

Chapter 4. Rock Mass Classification

1. Introduction

- (1) During the feasibility and preliminary design stages
- (2) A check-list to ensure that all relevant information has been considered.
- (3) To build up a picture of the composition and characteristics of a rock mass to provide initial estimates of support requirements.
- (4) To provide estimates of the strength and deformation properties of the rock mass

2. Engineering rock mass classification

It is recommended that at least two methods be used at any site during the early stages of a project

(1) Aim

- Groups of similar behavior
- Basis for understanding characteristics
- Quantitative data
- Common basis for communication

(2) Requirements

- Simple, easy and understandable
- Clear and widely accepted terminology
- Should include the most significant properties
- Based on measurable parameters in the field
- Rating system for relative importance
- Functionally quantitative

(3) Parameters

- In-tact rock strength (i.e. point load strength index)
- RQD (Rock Quality Designation)
- Spacing, condition (roughness, continuity, separation, weathering, infilling), orientation, groundwater condition, stress field
- Surface / near surface – structural geological features
Deep underground – stress controlled
- * For point load strength index, refer to the attached ISRM suggested method

표 6.1 현재 사용되고 있는 주요 암반분류법

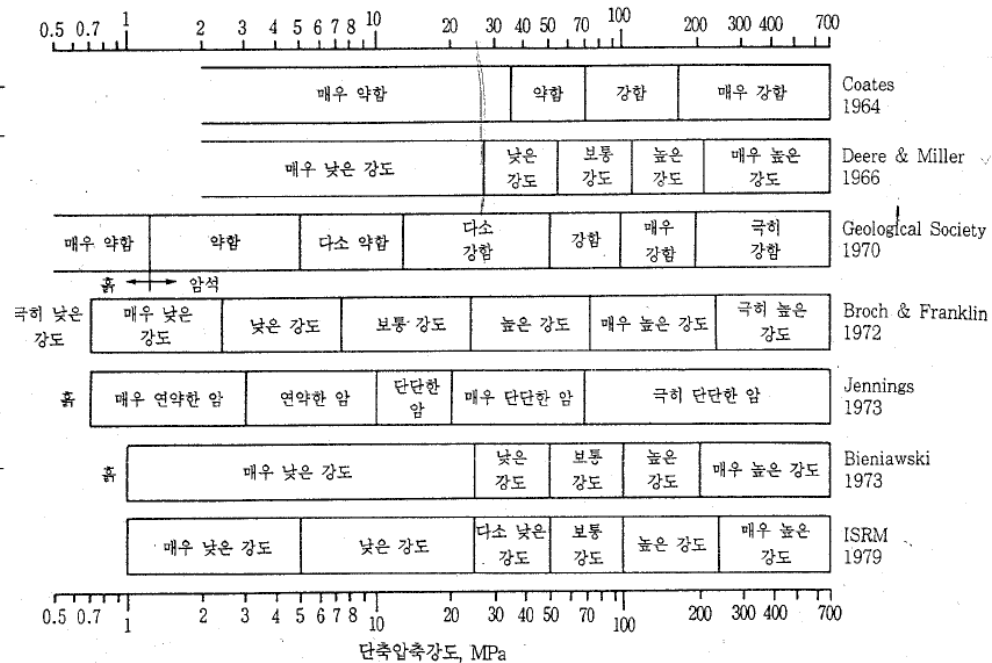
분류법	제안자, 연도	개발된 나라	적용 범위
암반하중 자립시간	Terzaghi, 1946 Lauffer, 1958	미국 오스트리아	철재지보 터널 터널
RQD	Deere, 1964	미국	코어주상도, 터널
무결암의 강도	Deere & Miller, 1966	미국	정보교환
RSR 개념	Wickham 등, 1972	미국	터널
RMR 분류	Bieniawski, 1973	남아프리카, 미국	터널, 광산, 기초
Q 분류	Barton 등, 1974	노르웨이	터널, 대규모공동
기초적 지반공학적 분류	Franklin, 1975 ISRM, 1981	캐나다 국제학회	터널 범용

Rock?

Deere & Miller: UCS > 25 MPa

ISRM: UCS > 1 MPa

표 6.2 무결암에 대한 여러 가지 강도 분류법



3. Terzaghi's rock mass classification (rock load)

- (1) Evaluates rock loads
- (2) Appropriate to the design of steel sets
- (3) Most commonly used for steel sets
- (4) Not suitable for modern tunnels (shotcrete & rock bolts)
- (5) Too generous (too conservative)
- (6) Not providing quantitative information on rock masses

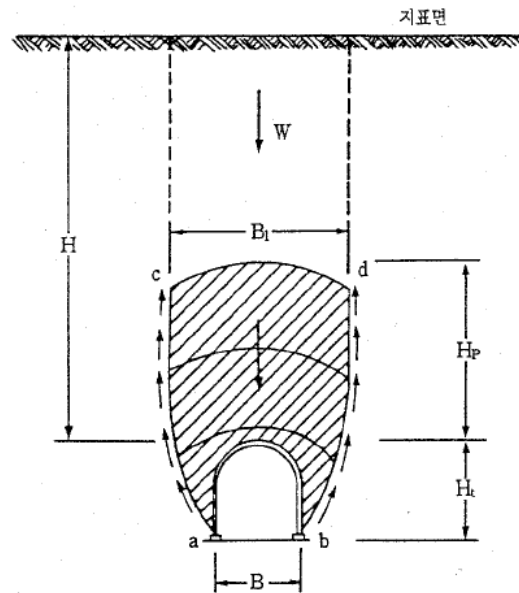


그림 6.1 단순화된 터널 암반하중 모델(Terzaghi, 1946)

터널이 건설되는 동안 천장부나 측벽부에서 암반의 이완이 발생한다. $acdb$ 영역의 이완된 암반은 터널내부로 이동하려는 경향을 보인다. 이러한 변형은 ac , bd 경계를 따라 발생하는 마찰력에 의해 저항을 받으며, 이러한 마찰력은 상부 피복암의 하중 W 의 대부분을 터널 양측벽의 암반에 전달한다. 따라서 터널 천장부와 측벽부에서는 높이 H_p 에 해당하는 하중만을 지지하면 된다. 이완된 암반의 폭 B_1 은 암반의 특성과 터널 높이 H_t 및 터널폭 B 에 따라서 달라진다.

표 6.3 Terzaghi(1946)의 암반하중 분류법

암반하중 H_b (ft)는 폭 B (ft), 높이 H_t (ft)인 터널의 천정에서 부터의 높이이다. 이때 터널의 심도는 $1.5(B+H_t)$ 이상이어야 한다.

암반상태	암반하중 H_b (ft)	비고
1. 경질의 무결암	0	스플링이나 포핑이 일어날 경우에 한하여 얇은 라이닝.
2. 경질의 층상 혹은 편상(schistose)	0~0.5B	스플링 방지를 위한 간단한 지보. 암반하중은 지점에 따라 불규칙하게 변할 수 있음.
3. 피상, 보통정도 절리가 발달	0~0.25B	
4. 보통정도의 불룩상, 균열상	0.25B~0.35(B+H _t)	측압이 없음
5. 심한 불룩상, 균열상	(0.35~1.10)(B+H _t)	측압이 아주 작거나 없음
6. 완전히 파쇄	1.10(B+H _t)	상당한 측압. 지하수 유출로 터널바닥이 약화되는 경우, 철재지보의 바닥 받침대를 설치하거나 원형 철재지보를 설치해야 함.
7. 압축성 암반, 보통정도 심도	(1.10~2.10)(B+H _t)	큰 측압이 작용하며 인버트 버팀대가 필요. 원형 철재지보를 사용하는 것이 좋다.
8. 압축성 암반, 대심도	(2.10~4.5)(B+H _t)	
9. 팽창성 암반	최대 250ft (B+H _t)와는 무관	원형 철재지보가 필요. 극단적인 경우 가축성 지보를 사용

정의:

무결암 무결암에는 절리나 미세균열이 포함되어 있지 않다. 따라서 무결암이 파괴되면 신선한 암석을 가로질러 파괴된다. 발파로 인한 손상에 의하여 발파 후 수시간 또는 수일 후에 부석이 천정부로부터 떨어질 수 있다. 이것을 스플링(spalling) 상태라 한다. 경질의 무결암반에서는 천정부나 측벽부에서 갑작스럽고 폭발적으로 암석 슬랩이 돌출되는 포핑(popping) 현상이 나타날 수 있다.

층상 층상암반은 각 층간의 경계면 사이에서 분리에 대한 저항이 거의 없는 개별적인 층으로 구성되어 있다. 각 층은 가로지르는 절리에 의해 약화될 수도 있고 약화되지 않을 수도 있다. 이런 암반에서는 스플링 현상이 일반적으로 발생한다.

보통정도 절리 발달 보통정도 절리가 발달된 암반은 절리와 미세한 균열을 포함한다. 그러나 절리 사이의 불록들은 국부적으로 형성되었거나 상호간에 매우 밀착되어 있어서 측벽의 측압에 대한 지보재를 설치할 필요는 없다. 이러한 암반에서는 스플링이나 포핑 현상이 발생될 수 있다.

불룩상 불룩상 암반은 화학적으로 신선하거나, 거의 무결암인 암괴들이 상호간에 완전히 분리되어 있으며 불안정하게 밀착되어 있다. 이러한 암반에서는 수직벽의 측압에 대한 지보를 필요로 한다.

심한 파쇄 심한 파쇄 암반은 분쇄기를 이용한 것처럼 파쇄되었으나 입자는 화학적으로 신선하다. 만약 대부분 입자가 모래입자 크기이며 재결합되어 있지 않다면 지하수면 아래에서 이러한 심한 파쇄암반은 모래 대수층과 같은 성질을 나타낸다.

압축성 압축성 암반은 부피팽창이 거의 없이 암반이 서서히 터널내부로 밀려나온다. 압축성 암반의 전제조건은 운모광물이나 낮은 팽창성을 가진 점토광물의 미세한 입자를 다량 함유하고 있어야 한다는 것이다.

팽창성 팽창성 암반에서는 주로 암반 자체의 팽창으로 인하여 암반이 터널내부로 밀려나온다. 팽창성 암반은 높은 팽창성을 지닌 몬모릴로나이트와 같은 점토광물을 함유한 암반에 국한된다.

표 6.3 Terzaghi(1946)의 암반하중 분류법

암반하중 H_p (ft)는 폭 B (ft), 높이 H_t (ft)인 터널의 천정에서부터의 높이이다. 이때 터널의 심도는 1.5 ($B+H_t$) 이상이어야 한다.

암반상태	암반하중 H_p (ft)	비고
1. 경질의 무결암	0	스플링이나 포핑이 일어날 경우에 한하여 얇은 라이닝.
2. 경질의 층상 혹은 편상(schistose)	0~0.5B	스플링 방지를 위한 간단한 지보. 암반하중은 지점에 따라 불규칙하게 변할 수 있음.
3. 피상, 보통정도 절리가 발달	0~0.25B	
4. 보통정도의 블록상, 균열상	0.25B~0.35(B+H _t)	측압이 없음
5. 심한 블록상, 균열상	(0.35~1.10)(B+H _t)	측압이 아주 작거나 없음
6. 완전히 파쇄	1.10(B+H _t)	상당한 측압. 지하수 유출로 터널바닥이 악화되는 경우, 철재지보의 바닥 받침대를 설치하거나 원형 철재지보를 설치해야 함.
7. 압착성 암반, 보통정도 심도	(1.10~2.10)(B+H _t)	큰 측압이 작용하며 인버트 버팀대가 필요. 원형 철재지보를 사용하는 것이 좋다.
8. 압착성 암반, 대심도	(2.10~4.5)(B+H _t)	
9. 팽창성 암반	최대 250ft (B+H _t)와는 무관	원형 철재지보가 필요. 극단적인 경우 가축성 지보를 사용

표 6.4 Deere 등(1970)에 의해 수정된 Terzaghi의 암반하중 분류

절리 간격 (cm)	ROD(%)	암반상태	암반하중, H_p		비고
			초기	최종	
50	98	1. 경질의 무결암	0	0	스플링이나 포핑이 일어날 경우에 한하여 얇은 라이닝 스플링이 통상적으로 발생 암층이 경사진 경우 측압이 존재. 가끔씩 스프링이 발생 일관적으로 측압이 존재하지 않음. 일반적으로 측압이 불규칙한 암반하중의 변화 지점에 따라
		2. 경질의 층상 혹은 편상	0	0.25B	
	95:90	3. 피상, 보통정도 절리가 발달	0	0.5B	
		4. 보통정도 블록상, 균열상	0	0.25B ~ 0.35C	
20	75	5. 심한 블록상, 균열상, 교란됨	0 ~ 0.6C	0.35C ~ 1.1C	측압이 아주 작거나 없음
		6. 완전히 파쇄됨		1.1C	상당한 측압. 지하수 침투시 연속적으로 연결된 지보재로 사용
5	10	7. 자갈, 모래	0.54C ~ 1.2C	0.62C ~ 1.38C	치밀함 측압 $P_k = 0.3 \gamma (0.5 H_t + H_p)$ 느슨함
			0.94C ~ 1.2C	1.08C ~ 1.38C	
2	2	8. 압착성 암반, 보통정도 심도		1.1C ~ 2.1C	큰 측압, 연속적으로 연결된 지보재 사용
		9. 압착성 암반, 대심도		2.1C ~ 4.5C	
		10. 팽창성 암반		최대 250ft	원형지보재 사용. 극단적인 경우 가축성 지보재 사용

주) 1. 암반등급 4.5.6.7에서 지하수면 상부에 터널이 위치하는 경우 암반하중을 50% 감소시킨다.
2. B는 터널의 폭, C=B+H_t, = 터널폭 + 터널의 높이

Example. $B = 15$ ft, $H_t = 15$ ft, Depth = 300 ft, Granite, $w = 165$ lb/ft³ (pcf)
 $\gamma = 165/62.4 = 2.64$

(1) Moderately jointed: $0 \sim 0.25B$

$$H_{p, \min} = 0$$

$$H_{p, \max} = 0.25B = 0.25 \times 15 \text{ ft} = 3.75 \text{ ft}$$

$$\therefore \text{Max. stress} = 3.75 \text{ ft} \times 165 \text{ pcf} = 620 \text{ lb/ft}^2 \rightarrow 4.31 \text{ psi} = 0.03 \text{ MPa}$$

(2) Moderately blocky and seamy: $0.25B \sim 0.35(B+H_t)$

$$H_{p, \min} = 0.25B = 0.25 \times 15 \text{ ft} = 3.75 \text{ ft}$$

$$H_{p, \max} = 0.35(B+H_t) = 0.35 \times (15+15) \text{ ft} = 10.5 \text{ ft}$$

$$\therefore \text{Min. stress} = 620 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Max. stress} = 10.5 \times 165 = 1730 \text{ lb/ft}^2 \rightarrow 12.0 \text{ psi} = 0.083 \text{ Mpa}$$

4. Classifications involving stand-up time

- Lauffer (1958) – Pacher (1974) Classification

- (1) **Unsupported span**: The span of the tunnel or the distance between the face and the nearest support, if this is greater than the tunnel span
- (2) **Stand-up time**:
 - Period of time that a tunnel will stand unsupported after excavation
 - Function of tunnel orientation, shape, excavation and support method
 - \approx Rock mass classes
 - Lauffer (1958) \rightarrow Pacher (1974) modified
- (3) **Tunnel span** $\uparrow \rightarrow$ Time available for the installation of support \downarrow

Example. Small pilot tunnel – short span, successfully excavated

Larger span tunnel – immediate installation of substantial support required
(bench / multiple drifts)

5. Rock Quality Designation Index (RQD) – Deere (1967)

(1) A quantitative estimate of rock mass quality from drill core logs

(2) Definition: - The percentage of intact core pieces longer than 100 mm (4 inches) in the total length of drilling

- Core should be at least NX size (54.7 mm or 2.15 inches in diameter)
- Double-tube core barrel

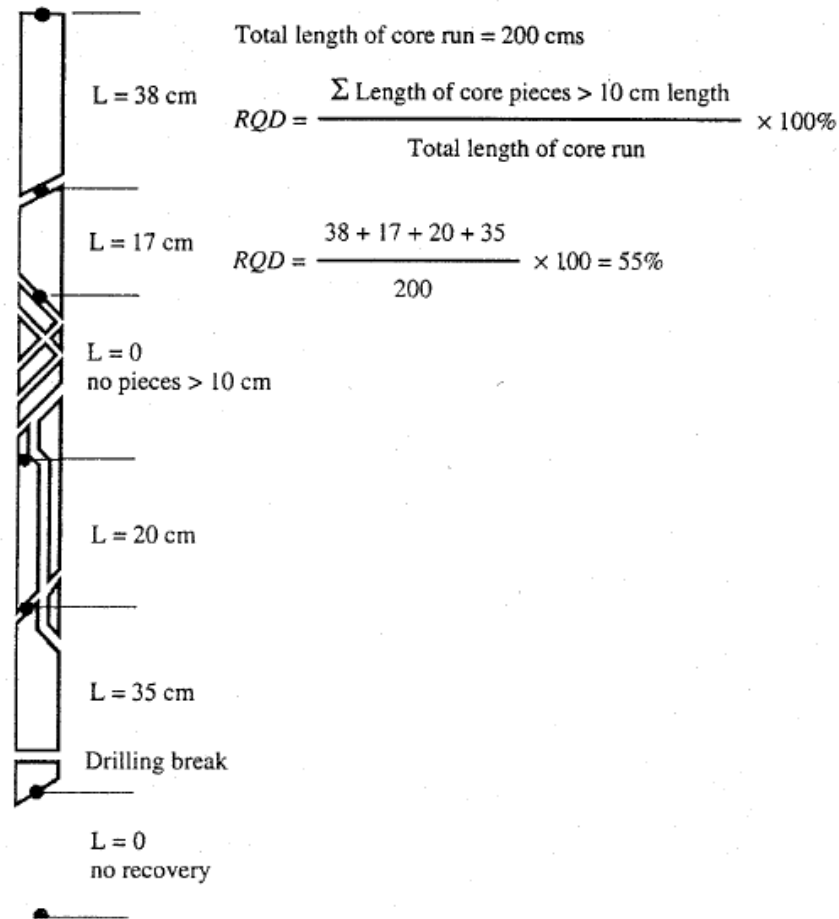


Figure 4.1: Procedure for measurement and calculation of RQD (After Deere, 1989).

표 6.5 RQD에 의한 지보설계(터널직경 6m~12m 기준)(Deere 등., 1970)

암 질	굴착방법	선택가능한 지보 설계		
		철재지보 ²	록볼트 ³	-shot크리트
매우 양호 ¹ RQD > 90	TBM	불필요 혹은 경우에 따라 소형 철재지보. 압반하중(0.0~0.2)B	불필요 혹은 경우에 따라 설치	불필요 혹은 경우에 따라 국부적으로 타설
	천공발파	불필요 혹은 경우에 따라 소형 철재지보. 압반하중(0.0~0.3)B	불필요 혹은 경우에 따라 설치	불필요 혹은 경우에 따라 국부적으로 타설, 두께 2~3in.
양호 ¹ 75 < RQD < 90	TBM	경우에 따라 CTC5~6ft의 소형 패턴 철재지보. 압반하중(0.0~0.4)B	경우에 따라 CTC 5~6ft의 패턴 볼트	불필요 혹은 경우에 따라 국부적으로 타설, 두께 2~3in.
	천공발파	CTC5~6ft의 소형 철재지보 압반하중(0.3~0.6)B	CTC 5~6ft의 패턴 볼트	경우에 따라 국부적으로 타설, 두께 2~3in.
보통 50 < RQD < 75	TBM	CTC5~6ft의 소형 혹은 중형 철재지보 압반하중(0.4~1.0)B	CTC 4~6ft의 패턴 볼트	천장부에 타설, 두께 2~4in.
	천공발파	CTC4~5ft의 소형 혹은 중형 철재지보 압반하중(0.6~1.3)B	CTC 3~5ft의 패턴 볼트	천장부와 측벽부에 타설, 두께 4in. 이상
불량 ² 25 < RQD < 50	TBM	CTC3~4ft의 중형 원형 철재지보 압반하중(1.0~1.6)B	CTC 3~5ft의 패턴 볼트	천장부와 측벽부에 타설, 두께 4~6in. 록볼트와 병용
	천공발파	CTC2~4ft의 중형 또는 대형 철재지보 압반하중(1.3~2.0)B	CTC 2~4ft의 패턴 볼트	천장부와 측벽부에 타설, 두께 6in. 이상 록볼트와 병용
매우 불량 ³ RQD < 25	TBM	CTC 2ft의 중형 또는 대형 원형 철재지보 압반하중(1.6~2.2)B	CTC 2~4ft의 패턴 볼트	전체면에 타설, 두께 6in. 이상 중형 철재지보와 병용
	(압착성 혹은 팽창성 암반 제외) 천공발파	CTC 2ft의 대형 원형 철재 지보. 압반하중(1.6~2.2)B	CTC 3ft의 패턴 볼트	전체면에 타설, 두께 6in. 이상 중형 또는 대형 철재지보와 병용
매우 불량 ³ (압착성 혹은 팽창성 암반)	TBM	CTC 2ft의 초대형 원형 철재지보. 압반하중 최대 250ft	CTC 2~3ft의 패턴 볼트	전면부분에 타설, 두께 6in. 이상 대형 철재지보와 병용
	천공발파	CTC 2ft의 초대형 원형 철재지보 압반하중 최대 250ft	CTC 2~3ft의 패턴 볼트	전체면에 타설, 두께 6in. 이상 대형 철재지보와 병용

주) 1. 양호한 암반이나 매우 양호한 암반 조건에서의 지보량은 일반적으로 최소화되나 질리의 기하학적 형태, 터널직경, 질리와 터널의 상대적 방향성에 따라 달라진다.
 2. 살창(lagging)은 매우 양호한 암반에서는 불필요하며, 양호한 암반조건에서는 25%, 매우 불량한 암반에서는 100% 까지 필요성을 갖는다.
 3. 메쉬(mesh)는 매우 양호한 암반조건에서는 불필요하며, 양호한 암반에서는 필요에 따라 설치하며, 매우 불량한 암반에서는 100% 설치하여야 한다.
 4. B = 터널의 폭
 5. CTC(Center To Center) = 중심거리

5. Rock Quality Designation Index (RQD) – Deere (1967)

(3) RQD index vs. Terzaghi's rock load factor

→ Reasonable only for steel-supported tunnels (NOT good for rock tunnels)

(4) RQD – NOT good with clay fillings or weathered material

- NOT sufficient on its own, though inexpensive

(5) Palmstrom (1982) – When no core is available

$$RQD = 115 - 3.3 J_v$$

J_v = The sum of the number of joints per unit volume for all joint (discontinuity) sets
(Volumetric joint count)

6. Rock Structure Rating (RSR)

(1) Developed by Wickham et al. (1972, USA)

- A quantitative method for describing the quality of rock mass

- For selecting appropriate support

(2) Advantages

- Quantitative

- Many parameters incorporated

- Complete classification (input & output)

(3) Rating system (using weighted values)

(4) Two general categories

- Geological parameters:

rock type,

joint pattern (spacing),

joint orientation (dip & dip direction),

type of discontinuities,

major faults, shears, folds,

rock material properties,

weathering, alteration

- Construction parameters

size of tunnel

direction of drive

method of excavation

(5) Three basic parameters

Parameter A, Geology (rock structure)

rock type origin (igneous, sedimentary, metamorphic)

rock hardness

geologic structure

Parameter B, Geometry (discontinuity pattern)

joint spacing

joint orientation

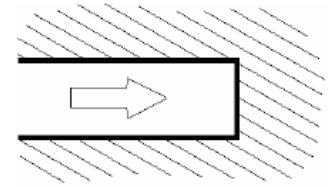
direction of tunnel drive

Parameter C, Groundwater flow

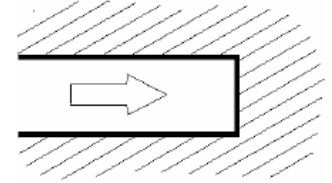
overall rock mass quality (A + B)

joint condition

amount of water flow (gal/min/1000 ft)



Drive with dip



Drive against dip

표 6.6 RSR - 평가변수 A : 일반적인 지질 조건(Wickham 등, 1974)

	기본 암반 종류				지질 구조			
	경암	중경암	연암	파쇄암	과상	약간의 단층 혹은 습곡작용	보통정도의 단층 혹은 습곡작용	심한 단층 혹은 습곡작용
	1	2	3	4		1	2	3
화성암	1	2	3	4				
변성암	1	2	3	4				
퇴적암	2	3	4	4				
종류 1					30	22	15	9
종류 2					27	20	13	8
종류 3					24	18	12	7
종류 4					19	15	10	6

표 6.7 RSR - 평가변수 B : 절리 형태, 굴진 방향(Wickham 등, 1974)

평균 절리가격	주향 ⊥ 굴진방향				주향 굴진방향				
	굴진방향		굴진방향		굴진방향		굴진방향		
	양쪽	경사방향	경사반대 방향	양쪽	양쪽	경사방향	경사반대 방향		
	주요절리의 경사*				주요절리의 경사*				
	수	평	경사짐	수	직	경사짐	수	직	
1. 매우조밀(2 in.	9		11	13	10	12	9	9	7
2. 조밀, 2~6 in.	13		16	19	15	17	14	14	11
3. 보통, 6~12in.	23		24	28	19	22	23	23	19
4. 보통 내지 불복상 1~2ft	30		32	36	25	28	30	28	24
5. 불복상 내지 과상 2~4ft	36		38	40	33	35	36	34	28
6. 과상>4 ft	40		43	45	37	40	40	38	34

Table 4.1: Rock Structure Rating: Parameter A: –General area geology

	Basic Rock Type				Geological Structure			
	Hard	Medium	Soft	Decomposed				
Igneous	1	2	3	4		Slightly	Moderately	Intensively
Metamorphic	1	2	3	4		Folded or	Folded or	Folded or
Sedimentary	2	3	4	4	Massive	Faulted	Faulted	Faulted
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

Table 4.2: Rock Structure Rating: Parameter B: –Joint pattern, direction of drive

	Strike \perp to Axis					Strike \parallel to Axis		
	Direction of Drive					Direction of Drive		
	Both	With Dip		Against Dip		Either direction		
Average joint spacing	Dip of Prominent Joints ^a					Dip of Prominent Joints		
	Flat	Dipping	Vertical	Dipping	Vertical	Flat	Dipping	Vertical
1. Very closely jointed, < 2 in	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Closely jointed, 2-6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Moderately jointed, 6-12 in	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Moderate to blocky, –1-2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Blocky to massive, 2-4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Massive, > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

표 6.8 RSR - 평가변수 C : 지하수 및 절리 상태(Wickham 등, 1974)

예상 출수량 (gpm/1000ft)	A+B		45-75	
	양호	보통	양호	보통
출수 없음	22	18	25	22
소량 < 200 gpm	19	15	23	19
보통 < 200 ~ 1000 gpm	15	11	21	16
다량 > 1000 gpm	10	8	18	14

* 경사 : 수평: 0~20도; 경사질: 20~50도; 수직: 50~90도

** 절리 상태: 양호 = 밀착 혹은 고결됨; 보통 = 약간 풍화되거나 변질됨; 불량 = 심하게 풍화되거나 변질 혹은 벌어짐

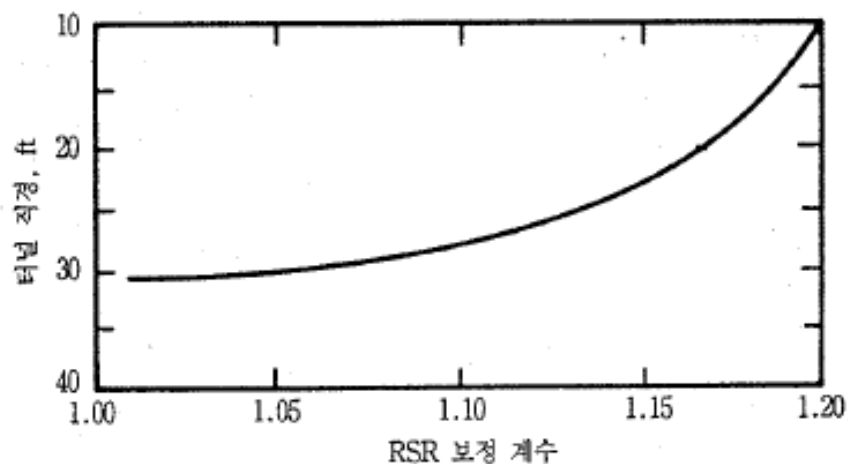


그림 6.2 RSR : TBM 굴착에 대한 RSR 보정(Wickham 등, 1972)

Table 4.3: Rock Structure Rating: Parameter C: –Groundwater, –joint condition

Anticipated water inflow gpm/1000 ft of tunnel	Sum of Parameters A + B					
	13 - 44			45 - 75		
	Joint Condition ^b					
	Good	Fair	Poor	Good	Fair	Poor
None	22	18	12	25	22	18
Slight, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderate, 200-1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Heavy, > 1000 gpm	10	8	6	18	14	10

^a Dip: flat: 0-20°; dipping: 20-50°; and vertical: 50-90°

^b Joint condition: good = tight or cemented; fair = slightly weathered or altered; poor = severely weathered, altered or open

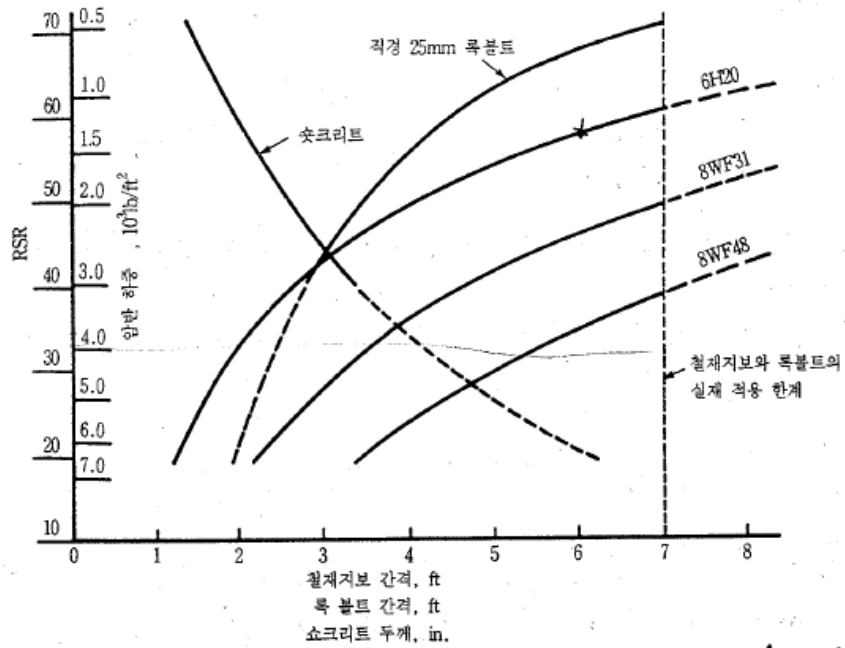


그림 6.3 RSR : 6m 직경의 터널에 대한 지도도표(Wickham 등, 1972) (2.4ft)

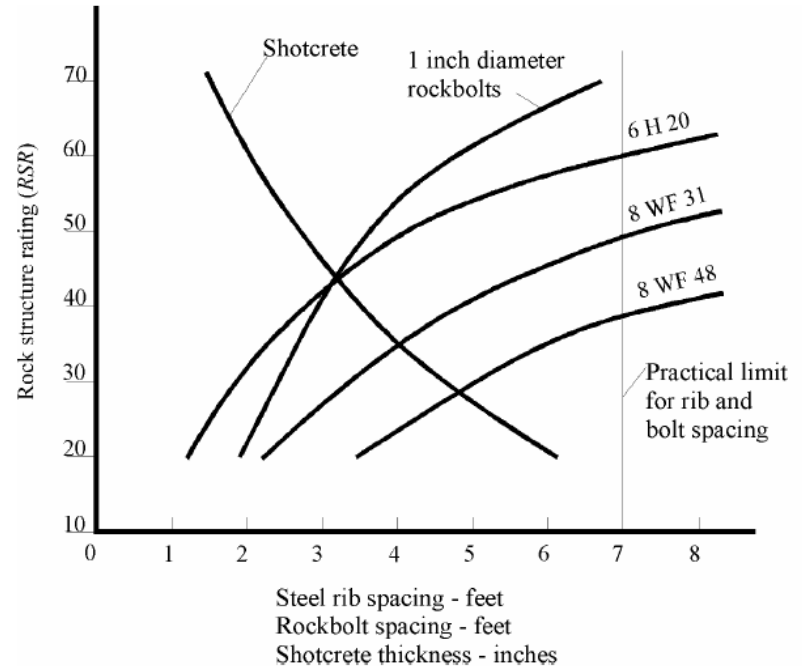


Figure 4.2: RSR support estimates for a 24 ft. (7.3 m) diameter circular tunnel. Note that rockbolts and shotcrete are generally used together. (After Wickham et al, 1972).

Example A hard metamorphic rock → Type 1
Slightly folded or faulted → A = 22

Moderately jointed

Joint striking ⊥ tunnel axis

Dipping 20°~50 ° → B = 24 (Drive with dip)

A + B = 46 → Fair joint condition

Slightly weathered and altered

Moderate water inflow: 200 ~ 1000 gpm → C = 16

$$RSR = A + B + C + 62$$

24 ft diameter tunnel

Shotcrete: 2 inches

Rockbolts: 5 ft (1 inch diameter)

Steel rib: 7 ft (not a practical solution)

Example For RSR = 30
8WF31 (8" deep wide flange I section weighing 31 ppf): 3 ft
Shotcrete: 5 inches
Rockbolts: 2.5 ft

(6) Machine bored tunnel vs. Drilled & blasted tunnel
(Lesser amount of support)

(7) Rockbolts spacing: Very rough calculation
Rockbolt tension considered only
25 mm ϕ , working load 24,000 lb

$$\text{Spacing (ft)} = 24 / W$$

W: work load in 1000 lb/ft²

Example. Moderately blocky and seamy
Max. rock load $\cong 1730$ lb/ft²
Spacing = $24 / 1.73 \cong 13.9$ ft $\cong 4.5$ m

(8) Shotcrete thickness

$$t = 1 + (W / 1.25) \quad \text{or} \quad t = D(65 - \text{RSR}) / 150$$

t: shotcrete thickness (inches)
W: work load (lb/ft²)
D: tunnel diameter

Example. $W = 1730$ lb/ft²
 $t = 1 + (1.73 / 1.25) \cong 2.5$ inches $\cong 6.5$ cm

Example. $D = 6$ m $\cong 20$ ft, $\text{RSR} = 50$
 $t = 20(65-50) / 150 \cong 2$ inches $\cong 5$ cm

7. Geomechanics classification (RMR: Rock Mass Rating)

(1) Developed by Z.T. Bieniawski in 1973 (Modified in 1989)

(2) Six parameters

- Uniaxial compressive strength (UCS) of rock material
- Rock Quality Designation (RQD)
- Spacing of discontinuities
- Condition of discontinuities
- Groundwater conditions
- Orientation of discontinuities

(3) Rock mass should be divided into a number of structural regions
Each region is classified separately.

CHART A 무결암의 강도에 대한 평점

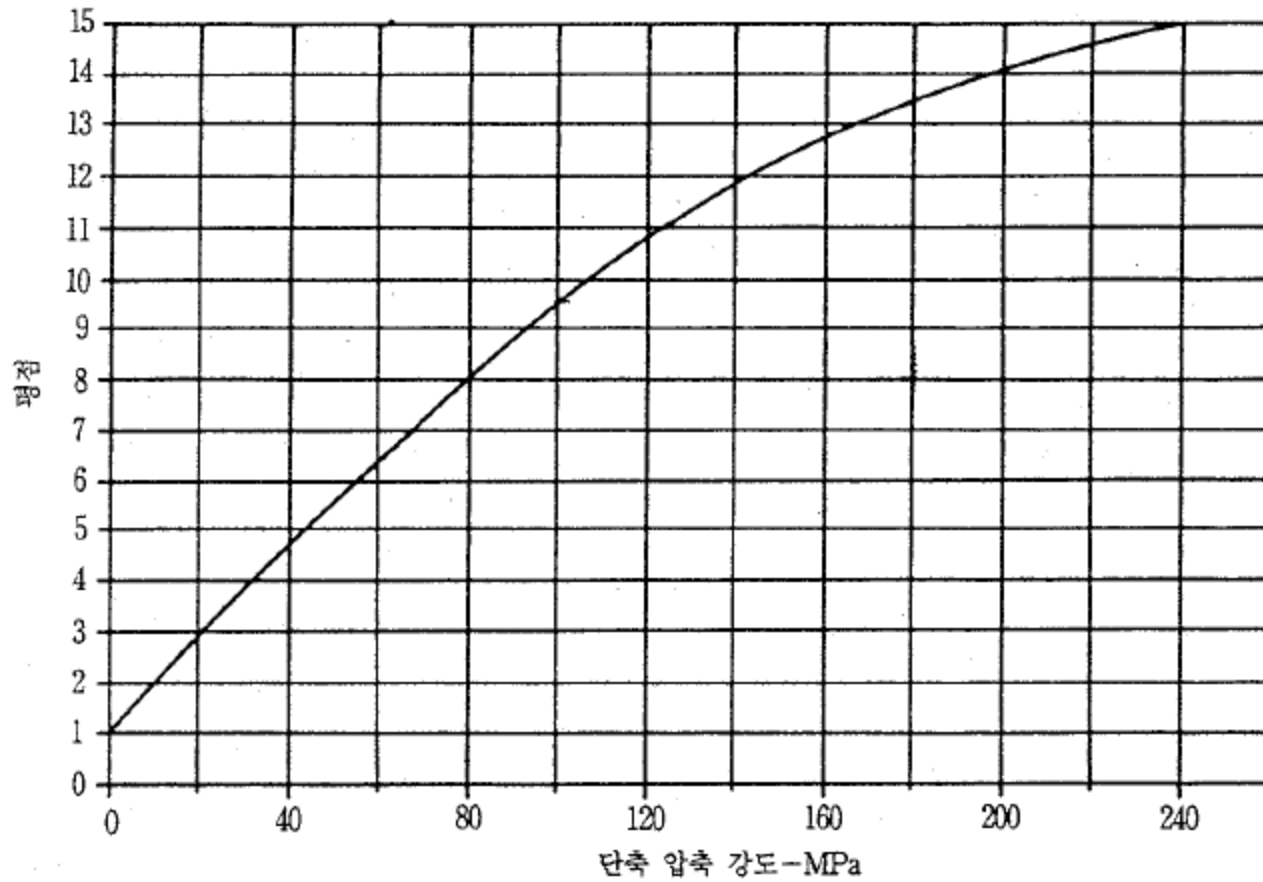


CHART B RQD에 대한 평점

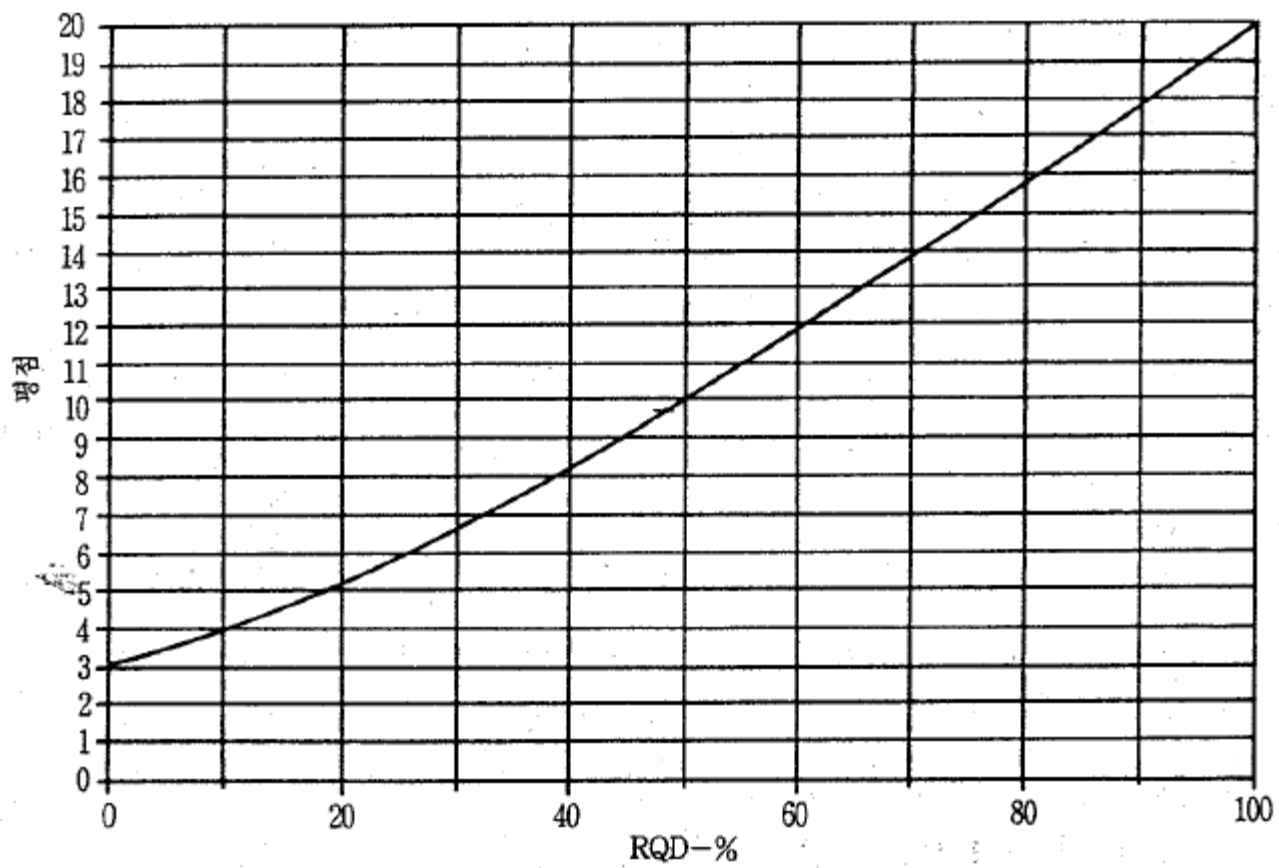


CHART C 불연속면 간격에 대한 평점

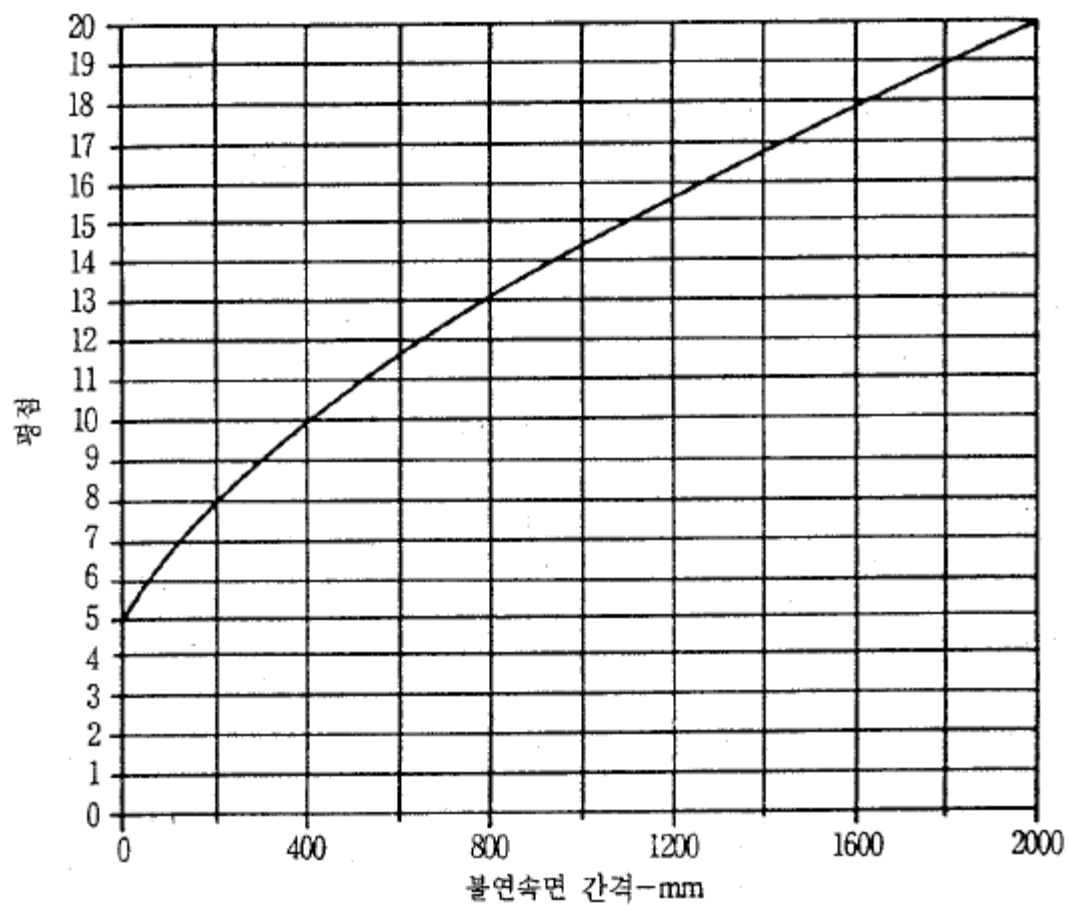


CHART D RQD와 불연속면 간격의 상관관계

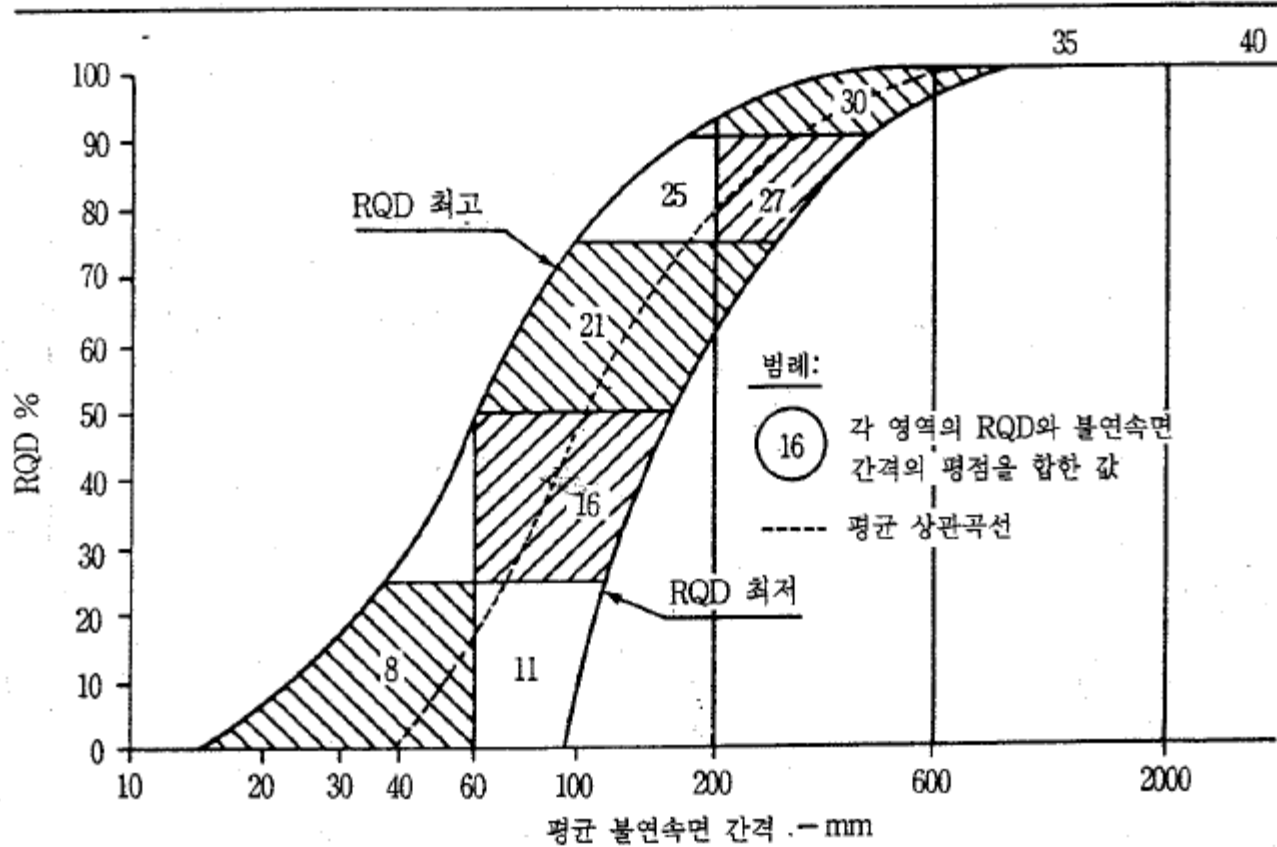


CHART E 불연속면 상태의 분류를 위한 지침^a

변 수	평 점				
불연속면 길이	< 1m 6	1 ~ 3m 4	3 ~ 10m 2	10 ~ 20m 1	> 20m 0
틈새	없음 6	< 0.1mm 5	0.1 ~ 1.0mm 4	1 ~ 5mm 1	> 5mm 0
거칠기	매우 거침 6	거침 5	약간 거침 3	매끄러움 1	미끄러움 0
		단단한 충전물		부드러운 충전물	
충전물	없음 6	< 5mm 4	> 5mm 2	< 5mm 2	> 5mm 0
풍화강도	풍화되지 않음 6	약간 풍화 5	다소 풍화 3	심하게 풍화 1	부서짐 0

a. 어떤 상태는 상호 배타적이다. 예를 들어 충전물이 존재할 경우 충전물의 영향이 거칠기의 영향을 무시할 수 있을 정도로 큰 경우가 있다. 이러한 경우는 표 6.9를 직접 이용해야 한다.

표 6.10 터널굴착시 불연속면의 주향과 경사방향의 영향

주향이 터널의 축방향에 수직 경사 방향으로 굴착		경사 반대방향으로 굴착	
경사 45°~90°	경사 20°~45°	경사 45°~90°	경사 20°~45°
매우 유리	유리	보통	불리
주향이 터널축과 평행 경사 20°~45°		주향과 무관한 경우 경사 0°~20°	
보통	매우 불리	보통	

A. RMR 변수 및 평점

변 수		평 점 범 위							
1	무결암의 강도	점하중강도지수	> 10MPa	4~10MPa	2~4MPa	1~2MPa	이 범위에서는 단축압축강도 시험이 필요함		
		단축압축강도	> 250MPa	100~250MPa	50~100MPa	20~50MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	평 점	15	12	7	4	2	1	0	
2	R Q D	90 ~ 100%	75 ~ 90 %	50 ~ 75%	25 ~ 50%	< 25%			
	평 점	20	17	13	8	3			
3	절리간격	> 2m	0.6 ~ 2m	200~600mm	60~200mm	< 60mm			
	평 점	20	15	10	8	5			
4	절리상태	매우 거침. 연속성이 없음. 벌어짐이 없음. 절리면이 풍화되지 않음.	약간 거침. 분리틈새<1mm 절리면이 약간 풍화.	약간 거침. 분리틈새<1mm 절리면이 심하게 풍화.	매끄러운면 또는 충전물(5mm 두께 또는 분리틈새 1~5mm 연속적 인 절리면	연약한 충전물) 5mm 두께 또는 분리틈새)5mm 연속적 인 절리면			
	평 점	30	25	20	10	0			
5	지 하 수	터널길이 10m당 출수량	없음	<10 리터/분	10-25 리터/분	25-125 리터/분	> 125		
		또는	_____	또는	_____	또는	_____	또는	
		비 절리수입 최대주응력	0	0.0 ~ 0.1	0.1 ~ 0.2	0.2 ~ 0.5	> 0.5		
	또는	_____	_____	_____	_____	또는			
	일반상태	완전 건조	습 기	젖은 상태	물방울 떨어짐	흘러내림			
	평 점	15	10	7	4	0			

B. 불연속면의 방향에 따른 평점보정

절리의 주향과 경사		매우 유리	유 리	보 통	불 리	매우 불리
평 점	터 널	0	-2	- 5	-10	-12
	기 초	0	-2	- 7	-15	-25
	사 면	0	-5	-25	-50	-60

C. 분류평점 합계에 의한 암반등급

평점 합계	100 ~ 80	80 ~ 61	60 ~ 41	40 ~ 21	< 20
암반 등급	I	II	III	IV	V
암반 상태	매우 양호	양호	보통	불량	매우 불량

D. 암반등급의 의미

암반 등급	I	II	III	IV	V
평균 자립시간	15m 폭으로 20년	10m 폭으로 1년	5m 폭으로 1주일	2.5m 폭으로 10시간	1m 폭으로 30분
암반의 점착력	> 400 kPa	300 ~ 400 kPa	200 ~ 300 kPa	100 ~ 200 kPa	< 100 kPa
암반의 마찰각	< 45°	35° ~ 45°	25° ~ 35°	15° ~ 25°	< 15°

A. CLASSIFICATION –PARAMETERS AND THEIR RATINGS

Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core Quality <i>RQD</i>		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of –discontinuities (See E)		Very rough –surfaces Not continuous No separation Unweathered rock	Slightly rough sur- faces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough sur- faces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation → 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
–5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)

Strike –and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS					
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions					
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
Ratings	6	5	3	1	0
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**					
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis		
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°	
Very favourable	Favourable		Very favourable	Fair	
Drive against -dip - Dip 45-90°	Drive against -dip - -Dip 20-45°		-Dip 0-20 - Irrespective of strike°		
Fair	Unfavourable		Fair		

* Some conditions are mutually exclusive . -For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. -In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Example.	A slightly weathered granite		
	A dominant joint set dipping at 60° against the direction of the drive		
	Point load strength index 8 Mpa	A.1 = 12	
	RQD = 70%	A.2 = 13	
	Slightly rough and slightly weathered joints	A.4 = 22	
	Separation < 1 mm, spacing 300 mm	A.3 = 10	
	Wet condition	A.5 = 7	A = 64
E:	1 ~ 3 m discontinuity length	4	
	Separation 0.1 ~ 1.0 mm	4	
	Slightly rough	3	
	No filling	6	
	Slightly weathered	5	22 (A.4)
B:	-5		
	A + B = 59		
	C = Good rock (II)		

Table 4.5: Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the RMR system (After Bieniawski, 1989).

$\sigma_v < 25 \text{ MPa}$. Depth $< 900 \text{ m}$

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I – Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance	Generally no support required except spot bolting		
II – Good rock RMR: 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
III – Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown and 30 mm in sides	None
IV – Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
V – Very poor rock RMR: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close in- vert

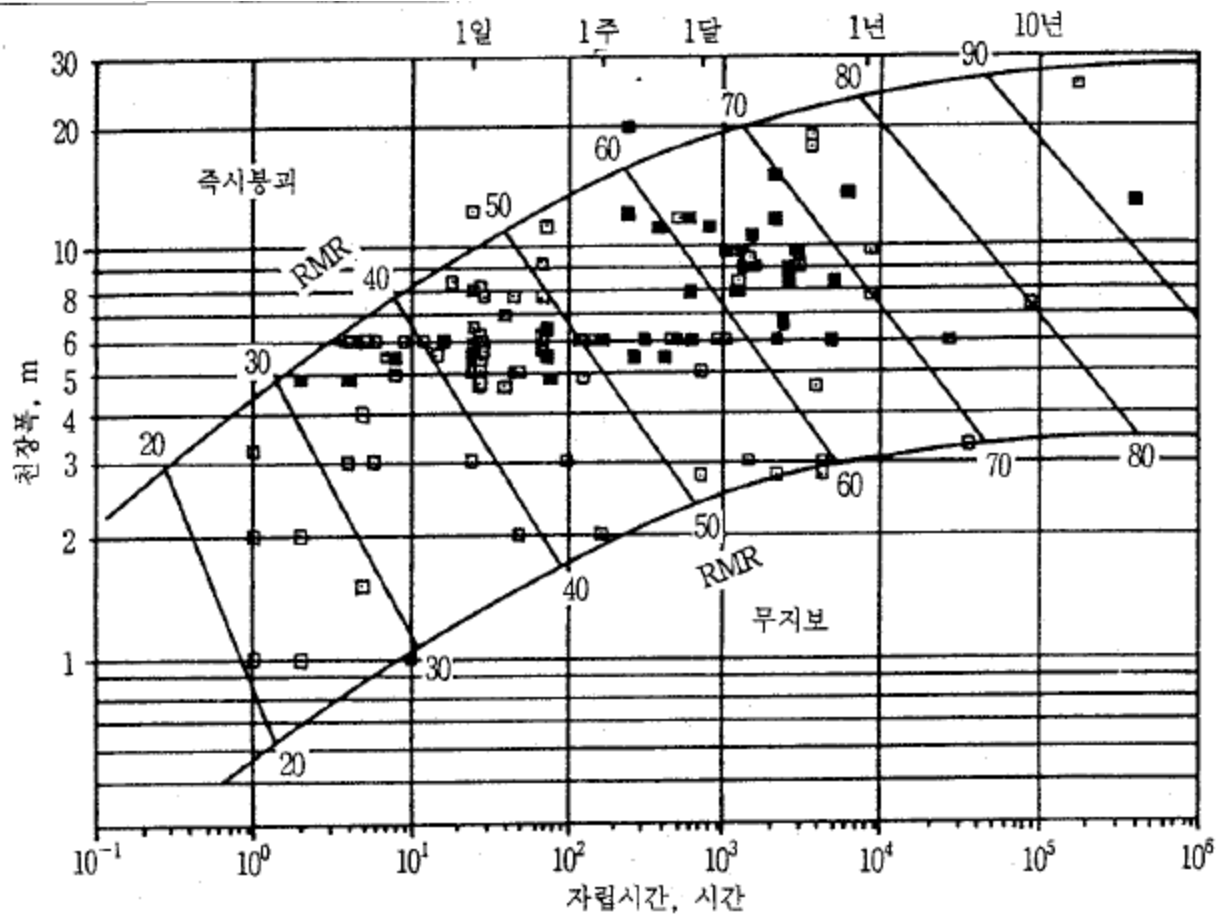


그림 6.5 RMR 암반분류 등급에 대한 자립시간과 폭 사이의 상관관계: 채광 및 터널굴착에 대한 결과. 검은 사각형은 채광, 흰 사각형은 터널굴착에서의 천장붕괴 사례를 나타낸다. 실선의 곡선은 적용한계이다.

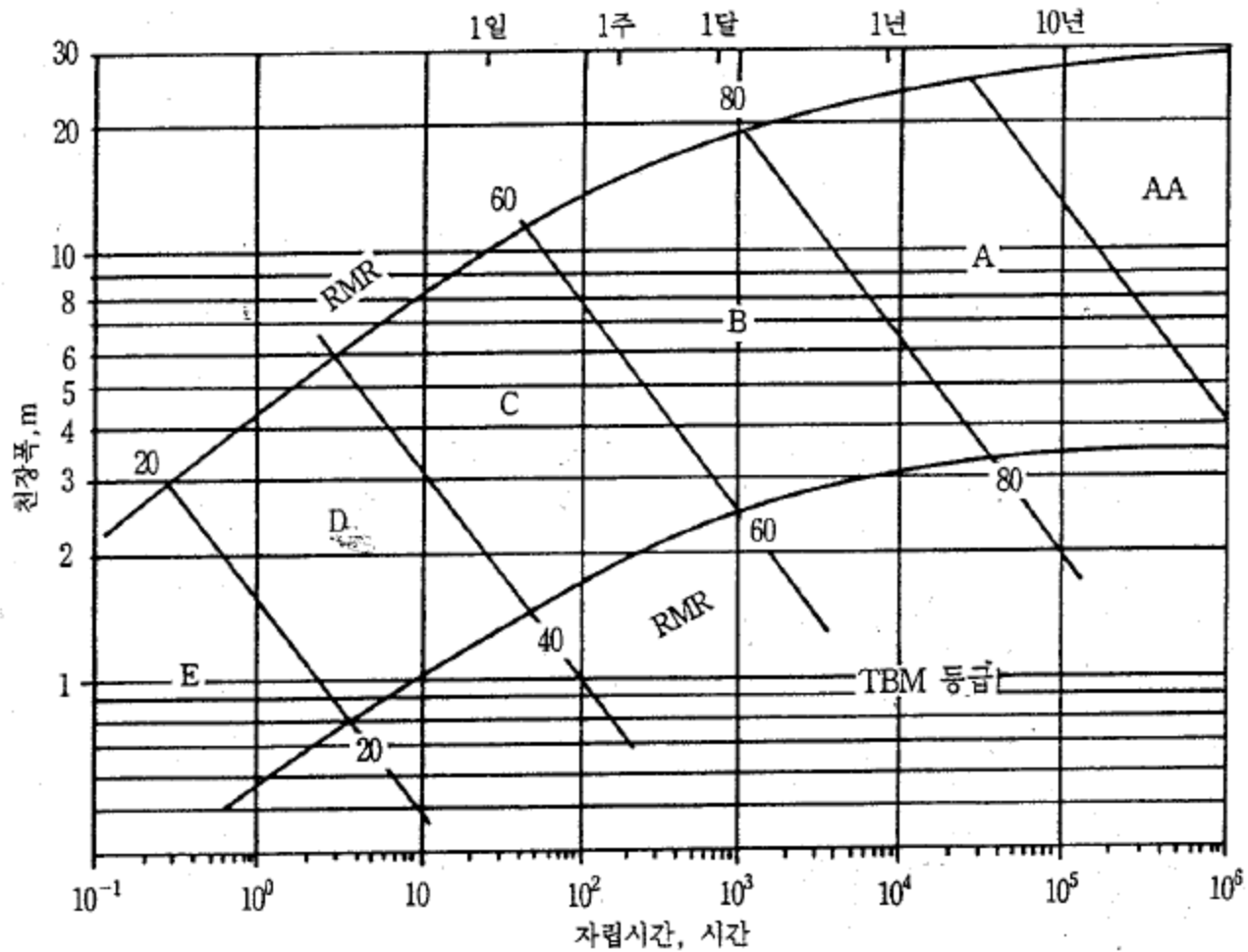


그림 6.6 TBM적용을 위한 암반등급의 경계를 나타내는 Lauffer(1988)의 수정도표(Lauffer, 1988)

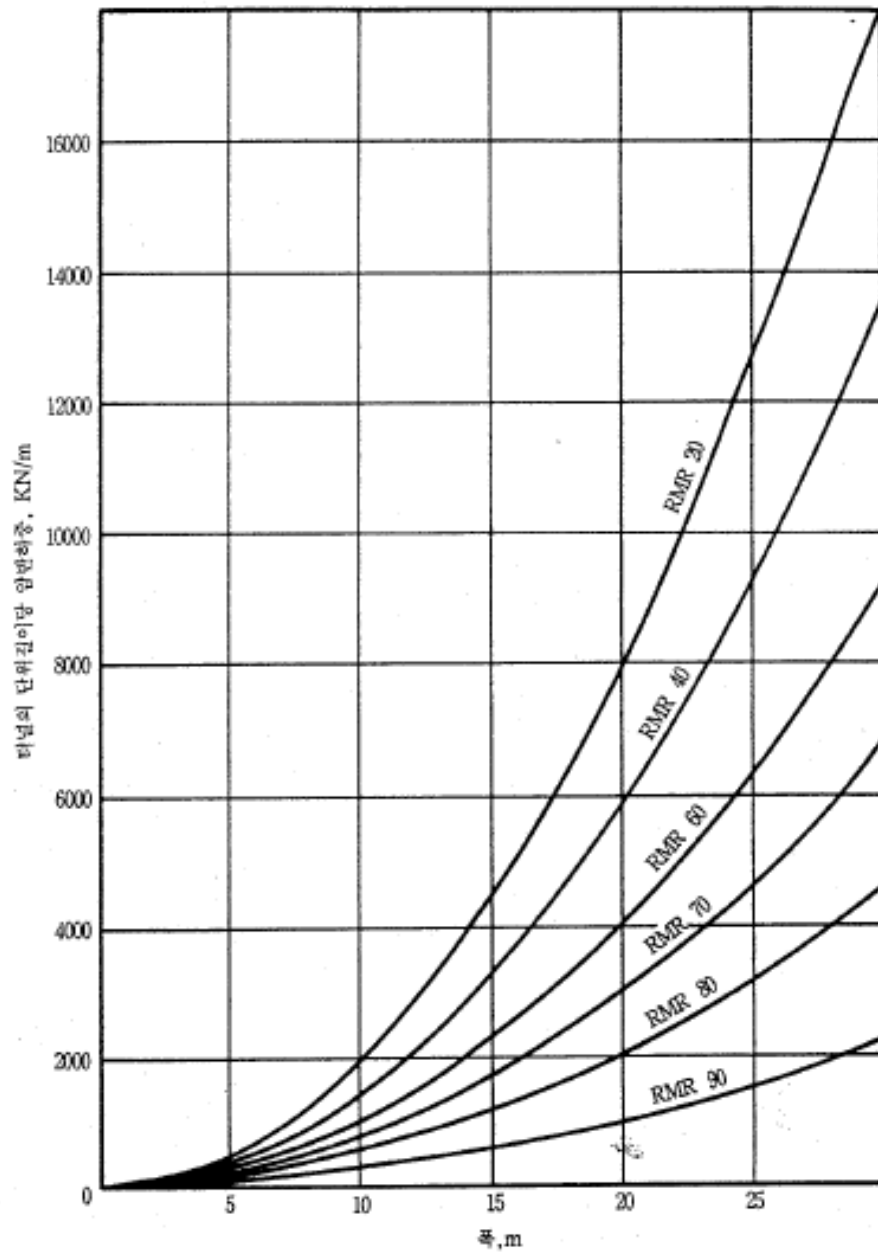


그림 6.7 암반등급의 함수로 터널 직경에 따른 암반하중의 변화(Unal, 1983)

7. Geomechanics classification (RMR: Rock Mass Rating)

(4) Support load (Udal, 1983)

$$P = (100 - \text{RMR}) \gamma B / 100 = \gamma h_t \quad : \text{Support load}$$
$$h_t = [(100 - \text{RMR}) / 100] B \quad : \text{Rock load height (m)}$$

B: tunnel width (m)

γ : density of the rock (kg/m^3)

Example. $\text{RMR} = 40, h_t = 0.6B, P = 0.6B\gamma$
 $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3, B = 10 \text{ m}$

$$P = 15000 \text{ kg/m}^2 \quad \rightarrow P = 15000 \text{ kg/m per 1 m tunnel length}$$
$$\approx 150 \text{ kN/m per unit length}$$

(5) Application to rock slopes

Based on the cohesion & friction angle

8. Modification to RMR for mining

(1) Modified Rock Mass Rating (MRMR)

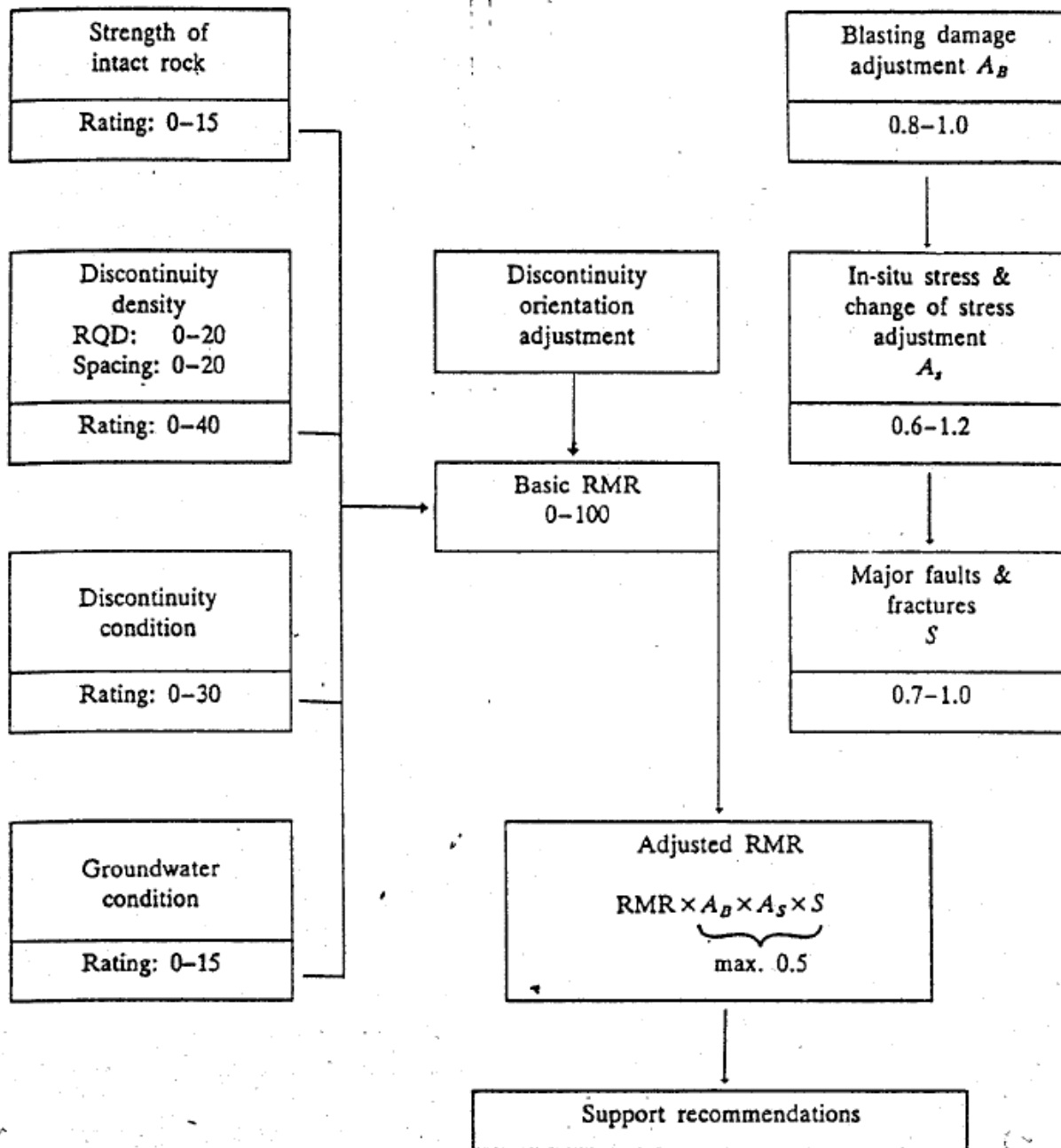
Laubscher (1977, 1984), Laubscher & Page (1990)

* Bieniawski's RMR – Based on civil engineering case histories

(2) Modified Basic RMR (MBR)

Cummings et al. (1982), Kendorski et al. (1983)

Table 6.12. Adjustments to the Geomechanics Classification for mining applications



9. Rock Tunnelling Quality Index, Q (Q-System)

(1) Developed by Barton et al. (1974) of NGI (Norwegian Geotechnical Institute)

(2) Major contribution

- Large number (200) of case histories of underground excavations (mostly tunnel)
- Quantitative classification
- Enables design of tunnel supports

(3) Q varies on a logarithmic scale from 0.001 to 1000

$$Q = (RQD / J_n) (J_r / J_a) (J_w / SRF)$$

RQD: Rock Quality Designation

J_n : Joint set number

J_r : Joint roughness number

J_a : Joint alteration number

J_w : Joint water reduction factor

SRF: Stress reduction factor

(4) RQD / J_n : Block size (100/0.5 ~ 10/20: 200 ~ 0.5: 400 times)

RQD, J_n : overall structure of the rock mass

J_r / J_a : interblock shear strength

J_w / SRF : active stress

SRF: loosening load, rock stress, squeezing and swelling loads; total stress parameter

Joint orientation: implicit in J_r and J_a (most unfavorable joint)

1. 변수 RQD에 대한 설명 및 평점

RQD	(RQD, %)
A. 매우 불량	0 ~ 25
B. 불량	25 ~ 50
C. 보통	50 ~ 75
D. 양호	75 ~ 90
E. 매우 양호	90 ~ 100

주:

- (i) RQD 값이 0 을 포함한 10 이하일 때는 10으로 간주하여 Q값을 산정한다.
- (ii) RQD 값은 100, 95, 90 등과 같이 5단위 간격의 수치를 사용하여도 충분히 정확하다.

2. 변수 J_n 에 대한 설명 및 평점

절리군 수에 관련된 변수	(J_n)
A. 괴상, 절리가 없거나 극소수	0.5 ~ 1.0
B. 1개 절리군	2
C. 1개 절리군 + 산발적인 절리	3
D. 2개 절리군	4
E. 2개 절리군 + 산발적인 절리	6
F. 3개 절리군	9
G. 3개 절리군 + 산발적인 절리	12
H. 4개 이상의 절리군, 산발적인 절리, 심하게 절리가 발달된 상태, '각설탕' 형태 등.	15
J. 심하게 파쇄된 암반, 흙같은 암반	20

주:

- (i) 터널교차 지점에 적용하는 경우 ($3.0 \times J_n$)을 사용
- (ii) 터널 입구에 적용하는 경우 ($2.0 \times J_n$)을 사용

3. 변수 J_r 에 대한 설명 및 평점

절리면 거칠기에 관련된 변수	(J_r)
a) 절리 벽면의 접촉	
b) 10cm 전단까지 절리 벽면의 접촉	
A. 불연속적 절리	4
B. 거칠거나, 불규칙하고, 기복상(undulating)	3
C. 매끄럽고, 기복상	2
D. 전단마찰면(미끄러움), 기복상	1.5
E. 매끄럽고, 평탄함	1.0
F. 전단마찰면(미끄러움), 평탄함	0.5

주:

- (i) 설명은 소규모의 특징과 중간규모의 특징에 대해 순서적으로 언급한 것임.

c) 전단되었을 때 절리면이 접촉되지 않음	
H. 점토광물의 충전두께가 절리 벽면의 접촉을 방해할 정도	1.0

주:

(ii) 해당 절리군의 평균간격이 3cm 이상이면 1.0을 더한다.

(iii) 평탄하고 미끄러운 절리에 선구조(lineation)가 최소강도 방향으로 발달된 경우, (J_v)은 0.5를 사용할 수 있다.

4. 변수 J_a 에 대한 설명 및 평점

절리면의 변질에 관련된 변수	(J_a)	(ϕ_s)
a) 절리 벽면의 접촉		(근사값)
A. 매우 견고하고 맞물려 있고, 단단하며, 연화되지 않은 불투수성의 충전물 즉, 석영, 녹염석(epidote)	0.75	(-)
B. 절리면이 변질되어 있지 않고, 표면에 얼룩만이 존재	1.0	(25~35°)
C. 절리면이 약간 변질, 비연화광물의 피복, 사질입자, 점토를 포함하지 않은 파쇄암석 등	2.0	(25~30°)
D. 실트질 혹은 사질 점토의 피복, 소량의 점토(비연화성)	3.0	(20~25°)
E. 연화성 혹은 마찰력이 작은 점토성 광물의 피복(고령토, 운모, 형석, 활석, 석고, 흑연 및 소량의 팽창성 점토)	4.0	(8~16°)
b) 10cm 전단까지 절리 벽면의 접촉		
F. 사질입자, 점토를 포함하지 않는 파쇄암석 등	4.0	(25~30°)
G. 심하게 과압밀된 연화성 점토광물의 충전(연속적이나 두께가 5mm 미만)	6.0	(16~24°)
H. 중간 혹은 약하게 과압밀된 연화성 점토광물의 충전(연속적이나 두께가 5mm 미만).	8.0	(12~16°)
J. 팽창성 점토(몬모릴로나이트)의 충전(연속적이나 두께가 5mm 미만). J_a 의 값은 팽창성 점토입자와 함유량과 수분의 유무에 따라 변함	8~12	(6~12°)
c) 전단되었을 때 절리면이 접촉되지 않음		
K. 파쇄 또는 심한 파쇄암석과 점토의 혼합대 (점토에 대한 설명은 G, H, J 항목 참조)	6.8또는 8~12	(6~24°)
L. 실트질 혹은 사질 점토대, 소량의 점토(비연화성)	5.0	(-)
M. 두껍고 연속적인 점토대(점토의 상태에 대한 설명은 G, H, J 항목 참조)	10,13또는 13~20	(6~24°)

5. 변수 J_w 에 대한 설명 및 평점

지하수에 관련된 변수	(J_w)	대략적 수압 (kg/cm ²)
A. 건조 혹은 소량의 출수 즉, 국부적으로 <5리터/분		< 1
B. 보통정도의 출수와 수압, 경우에 따라 충전물 유실	1.0	1~2.5
C. 절리내 충전물이 없는 견고한 암반에서 대량의 출수 또는 높은 수압	0.66	2.5~10
D. 대량의 출수 또는 높은 수압, 절리충전물의 상당한 유실	0.5	2.5~10
E. 발파시 과도한 출수 또는 과도한 수압, 시간에 따라 감소함.	0.3	> 10
F. 발파시 과도한 출수 또는 과도한 수압. 시간에 따라 눈에 띄게 감소하지 않음	0.2~0.1 0.1~0.05	> 10

주:

(i) 항목 C-F는 대략적 추정이다.

배수시설이 설치된 경우 J_w 를 증가시켜야 한다.

(ii) 결빙에 관련된 특수한 경우는 고려되지 않았다.

6. 변수 SRF에 대한 설명 및 평점

응력에 관련된 변수	(SRF)
a) 터널이 굴착될때 암반의 이완을 발생시킬 가능성이 있는 연약대가 터널을 교차 A. 점토나 화학적으로 풍화된 암석을 포함하는 연약대가 자주 나타남. 주변 암반은 매우 이완됨 (임의의 심도)	10
B. 점토나 화학적으로 풍화된 암석을 포함하는 단일 연약대(굴착심도 ≤ 50m)	5
C. 점토나 화학적으로 풍화된 암석을 포함하는 단일 연약대(굴착심도 ≤ 50m)	2.5
D. 견고한 암반에 점토가 없는 다수의 전단대. 주변암반은 이완됨(임의의 심도).	7.5
E. 견고한 암반에 점토가 없는 단일 전단대(굴착심도 ≤ 50m)	5.0
F. 견고한 암반에 점토가 없는 단일 전단대(굴착심도 > 50m)	2.5
G. 느슨하게 벌어진 절리, 심하게 발달된 절리 또는 각선탄 형태(임의의 심도)	5.0

주:

(i) 해당 전단대가 터널을 교차하지 않고 단지 영향만 미치면 SRF 를 25~50% 감소시킨다.

b) 견고한 암반, 암반내 응력크기의 문제	σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c	(SRF)
H. 낮은 응력, 지표부근	>200	<0.01	2.5
J. 중간 정도의 응력, 유리한 응력조건	200~10	0.01~0.3	1.0
K. 높은 응력, 매우 치밀한 구조(통상 안정성에 유리, 축벽의 안정성에 불리할 수도 있음)	10~5	0.3~0.4	0.5~2
L. 피상암반이며 1시간 이후 정도부터 슬랩형상이 어느정도 발생	5~3	0.5~0.65	5~50
M. 피상암반이며 수분후 슬랩현상이나 록버스트가 발생	3~2	0.65~1	5~200
N. 피상암반이며 록버스트가 심하고 즉시 등적 변형이 발생	<2	>1	200~400

주:

(ii) 초기응력장의 이방성이 매우 심한 경우(측정된 경우): $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ 일때, σ_c 를 $0.75 \sigma_c$ 로 줄인다.

$\sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ 인 경우, σ_c 를 $0.5 \sigma_c$ 로 줄인다. 여기서 σ_c =단축압축강도, σ_1 과 σ_3 은 각각 최대 및 최소주
응력, σ_θ 는 최대 접선응력(탄성이론으로부터 추정)이다.

(iii) 지표로부터 터널 천장부까지의 심도가 터널폭보다 작은 경우에 대한 사례는 아주 적다. 이러한 경우는 SRF를 2.5
에서 5로 증가시킨다.

c) 압착성 암반: 높은 응력조건에 견고하지 못한 암반의 소성변형	σ_θ / σ_c	(SRF)
O. 낮은 압착압력	1~5	5~10
P. 높은 압착압력	>5	10~20

주:

(iv) 압착성 암반의 경우는 심도 H) $350 Q^{1/3}$ (sigh 등, 1992)일 때 발생할 있다. 암반의 압축강도는

$q = 0.7 \gamma Q^{1/3}$ (MPa)를 이용하여 추정할 수 있고 여기서 γ =암반의 단위중량(kN/m^3)이다(singh, 1993).

d) 팽창성 암반: 화학적 팽창작용은 지하수의 존재여부에 달려있다.	
R. 낮은 팽창압력	5~10
S. 높은 팽창압력	10~15

암질(Q)를 산정할 때 위에 표에 열거한 것 외에 다음의 지침을 따라야 한다.

1. 시추코어를 이용할 수 없는 경우, 각각의 절리군에 대한 단위미터당 절리의 수를 합한 것으로 표시되는 단위 체적당 절리의 수로 암질지수(RQD)의 판정이 가능하다. 점토가 없는 암반의 경우 단위체적당 절리수를 이용하여 다음과 같은 간단한 관계식으로부터 RQD를 산정한다.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v(\text{대략적})$$

여기서 J_v = 단위체적(m^3)당 총 절리수

($J_v < 4.5$ 인 경우 $RQD = 100$)

2. 절리군의 수에 관련된 변수 J_n 은 엽리, 편리, 슬레이트형 벽개 및 층리등의 영향을 받는다. 이들이 매우 뚜렷하게 발달한 경우에는 이 역시 완전한 절리군으로 간주되어야 한다. 그렇지만 '절리'가 거의 보이지 않거나, 이들의 영향으로 코어에 간헐적으로 파손이 있는 경우에는 이들을 J_n 산정시 산발적인 절리(random joints)로 판정하는 것이 타당하다.
3. 전단강도와 관련되는 변수 J_r , J_a 는 주어진 해당 지역내에서 가장 연약한 절리군 혹은 점토로 충전된 불연속면에서 판정해야 한다. 그러나 J_r/J_a 값이 가장 낮은 절리군이나 불연속면이 안정성에 유리한 방향성을 갖는 경우, (J_r/J_a) 값은 이보다 높으나 발달 방향이 안정도에 불리한 다음 절리군이 더욱 중요한 영향을 미친다. 이때에는 후자의 절리군에 해당하는 (J_r/J_a)를 Q 산정에 이용해야 한다. (J_r/J_a) 값은 파괴가 일어날 소지가 큰 절리군이나 불연속면을 대상으로 평가하여야 한다.
4. 암반에 점토성분이 포함되어 있는 경우, 이완하중과 관련된 SRF가 평가되어야 한다. 이러한 경우 무결암의 강도는 중요하지 않다. 그러나 절리의 발달이 미미하고 최소화 되고 점토성분이 완전히 존재하지 않은 경우에는 무결암 강도가 사용되어야 하며, 이때 안정성은(암반응력/무결암강도)의 비에 좌우된다.
5. 무결암의 압축강도와 인장강도 (σ_c , σ_t)는 현재의 원위치 암반상태가 지하수 영향을 받고 있거나 앞으로 그러한 가능성이 있는 경우에는 포화상태에서 측정하여야 한다. 무결암 강도는 습윤 또는 포화상태에서의 약화를 감안하여 안전측으로 측정해야 한다.

ESR은 굴착 목적과 안정성 요구 정도에 따라 아래와 같이 주어진다.

굴 착 용 도	ESR
A. 임시적인 광산터널	2 ~ 5
B. 영구적 광산터널, 수력발전소 도수터널 (양수발전소의 고압 수압관터널 제외), 선진터널, 수평갱도, 대형 공동의 수평갱도와 상단터널(heading), 조압수조(surge chamber)	1.6 ~ 2.0
C. 저장공동, 수처리 공장, 소규모 도로 및 철도 터널, 진입터널(access tunnel)	1.2 ~ 1.3
D. 발전소, 대규모 고속도로 또는 철도 터널, 민방위용 공동, 출입구, 터널교차부	0.9 ~ 1.1
E. 지하 핵 발전소, 철도역, 스포츠나 공공시설, 공 장, 대규모 개스파이프라인 터널	0.5 ~ 0.8

Table 4.4: Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al, 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q .
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
D. Good	75 - 90	
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	
J. Crushed rock, earthlike	20	

3. JOINT ROUGHNESS NUMBER		J_r	
<i>a. Rock wall contact</i>			
<i>b. Rock wall contact before 10 cm shear</i>			
A. Discontinuous joints		4	
B. Rough and irregular, undulating		3	
C. Smooth undulating		2	
D. Slickensided undulating		1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar		1.5	
F. Smooth, planar		1.0	
G. Slickensided, planar		0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>			
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact		1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact		1.0 (nominal)	

4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)	
a. Rock wall contact			
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35	
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30	
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less in thickness)	4.0	8 - 16	

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4, JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)
<i>b. Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	

5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 10.0	- 1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 10.0	-
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF	
<i>a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10.0	1. Reduce these values of the relevant shear zones only influence but f SRF by 25 - 50% if do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0	

DESCRIPTION			VALUE	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			<i>SRF</i>	
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>				
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	σ_c = unconfined compressive strength, and
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>				σ_3 are the major and minor principal stresses.
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest <i>SRF</i> increase from 2.5 to 5 for such
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	cases (see H).
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>				
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_V$ (approx.), where J_V = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_V > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q . The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Example. RQD: 85% ~ 95% → RQD = 90
 Two joint sets → $J_n = 4$
 Rough & irregular joints (undulating) → $J_r = 3$
 Unweathered / minor surface staining → $J_a = 1$
 Minor inflow → $J_w = 1$
 Depth = 2,100 m, $\sigma_v \cong 2,100 \text{ m} \times 0.027 \text{ MPa/m} \cong 57 \text{ MPa}$
 Principal stresses: $\sigma_H = 1.5 \sigma_v \cong 85 \text{ MPa}$
 UCS = 170 MPa, $\sigma_c / \sigma_1 = 2$ → SRF = 15 (10~20)

$$Q = \frac{90}{4} \times \frac{3}{1} \times \frac{1}{15} = 4.5$$

(5) Equivalent Dimension, D_e , of the excavation

$$D_e = \frac{\text{Excavation Span, diameter or height (m)}}{\text{Excavation Support Ratio, ESR}}$$

Example. A crusher station of 15 m span → ESR = 1.6

$$D_e = \frac{15 \text{ m}}{1.6} \cong 9.4 \text{ m}$$

Reinforcement category (4):

Systematic (pattern) bolting: spaced at 2.3 m

40~50 mm shotcrete thickness
 length > 3 m

Blasting damage (Loiset, 1992)

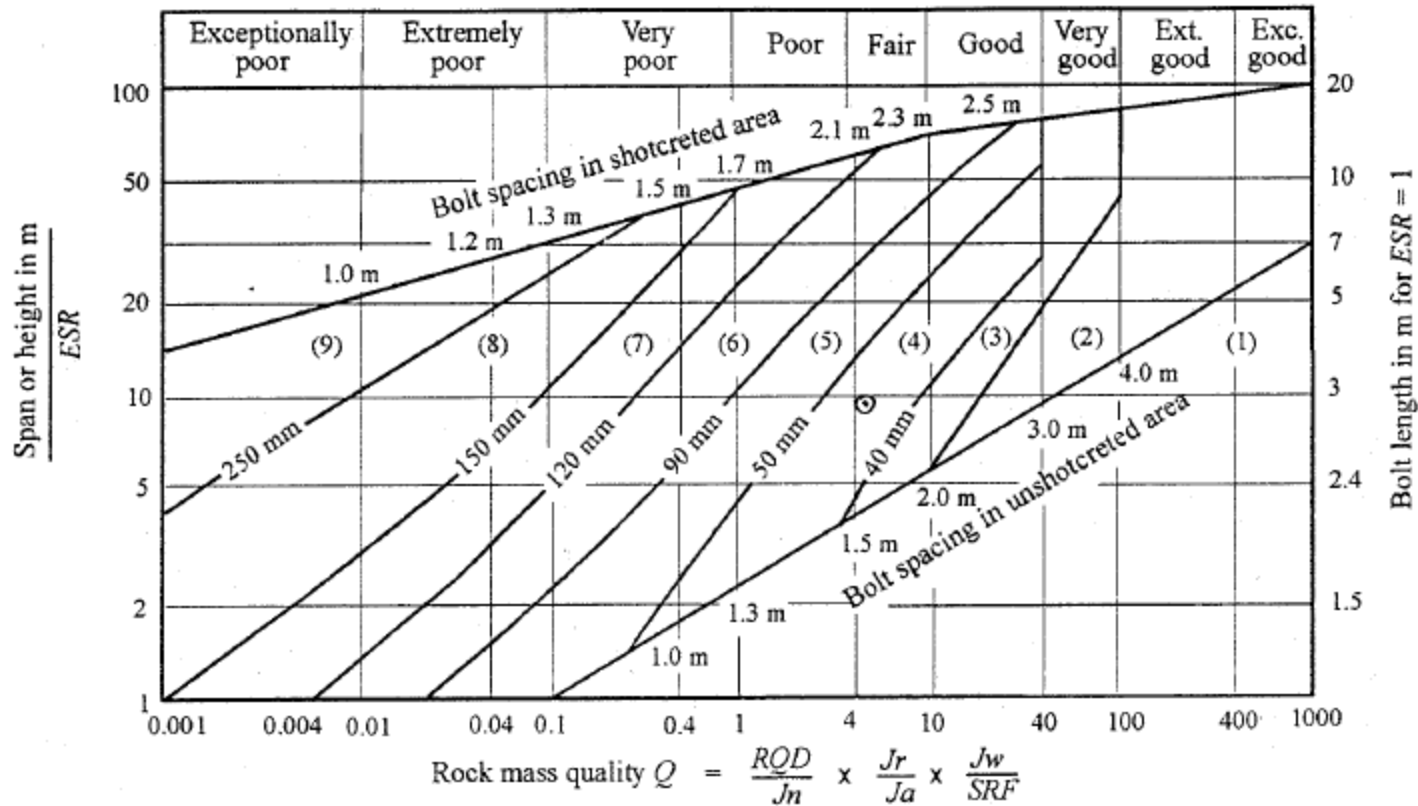
For $4 < Q < 30$, blasting damage \rightarrow joints $\rightarrow Q \downarrow$

How to estimate? Reduce RQD.

Ex. For 50% RQD drop, $Q = \frac{45}{4} \times \frac{3}{1} \times \frac{1}{15} = 2.3$

Reinforcement category (5):

rockbolts – 2 m spacing, 50 mm thick fiber reinforced shotcrete



REINFORCEMENT CATEGORIES

- 1) Unsupported
- 2) Spot bolting
- 3) Systematic bolting
- 4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete
- 5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting
- 6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting
- 7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting
- 8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
- 9) Cast concrete lining

Figure 4.3: Estimated support categories based on the tunnelling quality index Q (After Grimstad and Barton, 1993).

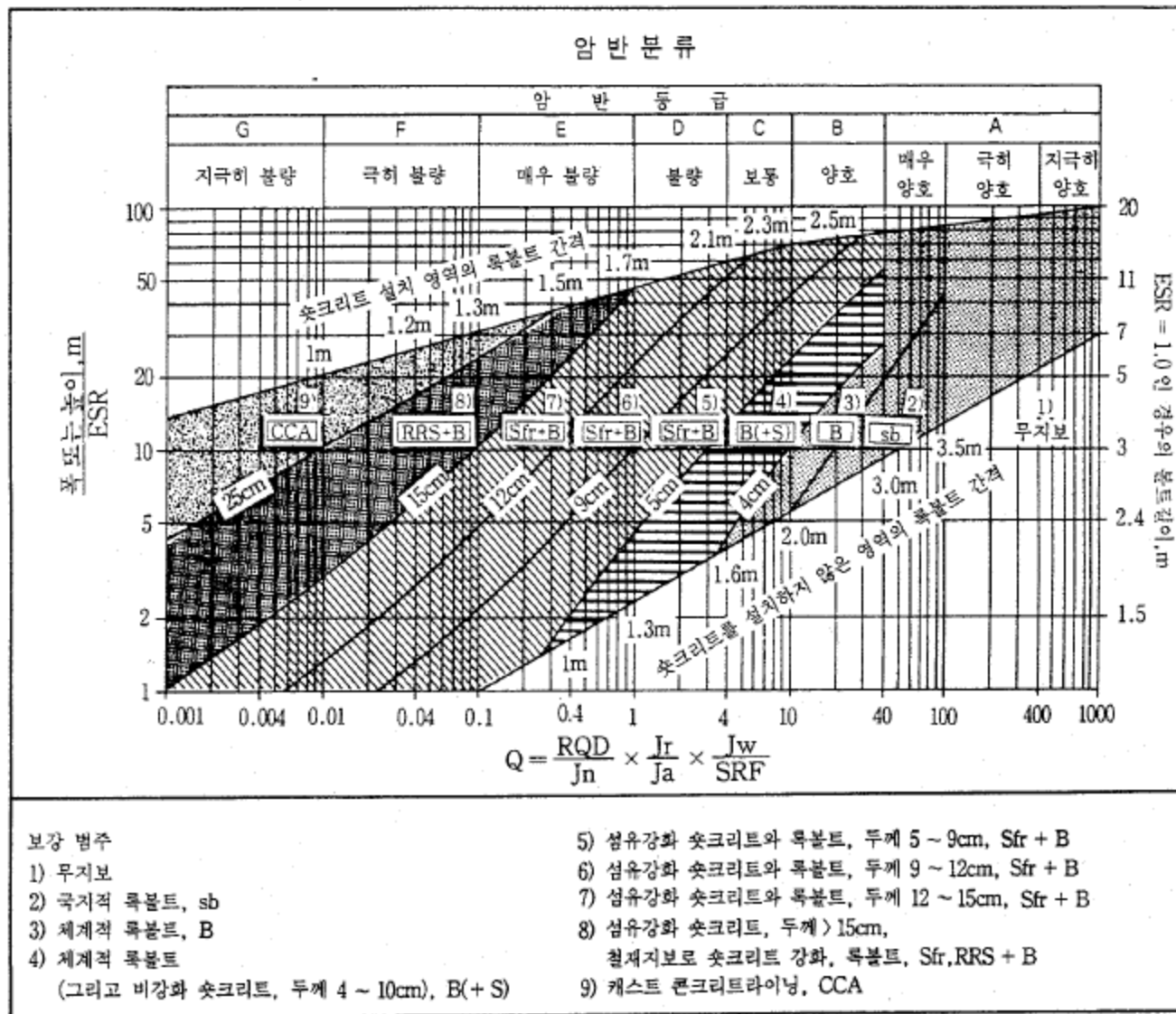


그림 6.9 Q 분류법에 의한 터널 보강설계 도표(Grimstad & Barton, 1993)

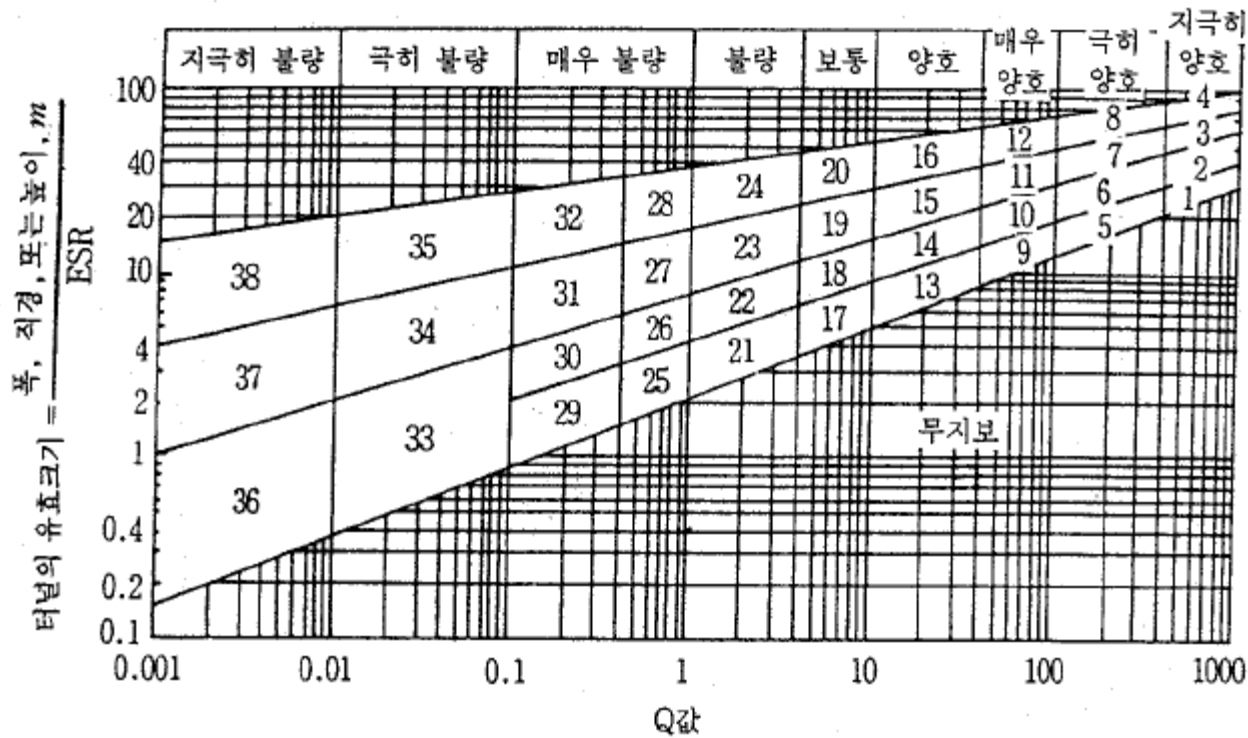


그림 6.8 Q 분류법 : 터널의 유효크기대 Q값(Barton 등, 1974)

표 6.14 Q시스템: Q값 범위 10-1000에 대한 지보량 평가^a

지보범주	Q	상태계수		폭/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	폭/ESR (m)	지보형태	주석 (표 6.18)
		RQD/J _n	J _r /J _a					
1 ^c	1000-400				< 0.01	20-40	sb(utg)	
2 ^c	1000-400				< 0.01	30-60	sb(utg)	
3 ^c	1000-400				< 0.01	46-80	sb(utg)	
4 ^c	1000-400				< 0.01	65-100	sb(utg)	
5 ^c	400-100				0.05	12-30	sb(utg)	
6 ^c	400-100				0.05	19-45	sb(utg)	
7 ^c	400-100				0.05	30-65	sb(utg)	
8 ^c	400-100				0.05	48-88	sb(utg)	
9	100-40	≥ 20 < 20			0.25	8.5-19	sb(utg) B(utg)2.5-3m	
10	100-40	≥ 30 < 30			0.25	14-30	B(utg)2-3m B(utg)1.5-2m+clm	
11 ^c	100-40	≥ 30 < 30			0.25	23-48	B(tg)2-3m B(tg)1.5-2m+clm	
12 ^c	100-40	≥ 30 < 30			0.25	40-72	B(tg)2-3m B(tg)1.5-2m+clm	

지보범주	Q	상태계수		폭/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	폭/ESR (m)	지보형태	주석 (표 6.18)
		RQD/J _n	J _r /J _a					
17	10-4	> 30 ≥ 10, ≤ 30 < 10 < 10				3.5-9	sb(utg) B(utg)1-1.5m B(utg)1-1.5m+S 2-3cm S 2-3cm	I I I I
18	10-4	> 5 > 5 ≤ 5 ≤ 5			1.0	7-15	B(tg)1-1.5m+clm B(utg)1-1.5m+clm B(tg)1-1.5m+S 2-3cm B(utg)1-1.5m+S 2-3cm	I III I I III I
19	10-4				1.0	12-29	B(tg)1-2m+S(mr)10-15cm B(tg)1-1.5m+S(mr)5-10cm	I II IV I II
20	10-4				1.0	24-52	B(tg)1-2m+S(mr)20-25cm B(tg)1-1.5m+S(mr)10-20cm	I V VI I II IV
21	4-1	≥ 12.5 < 12.5	≤ 0.75 < 0.75 > 0.75		1.5	2.1-6.5	B(utg)1m+S 2-3cm S 2.5-5cm B(utg)1m	
22	4-1	> 10, < 30 ≤ 10 < 30 ≥ 30	> 1.0 > 1.0 ≤ 1.0		1.5	4.5-11.5	B(utg)1m+clm S 2.5-7.5cm B(utg)1m+S(mr) 2.5-5cm B(utg)1m	
23	4-1				1.5	8-24	B(tg)1-1.5m+S(mr)10-15cm B(utg)1-1.5m+S(mr)5-10cm	I II IV VII I
24 ^d	4-1				1.5	18-46	B(tg)1-1.5m+S(mr)15-30cm B(tg)1-1.5m+S(mr)10-15cm	I V VI I II IV

^a Barton 등 (1974)

^b 근사치

^c 표 6.18의 주석 XII를 참조.

^d 표 6.14의 각주 c를 참조.

지보범주	Q	상태계수		폭/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	폭/ESR (m)	지보형태	주석 (표 6.18)
		RQD/J _n	J _r /J _a					
13	40-10	≥ 10 ≥ 10 < 10 < 10	≥ 1.5 < 1.5 ≥ 1.5 < 1.5		0.5	5-14	sb(utg) B(utg) 1.5-2m B(utg) 1.5-2m B(utg) 1.5-2m+S2-3cm	I I I I
14	40-10	≥ 10 < 10	≥ 15 ≥ 15 < 15		0.5	9-23	B(tg) 1.5-2m+clm B(tg) 1.5-2m+S(mr)5-10cm B(utg) 1.5-2m+clm	I, II I, II I, III
15	40-10	> 10 ≥ 10			0.5	15-40	B(tg) 1.5-2m+clm B(tg) 1.5-2m+S(mr)5-10cm	I, II, IV I, II, IV
16 ^d	40-10	> 15 ≥ 15			0.5	30-65	B(tg) 1.5-2m+S(mr)10-15cm	I, V, VI I, V, VI

^a Barton 등(1974)

^b 근사치

^c 저자가 제안한 본래의 지보산정. 신뢰할 만한 수준으로 지보량을 산정하기에는 사례수가 불충분. 지보범주 1-8에서 사용되는 지보형태는 발파기술에 달려 있다. 스무드 발파를 이용하고 부식치리를 철저히 하면 지보가 필요없을 수도 있다. 채석의 발파를 이용하면 슛크리트 지보가, 특히 공동의 높이가 25m 이상인 경우에 사용될 수 있다. 앞으로 사례분석을 통하여 지보범주 1-8을 차별화시키는 것이 필요하다. 기호: sb=스프링링; B=체계적인 볼트설치; (utg)=비인장, 접착형 볼트; (tg)=인장볼트(경고한 압반에는 팽창형 형태의 볼트, 매우 압질이 나쁜 압반에는 나중엔 장력이 가해지는 접착형 볼트); S=스프링링; (mr)=와이어메쉬; clm=체인형 와이어메쉬; CCA=캐스트 콘크리트 아치; (sr)=철제지보. 표에서 볼트간격은 (m)단위이다. 슛크리트와 캐스트 아치 콘크리트의 단위는 cm이다.

지보범주	Q	상태계수		폭/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	폭/ESR (m)	지보형태 ^c	주석 (표 6.18)
		RQD/J _n	J _r /J _a					
25	1.0-0.4	> 10 ≤ 10	> 0.5 > 0.5 ≤ 0.5		2.25	1.5-4.2	B(utg)1m+mr or clm B(utg)1m+S(mr)5cm B(tg)1m+S(mr)5cm	I I I
26	1.0-0.4				2.25	3.2-7.5	B(tg)1m+S(mr)5-7.5cm B(utg)1m+S2.5-5cm	VI, X, XI I, IX
27	1.0-0.4				2.25	6-18	B(tg)1m+S(mr)7.5-10cm B(utg)1m+S(mr)5-7.5cm CCA20-40cm+B(tg)1m S(mr)10-20cm+B(tg)1m	I, IX I, IX VI, X, XI VI, X, XI
28	1.0-0.4				2.25	15-38	B(tg)+S(mr)30-40cm B(tg)+S(mr)20-30cm B(tg)+S(mr)15-20cm CCA(sr)30-100cm+B(tg)1m	I, IV, V, IX I, II, IV, IX I, II, IX IV, VII, X, XI
29	0.4-1.0	> 5 ≤ 5	> 0.25 > 0.25 ≤ 0.25		3.0	1.0-3.1	B(utg)1m+S2-3cm B(utg)1m+S(mr)5cm B(tg)1m+S(mr)5cm	
30	0.4-1.0	> 5 < 5			3.0	2.2-6	B(tg)1m+S2.5-5cm S(mr)5-7.5cm B(tg)1m+S(mr)5-7.5cm	IX IX VI, X, XI
31	0.4-1.0	> 4 ≤ 4 50 < 1.5	≥ 1.5		3.0	4-14.5	B(tg)1m+S(mr)5-12.5cm S(mr)7.5-25cm CCA20-40cm+B(tg)1m CCA(sr)30-50cm+B(tg)1m	IX IX IX, XI VI, X, XI
32	0.4-1.0				3.0	11-34	B(tg)1m+S(mr)40-60cm B(tg)1m+S(mr)20-40cm	II, IV, IX, XI III, IV, IX, XI

^a Barton 등. (1974)

^b 근사치

^c 기호설명은 표 6.14의 각주 c를 참조.

^d 표 6.18의 주석 XII 참조.

표 6.18 Q-시스템: 지보량 평가 - 추가 주석^a

지보범주	Q	상태계수		폭/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	폭/ESR (m)	지보형태 ^c	주석 (표 6.18)
		RQD/J _n	J _v /J _s					
33	0.1-0.01	≥ 2 < 2			6	1.0-3.9	B(tg)1m+S(mr)2.5-5 cm S(mr)5-10cm S(mr)7.5-15cm	IX IX VII, X
34	0.1-0.01	≥ 2 < 2	≥ 0.25 ≥ 0.25 < 0.25		6	2.0-11	B(tg)1m+S(mr)5-7.5cm S(mr)7.5-15cm S(mr)15-25cm CCA(sr)20-60cm+B(tg)1m	IX IX IX VII, X, XI
35 ^d	0.1-0.01			≥ 15 ≥ 15 < 15 < 15	6	6.2-28	B(tg)1m+S(mr)30-100cm CCA(sr)60-200cm+B(tg)1m B(tg)1m+S(mr)20-75cm CCA(sr)40-150cm+B(tg)1m	II, IX, XI VII, X, XI, II IX, XI, III VII, X, XI, III
36	0.01-0.001				12	1.0-2.0	S(mr)10-20cm S(mr)10-20cm+B(tg)0.5-1.0cm	IX VII, X, XI
37	0.01-0.001				12	1.0-6.5	S(mr)20-60cm S(mr)20-60cm+B(tg)0.5-1.0cm	IX VII, X, XI
38 ^e	0.01-0.001			≥ 10 ≥ 10 < 10 < 10	12	4.0-20	CCA(sr)100-300cm CCA(sr)100-300cm+B(tg)1m S(mr)70-200cm S(mr)70-200cm	IX VII, X, II, XI IX VII, X, III, XI

^a Barton 등, (1974)

^b 근사치

^c 기호설명은 표 6.14의 각주 c를 참조.

^d 표 6.18의 주석 XII 참조.

^e 표 6.18의 주석 XIII 참조.

- I. 록버스트 혹은 포깅이 심한 경우, 재하관을 넣힌 인장볼트를 약 1m 간격(때때로 0.8m 까지 줄일 수 있음)으로 설치하는 것이 보통이다. 포깅현상이 멈출 때 최종지보.
- II. 동일한 굴착면에 길이가 다른 볼트들(즉, 3, 5, 7m)이 자주 사용됨.
- III. 동일한 굴착면에 길이가 다른 볼트들(즉, 2, 3, 4m)이 자주 사용됨.
- IV. 볼트의 지보압력을 보충하기 위하여 인장케이בל 앵커가 자주 사용됨. 간격 2~4m.
- V. 동일한 굴착면에 길이가 다른 볼트들(즉, 6, 8, 10m)이 자주 사용됨.
- VI. 볼트의 지보압력을 보충하기 위하여 인장케이בל 앵커가 자주 사용됨. 간격 4~6m.
- VII. 이 범주에 속하는 구형 지하 발전소들은 체인형 와이어 매쉬와 함께 체계적 혹은 국부적인 록볼트를 시공하고 영구지보로 천장에 자유폭 콘크리트 아치(25~40cm)를 설치.
- VIII. 팽창성 암반 즉, 수분을 포함한 몬모릴로나이트 점토를 포함하는 경우, 팽창성이 심한 경우 지보재 후면에 팽창을 허용할 수 있는 공간을 둠. 가능한 곳에는 배수시설 설치.
- IX. 팽창성 점토나 압착암반을 포함하지 않는 경우.
- X. 압착성 암반의 경우, 영구지보재로 대형 강성지보재가 일반적으로 사용됨.
- XI. 저자들(Barton 등)의 경험에 따르면, 팽창성 혹은 압착성 암반의 경우 콘크리트(혹은 숏크리트) 아치 설치 이전에, RQD/J_n 이 충분히 크다면(즉 >1.5), 임시지보로 록볼트(팽창성 형태의 인장 볼트)를 시공한다. 이때 숏크리트도 함께 사용하기도 한다. 암반에 절리가 심하게 발달되어 있거나 파쇄된 경우(즉, $RQD/J_n < 1.5$, 예, 규암에서 각설방 형태의 전단대) 임시지보로 숏크리트를 수회 타설한다. 콘크리트(혹은 숏크리트) 아치 설치후 콘크리트에 하중이 불균등하게 작용하는 것을 억제하기 위하여 체계적인 록볼트(인장볼트)를 설치할 수 있다. 그러나 $RQD/J_n < 1.5$ 이거나 절토가 많이 포함되어 있으면 그라우팅 볼트를 사용하여야만 효과가 있다. 또한 이와같이 매우 암질이 불량한 암반의 경우 신속한 설치가 가능한 레진볼트를 사용함으로써 앵커볼트의 충분한 길이를 확보할 수 있다. 암반의 팽창과 압착이 심각한 경우는 콘크리트 아치를 막장에 근접시켜 설치하는 것이 필요할 수도 있다(임시 밀폐를 목적으로 설드가 사용될 수 있다). 이러한 경우는 막장면에 대한 임시지보가 필요할 수도 있다.
- XII. 굴착이나 천장아치 지보시 안전을 위해 다단면 분할굴착이 필요하다. 범주 16, 20, 24, 28, 32, 35(폭/ESR > 15m 인 경우에 한함)
- XIII. 암반의 압착성이 심한 경우 굴착이나 천장부, 측벽, 바닥의 지보시 다단면 분할굴착이 통상적으로 필요하다. 범주 38(폭/ESR > 10m 인 경우에 한함)

^aBarton 등(1974)

(6) Length of rockbolts (Barton, 1980)

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR}$$

Example. $B = 15 \text{ m}$, $ESR = 1.6 \rightarrow L = \frac{2 + 0.15 \times 15}{1.6} \cong 3 \text{ (m)}$

(7) Maximum unsupported span (Barton, 1980)

$$2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4}$$

Example. $ESR = 1.6$, $Q = 4.5 \rightarrow 2 \cdot 1.6 \cdot 4.5^{0.4} = 6 \text{ (m)}$

(8) Permanent roof support pressure (Grimstad & Barton, 1993)

$$P_{roof} = \frac{2\sqrt{J_n} Q^{-\left(\frac{1}{3}\right)}}{3J_r}$$

Example. $J_n = 4$, $Q = 4.5$, $J_r = 3 \rightarrow P_{roof} = \frac{2\sqrt{4} \times (4.5)^{-\left(\frac{1}{3}\right)}}{3 \times 3} \cong 0.27$

10. Using rock mass classification systems

(1) Two most widely used methods: RMR & Q

(2) Both use geological, geometric and design / engineering parameters

(3) Differences

	RMR	Q-system
Scale	Linear	Logarithmic
Stress	N/A	SRF, σ_c/σ_1
Discontinuity	Direct	Indirect
Strength	Direct	Indirect

(4) Recommended use

- Full and accurate characterization → parameter ratings
- Use of two rock mass classification
- Give a range of values

i.e. $Q = 8.9 \rightarrow 1.7 < Q < 20$ (See p.46 of textbook)

(5) Relationships

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1974})$$

$$RMR = 13.5 \log Q + 43 \quad (\text{SD} = 9.4)$$

$$RSR = 0.77 RMR + 12.4 \quad (\text{SD} = 8.9)$$

$$RSR = 13.3 \log Q + 46.5 \quad (\text{SD} = 7.0)$$

} (Rutledge, 1978)

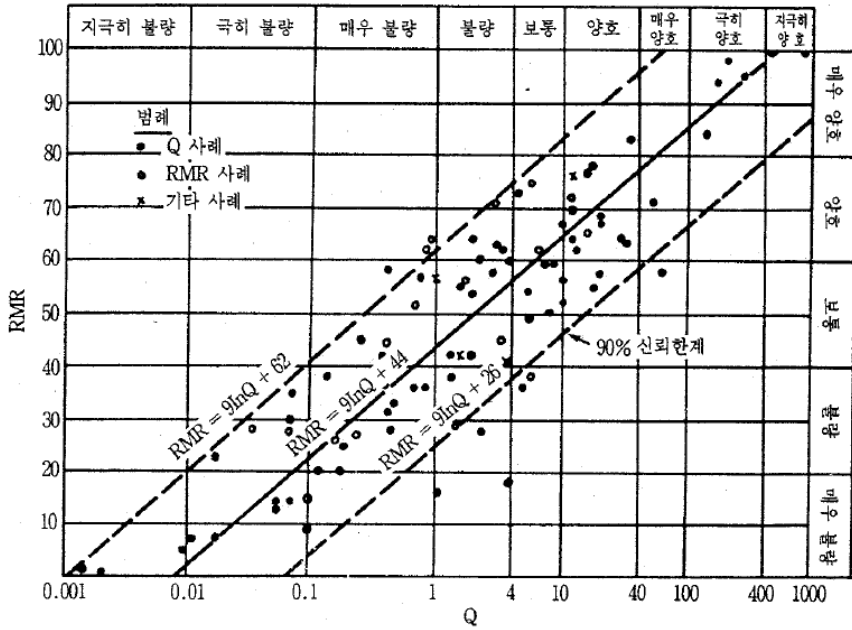


그림 6.10 RMR과 Q 분류법 사이의 상관관계

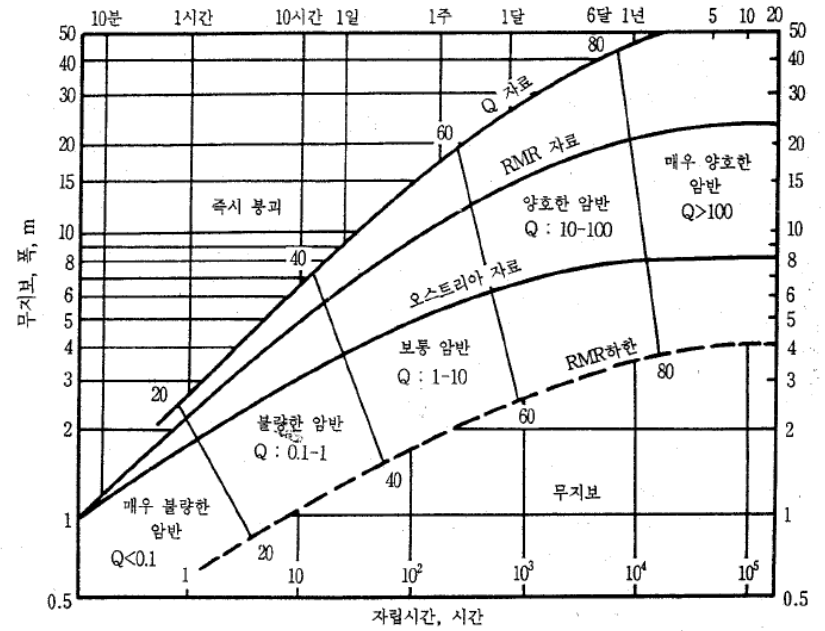


그림 6.11 Q 분류법, RMR, 그리고 오스트리아 암반 분류법에 의해 예측된 무지보 공동폭의 자립시간 비교. 평점은 RMR을 위한 것이다.

11. Estimation of in situ deformation modulus

- (1) Important parameter: Numerical analysis
Interpretation of monitored deformation
- (2) Difficult & expensive to determine: Estimate !
- (3) Bieniaski (1978): $E_m = 2RMR - 100$ (RMR > 50)
- (4) Serafim & Pereira (1983): $E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$ (wide range)
- (5) Barton et al. (1980, 1992), Grimstad & Barton (1993): $E_m = 25 \log_{10} Q$ (Q > 1)

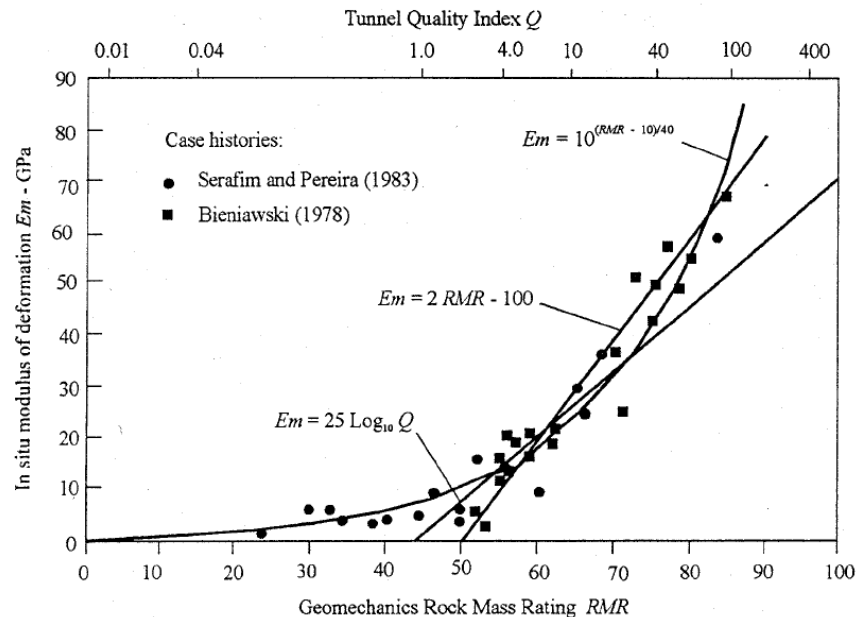


Figure 4.5: Prediction of in situ deformation modulus E_m from rock mass classifications.

12. Seismic Velocity vs. Rock Mass

(1) v_p (km/s), Q , joint frequency F (1/m), RQD (%)

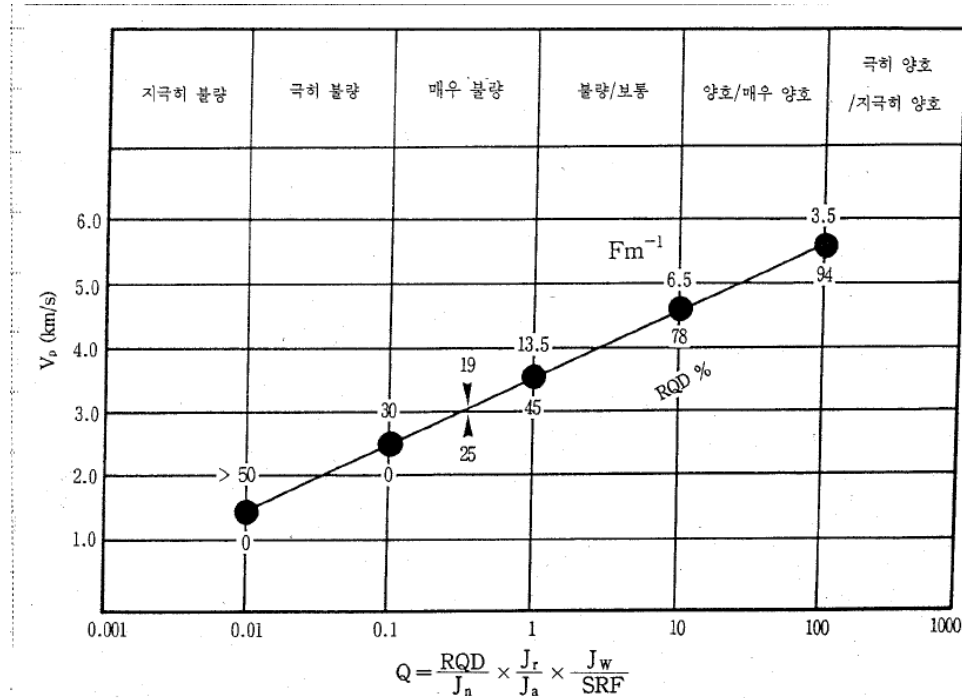


그림 6.12 암질과 탄성과 속도 사이의 관계

(2) $v_p = \log Q + 3.5$ (km/s)

Use of normalized Q_c $\left(Q_c = Q \frac{\sigma_c}{100} \right)$

$v_p = \log Q + 3.5$ (km/s)

$$\overline{M} = 10 \cdot Q_c^{\frac{1}{3}}$$

$$\overline{M} = 10 \cdot 10^{\frac{v_p - 3.5}{3}}$$

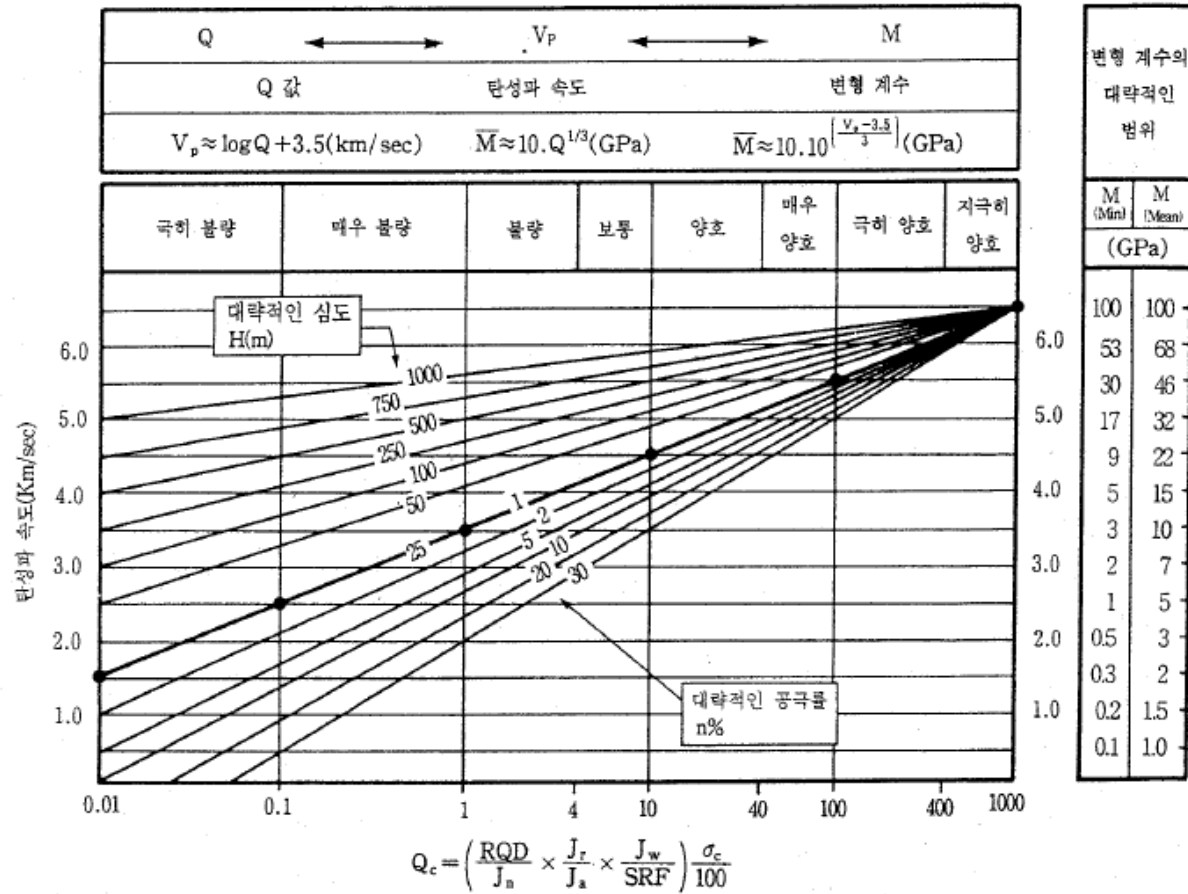


그림 6.13 탄성파 속도 측정으로 Q 값을 추정하기 위한 암질 도표