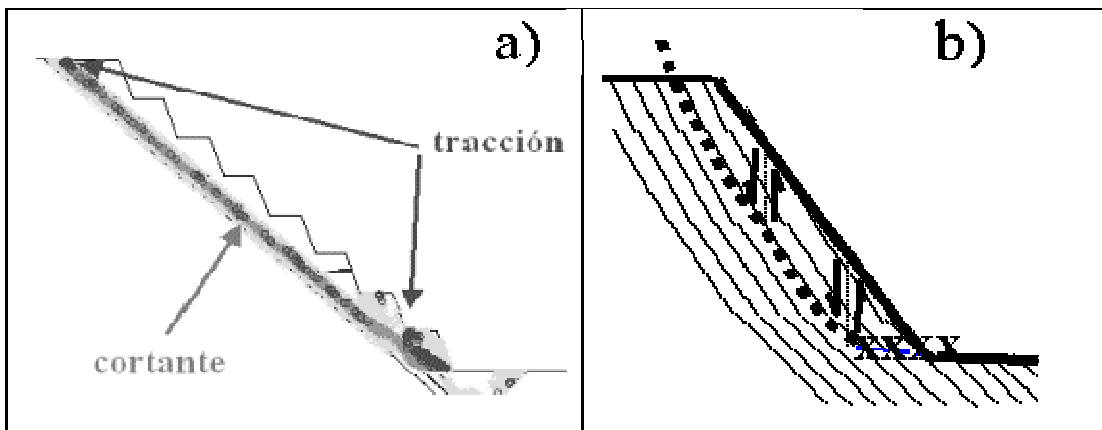


Figura 10.43. Mecanismos de rotura de Rotura por el pie del talud y rotura cortante.

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

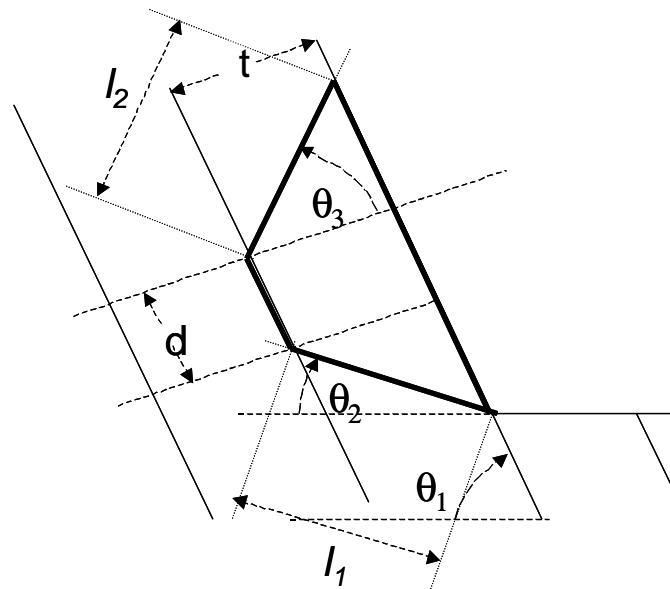


Figura 10.44. Modelo geométrico del bloque inferior y parámetros variables.

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

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

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

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

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

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

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

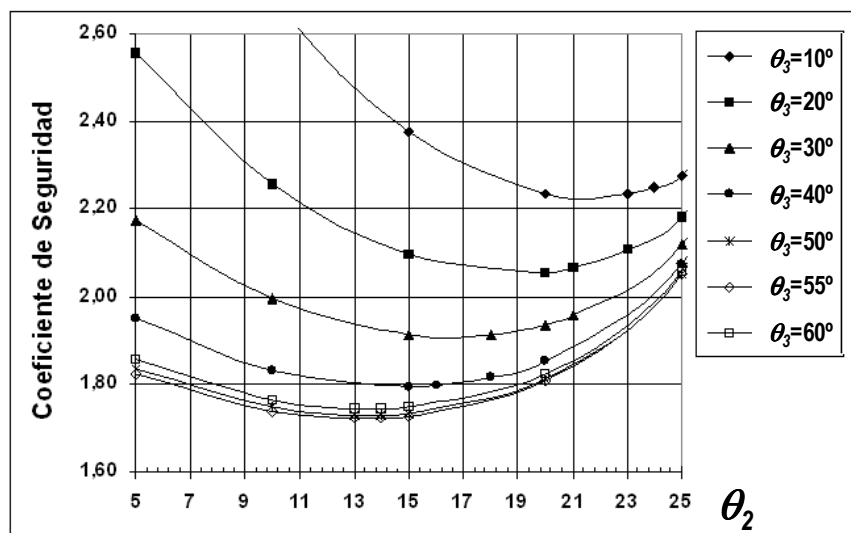


Figura 10.45. Gráfica de variación del coeficiente de seguridad en el caso analizado para distintos valores de θ_2 , θ_3 y $d=0$.

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

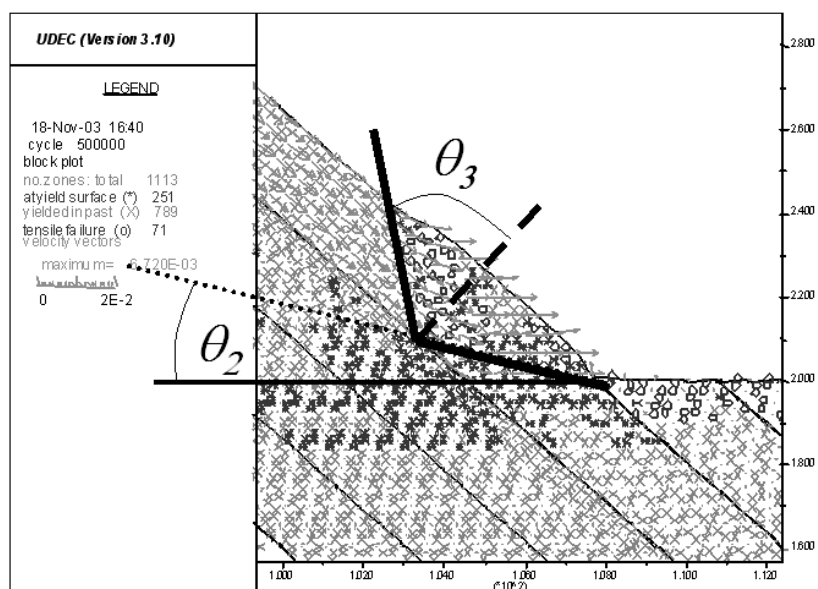


Figura 10.46. Comparación con UDEC de los parámetros de cálculo del talud del ejemplo. Véase la aproximación de los parámetros θ_2 , θ_3 y d , entre el modelo de minimización del CS por equilibrio límite y este tipo de métodos numéricos.

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

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

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

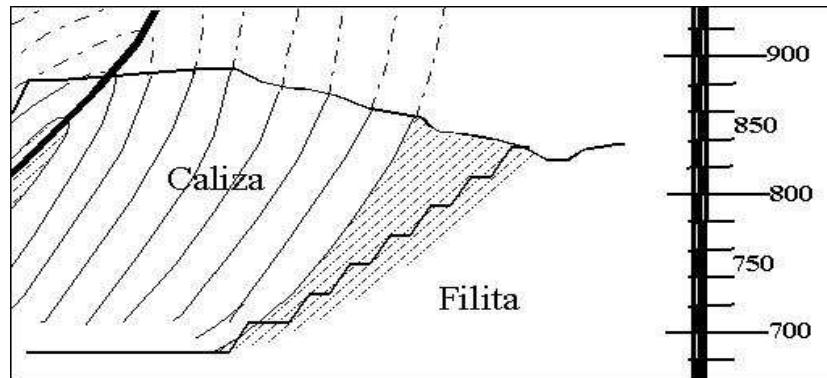


Figura 10.47. Sección geológica esquemático de la zona del talud.

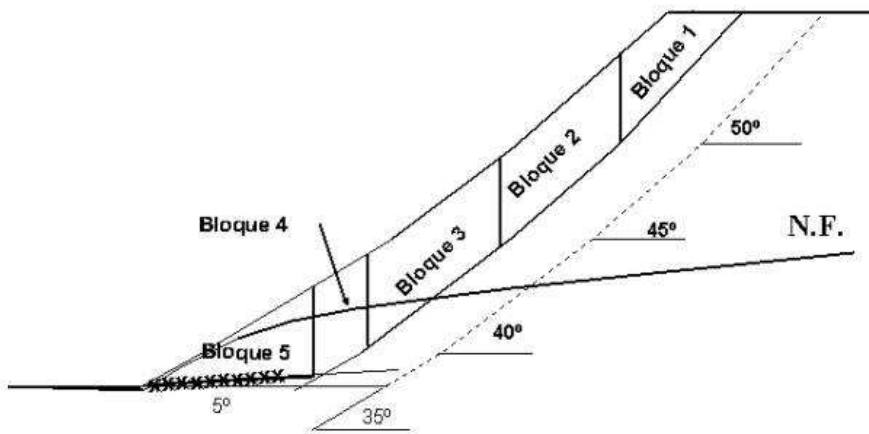


Figura 10.48: Esquema del talud y división en bloques para el MEL.

Tabla 10.2: Parámetros geomecánicos de las filitas rocosos.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

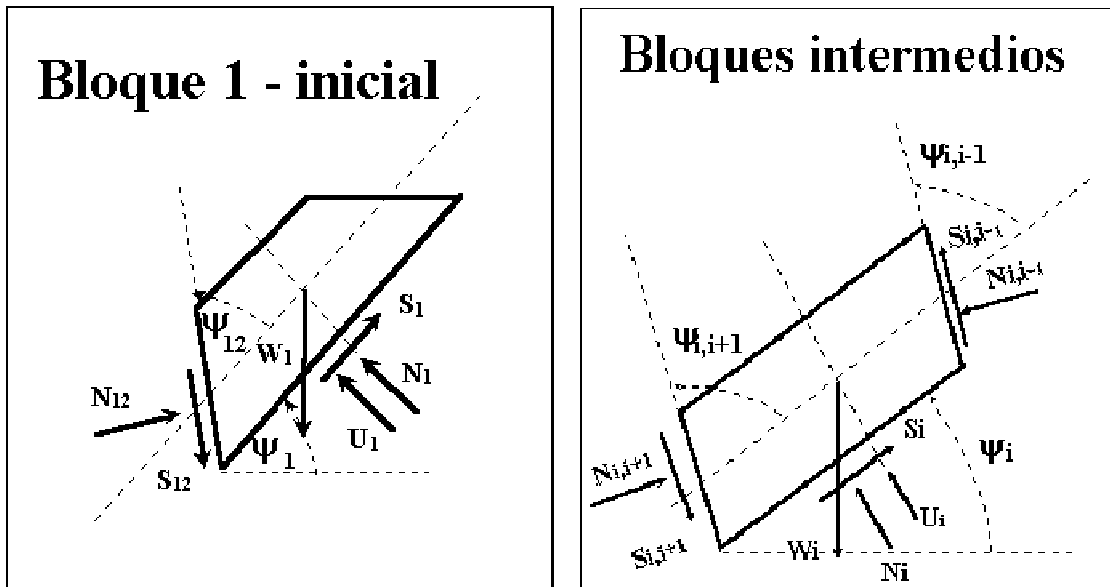


Figura 10.49. Geometría y fuerzas aplicadas al bloque inicial y a los intermedios.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

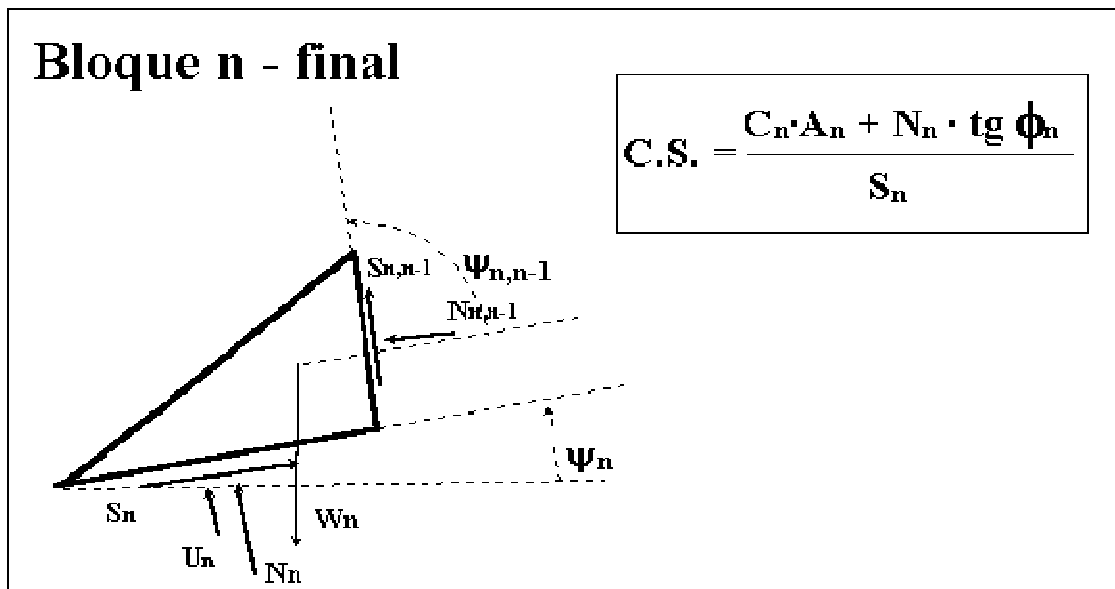


Figura 10.50. Geometría y fuerzas aplicadas al bloque final donde se calcula el CS.

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

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

10.9.7. Rotura por pandeo (b.3)

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



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

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

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

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

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

donde:

P_{CR} = presión crítica

b = anchura del banco

$k = 1$

E = módulo de elasticidad de Young

l_b = longitud pandeada del estrato

M = momento de inercia, que se calculará como:

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

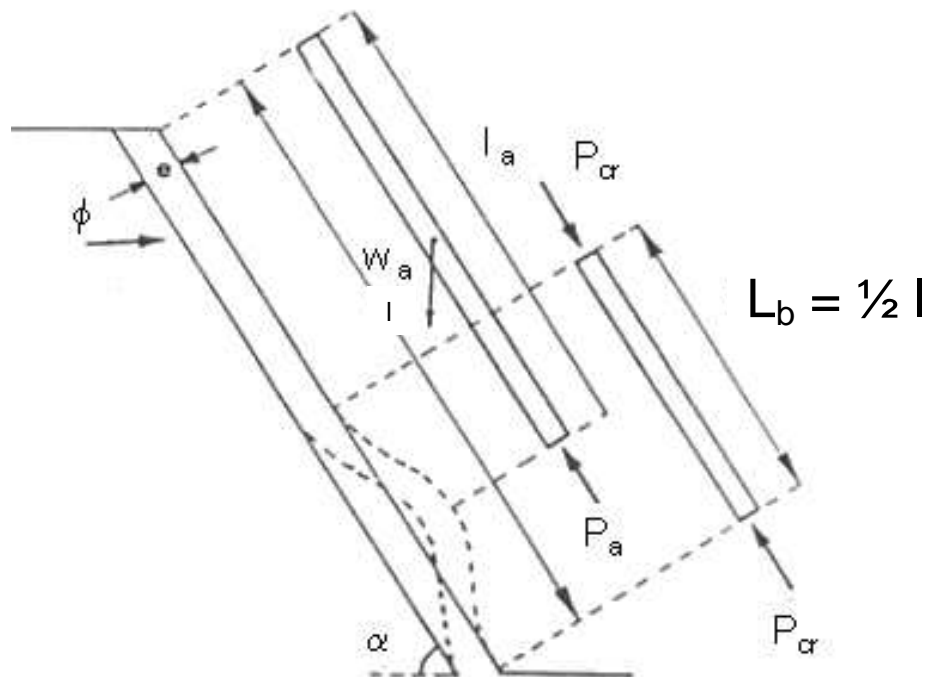


Figura 10.52. Esquema geométrico para el análisis de la rotura por pandeo.

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

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

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

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

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

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

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

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

REFERENCIAS

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

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

11. ROTURA CIRCULAR

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

D. Muir Wood, 1990

11.1. Introducción

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

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

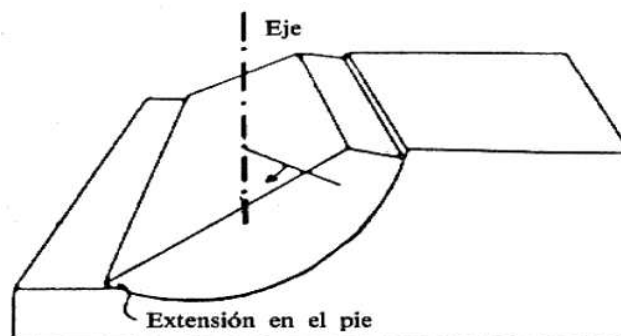


Figura 11.1. Rotura típica con forma cilíndrica.

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

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

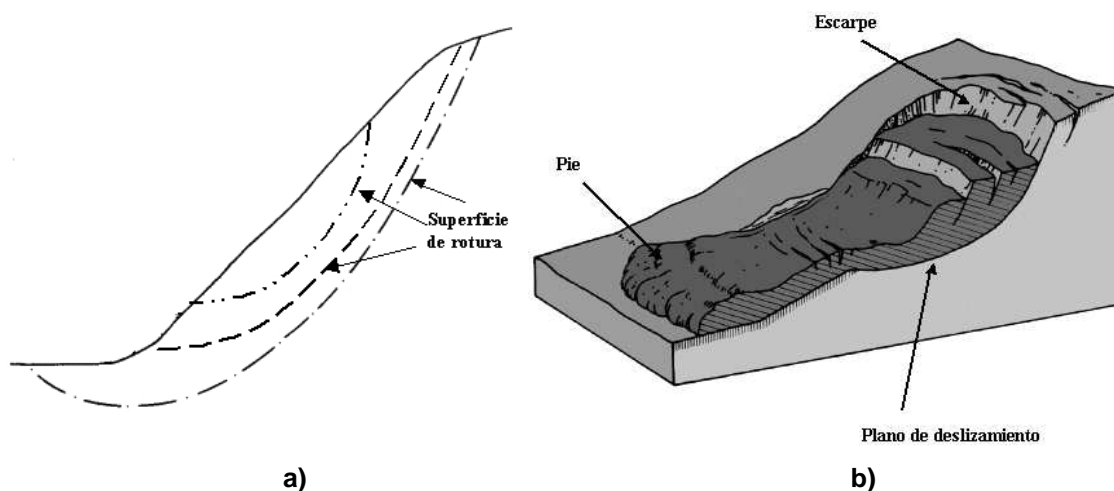


Figura 11.2. a) Diferentes superficies de rotura circular. b) Morfología del deslizamiento rotacional de un talud.

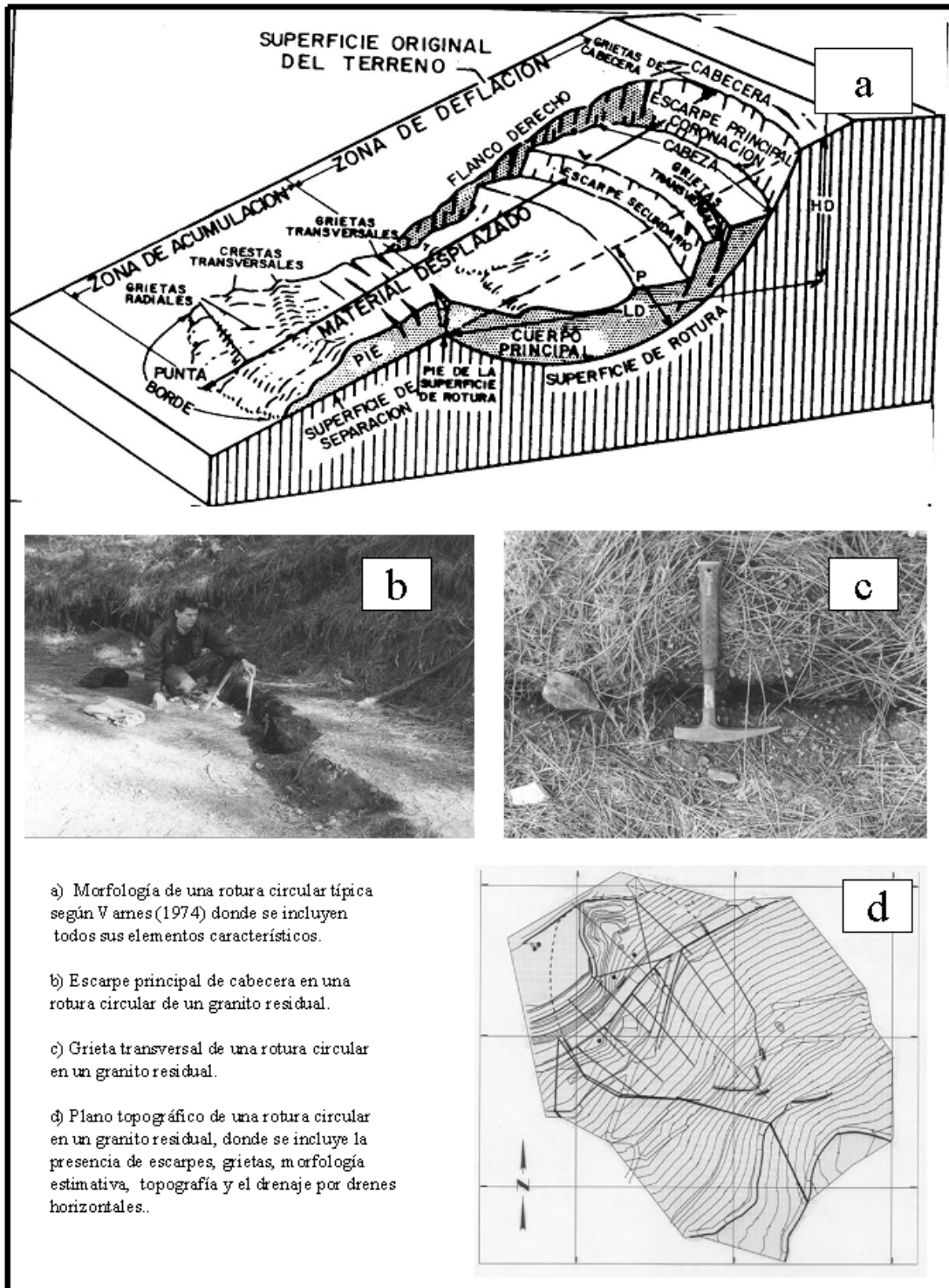
Varnes (1974) describió de manera detallada la morfología característica de este tipo de movimientos del terreno (**Figura 11.3.a**), que constará de una zona de deflacción en la que el terreno desciende y una zona de acumulación en la que el terreno aumenta su cota. La zona superior de deflacción suele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

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

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

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

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



- a) Morfología de una rotura circular típica según Varnes (1974) donde se incluyen todos sus elementos característicos.
- b) Escarpe principal de cabecera en una rotura circular de un granito residual.
- c) Grieta transversal de una rotura circular en un granito residual.
- d) Plano topográfico de una rotura circular en un granito residual, donde se incluye la presencia de escarpes, grietas, morfología estimativa, topografía y el drenaje por drenes horizontales.

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

11.2. Equilibrio del sólido libre

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

y por tanto:

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

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

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

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

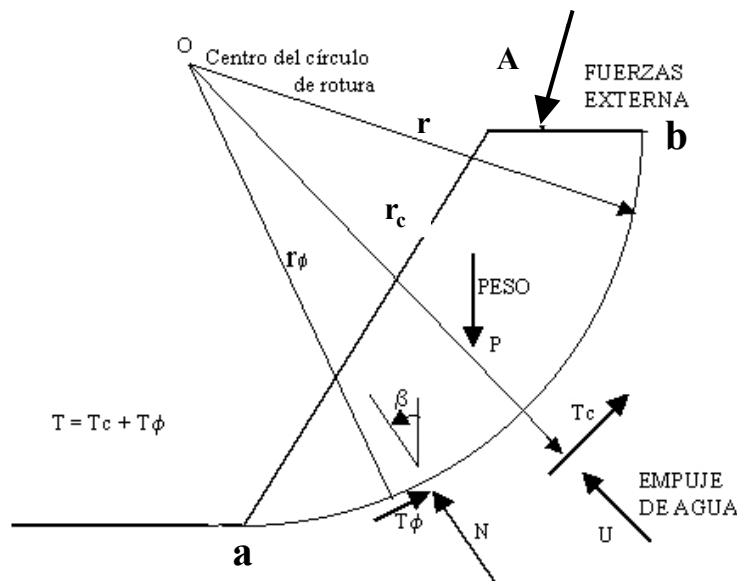


Figura 11.4. Fuerzas que actúan en una rotura circular.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

y por tanto:

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

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

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

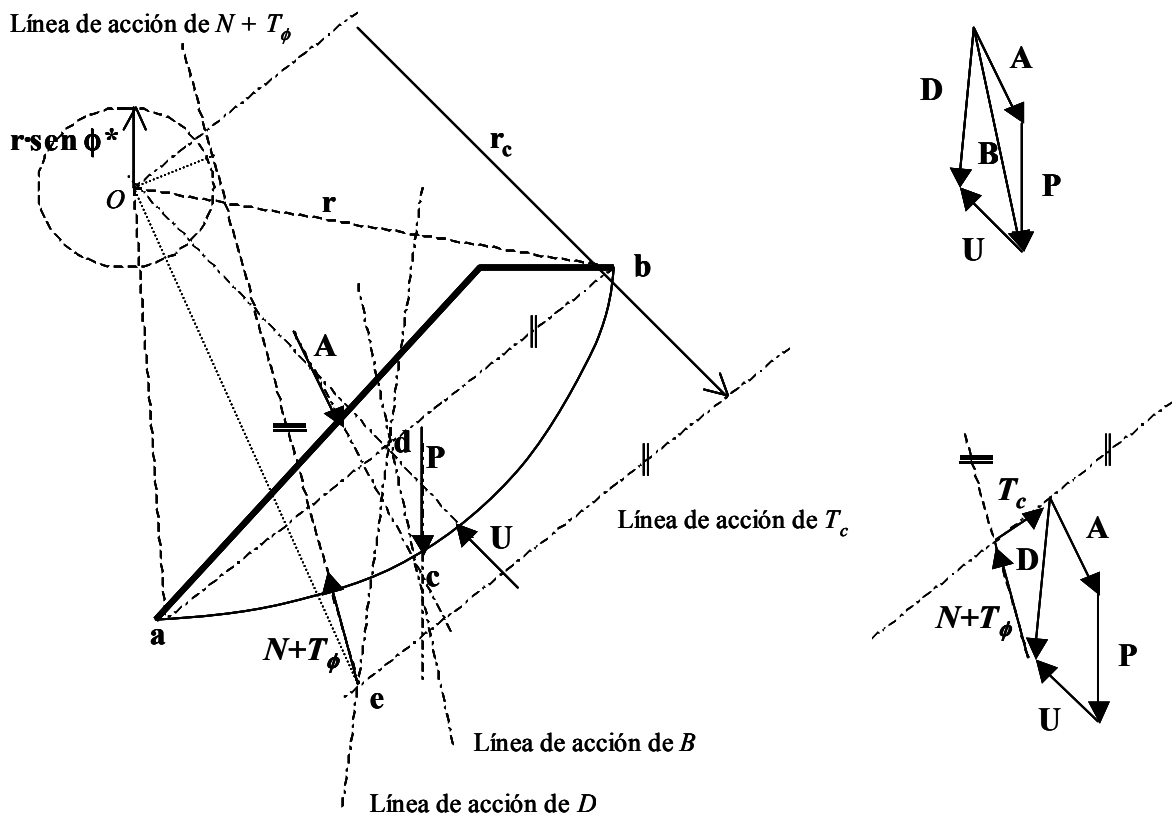


Figura 11.5. Diagrama de fuerzas y algunos parámetros geométricos para la aplicación del método del círculo de rozamiento.

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

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

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

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

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

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

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

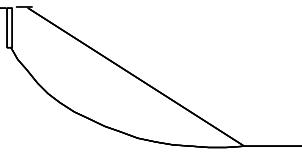
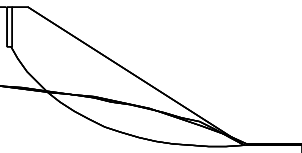
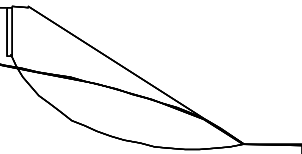
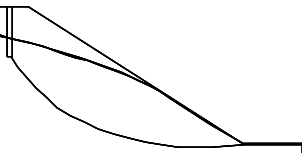
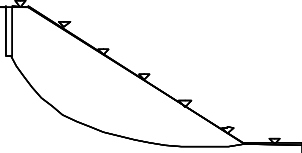
Condiciones de flujo subterráneo	Ábaco Nº.
 <p>Talud seco</p>	1
 <p>N.F. Aflora a 8 x altura de talud a partir de su pie</p>	2
 <p>N.F. Aflora a 4 x altura de talud a partir de su pie</p>	3
 <p>N.F. Aflora a 2 x altura de talud a partir de su pie</p>	4
 <p>Talud saturado tras fuerte precipitación</p>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

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

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

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

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

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

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

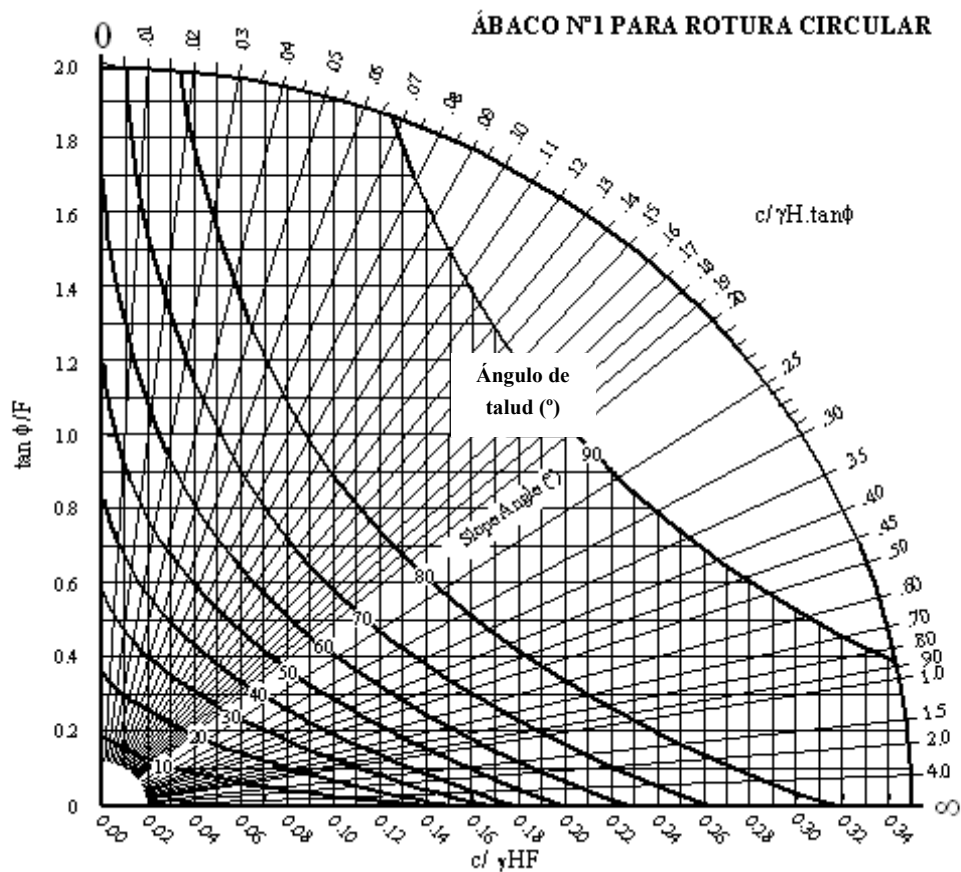


Figura 11.7. Ábaco Nº 1 de Hoek y Bray (1974). Cortesía IMM.

11.3. Métodos de Fajas

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

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

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

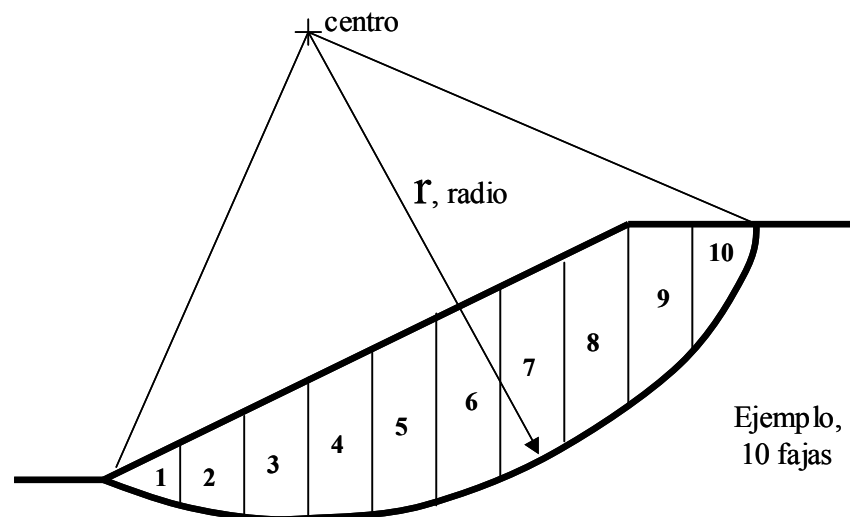


Figura 11.8. División de la masa deslizante de una rotura circular en una serie de fajas o rebanadas verticales.

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

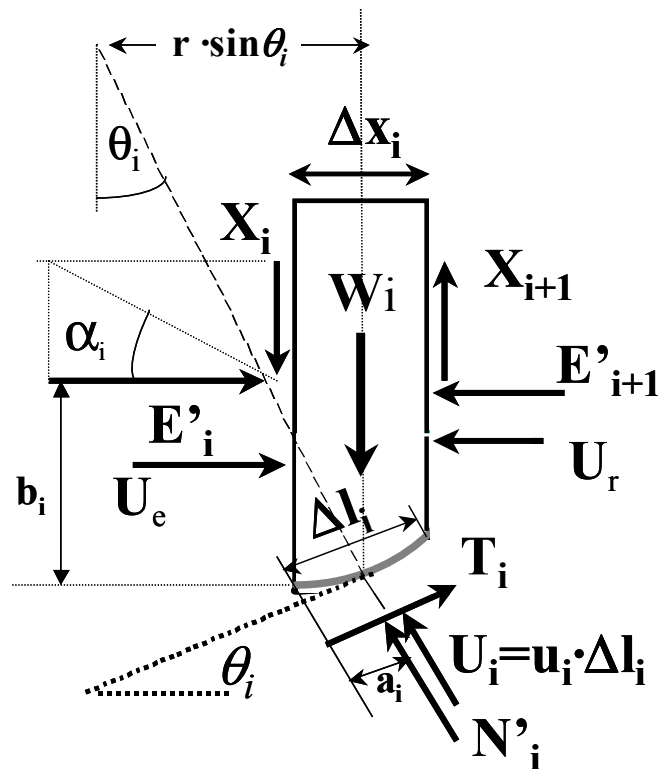


Figura 11.9. Esquema de fuerzas y algunos aspectos geométricos en una rebanada.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

11.3.2. Obtención simplificada de los métodos de fajas aproximados

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

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

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

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

donde:

c es la cohesión del macizo rocoso o masa de suelo

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

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

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

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

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

y el coeficiente de seguridad resulta:

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

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

11.3.2.1. Método de Fellenius

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

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

y despejando:

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

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

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

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

11.3.2.2. Método de Bishop simplificado

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

Proyectando en esta dirección vertical para una faja se obtiene:

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

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

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

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

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

donde:

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

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

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

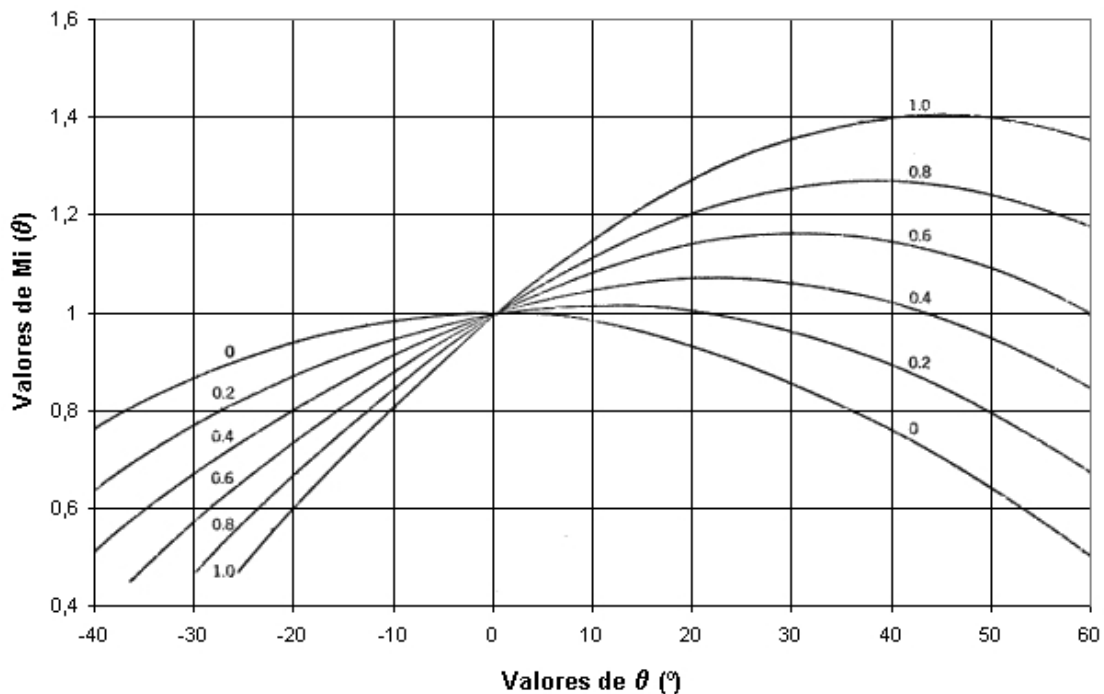


Figura 11.10. Gráfico para el cálculo de $M_i(\theta)$. Los números en el ábaco se refieren a $\text{tg } \phi$. Cortesía de Limusa.

11.3.2.3. Método de Janbu simplificado

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

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

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

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

De donde se puede fácilmente deducir:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

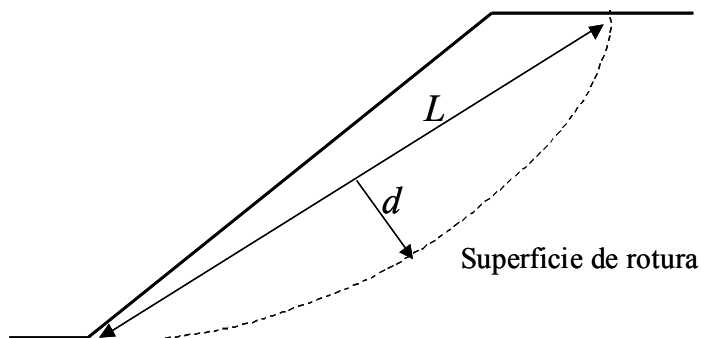


Figura 11.11. Parámetros geométricos para el cálculo del factor de corrección de Janbu.

11.3.3. Programas que implementan los métodos de fajas

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

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

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

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

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

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

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

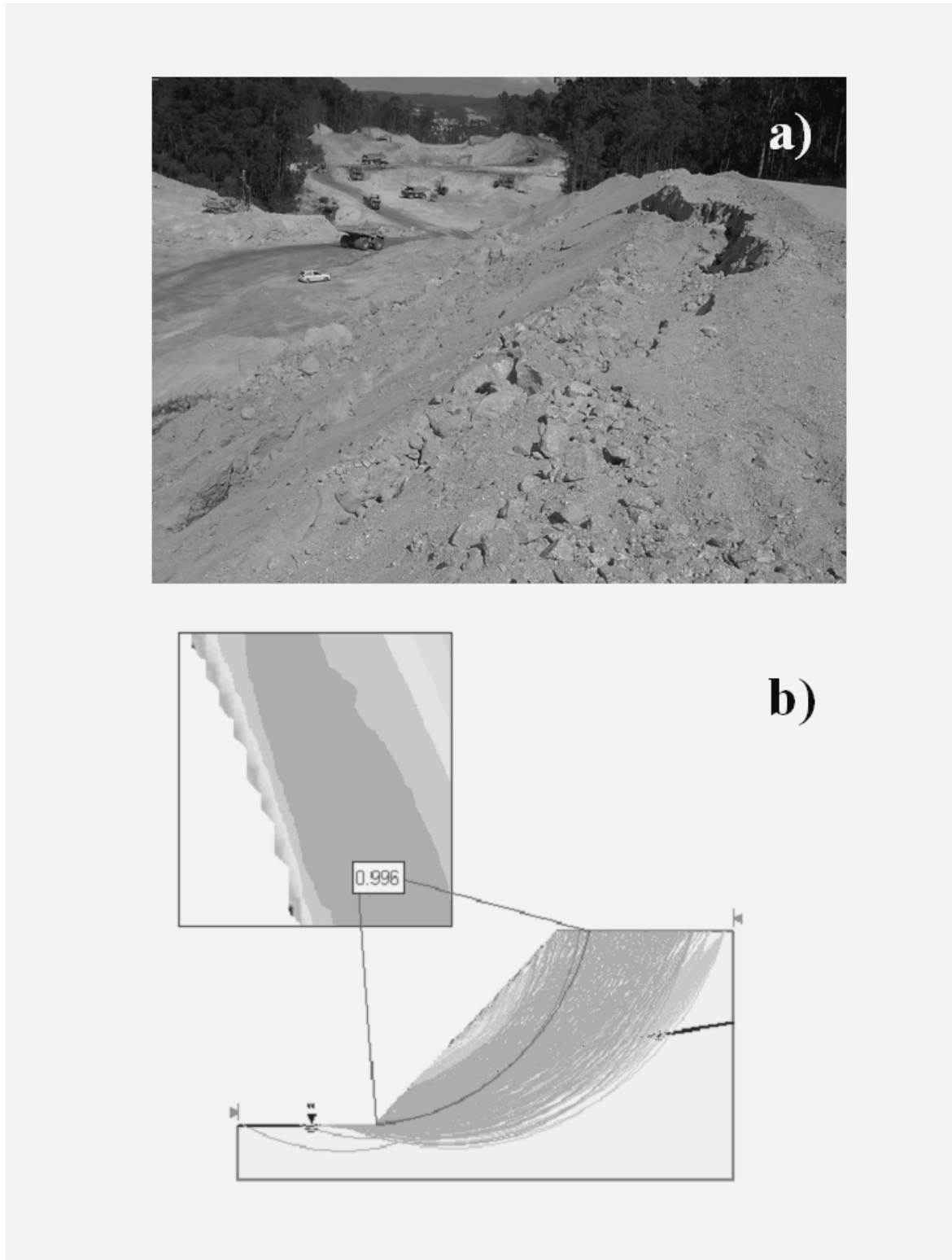
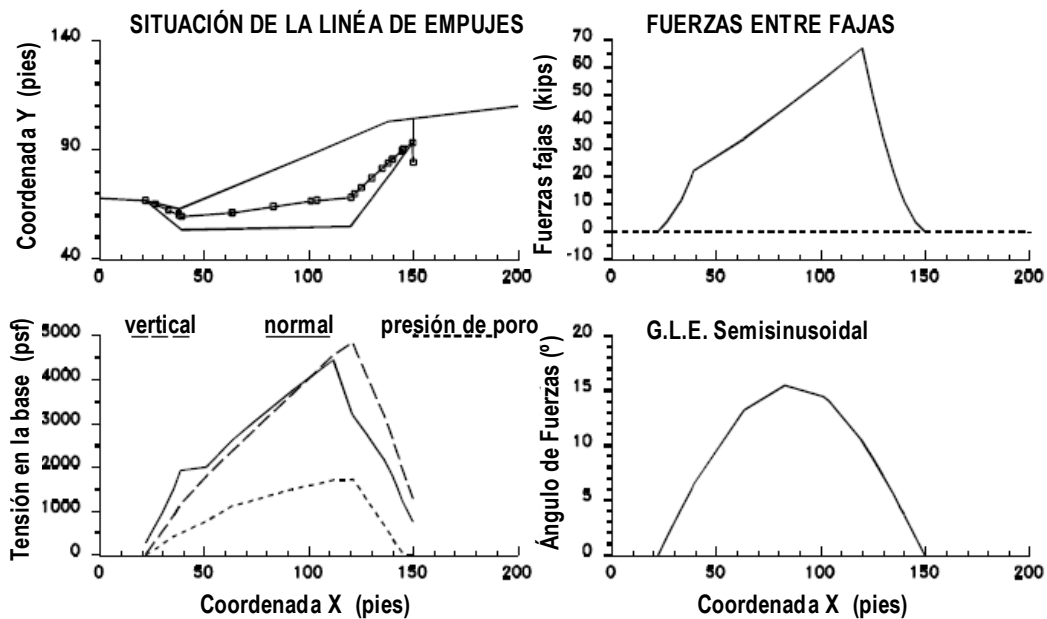


Figura 11.12. a) Ejemplo de talud que ha sufrido rotura circular en un granito meteorizado y b) Análisis de esta rotura mediante el programa SLIDE, de la compañía ROCSCIENCE (2001).



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

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

11.4. Métodos numéricos

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

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

11.5. Rotura progresiva

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

Tabla 11.1: Resultados de CS.

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

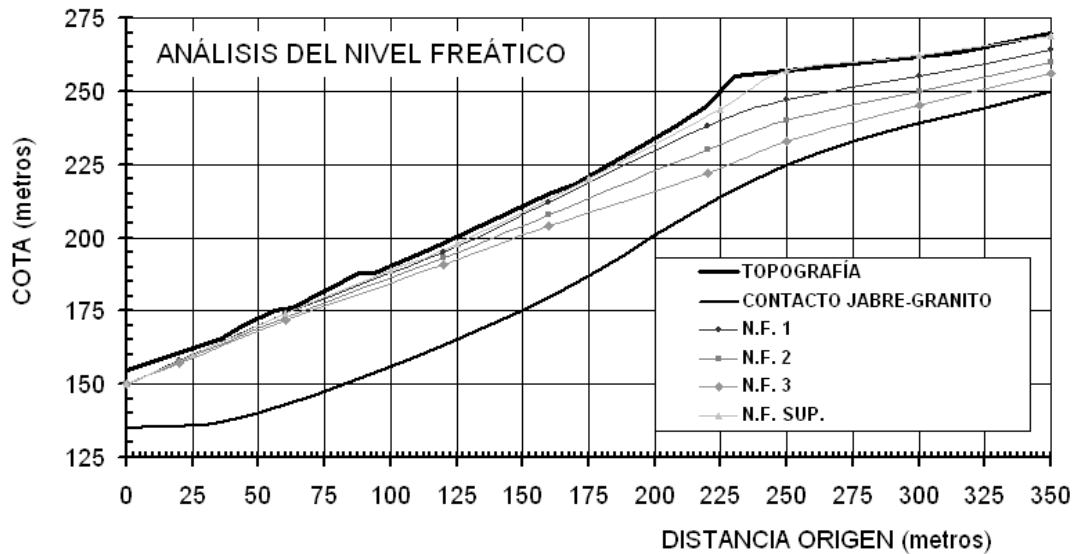


Figura 11.15: Posibles posiciones del nivel freático definidas en el texto y del contacto jabre-granito.

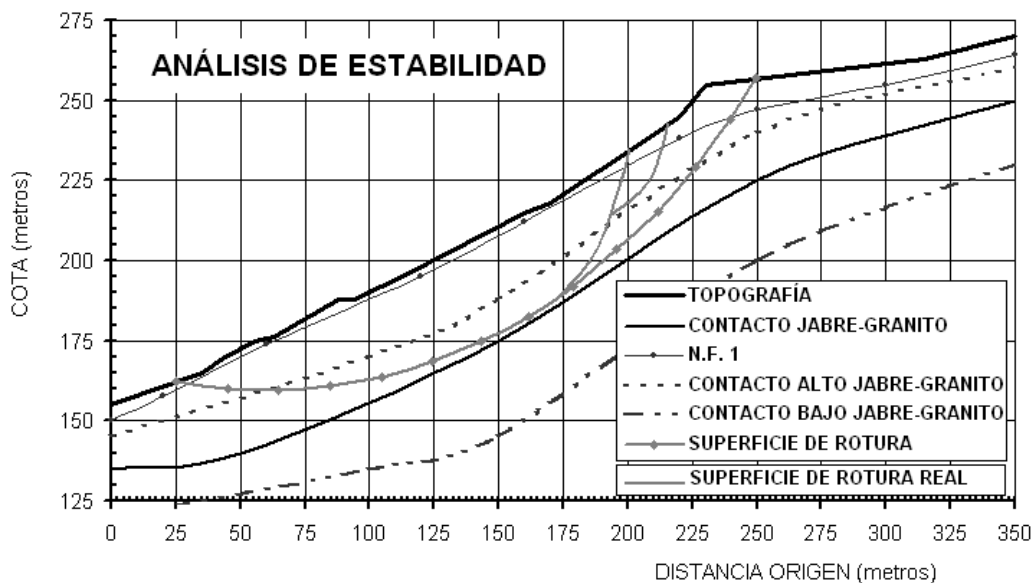


Figura 11.16: Análisis de estabilidad del movimiento: contacto jabre-granito (estimado, alto y bajo), superficie de rotura calculada y real aproximada a partir de observaciones en campo.

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

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

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

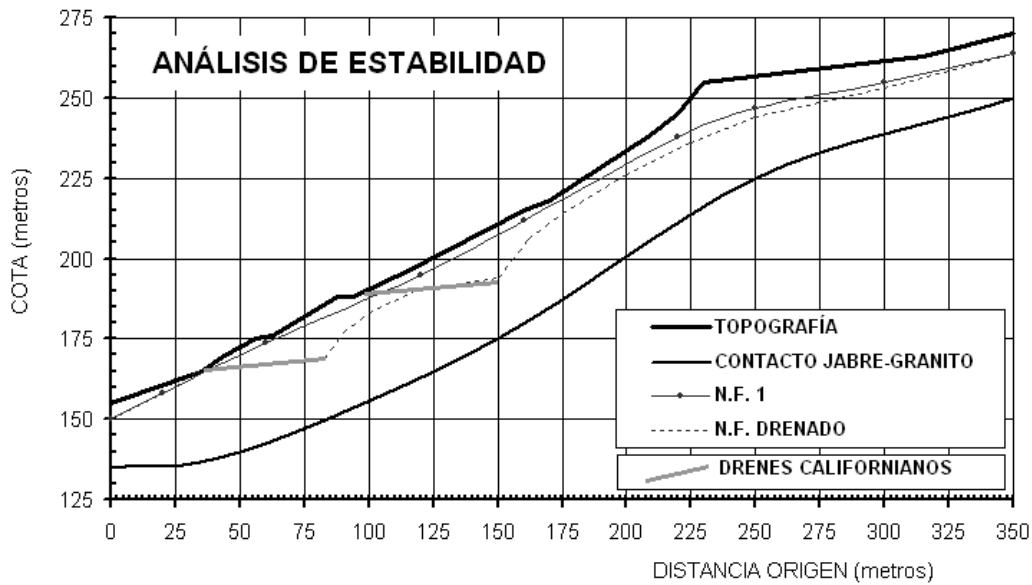


Figura 11.17: Situación del nivel freático 1 y nivel freático drenado. Al cambiar de una situación a otra se pasa de un $CS = 1.05$ a un $CS = 1.35$.

Tabla 11.2. Características de los drenes horizontales propuestos.

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

11.7. Consideraciones finales

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

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

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

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

REFERENCIAS

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

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

12. APLICACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES.

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

Baran & Sweezy, 1968

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

Anónimo

12.1. Introducción

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

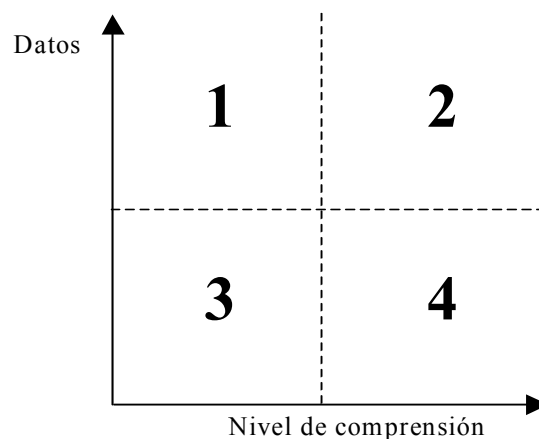


Figura 12.1. Clasificación de Holling en la modelización de problemas.

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

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

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

12.2. Métodos numéricos

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

Los métodos numéricos se basan en la resolución numérica, y por tanto no exacta, de las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento mecánico de los materiales (macizos rocosos o masas de suelo). Dada la complejidad del comportamiento de estos, es necesario simplificar sus propiedades para formalizar los modelos matemáticos. La solución de un problema concreto se presenta en forma de la distribución de las variables principales en el dominio considerado, tales como esfuerzos inducidos, deformaciones y desplazamientos.

Los métodos numéricos se pueden dividir en: métodos en los que se simula todo el material a analizar o “métodos de dominio” y “métodos de contorno” en los que se trabaja básicamente en los contornos.

La principal ventaja de los primeros, que suelen incluir los métodos de elementos finitos (MEF), diferencias finitas (MDF) y elementos discretos (MED), radica en su mayor flexibilidad para simular comportamientos no-lineales, fallas y discontinuidades, sostenimientos, excavaciones secuenciales y propiedades heterogéneas. Entre las ventajas principales de los segundos, que vienen típicamente representados por el método de los elementos de contorno (MEC), se incluyen la facilidad de simulación de dominios infinitos o semi-infinitos así como el esfuerzo moderado tanto en discretización como en tiempo de cálculo para trabajar en 3-D.

En lo que concierne a MEF y MDF, conviene señalar que la diferencia entre ambos métodos se limita al modo de abordar la discretización espacial de las ecuaciones y que, en cierto sentido, son más las similitudes entre estos métodos que las diferencias. Se presenta a continuación una breve reseña de cada uno de los métodos más comunes.

12.2.1 Método de los Elementos Finitos (MEF)

Según este método, un medio continuo, por ejemplo un macizo rocoso, es considerado como el ensamblaje de una serie de elementos estructurales interconectados mediante un número finito de nodos (Zienkiewicz, 1968).

El macizo rocoso que se desea simular se delimita (selección del dominio) y se divide en una serie de pequeños elementos de forma variable, en la que cada elemento es finito, esto es, definido geoméricamente y limitado en tamaño. A cada elemento se le asignan las propiedades del macizo rocoso, entre ellas la densidad, propiedades elásticas, de rotura, y post-rotura, que son específicas del mismo. Cuanto mayor sea el número de elementos, mayor será la aproximación a la realidad. Los desplazamientos de cada nodo serán considerados incógnitas y serán calculados. El estado tensional se calculará en uno o más puntos dentro de cada elemento (Pande et al., 1990).

Una vez introducidas la malla y las propiedades de los materiales, así como las condiciones iniciales y de contorno, el programa resolverá de forma numérica y simultánea el conjunto de las ecuaciones de la mecánica de rocas (ecuaciones de equilibrio mecánico; ecuaciones constitutivas que normalmente incluyen elasticidad, condiciones de rotura y comportamiento post-rotura; y condiciones de continuidad y contorno), almacenadas en forma matricial y siguiendo normalmente un esquema de resolución implícito. No obstante, el esquema de integración temporal (implícito o explícito) no va estrictamente ligado al modelo de discretización espacial (diferencias finitas, elementos finitos, etc...), por lo que se pueden encontrar códigos basados en el MEF explícitos.

Entre los códigos basados en el MEF que se pueden aplicar al ámbito geotécnico cabe destacar ANSYS y ABAQUS. Se trata de códigos de aplicación general que también se pueden utilizar en mecánica de rocas, por lo que no están especialmente diseñados para estas aplicaciones y por ello el modelizador requiere cierto grado de formación en cálculo numérico para su correcto uso.

Para el caso del análisis de estabilidad de taludes, la simulación se puede realizar bien como si se tratara de una excavación, esto es eliminando poco a poco la zona a excavar, o bien partiendo de la geometría final del talud pero sometida a unas condiciones de contorno que eviten su movimiento y

que se liberen a posteriori. El conjunto de materiales afectados se simula mediante una malla que se somete a un estado tensional inicial y a una serie de condiciones de contorno. En ambos casos el programa resuelve las ecuaciones hasta llegar a un nuevo equilibrio. En esta nueva situación, se pueden obtener como resultado los valores de los desplazamientos producidos así como las variaciones sufridas por el campo tensional en el entorno del talud. Los resultados son muy dependientes de las propiedades introducidas, por lo que es muy importante la calidad que poseen la caracterización del macizo rocoso, incluido el efecto de escala, etc...

Entre las ventajas más significativas de este método, se puede resaltar la posibilidad de modelización de las variaciones en las propiedades de los diferentes macizos rocosos existentes en el talud, de analizar situaciones muy complejas, tanto geológicas como estructurales, y de simular cargas externas sobre el terreno. Entre las desventajas se pueden indicar la necesidad de ordenadores muy potentes y con gran capacidad de almacenamiento, los elevados requerimientos de información sobre las propiedades de los macizos y, por último, la necesidad de formación altamente específica (mecánica de rocas, matemáticas, informática) y de experiencia del analista.

Una diferencia fundamental entre el MEF y el MDF es la posibilidad de descomponer en subdominios estructurales en el caso de MEF. Esta diferencia tiene implicaciones en la discretización de problemas sobre geometrías complejas, pues en los MDF las mallas han de ser regulares y no pueden distorsionarse demasiado, lo cual supone una limitación a la hora de mallar. Como ejemplo, se presenta el mallado realizado para un mismo problema (en concreto el diseño de un talud) con MEF (Figura 12.2) y MDF (Figura 12.3). Como se puede observar, la malla con elementos finitos permite refinar con relativa facilidad la zona cercana a la excavación, mientras que para asegurar un tamaño de malla adecuado en la misma zona, la malla con MDF tendría elementos muy grandes o distorsionados en el resto del dominio, lo cual no suele inducir, por otro lado, grandes errores ya que se trata de zonas con pequeños gradientes de tensiones y desplazamientos.

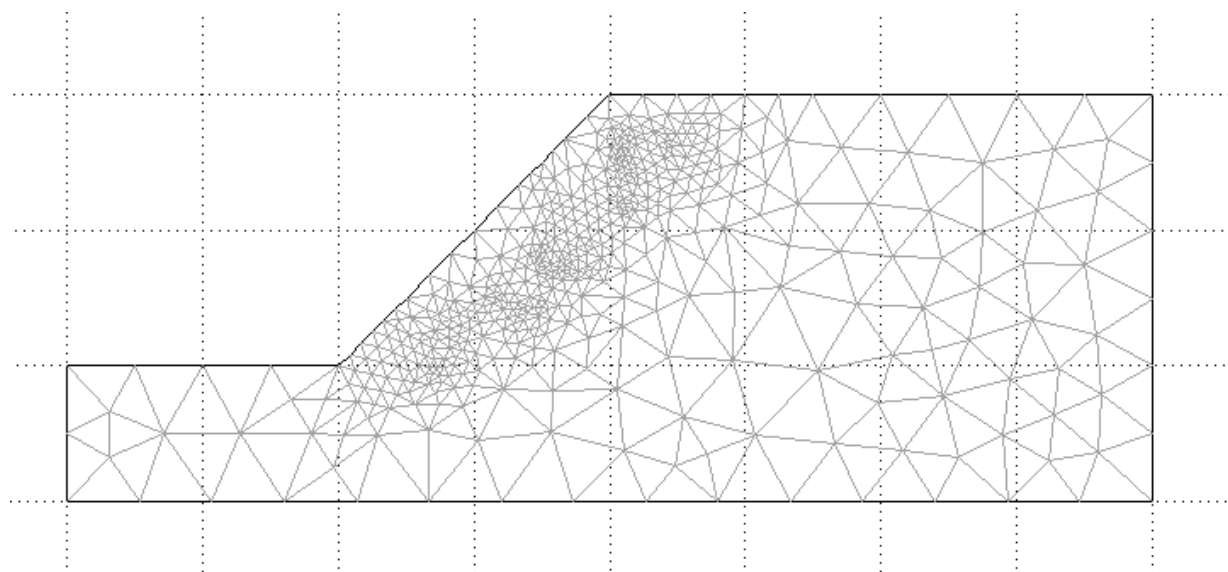


Figura 12.2. Malla para el análisis de un talud con elementos finitos

12.2.2 Método de Diferencias Finitas (MDF)

Este método es similar al de elementos finitos, pero en este caso el macizo rocoso es simulado como un medio continuo en el que se señalan un número suficientemente grande de nodos sobre los que se controla en todo momento el valor de las variables de campo. Una vez asignadas las condiciones iniciales y de contorno y las propiedades de los materiales y señalada la excavación, el código va repartiendo los esfuerzos entre los nodos a través de aproximaciones explícitas iterativas hasta alcanzar un equilibrio final. Al funcionar mediante aproximaciones explícitas sucesivas el método no necesitará tanta memoria.

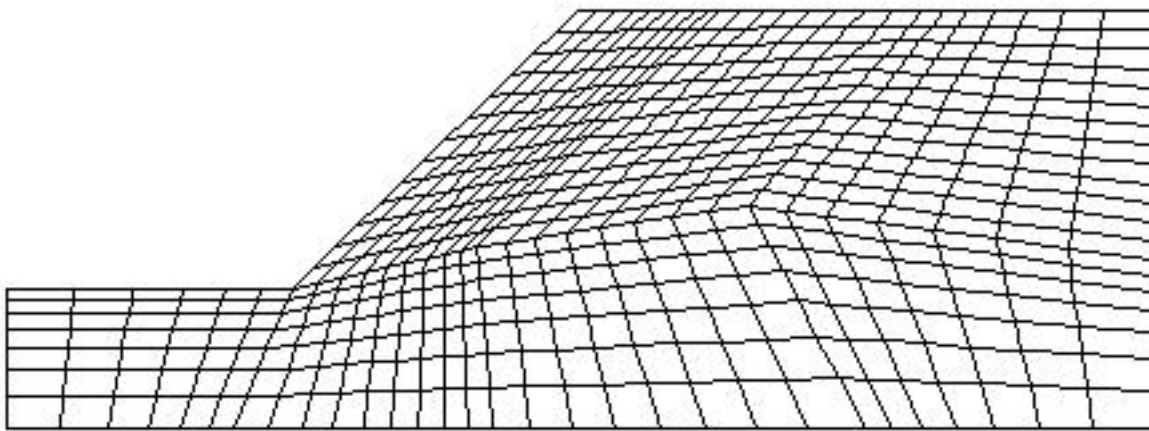


Figura 12.3. Malla para el análisis de un talud con diferencias finitas

En este método se basa el programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) que se estudiará en apartados subsiguientes. Como ventaja básica respecto al MEF se puede señalar que, al no usarse matrices, los requerimientos de procesamiento informático, como de capacidad de almacenamiento, son relativamente pequeños aunque esto hace que sea necesario un mayor tiempo de cálculo.

12.2.3. Método de Elementos de Contorno (MEC)

La esencia de este método es la definición del problema en términos de valores estrictamente superficiales tanto de tensión como de desplazamiento. En problemas con dominio infinito o semi-infinito, se emplea el principio de superposición en el desarrollo del proceso de solución, lo que restringe el método básicamente a medios elásticos. (Brown, et al., 1987).

En este método únicamente se discretiza el contorno del macizo rocoso y de las excavaciones consideradas, mediante segmentos para estudios bidimensionales o superficies en el caso tridimensional. La preparación de los datos es sencilla, pero el programa en sí no lo es tanto.

Siempre que exista un cambio de material, será necesario simular y discretizar la interfase, por lo que cuando existe más de un material, la preparación no es tan simple. Este método resulta pues eficiente en problemas homogéneos y elásticos. Para materiales de comportamiento no-lineal las ventajas del método disminuyen. Las matrices que origina el método en los cálculos son de dimensiones mucho menores que las del MEF, sin embargo, al no ser simétricas el tiempo de cálculo no siempre es menor (Pande et al., 1990). En general es un método que se puede considerar más apto para el análisis de excavaciones subterráneas (túneles, explotaciones por cámaras y pilares) que para el estudio de taludes.

Entre los diversos programas basados en el MEC presentes en el mercado, se pueden citar el código BESOL, que ha sido utilizado con éxito para estudios de estabilidad de explotaciones por cámaras y pilares, o los códigos Examine 2-D y 3-D de la compañía Rocscience. Últimamente han comenzado a aparecer códigos numéricos que acoplan este método de los elementos de contorno con el de elementos finitos (MEC/EF) y que pueden ser aplicados eficazmente en la simulación de excavaciones, por ejemplo, los códigos Phases, desarrollados por la compañía Rocscience, o BEFE de la Universidad Tecnológica de Graz (Austria). Así, en un único dominio, cada método es aplicado allá donde pueda reflejar más correctamente el comportamiento real de los materiales. De esta manera, se utilizarán los elementos de contorno para simular el campo lejano, donde los materiales serán homogéneos y se comportarán elásticamente, y los elementos finitos para simular el comportamiento del entorno de las excavaciones donde los materiales son susceptibles de sufrir roturas. (Beer, 1990).

Entre las ventajas del MEC se destaca que el sistema de ecuaciones que debe resolverse es pequeño comparado con el MEF y que los parámetros de entrada y datos de salida son relativamente simples. Entre sus inconvenientes conviene resaltar que al representar al macizo rocoso como un medio infinito y continuo, las propiedades variables del material no pueden ser simuladas, por lo que no parece demasiado aconsejable para el estudio de taludes.

12.2.4 Método de Elementos Discretos (MED)

Es también conocido como método de bloques. En contraste con los otros tres métodos descritos hasta el momento, el MED se basa en tratar al macizo rocoso como un medio fundamentalmente discontinuo, en lugar de continuo. La masa rocosa está dividida en una malla en la que cada bloque es libre de mantener o romper sus conexiones con los bloques que le rodean.

El efecto producido por una excavación es simulado mediante el movimiento a lo largo de las juntas entre los bloques y, en programas determinados, mediante la deformación de los bloques por sí mismos (se trataría de programas con acoplamiento MED/MDF). Dentro de estos métodos se incluye el programa UDEC que se describirá más adelante, por ser uno de los más utilizados en el ámbito de la ingeniería de taludes en roca. Este tipo de programas resulta muy adecuado para analizar inestabilidades asociadas a mecanismos de deformación complejos, ligados a la presencia de múltiples discontinuidades y múltiples bloques en el talud. Así resulta adecuado para simular macizos rocosos con estructuras específicas (Figura 12.4.a), que puedan dar lugar a inestabilidades por fenómenos de cizalla, vuelco por flexión y de bloques, roturas de taludes de muro, etc... En sus

versiones 3-D permite simular macizos rocosos complejos y muros de sillares, edificios y puentes; tal y como muestra el modelo de la Figura 12.4.b.

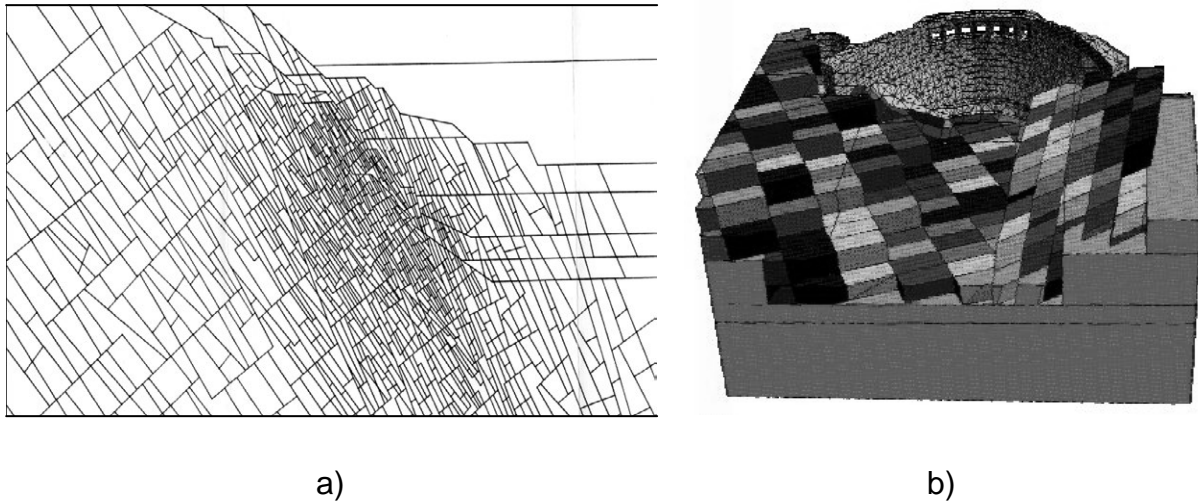


Figura 12.4. a.) Modelo bidimensional de UDEC de la estructura del macizo rocosos que representa un esquistos, junto con las fases de excavación de una corta excavada en el. B) Modelo tridimensional de un macizo rocosos y un anfiteatro con 3-DEC basado en el MED. (Itasca,2001).

Dentro de este tipo se encuentran también los códigos PFC2D y PFC3D, de la compañía Itasca, que simulan el movimiento y la interacción de conjuntos de partículas circulares (2D) o esféricas (3D) de tamaño variable. Las partículas son rígidas pero se deforman localmente en los puntos de contacto ya que se usa un modelo de contacto blando en el que se toman una rigidez normal y una rigidez cortante finitas para representar las condiciones reales. Estas partículas pueden simular los granos individuales de los materiales granulares o se pueden ir enlazando para representar materiales sólidos, en cuyo caso se puede reproducir el fenómeno de formación de fracturas que tendrá lugar a medida que vaya teniendo lugar la rotura progresiva de los enlaces entre partículas. Se trata de códigos relativamente complejos de emplear por lo que hasta ahora su utilización se ha restringido al ámbito investigador.

Entre sus ventajas hay que destacar que el método es extremadamente potente, los elementos pueden tener forma arbitraria, deformarse y seguir leyes constitutivas complejas. Además, la gama de desplazamientos de los bloques que puede ser analizada es grande comparada con la de los modelos continuos y puede ser modelizado sin coste significativo adicional el efecto que producen las fallas (Pande et al, 1990).

Entre sus desventajas se puede indicar que el tiempo de ordenador requerido para los análisis puede ser muy grande, que las propiedades de los materiales y de las discontinuidades necesitan ser cuidadosamente escogidas y, como en el MEF y MDF, la preparación de mallas puede consumir gran cantidad de tiempo. (Choi & Coulthard, 1990).

12.2.5 Valoración general de los métodos numéricos como método de trabajo.

Fuera del ámbito de los macizos rocosos (por ejemplo, en ingeniería eléctrica o resistencia de materiales) para poder utilizar con cierto grado de seguridad cualquier código numérico, este tiene que cumplir una serie de condiciones previas. Estos requisitos suelen dar lugar a una serie de procedimientos formales que se pueden resumir en dos, a saber: verificación y validación. El proceso de verificación constata que los cálculos matemáticos se realizan correctamente con el código numérico empleado. El proceso de validación asegura que los resultados obtenidos con el código son una representación adecuada y suficientemente exacta de los fenómenos físicos que tienen lugar en la realidad. La validación se debe llevar a cabo comparando los resultados del código numérico con datos de mediciones in-situ, o mediante el proceso de "bench-marking" o pesaje.

Conviene señalar que mientras que la verificación es un proceso que juzga exclusivamente el código, la validación lo hace no sólo con el código sino con todo el proceso de simulación, incluyendo, por tanto: ecuaciones constitutivas, caracterización de los materiales, selección de las condiciones iniciales y de contorno, ancho de malla, etc ...

Sin embargo, en el ámbito geotécnico la metodología de modelización ha de ser más heurística (se prueba un modelo y parámetros y se comprueba que lo que resulta del modelo se parece a lo que ocurre u ocurrió en la realidad) y flexible que las convencionales. Por ello, las técnicas de verificación y validación propias de problemas de los que se tienen muchos datos y mucho conocimiento pierden un poco de sentido en esta tecnología más cercana a la Naturaleza (Starfield y Cundall, 1988). Así, a la hora de plantear un modelo conviene recordar que este es una simplificación de la realidad más que una imitación de la misma.

El diseño del modelo debe guiarse por cuestiones que el usuario es capaz de responder, más que por los detalles del sistema, lo cual ayuda a simplificar y controlar el modelo. Suele ser más apropiado construir varios modelos simples que uno complejo. En vez de intentar validar el modelo, el usuario debe ser capaz de identificar y contrastar los mecanismos del problema, modos de deformación y rotura. Se trata más bien de realizar una *validación cualitativa* del problema. Finalmente conviene recordar que en muchas ocasiones el propósito de modelizar problemas con limitación de datos es entender y explorar alternativas, más que hacer predicciones absolutas.

El ámbito adecuado de aplicación de cada uno de los métodos queda resumido en la Tabla 12.1.

También se incluye a continuación una tabla indicativa (Tabla 12.2) de las principales capacidades de los códigos más utilizados actualmente en el ámbito de la mecánica de rocas.

Los métodos numéricos tienden a ser caros en términos tanto de aplicaciones informáticas ("software") como de tiempo requerido para preparar y ejecutar cada caso. El usuario requiere gran experiencia. La mayor dificultad está en la selección de las propiedades del macizo rocoso y del criterio de rotura. A gran escala un macizo rocoso se comporta de forma muy diferente que una muestra en un ensayo de laboratorio, por lo que es inevitable tener en cuenta este efecto de escala (Peres Rodrigues, 1993).

Tabla 12.1. Ámbito de aplicación de los métodos numéricos.

Método	MEF	MDF	MEC	MED
Ámbito de aplicación	Análisis lineales y no-lineales. Materiales no homogéneos y moderadamente fisurados.	Análisis lineales y no-lineales. Materiales no homogéneos y moderadamente fisurados. Especialmente indicado para análisis muy no-lineales, transitorios y grandes deformaciones.	Análisis lineales. Materiales homogéneos con pocas fracturas.	Análisis no-lineales. Materiales heterogéneos altamente fisurados.

Tabla 12.2. Principales características de los códigos numéricos más comunes en ingeniería de macizos rocosos.

Código	Método	Análisis lineal	Análisis no-lineal	Grandes deformaciones	Juntas	Flujo fluidos	Dominios infinitos	Sosténimiento	2-D	3-D
U(3)DEC	MED	Si	Si	Si	Si	Mal	No	Si	Si	Si
FLAC	MDF	Si	Si	Si	Mal	Si	Mal	Si	Si	Si
Phases	MEF/EC	Si	Si	No	No	No	No	Si	Si	No
ANSYS	MEF	Si	Si	No	Mal	Si	No	Si	Si	Si
ABAQUS	MEF	Si	Si	No	Mal	Si	No	Si	Si	Si
Examine	MEC	Si	No	No	Mal	No	Si	No	Si	Si
BEFE	MEF/EC	Si	Si	No	Si	No	Si	Si	Si	Si
PFC	MED	No	Si	Si	Si	Mal	No	Mal	Si	Si

12.3. Recomendaciones generales para las simulaciones

Para el caso de taludes el principal objetivo de las simulaciones consiste en la evaluación de la estabilidad de excavaciones mineras, de obras públicas o para construcciones, de acumulaciones de materiales o de laderas naturales preexistentes en el terreno.

12.3.1 Hipótesis básicas de trabajo

Aunque existen códigos que trabajan en tres dimensiones (3-D), en general en el ámbito de la ingeniería de taludes se suele trabajar en 2-D, por ser suficientes los resultados obtenidos y por que los costes de modelos en 3-D, tanto en términos de software como de tiempo de computación, son por el momento muy elevados. La utilización de técnicas 3-D sólo se justificaría en casos muy

específicos y complejos, aunque esto puede variar en el futuro en función de la evolución del software y el hardware.

Siempre que se trabaje en dos dimensiones, la primera hipótesis que se hace es suponer que no existen deformaciones perpendiculares al plano de trabajo, lo que equivale a decir que el talud es lo suficientemente extenso en la dirección perpendicular a la sección modelizada como para que no resulten influidos los fenómenos tenso-deformacionales que tienen lugar en el plano de trabajo. Esta suposición es lógica en la mayoría de los casos que se pretenden estudiar y se ejecuta trabajando con el código en deformaciones planas.

En aquellos códigos que puedan trabajar en axisimétrico se pueden realizar indirectamente modelos tridimensionales que permitirán analizar el efecto de la curvatura en planta de los taludes, lo cual puede ser interesante para explotaciones de planta más o menos circular o taludes de carreteras que presenten radios de curvatura significativos.

12.3.2. Simetrías y condiciones iniciales

En el caso de modelizar trincheras se pueden utilizar ejes de simetría, ahorrando gran cantidad de tiempo y capacidad de almacenamiento en memoria del ordenador.

En lo que respecta a las condiciones iniciales se partirá de un campo de desplazamientos nulo inicial y de un campo tensional representativo del que se encuentre en la zona. La experiencia práctica dicta que el campo tensional inicial no suele jugar un papel excesivamente significativo sobre la estabilidad de taludes, especialmente en el caso de los macizos rocosos, a no ser que se trate de taludes de altura muy elevada como, por ejemplo, en el caso de cortas mineras profundas. El estado inicial del campo natural de tensiones deberá, no obstante, ser considerado e introducido en el cálculo para cada caso particular. Resultaría ideal tener alguna medida de este estado pero si no es posible se podrán realizar estimaciones atendiendo a criterios razonables.

12.3.3. Dominio y condiciones de contorno

Para realizar una primera aproximación a cualquier problema se estudia en primer lugar la geometría del talud final y de los diferentes materiales que se presentan en la realidad. En la mayor parte de los casos se ha comprobado que un modelo del tipo del presentado en la Figura 12.5 suele ser suficientemente adecuado. Como se observa en este modelo, la altura del talud, H , será el parámetro de diseño de la malla, de manera que a partir del triangulo básico del talud, el dominio se extenderá una profundidad por debajo de la superficie igual a $0.5 \cdot H$, una distancia por detrás de la cabeza del talud igual $1.5 \cdot H$ y una distancia por delante del pie del talud igual a $0.5 \cdot H$.

No obstante, si se considera posible que el mecanismo de deformación sea tal que afecte a una superficie superior a la indicada en las recomendaciones anteriores, se podrán realizar una serie de simulaciones tentativas para dominios de tamaños diferentes, en las que se vayan registrando los

resultados obtenidos, hasta que se observe que por más que se aumente éste los resultados son análogos.

En lo que respecta a la fijación de las condiciones de contorno se suelen obtener, en general, mejores resultados fijando los desplazamientos en la horizontal en ambos lados del dominio y fijando los desplazamientos totalmente (en x e y) en la base (Figura 12.5). No obstante, si existen dudas al respecto de la conveniencia de este tipo de fijación, se pueden realizar simulaciones tentativas para comprobar si resulta más adecuado fijar los desplazamientos en los laterales del dominio o si es más conveniente fijar el estado tensional.

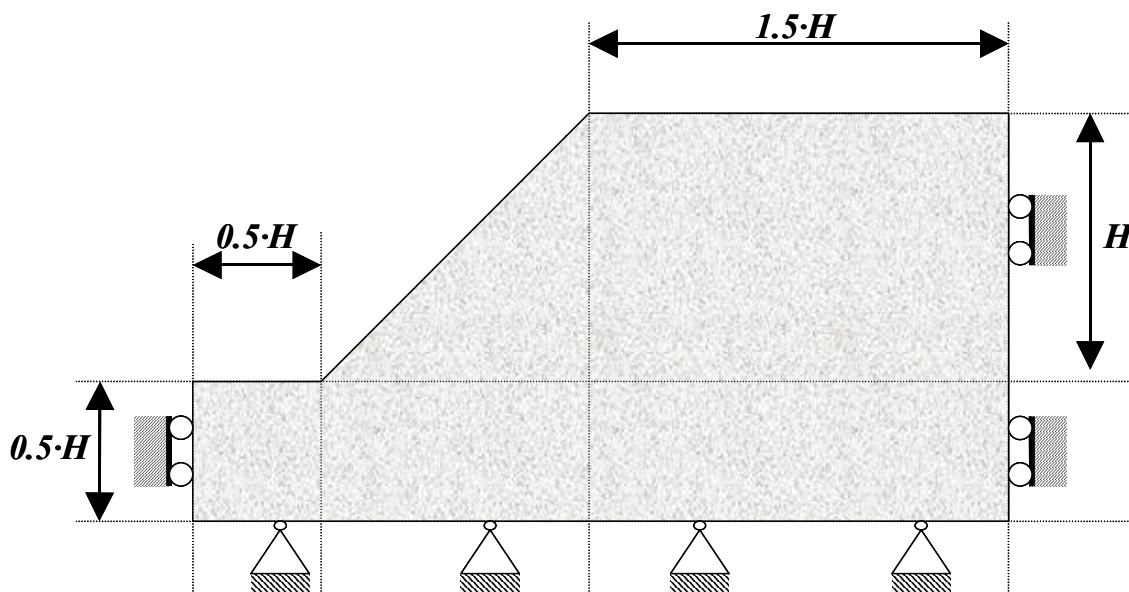


Figura 12.5. Dimensiones típicas del dominio del modelo de un talud y condiciones de contorno comúnmente usadas.

En general, el uso de condiciones de contorno del tipo Dirichlet (donde se fija el desplazamiento) suele reducir muy levemente los niveles de desplazamientos calculados en el talud mientras que el uso de condiciones tipo Neumann (donde se fija la tensión aplicada) suele aumentar levemente éstos.

12.3.4 Mallados y anchos de malla

El mallado debe presentar un ancho de malla variable, ya que la buena práctica exige, para que la simulación represente de manera correcta los fenómenos físicos que tienen lugar en el ámbito real, que el ancho de malla sea menor en las zonas en las que se vayan a producir gradientes de tensiones y/o desplazamientos significativos (lo cual suele corresponder con las zonas a través de las cuales se produce la rotura, que se suelen situar en los alrededores de las excavaciones) y que sea mayor en las zonas donde los gradientes de tensiones y desplazamientos sean bajos, lo que ocurrirá en las zonas de contorno.

Es por tanto conveniente, a la hora de seleccionar el mallado, buscar una solución de compromiso entre exactitud y tiempo de ordenador (teniendo siempre en cuenta la calidad de la estimación de los parámetros de caracterización del macizo) necesario para llevar a cabo la simulación; por lo que parece ideal utilizar una variación que, mediante una gradación suave en la zonación, pase de una malla cerrada en el área de interés a una malla abierta en los bordes. (Figuras 12.2 y 12.3). Todo ello se realizará teniendo, además, en cuenta que se debe poder modelizar de la manera más exacta posible hasta la más pequeña geometría que se presente en el ámbito real.

En general, para el caso del MDF se intentará que los elementos del mallado presenten una relación entre anchura y altura próxima a la unidad (valores entre 4 y 0.25) y que en cualquier caso no sea ni mayor de 10 ni menor que 0.1. Para el MEF, si se utilizan, como ocurre comúnmente, triángulos como elementos, convendrá que estos sean aproximadamente equiláteros.

El hecho de que se cumplan todas estas condiciones determina normalmente el ancho de malla medio del mallado con el que se llevará a cabo la simulación. En caso de que no ocurriera así, se recurriría a la realización de una serie de simulaciones tentativas, hasta obtener un ancho de malla medio suficientemente grande para que el tiempo de cálculo de la simulación no sea demasiado antieconómico y suficientemente pequeño para que los resultados obtenidos en la simulación sean coherentes con los esperados.

En el caso de materiales con reblandecimiento o frágiles, como por ejemplo para el estudio de la rotura progresiva en suelos y rocas blandas (o para el diseño de excavaciones subterráneas y pilares), el ancho de malla es un parámetro de gran importancia, ya que la selección del mismo puede influir en gran medida sobre los resultados. Por ejemplo Duncan Fama et al. (1993) indican variaciones del 15% en la resistencia máxima de pilares al variar a la mitad el ancho de malla en una simulación de pilares en carbón mediante el MEF o Sterpi (1996) señala la influencia de este parámetro en la simulación de un túnel poco profundo en materiales granulares con reblandecimiento. En el fondo esta variación no deja de representar un efecto de escala. Por todo ello, y atendiendo a las referencias indicadas, resulta conveniente ajustar los parámetros del modelo de comportamiento, y específicamente los relativos a la bajada de la resistencia frente a la deformación, en función del tamaño de malla que se vaya a utilizar o a la inversa, calibrando el ajuste mediante la comparación con datos reales.

12.4. Coeficientes de seguridad con modelos numéricos. Técnica de reducción de la resistencia.

En análisis de estabilidad de taludes existen diversas formas de definir el coeficiente de seguridad (CS) frente a la caída. La manera más tradicional se basa en el análisis por métodos de equilibrio límite (MEL). Otra manera utilizada para definir el CS es la relación entre la resistencia al corte real de los materiales y la mínima necesaria para evitar la rotura del talud. Así el CS se definirá mediante la comparación de dos materiales o dos conjuntos de materiales, uno real y otro ficticio, uno con las

propiedades reales de resistencia a la rotura y otro con unas propiedades reducidas hasta unos valores tales en los que se produzca la rotura del talud.

Puesto que el CS se define como un coeficiente reductor de la resistencia, una forma de estimarlo en cualquier programa numérico es ir reduciendo la resistencia de los materiales hasta que se produzca la rotura (o aumentándola hasta que se produzca la estabilidad). El CS resultante será la relación entre la resistencia real de los materiales y la utilizada cuando se produce la rotura. Para llevar a cabo la estimación del CS mediante esta técnica, se van realizando simulaciones con una serie de CS de prueba (CS^{prueba}), en los que la o las cohesiones, el o los ángulos de fricción y la o las resistencias a tracción del material o los materiales implicados se van reduciendo de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} c_i^{prueba} &= (1/CS^{prueba}) \cdot c_i^{real} \\ \phi_i^{prueba} &= \arctan [(1/CS^{prueba}) \cdot \tan \phi_i^{real}] \\ \sigma_{t_i}^{prueba} &= (1/CS^{prueba}) \cdot \sigma_{t_i}^{real} \end{aligned} \quad (12.1)$$

En general, para obtener el CS de cualquier talud se realizará un modelo con los parámetros estimados, posteriormente se correrán análisis con nuevos valores del CS que permitan observar la caída del talud (p.ej. 1.5). Posteriormente se irá probando con valores intermedios del coeficiente de seguridad hasta llegar a un valor suficientemente aproximado.

Para decidir si un análisis de la estabilidad de un talud con un modelo numérico explícito llega a una situación estable o inestable, se utilizan varios criterios:

- Máxima fuerza desequilibrada; es la fuerza que queda por repartir en cada punto del mallado; si tras dar un número suficientemente grande de pasos esta fuerza es muy pequeña, se considera el talud estabilizado, en caso contrario, sería síntoma de inestabilidad.
- Máximo desplazamiento en puntos significativos del talud; en la mayoría de los programas se puede ir registrando la evolución del desplazamiento de puntos de la malla. En el estudio de taludes se suele registrar la evolución de puntos de la cabeza y la cara del talud. Si tras dar un número de pasos grande el desplazamiento alcanza un valor constante, será síntoma de estabilidad (generalmente del orden de algunos decímetros), si esto no ocurre se estará ante un caso inestable (desplazamientos de orden métrico). En todo caso el orden de magnitud no es definitivo ya que pueden producirse desplazamientos elásticos grandes si se tienen módulos elásticos pequeños.
- Distribución y magnitud de la velocidad; la velocidad de movimiento de los nodos de la malla es un parámetro indicativo, tanto en su magnitud como en su dirección. En general, velocidades bajas indicarán estabilidad y altas inestabilidad. Si la distribución de la dirección de las velocidades en el dominio es aleatoria esto indica estabilidad, pero si se observa una tendencia muy marcada en una zona será síntoma de inestabilidad.
- Deformación; la distribución de las deformaciones en el macizo rocoso o masa de suelo también resulta harto indicativa de la estabilidad. Su orden de magnitud es una medida del grado de estabilidad, así como su distribución, de manera que si hay tendencia al

deslizamiento las deformaciones (cortantes) tenderán a maximizarse en la superficie de rotura del talud.

- Plasticidad; si en el dominio se encuentra una banda de material en estado de plastificación, que separe una masa de terreno que pueda deslizarse, será síntoma de inestabilidad, si esto no ocurre (aunque existan zonas en este estado no unidas o hayan existido en algún momento), esto será síntoma de estabilidad.
- Otro criterio a tener en cuenta será la aparición de grandes deformaciones en el mallado.

El cumplimiento de uno sólo de estos criterios en cualquier sentido no indicará estabilidad ni inestabilidad. Sólo la conjunción de la mayor parte de ellos permitirá asegurar que se trata de una situación u otra. En los casos que reflejen claramente estabilidad o inestabilidad el cumplimiento de estos criterios resulta fácilmente observable.

12.5. Códigos más utilizados

Se presentan a continuación las características básicas de dos de los códigos más comúnmente usados en el ámbito de la ingeniería de taludes: FLAC y UDEC, ambos desarrollados por la compañía Itasca. (Itasca 2000 e Itasca 2001).

12.5.1. FLAC

El programa *FLAC* (Fast Lagrangian Analysis of Continua) es un código que resuelve las ecuaciones de la mecánica de rocas mediante un esquema de cálculo explícito basado en el método de diferencias finitas. Es capaz de simular el comportamiento de estructuras formadas por rocas, suelos u otros materiales que pueden sufrir plastificación después de alcanzar su límite elástico. Se basa en un esquema "*lagrangiano*" de cálculo, en el que la malla se deforma al mismo tiempo que el material que representa; por lo que resulta especialmente indicado para la simulación de fenómenos no-lineales que den lugar a grandes deformaciones. Además, lleva incorporados diversos modelos constitutivos, que permiten la simulación de respuestas irreversibles o apartadas de la linealidad, representativas de una amplia gama de materiales geotécnicos.

Básicamente, un método de diferencias finitas consiste en dividir el área de estudio en un número de elementos interconectados por sus nodos correspondientes. En cada nodo se resuelven las ecuaciones de la mecánica de rocas durante cada paso, lo que permite el estudio secuencial del sistema. Los materiales se representan por elementos que forman la malla que reproduce la zona del modelo. Cada elemento sigue una ley *tensión-deformación* lineal o no lineal en respuesta a las fuerzas aplicadas y a las condiciones de contorno. Si las tensiones (o gradientes de tensiones) son lo suficientemente elevadas para que el material se plastifique, la malla se deformará y se desplazará con el material que representa.

Este código permite también simular estructuras de sostenimiento como: bulones, cables, muros de hormigón y gunitados, que interactúan con el terreno o la roca que les rodea. Otras opciones son: el

análisis de la influencia del terreno o la roca en las estructuras superficiales y el estudio de fallas o discontinuidades. FLAC permite, además, simular la presencia de acuíferos y la consolidación y combinar sus efectos con los modelos mecánicos.

Como se ha indicado, los programas numéricos de ordenador emplean dos tipos de esquemas para resolver las ecuaciones del movimiento:

- El método implícito, utilizado para dar solución a problemas estáticos calcula los valores de las incógnitas de una sola vez. Este presenta el inconveniente de la necesidad de una memoria muy grande para el ordenador.
- Los métodos explícitos surgen para paliar este problema. Se basan en la idea de que, para un pequeño intervalo de tiempo, cualquier perturbación que se produzca en un nodo tiene consecuencias sobre sus vecinos en un instante posterior. El paso de tiempo debe ser escogido cuidadosamente para que no se presente inestabilidad en la solución, por lo que ha de ser menor que el tiempo de propagación del fenómeno entre dos puntos adyacentes de la malla. En el código FLAC, el paso de tiempo está regido por la velocidad del sonido a través de un sólido y se calcula automáticamente por el programa para asegurar la estabilidad.

En los problemas estáticos, el paso de tiempo no se refiere al concepto de tiempo real, sino que las velocidades son medios artificiales para llegar a la solución. De esta manera, los problemas estáticos son resueltos como la amortiguación de una solución dinámica. Otro aspecto importante del método explícito es que se pueden tratar ecuaciones constitutivas no lineales y no son necesarias las iteraciones que pueden ser origen de errores significativos en la solución.

El programa FLAC se ha desarrollado fundamentalmente para aplicaciones geotécnicas y presenta para ellas siete posibles modelos de comportamiento mecánico de los materiales, que son: el modelo de vacíos, elástico isótropo, elástico anisótropo (transversalmente isótropo), elasto-plástico (Mohr-Coulomb, o Hoek-Brown), de juntas ubicuas, con comportamiento post-rotura de endurecimiento / reblandecimiento y de doble límite de elasticidad.

Se presentan algunas aplicaciones del programa FLAC para el cálculo de estabilidad de taludes en apartados posteriores.

12.5.2. UDEC

El código UDEC (Universal Distinct Element Code), desarrollado por la compañía Itasca, es un código numérico en 2-D (existe una versión en 3-D denominada 3-DEC) basado en el método de los elementos discretos. Presenta un esquema de integración temporal explícito y dependiente del tiempo, para resolver directamente todas las ecuaciones de la mecánica de los materiales y del movimiento.

UDEC simula la respuesta de medios discontinuos (macizos rocosos fisurados) sometidos a cargas estáticas o dinámicas. El medio discontinuo se representa mediante un ensamblaje de bloques

discretos. Las juntas o discontinuidades son tratadas como condiciones de contorno entre bloques, lo cual permite grandes desplazamientos de los bloques, incluyendo su completa separación, también permite la rotación de éstos. Este tratamiento de las discontinuidades y las posibles rotaciones de bloques se considera una de las principales ventajas de UDEC frente a otros códigos continuos basados en MEF o MDF.

Los bloques individuales se pueden comportar como si fueran rígidos o deformables. Los bloques deformables se subdividen en un mallado de diferencias finitas y se comportan siguiendo leyes de comportamiento tenso-deformacional lineales o no-lineales. El movimiento relativo de las discontinuidades también se controla mediante relaciones fuerza-desplazamiento lineales o no-lineales, tanto para los desplazamientos en la dirección cortante como en la normal.

Este código incluye varios modelos de comportamiento tanto para las discontinuidades como para los bloques deformables que facilitan la modelización de distintos materiales y estructuras geológicas. Al igual que FLAC, está basado en un esquema de cálculo lagrangiano muy adecuado para la simulación de grandes desplazamientos y deformaciones en un medio formado por bloques. UDEC está especialmente indicado para detectar la inestabilidad física ya que al resolver la ecuación de movimiento dinámica completa, no sólo representa el inicio de una inestabilidad numérica (típico del Método de Elementos Finitos) sino que la respuesta evoluciona de manera natural, sin “trucos numéricos”.

Este programa está especialmente creado para problemas de ingeniería de los macizos rocosos relacionados con minería a cielo abierto y subterránea, ingeniería civil, almacenamiento subterráneo de residuos, estabilidad de presas, ingeniería sísmica, etc... El programa UDEC permite además la obtención de coeficientes de seguridad mediante la metodología de reducción de la resistencia previamente presentada.

12.6. Ejemplos de aplicación y comparación con equilibrio límite.

En los siguientes epígrafes se presentan sucintamente cuatro casos prácticos de análisis de estabilidad y diseño de taludes en los que la estabilidad se analiza mediante métodos de equilibrio límite y mediante métodos numéricos (FLAC, UDEC) comparándose los resultados e indicando en cada caso las ventajas e inconvenientes de cada metodología.

12.6.1. Análisis de estabilidad de una escombrera de pizarra.

En este caso se trata de comprobar el nivel de estabilidad de una escombrera de una explotación de pizarra diseñada de acuerdo a criterios empíricos tradicionales. Se trata de una escombrera de 200 metros de altura y pendiente media de $26,5^\circ$, formada por diez bancos de 20 metros de altura (depositados en tongadas de tres metros que se van compactando) y 33° de inclinación, y colocándose en la base del primer banco un contrafuerte de escollera.

Esta escombrera se emplaza en una vaguada cuya pendiente natural es de $21,5^\circ$, de la que se ha retirado el suelo, habiéndose tenido especial cuidado en dejar una superficie escalonada al objeto de evitar la rotura por el contacto roca escombrera que se ha observado en la práctica en algún caso. De esta forma, se considera que el material se asienta sobre un macizo rocoso muy poco deformable y donde se ha instalado un sistema de drenaje adecuado.

Los parámetros geotécnicos se han obtenido a través de técnicas indirectas y por análisis retrospectivos de caídas observadas en otras escombreras del mismo material. Así, el material de la escombrera queda caracterizado por $E = 1 \text{ GPa}$, $\nu = 0.25$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 33^\circ$, $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$ y $\rho = 1960 \text{ kg/m}^3$.

El problema se resolvió mediante técnicas clásicas de rotura circular por el método de fajas, basadas en la teoría de equilibrio límite y en particular mediante los métodos de Janbu y de Bishop modificado y también se resolvió con el código FLAC.

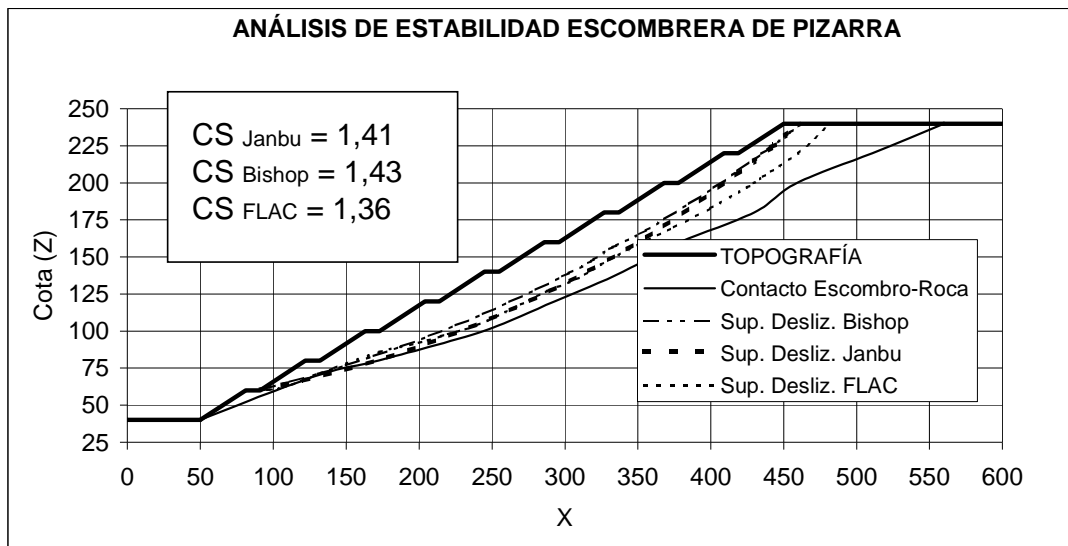


Figura 12.6: Sección de la escombrera de pizarra y superficies de deslizamiento.

Las superficies de deslizamiento (obtenidas en cada uno de los métodos) junto con la geometría de una sección de la escombrera se presentan en la Figura 12.6, donde se puede ver que prácticamente coinciden. En este caso se recomienda utilizar lo MEL, que permitirán a su vez la realización de análisis de sensibilidad de los distintos parámetros y geometrías, que se adaptarán para cada caso.

12.6.2. Ejemplo de análisis de estabilidad de una ladera.

Se retoma aquí el caso de la ladera inestable presentado en el apartado 11.6 del capítulo correspondiente a rotura circular, en el que se trataba de estimar las condiciones que dieron lugar un movimiento del terreno. Para el caso más probable se habían obtenido unos coeficientes de

seguridad de $CS_{Janbu}=1,009$ y $CS_{Bishop}= 1,106$ mediante técnicas clásicas de fajas, valores que reflejaban la tendencia a la inestabilidad de la ladera.

Ahora se ha obtenido el CS general de la ladera, para el nivel freático estimado en el momento del movimiento con el código numérico basado en diferencias finitas FLAC y siguiendo la técnica de reducción de la resistencia al corte de Dawson y Roth (1999). Se ha obtenido un $CS_{FLAC}= 1,03$, valor que se correlaciona bastante bien con los obtenidos con métodos de equilibrio límite. Los coeficientes de seguridad obtenidos mediante ambos métodos resultan operativamente iguales, la única ventaja en cuanto a los resultados de FLAC, tal y como se comprueba en la Figura 12.7 (resultados de los incrementos de deformación cortante), es que sus resultados permiten conocer con más detalle el mecanismo de deformación, justificando las grietas observadas a mitad de ladera por el mecanismo de rotura en cuña.

En los análisis realizados con FLAC se ha introducido para el terreno un comportamiento plástico perfecto, esto es, sin reblandecimiento, de manera que una vez que el material alcanza su nivel de resistencia máxima sigue manteniéndola por mucho que aumenten las deformaciones. Esto ha permitido observar como para el caso real ($CS_{PRUEBA} = 1,00$) toda la ladera presenta bastante inercia por lo que no parece probable un deslizamiento rápido y catastrófico sino pequeños movimientos lentos, ya que en este caso el talud llega a equilibrarse de nuevo, no apareciendo al final los clásicos problemas de mala geometrías del mallado que suelen ser síntoma de grandes deformaciones que el mallado no puede llegar a asumir. En todo caso, estas observaciones numéricas deben tomarse con cuidado, por ir asociadas a la definición del modelo del comportamiento del material como elasto-plástico perfecto, lo cual es una suposición razonable pero no probada.

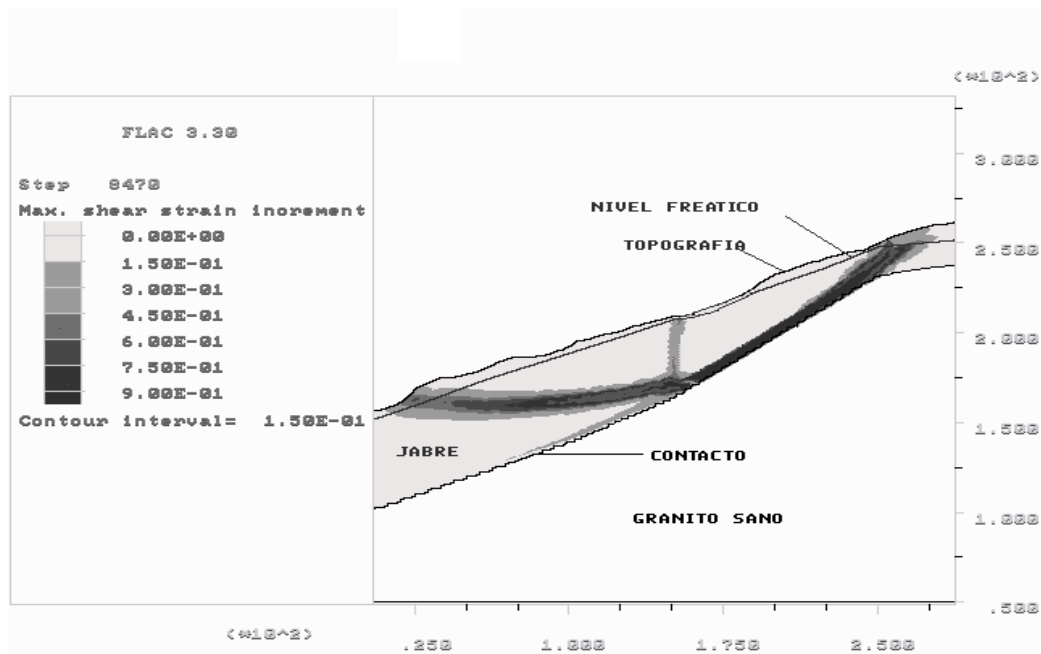


Figura 12.7: Geometría, N.F. e incrementos de la deformación cortante obtenidos con FLAC para la ladera inestable.

12.6.3. Diseño de un talud de muro de una cantera.

Se trata en este caso de analizar numéricamente el caso práctico de diseño de un talud en filitas o pizarras sedimentarias (tipo rotura mixta: parte por discontinuidades con salida de rotura circular cortando el macizo rocoso) tal y como se presentaba en el Apartado 10.9.6, por corresponder este tipo de fenómenos de inestabilidad a las denominadas roturas de muro. Todos los datos básicos relativos a este análisis (planteamiento, geometría, estimación de parámetros, propuesta de diseño y análisis de estabilidad de la misma mediante técnicas clásicas de equilibrio límite) se presentan el Apartado 10.9.6.

Tal y como se refleja en dicho apartado, el macizo rocoso de las filitas en el que se excava el talud es muy anisótropo, por lo que se intentó tener en cuenta este aspecto en su caracterización. Por ello para el análisis numérico de este caso se decidió utilizar un modelo de "juntas ubicuas" o resistencia anisótropa para simular estos materiales (Alejano *et al.*, 2001). Como se comentaba, se obtuvo para la solución de diseño propuesta un coeficiente de seguridad mínimo de 1,147 mediante Métodos de Equilibrio Límite, correspondiente a una superficie de deslizamiento que aflora 20 m por detrás de la cabeza del talud.

El mismo análisis se ha realizado con FLAC, mediante la técnica de reducción del cortante. Para ello se creó una malla adecuada con las condiciones de contorno, clásicas que se presentan en la Figura 12.8.

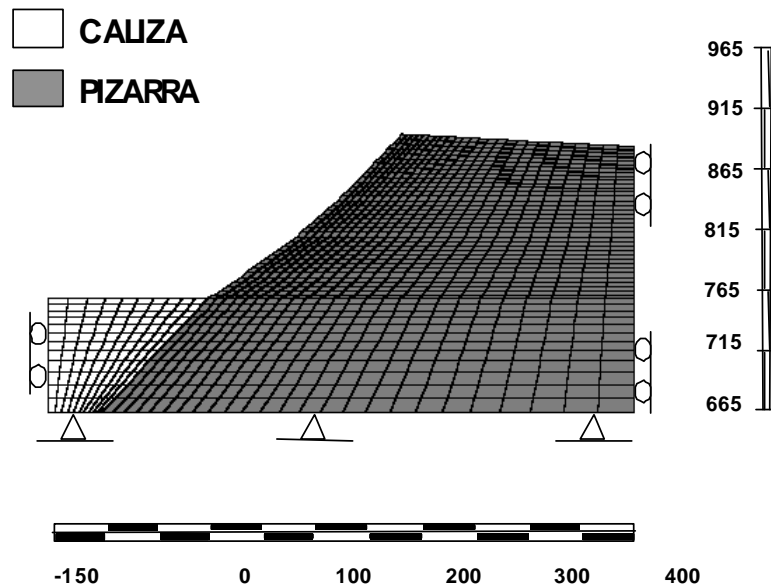


Figura 12.8: Malla y condiciones de contorno para el análisis de estabilidad del talud.

Después se aplicó la técnica de estimación del coeficiente de seguridad consistente en reducir la resistencia al corte, en la que se fueron controlando distintos parámetros como la evolución de los desplazamientos en la cabecera del talud, el nivel de deformación cortante sufrido y el estado de plasticidad en las distintas zonas (Figura 12.9).

Tal y como muestra esta figura el coeficiente de seguridad obtenido fue de 1,10, aflorando la superficie de rotura entre 20 y 25 metros por detrás de la cabeza del talud y siguiendo una trayectoria prácticamente igual a la obtenida mediante MEL.

Se comprueba en este caso que el uso de métodos numéricos, aunque llamativo para presentar resultados, no ofrece ninguna ventaja con respecto a los MEL, ya que los coeficientes de seguridad obtenidos mediante ambos métodos son prácticamente iguales.

De no ser capaces de realizar consideraciones adecuadas para estimar la posición del deslizamiento, se podría justificar el uso de FLAC.



Figura 12.9: Resultados de FLAC, demostrativos del uso de la técnica de reducción de la resistencia.

12.6.4. Análisis de estabilidad de un vuelco de bloques tipo Goodman con UDEC.

Este aspecto ya se ha analizado en el Apartado 10.5, donde se presentó un estudio de un problema clásico de vuelco de bloques por el método de Goodman y Bray (1976) y mediante el código UDEC (Itasca, 2000).

También en el Capítulo 10 se presentaron de manera breve algunos ejemplos de aplicación del código UDEC a análisis de vuelco por flexión y estudios de taludes de muro.

12.6.5. Análisis de estabilidad de un talud con el código MEF Phase-2D.

Se presenta a continuación, como ejemplo de aplicación de un código basado en el MEF, el análisis de estabilidad de un talud formado por tres materiales diferentes con el código Phase de la Compañía Rocscience (2000).

En general los códigos basados en el MEF se han venido utilizando en el ámbito geotécnico más para el diseño de excavaciones subterráneas que para aplicaciones en taludes. No obstante, a partir del ejemplo que aquí se presenta, propuesto por la compañía creadora del código (Rocscience, 2001) se demuestra la utilidad de estos programas en este ámbito..

Existen tradicionalmente dos enfoques para resolver problemas de taludes con el MEF (Swan y Seo, 1999). El primero se basaría en ir incrementando lentamente la carga gravitacional y el segundo en la disminución de las propiedades resistentes. Este segundo enfoque que se traduce en la aplicación de la técnica de la resistencia (Dawson y Roth, 1999), ya presentada, es el que se aplicará en este caso.

Para decidir cuando un talud ha sufrido inestabilidad con estos códigos, habrá que definir un número determinado de iteraciones para las cuales, si no se ha producido la convergencia numérica será síntoma de inestabilidad. Esto implicará que nunca se van a poder satisfacer simultáneamente el criterio de rotura utilizado y las ecuaciones de equilibrio. Así, la inestabilidad del talud y la numérica tendrán lugar de forma paralela y se manifestarán en forma de grandes desplazamientos. Normalmente el valor máximo del desplazamiento de todos los nodos sufrirá un gran incremento tras la rotura del talud, comparado con el paso anterior.

Como se ha indicado se analiza la estabilidad de un talud formado por tres capas de diferentes terrenos. Las propiedades de cada una de las capas se presentan en la Tabla 12.3 y la geometría del problema se presenta en la Figura 12.10.

Se ha comprobado que para obtener buenos resultados en lo que concierne a estabilidad de taludes con códigos basados en el MEF, resulta conveniente trabajar con elementos T6, esto es elementos triangulares con seis nodos (tres en los vértices y tres en el centro de cada cateto) o bien con elementos Q8 que se caracterizan por ser elementos cuadrangulares y presentar 8 nodos (Duncan, 1996). Los resultados obtenidos con elementos T3 y Q4 no suelen ajustarse suficientemente bien a la realidad, al menos en el ámbito de ingeniería de taludes.

Para el análisis de este talud se han preparado dos mallas, una para cada tipo de elementos que se presentan en las Figuras 12.11 y 12.12 respectivamente. Como se puede observar en ellas el número de elementos T6 a utilizar será mucho mayor que el número de elementos Q8.

Tabla 12.3: Tabla de propiedades resistentes y pesos específicos de los terrenos de la simulación.

	C (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Terreno 1	0.0	38.0	19.5
Terreno 2	5.3	23.0	19.5
Terreno 3	7.1	20.0	19.5

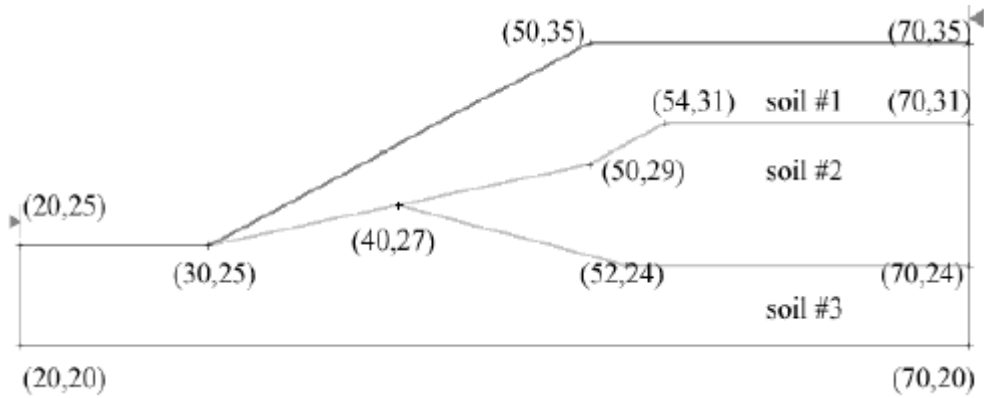


Figura 12.10. Geometría básica del problema planteado. Cortesía de Rocscience.

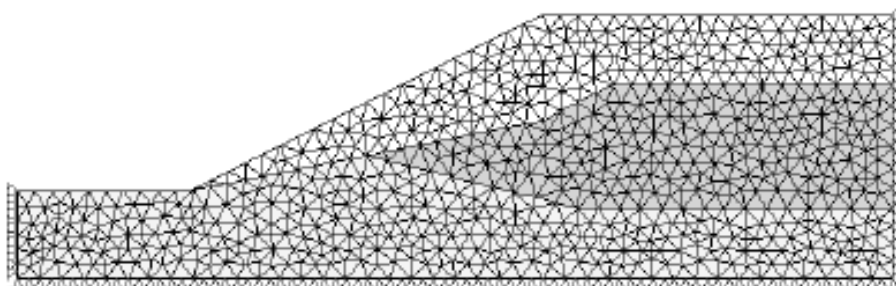


Figura 12.11. Malla de elementos finitos tipo T6 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.

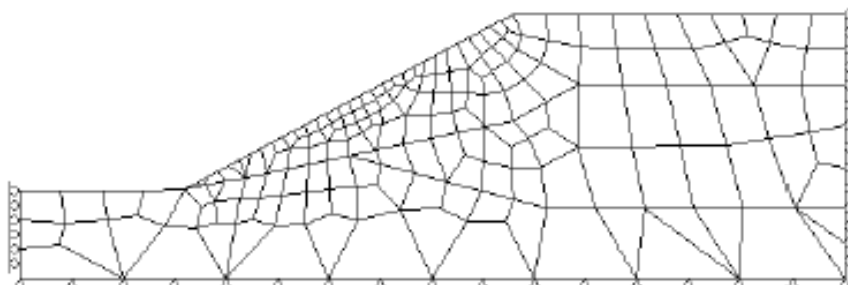


Figura 12.12. Malla de elementos finitos tipo Q8 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.

Tras aplicar la técnica de reducción de la resistencia con el programa Phase para ambos tipos de mallas se obtuvieron los correspondientes coeficientes de seguridad, que se presentan en la Tabla 12.4 junto con los obtenidos para algunos métodos de equilibrio límite de fajas. Se observa que los CS obtenidos por los métodos de fajas y con el MEF son operativamente iguales.

En cuanto a la diferencia para los distintos tipos de elementos (T6 o Q8) utilizados en el mallado, también los resultados son prácticamente iguales con una diferencia inferior al 0.4 %.

Tabla 12.4: Tabla de los coeficientes de seguridad obtenidos con métodos de equilibrio límite y MEF.

CS	MEL – Métodos de Fajas			MEF – Phase	
	Janbu	Bishop	Spencer	(T6)	(Q8)
	1.393	1.410	1.380	1.385	1.389

Las mallas deformadas para las mallas con T6 y Q8 se presentan en las Figuras 12.13 y 12.14. El diagrama vectorial de desplazamientos nodales para la malla T6 (la Q8 sería prácticamente igual) y el gráfico de contornos de desplazamiento para la malla T6 (la Q8 sería análoga) se presentan en las Figuras 12.15 y 12.16.

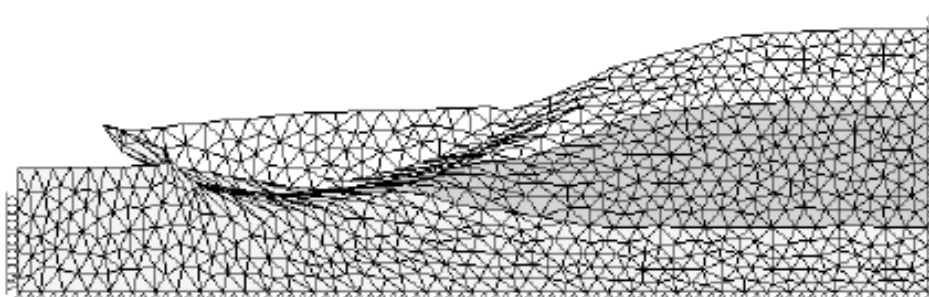


Figura 12.13. Malla deformada de elementos tipo T6 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.



Figura 12.14. Malla deformada de elementos tipo Q8 para la resolución del problema propuesto. Cortesía de Rocscience.

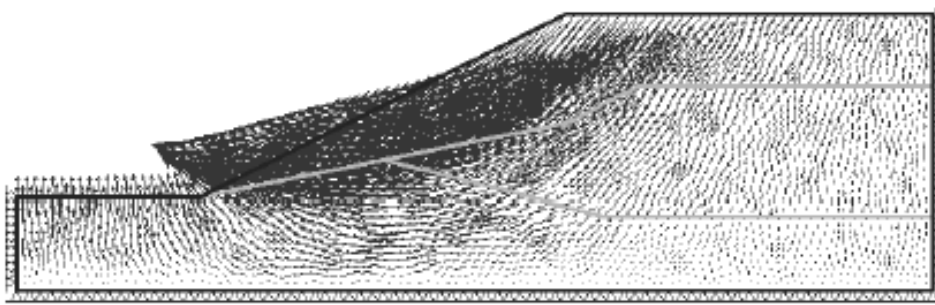


Figura 12.15. Desplazamientos nodales para la malla deformada de elementos tipo T6. Cortesía de Rocscience.

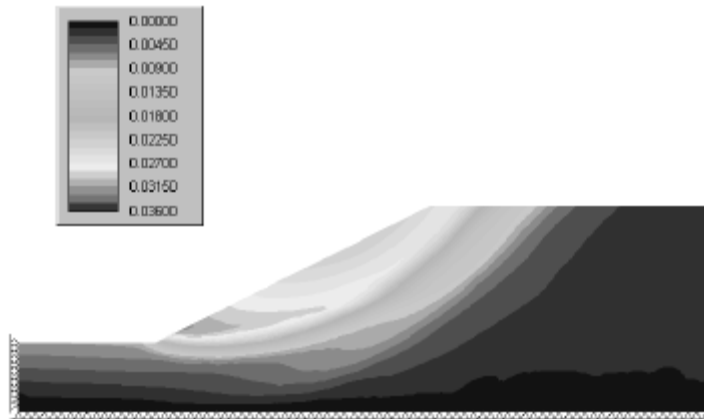


Figura12.16: Desplazamientos en los nodos para la malla de elementos tipo T6. Cortesía de Rocscience.

A través de este ejemplo ha quedado demostrado el interés de la aplicación del método de los elementos finitos al análisis de estabilidad de taludes, que, como se ha podido ver, es limitado ya que, los resultados coinciden prácticamente con los obtenidos mediante técnicas clásicas de equilibrio límite. Dada la versatilidad del MEF se puede esperar que se realicen nuevas aplicaciones para diferentes tipos de materiales y criterios de rotura.

12.7. Conclusiones

El uso de los métodos numéricos en el ámbito de la ingeniería de los macizos rocosos se ha vuelto muy popular en los últimos tiempos; sin embargo, la aplicación de estos modelos dentro del proceso de diseño en un ámbito como éste, en el que se cuenta con muy pocos datos de partida, requiere un enfoque más heurístico de lo habitual en ingeniería, utilizando el modelo numérico como una herramienta de análisis. El modelo numérico se debe seleccionar atendiendo al tipo de problema planteado y a las cuestiones que se pretenda responder.

Los métodos de equilibrio límite (MEL) siguen siendo la base de los análisis de estabilidad de taludes y se considera que representan la opción ideal y más eficaz para resolver problemas de geometría

sencilla y con mecanismos de rotura comunes. En problemas más complejos, en los que bien los mecanismos de rotura no sean sencillos o en los que la superficie de deslizamiento o separación sea desconocida, los métodos numéricos parecen más adecuados.

Hay que resaltar que los MEL son más baratos en tiempo y dinero, más fáciles de representar y además facilitan la realización de análisis de sensibilidad, análisis estadísticos (método de Montecarlo, muy adecuado para controlar la incertidumbre y los riesgos asumidos) y análisis retrospectivos, que en muchas ocasiones permiten obtener datos geotécnicos de gran calidad y a bajo coste.

Si se opta por los métodos numéricos, la técnica de la reducción de la resistencia al corte y a la tracción permite obtener un valor consistente del CS. En los casos de mecanismos de rotura sencillos esta técnica da valores prácticamente iguales, o algo menores, de CS que aquellos que se obtienen mediante equilibrio límite.

Entre las ventajas de su utilización frente a los MEL cabe señalar que los métodos numéricos encuentran automáticamente la superficie de deslizamiento o rotura sin necesidad de introducir hipótesis previas y permiten analizar mecanismos de rotura más complejos, en los que aparezcan fenómenos de vuelco, separación de estratos, mecanismos que incluyan el deslizamiento de varios bloques, etc... También permiten analizar materiales con comportamientos complejos (v.gr. materiales de resistencia anisótropa, materiales elasto-plásticos con reblandecimiento, etc...)

El uso de modelos numéricos requiere realizar simplificaciones geométricas y geológicas de aquellos aspectos que no resulten importantes en el mecanismo de rotura ("As simple as possible, but not simpler" A. Einstein). La dificultad de conocer el macizo rocoso hace que la mecánica de rocas sea siempre una tecnología muy "experimental" y los métodos numéricos nos permiten "experimentar" sobre el comportamiento real de la roca y comparar las medidas in-situ con los resultados.

REFERENCIAS

- Alejano Monge, L.R., García Bastante, F., Stockhausen, H.W. y Alonso, E. (2001): "Aspectos metodológicos del uso de modelos numéricos en ingeniería de taludes en roca". V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid. Vol II., pp. 641-652. Editado por el CEDEX.
- Beer, G. (1990): "Application of Numerical Modelling to the Analysis of Excavations in Jointed Rock". Proc. Mechanics of Jointed and Faulted Rock. Rossmanith, H.P. (Ed). pp 3-9. Balkema.
- Beer, G. (2001): Documentación del curso "Application of Numerical Modelling in Rock Mechanics" dictado en Helsinki en Junio de 2001.
- Bieniawski, Z.T., Bauer, S.J. y Costin, L.S.(1993). "Geotechnical Design methodology Workshop". ISRM News. Lisboa. Vol. 4. pp.42-45.
- Brady, E. y Brown, E.T. (1985): "*Rock Mechanics for Underground Mining*". Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.
- Brown, E.T., Bray, J.W., Hoek, E., Cundall, P.A., Brady, B.G.H., Gen Hua Shin & Goodman, R.E. (1987): "*Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*". Imp. Coll. of Sci. & Tech.. Londrés.
- Choi, S.K. y Coultard, M. A. (1988): "Modelling of Jointed Rock Masses using the Distinct Element Method". Proc. Mechanics of Jointed and Faulted Rock. Rossmanith, H.P. (Ed). pp 471-477. Balkema.
- Dawson, E.M. y Roth, W.H. (1999). "Slope stability analysis with FLAC". FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics; Balkema. Rotterdam. pp 3-10.
- Duncan Fama, M.E., Trueman, R., Craig, M.S.. Two and Three Dimensional Elastoplastic Analysis for Coal Pillar Design and its Application to Highwall-Mining. Int. J. of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr., 1995. 32(3), 215-225.
- Duncan, J.M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *J. Geotech. Engng, ASCE* 122, 7, 577-597.
- Fairhurst, Ch. (1993). "Analysis and Design in Rock Mechanics - The General context". Comprehensive Rock Engineering; Pergamon Press. Oxford. Vol. 2. pp. 1-30.
- Goodman, R.E. y Bray, J.W. (1976). "Toppling of Rock Slopes". Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder, Colorado, ASCE, Vol. 2.
- Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). "*Rock Slope Engineering. Revised 3rd edition*". IMM. Ed. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr.* 34 (8): 1165-1187.
- Hudson, J.A. (2000). "Technical Auditing of Rock Mechanics Modelling & Rock Engineering Design". Proc. 37th US Rock Mech. Symp.(Vail, Colorado); Balkema. Rotterdam. pp 3-12.
- Itasca. (2000): "User Manual for FLAC, Version 4.01". Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, EEUU.
- Itasca. (2001): "User Manual for UDEC, Version 3.01". Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, EEUU.
- Lorig, L. y Varona, P. (1999). "Curso de UDEC. Itasca". Dictado en Madrid. En 1999.
- Lorig, L. y Varona, P. (2001). "Modelización numérica de taludes con diferencias finitas". Simposio sobre Estabilidad de Taludes y Laderas Inestables. Madrid. Vol II., pp. 677-689. Editado por el CEDEX.
- Pande, G.N., Beer, G. y Williams, J.R. (1990): "*Numerical Methods in Rock Mechanics*". John Wiley & Sons, Ltd. New-York.
- Peres-Rodrigues,F. (1993):"About LNEC experience on Scale Effects on the Deformability of Rocks". Actas del Cong. Int. de Efectos de Escala en Macizos Rocosos, pp. 155-164, Lisboa, Portugal. A.A. Balkema.
- Rocscience Inc. (2000). "Phase2 user's guide. 2000; Phase2 Verification Manual Version 2.1".
- Rocscience Inc. (2001). "Application of the Finite Element Method to Slope Stability". Disponible en internet www.rocscience.com.
- Sterpi, D. (1999). "An analysis of geotechnical problems involving strain softening effects". Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.Vol. 23. pp. 1427-1454.
- Swan, C.C. y Seo, Y.K. (1999). "Limit State Analysis of Earthen Slopes Using Dual Continuum/FEM Approaches". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 23, 1359-1371.
- Starfield, A.M. y Cundall, P.A. (1988). "Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.; Pergamon Press. Oxford. Vol. 25, No. 3, pp 96-106.
- Varona, P. (1998). "Curso de FLAC. Itasca". Dictado en Madrid. En 1999.
- Zienkiewicz, O.C.(1968): "*The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*". M^cGraw-Hill Pub. London.

13. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES

La interpretación creativa es el suelo donde la ciencia hunde sus raíces. Los números sugieren, obligan, refutan, pero, por si solos, no determinan el contenido de las teorías científicas. Estas últimas se construyen sobre la base de la interpretación de dichos números, y los intérpretes pueden quedar atrapados en su propia retórica. Están convencidos de su objetividad y son incapaces de ver los prejuicios que les llevan a escoger sólo una de las muchas interpretaciones que sus números admiten. ... ¿Con qué derecho, salvo el derivado de nuestros propios prejuicios, podríamos sostener que en la actualidad la ciencia opera la margen de toda influencia cultural?

S.J. Gould, 1993

13.1. Introducción

En una disciplina, como la ingeniería de los macizos rocosos, en la que la incertidumbre juega un papel bastante importante, la utilización de métodos estadísticos presenta gran interés. Aunque las técnicas estadísticas se han desarrollado para tratar casos en los que se cuenta con un elevado número de datos, al contrario de lo que suele ocurrir en geotecnia, una adecuada gestión de éstos en combinación con el uso de técnicas estadísticas puede contribuir a facilitar la resolución de los problemas, controlando y limitando los niveles de incertidumbre a lo largo del proceso de diseño, y sacando el mayor partido posible de los escasos datos disponibles. Además, las técnicas estadísticas permiten evaluar, de manera más o menos aproximada, el riesgo asociado a una determinada propuesta de diseño y, por tanto, la fiabilidad de la misma.

Ante la cuestión de cuando es aceptable el riesgo de un diseño geotécnico no existen reglas universales y simples, ni existe un valor del coeficiente de seguridad (CS) que garantice que una determinada obra vaya a ser estable y no dé problemas. Así, en la práctica común de la ingeniería, mientras que para un talud de una escombrera de un material ya conocido un $CS=1,3$ parece razonable, el diseño de pilares en una nueva zona de una mina requeriría más bien un $CS=2$, el diseño de una cimentación estándar suele hacerse con un valor de $CS=3$ y los diseños de cámaras en medios estratificados, basados en teorías de vigas y placas recomiendan un $CS=4$ como mínimo.

Cada diseño es único, por lo que para que se pueda considerar adecuado habrá que tener en cuenta sus circunstancias particulares, como: el tipo de macizo rocosos en el que se construye, las cargas a las que estará sometido, el uso final que se le vaya a dar a la obra, etc. Según Hoek (2002) el ingeniero deberá buscar una solución económicamente viable y suficientemente segura, compatible con todas las especificidades del proyecto. Así, uno de los aspectos clave en el ámbito de la ingeniería de taludes es ser capaz de evaluar la fiabilidad de un diseño. En la mayor parte de los casos este proceso de evaluación se basa exclusivamente en la experiencia y capacidad de estimación del ingeniero de proyecto, lo cual puede llevar a soluciones de diseño poco estables o ineconómicas. Un esquema de una metodología de diseño razonable para el ámbito de la mecánica de rocas se presenta en la Figura 13.1.

El uso de técnicas estadísticas resulta muy adecuado para controlar diversos aspectos clave en el diseño geotécnico como son: la adecuada gestión de la incertidumbre como parte del proceso de diseño y la estimación del riesgo asociado. Aun así, este enfoque debe ir siempre incluido en el marco de una metodología de diseño más general que incluya todos los aspectos propios del problema a resolver. La ventaja de los métodos estadísticos frente a los deterministas radica en que la solución se obtiene en función de las probabilidades acumuladas.

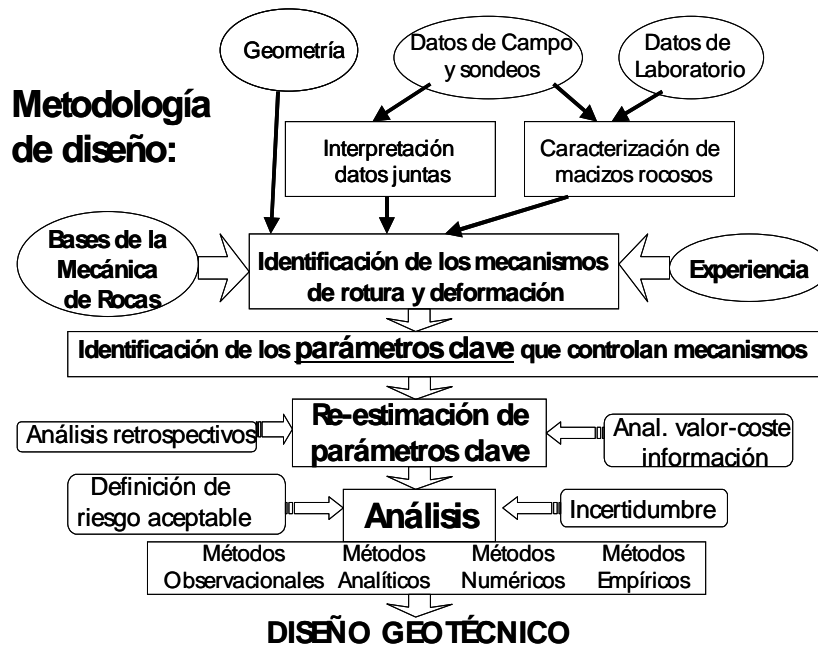


Figura 13.1: Esquema de la metodología de diseño de taludes en mecánica de rocas, con especial referencia a los conceptos de riesgo e incertidumbre.

La diferencia entre los enfoques deterministas y probabilistas radica en que en este último caso no se estima un valor específico del parámetro en cuestión, sino que dicho parámetro puede tomar cualquier valor dentro del rango definido por una función de densidad de probabilidad. Por tanto, para un modelo de partida, las variables del mismo se pueden considerar como aleatorias, quedando definidas como funciones de densidad de probabilidad.

En los casos en que haya sólo un parámetro que sea considerado como variable aleatoria es posible examinar el sistema directamente mediante expresiones probabilísticas, pero, en aquellos casos en los cuales se consideren como variables aleatorias, definidas por distintos tipos de distribuciones, un número mayor de parámetros, el problema estadístico directo se complica en sobremanera por lo que resulta interesante acudir a alguna de las técnicas que se describen en este capítulo.

13.2. Análisis de sensibilidad

Aunque no es necesariamente un método estadístico, se trata en este capítulo por ser una técnica que contribuye a mejorar el conocimiento sobre la fiabilidad de los diseños y se usa frecuentemente para evaluar los riesgos asociados a una determinada solución constructiva. También resulta muy interesante para determinar cuales son los parámetros que tienen mayor

influencia sobre la estabilidad del talud. Si se trata de parámetros del terreno, habrá que conocer de la manera más exacta posible los valores que toman, mientras que si se trata de parámetros de diseño se modificarán de la manera más adecuada posible para asegurar la estabilidad al menor coste.

Un análisis de sensibilidad es aquel en el que se va repitiendo el cálculo de estabilidad, variando sistemáticamente cada parámetro de entrada dentro de los márgenes razonables de valores que puede alcanzar, al objeto de determinar la influencia de cada uno de estos parámetros de entrada sobre un parámetro de salida, que será típicamente el coeficiente de seguridad.

Existen diversas formas de presentar los resultados de estos análisis de sensibilidad. Una de las más utilizadas son los denominados diagramas tipo araña o "spider diagrams", en los que cada variable significativa de entrada se va variando para una serie de valores (p.ej. 50%, 75%, 90%, 100%, 110%, 125% y 150%) obteniéndose los resultados de la variable de salida correspondientes y representándose varias de estas curvas (una para cada variable de entrada conjuntamente). Aquellas de estas curvas que tengan mayor pendiente en el entorno del C.S. determinista, indicarán los parámetros a los que la estabilidad será más sensible.

Otro tipo de análisis de sensibilidad asociado a la realización de modelos estadísticos es el análisis de la contribución de cada variable a la varianza del coeficiente de seguridad de salida. Los resultados de este análisis difieren del anterior en tanto en cuanto en este caso ya se parte de la variabilidad real del parámetro de entrada, mientras que en el anterior esta variabilidad introducida artificialmente es potencial. Se presentan algunos ejemplos de este tipo de cálculos en los casos prácticos expuestos en este capítulo.

Este tipo de análisis resulta una metodología muy útil para explorar diversas posibilidades de diseño y llegar a conclusiones prácticas relevantes en problemas complicados. Tiene además la ventaja que se puede llevar a cabo sin conocer distribuciones reales de datos, si bien es cierto que la utilidad y fiabilidad de estos métodos se multiplica a medida que mejora el conocimiento real del terreno (Harr, 1987).

13.3. Breve reseña sobre la teoría de la probabilidad

Se introducen en este apartado, de forma sucinta, algunos conceptos básicos de estadística que resulta conveniente tener en mente para realizar algunos de los análisis que se proponen a continuación. Este apartado se basa en el capítulo 8 de los apuntes del Dr. Hoek en Internet. (Hoek, 2002). Para un conocimiento más profundo de las aplicaciones estadísticas en geotecnia se recomienda acudir a Harr (1987) y Whitman (1984).

Se denominan *variables aleatorias* aquellos parámetros que no presentan un único valor fijo sino que pueden poseer varios valores. No existe forma de predecir de manera exacta el valor de uno de estos parámetros en un punto determinado. La mayor parte de las propiedades de resistencia y deformabilidad, los caracteres geomecánicos de las juntas o el campo tensional se pueden considerar variables aleatorias.

Se denomina *distribución de probabilidad* o *función de densidad de probabilidad* (FDP) a aquella función que describe la posibilidad relativa de que una variable aleatoria tome un determinado valor (Fig. 13.2.a). La integral de estas funciones en todo el dominio tiene que ser igual a 1. Otra manera de presentar la misma información es mediante la denominada *función de probabilidad acumulada* (FPA), que sirve para estimar la probabilidad de que una variable aleatoria sea igual o menor que un determinado valor. Esta función será la integral de la función de densidad de probabilidad correspondiente. (Fig. 13.2.b.). Lógicamente si para una abscisa x_1 se obtiene el valor correspondiente a la FPA, este valor será igual al área bajo la FDP a la izquierda de x_1 . Se suele utilizar $f(x)$ para FDP y $F(x)$ para FPA.

Una de las representaciones más comunes de una distribución probabilística es la de *histograma*, en la que se representa el porcentaje de observaciones comprendidas en un determinado intervalo en forma de barra sobre el correspondiente intervalo (Fig. 13.2.c). Un histograma es una función de densidad de probabilidad multiplicada por el número de observaciones y discontinua.

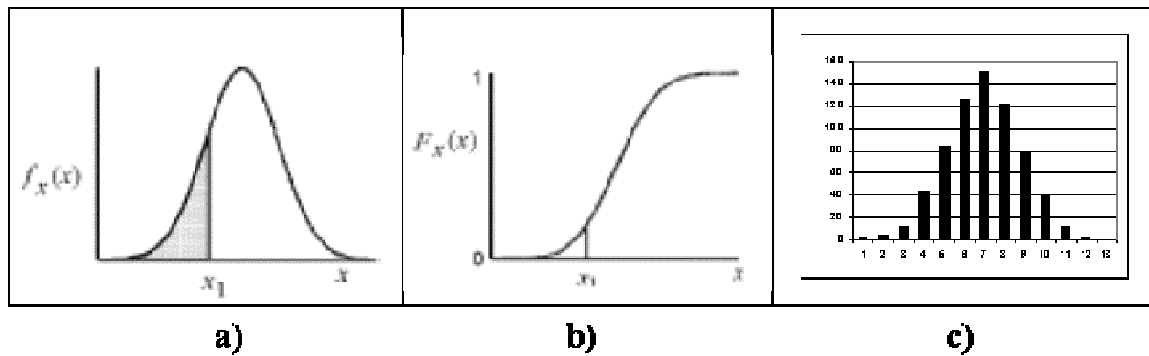


Figura 13.2: Funciones de a) densidad de probabilidad, b) de probabilidad acumulada y c) histograma.

Para muchas aplicaciones no es necesario tener en cuenta toda la información contenida en las funciones de densidad de probabilidad o de probabilidad acumulada, por lo que resulta suficiente realizar un análisis de datos del que se obtendrán valores suficientemente representativos de los parámetros de interés y que se resumen a continuación.

Se denomina *media* o *valor esperado* al centro de gravedad de la función de probabilidad. Una aplicación típica sería el análisis de una serie de resultados x_1, x_2, \dots, x_n de ensayos por ejemplo de resistencia a compresión simple. Si se han realizado n ensayos con resultado x_i cada uno de ellos, la media \bar{x} vendrá dada por:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (13.1)$$

Se denomina *varianza de la muestra* s^2 a la media del cuadrado de la diferencia entre cada valor de x_i y el valor medio \bar{x} , de manera que:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (13.2)$$

Obsérvese que el denominador de esta función debería ser n y no $(n-1)$. Sin embargo para una muestra finita se puede demostrar que un factor de corrección $n/(n-1)$, conocido como corrección

de Bessel, proporciona una mejor estimación. En la práctica, esta corrección sólo es necesaria cuando la muestra es menor de 30.

Se denomina *desviación estándar o típica* a la raíz cuadrada positiva de la varianza s^2 . Para distribuciones normales el 68% de los resultados de los ensayos se encontrarán en el intervalo definido por *la media \pm una desviación estándar* y el 95 % en el intervalo definido por *la media \pm dos desviaciones estándar*. Una desviación estándar muy pequeña indicará un conjunto de resultados muy bien agrupados en el entorno de la media, mientras que un valor grande de este parámetro será síntoma de una gran dispersión de los datos.

Se denomina *coeficiente de variación (CDV)* al ratio entre la desviación estándar y la media, así $CDV = s/\bar{x}$. Éste coeficiente resulta una medida particularmente útil de la incertidumbre, de forma que $CDV = 0.05$ indicará una incertidumbre baja, mientras que CDV de 0.25 será un nivel de incertidumbre bastante alto.

La *distribución normal o de Gauss*, también llamada campana de Gauss, es una función de distribución de probabilidad muy común, a la que se suelen ajustar diversas variables aleatorias. Se utiliza en geotecnia siempre que no haya una buena razón para suponer una distribución de otro tipo. Típicamente muchas variables naturales se adscriben a este modelo de distribución, especialmente aquellas que se producen por causa de múltiples efectos, sin que ninguno de ellos sea dominante sobre los demás. Para definir una distribución normal basta con estimar los valores de los parámetros que la controlan y que serán la media y la desviación estándar reales (μ y σ). En general, los mejores estimadores de estos parámetros serán el valor medio y la desviación estándar, obtenidos a partir de un conjunto de observaciones. Así, a partir de las ecuaciones (13.1) y (13.2), se podrá escribir:

$$\mu = \bar{x} \quad (13.3)$$

$$\sigma = s \quad (13.4)$$

Estas ecuaciones dan los valores más probables pero no necesariamente los reales.

En cualquier conjunto de observaciones o ensayos resulta deseable incluir el mayor número de muestras posible, pero en el ámbito de la ingeniería geotécnica existe lógicamente una limitación económica y temporal en el número de datos que se pueden tomar. Por ello, comúnmente es necesario realizar aproximaciones razonadas basadas en el buen juicio, la experiencia y la comparación con casos similares. Estas dificultades sirven a veces de coartada para no utilizar técnicas estadísticas en mecánica de rocas, sin embargo, lo cierto es que resultan muy útiles para obtener resultados representativos incluso para un número de datos pequeño.

Una vez estimadas la media μ y la desviación típica σ la función de densidad de probabilidad para una distribución normal viene dada por la expresión:

$$f_x(x) = \frac{\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]}{\sigma\sqrt{2\pi}} \quad \text{para} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (13.5)$$

Esta distribución normal a veces se trunca de manera que sólo se consideran valores en un determinado intervalo (por ejemplo, $0 \leq x \leq \infty$) para evitar resultados poco realistas, así como problemas de cálculo.

Además de la distribución normal existen otras distribuciones que se pueden usar en los análisis estadísticos. Entre las más utilizadas en el ámbito geotécnico se encuentran las siguientes:

- Distribuciones Beta: Son muy versátiles, relativamente parecidas a las normales, pero no presentan el problema de los valores extremos ya que su dominio está limitado por valores específicos.
- Distribuciones Exponenciales: Suele ajustarse a este tipo de distribución la continuidad o persistencia de las juntas en los macizos rocosos. También se utiliza a veces para representar razonablemente la altura del nivel freático sobre una determinada superficie o la presión de agua en determinadas juntas.
- Distribuciones Log-normales: Resultan útiles para considerar procesos como el machaqueo de áridos en los que el tamaño de la partícula final es el resultado de un conjunto de choques de partículas de diferentes tamaños moviéndose en diferentes direcciones con distintas velocidades. Este tipo de mecanismos multiplicativos suelen dar lugar a variables log-normalmente distribuidas, al contrario que las variables normalmente distribuidas que suelen ser el resultado de mecanismos que funcionan en forma aditiva.
- Distribuciones tipo Weibull: Se utilizan para representar la vida útil de las máquinas en estudios de fiabilidad de la maquinaria. También suelen resultar de ensayos como la resistencia a compresión simple de una roca obtenida mediante la prensa Franklin, en los que suelen aparecer unos pocos valores muy elevados. Parece ser que este tipo de distribución representa bastante bien tanto la resistencia a compresión simple de las rocas frágiles, como la relación entre esta última y la resistencia a tracción según las observaciones de Fang (2001).
- Distribuciones triangulares: Se utilizan comúnmente para reflejar variables asociadas a decisiones humanas o a falta de conocimiento. Son de uso común para indicar el posible precio de los minerales, para el que un experto indica el valor más probable y el mínimo y el máximo esperado.
- Distribuciones equiprobables: Se emplean cuando se conocen los valores mínimo y máximo que puede alcanzar una variable, pero se supone que dentro de este dominio cualquier valor es igualmente probable.
- Distribución logística: Adecuada para representar variables específicas.

Existen diversos programas que permiten ajustar conjuntos de datos a alguna o varias de las distribuciones presentadas. Uno de los más utilizados es el programa Bestfit de la compañía americana Palisade Corporation. La forma básica de las distribuciones que se han comentado se presenta en la Figura 13.3.

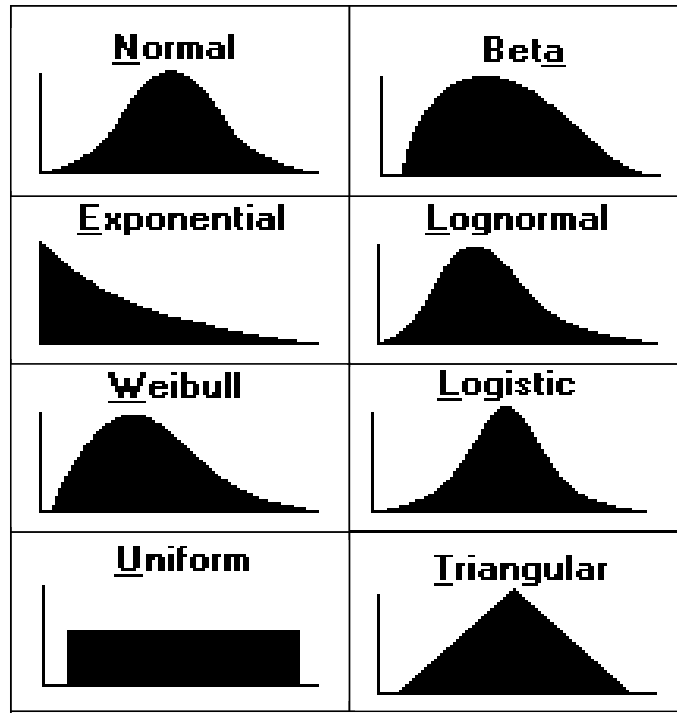


Figura 13.3: Forma aproximada de las distribuciones o funciones de densidad de probabilidad más comúnmente utilizadas en el ámbito de la geotecnia, según la base de datos del código Crystal Ball (2000).

13.4. El Método de Montecarlo

Para describir de una manera realista el valor que puede tomar un parámetro, sobre todo en una disciplina en la que se acumula tanta incertidumbre como en la geotecnia, resulta muy apropiado el uso de la teoría de la probabilidad. En vez de asignar un valor medio determinista a una variable, se le asigna una gama de valores asociadas a una determinada función de densidad de probabilidad. De esta manera se le asignan a las variables de entrada valores aleatorios.

El Método de Montecarlo consiste en ir introduciendo en un modelo determinista una serie de variables generadas de manera aleatoria, recuperando el resultado final en forma de histograma. Existen actualmente programas informáticos que implementan el método de Montecarlo asociado a hojas de cálculo (Microsoft Excel), lo cual facilita enormemente los cálculos. Entre estos programas cabe destacar el “Crystal Ball 2000”¹, u otro programa utilizado por algunos autores en el ámbito de la mecánica de rocas denominado “@risk”².

En este método se generan una serie de valores aleatorios para cada función de probabilidad que se corresponderá con un parámetro de entrada y se introducen estos valores en el modelo determinista (ecuación o conjunto de ecuaciones), elaborando una función de probabilidad o histograma (que podría ser en forma acumulada) para las variables de salida, que serán resultados como el coeficiente de seguridad.

¹ Comercializado por Decisioneering Inc., 1515 Arapahoe St., Suite 1311, Denver, Colorado 80202, EEUU.

² Comercializado por Palisade Corporation, 31 Decker Road, New Field, New York 14867, EEUU.

Para llevar a cabo la generación de los valores aleatorios, se parte de la función de densidad de probabilidad acumulada $P = F(x)$ y se invierte de forma que la variable se exprese en función de la probabilidad $x = F^{-1}(P)$. Tomando ahora un número 'n' determinado de valores entre 0 y 1 uniformemente distribuidos de P y despejando en cada caso x se obtiene un 'n' de valores aleatorios de x . (Ver Figura 13.4).

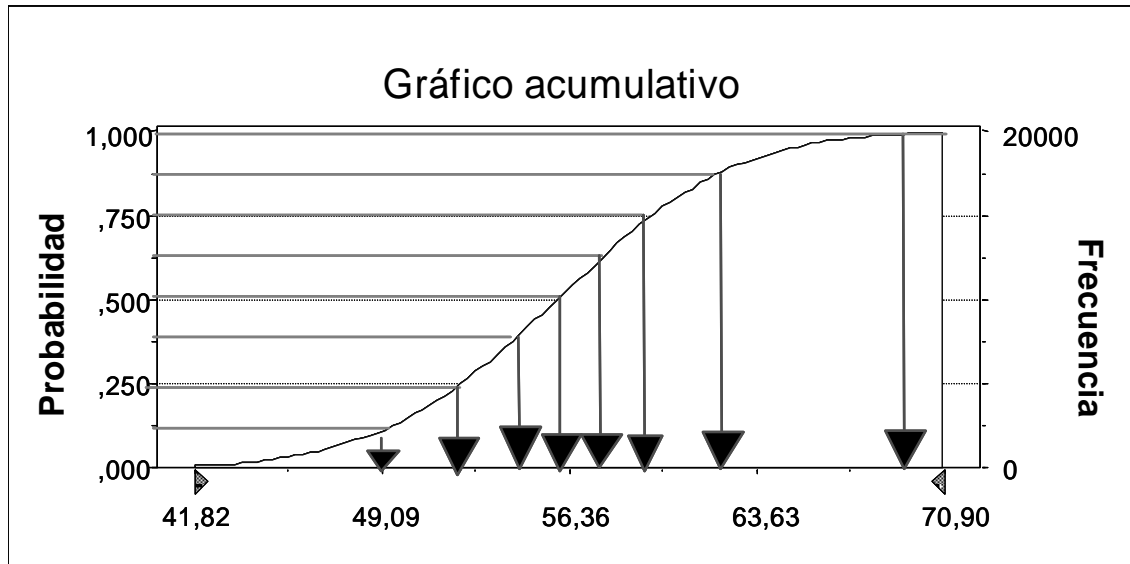


Figura 13.4: Ejemplo de generación de valores aleatorios.

Por ejemplo, si la distribución del parámetro caso x viene dada por una distribución negativa exponencial:

$$P = 1 - e^{-\lambda x} \quad (13.6)$$

Expresando el valor de x en función de P :

$$x = -\frac{1}{-\lambda} \cdot \ln(1 - P) \quad (13.7)$$

Según Hudson y Harrison (1997) si ahora se introducen n valores de P entre 0 y 1, uniformemente distribuidos, se obtienen n valores aleatorios de x que se ajustan al patrón de la distribución negativa exponencial de partida. Se ha seleccionado un ejemplo en el que la inversión resulta sencilla aunque no ocurre esto en todos los casos.

El método de Montecarlo es un procedimiento que permite la variación simultánea de muchos parámetros en un modelo cualquiera. El cálculo se repite para cada uno de los grupos de datos de entrada generado, ajustándose a las distribuciones de densidad de esos parámetros de entrada. Cada uno de los cálculos produce un valor del parámetro de salida (CS) y a partir de éstos datos, se elabora un histograma que permite conocer el valor de la media de dicho parámetro y también su dispersión, que es una medida del riesgo asociado a cada diseño.

Este histograma deberá ser interpretado desde el punto de vista del ingeniero, teniendo en cuenta las condiciones específicas de cada análisis y cada proyecto. Al final el juicio basado en la

experiencia resulta insustituible, pero contar con herramientas como la aquí propuesta resulta de gran ayuda en la toma de decisiones. A continuación y a modo de ejemplo se presenta la Tabla 13.1, que puede ayudar en la interpretación de los resultados, aplicada al diseño de taludes en explotaciones mineras tipo corta, propuesta por Priest y Brown (1993). Para cada tipo de problemas geotécnicos, e incluso para cada obra, atendiendo a sus peculiaridades, se podrán definir unos criterios de diseño, como los presentados en este caso.

En este capítulo se presentarán, a modo ilustrativo, dos casos reales para que el lector pueda tener una idea de cómo implementar el método de Montecarlo e interpretar los resultados; dichos casos incluyen un banco de una mina y el talud general de una cantera.

Tabla 13.1. Interpretación de criterios de diseño probabilísticos, basados en el método de Montecarlo, en su aplicación al diseño de taludes en cortas mineras. Según Priest y Brown (1993).

Categoría del talud	Consecuencias de la rotura	Ejemplos	Valores aceptables		
			Mínimo	Máximo	
			Media CS	P(CS)<1	P(CS)<1.5
1	No graves	Bancos individuales, taludes de pequeña altura (< 50 m.), taludes temporales que no afectan a pistas.	1.3	0.1	0.2
2	Moderadamente graves	Cualquier talud de naturaleza permanente o casi-permanente	1.6	0.01	0.1
3	Muy graves	Taludes medios (altura entre 50 y 150 m) y altos (más 150 m) con presencia de pistas y/o instalaciones mineras permanentes al pie.	2.0	0.0003	0.05
<i>Criterios de diseño basados en el Método de Montecarlo</i>					
Grado de cumplimiento de los criterios arriba indicados		Interpretación			
Cumple los tres criterios.		Talud estable.			
Aunque supera el valor mínimo de la media del CS, no cumple uno de los criterios de probabilidad.		Trabajar con este talud supone un riesgo aceptable o nó, según el caso. El nivel de riesgo se puede cuantificar mediante un sistema de vigilancia de detalle.			
Aunque no supera el valor mínimo de la media del CS, cumple los dos criterios de probabilidad.		Talud aceptable. Se recomienda realizar mínimas modificaciones en su geometría para subir la media del CS hasta un nivel satisfactorio.			
No supera el valor mínimo de la media del CS y no cumple uno o los dos criterios de probabilidad.		Talud inestable. Se necesita modificar la geometría del talud. Podría ser necesario utilizar sostenimientos activos y un sistema de vigilancia.			
<i>Interpretación del comportamiento del talud</i>					

Antes de pasar a presentar los ejemplos, conviene indicar la existencia de técnicas tipo Montecarlo evolucionadas, como la denominada Hiper cubo latino o "Latin Hypercube" (Imam et al., 1980; y Startzman y Watterbarger, 1985). Se trata de un desarrollo reciente, en el que esta técnica de

muestreo permite obtener resultados comparables al método de Montecarlo con un número mucho menor de datos. El método se basa en el muestreo estratificado con selección aleatoria para cada estrato. Así, típicamente, un análisis de este tipo con 1000 muestras equivale a un Montecarlo con 5000. Esta técnica aparece implementada en el código “@risk” de Palisade Corporation.

Finalmente hay que señalar que estos métodos exigen conocer o al menos asumir las distribuciones de todos y cada uno de los parámetros de entrada. Si no se dispone de esta información se recomienda asumir distribuciones normales, normales truncadas o triangulares.

13.4.1. Análisis de estabilidad de un banco en una mina

Se he elegido como primer ejemplo un análisis hipotético bastante sencillo de rotura plana de un banco de una mina, al objeto de introducir las técnicas de la toma de datos y de su preparación para su introducción en el programa. Todos los datos geotécnicos, tanto de juntas como de propiedades de materiales, son datos reales correspondientes a un macizo rocoso de una explotación de cuarzo, siendo el único dato hipotético la orientación del talud. También las alturas de banco y presencia de agua se han estimado de la manera propuesta en otros taludes de dicha explotación.

El análisis clásico de rotura plana de taludes en roca y la obtención del coeficiente de seguridad correspondiente, que se puede encontrar en el capítulo 8, se muestra resumido en la Figura 13.5.

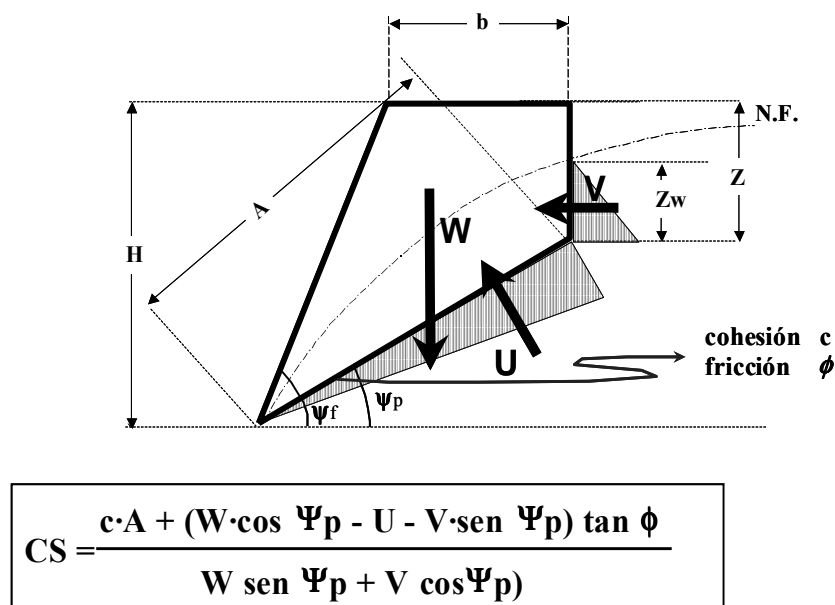


Figura 13.5: Esquema de rotura plana y cálculo del coeficiente de seguridad correspondiente.

En esta figura se muestra como para la geometría que se presenta se puede calcular el área de contacto del bloque deslizante A y las fuerzas actuantes sobre el mismo, esto es el peso y las fuerzas asociadas a la presión de agua, mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
A &= (H - z) / \text{seno } \psi_p \\
W &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot g \psi_p - \cot g \psi_f \right] \\
U &= \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_w^m \cdot A / 2 \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \frac{z_w^m + z_w^{g.t.}}{2} \cdot A / 2 \right) \\
V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_w^{g.t.^2}
\end{aligned} \tag{13.8}$$

Para obtener la resistencia al corte del plano de deslizamiento, teniendo en cuenta que se observó in-situ que se trataba de juntas rugosas sin relleno, conviene utilizar la metodología de Barton, tal y como la desarrollan Hoek et al., (1995). Según Barton, la resistencia al corte de dichas juntas viene dada por:

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \left[\phi_r + JRC_n \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) \right] \tag{13.9}$$

donde JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta, JCS la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad y ϕ_r el ángulo de fricción residual. Los dos primeros valores se deberán corregir atendiendo al tamaño de la junta según las expresiones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0} \tag{13.10}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JRC_0} \tag{13.11}$$

donde JRC_0 , JCS_0 , y L_0 (longitud) se refieren a muestras a escala de laboratorio (100 mm) y JRC_n , JCS_n , y L_n se refieren a tamaños de bloques naturales in-situ.

Finalmente los valores de *cohesión instantánea* c_i y ángulo de *fricción instantáneo* ϕ_i para la tensión normal σ_n , de trabajo, que son los que mostraría la discontinuidad, vendrán dados respectivamente por la ordenada en el origen y la pendiente de la recta tangente a la curva de la expresión de Barton presentada en la expresión (13.9), y se obtendrán como:

$$\begin{aligned}
\phi_i &= \arctan \left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} \right) \\
c_i &= \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi_i
\end{aligned} \tag{13.12}$$

donde:

$$\frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} = \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] - \frac{\pi \cdot JRC}{180 \cdot \ln 10} \left\{ \tan^2 \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] + 1 \right\} \tag{13.13}$$

Por tanto y resumiendo para analizar la rotura plana en cuestión se necesitan como datos de entrada los que se muestran en la Tabla 13.2, donde se incluyen en negrita los valores medios estimados de todas las variables.

Tabla 13.2: Conjunto de datos necesarios para analizar la rotura plana de un talud.

Datos Geométricos	Datos geológico-geométricos	Datos Hidrogeológicos	Datos geotécnicos
Altura del talud H 10 m Inclinación talud ψ_f 75° Posición grieta tracción b 2,85 m	Inclinación junta ψ_p 45° Peso específico roca γ_r 26,33 kN/m³	Altura agua medio talud - z_w^m $z/2$ Altura agua grieta tracción - z_w^{gt} $z/3$ Peso específico agua - γ_w 10 kN/m³	JRC_0 8,85 JCS_0 116,76 MPa ϕ_r 31,95°

Con todos estos datos adecuadamente introducidos en las expresiones (13.8 a 13.13) se puede calcular el valor del coeficiente de seguridad frente a la rotura plana con la expresión de la Figura 13.5, con la que se obtiene un valor del coeficiente de seguridad de 1,10. Este coeficiente de seguridad indica estabilidad al ser mayor de 1, pero, en general, es un valor poco aceptable por estar tan próximo a 1. No obstante, realizando un análisis determinista de este tipo no se puede cuantificar hasta que punto es o no válido este valor y si se debe aceptar el diseño. Para ello se realizará un análisis de Montecarlo de este mismo problema pero introduciendo en vez de los valores medios de las variables, las distribuciones de probabilidad que pueden alcanzar a partir de los datos tomados para el estudio.

Al objeto de estimar los parámetros geotécnicos de interés, se realizó un censo de discontinuidades en la mina, habiéndose medido unas cincuenta pertenecientes a la familia que puede dar roturas planas. El histograma del ángulo de buzamiento de todas las discontinuidades medidas se presenta en la Figura 13.6. También se midieron en todas las discontinuidades observadas los valores de JRC por comparación directa con los perfiles de rugosidad de Barton (1982) y el JCS mediante la realización e interpretación de ensayos de rebote con el martillo de Schmidt. Los resultados de ambas series de medidas se representan en los histogramas de la Figura 13.7.

Finalmente se realizaron en laboratorio trece ensayos densidad del material que dieron un valor medio de 2,58 gr/cm³ y cuatro ensayos de estimación del ángulo de fricción residual siguiendo las propuestas de Stimpson (1981), que dieron un valor medio de 31,95°, habiendo sido los resultados siempre iguales.

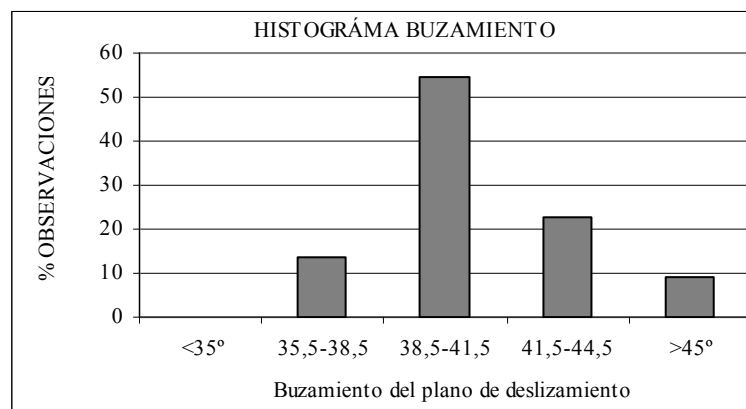


Figura 13.6: Histograma de buzamientos.

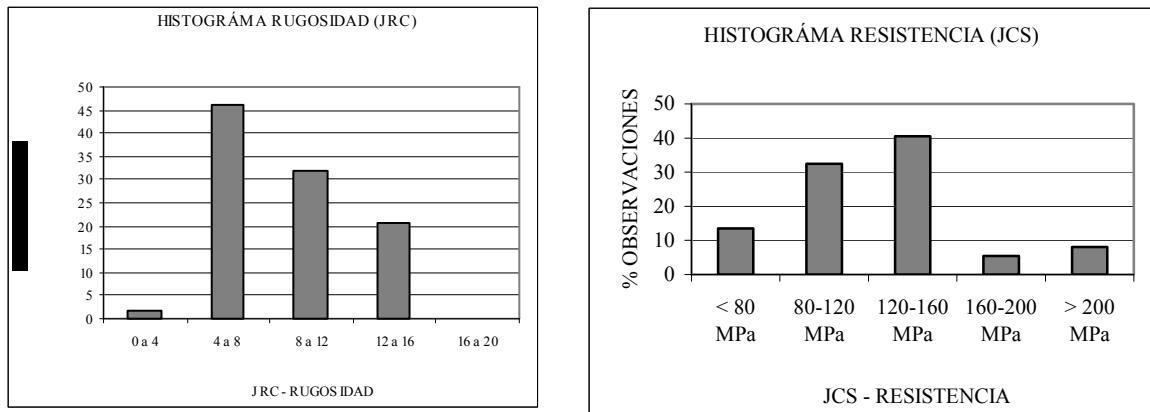


Figura 13.7: Histogramas de JRC y JCS.

En cuanto a los datos geométricos de diseño del banco, con una altura de 10 metros y una inclinación de su cara de 75° , se observó, a partir de medidas in-situ y planos de la mina, que la altura media de los bancos era de 10 m, habiéndose medido en ocasiones hasta casi 11 por arriba y algo menos de 9 m por debajo. También el ángulo estimativo de la cara del talud variaba entre 70 y 80, aunque el valor más observado era 75° .

La posición de la grieta de tracción, que marca además la profundidad de la misma, se estimó, a partir de técnicas como las propuestas por Hoek y Bray (1974), a unos 2,85 metros por detrás de la cabeza del banco, considerándose como distancias mínima y máxima posibles 2 y 5 metros respectivamente. Las alturas de agua en el centro del plano de deslizamiento y en la grieta de tracción, atendiendo a la pluviosidad de la zona, se supuso que alcanzarían respectivamente, de media, 0,33 y 0,5 veces la profundidad de la grieta de tracción, presentando su distribución de probabilidades una forma exponencial negativa con el valor medio indicado.

Las funciones de probabilidad de todas estas variables introducidas para el cálculo del coeficiente de seguridad mediante el método de Montecarlo se presentan en la Figura 13.8.

Con todos los datos y habiendo preparado una hoja en Excel para realizar el cálculo del CS por rotura plana, se fue sustituyendo en el programa Crystal Ball 2000 cada uno de los valores deterministas de la Tabla 13.2 por cada una de las funciones de distribución, ya sea estimadas o bien presentadas en forma de histograma a partir de ensayos de campo o laboratorio. Con estas variables aleatorias, el programa realiza la simulación para un número solicitado (en este caso 5000) de iteraciones, para las cuales él mismo genera el número de valores aleatorios adecuado.

El resultado de esta simulación da, en vez de un valor único de CS, o de cualquier otra variable que se le solicite, la distribución de probabilidad de la misma. Dicha variable se representa en forma acumulada en la Figura 13.9, que muestra la probabilidad acumulada de que el coeficiente de seguridad alcance un valor inferior a uno determinado.

Entre los aspectos a destacar de esta solución cabe indicar que la media de los coeficientes de seguridad obtenidos a partir de las distribuciones de probabilidad de las variables introducidas es 1,03 en vez del valor determinista 1,10. Para los supuestos de partida, la probabilidad de que el

coeficiente de seguridad sea mayor que 1 es del 54,7 %, con lo que sí el cálculo fuera perfecto (no se han tenido en cuenta la continuidad de las juntas ni la existencia de superficies de despegue, así como el efecto del no-parallelismo absoluto de rumbos de las juntas y del talud) se tendría que casi en la mitad de los casos se produciría la caída del banco. También se puede destacar de esta gráfica que para las peores combinaciones posibles se obtendrían coeficientes de seguridad tan bajos como 0,475, mientras que en los casos más favorables se obtendrían valores de hasta 1,6.

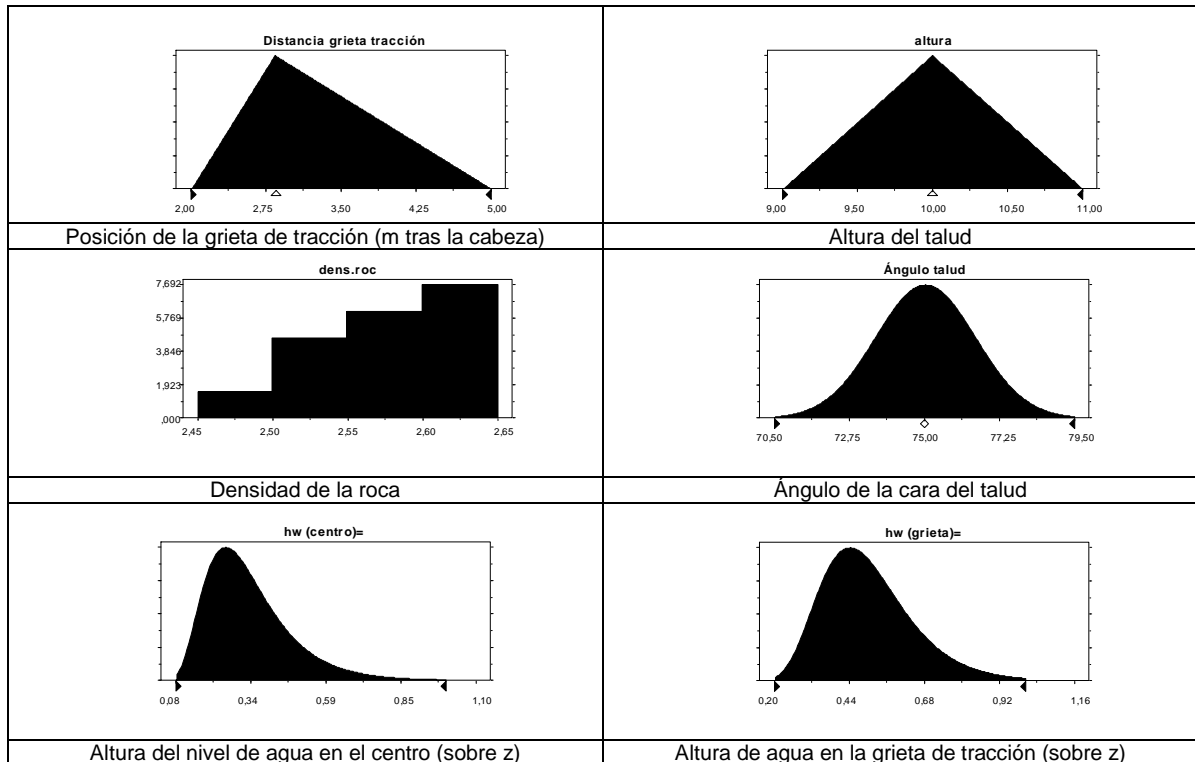


Figura 13.8: Funciones de probabilidad de algunas variables de cálculo.

Como conclusión cabe indicar que en el ámbito de la geotecnia un CS de 1,1 es un valor inaceptable. Ciertamente, en este caso la variabilidad de los datos geológicos y geotécnicos es bastante grande por lo que la fiabilidad de los valores medios es bastante pequeña. Este tipo de resultados vienen, de alguna manera, a justificar los resultados obtenidos por Priest y Brown (1983) que se presentaron en la Tabla 13.1.

Una gráfica como la presentada podría ayudar a solucionar de una manera bastante eficiente dos de los aspectos claves de las metodologías de diseño de talud, reflejados en la Figura 13.1, que son la cuantificación del riesgo aceptable y la gestión de la incertidumbre. Ciertamente, cualquier ingeniero que este diseñando este talud al observar la gráfica anterior entenderá que, en un caso como éste, habría que ir probablemente a CS del orden de 1,5 ó 1,6. También se dará cuenta que al haber tanta variabilidad tal vez sería necesario gastar algo más de dinero en tomar datos.

¿Que datos serían aquellos que tendría mayor importancia conocer lo más exactamente posible?. Para responder a esta pregunta se puede realizar el denominado análisis de sensibilidad que indica cuales son los parámetros que más influyen sobre el resultado. Para realizar un análisis de

esta clase se puede acudir a técnicas clásicas de diversos tipos. También en este caso el programa Crystal Ball (2000) permite realizar muy rápidamente estos análisis, presentando como resultado el gráfico que se muestra en la Figura 13.10, en el que se presenta la contribución a la varianza en el CS de cada uno de los datos de entrada. Como refleja esta figura, en este caso la rugosidad e inclinación del plano de deslizamiento son los parámetros clave de este análisis y los que mejor habrá que conocer.

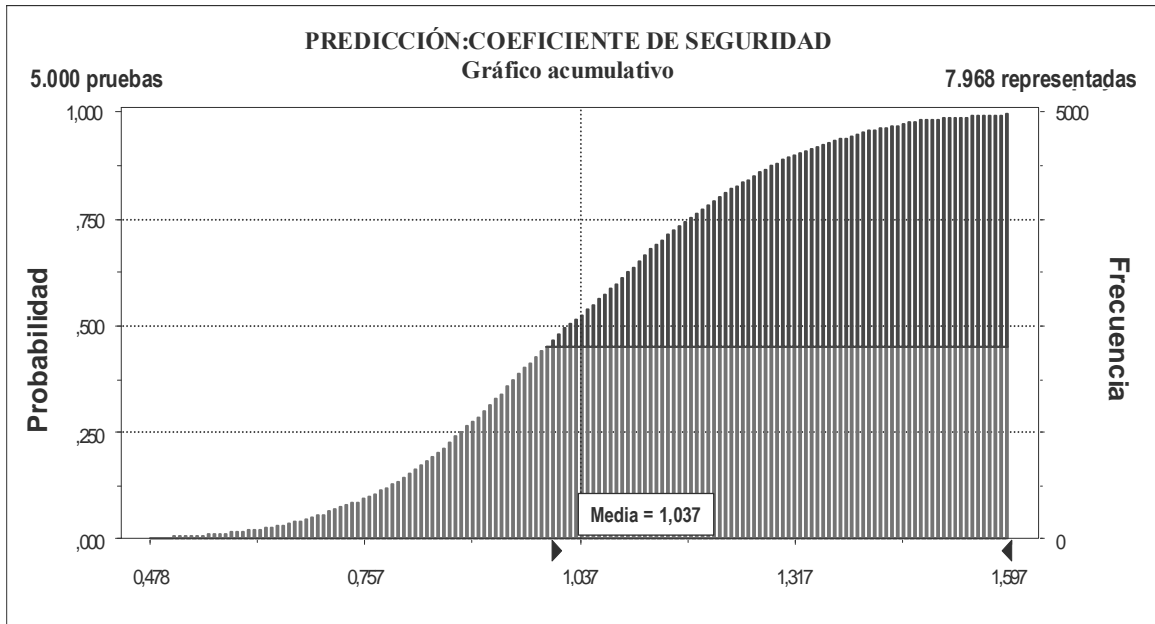


Figura 13.9: Principal resultado del programa Crystal Ball 2000. Gráfico de probabilidad acumulada de la obtención de un determinado coeficiente de seguridad.

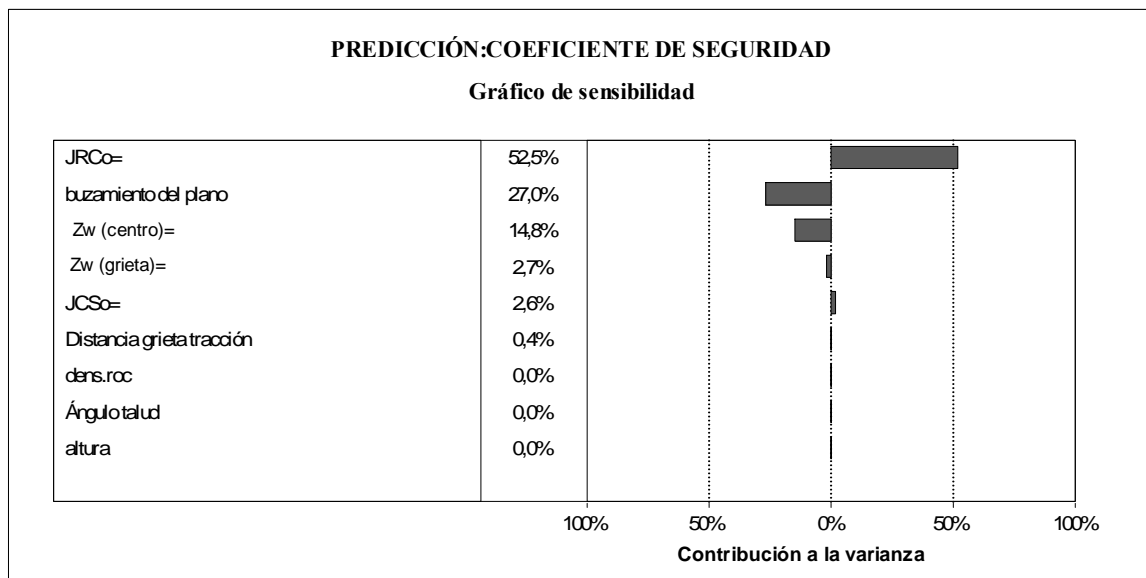


Figura 13.10: Análisis de sensibilidad de la rotura plana en un banco de una mina.

13.4.2. Diseño de un talud de muro de una cantera

Se retoma en este apartado el análisis de estabilidad y diseño del talud de muro, en pizarras débiles, de una cantera de caliza, descrito en el apartado 10.9.6 y del cual se presenta un análisis numérico en el apartado 12.6.3. A partir del planteamiento de equilibrio límite se obtuvo un valor del CS de 1,15, valor refrendado con el cálculo numérico que permitió obtener un CS de 1,10.

Hasta aquí se ha venido aplicando el método tradicional. Si ahora se tiene en cuenta que se dispone de una herramienta que permite realizar análisis de Montecarlo para cualquier cálculo implementado en una hoja de cálculo, se puede cambiar el enfoque y, en vez de realizar una caracterización conservadora (basada en los datos del macizo más alterado o meteorizado), se introducirán los “pocos” datos con los que se cuenta para la realización del cálculo.

En la Figura 13.11 se presentan las distribuciones de los parámetros (estimados en campo y laboratorio) que permiten obtener los parámetros resistentes del macizo (cohesión y fricción del macizo y de la esquistosidad), que son: GSI, resistencia a compresión simple y “m” para el macizo y ángulo de fricción básico, JRC, rebotes de Schmidt sobre superficie sana y sobre superficie meteorizada para la esquistosidad. También se supusieron distribuciones normales para las inclinaciones, con varianzas en torno al 1.5 %, para representar la incertidumbre sobre los datos. Como se ve en este caso las funciones de distribución de entrada de datos son muy irregulares ya que debido al escaso número de afloramientos y zonas sondeadas en las filitas, el número de datos era bastante bajo. Como se ve las variaciones son muy grandes, lo que responde a la variabilidad observada in-situ. También de aquí se deduce el conservadurismo, por otro lado harto necesario, del enfoque determinista.

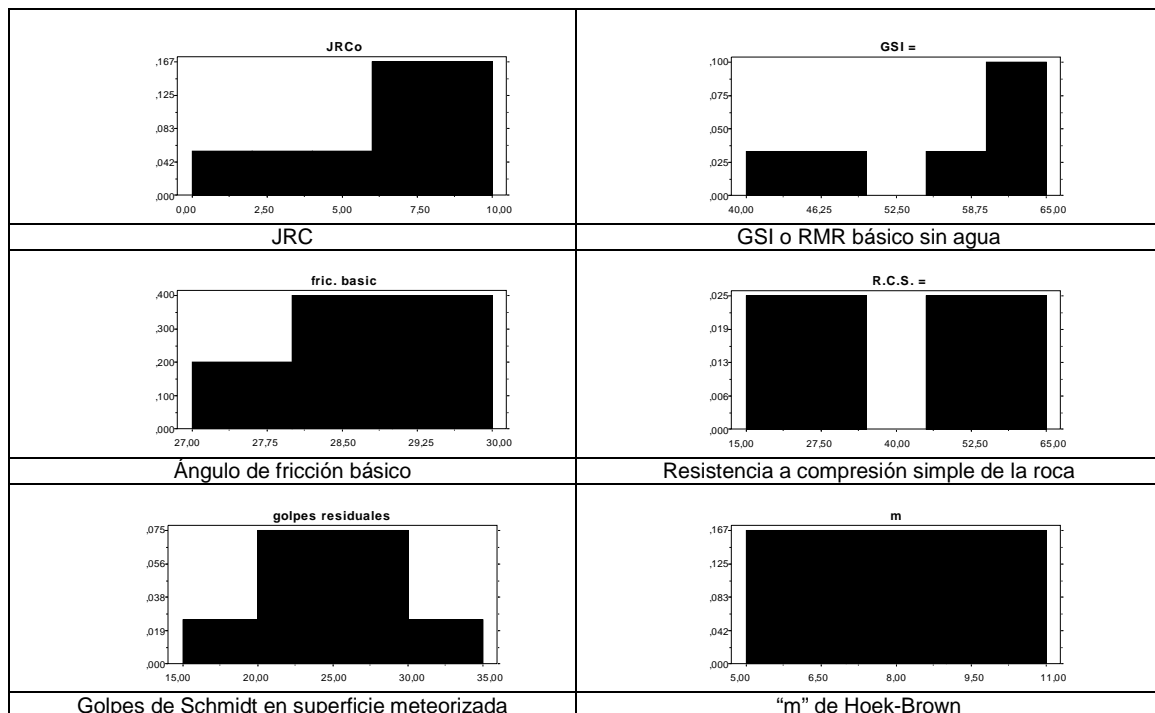


Figura 13.11: Funciones de probabilidad de los parámetros geotécnicos del cálculo.

Los resultados del análisis de Montecarlo se muestran en la Figura 13.12 y 13.13. A simple vista (Figura 13.12) se observa que el resultado del coeficiente de seguridad es muy variable (entre 0.98 y 5.96), ya que los datos de entrada son muy dispersos debido a que los parámetros de las filitas o pizarras verdes provienen de distintos afloramientos, algunos bastante meteorizados y otros poco. Como se ve en esta gráfica de distribución del coeficiente de seguridad, el valor medio del CS es 3,05.

En la **Figura 13.13** se presenta la gráfica acumulativa de coeficiente de seguridad, de donde se puede deducir que la probabilidad de que el coeficiente de seguridad sea inferior a 1,5 es del 9,8%, y la de que sea inferior a 1es del 0,48 %.

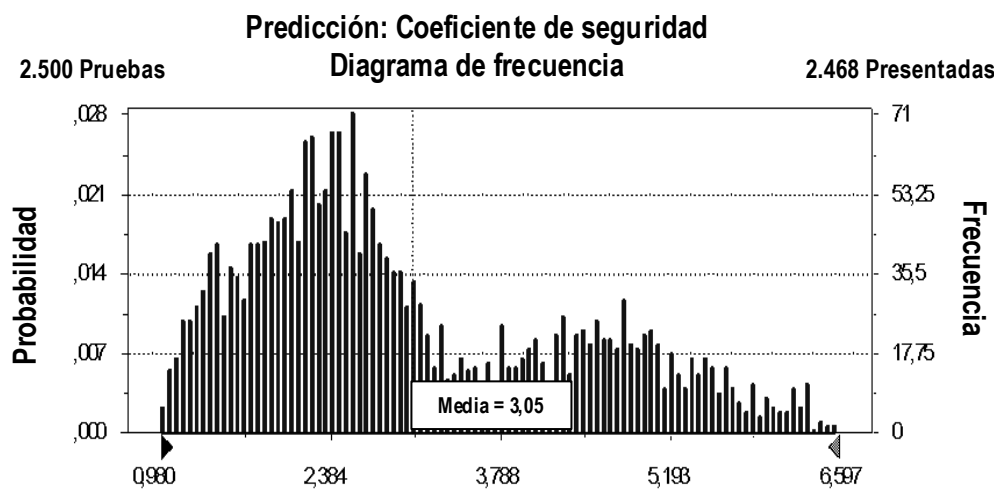


Figura 13.12: Resultados del análisis de Montecarlo del talud de la cantera. Diagrama de frecuencia del CS.

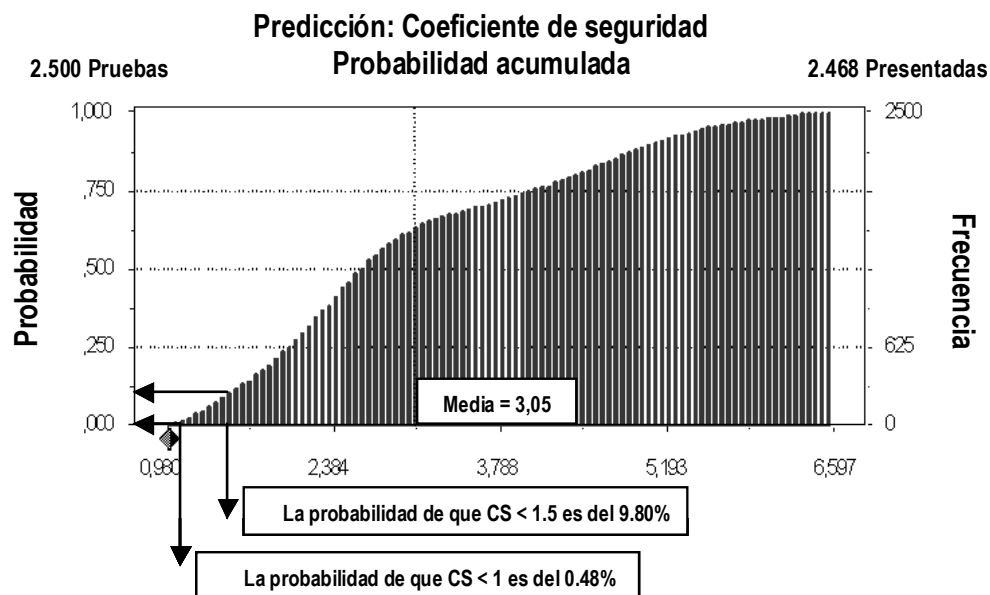


Figura 13.13: Resultados del análisis de Montecarlo del talud de la cantera. Distribución acumulada del coeficiente de seguridad, con los valores de la probabilidad de que el CS sea respectivamente inferior a 1 y 1,5.

Estos valores indican que el diseño es aceptable para la cantera, atendiendo a los criterios de Priest y Brown (1983) para explotaciones mineras a cielo abierto y clasificando este talud como uno en el que las consecuencias de la rotura serían moderadamente graves. Efectivamente para una categoría de talud 2, en este caso se cumpliría que la media del CS es superior a 1,6, la probabilidad de que el CS fuera inferior a 1 sería menor del 1 % y la probabilidad de que fuera inferior a 1.5 sería inferior al 10%.

Otra forma de interpretar de que la probabilidad de que el CS sea inferior a 1 es de 0,48 % es pensar que por cada 200 taludes como éste que se construyeran se caería solamente uno. Este nivel de riesgo se considera más que aceptable en el ámbito minero.

Este tipo de cálculos, si se valoran las consecuencias económicas de la estabilidad, permitirán cuantificar el riesgo como la probabilidad de que se produzca un fenómeno multiplicado por el coste asociado al mismo.

Finalmente, en la última gráfica de la Figura 13.14 se muestra el análisis de sensibilidad del estudio que demuestra que los parámetros que controlan la rotura son principalmente la resistencia a compresión simple de la roca y el GSI o índice de calidad del macizo.

Como conclusión, cabe indicar que, independientemente del enfoque, ya sea determinista o probabilístico, y en lo que concierne al diseño, se llega en ambos casos a la misma conclusión de que con el diseño propuesto el talud sería estable, aunque cierto control resulta necesario. No obstante, un diseño basado en la probabilidad, especialmente cuando los datos con que se alimenta el estudio son abundantes y representativos, es en general mucho más fiable.

Análisis de sensibilidad Predicción: Coeficiente de seguridad

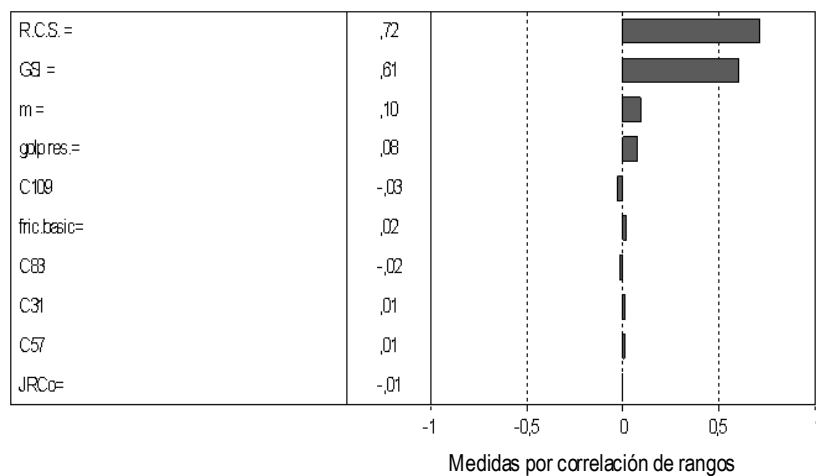


Figura 13.14: Resultados del análisis de Montecarlo del talud de la cantera. Análisis de sensibilidad de los distintos parámetros que intervienen en el cálculo del CS.

13.5. Método de estimación puntual o “Point Estimate Method”

Este método fue desarrollado teóricamente por Rosenbluth (1981) y aplicado por primera vez en el ámbito geotécnico y desarrollado con suficiente amplitud por Harr (1987). Se utiliza para realizar cálculos rápidos y sencillos de la media y la desviación típica de valores finales significativos como el coeficiente de seguridad, los cuales dependen de una serie de variables aleatorias. Dada su simplicidad, se puede aplicar en conjunción con métodos numéricos o de ábacos ya que basta resolver unos pocos casos para obtener resultados estimativos, por lo que si bien su exactitud es menor que la del método de Montecarlo o la del Hiper cubo Latino, su ámbito de aplicabilidad es mucho mayor.

Para aplicar este método, con objeto de obtener, por ejemplo, un coeficiente de seguridad, hay que realizar dos estimaciones puntuales para valores de la media más y menos la desviación típica ($\mu \pm \sigma$) para cada distribución que represente una variable aleatoria. El coeficiente de seguridad se calcula para cada posible combinación de estimaciones puntuales, dando lugar a 2^n soluciones, donde n será el número de variables aleatorias de las que depende el resultado del problema. Una vez realizados estos cálculos, el método considera que la media y la desviación típica del coeficiente de seguridad son la media y la desviación típica de estas 2^n soluciones.

Aunque está técnica no proporciona una distribución completa del resultado final como los métodos previamente presentados, resulta sencilla de utilizar (especialmente cuando el número de variables aleatorias es bajo) y de gran utilidad cuando se busca analizar tendencias generales más que obtener distribuciones de resultados muy exactas. Si, además, se conoce el tipo de función de distribución de probabilidad del resultado final (por haberse realizado estudios más detallados de casos parecidos al que se estudia), la media y la desviación típica del coeficiente de seguridad se pueden utilizar para calcular la distribución completa de la variable final.

13.5.1. Ejemplo de aplicación del “Point Estimate Method” al estudio de una ladera

En este caso se trata de analizar el movimiento del terreno presentado en el apartado 11.6 y cuyo análisis numérico se presenta en el apartado 12.6.2. Se recuerda aquí que finalmente y para solucionar el problema se propusieron una serie de drenes californianos para asegurar el drenaje del talud; así, se pasó de los CS en torno a 1 a un valor en torno a 1,35, de tal manera que la ladera quedaría a priori razonablemente estabilizada.

¿Es fiable esta solución?. ¿Se puede tener realmente la seguridad de que con el diseño propuesto ciertamente la ladera será estable?. Para responder a dicha cuestión se puede acudir a la realización de un análisis siguiendo el “Point Estimate Method”, ya que para aplicar el método de Montecarlo habría que implementar los complicados métodos de cálculo de los métodos de rotura circular en una hoja Excel, lo cual no resulta demasiado sencillo sobre todo en casos como el que se plantea, en el que habría que introducir del orden de una veintena de fajas.

Se selecciona el método de Janbu para realizar el análisis puesto que es el método que da resultados más conservadores y por que, además, representa la rotura con forma de cuña lo que parece ajustarse a lo observado en campo y a los resultados de los cálculos numéricos.

Para aplicar este método se parte de la suposición de que las variables aleatorias que tienen influencia significativa sobre el resultado buscado (CS) son la cohesión y la fricción y de que estas siguen de manera aproximada distribuciones normales. En campo y utilizando un penetrómetro y una veleta de bolsillo, se realizaron veintisiete medidas de cohesión y fricción.

La representación en forma de histograma de estas medidas se representa en la Figura 13.15, junto con las distribuciones normales equivalentes asociadas a estas medidas. Tal y como se observa, las distribuciones se aproximan mucho a los histogramas reales en magnitud aunque se dan pequeñas variaciones en la forma. Probablemente de haber realizado muchas más medidas el ajuste hubiera sido algo mejor. No obstante, se puede considerar el ajuste suficientemente razonable. Los valores de media y desviación estándar obtenidos para cohesión y fricción son respectivamente: 28,90 y 7,70 kPa para la cohesión y 33,43° y 1,71° para la fricción.

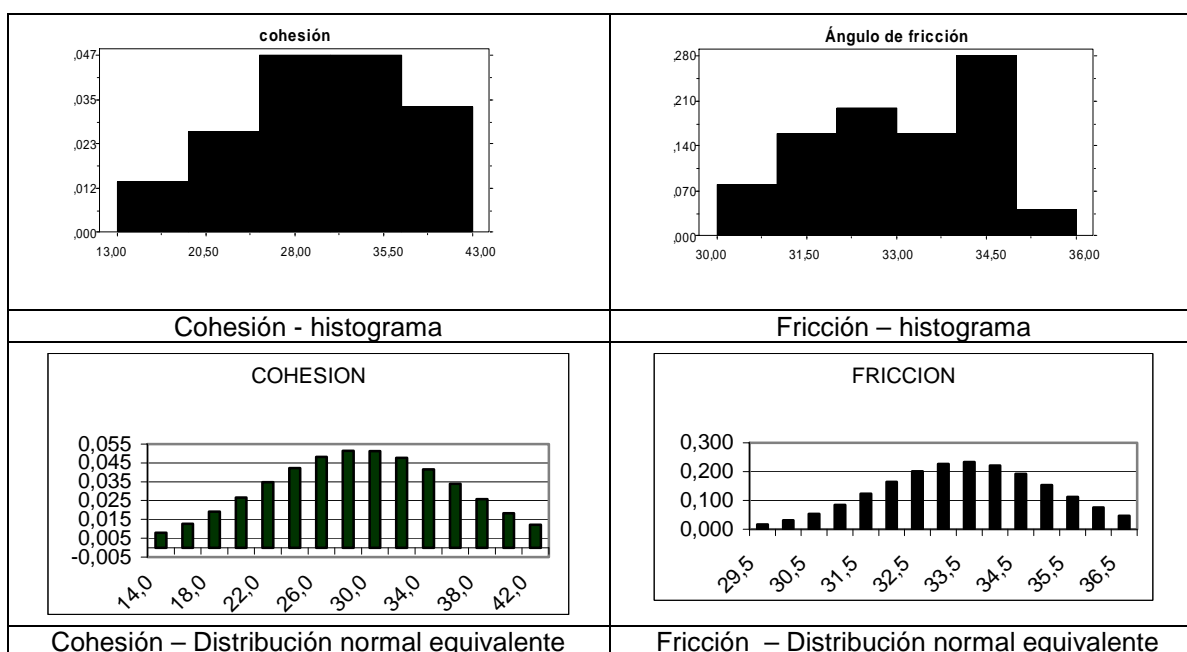


Figura 13.15: Funciones de probabilidad en histograma y normales de la cohesión y la fricción.

Una vez realizada la aplicación del método se obtienen los valores estadísticos referentes al coeficiente de seguridad en la Tabla 13.3, donde se observa que el CS tendrá una distribución de valor medio 1,285 y desviación típica de 0,100.

Tabla 13.3: Aplicación del "Point Estimate Method" al caso presentado.

	COHESIÓN	FRICCIÓN	CS	JANBU	DISTRIBUCIÓN NORMAL DE C.S.
MEDIA	28,90	33,43			DE MEDIA
DESV. EST.	7,70	1,71	++	1,406	$\mu = 1,285$
$\mu + \sigma$	36,60	35,14	+-	1,264	Y DESV. EST.
$\mu - \sigma$	21,19	31,73	-+	1,307	$\sigma = 0,100$
			--	1,164	

Para la distribución de coeficiente de seguridad obtenida, se observa en la Figura 13.16 (distribución acumulada de CS) que la probabilidad de que, con el diseño propuesto, el CS sea inferior a 1 será de 0.0004, lo que da una elevada seguridad al diseño de drenaje propuesto. La realización de un análisis de Montecarlo equivalente llevaría sin duda alguna a la obtención de resultados análogos, pero exigiría más trabajo que la aplicación de este método.

Como se ha comprobado si se utilizan técnicas analíticas complicadas o difíciles de implementar en hojas de cálculo o técnicas numéricas el "Point Estimate Method" se convierte en una herramienta muy interesante para evaluar el riesgo asociado a una decisión de diseño.

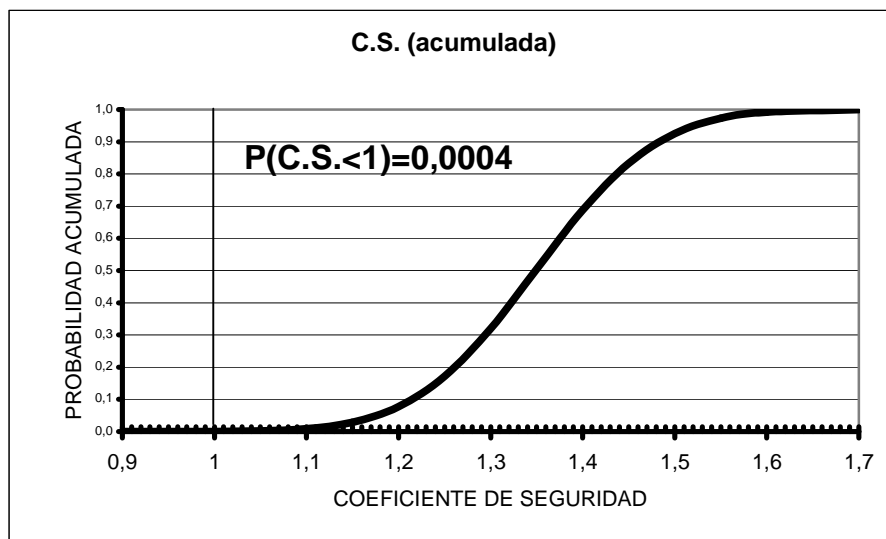


Figura 13.16: Gráfica de probabilidad acumulada del coeficiente de seguridad de la ladera.

13.6. Conclusiones

A través de la presentación de las técnicas de análisis de sensibilidad, de Montecarlo y el "Point Estimate Method", y de la aplicación de estas técnicas a algunos casos reales se ha puesto de manifiesto la utilidad de la aplicación de métodos estadísticos en el ámbito del diseño de taludes.

El uso de estos métodos y en particular del análisis de Montecarlo, aplicado al diseño en mecánica de rocas, fue propuesto hace ya algún tiempo y, en general, era práctica relativamente común en los diseños de grandes cortas mineras, ámbito en el cual quedó demostrada su utilidad. Sin embargo, se podía considerar poco común, por complicado, fuera de este ámbito.

Actualmente y dados los incrementos tanto de capacidad de cálculo como de memoria de los ordenadores y gracias a la implementación del método en algunos programas que trabajan con hojas de cálculo comunes, cualquier ingeniero puede utilizar este método de análisis en el ejercicio diario de la profesión.

Estos métodos se pueden aplicar tanto si los cálculos son analíticos y se pueden disponer en forma de hoja de cálculo, como si se trata de métodos analíticos muy complejos o numéricos. Así, en el primer caso se podrá aplicar directamente el método de Montecarlo, mientras que en el segundo se habrá de acudir al "Point Estimate Method", más sencillo de aplicar aunque menos exacto. Conviene señalar que un elevado porcentaje de los problemas geotécnicos que se plantean a diario en minas o empresas geotécnicas se resuelven mediante técnicas analíticas relativamente sencillas. No obstante, los distintos enfoques (analíticos, probabilísticos, numéricos, empíricos, ...) no tienen porque ser excluyentes.

Los dos aspectos clave que aporta el uso del método de Montecarlo a la resolución de problemas geotécnicos y al diseño de taludes y excavaciones subterráneas, y que constituyen su principal ventaja competitiva frente a otro tipo de métodos, son que, por un lado permite cuantificar probabilísticamente el riesgo asociado a una decisión de diseño, esto es, da fiabilidad al diseño. Por otro, permite gestionar la incertidumbre durante el proceso de diseño (lo cual a su vez permitirá realizar análisis de valor-coste de la información, que ayudarán a decidir donde es mejor gastar el dinero, si en ensayos, trabajos de campo, sondeos, etc...).

Todo ello ni mucho menos invalida las metodologías tradicionales (la experiencia sigue siendo insustituible) pero puede facilitar enormemente, según los casos, la toma de decisiones. También es necesario puntualizar, que este método, como por otro lado cualquier otro, no es la panacea ni es capaz de resolver todos los problemas, ya que si la resolución analítica del problema que se plantea no responde a los fenómenos reales, los resultados de este como de cualquier otro método quedan totalmente invalidados. También en este sentido, si no se alimenta adecuadamente al método con datos reales, los resultados no tendrán la más mínima validez, esto es, cualquier análisis de estabilidad, por muy teóricamente exacto que sea, será inútil para el diseño si se desconocen los parámetros resistentes de los materiales implicados. Por todo ello parece que la contribución que representan estos programas y métodos en el ámbito del diseño geotécnico, resultará sin duda alguna de interés en los próximos años.

REFERENCIAS

- Barton, N. (1982). Effects of Block Size in the Shear Behaviour of Blocky Rock. 23 Congreso de Estados Unidos de Mecánica de Rocas. Berkeley. pp 739-760.
- Decisioneering (2000). Crystal Ball 2000. Manual.
- Fang, Z. (2001). "A local degradation approach to the Numerical Analysis of Brittle Fracture in Heterogeneous Rock". Tesis del Imperial College of Science and Technology, Londres.
- Harr, M.E. (1987). "*Reliability-based design in civil engineering*". New York: McGraw-Hill.
- Hoek, E. y Bray, J.W. (1974). "*Rock Slope Engineering. Revised 3rd edition*". IMM. Chapman & Hall, Londres.
- Hoek, E. Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock. Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.
- Hoek, E. (2002): Rock Engineering. Course Notes by E. Hoek. Internet: página web www.rocsience.com.
- Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (1997). Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles. Pergamon Press. Londres.
- Iman, R.L., Davenport, J.M. and Zeigler, D.K. (1980). *Latin Hypercube sampling (A program user's guide)*. Technical Report SAND79-1473. Albuquerque, New Mexico: Sandia Laboratories.
- Priest, S.D. y Brown, E.T. (1983). Probabilistic Analysis of Variable Rock Slopes. *Trans. Inst. Min. Metall.* (Sect. A). Vol. 92. pp 1-12.
- Ramírez Oyanguren, P., Laín, R., Valdivieso, A., Alejano, L. (1992). Estabilidad de los taludes de muro en las explotaciones de carbón a cielo abierto. Coruña. III Simp. Nac. de Taludes y Laderas inestables. pp 277-287.
- Rosenbleuth, E. (1981). Two-point estimates in probabilities. *J. Appl. Math. Modelling* 5, October, 329-335.
- Startzman, R.A. and Wattenbarger, R.A. (1985). An improved computation procedure for risk analysis problems with unusual probability functions. *Proc. symp. Soc. Petrol. Eng. Hydrocarbon Econom. and evaluation*, Dallas.
- Stimpson, B. (1981). A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core. . *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*. Vol.18. pp 63-65.
- Whitman. R.V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *J. Geotech. Eng, ASCE* 110(2), 145-186.

14. DESPRENDIMIENTOS: ANÁLISIS DE TRAYECTORIAS, EVALUACIÓN DEL RIESGO Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN

El casco es el símbolo de los ingenieros de minas: significa el contacto con el terreno; sirve para proteger la cabeza (herramienta que adecuadamente utilizada resulta extremadamente útil para resolver la mayor parte de los problemas que se plantean en la práctica) y además no está de más llevarlo, pues como reza el título de la película, ahí afuera están ... "lloviendo piedras"
J. Bernaola, 1994

14.1. Introducción

Los desprendimientos o caídas de bloques son un riesgo importante tanto en las explotaciones mineras a cielo abierto, en carreteras y autopistas así como en núcleos habitados de montaña. Si bien es cierto que los costes económicos asociados a desprendimientos de bloques son, en general, mucho menores que los derivados de las inestabilidades generales de talud, el número de accidentes causado por uno y otro tipo de fenómenos suele ser del mismo orden de magnitud (Hungry y Evans, 1989). Su menor coste económico ha sido, sin duda, una de las causas de que este fenómeno no haya sido tan estudiado como la estabilidad general de taludes.

La seguridad es una necesidad básica del ser humano, lo cual es lógico y legítimo; no obstante, esta necesidad se suele expresar en términos vagos e inconsistentes, siendo la motivación más bien emocional. El medio ambiente ha sido peligroso desde los albores de la humanidad y aun a pesar de los progresos técnicos, todavía persisten un buen número de riesgos severos, algunos de los cuales han venido originados por el propio progreso. Para controlar el riesgo asociado a cada problema específico, el tema debe ser analizado con rigor científico y técnico. Los desprendimientos o caídas de bloques son un riesgo en poblaciones de montaña, carreteras y explotaciones mineras a cielo abierto, que ocurren de forma relativamente común aunque en la mayor parte de los casos ni suelen producir accidentes ni afectar a las personas, vehículos o labores mineras. No obstante pueden causar interrupciones del tráfico, daños a vehículos, máquinas e inmuebles y en el peor de los casos poner en peligro vidas humanas, ya sea por imprudencia, descuido, inadvertencia o simplemente mala suerte.

Badger y Lowell (1992) en su estudio aplicado al caso de carreteras en el estado de Washington indicaban "Un buen número de accidentes y media docena de víctimas han sido causadas por problemas de desprendimiento de bloques... el 45% de todos los problemas de inestabilidad de taludes van asociados al desprendimiento de bloques". Estos estudios americanos parecen ajustarse aproximadamente a la realidad minera gallega; así Rey (2000) en su estudio sobre siniestralidad en la provincia de Pontevedra muestra como en los últimos 18 años, de 30 heridos graves o fallecidos, 7 fueron debidos a fenómenos de inestabilidad de taludes, de los cuales 4 fueron debidos a roturas generales de taludes y 3 a desprendimiento de bloques, esto es el 43% de los accidentes fueron producidos por caídas de bloques.

También según la ANEFA (1999), en su informe de siniestralidad en el periodo 1987-1995 y por tanto con un número de años suficientemente representativo; la primera causa de accidentes mortales en canteras en el territorio español durante el periodo analizado no fue otra que los desprendimientos, con más de 30 fatalidades registradas. En el ámbito de la minería, el objetivo principal es asegurar la estabilidad general del talud, haciendo está compatible con la explotación económica del recurso, para lo cual no suele resultar posible asegurar la estabilidad de los bancos, lo que originaría taludes muy tendidos y siempre ineconómicos. En la Figura 14.1 se muestra un ejemplo de un desprendimiento en el caso de una cantera, con la posible trayectoria.

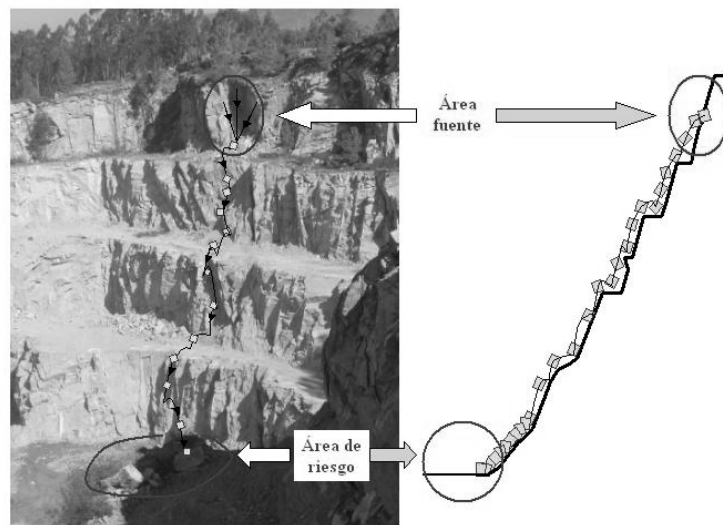


Figura 14.1. Trayectoria de desprendimiento de un bloque en una cantera. Foto: autores.

Los desprendimientos de bloques vienen generalmente propiciados por algún fenómeno climático (elevadas precipitaciones, meteorización), vibratorio (voladuras, pequeños sismos) o de meteorización y erosión que hacen variar las fuerzas que actúan sobre la roca o degradan su resistencia. La fenomenología de inestabilidad de bloques es muy variada, por lo que resulta difícil establecer metodologías sencillas para analizar este tipo de problemas. Una vez iniciado el fenómeno de inestabilidad, el principal parámetro que controla la trayectoria del bloque en su caída es la geometría del talud.

A lo largo de los temas anteriores se han visto las propiedades de las rocas y de los macizos rocosos, así como las técnicas de análisis de estabilidad de taludes, para saber si las fuerzas que actúan sobre los bloques o masas de roca pueden provocar su caída. El objetivo consistía en evitar movimientos en el macizo rocoso. En este capítulo se analizarán los fenómenos de desprendimiento o caídas de rocas, los cuales no suelen afectar la estabilidad general del talud, pero sin embargo si pueden dar lugar a accidentes importantes.

Los desprendimientos o caídas de bloques son un fenómeno natural típico de las zonas de topografía abrupta y que se puede observar en cualquier zona montañosa y especialmente en las grandes cordilleras (Figura 14.2). En estas zonas de montaña, no suele ser

económicamente viable estabilizar o retaluzar todas aquellas zonas en las que se pueden producir fenómenos muy localizados de inestabilidad.

También puede resultar un riesgo importante en carreteras y autopistas. Entre los desprendimientos de tierras y rocas más importantes que se han producido recientemente en España destaca el provocado por las fuertes lluvias en noviembre de 2005 en el túnel de Sant Esteve d'en Bas (Gerona), que causó la muerte a un vigilante y heridas a otro que se encontraban en una caseta situada en las obras de la variante de la A-63 (Figura 14.3).



Figura 14.2. Zona de desprendimientos en la cordillera Pirenaica, en el valle de Benasque. Foto: autores.



Figura 14.3. Fotografía de prensa de un desprendimiento de bloques en el portal de un túnel en la provincia de Girona, ocurrido a finales del año 2005 y que produjo una víctima. Foto: Diario el Mundo.

En todos estos casos, como se ve, se producen desprendimientos de bloques de roca, que pueden llegar a caer sobre personas y maquinaria en las explotaciones mineras, o sobre carreteras, infraestructuras, vehículos e incluso núcleos de población en zonas de topografía abrupta. Véase la Figura 14.4.



Figura 14.4. Foto de un desprendimiento que causó un grave accidente en una autopista de Hong-Kong en Agosto de 1995. Fotografía del periódico Ming Pao Daily. Según Chau et al. (2004). Cortesía: Springer Verlag.

En este tema se analiza la trayectoria de los bloques inestables, una vez que estos se hayan separado del macizo; así como los métodos empíricos diseñados para estimar el riesgo de accidente asociado al desprendimiento de rocas de taludes. En general estos análisis se realizan al objeto de llevar a cabo trabajos de protección, para lo cual se deberá conocer la longitud máxima de la trayectoria, la altura, la velocidad y la energía del bloque desprendido en su caída.

Las investigaciones realizadas hasta ahora sobre estos fenómenos se pueden dividir en cuatro ramas, a saber: 1) Descripción científica de estos fenómenos que se verá en el apartado 14.2, 2) Elaboración de métodos empíricos para estimar el riesgo de caída de bloques (se verán tres métodos, a saber, el RHRS en el apartado 14.3, el RHRON en el apartado 14.4., estos dos enfocados al caso de carreteras y autopistas; y el ROFRAQ en el apartado 14.5, enfocado a canteras), 3) Propuesta de normativas para evitar estos problemas (que se comentará en el apartado 14.7.) y medidas correctoras o de protección a tomar (en el apartado 14.8.) y 4) Simulación de estos fenómenos por ordenador, que se desarrollará en el apartado 14.6., con una aplicación directa para el caso de canteras en roca dura (14.8.).

La publicaciones que describen estos fenómenos en los últimos cuarenta años son muy variadas. Se han celebrado algunos simposios sobre el tema, promovidos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas y la de Suelos y Geotécnia. Otras publicaciones en este ámbito están dedicadas a zonas de alta montaña, con laderas muy empinadas, como los Alpes en Europa y los Andes en Sudamérica, donde Erismann y Abele (2001) han realizado una excelente recopilación sobre desprendimientos. Un análisis detallado, enfocado a zonas de montaña, ha sido efectuado por Azzoni, Barbera y Zaninetti (1995). La caída específica de un

bloque ha sido estudiada por diversos autores (ver, por ejemplo, Giani, 1992 o Ministerio de Fomento, 1996), para lo cual se han aplicado equilibrios de energía y fenómenos de pérdida de la misma cuando se van produciendo los contactos entre el bloque y la cara del talud.

Las metodologías para estimar el riesgo por caídas de bloque que se pueden considerar actualmente más operativas y que se presentarán con detalle, son las empíricas. Un enfoque de este tipo resulta casi obligatorio para poder estudiar fenómenos complejos como los que se tratan en este apartado. El método más utilizado por el momento aplicado a carreteras, es el denominado Sistema de Estimación del Peligro de Caídas de Bloques o, en terminología anglosajona, "Rockfall Hazard Rating System" (RHRS), desarrollado por la División de Carreteras del Estado de Oregon en EEUU (Pierson et al., 1990) y aplicado en varios estados norteamericanos y por diversos consultores (vease por ejemplo las aplicaciones presentadas por Hoek (2000) en su libro "Practical Rock Engineering" publicado en la web <http://www.rocscience.com>). Esta metodología estima el peligro de caídas de bloques de roca en taludes realizados en carreteras y es relativamente sencilla por lo que sin duda suele ser el primer método que se utiliza.

Bunce (1994) conjuga el empleo del RHRS con el uso de árboles probabilísticos para estimar la probabilidad anual de accidentes graves por caídas de bloques. Así, a partir del método presentado en el párrafo anterior y asignando, en una secuencia de eventos, probabilidades estimadas de una manera objetiva, se puede estimar la probabilidad de que tenga lugar un accidente con una o más víctimas. Por ejemplo, un talud en argilita de una carretera llega a una probabilidad de $1.7 \cdot 10^{-4}$. La probabilidad así calculada no significa nada, a no ser que se pueda comparar con un nivel de riesgo aceptable. En algunos países y en algunas empresas se han realizado estudios sobre el riesgo admisible. El criterio de riesgo admisible se puede expresar mediante un gráfico bilogarítmico en el que en ordenadas se presenta el número de víctimas en orden decreciente y en abscisas la probabilidad anual de que tenga lugar un accidente en orden decreciente. En la Figura 14.5. se presentan valores de riesgo admisible para algunas empresas y administraciones, aunque su contenido se presta a controversia.

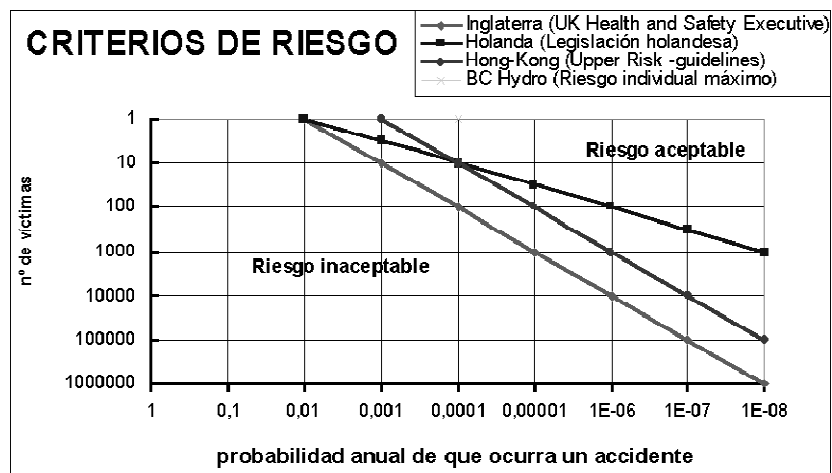


Figura 14.5. Criterios de riesgo para distintas administraciones y empresas. Modificado a partir de Hoek (2000).

Otro método que se comienza a utilizar con profusión, también aplicado al ámbito de las carreteras, es el denominado RHRON o "Rockfall Hazard Rating Ontario" desarrollado en este Estado canadiense, propuesto inicialmente por Franklin y Senior (1997) y todavía en fase de desarrollo, ya que esta siendo reanalizado por Senior (2002) en documentos todavía no definitivos.

En explotaciones mineras u obras en ejecución, la posibilidad de la activación del mecanismo de caídas de bloques suele ser uno o dos ordenes de magnitud mayor que en el caso de fenómenos activados por mecanismos meteorológicos o biológicos (Hoek, 2000). Por este motivo, los métodos empíricos para la estimación del riesgo por caída de bloques en carreteras resultan difíciles de extrapolar al caso de canteras u obras. Al objeto de cubrir este vacío, se está desarrollando en la Universidad de Vigo (Stockhausen y Alejano, 2003^a y 2003^b) una metodología empírica de análisis de riesgo por caídas de bloques en canteras (ROFRAQ), que está todavía en fase de análisis pero que se presentará brevemente en este capítulo.

En el desarrollo de las medidas preventivas y correctoras adecuadas, que incluyen: la creación de zanjas, aumento del tamaño de bermas, colocación de mallas metálicas de control (pantallas estáticas y dinámicas) o falsos túneles, cabe destacar el trabajo de Fookes y Sweeney (1976) y una recopilación de las distintas metodologías presentada por el Ministerio de Fomento (1996). También en la documentación técnica de la empresa Geobrugg (2003), suministradora de pantallas de control, se pueden encontrar técnicas de diseño actualizadas. En general, los diseños se basan en programas que simulan la trayectoria de caída de los bloques.

Resulta muy complicado realizar simulaciones completas sobre la caída de bloques que incluyan la inestabilidad que origina el desprendimiento y su trayectoria hasta el final del movimiento. Sin embargo, existen diversos programas que simulan exclusivamente la trayectoria de caída de los bloques por un talud y la energía del bloque que cae en cada instante a partir de las ecuaciones dinámicas de caída. De esta manera, si se conoce la zona fuente de caídas, la geometría del talud y el tamaño del bloque, se puede simular su trayectoria. Entre los programas comerciales más utilizados en dos dimensiones cabe destacar: el programa RocFall creado por la empresa Rocscience (2002), el programa ROXIM desarrollado en la Universidad de Durham (Reino Unido) y el código CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program, Piteau y Clayton, 1976). También existen propuestas en tres dimensiones interesantes, sobre todo para caídas naturales en zonas de montaña, aunque se trata de códigos no comerciales, como el código EUROBLOC (Copons et al., 2001), o el código STONE, desarrollado por Agiardi y Crosta (2003). Este tipo de técnicas permiten analizar caídas específicas una vez que se haya verificado que en una zona caen bloques, siempre que se tenga un número de datos muy grande de la zona en cuestión, especialmente parámetros de la geometría del talud y de los bloques y coeficientes de restitución; sin embargo, no sirve para estimar la posibilidad de que se produzcan desprendimientos a escala de toda una carretera o varias canteras.

En general, lo más práctico es utilizar los métodos empíricos para determinar aquellas zonas potencialmente más peligrosas y en función de los niveles de riesgo observados tomar las medidas adecuadas, reslizando modelos si ello es necesario, y atendiendo a la disponibilidad económica en cada momento.

14.2. Análisis de los movimientos de rocas desprendidas

El análisis de trayectorias de bloques de roca ha permitido apreciar que en estos fenómenos se pueden producir cuatro tipos o modos de movimiento a lo largo de la caída, a saber:

- Caída libre.
- Rebote.
- Rodadura.
- Deslizamiento.

Una roca que se desprende por un talud puede sufrir uno o varios de estos mecanismos en su trayectoria, pudiéndose producir algunos de ellos de manera simultánea. Si se tiene además en cuenta la naturaleza tridimensional de los bloques y la superficie por la que caen, y que además el bloque puede fragmentarse en la caída, se comprende la dificultad de su análisis.

A continuación se describirán las diferentes etapas de movimiento que siguen las rocas desde que se han desprendido del talud hasta que alcanzan una nueva posición de equilibrio, al pie del talud o sobre una berma, si las hay.

En la Figura 14.6 se representan, a manera de ejemplo, las etapas del movimiento de la roca una vez que se ha desprendido (Ministerio de Fomento, 1996). En el caso a) se trata de un bloque esférico de unos 16 kg y 25 cm de diámetro. En los casos b) y c) se consideran bloques irregulares, de unos 18 kg que rotan en diferentes ejes de inercia.

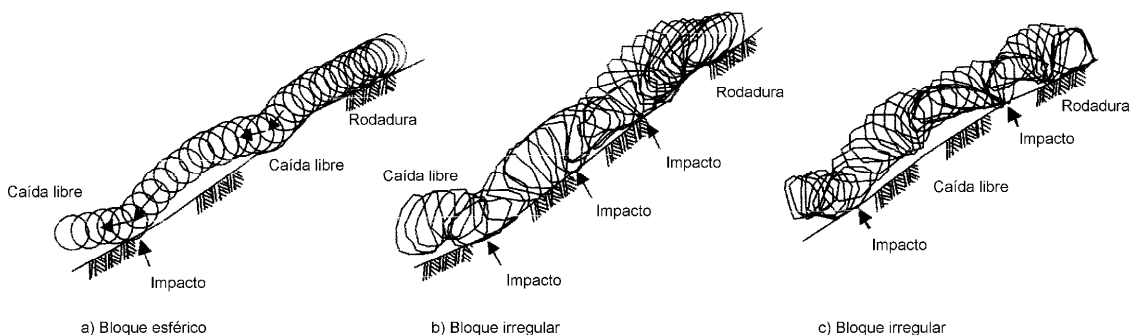


Figura 14.6. Movimientos que puede tomar una roca al desprenderse del talud. Según Min. de Fomento (1996). Cortesía: Ministerio de Fomento.

El desarrollo de un modelo matemático que defina el comportamiento de la roca a través de estos cuatro tipos de movimiento se hace muy complejo cuando aparece la necesidad de incluir dentro del modelo el paso instantáneo de una forma de movimiento a otra, como puede ocurrir en las transiciones de rodadura a deslizamiento o rodadura a rebote.

A continuación se hará una descripción detallada de cada uno de esos movimientos.

14.2.1. Caída libre

El movimiento de caída libre de un bloque es descrito convenientemente por la ecuación de una parábola si se desprecia la fricción del aire, que no suele tener una influencia demasiado significativa. Las diferentes ecuaciones que rigen el movimiento del bloque pueden definirse en un sistema coordenado de la manera que se presenta en la Tabla 14.1. (Giani, 1992).

Tabla 14.1. Ecuaciones que rigen el movimiento de un bloque en el aire.

Aceleración	Velocidad	Desplazamiento
$\ddot{x} = 0$ (14.1)	$\dot{x} = v_{0x}$ (14.3)	$x = v_{0x}t + x_0$ (14.5)
$\ddot{y} = -g$ (14.2)	$\dot{y} = -g \cdot t + v_{0y}$ (14.4)	$y = -0.5g \cdot t^2 + v_{0y} \cdot t + y_0$ (14.6)

El punto de impacto está determinado por la intersección entre la ecuación de la parábola y la poligonal que representa el terreno. Las coordenadas x e y del punto P, se determinan resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$y = -\frac{1}{2}g \frac{(x - x_0)^2}{v_{0x}^2} + v_{0y} \frac{(x - x_0)}{v_{0x}} + y_0 \quad (14.7)$$

$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \quad (14.8)$$

donde, tal y como muestra la Figura 14.7:

v_{0x} , v_{0y} son las componentes de la velocidad inicial en el punto P_0 (origen del desplazamiento y de la trayectoria) en los ejes X e Y,

x_1 , y_1 son las coordenadas iniciales del segmento en el que se produce el impacto,

x_2 , y_2 son las coordenadas finales de dicho segmento y

x_0 , y_0 son las coordenadas del origen.

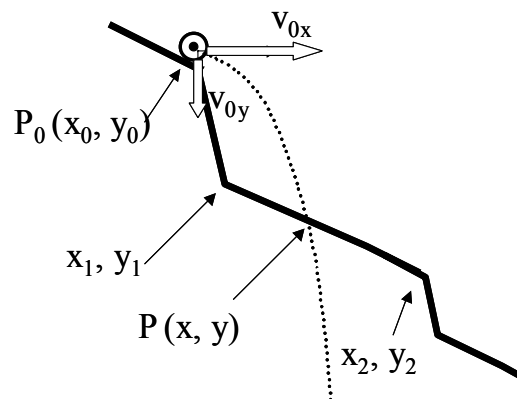


Figura 14.7. Trayectoria de la caída libre de un bloque. Parámetros y punto P de impacto.

14.2.2. Rebote

El rebote ocurre cuando la roca que cae impacta sobre la superficie del talud y está regido por un coeficiente de restitución, que expresa la cantidad de energía disipada durante el impacto. La disipación de energía depende del comportamiento elasto-plástico de la superficie en la que el bloque impacta, la generación de ondas elásticas en el terreno, la energía perdida en la destrucción de granos del material del bloque o terreno, la posible fragmentación del bloque y la resistencia a la rodadura y al deslizamiento (Giani, 1992).

En general el parámetro clave que controla el fenómeno del rebote es el coeficiente de restitución. Los parámetros de restitución empleados para el análisis de caída de rocas describen el modo en el que el comportamiento de la roca varía cuando impacta contra el talud. La restitución está comúnmente definida por parámetros separados para la pérdida de velocidad en cada una de las direcciones normal y tangencial al talud. Según esta definición el coeficiente de restitución normal, k_n , vendrá dado por:

$$k_n = \frac{V_{nr}}{V_{ni}} \quad (14.9)$$

y tangencial, k_t , se calculará del siguiente modo:

$$k_t = \frac{V_{tr}}{V_{ti}} \quad (14.10)$$

donde V_{nr} y V_{ni} son las componentes normales de la velocidad de rebote e impacto respectivamente que tienen sentidos contrarios y V_{tr} y V_{ti} son las componentes tangenciales de la velocidad de rebote e impacto respectivamente que tienen la misma dirección y sentido (Figura 14.8.a).

En ensayos de caída libre sobre superficies horizontales, la primera de las ecuaciones anteriores se convierte en:

$$k_n = \left(\frac{h_r}{h_d} \right)^{0.5} \quad (14.11)$$

donde h_r y h_d son la altura del rebote y la altura de caída respectivamente (Figura 14.8.b)

Azzoni & De Freitas (1995), emplean un simple coeficiente de restitución (coeficiente de restitución global, K), como la relación entre la energía cinética del rebote, Ec_r , y la de impacto, Ec_i , para la pérdida de energía durante el rebote, del siguiente modo:

$$K = \frac{Ec_r}{Ec_i} \quad (14.12)$$

Ensayos realizados por el ISMES italiano bajo la supervisión de Giani (1992) analizaron la influencia de algunos aspectos de los bloques que caen en los fenómenos de rebote. Así observaron que independientemente de la forma inicial que tenga el bloque, éste tiende a redondearse durante el transcurso de la caída, fenómeno que se acentúa más en el caso de rocas blandas y que puede provocar una transición del movimiento de rebote al de rodadura.

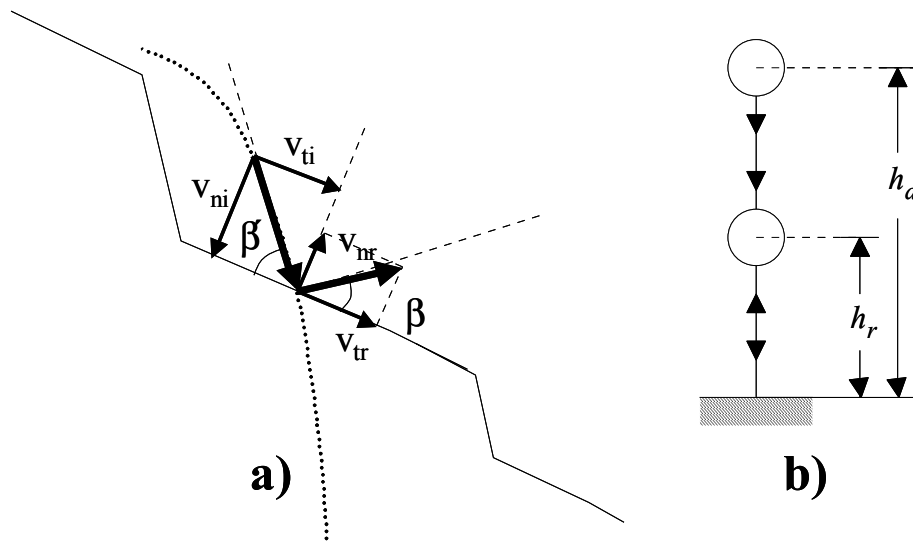


Figura 14.8. Trayectoria de la caída libre de un bloque. Parámetros y punto P de impacto.

En el caso de bloques prismáticos observaron que la forma y el tamaño de la superficie del bloque que impactaba contra el talud, determinaba en buena medida el rebote del mismo, y por tanto el movimiento que el bloque podía adquirir. Así, se observó que cuando el impacto se producía sobre una cara del bloque, la superficie absorbía una gran parte de la energía del impacto y el siguiente movimiento era principalmente el deslizamiento. Este movimiento prevalece en el bloque hasta el momento en que se detiene o choca con alguna irregularidad de la superficie que le induzca al vuelco y, por tanto, al movimiento de rodadura y rebote, como se puede ver en la Figura 14.9.A. En cambio, cuando el impacto se produce en una esquina del bloque, hay una transferencia de traslación a rotación y el rebote prevalece sobre el deslizamiento, Figura 14.9.B. Así pues para bloques prismáticos parece que la trayectoria puede depender en buena medida del modo de impacto. Para el caso de bloques de forma tabular, se observó que cuando estos se orientan verticalmente alcanzan las trayectorias más largas, siendo en algunos casos su comportamiento análogo al de una rueda que baja por un talud, especialmente en el caso de elementos en forma de disco en cuyo caso su principal forma de movimiento es en general la rodadura; no obstante, en la mayor parte de los casos al tender los bloques tabulares a situarse paralelos al talud la caída por deslizamiento es la más común.

En el marco del mismo estudio previamente indicado (Giani, 1992) y en lo que concierne al tamaño del bloque se observó que al lanzar bloques de tamaño pequeño por escombreras o terraplenes formados por bloques de roca grandes, el rebote es el mecanismo de movimiento que prevalece siempre que los bloques que caen no queden atrapados en irregularidades locales, en cuyo caso se detienen. Sin embargo la trayectoria de bloques grandes, lanzados por terraplenes de bloques de menor tamaño, está marcada por movimientos de tipo rodadura.

En lo que respecta, finalmente, a la resistencia del bloque, los diferentes ensayos realizados han demostrado que en rocas blandas o anisótropas, las caídas de más de 8-10 m, pueden provocar la fractura del bloque en fragmentos. Al producirse la fragmentación se considera que

en el momento de la ruptura la energía se reparte en función del volumen de los fragmentos. Se puede estimar la energía necesaria para romper un bloque en caída libre como la que se precisa para fragmentarlo mediante una machacadora de martillos. Cuando la energía cinética del bloque tras el impacto alcanza este valor, se puede considerar que el bloque rompe. Ha habido intentos de introducir este aspecto en “software” de análisis de desprendimientos, de forma que el punto donde se produce la fragmentación de un bloque constituye el inicio de la trayectoria de los fragmentos que saldrán rebotados en direcciones aleatorias (Fornaro *et al.*, 1990).

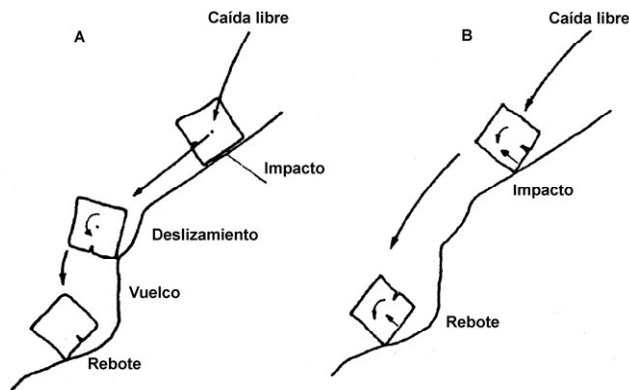


Figura 14.9. Bloque en forma de paralelepípedo en movimiento. Según Giani (1992). Cortesía de Balkema.

14.2.3. Movimientos de rodadura y deslizamiento.

La velocidad final de un bloque que rueda o se desliza sobre un plano inclinado se puede obtener empleando la ecuación siguiente:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot (\text{sen } \alpha - t g \theta \cdot \text{cos } \alpha) \cdot l} \quad (14.13)$$

donde g es la aceleración de la gravedad, θ es el ángulo de fricción por rodadura o deslizamiento, l es la longitud del plano y α es la inclinación del plano sobre el que rueda el bloque.

La ley de variación de la velocidad tangencial de un bloque, calculada a lo largo de un plano con inclinación constante α , desplazamiento $(l-l_0)$, velocidad inicial v_0 y coeficiente de fricción frente a la rodadura $t g \theta$ se puede expresar como:

$$v = v_0 - \sqrt{2 \cdot g \cdot (l - l_0) (\text{sen } \alpha - t g \theta \cdot \text{cos } \alpha)} \quad (14.14)$$

El principal problema en el análisis de la caída de rocas es la determinación de las condiciones bajo las cuales ocurre un movimiento de deslizamiento o de rodadura. Cuando un bloque que viene cayendo impacta en la superficie del terreno, las velocidades normal y tangencial tras el impacto se pueden calcular y componer para obtener el valor de la velocidad de salida en módulo y dirección, mediante los coeficientes de restitución normal y tangencial. Si el modelo considera el volumen del bloque y el centro de gravedad no coincide con el punto de impacto, el movimiento tras el impacto ha de ser estudiado mediante las leyes de momentos (Bozzolo *et al.*, 1988).

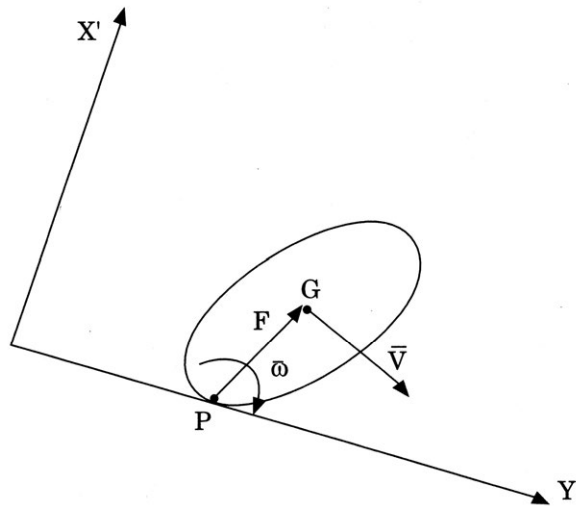


Figura 14.10. Esquema del impacto del bloque y del movimiento después del impacto según Bozzolo et al., (1988). Cortesía de Balkema.

Dichos autores con objeto de formular matemáticamente el fenómeno de impacto, partieron de las hipótesis de que el bloque es un cuerpo rígido de forma elíptica (Figura 14.10) que contacta con el talud en un punto P , alrededor del cual e inmediatamente después del impacto se produce un movimiento de rotación en el que las fuerzas de impulso prevalecen sobre otras cualesquiera y pasan por P , por lo que el momento de fuerzas alrededor de este punto se anula.

Se supone pues que el momento de cantidad de movimiento alrededor de P se conserva en la fase de impacto y así, aplicando este principio de conservación en las fases inmediatamente anterior y posterior al impacto respectivamente, se puede obtener la expresión:

$$I \cdot \omega_0 + v_{0x} \cdot d_y - v_{0y} \cdot d_x = I \cdot \omega + v_x \cdot d_y - v_y \cdot d_x \quad (14.15)$$

donde: I es el momento de inercia de la elipse, ω_0 y ω son las velocidades angulares previa y posterior al impacto; v_{0x} , v_{0y} , v_x y v_y , son las componentes en las direcciones x e y de la velocidad de traslación antes y después del impacto y $d_x = x_G - x_P$ y $d_y = y_G - y_P$, siendo (x_G, y_G) y (x_P, y_P) las coordenadas del centro de gravedad de la elipse y del punto P respectivamente.

Si se supone que tras el impacto aparece un movimiento rotacional alrededor de P , las componentes de la velocidad de traslación se podrán obtener como:

$$v_x = \omega \cdot d_y \quad v_y = -\omega \cdot d_x \quad (14.16)$$

que sustituidos en la expresión anterior nos permite calcular la velocidad angular de salida tras el impacto:

$$\omega = \frac{I \cdot \omega_0 + v_{0x} \cdot d_y - v_{0y} \cdot d_x}{I + d_x^2 + d_y^2} \quad (14.17)$$

Una vez obtenida la velocidad angular se podrán calcular las componentes de la velocidad de traslación de salida. A su vez la energía cinética por unidad de masa tras del impacto se obtendrá de:

$$E_c = \frac{1}{2}(I\omega^2 + v_x^2 + v_y^2) \quad (14.18)$$

La aplicación de este método permite estimar la pérdida de energía cinética que se puede expresar mediante un coeficiente de restitución que vendrá dado por:

$$\eta = \frac{E_c}{E_{c0}} = \frac{\omega^2}{2 \cdot E_{c0}}(I + d_x^2 + d_y^2) \quad (14.19)$$

donde E_c y E_{c0} representan la energía cinética después y antes del impacto. No obstante este modelo de Bozzolo et al. (1988) al considerar rígido al bloque, no tiene en cuenta las pérdidas de energía por fragmentación de aristas y vértices, transmisión de ondas y otros fenómenos.

En modelos de partícula, que no consideran el volumen ni la forma del bloque, se deben realizar algunas hipótesis para determinar cuándo ocurre un cambio de tipo de movimiento. Típicamente cuando la velocidad de salida del impacto está próxima a 0, o es inferior a un valor denominado velocidad mínima, el bloque se detiene en el punto de impacto. Cuando el ángulo de salida del impacto, β , es inferior a un valor mínimo, se produce la transición de rodadura a deslizamiento.

Hungr y Evans (1988) proponen el siguiente método para estimar el punto de transición de rebote a deslizamiento. En el aire el bloque tiene como altura equivalente energética:

$$E = z + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (14.20)$$

donde z es la posición y v la velocidad. Tras el impacto la pérdida de potencial energético se puede calcular (siendo β' el ángulo de incidencia) como:

$$\Delta E = \frac{v^2}{2 \cdot g} \left(\frac{K_t^2 + K_n^2 \cdot \text{tg}^2 \beta'}{1 + \text{tg}^2 \beta'} - 1 \right) \quad (14.21)$$

A partir de aquí se puede calcular una "línea de energía" para cada salto. El diagrama resultante dará una serie escalones separados por líneas horizontales cuya longitud es la de la trayectoria entre dos rebotes, Δl .

Cuando la relación $\Delta E / \Delta l < \text{tg} \alpha$, siendo α la inclinación del talud, el bloque acelera de manera continua, cuando $\Delta E / \Delta l > \text{tg} \alpha$, el bloque se desacelera y la distancia de cada rebote disminuye. En el modelo de Hungr y Evans (1988), la transición hacia la rodadura se produce cuando se cumple la relación $\Delta l / \Delta E < \text{tg} \theta$, donde θ es el ángulo de fricción de rodadura y deslizamiento, ya que la rodadura se convierte en más eficiente que el rebote.

La transición entre rebote y rodadura es compleja, ya que ambos modos se pueden producir simultáneamente. El deslizamiento, que viene muy marcado por la geometría del bloque, suele, no obstante, ser el modo dominante cuando un bloque empieza a moverse o tiende a pararse, pero también puede tener lugar tras los impactos. Si el bloque adquiere energía suficiente puede pasar de deslizar a rodar, transición que según Bozzolo et al. (1998) vendrá marcada por un umbral de energía cinética:

$$E_c > m \cdot g \cdot \Delta h \quad (14.22)$$

que expresa la condición de que la energía cinética del bloque es suficiente para elevar el centro de gravedad del mismo. Obviamente, la introducción de esta condición en un modelo exigirá conocer el volumen del bloque.

En los modelos de partícula, se pueden asignar ángulos de fricción frente a deslizamiento y rodadura, de forma que se vaya optando por el modo de desplazamiento energéticamente más eficiente.

14.2.4. Trayectorias en general

Recientemente Giani y sus colaboradores (Giani *et al.*, 2004) han efectuado un estudio para profundizar en el conocimiento de la mecánica de los desprendimientos, así como para analizar con más detalle el estudio y modelización de estos fenómenos, para lo cual realizaron e interpretaron múltiples ensayos en dos taludes diferentes y con distintos tipos de roca que fueron grabados con cámara de video (véase Figura 14.11.). En lo que concierne a la trayectoria de los bloques se obtuvieron diversas conclusiones que se recogen a continuación:

- Las variaciones locales de la irregularidad del talud inducen cambios muy significativos a las trayectorias de bloques de similar forma y volumen desprendidos desde el mismo punto.
- La configuración geométrica del bloque tiene una influencia muy importante en la trayectoria y su alcance; la eficiencia del movimiento es mucho mayor para bloques de forma redondeada y superficie suave que para bloques irregulares y con asperezas superficiales.
- La posición relativa del bloque en el momento del impacto con la superficie es fundamental, de forma que si la colisión se produce en una arista la pérdida de energía en el impacto es mínima, mientras que si se produce en un plano puede incluso detenerse el movimiento.
- La velocidad rotacional del bloque es una función de su momento de inercia en la sección en la que se produce el movimiento y para conocer éste es necesario estimar el volumen y la geometría del bloque. El momento de inercia de un mismo bloque en dos secciones ortogonales puede diferir tanto, que el recorrido del bloque será extremadamente variable.
- El fenómeno de fragmentación por impacto del bloque sobre la superficie del talud produce frecuentemente pérdidas de energía tan grandes, que puede dar lugar a que todos los fragmentos se detengan, acabando su recorrido. Sin embargo, también se da un número no despreciable de casos en los que los fragmentos generados en el impacto son proyectados de tal manera que originan trayectorias más largas que las de los bloques normales. Esto se debe a la generación de fragmentos con formas de mayor eficiencia de movimiento.

En lo que concierne a la grabación mediante cámara de video de los desprendimientos, ésta ha demostrado su utilidad para estimar los coeficientes de restitución normal y tangencial; aunque la variabilidad de éstos a lo largo de los perfiles utilizados, tanto en lo que concierne a la variación del terreno del talud como a la geometría y comportamiento de los bloques (tenso-deformacional, fragmentación, orientación, geometría del impacto) hace que parezca bastante compleja la simulación fiable de los fenómenos reales de desprendimiento.

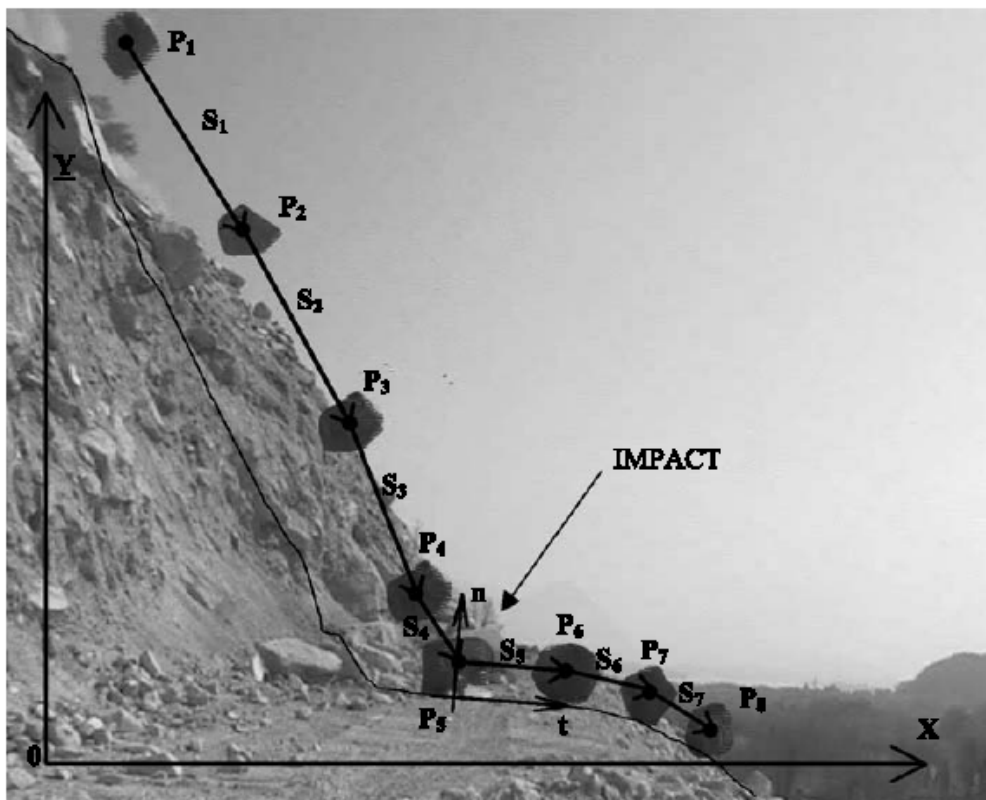


Figura 14.11. Reconstrucción del impacto de un bloque con sus diferentes posiciones en diferentes intervalos, realizado a partir de una grabación de video. Según Giani et al. (2004). Cortesía: Springer Verlag.

14.3. RHRS (Rockfall Hazard Rating System)

El RHRS fue desarrollado a mediados de los años 80 y publicado 1990 por Pierson et al., (1990), para evaluar el riesgo de caída de bloques en las carreteras del estado de Oregon, EEUU, las cuales están trazadas en una zona caracterizada por montañas de origen ígneo-metamórfico que durante la época de invierno están afectadas por intensas lluvias. El resumen que aquí se presenta se basa en el documento inicial de Pierson et al. (1990), y en los resúmenes y comentarios posteriores de Kliche (1999) y Hoek (2000). El método nació como respuesta a la necesidad de establecer una metodología para evaluar el riesgo por caídas de bloques en carreteras, que hasta disponer del método se basaba exclusivamente en la relación entre los costes asociados a accidentes y de mantenimiento en cada tramo y el coste que llevaría consigo la reconstrucción (retaluzado, sostenimiento...) del mismo. Este enfoque basado en los costes se puede considerar una técnica para priorizar pasiva. Además sólo tiene

en cuenta las zonas en las que ya se han producido fenómenos de desprendimiento, lo cual no refleja necesariamente el potencial de futuros desprendimientos.

Además se observó que en algunos tramos, aunque no se producían accidentes, había que limpiar las cunetas de manera muy continua, con lo que el coste de mantenimiento resultaba elevadísimo y hubiera merecido la pena retaluzar. Así, se constató que teniendo en cuenta sólo el coste de mantenimiento y el nivel de riesgo en las zonas en las que se habían producido accidentes; no se podía obtener una priorización adecuada. Por ello el Departamento de Transporte de este estado propició la creación de un método activo que proporcionara una manera más razonable de priorizar los proyectos contra los desprendimientos y la inyección de fondos para reparaciones según tramos. Fruto de esta propuesta nació el sistema RHRS.

14.3.1. Generalidades

El RHRS utiliza un proceso que permite a la administración de transporte evaluar y gestionar racionalmente los taludes de sus carreteras. No obstante este sistema requiere un mayor compromiso de la administración en el tema del mantenimiento de los taludes, que se traduce en la inversión de tiempo y dinero para la realización de una campaña inicial de caracterización y su actualización anual y en el desarrollo de programas de remediación enfocados a la minimización del riesgo en las zonas evaluadas como más peligrosas.

Las seis componentes básicas del sistema son: 1) Un método uniforme para inventariar los taludes (creándose un base de datos geográfica de los puntos con desprendimientos), 2) Una clasificación preliminar de todos los taludes agrupándose los taludes en tres categorías generales según el riesgo estimado (A, B y C), 3) La clasificación detallada de todos los taludes más peligrosos (tipo A), con su priorización desde el potencialmente más peligroso al menos, 4) El diseño preliminar y estimación del coste asociado de los tramos más conflictivos, donde se incluya además información sobre las posibles medidas correctoras a la base de datos, 5) Identificación de proyectos y desarrollo: avance de los proyectos correctivos y 6) Revisión y actualización anual o mantenimiento de la base de datos de caídas de bloques.

El RHRS incluye dos fases de inspección: Una fase de evaluación inicial (clasificación preliminar) como parte de una campaña de aplicación general a todas las carreteras del estado y una fase de clasificación detallada. Este enfoque ha resultado ser muy eficiente para implementar el método en administraciones que tengan responsabilidad sobre un gran número de taludes en los que se presente un potencial fuerte de caídas. En lo que sigue se presentan estas dos fases de aplicación.

14.3.2. Campaña de reconocimiento de taludes y clasificación preliminar

El objeto de la campaña de reconocimiento es recavar información específica sobre los puntos en los que se han producido desprendimientos. La definición exacta de los tramos resulta muy importante, así, en lo que respecta al RHRS se define un tramo con desprendimientos como "cualquier talud continuo en una carretera en el que los niveles y mecanismos de

desprendimiento son iguales". Esta definición es importante ya que en algunos tramos continuos se producen desprendimientos a todo lo largo, sin embargo su nivel (frecuencia y cantidad) y mecanismos (causas del desprendimiento) pueden variar a lo largo del tramo. Así, debido a estas variaciones, se debe dividir este tramo en otros menores, cada uno con sus características de niveles y mecanismos específicas.

Se recomienda que la campaña de reconocimiento sea llevada a cabo por dos personas: 1) un técnico especializado en la clasificación, que realice la clasificación preliminar del talud y si es necesario la detallada y 2) un oficial de mantenimiento familiarizado con la historia de los desprendimientos y problemas específicos del tramo de carretera que se analice. La parte superior de la planilla de toma de datos de campo que se presenta en la Figura 14.12 se debe rellenar correctamente en esta campaña de reconocimiento y clasificación preliminar. Además conviene adjuntar la información siguiente en la sección de comentarios de la planilla del RHRS:

- 1) Posición de los desprendimientos
- 2) Frecuencia anual estimada de los desprendimientos
- 3) Época del año con mayor número de caídas
- 4) Cantidad y tamaño estimado de cada desprendimiento
- 5) Descripción física del material caído
- 6) Hasta donde llega el material caído
- 7) Historia de los accidentes registrados (No todos se registran)
- 8) Opinión sobre la causa del desprendimiento
- 9) Frecuencia de limpieza de cunetas por parte de los equipos de mantenimiento
- 10) Coste estimado de mantenimiento

El objeto de la clasificación preliminar es agrupar los tramos inspeccionados en la fase de inventario en tres categorías generales y fáciles de manejar. Sin este paso, se perdería mucho tiempo realizando clasificaciones detalladas de tramos con un riesgo muy bajo de caída de bloques. La clasificación preliminar es una evaluación subjetiva de la potencialidad de que ocurran desprendimientos en un determinado tramo a partir de los fenómenos de caída ocurridos en el pasado. Lógicamente requiere de personal especializado y experimentado para emitir juicios válidos. Los criterios que se utilizan en esta clasificación preliminar se presentan en la Tabla 14.2.

El "**potencial estimado de desprendimientos en el tramo**" es el elemento que marca la clasificación preliminar. Si existe alguna duda sobre si el talud se debe clasificar como A o B, se debe tener en cuenta primeramente este potencial, y en segundo término la historia de caídas. Para valorar este potencial se deben considerar el tamaño estimado del material a desprenderse, la cantidad estimada de material caído en cada desprendimiento, la cantidad de material en el talud y la efectividad de la cuneta. Para evaluar la "**Historia de desprendimientos en el tramo**" se considera la frecuencia de caídas por tramo, la cantidad y tamaño de la roca caída y la frecuencia de limpieza de cunetas o pantallas.

PLANILLA DE DATOS CAMPO (RHRS)

Carretera:

Zona:

Carretera: _____	P.K. Inicial: _____	Izq./Der.	P.K.
Final: _____			
Provincia: _____	Fecha: _____		Nuevo
Autor: _____			
Clase: A B C	ADT: _____	Actualización	Máxima
velocidad: _____			

CATEGORÍA	NOTAS	VALORACIÓN ASPECTO
Altura de talud _____ m.		Altura talud _____
Efectividad de la cuneta: B M L N		Efect. Cuneta _____
Riesgo Medio Vehicular (AVR): %		AVR _____
Visibilidad _____ m		Visibilidad _____
Porcentaje de visibilidad sobre distancia de reacción _____%		
Anchura de calzada _____ m		Anchura _____
GEOLOGÍA		GEOLOGÍA
CASO 1		CASO 1
Condición estructural D C / F V A		Cond. Struct. _____
Fricción de la roca RI O P Rell		Fric. Roca _____
CASO 2		CASO 2
Diferencias en las características erosivas: Poc. Ocas. Muchas Grandes		Dif. caract. Eros. _____
Diferencias en la velocidad de erosión: Peq. Mod. Grand. Extrem.		Dif. Veloc. Eros. _____
Tamaño de bloque/Volumen m/m ³		Tamaño bloque _____
Meteorología		Clima
Precipitación Baj. Mod. Alt		
Periodo de heladas Sin Cort. Larg.		
Agua en el talud Nula Interm. Cont.		
Historia de caídas: Poc. Oc. Much. Const.		Historia _____
		Suma total:
COMENTARIOS:		

Figura 14.12. Muestra de planilla de campo para toma de datos del sistema RHRS.

Tabla 14.2. Sistema de clasificación preliminar del RHRS

CRITERIO	Clase		
	A	B	C
Potencial estimado de desprendimientos en el tramo	Alto	Moderado	Bajo
Historia de desprendimientos en el tramo	Alto	Moderado	Bajo

En un talud clasificado como C, o bien los desprendimientos son muy improbables, o de producirse un desprendimiento, rara vez el material alcanzará la calzada. Así el riesgo de una situación peligrosa es muy bajo o nulo. Si el tramo se clasifica como tipo B, el riesgo varía de moderado a bajo, mientras que en los tramos clasificados como A, el riesgo será de moderado a alto. Así los tramos que reciban una A deben ser fotografiados y evaluados con la clasificación detallada. Esta forma de trabajar economiza esfuerzos y asegura que estos se dirigen a las zonas más críticas. Los tramos tipo B se evaluarán en tanto en cuanto haya disponibilidad de tiempo y dinero mientras que los tramos tipo C se descartan y no se incluirán en la base de datos de desprendimientos.

14.3.3. Clasificación detallada

Representa la segunda característica principal de la campaña de reconocimiento dentro del RHRS. Incluye el análisis de 12 aspectos que una vez evaluados, valorados y sumados permiten clasificar y ordenar los taludes según su nivel de riesgo asociado a posibles desprendimientos. Cada aspecto a analizar representa un elemento importante que contribuye al riesgo general. Al objeto de permitir cierta flexibilidad al especialista en clasificación en la evaluación de la influencia relativa de las condiciones que son muy variables, se utiliza un sistema de valoración exponencial desde 1 a 100 puntos. En algunos de los aspectos a evaluar se pueden calcular valores exactos del exponente x de la función $y = 3^x$. Las formulas que nos dan el valor de este exponente se presentan en la Tabla 14.3.

Tabla 14.3. Formulas para calcular el exponente en los parámetros de la clasificación detallada.

Parámetro	Fórmula para estimar el valor del exponente, x
Altura de talud	$X = \text{altura de talud en pies} / 25 = \text{altura en metros} / 7.5$
Riesgo medio vehicular	$X = \% \text{ de tiempo} / 25$
Visibilidad	$X = [120 - (\% \text{ de visibilidad de decisión})] / 20$
Anchura de calzada	$X = [52 - (\text{anchura de calzada en pies})] / 8$
Tamaño de bloque	$X = \text{dimensión del bloque en pies}$
Volumen	$X = \text{volumen en pies}^3 / 3$

A continuación se presentan los 12 aspectos o categorías que han de ser evaluados. Para cada uno de ellos, se presenta la descripción de las diferentes condiciones con valoraciones entre 3 y 81. Por simplicidad se pueden utilizar los valores propuestos en la Tabla 14.4 (interpolando adecuadamente) en vez de calcular el valor exacto de la función "y", aunque también se pueden recurrir al uso de estas funciones cuando se considere necesario. En este último caso si el valor obtenido es superior a 100, se debe truncar hasta este valor.

Tabla 14.4. Tabla de estimación de la clasificación detallada del RHRS Rockfall Hazard Rating System (Traducido de Pierson et al., 1990).

Categoría			Criterio de valoración y puntuación			
			3 Puntos	9 Puntos	27 Puntos	81 Puntos
Altura del talud			25 pies (7.6 m)	50 pies (15.2 m)	75 pies (22.9 m)	100 pies (30.5 m)
Efectividad de la cuneta de recepción			Buena	Moderada	Limitada	Nula
Riesgo medio vehicular (AVR)			25% del tiempo	50% del tiempo	75% del tiempo	100% del tiempo
Porcentaje de la visibilidad (SD) frente a la distancia de reacción (DSD)			Suficiente visibilidad (100% DSD)	Moderada visibilidad (80% DSD)	Visibilidad limitada (60% DSD)	Visibilidad muy limitada (40% DSD)
Anchura de la calzada incluido el arcén			44 pies (13.4 m)	36 pies (11.0 m)	28 pies (8.5 m)	20 pies (6.1 m)
Geología	Caso 1	Condición estructural	Juntas discontinuas con orientación favorable	Juntas discontinuas con orientación variable	Juntas discontinuas con orientación adversa	Juntas continuas con orientación adversa
		Fricción de la roca	Rugosa e irregular	Ondulada	Plana	Con relleno
	Caso 2	Diferencias en características erosivas	Pocas diferencias en los rasgos erosivos	Ocasionales diferencias en los rasgos erosivos	Muchas diferencias en los rasgos erosivos	Grandes diferencias en los rasgos erosivos
		Diferencias en la velocidad de erosión	Poca diferencia	Moderada diferencia	Gran diferencia	Extrema diferencia
Tamaño del bloque individual			1 pie (0.3 m)	2 pies (0.6 m)	3 pies (0.9 m)	4 pies (1.2 m)
Volumen de rocas a caer por evento			3 yardas ³ (2.3 m ³)	6 yardas ³ (4.6 m ³)	9 yardas ³ (6.9 m ³)	12 yardas ³ (9.2 m ³)
Clima y presencia de agua en el talud			Baja a moderada precipitación; sin períodos de heladas, ni agua en el talud	Moderada precipitación ó con períodos cortos de heladas ó presencia intermitente de agua en el talud	Alta precipitación ó con largos períodos de heladas ó presencia continua de agua en el talud	Alta precipitación y largos períodos de heladas ó continua presencia de agua en el talud y largos períodos de heladas
Historia de caída de bloques			Pocas caídas	Caídas ocasionales	Muchas caídas	Caídas constantes

Para valorar situaciones entre 81 y 100, habrá que considerar para cada tramo el peor caso posible y asignarle un valor de 100 y a continuación la situación que se analice se valora entre el 81 de la tabla y el 100 o peor caso posible definido en una zona de análisis. No obstante existen algunos aspectos en los que una valoración superior a 81 no será posible (por ejemplo la media de circulación, ya que el valor 81 corresponde a la presencia de vehículos el 100% del tiempo).

La tabla de aplicación de la clasificación detallada que es la básica de este método empírico se presenta en la Tabla 14.4.

El aspecto **altura del talud** correlaciona el riesgo con la altura total del talud. Los bloques de roca que caen de mayor altura tendrán más energía potencial que los que caen de poca altura, de forma que los primeros presentan mayor riesgo y su valoración será mayor. La altura se mide hasta el punto más alto del talud del que puedan desprenderse rocas. Si pueden caer rocas de la ladera situada por encima del talud excavado se computará la altura desde estas zonas. La altura se puede obtener utilizando la siguiente expresión que se muestra gráficamente en la Figura 14.13:

$$\text{altura total del talud} = \frac{X \operatorname{sen} \delta \cdot \operatorname{sen} \varepsilon}{\operatorname{sen} (\delta - \varepsilon)} + AI \quad (14.23)$$

Donde:

X = distancia entre los puntos de medida del ángulo

δ = Ángulo que forma con la horizontal la línea que une el punto más cercano de medida con el punto más alto del talud desde donde puedan producirse desprendimientos

ε = Ángulo que forma con la horizontal la línea que une el punto más lejano de medida con el punto más alto del talud desde donde puedan producirse desprendimientos

AI = Altura del instrumento

La distancia X se suele tomar de lado a lado de la calzada, los ángulos δ y ε se pueden medir con un instrumento adecuado como un clinómetro o brújula de geólogo, y muy cuidadosamente ya que pequeños errores de medida en estos ángulos pueden dar lugar a errores importantes en el cálculo de la altura. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.5.

La **efectividad de la cuneta de recepción** se mide según su capacidad para evitar que los materiales desprendidos alcancen la calzada. Se deben considerar los siguientes factores a la hora de evaluarla:

altura y ángulo de talud

anchura, profundidad y forma de la cuneta

estimación del tamaño de bloque y cantidad de material que puede caer

influencia de las irregularidades del sobre las rocas que caen (bermas, salientes....)

La estimación de estas irregularidades es de vital importancia por que pueden anular los beneficios de la presencia de la cuneta. Por eso es importante detectar posibles salientes que

lancen las rocas que van cayendo hacia la zona de calzada. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.5.

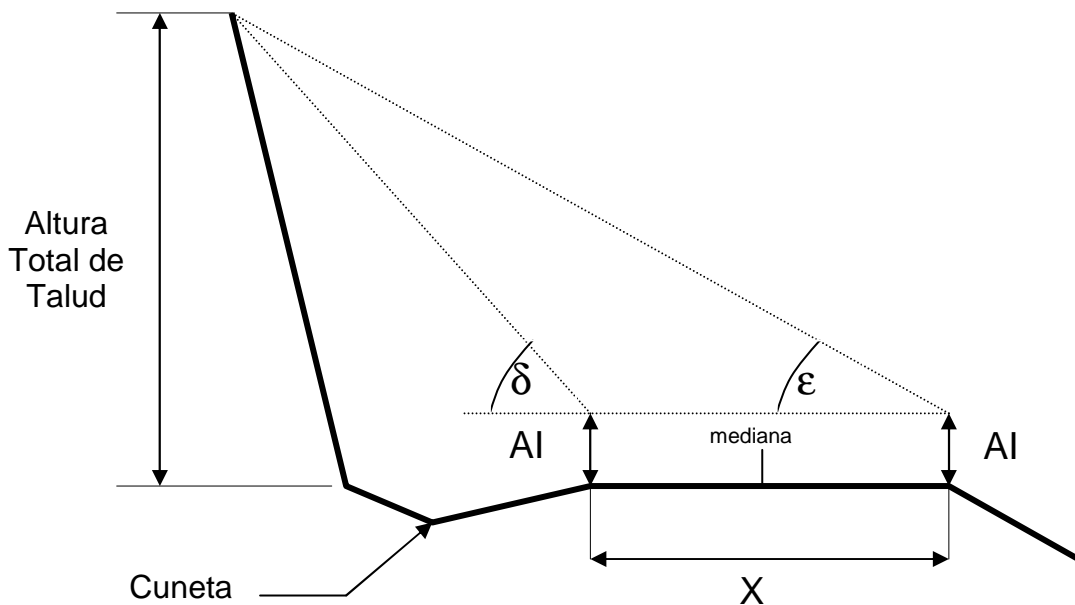


Figura 14.13. Diseño gráfico para el cálculo de la altura del talud.

El **riesgo vehicular medio** (AVR o "average vehicular risk") mide el riesgo asociado al tiempo en porcentaje en el que se encuentren vehículos en el tramo de carretera con posibilidad de desprendimientos. Su valor se puede obtener mediante la fórmula que se presenta a continuación. Esta expresión requiere como parámetros de entrada la longitud del tramo, el tráfico diario medio (ADT o "average daily traffic") y el límite de velocidad en el tramo (Psl o "posted speed limit"):

$$AVR \% = \frac{ADT \text{ (coches/día)} \times \text{longitud tramo (km)} \times 100\%}{Psl \text{ (Límite de velocidad en km/h)} \times 24 \text{ h/día}} \quad (14.24)$$

Esta ecuación calcula el porcentaje medio de tiempo en que hay vehículos en el tramo analizado. Una valoración del 100% indicaría que, como media, habría un vehículo en el tramo el 100% del tiempo. Se debe tener cuidado para medir sólo la longitud de talud en la que la caída de bloques sea un riesgo real, ya que si se sobreestima esta longitud los resultados del AVR estarán muy sesgados. A veces esta fórmula devuelve valores superiores al 100 %, en estos casos resulta que va a haber más de un vehículo en el tramo afectado en todo momento. En estos casos de AVR % superior a 100 %, la valoración de este aspecto será 100. Los criterios de valoración de este parámetro se muestran en la Tabla 14.4.

El siguiente aspecto a valorar es el **porcentaje de la visibilidad o SD (Sight distance) frente a la distancia de reacción o DSD (Decisión sight distance)**. Se denomina distancia de reacción (DSD) a la longitud o distancia de carretera (en metros) que necesita tener por delante un conductor para tomar una decisión compleja o instantánea, esto es para percibir un

problema (por ejemplo una roca en la calzada) y detener el vehículo. Se denomina visibilidad o distancia visible (DS), a la distancia mínima desde la que un conductor puede distinguir de manera continua un objeto de 15 cm de alto sobre la calzada. En los tramos con posibilidad de desprendimientos la visibilidad o distancia visible puede ser muy variable. Los cambios de rasante, las curvas, así como la presencia de taludes de roca o vegetación que actúen como pantallas visuales, pueden limitar de manera importante la capacidad del conductor de detectar objetos sobre la calzada.

El porcentaje de la visibilidad frente a la distancia de reacción se calcula a través de la siguiente expresión:

$$\% \text{ de DSD} = \frac{\text{Visibilidad (SD)}}{\text{Distancia de reaccion (DSD)}} \times 100 \% \quad (14.25)$$

Donde

Visibilidad o distancia visible (SD) = la mínima distancia desde la que un objeto de 15 cm de alto situado sobre la calzada es visible por un conductor desde una altura ocular situada 105 cm por encima de la superficie de la calzada cuando el movimiento del conductor avanza hacia el objeto

Distancia de reacción (DSD) = distancia de reacción variable en función de la máxima velocidad permitida en la zona y que está tabulada por la AASHTO (1994), según se muestra la Tabla 14.4, que también se aplica en otros métodos empíricos como el RHRON.

Una vez calculado el porcentaje de visibilidad sobre la distancia de reacción a través de esta expresión su valoración se realiza atendiendo a la Tabla 14.5.

Tabla 14.5. Distancia de reacción para distintos límites de velocidad. Adaptado de AASTHO (1994)

Límite de velocidad, km/h (Psl)	Distancia de reacción, m (DSD)
50	140
60	170
70	195
80	225
90	265
100	300
110	330
120	350

La **anchura de calzada**, se mide perpendicular a la mediana y desde el borde del asfalto por lo que se incluyen los arcenes pavimentados. Si existen arcenes sin asfaltar estos no se incluirán en la medida. En autovías y autopistas, se cuenta exclusivamente el lado de la vía que se esté analizando. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.4.

Cuatro de los aspectos o categorías que evalúa el RHRS se basan en la **geología**. Así se valoran dos aspectos para cada uno de los dos posibles casos considerados. El caso 1 se refiere a desprendimientos asociados a la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso. El caso 2 se centra en caídas de bloques asociadas a fenómenos erosivos.

La categoría “**Caso 1, condición estructural**” considera la orientación y el tipo de discontinuidades presentes. El término discontinuidad se debe entender aquí como discontinuidad con una persistencia superior a 3 m. Estas discontinuidades pueden ser juntas, fallas, planos de estratificación, etc. Se debe tener en cuenta además la presencia de relleno, y la presión de agua. En general los macizos rocosos con múltiples discontinuidades suelen producir más desprendimientos que aquellos más masivos. Una orientación adversa de las discontinuidades puede dar lugar a uno o más mecanismos típicos de inestabilidad mecánicamente posibles. Los criterios de valoración se presentan en la Tabla 14.4.

El parámetro “**Caso 1, fricción de la roca**” define el potencial de deslizamiento de un bloque. La fricción de estas discontinuidades viene marcada por la rugosidad de las discontinuidades. El potencial de desprendimientos es mayor en zonas en las que las juntas presentan meteorización o alteración y movimientos previos que hayan dado lugar a superficies gastadas. La valoración detallada se presenta en la Tabla 14.4.

La categoría “**Caso 2, diferencias en las características erosivas**” se utilizan en aquellos taludes en los que la erosión diferencial juega un papel significativo. Las características erosivas incluyen taludes contraplomados, estratos en voladizo o cualquier geometría erosionada que pueda dar lugar a un desprendimiento. Los desprendimientos se suelen producir cuando los procesos erosivos dan lugar a la pérdida de sustentación de una zona específica o todo el talud. Los taludes en los que se pueden dar estas condiciones incluyen:

Unidades laminadas con estratos de erosionabilidad variable (p.ej. flysch)

Taludes de material de relleno

Unidades con litología muy variable como conglomerados o lutitas, que se pueden erosionar diferencialmente, liberando bloques o bolos más resistentes ocasionalmente

Taludes en roquisuelos que se meteoricen dando lugar a caídas de roca a medida que se libera la matriz del material

La categoría “**Caso 2, diferencias en las velocidades de erosión**” se correlaciona directamente con el potencial de desprendimientos. A medida que avanza la erosión se producen fenómenos de rocas en voladizo y situaciones inestables. Se debe considerar aquí, además de los efectos físico-químicos, la erosión antrópica. El nivel de riesgo y la valoración de este aspecto deben reflejar la rapidez con la que se produce la erosión, el tamaño de las rocas o bloques que van quedando expuestas, la frecuencia de desprendimientos y la cantidad de material caído por evento.

La medida del “**tamaño de bloque individual o cantidad de material caído por desprendimiento**” debe representar la fenomenología del desprendimiento más probable. Si se trata de bloques individuales, el tamaño de estos es lo que se valora. Si se espera la caída de una masa de roca rota, se evalúa la cantidad de material por desprendimiento.

La categoría “**clima y presencia de agua en el talud**” se presenta continuación. El agua y los ciclos hielo-deshielo contribuyen a la meteorización y al deslizamiento de materiales rocosos. Como muestra la Tabla 14.4. los valores exactos especificados para esta categoría varían desde “precipitación baja a moderada sin periodos de helada” (3 puntos) hasta “elevada precipitación y periodos largos de helada” (81 puntos). Obsérvese que los criterios entre estos dos extremos contienen la disyuntiva “o”. Las áreas que reciben menos 500 mm de precipitación al año, son áreas de baja precipitación. Las áreas que reciben más 1250 mm al año son áreas de elevada precipitación.

La categoría “**historia de caídas**” tiene en cuenta los desprendimientos pasados como indicador de los futuros. La mejor manera de recopilar esta información es basarse en los informes de los equipos de mantenimiento. En zonas de reciente construcción o pobre mantenimiento podría carecerse de dicha información. Si este fuera el caso, se aproximaría basándose en supuestos razonables, indicándose la conveniencia de revisar esta valoración en el futuro. Los criterios de valoración de esta categoría también figuran en la Tabla 14.4.

14.3.4. Comentarios finales

Esta es la primera metodología para evaluar la caída de bloques publicada, la cual posteriormente fue llevada a los estados de Washington, Nuevo México, Idaho, California y Colorado. A partir de la Tabla 14.4. se puede evaluar individualmente una sección o todo un talud en general, de una carretera, autovía o autopista, donde se identifican doce aspectos con sus características de inestabilidad. A cada uno de estos parámetros se le asigna una valoración de 3, 9, 27 y 81, siendo 3 la más favorable y 81 la más desfavorable. El resultado final es la suma de las valoraciones de todos los parámetros, que habrá de dar un resultado entre 30 (condición más favorable, con una baja probabilidad de caída de bloques), a 1000 (condición más desfavorable, donde la caída de bloques es inminente). Esta metodología permite evaluar un talud en forma rápida, práctica y simple, a la vez de que puede ser utilizada para cualquier condición geológica, geomorfológica, geográfica y de carretera. Además, el método no impone valores límites, los cuales se obtienen para cada caso o zona en particular. A manera de ejemplo, para el Estado de Oregón, se definió que taludes de carretera que requieren de acción inmediata son aquellos con valores de más de 500, mientras que aquellos con valores inferiores a 300 son considerados de baja prioridad.

La crítica de la que es objeto ésta metodología, es la asignación de los valores, dados por la expresión de 3^x , que no incluye recomendaciones sobre que acciones tomar dependiendo del resultado obtenido y que resulta difícil de extrapolar fuera del ámbito de las carreteras.

Respecto a la asignación de valores exponenciales en base 3, se puede correr el riesgo de evaluar por encima de lo debido un talud al sumar dos o más características con valores extremos, no siendo representativo de la realidad del talud. Respecto a las acciones a tomar, son muy específicas según cada caso (tipo de roca, altura del talud, presupuesto disponible, instalaciones cercanas, etc.), por lo cual parece lógico no incluirlas en esta metodología que más bien busca evaluar de forma practica y simple el talud y no aplicar medidas correctoras.

Adicionalmente, si se quisiera aplicar este método tal y como está, en canteras y minas a cielo abierto, presenta varios inconvenientes, ya que existen categorías que obviamente no se encuentran en explotaciones de cielo abierto: como la efectividad de la cuneta de recepción, percepción del fenómeno (distancia de reacción) y la anchura de la calzada incluido el arcén; lo que impide, o al menos dificulta, la aplicación del método en el ámbito minero.

Atendiendo a las consideraciones anteriores, Franklin y Senior (1997), modifican el RHRS y lo adaptan a las condiciones geomorfológicas y de diseño de carreteras de Ontario, Canadá, y le asignan el nombre de RHRON.

14.4. RHRON (Ontario Rockfall Hazard Rating System)

El RHRON fue desarrollado a mediados de los años 90 y publicado por primera vez en versión reducida, por Franklin y Senior (1997). El resumen que aquí se presenta se basa en una versión preliminar actualizada y diferente de la primera, publicada por la oficina “Materials Engineering and Research Office” y realizada por Senior (2002), por cortesía del cual se dispone de dicha información. El método RHRON se basa en el RHRS, método que se revisa, cambia y adapta a las condiciones del estado canadiense de Ontario, no tan montañoso como el de Oregón.

14.4.1. Introducción

El RHRON se basa en el análisis de 20 categorías o aspectos, en vez de las 12 del RHRS, incluyéndose aspectos tan significativos como altura del nivel freático, durabilidad, fricción básica de la roca y otros no contemplados en el RHRS. Estas categorías se valoran en el RHRON, en vez de exponencialmente, linealmente con un escala entre 0 = “bueno” y 9 = “malo”. En general este método resulta algo más complicado de aplicar que el RHRS, sin embargo llevando la documentación necesaria al campo, su aplicación resulta viable.

Existen dos versiones del RHRON, una básica y otra detallada. La primera se utiliza para la evaluación preliminar del riesgo y se obtiene contestando a cuatro cuestiones simples que se relacionan con los “factores” F1 a F4 de los cuales se compone el RHRON:

- F1 Magnitud: ¿Cuánta roca podría caer o desprenderse?
- F2 Inestabilidad: ¿Cada cuanto tiempo suele caer?
- F3 Alcance: ¿Cuáles son las posibilidades de que esta roca alcance la calzada y que parte de la carretera quedará bloqueada?
- F4 Consecuencias: ¿Cómo de graves serían las consecuencias de uno de estos desprendimientos?

Para reflejar de manera rápida y consistente las respuestas a estas y a subsiguientes preguntas más detalladas, cada respuesta se valora entre 0 (bueno) y 9 (malo). Las valoraciones de los cuatro factores se promedian para obtener el valor del RHRON también en

una escala entre 0 y 9. También se puede convertir este valor a una escala porcentual “RHRON%” que resulta más manejable para determinadas aplicaciones:

$$\text{RHRON} = (\text{F1}+\text{F2}+\text{F3}+\text{F4})/4 \quad (14.26)$$

$$\text{RHRON \%} = \text{RHRON} \times 100/9 \quad (14.27)$$

Se realiza un tamizado preliminar de taludes para identificar los tramos de carretera de “Clase A” que requerirán una evaluación detallada por un especialista. Esta clasificación preliminar utiliza una combinación del RHRON básico y el Ángulo de talud (“Crest angle slope” o “Cang”), que es uno de los componentes más importantes y menos subjetivo de esta clasificación.

En la fase subsiguiente de valoración detallada, la definición de RHRON no varía, solo que cada uno de los cuatro factores se obtiene promediando un número mayor de observaciones más detalladas. De forma complementaria, la propuesta del RHRON (cuyo objeto, como en el caso del RHRS, es priorizar más que dar valores objetivos) incluye metodologías para estimar el coste de las medidas de remediación y un análisis coste-beneficio que se utilizará finalmente para priorizar las actuaciones correctoras.

En lo que concierne a la nomenclatura de la metodología RHRON conviene distinguir entre **parámetro (P)**, que se refieren a una propiedad que caracteriza el nivel de riesgo, **valor (V)** que indica el valor numérico de un parámetro en sus correspondientes unidades de medida del SI, **valor truncado (T)**, que se refiere a un límite superior o inferior de un valor que no se debe sobrepasar por salirse de la gama estándar de valoración, **índice o valoración (R =rating)**, la valoración de un parámetro en su gama estándar entre 0 y 9 para comparar o combinar y **factor (F)**, que se refiere a un aspecto principal de riesgo general obtenido como promedio de una serie de índices.

Por ejemplo **P2** Qmax se define como el volumen del mayor desprendimiento esperado. El valor **V2** podrá variar entre 0 y varios millones de metros cúbicos en zonas de montaña, pero se trunca a un valor **T2** (de 1 a 10 m³) para realizar la valoración. El índice, valoración o “rating” **R2** varía entre 0 para Qmax = 1 m³ hasta 9 para Qmax = 10 m³. R2 contribuye al factor de magnitud **F1**, que se define como F1= (R2+R3+R12)/3.

En general y por simplicidad se mantendrá la nomenclatura original de las variables basada en las expresiones inglesas, aunque se incluirá su significado en español. Así, para designar el ángulo de talud o de cabeza de talud se mantendrá la expresión “Cang” que se refiere a la expresión “Crest Angle Slope” y para designar la línea blanca exterior de la carretera se utilizará la expresión “EOP” que proviene de “Edge of Pavement” = Borde de zona asfaltada (esto se debe a que tanto en Canadá como en EEUU los arcenes no suelen estar asfaltados o pavimentados al objeto de facilitar la frenada de los vehículos). Para designar la zona entre la línea blanca exterior de la carretera y el pie de talud se utiliza el término “Czw” que se refiere a “Clear zone width” o anchura de la zona de protección. Estos términos se presentarán gráficamente en la Figura 14.15. para explicar los métodos de medición del ángulo de talud.

14.4.2. Selección preliminar y clasificación básica

En este apartado se incluye la compilación de una planilla de riesgo de desprendimientos de taludes en carretera (Tabla 14.6), su categorización en las clases A, B y C (Figura 14.14) según el ángulo de talud, que se medirá de acuerdo a los esquemas de la f Figura 14.15, y el RHRON básico, que se calculará de acuerdo con la Tabla 14.6. Finalmente se realizará la localización topográfica y marcado in-situ de los taludes clase A. El diagrama que marca esta clasificación preliminar (Figura 14.14) se divide en tres zonas válidas y una zona triangular en la que no pueden aparecer casos reales. Con esta gráfica se decidirá la clasificación preliminar del talud. Sólo aquellos taludes tipo A van a requerir la clasificación detallada.

Tabla 14.6. Planilla de campo para la estimación preliminar del RHRON básico.

1	2	3	4	5	6	7a	7b				8	9
							Factor					
Carretera N°	Zona N°	Lado NSEW	Distancia en km (p.k. inicial)	desde cruce entre ___ y ___	Mecanismo	Cang (°)	1	2	3	4	RHRON básico	Clase de riesgo A/B/C
.												
.												
.												
S-estable, R- Descostramiento derrabe "ravelling", O- erosión, I- presencia de hielo, B- bloque suelto, W- rotura plana, P- rotura en pirámide o cuña, T - vuelco												
RHRON = (R1+R2+R3+R4)/4												
Evaluado por:				Fecha:			Organismo:					

El denominado ángulo de cabeza de talud es un parámetro fundamental para el RHRON. Se define como el ángulo que forma la horizontal con la línea que une la línea blanca externa de la carretera (EOP) con la zona de roca potencialmente inestable más alta del talud. Es por tanto el ángulo cuya tangente viene marcada por el cociente entre la altura de talud "H" y la anchura de la zona de protección "Czw" que vendrá dada por la suma de la anchura del arcén más la de la cuneta. Este ángulo "Cang" refleja la adecuación de la cuneta (capacidad de recogida de material caído o potencial de material que sobrepasa la cuneta) para una altura determinada de talud. Este ángulo se mide y calcula atendiendo a la Figura 14.15.

En cuanto a la clasificación de los taludes, los tipo C se pueden en general detectar sin bajarse del coche. El criterio que los determina es el bajo nivel de alcance F3 que presentan. Así cuando los ángulos de cabeza de talud son inferiores a 33° y, aunque sean inestables, el material caído prácticamente nunca alcanzará la calzada. Los taludes tipo B requerirán una inspección a pie. Tendrán ángulos en la gama entre 33 y 60°. A partir de la clasificación combinada de la gráfica de la Figura 14.14. se detectarán y no requerirán una clasificación

detallada. Los taludes tipo A que serán los de mayor riesgo incluirán todos aquellos que no sean tipo C o B, y necesitarán de la clasificación detallada para el cálculo del riesgo.

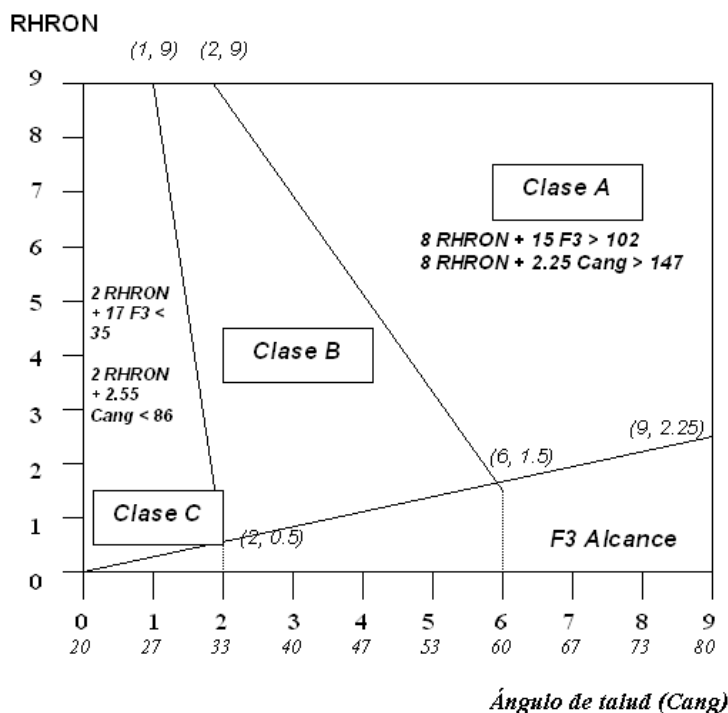


Figura 14.14. Gráfica para la clasificación preliminar de taludes según riesgo (A, B o C) para el RHRON (Senior, 2002).

Tabla 14.7. Tabla de estimación del RHRON básico. Según Senior (2002)

Factor F1 MAGNITUD: ¿Cuanta roca es potencialmente inestable?										
m ³ in situ	1	2	3	5	8	13	21	36	60	100
Valor de F1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Factor F2 INESTABILIDAD: ¿Cuándo será la próxima caída de bloques (intervalo entre caídas)?										
Frecuencia de caídas (tiempo)	> 100 años Improbable	> 10 años Infrecuente		1 año Ocasional		1 mes Frecuente		Semanas Inminente	Días	
Valor de F2	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Factor F3 ALCANCE: ¿Cual es la probabilidad de que las rocas lleguen/bloqueen a la carretera?										
Angulo del talud (Cang)	20°	27°	33°	40°	47°	53°	60°	67°	73°	80°
% de rocas en la vía (Ovsp)	0 %	11 %	22 %	33 %	44 %	56 %	67 %	78 %	89 %	100 %
Valor de F3	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Factor F4 CONSECUENCIAS: ¿Cuánto daño causa el fenómeno?										
Densidad de Trafico (% de tiempo)	< 11	11	22	33	44	56	67	78	89	100
Visibilidad de una roca en la vía (m)	>250	233	217	200	183	167	150	133	117	< 100
Valor de F4	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9

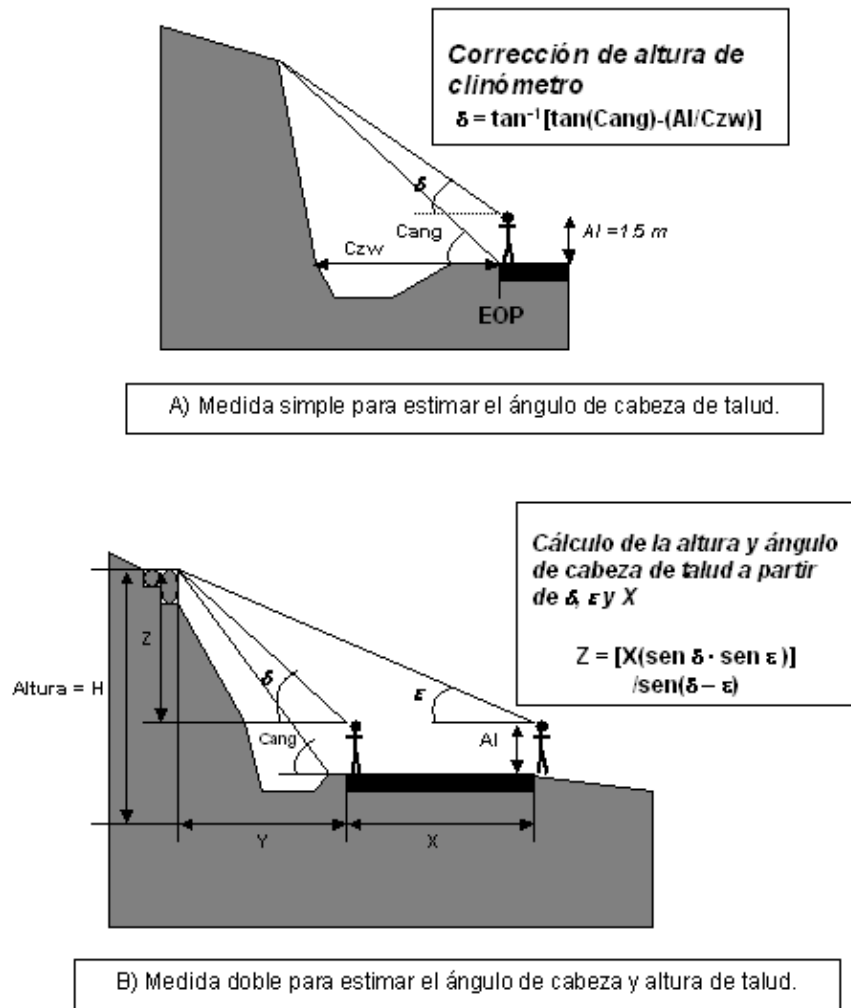


Figura 14.15. Técnicas de medida del ángulo de talud o “Cang” según se realicen una o dos medidas de clinómetro desde el borde de la carretera. Según Senior (2002).

La estimación del RHRON básico se realiza atendiendo a la Tabla 14.7. Hay que tener cuidado porque esta tabla ha sido actualizada desde la versión de Franklin y Señor (1997), y es algo diferente a la presentada en dicha documentación. Para esta estimación habrá que ir asociando valores entre 0 (bueno) y 9 (malo) a cada uno de los factores F1 a F4 que se contemplan en esta clasificación.

El **factor F1 (magnitud)** se estima según el mecanismo de rotura más probable. En rocas blandas se estima la cantidad total “Qtot” de material que habría que excavar y retirar para realizar un retaluzado que estabilizara la zona. Si se prevén deslizamientos se estimaría la cantidad total de material que podría caer en los siguientes 20 años suponiendo un pequeño terremoto. En función de los m^3 in-situ estimados, así se obtendrá según la Tabla 14.7 una valoración entre 0 y 9 que se anotará en la columna 7 de la planilla de campo de la Tabla 14.6.

El **factor F2 (inestabilidad)** se estima en función de la frecuencia de la ocurrencia de desprendimientos en el tramo analizado. Así en los tramos donde nunca se produjo una caída se le dará un valor 0, mientras que donde se producen caídas diariamente y uno se siente

amenazado bajo el talud se tendrá un valor de 9. Para realizar esta estimación se debe tener en cuenta la apertura de las juntas, los registros de desprendimientos previos y la presencia de material caído en la cuneta y arcén así como muescas en el asfalto originadas por antiguas caídas. Se debe también considerar la presencia de agua en el talud y posible posición del nivel freático y el estado de las discontinuidades.

El **factor F3 (alcance)** se estima en base al ángulo de talud o "Cang" y a una estimación de las posibilidades de que se bloquee la carretera. Este ángulo "Cang" se mide tal y como se ha indicado previamente y nos da una valoración de F3 según muestra la Tabla 14.7. Se debe realizar una segunda valoración considerando que porcentaje de la carretera quedaría bloqueado si se produjera un desprendimiento atendiendo al material recogido por la cuneta de recepción y al rebose de esta cuneta o en terminología inglesa, ditch overspill = "Ovsp". Si este rebose fuese nulo (Ovsp=0) se valoraría como 0. Si la carretera quedara totalmente bloqueada se valoraría como 9. El valor de F3 se promedia entre las valoraciones de estos dos aspectos señalados y definidos en la Tabla 14.7.

El **factor F4 (consecuencias)** se refiere a la probabilidad de que la roca caída en un desprendimiento cause un accidente. Requiere la estimación de la densidad de tráfico en términos del porcentaje total del tiempo en el que hay vehículos en las zonas afectadas. El tráfico moderado o fuerte, con al menos un coche en la zona de riesgo en todo momento, recibe una valoración de 9. También parte de la estimación de la visibilidad o distancia mínima desde la que se ve una roca en la vía. Cuando se tiene una excelente visibilidad (más de 250 m) se aplica una valoración de 0, mientras que se valorará este aspecto con un 9 cuando la visibilidad sea inferior a 100 metros. La valoración del factor F4 será el promedio de los índices o valoraciones del tráfico en la zona y la visibilidad. En casos graves se podrá considerar la colocación de señales de tráfico indicadoras de peligro por desprendimientos y el espacio del que disponen los vehículos para evitar las obstrucciones.

Todos los valores de F1 a F4 se registrarán en la planilla de campo (tabla 14.6). Su promedio será el RHRON básico, que junto con el ángulo de talud o "Cang" permitirá clasificar el talud como de tipo A, B o C. Los taludes tipo A se registrarán sobre la planilla, asignándoles un número que se pintará sobre el talud y sobre un plano. Si es posible se localizarán de manera exacta mediante GPS. En la columna de mecanismos de la planilla de campo se deberá indicar el más probable siguiendo la nomenclatura indicada. Se deben firmar y fechar estas hojas.

14.4.3. Clasificación detallada

La planilla o estadillo de clasificación detallada presenta dos caras. La cara 1 (Tabla 14.8) analiza la geometría del talud, los mecanismos de inestabilidad, medidas de remediación y sus costes. La cara 2 (Tabla 14.9) sirve para registrar los datos de riesgo de caídas. Se debe completar primero la cara 1 para seleccionar el tramo más conflictivo donde se aplicará la clasificación detallada. Todas las zonas "clase A" requieren una inspección detallada. Esta fase incluye la identificación de los mecanismos potenciales de inestabilidad, dando los valores del RHRON en cada punto, indicaciones sobre las medidas correctoras y sus costes e información fotográfica.

Tabla 14.8. Planilla de datos de campo del RHRON. Cara 1. Según Senior (2002).

TRAMO		1	2	3	4	5	6	7	8	LOCALIZACIÓN		
Inicio de tramo m										Zona:		
Final de tramo m										Carretera:		Lado:
Longitud de tramo m										ΣLhaz m		
TIPO DE DESPRENDIMIENTO Y CANTIDAD S-Estable, C-Cuneta adecuada, R-Derrabe o "Ravelling", O-Erosión, I-Gelifracción, B.Bloque suelto, W –Rotura plana, P-rotura de cuña o pirámide, T-vuelco												
Mecanismo(s) SAROIWPT										V2 Qmax Máxima caída	m ³	
Cantidad Qtot m ³										V3 ΣQtot Caídas totales	m ³	
Altura m										V12 Altura (peor tramo)	m	
Cang °										V13 Cang (peor tramo)	°	
Czw m										V14 Czw (peor tramo)	m	
MÉTODO(S) PROPUESTOS Y COSTES UNITARIOS DE TRATAMIENTO (evaluación preliminar para priorización) Cantidades por tramo.										Total todos los tramos	Precio unitario (€)	Costes euros
RETALUZADO POR MEDIOS MECÁNICOS O VOLADURAS (Para reducir el factor magnitud F1 en % =REMx1)												
Excavación mecánica	Máq./hora									175 €		
Excavación manual	Cuadr. / hora									120 €		
Voladura con precorte	m perforado									60 €		
Voladura de banco	m ³									25 €		
ESTABILIZACIÓN Y SOSTENIMIENTO (Para reducir el factor inestabilidad F2 en % =REMx2)												
Bulones	Cada uno									60 €		
Anclajes HT	m perforado									200 €		
Drenes	m perforado									50 €		
Gunita	m ²									45 €		
Mallazo	m ²									7 €		
Bandas	m lineal									15 €		
COLOCACIÓN DE ELEMENTOS DE CONTROL (Para reducir el factor alcance F3 en % =REMx3)												
Zanja, roca blanda	m lineal									125 €		
Zanja, roca dura	m lineal									200 €		
Pantalla estática	m lineal									70 €		
Pantalla dinámica	m lineal									100 €		
Malla de recogida	m ²									40 €		
COLOCACIÓN DE SEÑALES, ALARMAS.. (Para reducir el factor consecuencias F4 en % =REMx4)										ΣREMx =	%	(max. 100%)
Costnet = ESTIMACIÓN TOTAL NETA (Sumatorio de los precios unitarios)												
Continge = multiplicador de contingencias de coste												
V20 Remcost = Coste total estimado de las medidas de remediación												
Notas del inspector:												
Recomendaciones realizadas por:						Fecha:						
PLANILLA DE DATOS DE CAMPO DEL RHRON DETALLADO – CARA 1												

Tabla 14.9. Planilla de datos de campo del RHRON detallado. (Senior, 2002).

IDENTIFICACIÓN DEL LUGAR Carretera: _____ Lado: _____ ZONA n°: _____				
Posición: _____ p.k. _____ al (EWNS) del cruce entre y				
Identificación	PARÁMETRO (P)	VALOR (V)	ÍNDICE (R)	
			bueno	malo
P1 Hist	Historia / evidencias de caídas	Sólo valoración	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P2 Qmax	Mayor caída potencial m ³	m ³	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P3 ΣQtot	Total de caídas / deslizamientos potenciales	m ³	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P4 Firr	Irregularidad de la cara del talud	M	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P5 Loose	Apertura de juntas en talud	Sólo valoración	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P6 Jop	Persistencia-orientación de las juntas	Sólo valoración	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P7 UCS	Resistencia a compresión simple	MPa	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P8 Phip	Resistencia al corte	Ángulo fricción pico φ _b °	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
DATOS SUPLEMENTARIOS DE JUNTAS. Se necesitan sólo para analizar inestabilidades por deslizamiento		Persistencia: % Longitud de traza: m	Relleno tipo: Espesor mm	
Peor familia es: con buz: ° y dir. buz.: °	Amplitud rugosidad mm/10cm Ondulación mm/m	Bloques encastrados: (S/N) JRC: (0-20) φ _b = °	F = JCS / UCS JCS: MPa	
P9 Block	Tamaño de bloque	cm	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P10 Sdur	Índice de durabilidad Slake (I _{d2})	%	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P11 Wtab	Nivel freático (% sobre altura de talud)	%	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P12 Height	Altura de talud (para mayor riesgo posible)	m	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P13 Cang	Ángulo de cabeza del talud =tan ⁻¹ (V12/V14)	°	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
Datos de tráfico	Czwd Ancho zona protección (diseño): m	ADT: vehículos/día	Psl(max vel) km/h	
	ΣLhaz (desde lateral) m	DSD Distancia reacción: m	SD: visibilidad m	
	Czw: m; Valor diseño inferior	Czwd: m; 100(Czw/Czwd) %		
P14 Czw	Diseño de la zona de protección	100(Czw/Czwd) %	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P15 Deff	Efectividad de retención de la cuneta	Estimación %	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P16 Ovsp	Material de rechazo de la cuneta potencial	Estimación %	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P17 Avr	Riesgo vehicular promedio	(ADTxΣLhaz)/24·Psl %	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P18 Dsd	Visibilidad/ distancia reacción %	100 SD/DSD %	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P19 Apw	Anchura pavimentada disponible	m	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
P20 Remcost	ΣREMX (de la tabla):	% Remcost V20 (de la tabla) €	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	
F1 Magnitud	(R2 + R3 + R12)/3 / 9			
F2 Inestabilidad (Descripción del tipo más probable de inestabilidad):				
F2 Pequeñas caídas sueltas / vuelco (R1+ R9 + R11 + R4+ R5 + R6)/6			/9	
F2 Deslizamiento (plano, cuñas Tal. de muro) (R1+R9 +R11+R5+R6+R8)/6			/9	
F2 Erosión diferencial / descabezamiento (R1+R9 +R11+R4+ R7+R10)/6			/9	
F3 Alcance	(R4 + R13 + R 15 + R 16)/4 / 9			
F4 Consecuencias	(R17 + R 18 + R 19)/3 / 9			
RHRON = (F1 + F2 + F3 + F4)/ 4 _____ / 9			RHRON % _____%	
BENEFIT = RHRON * ΣRemx/100 _____ / 9 COSTBEN = R20/[RHRON*(ΣREMX/100)]: _____				
Evaluación realizada por:			Fecha:	
PLANILLA DE DATOS DE CAMPO DEL RHRON DETALLADO — CARA 2				

Los tramos en los que se compartimentará la zona de carretera analizada, serán longitudes de talud sobre las que el tipo de inestabilidad y el nivel de riesgo sean más o menos constantes. Solamente se deben agrupar aquellos tramos con alturas de talud, condiciones de la cuneta, modos de rotura, índices de riesgo y métodos de remediación propuestos prácticamente idénticos. Normalmente suele bastar con rellenar entre uno y tres tramos por zona.

Al llegar a una zona se debe realizar una evaluación preliminar sobre las variaciones de altura de talud y grados de inestabilidad. Con esta información se debe decidir si es necesario separar en uno o varios tramos y en este último caso los puntos inicial y final de cada uno de ellos. Estos tramos y sus puntos inicial y final se marcarán con pintura sobre los taludes.

14.4.3.1. Tipo de desprendimiento y cantidad

En cuanto al mecanismo en la cara 1 de la planilla se marcará S (tramo estable), C (cuneta adecuada – cuando las cantidades desprendidas no pueden llegar nunca a la calzada). En caso contrario se utilizarán las letras R (descostramiento, derrabe, -"ravelling"), O (caídas por erosión u "overhangs"), I (fenómenos de gelifracción o "ice-jacking"), B (bloque suelto), W (deslizamiento plano de cuñas 2D o taludes de muro), P (pirámide o cuña en tres dimensiones) o T (vuelco de estratos o "toppling") para designar hasta tres mecanismos más probables de inestabilidad.

La cantidad total de caídas potenciales (Q_{tot}) para los tramos y (ΣQ_{tot}) para las zonas se debe estimar visualmente para cada tramo. Q_{tot} será el volumen de roca in-situ que se debería retirar para retaluzar o en el caso de deslizamientos, el material total que se espera que caiga en 20 años. Se debe estimar también la suma de los Q_{tot} s de todos los tramos de la zona para obtener ΣQ_{tot} .

También se estima para cada tramo la altura de talud. Por lo menos se realizará una medición clinométrica de esta altura en la zona, pudiéndose estimar en el resto de tramos a partir de esta. El ángulo de cabeza de talud (C_{ang}) se calcularía en la forma previamente indicada y la anchura de la cuneta y arcén (C_{zw}) se medirá con cinta métrica en cada tramo.

Para calcular la longitud total de los tramos de riesgo o ΣL_{haz} , se deben sumar las longitudes de todos los tramos excepto los que presenten una S (estable) o una C (cuneta adecuada) en los mecanismos.

Se debe finalmente anotar el valor estimado de "Qmax" o el volumen in-situ del mayor o más peligroso desprendimiento o deslizamiento esperado. El tramo de estimación se seleccionará basándose en el volumen de caída potencial pero también en el nivel de inestabilidad y posible impacto en la vía (factores F1 a F4). Este tramo se debe seleccionar sobre el estadillo y copiar sus valores de altura, C_{ang} y C_{zw} en las casillas de la derecha de la planilla donde se indica V12, V13 y V14. "Qmax" puede ser inferior a "Qtot" en el tramo, por ejemplo en el caso de rotura progresiva. También puede ser menor que su valor en otros tramos en los que el fenómeno de inestabilidad sea menos proclive a ocurrir. En caso de duda en la selección del

tramo más peligroso, se calculará el RHRON básico de los tramos candidatos y se seleccionará aquel cuyo valor de este índice sea mayor.

14.4.3.2. Medidas correctoras y estimación de costes

Tras examinar las condiciones de todos los tramos con cierto detalle, se debe realizar una evaluación general de las medidas correctoras más eficientes para limitar el riesgo desprendimientos en la zona. La selección de la combinación de las técnicas de tratamiento más adecuadas y el cálculo de su coste estimativo no resulta ciertamente sencilla. Conviene tener en cuenta la aplicabilidad de la propuesta a la zona, la disponibilidad de material y contratistas, la duración eficiente de las técnicas a aplicar, los riesgos asociados y aspectos ambientales y paisajísticos. Por todo ello se requiere personal muy especializado para realizar esta estimación.

Las medidas correctoras se agrupan en la planilla de campo en cuatro apartados asociados a los factores de riesgo. Es importante enlazar el tipo de tratamiento con el objetivo de reducir uno o varios de los componentes del riesgo. Para lograr reducir el riesgo asociado a la magnitud (F1), habrá que retirar parte de la roca del talud o disminuir la altura de este mediante técnicas de excavación mecánica o con explosivos. Para disminuir el riesgo asociado a la inestabilidad (F2), se deberá contribuir a mejorar la estabilidad del talud mediante gunitado, colocación de anclajes o bulones de carga puntual y drenaje del talud. Para disminuir el riesgo asociado al alcance (F3) habrá que mejorar el estado y la geometría del cunetas y arcones. Para limitar finalmente el riesgo asociado a las consecuencias en la vía (F4) se acudirá a técnicas de señalización y mejora de la visibilidad (alumbrado) de la carretera.

Conviene seleccionar una única combinación de tratamientos como base para la estimación de costes preliminar, al objeto de disponer de un plan de remediación coherente que permita una priorización razonable en función de los niveles de riesgo y costes de las medidas correctoras. Una vez seleccionada esta, se volverá sobre cada tramo de riesgo para estimar las cantidades necesarias de cada tipo de tratamiento, que se sumarán para todo los tramos de la zona. Estos totales se multiplicarán por los precios unitarios de los materiales puestos en obra para obtener el coste total de cada tipo de técnica. Estos subtotales se sumarán para obtener "Costnet" o coste neto de las medidas correctoras en la zona.

Se suele incluir un incremento de coste asociado a contingencias de manera que se multiplica el valor neto por "Continge" o cociente entre el coste anticipado de la contrata y el coste neto calculado o "Costnet". Se suele asociar a "Continge" un valor de 1.5, a no ser que se den circunstancias específicas que hagan aumentar este valor (difícil accesibilidad, ausencia de contratistas capacitados en la zona, etc) hasta 2 o incluso 2.5.

El producto de "Costnet" por "Continge" da el coste total de las medidas de remediación a aplicar en la zona o "Remcost". Su valor, que denominaremos "V20" será una cantidad económica que se utilizará como guía en las aplicaciones presupuestarias. Al objeto de realizar la priorización final se puede calcular un índice o valoración "R20" con base logarítmica que refiere el orden de magnitud de las cantidades estimadas y vaya desde 1.000 euros (R20=0) a 1.000.000 euros (R20=9).

También en la cara 1 de la planilla hay que completar los índices de efectividad de las medidas correctoras ("Remx1" a "Remx4" y " Σ Remx"). Primero se estima y anota " Σ Remx" que evalúa anticipadamente la efectividad o el éxito de la combinación de medidas correctoras aplicadas. Después se dividirá este porcentaje entre sus componentes (de "Remx1" a "Remx4") reflejándose las contribuciones individuales de cada tipo de tratamiento. Un Remx del 100 % en cualquiera de las categorías indicaría que un tratamiento como el que se propone eliminaría por sí solo y de forma permanente el riesgo de desprendimientos en la zona. Esto se daría cuando el tratamiento fuera capaz de eliminar a largo plazo (20 años) los costes de mantenimiento, limpieza y posibles tratamientos subsiguientes de la zona de manera total. Los datos de Remcost y Σ Remx se deben transferir a la cara 2 de la planilla donde se combinarán con los valores del RHRON detallado para calcular el valor de COSTBEN o ratio coste beneficio.

Finalmente se habilita un espacio en la planilla para que el inspector añada las anotaciones que considere de suficiente interés, como por ejemplo la urgencia del tratamiento, medidas correctoras alternativas, o las razones aducidas para utilizar las medidas correctoras seleccionadas.

Tabla 14.10. Tabla de conversión de los valores V de los parámetros en sus índices R. (Senior, 2002).

Nº	Parámetro	unidad	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V2	Qmax	m ³	1	1.3	1.6	2.2	2.8	3.6	4.6	6.0	7.8	10
V3	Σ Qtot	m ³	1.0	1.7	2.8	4.6	7.7	13	21	36	60	100
V4	Firr	m	0.00	0.28	0.56	0.83	1.11	1.39	1.67	1.94	2.22	2.50
V7	UCS	MPa	200	111	62	34	19	11	5.8	3.2	1.8	1.0
V8	Phip	°	70	64	59	53	48	42	37	31	25	20
V9	Block	cm	200	120	72	43	26	15	9	6	3	2
V10	Sdur	%	80	71	62	53	44	36	27	18	9	0
V11	Wtab	%	0.0	11	22	33	44	55	67	78	89	100
V12	Height	m	0	3	7	10	13	17	23	23	30	30
V13	Cang	°	20	27	33	40	47	53	60	67	73	80
V14	Czw	%	120	110	10	90	80	70	60	50	40	30
V15	Deff	%	0	11	22	33	44	56	67	78	89	100
V16	Ovsp	%	0	11	22	33	44	56	67	78	89	100
V17	Avr	%	0	11	22	33	44	56	67	78	89	100
V18	Dsd	%	120	111	102	93	84	76	67	58	49	40
V19	Apw	m	16.0	14.9	13.8	12.7	11.6	10.4	9.3	8.2	7.1	6
V20	Remcost	€	1000	2100	4600	10000	21500	46400	10 ⁵	215000	464000	10 ⁶

14.4.3.3. Estimación de los parámetros e índices del RHRON detallado.

La estimación del RHRON se realiza a través de la cara 2 de la planilla. Para rellenar esta cara 2, habrá que haber rellenado primeramente la cara 1 y haber seleccionado y marcado in-situ el tramo de máximo riesgo que será el que se valore ahora. Se deben además transferir desde la cara 1 los valores de este tramo que contribuyen al calculo del RHRON detallado. Esta cara 2 de la planilla incluye columnas para anotar tanto el valor de los parámetros como sus índices o valoraciones ("ratings") que se corresponden con la escala de 0 (bueno) a 9 (malo). Hay que exceptuar los parámetros P1, P5 y P6, que carecen de valor numérico específico y se valoran directamente en términos índice. Se incluye una tabla de conversión (Tabla 14.10) que muestra la correlación entre los valores de los parámetros y sus índices o valoraciones de 0 a 9 correspondientes.

Se pasa a continuación a indicar como se evalúan cada uno de los parámetros de la planilla y a indicar como se realiza la estimación de su valor.

El historial de caídas, P1, se estima a partir de los informes de mantenimiento y accidentes, mediante la utilización de la Tabla 14.11. Los volúmenes de material a caer P2 (Qmax) y P3 (Qtot), previamente definidos, habrán sido calculados antes por lo que sus valores se transferirán de la cara 1 de la planilla.

Tabla 14.11. Tabla de estimación del índice R1, Hist, o índice de la historia de desprendimientos. (Senior, 2002).

R1 Índice de Historia	HISTORIA Y EVIDENCIA DE DESPRENDIMIENTOS		ALCANCE - % de calzada transitada	
	Frecuencia	Cantidad de roca retirada Cargas de camión /100 m	Completamente bloqueada	Obstrucción por fragmentos
0	No hay registro	Nada	Nada	
1	Casi nunca	1 camión una vez	Las caídas llenan ocasionalmente la cuneta pero rara vez rebosa hacia el arcén	
2	Rara vez	1-2 camiones	Frecuente bloqueo de la cuneta	Fragmentos alcanzan con frecuencia el arcén
3	Cada pocos años	1-2 camiones / año de media	Bloqueo ocasional del arcén	Fragmentos alcanzan a veces la vía
4	Algunos años	3-4 camiones /año de media	Bloqueo frecuente del arcén	Algunos fragmentos alcanzan el carril más próximo.
5	Casi todos los años	3-4 camiones /año de media	Algo de material sobre el carril más próximo	Unos pocos fragmentos alcanzan el 50 % de la calzada.
6	Todos los años	5-20 camiones /año de media	Bloqueo parcial del carril más próximo	Algunos fragmentos alcanzan el 50 % de la calzada.
7	Mensualmente	Más de 10 camiones /año	Bloqueo completo del 25 % de la vía	Algunos fragmentos alcanzan el 50 % de la calzada.
8	Semanalmente	Más de 20 camiones /año	Bloqueo completo del 50 % de la vía	Algunos fragmentos alcanzan el 75 % de la calzada.
9	Caídas constantes	Más de 50 camiones /año	Grandes caídas bloquean el 75% de la vía	Algunos fragmentos alcanzan el carril más cercano y el más lejano.

La irregularidad de la cara del talud P4, Firr, se basa en una estimación de su rugosidad y se estima con la ayuda de la Tabla 14.12. La evaluación se basa en la observación de los % de cañas de barrenos (valora la parte buena de la escala, de 0 a 4), espesor medio de gunita necesario (valora la parte media de la escala, de 4 a 7) y máxima dimensión de los huecos y salientes observables en el talud (valora la parte mala de la escala, de 7 a 9).

Tabla 14.12. Tabla de estimación del índice R4, Firr, o irregularidad de la cara del talud. (Senior, 2002).

R4 Índice Firr	Longitud de cañas/ Longitud de barrenos	Espesor medio de gunita para dejar una superficie lisa	Profundidad de los huecos o altura de salientes
0	100 %	< 10 cm	< 0.2 m
1	80 %	< 10 cm	< 0.2 m
2	60 %	< 10 cm	< 0.2 m
3	40 %	< 10 cm	< 0.2 m
4	20 %	0-10 cm	< 0.2 m
5	< 10 %	10-20 cm	< 0.5 m
6	< 10 %	20-30 cm	< 0.5 m
7	< 10 %	> 30 cm	0.5-1 m
8	< 5 %	> 30 cm	1-1.5 m
9	< 5%	> 30 cm	1.5 ->2

Tabla 14.13. Tabla de estimación de R5, Loose, o apertura de juntas y disgregación de la roca.(Senior, 2002).

R5 Loose	Presencia de juntas de apertura máxima en un área de 10 x 10 m	Aperturas típicas	Condiciones de la cara
0	1-10	0-1 mm	Fuerte, sólo se puede excavar con máquina
3	10-30	1-5 mm	Ligeramente suelta, fácil de excavar con máquinas
6	30-50	2-15 mm	Muy suelta, se puede arrancar con la mano
9	> 50	>15-50 mm	Estabilidad precaria, se cae al tocar

Tabla 14.14. Tabla de estimación del índice R6, Jop, Orientación y continuidad de juntas. (Senior, 2002).

R6 Jop	Longitud de traza	Buzamiento hacia la cara del talud	Rumbo con respecto al del talud
0	1-3 m	< 20°	> 20 °
3	3-5 m	20 - 40 °	10-20°
6	5-10 m	40 - 60 °	5-10 °
9	> 10 m	> 60 °	0-5 °

La disgregación de la roca, P5 (Loose, Face looseness) se estima en función del número de juntas abiertas visibles, sus aberturas típicas y en la evaluación de la facilidad de la excavación de la roca. Se valora de acuerdo a la Tabla 14.13.

El índice de orientación y continuidad de las juntas, P6 (Jop, Joint orientation and persistence) se define en términos de la continuidad y dirección de la peor junta o familia de juntas “geotécnicamente hablando” observadas mediante la Tabla 14.14.

La resistencia a compresión simple, P7 (UCS) se valora de acuerdo a la resistencia intacta del material que se puede calcular mediante técnicas tradicionales (martillo de Schmidt, Point load index, prensa en laboratorio, o valores estimativos tabulados). Véase la tabla 14.10 para su conversión en índice.

La resistencia al corte de las discontinuidades, P8 (Phip o ángulo de fricción de pico) se refiere a la peor junta y se estima atendiendo al comportamiento del relleno o a la formulación clásica de Barton. Su valoración se muestra en la Tabla 14.10.

El tamaño de bloque, P9 (Block) se define como la dimensión lineal media de un bloque típico de la cara del talud. Se suele estimar seleccionando a ojo un bloque típico. Si fuera necesario un análisis más detallado para el cálculo de trayectorias de rodadura y salto del bloque para dimensionar pantallas, habría que realizar un censo de discontinuidades detallado o medidas en “scanlines” o líneas de control.

El índice de durabilidad Slake, P10 (Sdur), se define como ($I_{d2}\%$), que mide la pérdida de volumen de las rocas blandas como esquistos cuando se les somete a ciclos de humidificación, secado, meteorización y erosión. Se puede utilizar la Tabla 14.15. para una estimación preliminar en el caso de rocas no demasiado proclives a la meteorización. Si sí que lo son habrá que aplicar en laboratorio el ensayo de durabilidad Slake y valorar de acuerdo a los resultados y según la Tabla 14.10.

El nivel freático P11 (Wtab) se mide como la altura máxima de observación de agua en la cara del talud, como porcentaje sobre la altura total del talud. Hay que considerar la estacionalidad de la posición de este nivel, intentando registrar su valor máximo posible atendiendo a la presencia de musgo u óxidos si el reconocimiento se realiza en épocas secas. En casos de gran relevancia se puede controlar mediante piezómetros situados tras el talud. Se valora según la Tabla 14.10.

Los parámetros altura de talud P12 (Height) y ángulo de cabeza de talud P13 (Cang) ya definidos y estimados se transfieren directamente de la cara 1 de la planilla. El parámetro que evalúa la anchura de la zona de protección P14 (Czw, clear zone width) se transfiere desde la cara 1. Sin embargo su índice o valoración se realiza calculando el cociente entre el valor real de la anchura de cuneta y arcén en el tramo más conflictivo de la zona y el valor mínimo de diseño de esta banda (Czwd, Clear zone width, low design value). Este Czwd se estima a partir del tráfico medio diario (ADT) y la máxima velocidad permitida (Psi) mediante la Tabla 14.16. Finalmente la estimación del índice R14 se estimará en función del cociente indicado estimado en porcentaje a partir de la valoración de la Tabla 14.17.

Se incluye en la planilla de la cara 2 espacio para reflejar algunos de los datos de tráfico necesarios para estimar algunos parámetros y que se deben completar atendiendo a las estadísticas de tráfico en la zona. Se incluye la densidad de tráfico media en vehículos por día

o ADT (Average Daily traffic), el límite de velocidad de la zona en km/h o Psl (Posted speed limit), la suma de los tramos de riesgo o ΣL_{haz} que se toma de la cara 1 y se utiliza para calcular el riesgo medio vehicular o AVR (Average vehicle risk) de acuerdo con las expresiones utilizadas para el RHRS. Los valores de visibilidad (SD) y distancia de reacción (DSD) se incluyen también según las definiciones indicadas en el RHRS.

Tabla 14.15. Tabla de estimación del índice R10, Sdur o índice de durabilidad Slake. (Senior, 2002).

R10 Sdur	$V_{10} = I_{d2}$	Descripción típica del material y su comportamiento
0	> 95 %	Argilita o limolita dura, no se reblandecen al humedecer.
0	80 %	Argilita limosa o similar, moderadamente resistente.
1	71 %	Se observa degradación en 1-2 meses a la intemperie
3	53 %	Se desintegra en 1-2 meses a la intemperie
5	36 %	Se desintegra en 1-2 semanas a la intemperie
7	18 %	Se desintegra en 1-2 días a la intemperie
9	0 %	Esquisto arcilloso, se desintegra en 1-2 horas a la intemperie

Basado en el comportamiento de muestras recién tomadas de roca con su humedad natural

Tabla 14.16. Estimación del ancho de diseño mínimo de la zona de protección (Czwd), según criterios clásicos. (Senior, 2002).

Tráfico medio diario (Veh/día) o ADT	Límite de velocidad (km/h) o Psl					
	60	70	80	90	100	120
Menos de 1000 vehículos / día	3	3	4	5	6	6
2000 vehículos / día	3	4	5	6	8	8
3000 vehículos / día	4	4	5	7	8	9
4000 vehículos / día	4	5	6	8	9	9
Más de 5000 vehículos / día	5	6	7	8	9	10

Valores mínimo de diseño de Czwd para evitar problemas de desprendimientos, MTO Roadside Safety Manual (1993)

Tabla 14.17. Tabla de estimación del índice R14, CzW, o anchura de la zona de protección con respecto a su valor mínimo de diseño. (Senior, 2002).

R14 CzW	V_{14} Anchura de la zona de protección	Características
0	120 %	Zona de protección sobredimensionada
2	100 %	Zona de protección de acuerdo a diseño
4	80 %	Zona de protección moderada
6	60 %	Zona de protección limitada
8	40 %	Zona de protección muy limitada
9	30 %	Zona de protección extremadamente limitada

$V_{14} \% = 100 \times (CzW/Czwd)$ $R_{14} = 12 - 0.1 \cdot V_{14}$

El parámetro efectividad de la cuneta de recepción P15 (Deff o Ditch effectiveness) evalúa el riesgo de que el material que caiga rebose o se salga de la cuneta, esto es, la probabilidad de que las rocas alcancen la calzada. Se trata de estimar, suponiendo que se produzcan cien desprendimientos de magnitud Qmax, en cuantos de ellos los fragmentos de roca alcanzarían la calzada. Se valorará atendiendo a la Tabla 14.10.

El parámetro de la cantidad de material que se sale de la cuneta o rebosa de esta se evalúa mediante el parámetro P16 (Ovsp o Overspill) que refleja el porcentaje de calzada bloqueada ante un desprendimiento de magnitud Qmax, Variará de R16 = 0 para un desprendimiento en el que todo el material caído quedará en la cuneta o en el arcén, hasta R16 = 9, cuando el material caído bloquee toda la calzada alcanzando el arcén opuesto.

El riesgo vehicular medio P17 (Avr o Average vehicular risk) será el número de vehículos presentes en la zona de riesgo en un momento cualquiera, o el porcentaje de tiempo en el que hay vehículos presentes en la zona de riesgo. El parámetro de visibilidad P18 (Dsd o Decisión sight distance) se estima a partir de la relación porcentual entre la visibilidad (DS) y la distancia de reacción (DSD), que se estima tal y como se indica para el RHRS. El parámetro de zona asfaltada disponible, P19 (Apw o Available paved width) será la anchura de la vía accesible para acomodar la roca caída en un desprendimiento y un vehículo que pase tratando de evitarla. En carreteras normales se incluirá toda la zona asfaltada, incluyéndose arcenes. En autovías y autopistas, sólo se considerará la correspondiente dirección de circulación. La estimación de los índices R17 a R19, se realizará con la ayuda de la Tabla 14.10. El parámetro P20, Remcost vendrá transferido de la otra cara de la planilla.

14.4.3.4. Valoración de los factores y cálculo de RHRON y COSTBEN.

Una vez realizada la valoración de los parámetros y transferidos los valores necesarios de la otra cara de la planilla, se valorarán los cuatro factores (F1 a F4) a partir de los datos obtenidos. Tal y como se indica en la planilla de la Tabla 14.9 estos factores se estimarán a partir de las expresiones:

F1 Magnitud	$[(R2 + R3 + R12)/3] / 9$
F2 Inestabilidad (Descripción del tipo más probable de inestabilidad):	
F2 Pequeñas caídas sueltas ("ravelling")	$[(R1+ R9 + R11 + R4+ R5 + R6)/6] / 9$
F2 Deslizamiento (plano, cuñas, tal. de muro)	$[(R1+R9 +R11+R5+R6+R8)/6] / 9$
F2 Erosión diferencial / descabezamiento	$[(R1+R9 +R11+R4+ R7+R10)/6] / 9$
F3 Alcance	$[(R4 + R13 + R 15 + R 16)/4] / 9$
F4 Consecuencias	$[(R17 + R 18 + R 19)/3] / 9$

El F2 para el cálculo del RHRON será el mayor valor del índice obtenido para los tres tipos de mecanismos analizados. Conviene calcularlo para los tres casos, al objeto de constatar que efectivamente el utilizado es el mayor.

Una vez obtenidos estos factores se calcularán los valores del RHRON y RHRON% mediante las mismas expresiones que las de la clasificación preliminar:

$$RHRON = (F1+F2+F3+F4)/4 \quad (14.28)$$

$$RHRON \% = RHRON \times 100/9 \quad (14.29)$$

El valor de COSTBEN se obtiene a partir de la expresión:

$$COSTBEN = Remcost / [RHRON \times (\Sigma remx/100)] \quad (14.30)$$

Donde Remcost y RHRON son índices ya calculados con una escala entre 0 y 9 y $\Sigma remx$ es la suma desde Remx1 hasta Remx4, esto es la reducción porcentual estimada total resultante de las medidas correctoras propuestas. El ratio COSTBEN que se obtiene varía normalmente entre 0.4 y 3.5 para los valores más comunes de sus componentes (RHRON entre 5 y 9, Remcost entre 3 y 8 y $\Sigma remx$ entre el 50 y 90 %). La expresión **[RHRON x ($\Sigma remx/100$)]** es una medida del "beneficio" que se obtiene como resultado de la aplicación de las medidas correctoras, en términos de reducción del nivel de riesgo, aquí representado por el RHRON. El "beneficio máximo" sería aquel que a partir de un RHRON de 9, reduce este valor en un 100%, esto es lo lleva a 0 como resultado del tratamiento. En general los valores bajos de COSTBEN son "buenos", independientemente de que ello se deba a un bajo coste de las medidas correctoras o a una elevada disminución del nivel de riesgo.

14.4.4. Ordenación y priorización

El objetivo principal de este método de valoración del riesgo es realizar una priorización por zonas en las que aplicar las medidas correctoras propuestas. Se recomienda utilizar COSTBEN como el principal criterio de priorización, aunque conviene tener en cuenta otras consideraciones como la cercanía de las zonas candidatas a la aplicación de medidas correctoras, el RHRON propiamente dicho, etc... El RHRON se utilizará sobre todo para destacar aquellas zonas donde resulta más urgente intervenir, si bien este enfoque no atiende a partidas presupuestarias disponibles. También se puede ordenar atendiendo exclusivamente al coste de las medidas correctoras, esto es, priorizando mediante Remcost. Este enfoque señalaría las zonas en las que es más económico intervenir. Probablemente, lo más recomendable será priorizar atendiendo a REMCOST, pero teniendo en cuenta también RHRON y Remcost, según las situaciones que se den en cada momento. Todo este método puede y debe ser implementado en una base de datos y en Hojas Excel que faciliten las estimaciones, los cálculos y la ordenación de zonas según los distintos criterios.

Al igual que el método RHRS, se encontró que este método tampoco puede aplicarse directamente a canteras y minas a cielo abierto, por existir parámetros como anchura del arcén, efectividad de retención de la cuneta, material de rechazo de la cuneta, riesgo vehicular promedio, distancia de reacción y anchura pavimentada disponible; no aplicables a las explotaciones a cielo abierto.

14.5. ROFRAQ (ROCK-FALL RISK ASSESMENT FOR QUARRIES)

Este método se ha desarrollado en la Universidad de Vigo durante los años 2002 a 2006 y se basa en un enfoque probabilista, de acuerdo con el cual, si ocurre un accidente asociado a caídas de rocas en una cantera, se debe a la ocurrencia encadenada de una serie de fenómenos (Alejano, 2006). La idea de este método surge a partir del estudio de estadísticas de accidentes en canteras gallegas, que demuestran una alta siniestralidad asociada a este tipo de fenómenos y al constatar la dificultad aplicar el RHRS o el RHRON al ámbito minero.

Este método ha sido aplicado por ahora en más de 100 taludes de distintas canteras de distintas rocas, demostrando su utilidad en tanto en cuanto ha sido capaz de detectar los taludes más problemáticos según las evidencias empíricas. En los dos últimos años se ha creado, pues, una base de datos suficientemente amplia que ha permitido realizar un ajuste de las primeras versiones del método que se considera suficientemente aproximada para los fines planteados del método.

Existen diferencias muy significativas entre los taludes de carreteras y los de canteras y minas a cielo abierto, entre las que cabe destacar: los coeficientes de seguridad en los diseños, las características geométricas (bancos y bermas en minería, y desmontes con cuneta en carreteras) y el entorno dinámico de la minería (los taludes evolucionan rápidamente, se dan voladuras continuamente), etc... Esto hace que los métodos diseñados para carreteras no funcionen bien en el ámbito minero.

El método ROFRAQ, que se presenta a continuación se basa en los principios básicos de la mecánica de rocas, un punto de partida probabilista y una fuerte componente empírica, que se ha materializado en los diversos ajustes efectuados a partir de las observaciones realizadas en diversas canteras. Inicialmente planteado para explotaciones a cielo abierto, los datos utilizados para su ajuste se basan en explotaciones de no muchos bancos (hasta 10) en rocas duras de canteras de áridos.

14.5.1. Estructura del ROFRAQ

El punto de partida de ROFRAQ es el hecho de que para que ocurra un accidente asociado a un desprendimiento en una cantera, se deben de producir de manera sucesiva y encadenada los siguientes fenómenos:

- a) Que exista uno o varios bloques o una masa de roca más o menos separada del macizo rocoso en el talud.
- b) Que ese(os) bloque (s) o masa de roca esté(n) relativamente próximos al equilibrio.
- c) Que tenga lugar un fenómeno desestabilizador (voladura, precipitación...) que haga inestable el elemento rocoso
- d) Que este material rocoso inestable caiga siguiendo un trayectoria tal que alcance, en todo o en parte, los bancos de trabajo y, típicamente, la plaza de la cantera.
- e) Que al menos un bloque de roca impacte a una máquina o trabajador en el banco de trabajo.

Lógicamente, la probabilidad de que un accidente tenga lugar será la probabilidad de que estos cinco fenómenos ocurran sucesivamente y, por lo tanto, se podrá calcular como el producto de las probabilidades de individuales de cada uno de estos factores. Ciertamente, la inspiración de esta idea nace de los trabajos de Bunce (1994).

Este punto de partida invita al método a presentar una estructura multiplicativa, donde se multipliquen las valoraciones o índices que reflejen la probabilidad de que ocurran cada uno de los fenómenos individualmente, en vez de una estructura aditiva, como las del RHRS o RHRON (que también caracteriza al clásico RMR). Así a cada uno de los fenómenos unitarios se le asignará una valoración entre 0 y 10, considerando y sopesando los diferentes aspectos que influyen que se den o no.

Algunas de las ideas utilizadas para el desarrollo de las valoraciones de cada fenómeno se han apoyado en trabajos previos desarrollados por diversos autores para el análisis del fenómeno en carreteras y en particular en los desarrollos de RHRS y RHRON. Parte de la información utilizada para la estimación de las valoraciones individuales de los factores proviene de la experiencia de los autores en el ámbito de la estabilidad de taludes en explotaciones, aunque ciertamente han sido ajustadas a las observaciones detalladas en canteras.

El producto de las valoraciones de cada uno de los cinco fenómenos básicos señalados, multiplicado por un factor corrector asociado al historial de caídas y accidentes en la explotación, dará el valor final del valor empírico denominado ROFRAQ, que representará una estimación de la tendencia a que ocurran accidentes asociados a desprendimientos de rocas en la cantera. A partir de este valor se podrá clasificar el talud atendiendo al nivel de riesgo y a las medidas correctoras que, en su caso, sería conveniente llevar cabo para disminuir el nivel de riesgo y llevarlo a valores razonables.

Un estudio detallado del método y la realización de análisis de sensibilidad en algunos taludes demostraron que el parámetro denominado E, que valora la probabilidad de la presencia de maquinas o trabajadores bajo la zona donde se produce el desprendimiento, es el parámetro limitador que en muchos casos controla el valor final del ROFRAQ. Por ello se propone también el computo de un ROFRAQ básico, que se calcula como el producto de las valoraciones de los cuatro primeros factores y que refleja la probabilidad de que se produjera un desprendimiento en un talud, independientemente del resultado final (accidente o no).

Esta propuesta se basa en el hecho de que en la fase de desarrolló se observó que en taludes aparentemente peligrosos se obtenían valores de ROFRAQ muy bajos, debido a que, de acuerdo con el plan de labores, sería raro encontrar maquinas o trabajadores bajo dicho talud. Además resulta interesante contar con este ROFRAQ básico al objeto de poder correlacionar los valores obtenidos con resultados de la aplicación de técnicas como RHRS o RHRON. ROFRAQ se implementa básicamente a través de la Tabla 14.18, que será la herramienta básica de su aplicación, donde los datos a introducir vendrán de distintas fuentes. No obstante, conviene presentar brevemente el procedimiento que se debe seguir y ciertos detalles de estimación de los parámetros que se comentarán en apartados subsiguientes.

Tabla 14.18. PLANILLA DEL MÉTODO ROFRAQ – TALUDES (2 páginas)

Cantera: _____ Talud: _____ Fecha: _____

¿Existen bloques de roca que puedan caer? (A)													
Nº de familias de juntas (a)		Persistencia de las discontinuidades (b)		Presencia de fallas (c)		Daños por sobre-voladura observados (d)		Saneamiento de bancos y limpieza de bermas (e)		Presencia de bloques en el talud (f)		Altura del talud (m) (g)	
0-1	0.5	< 1m	0.6	no	0	Precorte	- 2	Saneamiento y limpieza regular y efectiva	- 3	Gran cantidad de bloques	7 - 10	< 25	0.5
2	1	1-3	0.8	1 pequeña	0.5	Se ven las cañas	- 0.5	Se sanea y limpia en general	- 1	Bastantes bloques	3 - 7	50	0.8
3	3	3-10	1	1 grande	1	No hay daño	0	Ocasional	0	Algunos bloques	1 - 3	100	1
4	5	10-20	1.2	2 fallas	1.5	Daños leves	1	Poco e irregular	1	Bloques ocasionales	0.1 - 1	150	1.3
5>	7	>20	1.4	muchas	2	Alta fracturación	2.5	No se sanea ni se limpian bermas	3	Muy pocos bloques	0 - 0.1	> 250	1.5

A = (((axb)+c+d+e+f)xg)/2 (10 > A > 0)

¿Están los bloques de roca próximos al equilibrio? (B)									
Basados en estudios geotécnicos, análisis de discontinuidades y los datos observados en el talud; realizar el siguiente análisis siguiendo las indicaciones.									
Indicar en la casilla correspondiente mediante una letra (A, B, C, etc.) los mecanismos observados, inferidos o estimados.					Indicar el porcentaje del talud afectado por cada uno de los mecanismos observados, según se indica.				Promedio multiplicado por factor de mecanismo (Pi)
Simples (factor de peso = 0.8)		Complejos (factor de peso = 1.1)		Evolutivos (factor de peso = 1.4)	Observado en sitio	Detectado en el estudio geotécnico	Por presencia de bloques	Promedio	
Rotura plana		Miguelo		Vuelco de bloques	A				
Rotura tipo cuña		Bloques sueltos		Vuelco por flexión	B				
Rotura circular		Roturas mixtas		Taludes de muro	C				

B = 10 x [1 - (∏_{i=1}ⁿ [1 - (Pi/100)])] (10 > B > 0)

¿Pueden ocurrir fenómenos que desequilibren al bloque? (C)									
Máxima precipitación en 24 horas para un período de retorno de 50 años (a)		Período promedio en días libre de heladas para 0°C (b)		Presencia de agua en el talud (c)		Grado de meteorización/erosión (d)		Vibración por voladuras (Carga específica) (e)	
< 50 mm	0.1	> 300	0.1	Seco	0	No afectado	0	< 250 gr/m ³	0.1
50 - 80 mm	0.5	250 - 300	0.4	Ligeramente húmedo	0.1	Ligero	0.1	250 - 400 gr/m ³	0.5
80 - 110 mm	1.5	200 - 250	1	Húmedo	0.3	Moderado	0.3	400 - 550 gr/m ³	1
110 - 150 mm	4	150 - 200	2	Goteando	0.7	Alto	0.7	550 - 700 gr/m ³	1.5
> 150 mm	6	< 150	2.5	Chorreado	1	Descompuesto	1	> 700 gr/m ³	2

C = a + b + c + d + e (10 > C > 0)

¿Llegarán a la zona de trabajo los bloques de roca que caen del talud? (D)															
Forma del talud (1). Para obtener el valor (Ft), se utilizan los valores de altura de banco en m. (5, 10, 12, 15 y 20) en columnas y el ancho de la berma en m. (A,B) en filas.										Inclinación general del talud (a)		Condición de la berma (b)		Irregularidad de la cara del talud (c)	
5		10		12		15		20		40	2	Optima	0	Alta	
A.B.	Ft	A.B.	Ft	A.B.	Ft	A.B.	Ft	A.B.	Ft					Media	0.5
< 1	10	< 1	10	< 2	10	< 3	10	< 4	10	40	2	Optima	0	Media	0.5
1.5	7	2	9	3	8	4	9	5	8.5	48	1	Buena	0.5	Baja	0
2	4	3	6	4	5	5	6	6	7.5	56	0.5	Limitada	1	Existencia de mallas o fosas de recepción (d)	
2.5	1	4	2	5	2.5	6	3	7.5	2.5	60	0	Mala	1.5	Si	0
3>	0	5	0.2	6	1	7	1	9	0.5	72	- 0.5	Muy mala	3	No	1
		5.5>	0	7>	0	8.5>	0	10	0	80	- 1	Inaccesible	4		

D = (Ft* + a* + b + c) x d (10 > D > 0)

* (Ft + a) se puede calcular mediante las gráficas de la otra parte de esta planilla.

Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una máquina? (E _{maq})									
Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a)		Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b)		% del tiempo que están las máquinas al pie del talud (c)		% de ocupación de la máquina frente longitud de talud (d)		Cercanía de la máquina al pie del talud (x/H) (e)	
< 0.001 m ³	0.9	< 0.1 m ³	1	Días/año		Ancho de la máquina frente longitud de talud en porcentaje		Muy cerca (x/H < 10%)	10
0.001 - 0.1 m ³	1	0.1 - 5 m ³	1.5	Relevos/día				Cerca (10% < x/H < 25%)	5
0.1 - 1 m ³	1.2	5 - 50 m ³	2	Horas/relevo				Media (25% < x/H < 50%)	1
> 1 m ³	1.5	> 50 m ³	2.5	% total				Lejos (50% < x/H < 100%)	0.1
								Muy lejos (x/H > 100%)	0.01

E_{maq} = e x (c/100)x(d/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{maq} > 0.00025)

Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una persona? (E _{pers})									
Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a)		Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b)		% del tiempo que están los operarios al pie del talud (c)		% de ocupación de la persona vs longitud del talud (d)		Cercanía de la persona al pie del talud o banco (x/H) (e)	
< 0.001 m ³	0.9	< 0.1 m ³	1	Días/año		Ancho de la persona (1 m.) frente a la longitud del talud en porcentaje:		Muy cerca (x/H < 10%)	10
0.001 - 0.1 m ³	1	0.1 - 5 m ³	1.5	Relevos/día				Cerca (10% < x/H < 25%)	5
0.1 - 1 m ³	1.2	5 - 50 m ³	2	Horas/relevo				Media (25% < x/H < 50%)	1
> 1 m ³	1.5	> 50 m ³	2.5	% total				Lejos (50% < x/H < 100%)	0.1
								Muy lejos (x/H > 100%)	0.01

E_{pers} = e x (c/100)x(d/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{pers} > 0.00025)

E = 10 - [(10 - E_{maq}) · (10 - E_{pers})/10]

Historial de caída de bloques (F)						
No se han registrado	Muy pocas caídas	No hay datos, ni observaciones fiables	Ocasionales	Muchas caídas de bloques sin accidentes	Muchas caídas de bloques con al menos un accidente	Caídas constantes de bloques con más de un accidente
0.75	0.9	1.0	1.1	1.2	1.4	1.5

$$\text{ROFRAQ Básico (\%)} = (A \times B \times C \times D) / 100 = \text{ROFRAQ} = (A \times B \times C \times D \times E \times F) =$$

$$\text{ROFRAQ}_{\text{pers}} = (A \times B \times C \times D \times E_{\text{pers}} \times F) =$$

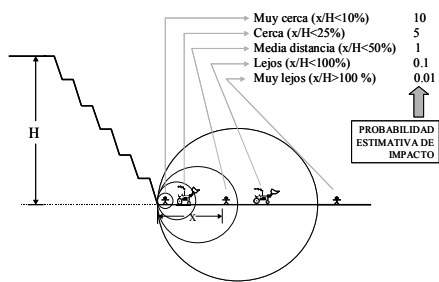
$$\text{ROFRAQ}_{\text{maq.}} = (A \times B \times C \times D \times E_{\text{maq.}} \times F) =$$

Probabilidad estimativa de que se produzca un accidente por caída de bloques = $\text{ROFRAQ} / 100.000 =$

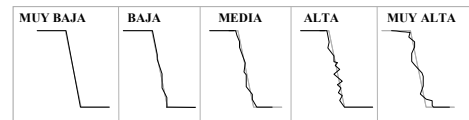
Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ _{maq}					
MUY BAJO RIESGO	BAJO RIESGO	RIESGO BAJO A MEDIO	RIESGO MEDIO	ALTO RIESGO	RIESGO MUY ELEVADO
No hacer nada	Realizar seguimiento	Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Evitar el paso de máquinas cuando llueve fuerte	Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc.	Requiere rediseño de algunas zonas, ampliación de bermas, etc.	Revisión del plan de labores, instalación de mallas protectoras, etc.
Inf. a 10	10 – 25	26 – 100	101 – 250	251 - 1000	Sup. a 1000

Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ _{pers.}					
MUY BAJO RIESGO	BAJO RIESGO	RIESGO BAJO A MEDIO	RIESGO MEDIO	ALTO RIESGO	RIESGO MUY ELEVADO
No hacer nada	Realizar seguimiento	Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Evitar el paso de personal en épocas de lluvia	Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc.	Requiere rediseño de algunas zonas, ampliación de bermas, etc.	Revisión del plan de labores, instalación de mallas protectoras, etc.
Inf. a 4	4 – 10	10 – 40	40 – 100	100 - 400	Sup. a 400

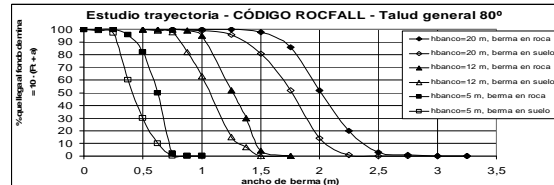
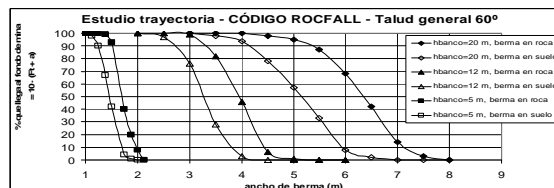
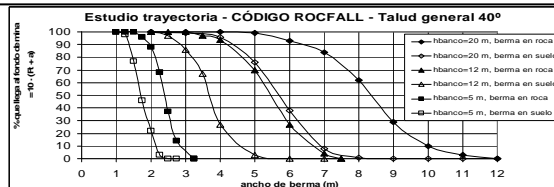
CERCANÍA DEL PERSONAL O MÁQUINAS AL PIE DEL TALUD



IRREGULARIDAD



MUY BAJA.- Se observan más del 80% de las cañas, típica de precorte bien ejecutado
BAJA.- Se observan entre el 40 y el 80 % de las cañas de los barrenos
MEDIA.- Se observan entre el 10 y el 40 % de las cañas, sería necesario instalar entre 10 y 25 cm de gunita para dejar la superficie del banco plana
ALTA.-Sería necesario instalar entre 25 y 50 cm de espesor de gunita para dejar la superficie del banco plana, aparecen huecos de entre 0'5 y 1 metro de profundidad
MUY ALTA.- Aparecen irregularidades o huecos de más de 1 metro de profundidad



Cálculo de (Ft + a) para el cálculo de D

Si hay que indicar que a partir de esta última versión de ROFRAQ, se obtendrá el parámetro ROFRAQ, que será el principal parámetro indicador de riesgo de cada talud, y a parte se obtendrá un ROFRAQ para maquinaria y otro para personal que ande a pie por la cantera y también se obtendrá el denominado ROFRAQ básico, que será una medida de la tendencia de cada talud a tirar bloques, independientemente de los resultados que tenga la caída de estos sobre la integridad de las máquinas y trabajadores.

14.5.2. Fuentes de información y datos

Para aplicar esta metodología a una cantera se debe partir de la siguiente información básica:

- 1) Un plano topográfico de la cantera a escala apropiada (1/500 a 1/2000),
- 2) El plan de labores anual que deberá incluir las zonas a explotar, la descripción de las voladuras, las máquinas a utilizar y sus ciclos de trabajo y las prácticas de limpieza de bermas y saneo de bancos (esta información se podrá obtener también parcialmente a partir de observaciones directas en las canteras),
- 3) Datos meteorológicos de la zona de la explotación, principalmente la precipitación máxima en 24 h para un período de retorno de 50 años, (que se podrá obtener para Galicia a partir del plano que se muestra en la Figura 14.16) y el período anual medio libre de heladas para 0 °C, (que se podrá obtener para Galicia a partir del plano que se muestra en la Figura 14.17.)
- 4) Un censo de discontinuidades, que incluya medidas de al menos 100 discontinuidades significativas de la cantera con sus características estructurales principales siguiendo las recomendaciones de la ISRM; si no se dispone de este censo habrá que realizarlo específicamente para obtener el ROFRAQ.

Con esta información básica, se debe dividir la mina o cantera en un número de frentes o taludes que tengan una orientación constante. Estos frentes o taludes son la unidad básica de aplicación del método. Si cualquiera de estos frentes es demasiado largo o heterogéneo, se debe subdividir en unidades menores. Se recomienda una longitud máxima de talud no superior a 200 metros para evitar problemas de gestión de datos.

Habrá que realizar dos o más visitas a cada cantera para evaluar y registrar los distintos aspectos específicos de cada uno de los frentes. Las observaciones que se deben realizar se refieren a: presencia de fallas, daños en el macizo por las voladuras, estado de los bancos y bermas, presencia de bloques sueltos en los taludes y rocas caídas en las bermas y fondo de mina (incluyendo una descripción breve y una estimación de volumen), fotografías, descripción de los fenómenos de inestabilidad puntual (indicando los mecanismos de inestabilidad, características y volumen de los mismos), presencia de agua en el talud, nivel de meteorización y erosión, si es el caso, e irregularidad del frente.

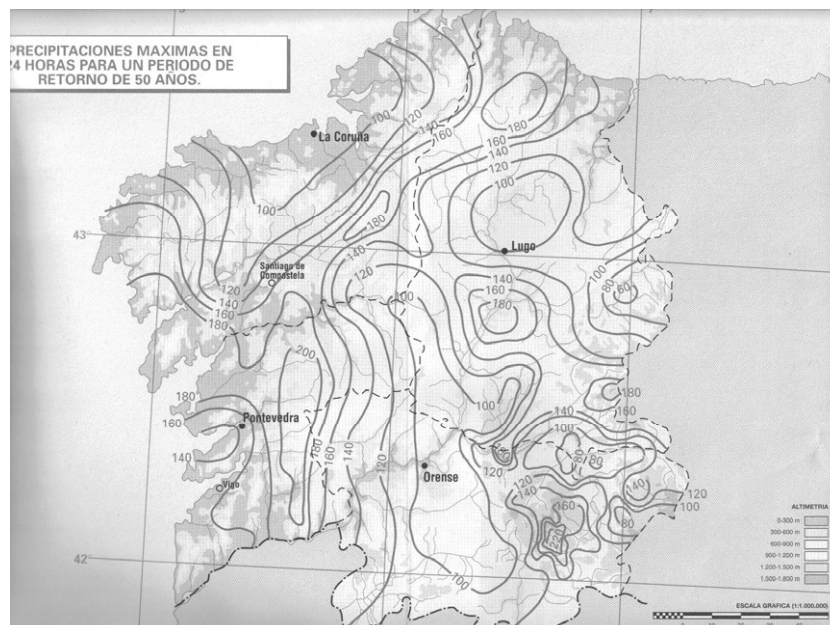


Figura 14.16. Plano de precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno de 50 años en Galicia, según plano del Ministerio de Fomento. Cortesía del Ministerio de Fomento.

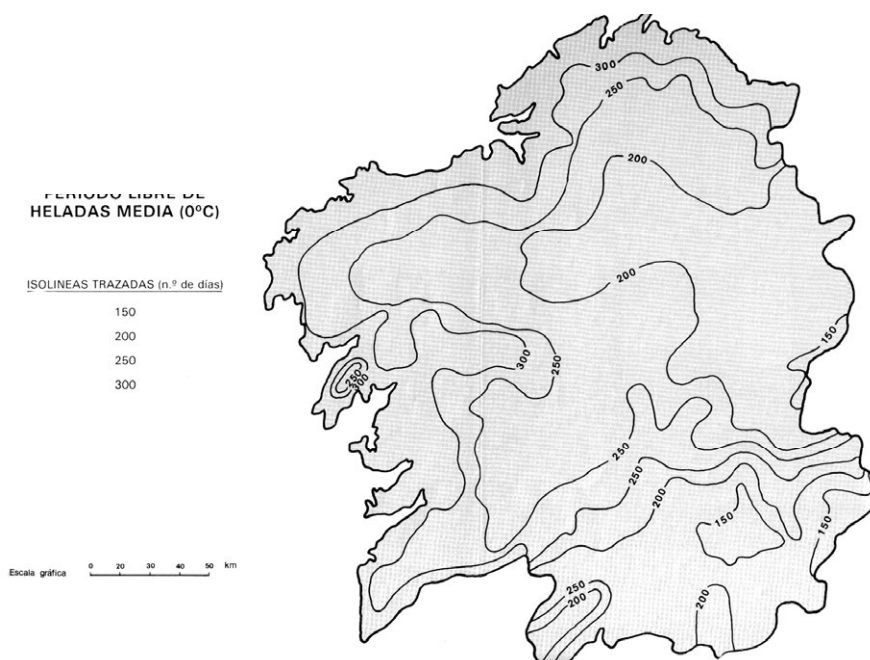


Figura 14.17. Plano de isólineas de periodo libre de heladas medio (0°C) en días para Galicia, según plano de Alejo Carballeira et al., (1983).

También conviene en estas visitas observar y registrar cómo tienen lugar los procesos mineros (perforación, voladuras, carga, transporte, saneo de frentes...) para tener una idea más precisa de los procedimientos de trabajo, la posición de las máquinas y sus ciclos, y en general la implementación del plan de labores. Resulta también interesante conversar con el encargado y

los trabajadores al objeto de conocer si ha tenido lugar algún fenómeno de desprendimiento en el pasado y, en su caso, las condiciones en que tuvo lugar y si dio lugar a algún accidente.

14.5.3. Estimación de ROFRAQ

A continuación se explicará el procedimiento básico para completar la Tabla 14.18, para obtener los resultados de las distintas valoraciones y, finalmente, del ROFRAQ básico y del ROFRAQ. Los comentarios se centran en señalar donde se obtiene información para valorar cada aspecto y poner de manifiesto aquellos aspectos más difíciles de evaluar.

14.5.3.1. ¿Existen bloques más o menos separados del macizo rocoso?

La valoración de este aspecto es una de las menos significativas en los casos analizados, si bien puede tener gran importancia en macizos rocosos muy masivos. Los sub-parámetros A-a y A-b, se obtienen a partir de la interpretación clásica del censo de discontinuidades, de la que se obtienen el número de familias principales de discontinuidades y sus continuidades o persistencias medias. Los sub-parámetros de A-c a A-f se recogen in-situ para cada frente. Hay que señalar que A-f por sí mismo tiene una importancia prácticamente igual a todo el resto de sub-parámetros, lo cual se debe a que se ha buscado equiparar la importancia de la fracturación en el macizo con la de la presencia de bloques en los frentes y bermas. Finalmente el sub-parámetro A-g se obtiene con el plano de la cantera.

14.5.3.2. ¿Son estos bloques potencialmente inestables?

La valoración de este aspecto es una de las más complejas. Se propone su estimación de la siguiente manera. En base al censo de discontinuidades y su interpretación y la orientación de cada uno de los frentes, se realizará un análisis cinemático de los diferentes mecanismos de inestabilidad más probables en cada uno de los taludes siguiendo las metodologías clásicas de Hoek y Bray (1984) o Hudson y Harrison (1997). Con esta información se verá si se pueden producir en cada frente roturas planas, de cuñas, vuelcos, roturas tipo talud de muro u otro tipo de roturas. A partir de estos análisis y teniendo en cuenta los espaciados y persistencias de las familias, se estimará el porcentaje de superficie del frente o talud posiblemente afectado por cada mecanismo. Se puede acudir a programas de representación tridimensional de juntas para realizar estimaciones de este tipo.

Una vez hecho esto y en la visita a la cantera se identificaran y evaluarán en porcentaje los distintos mecanismos de inestabilidad, independientemente de que hayan sido previamente identificados o no en el análisis geotécnico cinemático, atendiendo en primer lugar a las observaciones realizadas in-situ en la superficie del talud y en segundo término a los bloques de roca caídos presentes en las bermas. Los valores de estos porcentajes estimados se anotarán en la planilla del ROFRAQ (Tabla 14.18) y se promediarán y multiplicarán por su factor correspondiente. Con estos promedios se obtendrá el índice denominado B según la formulación de la planilla.

14.5.3.3. *¿Se puede producir un fenómeno desestabilizador sobre esos bloques?*

Este índice se calcula de la siguiente forma. Los sub-parámetros C-a y C-b se estiman a partir de los datos históricos climatológicos de la estación meteorológica más próxima o con los planos presentados en las Figuras 14.16 y 14.17. Los sub-parámetros C-c y C-d se estiman sobre cada frente en la misma manera que para otras clasificaciones geomecánicas. El C-e se estima a partir del diseño de las voladuras, computándose la carga específica en términos de goma equivalente por metro cúbico de material volado. Puede que este índice C esté muy adaptado a las condiciones climáticas gallegas, por lo que tal vez deba ser retocado para estimaciones más generales.

14.5.3.4. *¿Llega alguno de los bloques de roca inestables a la plaza de la cantera?*

En lo que concierne a este índice, que vendrá principalmente marcado por la geometría del frente, se ha observado que los dos parámetros más importantes son el ancho medio de berma y la altura de banco, por lo que el factor más significativo que será una medida del factor de forma del talud y se denominará D-Ft, se basa en dos aspectos.

La obtención de este D-Ft se ha basado en una serie de más de cien ensayos numéricos realizados con el código RocFall que simula las trayectorias de caídas de bloques. Los resultados básicos de estos ensayos, realizados con diversas geometrías regulares de alturas de banco y anchos de berma, con diferentes ángulos generales de talud y coeficientes de restitución propios de las rocas duras, se han tabulado en la zona correspondiente de la tabla básica del ROFRAQ (Tabla 14.18) y proporcionan el número de bloques, sobre diez, que desprendidos desde la zona alta del talud llegarían al fondo de mina. El parámetro conjunto Ft+a, también se puede estimar a partir de las gráficas que se muestran en la segunda hoja de la planilla de toma de datos.

También otros aspectos que se introducen en forma de sub-parámetros influyen sobre las trayectorias de caídas. Así, se deben introducir valoraciones para D-a, que marca la inclinación general del talud, D-b, que refleja las condiciones de las bermas y bancos, D-c, que introduce la influencia de la irregularidad de las caras de los bancos y D-d, que refleja la presencia de zanjas o elementos de retención.

14.5.3.5. *¿Impactan los bloques que llegan abajo con una máquina o un trabajador?*

Los sub-parámetros E(1a) y E(1b) se estiman a partir de observaciones in-situ. E-c y E-d se obtienen según el plan de labores y atendiendo a los ciclos y trayectoria típica de cada máquina y el porcentaje de tiempo que permanecen bajo los frentes analizados, teniéndose a su vez en cuenta la longitud de la maquinaria con respecto a la longitud del frente analizado. También finalmente el sub-parámetro E-e, es un limitador que señala la cercanía al talud de la maquinaria lo cual facilitará que se produzca un impacto.

Normalmente, E es el parámetro más limitador de la clasificación, ya que el porcentaje en tiempo en el que hay maquinas bajo un frente determinado suele ser bastante bajo. Se deberá asignar un valor mínimo del parámetro o índice E de 0.00025, que se corresponde con la presencia de una persona 8 horas por año bajo el frente.

14.5.3.6. Historia de desprendimientos en la cantera

A partir de las conversaciones con los operarios y de registros administrativos de accidentes se debe estimar la historia de caídas en la cantera. Si no existen registros este parámetro no afectará a la clasificación.

14.5.3.7. ROFRAQ básico y ROFRAQ

El ROFRAQ básico se computará como el producto de los cuatro primeros parámetros y será una medida de la tendencia a que caigan bloques de un frente, independientemente de que haya o no personas y maquinas bajo el talud. Este valor básico se propuso a luz de resultados de versiones previas en lo que taludes en los que se observaban múltiples bloques caídos, daban valores de ROFRAQ muy bajos, lo cual se debía a que durante el año analizado, apenas pasaban máquinas por debajo de los mismos. Además este ROFRAQ básico se utilizará para comparar los resultados obtenidos con ROFRAQ (especialmente diseñado para canteras) frente a valores (también básicos) de los métodos aplicables a carreteras y previamente presentados (RHRS y RHRON), ya que si a estos les quitamos la parte correspondiente a los vehículos que viajan por la carretera, obteniendo así los índices denominados RHRS básico y RHRON básico respectivamente; deberían reflejar lo mismo que ROFRAQ básico, por lo que su comparación frente a ROFRAQ, en el caso de obtener correlaciones buenas, servirá como validación del método aquí presentado.

El ROFRAQ se obtendrá como producto de los seis parámetros y será una medida de la probabilidad de que se produzcan accidentes bajo el frente analizado. Su valor servirá para clasificar los frentes, indicándose como resultado el nivel de riesgo y el tipo de medidas correctoras a tomar, según se indica en la tabla básica. El valor de ROFRAQ dividido entre 100.000 será una estimación grosera de probabilidad de ocurrencia de un accidente bajo cada frente. Este dato será un indicador adecuado para tomar las medidas apropiadas.

14.5.4. Comentarios sobre antiguas versiones y actualizaciones del método

El método presentado aquí, denominado ROFRAQ (vers. 2004) es la evolución ajustada a partir de diversas observaciones del presentado en los artículos de Stockhausen y Alejano (2003^a y 2003^b) presentados en el congreso de ingeniería de taludes de la ciudad de Hong-Kong (China). El método presentado se ajustó a partir de la aplicación y estudio de dicho método, de las observaciones de los miembros del equipo de trabajo, de observaciones de algunas personas que revisaron los precitados artículos, y de otros equipos de investigación interesados en el tema y que hicieron algunos cálculos en canteras.

Fruto de estos estudios, se observó (a parte de algún retoque menor, como la inclusión del la influencia de la altura del talud en los resultados de la apartado A y otros), que resultaba importante separar los desprendimientos de taludes más o menos finales de los del banco de trabajo, especialmente en aquellas canteras en laderas de montaña donde se van avanzando los bancos en paralelo y dejando bermas muy amplias en la fase de explotación. Así el ROFRAQ de banco que se muestra en la Tabla 14.19, servirá como estimación del riesgo en este tipo de canteras. También se consideró conveniente la posibilidad de separar accidentes sobre máquinas y personas. Fruto de estas observaciones y su adaptación a la estructura empírica flexible del ROFRAQ, nació la versión de ROFRAQ (Nov. 2004), que es la presentada.

HOJA DE CÁLCULO PARA ROFRAQ (TALUD) - VERSIÓN NOV-2004

Cantera	Po-01	Frente				1	Fecha	año 2002
A	A.a	A.b	A.c	A.d	A.e	A.f	A.g	
	5	1,2	0,5	2,5	0	7	0,8	A= 6,40
B	Tipo	factor peso	in-situ	geotecnico	bloques	promedio		
	<i>Curva</i>	0,8	20	30	40	24,00		
	<i>Bloques sueltos</i>	1,1	50	-	50	55,00		
	<i>Vuelco de bloques</i>	1,4	10	30	20	28,00		B= 7,54
C	C.a	C.b	C.c	C.d	C.e			
	5	0,4	0,7	0,3	2			C= 8,40
D	Ft	D.a	D.b	D.c	D.d			
	10	-0,5	1	1	1			D= 10,00
Emaq		E.1a o E.1b	E.c	E.d	E.e	Emaq (unit.)		
	Volquete 1	1,2	1,6894977	4,5454545	7	0,0065		
	Volquete 2	1,2	1,6894977	4,5454545	7	0,0065		
	Volquete 3	1,2	1,6894977	4,5454545	7	0,0065		
	Volquete 4	1,2	1,6894977	4,5454545	7	0,0065		
	PALA	1,2	0,456621	3,6363636	10	0,0020		
	MARTILLO HIDRÁULICO	1,2	0,913242	6,3636364	10	0,0070		Emaq= 0,0348
Epers		E.1a o E.1b	E.c	E.d	E.e			
	<i>1 persona</i>	1,2	0,456621	0,9090909	10	0,0005		Epers= 0,00050
								E= 0,035266
F	F							F = 1,2

ROFRAQ básico (%) =	40,52214
ROFRAQ maq. =	169,0727
ROFRAQ pers. =	2,422245
ROFRAQ =	171,4865

Figura 14.18. Hoja de cálculo de Excel para la versión de ROFRAQ para taludes (Vers. Nov.- 2004).

Al objeto de facilitar la aplicación del método y los cálculos posteriores una vez rellenas las plantillas originales tras varias visitas a las canteras, se han preparado hojas Excel adaptadas a cada un de estas plantillas para facilitar la aplicación del método según se muestran en las Figuras 14.18 y 14.19.

HOJA DE CÁLCULO PARA ROFRAQ (BANCO) - VERSIÓN NOV-2004

Cantera **Orientación** **Fecha**

A	A.a	A.b	A.c	A.d	A.e	A.f	A.gb	
	5	1,2	0,5	2,5	0	7	0,6	Aban= 4,80
B	Tipo	factor peso	in-situ	geotecnico	bloques	promedio		
	<i>cuña</i>	0,8	20	30	40	24,00		
	<i>bloques</i>	1,1	50	--	50	55,00		
	<i>vuelco</i>	1,4	10	30	20	28,00		B= 7,54
C	C.a	C.b	C.c	C.d	C.e			
	5	0,4	0,7	0,3	1			C= 7,40
D	D.ab	D.bb	D.Cb	D.db	D.eb			
	0,8	0,8	0,8	0,7	0,6			Dban= 0,22
Emaq	E.1a o E.1b	E.Cbanco	E.dbanco	E.ebanco	Emaq (unit.)			
<i>perforadora</i>	1	0	10	1	0,0000			
<i>excavadora</i>	1	13,150685	26,666667	5	0,1753			
<i>voiq. 1 (carga)</i>	1	3,2876712	16,666667	3	0,0164			
<i>voiq. 1 (transp.)</i>	1	0	16,666667	1	0,0000			
<i>voiq. 2 (carga)</i>	1	3,2876712	16,666667	3	0,0164			
<i>voiq. 2 (transp.)</i>	1	0	16,666667	1	0,0000			
<i>voiq. 3 (carga)</i>	1	3,2876712	16,666667	3	0,0164			
<i>voiq. 3 (transp.)</i>	1	0	16,666667	1	0,0000			
<i>voiq. 4 (carga)</i>	1	3,2876712	16,666667	3	0,0164			
<i>voiq. 4 (transp.)</i>	1	0	16,666667	1	0,0000			
<i>pala</i>	1	1,826484	13,333333	5	0,0122			
<i>martillo-hidr.</i>	1	4,3835616	23,333333	10	0,1023			Emaq= 0,3556
Epers	E.1a o E.1b	E.Cbanco	E.dbanco	E.ebanco				
<i>1 persona</i>	1	0,9132	3,33	10	0,0030			Epers= 0,00304
								E= 0,358488
F	F							
	1,2							F = 1,2

ROFRAQ_{banco} básico (%) = 0,575739	Estimación mediante censo de discontinuidades
ROFRAQ_{banco} maq. = 24,56484	Estimación a partir del plano topográfico
ROFRAQ_{banco} pers. = 0,210095	Estimación a partir de datos meteorológicos
ROFRAQ_{banco} = 24,76747	Estimación a partir del plan de labores
	Datos a estimar in-situ

Figura 14.19. Hoja de cálculo de Excel para la versión de ROFRAQ para banco (Vers. Nov.- 2004)

Tabla 14.19. PLANILLA DEL MÉTODO ROFRAQ^{banco} (Versión Nov.-2004) -VARIAR PARA CADA ORIENTACIÓN

Cantera: _____ Orientación: _____ Fecha: _____

¿Existen bloques de roca que puedan caer? (A)													
Nº de familias de juntas (a)		Persistencia de las discontinuidades (b)		Presencia de fallas (c)		Daños por sobre-voladura observados (d)		Saneamiento de bancos y piezas de bermas (e)		Presencia de bloques en el talud (f)		Altura del banco (m) (g _b)	
0-1	0.5	< 1m	0.6	No	0	Precorte	- 2	Saneamiento y limpieza regular y efectiva	- 3	Gran cantidad de bloques	7 - 10	< 5	0.2
2	1	1-3	0.8	1 pequeña	0.5	Se ven las cañas	- 0.5	Se sanea y limpia en general	- 1	Bastantes bloques	3 - 7	10	0.4
3	3	3-10	1	1 grande	1	No hay daño	0	Ocasional	0	Algunos bloques	1 - 3	12	0.5
4	5	10-20	1.2	2 fallas	1.5	Daños leves	1	Poco e irregular	1	Bloques ocasionales	0.1 - 1	15	0.6
5>	7	>20	1.4	muchas	2	Alta perturbación	2.5	No se sanea ni se pian bermas	3	Muy pocos bloques	0 - 0.1	> 20	0.8

A = (((axb)+c+d+e+f) x g_b)/2 (10 > A_{ban} > 0)

¿Están los bloques de roca próximos al equilibrio? (B)									
Basados en estudios geotécnicos, análisis de discontinuidades y los datos observados en el talud; realizar el siguiente análisis siguiendo las indicaciones. Indicar en la casilla correspondiente mediante una letra (A, B, C, etc.) los bloques observados, inferidos o estimados.									
Simples (factor de peso = 0.8)		Complejos (factor de peso = 1.1)		Evolutivos (factor de peso = 1.4)		Indicar el porcentaje del talud afectado por cada uno de los mecanismos observados, según se indica.		Promedio ponderado por factor de peso de mismo (Pi)	
Rotura plana		Miguelo		Vuelco de bloques		Observado en sitio	Detectado en estudio geotécnico	Porcentaje de bloques	Promedio
Rotura tipo cuña		Bloques sueltos		Vuelco por flexión		A			
Rotura circular		Roturas mixtas		Taludes de muro		B			
						C			

B = 10 x [1 - (∏_{i=1}ⁿ (1 - (P_i/100)))] (10 > B > 0)

¿Pueden ocurrir fenómenos que desequilibren al bloque? (C)									
Máxima precipitación en 24 horas para un período de retorno de 50 años (a)		Período promedio en días libre de heladas para 0°C (b)		Presencia de agua en el talud (c)		Grado de meteorización/erosión (d)		Vibración por voladuras (Carga específica) (e)	
< 50 mm	0.1	> 300	0.1	Seco	0	No afectado	0	< 250 gr/m ³	0.1
50 - 80 mm	0.5	250 - 300	0.4	Ligeramente húmedo	0.1	Ligero	0.1	250 - 400 gr/m ³	0.5
80 - 110 mm	1.5	200 - 250	1	Húmedo	0.3	Moderado	0.3	400 - 550 gr/m ³	1
110 - 150 mm	4	150 - 200	2	Goteando	0.7	Alto	0.7	550 - 700 gr/m ³	1.5
> 150 mm	6	< 150	2.5	Chorreado	1	Descompuesto	1	> 700 gr/m ³	2

C = a + b + c + d + e (10 > C > 0)

¿Llegarán a la zona de trabajo las rocas que caen del banco con posibilidad de causar daño? (D _{ban})									
Pendiente de banco (a _b)		Altura de banco (b _b)		Irregularidad (c _b)		Saneamiento del banco (d _b)		tanto por 1 de tiempo en que el banco de trabajo presenta la orientación que se analiza (e _b)	
90°	0.5	≤ 5 m	0.2	Muy baja	0.7	Siempre	0.2	Nº voladuras con esta orientación	Nº de voladuras año
80°	0.7	10	0.6	Baja	0.75	General	0.5		
70°	0.8	12	0.75	Media	0.8	Ocasional	0.7		
60°	0.9	15	0.8	Alta	0.9	Rara vez	0.9		
50° y menor	1	≥ 20 m	1	Muy alta	1	Nunca	1		

D_{ban} = 10 x (a_b x b_b x c_b x d_b x e_b) (0 < D_{ban} < 10)

Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una maquina? (E _{maq-ban})									
Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a)		Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b)		% del tiempo que está la máquina bajo el banco (c-banco)		% de ocupación de la máquina frente longitud banco (d-banco)		Cercanía de la maquina al pie del banco (x/H _{banco}) (e-banco)	
< 0.001 m ³	0.9	< 0.1 m ³	1	Días/año		Ancho de la/s máquina/s		Muy cerca (x/H _{banco} < 20%)	10
0.001 - 0.1 m ³	1	0.1 - 5 m ³	1.5	Relevos/día		Frente a la longitud del banco		Cerca (10% < x/H _{banco} < 40%)	5
0.1 - 1 m ³	1.2	5 - 50 m ³	2	Horas/relevo		en porcentaje:		Media (25% < x/H _{banco} < 80%)	1
> 1 m ³	1.5	> 50 m ³	2.5	% total				Lejos (50% < x/H _{banco} < 150%)	0.1
								Muy lejos (x/H _{banco} > 150%)	0.01

E_{maq-ban} = e-banco x (c-banco/100)x(d-banco/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{maq-ban} > 0.00025)

Daño potencial: ¿Impactará el bloque que cae a una persona? (E _{pers-ban})									
Tamaño de un bloque (si cae un solo bloque) (1a)		Volumen total de rocas por caer (si cae un conjunto de bloques) (1b)		% del tiempo que está los operarios al pie del banco (c-banco)		% ocupación de persona frente a longitud del banco (d-banco)		Cercanía de la persona al pie del banco (x/H _{banco}) (e-banco)	
< 0.001 m ³	0.9	< 0.1 m ³	1	Días/año		Ancho de la/s persona/s (1 m.)		Muy cerca (x/H _{banco} < 20%)	10
0.001 - 0.1 m ³	1	0.1 - 5 m ³	1.5	Relevos/día		Frente a la longitud del banco		Cerca (10% < x/H _{banco} < 40%)	5
0.1 - 1 m ³	1.2	5 - 50 m ³	2	Horas/relevo		en porcentaje:		Media (25% < x/H _{banco} < 80%)	1
> 1 m ³	1.5	> 50 m ³	2.5	% total				Lejos (50% < x/H _{banco} < 150%)	0.1
								Muy lejos (x/H _{banco} > 150%)	0.01

E_{pers-ban} = e-banco x (c-banco/100)x(d-banco/100)x(1a ó 1b) (10 > E_{pers-ban} > 0.00025)

E_{ban} = 10 - [(10 - E_{maq-banco}) - (10 - E_{pers-banco})/10]

Historial de caída de bloques (F)					
No se han registrado	Muy pocas caídas	No hay datos, ni observaciones fiables	Ocasionales	Muchas caídas de bloques sin accidentes	Caidas constantes de bloques con al menos un accidente
0.75	0.9	1.0	1.1	1.2	1.5

$$\text{ROFRAQ}^{\text{banco}} \text{ Básico (\%)} = (A_{\text{ban}} \times B \times C \times D_{\text{ban}}) / 100 =$$

$$\text{ROFRAQ}^{\text{banco}}_{\text{pers}} = (A_{\text{ban}} \times B \times C \times D_{\text{ban}} \times E_{\text{pers-ban}} \times F) =$$

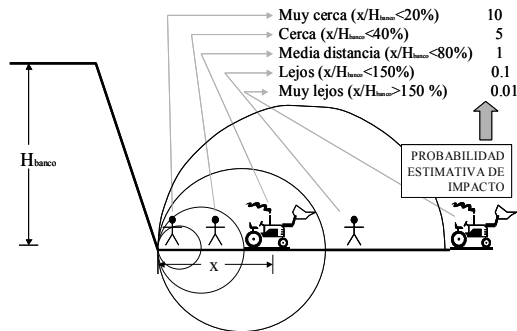
$$\text{ROFRAQ}^{\text{banco}}_{\text{maq}} = (A_{\text{ban}} \times B \times C \times D_{\text{ban}} \times E_{\text{maq-ban}} \times F) =$$

Probabilidad estimativa de que se produzca un accidente por caída de bloques = $\text{ROFRAQ} / 100.000 =$

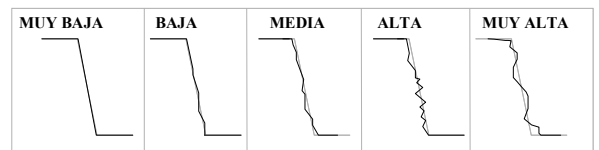
Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ ^{banco} _{maq}					
MUY BAJO RIESGO	BAJO RIESGO	RIESGO BAJO A MEDIO	RIESGO MEDIO	ALTO RIESGO	RIESGO MUY ELEVADO
No hacer nada	Realizar seguimiento	Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Que la excavadora sólo retire material de lejos del frente, parar en épocas de lluvia fuerte	Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc.	Requiere rediseño, disminuir la altura de banco, regularizar saneo, etc.	Revisión del plan de labores, rediseñar voladura tipo, etc.
Inf. a 10	10 - 25	26 - 100	101 - 250	251 - 1000	Sup. a 1000

Evaluación preliminar del riesgo del talud en función de los resultados del ROFRAQ ^{banco} _{pers.}					
MUY BAJO RIESGO	BAJO RIESGO	RIESGO BAJO A MEDIO	RIESGO MEDIO	ALTO RIESGO	RIESGO MUY ELEVADO
No hacer nada	Realizar seguimiento	Puede ser necesario tomar medidas simples de seguridad: Limitar el paso de personal en épocas de lluvia y tras las voladuras	Es necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc.	Requiere rediseño, disminuir la altura de banco, regularizar saneo, etc.	Revisión del plan de labores, rediseñar voladura tipo, etc.
Inf. a 4	4 - 10	10 - 40	40 - 100	100 - 400	Sup. a 400

CERCANÍA DEL PERSONAL O MÁQUINAS AL PIE DEL BANCO



IRREGULARIDAD



- MUY BAJA.**- Se observan más del 80% de las cañas, típica de precorte bien ejecutado
- BAJA.**- Se observan entre el 40 y el 80 % de las cañas de los barrenos
- MEDIA.**- Se observan entre el 10 y el 40 % de las cañas, sería necesario instalar entre 10 y 25 cm de gunita para dejar la superficie del banco plana
- ALTA.**-Sería necesario instalar entre 25 y 50 cm de espesor de gunita para dejar la superficie del banco plana, aparecen huecos de entre 0'5 y 1 metro de profundidad
- MUY ALTA.**- Aparecen irregularidades o huecos de más de 1 metro de profundidad

También se ha venido trabajando en el desarrollo de diversas técnicas que permiten una estimación más realista y razonable de algunos de los índices necesarios para la adecuada estimación del ROFRAQ. De esta manera se ha trabajado en una definición más correcta de los conceptos “cercanía del personal o maquinaria al pie del talud o banco” e “irregularidad” creándose los esquemas estimativos que acompañan la actual versión del método empírico de trabajo ROFRAQ, razonablemente comprobada.

El trabajo desarrollado específicamente en el último año y que se pretende complementar en el próximo ha consistido en continuar con el ajuste del método empírico, para lo que ya se dispone de datos de campo de más de 50 frentes de 7 canteras (se pretende llegar a 100 frentes de 10 canteras), cuyos resultados han permitido y en su caso permitirán terminar de realizar un ajuste fino de la metodología. Para este ajuste se han realizado también los cálculos en cada frente de los valores básicos de RHRS y RHRON , para compararlos frente al ROFRAQ básico y así validar la metodología que aquí se propone.

Por último y al objeto de mejor estimar el apartado B de la actual versión del ROFRAQ, se ha trabajado la utilización de fotografías digitales en conjunto con programas de representaciones geométricas y proyección estereográfica, para mejor determinar los posibles mecanismos de inestabilidad puntual en los frentes de explotación y bancos de trabajo, ya que el análisis de las discontinuidades presentes en estos planos, junto con la representación estereográfica de las mismas, es un indicador muy adecuado del porcentaje de zonas de talud en el que es posible la aparición de los diversos posibles mecanismos de inestabilidad que actuaran como fuente de bloques que podrán desprenderse.

El método ROFRAQ está básicamente enfocado a las explotaciones a cielo abierto de Galicia, aunque a priori nada impide su extrapolación a canteras de rocas duras de climas templados. ROFRAQ pretende ser una herramienta útil tanto a las empresas y jefes de mina, como a la Administración y empresas aseguradoras, en el sentido de ofrecer un método de estimación de riesgos asociados a desprendimiento de rocas, para, a partir de ahí, proponer las medidas correctoras necesarias en lo que concierne a aspectos de seguridad y económicos.

Se presenta en Alejano (2006) un informe de la aplicación de ROFRAQ a 7 canteras situadas en la Comunidad Autónoma de Galicia o en su entorno, que facilitará al lector su familiarización con la aplicación del método y a raíz de las cuales se han obtenido las gráficas de correlación que se muestran respectivamente en las Figuras 14.20 y 14.21.

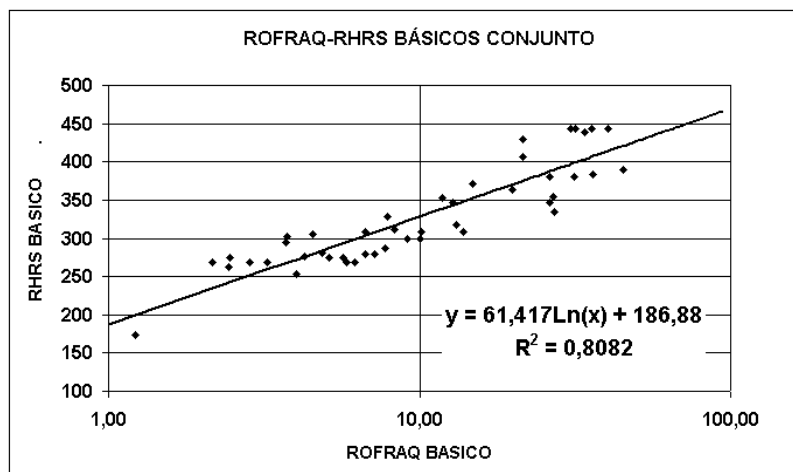


Figura 14.20. Correlación entre los valores estimados de ROFRAQ básico y RHRS básico en varias canteras. Nubes de punte y ajuste de una función logarítmica.

En estas Figuras se presentan en forma gráficas realizadas con Excel, las nubes de puntos correspondientes a cada uno de los taludes analizados en cinco canteras indicadas, y presentándose en ejes RHRS básico – ROFRAQ básico, (Figura 14.20) y RHRON básico - ROFRAQ básico (Figura 14.21). Como se puede observar ajustando una recta logarítmica (dada la estructura multiplicativa de ROFRAQ) se obtienen unos coeficientes de correlación del método que aquí se propone, frente a los métodos tomados de la literatura de 0.80 y 0.65 respectivamente, lo cual se considera como una validación del ROFRAQ, en el sentido de que

esta correlación indica que nuestro método, en su forma básica, y los otros dos métodos propuestos (en sus forma básicas) son indicadores de una misma realidad, que no es sino la tendencia de los taludes rocosos a ser fuentes de desprendimientos.

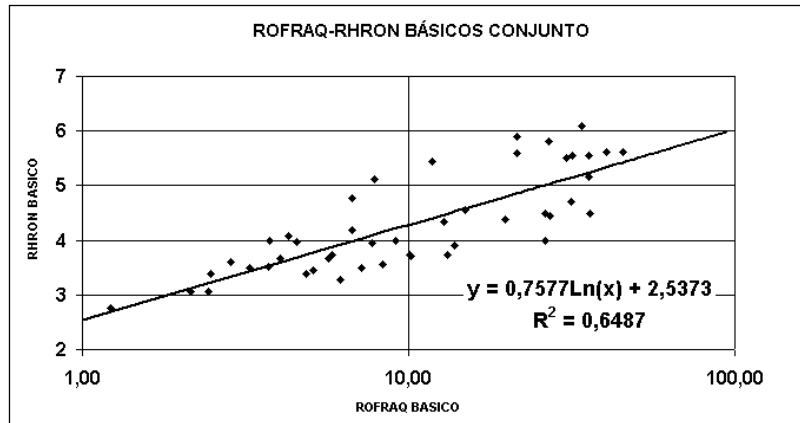


Figura 14.21. Correlación entre los valores estimados de ROFRAQ básico y RHRON básico en siete canteras. Nubes de punte y ajuste de una función logarítmica.

Se puede comprobar que a su vez, observando la Figura 14.22 en la que presentan los resultados de la correlación de los métodos empíricos de carreteras, que el coeficiente de la correlación entre los valores de RHRS y RHRON básicos es de 0.75, lo cual indica que aunque ciertamente estos parámetros miden de forma estimativa una misma realidad, cada uno tiene sus especificidades, haciendo hincapié en los aspectos a los que los autores de los métodos han dado mayor importancia. Según estos resultados la mejor correlación entre los tres métodos se tendría entre RHRS Y ROFRAQ, lo cual desde nuestro punto de vista es una buena señal, pues sin duda alguna el RHRS según se desprende de la literatura ha sido por el momento el método más utilizado en la práctica.

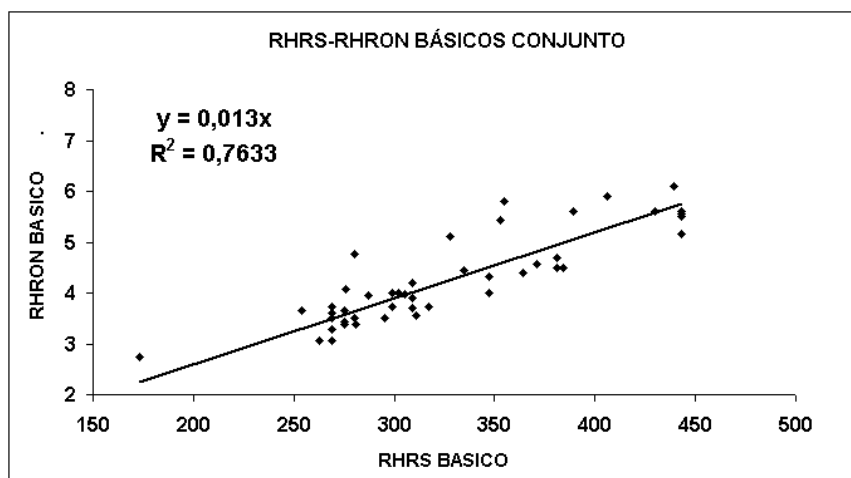


Figura 14.22. Correlación entre los valores estimados de RHRS básico y RHRON básico en cinco canteras. Nube de punte y ajuste de una función lineal.

14.5.5. Ejemplo de aplicación de ROFRAQ a un talud de una cantera

En la cantera que se analiza se extraen anualmente unas 500.000 tn de áridos. La roca es una granodiorita y el árido producido se destina a la producción de hormigón y a la venta directa en sus distintas granulometrías. Para la aplicación de ROFRAQ es necesario, primeramente, realizar en la cantera un censo de discontinuidades por los taludes. A partir de los análisis de orientación de todas las discontinuidades con el programa DIPS (Rocscience, 2002), se determinaron en este caso cuatro familias principales de discontinuidades (ver Figura 14.23), cuyas características se señalan en la Tabla 14.20.

Tabla 14.20. Cuadro resumen de valoración de discontinuidades.

Familia	Dir. Buz.	Buz.	Continuidad		Espaciado	JRC	JCS	Meteori- zación	Agua
			Rumbo	Buz.					
J1	087	79	> 20 m	> 20 m	0.6 a 2 m	4-8	9-130	I-II	liq.hum
J2	203	77	> 20 m	10-20	0.2 a 2 m	2-8	50-70	II-III	liq.hum
J3	316	80	10-20	10-20	2 m	2-4	90-110	I-II	liq.hum
J4	287	22	10-20	10-20	> 2 m	4-8	70-90	I-III	liq.hum

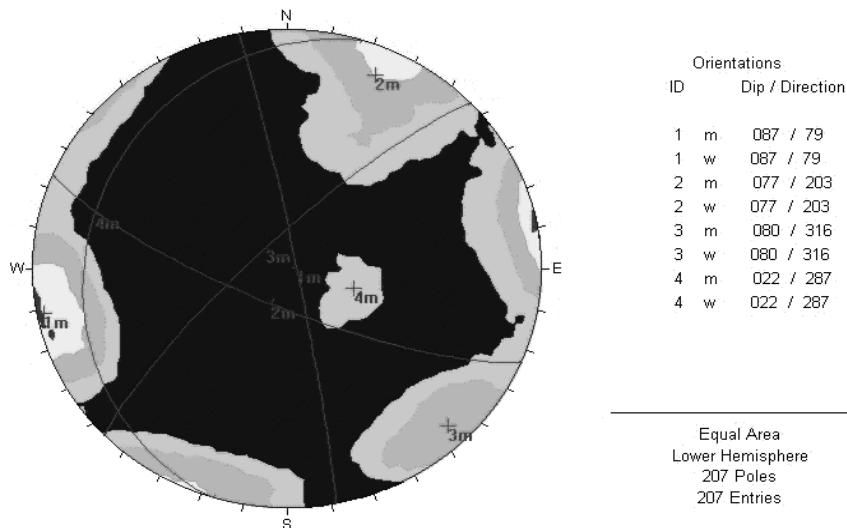


Figura 14.23. Diagrama de polos del programa DIPS de los datos de la cantera en la que el macizo demostró ser estructuralmente homogéneo.

Para la adecuada aplicación del método se ha ido contando con planos actualizados de la cantera a escala adecuada (1:1000) en los que se reflejaban también los planes de labores de

los años correspondientes. Los datos geométricos necesarios para la estimación del ROFRAQ de cada talud (A.g, Ft y D.a) se fueron obteniendo directamente en gabinete a partir de estos planos.

Los datos climatológicos necesarios para la estimación de los parámetros C.a y C.b se obtuvieron a partir de los planos presentados previamente. Así se estimó una precipitación máxima de 150 mm en 24 horas para la zona de la cantera y para un periodo de retorno de 50 años y un periodo libre de heladas para 0 °C de 265 días.

A partir de los planos topográficos de la cantera que incluían los planes de labores, y al objeto de mejor conocer la implementación de estos planes de labores también se tomaron datos de la presencia de maquinaria y operarios al pie de los taludes a partir de conversaciones con los trabajadores, observaciones in-situ y re analizando los planes de labores de la explotación. Con los datos de los planes de labores y de la observación durante las visitas a la cantera se fueron estimando el número de máquinas (una retroexcavadora, una perforadora, un martillo rompedor para sanear y romper bolos, y tres volquetes), su tamaño, las posiciones que solían tomar y el tiempo medio que pasarían a lo largo de un año en la plaza y en las inmediaciones de cada frente cada año.

En la Figura 14.24 se presenta un plano estimativo de la cantera con la topografía del 2001, el plan de labores aproximado del 2002 y las trayectorias de los volquetes en la explotación. También se muestra en esta figura la nomenclatura de los taludes para aplicar el método ROFRAQ.

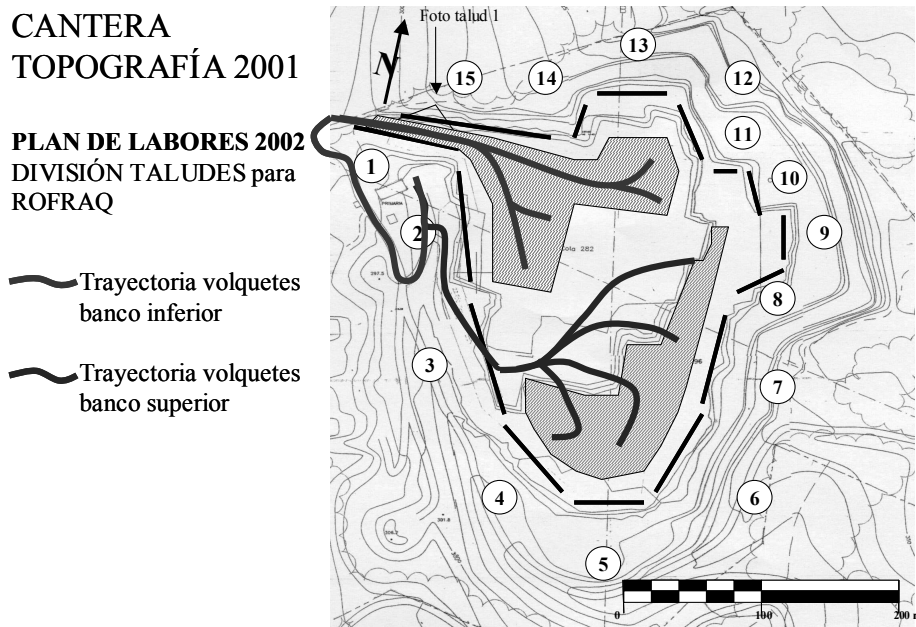


Figura 14.24. Plano topográfico de la cantera, plan de labores aproximado y trayectoria de volquetes estimada.

Con esta información y haciéndose una idea razonable de las posiciones de la maquinaria y laboreo de la explotación (que permiten la obtención estimativa de los parámetros de la tabla C.e, E.c y E.d) se iba acudiendo a la cantera al objeto de ir rellenando los parámetros

empíricos a estimar in-situ para rellenar la tabla. Para ello y en campo se intentaban identificar los mecanismos de inestabilidad clásicos y evaluar el porcentaje de zona con bloques sueltos en banco in-situ. En las varias visitas a la cantera realizadas a lo largo de varios años, se intentaron fotografiar los diferentes taludes al objeto de poder retocar en gabinete lo observado en campo. Fruto de esta labor se presentan a continuación una fotografía de un frente o talud en una visita realizada.

Con la base de las Figuras 14.23, 14.24 y 14.25 se presenta en lo que sigue a manera de ejemplo la estimación del ROFRAQ del talud 1 en el año 2002. A continuación se estimará detalladamente y apartado por apartado este caso.

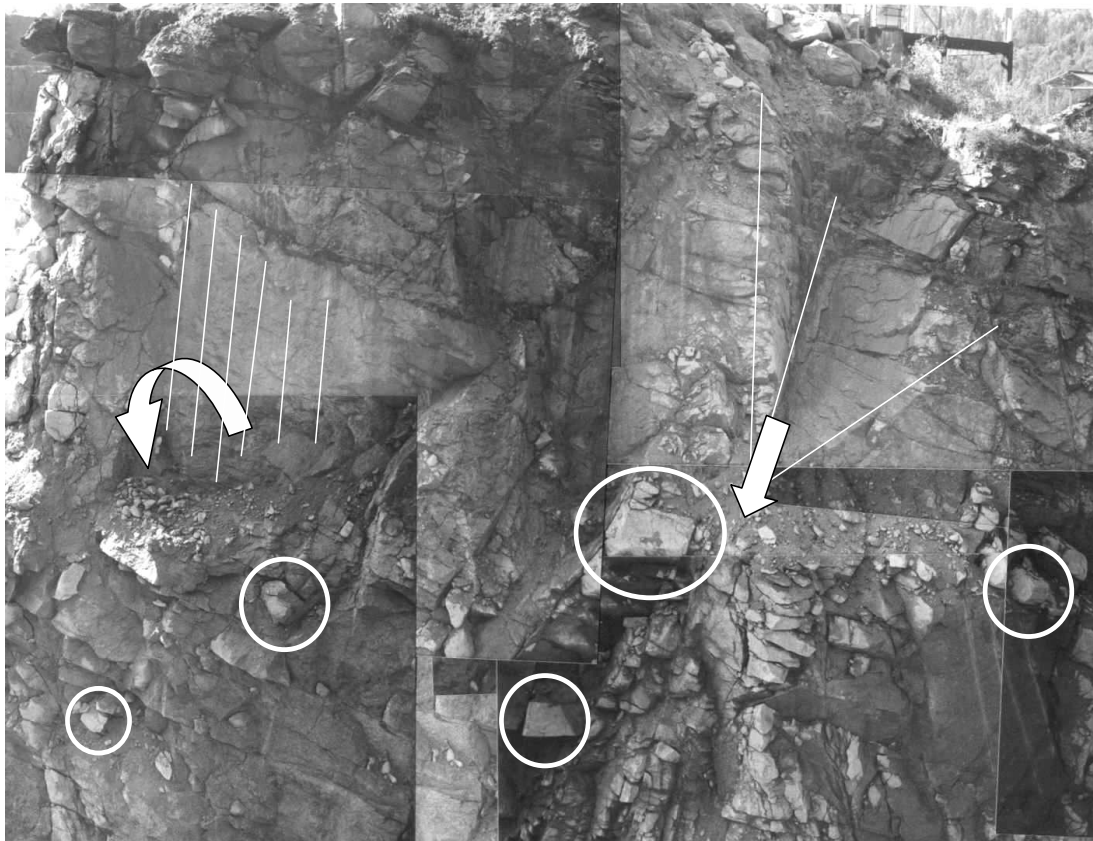


Figura 14.25. Foto del talud 1 de la cantera en el año 2002, donde se pueden apreciar los distintos fenómenos de inestabilidad que lleva asociado el mismo y que incluyen, rotura tipo cuña, rotura tipo vuelco y presencia de bloques sueltos inestables.

Apartado A. ¿Existen bloques de roca que puedan caer?

Los sub-apartados A.a. y A.b. se obtienen de los datos de discontinuidades. Así $A.a=5$, lo que se corresponde con 4 familias de discontinuidades y $A.b= 1,2$ por la continuidad estimada de las juntas (entre 10 y 20 m). En el talud se observó una pequeña falla por lo que $A.c =0,5$. $A.d = 2.5$ debido a los daños por sobre-voladura. En la zona se realizó saneo donde fue necesario por lo que $A.e =0$. Como bien muestra la Figura 14.25 se observaban múltiples bloques sueltos en el talud y se estimó a partir de la fotografía y de la observación in-situ que estos bloques

podrían ocupar un 70 % de la superficie del talud de ahí que $A.f = 7$. Finalmente, la altura del talud sería de unos 30 metros por lo que $A.g = 0,8$. De esta forma se puede obtener $A = 6,4$.

Apartado B. ¿Están los bloques o masa de roca próximos al equilibrio?

A partir de los resultados del censo de discontinuidades se puede estimar que los mecanismos de inestabilidad que pueden producirse en el talud 1 sería rotura de cuñas que deslicen por la intersección de los planos J1-J3 (véase que la esta intersección buza más que el talud, pero dada la variabilidad de la orientación de las discontinuidades es razonable esperar alguna inestabilidad de este tipo) y rotura por vuelco por separación de bloques a través de planos de la familia J2. Teniendo en cuenta la continuidad y espaciado de las juntas se puede proponer desde un punto de vista geotécnico una superficie de talud afectada del 30% por las cuñas y de otro 30 % en lo que respecta a vuelco. La detallada observación del talud in-situ (Figura 14.25) permite identificar una de estas cuñas, una zona local de vuelco y múltiples bloques sueltos en el talud, de forma que en la columna del apartado B referida a las observaciones in-situ se introducirán porcentajes de afección del 10, 20 y 50 % respectivamente. También se observaron algunos bloques caídos al pie de este talud, aunque probablemente otros muchos no se vieron; de forma que se estiman porcentajes a partir de bloques caídos de 40, 20 y 50 para cada uno de estos mecanismos. En caso de no observarse bloques por haberse limpiado se recomienda introducir en la columna tercera de evaluación del apartado B los mismos porcentajes que en la columna izquierda (in-situ). Una vez introducidos adecuadamente estos porcentajes en sus columnas correspondientes y realizadas las operaciones convenientes se obtiene un valor del apartado B = 7,54.

Apartado C. ¿Pueden ocurrir fenómenos que desestabilicen el bloque?

A partir de los datos climáticos señalados se evalúan los sub-aparatos C.a =5 y C.b =0.4. C.c =0.7 y C.d =0.3, a partir de las observaciones sobre la presencia de agua y nivel de meteorización en el talud. En lo que respecta a la vibración por voladuras se puede tener en cuenta que el consumo específico de explosivo medio en la cantera se estima en unos 500 gr equivalentes de goma por cada m^3 de material volado; sin embargo en esta zona donde se realizaron voladuras en zanja para abrir la entrada el consumo aumentaba a valores del orden de $700 \text{ gr}/m^3$, por lo que se obtiene el valor C.d= 2. De esta manera se obtiene C = 8,4.

Apartado D. ¿Llegaran a la zona de trabajo los bloques de roca que caen del talud?

La estimación de este parámetro es en este caso muy sencilla puesto que en este talud no hay bermas ni otro elemento de protección, por lo que cualquier bloque inestable caerá al pie del talud. Si se utiliza la tabla tendremos un valor $F_t=10$, para una altura de banco de 20 m y una anchura de berma nula ($A.B.<4m$). Este valor coincidiría con el resultado de las gráficas de cálculo de F_t+a en las gráficas inferiores de la segunda página de la planilla de cálculo. Para estos cálculos también se pueden utilizar códigos de desprendimientos como RocFall que darán una estimación del parámetro D que en este caso sería de cualquier manera $D = 10$.

ROFRAQ básico

Con los datos obtenidos hasta el momento se puede obtener el ROFRAQ básico, como $(A \times B \times C \times D) / 100$, y en este caso igual a 40,52 %. Este valor es un indicador de probabilidad de que un bloque caiga del talud y alcance la zona de trabajo o paso. Este valor indicaría pues que sería razonable esperar la caída de un bloque cada dos años y medio, según la

metodología empírica propuesta. Este valor no es ni alto ni bajo sino dependiendo que haya en la zona de abajo.

Apartado E. ¿Impactará el bloque que cae a una máquina o persona?

Este apartado es uno de los más complejos de estimar y además puede variar mucho de año a año de acuerdo con los planes de labores. A partir de las observaciones del tamaño de los bloques en el talud, aproximadamente entre 0,1 y 1 metro cúbico, se puede estimar el sub-apartado E(1a) o E(1b), y en este caso el primero con un valor de 1,2. Para calcular el tiempo y espacio ocupado por cada una de las máquinas bajo los 100 metros aproximados de longitud del talud 1, conviene utilizar una tabla de cálculo como la Tabla 14.21 creada específicamente para esta aplicación. En dicha tabla se calcula el valor de E para cada máquina y para personas, valores que son finalmente sumados para obtener el valor general de E en el talud, que en este caso alcanza un valor de 0,0352.

Apartado F. Historial de caída de bloques

A partir de opiniones del personal parece que en este talud ha tenido lugar algún desprendimiento, aunque nunca se produjo un accidente. Por tanto se estima directamente el valor de F es 1,2.

Tabla 14.21. Tabla de cálculo para la estimación del parámetro E del frente 1 de la cantera en 2002.

	TIEMPO BAJO BANCO				% tiempo total			% long. maq./ BANCO	tamaño de bloque	cercanía	E
	DÍAS/AÑO	RELEVOS/DÍA	HORA S/REL EVO	CICLOS/HORA A	% tiempo de ciclo bajo BANCO	E(c)	longitud máquina (m)				
PERFORADORA	240	1	8	1	0	0	3	10			0
EXCAVADORA	240	1	8	100	60	13,1507	8	26,6666667	1	5	0,17534247
VOLQUETE 1 (carga)	240	1	8	3	15	3,28767	5	16,6666667	1	3	0,01643836
VOLQUETE 1 (transporte)	240	1	8	3	0	0	5	16,6666667	1	1	0
VOLQUETE 2 (carga)	240	1	8	3	15	3,28767	5	16,6666667	1	3	0,01643836
VOLQUETE 2 (transporte)	240	1	8	3	0	0	5	16,6666667	1	1	0
VOLQUETE 3 (carga)	240	1	8	3	15	3,28767	5	16,6666667	1	3	0,01643836
VOLQUETE 3 (transporte)	240	1	8	3	0	0	5	16,6666667	1	1	0
VOLQUETE 4 (carga)	240	1	8	3	15	3,28767	5	16,6666667	1	3	0,01643836
VOLQUETE 4 (transporte)	240	1	8	3	0	0	5	16,6666667	1	1	0
PALA	40	1	8	50	50	1,82648	4	13,3333333	1	5	0,01217656
MARTILLO HIDRÁULICO	240	1	8	1	20	4,38356	7	23,3333333	1	10	0,10228311
											Emaq.= 0,3555556
Trabajadorea a pie	10	1	8	1	100	0,91324	1	3,3333333	1	10	0,00304414
											Epers.= 0,00304414
											E= 0,3585997

ROFRAQ

Una vez obtenidas todas las valoraciones se puede calcular un valor de ROFRAQ = 171, 48, tal y como se ha mostrado en la Tabla 14.18, que indica de forma estimativa una probabilidad de accidente por desprendimiento algo mayor de 0,015 y un poco elevada, ya que se corresponde con riesgo medio según la tabla de ROFRAQ. Así sería necesario tomar medidas de seguridad, mejoras en saneo y limpieza, control de voladuras, etc... que se tomaron en el año siguiente, teniendo en cuenta que este valor elevado iba asociado al paso de gran cantidad de maquinaria por lo que este índice irá disminuyendo en los años sucesivos.

14.6. Modelos para analizar las trayectorias de bloques

Para analizar las trayectorias de caída de los bloques habrá que preparar modelos que puedan simularlas. En general estos modelos se pueden dividir en dos tipos, a saber **modelos de partícula** (“lumped mass models”) en los que se supone que toda la masa del bloque se concentra en su centro de gravedad y no se considera ni la forma, ni el volumen de la partícula; y **modelos** denominados **rigurosos** que incluyen diversos enfoques en los que el volumen y la forma del bloque es tenido en cuenta (Hungry y Evans, 1988). Ciertamente esta clasificación sencilla no es exhaustiva en general pero nos da un panorama del tipo de modelos disponibles.

Giani et al. (2004), a partir de la comparación de ensayos grabados con cámara de video y su posterior simulación con diferentes técnicas, y teniendo en cuenta todo el proceso de simulación, desde la toma de datos de los parámetros geométricos del talud y los bloques, coeficientes de restitución y ángulo de fricción de rodadura, etc... hasta la comparación de la realidad con sus resultados llegaron a la conclusión de que actualmente sigue resultando muy difícil la simulación realista de estos fenómenos, por lo que la realización de experimentos a escala real es crucial para la evaluación de los parámetros que controlan los fenómenos de impacto y rebote, aunque aun así resulta muy complicado cuantificar la influencia de ambos, así como la de la variabilidad de estas y otras propiedades a lo largo del talud. Así, observaron variaciones muy importantes de los coeficientes de restitución y especialmente del normal. Observaron una influencia importante de las irregularidades del talud, muy difíciles de cuantificar con técnicas de topografía estándar. Y finalmente observaron una gran influencia de cómo se vayan orientando e impactando los bloques en su bajada a través del talud.

Todo ello no obsta para que a través de algunos de los códigos que se presentan a continuación se puedan obtener estimaciones más o menos razonables de las trayectorias y alcance de los bloques que caen por un talud, cuyos resultados, eso sí deben ser interpretados con prudencia y en el ámbito de una metodología más amplia que tenga en cuenta la incertidumbre de los datos y variabilidad de los resultados.

14.6.1. Modelos de partícula

En estos modelos se supone que el bloque es un punto con una masa m y una velocidad v . El punto vuela por el aire siguiendo una trayectoria balística en la que no se suele tener en cuenta la resistencia del aire. Cuando el bloque toca la superficie del terreno se produce un impacto en el que la velocidad normal del bloque cambia de dirección y se reduce por un coeficiente k_n , y la velocidad tangencial mantiene el signo y se reduce por un coeficiente k_t .

Estos métodos no tienen en cuenta los momentos rotacionales. Los coeficientes de restitución que se asumen se supone que incluyen todos los aspectos asociados a la pérdida de energía del impacto.

Además del modelo de partícula RocFall, que se comentará con más detalle a continuación, existen otros códigos, como CRSP (Figura 14.26.) en el mercado, que realizan cálculos análogos al modelo RocFall en dos dimensiones. Otros programas, como STONE (Figura

14.27), (Agliardi y Crosta, 2003) o EUROBLOC (Copóns et al., 2001), utilizan un esquema de cálculo análogo, sólo que trabajan en 3-D.

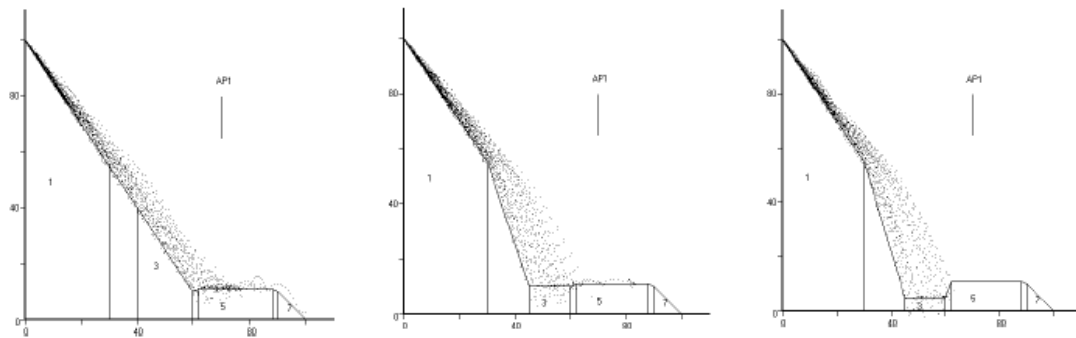


Figura 14.26. Simulación con el código CRSP para 100 bloques de 1 cm de diámetro que caen a una carretera. La simulación revela que para la geometría original el 14% llega a la carretera (izq.), si el talud se retranquea sólo llega el 2% (centro) y si se coloca una cuneta amplia y profunda, ningún bloque llegará a la vía (derecha). Según Maerz (2000).

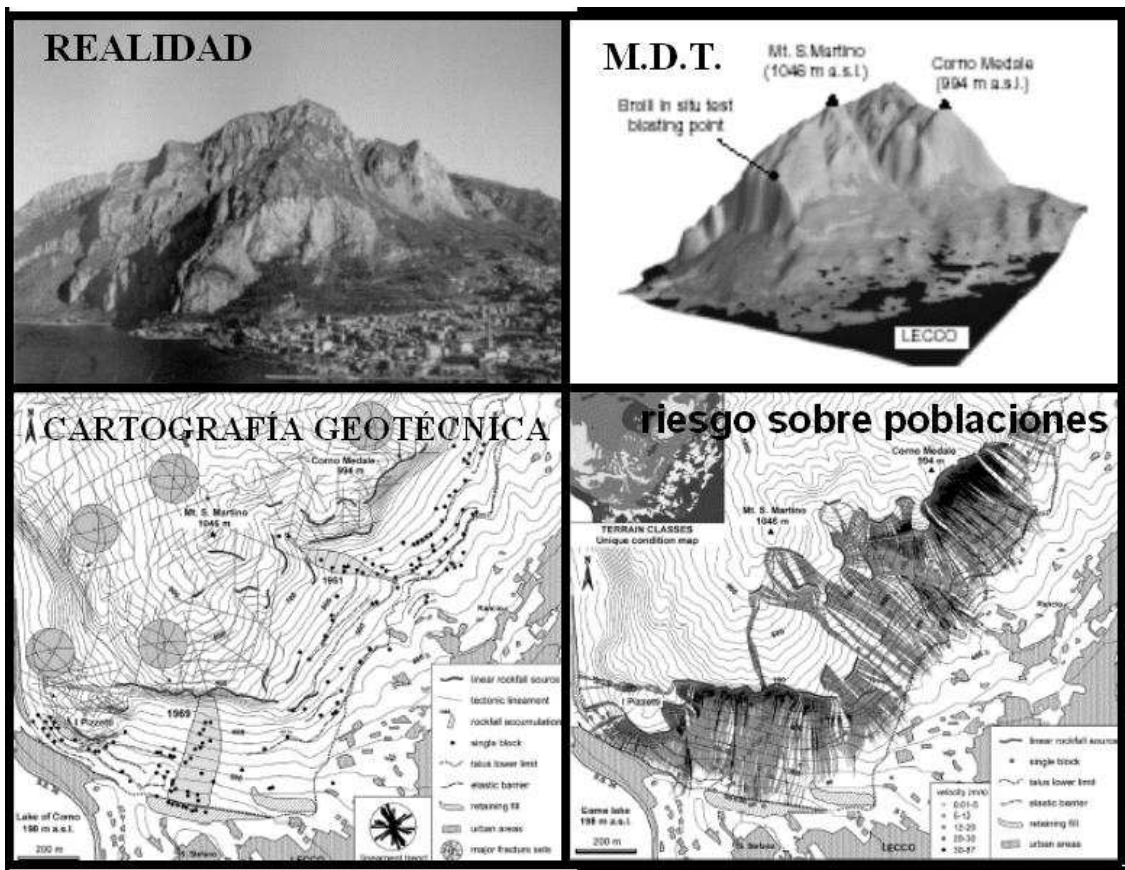


Figura 14.27. Simulación con el código Stone de desprendimientos en zonas de montaña. Se presenta la forma real del terreno, el modelo digital del terreno, la cartografía geotécnica y las trayectorias de caídas y alcance de bloques en la ladera. Según Agliardi y Crosta (2003). Cortesía: Elsevier.

14.6.2. Modelos rigurosos

En este tipo de métodos se supone conocida la forma y tamaño de cada uno de los bloques y se estiman todos los movimientos de los bloques, incluyendo los fenómenos de rotación. Uno de estos enfoques rigurosos sería trabajar con códigos numéricos basados en elementos discontinuos como UDEC (en dos dimensiones) o 3DEC (en tres dimensiones), presentados en el tema correspondiente a simulación numérica.

Estos códigos simulan el comportamiento real de macizos rocosos fracturados utilizando una discretización espacial discontinua y un esquema de integración temporal explícito, por lo que resuelven los problemas de forma dinámica y evolutiva utilizando un sistema de amortiguación dinámica. Esto hace que se pueda simular la caída de un bloque de tamaño definido, ajustando la constante de amortiguación a las observaciones sobre el coeficiente de restitución real del bloque. Por tanto, no se podría trabajar de manera realista con varios bloques, por lo que las ventajas del uso de estos códigos no parecen mayores que las limitaciones que implica.

No obstante, UDEC y 3-DEC si puede resultar muy interesante para realizar estudios particulares sobre algunos aspectos relativos a la influencia del tamaño y forma de los bloques en las trayectorias de caída. Así en el ejemplo de la Figura 14.28., se presenta una simulación de desprendimiento en un talud de una cantera con este código UDEC (Itasca, 2001), donde se pueden apreciar algunas de las posibilidades del mismo.

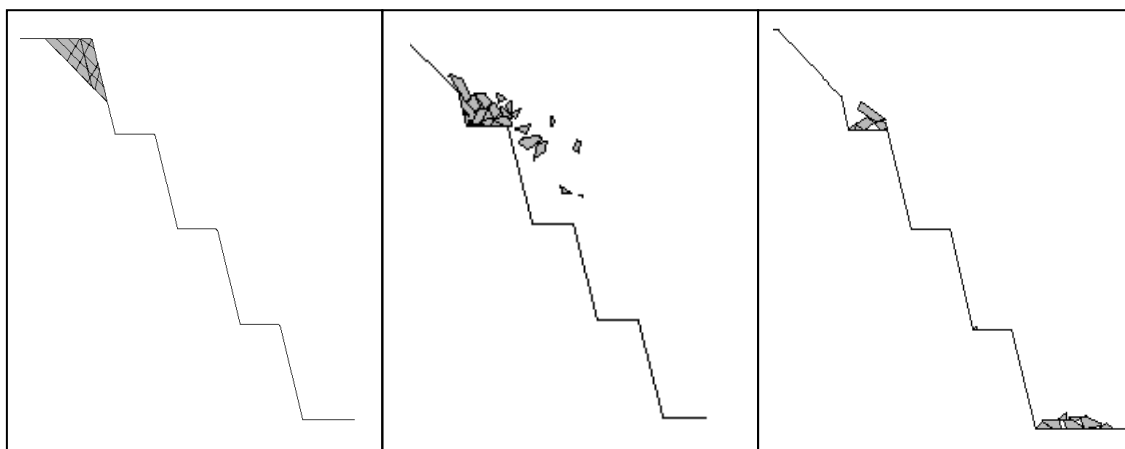


Figura 14.28. Ejemplo de simulación de bloques con el código UDEC.

Otro método que se podría incluir dentro de los rigurosos sería el presentado por Descoeurdes y Zimmerman (1987), en el que los momentos de traslación y rotación varían con el impacto siguiendo una serie condiciones bastantes complejas que dependen de la zona de bloque que impacte (esquina, arista, cara) y su orientación, del ángulo de rotación en el punto de impacto, en la rugosidad de la superficie y en las deformaciones que se produzcan. Resulta, no obstante, complicado el introducir de forma realista todos estos valores, por lo que parece en la práctica que este método ha sido poco utilizado.

14.6.3. Ejemplo de código de partícula

Se presenta a manera de ejemplo el código *RocFall 3.0*. (Rocscience, 2002) para demostrar las ecuaciones básicas y sus posibilidades de aplicación, y porque se ha utilizado para el ejemplo de diseño que aparece al final del capítulo. *RocFall 3.0* es un programa de partícula basado en el análisis estadístico y diseñado para evaluar el riesgo ante desprendimientos de rocas en taludes en dos dimensiones. Con este programa se puede evaluar la energía, velocidad y altura de rebote en cualquier punto del talud al igual que la localización final de las rocas desprendidas, que es el factor que más nos interesa. El código presenta como resultado las trayectorias de las partículas liberadas, así como las distribuciones de alturas de rebote y de energía cinética en los puntos del talud que se desee (Figura 14.29), principalmente al objeto de diseñar pantallas dinámicas.

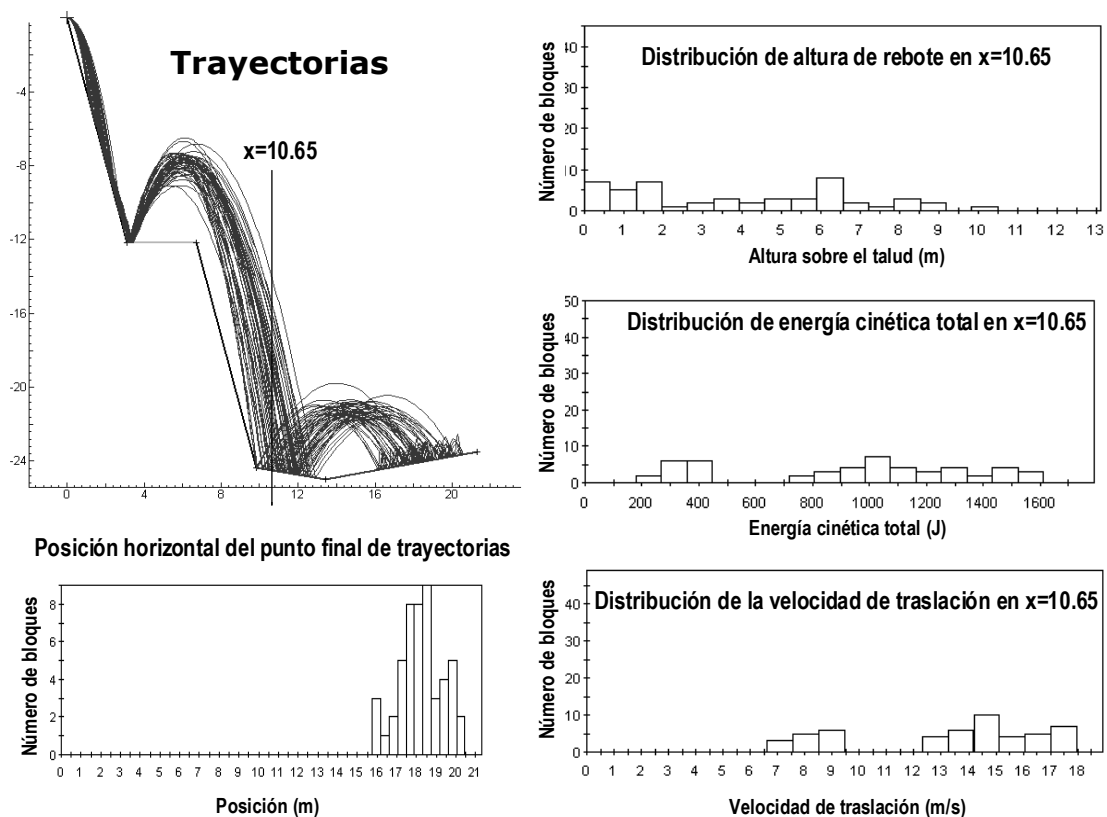


Figura 14.29. Ejemplo de los resultados obtenidos con el código RocFall, para una simulación sencilla. Según Rocscience, 2002.

A continuación se detallará el modelo empleado: las hipótesis que se han hecho, las ecuaciones que se han utilizado, y el algoritmo empleado. Cada roca es modelada como una partícula, y cada partícula es lanzada como si fuese un círculo de radio infinitamente pequeño. El tamaño de la roca no juega ningún papel en el algoritmo, pero las ecuaciones empleadas en el algoritmo de deslizamiento implican una forma circular. Como cada roca se considera como infinitamente pequeña, no hay interacción entre partículas, solo con los segmentos que componen el talud. Además, cada roca se comportará como si fuese la única roca presente en la simulación.

El modelo es un modelo bastante crudo del proceso físico de un desprendimiento de rocas. No tiene en cuenta el efecto del tamaño, la forma y el momento angular de la roca en los resultados finales. En cambio, el modelo tiene la ventaja de que los cálculos se realizan con extremada rapidez. Hay tres secciones distintas en el análisis de la caída de las rocas: el algoritmo de la partícula, el algoritmo de proyección y el algoritmo de deslizamiento. El algoritmo de la partícula asegura que todos los parámetros de la simulación son válidos, establece todas las condiciones iniciales para preparar los algoritmos de proyección y deslizamiento y finalmente hace comenzar el algoritmo de proyección. En el resto de la simulación, hasta que la roca se detiene, se emplea el algoritmo de proyección y deslizamiento. El algoritmo de proyección se utiliza para calcular el movimiento de la roca mientras ésta está viajando por el aire, rebotando de un punto del talud a otro. El algoritmo de deslizamiento se emplea para calcular el movimiento de la roca mientras está en contacto con el talud.

Cada roca es modelada como una partícula, y cada partícula es lanzada como si fuese un círculo de radio infinitamente pequeño. El tamaño de la roca no juega ningún papel en el algoritmo, pero las ecuaciones empleadas en el algoritmo de deslizamiento implican una forma circular. Como cada roca se considera como infinitamente pequeña, no hay interacción entre partículas, solo con los segmentos que componen el talud. Además, cada roca se comportará como si fuese la única roca presente en la simulación.

Aunque se considere que las rocas no tienen ningún tamaño se considerará que si tienen masa. La masa no se utiliza en ninguna de las ecuaciones empleadas para calcular el movimiento de las rocas, se utiliza solamente para calcular la energía cinética a la hora de crear los gráficos y presentar los resultados. La masa es determinada al comienzo de la simulación y permanece constante durante la misma. Lo que quiere decir que no se tendrá en cuenta una posible fragmentación de la misma tras un impacto contra el talud.

La resistencia al movimiento de las rocas que ejerce el aire no se tiene en cuenta en ninguna de las ecuaciones. Se asume que las rocas son lo suficientemente grandes y viajan a velocidades suficientemente pequeñas como para que esta resistencia pueda ser ignorada.

El talud es modelado como un grupo continuo de segmentos rectos, conectados extremo con extremo. Para que sea considerado válido, un segmento del talud no puede ser cruzado por otro segmento del talud, y los vértices no pueden coincidir. Cada punto que compone esos segmentos debe ser introducido mediante sus correspondientes coordenadas X e Y manualmente.

El algoritmo de proyección asume que la roca tiene una velocidad que hará que se mueva, a través del aire, desde una posición inicial a una nueva posición donde la roca golpeará otro objeto. El camino que sigue la roca por el aire será el de una parábola.

La esencia del algoritmo de proyección es encontrar el punto de intersección entre la parábola (el camino que sigue la roca) y un segmento del talud. Una vez que encuentra el punto de intersección el impacto se calcula de acuerdo con los coeficientes de restitución. Si después del impacto la roca todavía se mueve con velocidad suficiente el proceso comienza otra vez con la búsqueda de un nuevo punto de intersección. En este contexto, "con velocidad

suficiente” se define mediante una velocidad mínima que es especificada por el usuario al principio de la simulación. La velocidad mínima define el punto de transición entre el estado de proyección y el estado donde la roca se está moviendo demasiado despacio para ser considerado una proyección y debería ser considerado en cambio, un movimiento deslizamiento o incluso podría considerarse parada. Los resultados de la simulación y el tiempo necesario para desarrollar cada simulación no son particularmente sensibles a los cambios de la velocidad mínima.

14.6.4. Estimación de parámetros

Los dos parámetros de mayor significación sobre los resultados de los análisis serán los coeficientes de restitución y el coeficiente de rozamiento frente a la rodadura y deslizamiento. SE presentan a continuación algunas ideas para estimar estos valores.

14.6.4.1. Coeficientes de restitución

El valor de los coeficientes de restitución es de gran importancia a la hora de realizar las simulaciones con programas de partícula. Diversos autores han expuesto los resultados obtenidos en sus ensayos, atribuyendo a un determinado material un coeficiente de restitución concreto. Se expondrán a continuación los resultados más significativos obtenidos. El valor de estos coeficientes es sin duda alguna el más influyente sobre los resultados de las simulaciones, por lo que es necesario hacer una buena aproximación del mismo.

La Tabla 14.22 resume una serie de valores del coeficiente de restitución que se han encontrado en la bibliografía. Estos valores se basan en hipótesis, calibraciones con los resultados del análisis de trayectorias, programas bastante limitados de laboratorio y ensayos de campo. Información adicional sobre el coeficiente de restitución se puede encontrar en la recopilación realizada por Rocscience (2002).

Giani et al. (2004) ponen de manifiesto la manifiesta variabilidad de estos coeficientes a lo largo de los taludes, en función de no sólo la superficie del talud, sino también el tipo de impacto. Así para un talud en los Alpes estiman un coeficiente de restitución con un valor medio de 0.25 y una desviación estándar de 0.26.

14.6.4.2. Ensayos de laboratorio para determinar el coeficiente de restitución.

A continuación se expondrá un trabajo de investigación realizado por Richards et al. (2001) que permite determinar el coeficiente de restitución de un modo sencillo y partir de resultados de rebotes con el martillo de Schmidt. Estos autores realizaron en primer lugar una serie de ensayos lanzando bolas esféricas de distintos tipos de roca sobre baldosas lisas y en segundo término lanzando bolas y bloques rugosos sobre baldosas también rugosas. A partir de sus resultados propusieron una serie de expresiones para estimar a partir de ensayos de este tipo coeficientes de restitución realistas.

Tabla 14.22. Diferentes valores del coeficiente de restitución según diversos autores.

Referencia	k_n	k_t	Propiedades del talud
Hoek (2000)			
	0.53	0.99	Roca dura limpia
	0.40	0.90	Asfalto de carretera
	0.35	0.85	Afloramientos rocosos con rocas grandes
	0.32	0.82	Talud de cobertera
	0.30	0.80	Suelo blando con vegetación
Robotham et al. (1995)			
	0.315	0.712	Talud de piedra caliza
	0.303	0.613	Fragmentos de piedra caliza
	0.315	0.712	Acumulación de piedra caliza
	0.251	0.489	Acumulación de piedra caliza con vegetación
Pfeifer y Bowen (1989)			
	0.4	0.90	Superficies duras lisas y pavimento
	0.35	0.85	Roca matriz y grandes rocas
	0.32	0.83	Suelos firmes en el talud
	0.29	0.80	Suelos blandos en el talud
Rocscience (2002)			
	0.4	0.90	Asfalto
	0.35	0.85	Roca inalterada
	0.53	0.99	Roca dura y limpia
	0.30	0.80	Suelo con vegetación
	0.32	0.82	Talud de cobertera
	0.32	0.80	Talud con vegetación
<i>Los valores superiores tienen desviaciones estándar de 0.04</i>			
Giani et al. (2004)			
	0.7	0.85	Roca sólida
	0.5	0.80	Escombros compacto
	0.48	0.79	Escombros suelto
	0.3	0.30	Talud con vegetación
Azzoni, La Barbera & Zaninetti (1995)			
	K		(en términos de energía cinética)
	0.85		Piedra caliza
	0.60		Escombros duros
	0.40		Escombros blandos
	0.55		Escombros medios
	<0.20		Lodo
	0.50-0.60		Relleno

14.6.4.2.1. Bolas esféricas sobre baldosas lisas.

El programa de laboratorio elaborado por Richards *et al.* (2001) se realizó sobre 23 tipos de rocas diferentes. Se prepararon baldosas lisas y pulidas con un espesor que variaba entre 25 y

50 mm. Las baldosas de roca fueron sujetadas a una base de hormigón que podían colocarse con unas inclinaciones de 0°, 10°, 20°, 45° con respecto a la horizontal.

En principio el programa de ensayos consistía en dejar caer bolas sobre baldosas del mismo tipo de roca. Debido a la variedad de materiales rocosos y las diferencias en el tamaño de los especímenes, los resultados del rebote del martillo Schmidt no son necesariamente iguales para bolas y baldosas del mismo material. Dos series más se llevaron a cabo para evaluar el comportamiento del mismo tipo de bola de roca sobre diferentes baldosas de roca.

Los resultados muestran una correlación razonable entre el coeficiente de restitución normal, los resultados del rebote del martillo Schmidt sobre bolas (S_{bola}) y baldosas ($S_{baldosa}$), y la inclinación de las baldosas, α . La correlación es mejor ($r^2 > 0.60$) para rocas con grandes valores de S_{bola} o $S_{baldosa}$ (como el granito o el basalto) y peor para rocas con valores de rebote más bajos (como el mármol o la arenisca). La inclinación de la recta de k_n frente a S_{bola} es generalmente menos inclinada que la de k_n frente a $S_{baldosa}$, lo que indica que las propiedades de la roca que cae son menos significantes que las de la baldosa sobre la que impacta. Los resultados del ensayo también muestran que el coeficiente de restitución normal aumenta con el ángulo de inclinación de la baldosa.

Los coeficientes de correlación iniciales que se obtuvieron al principio no fueron muy altos ($r^2 = 0.52-0.65$), principalmente debido a algunos rebotes anormales causados por irregularidades en la forma de las bolas o una inadecuada fijación de las baldosas. Esta pobre correlación también ocurre en rocas con valores bajos del rebote del martillo Schmidt como en los especímenes de caliza ($S \approx 0$).

14.6.4.2.2. Bolas y bloques rugosos sobre baldosas rugosas.

Para extender los resultados del ensayo idealizado anterior, se llevó a cabo otra serie de ensayos con piezas de roca rugosas lanzadas sobre baldosas también rugosas. Se emplearon tres tipos de rocas para estos ensayos: basalto, grauvacas y caliza. La altura de caída de las rocas fue del orden de 0.6 a 3 m, empleando inclinaciones de la baldosa de 0 y 40°.

Los valores de k_n de bolas de roca lisas son sobre tres veces mayores que los de las piezas rocosas rugosas, lo que indica que la forma de la roca lanzada es un componente importante en el valor de k_n . Una roca proyectada con una forma irregular y bordes afilados experimentará fragmentación y rotación al impactar, con lo que el rebote será menor que el de una bola lisa.

Los valores para el coeficiente de restitución normal se calculan según la ecuación:

$$k_{n-lisas} = \frac{(-110 + 9S_{baldosa} + 4S_{bola} + 4\alpha)}{1000} \quad (14.31)$$

Los resultados indican hay una relación lineal entre el coeficiente de restitución normal correspondiente a los bloques rugosos y los calculados según la ecuación anterior. Una ecuación modificada para calcular el coeficiente de restitución normal de rocas rugosas, $k_{n-rugosas}$, con $r^2 = 0.88$, sería la siguiente:

$$k_{n-rugosas} = \frac{-9 + 49 \cdot k_{n-lisas}}{100} \quad \text{o bien} \quad k_{n-rugosas} = \frac{-145 + 4 \cdot S_{baldosa} + 2 \cdot S_{bola} + 2\alpha}{1000} \quad (14.32)$$

De este modo, a partir de los valores obtenidos con el martillo Schmidt en las rocas y una determinada inclinación del terreno sobre el que impactan podemos obtener una estimación del coeficiente de restitución normal de las rocas.

14.6.4.3. Estimación del coeficiente de fricción frente a la rodadura

Este parámetro, $\mu = \text{tg } \theta$, permite calcular la pérdida o ganancia de energía y velocidad de un bloque que rueda sobre una superficie inclinada, por lo que se trata de un parámetro cuyo conocimiento es necesario para estimar la trayectoria y alcance de los bloques. Se suele considerar a priori igual al coeficiente de fricción entre bloque y terreno, pero es un parámetro difícil de estimar y muy variable.

En su estudio Giani *et al.*(2004), realizan una comparación entre la velocidad tangencial observada en una serie de bloques que bajan por un talud y la teórica para diferentes valores de este coeficiente. Tal y como muestran las Figura 14.30. a y b, en la que se realizan estas comparaciones, parece que en el caso real es difícil estimar un valor razonable para todo el talud, pudiéndose sólo estimar unos valores aproximados en las diferentes zonas del talud.

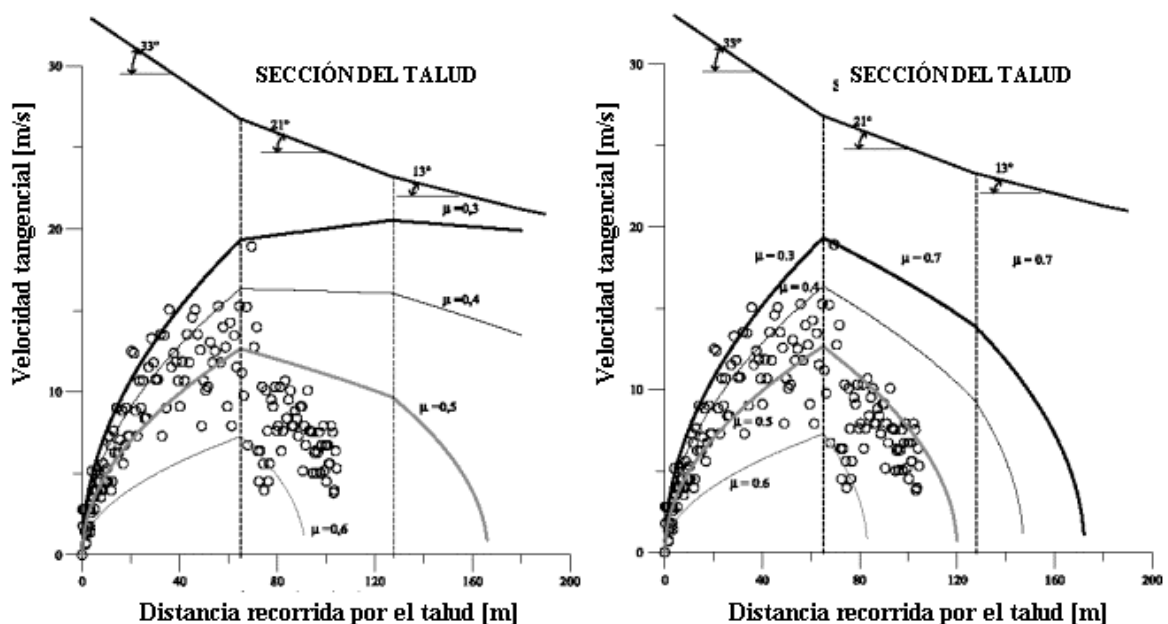


Figura 14.30. Comparación entre la velocidad tangencial experimental (círculos) y la teórica (líneas) para distintos valores del coeficiente de fricción por rodadura. En a) cada curva teórica se obtienen utilizando un coeficiente constante en todo el talud y en b) utilizando coeficientes variables en las distintas partes del talud.

Cortesía: Springer Verlag.

14.7. Normativas

En el ámbito minero la protección frente a desprendimientos ha ido ligada a la colocación de bermas en el talud. Así, la legislación obliga a dejar bermas en función de los tipos de explotación, limitando las alturas máximas de banco y de talud final, así como a realizar un saneo de los frentes para evitar posteriores caídas.

En España la legislación marca alturas máximas del frente de trabajo de 20 metros (12 m, en explotaciones de bloques de piedra natural y 30 en casos especiales). En la pared del talud final se permitirá una altura máxima de 40 metros sin necesidad de bermas (en explotaciones de bloques de piedra natural, la altura máxima será de 36 metros), siempre que el frente resultante sea estable y no sobrepase la vertical.

En lo que concierne al saneo la legislación exige que después de una parada y antes de comenzar los trabajos es necesario inspeccionar los frentes de explotación, asegurándose de que no existan rocas inestables y ordenando, en caso necesario, su saneo. La inspección debe ser realizada por el responsable o encargado del tajo, y el saneo efectuado por personal experto y provisto de medios adecuados. En otros países la legislación exige bermas de tamaños definidos.

En el ámbito de la ingeniería civil se denomina zona de seguridad ("safety zone" o "clear zone", en la literatura anglosajona) a la zona adyacente a la carretera que debe estar libre de obstrucciones (obstáculos, elementos de riesgo o taludes) que se pueda encontrar en su trayectoria un vehículo, que se salga de la calzada (Figura 14.31).

Los dos criterios principales para el diseño de esta zona de seguridad son la velocidad máxima permitida y el tráfico medio diario. Otros tres parámetros que se suelen incluir según países en los criterios de diseño de esta zona de seguridad son el tipo de vía, la presencia de taludes y el radio de curvatura. La anchura de los carriles, severidad de los accidentes, etc.. también pueden ser tenidos en cuenta.

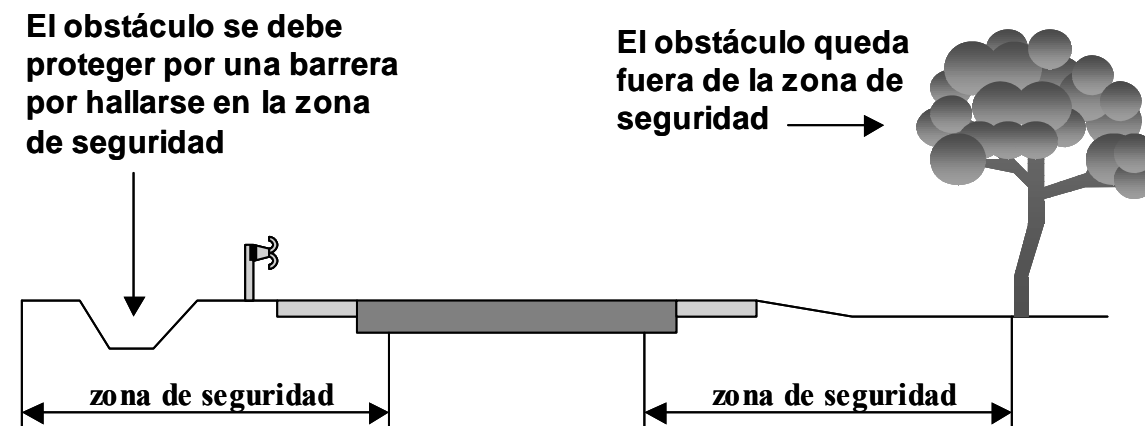
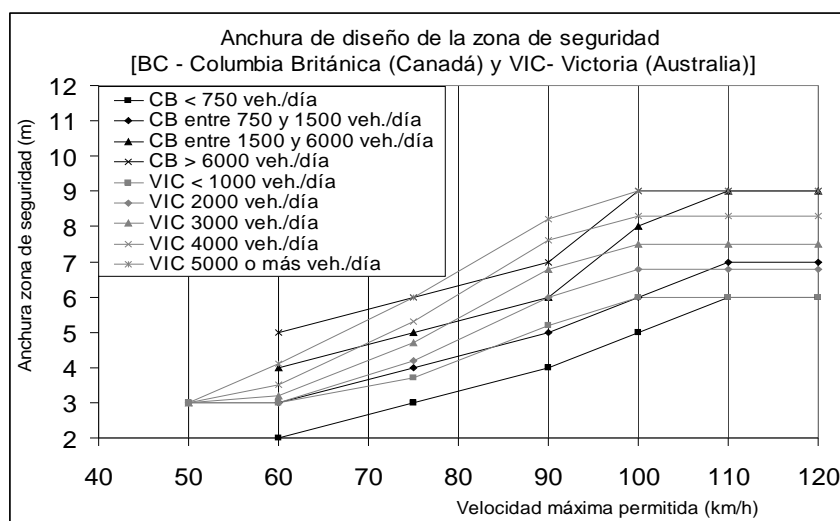
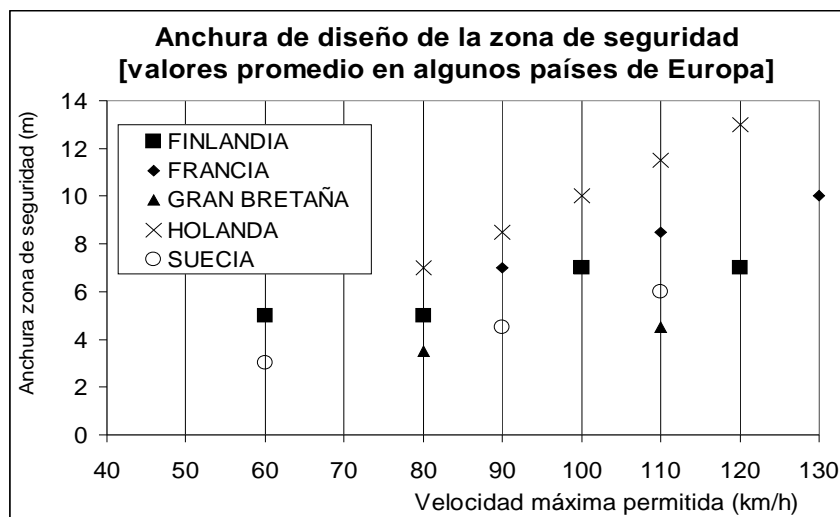


Figura 14.31. Definición de zona de seguridad.

A manera de ejemplo se presentan gráficamente las anchuras de diseño del área de seguridad propuestas por distintas administraciones. Así en la Figura 14.32.a, se muestran las correspondientes a los estados de la Columbia Británica en Canadá, y el estado de Victoria en Australia. Este tipo de modelos, que como se ve son análogos, son también parecidos a los utilizados por los Departamentos de transporte (DOT) de diversos estados de los Estados Unidos. En la Figura 14.32.b, se muestran las anchuras de la zona de seguridad de diseño medias de diversos países Europeos. Como se ve, en Europa la legislación es más variable, influyendo además a la hora de proponer una anchura del área de seguridad, no sólo el tráfico medio diario y la máxima velocidad admisible, sino también otros parámetros.



a)



b)

Figura 14.32. Criterios de diseño legislativos de la anchura del área de seguridad de diferentes estados.
a) Criterios de diseño de los estados de la Columbia Británica (Canadá) según Coulter (1996) y Victoria (Australia) según Vicroads (2001), con criterios análogos a los utilizados en algunos estados norteamericanos.
b) Criterios promedio de diseño de algunos países europeos, según RISER (2003).

Para el caso español, y según el Ministerio de Fomento (2003) la anchura de seguridad incluirá como mínimo el arcén, o el arcén y el margen lateral, en el caso de que no existan barreras. Esta anchura de diseño tendrá especialmente en cuenta el tipo de vía (autovía, vía rápida, carretera normal), la máxima velocidad, y los radios de curvatura, habiéndose previsto limitaciones en zonas de montaña con tráfico medio diario muy bajo. También se tendrá en cuenta la presencia de taludes y la severidad de los accidentes registrados.

14.8. Métodos de protección

Puesto que es imposible eliminar completamente los desprendimientos de bloques de roca de los macizos rocosos, es necesario el uso de métodos de protección que eviten que los bloques que caen alcancen personal, máquinas, calzadas o vehículos.

14.8.1. Tipos de métodos de protección

En las Figuras 14.33 y 14.34. y en las fotografías de la Figura 14.35 se muestran las posibles medidas a tomar para disminuir el daño asociado a desprendimientos.

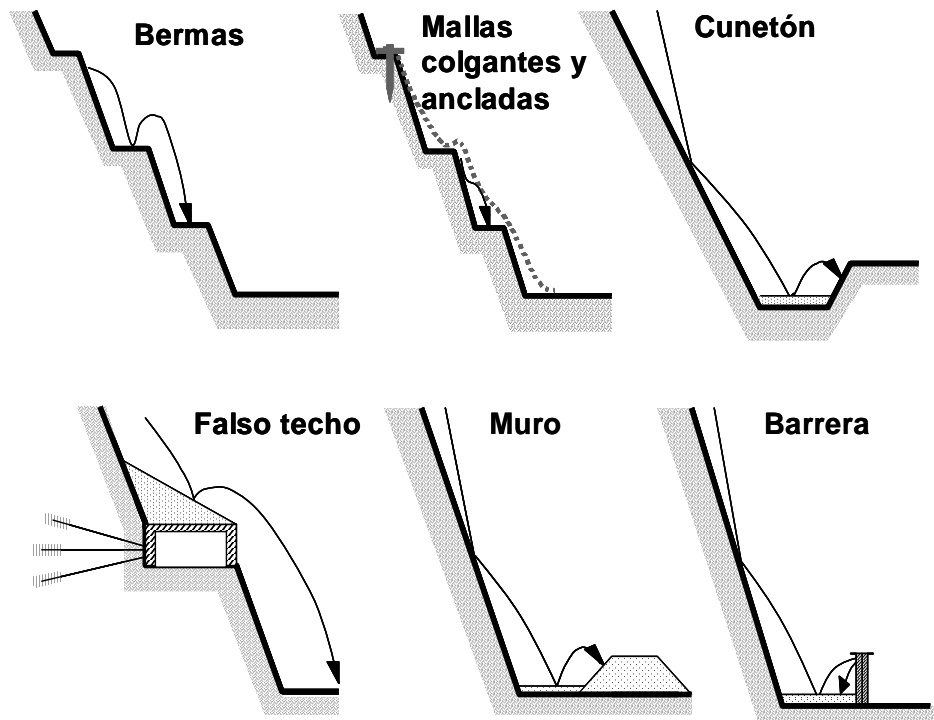


Figura 14.33. Posibles medidas para mitigar el riesgo asociado a desprendimientos. Basado en Spang y Rautenstrauch, (1988).

Tradicionalmente y debido a su bajo coste, en el ámbito minero se utilizan típicamente las bermas, mientras que en carreteras es común la creación de cunetones o zanjas de recepción, o en zonas de alta montaña de falsos túneles, que no sólo protegen del desprendimiento de rocas sino también de aludes de nieve (Figura 14.36).

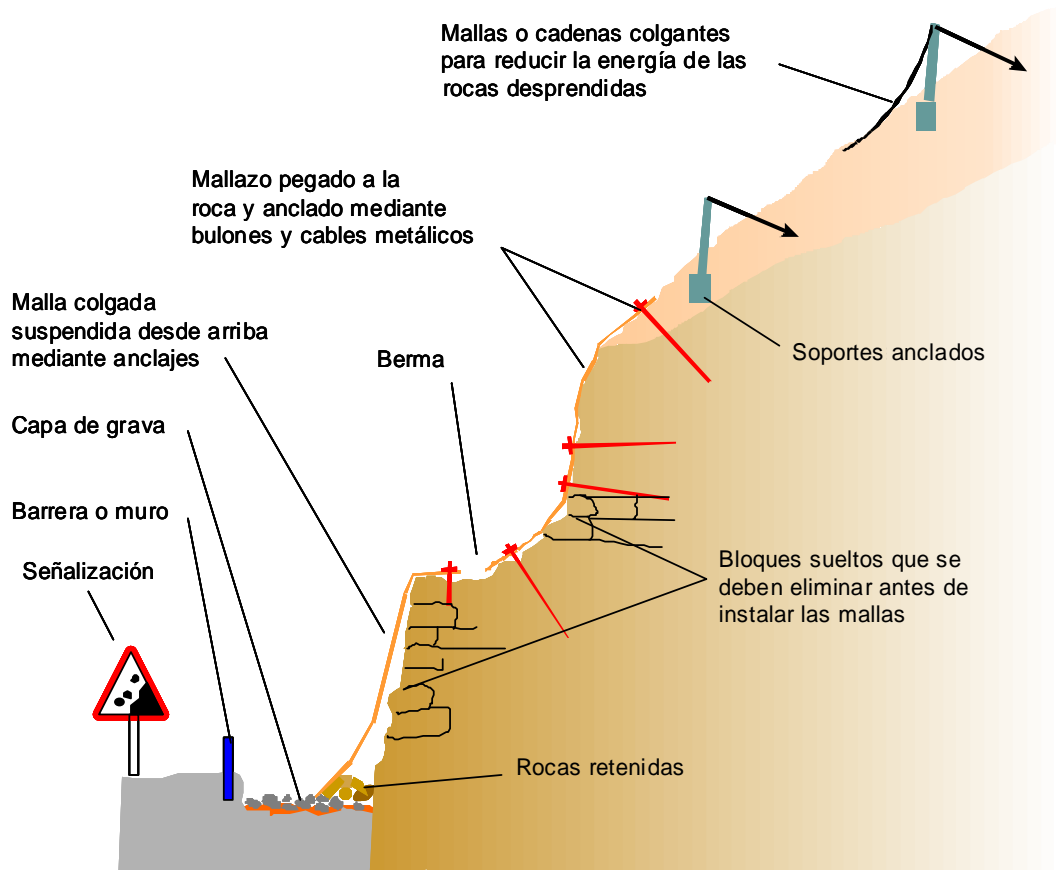


Figura 14.34. En la parte superior se muestra el uso conjunto de medidas de protección y seguridad contra desprendimientos (original según Fookes & Sweeney, 1976; modificada por www.land-man.net/uploads y los autores). En la parte inferior y de izquierda a derecha. Mallas colgantes (www.land-man.net/uploads), malla anclada (www.stachys.es) y barrera dinámica (www.geobrugg.com).

Estas tres técnicas de protección suelen ir asociadas a las fases de diseño, de forma que si se comienzan a observar desprendimientos una vez que el talud esté en operación, habrá que acudir a técnicas como la instalación de mallas colgantes ancladas en su parte superior o mallas ancladas en todo el talud. Además siempre se puede proteger la zona de riesgo mediante muros (de gabiones, de tierra armada, de hormigón o simplemente rellenos) y mediante barreras o pantallas dinámicas. Tal y como muestra la Figura 14.34, basada en Fookes y Sweeney (1976), estos métodos se pueden combinar.

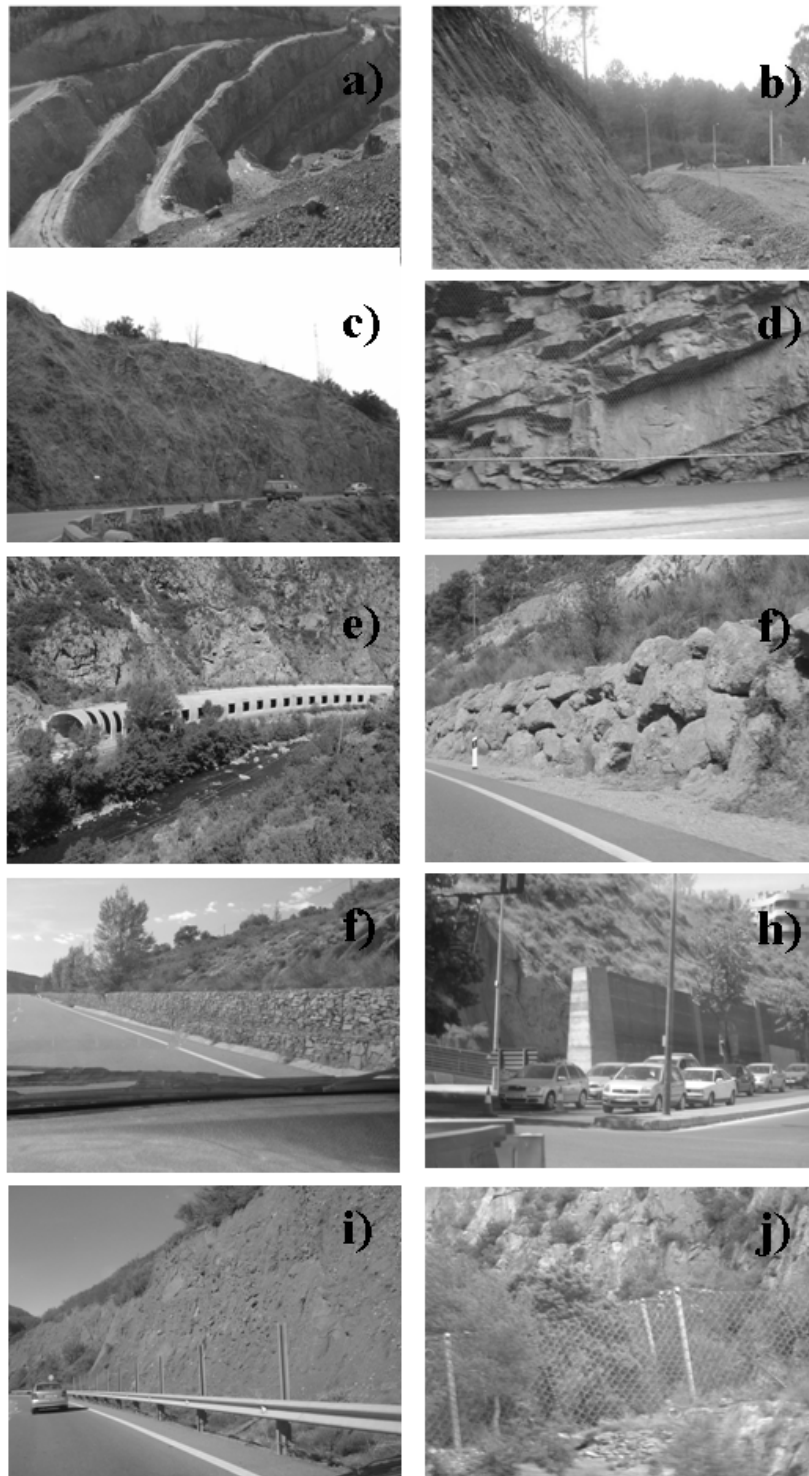


Figura 14.35. Algunas fotografías de métodos de protección frente a desprendimientos. a) bancos y bermas en una cantera, b) cuentón o zanja de protección en la construcción de una carretera.,c) mallas ancladas, d) malla colgada en el Pirineo catalán, e) falso túnel, f) muro de escollera, g)muros de gaviones, h) muro de hormigón, i) barreras estáticas j) barreras dinámicas. Fotografías: autores.



Figura 14.36. Falso techo o semi-túnel, muy adecuado para la protección frente a desprendimientos en zonas de montaña.

El diseño de los muros o pantallas requerirá el estudio de las trayectorias, de la velocidad de impacto de los bloques, de la posición y altura de la barrera, de las especificaciones de la misma para la absorción de impactos, así como el análisis de su estabilidad.

El estudio de las trayectorias de los bloques y las características de su tamaño se realizará mediante observación de los bloques caídos, puntos de impacto y las características geométricas, geológicas y de vegetación. Las observaciones in situ permiten realizar simulaciones de ordenador para evaluar la velocidad, las alturas de rebote, la energía adquirida en la caída y las máximas distancias alcanzadas por los bloques (véase Figura 14.29). Los resultados obtenidos deben ser comparados con las observaciones in-situ para calibrar los modelos.

Las pantallas dinámicas, como las que desarrolla la compañía Geobrugg pueden actualmente presentar capacidades de absorción de energía de hasta 2500 KNm y aun algo más, por lo que podrían por ejemplo detener un bloque de 60 tn que bajara a una velocidad de 20 m/s (Figura 14.34. zona inferior derecha).

Otro de los sistemas más comunes para limitar los daños por desprendimientos es el uso de mallas metálica colgantes (ancladas en la parte superior) o extendidas por el talud y ancladas en varios puntos (Figura 14.34. inferior izquierda). Estas técnicas y especialmente la primera de ellas no evitan las caídas pero sí las controlan, reduciendo las velocidades de bajada y evitando que los bloques de roca lleguen a las zonas de riesgo. Estos sistemas suelen resultar además mucho más económicos que las pantallas dinámicas, aunque no resultan fáciles de aplicar en taludes muy elevados, como por ejemplo en zonas de montaña.

14.8.2. Diseño tradicional de métodos de protección en carreteras

En carreteras, probablemente, el sistema de protección contra desprendimientos permanente más efectivo es la colocación de un cuentón en la base del talud, cuyo fondo deberá estar lleno de grava para absorber la energía de impacto de los bloques desprendidos y que se separará de la calzada mediante una barrera (Figura 14.34. superior). Esta barrera se podrá diseñar de acuerdo a resultados de modelos teniendo en cuenta en el diseño que la distancia mínima entre el pie de talud y la barrera sea tal que no se produzca un impacto de roca en esta última sin que la roca haya perdido parte de su energía cinética en el primer impacto contra la grava (Hoek, 2000).

Tradicionalmente se ha venido realizando el diseño de cunetas de recepción a partir de los estudios de Ritchie (1963), que le permitieron obtener una serie de datos reales de cientos de desprendimientos que tabuló para proponer un sistema inicial de diseño de cunetas y zanjas de recepción tal y como se presenta en la Figura 14.37.

Posteriormente se presentó esta información en forma de ábaco (Ritchie, 1963), como muestra la Figura 14.38. Estos resultados fueron confirmados por Mak y Blomfield (1986) .

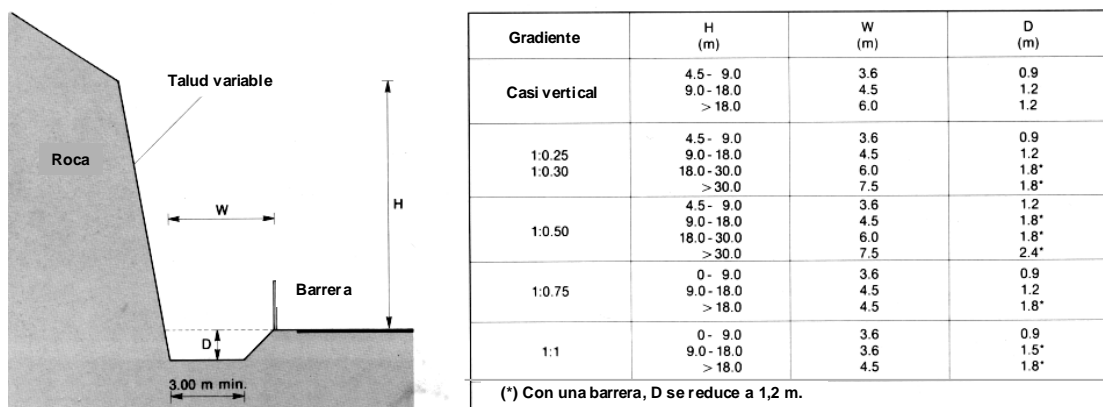
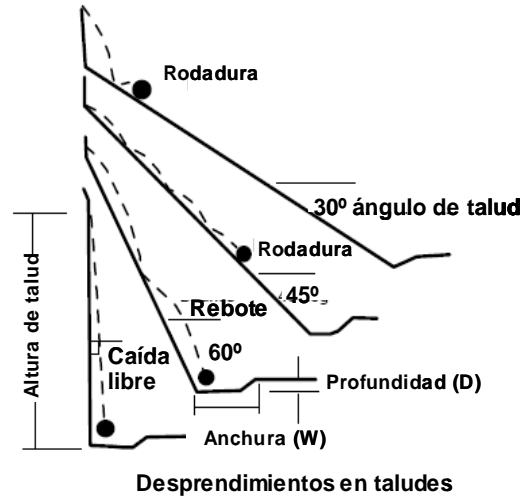
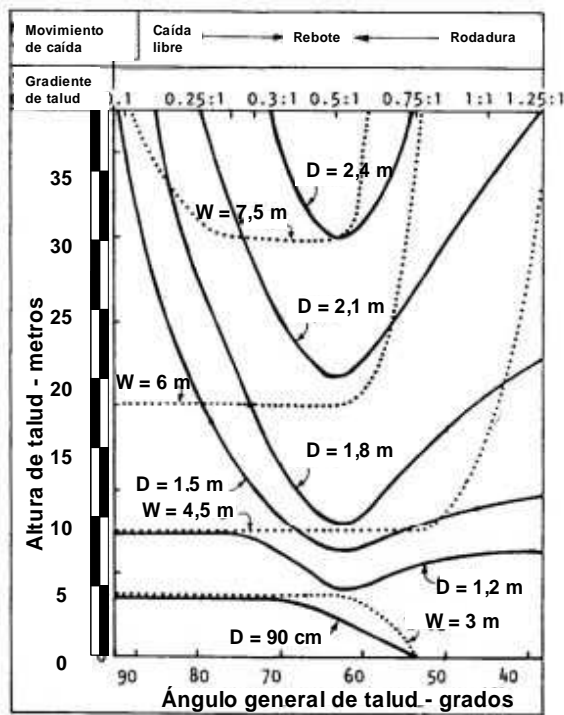


Figura 14.37. Tabla de Ritchie (1950) para el diseño de cunetas o zanjas de recepción.

Este ábaco de Ritchie se ha venido utilizando hasta bien recientemente para el diseño de medidas de protección en carretera sólo, o por ejemplo en combinación con métodos como el RHRS y/o con programas de cálculo de trayectorias como RocFall. Sin embargo atendiendo a los nuevos criterios sobre áreas de seguridad, la presencia de una zanja de recepción como las propuestas por Ritchie se debería considerar un obstáculo (Figura 14.31), que habría que eliminar o proteger. De esta forma, las cunetas de recepción se diseñan actualmente en la manera que se presenta en la Figura 14.39, de acuerdo con la propuesta de Pierson et al., (2001), de forma que se puedan considerar como parte del área de seguridad, ya que si un vehículo entra en la zona de recepción considerada, su conductor podría recuperar su control y volver a la calzada.



Figuras tomadas de Pierson et al. (2001)

Ábaco para el diseño de cunetas o zanjas de recepción

Figura 14.38. Ábaco de Ritchie (1963) para el diseño de cuentas o zanjas de recepción.

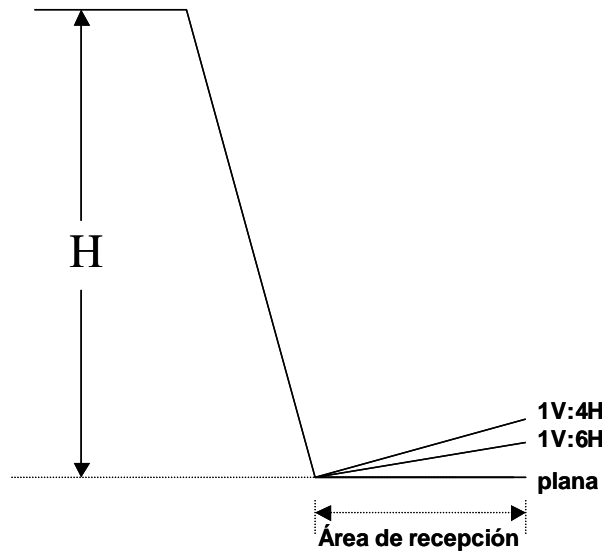


Figura 14.39. Diseño de cunetas o zanjas de recepción compatibles con el concepto de área de seguridad. Según Pierson et al., (2001).

Además los enfoques tipo Ritchie (1963), sólo dan una única solución, cuando en realidad el diseño se deberá hacer atendiendo no sólo a la seguridad sino al coste realista. En este sentido el trabajo de Pierson et al., (2001) pretende superar este problema, al proponer en vez de un ábaco como el presentado, gráficas que incluyen el porcentaje de rocas desprendidas

que quedarían retenidas en la zanja para cada diseño, de forma que el diseñador decida mediante un estudio técnico-económico qué nivel de seguridad es razonable en cada caso.

En su estudio, los precitados autores (Pierson et al., 2001) realizaron el lanzamiento de más de 11000 rocas desde la coronación de taludes realizados mediante precorte de 12.2, 18.3 y 24.4 metros de altura y pendientes 4V:1H, 2V:1H, 1.33V:1H, 1V:1H, para áreas de recepción planas o con contra-taludes de 1V:6H y 1V:4H. Para cada configuración de talud se lanzaron 250 rocas, registrándose la distancia de impacto y de final de trayectoria, y en un pequeño porcentaje de casos registrándose con cámara de video su caída para estimar su velocidad y energía.

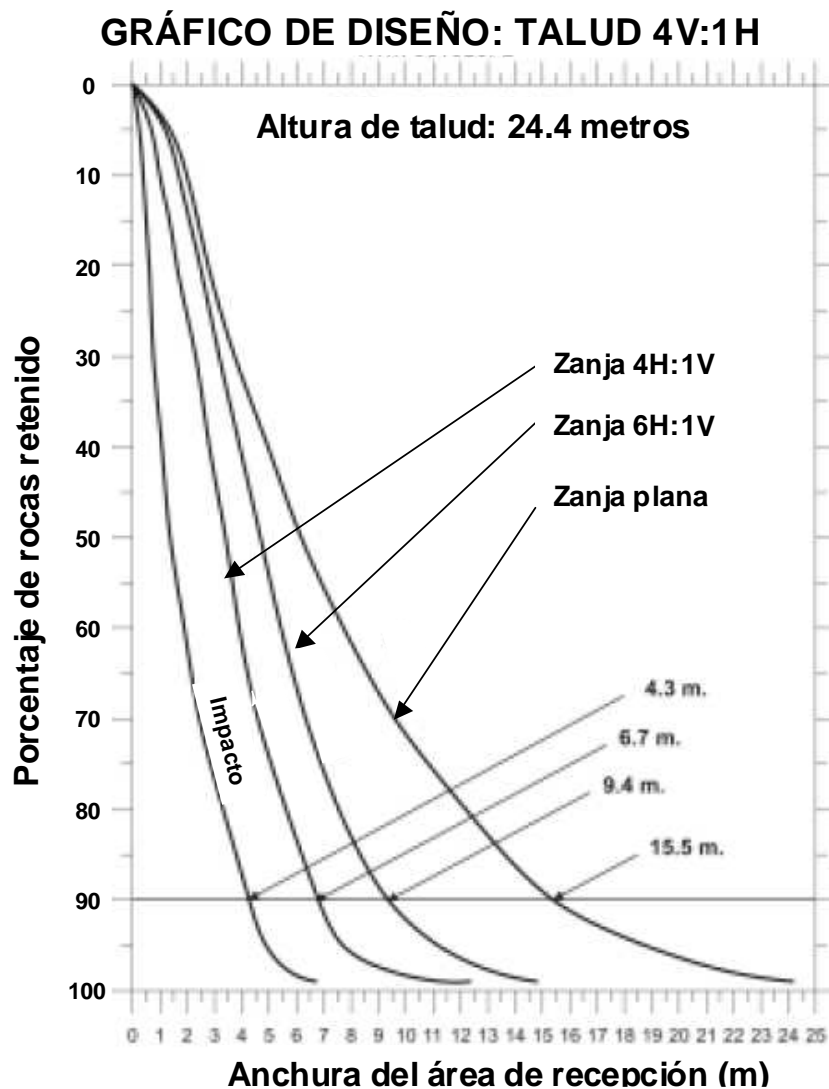


Figura 14.40. Ejemplo de gráfico de diseño de cuneta de recepción para un talud de 24.4 metros de altura y pendiente 4V:1H. Se incluye el porcentaje retenido para cada tipo de cuneta y en función de su anchura. A priori se recomiendan diseños con cunetas tales que retengan el 90% del material. Según Pierson et al., (2001).

Tras representar y analizar el conjunto de datos adquiridos Pierson et al. (2001) proponen una serie de gráficas para cada uno de los casos donde se presenta el porcentaje de rocas retenido en el área de recogida (para los casos de ser plana y de 1V:6H y 1V:4H) en función de la

anchura de ésta, así como la posición en cada caso del lugar más lejano del impacto, tal y como muestra la Figura 14.40. En su trabajo disponible en Internet (tal y como se indica en las referencias), estos autores también presentan ejemplos de cómo utilizar estos ábacos para diversos casos, por lo que se recomienda acudir a este documento para realizar actualmente los diseños de cunetas de recepción.

14.8.3. Análisis de protección en cortas mineras.

Call (1992) analiza el problema de los desprendimientos de rocas específicamente en cortas, realizando un enfoque que permite optimizar el diseño del banco y de la berma desde el punto de vista económico y cumpliendo los criterios de seguridad. Como un primer enfoque del problema propone el criterio de Ritchie aplicado a minería, en que la anchura mínima del banco se comienza a calcular a partir de la altura de banco (H) y según la expresión:

$$\text{Anchura Mínimo del Banco (m)} = 4,5 \text{ m.} + 0,2 \cdot H(\text{m}) \quad (14.33)$$

De acuerdo con otros trabajos enfocados del ámbito minero (Evans, 1989), este criterio pudiera ser conservador, y a partir de estudios diferentes que sirven de nuevo punto de partida (Pierson et al., 1994), se observa que la ecuación 14.33 puede ser rescrita, tal y como indican Ryan y Prior (2001), donde:

$$\text{Anchura Mínimo del Banco (m)} = 3,5 \text{ m.} + 0,17 \cdot H(\text{m}) \quad (14.34)$$

Estas aproximaciones iniciales que estaban basadas en un solo banco, fueron propuestas para ser mejoradas en lo sucesivo. Sin embargo, el problema resultaba demasiado complejo para su aplicación en la explotación de cortas de modo que existiera un solo criterio 100 % eficaz.

Debido a la naturaleza compleja de los problemas de desprendimientos, Call (1992) y siguiendo sus ideas, Ryan y Prior (2001), aproximaron el problema mediante la gestión del riesgo, por medio de aproximaciones basadas en la variación de la inclinación de los taludes. Este es un método complejo que necesita una gran cantidad de datos y por lo tanto resulta costoso. En explotaciones mineras a cielo abierto por el método de corta, donde existen significativas implicaciones económicas en el cambio del ángulo del talud general, esta clase de análisis puede ser extremadamente valioso para determinar una adecuada anchura de la berma. Sin embargo, en canteras obviamente no es adecuado, y por la carencia de datos, la baja limitación de las reservas y la no demasiado importante influencia de la inclinación de los taludes en la economía de la explotación. Por todo ello parece necesario un enfoque más sencillo y fácil de aplicar para este tipo de minería

Otro tema de aspecto de gran interés presentado por Call (1992) en un enfoque para el estudio de explotaciones mineras es el fenómeno de la denominada retro-rotura (Figuras 14.41 y 42), que se puede definir como la distancia horizontal entre el borde del banco de diseño y el borde del banco real. La retro-rotura es un fenómeno muy común en bancos de la mina, que tiene lugar a lo largo de juntas preexistentes y de fracturas inducidas por la voladura, por tanto es un

factor que se debe considerar dentro del diseño de la berma. Se propone para realizar una estimación, la toma de un número representativo de medidas de retro-rotura en canteras para, de ese modo, obtener unos valores de la media y de la desviación estándar de este parámetro. Una vez, estimada la anchura mínima recomendada de la berma en la cantera, sería conveniente agregar una longitud igual a la suma de la media más la desviación de estándar de retro-rotura, para tener en cuenta este fenómeno en la fase de diseño.

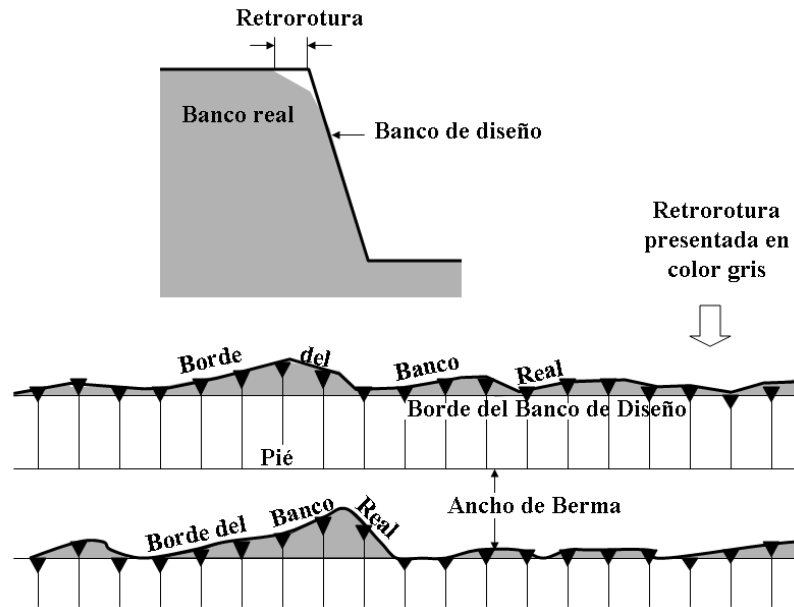


Figura 14.41. Definición de retro-rotura explicada en el texto. Concepto modificado a partir de Call (1992).

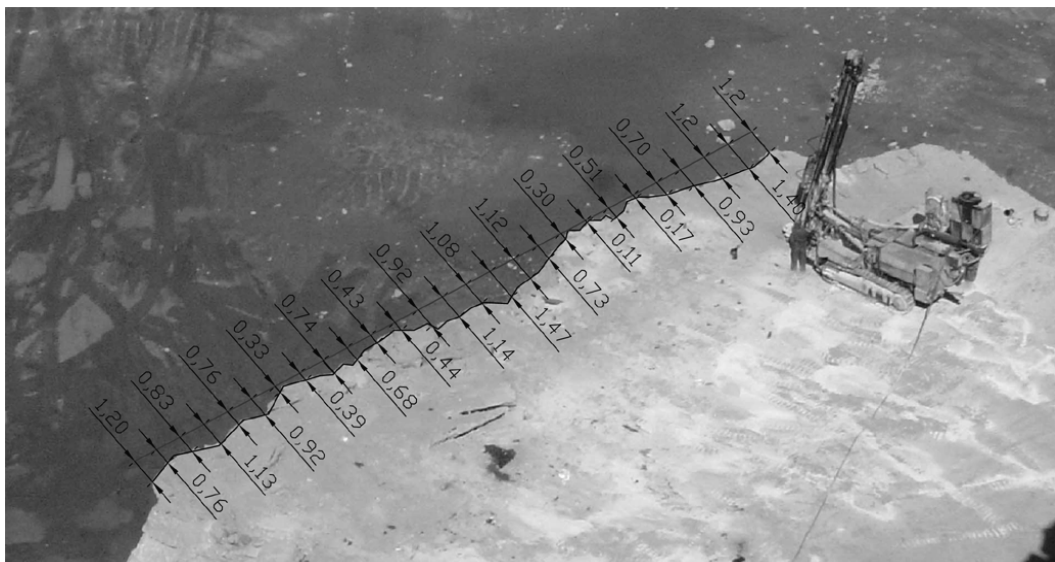


Figura 14.42. Vista del borde de un banco de una cantera en el que se puede observar y cuantificar estadísticamente el fenómeno de retro-rotura.

14.9. Ejemplo de aplicación: diseño general de taludes de cantera.

Se presenta a continuación un ejemplo de aplicación de los programas de cálculo de trayectorias de bloques enfocado a establecer unos criterios razonables de diseño de explotaciones mineras y básicamente, a canteras de áridos, para lograr geometrías que controlen el riesgo de accidentes por desprendimiento (Alejano, 2006). Así, mediante la simulación, con el código del programa *RocFall 3.0*, de las trayectorias que siguen las rocas desprendidas del talud, se puede calcular el porcentaje de ellas que quedan retenidas en cada una de las bermas que componen los diferentes diseños de taludes. De esta forma y por medio de gráficas se puede por un lado evaluar el riesgo de un talud ya construido, o bien, diseñar un talud nuevo con un ancho de berma que garantice que la mayor parte de los desprendimientos no alcanza el fondo del talud. El estudio permite trabajar con geometrías variadas, lo que permitirá adoptar las medidas necesarias para garantizar las condiciones óptimas del talud.

Los materiales que constituyen el talud pueden variar considerablemente desde la cresta al pie, y de sección transversal en sección trasversal. Incluso cuando el material es uniforme, las propiedades más relevantes para el análisis de desprendimientos, los coeficientes de restitución, pueden ser poco conocidos. No obstante se ha buscado desarrollar una metodología razonablemente rigurosa, mediante la que se proponen unos anchos de berma razonables para limitar los accidentes en canteras de áridos para lograr geometrías que controlen el riesgo de accidentes por desprendimiento.

Se presenta así, un método que permite establecer un criterio de diseño de taludes en canteras para limitar la siniestralidad relativa a accidentes por desprendimientos mediante el control de la anchura de berma. En el ámbito de la ingeniería de carreteras existen desde hace muchos años técnicas sencillas, de origen empírico (Ritchie, 1963), re-evaluadas y mejoradas recientemente (Pierson et al., 2001), que permiten realizar diseños de taludes tales que eviten que las rocas desprendidas de los taludes alcancen en general la zona de paso de vehículos. Debido a que este tipo de técnicas son inexistentes en minería, en este apartado se desarrolla un método análogo a los señalados, pero especialmente indicado para la geometría de los taludes mineros formados por bancos y bermas.

Para ello se ha partido de los datos en los que se han basado estas técnicas de control de desprendimientos en carreteras y, mediante la utilización de un programa de cálculo de trayectorias de bloques, se ha realizado un análisis retrospectivo que ha permitido recuperar unos valores (promedio y desviación estándar) de los parámetros que marcan las trayectorias de los bloques desprendidos. Con estos valores y utilizando el código de cálculo de trayectorias de bloque antedicho se han estimado las geometrías que tendrían que tener los taludes de las canteras para evitar razonablemente que los bloques desprendidos alcancen las zonas de trabajo. Esta información se presenta finalmente en forma de ábacos para canteras de dos, cinco y ocho bancos que permiten proponer de forma sencilla, aquellas geometrías de talud capaces de controlar o limitar razonablemente los desprendimientos.

14.9.1. Análisis retrospectivo de métodos empíricos.

14.9.1.1. Introducción

Una vez conocidos los métodos tomados como referencia, lo que se hizo a continuación fue una serie de simulaciones mediante el programa "RocFall 3.0" que se ajustasen a los resultados obtenidos en los métodos citados. Para ello se han simulado los taludes y áreas de recepción de acuerdo con los descritos por el método de Pierson et al (2001) y Ritchie (1963), teniendo en cuenta el estudio comparativo entre ambos, según el cual las áreas de retención de Ritchie se estimaba que retendrían el 85% de los bloques desprendidos. Se trata de analizar en profundidad el programa "RocFall 3.0", para determinar su aplicabilidad a casos reales y tratar, también, de cotejarlo con los valores obtenidos experimentalmente en los estudios empíricos precitados. El código presenta como resultado las trayectorias de las partículas liberadas, tal y como se muestra en los ejemplos aplicados a un modelo tipo Pierson y a otro tipo Ritchie representados en las Figuras 14.43 y 14.44 respectivamente.

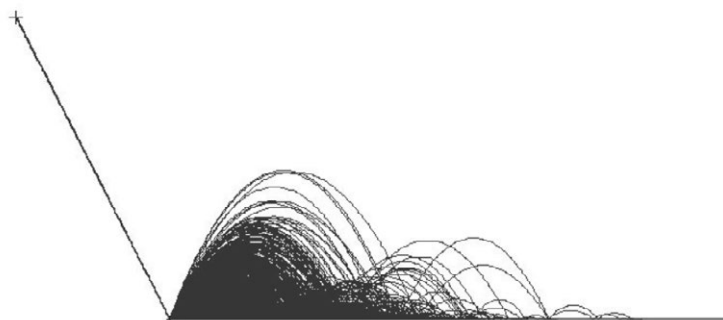


Figura 14.43. Ejemplo de la simulación de un talud de 18,3 m. de altura y pendiente 63° mediante el RocFall en el que se han lanzado 2000 piedras para ser comparado con el método de Pierson et al. (2001).

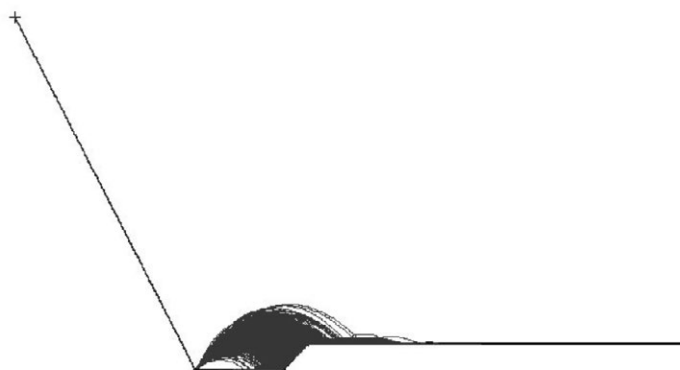


Figura 14.44. Ejemplo de la simulación de un talud de 24,4 m. de altura y pendiente 63° mediante el RocFall en el que se han lanzado 2000 piedras para ser comparado con los resultados de Ritchie (1963) y en la cual quedan retenidas el 85% de los bloques lanzados.

En cada ensayo realizado se lanzaron 2000 bloques de 50 kg de masa comparando posteriormente los resultados obtenidos por los métodos descritos y por el modelo realizado en RocFall. Como la geometría del talud está fijada de antemano, en función de cada método, los

únicos parámetros que se podrán ajustar serán las características del material del talud siendo estas el coeficiente de restitución normal (K_n) y tangencial (K_t), el ángulo de fricción (ϕ) y la rugosidad de la superficie (slope roughness), teniendo además en cuenta las desviaciones de los tres primeros parámetros.

En función de todo, se seleccionaron varias geométricas básicos, y una serie de conjuntos de parámetros partiendo de valores razonables de la bibliografía, de las observaciones de Giani et al. (2004) y de la experiencia de los autores en modelos de canteras. Como resultado se seleccionaron los siguientes parámetros medios, que son los que parecen ajustarse en una manera suficientemente buena a ambos métodos, y se presentan en la Tabla 14.23.

Tabla 14.23. Tabla de características de material obtenidas en el estudio de RocFall

Características del material						
k_n		k_t		θ		Rugosidad del talud
Media	Desviación típica	Media	Desviación típica	Media	Desviación típica	
0.35	0.15	0.85	0.05	25	2	0,1

14.9.1.2. Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Pierson et al., 2001)

Se presenta a continuación los resultados de los análisis retrospectivos con los parámetros recopilados en la Tabla 1. Se realizaron inicialmente una serie una serie de ensayos, con 2000 bloques de 100 kg., para estudiar si el comportamiento del RocFall era similar a las curvas obtenidas en el estudio de Pierson et al. (2001) obteniéndose una serie de gráficas en las cuales se representa el alcance de los bloques frente al porcentaje retenido acumulado, alguna de estas gráficas a manera de muestra se presentan en la Figura 14.45.

Estas gráficas de la Figura 14.45 muestran un grado de aproximación razonable. Evidentemente los resultados no pueden ser completamente exactos, ya que en primer lugar el estudio frente al que se compara (Pierson et al., 2001) obtiene valores empíricos y posteriormente somete a las curvas reales obtenidas a un proceso de regularización. Además las simulaciones realizadas, del tipo de la que se muestra en la Figura 14.43, son muy sensibles a algunos parámetros como se demostrará a continuación en un análisis de sensibilidad, por lo que un ligero cambio en un parámetro puede hacer variar bastante los resultados. También hay que señalar que la mayor o menor aproximación puede perderse al buscar por ejemplo para un caso el alcance de un porcentaje de rocas para una distancia de talud, especialmente para porcentajes muy elevados (90, 95 y 100%) puesto que en estos casos la tendencia subhorizontal de las curvas tiende a acrecentar los errores cometidos. Puesto que no se trata tanto de analizar los resultados uno por uno, sino de que el cuadro general de los resultados sea ampliamente coherente con los resultados reales de un caso concreto, se puede concluir que las simulaciones realizadas, empleando RocFall con los parámetros propuestos, se aproximan de forma suficientemente buena a la tendencia de las curvas obtenidas empíricamente por Pierson et al (2001).

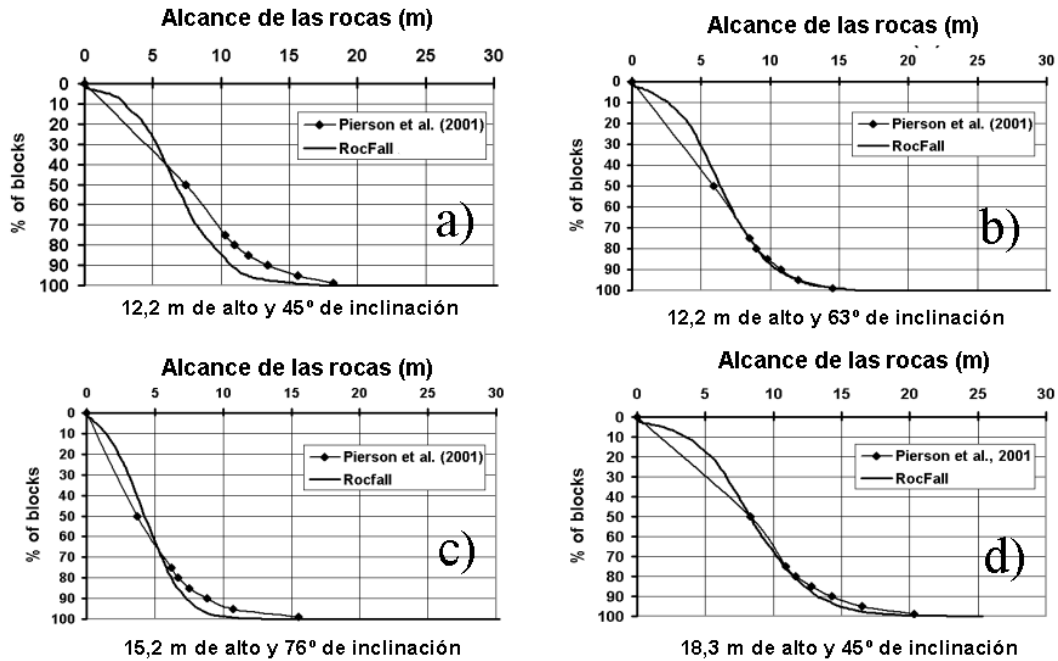


Figura 14.45. Gráficas de comparación del porcentaje acumulado de paso de bloques con respecto a su alcance, para el método de Pierson et al. (2001) y la simulación con RocFall según los parámetros de la Tabla 14.27. Se presentan los siguientes casos a) talud 12.2 m de altura y 45° de pendiente, b) 12.2 m y 63°, c) 15.2 m y 76° y d) 18.3 m de altura y 45° de inclinación. Como se observa, aunque el ajuste general es más o menos bueno, en algunos casos hay discrepancias significativas.

Para evaluar de manera indicativa la influencia de los diversos parámetros se han efectuado análisis de sensibilidad de todos los parámetros significativos sobre los resultados. Así se han ido variando los coeficientes de restitución normal y tangencial y sus desviaciones estándar, el ángulo de fricción y su desviación, y la rugosidad de la cara del talud (slope roughness), y finalmente la altura y el ángulo de talud; todo ello para las distintas pendientes del talud. Los resultados obtenidos se fueron representando en forma de gráfica de araña, de las cuales se presenta a manera de ejemplo la correspondiente a una altura de 18,3 metros y 63°, para el caso del alcance del 90% de los bloques (Figura 14.46).

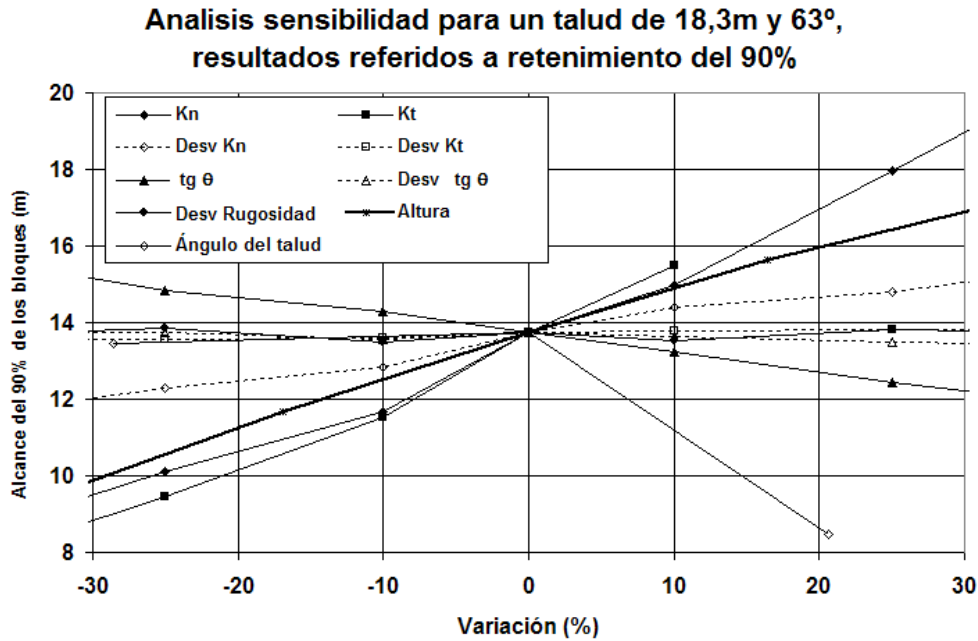


Figura 14.46. Análisis de sensibilidad en forma de diagrama de araña de los parámetros del material de un talud de 18,3 m y 63° de pendiente para el alcance del 90% de los bloques.

14.9.1.3. Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Ritchie, 1963)

Al realizar el estudio comparativo de la simulación con RocFall y el Ábaco de Ritchie (1963), se obtuvieron resultados muy similares, teniendo siempre en cuenta que se analizan los resultados a la luz del estudio comparativo de Pierson et al (2001), anteriormente citado, que indica que los diseños propuestos por Ritchie (1963) representan un nivel de retención del orden del 85 % del material caído. Ciertamente esta apreciación es estimativa, por lo que los resultados tampoco pueden ser interpretados rígidamente.

Estos resultados se muestran en las gráficas de la Figuras 14.47 en las cuales se representa el alcance del 80 y 85 % de los bloques al realizar la simulación con RocFall según el Ábaco de Ritchie (1963) frente a la altura de talud para cada una de las pendientes estudiadas (45°, 63° y 76°) y otra curva que representa el ancho de la zanja o cuneta de recepción definida según el Ábaco de Ritchie (1963) en función de la altura y la pendiente.

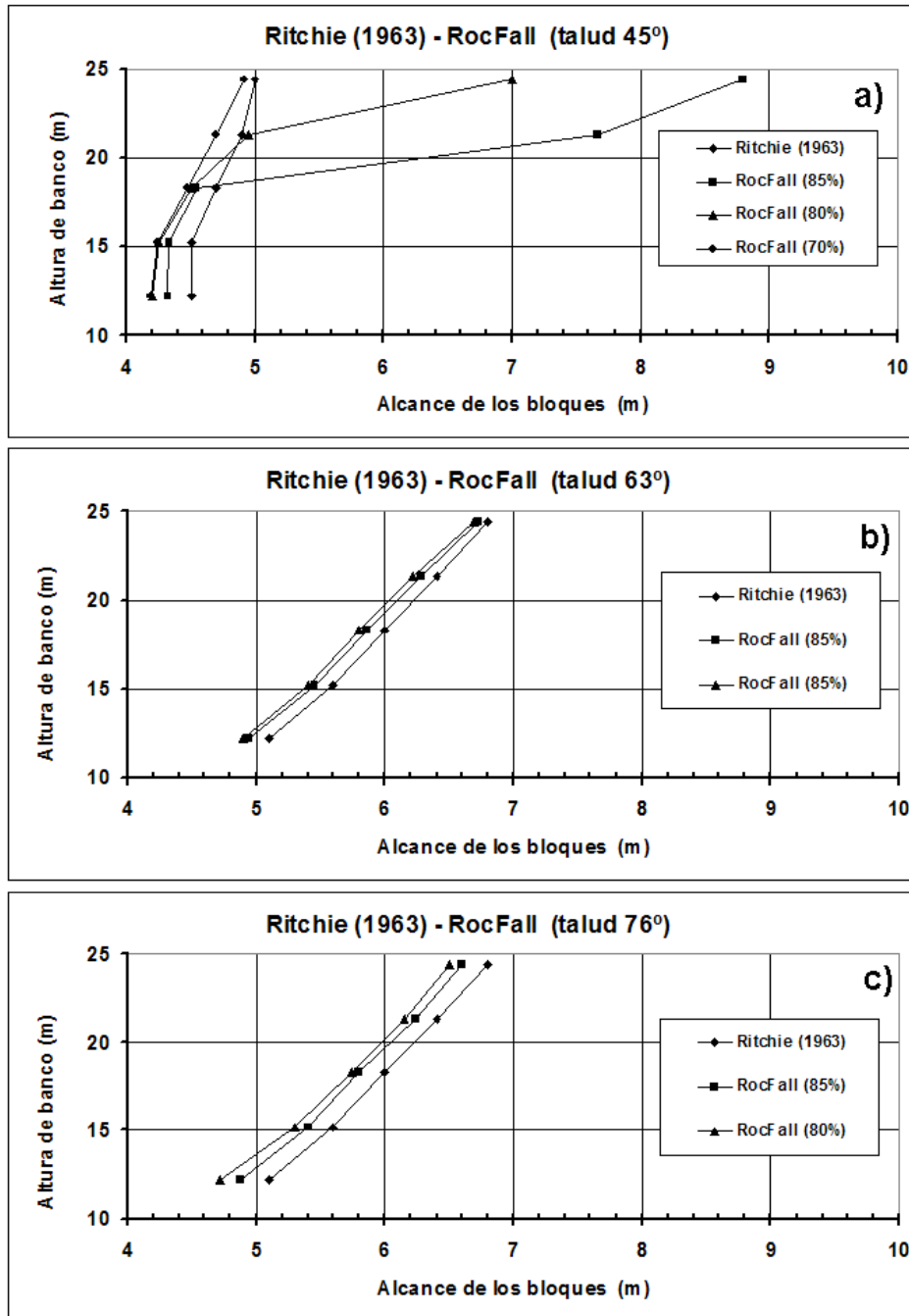


Figura 14.47. Comparación entre los valores de Ritchie (aproximación correspondiente al 85 % de retención) y las simulaciones con RocFall (para 80 y 85 % de retención) para un taludes de a) 45°, b) 63 ° y c) 76° de pendiente.

En éstas gráficas se observa que son muy similares las curvas excepto en el caso de pendientes de 45° en las que a partir de taludes de 18,3 m. se observa que se dispara el alcance de los bloques respecto al modelo de Ritchie (1963) lo cual es debido a que en este caso el porcentaje correspondiente al 85 % supera el contra-talud de la zanja (ya que en esta zona no pueden quedar lógicamente bloques). Para mejor poner de manifiesto este extremo se ha representado en la Figura correspondiente al talud de 45°, los alcances para porcentajes de retención del 85, 80 y 70 %, que muestran como en este último caso el bloque salta el área de

recepción. Además, se observó en las simulaciones con RocFall que aumentando el ancho de la zanja en torno a medio metro los bloques quedarían retenidos aproximándose así a los alcances de Ritchie.

En función de todo este estudio realizado se ha visto que los resultados que se han ido obteniendo con el RocFall eran razonablemente aproximados con respecto a los obtenidos por Pierson et al (2001) y por el método de Ritchie (1963) asumiendo las diferencias existentes como válidas. Por todo ello, el RocFall permitiría simular taludes y obtener resultados bastantes realistas, siempre y cuando se tenga presente el efecto que pequeñas variaciones en ciertos parámetros (como son los coeficientes de restitución normal y su desviación y tangencial, el ángulo de fricción, la pendiente del talud y la altura de talud) pueden llevar a obtener resultados no válidos y por ello no aplicables.

Debido a la relevancia de la influencia de los coeficientes de restitución y al ángulo de fricción, para casos concretos en los que se desee obtener resultados más exactos y fiables, sería recomendable determinar estos parámetros mediante una serie de ensayos como los realizados por Richards et al. (2001) para los primeros o como el estudio realizado por Giani et al. (2004) para determinar los ángulos de fricción. Además también se recomienda realizar un estudio similar al realizado por Pierson et al. (2001), descrito al inicio de este apartado, para comprobar la aplicación en el caso de un ámbito minero específico (p.ej.: pizarra, caliza).

14.9.2. Resultados

Con los parámetros obtenidos mediante el análisis retrospectivo presentado que se consideran suficientemente representativos de las propiedades de las rocas relativas a los fenómenos de desprendimientos, para tener una idea general de su comportamiento, se han ido simulando los diferentes posibles taludes mineros formados por bermas y bancos, según la geometría que se muestra en la Figura 14.48.

Los parámetros de control que se han seleccionado han sido el ángulo general de talud y la altura de banco. Para cada par de estos parámetros se ha obtenido el ancho de berma mínimo capaz de retener, según los parámetros precitados, un porcentaje determinado (75, 80, 90 y 95 %) de los bloques liberados desde la parte alta del talud. Al quedar determinado el número de bancos, el ángulo de talud general, la altura de banco y la anchura de berma, la inclinación de banco y la altura total del talud quedarán inmediatamente fijadas.

Las simulaciones se realizan lanzando 2000 bloques de 50 kg de peso desde el punto más alto del talud. En la práctica, los desprendimientos se pueden iniciar desde cualquier punto del talud, pero son más comunes los que se producen desde las partes altas de los bancos (debido a la liberación de tensiones producidas por el fenómeno de la retrorotura ayudado por otros mecanismos). Esto hace algo conservador al método, pero dada la variabilidad natural de los parámetros que se contemplan se considera apropiado cierto grado de conservadurismo.

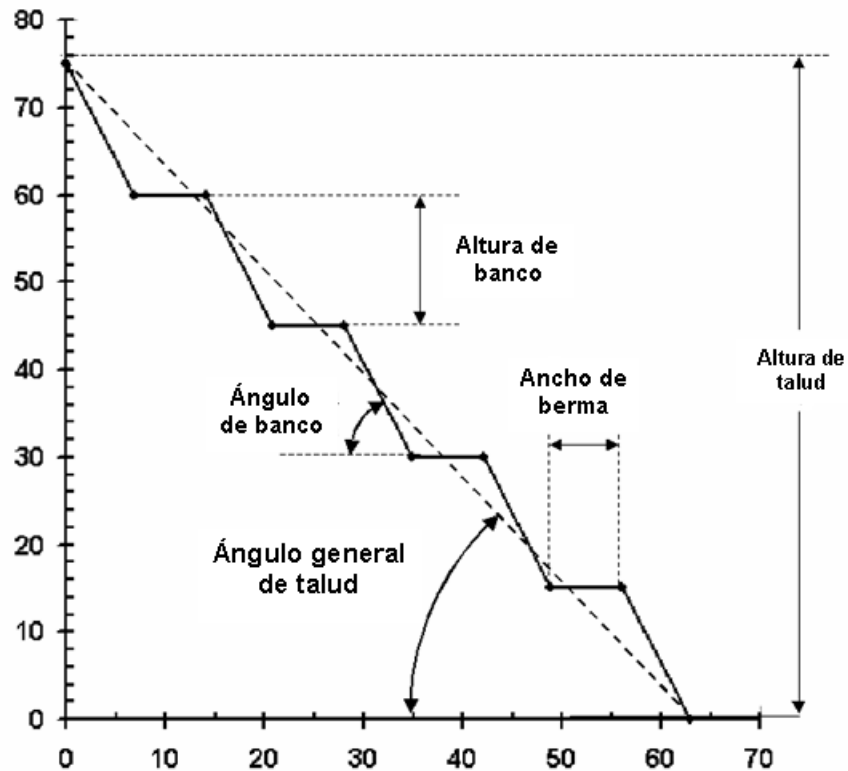


Figura 14.48. Descripción geométrica de un talud minero.

Finalmente se han ido realizando mediante el programa RocFall 3.0 cálculos para taludes de 2, 5 y 8 bancos (por motivos de simplicidad) que representan los rangos habituales en canteras, y se han calculado para retenidos de 75, 90 y 95 % de los bloques en las bermas.

A manera de ejemplo se muestra el análisis de Rocfall para el caso de 5 bancos, talud con inclinación media 55° y bancos de 15 metros, en el que se va variando poco a poco el ancho de berma hasta llegar al porcentaje de retención deseada, que en el caso que se muestra en la Figura 14.49, será el de 90%.

Operando de esta manera para un número de puntos no inferior a 15 en cada uno de los ábacos que se muestran, se han obtenido los gráficos de las Figuras 14.50, 14.51 y 14.52; correspondientes a los casos de taludes de 2, 5 y 8 bancos y porcentajes de retención de (75, 80 o 95%). Con estos ábacos se puede conocer el mínimo ancho de berma para retener un determinado porcentaje de los bloques caídos de acuerdo con la geometría regular del talud. El valor de ancho de berma obtenido debe de ser implementado con el correspondiente valor de retro-rotura calculado previamente y que constará de la media de este valor más el cálculo realizado de su desviación estándar.

Estos valores de retención se corresponden con los casos en los que 1 de cada 4, 1 de cada 10 o 1 de cada 20 bloques quedan retenidos tras su desprendimiento sin llegar a la parte más baja de la mina. El valor para un 100% de la retención no ha sido considerado ya que habitualmente llevaría a modelos de talud del no viables económicamente. El nivel de retención

elegido ha sido estimado de en consonancia en los criterios de análisis del estimación de riesgo en taludes; de modo que para áreas no peligrosas ($RHRS < 300$, o $ROFRAQ < 100$) un porcentaje de retención de un 75 % se considera suficiente; para zonas donde los desprendimientos son posibles ($300 < RHRS < 400$, o $100 < ROFRAQ < 250$) se estima 90 % de retención como la mejor opción, incrementando este valor al 95 % en los casos de mayor riesgo. Considerando que el ángulo de la cara del talud está habitualmente determinado por la geometría normal de las voladuras, se han representado en las gráficas las líneas correspondientes con los casos más empleados en las geometrías de diseño de voladuras correspondientes a 2V:1H ($63,46^\circ$), 3V:1H ($71,56^\circ$) Y 4V:1H ($75,96^\circ$).

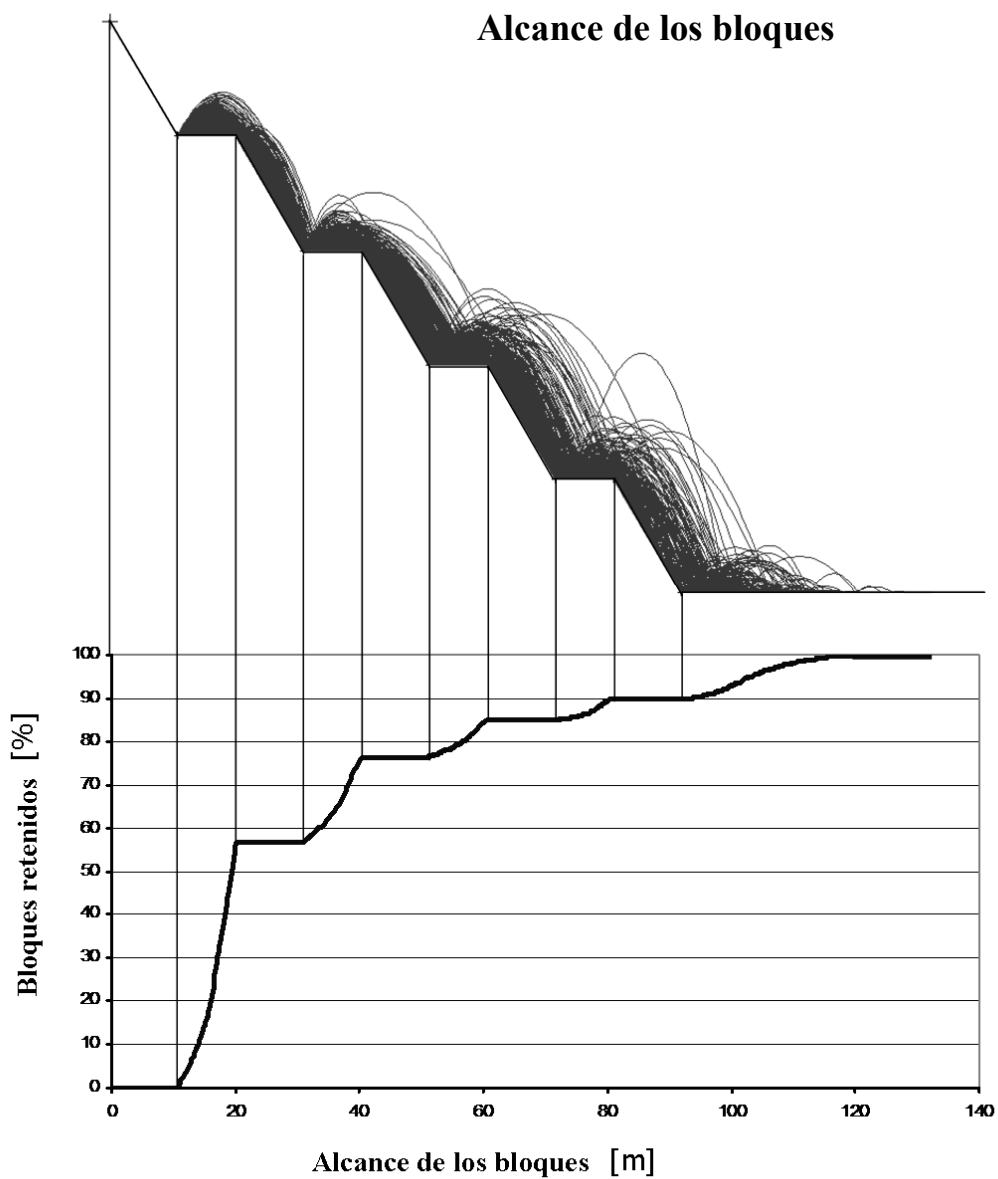
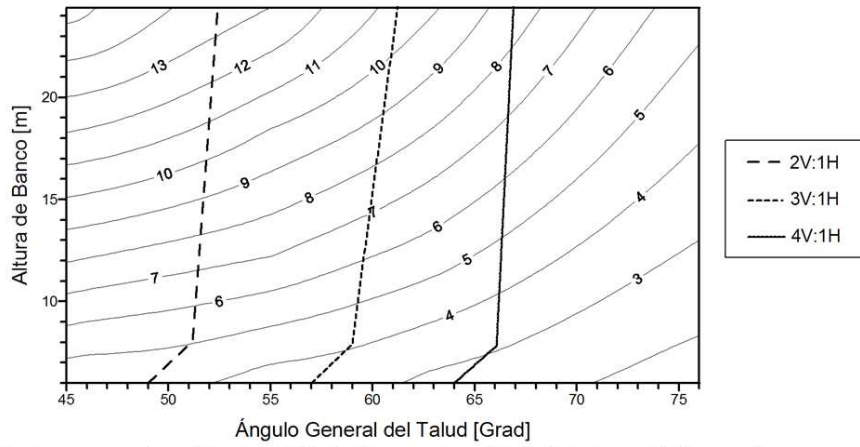
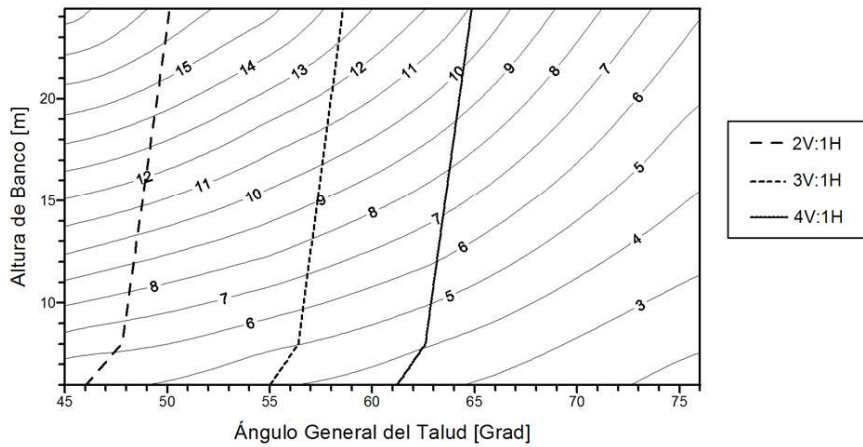


Figura 14.49. Resultados de RocFall 3.0 para el caso de 5 bancos, talud con inclinación media 45° y bancos de 18,3 metros, que daría una berma de 9.33 m.

a) Berma para retención del 75% de las rocas caídas (talud con 2 bancos)



b) Berma para retención del 90% de las rocas caídas (talud con 2 bancos)



c) Berma para retención del 95% de las rocas caídas (talud con 2 bancos)

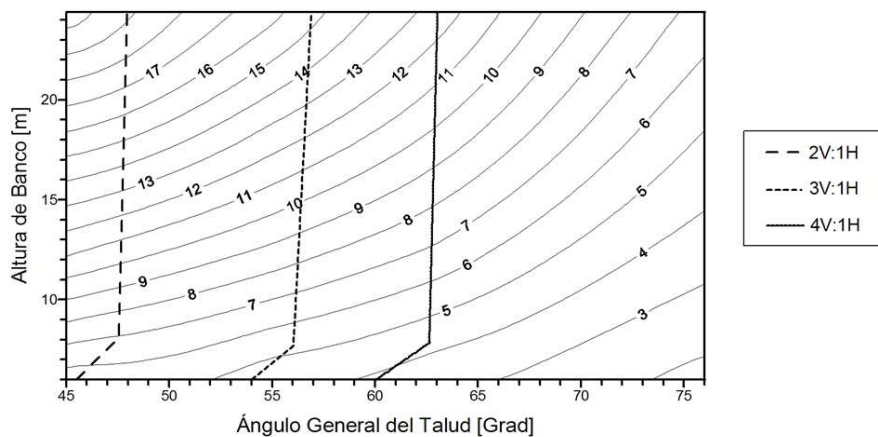
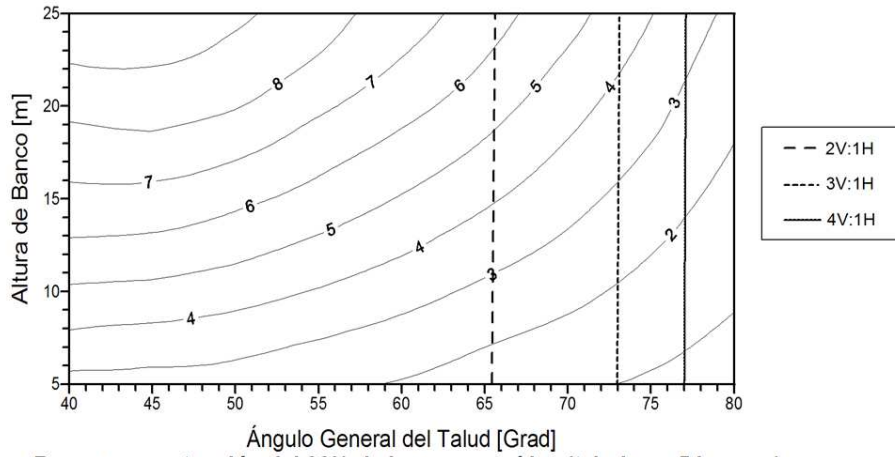


Figura 14.50. Ábacos para el diseño de bermas en taludes de cantera con dos bancos. Resultados para niveles de retención de a) el 75 % (3 de cada 4 bloques), b) el 90 % (9 de cada 10 bloques) y c) el 95 % (19 de cada 20 bloques).

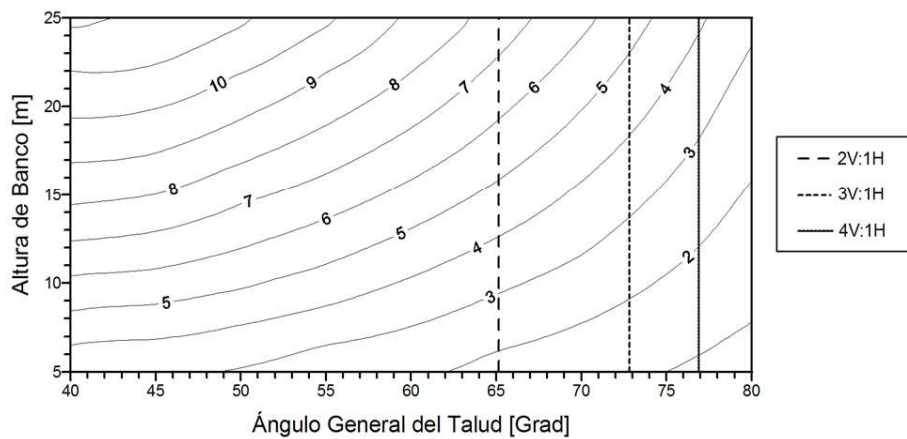
Se propone la utilización de estos ábacos bien para el diseño inicial de las canteras (como una estimación razonable de los porcentajes de retención deseados), bien como método correctivo

para mejorar los niveles de retención de taludes de canteras que se hallan mostrando peligrosos en lo que concierne a desprendimientos; ya sea por observaciones directas o mediante alguno de los métodos empíricos señalados (RHRS, RHRON o ROFRAQ).

a) Berma para retención del 75% de las rocas caídas (talud con 5 bancos)



b) Berma para retención del 90% de las rocas caídas (talud con 5 bancos)



c) Berma para retención del 95% de las rocas caídas (talud con 5 bancos)

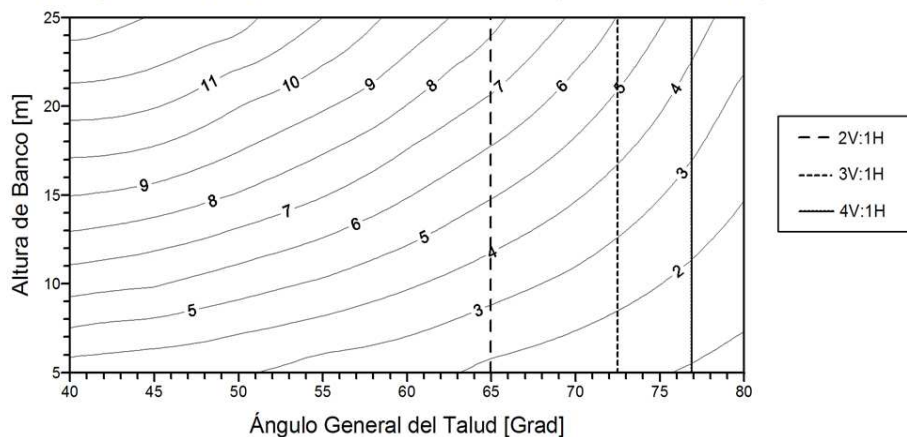
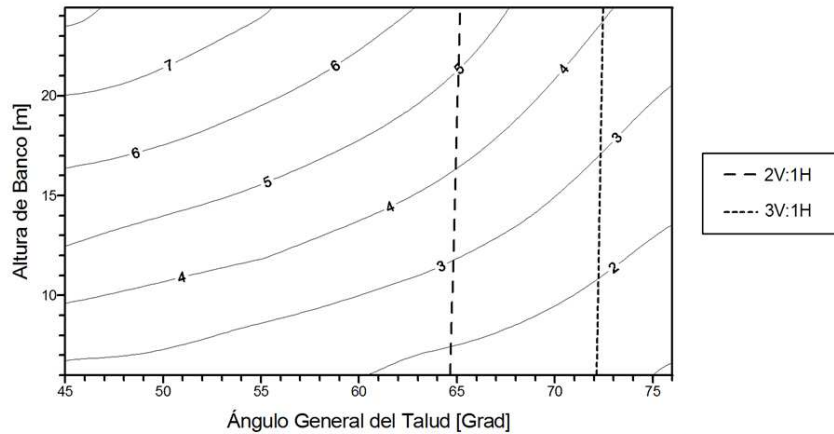


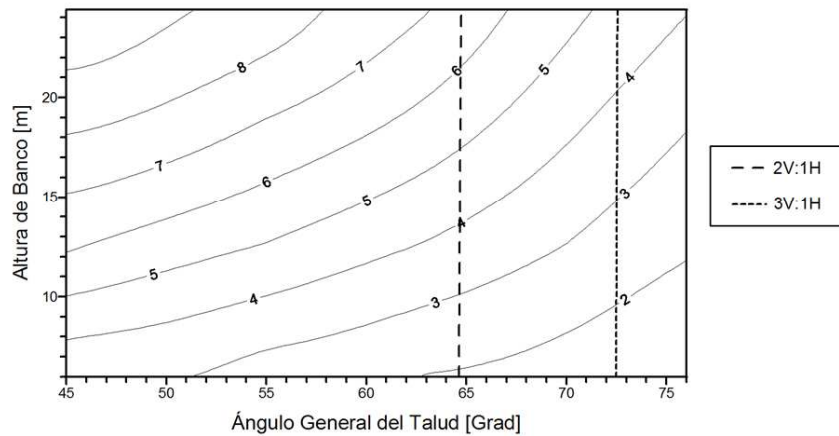
Figura 14.51. Ábacos para el diseño de bermas en taludes de cantera con cinco bancos. Resultados para niveles de retención de a) el 75 % (3 de cada 4 bloques), b) el 90 % (9 de cada 10 bloques) y c) el 95 % (19 de cada 20 bloques).

Evidentemente, la metodología que se propone, tal y como ha sido planteada y desarrollada, representa unos valores promedio estimativos propios de las rocas duras, por lo que debe utilizarse como tal; análisis más detallados de casos específicos requerirán estudios de campo para el ajuste de los parámetros propios del caso particular que se estudie.

a) Berma para retención del 75% de las rocas caídas (talud con 8 bancos)



b) Berma para retención del 90% de las rocas caídas (talud con 8 bancos)



c) Berma para retención del 95% de las rocas caídas (talud con 8 bancos)

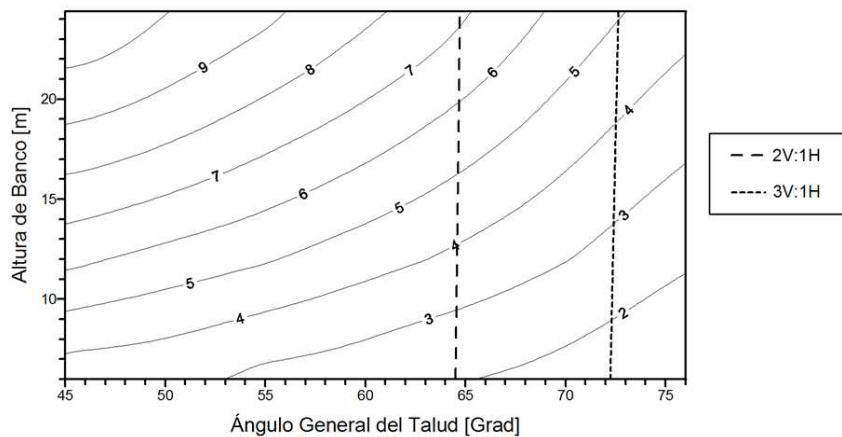


Figura 14.52. Ábacos para el diseño de bermas en taludes de cantera con ocho bancos. Resultados para niveles de retención de a) el 75 % (3 de cada 4 bloques), b) el 90 % (9 de cada 10 bloques) y c) el 95 % (19 de cada 20 bloques).

A la vista de los resultados, será recomendable la construcción de taludes con bancos bajos, bermas inclinadas y ángulo general del talud elevado para garantizar unas condiciones de seguridad de los trabajadores de la cantera ante los desprendimientos conjuntamente con un aprovechamiento de mineral óptimo, siempre que la estabilidad general del talud lo permita. Además se recomienda realizar una limpieza de los escombros acumulados al pie de los bancos a fin de que las condiciones de seguridad no se deterioren con el paso del tiempo.

Finalmente, resaltar que la utilización de técnicas como las aquí presentadas para evaluar posibles mejoras del talud resultará sin duda un enfoque razonablemente económico para solventar problemas asociados a desprendimientos. Además, el conjunto de los gráficos presentados podrá servir de base para la elaboración de instrucciones técnicas complementarias sobre seguridad minera, para diseño de bermas adecuadas para las alturas de banco propuestas, de modo que justifiquen un nivel de mitigación del riesgo asociado a los desprendimientos en explotaciones mineras.

14.9.3. Ejemplo de aplicación a una cantera de áridos en esquisto

En este caso se analiza una cantera con una producción anual de áridos de unos 700.000 tn de esquisto machacado. La media de las medidas del fenómeno de retrorotura estimada es de 1,22 m con una desviación típica de 0,57 m. En la Figura 14.53 se ilustra una visión de la cantera junto con la geometría de los taludes objeto del estudio de retención de desprendimientos con especial referencia a los taludes 1 y 2.

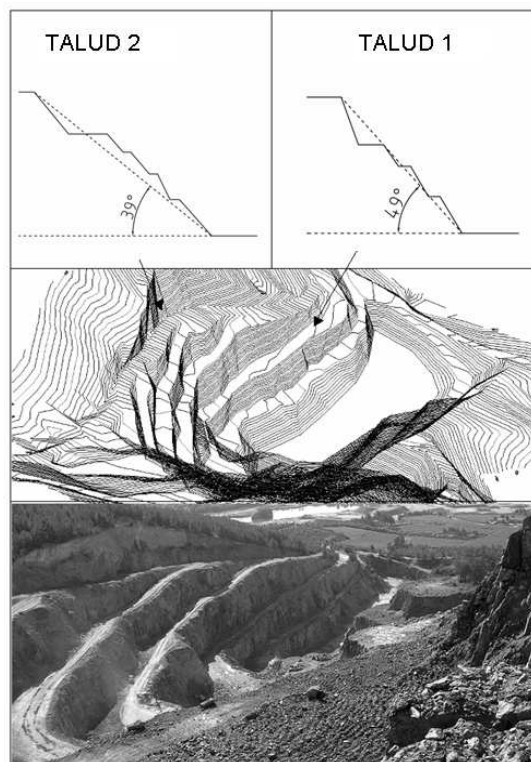


Figura 14.53. Topografía de la cantera junto con la representación de dos taludes de los seis analizados.

La información relevante se ha compilado en la tabla de la Figura 14.54. Para cada talud se estima la altura media del banco, que es muy regular; a partir de este dato y de la pendiente media se obtienen un valor del ancho de berma (con la corrección de la retrorotura incluida) para retener el 75, 90 y 95 % de las rocas que caen (de acuerdo con el método definido en este apartado), junto con la berma de seguridad definida por el criterio de Call basado en Richie (Eq. 14.33) y el criterio de mayor riesgo presentado en la Eq. 14.34. Finalmente se estima el ancho medio y mínimo de la actual berma da partir del plano topográfico. Estos datos se compilan en la tabla de la Figura 14.54, donde se emplea un código de color para indicar el grado de cumplimiento o no del criterio.

Cantera de áridos de esquisto				Back-break	Media 1,22	Desv. 0,57	Media+Desv. 1,79			
Talud	Número de Bancos	Angulo general de talud	Media de altura de banco	Berma de diseño* (75%)	Berma de diseño* (90%)	Berma de diseño* (95%)	Berma de diseño* (eq. 2)	Berma de diseño* (eq. 3)	Media de medidas de berma	Mínima berma medida
número		o	m	m	m	m	m	m	m	m
1	5	39	15,8	8,79	10,39	11,29	9,45	7,98	10,42	4,93
2	5	49	15,75	8,69	9,29	10,19	9,44	7,97	9,01	6,41
3	5	31	15,2	8,59	10,09	10,79	9,33	7,87	24,34	14,08
4	5	39	17	9,09	10,89	11,79	9,69	8,18	13,17	9,21
5	5	39	15,8	8,69	10,59	11,69	9,45	7,98	12,86	8,76

* Includida retrorotura

	No cumple el criterio ni la berma media ni la berma mínima
	Cumple el criterio la berma media pero no la mínima
	Cumplen el criterio tanto la berma media como la mínima

Figura 14.54. Cálculos y estimaciones de los datos correspondientes a los taludes de A) una cantera de áridos de granito y B) una cantera de áridos de esquisto.

Para las condiciones de esta cantera con no muchas máquinas y trabajadores, una retención del 75 % puede considerarse también adecuada. En el talud número 3, se satisface el criterio de retención propuesto (incluso satisface el criterio de retención del 95 %), tanto para el valor de berma medio como para el valor mínimo.

Los taludes 4 y 5 no satisfacen exactamente el criterio para el tamaño de berma mínima, pero la diferencia es de alrededor 30 centímetros en ambos casos considerándose un valor razonablemente seguro.

Finalmente en los taludes 1 y 2 se satisfacen en ambos el ancho de berma medio, pero esto no sucede para el ancho de berma mínima, porque es muy pequeño en ambos casos de modo que los taludes 1 y 2 no son seguros. Sin embargo, como puede observarse en el cuadro y el modelo 3-D de la Figura 14.53, en las zonas más bajas de estos taludes, ni las personas ni las máquinas trabajan habitualmente en estas zonas, mientras que la mayoría de los volquetes en la cantera emplean la pista de transporte de los bancos superiores para realizar el transporte a la trituradora.

Es por ello que son más grandes los anchos de berma de los niveles superiores y por ello los taludes se pueden tomar como razonablemente seguros. En esta cantera queda claro que la regularidad de la anchura de berma es importante.

14.9.4. Conclusiones

Se ha presentado un método sencillo basado en una serie de ábacos al objeto de establecer un criterio de diseño de taludes en canteras, básicamente a través del control de la anchura de berma, para limitar la siniestralidad relativa a accidentes por desprendimientos, que he demostrado ser en general bastante elevada, al menos en España en los últimos años.

El método se basa en un análisis retrospectivo de dos métodos de origen empírico existentes para el caso de las carreteras, que permiten realizar diseños de taludes tales que eviten que las rocas desprendidas de los taludes alcancen en general la zona de paso de vehículos. Este análisis ha sido llevado a cabo mediante un código de partícula, que permite además introducir variación estadística de los parámetros. Una mejora del método creemos que pasaría por la posibilidad de introducir en este código u otro análogo distribuciones de probabilidad de las variables no normales (log-normales, o Weibull). Aun con esta consideración, los resultados del análisis de los métodos empíricos con los parámetros propuestos (que representan un comportamiento razonable de los materiales rocosos duros) indican un nivel de aproximación adecuado.

Con estos valores y utilizando un código de cálculo de trayectorias de bloque se han estimado las geometrías que tendrían que tener los taludes de las canteras para evitar razonablemente que los bloques desprendidos alcancen las zonas de trabajo. Esta información se presenta finalmente en forma de ábacos para explotaciones de dos, cinco y ocho bancos respectivamente y para niveles de retención del 75, 90 y 95 %, que permiten proponer de forma sencilla aunque sólo aproximada, aquellas geometrías de talud capaces de controlar o limitar razonablemente los desprendimientos. A partir de observaciones en más de diez canteras y conversaciones con sus técnicos, los valores obtenidos parecen ciertamente razonables, si bien la validación del método requeriría de un número mayor de observaciones.

Es importante señalar que el método que se propone da unos valores genéricos razonables para canteras de roca dura bien gestionadas, que pueden servir de guía a los diseñadores de explotaciones, las empresas y la administración. Pueden darse muchos casos particulares, como por ejemplo en canteras de roca especialmente blanda o especialmente dura, taludes muy mal tallados o bermas poco cuidadas; en los que no sea recomendable la aplicación del método, debiéndose realizar estudios locales.

El enfoque general de este método se justifica además en el hecho de que dado que la industria de las canteras mueve cantidades económicas sensiblemente inferiores a la minería metálica o energética; no suele ser práctica habitual contemplar el problema de los desprendimientos en el diseño y operación de las mismas, y sin embargo este problema ha sido la principal causa de siniestralidad en el sector. Así en este ámbito, los autores consideran adecuado disponer de una herramienta indicativa como la que aquí se presenta, que idealmente, podría ser utilizada en conjunto con métodos empíricos de estimación del riesgo asociado a desprendimientos en canteras como ROFRAQ, al objeto disminuir la siniestralidad en este sector económico.

REFERENCIAS

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (1994). A policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington D.C.: AASHTO Standing Committee on Highways.
- Agliardi, F. & Crosta, G.B. (2003). High resolution three-dimensional numerical modelling of rockfalls. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol. 40. pp. 455–471.
- Alejano, L.R. (2006). Memoria del proyecto de investigación: Índice de evaluación del riesgo asociado a caídas de bloques en canteras de Galicia. Financiado por la Dirección Xeral de Recursos Energéticos y Minerales de la Xunta de Galicia.
- Alejo Carballeira, César Devesa, Rubén Retuerto y otros (1983). *Bioclimatología de Galicia*. Fundación Pedro Barrié de la Maza. Conde de FENOSA. La Coruña.
- ANEFA (ASOCIACIÓN NACIONAL ESPAÑOLA DE FABRICANTES DE ÁRIDOS). 1999. Prevención de riesgos laborales. Guía de evaluación en canteras y graveras.
- Azzoni, A. & de Freitas, M. H. (1995). Prediction of rock fall trajectories with the aid of in situ test. *Rock Mech. Rock Engng.* 28(2), 111–124.
- Azzoni, A., La Barbera, G., Zaninetti, A. (1995). Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model. *Int. J. of Mechanics, Mining Sci. & Geomechanics* 32 (7). pp. 709-724.
- Badger, T.C. & Lowell, S. (1992). Rockfall Control Washington State. In *Rockfall Prediction and Control and Landslide Case Histories*, Transportation Research Record, Nat. Research Council, Washington, No 1342, pp 14-19.
- Bozzolo, D., Pamini, R, Hutter, K. (1988). Rock-fall analysis – A mathematical model and its test with field data. *Landslides. Proc. 5th int. Symp.* Pp-555-560. Lausanne, Switzerland. Balkema, Róterdam, 1988.
- Bunce, C.M. (1994). Risk Analysis for Rock Fall on Highways. MSc Thesis submitted to the Department of Civil Engineering in the University of Alberta, Canada.
- Call, R.D. (1992). Slope Stability. In *SME Mining Engineering Handbook*, Ed. H.L. Hartman, 2nd ed.. Vol. 1. Chapter 10.4. Littleton, Colorado, USA. AIME.
- Chau, K.T., Wong, R. H. C., Liu, J., Lee. C.F. (2003). Rock-fall Hazard Analysis for Hong Kong Based on Rockfall Inventory. *Rock Mech. Rock Engng.* (2003) 36 (5), 383–408.
- Copons Llorens, R., Altimir Planes, J., Amigó Mitjana, J., Vilaplana Fernández, J.M., (2001). Metodología Eurobloc para el estudio y protección de caídas de bloques rocosos. Principado de Andorra. V Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Madrid. Edit. CEDEX. pp 665-675.
- Coulter (1996). Clear Zone Standards. Technical Bulletin DS96001, Ministry of Transportation and Highways. British Columbia, Canadá.
- Descoedres, F. & Zimmerman, T.H. (1987). Three-dimensional dynamic calculation of Rock-falls. *Proc. Int. Cong. on Rock Mechanics*. Montreal, Canadá, 1987. Balkema, Róterdam.
- Erismann, T. & Abele, G. (2001). *Dynamics of rockslides and rockfalls*. Springer. Berlin.
- Evans, C.L. (1989). The design of Catch bench Geometry in Surface Mines to Control Rockfall". M.Sc. Thesis, University of Arizona.
- Fookes, P.G., Sweeney, M. (1976). Stabilization and Control of local rockfalls and degrading slopes. *Quarterly J. Engineering Geology*. Vol. 9 pp. 37-55.
- Fornaro, M., Peila., Nebbia, M. (1990). Block Falls on rock slopes: Application of a numerical simulation program to some real cases. In *6th Int. Congress IAEG*, Amsterdam (1990). Balkema, Rotterdam, pp. 2173-2180. Price D. G. (ed).
- Franklin, J. A., & Senior, S. A. (1997). The Ontario Rockfall Hazard Rating System. Conference on Engineering Geology and the Environment. Athens

- Geobrugg (2003). Productos para evitar el desprendimiento de rocas. <http://www.geobrugg.com/>.(vis.: 15/05/03).
- Giani, G. P., Giacomini, A., Migliazza, M., Segalini, A. (2004). Experimental and Theoretical Studies to Improve Rock Fall Analysis and Protection Work Design. *Rock Mech. Rock Engng.* 37 (5), 369–389.
- Giani, G.P. (1992): Rock slope stability analysis. Chapter 7. pp. 191–208. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E. & Bray, J.W. (1984). *Rock Slope Engineering*. III ed., Edit. Institution of Mining and Metallurgy, E & FN Spon, Londres.
- Hoek, E. T. (2000). Rock Engineering. Course notes by E. Hoek. Chapter 9. Internet: Web page: <http://www.rocsience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.htm>
- Hudson, J.A. & Harrison, J.P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*, 1997. Pergamon Press. London. pp. 307-325.
- Hungr O, Evans SG. (1988). Engineering evaluation of fragmental rock-fall hazards. Proceedings of the Fifth International Symposium on Landslides, vol. 1. Lausanne, Switzerland. pp. 685–90.
- Hungr, O., Evans, S.G. (1989). Engineering aspects of rockfall hazard in Canada. Geological survey of Canada, Open File 2061, 1989. 102 pp.
- Itasca. (2001). *User manual for UDEC, Universal Distinct element Method. Version 3.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.
- Kliche, Ch. A. (1999), *Rock Slope Stability*. SME.
- Maerz, N.H. (2000). Highway Rock Cut Stability Assessment in Rock Masses Not Conducive to Stability Calculations. Proceedings of the 51st Annual Highway Geology Symposium, Seattle, Washington, Aug. 29 - Sep. 1. pp. 249-259.
- Mak, N., Blomfield, D. (1984). Rock trap design for pre-split rock slope. Conference on Rock Excavation Engineering in Urban Environment. pp. 263-270. Hong-Kong.
- Mazzocola, D.F. & Hudson, J.A. (1996). A comprehensive method of rock mass characterization for indicating natural slope instability. *Q. J. Eng. Geol.*, 29, 37-56.
- Ministerio de Fomento. (1996). *Protección contra desprendimientos de rocas, Pantallas dinámicas*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras. 1996.
- Ministerio de Fomento. (2003). *Norma 3.1-IC_Trazado: instrucción de carreteras*. (2ª Ed.).
- MTO. (1993). *Road Safety Manual*. Ontario Ministry of Transportation. Canada.
- Pfeiffer, T., Bowen, T (1989). Computer simulation of rockfall. *Ass. Engng. Geol. Bull.* XXVI(1), 135-146.
- Pierson, L.A., Davis, S.A., Van Vickle. (1990). Rockfall Hazard Rating System Implementation Manual. Edit. Federal Highway Administrations, report FHWA-OR-EG-90-01, U.S., Washington D.C., Federal Highway Administration, Department of Transportation.
- Pierson, L.A., Davis, S.A., Pfeiffer, T.J. (1994). *The nature of Rockfall as the basis for a new fallout area design criteria for 0.25:1 slopes*. Oregon Department of Transportation.
- Pierson, L.A., Gullixson, C.F., Chassie, R.G. (2001). *Rockfall catchment area design guide. Final Report SPR-(032) Metric edit*. Oregon Department Of Transportation & FHWA. Web page: http://www.oregon.gov/ODOT/TD/TP_RES/docs/Reports/RokfallCatchAreaDesMetric.pdf.
- Piteau, D. R., Clayton, R. (1976). Description of the slope model computer rock fall program for determining rock fall distribution. D.R. Piteau Assoc..
- Rey, J. (2000). Siniestralidad en las explotaciones mineras, Ponencia presentada en el marco de las I Jornadas de formación en seguridad minera. Universidad de Vigo, Vigo.
- Richards, L. R., Peng, B., Bell, D. H. (2001). Laboratory and Field Evaluation of the Normal coefficient of Restitution for Rocks. ISRM Reg. Symp. Eurock 2001, Espoo-Finland. Ed. Balkema. pp 149-155.
- RISER .2003. Roadside Infrastructure for Safer European Roads. D05: SUMMARY OF EUROPEAN DESIGN FOR ROADSIDE INFRASTRUCTURE. Project funded by the EC under the 'Competitive and Sustainable Growth' Programme (1998-2002). Chalmers University of Technology.

- Ritchie, A.M. (1963). The evaluation of rockfall and its control. *Highway Research Rec.*, Vol 17.
- Robotham, M.E., Wang, H., Walton, G. (1995). Assessment of risk from rockfall from active and abandoned quarry slopes. *Trans. Inst. Min. and Metal.*, sect. A. 114 (Jan-Apr). pp. A25-A-33.
- Rocscience (2002). RocFall user manual. Statistical analysis of Rockfalls. Web page: <http://www.rocscience.com/roc/software/RocFall.htm>
- Ryan, T. M. & Pryor, P. R. (2001). Designing Catch Benches and Interramp Slopes (Chapter 3). In *Slope stability in surface mining*. Ed. Hustrulid, W.A., McCarter, M.K. & Van Zyl, D.J.A. SME. Littleton, Colorado, USA.
- Senior, S. A. (2002). Ontario Rockfall Hazard Rating System. Field Procedures Manual. REPORT DRAFT. Materials Engineering and Research Office. Ontario, Canada. 36 pp.
- Spang, R.M. and Rautenstrauch, R.W. (1988). Empirical and mathematical approaches to rockfall prediction and their practical applications. *Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausana*. Vol. 2. 1237-1243.
- Stockhausen, H.W. & Alejano, L.R. (2003a). An Empirical Method to Estimate the Risk of Accidents due to Rock-falls in Quarries (I): Methodology. *Proc. Int. Conf. on Slope Engineering*. Ed. Univ. of Hong-Kong.
- Stockhausen, H.W. & Alejano, L.R. (2003b). An Empirical Method to Estimate the Risk of Accidents due to Rock-falls in Quarries (II): A case study. *Proc. Int. Conf. on Slope Engineering*. Ed. Univ. of Hong-Kong.
- Vicroads – Motorcycle Notes. 2001. Clear zones and Roadside hazards. Publicación periódica (Nov. 2001) del Local government of Victoria (Australia). (www.vicroads.vic.gov.au).

15. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Por Celestino González Nicieza y Martina Inmaculada Álvarez Fernández

We anticipate that this issue of improved mine safety will be the focus of mining rock mechanics during the coming years ... This will result in mining operations that are both safer and more productive.

E.T. Brown, 1999

15.1. Introducción

Una obra que precise de la conformación de un área plana (explanada) partiendo de una topografía en pendiente, requerirá, en la mayoría de los casos, la excavación de taludes por encima de dicha explanada. Igualmente se puede dar esta situación cuando se pretenda crear un hueco en el terreno (no subterráneo) bien sea de carácter minero o civil. Dichos taludes deberán ser:

- estables,
- garantizar la seguridad de uso de la explanada conseguida.

Para obtener el primero de estos objetivos se dispone, básicamente, de tres metodologías:

1. Diseñar taludes autoportantes, es decir, cuya altura e inclinación se hayan definido para que, con las propiedades que caracterizan el macizo rocoso, el factor de seguridad del talud sea aceptable.
2. Construir elementos de contención, como pueden ser muros o escolleras, en el frente del talud.
3. Reforzar el talud introduciendo elementos que mejoren las características resistentes del macizo rocoso, tales como anclajes de cables, pernos, micropilotes, inyecciones de resina y mortero.

Para alcanzar el segundo objetivo (garantizar la seguridad en el uso) puede ser necesario adoptar una serie de medidas encaminadas a proteger el talud de inestabilidades de pequeña magnitud y carácter superficial, como erosiones o desprendimientos de bloques. Este tipo de medidas, que no buscan tanto la estabilización del talud en si como la seguridad de uso, se han denominado *medidas de protección de taludes*.

En cualquier caso, resulta fundamental minimizar los efectos del agua, tanto en el ámbito de rebajar las presiones intersticiales, que condicionan la estabilidad del talud, como a nivel de reducir los procesos erosivos y de meteorización que afectan a la seguridad de uso.

15.2. Diseño de taludes autoportantes

En muchas ocasiones es posible excavar taludes estables sin necesidad de utilizar elementos estructurales de contención o refuerzo, que pueden llegar a ser muy costosos.

Normalmente el diseño de taludes estables pasa, como ya se ha comentado, por definir un ángulo de inclinación que garantice un factor de seguridad adecuado a la normativa vigente y a las condiciones de uso (véase la Tabla 15.1).

Tabla 15.1. Factores de seguridad recomendados (Ministerio de Fomento, 2001).

SITUACIÓN DE CÁLCULO	NORMAL	REDUCIDO
Permanente	1,50	1,30
Transitoria	1,30	1,20
Accidentales	1,10	1,05

Cuando se trata de taludes mineros, la ITC 07.1.03 establece que las alturas máximas de los frentes de trabajo no deben superar los 20 m, exigiéndose un factor de seguridad superior a 1,2 o, en caso de que se haya considerado el riesgo sísmico, de 1,1.

El talud puede adoptar el ángulo apropiado de forma continua o a través de una sucesión de taludes de menor altura (taludes parciales o bancos) separados por zonas planas, llamadas bermas, que conforman un conjunto de escalones. Los bancos pueden ser diseñados, generalmente, con un ángulo superior al de estabilidad del talud continuo, ya que su altura es significativamente menor (véase la Figura 15.1) y los bloques que se desprendan de ellos serán retenidos por las bermas.

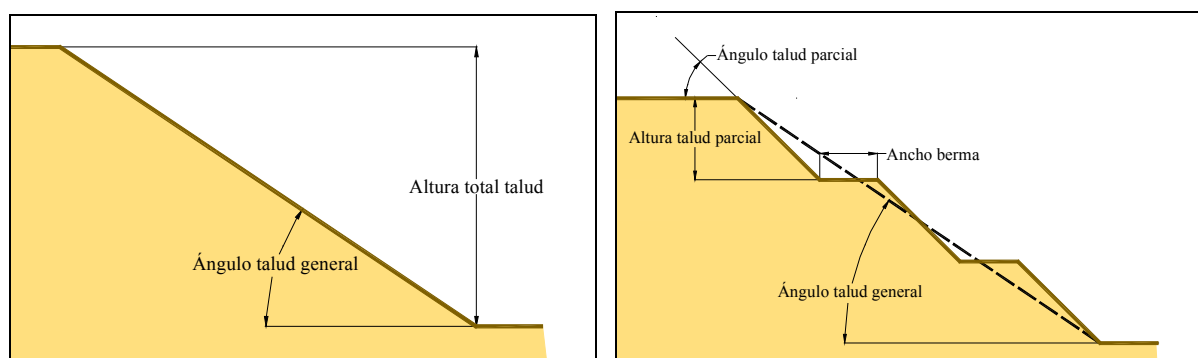


Figura 15.1. Talud con ángulo continuo o con bermas.

Las ventajas de un diseño con bermas frente a un talud continuo son múltiples:

1. Las bermas permiten el acceso al frente de talud, por lo que posibilitan su saneo y facilitan los trabajos de mantenimiento.
2. Las bermas actúan como barreras, reteniendo posibles desprendimientos.
3. Permiten instalar cunetas para captar aguas de escorrentía, minimizando los procesos erosivos.
4. Facilitan los trabajos de restauración.

Las bermas presentan, sin embargo, algunos inconvenientes:

1. Producen ángulos en lo que, de otra forma, sería la línea continua del talud, que se convierten en puntos de concentración de tensiones en los que se pueden iniciar procesos de rotura del macizo rocoso.
2. Obligan a incrementar la pendiente del talud con respecto a su inclinación media, lo que puede desencadenar fenómenos de inestabilidad.

Cuando se trata de estabilizar un talud con síntomas de rotura es necesario modificar su geometría o colocar elementos de retención. Las principales actuaciones posibles sobre la geometría de un talud para mejorar su estabilidad son:

- Eliminar peso en cabeza del talud (descabezar): Es una solución válida en muchas circunstancias, que mejora claramente los factores de seguridad.
- Aumentar peso en el pie del talud construyendo caballones o escolleras. Si es posible, porque se dispone de suficiente espacio, se puede complementar el descabezado con la adición de peso en la base del talud (véase la Figura 15.2), lo que evita los problemas relacionados con el vertido del material sobrante del descabezado y aumenta la estabilidad del talud ya que incrementa las fuerzas resistentes al deslizamiento.

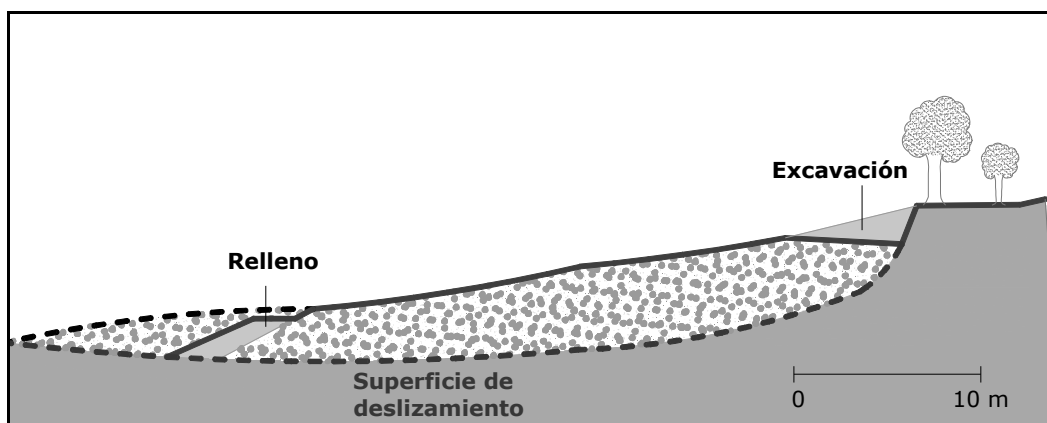


Figura 15.2. Descabezamiento del talud y relleno a pie.

- Rebajar el ángulo de talud, bien de forma continua o bien construyendo bermas intermedias.

Cuando se trata de estabilizar un talud en movimiento, debe tenerse en cuenta que las propiedades resistentes de un macizo rocoso en proceso de rotura no son ya las iniciales, si no unas propiedades residuales más bajas, que requieren un ángulo de talud menor.

Por ello, a la hora de construir un talud en una obra pública puede resultar más ventajoso excavarlo inicialmente con un ángulo más bajo (mayor factor de seguridad) que correr el riesgo de que en él se inicie una inestabilidad, ya que, además, el desarrollo de una obra en un talud inestable resulta muy complejo e inseguro. En una mina, por el contrario, siempre se diseñan los taludes aceptando una probabilidad de rotura relativamente alta, aunque proporcionada al riesgo que se corre, ya que la vigilancia es continua y los movimientos de tierras no suelen suponer otros inconvenientes que el económico.

15.3. Elementos de contención

Si bien se pueden reducir las fuerzas desestabilizadoras en un talud mediante las actuaciones comentadas en el apartado anterior, en muchos casos esto obligaría a realizar excavaciones de magnitud desproporcionada e incluso problemáticas por las necesidades de espacio que requieren. En estos casos se puede recurrir a la construcción de elementos que contrarresten los empujes del terreno.

Los elementos de contención pueden ser de varios tipos:

- Muros de hormigón, mampostería, escollera o gaviones.
- Pantallas de pilotes, micropilotes, tablestacas, etc.

Su principal ventaja es que apenas requieren espacio extra para estabilizar el talud (son estructuras prácticamente verticales), mientras que su principal inconveniente es su elevado coste.

15.3.1. Muros

Los muros son estructuras resistentes utilizadas desde la antigüedad (véase Figura 15.3.) que, colocadas a pie del talud, mejoran la estabilidad del mismo, produciendo los siguientes efectos:

- Compensan los empujes del terreno mediante un empuje pasivo.
- Suponen un sobrepeso en el pie del talud.
- Actúan como elementos de retención de bloques desprendidos.
- Protegen el pie del talud de la meteorización y alteración del terreno.



Figura 15.3. Muros de contención del siglo XV en la ciudad de Machu Picchu (Perú). Fotografía: autores.

Los muros se pueden clasificar en función de su material constructivo. Así se tienen:

- A. **Muros de hormigón fabricados *in situ*:** Se construyen con ayuda de un encofrado o molde y se ejecutan íntegramente en el lugar donde se ubican. Tienen el inconveniente de que se requiere un cierto tiempo para que funcionen a pleno rendimiento, ya que se tarda en construirlos y van entrando en carga a medida que se desplaza el macizo rocoso en el trasdós. Como ventaja, se construyen para adaptarse a la geometría y problemática concreta del talud, optimizando dimensiones, armadura y refuerzos estructurales (contrafuertes, talones, tacones, punteras, etc.).

En la Figura 15.4 se observa un muro de hormigón armado perfectamente adaptado a la geometría del talud. Se puede apreciar como las necesidades de espacio son mínimas. En la fotografía de la Figura 15.5 se observa un muro de hormigón armado con anclajes.



Figura 15.4. Muro de hormigón armado en macizo rocoso.



Figura 15.5. Muro de hormigón armado para la construcción de un edificio con varias plantas subterráneas. Fotografía: autores.

- B. **Muros de hormigón prefabricados:** Se fabrican total o parcialmente mediante elementos de hormigón en un proceso industrial. Tienen un periodo de instalación breve, pero en general tienen una resistencia menor que los fabricados *in situ*, por lo que sólo pueden ser utilizados en inestabilidades de reducidas dimensiones y su diseño está mucho menos particularizado. Requieren más espacio que los fabricados *in situ*, ya que habitualmente llevan un relleno en el trasdós, lo que aumenta el peso en el pie del talud (véase la Figura 15.6). No son muy utilizados como contención de macizos rocosos.



Figura 15.6. Muro prefabricado antes de colocar el relleno en el trasdós. Fotografía: autores.

- C. **Muros de escollera:** Se construyen con bloques rocosos de grandes dimensiones (peso superior a 250 kg) con forma aproximadamente prismática. Presentan como principales ventajas a los muros de hormigón: su menor coste, la disminución de los empujes del agua en el trasdós (son drenantes), su mejor adaptación a los movimientos del terreno, ya que admiten deformaciones mayores que los de hormigón, y la reducción de los impactos ambientales.

En la Figura 15.7 se muestra un muro de escollera realizado para explanar una zona del terreno, pudiéndose observar como el impacto ambiental es mucho menor que en el caso de los muros de hormigón que también se muestran en la fotografía.



Figura 15.7. Muro de escollera para explanar una zona del terreno. Obsérvese su bajo impacto debido a su integración en el paisaje comparado con los muros de hormigón que también se muestran en la fotografía.
Fotografía: autores.

D. Muros de gaviones: Se construyen mediante la superposición de cajas prismáticas de malla de alambre galvanizado o plástico, que se rellenan en obra con cantos o bloques rocosos de pequeñas dimensiones (véase la Figura 15.8). Este tipo de muros apenas se emplean como elementos de contención en macizos rocosos, si no más bien como sobrepeso y, tal y como se indicó en el anterior capítulo, como protección contra desprendimientos y la erosión.



Figura 15.8. Muro de gaviones. Fotografía: autores.

- E. Muros de mampostería:** Se construyen con bloques rocosos que trabajan como los ladrillos de un muro, pudiéndose realizar en seco (sin mortero) o con él. Son muy característicos de algunas zonas de España (véase la Figura 15.9).

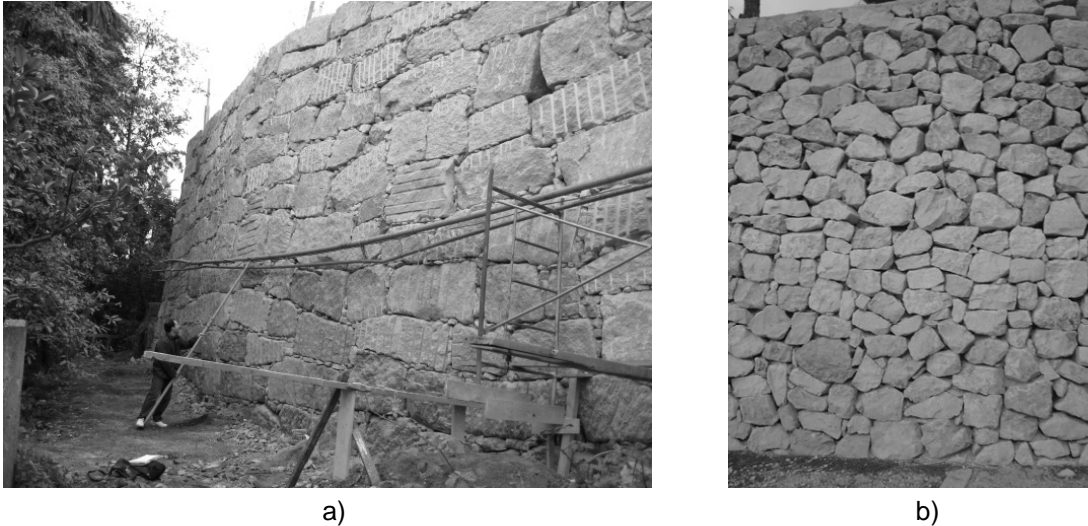


Figura 15.9. Muros de mampostería con perpiaños o mampuestos de a) granito rosa Porriño en Cangas del Morrazo y b) caliza en Calpe. Fotografías: Mario Castro y autores.

15.3.2. Cálculo y diseño de muros de gravedad

A la hora de diseñar un muro debe tenerse en cuenta la tipología de la inestabilidad que se pretende subsanar, ya que, si bien pueden resultar convenientes para detener roturas de tipo circular y mixto (es decir, las que se dan en macizos rocosos muy alterados), suelen ser poco útiles para el resto de mecanismos de rotura.

Es también importante conocer la geometría de la inestabilidad con el fin de optimizar el efecto del muro (definir su altura, introducir un tacón, etc.). Cuando el muro intercepta la superficie potencial de deslizamiento actúa como un elemento de alta resistencia que la interrumpe. Si el muro no intercepta a la superficie de deslizamiento porque ésta sea más profunda, su efecto estabilizador es mucho menor (únicamente contribuye como un peso extra en el pie del deslizamiento). Si la superficie de deslizamiento se encuentre por encima del muro, su efecto estabilizador es nulo.

El muro que se construya debe estar dimensionado siguiendo tres criterios de estabilidad: deslizamiento, vuelco y hundimiento. Véase en la Figura 15.10, el caso de un muro de mampostería caído por vuelco. A continuación se presentan algunos conceptos para el cálculo de muros de gravedad, que son aquellos muros en los que las acciones desestabilizadoras sólo son compensadas por el peso propio del muro.



Figura 15.10. Muro de mampostería con granito rosa Porriño de unos 8 metros de altura, tras sufrir un fenómeno de inestabilidad por vuelco tras una fuerte precipitación. Fotografía: autores.

15.3.2.1. Empujes del terreno

Sea un talud excavado en un macizo rocoso, con una posible rotura plana a través de una discontinuidad de buzamiento ψ , que se pretende estabilizar con un muro de contención de gravedad, tal y como se representa en la Figura 15.11.

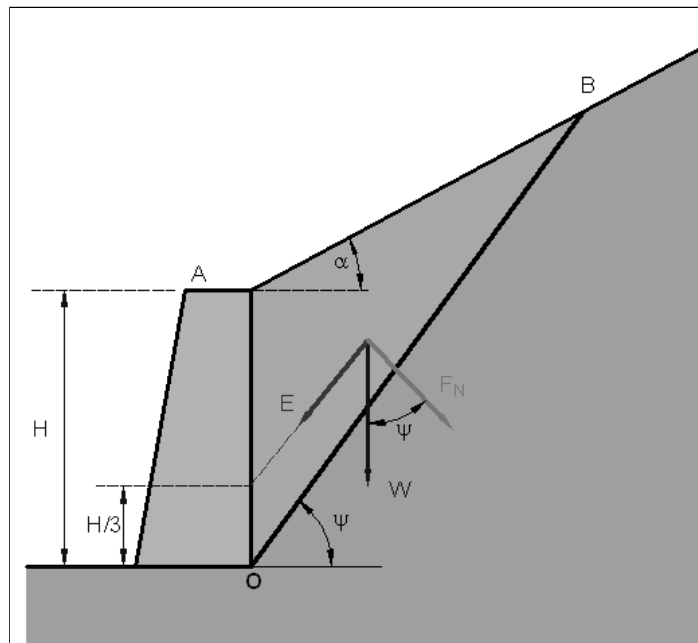


Figura 15.11. Muro de contención para una rotura plana.

Suponiendo que la junta sea puramente friccional (con fricción ϕ), el empuje E que ejerce la masa de roca sobre el muro vendrá dado por la componente tangencial del peso W menos la fuerza de rozamiento en la junta. Este empuje es paralelo a la línea de máxima pendiente de la junta (véase la Figura 15.11) y si el trasdós es vertical estará aplicado a 1/3 de la altura, H, del muro respecto a su base (Calavera, 2001).

$$E = W \cdot \text{sen } \psi - F_N \cdot \text{tg } \phi = W \cdot (\text{sen } \psi - \text{cos } \psi \cdot \text{tg } \phi) \quad (15.1)$$

A su vez el empuje E se podrá descomponer en sus dos componentes: una horizontal (E_H) y otra vertical (E_V), de forma que:

$$E_H = E \cdot \text{cos } \psi \quad (15.2)$$

$$E_V = E \cdot \text{sen } \psi \quad (15.3)$$

Como suele ser habitual se despreciarán los empujes pasivos en el intradós del muro, con lo que se estará del lado de la seguridad en los cálculos.

15.3.2.2. Factor de seguridad a deslizamiento del muro

El coeficiente de seguridad al deslizamiento (FS_d) se define como el cociente entre las fuerzas resistentes al deslizamiento y las motoras.

Tal y como puede verse en la Figura 15.12, al depreciar los empujes pasivos, la única fuerza resistente es el rozamiento muro-terreno en la base del muro (la fuerza T de la figura).

Esta fuerza de rozamiento T se calcula multiplicando las fuerzas normales a la superficie de deslizamiento -en este caso las verticales-, que son el peso del muro (W_{muro}) y la componente vertical del empuje (E_V) por el coeficiente de rozamiento muro-terreno (μ).

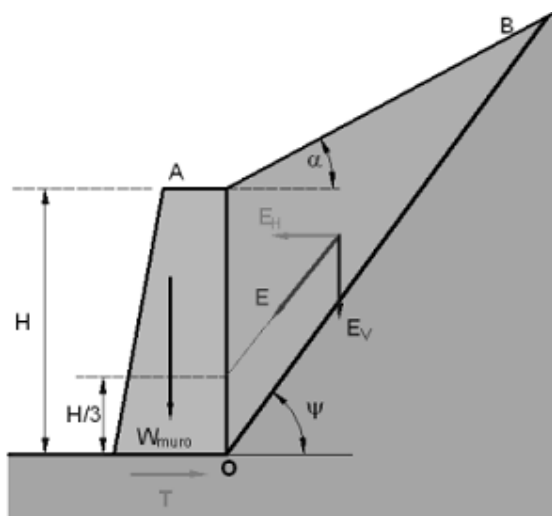
$$T = (W_{\text{muro}} + E_V) \cdot \mu = (W_{\text{muro}} + E \cdot \text{sen } \Psi) \cdot \mu \quad (15.4)$$

Según Teng (1962) este coeficiente de rozamiento vale 0,6 para roca sana con superficie rugosa, descendiendo hasta 0,35 para materiales limosos.

La única fuerza motora que se considera es la componente horizontal del empuje activo (E_H).

Aunque no existe una normativa española concreta, se recomienda que el factor de seguridad a deslizamiento no sea inferior a 1,5, debiendo aumentarse en función de la categoría de la obra (Calavera, 2001).

Si se tiene en cuenta el efecto sísmico el factor de seguridad mínimo se reduce a 1,2.



$$FS_d = \frac{F_{resistentes}}{F_{motoras}}$$

$$FS_d = \frac{T}{E_H} = \frac{(W_{muro} + E_V) \cdot \mu}{E_H}$$

T = Rozamiento en la base del muro por unidad de longitud

W_{muro} = Peso del muro por unidad de longitud

E_V = Componente vertical del empuje

E_H = Componente horizontal del empuje activo

μ = coeficiente de rozamiento terreno-muro

Figura 15.12. Factor de seguridad a deslizamiento.

15.3.2.3. Factor de seguridad a vuelco

En la mayoría de los casos el vuelco más probable consiste en una rotación respecto al punto O_1 de la base del muro (véase la Figura 15.13). El factor de seguridad a vuelco (FS_v) es el cociente entre los momentos resistentes a dicho vuelco y los momentos volcadores.

La única fuerza que genera momentos resistentes es el peso del muro, mientras que el empuje activo E es el que genera momentos motores.

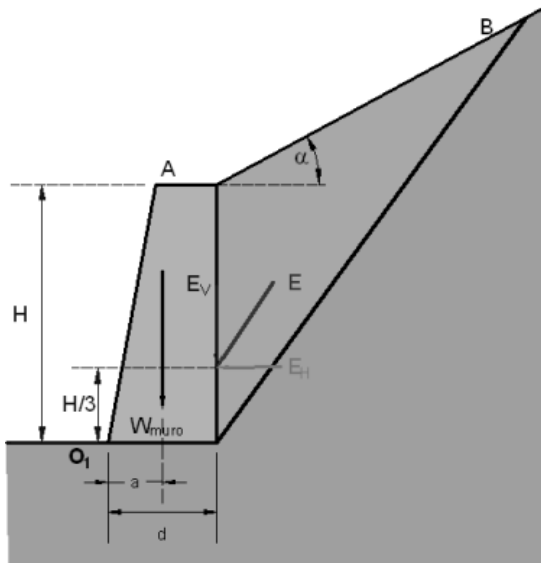
Aunque tampoco existe normativa concreta, debe exigirse, para que el muro sea considerado seguro, que el factor de seguridad a vuelco sea superior a 1,8, reduciéndose a 1,2 si se tiene en cuenta el efecto sísmico (Calavera, 2001).

15.3.2.4. Factor de seguridad al hundimiento

Otro problema que hay que tener en cuenta en el diseño del muro es la posibilidad de que falle su cimentación, es decir, que la tensión transmitida al terreno por la base del muro sea mayor que la carga admisible del terreno de apoyo. En ese caso el muro penetra en el terreno y falla por su pie, tal y como puede comprobarse en la escollera de la Figura 15.14.

Se define el factor de seguridad a hundimiento (FS_h) como el cociente entre la carga admisible del macizo rocoso (q_{adm}) y la tensión que le transmite la cimentación del muro. Dado que esta última es variable, para mayor seguridad se utiliza la máxima posible (q_{max}).

$$FS_h = \frac{q_{adm}}{q_{max}} \quad (15.5)$$



$$FS_v = \frac{M_{estabilizadores}}{M_{volcadores}}$$

$$FS_v = \frac{W_{muro} \cdot a}{E_H \cdot \frac{H}{3} - E_V \cdot d}$$

W_{muro} := Peso del muro por unidad de longitud

a = Distancia horizontal entre el c.d.g. del muro y el punto de rotación O_1

d = Distancia horizontal entre el punto de aplicación de E_V y el punto de rotación

Figura 15.13. Factor de seguridad a vuelco.

Por otra parte, la carga admisible se obtiene dividiendo la capacidad de carga (también conocida como capacidad portante o carga de hundimiento) del macizo rocoso entre un factor de seguridad que suele ser 3:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{3} \quad (15.6)$$

donde q_h denota la carga de hundimiento del terreno.



Figura 15.14. Fallo por hundimiento en una escollera. Fotografía: autores.

En el caso de los materiales rocosos, esta carga de hundimiento puede calcularse de manera sencilla a partir de la resistencia a compresión simple de la roca (σ_c), tal y como proponen Serrano y Olalla (1996):

$$q_h = N_\sigma \cdot \sigma_c \quad (15.7)$$

El valor de N_σ , se determina a partir del ábaco de la Figura 15.15, para lo que se necesita conocer el RMR del macizo rocoso y el parámetro m_i del criterio de rotura de Hoek para la roca intacta.

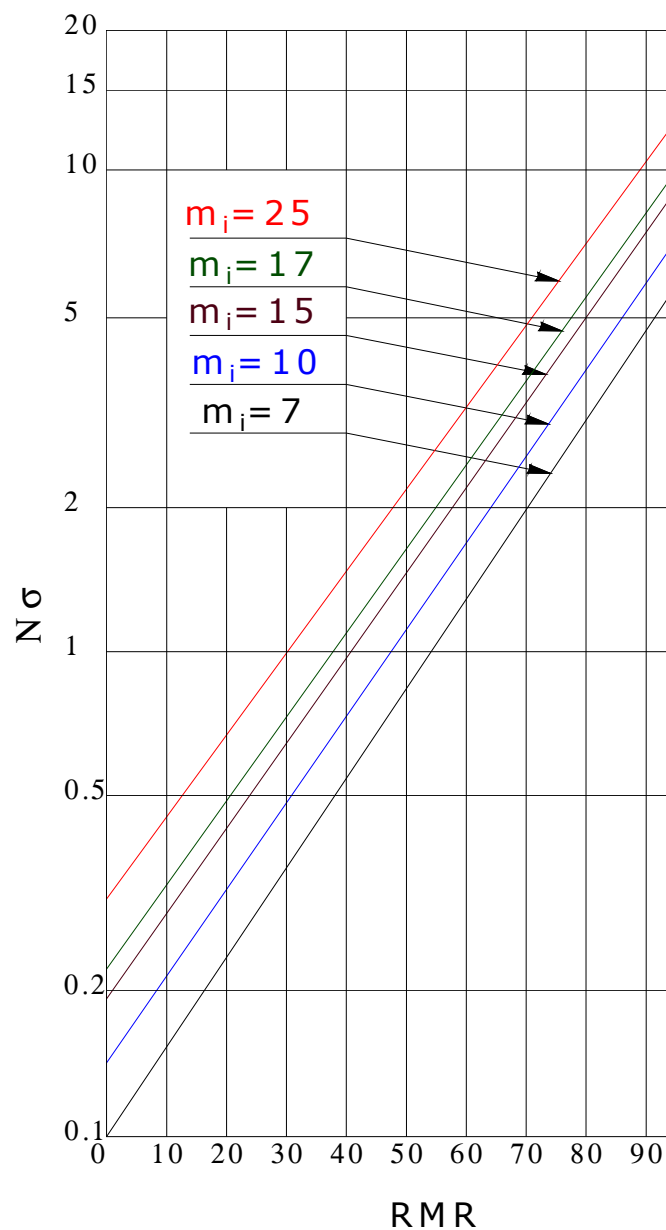


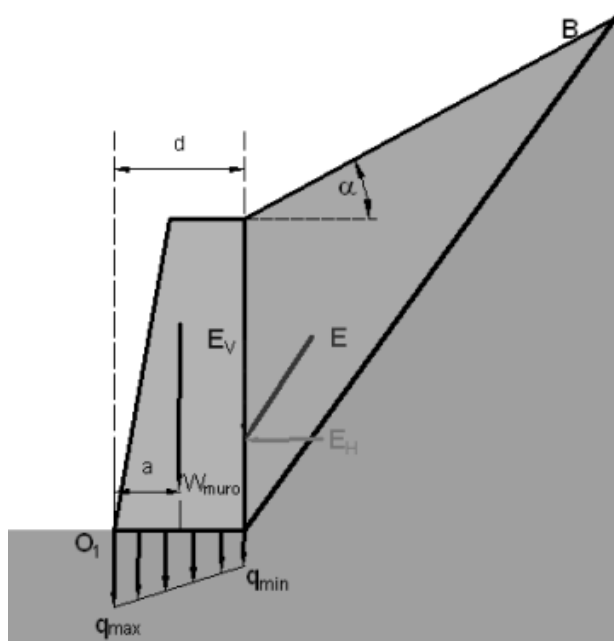
Figura 15.15. Ábaco para el cálculo de N_σ (Serrano y Olalla, 1996).

Una vez conocida la carga de hundimiento y, por tanto, la carga admisible del macizo rocoso, sólo falta conocer la tensión máxima transmitida por el cimiento del muro. Para una mejor comprensión del proceso se presenta la Figura 15.16.

Se calcula en primer lugar la componente vertical N de las fuerzas actuantes, que será la suma de W_{muro} y E_v . Esta resultante estará aplicada a una distancia e , denominada excentricidad, del centro de la base del muro. La excentricidad se calcula partiendo de la ecuación que iguala el momento de la resultante N respecto al punto O_1 de la Figura 15.16 con los momentos del resto de las fuerzas actuantes (el peso del muro y el empuje E).

Siguiendo la nomenclatura de la Figura 15.16 se tiene:

$$e = \frac{W_{muro} \cdot a + E_v \cdot d - E_H \cdot \frac{H}{3}}{N} \quad (15.8)$$



$$FS_h = \frac{q_{adm}}{q_{max}}$$

- d = ancho de cimentación del muro
- e = excentricidad de la carga N respecto al centro de la cimentación del muro
- q_{max} = Tensión máxima transmitida por el muro
- q_{min} = Tensión mínima transmitida por el muro

Figura 15.16. Factor de seguridad a hundimiento.

Resulta conveniente que N esté aplicada en el núcleo central de la cimentación, ya que así se evita que existan zonas en las que no haya transmisión de carga al terreno, sobrecargándose en exceso otras áreas. Para que N cumpla esta condición bastará que se verifique la siguiente desigualdad (Calavera, 2001):

$$e < \frac{d}{6} \quad (15.8)$$

Una vez comprobado que no existen zonas en las que no se transmite carga, la tensión máxima y mínima en la base del muro se pueden calcular aplicando la ley de Navier-Stokes:

$$q_{max} = \frac{N}{d'} + 6 \cdot \frac{N \cdot e}{d'^2}$$

$$q_{min} = \frac{N}{d'} - 6 \cdot \frac{N \cdot e}{d'^2} \quad (15.9)$$

donde $d' = d - 2 \cdot e$, es decir, el ancho efectivo de la cimentación del muro.

15.3.2.5. Diseño de escolleras mediante ábacos

Una escollera puede diseñarse como si de un muro de gravedad se tratara. Sin embargo, los cálculos pueden simplificarse utilizando los ábacos editados por la Dirección General de Carreteras en la monografía *Recomendaciones para el diseño y construcción de muros de escollera en obras de carretera*, realizada pensando básicamente en taludes en suelos.

Los ábacos son válidos para un rango de propiedades del terreno a sustentar y para unas condiciones de escollera establecidas en función de su colocación, compacidad y trabazón. Así, en función de sus características geotécnicas, el terreno se clasifica en las tres tipologías recogidas en la Tabla 15.2, mientras que las escolleras deben adscribirse a alguna de las dos tipologías de la Tabla 15.3.

Tabla 15.2. Tipología del terreno del trasdós (Ministerio de Fomento, 1998).

TIPO	Peso específico, γ_T (kN/m ³)	Fricción, ϕ_T (°)
I	19	35
II	19	25
III	19	15

Tabla 15.3. Tipología de las escolleras (Ministerio de Fomento, 1998).

TIPO	Peso específico, γ_E (kN/m ³)	Fricción, ϕ_E (°)	tg ϕ_E
I	19	63	2,0
II	17	56	1,5

Las diferentes combinaciones de tipos de terreno en el trasdós y escolleras definen seis casos de cálculo (identificados como I, II, III, IV, V y VI), resumidos en la Tabla 15.4. La letra “s” junto a la identificación del caso de cálculo indica que se trata de escolleras de sostenimiento, ya que existe otra colección de ábacos para el cálculo de escolleras de contención (identificándose los posibles casos de cálculo con la letra “c”).

Tabla 15.4. Casos para el cálculo de escolleras (Ministerio de Fomento, 1998).

CASOS	Is	IIs	IIIs	IVs	Vs	VI s
$\text{tg } \phi_E$	2	2	2	1,5	1,5	1,5
$\gamma_E \text{ [kN/m}^3\text{]}$	19	19	19	17	17	17
$\phi_T (^\circ)$	35	25	15	35	25	15
$\gamma_T \text{ [kN/m}^3\text{]}$	19	19	19 </td <td>19</td> <td>19</td> <td>19</td>	19	19	19

La Dirección General de Carreteras propone un ábaco para cada uno de los casos y para factores de seguridad de 1,5, 2 y 2,5 respectivamente. Dentro de estos factores de seguridad se contempla el deslizamiento y el vuelco, pero no el hundimiento, ya que han sido realizados suponiendo que la tensión admisible del terreno de apoyo es superior a 0,34 MPa.

Los ábacos permiten obtener el ancho de coronación de la escollera en función de su altura y de su pendiente en el trasdós. Para facilitar los cálculos, la geometría de las escolleras se ha parametrizado tal y como se recoge en la Figura 15.17, en la que “n” marca las pendientes del trasdós y del intradós de la escollera.

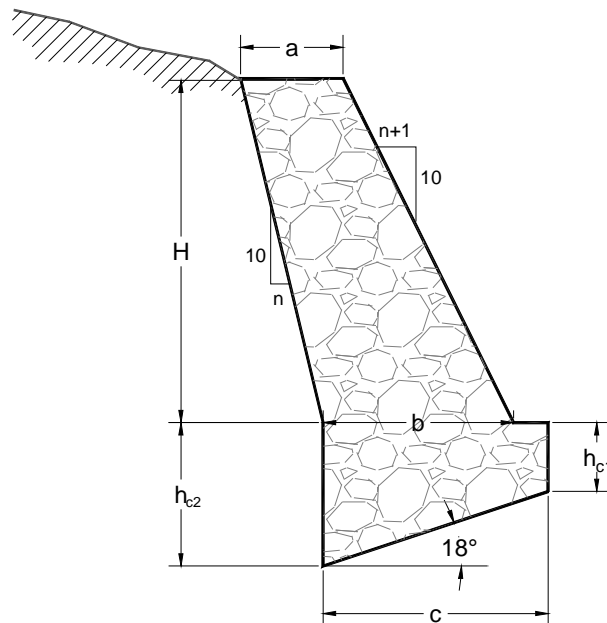


Figura 15.17. Geometría tipo de escollera (Ministerio de Fomento, 1998).

A modo de ejemplo se presenta uno de estos ábacos en la Figura 15.18, en concreto el correspondiente al caso IIs (recuérdese que la letra “s” indica que se trata de una escollera de sostenimiento), para un factor de seguridad 2,5.

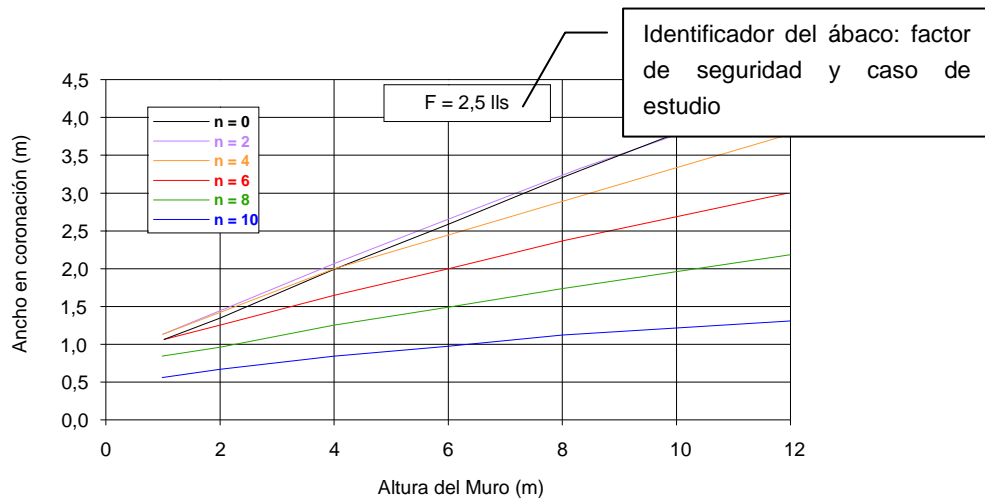


Figura 15.18. Ábaco para el cálculo de una escollera (Ministerio de Fomento, 1998).

15.3.3. Pantallas

Cuando los deslizamientos potenciales son demasiado profundos, los muros no constituyen una solución apropiada. En estos casos es más apta la construcción de pantallas, mediante las que se introduce en el terreno una alineación, más o menos continua, de elementos resistentes que mejoran su resistencia en la superficie de rotura y se prolongan una cierta longitud en el terreno estable, no deslizado. Normalmente se ubican a pie del talud o aprovechando una superficie más o menos plana (una berma), en función de la geometría del deslizamiento. Las pantallas pueden ser de elementos hincados o fabricados *in situ*. En el caso de macizos rocosos los elementos hincados no resultan apropiados, mientras que se emplean mayoritariamente las pantallas construidas con elementos de hormigón: pilotes y micropilotes.

- A. **Pantallas de pilotes:** Se trata de perforaciones (sondeos) realizadas a pie de talud, con diámetros entre 0,5 y 2 m (González de Vallejo, 2002), en las que se introduce la armadura correspondiente y posteriormente hormigón, convenientemente vibrado. Una vez conformada la línea de pilotes, se unen todos en cabeza mediante una viga de atado (viga riostra).
- B. **Pantallas de micropilotes:** Se basan en el mismo principio que las pantallas de pilotes, pero con elementos estructurales de menor diámetro (12 a 15 cm). Su longitud puede alcanzar los 20 m. Una vez hecha la perforación, se introduce un tubo metálico que se rellena de hormigón, actuando el tubo como armadura. Una vez fraguados los micropilotes se excava el terreno superior y se construye la viga de atado. Esta puede anclarse al macizo rocoso, tal y como se observa en la Figura 15.19.



Figura 15.19. Anclado de la viga al talud. Fotografía: autores.

15.4. Refuerzos de taludes

Se trata de sistemas que incrementan, de una forma u otra, la resistencia del macizo rocoso. Los principales son:

- Inyección: Es un procedimiento que permite reforzar el macizo rocoso cuando existe una fisuración adecuada introduciendo un compuesto en fase fluida que se solidifica sellando las juntas. Se disminuye la permeabilidad del conjunto y se aumenta su cohesión y fricción.
- Cosido con micropilotes: Se utilizan elementos como micropilotes para coser la masa potencialmente inestable al terreno firme.
- Anclajes: Dentro de la denominación de anclajes se incluyen dos tipos de elementos: los pernos (o bulones) y los cables.

15.4.1. Inyección

La inyección es un procedimiento que permite reforzar los macizos rocosos, fundamentalmente cuando existe una fracturación adecuada. Consiste en la realización de taladros en los que se inyecta un producto, que depende del tipo de terreno, y al introducirse entre las fracturas y solidificar le confiere una disminución de su permeabilidad y un aumento en su cohesión y fricción, dando mayor estabilidad a las construcciones que se realicen en él.

Es una técnica que, en su vertiente más simple y antigua, data del siglo XIX habiéndose utilizado con el objetivo de mejorar las características de resistencia, deformabilidad e

impermeabilidad del terreno. La primera utilización en minería de la que se tiene noticias (1882), fue la impermeabilización de una fisura para cortar una entrada de agua que provocó el hundimiento de un pozo de extracción en una mina de carbón de Lens (Francia), donde se inyectó cemento por gravedad.

Desde la década de los ochenta, se han producido importantes progresos en las técnicas de inyección, gracias al mejor conocimiento de la penetrabilidad, viscosidad y cohesión de las mezclas, a la presión de inyección y al desarrollo de nuevos materiales para las mezclas y controles, tanto en laboratorio como *in situ*.

En el proceso, la permeabilidad del terreno juega un papel esencial y determina, junto a las características del fluido inyectado, el tipo particular de inyección. En la Figura 15.20 se recogen los tipos de inyección más representativos. En el caso de macizos rocosos la inyección que se emplea es la de fracturación, en la que la lechada penetra por las fracturas y desarrolla nuevas fracturas, rellenándolas.

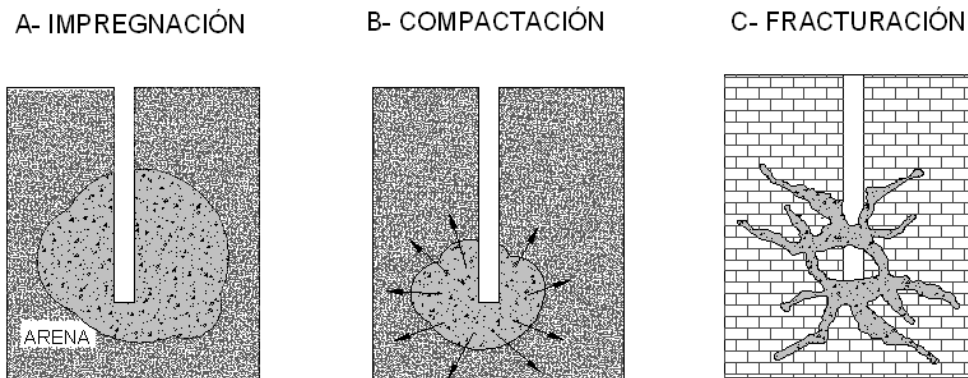


Figura 15.20. Diferentes tipos de inyección en el terreno (Bielza Feliú, 1999).

La penetración de la lechada depende de las características del terreno y de la presión de inyección, y será tanto mayor cuantos más poros y fisuras existan en el macizo rocoso. En este punto resulta especialmente interesante la apertura de las discontinuidades, debiendo diferenciarse entre apertura media real (E_{media}) y la apertura eficaz o equivalente (e), que resulta menor debido al efecto de la rugosidad (véase la Figura 15.21).

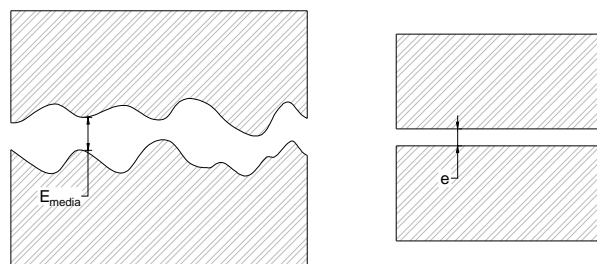


Figura 15.21. Apertura eficaz o equivalente (Barton, 2004).

La apertura eficaz de las juntas puede estimarse a partir de ensayos de permeabilidad tipo Lugeon. Así, siguiendo a autores como Barton (2004) se tiene que:

$$e \approx \sqrt{6 \cdot L \cdot S \cdot 10^{-8}} \quad (15.10)$$

donde:

- e, en mm, es la apertura eficaz o equivalente,
- L es el resultado del ensayo Lugeon,
- S, en mm, es el espaciamiento medio de las discontinuidades.

15.4.1.1. Características de la lechada

Weaver (1991) definió el “índice de inyectabilidad” para macizos rocosos como:

$$\text{Índice de Inyectabilidad} = \frac{E_{media}}{D_{95}} \quad (15.11)$$

donde D_{95} representa el tamaño de malla por el que pasa el 95 % del material de la lechada de inyección.

Para índices de inyectabilidad por debajo de 2 se considera que la inyección no es posible. En el otro extremo, para índices por encima de 5 sería perfectamente viable.

La Tabla 15.5 se puede utilizar como criterio para seleccionar la tipología de la lechada en función del tamaño de las fisuras que presente el macizo rocoso.

Tabla 15.5. Tamaño de fisura y tipo de lechada (modificada de CEN, 1998).

Tipo de Fractura	Tamaño fisuras	Tipo de lechada
Discontinuidades en el macizo rocoso	> 100 mm	Morteros de cemento Portland
	0,1-100 mm	Suspensiones de cemento y/o microcemento
	< 0,1 mm	Suspensiones de microcemento, geles de sílice y/o inyecciones químicas
Cavidades	Grandes cavidades	Morteros de cemento Portland y/o poliuretanos expansivos

15.4.1.2. Método del número de Intensidad de Inyección (GIN)

Lombardi y Deere (1993) idearon un número, denominado *Número de Intensidad de Inyección* (GIN), que resulta el producto de la presión final de inyección, P (en MPa), por la admisión A_d (volumen de materia seca inyectada en cada taladro).

$$GIN = P \cdot A_d \quad (15.12)$$

Este número se fija en función de la calidad del macizo rocoso tratado y de la separación entre los sondeos de inyección. Depende del RMR del macizo rocoso y, fundamentalmente, del grado de fracturación y de la persistencia o longitud de las fracturas. En la Figura 15.22 se han representado diferentes trayectorias de inyección para un GIN dado por una hipérbola.

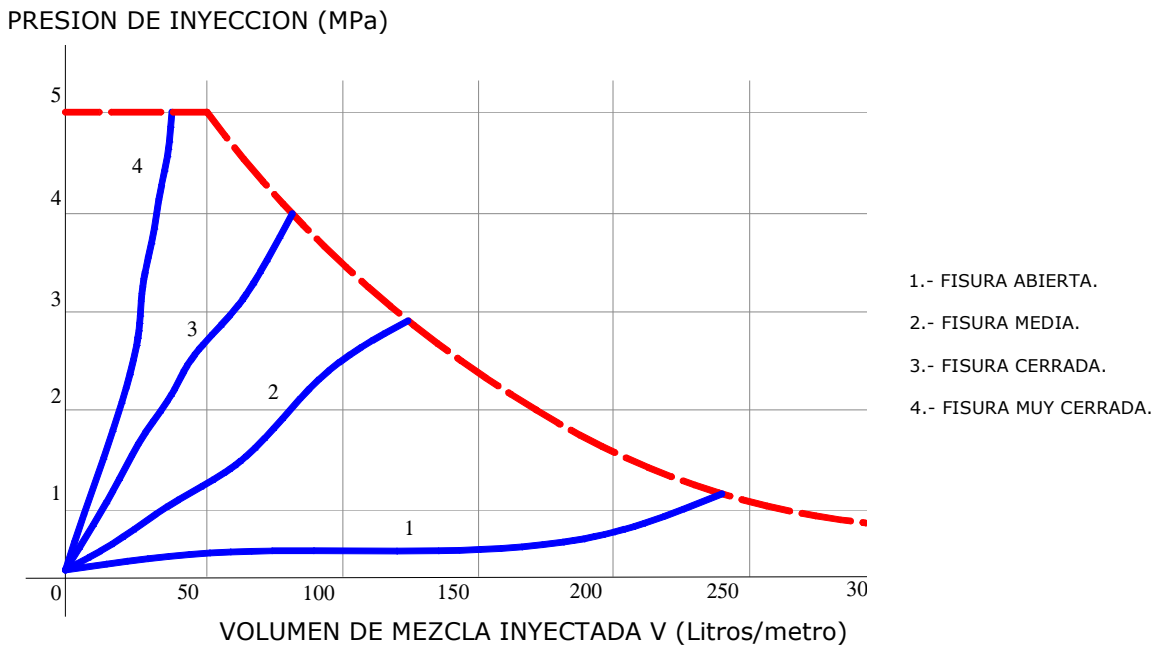


Figura 15.22. Trayectorias de inyección para un GIN dado (modificada de Lombardi, 2002).

En función de la apertura de las fracturas del macizo rocoso se sigue una trayectoria diferente hasta alcanzar el GIN. Así, si las fisuras son muy abiertas se trabaja con presiones de inyección bajas y volúmenes de inyección elevados, mientras que para fisuras muy cerradas se tienen presiones elevadas y volúmenes de inyección pequeños.

En la Figura 15.23 se recoge una gráfica comparativa de cinco terrenos distintos, con sus números GIN correspondientes, que precisan distintas intensidades de inyección.

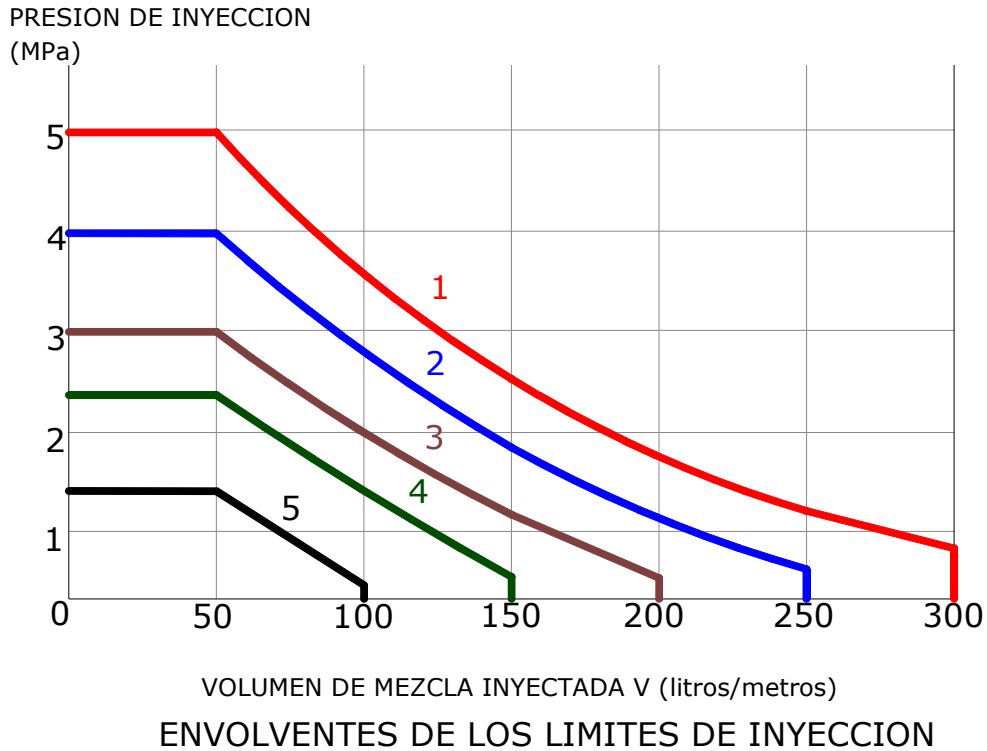


Figura 15.23. Intensidad de inyección en función del GIN (Lombardi, 2002).

15.4.2. Cosido con micropilotes

Este tipo de refuerzo no es muy frecuente en macizos rocosos por su elevado coste. Consiste en fijar la zona inestable al macizo rocoso sano mediante micropilotes de características similares a los ya descritos en el apartado 15.3.3. En la Figura 15.24 se ejemplifica el uso de este tipo de elementos para prevenir un deslizamiento rotacional y en la Figura 15.25 se muestra una imagen del proceso de cosido con micro-pilotes o “soil-nailing” en Hong-Kong.

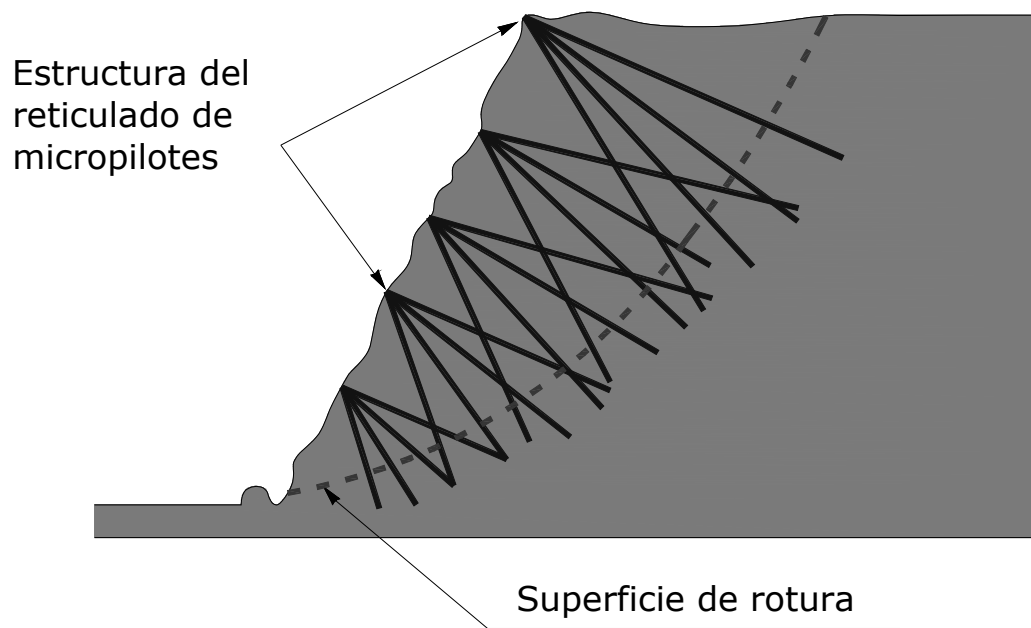


Figura 15.24. Cosido de un deslizamiento rotacional con micropilotes (González del Vallejo, 2002). Cortesía Prentice Hall.



Figura 15.25. Cosido con micropilotes de un talud en Hong-Kong. Fotografía: autores.

15.4.3. Anclajes

Son elementos capaces de oponerse al deslizamiento y proporcionar una tensión normal a la superficie de rotura potencial, aumentando su resistencia al deslizamiento, bien por fricción o bien por dilatancia.

Es frecuente diferenciar entre pernos y cables. Como describe Calavera Ruiz (2001), se denomina perno o bulón a una pieza, de dos a seis metros de longitud, introducida dentro de un taladro perforado. Pueden ser de los siguientes materiales:

- **Madera:** En desuso.
- **Acero:** Son los más frecuentes. Normalmente son barras corrugadas de acero estirado en frío (aunque pueden ser barras lisas o tubos). Su diámetro más habitual en España es de 25 mm, aunque también se usan de 32 y de 50 mm. Resultan baratos y tienen la ventaja de que se pueden alargar o cortar con facilidad en obra.
- **Plástico:** Los bulones de plástico tienden a aumentar su uso debido a que tienen igual resistencia a tracción que el acero, carecen de problemas relacionados con la corrosión y mantienen la facilidad de excavación por medios mecánicos del macizo bulonado, aunque resultan más caros que los de acero. Pueden ser de poliéster o de fibra de vidrio (kevlar).

Los cables son de acero y, por su mayor flexibilidad, pueden alcanzar longitudes de hasta 30 m o más.

Existen anclajes activos y anclajes pasivos:

- El **anclaje activo** introduce un efecto compresivo en el interior del terreno, inducido por pretensado durante su colocación, y está siempre en carga. Este tipo de anclajes son los más utilizados para el refuerzo de taludes. Normalmente se utilizan anclajes activos pretensados con tensiones de trabajo del orden de hasta un 60 % de su carga nominal.
- El **anclaje pasivo** sólo entra en carga si el macizo rocoso experimenta deformaciones después de su colocación y no introduce ninguna tensión en el terreno.

Como se describe en la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (2001), estos elementos constan de tres partes fundamentales, representadas en la Figura 15.26: la zona de anclaje, la zona libre y la cabeza.

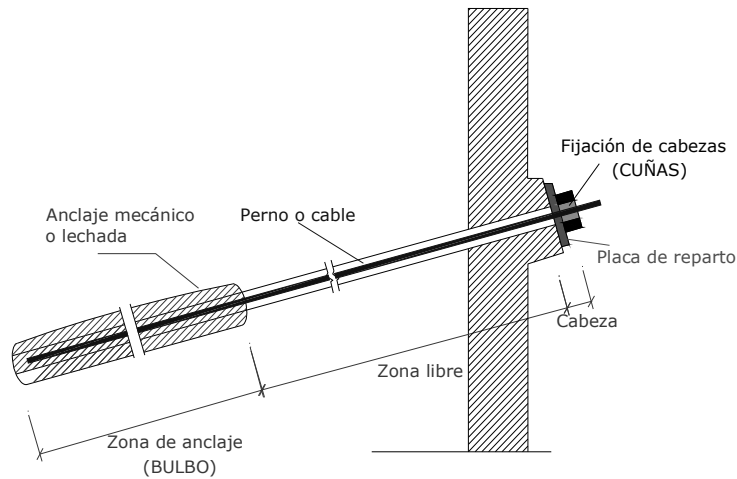


Figura 15.26. Elementos de un anclaje (modificada de Ministerio de Fomento, 2001).

La **zona de anclaje** es el tramo en el que el anclaje se fija a las paredes de la perforación. Cuando esta zona se concentra exclusivamente en el fondo del sondeo el anclaje se denomina puntual, mientras que si se distribuye total o parcialmente a lo largo de su longitud se tiene un anclaje repartido en cuyo caso no se puede tensar. En cuanto al sistema de fijación, puede ser mecánico, por fricción o por inyección (de mortero o de resina).

La **zona libre** es como se denomina al tramo entre la zona de anclaje y la de cabeza. Este tramo sólo existe en los anclajes parcialmente repartidos y en los puntuales, en los que se aísla la barra o cable respecto al terreno envolviéndolo en una camisa de PVC o metálica, que permite que se deformen libremente al tensarse.

La **cabeza** es la parte más externa del anclaje, mediante la que se fija el extremo del bulón o el cable al talud. En general consta de una placa de reparto (normalmente una placa cuadrada de acero, con un lado del orden del doble del diámetro de perforación), un sistema de fijación (que suele ser una tuerca roscada para los bulones o un sistema cuña-contracuña para los cables). En el caso de anclajes activos, se suele colocar también un bloque de apoyo, normalmente de hormigón.

15.4.3.1. Anclaje puntual mecánico

Se denominan así por que su extremo interior (fondo) se fija al terreno firme mediante un elemento que se expande mecánicamente. El extremo exterior (cabeza), se fija al frente del talud mediante la *placa de apoyo* o *de reparto*. Pueden ser activos o pasivos, aunque predominan los del primer tipo.

Exigen una roca competente en profundidad (zona de anclaje) y en la superficie (placa de apoyo), pero no en la parte central. A continuación, en la Tabla 15.6, se exponen sus ventajas e inconvenientes.

Tabla 15.6. Ventajas e inconvenientes de los anclajes mecánicos (modificada de Brady & Brown, 1994).

VENTAJAS	INCONVENIENTES
<p>Puesta en tensión inmediata.</p> <p>Aplicación de una fuerza activa.</p> <p>Capacidad de deformación en fase elástica con una respuesta mecánica proporcional a la deformación.</p>	<p>Frecuente aflojamiento de la placa en cabeza con pérdida de la tensión.</p> <p>Riesgo de corrosión.</p> <p>Fuerte concentración de tensiones.</p>

Es una tipología de anclaje que se usa con cierta frecuencia en pernos, pero apenas para fijar cables. En la Figura 15.27 se ha representado un bulón con anclaje puntual mecánico de expansión. La tensión se obtiene roscando contra la placa de apoyo. Posteriormente se puede realizar una inyección, mediante un tubo desde la boca del taladro, que protege al bulón de la corrosión.

Son muy útiles cuando es preciso permitir deformaciones del terreno, lo que exige una longitud libre apreciable, pero el agarre resulta problemático, por lo que hay que probar sistemáticamente el anclaje de cada bulón.

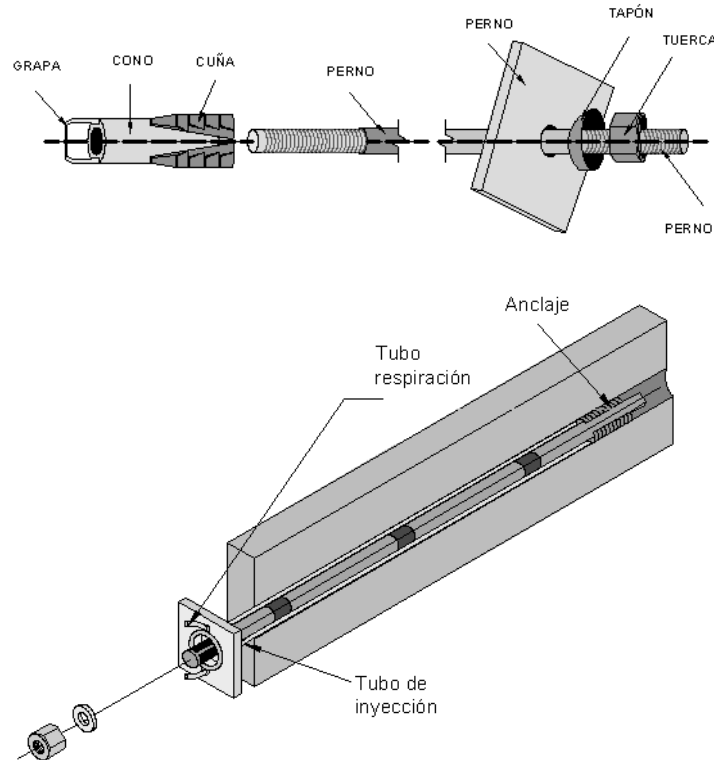


Figura 15.27. Perno de anclaje puntual mecánico (modificada de Hoek & Brown, 1980).

15.4.3.2. Anclaje mediante inyección

Mediante inyección se pueden conseguir tanto anclajes puntuales (creando un bulbo de anclaje) como repartidos (totales o parciales). Sus ventajas e inconvenientes, expuestos por González Nicieza (2001) en base a Brady y Brown (1994) se comentan a continuación, en la Tabla 15.7.

Tabla 15.7. Ventajas e inconvenientes de los anclajes de inyección (modificada de Brady & Brown, 1994).

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Uso posible en rocas fracturadas.	Menor alargamiento (que puede producir roturas sí se abre una junta).
No se necesita una placa de anclaje en cabeza y el bulón sigue en servicio pese a roturas en superficie y/o voladuras.	Requieren algún tiempo de fraguado.
Menor alargamiento, que conserva los estratos unidos y contiene la dilatación.	Consolidación parcial.
Ausencia de corrosión y pérdidas de resistencia con el tiempo.	“Dedo de guante” (el bulón o cable queda englobado en el tubo de plástico del cartucho de resina), responsable de que la barra no se adhiera al terreno.
La inyección tiene resistencia al corte del mismo orden que la roca y rellena las fisuras abiertas próximas al bulón.	
Tiempo de fraguado de resina muy bajo.	

15.4.3.2.1. *Bulbos de anclaje*

Si se pretende crear un bulbo de anclaje (tanto para un anclaje puntual como para uno repartido parcialmente) es necesario independizar perfectamente la zona de anclaje de la zona libre recubriendo ésta con un tubo de acero o de PVC.

La inyección puede hacerse con mortero o con resina. El anclaje con mortero de cemento es más barato que con resina pero necesita un tiempo de endurecimiento superior, entre 10 y 20 horas. Además la adición de agua es delicada. Siguiendo la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001) el mortero tendrá una relación agua-cemento entre 0,4 y 0,6 y no se utilizarán cementos con resistencias inferiores a 42,5 MPa.

Pueden emplearse aditivos para aumentar la manejabilidad y compacidad de la lechada, para reducir el agua libre y la retracción, y para acelerar el fraguado, siempre que no contengan más de un 0,1 % en peso de cloruros, sulfatos o nitratos (*Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras*, 2001). El mortero puede introducirse a granel, mediante inyección, o mediante cargas contenidas en tubos de plástico que se rompen al introducir la barra o el cable.

La resina, aunque resulta más cara, tiene un fraguado prácticamente instantáneo (menos de cinco minutos), lográndose resistencias muy elevadas. Viene mezclada con roca triturada y un acelerador de fraguado (diametilanilina) dentro de unos cartuchos que, comúnmente, por su forma, se denominan *salchichas*.

En su interior se dispone otra bolsa, aislada de la exterior, que contiene un catalizador (peróxido orgánico) y que se rompe al introducir el perno o cable. Mediante la rotación del anclaje se produce la mezcla entre las sustancias anteriores.

La variedad en el porcentaje de sus componentes dará diferentes resistencias, distintos tiempos de fraguado, etc. Las resinas utilizadas hoy son fundamentalmente de *poliéster*, ya que las denominadas *epoxy* son muy caras y los *poliuretanos*, que se utilizaron hace años, se desecharon por ser tóxicos.

La resistencia del bulbo de anclaje dependerá de la adherencia entre lechada y acero y entre bulbo y terreno.

Si el macizo rocoso está muy fracturado es muy importante haber realizado previamente, en la zona de bulbo, una inyección para sellado de discontinuidades y refuerzo, ya que de no hacerse ésta, se pueden producir desplazamientos del bulbo cuando se tense el cable o el bulón, o puede que ni siquiera llegue a formarse un bulbo debido a que la inyección se ha escapado por las fracturas.

Una forma de comprobar el grado de fracturación, si bien costosa y lenta, es realizar ensayos de permeabilidad tipo Lugeon. Un procedimiento más rápido y barato es la monitorización del sondeo mediante una cámara de video o de ultrasonidos específicamente diseñada para este tipo de reconocimiento (sondeoscopia).

15.4.3.2.2. Anclajes repartidos

En el caso de los anclajes repartidos debe tenerse muy en cuenta que no es suficiente el contacto a lo largo de la totalidad de la longitud de la barra o cables para lograr un sostenimiento eficaz, porque lo que realmente da validez al sistema es el anclaje en la roca estable situada por detrás del plano de rotura.

Este tipo de anclajes exige una roca medianamente competente en toda su longitud.

15.4.3.3. Selección del anclaje en función de las características de la roca

Aunque la problemática del sostenimiento de la roca puede ser muy variada, en una visión muy somera se puede clasificar la roca en varios tipos, según sus características frente al uso de anclajes, tal y como se ha resumido en la Tabla 15.9, tomada de González Nicieza (2001).

15.4.3.4. Diseño de los anclajes

El diseño de los anclajes puede hacerse siguiendo las pautas expuestas por el Ministerio de Fomento en el libro *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001), así como las recomendaciones de Portillo Rubio (2003).

Los anclajes deben diseñarse de forma que los elementos o estructuras anclados alcancen los factores de seguridad mínimos recogidos en la Tabla 15.1.

Para su diseño será necesario definir los siguientes parámetros del anclaje:

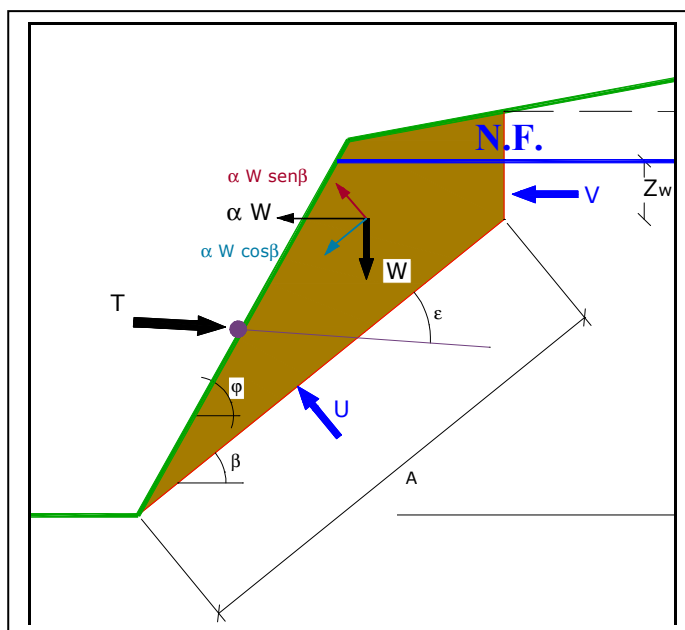
- la carga nominal,
- el diámetro de perforación,
- la longitud de anclaje,
- la longitud libre,
- la longitud de empotramiento y
- la sección del cable.

15.4.3.4.1. *Carga nominal del anclaje (T)*

Primero se determinará la carga necesaria para estabilizar la cuña o bloque. Siguiendo a Portillo Rubio (2003), si se considera el talud (con una grieta de tracción) representado en la Figura 15.28, una carga T aplicada por unidad de longitud afecta al factor de seguridad de la siguiente forma, considerando el caso más general de un efecto sísmico:

$$FS = \frac{[W \cdot (\cos \beta - \alpha \cdot \operatorname{sen} \beta) - U - V \cdot \operatorname{sen} \beta + T \cdot \operatorname{sen} \varepsilon] \cdot \operatorname{tg} \phi + C \cdot A}{W \cdot (\operatorname{sen} \beta + \alpha \cdot \cos \beta) + V \cdot \cos \beta - T \cdot \cos \varepsilon} \quad (15.13)$$

Esta carga por unidad de longitud se distribuye en función de la superficie a anclar y de la distancia entre anclajes, teniendo en cuenta que cuanto mayor sea esta distancia, menor será el coste de perforación. En el caso de anclajes de cables, el espaciamiento suele oscilar entre 2 y 5 m (Portillo Rubio, 2003). La carga nominal suele estar comprendida entre 250 y 1500 kN.



β = Buzamiento del plano de deslizamiento
 ϕ = Ángulo de fricción del plano de deslizamiento
 C = Cohesión del plano de deslizamiento
 A = Longitud del plano de deslizamiento
 α = Coeficiente de aceleración sísmica
 V = Resultante de la presión intersticial en la grieta de tracción $V = \frac{I}{2} \cdot Z_w^2$
 U = Resultante de la presión intersticial en el plano de deslizamiento
 $U = \frac{I}{2} \cdot (Z_w + H_w) \cdot A$

Figura 15.28. Estabilización con un anclaje de carga nominal T (modificada de Portillo Rubio, 2003).

15.4.3.4.2. Diámetro de perforación (D_p)

Según la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001), los diámetros de perforación mínimos para anclajes permanentes (inyección única) se recogen en la Tabla 15.8.

Tabla 15.8. Diámetros mínimos de perforación para anclajes (Ministerio de Fomento, 2001).

Anclajes de cables		
Nº de Cables	Diámetro mínimo exterior de la entubación (mm)	Diámetro mínimo de la perforación no entubada (mm)
2 a 4	133	105
5 a 7	152	125
7 a 12	178	140
Anclajes de barra		
$\phi \leq 25$	114	85
$25 < \phi \leq 40$	133	105

Tabla 15.9. Recomendaciones para el uso de anclajes en función del tipo de macizo rocoso.

TIPO DE MACIZO ROCOSO	ANCLAJE RECOMENDADO	RECOMENDACIONES
Macizo rocoso estratificado y/o laminado en el que predomina una orientación de planos de discontinuidad (es el caso de los esquistos, pizarras, etc.)	Son adecuados los anclajes de anclaje repartido y los de anclaje puntual	En este tipo de roca la rotura es progresiva, capa a capa, con gran fragmentación. La función del anclaje es mantener unidas, y resistiendo conjuntamente, un gran número de capas. Puede convenir una cierta tensión para mantener, o aumentar, la resistencia al corte de las juntas
Macizo rocoso sano, dividido en bloques de volumen similar y relativamente grande ($\approx 1 \text{ m}^3$)	Son apropiados prácticamente todos los tipos de anclajes, que deben estar anclados en la roca sana	La inestabilidad se produce en estas rocas por desajuste de los bloques más superficiales que van cayendo uno a uno. La función del anclaje es aplicar a los bloques fuerzas activas o pasivas suficientes para asegurar su estabilidad. El cálculo debe tener en cuenta la geometría de los bloques y las propiedades de las juntas
Macizo rocoso fragmentado en pequeños bloques, con separaciones entre juntas de más de 30 cm y menos de 1 m	El tipo de anclaje más eficaz suele ser el de anclaje repartido	Normalmente el anclaje sólo no es suficiente para prevenir el desajuste de los bloques y debe complementarse con tratamientos superficiales (como mallas metálicas, chapas, gunitado o combinaciones de ellos)
Macizo rocoso de baja resistencia y poco arcilloso	Sólo son adecuados los anclajes de anclaje repartido	El anclaje es posible si la roca es homogénea. Debe cuidarse mucho la calidad de la unión a lo largo del anclaje ya que la adherencia unitaria no será grande. Las resistencias al arrancamiento serán menores que en otros tipos de roca
Macizo rocoso arcilloso y poco resistente como margas arcillosas, lutitas y carbón	El anclaje deberá usarse con precaución. Nunca como medio principal de sostenimiento	Se suele proscribir el anclaje de anclaje repartido cuando tiene más de un 25% de su longitud en este tipo de roca
Macizo rocoso con juntas llenas de arcillas y/o con zonas tectonizadas	Si no existe roca sana el anclaje no es adecuado	En general el anclaje debe atravesar esas zonas para anclarse en roca sana interior
Macizo rocoso constituido por rocas expansivas o con minerales arcillosos expansivos	Los anclajes suelen ser inútiles	Los anclajes de anclaje repartido son especialmente inadecuados.

Portillo Rubio (2003) propone que el diámetro de perforación esté entre 1,6 y 2,5 veces el diámetro del anclaje.

15.4.3.4.3. Longitud de anclaje (L_A). Arrancamiento del bulbo

La longitud de anclaje debe ser la suficiente como para impedir que por efecto de la carga nominal en el anclaje se produzca el arrancamiento del terreno que rodea al bulbo y el fallo del anclaje.

A la hora de definirla deben tenerse en cuenta los factores de seguridad recogidos en la Tabla 15.10. Las categorías C1, C2 y C3 representan anclajes temporales con niveles de riesgo crecientes y las C4, C5 y C6 anclajes permanentes.

Tabla 15.10. Factores de seguridad recomendados (Ministerio de Fomento, 1996).

	CATEGORÍA DEL ANCLAJE					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Factor de mayoración de cargas, γ_f	1,4	1,5	1,8	1,6	1,8	2,0
Factor de minoración de resistencia del terreno, γ_t	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5	1,5

Se parte de que exista equilibrio entre la carga mayorada del anclaje y la resistencia minorada del contacto anclaje-terreno. Esta resistencia se supone distribuida homogéneamente sobre la superficie de anclaje. Así se tiene:

$$L_A = \frac{T \cdot \gamma_f \cdot \gamma_t}{\pi \cdot D_p \cdot \tau_{ultima}} \quad (15.14)$$

donde τ_{ultima} representa la resistencia al arrancamiento entre el anclaje y la roca, también denominada adherencia admisible del bulbo.

Para determinar esta resistencia existen reglas empíricas. Una muy utilizada es estimarla en un 10 % de la resistencia a compresión simple de la roca (Littlejohn, 1977).

En la Tabla 15.11 (Littlejohn y Bruce, 1976) se recopilan una serie de valores orientativos.

La norma española únicamente establece la distinción entre rocas duras (resistencias al arrancamiento entre 1 y 2,5 MPa) y blandas (resistencias entre 0,3 y 1 MPa).

Tabla 15.11. Valores orientativos de la resistencia al arrancamiento (Littlejohn y Bruce, 1976).

TIPO DE ROCAS	RESISTENCIA MEDIA AL ARRANCAMIENTO, τ_{ultima} (MPa)
Rocas ígneas intrusivas	1,5 a 5,7
Rocas calcáreas	1,0 a 4,8
Areniscas	0,7 a 2,2
Rocas arcillosas	0,17 a 0,83

Otra forma de determinar la adherencia admisible del bulbo es a partir de la siguiente expresión, recomendada en la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001):

$$\tau_{ultima} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{tg\phi'}{F_{2\phi}} \quad (15.15)$$

donde:

- c' es la cohesión efectiva del contacto terreno-bulbo.
- ϕ' es la fricción efectiva del contacto terreno-bulbo.
- σ' es la presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.
- F_{2c} es el coeficiente de minoración de la cohesión (1,6).
- $F_{2\phi}$ es el coeficiente de minoración de la fricción (1,35).

15.4.3.4.4. Longitud libre (L_L)

No existen reglas para dimensionar la longitud libre. Según las *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P. 8-96* (Asociación Técnica Española del Pretensado, 1996) no debe ser inferior a 5 m y que al menos 1 m se encuentre por detrás de la superficie de rotura, en la roca estable (Portillo Rubio, 2003).

15.4.3.4.5. Longitud de empotramiento (L_E)

Se define la longitud de empotramiento como:

$$L_E = L_A + \frac{L_L}{2} \quad (15.16)$$

Esta longitud no debe ser inferior a una longitud mínima que se puede determinar, en función del tipo de roca y de sí se trata de un anclaje único o de una línea de anclajes, a partir de las fórmulas recogidas en la Tabla 15.12 (Hanna, 1982).

En dichas fórmulas F_S representa un factor de seguridad que suele estar comprendido entre 2 y 3, T la carga nominal del anclaje (en t), τ la resistencia a cortante de la roca (en MPa), ϕ su fricción (en °), γ su peso específico (en t/m³) y S el espaciamiento medio entre anclajes de una misma línea (en m).

Tabla 15.12. Fórmulas empíricas para determinar la longitud de empotramiento mínima (Hanna, 1982).

Tipo de roca	Un Anclaje	Línea de Anclajes
Roca homogénea	$\sqrt{\frac{F_S \cdot T}{4,44 \cdot \tau}}$	$\frac{F_S \cdot T}{2,83 \cdot S \cdot \tau}$
Roca fisurada irregular	$\sqrt[3]{\frac{3 \cdot F_S \cdot T}{\gamma \cdot \pi \cdot tg^2 \phi}}$	$\sqrt{\frac{F_S \cdot T}{\gamma \cdot S \cdot tg \phi}}$
Roca fisurada sumergida irregular	$\sqrt[3]{\frac{3 \cdot F_S \cdot T}{(\gamma - 1) \cdot \pi \cdot tg^2 \phi}}$	$\sqrt{\frac{F_S \cdot T}{(\gamma - 1) \cdot S \cdot tg \phi}}$

15.4.3.4.6. Sección del anclaje (S_A)

La sección del cable o barra del anclaje se dimensiona, cuando éste es activo, a partir de la resistencia a tracción del acero (Portillo Rubio, 2003):

$$S_A = \frac{\gamma_y \cdot T \cdot \gamma_l}{0,9 \cdot f_{\gamma_s}} \quad (15.17)$$

donde:

- T = Carga del anclaje
- γ_l = Coeficiente de mayoración de la carga (1,4 a 2)
- f_{γ_s} = Límite elástico del acero
- γ_y = Coeficiente de minoración de la resistencia del acero $\approx 1,15$
- S_A = Sección del cable de acero

Los límites elásticos de los aceros empleados en los anclajes varían entre 800 y 1100 MPa para bulones pasivos y entre 1800 y 2000 MPa para los cables pretensados.

Cuando el anclaje es pasivo debe comprobarse que no se produzca su rotura por cortante.

15.4.3.4.7. Comprobación de deslizamiento cable-lechada

Una vez determinadas la longitud de anclaje (L_A) y la sección (S_A) del cable o barra, debe comprobarse la posibilidad de deslizamiento del cable en la lechada del bulbo. Como se recoge en la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* (Ministerio de Fomento, 2001), para garantizar la seguridad del anclaje diseñado debe verificarse que:

$$\frac{T \cdot \gamma_l}{L_A \cdot P_A} \leq \frac{\tau_{lim}}{1,2} \quad (15.18)$$

donde:

- P_A es el perímetro nominal del cable:

$$P_A = 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot S_A}$$

- τ_{lim} es la adherencia límite entre cable y lechada (en MPa), que se determina a partir de la resistencia a compresión simple a los 28 días de la lechada (f_{ck}), en MPa, como:

$$\tau_{lim} = 6,9 \cdot \left[\frac{f_{ck}}{22,5} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (15.19)$$

15.4.3.5. Instalación de anclajes

La colocación de anclajes puede automatizarse casi completamente. La obra se desarrolla en las siguientes fases:

- Se perfora el barreno con el diámetro y la profundidad necesarios. Se debe comprobar el estado de fracturación del macizo rocoso en la zona de anclaje (por sí fuera necesario realizar inyecciones de sellado). Esta comprobación puede realizarse observando los testigos de la perforación, mediante una sondeoscopia con una cámara de video especial para su uso en sondeos o mediante una cámara de ultrasonidos.
- Se introduce el cable de acero en el barreno.
- La longitud introducida se monitoriza digitalmente, lo que permite cortar el cable cuando se alcanza la longitud deseada. El corte se realiza mediante un

cortador hidráulico y simultáneamente se sujeta en su extremo inferior, para evitar deslizamientos.

- iv) Se bombea el mortero en el barreno mediante una tubería flexible, alrededor del cable (véase la Figura 15.29), siempre de abajo hacia arriba, en las zonas del anclaje previstas.

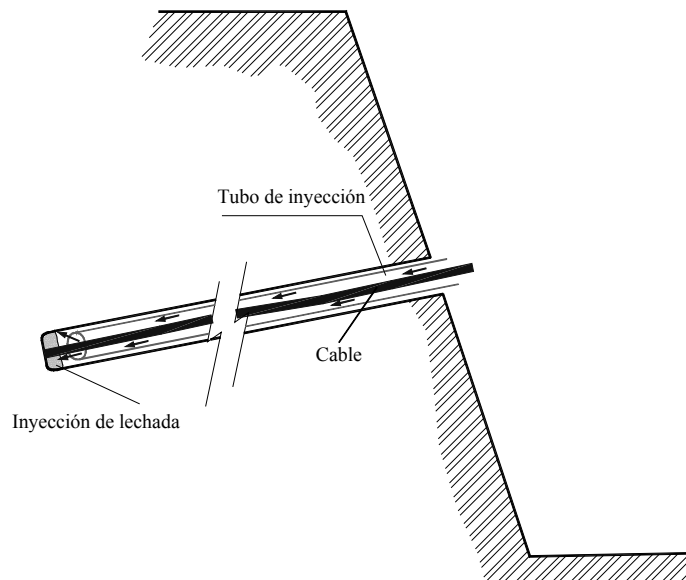


Figura 15.29. Inyección de la lechada.

- v) Se construye, si se considera necesario, un bloque de apoyo para la placa de reparto.
- vi) Transcurridas unas 24 horas tras la inyección de la lechada se procede al tensado del cable con un gato hidráulico hasta la carga de servicio. Este proceso de carga se realiza en cuatro tramos. Es frecuente superar la carga de servicio en un 20 % para después descargar el cable, lo que permite probar la resistencia del anclaje. El tiempo de fraguado se reduce considerablemente si se utilizan resinas en vez de morteros.

En la Figura 15.30 se pueden ver dos sistemas de trabajo para la colocación de este tipo de anclajes en un talud. Los equipos de instalación, en el interior de una jaula o cesta, se suspenden, mediante cables, de una grúa o bien de anclajes situados en la parte alta del talud.

15.4.3.6. Control de anclajes

En el caso de anclajes pasivos es necesario realizar un control de su ejecución porque la experiencia revela que el porcentaje de fallos es apreciable y puede llegar fácilmente al 10%. El control debe consistir en:

- Prueba a tracción hasta rotura de anclajes experimentales instalados previamente en las mismas condiciones de obra.
- Prueba a tracción hasta rotura de algunos anclajes colocados en el talud elegidos al azar.
- Prueba a tracción hasta una tensión del 60% de la carga de rotura de un porcentaje sistemático de anclajes colocados elegidos al azar.



Figura 15.30. Instalación de anclajes en un talud.

En cuanto a los anclajes activos, la guía *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno* (1996) distingue:

- **Pruebas de idoneidad:** Referidas a los procedimientos de fabricación, instalación, inyección y tensado, a las características de los distintos componentes del anclaje (comprobación en laboratorio de sus características resistentes y geométricas) o al comportamiento real del anclaje totalmente instalado. Estas últimas deben realizarse sobre cada tipo de anclaje y en número no inferior a dos pruebas por cada tipo de terreno existente en la zona de bulbo. Las pruebas consistirán en someter al anclaje a una tracción mayor o igual a su carga nominal mayorada, comprobando su resistencia real y su alargamiento.
- **Pruebas completas de tesado:** Pretenden conocer de forma lo más completa posible el comportamiento real del anclaje durante el tesado. Sus resultados se tratan estadísticamente y sirven de referencia para las denominadas **pruebas simples** de tesado. Estas pruebas deben realizarse al menos sobre el 25 % de los anclajes dispuestos en obra, y en ningún caso en número inferior a cinco. Consisten en tensar los anclajes hasta,

como mínimo su carga nominal mayorada, someterlo a tres ciclos de carga-descarga, midiendo los alargamientos correspondientes, bloquear el anclaje y comprobar, tras 48 horas, su carga residual.

- **Pruebas simples de tesado:** Se realizan sobre todos los anclajes de la obra (excepto sobre los que ya se haya hecho una prueba completa). Son similares a las anteriores, pero sin los tres ciclos de carga-descarga descritos.

15.4.3.7. Vigas de atado de anclajes

En los taludes es muy frecuente construir una viga de atado, de hormigón armado, para solidarizar unos anclajes a otros y repartir mejor la fuerza de los anclajes sobre la roca. Estas vigas permiten un reparto más solidario de esfuerzos, evitando que algunos anclajes se sobrecarguen mientras otros trabajan a bajo rendimiento. Además se mejora la seguridad del refuerzo, ya que si aún así algún anclaje trabajase por encima de su tensión límite y se produjese su rotura, el bloque anclado no siempre se desprendería. Si el anclaje está arriostrado a otros, cuando falla, los anclajes solidarios reparten la carga extra entre sí y puede que no se produzca el desprendimiento del bloque.

Cuando se trata de bloques de grandes dimensiones, sujetos por varios anclajes, la viga de atado minimiza el riesgo de que se produzca un efecto de fallo en cadena. Cuando se rompe un anclaje, los adyacentes absorben prácticamente la totalidad de la carga extra correspondiente al anclaje fallido, pudiendo romperse a su vez. La progresión de este efecto origina el fallo sucesivo en los anclajes y la inestabilización del talud. La viga de atado permite un reparto de carga entre todos los anclajes arriostrados (no solo a los adyacentes), por lo que la sobrecarga sobre cada anclaje debida a un anclaje fallido es mucho menor.

En la Figura 15.31 se puede ver un ejemplo de este tipo de estructuras de atado. En la fotografía de la izquierda se aprecia su distribución en el frente del talud y en la de la derecha un detalle.



Figura 15.31. Anclajes arriostrados con vigas de atado. Fotografía: autores.

En la Figura 15.32 se observa otro ejemplo de vigas de atado de cables. Puede verse que la disposición geométrica, tanto de los cables como de las vigas, debe optimizarse en función de la inestabilidad que se desee corregir.



Figura 15.32. Vigas de atado de cables verticales. Fotografía: autores.

15.4.3.8. Anclaje de elementos de contención

Otro uso muy extendido de los elementos de anclaje es la fijación de elementos de contención (muros o pantallas) al macizo rocoso. De esta forma se contrarrestan en parte los empujes activos del terreno sobre la estructura y por tanto se mejora su estabilidad a deslizamiento y vuelco. Por supuesto, es fundamental que el anclaje se realice en roca suficientemente resistente. Este tipo de aprovechamiento de los anclajes se ha representado en la Figura 15.33 para un muro.

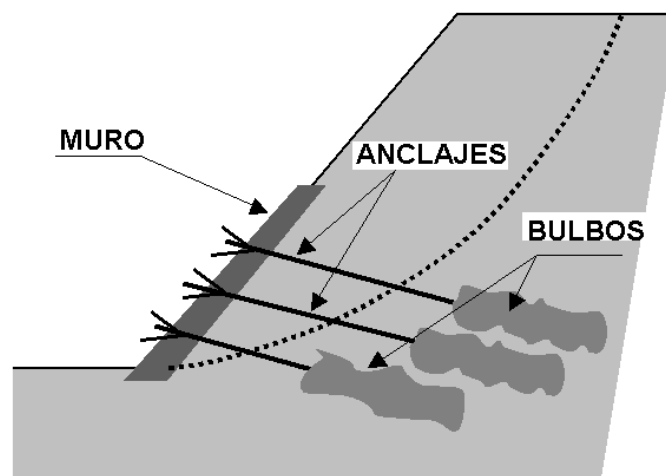


Figura 15.33. Anclaje de muro.

En la figura 15.34 se puede ver un muro de revestimiento de hormigón anclado.



Figura 15.34. Muro de revestimiento anclado. Fotografía: autores.

15.5. Gunitado

La gunita se define como un mortero u hormigón transportado a través de manguera y proyectado neumáticamente. En la figura 15.35 se muestra un talud en un macizo rocoso gunitado.



Figura 15.35. Talud gunitado en un macizo rocoso. Fotografía: autores.

Se trata de una técnica que se encuentra a caballo entre los métodos de protección, que permiten proteger el talud y la explanada situada a su pie frente a la caída de bloques o a los procesos erosivos (y revisados en el capítulo anterior), y los métodos de sostenimiento o refuerzo propiamente dichos, que se tratan en este tema

Cuando se utiliza como refuerzo, suele ir asociada a la presencia de anclajes, actuando como elemento que hace que funcione solidariamente todo el conjunto de anclajes o bulones.

15.5.1. Composición de la gunita

En función de la curva granulométrica de los áridos se suele hablar de gunita o de hormigón proyectado. Como norma general, en ningún caso se emplearán tamaños superiores a 25 mm. En cuanto a la relación agua-cemento, en los hormigones proyectados, la experiencia indica que si se supera el valor 0,45, el hormigón se escurre en los paramentos más verticales. Por el contrario, si se reduce hasta 0,35, se produce una gran cantidad de polvo. En general debe mantenerse entre 0,38 y 0,40.

Para el manejo del mortero del hormigón se suelen añadir elementos acelerantes, fluidificantes, plastificantes, estabilizadores o retardadores, según la propiedad requerida. El aditivo principal utilizado en el hormigón proyectado es el acelerante de fraguado. Este producto se presenta en líquido o en polvo. Su uso puede disminuir la resistencia final desde un 5 % (sí los acelerantes están libres de álcalis), hasta un 20 % (a base de aluminatos), e incluso un 50 % (a base de silicatos).

15.5.2. Sistemas de proyección

La mezcla proyectada normalmente no se desmorona ni fluye por su propio peso, ya que la fuerza de la proyección y el efecto del impacto hacen que el material quede adherido al frente del talud.

En la actualidad se usan tres procesos distintos, que son: mezcla seca, mezcla húmeda y mezcla semi-húmeda.

- El hormigón proyectado por vía seca se define como el procedimiento mediante el cual todos los componentes del hormigón son previamente mezclados, a excepción del agua, que se incorpora en la boquilla de salida, antes del lanzamiento de la mezcla. El transporte de la mezcla sin agua se realiza por flujo de aire a través de mangueras especiales. Es el proceso de uso más general. En la Figura 15.36 se muestra el equipo de proyección por vía seca.

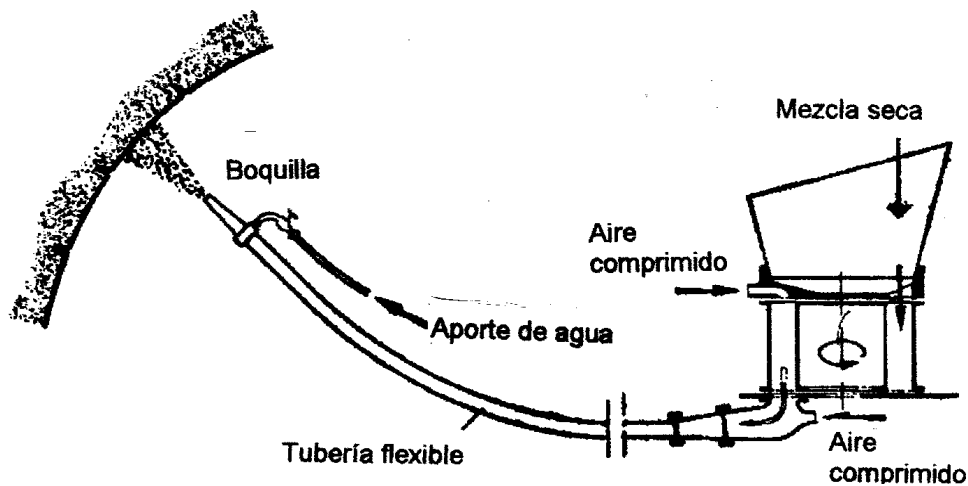


Figura 15. 36. Esquema de gunitado por vía seca

- El hormigón proyectado por vía húmeda se define como el procedimiento mediante el cual todos los componentes del hormigón, incluyendo el agua, se mezclan previamente antes de ser incorporados a la manguera a través de la cual serán transportados hasta la boquilla de proyección. El proceso de mezcla húmeda lleva consigo una necesidad de emplear más servicios y la compactación de la mezcla proyectada puede no llegar a ser suficiente. En la Figura 15.37 se representa la inyección por vía húmeda.

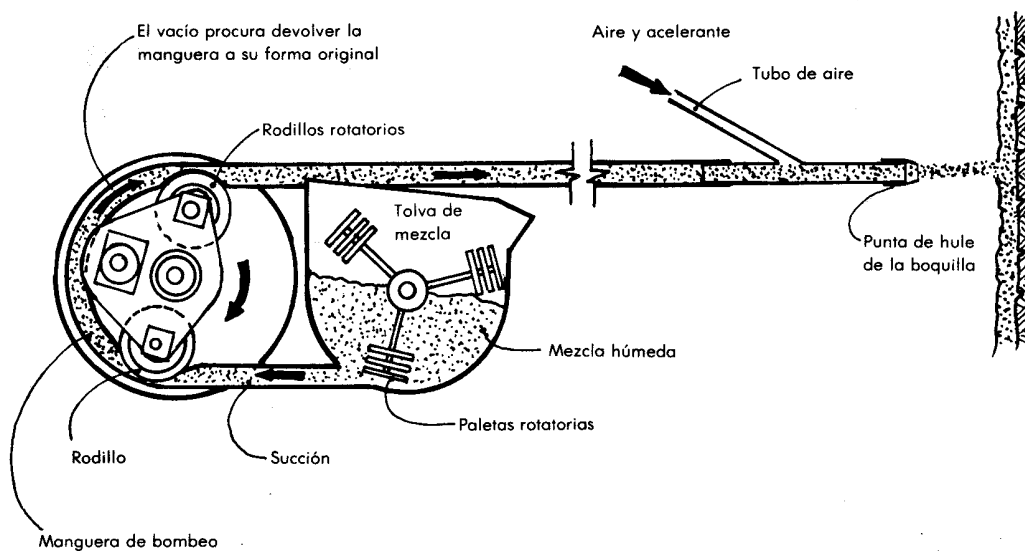


Figura 15. 37. Hormigón proyectado por vía húmeda

- El sistema de mezcla semi-húmeda, que consiste en la dosificación del agua, aproximadamente 5 m antes de la boquilla, es un proceso que evita

fundamentalmente que la mezcla seca se disperse, sobre todo el cemento a la hora de hacer la proyección.

En los equipos de proyección es conveniente emplear controles remotos, que soporten el peso en punta de las boquillas y mangueras, por lo que se aconseja la utilización de brazos hidráulicos (robots). En esta labor es necesario asegurar la salida uniforme del hormigón, así como el movimiento circular de la boquilla. También se requiere que el área de trabajo se encuentre a la vista en todo momento para el operador del robot.

Además de los equipos de proyección, en la puesta en obra hay que utilizar otras máquinas, como: compresores, grupos electrógenos, camiones hormigonera, plantas de mezclado, bombas de agua, silos de almacenamiento, etc.

15.5.3. Armado de la gunita

Cuando se utiliza mortero de hormigón en el sostenimiento, se calcula para soportar esfuerzos de compresión. Si es preciso que trabaje a tracción, será necesario armarlo; esto se lleva a cabo, generalmente, con mallas electrosoldadas o con fibras de vidrio o de acero.

El mortero reforzado con malla ha sido muy usado hasta ahora en la estabilización de taludes y laderas. Generalmente, se coloca antes de la proyección de mortero, una malla electrosoldada de 3, 4, 6 u ocasionalmente 8 mm de diámetro.

La preparación y colocación de la armadura de mallazo es una operación cara, peligrosa, lenta, insegura y en ocasiones de dudosa calidad. Las consecuencias técnicas que de lo expuesto se derivan son:

- Imposibilidad de “copiar” exactamente el perfil de la roca en el talud o la ladera.
- Hay un contacto permanente de la malla con el terreno, lo que supone oxidación de la malla, aumento del volumen de los hierros, produciendo microfisuración por aplastamiento de la gunita que, en consecuencia, se descascarilla.
- En la proyección de la gunita sobre la malla, al no adoptar ésta el perfil del terreno, quedan oquedades. El terreno no trabaja solidariamente con la gunita. Estos huecos en ocasiones actúan como conductos de drenaje.
- Se fija la malla en los puntos sobresalientes de la roca, y no siempre está pegada al terreno en las zonas de tracción. Justo es reconocer que el mecanismo de tensiones que actúa en el conjunto terreno-mortero es complejo, por los cambios en las condiciones mecánicas de la roca, por lo que es muy difícil determinar donde están las zonas sometidas a tracción, compresión o cortante.
- El rechazo del mortero es mucho mayor al ser proyectado contra la malla, empeorando cuanto más cerrada sea la misma. El árido grueso rebota, quedan huecos y el gunitado es más “poroso” (permeabilidad, congelamiento, oxidación de la armadura).

- o La proyección de forma neumática a alta velocidad de la gunita, produce en el mallazo vibraciones pudiendo en consecuencia tener problemas de sujeción de la malla, falta de adherencia entre el terreno, la gunita y el mallazo.
- o La falta de racionalización en el proceso de colocación de la armadura, la necesidad de contar con un mínimo de 4 operarios y frecuentemente la conveniencia de hacer la estabilización en poco tiempo (seguridad), hacen que este sistema no resulte el más adecuado.

La otra forma de conferir resistencia a la tracción a la gunita es reforzándola con fibras de acero (HRFA), tipo DRAMIX, lo que la convierte en un material compuesto armado homogéneamente. Las fibras suelen tener unos 30 mm de largo y diámetros entre 0,5 y 0,8 mm y su resistencia a tracción debe ser superior a 120 MPa. Se comercializan encoladas, formando pequeños peines, lo que facilita su uso, y se añaden a la mezcla junto con los áridos, absorbiendo la humedad natural que poseen (problemática en el gunitado por vía seca). Las fibras se separan individualmente y se dispersan dentro de la mezcla, que se hace homogénea e isotrópica (sin que se formen “bolas” o “erizos”). Estas fibras se pueden apreciar con mayor detalle en la Figura 15.38.

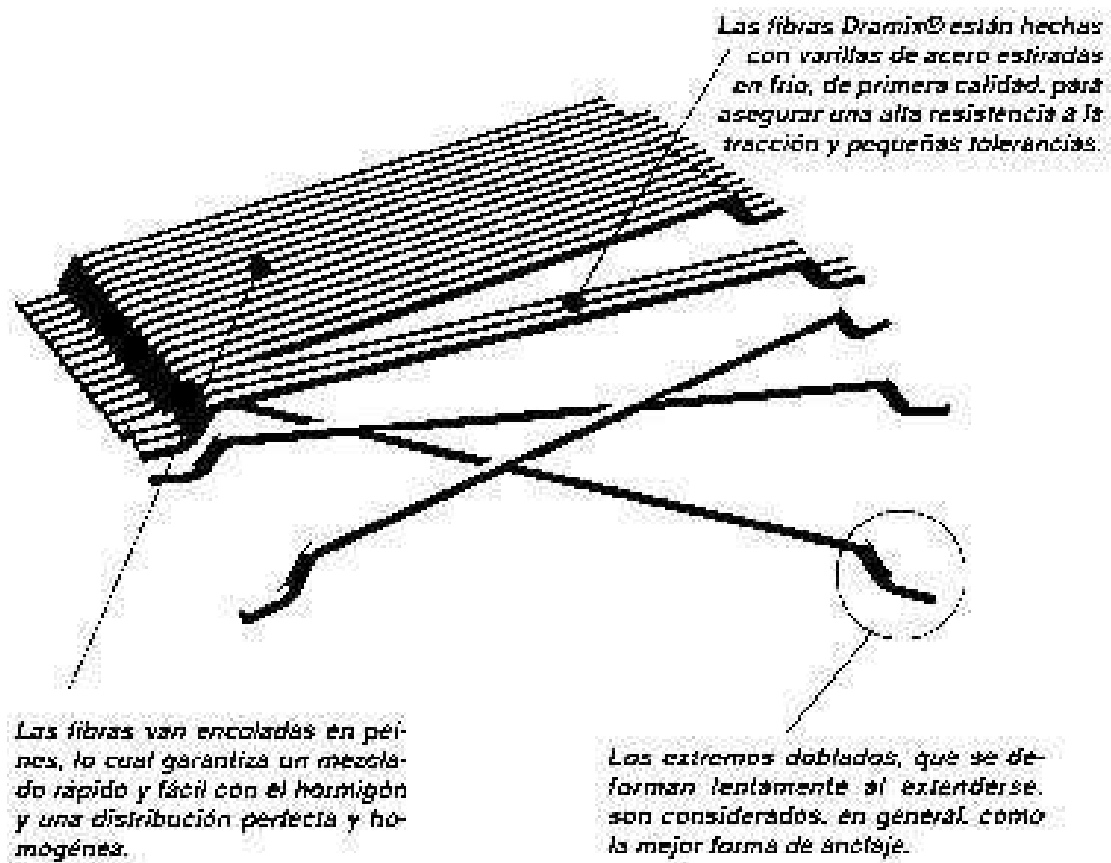


Figura 15. 38. Detalle de fibras Dramix

15.5.4. Aplicaciones de la gunita al refuerzo y protección de taludes

Las principales aplicaciones del uso de gunita en taludes son las siguientes:

- Preservan el frente del talud de la meteorización y erosión. Al impermeabilizarlo impiden que el agua de escorrentía penetre en él.
- Protegen el pie del talud de pequeños desprendimientos. Se incrementa la seguridad respecto al uso de mallas de protección.
- Al producirse una inyección por gravedad de mortero en el interior de las juntas, se procede a su sellado parcial, mejorando las características resistentes del macizo rocoso en la zona de influencia de este tipo de inyección.
- Arriostran los cables y bulones a lo largo de una superficie, repartiendo los esfuerzos entre ellos, para que trabajen solidariamente, y distribuyendo las fuerzas estabilizadoras en la superficie gunitada.

Entre sus principales inconvenientes se deben resaltar:

- ❑ Su uso para estabilizar bloques de grandes dimensiones resulta antieconómico.
- ❑ Se debe eliminar, mediante mechinales, la presión de agua, ya que produce su despegue de la superficie del talud e incluso su desprendimiento.
- ❑ Si la adherencia al talud no es buena se puede producir circulación de aguas entre el talud y la gunita, con la consiguiente erosión, que provoca el descalce y posterior desprendimiento de la misma.
- ❑ Provoca un notable impacto visual.

REFERENCIAS

- Asociación Técnica Española del Pretensado, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. (1996). Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P. 8-96. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- Barton N. (2004). Pre-grouting effect for tunnels in rock. Jornada Técnica: Tratamientos de túneles en roca. Madrid.
- Bielza Feliú, A. (1999). Manual de técnicas de tratamiento del terreno. Ed. Carlos López Jimeno. Madrid.
- Brady, B.; Brown, E.T. (1994). Rock Mechanics for Underground Mining. Ed. Chapman & Hall, London.
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980). Underground Excavations in rock. Instn. Min. and Metall., London.
- Calavera Ruiz, J. (2001). Muros de contención y muros de sótano. Ed. INTEMAC. Madrid.
- CEN (1998). Execution of special geotechnical work-grouting. Technical Committee 28, Standard nº pr EN 12715.
- Gómez Prieto, R. (1999). Manual de estabilización y revegetación de taludes. Ed. Carlos López Jimeno. Madrid.
- González del Vallejo, L. (2002). Ingeniería Geológica. Ed. Prentice Hall. Madrid.
- González Nicieza, C. (2001). Sostenimiento de galerías y túneles. I Curso de Formación: Minería subterránea de pizarra. Noviembre.
- Hanna, T.H. (1982). Foundations in tension. Ground Anchors. Trans.Tede Publication. Ed. Mc Graw-Hill Book Company. London.
- Jiménez Salas, J.A. (1980). Geotecnia y Cimientos. Ed. Rueda. Madrid.
- Littlejohn G. S., Bruce D. A. (1976). Rocks anchors – State of the Art. Foundation Publications Ltd., England.
- Littlejohn G. S., Bruce D. A. (1977). Rocks anchors – design and quality control. Geotechnics Research Group.University of Aberdeen (Scotland).
- Lombardi, G. (2002). Grouting of rock masses. 3rd International Conference on grouting and grout treatment. Minusio.
- Portillo Rubio, E. (2003). Ingeniería del Terreo. IngeoTer, vol. 2, Capítulo 4: Estabilización de taludes mediante anclajes. Ed. Carlos López Jimeno.Madrid.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras. (1998). Recomendaciones para el Diseño y Construcción de muros de Escollera en Obras de Carreteras.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras. (2001). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras.
- Teng,W.C. (1962). Foundation design. Ed. Prentice Hall. New Jersey
- Serrano González, A., Olalla Marañón, C. (1996). Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal. Ministerio de Fomento, CEDEX. Madrid.
- Weaver, K. (1991). Dam Foundation Grouting. ASCE. New York.178 p.

<http://www.mininglife.com/Miner/rockmech/Grouting>

http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libros-electronicos//Libros/manual_anclaje

http://www.eng.uwo.edu/civil/publications/reports/FHWA_WY_03_03F.pdf

16. DRENAJE DE TALUDES

Por Martina Inmaculada Álvarez Fernández y Miguel Ángel Rodríguez Díaz

Non, nisi parendo, vincitur (Natura)
Para dominar a la naturaleza, es necesario primero obedecerla
Francis Bacon, 1620

16.1. Introducción y conceptos básicos

Es comúnmente aceptado que la presencia de agua afecta negativamente a la estabilidad y seguridad de los taludes destacando, entre los daños que puede causar, los siguientes:

- Aumenta el peso del talud, favoreciendo su deslizamiento.
- Aumenta la presión intersticial en poros y fracturas, generando tensiones desestabilizadoras de la masa rocosa. En acuíferos no confinados esta presión viene marcada por la altura de la columna de agua, de forma que por cada metro por debajo del nivel freático, la presión crece 10 kPa.
- Aumenta los empujes sobre los elementos de contención, obligando a sobredimensionarlos.
- Su acción continuada sobre determinados materiales produce disolución y karstificación. Este fenómeno es frecuente en calizas y yesos.
- Degrada la calidad del macizo rocoso, aumentando la meteorización de las juntas, su apertura (con la acción hielo-deshielo) y alterando su relleno; la acción hielo-deshielo puede producir también el desprendimiento de bloques.
- La escorrentía produce erosión y arrastre de materiales en la cara del talud. La erosión diferencial genera en muchos casos desprendimientos de bloques por descalce.

16.1.1. Conceptos básicos

Siguiendo a Custodio y Llamas (1996), se denomina **acuífero** a aquella formación geológica o estrato que permite el aprovechamiento económico del agua que circula a su través. Esta circulación puede realizarse a través de los poros, como por ejemplo en las areniscas, dando lugar a un acuífero por porosidad, o bien a través de sus discontinuidades (fracturas, diaclasas, fallas, oquedades, etc.), con lo que se tiene un acuífero por fracturación. Este último tipo de acuíferos son los más comunes en macizos rocosos.

Como la idea de aprovechamiento económico es relativa, prácticamente cualquier macizo rocoso podría ser considerado como acuífero. Sin embargo, habitualmente se trata de macizos rocosos de areniscas poco cementadas, calizas karstificadas o, en general, macizos rocosos fracturados.

Otro concepto fundamental es el de **acuicludo**, que corresponde a aquella formación geológica que, conteniendo agua en su interior, no tiene capacidad de transmitirla para permitir su aprovechamiento. Es decir, un acuicludo es capaz de almacenar grandes cantidades de agua - aunque apenas permite su circulación- y, lo que resulta más problemático desde el punto de vista de la seguridad de los taludes, es capaz de mantener la presión de la misma. Se trata de macizos rocosos constituidos por margas, argilitas, pizarras o limolitas, siempre y cuando no se encuentren fracturados.

Otros dos conceptos menos utilizados son el de acuitardo y acuífugo. Los **acuitardos** almacenan agua, aunque la transmiten de forma lenta, no pudiendo aprovecharse económicamente. Su importancia radica en que actúan como sistemas de recarga vertical de acuíferos subterráneos. Los **acuífugos** no tienen capacidad de almacenamiento ni de transmisión. Estas circunstancias se dan cuando el macizo rocoso carece de porosidad y no se encuentra fracturado.

16.1.2. Caracterización de los acuíferos

Los acuíferos pueden ser libres, cuando poseen una superficie en contacto con la atmósfera y que por tanto se encuentra a presión atmosférica, o confinados, cuando el agua está sometida a una presión superior a la atmosférica.

Para evaluar las características de los acuíferos existen una serie de parámetros que conviene definir. Se trata de la porosidad, la permeabilidad y la transmisividad.

La **porosidad** (m) es el cociente entre el volumen de huecos de un material (V_h) y su volumen total (V_t). Es decir:

$$m = \frac{V_h}{V_t} \quad (16.1)$$

Dentro de la denominación *volumen de huecos* se incluyen tanto los huecos intergranulares, como los de fracturación o los originados por disolución. Sin embargo, para disponer de un acuífero no basta con que el material posea una porosidad elevada si no que se precisa que los huecos estén comunicados unos con otros, de forma que el agua pueda ser extraída por gravedad. Este tipo de porosidad se denomina *porosidad eficaz* (m_e). El agua que no podría ser evacuada del macizo rocoso por gravedad en el caso de que dicho macizo rocoso estuviera completamente saturado define su *capacidad de retención específica* (m_s). De esta forma:

$$m = m_e + m_s \quad (16.2)$$

La **permeabilidad** (k) es el caudal de agua que pasa por una sección unitaria del acuífero sometida a un gradiente hidráulico unidad. Debe recordarse que el gradiente hidráulico (i) representa la pérdida de carga experimentada por unidad de longitud atravesada por el flujo de agua. Así, si se tiene una sección de $A \text{ m}^2$, atravesada por un caudal $Q \text{ (m}^3/\text{s)}$, con un gradiente hidráulico i , la permeabilidad será:

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} = \frac{v}{i} \quad (16.3)$$

Por tanto, la permeabilidad define la velocidad, v , con la que el agua atravesaría el acuífero bajo un gradiente hidráulico unitario, y se expresa en unidades de velocidad, de las cuales la más habitual es m/día. Un buen acuífero posee permeabilidades de más de 1 m/día (pudiendo superar valores de 10^3 m/día). Un acuífero pobre se mueve en valores de permeabilidad entre 1 y 10^{-3} m/día, mientras que en un acuicludo la permeabilidad puede descender hasta 10^{-6} m/día (Custodio y Llamas, 1996).

La permeabilidad está íntimamente ligada con la **transmisividad** (T). Si se considera que el acuífero tiene una altura h y una permeabilidad k , la transmisividad se define como:

$$T = k \cdot h = \frac{Q}{A \cdot i} \cdot h \quad (16.4)$$

Es, por tanto, el caudal que se filtra a través de una franja vertical del terreno que tenga área unidad y como altura la altura del acuífero (h) bajo un gradiente hidráulico unidad. Se suele expresar en $\text{m}^2/\text{día}$ o en cm^2/s .

16.2. El ciclo hidrológico

Se denomina *ciclo hidrológico* o *ciclo del agua* a los cambios experimentados por el agua en la hidrosfera (conjunto formado por la atmósfera y los niveles superiores de la corteza terrestre), tanto desde el punto de vista de sus movimientos como de sus cambios de estado.

Como exponen Custodio y Llamas (1996), el ciclo hidrológico se fundamenta, básicamente, en dos energías: la *solar*, que permite el cambio de la fase líquida a la gaseosa y el movimiento ascendente de ésta desde la corteza terrestre a la atmósfera, y la *gravitatoria*, que origina el movimiento descendente del agua condensada desde la atmósfera a la corteza y de unas zonas de la corteza a otras de menor cota.

En la Figura 16.1 se presenta esquemáticamente dicho ciclo hidrológico. Considerando el vapor de agua en la atmósfera, el ciclo se iniciaría cuando una parte de este vapor se condensa y precipita, ya sea en fase líquida (lluvia) o sólida (nieve).

Parte de este vapor condensado llega, por acción de la gravedad a la corteza terrestre, mientras el resto se vuelve a evaporar, bien durante su caída o bien tras ser interceptada por la

vegetación, las superficies de edificios, infraestructuras, etc. que impiden que el agua alcance la corteza.

A su vez, del agua que sí llega a la superficie terrestre una parte se infiltra y otra permanece a nivel superficial, en pequeños almacenamientos (donde también se evapora y retorna a la atmósfera) o en forma de escorrentía, desde donde llega a grandes sistemas de almacenamiento (lagos, embalses o mares). En estos almacenes pueden producirse fenómenos de evaporación y de infiltración.

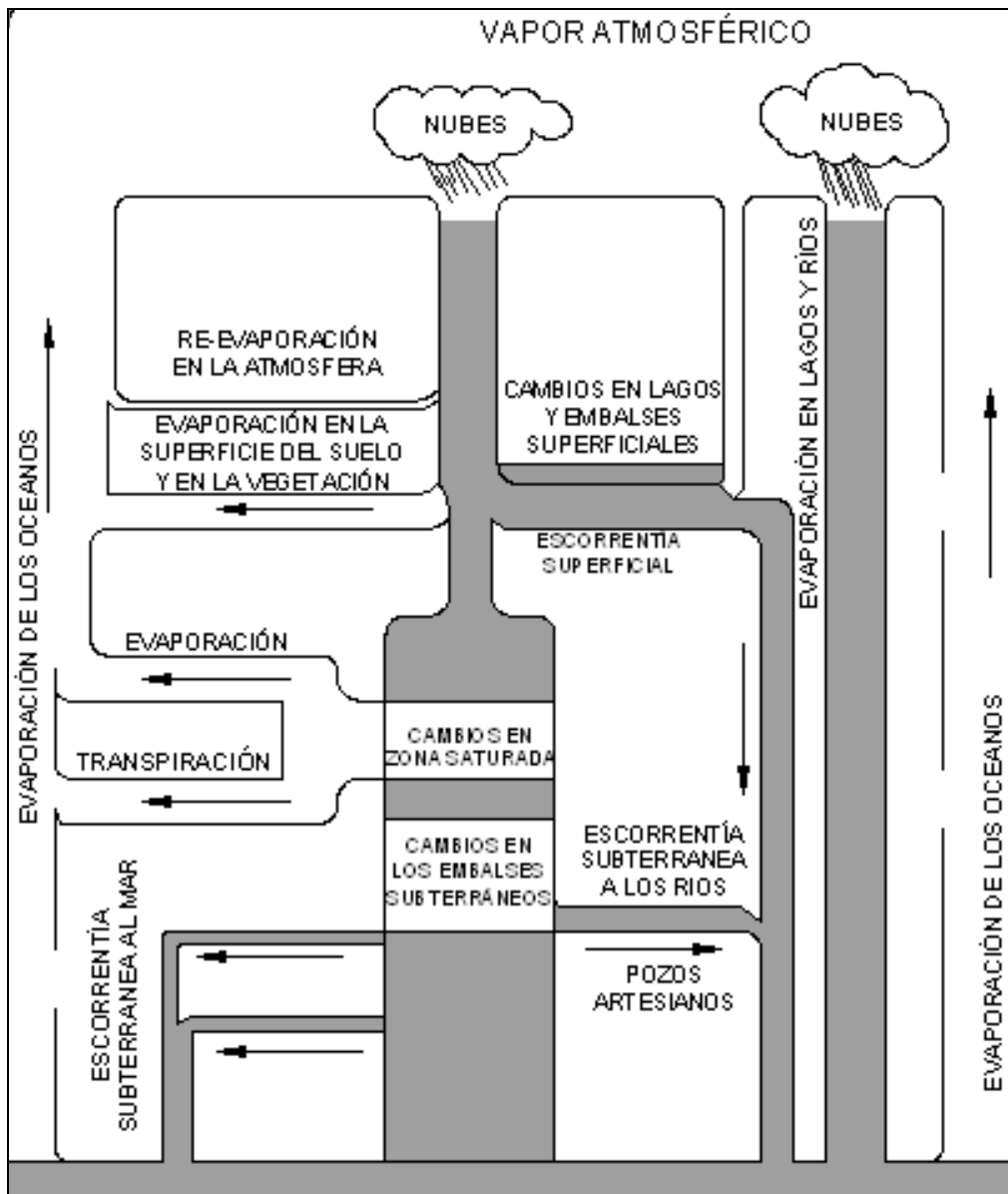


Figura 16.1. Esquematización del ciclo hidrológico (Custodio y Llamas, 1996). Cortesía: Editorial Omega.

Las aguas infiltradas (directamente de las precipitaciones o bien a través de los sistemas de almacenamiento) se distribuyen en dos grupos:

- Las que constituyen la zona de humedad del suelo, de donde retornan a la atmósfera por evaporación o por la transpiración de las plantas (lo que se denomina en conjunto *evapotranspiración*).
- Las que constituyen las aguas subterráneas, que son devueltas al exterior de dos formas: evaporándose al ascender a niveles más superficiales por capilaridad (y pasando a la atmósfera) o bien a través de ríos y manantiales que discurren hacia el mar.

La mayor parte de la escorrentía, ya sea superficial o subterránea, termina en el mar, que constituye, pues, el punto final del ciclo, desde donde el agua vuelve a la atmósfera por evaporación.

Siguiendo a dichos autores y aplicando el axioma de conservación de materia y energía, en cualquier unidad de almacenamiento de agua se debe cumplir el siguiente balance:

$$\text{Entradas} = \text{Salidas} \pm \text{Variación en el Almacenamiento}$$

Analizando este balance con más detalle se tiene:

$$P = ES + ED + ET \quad (16.5)$$

donde:

- P es la precipitación,
- ES es la escorrentía subterránea,
- ED es la escorrentía superficial o directa,
- ET es la evapotranspiración.

Al ciclo hidrológico pueden incorporarse esporádicamente *aguas nuevas* o *juveniles* procedentes de magmas de origen profundo, pero estos aportes resultan insignificantes con relación a los volúmenes involucrados en el ciclo.

16.3. El agua en los macizos rocosos y taludes

De la definición de acuífero, acuícludo y acuitardo se puede extraer como norma general que el agua se encuentra siempre presente en los macizos rocosos, aunque en muy diferentes formas:

1. Agua **intergranular**: Se encuentra ocupando los poros y huecos entre los granos que constituyen la roca. La cantidad de agua almacenada dependerá, por tanto, de la porosidad de la propia roca. Se pueden encontrar grandes cantidades de este tipo de aguas en materiales como las areniscas sin cementar.

2. Agua **interfractural**: Ocupa los huecos originados por la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso, como son diaclasas, fracturas, planos de estratificación y contactos entre materiales. La cantidad de agua almacenada por este sistema no depende de las propiedades acuíferas de la roca, si no de las características y condiciones de las discontinuidades, tales como: el número de juntas por metro cúbico (J_v), la apertura y continuidad de las mismas y la presencia de rellenos ocupando dicha apertura. Como consecuencia, un macizo rocoso constituido por una roca considerada “impermeable”, por ejemplo una argilita, puede ser un acuífero si se encuentra fracturado y las condiciones de las juntas resultan favorables.
3. Agua en **fallas**: Las fallas suelen actuar como sistemas conductores de agua, condicionados por la apertura y tipo de relleno que presenten. En general, su capacidad de transmisión de agua suele ser tan importante que determinan la red hidrológica subterránea de su área de influencia ya que pueden comunicar o aislar entre sí diferentes sistemas acuíferos.
4. Agua en los **karsts**: Los karsts constituyen uno de los sistemas de almacenaje de aguas más importantes. Se crean por disolución de materiales como la caliza o el yeso (poco permeables en sí mismos), pudiendo llegar a desarrollarse ríos subterráneos. El trazado de la red de circulación kárstica se va alterando con el tiempo, lo que da lugar a que aparezcan bolsas de agua colgadas en zonas donde no existe actividad kárstica en la actualidad.

Como puede verse, los acuíferos en macizos rocosos resultan más complejos que los de suelos, ya que en estos últimos el sistema de almacenamiento de aguas es mayoritariamente intergranular. Sin embargo, en un mismo macizo rocoso pueden aparecer las cuatro formas de almacenamiento descritas.

En cuanto a la problemática concreta del agua en los taludes rocosos, debe tenerse presente que en un mismo talud pueden encontrarse varias formaciones geológicas distintas y, además, en cada una de ellas pueden existir los cuatro sistemas de almacenamiento.

El problema se complica aún más porque pueden tenerse tanto acuíferos libres como confinados, originando situaciones muy distintas. Así, un acuífero libre interceptado por un talud, además de generar presiones intersticiales, puede ocasionar problemas de erosión, degradación y arrastres de material. Los acuíferos confinados pueden resultar aún más problemáticos, en primer lugar porque no afloran, lo que puede significar que se desconozca incluso su existencia, y en segundo lugar por las grandes presiones intersticiales que pueden generar. Así, es relativamente frecuente encontrar bolsas de agua, originadas por karstificación, en macizos rocosos calcáreos taponadas por niveles arcillosos, que expulsan bruscamente su contenido de agua a presión mientras se realiza la excavación del talud.

16.4. Objetivos. Clasificación de los sistemas de drenaje

El principal objetivo que se persigue con la aplicación de sistemas de drenaje es la eliminación, en la medida de lo posible, del agua, minimizando de esta forma sus efectos negativos.

A grandes rasgos, este objetivo se puede conseguir utilizando dos metodologías:

1. Impedir que el agua acceda al cuerpo del talud, interceptándola mediante zanjas, cunetas o pantallas.
2. Disminuir el agua presente en dicho talud, evacuándola mediante zanjas, sondeos, pozos o galerías.

Tradicionalmente, los sistemas de drenaje se han clasificado en dos grandes tipologías: los superficiales y los profundos.

Con los **drenajes superficiales** se pretende, principalmente, captar las aguas de escorrentía, impidiendo que se infiltren en el cuerpo del talud. Este hecho resulta de extrema importancia cuando en un talud se ha iniciado una inestabilidad, con la consiguiente aparición de grietas de tracción, ya que el incremento de presión intersticial que se genera con esta infiltración suele conllevar una aceleración del proceso de inestabilización. La captación de las aguas de escorrentía impide también que circulen produciendo erosiones y arrastres en el frente del talud.

Con los **drenajes profundos** se intenta rebajar el nivel freático del talud (y, por tanto, el peso del mismo) y las presiones intersticiales. A su vez este objetivo se puede conseguir con las dos metodologías mencionadas al principio de este apartado: interceptando aguas profundas (mediante sistemas de pantallas) o evacuando las aguas del talud –las ya almacenadas y los nuevos aportes- mediante sondeos, pozos, etc.

Cuando se trata de evacuar las aguas del cuerpo del talud debe tenerse presente que el sistema elegido debe ser capaz de descargar más agua que la que el sistema de recarga del acuífero le proporcione. Debe indicarse que el volumen de agua recolectada no es un buen indicador de la eficiencia del sistema de drenaje, pues en macizos rocosos poco permeables se pueden obtener grandes disminuciones de las presiones de poro y, por lo tanto aumentos del factor de seguridad del talud, con pequeños flujos de agua (Suárez Díaz, 1998).

Por último, conviene mencionar que, independientemente del sistema de drenaje elegido, es muy importante llevar a cabo un minucioso control sobre su funcionalidad, comprobando que actúe de acuerdo a las previsiones y que con el tiempo no se produzcan colmataciones o daños en el mismo. No debe perderse de vista tampoco que, con el paso del tiempo, pueden aparecer grietas en la estructura del sistema de drenaje y, por consiguiente, infiltraciones en el terreno. Para evitar esta circunstancia, debe llevarse a cabo un buen mantenimiento, aconsejándose que cada dos años, al menos, se proceda a una inspección profunda.

A continuación se pasan a comentar los sistemas de drenaje que se utilizan con mayor asiduidad en la actualidad.

16.5. Drenajes superficiales

Como ya se ha mencionado, el objetivo fundamental del drenaje superficial es mejorar la estabilidad de los taludes disminuyendo o eliminando la infiltración y evitando la erosión. Para ello, el sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de su cuenca de aporte, conduciendo el agua a un sitio seguro, lejos de la zona de potenciales roturas, es decir, evitando que llegue a penetrar en el área supuestamente inestable, si ésta existe.

Los métodos de drenaje superficial más habituales son las cunetas (perimetrales y de berma). A medio camino entre los drenajes superficiales y profundos se inscriben las zanjas drenantes.

16.5.1. Cunetas

Las cunetas son canales de pequeña profundidad ideados para captar aguas de escorrentía y dirigir las a zonas donde no causen daños. Existen, fundamentalmente, dos tipos: las perimetrales (o de guarda) y las de berma. Las primeras (Figura 16.2.) interceptan las aguas que, procedentes de cotas superiores, llegan hasta el talud.



Figura 16.2. Cuneta o zanja perimetral en una explotación minera. Fotografía H. Stockhausen.

Las cunetas de berma se ubican en las bermas del talud para captar las precipitaciones que inciden directamente sobre el mismo y reducir la longitud y el caudal de escorrentía, minimizando los riesgos de infiltración y erosión. Ambos tipos se han representado en la Figura 16.3. En la Figura 16.4 se puede ver la sección tipo de una cuneta, que como se observa puede ser triangular, trapezoidal o circular, cada una con sus características hidráulicas.

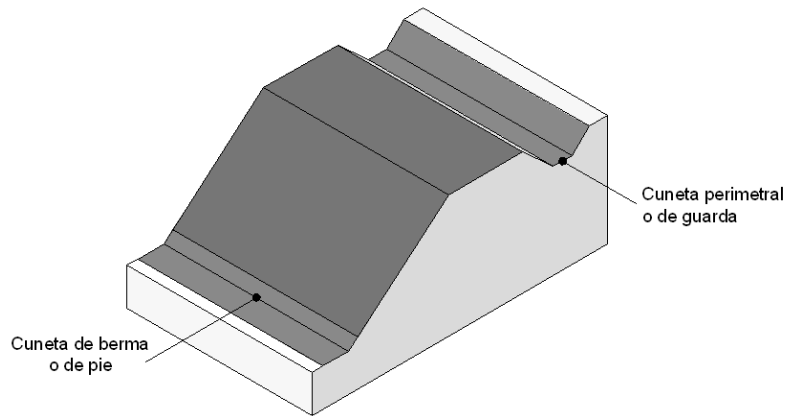
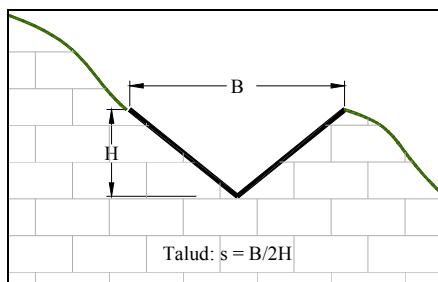


Figura 16.3. Cunetas perimetrales y de berma (modificada de Ministerio de Fomento, 2003).

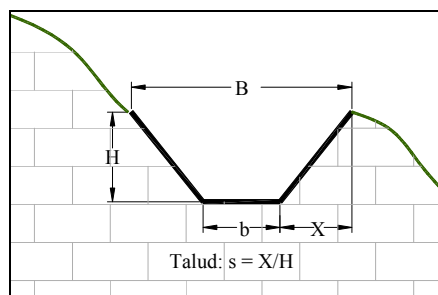


Triangular

$$\text{Área} = \frac{B \cdot H}{2}$$

$$\text{Perímetro mojado} = 2 \cdot H \sqrt{1 + s^2}$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{B \cdot H}{4 \cdot H \sqrt{1 + s^2}}$$

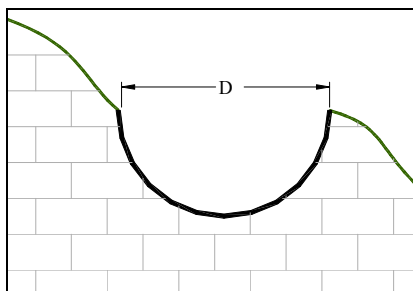


Trapezoidal

$$\text{Área} = b \cdot H + s \cdot H^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = b + 2 \cdot H \sqrt{1 + s^2}$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{b \cdot H + s \cdot H^2}{b + 2 \cdot H \sqrt{1 + s^2}}$$



Circular (Diámetro = D)

$$\text{Área} = \frac{\pi \cdot D^2}{8}$$

$$\text{Perímetro mojado} = \pi \cdot \frac{D}{2}$$

$$\text{Radio hidráulico} = R_h = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{D}{4}$$

Figura 16.4. Sección tipo de una cuneta.

Se recomienda que estos sistemas posean la suficiente pendiente como para eliminar rápidamente el agua interceptada. Esta velocidad debe limitarse entre un valor máximo, condicionado por posibles problemas de erosión, y un mínimo que impida la sedimentación de los sólidos arrastrados por el agua y la consiguiente colmatación de la cuneta.

En la Tabla 16.1 se presenta una relación de velocidades máximas del agua en función del material en el que se excave la cuneta, para que no se produzca erosión. Dicha tabla procede de la *Instrucción de Carreteras 5.2-IC, Drenaje superficial* (MOPU, 1990).

Tabla 16.1. Velocidades máximas para prevenir la erosión (Instrucción 5.2-IC, 1990).

Tipo de fondo	Velocidad Máxima (m/s)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0,20-0,60
Arena arcillosa dura, margas duras	0,60-0,90
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0,60-1,20
Arcilla, grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1,20-1,50
Hierba	1,20-1,80
Conglomerados, pizarras duras, rocas blandas	1,40-2,40
Mampostería, rocas duras	3,00-4,50
Hormigón	4,50-6,00

La velocidad del agua en la cuneta puede ser estimada a partir de la fórmula de Bazin, propuesta en la *Instruction technique relative aux reseaux d'assainissement des agglomerations* francesa (1981), según recoge Catalá Moreno (1992):

$$V = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{\sqrt{R_h + \gamma}} \cdot \sqrt{R_h \cdot J} \quad (16.6)$$

donde:

V: Velocidad del agua en la cuneta (m/s)

J: Pendiente mínima del canal, en tanto por uno.

R_h: Radio hidráulico en m. A fin de asegurar que no se produzca un desbordamiento se suele tomar un valor correspondiente al 80 % de su valor real.

γ: Coeficiente de rugosidad, que depende del material que constituya las paredes de la cuneta, según la Tabla 16.2.

Como su principal función es captar aguas, resulta fundamental evitar que estas reviertan en el terreno, para lo cual suelen utilizarse dos métodos. El primero consiste en impermeabilizar la cuneta instalando un geotextil sobre el terreno una vez excavado y antes de colocar la cuneta propiamente dicha (véase la Figura 16.5). El segundo método consiste en construir una pequeña zanja drenante debajo de la cuneta, que capte las posibles fugas. Estas zanjas drenantes se describirán con más detalle en el siguiente apartado.

Tabla 16.2. Coeficiente de rugosidad de Bazin (Catalá Moreno, 1992).

Naturaleza de las paredes	γ
Paredes muy unidas: cemento muy liso, madera cepillada, fibrocemento, etc.	0,06
Paredes unidas: piedra tallada, ladrillo.	0,16
Paredes de mampostería, hormigón, etc.	0,46
Paredes de naturaleza mixta: secciones en tierra muy regulares.	0,85
Canales de tierra en condiciones normales.	1,30
Canales de tierra que ofrecen gran resistencia al paso del agua: fondo de cantos rodados, paredes con vegetación o rocas.	1,75



Figura 16.5. Geotextil impermeable en la base de una cuneta. Fotografía: autores.

16.5.2. Zanjas drenantes

Como ya se ha mencionado, estos dispositivos se encuentran a medio camino entre los drenajes superficiales y los profundos. Teniendo en cuenta que se construyen de forma similar a las cunetas y que actúan como lo que se podrían denominar cunetas subterráneas, se han incluido dentro de los drenajes superficiales.

Básicamente se trata de zanjas, de hasta 6 m de profundidad, rellenas de material drenante, que evacuan las aguas que hayan podido infiltrarse hasta esa profundidad. Pueden construirse tanto en la cabeza (se denominan entonces zanjas de coronación) como en el propio talud.

16.5.2.1 Zanjas drenantes en coronación

Las zanjas de coronación se construyen en la parte alta del talud con el fin de interceptar y conducir adecuadamente el agua de lluvia y evitar su paso por el mismo. Habitualmente se sitúan en la base de las cunetas perimetrales.

No deben construirse muy cerca del borde superior ya que si aparecen grietas de tracción en la coronación que intersecten las zanjas, el agua que circula por éstas penetrará en las grietas favoreciendo la inestabilidad. Si ya existen grietas de tracción, la zanja drenante debe construirse por detrás de ellas para evitar el acceso del agua a dichas grietas (véase la Figura 16.6).

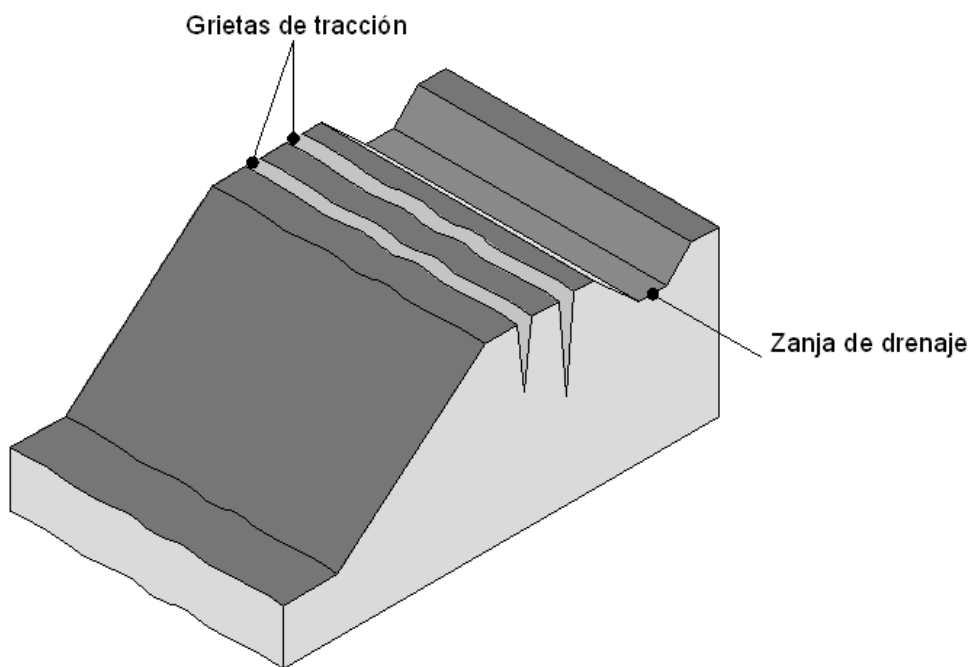


Figura 16.6. Zanja drenante en coronación (modificada de CANMET, 1977).

Una variante de este tipo de zanjas son los drenes en espina de pescado, utilizados también para el drenaje de explanadas, tal y como el que se ha representado en la Figura 16.7 y del que se muestra un enfoque en la Fotografía de la Figura 16.8.

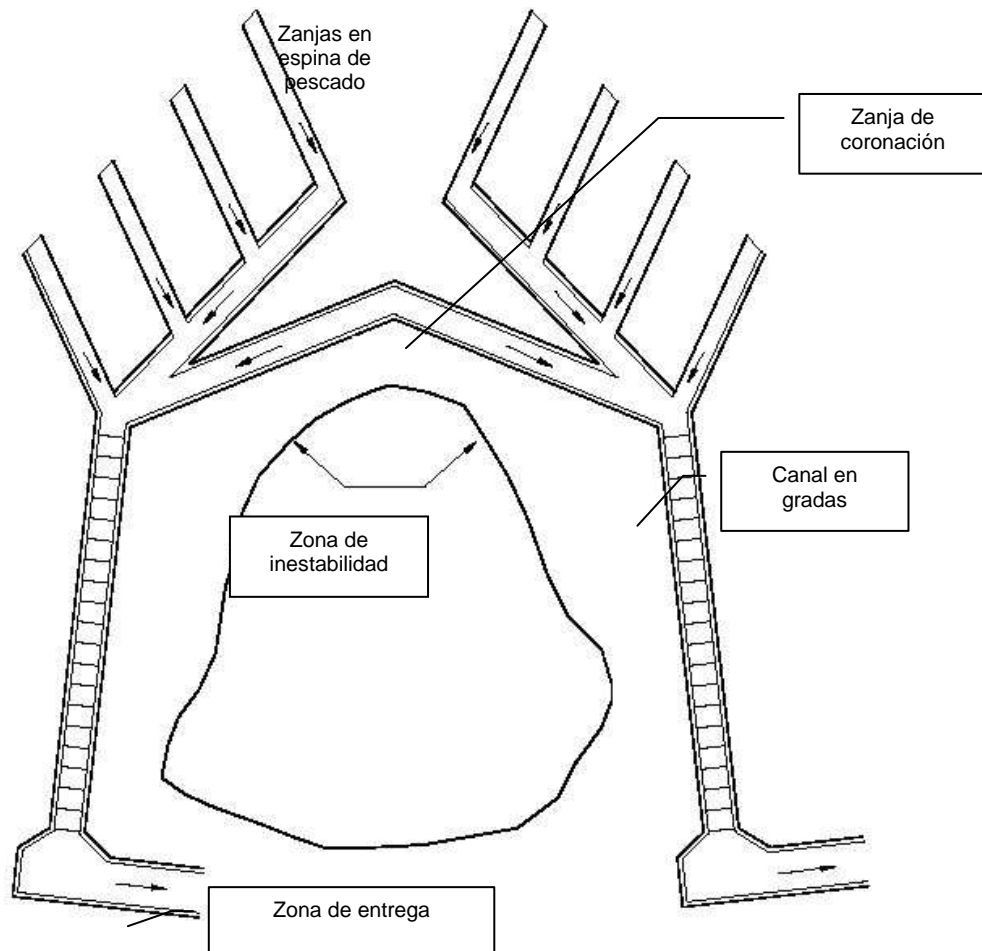


Figura 16.7. Zanja en coronación y drenes en espina de pescado (Suárez Díaz, 1998).

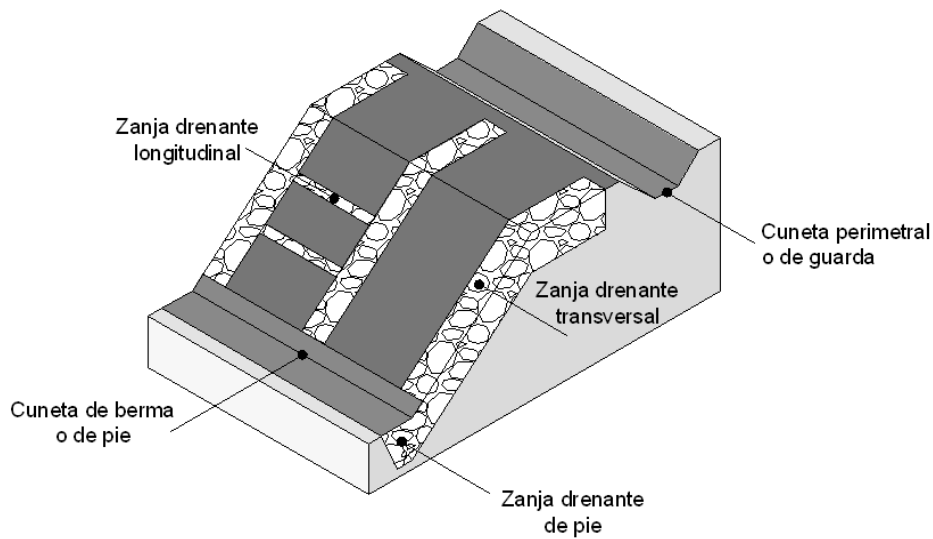


Figura 16.8. Detalle de drenes en espina de pescado. Fotografía H. Stockhausen.

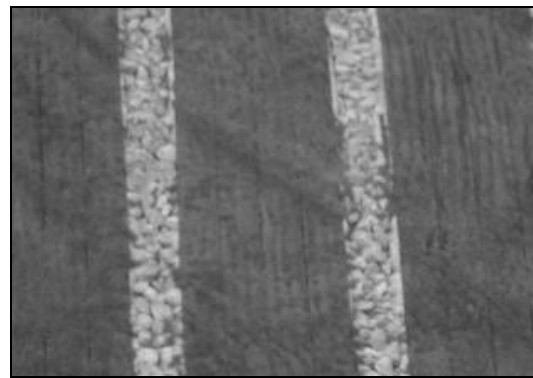
16.5.2.2 Zanjas drenantes en el cuerpo del talud

Las zanjas construidas en el cuerpo del talud, como puede verse en la Figura 16.9, pueden ser longitudinales o transversales.

La principal ventaja de las zanjas drenantes transversales es que además actúan como sistema de refuerzo (contrafuertes) del propio talud cuando éste está constituido por un macizo rocoso de mala calidad, dificultando el desarrollo de inestabilidades. Es necesario colocar al pie de éstas una zanja longitudinal que las conecte para evacuar las aguas.



a) Zanjas transversales



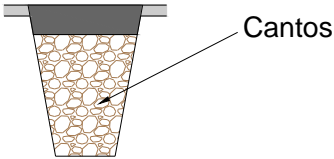
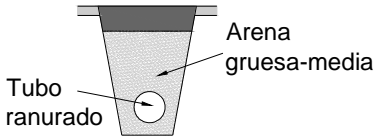
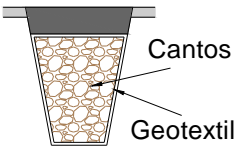
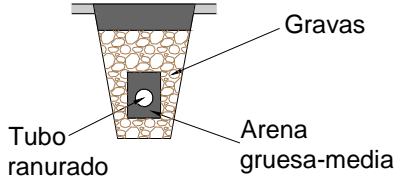
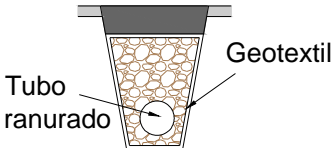
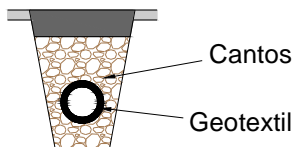
b) Detalle de zanjas transversales

Figura 16.9. Zanjas drenantes en el talud (modificada de Ministerio de Fomento, 2003). Fotografía: autores.

16.5.2.3 Características de las zanjas drenantes

Se trata de zanjas, más o menos superficiales, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte de agua, pudiendo estar construidas por cualquiera de los métodos que se ponen de manifiesto en la Tabla 16.3, tal y como describe Suárez Díaz (1998).

Tabla 16.3. Sistemas tipo de zanja drenante (Suárez Díaz, 1998).

<p>Con material grueso (cantos) permeable sin tubo (dren francés)</p>	 <p>Cantos</p>
<p>Con material de filtro (arena gruesa a media) y tubo colector</p>	 <p>Arena gruesa-media Tubo ranurado</p>
<p>Con geotextil como filtro y material grueso permeable</p>	 <p>Cantos Geotextil</p>
<p>Con material de filtro (arena gruesa a media) y tubo colector rodeado de dren sintético</p>	 <p>Gravas Tubo ranurado Arena gruesa-media</p>
<p>Con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector</p>	 <p>Geotextil Tubo ranurado</p>
<p>Tubo colector con capa de geotextil a su alrededor.</p>	 <p>Cantos Geotextil</p>

La zanja drenante más sencilla es el dren francés, constituido simplemente por un relleno de granulometría gruesa que actúa como material drenante (Figura 16.10.a). El principal problema de este tipo de sistemas es que, con el tiempo, el dren se colmata a causa de los finos arrastrados por el agua y pierde su utilidad. Para evitarlo se puede sustituir el material drenante por un material filtro (por ejemplo arenas gruesas), que retenga las partículas finas permitiendo a su vez la rápida circulación del agua, y un tubo colector. Actualmente se utilizan como filtro los geotextiles (ya sea protegiendo al material drenante o envolviendo al tubo colector), como puede comprobarse en la Figura 16.10b. Dada su importancia, se comentan a continuación algunas características relevantes de los elementos filtro.



Figura 16.10. Zanjas drenantes a) con material de filtro y tubo ranurado y b) con geotextil. Fotografía: autores.

16.5.2.3.1. Filtros naturales

Los filtros naturales están constituidos por suelos seleccionados que presentan unas propiedades geotécnicas determinadas. Son numerosas las relaciones entre los diversos parámetros técnicos del filtro que se citan en la literatura técnica con el objeto de garantizar su correcto funcionamiento. No obstante, se seguirá la normativa incluida en el *Pliego de Prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes* (Ministerio de Fomento, 2002), donde se establece que las relaciones granulométricas que deberían cumplir los filtros son las siguientes:

$$\frac{(D_{15})_F}{(D_{83})_S} < 5 \quad (16.7)$$

$$\frac{(D_{50})_F}{(D_{50})_S} < 25 \quad (16.8)$$

$$\frac{(D_{15})_F}{(D_{15})_S} > 5 \quad (16.9)$$

$$\frac{(D_{60})_F}{(D_{10})_S} < 20 \quad (16.10)$$

donde, la letra "F" hace referencia al filtro y la letra "S" al terreno natural o suelo alrededor del filtro.

Asimismo, es también recomendable que el material de filtro no contenga más de un 5 % que pase por el tamiz N° 200, con el fin de evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje.

En cuanto al tamaño de los orificios del tubo colector, el mismo pliego recomienda la siguiente relación entre el tamaño del filtro y el diámetro del orificio.

$$\frac{(D_{83})_F}{\text{Diámetro del orificio}} > 1 \quad (16.11)$$

Es aconsejable que los orificios se encuentren en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

16.5.2.3.2. Filtros de geotextil

Los geotextiles son materiales constituidos por fibras poliméricas, entre cuyas principales características destacan su permeabilidad y su deformabilidad. Los polímeros más utilizados son las poliamidas, polipropileno, polietileno y poliéster.

Una vez el polímero ha sido sintetizado (con los aditivos precisos incorporados) debe adquirir una de las siguientes formas básicas, tal y como describen Leiro y Blanco (1990):

- Filamento de sección circular, extruído en continuo, con un diámetro de décimas de milímetro.
- Cinta plana extruída en continuo, con un ancho de varios milímetros y un espesor de décimas de milímetro.
- Lámina extruída, con un ancho de varios metros y un espesor de décimas de milímetro.
- Película extruída, con un ancho de varios metros y un espesor de varios milímetros.

A partir de esta materia prima se inicia el proceso de fabricación del geotextil propiamente dicho, clasificándose los geotextiles en función de éste como:

1. Geotextiles tejidos: Se fabrican mediante procedimientos textiles, utilizando un telar. A su vez se clasifican en función de la materia prima de partida (cinta, monofilamento, filamentos múltiples, fibra corta) y del sistema de tejido, como se puede ver en la Figura 16.11.
2. Geotextiles no tejidos: Se fabrican extendiendo filamentos continuos o fibras cortas (repartidas aleatoriamente) que se cohesionan unos con otros mediante procesos mecánicos (agujeteado), químicos (pegado con resinas) o térmicos (termosoldadura).

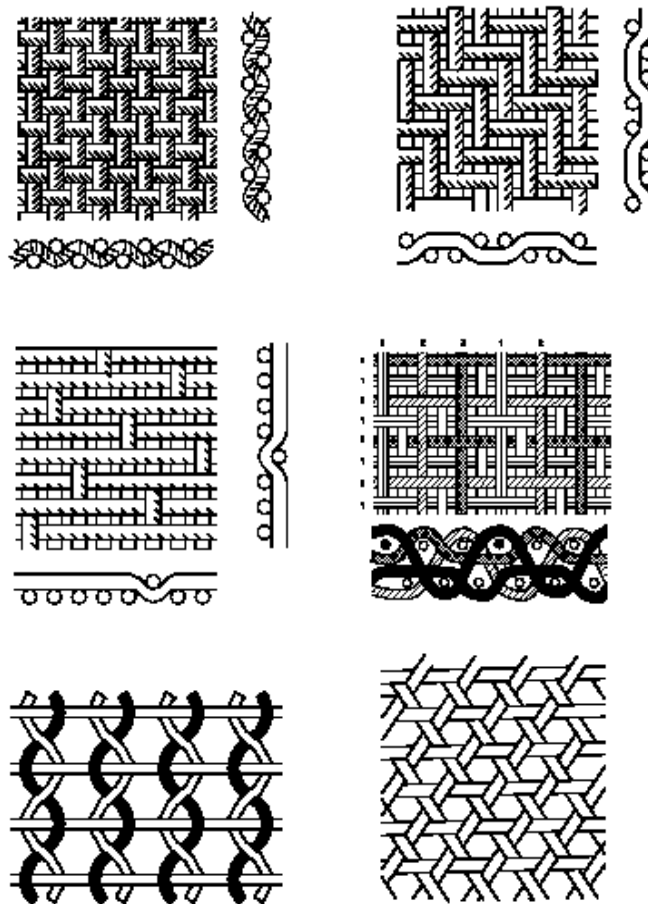


Figura 16.11. Tipos de tejidos en geotextiles (Suárez Díaz, 1998).

Otros tipos de geotextiles son los tejidos tricotados, las mallas no tejidas y las geomallas.

La **filtración** consiste en la retención de partículas de grano fino al fluir el agua desde el exterior hacia el dren. Se pretende, pues, garantizar la estabilidad mecánica e hidráulica del filtro durante toda su vida útil. Esta función se desarrolla, tal y como se aprecia en la Figura 16.12, creando una capa de material filtro alrededor del geotextil (Amoco Fabrics and Fibers Company, 1996).

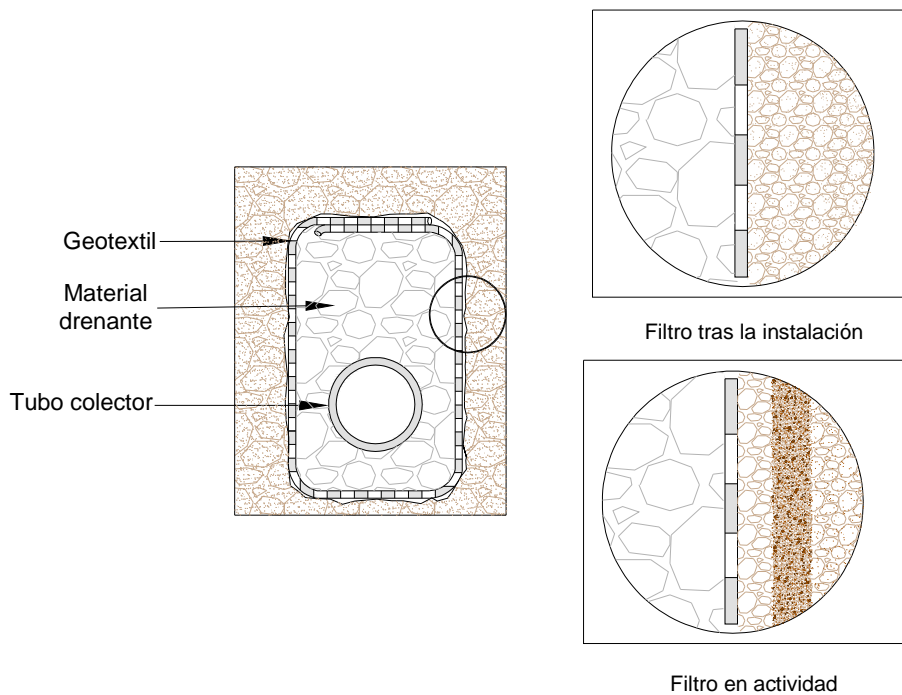


Figura 16.12. Función filtrante del geotextil (Amoco Fabrics and Fibers Company, 1996).

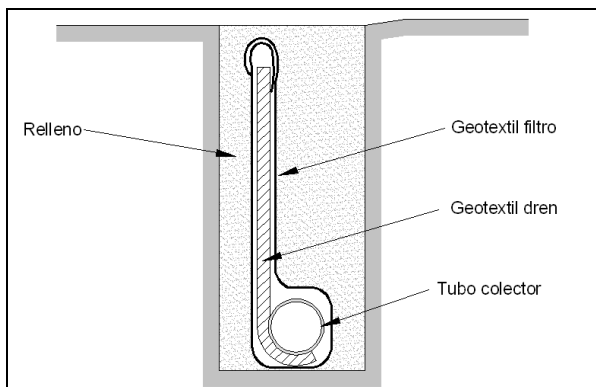
Las características técnicas del geotextil a las que debe prestarse mayor atención son: la abertura eficaz de poros (para evitar la migración de finos), la permeabilidad normal al plano del geotextil (para garantizar el paso de agua sin presión), la estabilidad química al agua y al terreno y la resistencia a la putrefacción. También resultan importantes las resistencias a tracción, perforación y desgarró.

La función de **drenaje** en un geotextil consiste en la conducción o transporte de líquidos en su propio plano, lo que suele requerir un espesor importante. La aptitud para este tipo de función viene marcada por la transmisividad del material.

En la Figura 16.13 se ha representado un tipo de dren en el que se utiliza un geotextil drenante. Éste se suele envolver a su vez en un geotextil filtrante que evite el lavado y transporte de partículas finas que reducirían su transmisividad. Por último, en el extremo inferior, se coloca un tubo colector.

Con este sistema, puede reutilizarse el material excavado en la propia zanja como relleno del dren, ya que no se necesita que cumpla funciones drenantes ni filtrantes.

Los valores exigibles según la Orden del Ministerio de Fomento FOM/1382/02 para el uso de geotextiles como filtros en obras de carreteras son los recogidos en la Tabla 16.4:



Esquema de un dren geosintético (Suárez Díaz, 1998)



Foto de un dren geosintético (Composan Construcción)

Figura 16.13. Dren con geotextil drenante.

Tabla 16.4.- Propiedades de los geotextiles filtro para obras de carreteras (Ministerio de Fomento, FOM/1382/02).

Elongación máxima	(kN/m)	2,7
	(%)	30 %
Resistencia a tracción (kN/m)		9
Resistencia a la perforación dinámica (mm)		30

16.5.3. Cálculo del caudal a evacuar

El caudal de agua que deben evacuar estos dispositivos depende del área de la cuenca a drenar, su pendiente y longitud, la naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, la naturaleza de los suelos subsuperficiales y la intensidad de la lluvia.

Para el cálculo de dichos caudales, se recomienda el método para la estimación de avenidas descrito por Témez (1987), que es el empleado en la *Instrucción de Carreteras 5.2-IC* (MOPU, 1990). Esta metodología, denominada **método racional**, es aplicable al proyecto de estructuras de importancia moderada ubicadas en cuencas de pequeña extensión (con superficie inferior a 20 km²). Se basa en la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{S \cdot C \cdot I}{K} \quad (16.12)$$

donde:

Q es el caudal a evacuar, en m³/s.

S es la superficie de la cuenca de aporte, en km².

C es el denominado coeficiente de escorrentía.

I es la intensidad de precipitación de cálculo, en mm/h.

K es un coeficiente cuyo valor depende de las unidades en las que se midan Q, I y A, y que para las expuestas es 3 (Instrucción 5.2-IC, 1990).

16.5.3.1 Superficie de las cuencas de aporte

Las cunetas perimetrales deben estar diseñadas para captar la escorrentía correspondiente a toda la superficie de la cuenca que aporte aguas al perímetro del talud. En la Figura 16.14 se han representado, a modo de ejemplo, las cuencas de aporte de la cuneta perimetral de una cantera.



Figura 16.14. Cuencas de aporte a las cunetas perimetrales.

Las cunetas de berma, sin embargo, sólo tienen como cuenca de aporte la superficie del talud al pie del que se ubican.

16.5.3.2 Coeficiente de escorrentía

De la lluvia caída sobre una cuenca (P) una parte es retenida en las capas más superficiales del terreno y el resto (denotado como P_e), se denomina lluvia neta y corre sobre el mismo. El coeficiente de escorrentía se define como el cociente:

$$C = \frac{P_e}{P} \quad (16.13)$$

Se puede tomar como formulación base para el cálculo del coeficiente de escorrentía la propuesta por la *Instrucción de Carreteras 5.2-IC*:

$$C = 0 \quad \text{si} \quad \frac{P_T}{P_0} \leq 1 \quad (16.14)$$

$$C = \frac{\left(\frac{P_T}{P_0} - 1\right) \cdot \left(\frac{P_T}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_T}{P_0} + 11\right)^2} \quad \text{si} \quad \frac{P_T}{P_0} > 1 \quad (16.15)$$

en la que:

P_T : precipitación máxima diaria, en mm.

P_0 : parámetro o umbral de escorrentía que define la precipitación total por debajo de la cuál no se produce escorrentía.

El umbral de escorrentía P_0 depende de la naturaleza del terreno, de la presencia de vegetación, así como de otros factores que faciliten la retención superficial del agua. Se utiliza para su estimación, en función de todos estos factores, la Tabla 16.5. Los grupos de suelo a los que se refiere esta tabla son los indicados a su vez en la Tabla 16.6.

A la hora de diseñar las cunetas perimetrales y de berma de un talud debe tenerse en cuenta que al trabajar con diferentes cuencas de aporte se pueden tener distintos coeficientes de escorrentía.

16.5.3.3 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación o de lluvia que se utiliza en los cálculos, depende de dos variables temporales: el periodo de retorno y el tiempo de concentración.

El primer concepto que se necesita precisar es el de periodo de retorno. El periodo de retorno T (en años) de una determinada avenida indica que ésta será superada, como media, una vez cada T años. De esta forma se introduce en el cálculo una estimación estadística de las posibles lluvias que puedan producirse en el futuro. Cuanto mayor sea el tiempo de retorno, a más largo plazo se realiza esta estimación y menor es el riesgo de fallo en los cálculos (véase la Tabla 16.7)

Tabla 16.5. Tabla para la determinación de P_0 (mm) (Instrucción 5.2-IC, 1990).

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Rotación de cultivos pobres	≥ 3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	< 3	R / N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥ 3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	< 3	R / N	47	25	16	13
Praderas	≥ 3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	70	33	18	13
		Muy buena	80	41	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media	80	35	17	10
		Buena	12	55	22	14
Plantaciones forestales de aprovechamiento forestal	≥ 3	Muy buena	250	100	25	16
		Pobre	62	26	15	10
		Media	80	34	19	14
	< 3	Buena	100	42	22	15
		Pobre	75	34	19	14
		Media	95	42	22	15
		Buena	120	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo,...)	----	Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	75	34	22	16
		Espesa	90	47	31	23
		Muy espesa	120	65	43	33
Barbecho	≥ 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R / N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥ 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R / N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥ 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R / N	34	21	14	12

Nota: R y N indican la disposición de los cultivos en relación a las curvas de nivel (R cuando son perpendiculares las curvas y N cuando las siguen)

TIPO DE TERRENO	PENDIENTE (%)	UMBRAL DE ESCORRENTÍA (P_0) (mm)
Rocas permeables	≥ 3	3
	< 3	5
Rocas impermeables	≥ 3	2
	< 3	4
Firmes granulares sin pavimento	----	2
Adoquinados	----	1,5
Pavimentos bituminosos o de hormigón	----	1

Tabla 16.6. Grupo del suelo para la estimación de P_0 (Instrucción 5.2-IC, 1990).

GRUPO	INFILTRACIÓN	ESPESOR	TEXTURA	DRENAJE
A	Rápida	Grande	Arenosa Arenosa-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franco-arcillo-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeña (litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Tabla 16.7. Riesgo de fallo en función del periodo de retorno considerado (Catalá Moreno, 1992).

Periodo de retorno	Riesgo de fallo
1	1,000
2	0,750
5	0,672
10	0,651
15	0,645
20	0,642
25	0,640
50	0,636
100	0,634

En general, para este tipo de proyectos se suelen tomar periodos de retorno de hasta 50 años, aunque en proyectos de cierta relevancia pueden llegar a ser de 500 años y reducirse a 10 años en proyectos de escasa entidad.

Una vez fijado el periodo de retorno es necesario conocer la intensidad de precipitación media diaria, I_d , en la zona para dicho periodo de retorno. Para ello se debe llevar a cabo un análisis estadístico de los registros pluviométricos tomados en las estaciones meteorológicas más próximas, mediante la aplicación de una distribución de frecuencias. Tal y como afirman Catalá Moreno (1992) o Ferrer Polo (2000) una de las distribuciones más usadas a nivel mundial para este tipo de cálculos (aunque no la única) es la de Gumbel, ya que permite una buena estimación de los valores extremos (máximo o mínimo) a partir de una serie de muestras. En este caso se calculará la intensidad de precipitación para un periodo de retorno (un valor máximo) a partir de una serie de intensidades máximas históricas.

La función de distribución de Gumbel viene dada por la expresión:

$$F(P_d) = e^{-e^{-\alpha(P_d - \mu)}} \quad (16.16)$$

siendo:

P_d : Precipitación total diaria (datos proporcionados por el Instituto de Meteorología).

$F(P_d)$: Probabilidad de que esa precipitación no sea superada.

α, μ : Parámetros que se deben ajustar en cada caso a partir de los registros pluviométricos.

Como el periodo T es el inverso de la frecuencia, se tiene:

$$T = \frac{I}{I - F(P_d)} \quad (16.17)$$

De (16.16) y (16.17) se obtiene la máxima precipitación diaria para el periodo de retorno T (P_d). Dividiendo este valor entre 24 horas, se determina la intensidad media diaria para dicho periodo de retorno, que se denotará como I_d y se expresa en mm/h (Instrucción de Carreteras 5.2-IC, 1990).

Sin embargo, no toda la lluvia que cae en una hora alcanza los sistemas de desagüe en el mismo instante, ya que debe recorrer una determinada longitud a lo largo de la cuenca de aporte. Se introduce, entonces un nuevo concepto, el de tiempo de concentración.

Se define el tiempo de concentración (T_c), como el tiempo transcurrido desde que el agua cae en la zona más alejada de la cuenca hasta que llega a los canales de desagüe. Este valor es característico de cada cuenca y se puede estimar a partir de fórmulas, como la de Témez (1987), que permite obtener este tiempo en horas:

$$T_c = 0,3 \cdot \left[\frac{L}{J^{1/4}} \right]^{0,76} \quad (16.18)$$

donde:

L: Longitud de arroyo o escorrentía, en km.

J: Pendiente, en tanto por uno, de la cuenca.

La **intensidad de precipitación horaria de cálculo** (I) está ligada al tiempo de concentración hallado y de la intensidad media diaria calculada para el periodo de retorno (I_d) según la ecuación (Instrucción de Carreteras 5.2-IC, 1990):

$$I = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - T_c^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} \text{ en mm/h} \quad (16.19)$$

en la que " I_1 ", en mm/h, es la intensidad horaria de precipitación para el periodo de retorno considerado.

El valor de " I_1/I_d " puede obtenerse mediante la figura 16.15, para toda España (Instrucción de Carreteras 5.2-IC, 1990). Esta figura se basa en los datos de diferentes pluviógrafos.

En resumen, para obtener la intensidad de precipitación horaria de cálculo, I , deben darse los siguientes pasos:

1. Establecer el periodo de retorno, en función de las características de la obra.
2. Obtener la función de distribución de Gumbel a partir de los datos de precipitación diaria total disponibles en los centros meteorológicos próximos.

3. Calcular la precipitación máxima diaria (P_d) para el periodo de retorno considerado a partir de la función de Gumbel y después la intensidad media diaria ($I_d = P_d/24$).
4. Determinar el tiempo de concentración de la cuenca (Témez).
5. Calcular a partir de este tiempo de concentración y de la Figura 16.15 la intensidad de precipitación horaria de cálculo, mediante (16.19).



Figura 16.15. Mapa de isótopos I_d/I_d para España (Instrucción 5.2-IC). Cortesía: Ministerio de Fomento.

16.6. Drenajes subterráneos

La misión de estos drenajes es impedir el acceso del agua al cuerpo del talud (caso de las pantallas) así como eliminar las aguas que ya se encuentren en él. El volumen de agua recogido depende de la permeabilidad del macizo rocoso, así como del gradiente hidráulico.

En este apartado se describen los siguientes dispositivos de control de agua:

- Sondeos de drenaje subhorizontales.
- Sondeos de drenaje verticales (pozos).
- Pantallas o cortinas subterráneas impermeables.
- Galerías de drenaje.

16.6.1. Sondeos de drenaje subhorizontales o drenes californianos

Este tipo de drenes consisten en perforar, en el talud y desde su frente, sondeos de entre 5 y 20 cm de diámetro, subhorizontales con una inclinación mínima de 2° descendente hacia el frente del talud (Gómez Prieto, 1999), en los que se instalan tuberías perforadas o ranuradas. Con ellos se busca abatir el nivel freático lo suficiente como para garantizar un factor de seguridad adecuado para el talud.

En la Figura 16.16 se representa un dren californiano en un talud, comprobándose el abatimiento del nivel freático que produce. El agua sale del dren por gravedad, gracias a su pendiente. En la Figura 16.17 se muestra un talud con drenes californianos.

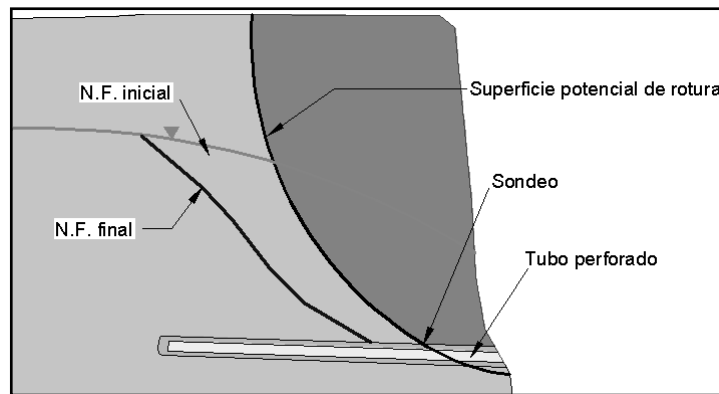


Figura 16.16. Esquema de colocación de un dren californiano (Suárez Díaz, 1998).



Figura 16.17. Talud con drenes californianos. Fotografía H. Stockhausen.

La gran ventaja de estos drenes está en su rapidez y simplicidad de instalación, pudiendo proporcionar importantes aumentos del factor de seguridad en poco tiempo. Su principal inconveniente radica en que no pueden instalarse hasta que el talud ha sido construido.

Los tubos pueden ser metálicos, de polietileno o de PVC. La elección del material debe hacerse en función del riesgo de movimientos en el talud, que pueden originar la rotura del tubo y el vertido de las aguas captadas. Cuando este riesgo es alto resulta conveniente utilizar tubos metálicos, pese a ser más caros. Los orificios de la tubería suelen ser del orden de 1,5 a 5 mm, con una densidad aproximada de 15 a 30 agujeros por metro de tubería (Suárez Díaz, 1998). Para ralentizar el proceso de colmatación que también experimentan (en la Figura 16.18 se puede ver el interior de un sondeo de estas características), conviene recubrir la tubería con un geotextil filtrante. Otras opciones son realizar un soplado periódico de los taladros con aire comprimido o perforar los sondeos con suficiente pendiente como para que el agua drenada lleve a cabo su limpieza (de 5 a 10°), aunque este último método no suele ser suficientemente eficiente.

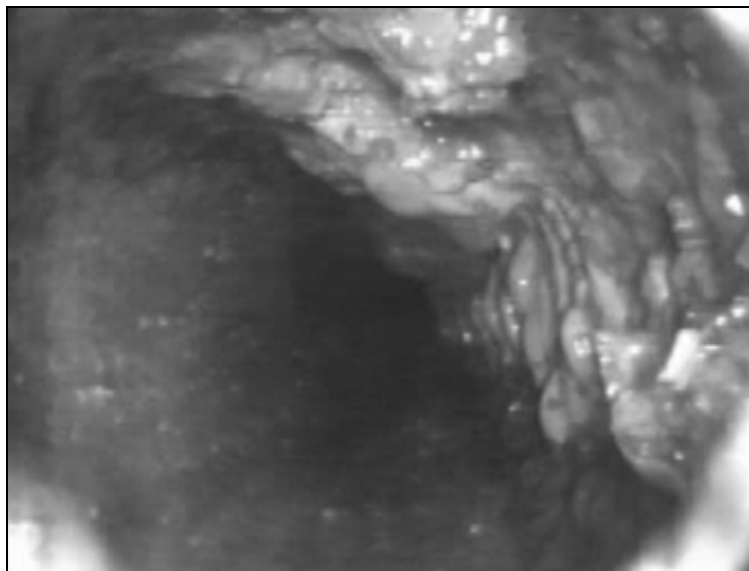


Figura 16.18. Colmatación de drenes californianos. Fotografía: autores.

La longitud de estos drenes puede superar los 30 m, aunque la longitud de captación de aguas puede ser menor. Los tubos sólo deberán estar perforados en las zonas de captación y nunca en los 2 ó 3 m más próximos a la cabeza del taladro (Suárez Díaz, 1998).

El agua procedente de los drenes californianos debe canalizarse adecuadamente, de forma que no afecte a los taludes por los que escurra, utilizando en caso necesario bajantes o tubos como los que se pueden ver en la Figura 16.19.a), evitándose la situación reflejada en la Figura 16.19. b).



a) con tubos bajantes



b) vertiendo sobre el talud

Figura 16.19. Drenes californianos. Fotografía: autores.

Louis (1974) propone, a la hora de diseñar la red de drenaje, el siguiente esquema:

- Longitud: Entre un 20 y un 30 % de la altura del nivel freático en el macizo rocoso.
- Espaciado entre drenes: De 0,3 a 0,5 veces su longitud.
- Inclinación: 5 a 10° para que el agua limpie los taladros.

Como normal general, a la hora de diseñar unos drenes californianos deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones (Suárez Díaz, 1998):

- Debe analizarse la posibilidad de sustituir unos pocos drenes profundos por la alternativa menos costosa, y generalmente más efectiva desde el punto de vista de la estabilidad del talud, de una densidad mayor de drenes poco profundos.
- Caudales grandes en drenes profundos no necesariamente representan disminuciones apreciables del nivel de agua en la zona inestable del talud.
- El objetivo de estos drenes es abatir el nivel freático y disminuir las presiones intersticiales, no el de obtener caudales importantes de agua.
- Tienen un buen rendimiento en formaciones permeables, disminuyendo su efectividad en macizos rocosos poco permeables, sobre todo si la altura piezométrica es pequeña.
- El caudal inicial de un dren horizontal suele bajar en los días siguientes a su colocación, tendiendo a estabilizarse con el tiempo. Además, al colocar un dren cercano a otro, puede disminuir el caudal del primero, dependiendo del régimen de agua subterránea del talud. En ocasiones, el caudal desaparece en épocas secas para aparecer de nuevo en época de lluvias.

16.6.2. Pozos o sondeos verticales

Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que también tratan de disminuir las presiones intersticiales. Estas perforaciones suelen tener diámetros entre 30 cm y 2 m y en su interior se puede instalar o no una tubería. El espacio anular entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro. Su profundidad depende del espesor de la zona inestable, conociéndose pozos de más de 300 m de profundidad para estabilizar taludes (Gómez Prieto, 1999).

Deben colocarse de forma que se interpongan en el flujo de agua hacia el talud, generalmente en la coronación del mismo. Cuando atraviesen una superficie potencial de deslizamiento debe tenerse en cuenta que su rotura supondrá el aporte de aguas a dicha zona, con el consiguiente riesgo.

Su sistema de evacuación de aguas suele ser, en general, por bombeo, lo que condiciona que sean más costosos que los drenes californianos. Como principales ventajas frente a estos últimos se tiene que pueden actuar desde antes de iniciarse la construcción del talud, lo que hace ésta más segura y fácil. Además pueden aprovecharse como sondeos de reconocimiento.

En algunas ocasiones conviene comunicar unos pozos con otros mediante sondeos o galerías de comunicación (tal y como se ha representado en la Figura 16.20), sistema que permite la evacuación de aguas y, en ciertos casos, puede evitar el bombeo. De esta forma, los pozos aislados se transforman en una pantalla subterránea (véase el apartado 16.6.3).

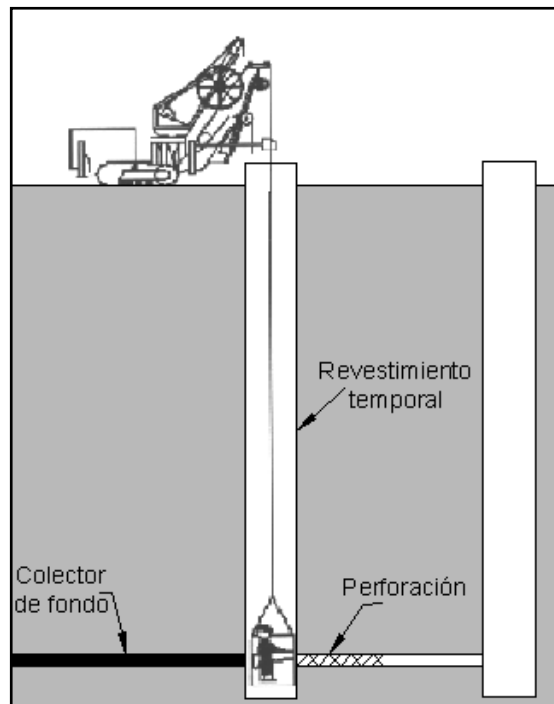


Figura 16.20. Conexión entre pozos verticales (Suárez Díaz, 1998).

16.6.3. Pantallas subterráneas impermeables

Puede impedirse que el agua subterránea alcance la zona potencialmente inestable mediante la construcción de pantallas profundas impermeables. Estas pantallas pueden estar constituidas por muros pantalla continuos (Figura 16.21) o líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales.

Es necesario tener en cuenta, siempre que se opte por este sistema, la posible influencia que sobre las áreas adyacentes tiene el cambio del régimen de las aguas subterráneas, ya que puede producirse un aumento del nivel freático y un represamiento del agua subterránea aguas arriba de la pantalla, siendo necesario, en algunos casos, completarla con la construcción de drenes interceptores en zanja para controlar los efectos negativos de la presión del agua.

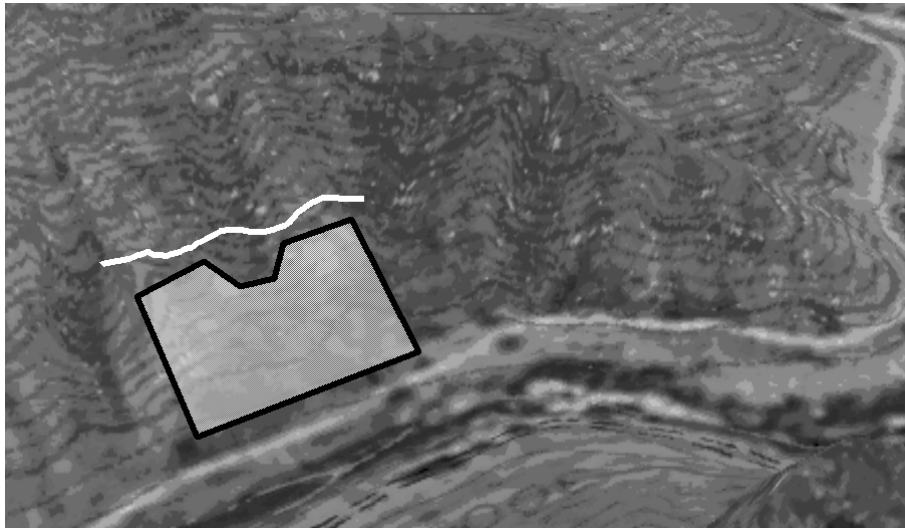


Figura 16.21. Pantalla subterránea impermeable (línea blanca) para evitar el paso de agua a la zona a proteger (zona marcada).

16.6.4. Galerías de drenaje

Las galerías de drenaje son túneles, generalmente subhorizontales, excavados en el terreno natural y dotados de dispositivos de captación y evacuación de aguas, cuyo objetivo es disminuir las presiones intersticiales y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en el talud. Son estructuras poco frecuentes debido a su elevado costo.

Estas galerías deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente subparalelas al talud y por debajo de la posible zona inestable ya que en caso contrario pueden actuar como zonas de debilidad que favorezcan el deslizamiento. Por tanto su ubicación requiere de estudios geotécnicos detallados, que permitan también definir el sostenimiento preciso en el túnel.

Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical es mayor que la horizontal el agua fluye fácilmente hacia la galería, pero cuando la horizontal es mayor entonces el agua puede pasar por la galería sin fluir hacia ella. En este último caso se requiere construir pozos verticales o sondeos de drenaje inclinados desde la galería para interceptar las zonas de flujo. En la Figura 16.22 se puede ver el emboquille de una de estas galerías (protegido con escollera), así como el caudal evacuado por la misma y recogido en una balsa de decantación para su tratamiento previo al vertido a cauce público.



a) Emboquille de galería



b) Caudal drenado y balsa de decantación

Figura 16.22. Galería de drenaje. Fotografía: autores.

En la Figura 16.23 se presenta un esquema en el que se aprecia el efecto que, sobre la presa de Zeuzier, en Suiza, tuvo un túnel de ferrocarril que actuó como galería de drenaje. El descenso del nivel freático en el macizo rocoso originó un importante asiento, de unos 11 cm, en la estructura de la presa.

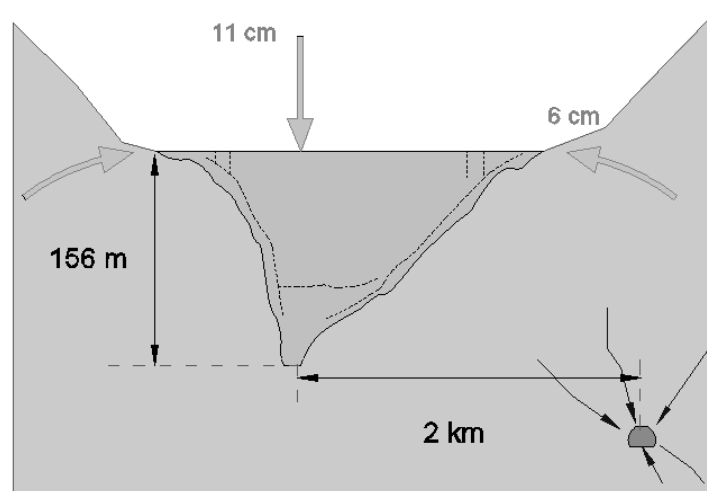


Figura 16.23. Afección de una galería actuando como drenaje a la presa de Zeuzier.

16.6.5. Otros elementos de drenaje

Se describen brevemente, a continuación, otros elementos auxiliares de drenaje.

16.6.5.1 Impermeabilizaciones

En algunas ocasiones es necesario disponer adicionalmente de medidas de protección del talud de carácter temporal frente a las lluvias, llegando incluso a cubrirlo total o parcialmente con plásticos o geotextiles impermeables. Para evitar que el agua se infiltre a través de grietas de tracción se suele proceder al sellado de las mismas con arcilla.

16.6.5.2 Canales colectores y bajantes

En muchos casos es necesario conducir las aguas de varias cunetas o zanjas superficiales a canales colectores que las conduzcan, a través de la propia superficie del talud hacia un punto de recogida (pozos de registro como el de la Figura 16.24) para su posterior entrega a cauces públicos.



Figura 16.24. Pozo de registro con tubos bajantes de drenes. Fotografía: autores.

Para evitar los daños por erosión que el agua pueda ocasionar en su recorrido descendente por el talud, los canales colectores se dotan de sistemas disipadores de energía, como son el llamado canal rápido y el canal en gradería.

El canal rápido se construye con una pendiente igual a la del talud colocando a intervalos regulares elementos sobresalientes en su fondo para disipar la energía (véase la Figura 16.25). Este sistema es el más usado por su economía, aunque presenta el inconveniente de la poca energía disipada.

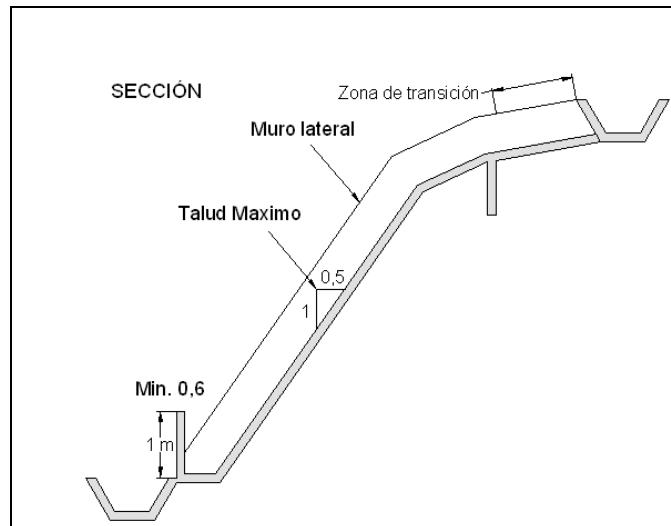


Figura 16.25. Canal rápido de entrega (Suárez Díaz, 1998).

El sistema de gradería es más eficiente para disipar energía. En la Figura 16.26 se muestra un esquema de estos canales de gradería, junto con una fotografía de los mismos.

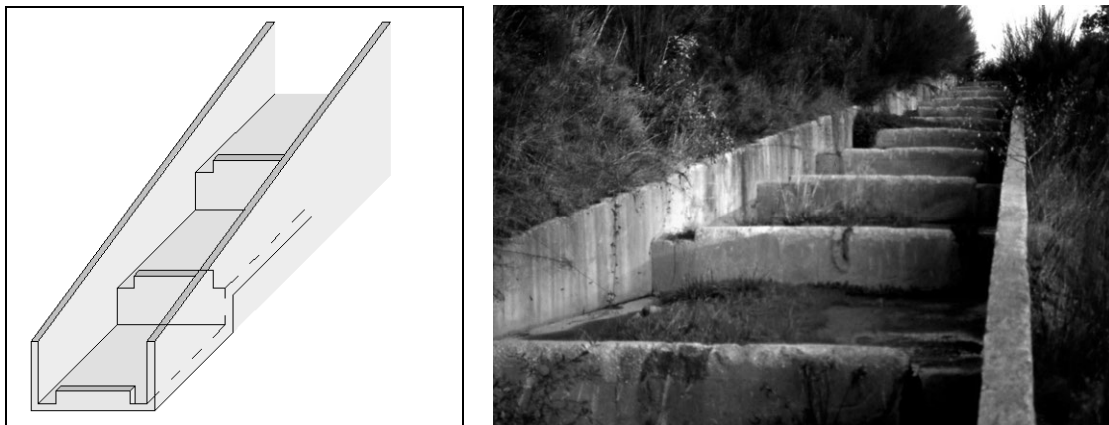


Figura 16.26. Esquema de un canal de entrega con gradas de disipación (Suárez Díaz, 1998), y fotografía de uno de estos canales. Foto: H. Stockhausen.

16.6.5.3 Tacones drenantes

Los tacones de drenaje son estructuras similares, en apariencia, a muros de contención que se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo fundamental de impedir la erosión ocasionada por las surgencias de aguas subterráneas. Constan de tres elementos fundamentales: un filtro sobre la superficie del talud, una estructura de contención y un dren colector.

El filtro sobre la superficie del talud puede estar constituido por material natural (similar al descrito en el apartado 16.5.2.3.1) o por geotextil, que se coloca cubriendo la zona de surgencias.

La estructura de contención tiene por misión mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de roca. Esta estructura de contención puede ser un muro de gaviones o una escollera, es decir, un elemento de contención drenante.

Por último, al pie del talud se coloca un tubo colector para recoger el agua captada y conducirla a un sitio seguro. En la Figura 16.27 se presentan algunos ejemplos de este tipo de drenajes.

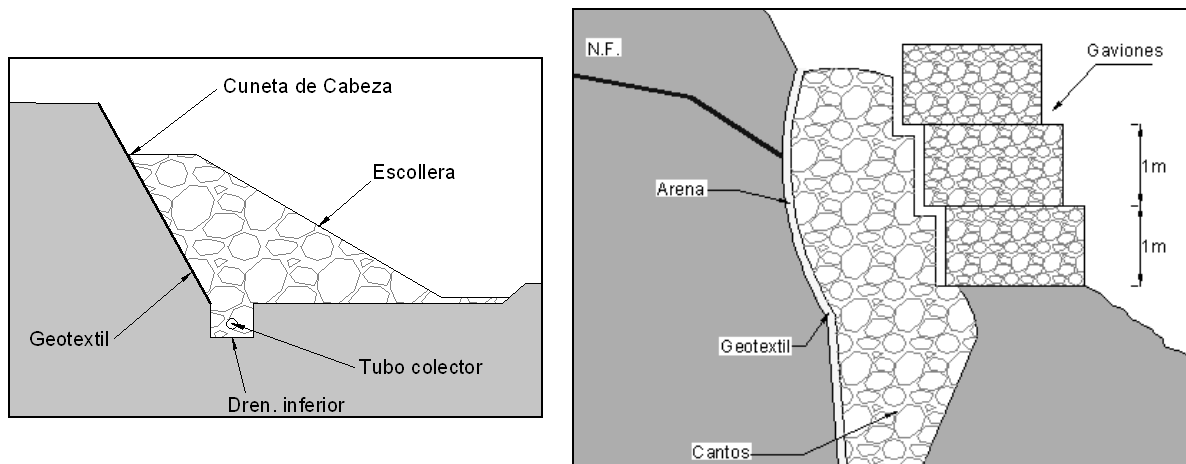


Figura 16.27. Ejemplos de tacones drenantes (modificada de Suárez Díaz, 1998).

REFERENCIAS

- CANMET (Canada Centre for Mineral and Energy Technology). (1977). Pit slope manual. Minister of supply and Services. Canada
- Catalá Moreno, F. (1992). Cálculo de caudales en las redes de saneamiento. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, demarcación Centro, Madrid.
- Custodio, E., Llamas, M.R. (1996). Hidrología subterránea. Ediciones Omega. Barcelona, (2ª edición).
- Ferrer Polo, (2000). F.J. Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas. Ministerio de Fomento, CEDEX. Madrid.
- Gómez Prieto, R. (1999). Manual de estabilización y revegetación de taludes. Ed. Carlos López Jimeno. Madrid.
- González del Vallejo, L.I. (2002). Ingeniería geológica. Ed. Prentice Hall. Madrid.
- Instruction technique relative aux reseaux d'assainissement des agglomerations. (1981). Imprimerie Nationale. France.
- Leiro López, A., Blanco Fernández, M. (1990). Los geotextiles como nuevos materiales orgánicos en la obra pública. CEDEX. Madrid.
- Louis, C. (1974). Introduction a l'hydraulic des roche. Bulletin du Bureau de REcherches Geologiques et Miners, Section III, nº 4.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2003). Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carreteras. Madrid.
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2002). FOM/1382/02. Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Madrid.
- Suárez Díaz, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander (Colombia).
- Technical note Nº 5: Filter Geotextiles. Amoco Fabrics and Fibers Company. (1996). <http://www.geotextile.com/tech/tech.htm>.
- Témez, J.R. (1987). Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. MOPU, Dirección General de Carreteras. Madrid.
- <http://www-geol.unine.ch/cours/geol/massflow.html>
- <http://www.geotextile.com/drainage/drainage.htm>
- http://www.carreteros.org/normativa/drenaje/5_2ic/apartados/om.htm

17. DAÑOS INDUCIDOS POR EL EXPLOSIVO EN LA ROCA Y TÉCNICAS DE VOLADURA DE CONTORNO

Por Fernando M^a. García Bastante

The innocent rock mass is often blamed for insufficient stability that is actually the result of rough and careless blasting. Where no precautions have been taken to avoid blasting damage, no knowledge of the real stability of the undisturbed rock can be gained from looking at the remaining rock wall. What one sees are the sad remains of what could have been a perfectly safe and stable rock face
Holmberg y Persson, 1980

17.1. Introducción

El uso de la energía química contenida en el explosivo y liberada en el proceso de detonación, como medio eficiente de fragmentación ha sido contrastado a lo largo de los siglos, desde que se introdujo, allá por el s. XVII, la pólvora negra como herramienta habitual de arranque en ingeniería civil.

La aparición de los explosivos rompedores en el último tercio del s. XIX supuso un enorme incremento en la productividad de los trabajos, así como una mayor afección sobre el macizo rocoso, debido a las potentes características explosivas de las recién aparecidas dinamitas y gomas, que originaban una presión en el barreno dos órdenes de magnitud mayor que la producida por la pólvora.

Durante varias décadas, no hubo especial preocupación por las alteraciones que provocaba el uso de explosivo sobre el macizo rocoso; mas bien se aceptaba que el daño producido (en un sentido amplio del término), era debido a la debilidad inherente de la roca frente a la potencia devastadora que liberaba el explosivo, y que tan útil resultaba para conseguir el objetivo de fragmentar a bajo coste y con una elevada productividad.

Sin embargo, aproximadamente a mediados del s. XX, una serie de investigadores, en su mayoría escandinavos (Langefors, Kihlström, Lundborg, Holmberg...), con una enorme visión ingenieril se plantearon la interesante posibilidad de controlar la alteración que provocaba el explosivo sobre el macizo rocoso, ya que en determinadas circunstancias y especialmente en grandes explotaciones mineras en las que se realizan enormes voladuras de banco, esto supondría un considerable ahorro de costes a la par que una mejora de las condiciones de seguridad de los trabajadores.

Todo ello derivó en la aparición de una serie de técnicas de voladuras que, desde entonces, han ido poco a poco desarrollándose, aplicándose cada día más y cobrando mayor importancia, dado el continuo crecimiento en los diámetros de perforación empleados y, por tanto, en la cantidad de explosivo que se dispara y afecta al macizo rocoso en cada voladura de producción.

17.2. Alteración del macizo rocoso debido a la acción del explosivo

Si bien de manera general podemos establecer que el daño que provoca el explosivo sobre el macizo rocoso se traduce en una disminución de sus propiedades mecánicas resistentes, es interesante hacer una distinción acorde con los efectos que percibimos tras realizar la voladura.

17.2.1. Sobre-excavación del macizo

En primera instancia se observa el fenómeno de sobre-excavación por detrás de la última hilera de barrenos perforada (Figura 17.1). Esta circunstancia que económicamente resulta interesante en el avance normal de la obra o explotación (en banqueo y siempre que no quede comprometida la seguridad), al llegar a los límites o contorno final se presenta como un oneroso inconveniente, derivado de los costes que acarrea la carga, transporte y vertido del material caído, con el añadido de las pérdidas de productividad global o retrasos que implica la realización de estas labores.

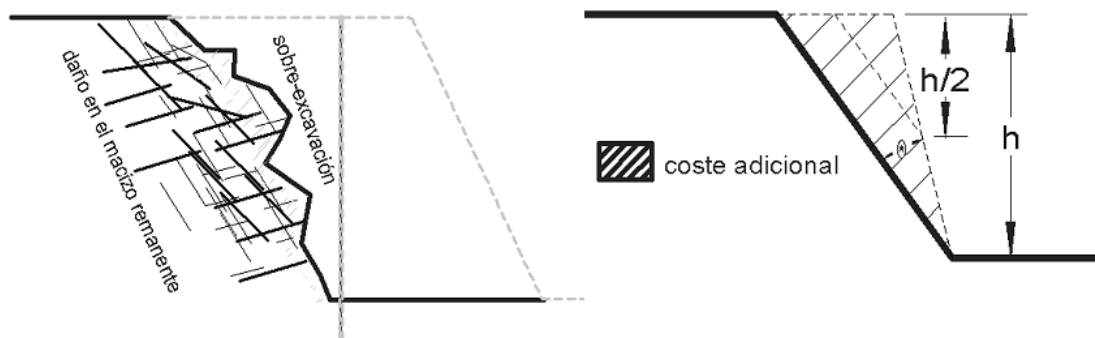


Figura 17.1. Daños en el macizo por las voladuras.

Estos costes adicionales serán función:

- De la diferencia entre el ángulo de talud estable de diseño (supuestas las propiedades del macizo inalterado) y el ángulo de talud real obtenido tras la voladura.
- De la profundidad de la excavación, creciendo más que linealmente con aquella como se observa en la figura anterior.
- De la longitud total del contorno.

Pudiéramos pensar que dado que conocemos la magnitud de la sobre-excavación, ajustando la posición de la última hilera de barrenos de manera que con dicha sobre-excavación se alcance el contorno deseado se resuelve el problema. Pero esto no es así, ya que la sobre-excavación se traduce en una disminución del ángulo de talud final estable.

El resultado real (Figura 17.2) sería que introduciríamos el talud en el hueco final, con lo que tendríamos que echar hacia atrás el talud (otra solución que lamentablemente a veces se

observa, es reducir o eliminar las bermas de seguridad, cuando precisamente se requiere lo contrario, dado el daño provocado al macizo).

En avance de galerías el incremento económico que origina la sobre-excavación con respecto al coste total, puede ser muy acusado, tanto más cuanto la relación entre la longitud del contorno y el área de la sección sea más elevada, o sea, cuanto menor sea el diámetro de la excavación.

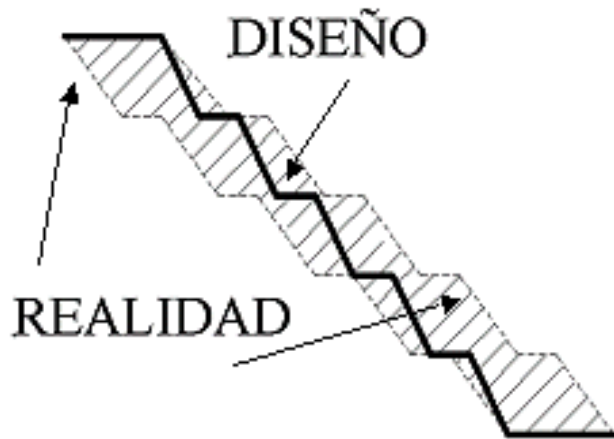


Figura 17.2. Afectación del talud final por los daños.

17.2.2. Daño estructural al macizo remanente

Por detrás de la zona sobre-excavada tenemos el macizo remanente alterado. El daño va a consistir en la creación de grietas y fisuras, en la activación y extensión de las preexistentes, y, en general, en el deterioro de las propiedades mecánicas de las estructuras que en diferentes escalas integran el macizo.

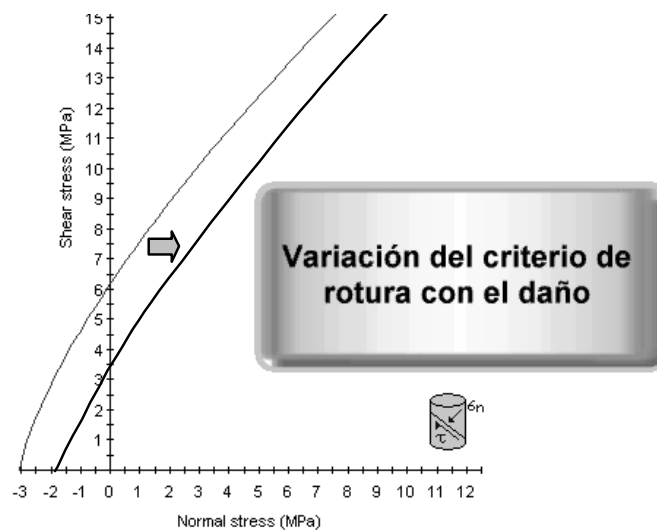


Figura 17.3. Variación de los parámetros resistentes con el daño (Hoek et al., 2002).

Consecuencia de la disminución de las características resistentes del macizo, es el desplazamiento de la curva que modela los estados de tensión que causan su rotura (Figura 17.3). El resultado final será una menor estabilidad mecánica de los frentes, tanto a corto y medio plazo en lo que concierne al nivel operativo, como a largo plazo pensando en el cierre de la explotación o el final de la obra, al estar mucho más expuestas estas superficies a la acción del agua.

De lo expuesto se concluye que el daño estructural al macizo implica (Figura 17.4):

- Mayor necesidad de saneo
- Mayor riesgo de caída de bloques
- Mayor necesidad de sostenimiento: bulones, mallas, hormigón proyectado, etc.
- Menores ángulos de talud estable en banqueo

Por tanto, y en ello radica la base del desarrollo de las técnicas de voladuras contorno:

SI SOMOS CAPACES DE CONTROLAR LA ALTERACIÓN QUE PRODUCE LA VOLADURA EN EL MACIZO OBTENDREMOS UNA **DISMINUCIÓN DE COSTES Y UN AUMENTO EN LA SEGURIDAD.**

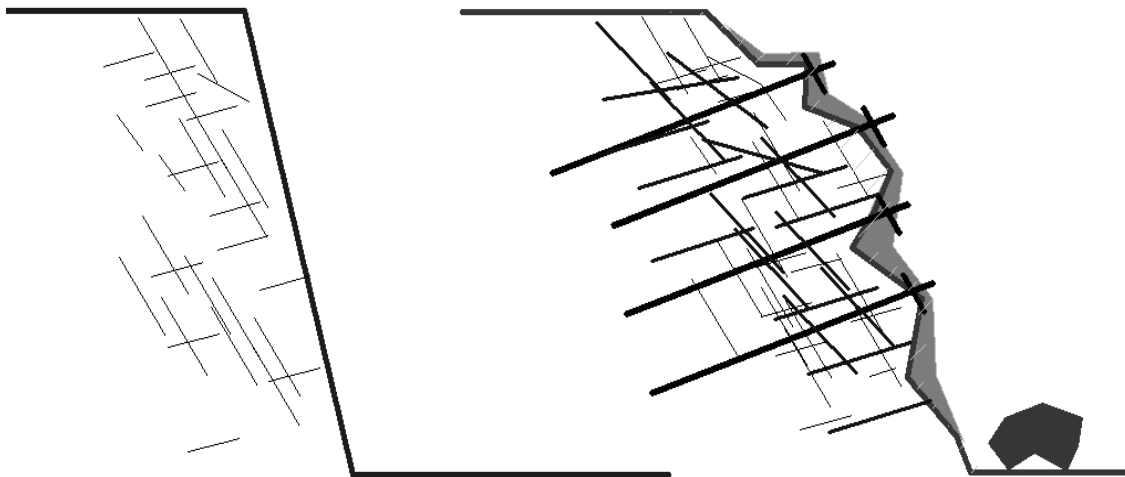


Figura 17.4. Resultados de controlar o no controlar el daño en el macizo.

17.3. Fundamentos de las técnicas de contorno

Ya que las voladuras de contorno pretenden controlar el daño que se produce sobre el macizo rocoso ilustraremos, sucintamente, los orígenes de aquél.

17.3.1. Daño producido por las voladuras

Cuando el explosivo libera su energía en el interior de un barreno se produce una onda de alta presión (1-15 GPa; Sanchidrián y Muñiz, 2000) que actúa sobre las paredes de aquél, transmitiéndose parte de la energía al macizo rocoso circundante (Figura 17.5).

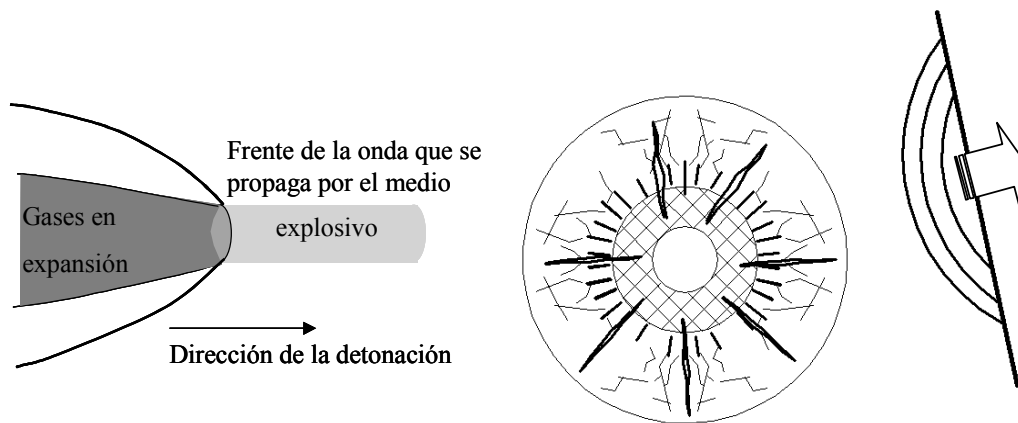


Figura 17.5. Detonación y su efecto sobre el macizo.

En esos primeros instantes las tensiones radiales y circunferenciales que se inducen en las proximidades del barreno son compresivas, provocando la deformación elastoplástica y rotura por cizallamiento de la roca, si se supera el valor de su resistencia dinámica bajo el estado tensional originado (Figura 17.6).

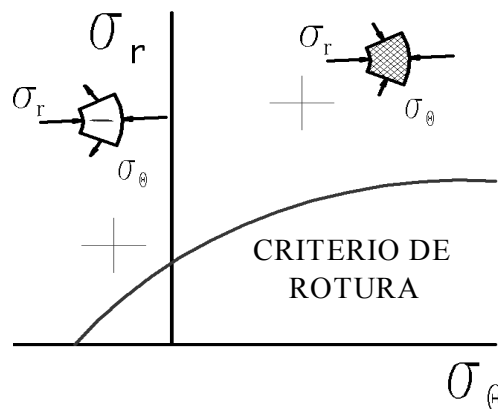


Figura 17.6. Tensiones inducidas en el macizo.

Rápidamente caen las tensiones circunferenciales a valores negativos, rompiendo la roca a tracción, circunstancia que se ve favorecida por la reducida resistencia de las rocas bajo dichas cargas tractivas. Algunas de las grietas radiales se desarrollarán más que el resto dependiendo del campo tensional inicial del macizo, de la fábrica y demás estructuras presentes en el mismo.

Conforme se aleja del barreno, la onda de presión va decayendo rápidamente debido a que su energía se distribuye en una superficie cada vez mayor, a la vez que se consume en la fragmentación de la roca. Mas las tensiones pueden ser suficientes para activar, extender o debilitar las fracturas o fisuras preexistentes, minorando así las propiedades mecánicas del macizo.

Finalmente, cuando la onda alcanza una cara libre, su componente radial compresiva se refleja en el macizo como onda de tracción o tractiva (dado la baja impedancia acústica del aire), originando el fenómeno denominado descostramiento (Figura 17.5), si nuevamente se sobrepasa la resistencia a tracción de la roca. El resto de la energía del pulso de presión inicial se disipará en la atmósfera.

Mientras tanto los gases de la explosión continúan actuando sobre el barreno, con la particularidad de que si bien las presiones son considerablemente menores que las iniciales, su tiempo de actuación es varios órdenes de magnitud mayor (decenas de milisegundo). No cabe duda que una parte de su energía seguirá los pasos que acabamos de describir, mas el resto se empleará en ampliar las fisuras y fracturas, introduciéndose por las zonas de menor presión, disgregando y empujando el material, hasta que comience la transferencia de energía a la atmósfera.

Otro de los mecanismos que provocan el daño en el macizo remanente, es el efecto de liberación de las tensiones con que se carga (como cuando liberamos un muelle que previamente hemos comprimido), produciéndose grietas de tracción en la cresta del banco (Figura 17.7).

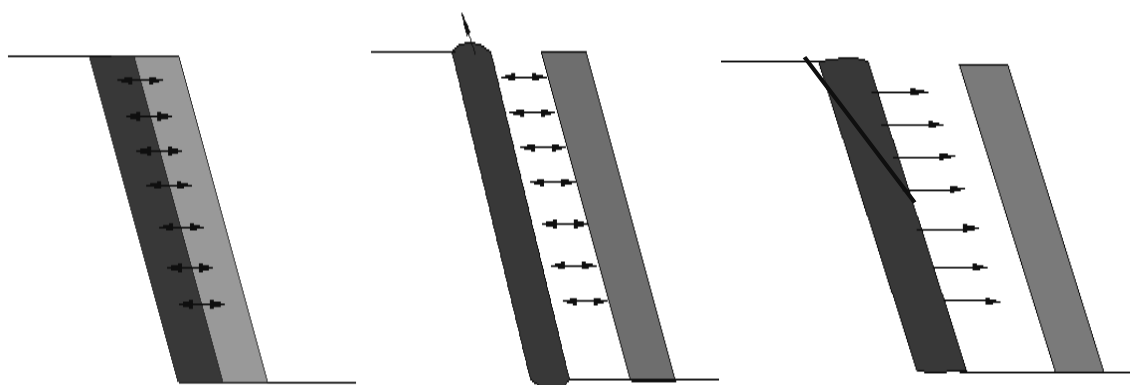


Figura 17.7. Efecto de la liberación de las tensiones.

Cada uno de estos mecanismos es, en mayor o en menor grado, causante del deterioro de las propiedades mecánicas del macizo, y ya que todos ellos están gobernados por las tensiones

provocadas por la voladura, parece claro que si queremos limitar el daño debemos reducir la magnitud de las tensiones inducidas en el macizo remanente.

En la práctica esto se consigue de las siguientes maneras:

- Desacoplando el explosivo en los barrenos que delimitan el contorno de la excavación.
- Favoreciendo la creación de un plano de corte en el contorno de la excavación que actúe como barrera frente a la propagación de grietas y tensiones, y/o que permita la liberación rápida de los gases.
- Limitando la carga en las hileras adyacentes a la hilera de contorno.

17.3.2. Tensiones inducidas en el macizo

Cuando una carga explosiva, rellena completamente el barreno, detona, provoca una presión en las paredes del mismo que podemos estimar con las siguientes expresiones:

$$P_b = n(\gamma)\rho D^2 \quad \text{con} \quad n(\gamma) = \frac{0.228}{1 + 0.0008 \rho} \quad (17.1)$$

En las que P_b representa la presión en el barreno, $n(\gamma)$ es una función del coeficiente de expansión isentrópica de los gases estimado con la expresión de la derecha (Calder, 1977), y ρ y D representan la densidad y velocidad de detonación del explosivo, respectivamente (siempre S.I. de unidades).

En el caso de que la carga no ocupe totalmente la sección del barreno, la presión cae debido a la expansión de los gases, pudiéndose estimar aquella con la expresión siguiente:

$$P_{bd} = P_b x \left(\frac{d_c}{d_b} \right)^{2\gamma'} \quad \text{con valores de } \gamma' \text{ entre 1.1 y 1.3} \quad (17.2)$$

Siendo d_c y d_b el diámetro de la carga y del barreno, respectivamente. A su relación se le denomina como factor de acoplamiento (FA).

Para estimar la tensión a una distancia d del barreno existen diferentes modelos, siendo el más sencillo el que se presenta a continuación (Hino, 1956):

$$\sigma = P_{bd} x \left(\frac{d_b / 2}{d} \right)^m \quad (17.3)$$

Con m positivo y variable con d .

De las expresiones anteriores deducimos que para una distancia determinada las tensiones aumentan con:

- La impedancia del explosivo ($\rho \times D$)
- Con el factor de acoplamiento

- Con el diámetro del barreno

En la Figura 17.8 se representa cómo varían las tensiones a una distancia prefijada, en la curva superior cuando variamos el acoplamiento de la carga manteniendo el diámetro del barreno, y, en la inferior, cuando variamos el diámetro del barreno manteniendo el factor de acoplamiento, FA , igual a 1.

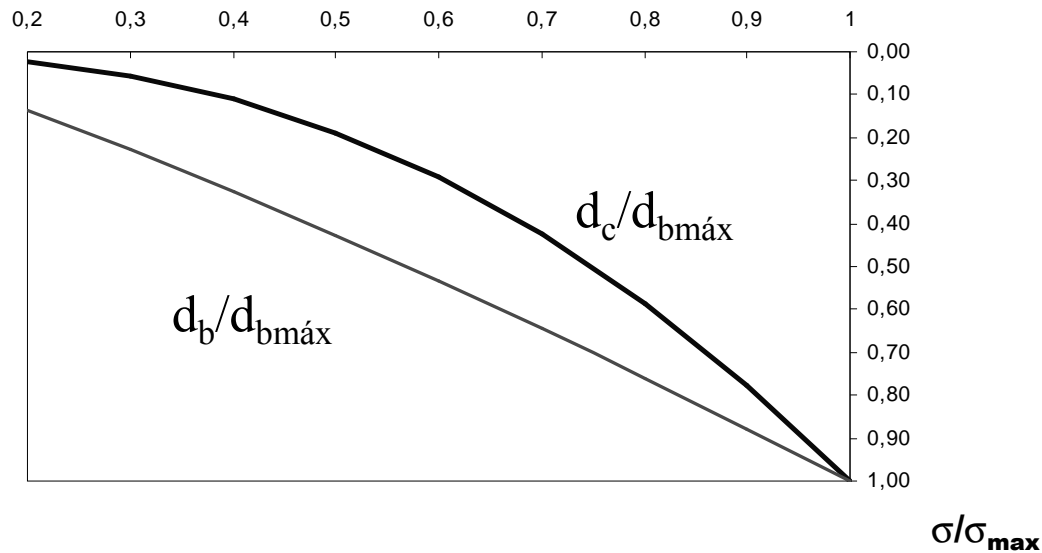


Figura 17.8. Variación de la tensión con el factor de acoplamiento y con el diámetro de carga.

Las curvas nos indican que es más efectivo, si lo que se desea es disminuir las tensiones, desacoplar el barreno que disminuir el diámetro de perforación manteniendo el factor de acoplamiento FA .

La disminución del factor de acoplamiento, FA , tiene efectos multiplicativos, ya que implica una disminución del diámetro de la carga y del confinamiento de explosivo, lo que a su vez ocasiona una disminución de su velocidad de detonación, y, por tanto, de la presión de detonación.

La Figura 17.9 muestra la variación de la presión en el barreno con el FA para diferentes explosivos industriales.

Se ha indicado con flechas el rango de FA con los que habitualmente se trabaja en el caso de emplear ANFO o hidrogeles, y observamos que la P_{bd} está comprendida entre los 70 MPa y los 190 MPa. Vemos también que con un explosivo tan rompedor como la pentrita, el FA para superar dichas presiones es bastante menor, y para las gelatinas nos encontramos en un caso intermedio.

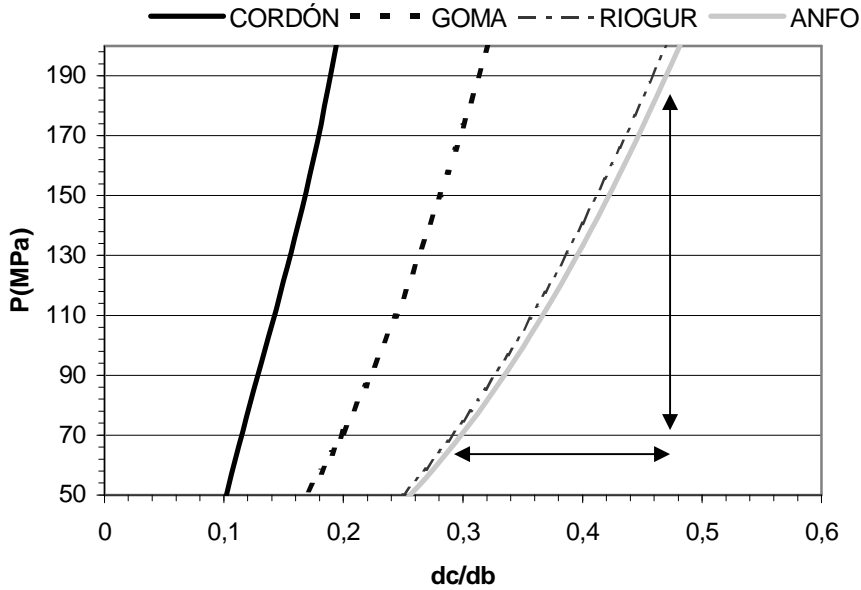


Figura 17.9. Presión en el barreno para diferentes explosivos y factores de acoplamiento.

17.3.3. Creación el plano de corte

La creación de la superficie de corte se consigue disparando los barrenos del contorno simultáneamente, de manera que las componentes circunferenciales inducidas, que son tractivas, se sumen (Figura 17.10).

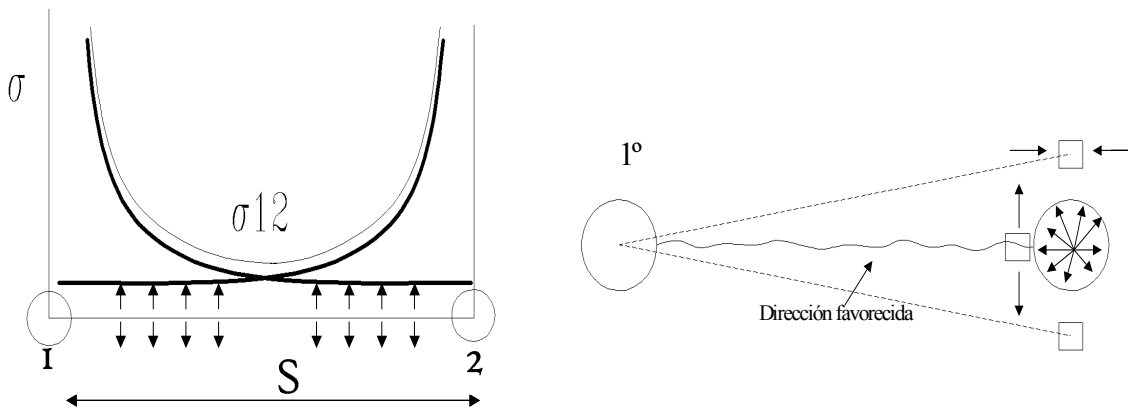


Figura 17.10. Modelo tensional cuando se disparan dos barrenos adyacentes.

En la realidad siempre hay una pequeña dispersión en los tiempos de salida de los barrenos, más aún así el plano de fractura favorecido es el formado por aquellos (Figura 17.10, derecha). Esto es debido al campo tensional inducido por el primer barreno que sale, en las inmediaciones de los adyacentes. La componente tangencial es compresiva en el plano perpendicular a los barrenos, mientras que es tractiva en el plano de unión, facilitándose así la

formación de la grieta de tracción según este plano y su desarrollo posterior por la acción de los gases, al salir los adyacentes.

De todo ello se deduce la gran importancia que tiene el que los barrenos sean coplanarios (paralelos), estando limitada la profundidad del corte por la precisión en la perforación. Generalmente se admite una desviación máxima en el fondo del barreno de unos 15 cm, para obtener buenos resultados.

También hemos de tener en cuenta que las tensiones de campo, la fábrica de la roca y la estructura del macizo pueden afectar de manera significativa los resultados del corte (Figura 17.11).

La formación de grietas se ve favorecida en la dirección de la tensión principal mayor y en la dirección de mínima resistencia de la roca, por lo que la facilidad y limpieza del corte dependerá de su orientación relativa con el plano del contorno.

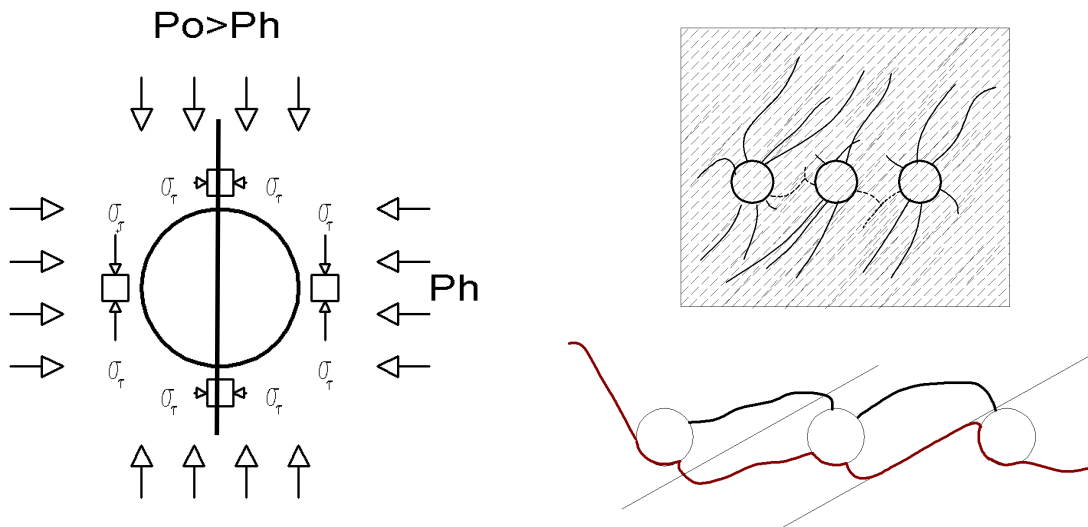


Figura 17.11. Influencia del campo tensional, fábrica y fracturación en la creación del plano de corte.

17.3.4. Daño provocado por las hileras adyacentes

Pudiera ocurrir que las filas de producción provocasen el deterioro del macizo remanente (Figura 17.12), ya que, aún habiendo diseñado y ejecutado correctamente la hilera de contorno, las tensiones compresivas se propagarán a través de la grieta creada, en mayor o menor grado según sea la apertura de la misma.

También hemos de tener en cuenta, que en alguna de las técnicas que se aplican, los barrenos de contorno se disparan posteriormente a los de producción. Por ello a veces es necesario limitar la carga en las filas adyacentes (filas amortiguadas) y para ello:

- Se reduce el esquema de perforación.
- Se reduce o elimina la sobreperforación.

- Se reduce la carga de columna.



Figura 17.12. Extensión del daño por detrás de la hilera de contorno.

Por ejemplo, si reducimos el esquema al 75% del que se realiza en producción, necesitaremos en el barrenos del orden de la mitad de carga de fondo para romper la piedra, pudiéndose eliminar la sobreperforación. La densidad lineal de carga de columna no superará del orden de 3 ó 4 veces la de los barrenos de contorno para evitar el fenómeno de descostramiento en la superficie del banco (Langefors y Kihlström, 1987).

17.4. Principios teórico-prácticos de diseño

17.4.1. La hilera de contorno

Para el cálculo de las tensiones tangenciales entre los barrenos (Figura 17.10) se utiliza un modelo muy sencillo:

- Agujero cilíndrico en un medio elástico infinito.
- Presión cuasiestática sobre las paredes del agujero igual a P_{bd} .
- Resultante de tensiones entre barrenos adyacentes igual a la suma de las tensiones individuales originadas por cada barrenos.

De acuerdo con este modelo y si despreciamos las tensiones de campo, la tensión tangencial a una distancia d del centro del barrenos se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_t = -P_{bd} \left(\frac{d_b / 2}{d} \right)^2 \quad (17.4)$$

La fuerza de tracción por metro de barreno (F) se obtiene integrando la suma de las componentes de los dos barrenos entre ($d_b/2$) y ($S - d_b/2$), siendo el resultado:

$$F = -d_b x P_{bd} x \frac{S - d_b}{S - d_b / 2} \quad (17.5)$$

Si llamamos σ_{tr} a la resistencia a la tracción de la roca bajo las condiciones de carga, la fuerza resistente a la rotura por metro de barreno será (F_r):

$$F_r = (S - d_b) x \sigma_{tr} \quad (17.6)$$

La condición de rotura utilizada es $F_r < F$. Operando las expresiones se llega a:

$$S < d_b x \frac{P_{bd} + (\sigma_{tr} / 2)}{\sigma_{tr}} \quad (17.7)$$

Para la aplicación de estas fórmulas se exige que P_{bd} no supere la resistencia dinámica a compresión de la roca (RCS) y se toma como σ_{tr} el valor de su resistencia dinámica a tracción (RT), mas debido a la dificultad en la estimación de dichos parámetros se suelen trabajar con valores estáticos.

Por ejemplo, perforando con un diámetro de 100 mm, si el valor de la resistencia de la roca es de 150 MPa, se entra con este valor en la Figura 17.9 obteniendo un FA de 0.28 en el caso de utilizar una goma, y un FA de 0.41 si se utiliza hidrogel. Los diámetros comerciales disponibles más cercanos a 28 mm y 41 mm, son 26 mm y 40 mm para la goma y el hidrogel, respectivamente. Con estos diámetros obtenemos la P_{bd} (126 MPa y 140 MPa, respectivamente).

Si la resistencia a tracción de la roca es de 12 MPa, el espaciado entre barrenos será de $11d_b$ y $12d_b$, para la goma y el hidrogel, respectivamente.

17.4.2. Estimación del daño provocado al macizo

Holmberg y Persson (1993) desarrollaron un modelo teórico muy interesante para la estimación del daño producido por las voladuras.

La tensión que provoca el paso de una onda por un medio es una función de la velocidad de partícula que imprime aquella en el medio. A su vez, la velocidad de partícula en un punto es una función de la carga explosiva disparada por unidad de tiempo (Q , carga operante) y de la distancia del punto a la carga (D). Por tanto, al igual que relacionamos el daño con la tensión, podemos hacerlo con la velocidad de partícula (v).

La función anterior puede ser conocida si se hace un estudio de vibraciones del terreno, que consiste en medir, en varias voladuras, la velocidad máxima de partícula en diferentes puntos y encontrar, mediante regresión, la relación con la carga operante. Como resultado se obtiene la ley de propagación de vibraciones del macizo con expresiones del tipo:

$$v = K \frac{Q^\alpha}{D^\beta} = K \left[\frac{D}{Q^{\frac{\alpha}{\beta}}} \right]^{-\beta} \quad (17.8)$$

En la que K , α y β son parámetros a determinar. Al término del corchete se le conoce como distancia reducida.

La expresión anterior sólo es válida para el campo lejano de vibraciones, ya que los puntos donde se toman las medidas están situados en las lejanías de los barrenos disparados. Para estimar la ley de propagación de vibraciones en el campo cercano Holmberg y Persson definen la función de intensidad de vibración como:

$$w = \left(\frac{v}{K} \right)^{\frac{1}{\alpha}} = \frac{Q}{D^\beta} \quad (17.9)$$

Expresión que diferenciada da lugar a:

$$dw = \frac{1}{\beta} \frac{dQ}{D^\beta} \quad (17.10)$$

En la Figura 17.13 se representa una carga cilíndrica en el sistema de referencia (r, x) , en donde r es la distancia de un punto al eje de la carga y x la distancia del punto a la superficie.

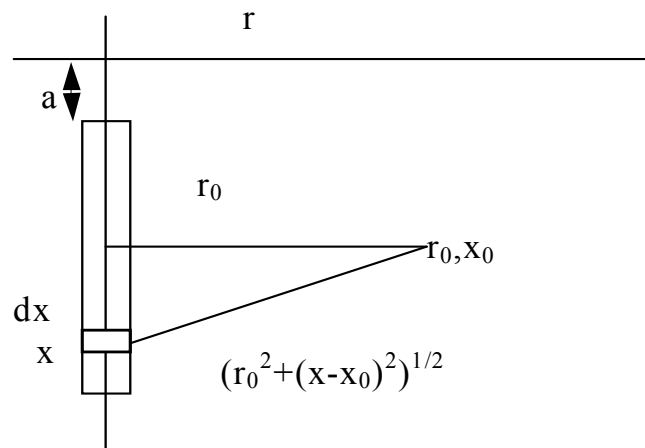


Figura 17.13. Modelo de Holmberg y Persson.

Si llamamos l (kg/m) a la densidad lineal de carga tendremos:

$$dQ = l \cdot dx \quad (17.11)$$

Por otra parte D para un punto de coordenadas (r_0, x_0) según la figura es igual a:

$$D = \left(r_0^2 + (x - x_0)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (17.12)$$

Entonces si llamamos L a la longitud de la carga, y suponiendo que la velocidad de detonación y la de propagación de la onda en el medio son infinitas, tendremos que:

$$w = l \int_a^{a+L} \frac{dx}{\left(r_0^2 + (x-x_0)^2\right)^{\frac{\beta}{2\alpha}}} \quad (17.13)$$

Expresión que integrada, y junto con $v = Kw^\alpha$, nos permite obtener la velocidad de vibración en el campo cercano. Para el caso particular $\beta = 2\alpha$, obtenemos la solución analítica siguiente:

$$v = K \left(\frac{l}{r_0}\right)^\alpha \left[\arctan\left(\frac{a+L-x_0}{r_0}\right) - \arctan\left(\frac{a-x_0}{r_0}\right) \right]^\alpha \quad (17.14)$$

Conociendo la ley de propagación de vibraciones en el macizo podemos estimar la velocidad de vibración en las cercanías del barreno para cada densidad lineal de carga. Si calculamos la velocidad de vibración a una profundidad igual a la profundidad media de la carga, entonces será $x_0 = a + L/2$, y operando tenemos:

$$v = K \left(\frac{l}{r_0}\right)^\alpha \left[2 \cdot \arctan\left(\frac{L}{2r_0}\right) \right]^\alpha \quad (17.15)$$

Ya que $l = Q/L$, podemos transformar la ecuación anterior en la que se muestra a continuación:

$$v = K \left(\frac{Q}{r_0^2}\right)^\alpha f^\alpha = K \left(\frac{\sqrt{f \cdot Q}}{r_0}\right)^\beta, \text{ siendo } f = \frac{\arctan\left(\frac{L}{2r_0}\right)}{\frac{L}{2r_0}} \quad (17.16)$$

Expresión que nos permite calcular la zona afectada por la voladura (r) una vez prefijada una velocidad de vibración (Ouchterlony et al., 1993).

La cuestión siguiente es, precisamente, determinar el umbral de velocidad que provocará el daño en el macizo. La respuesta no es sencilla ya que dependerá de las características mecánicas del mismo y del nivel de daño que estemos nosotros dispuestos a asumir.

Como primera aproximación, y sin que ello nos exima de analizar posteriormente los resultados de cada voladura, podemos adoptar un modelo analítico sencillo: el de propagación de una onda elástica plana unidimensional. En este caso tenemos:

$$\sigma = \varepsilon E = \frac{v}{c} E = \rho c v \quad (17.17)$$

En donde: σ es la tensión dinámica, ε la deformación unitaria, v la velocidad de vibración, E el módulo dinámico de Young, ρ la densidad del medio y c la velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el mismo.

Limitando el valor de σ o el de ε en las cercanías del barreno, podemos establecer el umbral de la velocidad de partícula. Por ejemplo si limitamos σ de manera que quede por debajo de la resistencia dinámica a tracción de la roca cabe esperar que el daño en la misma se reduzca a un ligero hinchamiento de la misma (una ligera apertura de las juntas). En la zona en donde las tensión supera la resistencia dinámica a compresión la roca se pulverizará. Entre estos valores extremos tendremos diferentes niveles de daños, desde el agrietamiento del macizo hasta la fragmentación del mismo.

Holmberg y Persson realizaron medidas del daño producido por voladuras en roca dura, en Escandinavia, con los resultados que se presentan en la Tabla 17.1 (Persson, 1997):

Tabla 17.1. Velocidades de vibración frente a daños en la roca.

Velocidad de Partícula (m/s)	Tensión (MPa)	Efecto típico en roca dura
0.7	8.7	Esponjamiento incipiente
1	12.5	Daño incipiente
2.5	31.2	Fragmentación
5	62.4	Buena fragmentación
15	187	Trituración

Según esta tabla los daños en la roca comenzarían a partir de velocidades de vibración de 700 mm/s - 1000 mm/s. En rocas menos resistentes los umbrales podrían ser del orden de la mitad (400 mm/s - 500mm/s).

Aunque es interesante disponer de unos órdenes de magnitud a priori, debemos recordar que los resultados dependerán de cada macizo en particular. Sea, por ejemplo, una roca con las siguientes propiedades:

- RCS = 150 MPa
- RT = 10 MPa
- E = 55 GPa
- $\rho = 2700 \text{ kg/m}^3$
- c = 4500 m/s

Sustituyendo en la ecuación anterior, obtenemos que para velocidades inferiores a 800 mm/s no cabe esperar más que un ligero hinchamiento de la roca. Para velocidades del orden de 12000 mm/s la roca se pulveriza. La fragmentación de la roca, quizá se produzca con tensiones del orden de 3 veces la RT (2400 mm/s).

Estas estimaciones teóricas deberán contrastarse con la realidad, midiendo la sobreexcavación que provoca la voladura y el daño en el interior del macizo. Este último se puede estudiar realizando sondeos con recuperación de testigo, antes y después de la voladura, y analizando la fracturación de éstos (RQD y nº de fracturas por unidad de longitud). También podemos

medir el hinchamiento vertical por detrás de la zona de la voladura, con ayuda de extensómetros, y su alcance.

Con los valores umbrales y la ley de propagaciones de vibraciones en el campo cercano, podemos estimar el alcance de la zona dañada para diferentes densidades lineales de carga. (Figura 17.14). La figura corresponde a la velocidad según un eje perpendicular al barreno que pasa por el centro del mismo. La longitud de la carga es de 15 m y se ha tomado una ley de vibraciones con $K=0.7$ m/s, $\alpha= 0.7$ y $\beta= 1.4$.

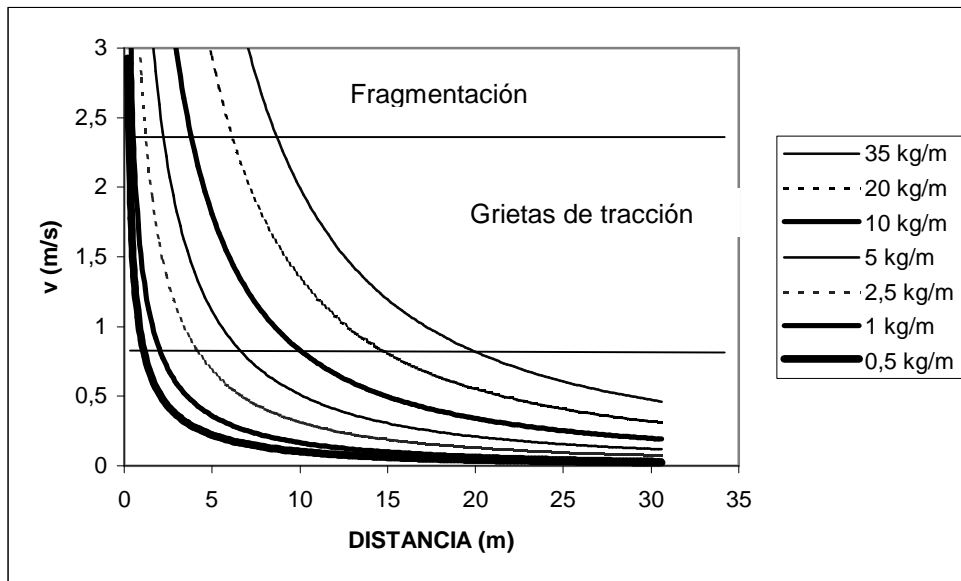


Figura 17.14. Velocidad de partícula para diferentes densidades de carga.

Con ayuda de este gráfico podemos ubicar y dimensionar las filas amortiguadas, de manera que el daño al macizo no supere en extensión, al producido por la hilera de contorno (Figura 17.15).

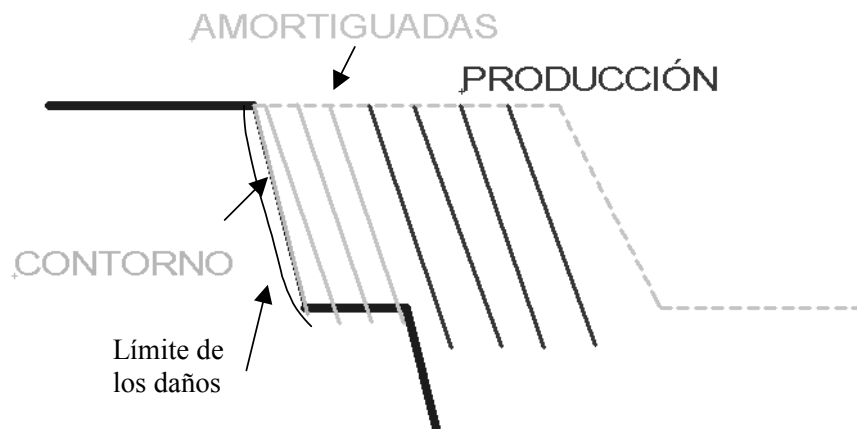


Figura 17.15. Esquema de diseño de voladuras con control de daños.

17.5. Técnicas de voladuras de contorno

17.5.1. Perforación en línea

Técnica consistente en perforar en el contorno deseado de la excavación, una hilera de barrenos de pequeño diámetro (1,5" a 3"), con un espaciado muy reducido de 2 a 4 diámetros (ISEE, 1998). Con ello se crea un plano de debilidad que romperá bajo la acción de las cargas explosivas de las hileras adyacentes.

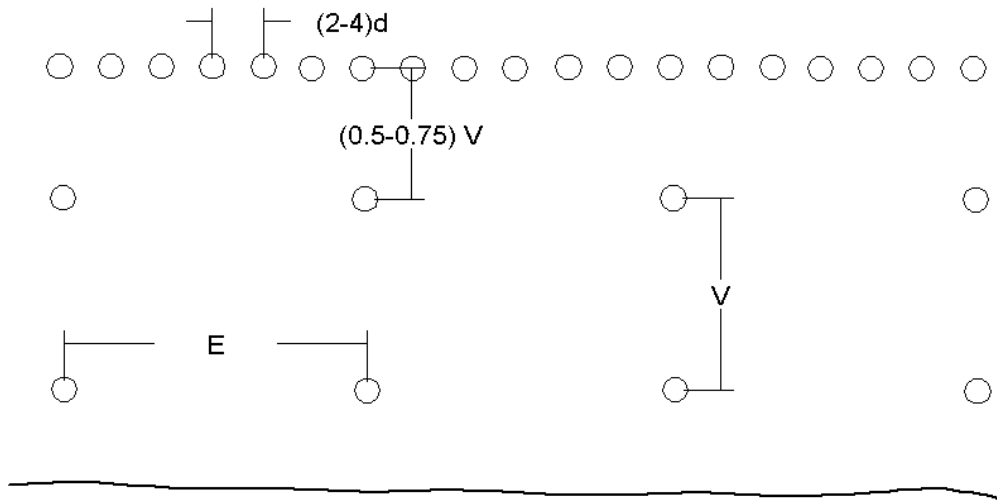


Figura 17.16. Perforación en línea.

Los barrenos, que en general irán sin carga, deben ser cuidadosamente perforados, al igual que en el resto de las técnicas de contorno.

Los resultados de aplicar esta técnica en macizos homogéneos son espectaculares (si en el diseño se tiene en cuenta el daño que pueden provocar las filas adyacentes), mas debido a lo oneroso de la misma no se utiliza demasiado hoy en día.

17.5.2. Precorte

En esta técnica (Figura 17.17), los barrenos de contorno son disparados antes de salir el resto de barrenos de la voladura.

Se aconseja que dichos barrenos se adelanten a la pega principal al menos unos 100ms - 150ms (Bauer, 1984), para permitir la formación y extensión de la grieta entre los barrenos.

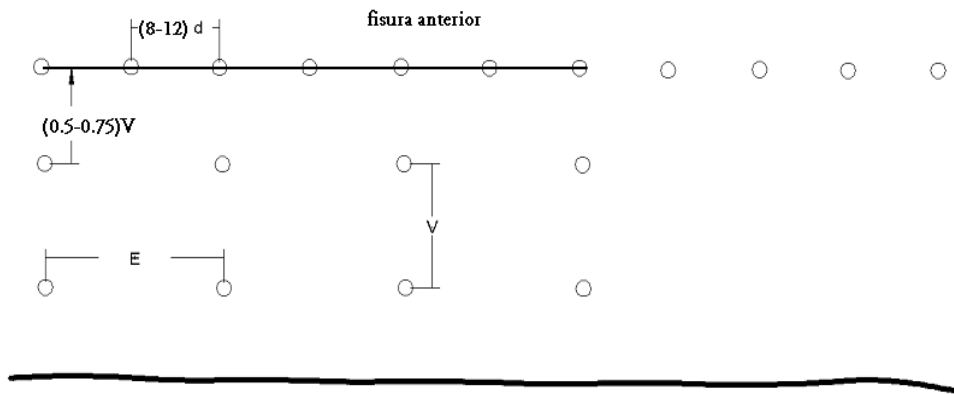


Figura 17.17. Precorte.

Los parámetros iniciales de diseño son los siguientes:

- $E = (8-12) d$ $l_c(\text{kg/m}) = 90 d^2(\text{m})$ si $d < 6''$
- $E = (7.5-10.5) d$ $l_c(\text{kg/m}) = 75 d^2(\text{m})$ si $d > 6''$
- $V_{\text{pre}} = (0.5-0.75) V$

En donde: E representa el espaciado entre barrenos, V la piedra, d el diámetro del barreno y l_c es la densidad lineal de carga en columna. De acuerdo con estas expresiones, cuando trabajamos con grandes diámetros ($d > 150\text{mm}$) conviene reducir algo la carga de explosivo y el espaciado entre barrenos.

La longitud de carga se extiende hasta una distancia de $10d - 15d$ de la superficie. En el fondo del barreno se introduce una pequeña carga adicional para favorecer el desarrollo de la grieta (mayor desviación en la perforación y mayores tensiones de campo que en el resto del barreno).

La aplicación de esta técnica nos permite llevar por adelantado el precorte, si planificamos correctamente la perforación, frente a la voladura de producción, como se indica en la figura anterior.

Normalmente si se trabaja con pequeños diámetros (hasta 4"), las hileras de producción y las de contorno se perforan con la misma broca. Para diámetros mayores debemos plantearnos su elección en función del daño que estemos dispuestos a asumir. En cualquiera de los casos, hay que tener en cuenta el daño que provocan las hileras adyacentes, ya que, recordemos, las fisuras cerradas transmiten las tensiones.

Si bien esta técnica ofrece buenos resultados (Figura 17.18), no debemos olvidar el gran confinamiento al que está sometida la voladura cuando sale (piedra infinita). Esto puede dar lugar a proyecciones, onda aérea e incluso, si el número de barrenos es elevado, a fuertes vibraciones en el macizo. Por tanto hay que considerar todos estos fenómenos en el diseño de la voladura.



Figura 17.18. Resultados de la aplicación de precorte en una explotación. Cortesía de la cantera de Echaury y Tiebas, donde se realizó la fotografía.

17.5.3. Recorte

En esta técnica los barrenos que delimitan el contorno de la excavación son disparados después de que hayan salido el resto de barrenos de la voladura. Los parámetros de diseño son los siguientes:

- $E = (12-16) d$ $l_c(\text{kg/m}) = 90 d^2 (\text{m})$
- $E/V = 0.8$

La carga de fondo debe diseñarse para que rompa la piedra, y suele estar comprendida entre un 10% y un 20% de la carga de fondo de los barrenos de producción.

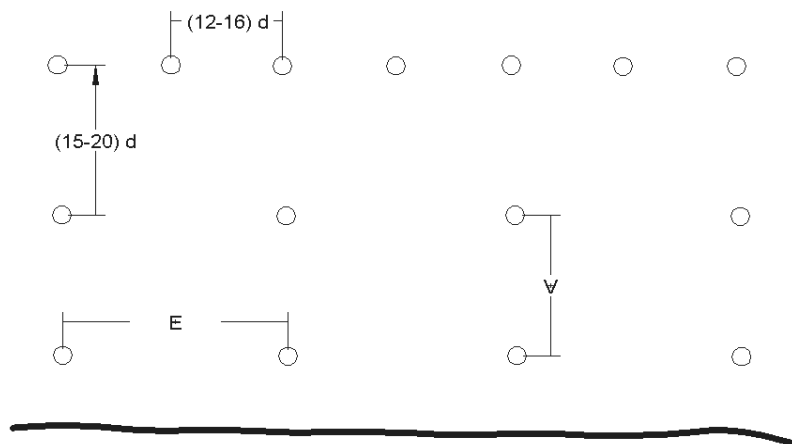


Figura 17.19. Recorte.

De nuevo es muy importante la exactitud en la perforación y el diseño de las filas amortiguadas.

El inconveniente de esta técnica es que si queremos que salgan todos los barrenos a la vez, en la misma pega, debemos dispararlos con el número más alto (mayor dispersión), con la pega sobre la hilera de contorno (sin cara libre), y con el riesgo de corte de la línea. Por otra parte, la grieta se crea posteriormente a la transmisión de tensiones sobre el macizo.

El primer inconveniente se puede solventar si se dispara de forma independiente la hilera de recorte después de haber sacado la pega; esta técnica suele denominarse como “trim blasting” (Atlas Powder Company, 1987). Como realizar esto implica una pérdida de productividad, lo que normalmente se hace es secuenciar los barrenos del contorno con la pega principal, lo que significa un desfase de unas decenas de milisegundos entre los mismos.

17.5.4. Variantes

Con objeto de mejorar los resultados del contorno se han introducido a lo largo del tiempo algunas variantes interesantes.

Una de ellas es la perforación con entalladuras en el barreno (Langefors y Kihlström, 1987). Consiste en crear dos fracturas artificiales en el barreno, diametralmente opuestas, según el plano de corte deseado (Figura 17. 20). Éstas favorecerán la rotura según dicho plano.

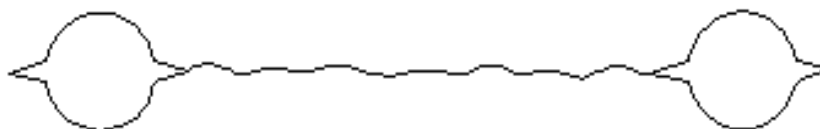


Figura 17. 20. Entalladura de barrenos

Por otra parte, la presión necesaria para que se propague la grieta artificial es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de su longitud, por lo que si practicamos las entalladuras en los barrenos, podremos crear el plano de rotura con menor presión en el barreno.

Las entalladuras se pueden crear con cargas conformadas, con agua a alta presión o con acoplamientos en las brocas, diseñados a tal efecto, y perforación percutiva.

Langefors nos ofrece otra variante, que se aplica en material poco competente o cuando se pretende conseguir una gran exactitud del contorno, consistente en perforar barrenos guía entre los barrenos de contorno. Estos van sin carga y no tienen que ser, necesariamente, simétricos con respecto a los adyacentes.

Muchas veces puede ser interesante introducir a lo largo del barreno de contorno, material de retacado (Langefors y Kihlström, 1987). Por un lado la presión sobre las paredes del barreno

no caerá tanto como si la carga estuviera efectivamente desacoplada, y por otro, se impide que los gases penetren por las grietas, ensanchándolas. Al recorte de una hilera efectuado con esta técnica se le denomina “cushion blasting” (Olofsson, 1991), o como mencionamos anteriormente “trim blasting”.

En rocas masivas, blandas, se ha utilizado otra variante consistente en introducir toda la carga en el fondo del barreno, dejando la columna sin carga, para permitir la expansión de los gases (Hustrulid, 1999). En la zona superior del barreno se realiza el retacado con ayuda de una cámara que se infla y ajusta a las paredes del barreno, taponándolo.

17.5.5. Desviaciones de los resultados del corte

Además de aquellas desviaciones derivadas de la estructura del macizo y del campo tensional a que está sometido, en macizos masivos se pueden observar los fallos en el diseño o en la implementación de las voladuras (Figura 17. 21).

Así en la hilera de arriba se muestra el caso de sobre-excavación de la roca, indicando un exceso de carga, bien sea de la hilera de contorno bien sea de las hileras adyacentes o de ambos.

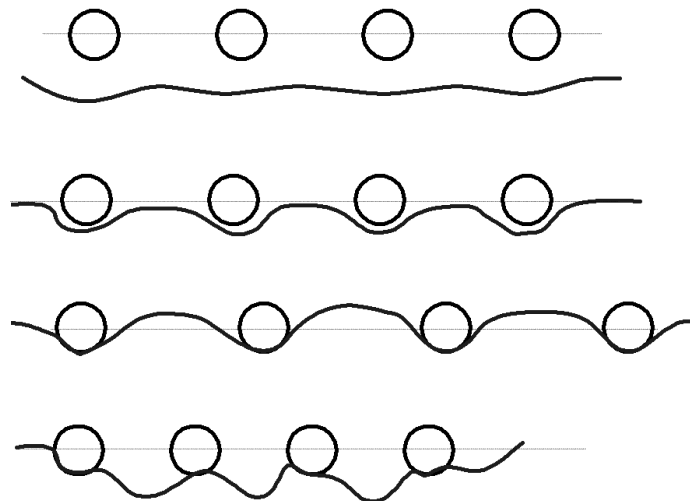


Figura 17. 21. Desviaciones de los resultados del corte.

En la segunda hilera se muestra un corte plano pero con trituración de la roca en los alrededores del barreno. Esto indica un exceso de carga en el mismo.

La tercera muestra salientes de roca entre las cañas de los barrenos indicando espaciamiento excesivo. Por último en la cuarta hilera, la rotura se introduce en el macizo a proteger, con las cañas prácticamente desaparecidas indicando un espaciado entre barrenos demasiado reducido.

17.5.6. Explosivos utilizados

Existen diferentes posibilidades en cuanto a los explosivos a utilizar en estas técnicas.

17.5.6.1. Explosivos convencionales

Generalmente gomas que se adosan a un ramal de cordón detonante o se introducen en tubos omega (tubo plástico rajado longitudinalmente), dejando el espaciamiento adecuado entre los cartuchos, para conseguir la densidad de carga deseada.

17.5.6.2. Cartuchos especiales (pequeña concentración de carga)

Se comercializan hidrogeles sensibles en bajos calibres (3/4"-2"), bien en formato rígido (250 g/m - 500 g/m) con conectores, para facilitar la carga en labores de interior, bien flexibles (300 g/m - 2800 g/m) usados en trabajo a cielo abierto.

17.5.6.3. Cordón detonante

Dado el gran poder rompedor de la pentrita, con el uso de cordón detonante con gramajes de tan sólo 40 g/m - 100 g/m, en barrenos de pequeño y mediano diámetro (2" a 4") se pueden obtener buenos resultados.

17.5.6.4. ANFO

Únicamente para barrenos de gran diámetro. En estos casos, el ANFO se entuba con el diámetro apropiado para satisfacer las necesidades de carga. Encartuchar el ANFO en pequeños diámetros implica la posibilidad de que la onda de presión se propague más rápidamente por el espacio anular que por la propia columna explosiva, insensibilizándola, con lo que se produciría el riesgo de ocurrencia de barrenos fallidos.

También se ha experimentado mezclas de ANFO con diferentes agentes reductores de densidad (v.g. bolitas de poliestireno). De esta manera se reduce tanto la densidad como la velocidad de detonación del explosivo; por lo tanto, estamos disminuyendo fuertemente la presión en las paredes del barreno sin la necesidad de entubación, trabajo siempre laborioso y complicado, del explosivo.

En cuanto al sistema de iniciación a emplear, en principio, si deseamos la simultaneidad en la salida de los barrenos se utilizará cordón detonante o el moderno sistema de iniciación electrónico, que proporciona una gran exactitud en los tiempos de salida. En cualquier otro caso podemos utilizar sistema eléctrico o el, ya común, sistema no eléctrico Nonel.

17.6. Conclusiones

Se incluyen a continuación unas breves reflexiones para finalizar el capítulo.

Las técnicas de contorno suponen una disminución de los costes totales y un aumento en la seguridad de la obra. Esto queda patente por uso cada vez más extendido y sistemático en todo tipo de obras de ingeniería civil.

Su diseño es un proceso dinámico que comienza antes de alcanzar el perímetro deseado, debiéndose evaluar la influencia de las propiedades mecánicas del macizo, sus caracteres estructurales y el estado tensional al que está sometido, y termina con el fin de la obra. Dinámico por el carácter localmente variable del macizo, de la dirección relativa entre su estructura y el perímetro de la excavación, por la aparición de nuevas tecnologías en el campo de los explosivos, y por nuestra propia necesidad de superación. En la Figura 17.22 se muestra un posible esquema de implementación de una estrategia de diseño de voladuras.

Holmberg y Persson (1980), aventajados en la tecnología de explosivos, nos ilustran:

“Frecuentemente culpamos al macizo rocoso de su falta de estabilidad cuando lo que realmente hemos obtenido es el resultado de unas voladuras pobremente diseñadas. No se puede obtener información de la estabilidad del talud sin dañar cuando no se tomaron previamente las precauciones para evitar el daño en el mismo. Tan sólo observamos los tristes restos de lo que podía haber sido un talud completamente estable y seguro.”

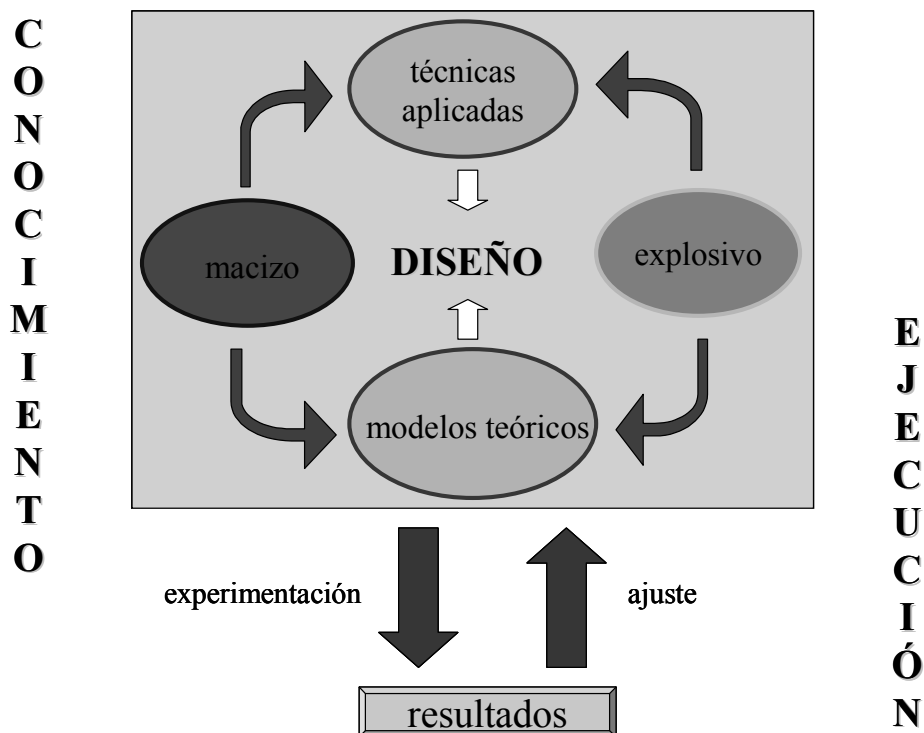


Figura 17.22. Estrategia de diseño de voladuras.

REFERENCIAS

- Atlas Powder Company (1987)- *Explosives and Rock Blasting*.- Atlas Powder Company. pp.458-463.
- Bauer (1984)- *Wall control blasting in open pits*.- Rock Breaking and Mechanical Excavation.- CIM Special Volume. CIM.30. pp. 3-10.
- Calder (1977)- *Pit slope Manual*, Chapter 7- Perimeter Blasting. CANMET Report 77-14, Canada Center for Mineral and Energy Technology, Ottawa.
- Hino (1956)- *Fragmentation of Rock through Blasting and Shock Wave; Theory of Blasting* – Quarterly of the Colorado School of Mines, 1956, N° 51.
- Hoek, Carranza-Torres and Corkum (2002)- *Hoek-Brown Failure Criterion — 2002 Edition*.- NARMS-TAC 2002: Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity, Vol. 1, pp. 267-273. Eds. Toronto.
- Holmberg and Persson (1980)- *Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage*.- Trans. Inst. Min. Metall., London, Vol. 89, pp. A37-40.
- Hustrulid (1999)- *Blasting Principles for Open Pit Mining. Volume I-General Design Concepts*.- BALKEMA. pp. 300.
- ISEE (1998)- *Blasters Handbook*.- 17th Edition. International Society of Explosives Engineers. pp. 488-491.
- Langefors and Kihlström (1987)- *Voladura de Rocas*.- URMO, S.A. 2^a Edición. pp. 317-341.
- Olofsson (1991)- *Applied Explosives Technology for Construction and Mining*.- APPLEX AB. pp. 209-210.
- Ouchterlony, Sjöberg and Jonsson (1993)- *Blast damage predictions from vibration measurements at the SBK underground laboratories at Äspö in Sweden*.- Proc. 9th Ann Symp on Explosives and Blasting Research. ISEE.. pp. 189-197.
- Persson (1997)- *The relationship between strain energy, rock damage, fragmentation, and throw in rock blasting*.- International Journal of Blasting and Fragmentation. FRAGBLAST pp. 99-110.
- Persson, Holmberg and Lee (1993)- *Rock Blasting and Explosives Engineering*.- CRC Press. pp. 244-247.
- Sanchidrián y Muñoz (2000)- *Curso de Tecnología de Explosivos*.- Fundación Gómez-Pardo. pp. 395.

18. VIGILANCIA DE TALUDES

Por M^a. Belarmina Díaz Aguado y Fernando Ariznavarreta Fernández

Duda siempre de ti mismo, hasta que los datos no dejen lugar a dudas
Louis Pasteur, 1920

Una vez escuchados los expertos...veamos que tiene que decir el macizo rocoso
Pierre Londe, 1990

18.1. Objetivos

El objetivo de una campaña de investigación e instrumentación es la obtención de datos geológico-geotécnicos de interés para la elaboración de los distintos tipos de proyectos de taludes: de obras públicas, mineros, ambientales, etc., ya sean datos previos o información que va surgiendo durante el desarrollo de la obra. La instrumentación también se utiliza para verificar y controlar la estabilidad de determinadas zonas de un talud, es decir, como parte de un sistema de vigilancia.

18.2. Clasificación de los sistemas de instrumentación de taludes

El fallo en un talud se puede producir a escala global o local, según las dimensiones de la zona afectada (Ramírez Oyanguren, 2005). Para la vigilancia de cada tipo de inestabilidad, resulta adecuada la monitorización de distintos parámetros geotécnicos, como se describe a continuación.

18.2.1. Estabilidad global

Los fallos de estabilidad global involucran una gran masa de terreno del talud y por ello son los más graves, debido a sus consecuencias y a los altos costes para la posterior reparación del talud afectado.

Desde el punto de vista de la estabilidad global, los parámetros que resultan de mayor interés en relación con su auscultación son, según documentación técnica de Ramírez Oyanguren (2005):

- La presión de agua y su evolución, ya que un aumento de la presión de poro en el talud conlleva una reducción de la resistencia a cortante como consecuencia de la disminución de la presión efectiva y esto puede ocasionar un deslizamiento global.
- Los desplazamientos sufridos por el terreno a consecuencia de la ejecución del talud. Estos desplazamientos se pueden controlar en la superficie del talud (desplazamientos superficiales) o bien en su interior (desplazamientos profundos). Un deslizamiento del talud

se verá precedido, generalmente, por un aumento progresivo de los desplazamientos monitorizados en el talud.

- Las cargas sobre los elementos de anclaje (pernos, bulones, anclajes). Una inestabilización del talud podría provocar un aumento excesivo de la carga en uno o varios anclajes, que traería como consecuencia el fallo de los mismos. Por otra parte, una carga insuficiente puede deberse a una mala instalación del elemento, con lo que éste no trabajará adecuadamente, permitiendo desplazamientos excesivos del talud.
- Las vibraciones provocadas por voladuras dadas en las inmediaciones del talud. Estas vibraciones inducidas pueden dar lugar a un aumento momentáneo de la presión de poro en el talud, con el consiguiente riesgo de inestabilización. También pueden producir la caída de bloques con una estabilidad precaria, ya que son origen de aceleraciones que dan lugar a fuerzas que tienden a desequilibrarlos.
- Las tensiones en el cuerpo del talud. Si bien éstas pueden auscultarse mediante células del tipo inclusión rígida o células hidráulicas de presión total, no son parámetros que se monitoricen de forma habitual en un talud. Ello se debe a que el aumento de tensiones en el talud no indica necesariamente un fallo inminente en el mismo, que depende también de las características resistentes de los materiales que componen el talud. Por ello, se suelen auscultar directamente las deformaciones y no las tensiones. Sin embargo, en ocasiones podría ser conveniente vigilar el aumento del empuje contra elementos estructurales que se hayan construido en el talud (aumento de presión sobre zapatas de cimentaciones o contra el trasdós de muros) para lo que se podrían emplear células hidráulicas de presión total.

Estos parámetros se monitorizan mediante la instrumentación que se resume en la Figura 18. 1, basada en documentación técnica de Ramírez Oyanguren (2005) y en las clasificaciones de Dunnycliff (1988).

18.2.2. Estabilidad local

Aún habiendo garantizado la estabilidad global del talud, no por ello se ha conseguido garantizar su seguridad, pues se puede producir la caída de bloques de roca o el deslizamiento de una pequeña zona del talud. Esto es lo que se conoce como inestabilidad local. Para su control se pueden emplear muchos de los equipos comentados para la estabilidad global, pero aparecen dos nuevos que son habituales en el control del desprendimiento de bloques de roca, como se muestra en la Figura 18. 2 (Ramírez Oyanguren, 2005):

- Control del giro previo al desprendimiento de un gran bloque de roca mediante la colocación de un inclinómetro de superficie en el bloque a controlar.
- Control de grietas mediante el empleo de galgas extensométricas (para controlar microfisuras en la roca o en elementos estructurales) o medidores de desplazamiento (para controlar grietas de mayores dimensiones).

ESTABILIDAD GLOBAL

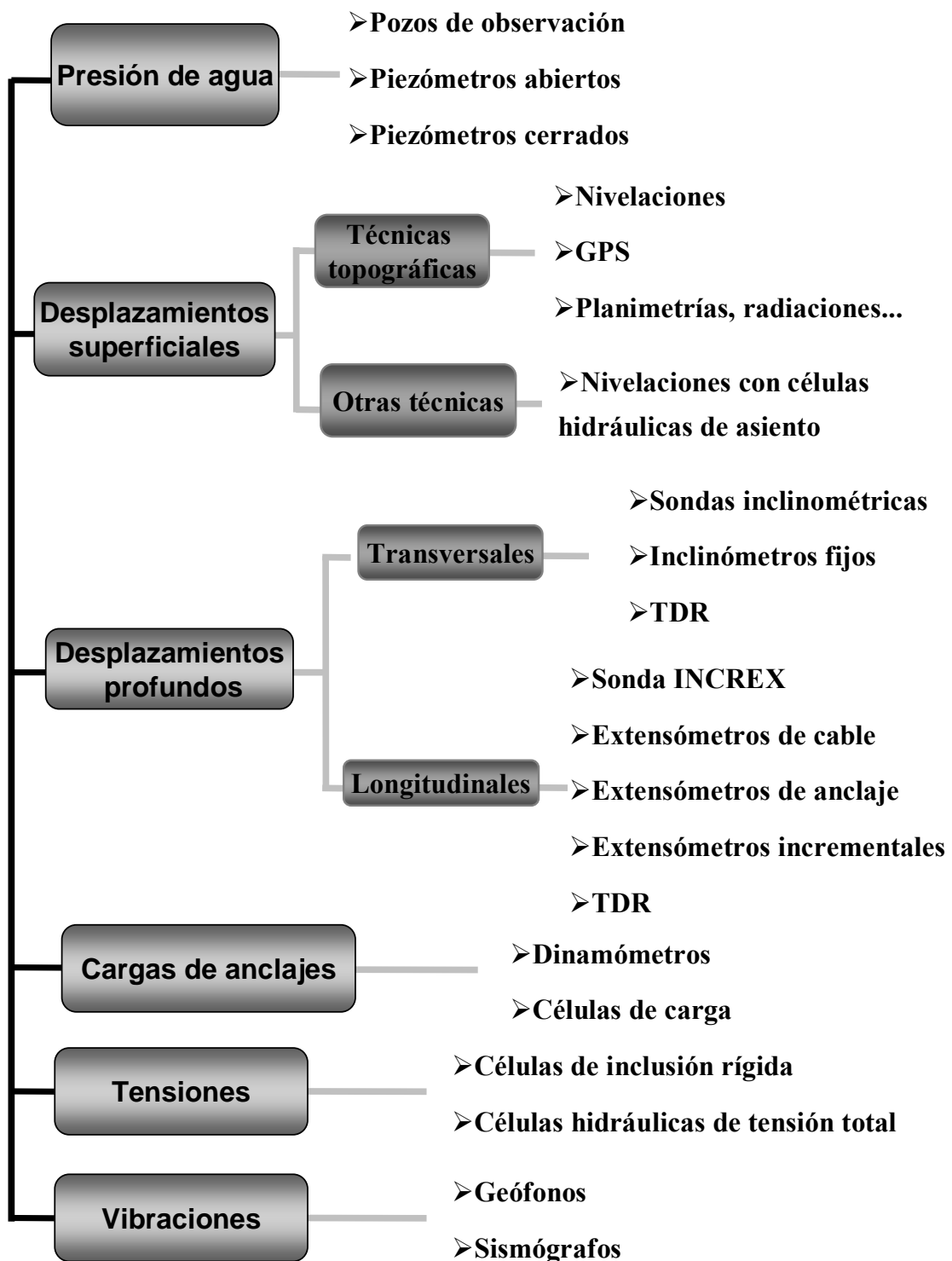


Figura 18. 1. Clasificación de los sistemas de instrumentación de estabilidad global

ESTABILIDAD LOCAL

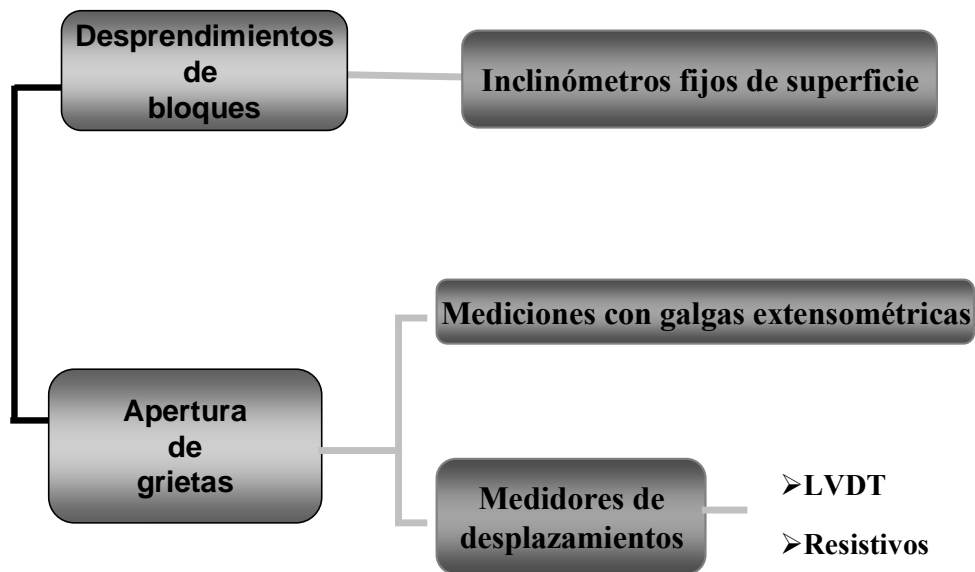


Figura 18. 2. Clasificación de los sistemas de instrumentación de estabilidad local

18.2.3. Monitorización del estado del macizo rocoso mediante observación de sondeos

En la fase de diseño del talud es necesario conocer el estado del macizo rocoso, la presencia de juntas y discontinuidades, su dirección y buzamiento y la profundidad a que se encuentran. La ejecución de la obra puede movilizar algunas de estas discontinuidades del macizo y aparecer nuevas grietas y superficies de deslizamiento, que podrían ser identificadas en los sondeos realizados. Así resulta útil la observación directa de las paredes del sondeo manteniendo una monitorización del mismo con posterioridad a la ejecución del talud.

Para este cometido se dispone de:

- Cámaras axiales de video. Estas cámaras se introducen en el sondeo, orientadas en la dirección del eje del mismo. Permiten observar juntas importantes y determinar la profundidad a la que se encuentran. Se pueden utilizar para comprobar el estado del terreno una vez realizado el sondeo. Controles posteriores permiten observar la evolución de las juntas. Aún en el caso de sondeos entubados, para su utilización como inclinómetros o INCREX, la cámara de video permite controlar la degradación e incluso la destrucción del sondeo debido a un deslizamiento o a la movilización de un plano de falla.
- Cámaras transversales de video. Estas cámaras están orientadas en dirección perpendicular al eje del sondeo y disponen de un motor que las hace girar para obtener un desarrollo cilíndrico de sus paredes. Las más sofisticadas proporcionan una imagen digital

del desarrollo de las paredes del sondeo, en la cual se pueden observar las juntas y defectos con detalle y obtener, incluso, la dirección y buzamiento de las mismas. El inconveniente de estas cámaras y de las anteriores es que no pueden emplearse cuando el sondeo está lleno de agua turbia, que impida la visión.

- **Cámara ultrasónica.** En sondeos con agua o lodos se pueden utilizar este tipo de cámaras. En realidad no son tales cámaras, pues emplean un haz de ultrasonidos para obtener la imagen de las paredes del sondeo. En la sonda existe un dispositivo que produce ultrasonidos por cortos periodos de tiempo. Los ultrasonidos son dirigidos hacia las paredes del sondeo viajando a través del agua, rebotan y son reflejados hacia la sonda nuevamente. Un dispositivo en la sonda mide el tiempo transcurrido entre la emisión del haz y la recepción del eco y la intensidad de la onda reflejada. Mediante un tratamiento informático de los datos se puede obtener una imagen de las paredes del sondeo similar a la de las cámaras de video, pero en falso color. Debido a que los ultrasonidos no se transmiten bien en el aire, sólo se pueden emplear cuando hay agua en el sondeo, aunque esté turbia, por lo que sustituyen a las cámaras de vídeo.

18.3. Niveles de vigilancia

El tipo de instrumentación a colocar para monitorizar la estabilidad, depende de la etapa de vigilancia en que se encuentre la explotación. Según Ramírez Oyanguren (2005) la vigilancia se lleva a cabo en tres niveles. En el primer nivel la instrumentación se utiliza para obtener una información inicial que tiene por objeto detectar los primeros síntomas de inestabilidad. En un segundo nivel de vigilancia se colocan sistemas, en general, diferentes, más precisos y costosos, que los del primer nivel y se pone en funcionamiento cuando el primer nivel indica inestabilidad o cuando se ha decidido variar el diseño inicial del talud.

Todavía hay un tercer nivel de vigilancia, que se instala en zonas que están sufriendo problemas de desestabilización con riesgo para las personas o los bienes. En este tercer nivel se pretende obtener datos de una manera continua para que el personal que trabaje en las mencionadas zonas lo haga con las condiciones de seguridad adecuadas. Este nivel requiere de sistemas informáticos de adquisición y tratamiento de los datos, para poder tomar decisiones rápidas de acuerdo con la evolución de los parámetros observados.

18.3.1. Nivel I de vigilancia

Las medidas que se efectúan en este nivel son de tipo geoestructural, piezométricas, de vibraciones originadas por las voladuras y de movimiento de taludes. Estas medidas se presentan resumidas en la Figura 18. 3.

INSTRUMENTACIÓN NIVEL 1

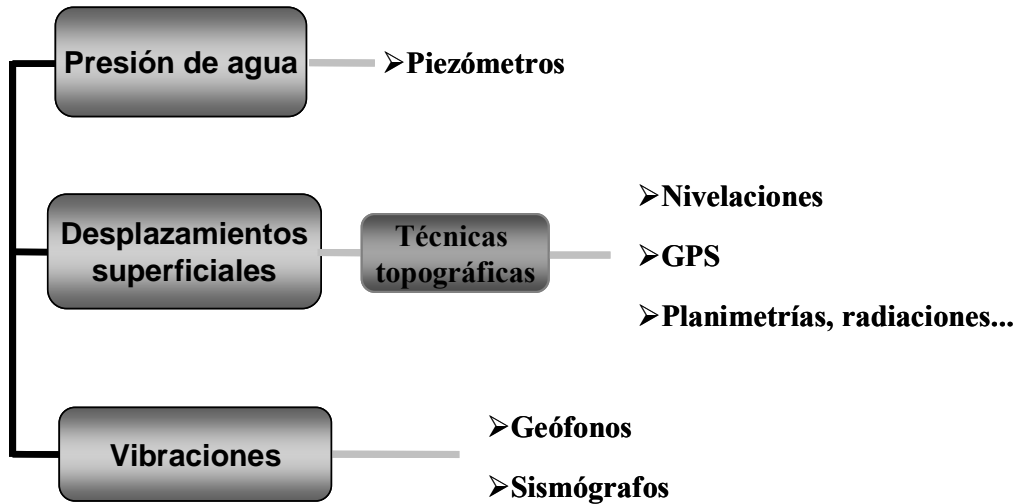


Figura 18. 3. Sistemas de vigilancia más frecuentes en el Nivel I

18.3.2. Nivel II de vigilancia

El Nivel II de vigilancia se utiliza cuando se han detectado anomalías con los aparatos utilizados en el Nivel I.

Los sistemas de medida de este nivel deben ser muy precisos y, por consiguiente, son más costosos que los del Nivel I. La instrumentación del Nivel II puede servir, convenientemente acondicionada, como sistema de alarma, si se llega al Nivel III.

Con los aparatos del Nivel II se miden niveles de agua, cuando aparece más de la prevista al ir profundizando la obra. También se miden desplazamientos superficiales y profundos cuando éstos no concuerdan con los esperados, bien por su magnitud o por su velocidad. En este nivel se hace uso de la instrumentación comentada en el apartado 18.2 que se juzgue adecuada para monitorizar los problemas surgidos.

Por consiguiente, la vigilancia en el Nivel II se refiere a zonas muy concretas, dependiendo la instrumentación y métodos operativos de las circunstancias de cada caso a estudiar.

18.3.3. Nivel III de vigilancia

El Nivel III de vigilancia se instala cuando la inestabilidad detectada en el nivel anterior tiende a acelerarse y no se puede detener, bien porque técnicamente no sea posible o por que no sea de interés desde el punto de vista económico.

En cualquier caso, el Nivel III requiere una monitorización 'en línea' de las situaciones potencialmente peligrosas, para facilitar la predicción del momento del accidente y la adopción a tiempo de las medidas necesarias para evitar daños al personal o a la maquinaria.

En este nivel se emplean métodos de vigilancia automatizados, mediante sistemas informáticos, así como campañas regulares y frecuentes de toma manual de datos en aquellos casos en que no es posible la automatización (por ejemplo, cuando se emplean sondas como las inclinométricas o INCREX).

18.4. Vigilancia de la presión de agua mediante piezómetros

Para el control de la presión de agua en el terreno, según Dunnicliff (1988) y López Jimeno et al. (2000) existen tres tipos de dispositivos, que se ubican en un sondeo que se ha de perforar hasta la profundidad deseada.

18.4.1. Pozos de observación

Los pozos de observación consisten en un sondeo en el que se introduce una tubería similar a la inclinométrica (bien sea de acero, PVC o aluminio) pero ranurada, para facilitar la entrada de agua, como muestra la Figura 18. 4, basada en documentación técnica proporcionada por la empresa Durham Geo Slope Indicador (DGSi). El espacio que queda entre la tubería y el sondeo se rellena con una grava o una arena gruesa que hace de filtro y facilita la entrada de agua en el tubo. Una vez finalizado el sondeo, el agua entra en el tubo y asciende por él hasta la posición del nivel freático. Sólo queda medir, mediante una sonda, la profundidad a la que se encuentra el agua en el tubo para conocer así la posición del nivel freático.

La ventaja de los pozos de observación es que son de fácil ejecución y la sonda es un equipo sencillo y, por lo tanto, económico. Su inconveniente es que no se pueden utilizar en terrenos que tengan muy baja permeabilidad, pues el volumen de agua necesario para que el tubo se llene hasta la posición correspondiente al nivel freático podría ser considerable, tardando incluso años en alcanzarse dentro del tubo el nivel de equilibrio (Dunnicliff, 1988). Además, en aquellas situaciones en las que haya niveles freáticos colgados, al atravesar más de un acuífero, se mezclará en el tubo el agua procedente de todos ellos, dando una falsa lectura, como si existiera un único nivel piezométrico.

18.4.2. Piezómetros de tubo abiertos

Su instalación es similar a un pozo de observación, con la diferencia de que el tubo no se encuentra en esta ocasión ranurado y que no todo el sondeo está relleno de material filtrante, si no únicamente el extremo final. Esta parte del tubo presenta unos orificios que facilitan la entrada de agua y en ella se dispone también un filtro de arena o grava. Luego se cierra con un tapón de bentonita impermeable (ver Figura 18. 5, realizada por los autores a partir de

documentación técnica de Durham Geo Slope Indicator). El agua que se filtra por la grava asciende por el tubo hasta una altura equivalente a su presión, que se determina mediante una sonda como en el caso del pozo de observación.

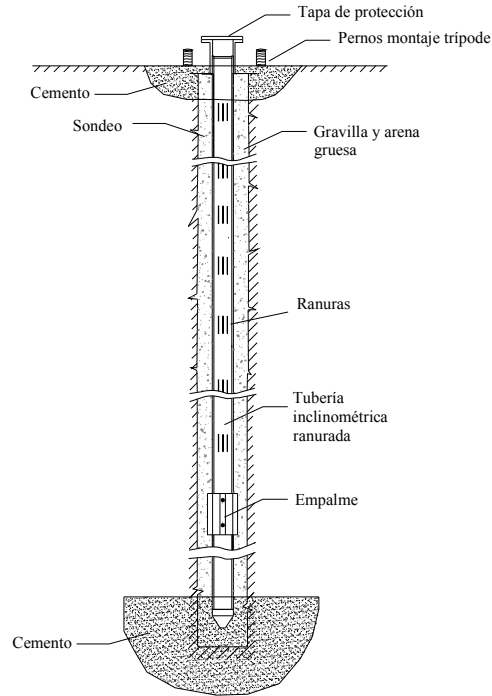


Figura 18. 4. Equipamiento de un pozo de observación

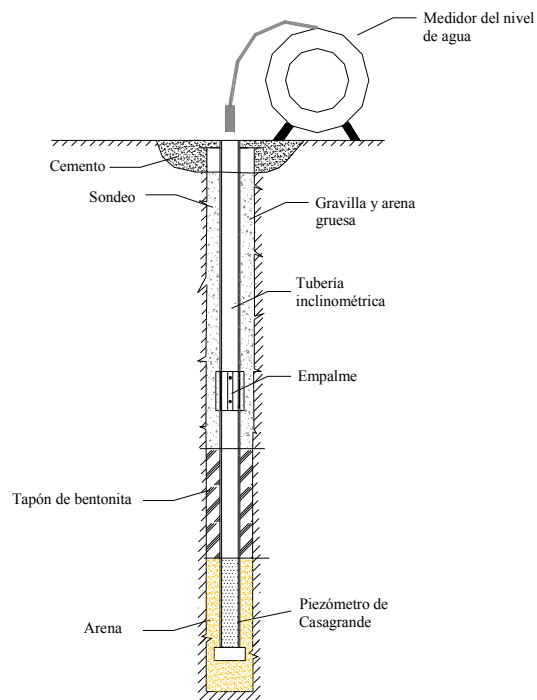


Figura 18. 5. Equipamiento de un sondeo de piezómetro de tubo abierto

La ventaja que tiene este tipo de piezómetros sobre el pozo de observación es que se puede emplear cuando existe más de un acuífero, ya que el tapón de bentonita impide la entrada de agua procedente de los acuíferos situados a menor profundidad. Sin embargo, sigue requiriendo (sobre todo cuando las presiones de poro son elevadas) un volumen de agua considerable para que ésta ascienda hasta la posición correspondiente, por lo que tampoco sería adecuado en materiales con baja permeabilidad.

18.4.3. Piezómetros cerrados

El equipamiento del sondeo es similar a los de tubo abierto, con la diferencia de que no se utiliza la tubería inclinométrica. Únicamente se coloca en la parte final del sondeo un segmento de tubería con orificios rodeado de un filtro de arena. En la tubería se introduce una sonda piezométrica con un transductor eléctrico, cuya señal se lleva hasta la superficie. Por último se sella el sondeo con un tapón de bentonita (ver Figura 18. 6, basada en documentación técnica de la empresa DGS).

La ventaja de estos piezómetros según López Jimeno et al. (2000) radica en que, al necesitarse menos volumen de agua para rellenar el hueco del filtro de arena, se pueden utilizar en materiales con baja permeabilidad. Además, como está sellado, se pueden colocar varios piezómetros en un solo sondeo a distintas profundidades, por lo que se pueden emplear cuando existen niveles freáticos colgados. Por otra parte, son susceptibles de conectarse a un equipo con toma de datos en continuo mediante un sistema informático. Su único inconveniente es su mayor costo, puesto que requieren una o varias sondas piezométricas, que quedan instaladas *in situ*.

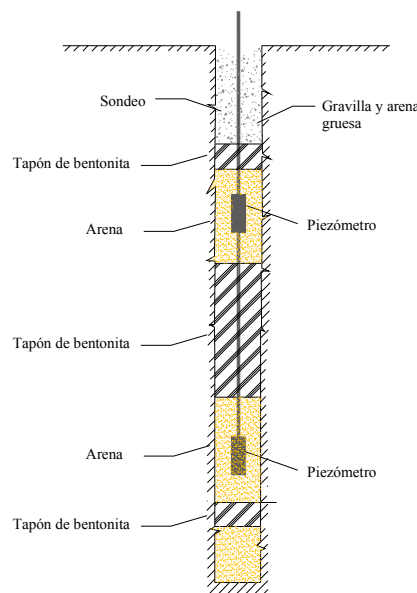


Figura 18. 6. Equipamiento de un sondeo de piezómetro cerrado

Independientemente del piezómetro seleccionado, el procesamiento de los datos obtenidos permite observar la evolución del nivel freático en distintas zonas del talud, mediante gráficas como la de la Figura 18.7.

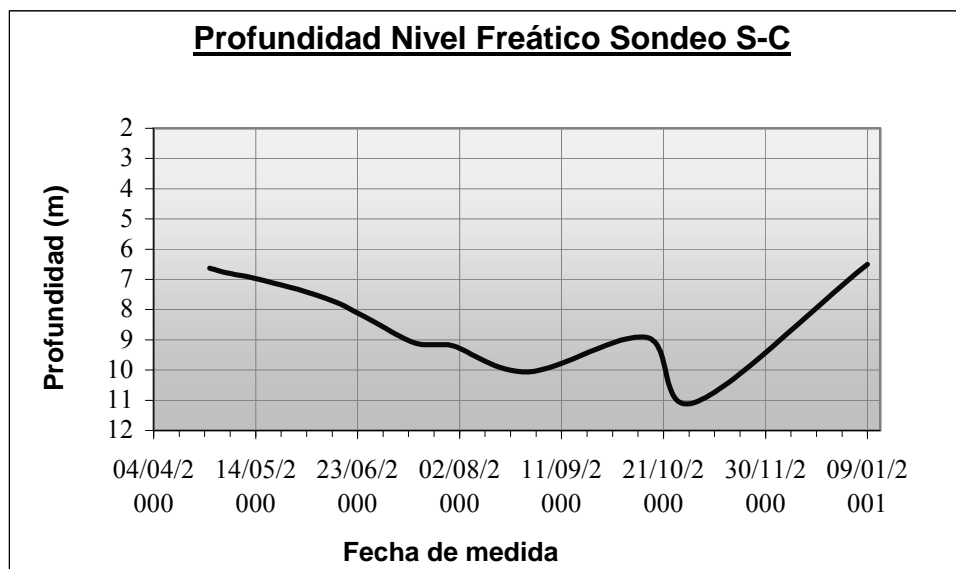


Figura 18. 7. Evolución del nivel freático en los sondeos piezométricos

18.5. Células hidráulicas para la monitorización de asientos

Cuando se requiere monitorizar los asientos que se producen en terraplenes o en las bermas de los taludes, es frecuente el empleo de técnicas topográficas (nivelaciones). Pero estos métodos presentan dos inconvenientes: por una parte, su precisión puede no ser suficiente, pues su margen de error es del orden de 1 ó 2 cm, por otra, se puede necesitar una vigilancia continua, que estos métodos obviamente no permiten (las campañas de medidas topográficas requieren un tiempo relativamente grande y, por consiguiente, han de ser necesariamente espaciadas), a no ser que empleen instrumentos robotizados.

Una alternativa a los métodos topográficos es el empleo de células hidráulicas de asiento (Sopeña, 1997). Su funcionamiento, que se muestra en la Figura 18. 8, se basa en el principio de los vasos comunicantes, que establece que en dos recipientes con agua y comunicados entre sí mediante una tubería, el agua alcanzará en ambos la misma altura.

En el punto de monitorización del asiento se construye una arqueta de hormigón que se mantiene siempre llena de agua hasta rebosar mediante un mecanismo adecuado tipo cisterna. En una caseta de registro suficientemente alejada como para garantizar que no sufra asientos, se sitúa un manómetro de columna de agua conectado a la arqueta mediante una tubería enterrada.

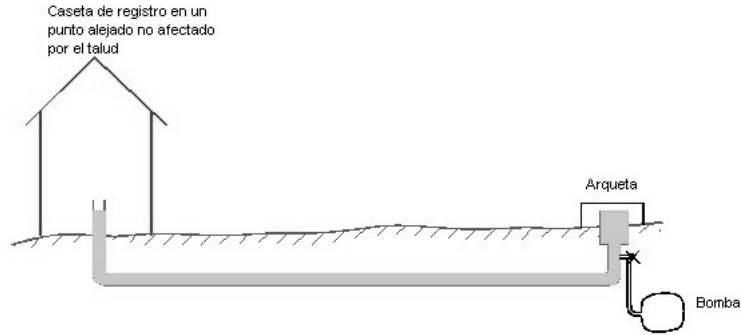


Figura 18. 8. Principio de funcionamiento de una célula hidráulica de asiento

Si se produce un asiento, el agua en la arqueta rebosa y se vierte, por el principio de vasos comunicantes el nivel en el manómetro de la caseta de registro descenderá también, puesto que la caseta no habrá sufrido ningún asiento. El asiento se mide como el descenso de la columna de agua en el manómetro de la caseta.

Si, por el contrario, se produjera una elevación del terreno, el nivel de agua en la arqueta tendería a descender, por lo que el sistema de control de rebose introduciría agua en la arqueta, hasta que rebosara de nuevo. Dado que la arqueta se ha elevado, la columna de agua en la caseta de registro también se elevará en la misma magnitud, midiendo así el ascenso. Mediante este sistema se pueden detectar asientos de unas pocas décimas de milímetro. El proceso de medida se puede automatizar bien con manómetros eléctricos o con transductores.

La implementación de las células hidráulicas en la forma descrita es posible y sencilla en su concepción, pero presenta algunas dificultades prácticas, ya que es necesario conectar una tubería desde la caseta hasta cada una de las arquetas en los puntos de control de asentamiento. Cuando el número de estaciones es elevado, este proceso puede resultar engorroso. Además es necesario poner un sistema de control de nivel en cada una de las arquetas.

Existe otro modo de obtener el mismo resultado utilizando menor número de tuberías y un solo sistema de control de nivel de agua. Este sistema (de Interfels y recogido en la documentación técnica de DGS) se esquematiza en la Figura 18.9.

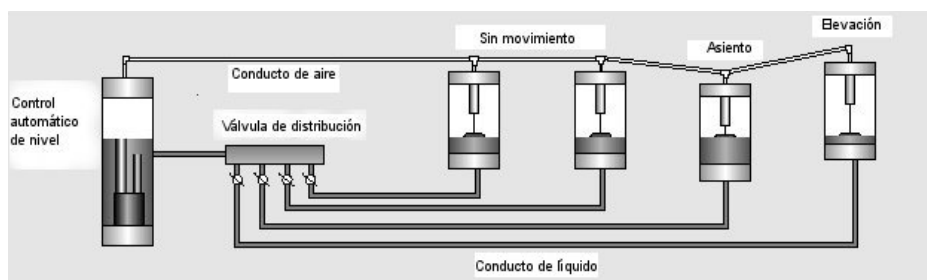


Figura 18. 9. Esquema de colocación de células hidráulicas (DGS)

En una caseta situada en una posición estable, se coloca un depósito de agua con un sistema de control que mantenga el nivel de agua constante. En las estaciones se colocan las células de asiento, ancladas al terreno, y se conectan a una tubería central que las une con el depósito, por lo que la altura absoluta del agua en todas las celdas se mantiene igual a la del depósito. Cada celda está dotada de un sensor que mide la altura del agua con relación a la base de la misma.

Si se produjese el asiento de una de las células, la altura absoluta del agua se mantendría constante por estar conectada al depósito. Sin embargo, el nivel de agua con relación a la base del depósito se elevaría, elevación que detectaría y mediría el sensor. Si, por el contrario, una celda se elevase, el nivel de agua con relación a su base disminuiría, siendo detectado por el sensor.

Figura 18. 10 representa una vista en planta de una instalación de células hidráulicas de asiento en una berma de un talud minero, conectadas todas ellas a una tubería central y ésta al depósito, situado en una zona alejada de la afectada por los movimientos.

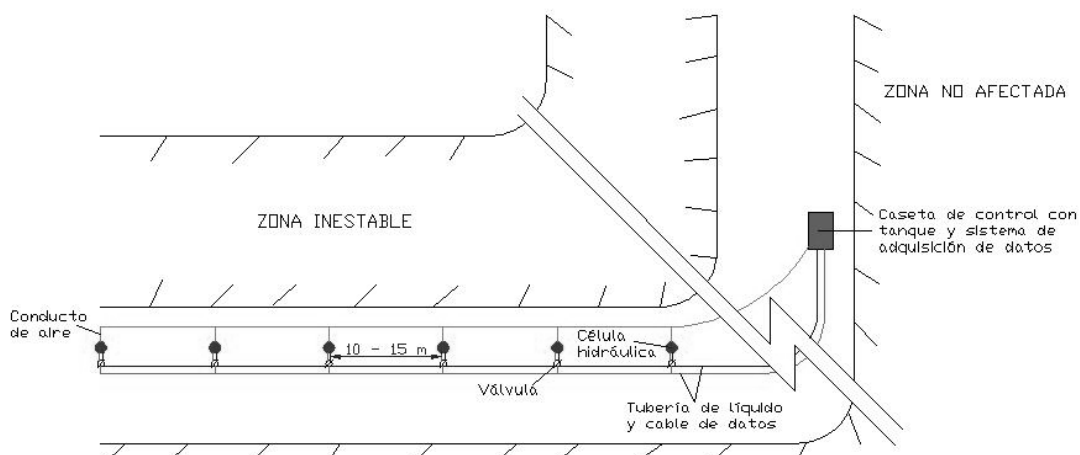


Figura 18. 10. Vista en planta de colocación de células hidráulicas

Si se dispone de sensores eléctricos, se puede realizar una lectura automatizada y una monitorización de los asientos con la frecuencia deseada.

18.6. Auscultación de desplazamientos profundos transversales

18.6.1. Sonda inclinométrica

El inclinómetro se usa para monitorizar los movimientos profundos transversales en zonas de riesgo de deslizamiento. Mediante el inclinómetro se pueden medir los desplazamientos que se producen a lo largo de planos perpendiculares al eje de un sondeo. Así pues, si los sondeos

son verticales, se obtendrá el conjunto de los desplazamientos horizontales que ha sufrido el sondeo, permitiendo de este modo detectar movimientos laterales profundos en zonas afectadas por fenómenos de deslizamientos.

Para efectuar el control inclinométrico se precisa un sondeo que atraviese las zonas que se sospechen inestables y que llegue al terreno estable (ver Figura 18. 11).

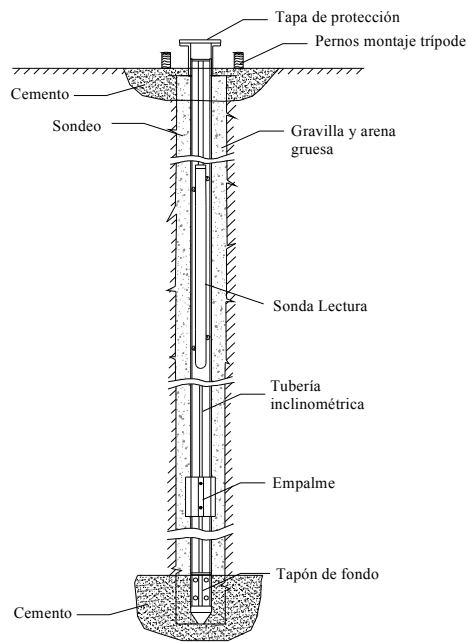


Figura 18. 11. Equipamiento de un sondeo inclinométrico

En el sondeo se instala tubería de tipo inclinométrico de aluminio, acero o de ABS, dotada de cuatro guías perpendiculares dos a dos, por las que deslizan las ruedas de la sonda en su recorrido por el interior de la tubería, como se muestra en la Figura 18. 12.

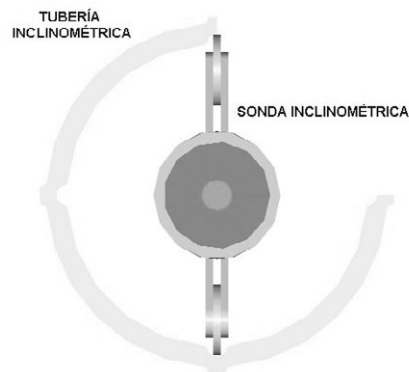


Figura 18. 12. Sección transversal de la tubería con la sonda inclinométrica

Se rellena el espacio interanular entre la tubería y las paredes del sondeo, para que el movimiento del terreno se transmita a la tubería, en la que la sonda efectuará las medidas.

En la Figura 18. 13 se puede ver la sonda inclinométrica modelo S232PV10 de SISGEO. Se trata de un torpedo de acero equipado con los correspondientes sensores de inclinación, que permiten definir al mismo tiempo inclinaciones en dos planos perpendiculares (sonda biaxial). El resto del equipo está compuesto por el cable de conexión y la unidad de captación de datos.



Figura 18. 13. Sonda inclinométrica

La precisión de las medidas depende de la longitud del sondeo y de la precisión de la sonda empleada. Habitualmente se encuentra en torno a ± 8 mm por cada 30 m (hoja técnica de SISGEO). Las medidas se toman en dos canales perpendiculares, A y B, que definen dos ejes en el plano perpendicular al eje del sondeo. Las medidas del canal A se refieren al eje OY, definido por el centro del sondeo y la llamada rueda de referencia. Las medidas del canal B se refieren al eje perpendicular al anterior y corresponden, por tanto, al eje OX.

La toma de datos se inicia desde el fondo del sondeo, con medidas cada medio metro en sentido ascendente. Una vez que se ha recorrido toda la longitud del sondeo, se repite el proceso girando la sonda 90° , 180° y 270° sucesivamente respecto a la posición inicial, para poder realizar las correcciones por desalineación de los sensores.

Hay que señalar que la primera medida suele representar una posible desviación del sondeo respecto a la vertical, dando lugar a los puntos de inflexión que se representan en las gráficas. Por lo tanto, esta primera medida se toma como cero o referencia. En la unidad lectora se registra α (el ángulo que forma el sondeo con la vertical para cada uno de los canales, como se muestra en la Figura 18. 14) o el seno de α , según el modelo de sonda.

A partir de este dato, suponiendo que las lecturas se efectúan cada 0,5 m, se obtiene el desplazamiento horizontal, δ , que ha sufrido el sondeo. Es decir, el desplazamiento sería (a partir de documentación técnica de SISGEO):

$$\delta = \text{sen } \alpha * 0,5 \quad (18.1)$$

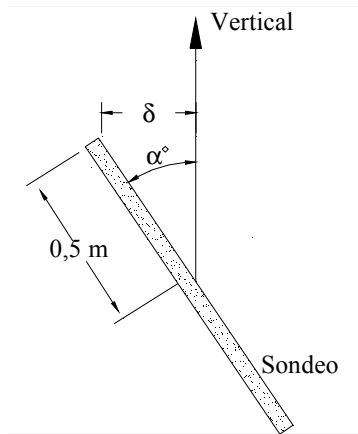


Figura 18. 14. Obtención del desplazamiento con el inclinómetro

La representación gráfica de los resultados se realiza mediante las gráficas de movimientos relativos y movimientos totales del sondeo. Los relativos consisten en la variación de la inclinación en un punto del sondeo con respecto al punto de medida inmediatamente inferior, mientras que los acumulados definen los movimientos a lo largo de planos horizontales del sondeo con respecto a un punto que se considera fijo, normalmente el fondo del sondeo. En la Figura 18. 15 y Figura 18. 16 se muestran ejemplos de dichas representaciones.

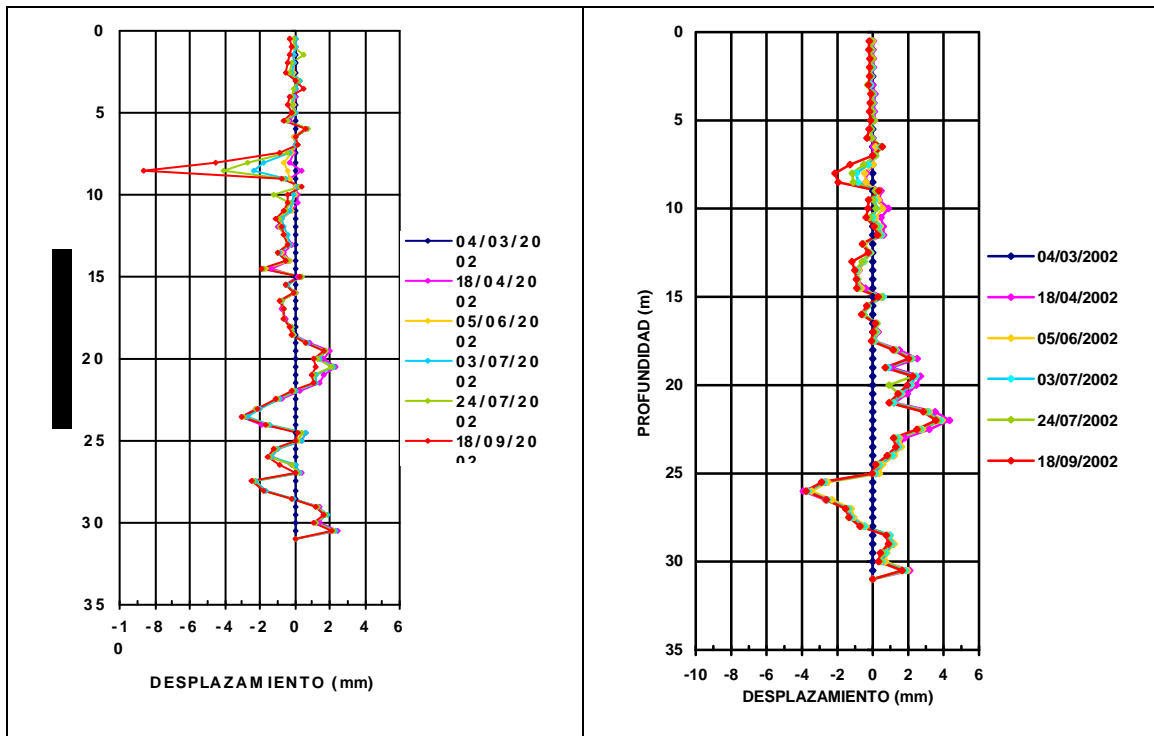


Figura 18. 15. Movimientos relativos registrados mediante sonda inclinométrica (eje X, eje Y)

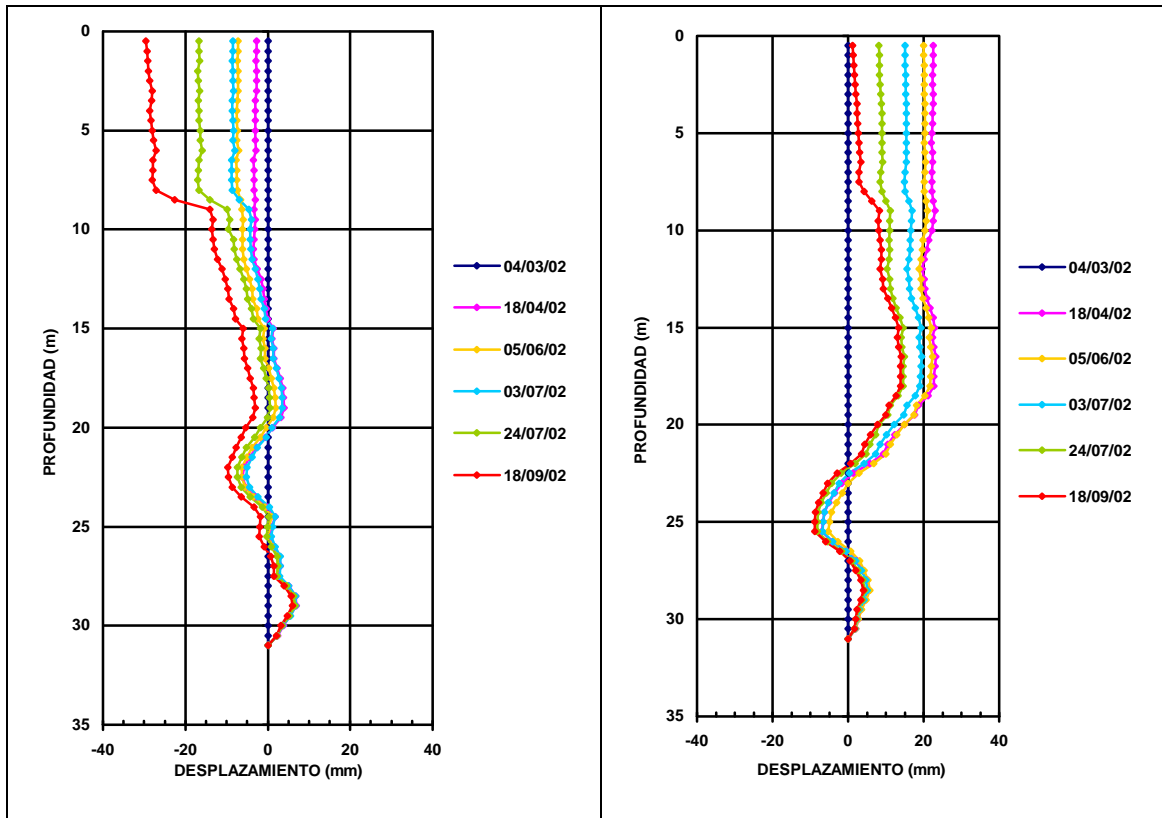


Figura 18. 16. Movimientos totales registrados mediante sonda inclinométrica (eje X, eje Y)

Finalmente, en la Figura 18. 17 se observa un momento de la monitorización con la sonda inclinométrica en un sondeo perforado en un talud.



Figura 18. 17. Toma de datos en un sondeo mediante la sonda Inclinométrica

18.6.2. Inclínómetros fijos

Además de la sonda inclinométrica, existen otros tipos de equipos, denominados inclinómetros fijos, que se dejan instalados en el interior de la tubería y permiten detectar movimientos de forma continua. Su principio de funcionamiento es básicamente el mismo que el de la sonda inclinométrica, estando formados por una serie de sensores inclinométricos conectados entre sí. Cuando se produce un movimiento del talud, se desplaza la tubería, inclinándose los sensores en su interior. En la Figura 18. 18 se muestra una instalación de este tipo (denominado EL In-place inclinometer, de DGSi). Los sensores se instalan con la rueda fija en la dirección del movimiento previsto. La altura de medida de cada sensor es la distancia entre uniones pivotantes entre sensores.

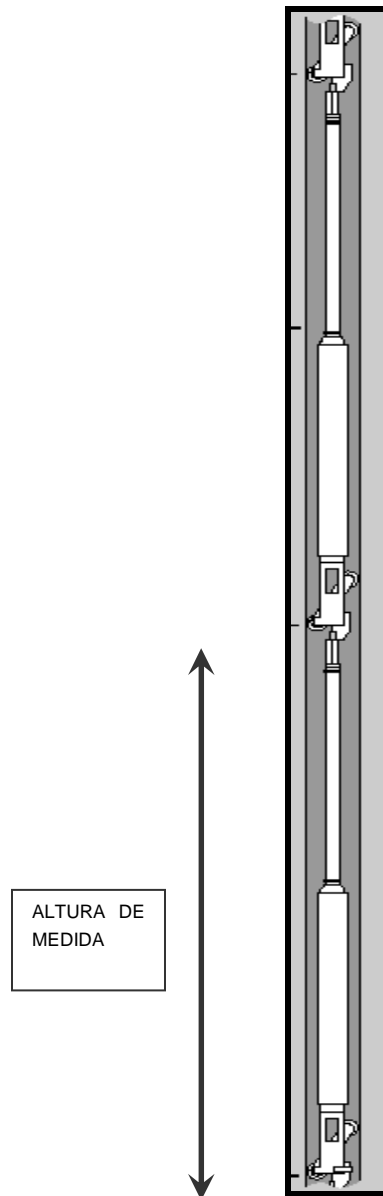


Figura 18. 18. Esquema de inclinómetro fijo en tubería inclinométrica (DGSi)

18.6.3. Equipos con TDR

Según Dowding et al. (1988), la reflectometría en el dominio de tiempo (TDR o time domain reflectometry) es una técnica de ensayo que utiliza un pulso eléctrico. Su aplicación inicial era para la detección y localización de fallos y discontinuidades en cables de transmisión coaxial. Pero más recientemente, esta técnica ha sido adaptada para la monitorización de las deformaciones que se producen en cables instalados en sondeos y posteriormente cementados, en un macizo rocoso. Los movimientos de éste producirían una deformación en el cable inyectado, cambiando su capacitancia y, por tanto, la forma de la onda reflejada del impulso de voltaje. Monitorizando los cambios de estas señales de reflexión es posible medir tanto el desplazamiento longitudinal como el transversal que se producen, a nivel local, a una cierta profundidad en el cable coaxial. Es decir, la reflectometría permite cuantificar el tipo y la magnitud del desplazamiento del macizo rocoso (Dowding et al., 1989).

En la mecánica de rocas, esta técnica se emplea para identificar las zonas de fallo del talud. En la Figura 18. 19 se muestra un ejemplo de un cable coaxial instalado en un sondeo para vigilancia de un talud mediante técnica TDR.

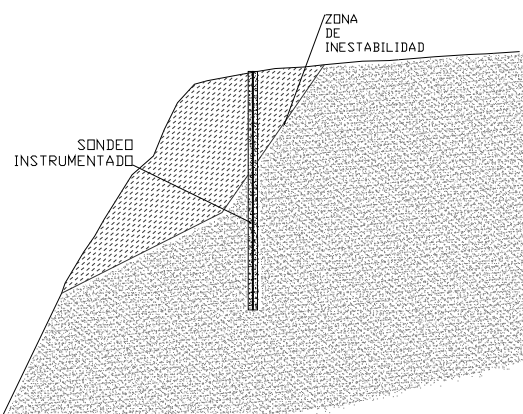


Figura 18. 19. Cable coaxial para medida TDR en un sondeo

El sistema no resulta demasiado caro, debido a la sencillez de su instalación, a la posibilidad de emplear equipos y cables disponibles en el mercado y a la facilidad con la que se pueden adquirir e interpretar los datos (Dowding et al., 1988).

El cable coaxial se puede cementar *in situ* mediante la bomba de las máquinas de perforación convencionales. La mezcla de cemento empleada para la inyección debe ser lo suficientemente resistente y expansiva, de baja viscosidad para facilitar el bombeo y con poca retracción.

El conjunto se completa con una unidad de lectura portátil, que puede utilizarse para monitorizar todos los cables que se desee y que es capaz de producir un registro impreso o una señal de salida de voltaje analógica. Además, el sistema puede ser supervisado por control

remoto en zonas de difícil acceso o donde se estime conveniente una toma de datos en continuo.

Las principales características de la instalación del cable coaxial TDR se muestran esquemáticamente en la Figura 18. 20, a partir de un esquema de Dowding et al. (1989).

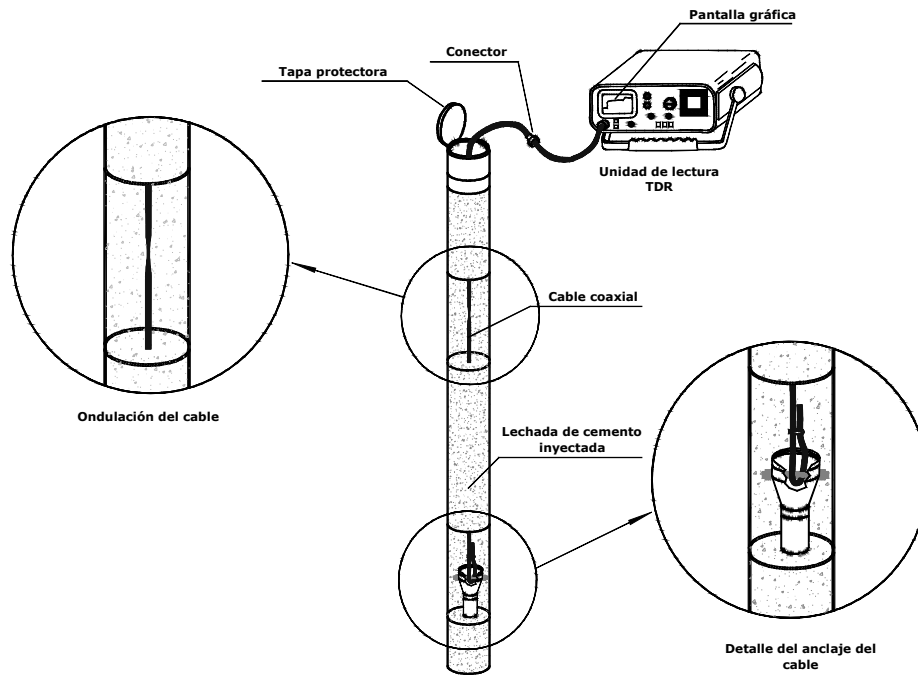


Figura 18. 20. Instalación de cable coaxial para medida con TDR

La parte inferior del cable, una vez sellada para evitar que se humedezca, se conecta a un anclaje situado a una profundidad mayor que la zona cuyo desplazamiento se desea monitorizar. A medida que se introduce el cable en el sondeo, se va aprisionando mediante grapas a determinados intervalos (por lo menos una grapa entre cada 3 a 6 m), para proporcionar una serie de reflexiones que sirvan de referencia a lo largo de toda su longitud.

El cable, que se debe instalar sin su camisa para optimizar su contacto con la lechada de cemento expansiva que se inyecta en la perforación, se une solidariamente al terreno circundante a través de dicha lechada. Una vez instalado el cable en el sondeo e inyectada la lechada entre el cable y las paredes del sondeo, se preparan sus conexiones para efectuar las lecturas correspondientes con el lector, del tipo Tektronix 1502 TDR, por ejemplo (Dowding et al., 1989). Esta unidad lectora está dotada de una pantalla gráfica para mostrar la evolución de las medidas y de una pequeña impresora que muestra los resultados en formato papel.

La línea de transmisión coaxial empleada en un sistema de monitorización TDR proporciona una trayectoria de propagación unidimensional para una onda electromagnética, gobernada por leyes que derivan tanto de la teoría de circuitos como de las leyes de Maxwell.

Un cable coaxial está compuesto de un conductor externo y otro interno. La propagación de un pulso de voltaje a lo largo del cable la controlan las siguientes propiedades del mismo: Inductancia L, Resistencia, R, Capacitancia, C y Conductividad, G. Básicamente, los cambios en la impedancia característica (que es función de L y C), corresponden a una variación longitudinal del cable, mientras que los cambios en la capacitancia se deben a un movimiento horizontal.

Si tienen lugar movimientos del terreno, el cable coaxial embebido se deformará y esto dará lugar a variaciones en la geometría relativa de los conductores externo e interno. Por ejemplo, dos bloques que se muevan paralelamente a su plano de deslizamiento pueden someter al cable a un movimiento transversal. Entonces, el conductor externo del cable coaxial se deformará bruscamente, mientras que el conductor interno (separado del externo por un material dieléctrico relativamente blando) se deforma más gradualmente sobre una mayor longitud del cable.

Este sistema de medida es aplicable en cualquier macizo rocoso en el que se prevea que pueden producirse deformaciones en la dirección del sondeo y en una dirección perpendicular al mismo. Entre sus principales aplicaciones geotécnicas destacan la evaluación de posibles efectos de subsidencia minera en tajos largos, la detección de movimientos de estratos o el análisis de inestabilidades en un talud, evaluando el tipo y el valor de las deformaciones. En general, se obtendrán unas medidas equivalentes a las que proporcionarían la combinación de un inclinómetro, que evalúa el movimiento transversal, con los equipos de auscultación de desplazamientos profundos, como los extensómetros de cable o el de tipo incremental INCREX, capaces de medir la deformación longitudinal en profundidad.

18.7. Auscultación de desplazamientos profundos longitudinales

18.7.1. Sonda INCREX

Según documentación técnica de Boart Longyear Interfels, el extensómetro incremental o sonda INCREX es una sonda extensométrica móvil capaz de tomar medidas de alta precisión de la deformación que se produce en el sentido longitudinal de un sondeo; es decir, permite detectar acortamientos y alargamientos según la dirección del eje del sondeo en el que se instala.

Las medidas de la sonda INCREX completan y se complementan con las del inclinómetro, pues el INCREX proporciona los datos de la deformación axial, obteniéndose los movimientos en las tres direcciones cuando se efectúa el control de un sondeo con ambos equipos.

Para efectuar medidas con el extensómetro incremental es necesario previamente perforar un sondeo, en cuyo interior se instala una tubería extensométrica, generalmente de ABS. En su parte externa se colocan unos anillos de bronce, equiespaciados un metro a lo largo de la tubería. El espacio anular que queda entre ésta y la pared del sondeo se rellena con un

mortero especial inyectado a presión, para conseguir una unión solidaria entre la tubería con sus anillos y el macizo cuyas deformaciones se pretende medir.

En la Figura 18. 21 se recoge una sección longitudinal de la sonda INCREX con sus anillos de bronce.

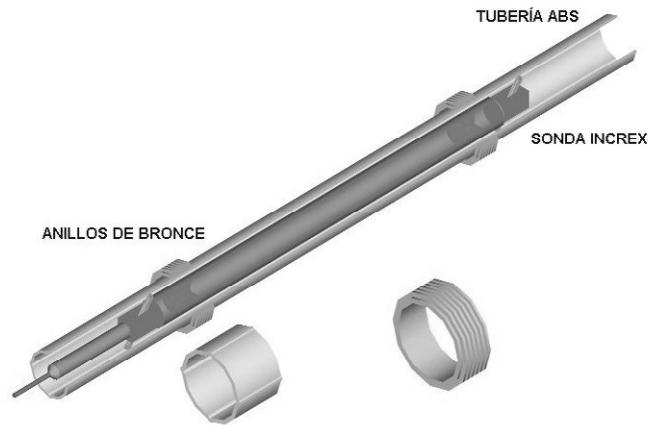


Figura 18. 21. Sección longitudinal de la sonda INCREX

La sonda INCREX de Boart Longyear Interfels, que se muestra en la Figura 18. 22, registra las posiciones relativas de dos anillos consecutivos, basándose en inducciones electromagnéticas entre las bobinas de alta precisión situadas en el interior de la sonda y los anillos metálicos acoplados en la tubería. Para cada medida se realizan dos carreras en una misma dirección, tomando como lectura la media de ambas, que es directamente la variación, respecto a 1 m, de la distancia entre los anillos.



Figura 18. 22. Sonda INCREX conectada a su lector y cable de medida

La precisión de este sistema es de $\pm 0,05$ mm según el catálogo del fabricante, con lo que se detectan desplazamientos que pueden pasar inadvertidos a otros métodos de control, resultando imprescindible en aquellos casos en los que se esperan pequeñas deformaciones. Al tratarse de medidas incrementales, esta precisión no disminuye al aumentar la longitud del sondeo.

En función de las posiciones relativas en el tiempo de dos anillos consecutivos, se estiman las reducciones y aumentos de la distancia existente entre ellos que, a su vez, al estar unidos solidariamente al terreno corresponden a las deformaciones sufridas por el mismo.

Los valores positivos en las lecturas indican alejamiento entre anillos, debido a que el macizo estará sufriendo esfuerzos de tracción, mientras que los valores negativos muestran una disminución de la distancia entre los mismos, suponiéndose entonces que el terreno está sometido a compresión.

Para la interpretación de las medidas obtenidas con el INCREX se realizan gráficas de deformaciones en cada metro o de la deformación total que se registra en el sondeo. Un ejemplo de las primeras se muestra en la Figura 18. 23, que corresponde al control extensométrico de un talud en una explotación minera a cielo abierto.

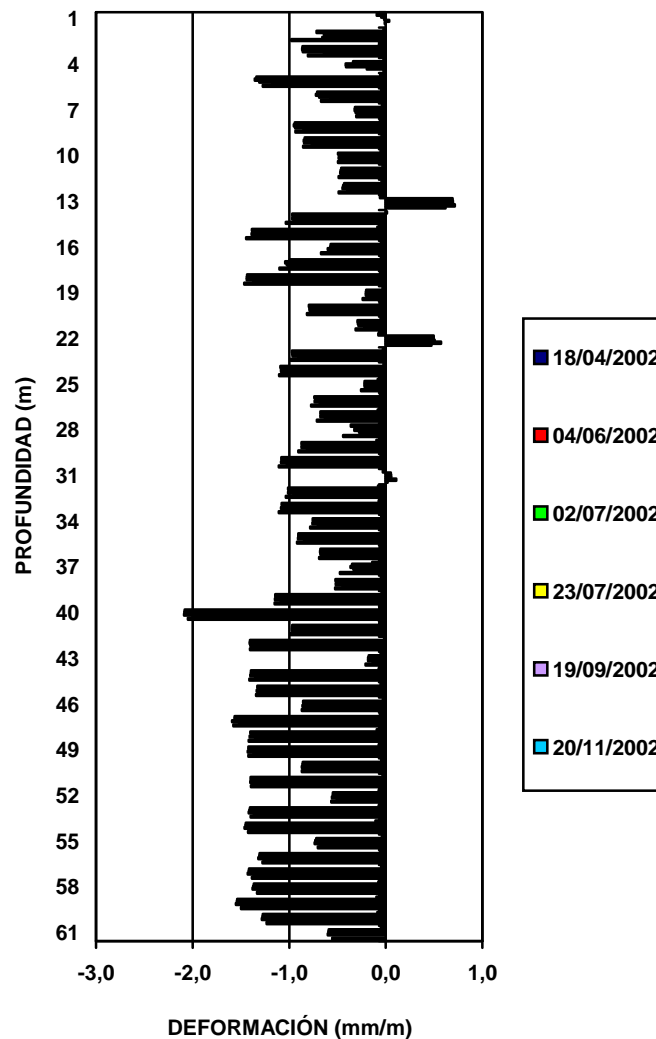


Figura 18. 23. Deformaciones obtenidas con la sonda INCREX en un sondeo localizado en un talud de una explotación de minera.

En el ejemplo se ha efectuado una primera medida de referencia y otras seis medidas de control, en un periodo de siete meses. El número y frecuencia de las medidas vendrá dado por el tipo de control a realizar, por la estabilidad del talud analizado y por la propia evolución de las medidas que se vayan efectuando.

La Figura 18. 24 muestra la toma de datos *in situ* en un sondeo perforado para la medida con sonda INCREX, en un talud que presentaba síntomas de inestabilidad.



Figura 18. 24. Toma de datos en un sondeo mediante la sonda INCREX

18.7.2. Extensómetros de un solo cable

Según Corominas et al. (2000), el extensómetro de cable es un equipo que mide en continuo los desplazamientos relativos que se producen entre dos puntos, uno situado en la parte del talud o ladera que está en movimiento y el otro en terreno estable. Su rango típico de medida oscila entre 10 y más de 100 m, y su precisión suele estar en torno a los 0,3mm/ 30 m.

Corominas et al. (2000) remarcan la dificultad del control de los desplazamientos superficiales mediante técnicas topográficas, que requiere de un sistema fijo de hitos, que debe permanecer estable y visible durante toda la investigación. Por otra parte, algunos equipos de vigilancia de sondeos, como la sonda inclinométrica, no permiten la monitorización en continuo, con lo que se podría perder información importante de cara a interpretar lo que está ocurriendo en el talud. Además, presentan un serio inconveniente cuando se trata de medir grandes desplazamientos, puesto que por producirse la rotura de la tubería no son capaces de detectar desplazamientos mayores de unos pocos centímetros (de 15 ó 20 cm). Como alternativa a las técnicas topográficas e inclinométricas, se tiene la vigilancia de deslizamientos en un talud mediante extensómetros de cable.

Se trata de un equipo bastante sencillo y asequible. Como se aprecia en la Figura 18. 25 (modificada sobre un dibujo de Corominas et al., 2000), consiste en un cable de acero envainado para evitar su corrosión, que se ancla dentro de un sondeo por debajo de la superficie de deslizamiento. El extremo final del cable se mantiene tenso mediante un contrapeso y una polea. El deslizamiento del talud produce una rotación en dicha polea, en la que mediante un potenciómetro se registra el giro o el trozo de cable desplazado. Este sistema permite el registro continuo en una unidad lectora y grabadora a intervalos de tiempo definidos, y puede funcionar con incluso varios metros de desplazamiento, siempre y cuando tenga cable extra que lo permita.

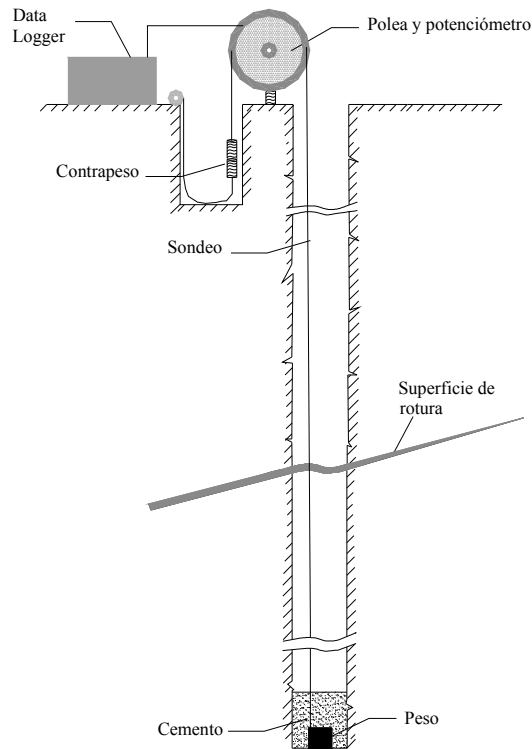


Figura 18. 25. Esquema de un extensómetro de cable

El extensómetro no es capaz de detectar la componente vertical y horizontal del movimiento de forma separada, ni de identificar la presencia de distintas superficies de deslizamiento.

Al ser un equipo de registro continuo, permite analizar en detalle lo que está ocurriendo en el talud: posibles aceleraciones o deceleraciones del deslizamiento, alternancia de periodos de estabilidad e inestabilidad, influencia del nivel freático, del nivel de precipitaciones, de aguas de escorrentía (sobre todo cuando se combina con piezómetros), etc.

18.7.3. Extensómetros de varillas

Los extensómetros de varillas se instalan en sondeos para monitorizar los desplazamientos que se producen a distintas profundidades dentro de los mismos, empleando para ello varillas de diferentes longitudes (documentación técnica de SISGEO).

Estos instrumentos registran los movimientos del terreno hasta una profundidad que puede alcanzar los 30 m. Para ello, se miden los desplazamientos relativos entre la superficie terminal del extensómetro (también denominada “cabeza” o “cabeza de referencia”) y cada una de las varillas que afloran en dicha superficie, que conectan con su correspondiente anclaje en el interior del sondeo. Un cambio en esta distancia refleja que se ha movido el terreno. Estos movimientos se referencian a un punto supuesto fijo, por ejemplo el anclaje situado al fondo del sondeo, y a partir de él se calculan la velocidad y aceleración de los movimientos que se están produciendo, así como las deformaciones del macizo rocoso.

Existen en el mercado varios tipos de extensómetros de varillas para sondeos, que pueden clasificarse principalmente atendiendo a dos criterios:

- Según el número de anclajes:
 - a) Extensómetros de un único punto de anclaje: formados por una única varilla de medida (ver Figura 18. 26), con los que se obtienen los desplazamientos relativos entre el anclaje instalado en el fondo del sondeo y la cabeza del extensómetro situada en la cara del talud.
 - b)

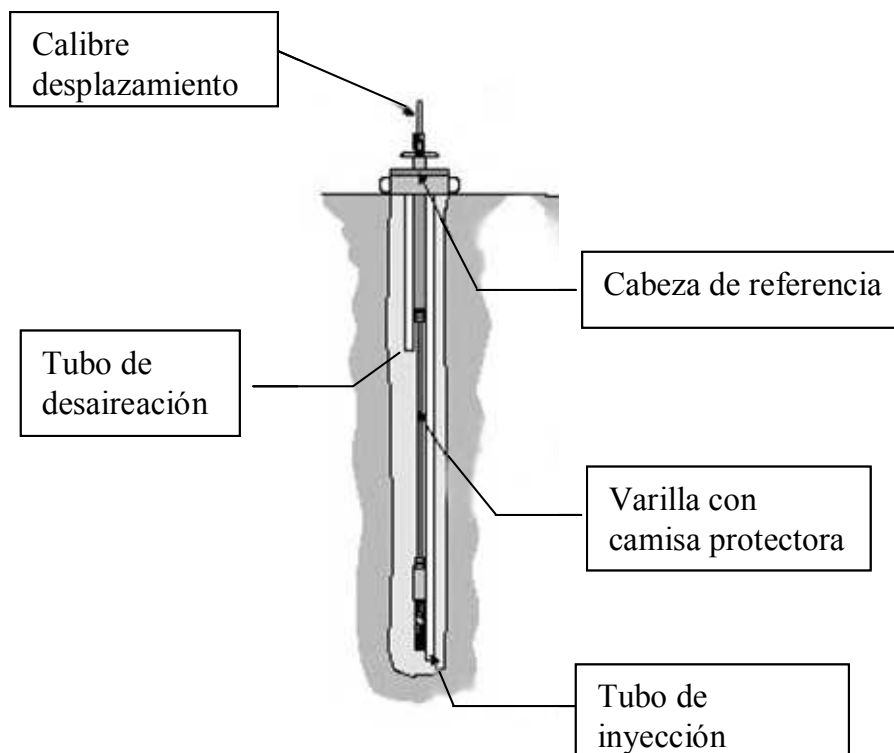


Figura 18. 26. Extensómetro de un punto de anclaje (*Catálogo de SISGEO*)

- c) Extensómetros de varios puntos de anclaje: Están formados por varias varillas, normalmente de dos a siete, con lo que proporcionan los desplazamientos que se producen a distintas profundidades dentro el sondeo.

- Según la forma de anclaje:
 - d) Extensómetros de inyección.
 - e) Extensómetros de anclaje mecánico.
 - f) Extensómetros de anclaje hidráulico.
 - g) Extensómetros de anclaje tipo "packer".

Los dos primeros tipos de anclaje, por su relevancia y amplia utilización en obra civil y minería, se describen detalladamente a continuación.

18.7.3.1. Extensómetros de inyección

Los extensómetros de inyección normalmente son de varios puntos de anclaje (dependiendo de la profundidad de macizo rocoso que se pretenda monitorizar). Cada punto de anclaje está formado por un bulón corrugado que se fija al terreno mediante mortero, generalmente de fraguado rápido y de fluencia adecuada. El movimiento del macizo se transmite a través de unas varillas de fibra de vidrio, de INVAR o de acero que se prolongan hacia el exterior, aflorando en la cabeza del extensómetro; estas varillas están protegidas por camisas de nylon, para que el cemento no las ancle al terreno y se transmita el movimiento del bulón (único tramo anclado en cada varilla) a la cabeza de referencia.

En la Figura 18. 27 se presenta el esquema tipo de uno de estos extensómetros, de la marca de instrumentación geotécnica SISGEO.

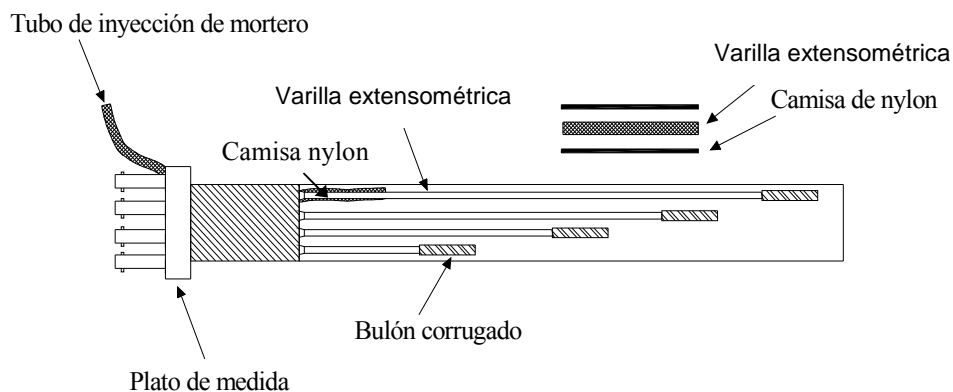


Figura 18. 27. Extensómetro de varilla de cuatro puntos de anclaje

La medida de los desplazamientos se puede realizar con un comparador mecánico de alta precisión, como el que se muestra en la Figura 18. 28 (de la empresa Ingeniería de Instrumentación y Control, S.A., de ahora en adelante IIC, S.A.), con un micrómetro de profundidad o mediante transductores eléctricos de desplazamiento.



Figura 18. 28. Reloj comparador para extensómetros de IIC, S.A.

18.7.3.2. Extensómetros de anclaje mecánico

Estos extensómetros, que pueden igualmente ser de uno o varios puntos de anclaje, se caracterizan por una fijación del anclaje de tipo mecánico. La unión al terreno se basa en la transmisión de un movimiento de rotación al anclaje, que se transforma en una expansión radial que permite la fijación al terreno a lo largo de su perímetro.

La varilla encargada de transmitir los movimientos relativos entre el anclaje y la cabeza del extensómetro suele ser de aluminio, lo que aporta ligereza al conjunto y facilita en gran medida la instalación y el transporte.

La Figura 18. 29 muestra esquemáticamente un extensómetro de este tipo, basado en el equipo comercializado por IIC, S.A.

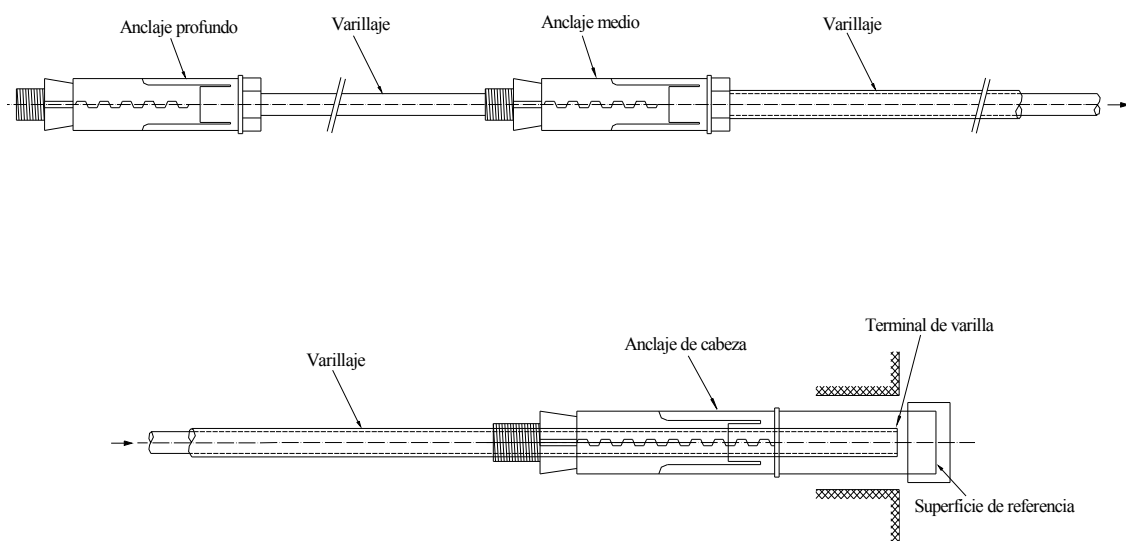


Figura 18. 29. Extensómetro de dos puntos de anclaje

Un modelo de anclaje mecánico se muestra en la Figura 18. 30, junto con el reloj comparador para la medida mecánica. Al igual que en los extensómetros anteriores, los desplazamientos se pueden registrar mediante transductores eléctricos.



Figura 18. 30. Extensómetro modelo A2 y reloj comparador de IIC, S.A.

18.8. Vigilancia de carga en anclajes mediante células de carga

Mediante este sistema se puede determinar la fuerza de anclaje de pernos o anclajes de cable y observar su evolución.

Para ello, en la cabeza del anclaje, entre el sistema de apriete y la placa de apoyo, se dispone una célula de carga como se indica en la Figura 18. 31 (efectuado por los autores a partir de documentación técnica de DGSI). Esto permite que la fuerza de anclaje se transmita al anillo metálico de la célula de carga, que se deforma proporcionalmente a la fuerza aplicada. La deformación sufrida se mide mediante galgas extensométricas o mediante cuerda vibrante, dependiendo del tipo de célula. A partir de la deformación sufrida y conocida la rigidez de la célula, se deduce la carga aplicada. En la Figura 18. 31 se muestra una célula de SISGEO.

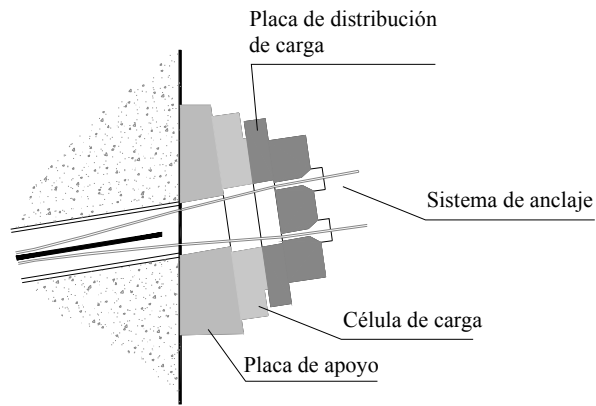


Figura 18. 31. Esquema de la colocación de una célula de carga (*DGS*)



Figura 18. 32. Fotografía de una célula de carga (*SISGEO*)

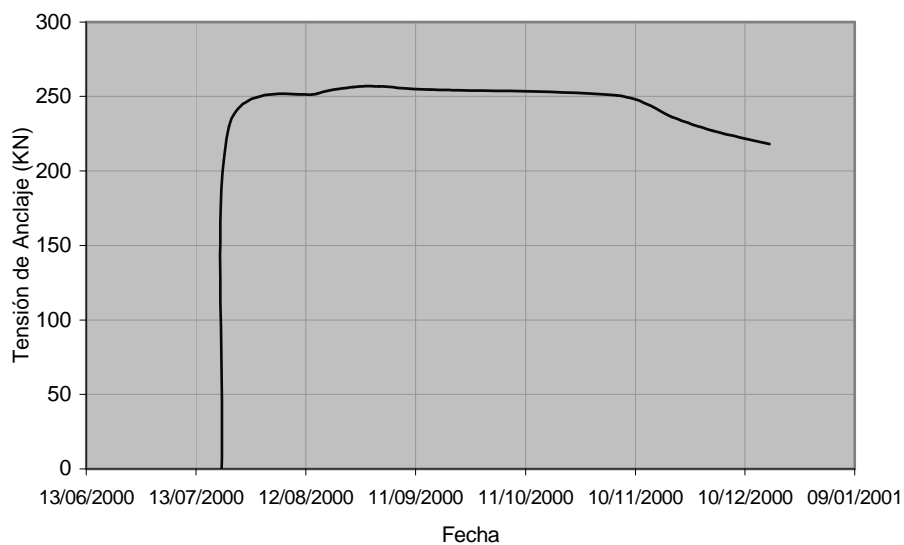


Figura 18. 33. Gráfica típica de la evolución de la carga en un anclaje

La presentación de los datos obtenidos en una gráfica como la de la Figura 18. 33 permite observar la puesta en carga del anclaje (se detecta un ascenso brusco en el inicio de la curva). Posteriormente se mantendrá la carga mientras no haya deformaciones del terreno. Si el terreno tendiese a deformarse, el anclaje trabajaría más, aumentando la carga soportada. Si se produjese un ascenso brusco y significativo de la carga, podría indicar una inestabilización del talud y un riesgo de rotura de los anclajes. Si la fuerza de anclaje disminuyese fuertemente, indicaría que el anclaje se ha soltado y ya no trabaja.

18.9. Vigilancia del movimiento de taludes mediante inclinómetros superficiales

El objetivo que se persigue con el control inclinométrico superficial es monitorizar los desplazamientos angulares o la inclinación de un punto. En definitiva, lo que se detectará mediante estos instrumentos serán las pequeñas inclinaciones que puedan darse en la cara del talud en el que se coloquen, o las inclinaciones que puedan registrar algunos bloques.

En la Figura 18. 34 se muestra un esquema de un inclinómetro de este tipo, obra de los autores y una fotografía que corresponde del modelo SB2I de SEIKA.

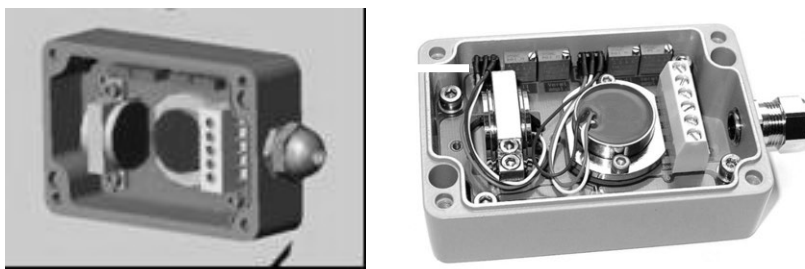


Figura 18. 34. Inclinómetro superficial (adaptado de SEIKA)

La caja metálica que contiene un inclinómetro lleva en su interior un único sensor o dos sensores inclinométricos; en este último caso el equipo puede medir según dos direcciones perpendiculares.

El inclinómetro se fija al talud o al bloque que presente inestabilidad y se ajusta a cero, grabándose entonces la lectura inicial. Los cambios de inclinación se obtienen comparando cada lectura con esa lectura inicial.

La toma de datos se realiza mediante una centralita en la que se dan las lecturas de los canales A y B, es decir, de las dos direcciones perpendiculares en las que se mide el ángulo de inclinación.

18.10. Vigilancia de grietas mediante medidores de desplazamiento

El objetivo de los medidores de desplazamiento de grietas es monitorizar el movimiento de grietas y fisuras superficiales, alertando en estados iniciales de posibles movimientos.

En la Figura 18. 35 se muestra un medidor tipo de grietas, de DGSI. El medidor consiste básicamente en un sensor de desplazamiento que se coloca sobre unos anclajes que se fijan (normalmente por inyección) en el talud, uno a cada lado de la grieta.



Figura 18. 35. Medidor de grietas (DGS)

Para la toma de datos se utiliza una unidad lectora, que convierte la señal eléctrica de forma que las medidas aparecen expresadas en mm.

Una vez instalado el medidor en la grieta, la primera lectura sirve de referencia. Las siguientes lecturas se comparan con la de referencia para determinar la magnitud de los cambios en la distancia entre las caras de la grieta o fisura.

18.11. Cámaras de vídeo axiales para monitorización de sondeos

Con el fin de controlar y visualizar un talud en profundidad, se pueden utilizar cámaras de vídeo especialmente diseñadas para la grabación en perforaciones. Estas cámaras permiten estudiar las litologías que conforman el talud, así como analizar el interior de un sondeo, que puede perforarse sin recuperación de testigo. Su valor como elemento de control radica en la posibilidad de efectuar monitorizaciones periódicas para comparar el estado del sondeo y su evolución en el tiempo.

Se trata de cámaras de visión frontal con iluminación autónoma que permiten realizar grabaciones en sondeos con un diámetro mínimo de 30 mm, como las que se muestran en la Figura 18. 36 (diseñadas por los autores).



Figura 18. 36. Cámaras de vídeo para sondeos

Constan de una carcasa cilíndrica de acero que posee en su parte central doce diodos con disposición de revolver, en cuyo interior se aloja una cámara de vídeo con alimentación externa. La cámara se conecta a un cable de transmisión de datos y se introduce en el sondeo, deslizándose por su interior mediante varillaje de conexión rápida. Incorpora un contador automático de metros, que permite conocer en cada momento a qué profundidad se encuentra la cámara. Para la grabación y visualización *in situ* se utiliza una videocámara digital con salida de vídeo.

18.12. Monitorización con cámara ultrasónica

Esta técnica, basada en la emisión de ultrasonidos y en su posterior recepción tras ser reflejadas las ondas en las paredes del sondeo, permite obtener imágenes de una perforación, así como identificar posibles fracturas y medir su orientación.

A diferencia de la monitorización con cámara de vídeo, para el reconocimiento de los sondeos mediante la cámara ultrasónica, es necesario que éstos se encuentren inundados, por lo que ambas técnicas resultan complementarias.

Sirve para obtener un adecuado conocimiento del talud, pero asimismo como elemento de control, pues sucesivas monitorizaciones permiten evaluar la degradación de un sondeo en el tiempo, identificar nuevas fracturas, etc.

El equipo de cámara ultrasónica de la empresa Robertson Geologging Ltd. se compone de los siguientes elementos:

- Una sonda ultrasónica, con haz de ultrasonidos estrecho, con frecuencia de muestreo de 360 muestras por revolución y velocidad de rotación de 20 r.p.s. Esta sonda dispone de un sistema para la determinación de la orientación espacial de la misma en cada momento y tres sensores inclinométricos dispuestos en tres ejes perpendiculares, para determinar la inclinación de la sonda con respecto a la vertical.
- Sistema de anillos centradores para mantener la sonda centrada en el sondeo.
- Cable y sistema de posicionamiento, que consiste en un equipo para descolgar la sonda, con cable de 500 m de longitud con pantalla de protección de acero, sistema electrónico de regulación de la velocidad y un trípode con polea para la medición electrónica de la profundidad (ver Figura 18. 37, fotografía de un trípode de la citada empresa).
- Data Logger o centralita de medida para la toma de datos.
- Software. Programas para la toma de datos y tratamiento de los mismos: equipo informático para el tratamiento y registro de las señales obtenidas durante la monitorización del sondeo.

En la Figura 18. 38 se puede ver un detalle de la parte inferior de la sonda ultrasónica HRAT High Resolution Acoustic Televiewer, de Robertson Geologging Ltd. En esta zona es donde va alojado el emisor-receptor de las señales (banda oscura a la derecha de la imagen).

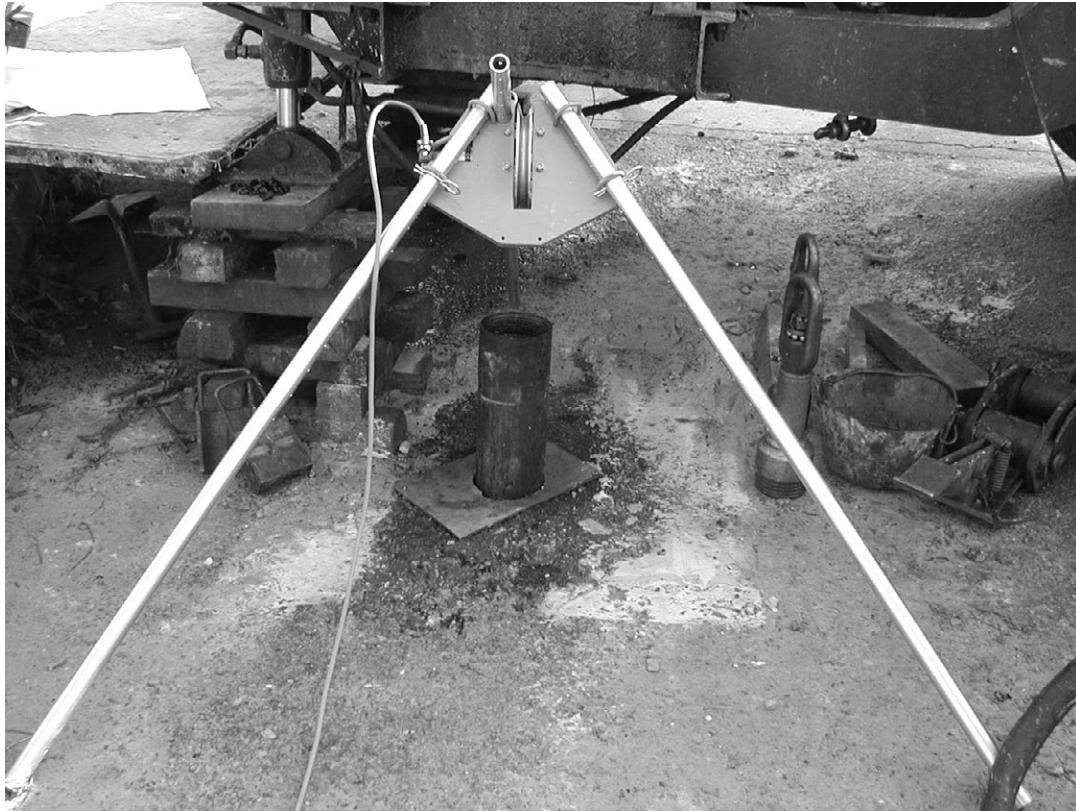


Figura 18. 37. Polea para la medición en profundidad

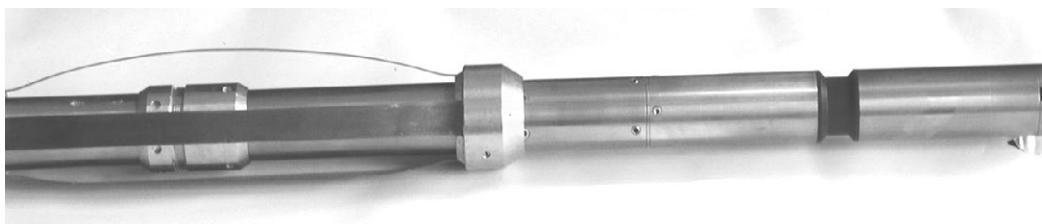


Figura 18. 38. Detalle de la sonda ultrasónica

La imagen de la pared del sondeo se genera al mover la sonda a lo largo de su eje, mientras ésta escanea radialmente el mismo. De esta manera, el programa de tratamiento de los datos genera una diagráfia del sondeo que permite identificar las discontinuidades presentes en él y obtener, además, la dirección y el buzamiento de dichas discontinuidades (ver Figura 18. 39, imagen obtenida con software RG-DIP de Robertson Geologging Ltd).

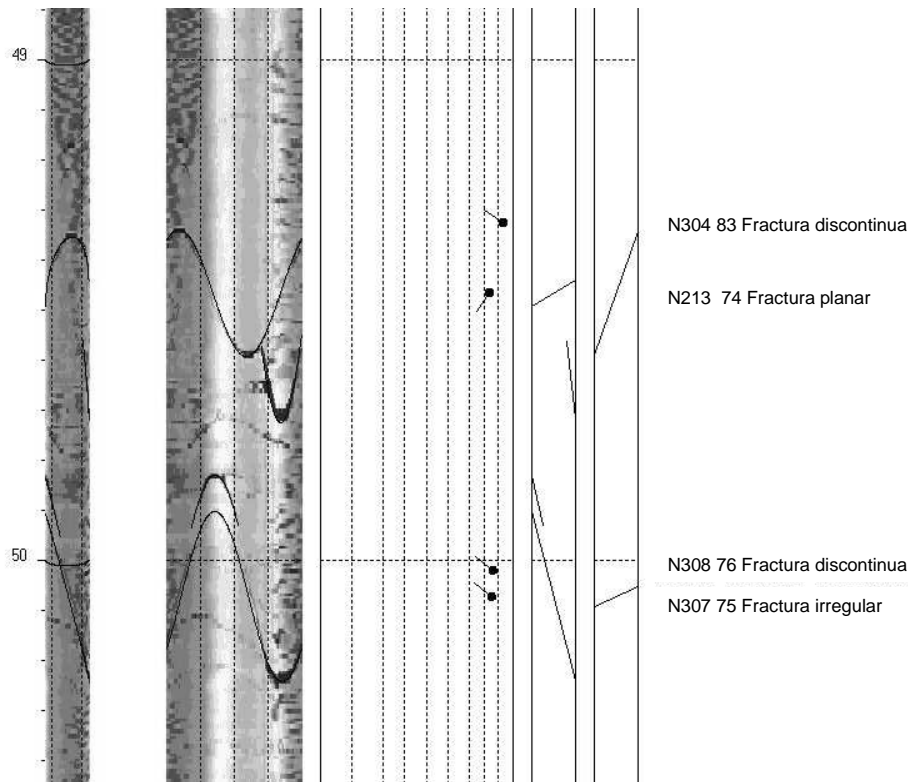


Figura 18. 39. Diagrama obtenida con la sonda ultrasónica

18.13. Diseño de un sistema informático para el seguimiento de la evolución de los parámetros geotécnicos del talud

Como se ha comentado con anterioridad, cuando un talud está teniendo algún problema de estabilidad, se hace imprescindible reforzar la vigilancia del mismo aumentándola a un nivel II ó nivel III.

En el nivel de vigilancia III se hace un seguimiento continuo de algunos de los parámetros mencionados anteriormente. Para facilitar esta labor, se requiere diseñar un sistema informático para la adquisición y el tratamiento de todos los datos e información obtenidos.

El sistema ha de ser capaz de proporcionar gráficas actualizadas de la evolución de cada uno de los parámetros controlados y gráficas comparativas de unos con respecto a otros, que permitan obtener conclusiones al ingeniero geotécnico y le ayuden a valorar el riesgo de inestabilización del talud.

El diseño de un sistema de este tipo difiere bastante de los de monitorización y control empleados en la industria. En el caso de la instrumentación geotécnica, los parámetros monitorizados suelen variar lentamente, siendo suficiente la toma de varias lecturas por hora para caracterizar su evolución. Por otra parte, la instrumentación suele estar colocada en lugares de difícil accesibilidad, donde no existen redes de comunicaciones ni facilidad para instalarlas; en general, también resulta delicada la instalación de ordenadores, por estar muy

expuestos a posibles accidentes y en lugares de complicado acceso para quien debe interpretar los resultados.

Un sistema de monitorización ha de tener las siguientes características:

- Separar los sistemas informáticos que capturan los datos de aquellos que los procesan y muestran los resultados. De esta forma, los datos pueden ser procesados y visualizados en una oficina central que puede estar alejada de los emplazamientos monitorizados. También es interesante que se puedan visualizar los resultados desde otros puntos de la empresa, o desde las empresas colaboradoras.
- Tener un sistema de captura de datos versátil, de forma que se puedan añadir equipos fácilmente, incluso si éstos están alejados unos de otros.
- Ser capaz de transmitir los datos obtenidos en los emplazamientos hasta una oficina central alejada de ellos, incluso cuando éstos están en lugares remotos. Éste es uno de los requisitos más exigentes, pues muchas veces no se dispone de líneas telefónicas u otras redes de comunicaciones en los emplazamientos.
- Ser un sistema robusto frente a fallos intermitentes en los sistemas de comunicación, que pueden darse con relativa frecuencia en un ambiente minero.

Las características que no se necesitan en un sistema de monitorización de taludes (que suelen ser requisito en otros sistemas de monitorización industriales), son:

- Alta velocidad de muestreo por parte de los sistemas de adquisición (los sistemas industriales pueden tomar miles de datos por segundo).
- Elevado número de canales de muestreo, pues los equipos a monitorizar suelen estar dispersos.
- Capacidad de respuesta inmediata por parte del sistema. La inestabilización de un talud suele ser un proceso lento que se produce a lo largo de varios días.

18.13.1. Descripción de un sistema informático para la monitorización de la instrumentación

El sistema se encuentra esquematizado en la Figura 18. 40, y se divide en tres bloques principales:

- Sistema informático de emplazamiento. Este sistema se ha de instalar en cada uno de los emplazamientos en los que se coloque instrumentación que se quiera monitorizar de forma automatizada. Constará de una red de módulos de adquisición de datos conectados a un microprocesador, que se encarga de controlar el proceso de toma de datos y de transmitir los datos adquiridos a la estación base u ordenador central.

- Sistema informático central o estación base. Este sistema se puede ubicar en cualquier oficina de la empresa con unas instalaciones adecuadas y que resulte más accesible al personal que los emplazamientos, para facilitar así las labores de mantenimiento. Será el encargado de almacenar los datos procedentes de todos los emplazamientos instrumentados, tanto de los que se controlan de forma automática como de los emplazamientos o instrumentación en los que la toma de datos se hace de forma manual (si los hubiere). También se encarga del procesamiento necesario de los datos, preparándolos así para su presentación e interpretación por parte del ingeniero geotécnico.
- Sistema cliente de visualización. Estos equipos se encuentran en las oficinas del personal encargado de la monitorización y la interpretación de los resultados. Mediante ellos se accede a los datos procesados en la estación base, que se visualizan en forma de gráficas comparativas o tablas, en función de lo solicitado por el usuario. También se encargan de la presentación de informes.

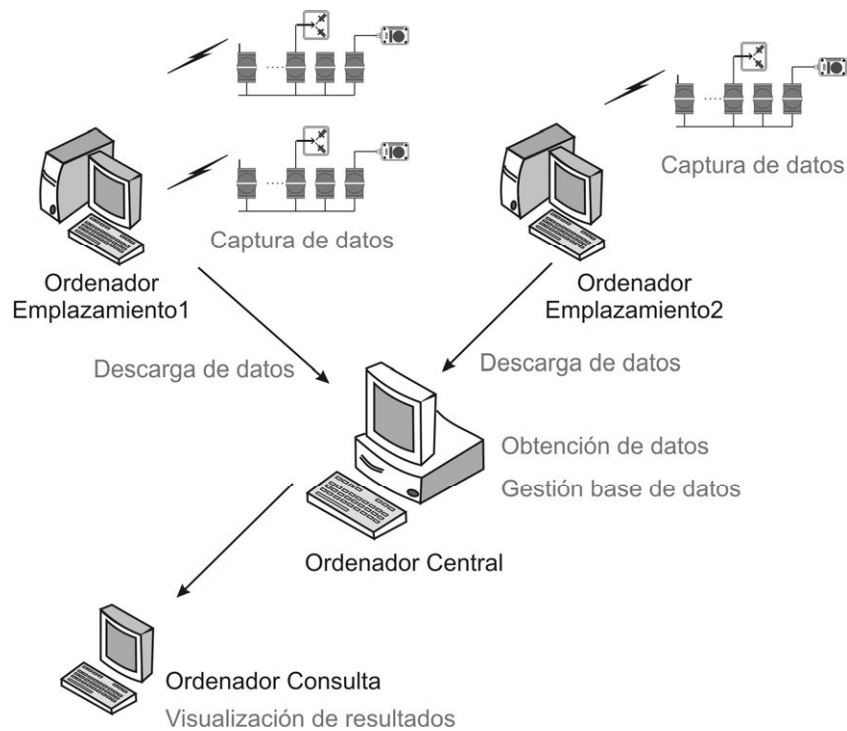


Figura 18. 40. Esquema del sistema informático para la monitorización automatizada de la instrumentación

Una ventaja de este sistema es su gran versatilidad, pues se pueden añadir emplazamientos con facilidad, controlándose todos desde una única ubicación central, que puede estar suficientemente asegurada frente a incidentes que pudieran provocar la pérdida de datos. Por otra parte se simplifica el mantenimiento tanto del *hardware* como de los programas, ya que si se produjesen mejoras o modificaciones en los sistemas de adquisición o de procesamiento, no sería necesario distribuirlos a todos los usuarios o emplazamientos, sino que bastaría con implementarlas en la estación base.

De esta manera una empresa puede centralizar el control de toda la instrumentación en una sola estación base, incluso si la empresa estuviese instalada a lo largo de todo el país o si realizase labores de consultoría para otras.

Para ello sería necesario garantizar un medio de comunicación entre los emplazamientos y la estación base, de manera que la comunicación se pueda establecer incluso desde lugares remotos. Como se verá más adelante, hoy en día la mejor opción es conectar las estaciones a Internet para transmitir los datos al sistema central.

Los clientes también pueden conectarse al sistema central mediante Internet para la visualización de los resultados.

Si se desea acceder a los datos desde cualquier equipo, sin necesidad de tener instalados los programas específicos para la visualización de los datos de la instrumentación, la mejor opción es desarrollar el programa de presentación de los resultados como un sitio *web*, que se situará en un servidor *web* en la oficina central y que publicará los resultados para toda persona autorizada que disponga de un navegador *web* y conexión a Internet.

Los programas orientados a la *web* sufren de ciertas limitaciones que los hacen más incómodos en su utilización y menos ricos en opciones de presentación que los programas nativos.

Por ello puede resultar adecuado crear un programa nativo para la presentación de los resultados, que también se conecte a través de Internet a la estación base para consultar los datos procesados y actualizados. Este programa lo utilizaría el personal más involucrado en la vigilancia de la instrumentación, desde cualquier ordenador con acceso a Internet, siempre que previamente se haya instalado el programa. Los usuarios esporádicos podrían utilizar el servidor *web*, sin necesidad de realizar la instalación de ningún programa.

18.13.2. Descripción de un sistema de adquisición de datos y transmisión a la oficina central

Para la monitorización de los datos geotécnicos se requiere el equipamiento electrónico e informático que se muestra en la Figura 18. 41 y se describe a continuación:

- Sensores eléctricos o transductores eléctricos que conviertan las magnitudes físicas (desplazamientos, presiones de poro, etc) en señales eléctricas proporcionales a su valor. Esta señal puede ser en forma de voltaje o de intensidad de corriente.
- Sistemas de acondicionamiento de señal. Muchos de los sensores entregan señales débiles que han de ser amplificadas o que no son adecuadas para los sistemas de conversión analógico/ digital.

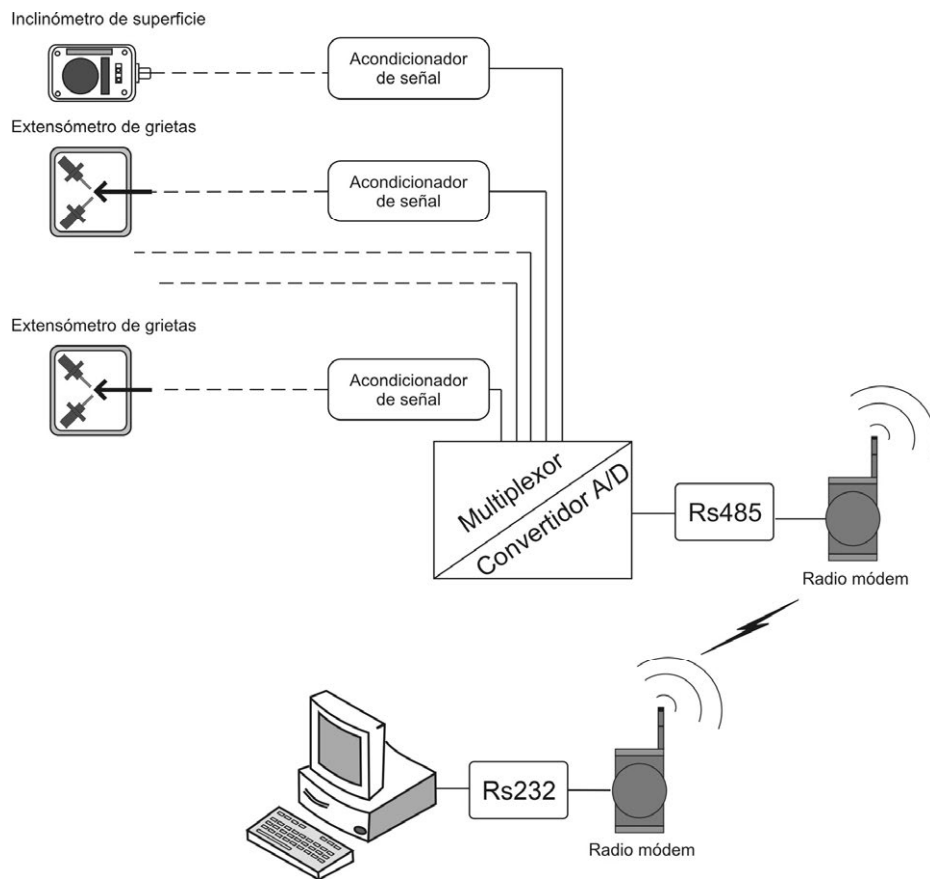


Figura 18. 41. Esquema simplificado de un sistema de adquisición de datos

- Convertidor analógico/ digital. Se encarga de convertir una señal eléctrica (generalmente tensión) que debe encontrarse dentro de un determinado rango de valores en un dato numérico digital, interpretable por un ordenador y que se puede transmitir a través de redes de comunicación digitales. Estos equipos suelen contar con un multiplexor para permitir seleccionar uno entre varios canales disponibles, de forma que con un solo equipo se puedan leer varios sensores en lecturas consecutivas.
- Ordenador de toma de datos, que también se encarga de almacenarlos temporalmente y transmitirlos a un ordenador central para su almacenamiento definitivo y posterior procesamiento.

18.13.2.1. Acondicionamiento de señal

Los sensores de los dispositivos miden magnitudes físicas (presión intersticial, desplazamientos, etc). Los sensores son los encargados de convertir una magnitud física en otra proporcional a ella. Cuando la magnitud entregada es una señal eléctrica (tensión, intensidad de corriente o frecuencia de la corriente), se habla de sensores eléctricos. Los sensores eléctricos proporcionan una señal eléctrica que es susceptible de ser tratada por los sistemas electrónicos y de ser convertida a un valor digital.

Algunos sensores no proporcionan directamente una señal eléctrica, si no que convierten el valor que se desea medir en otra magnitud física, que posteriormente debe convertirse en una señal eléctrica (si se desea medir con un sistema informático) mediante un transductor, similar a un sensor eléctrico. Tal es el caso de los medidores hidráulicos de presión, que convierten la presión del terreno en desplazamiento de un émbolo, que a su vez se mide mediante un sensor (transductor) de desplazamiento.

La señal eléctrica de partida no siempre es la adecuada para alimentar directamente el sistema de conversión analógico/ digital. Estos sistemas suelen tener unos rangos de entrada definidos, por ejemplo: $\pm 5V$, $\pm 10V$, $0-5V$ ó $0-10V$.

Cuando la señal de entrada no es la adecuada, se emplea un equipo electrónico que se encarga de hacer la conversión manteniendo la proporcionalidad. A estos equipos se les conoce como sistemas de acondicionamiento de señal. Los más comunes son:

- Convertidores corriente/ tensión: emplean amplificadores operacionales para convertir la intensidad de corriente de entrada en una tensión de salida proporcional a ella.
- Convertidores frecuencia/ tensión: en ellos la tensión de salida es proporcional a la frecuencia de la tensión de entrada.
- Convertidores tensión/ tensión: utilizan amplificadores operacionales para convertir un rango de tensión de entrada en otro. Lo más frecuente es que las señales de los sensores sean débiles (unos pocos mV) y sea necesario amplificarlas. Son habituales ganancias entre 100 y 10000 veces. También se emplean para hacer un ajuste de cero. Esto consiste en restar una determinada tensión del valor de entrada antes de amplificar la señal, lo cual resulta necesario porque muchos sensores una vez instalados y debido a los ajustes necesarios en su instalación, no entregan una tensión de salida nula, si no un valor significativo que es necesario descontar.
- Acondicionamiento mixto: es frecuente ver combinaciones en serie de los anteriores convertidores para lograr el acondicionamiento deseado. Lo más habitual es un convertidor de corriente/ tensión o frecuencia/ tensión cuya señal de salida se entrega como entrada a un convertidor tensión/ tensión para convertirla al rango deseado.

18.13.2.2. Conversión analógica/ digital y transmisión al ordenador de tomas de datos

Las señales entregadas por los sensores eléctricos y los sistemas de acondicionamiento de señal son analógicas; es decir, que su magnitud (el valor de la tensión) es proporcional al valor medido. Los ordenadores modernos son digitales. Ello quiere decir que emplean representaciones binarias de los números. Una magnitud vendrá representada por una combinación de 0 y 1 que será la representación de su valor en base 2. Para la transmisión de los valores entre los ordenadores, también se emplean protocolos binarios. Por consiguiente, es necesario un sistema que convierta el valor de la tensión de entrada en su representación

binaria. Estos sistemas son los convertidores analógico/ digitales. Suelen estar dotados de un multiplexor, con lo cuál se puede alimentar al convertidor con varias señales y seleccionar cuál de ellas se va a convertir en un momento dado.

En primer lugar, se encuentra un sistema de muestreo y retención que se encarga de tomar una muestra del valor de la señal en el momento de la lectura y mantener su valor estable durante el tiempo que dura el proceso de conversión, con lo que se evitan errores que se originarían si la señal de entrada variara durante la conversión. Este valor muestreado es el que se alimenta al convertidor analógico/ digital propiamente dicho.

Por último la representación binaria ha de poder leerse desde el ordenador de toma de datos. Para ello es necesario un medio para la transmisión y un protocolo de transmisión (que es el que define cómo se transmiten los datos). Para su uso en un sistema de monitorización de instrumentación geotécnica, es necesario que los sistemas de conversión analógico digital dispongan de un protocolo de comunicación y un medio de transmisión versátil, que permita añadir fácilmente nuevos módulos de conversión y además que sea robusto y de fácil instalación así como de bajo costo. Los dispositivos interconectados forman lo que se denomina una red de comunicación.

Una red que cumple estos requisitos es el estándar RS-485. Es un sistema de comunicación parecido a una línea serie RS-232 (muy común en los ordenadores personales) pero con la ventaja de que se puede conectar más de un dispositivo (cada uno de los cuáles vendrá identificado por un número) y de que para la conexión de los dispositivos únicamente hacen falta dos hilos en par trenzado, con lo que su despliegue resulta muy sencillo. Las velocidades de comunicación no son muy elevadas (iguales al estándar RS-232), pero son suficientes para su empleo en la auscultación geotécnica.

En el mercado existen módulos de conversión analógico/ digital basados en este sistema de comunicación, que disponen de 8 canales de entrada (según información del manual de módulo ADAM 4018). Se pueden conectar hasta 254 módulos en una sola red RS-485 a un ordenador, desde el que se selecciona el módulo y canal cuyo dato se desea leer en cada momento.

Si en algún punto resulta imposible el tendido del par trenzado de comunicación, bien por dificultades de acceso o por haber una distancia excesiva, se pueden emplear radio módems para la comunicación por radio frecuencia, teniendo un sistema mixto de cable e inalámbrico.

18.13.2.3. Ordenador de toma de datos

El ordenador de toma de datos se encuentra conectado a la red de los módulos de adquisición de datos y se encarga de muestrear los datos de los módulos y canales, correspondientes a los sensores de los equipos de instrumentación, según la programación realizada. Es necesario realizar el programa informático que se encargue de la comunicación con los módulos en el protocolo correspondiente.

Este ordenador también ha de encargarse de almacenar temporalmente los datos hasta que sea posible su transmisión al ordenador de la oficina central donde se guardan y procesan los datos de todos los emplazamientos.

Dado que el procesamiento necesario por parte del ordenador no es excesivo, se pueden emplear equipos con poca potencia (según los parámetros de los ordenadores modernos) y bajo coste. Resultan para ello muy adecuados los dispositivos de mano (PDA), por sus reducidas dimensiones y bajo precio.

Para la comunicación con el ordenador central, es necesario emplear un sistema lo suficientemente extendido como para poder realizar la conexión desde cualquier punto.

Actualmente la mejor opción es utilizar Internet y protocolos de Internet estándar. Esto permitirá emplear las múltiples opciones existentes actualmente para la conexión a Internet y reducir los costes de conexión al servirse de un método ampliamente difundido frente a las conexiones punto a punto, que se empleaban tradicionalmente. Algunas de las posibilidades de conexión a Internet actuales son:

- Conexión mediante módem y línea telefónica (no siempre disponible en zonas remotas).
- Conexión mediante línea ADSL (sólo disponible en poblaciones).
- Conexión mediante operadores de cable (sólo en grandes poblaciones).
- Conexión mediante la red de distribución eléctrica (en España todavía no está implementado por las compañías eléctricas, aunque algunas tienen proyectos piloto para su despliegue).
- Conexión mediante telefonía móvil y módem GPRS (disponible en cualquier punto de España en donde haya cobertura de telefonía móvil).
- Otros sistemas de conexión que se puedan desplegar en un futuro y que abaraten los costes y la fiabilidad de la conexión (como el futuro despliegue de las redes digitales móviles UMTS que sustituirán al GPRS).

La elección de este sistema de comunicación dará la mayor versatilidad y posibilidad de conexión entre dos puntos cualesquiera de España e incluso de todo el mundo, sin tener que depender de la existencia de sistemas anteriores de comunicación (como telefonía) ni desplegar sistemas sofisticados para la comunicación (como radioenlaces, etc).

18.13.3. Diseño de un sitio web para la presentación de los resultados

El ingeniero necesita poder seleccionar qué instrumentos quiere visualizar y en qué rango de fechas. Ha de tener la posibilidad de superponer gráficas de sensores del mismo o de varios instrumentos. El programa de visualización ha de proporcionarle flexibilidad para la selección de los parámetros a visualizar, controlando también la forma en que se presentan los

resultados. Algunos de los parámetros a monitorizar pueden sufrir oscilaciones periódicas, generalmente con periodicidad diaria debido a las variaciones térmicas a lo largo del día.

Resulta frecuente que alguno de los datos tomados sea erróneo debido a fuentes diversas (errores en la comunicación, fallos momentáneos en los sistemas de acondicionamiento, ruido electromagnético, etc). Por ello se han de proporcionar mecanismos de filtrado de los datos que pueda controlar el usuario, tales como la realización de medias aritméticas por ventanas de tiempo con establecimiento de un criterio de rechazo de los valores erróneos, o la media móvil con ventana de tiempo y criterio de rechazo. La media por ventana permitirá reducir el número de puntos representado cuando el muestreo se hace a menudo y se quiere representar un intervalo de tiempo grande. Con ello se suavizan las oscilaciones de forma dentada y se filtra el ruido. La media móvil permitirá obtener una tendencia enmascarada por una oscilación cíclica, como las oscilaciones diarias de las medidas de un desplazamiento de una grieta (que sufrirá oscilaciones diarias debidas a los cambios de temperatura).

A continuación se describe brevemente un programa desarrollado por los autores para realizar las operaciones de presentación de datos comentadas, implementado como un sitio *web* albergado en un servidor *web*.

El usuario comienza por seleccionar el tipo de instrumento que quiere visualizar y en la ventana de la derecha le aparecen todos los instrumentos de ese tipo instalados y su situación, así como los sensores que lo componen. El usuario puede seleccionar el instrumento completo o únicamente alguno de sus sensores, como muestra la Figura 18. 42.

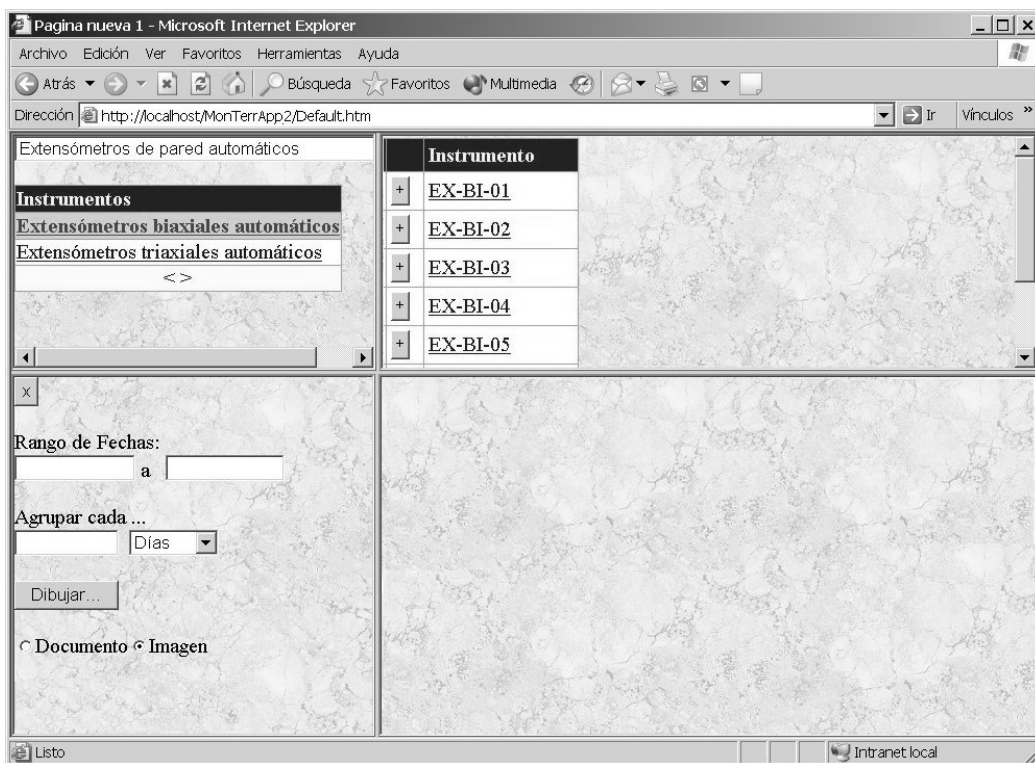


Figura 18. 42. Selección de los sensores e instrumentos a visualizar

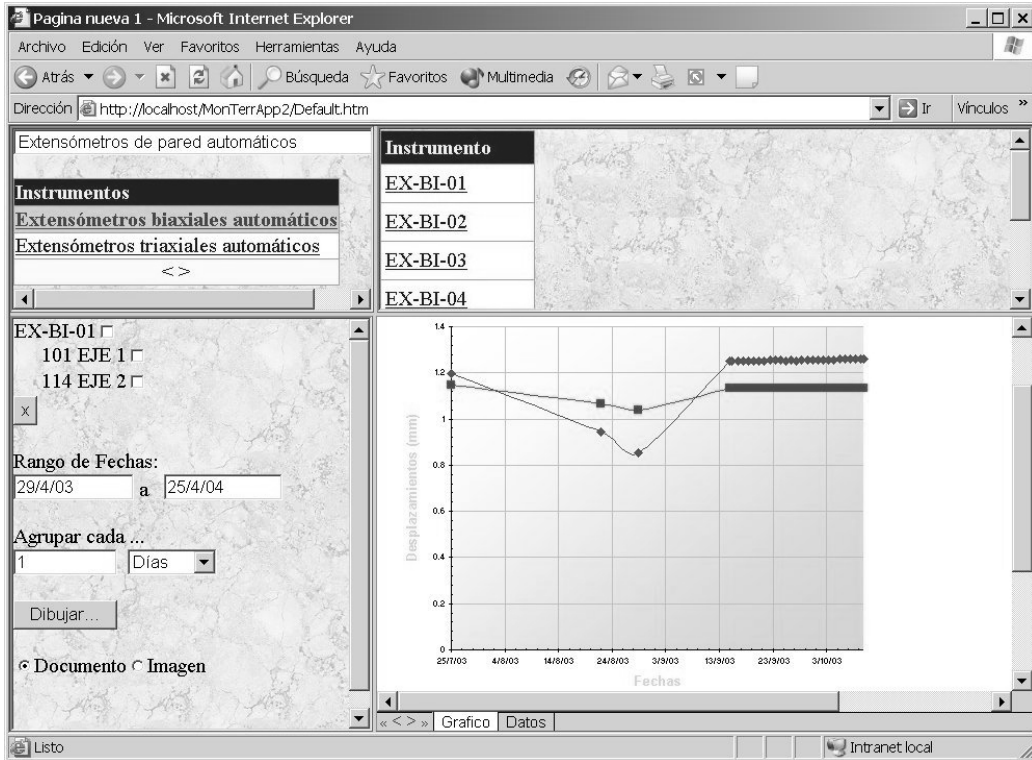


Figura 18. 43. Visualización de resultados de dos sensores en forma gráfica

Fechas	Despl.(mm)	Fechas	Despl.(mm)
25/07/2003	1.196581279	25/07/2003	1.147903162
22/08/2003	0.941758818	22/08/2003	1.063662735
29/08/2003	0.853799999	29/08/2003	1.040099978
15/09/2003	1.250020003	15/09/2003	1.132580018
16/09/2003	1.251305263	16/09/2003	1.135748415
16/09/2003	1.251194796	16/09/2003	1.135155213
17/09/2003	1.250992558	17/09/2003	1.135260633
19/09/2003	1.251641391	19/09/2003	1.135186205
20/09/2003	1.25232813	20/09/2003	1.135010414
21/09/2003	1.252518758	21/09/2003	1.1340823
22/09/2003	1.252712493	22/09/2003	1.134983333
23/09/2003	1.253549991	23/09/2003	1.135392696
24/09/2003	1.253746878	24/09/2003	1.135243764
25/09/2003	1.253807285	25/09/2003	1.134948048

Figura 18. 44. Visualización de resultados de dos sensores en forma de tabla

Los sensores seleccionados se muestran en la ventana inferior izquierda, de donde puede eliminar los que desee. En esta ventana introduce el rango de fechas a mostrar y los criterios de filtrado de los datos (Figura 18. 43).

A continuación se genera la gráfica (Figura 18. 43), que también se puede mostrar en forma de tabla de datos (Figura 18. 44).

Si el usuario lo desea, puede guardar los datos y la gráfica en un fichero de hoja de cálculo de Excel, para su posterior manipulación o inclusión en otros programas (como informes de Word).

REFERENCIAS

- ADAM 4000 Series, Data Acquisition Modules User's Manual.
- Ariznavarreta Fernández, F; Díaz Aguado, M.B.; Diseño y Control Instrumental de Una Explotación Subterránea de Caliza en Ortiguero (Asturias). *Proc. 4º Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de construcción*, UCLV (Cuba), Noviembre, 2000.
- Bolton, W. *Instrumentation & Measurement*. Newnes. 2ª Edición 1996.
- CEDEX. *Curso sobre auscultación y seguimiento de obras geotécnicas*. Ministerio de Fomento. Tomos I y II. Madrid 1997.
- Corominas, J.; Moya, J.; Lloret, A.; Gili, J. A.; Angeli, M. G.; Pasuto, A.; Silvano, S. Measurement of landslide displacements using a wire extensometer. *Engineering Geology*, Vol. 55, Iss. 3, pp 149-166. 2000.
- Díaz Aguado, M.B.; González Nicieza, C.; Álvarez Fernández, M.I.; Solar Menéndez, B. Technical and Economic Optimisation of an Underground Limestone Mine. *Proc. 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes*, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003
- Dowding, C.H; Su, M.B; O'Connor, K. Measurement of Rock Mass Deformation with Grouted Coaxial Antenna Cables. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 22, 1-23. 1989.
- Dowding, C.H; Su, M.B; O'Connor, K. Principles of Time Domain Reflectometry Applied to Measurement of Rock Mass Deformation. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics*, Abstracts, vol. 25, Nº5, pp. 287-297. 1988.
- Dunncliff, John. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. ED. John Wiley and sons, Inc. 1988.
- Gili Ripoll, José A. Instrumentación para control de movimientos de ladera: sistema GPS y otros. *Operatividad de la instrumentación en aguas subterráneas, suelos contaminados y riesgos geológicos*. IGME, pp 235-346. Madrid 2003.
- González Nicieza, C.; Ariznavarreta Fernández, F; Díaz Aguado, M.B.; Control Geotécnico en línea de una Mina Subterránea de Caliza. *Proc. XI Congreso Internacional de Industria, Minería y Metalurgia*. Zaragoza, 2002.
- González Nicieza, C.; Díaz Aguado, M.B.; Solar Menéndez, B; Álvarez Fernández, M.I.; Subsidence Analysis and Prediction Based on a Real Case. *Proc. 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes*, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- López Jimeno, Carlos y otros. *Manual de Túneles y Obras Subterráneas*. Ed. López Jimeno, Carlos. Madrid. 2000.
- Ramírez Oyanguren, P. *Documentación técnica*, 2005.
- Sinclair, Ian R. *Sensors and Transducers: a guide for technicians*. Newnes. 2ª Edición 1992.
- Sopeña Mañas, L. *Instrumentación de terraplenes*. Curso sobre auscultación y seguimiento de obras geotécnicas. CEDEX. Ministerio de Fomento. Tomo I. Madrid 1997.
- Szwedzicki, T. *Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining*, Proceedings of the Australian Conference on Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Balkema, 1993.
- <http://www.iic-grupoep.com/>
- <http://www.infomine.com>
- <http://www.interfels.com>
- <http://www.geologging.com/>
- <http://www.seika.de/english/>
- <http://www.sisgeo.com>
- <http://www.slopeindicator.com>