

## 경험적 방법에 의한 대심도 터널에서의 지반조건 예측

### Predictions of Ground Condition in In-depth Tunnels by Empirical Method



노병돈  
정회원, 삼성물산 건설부문  
품질경영본부 TA Team 부장

#### 1. 서언

장대터널 및 대심도터널은 설계, 시공 그리고 운영 중에 있어 발생할 수 있는 재해재난의 평가와 관리 측면에서 각별한 주의가 요구된다. 이들 터널에서 제기되는 문제점으로는 현장조사, 노선선정, 설계 및 시공, 유지관리 측면 등이며 특히 높은 응력과 수압하에서의 암반의 역학적 거동특성을 고려하고 환기문제와 고온문제를 포함하는 시공 중 및 운영 중 문제를 고려한 설계개념이 필수적이다.

이러한 설계개념에는 대상 지반조건에 대한 정보의 취득이 선행되어야 하는데 대부분 막대한 비용과 시간을 요하는 경우가 많으므로 기본설계단계에서는 경험적 방법에 의해 지반의 조건을 예측한다. 따라서 본고에서는 대심도 터널설계에서 핵심고려사항인 압출성지반조건(squeezing ground condition)을 예측, 판단하는 경험적 방법을 소개한다.

#### 2. 지반조건에 따른 지반분류

지반에 대한 각종 정보는 지하공동에 대한 굴착방법의 선택과 지보 시스템의 설계에 중요한 역할을 한다. 지반 조건은 안정(탄성적 혹은 비압출성) 및 불안정(낙석 혹은 원지반응력과 암반강도에 따른 압출성)으로 대별된다. 일반적으로 과응력하에서 연약 암반은 압출성지반조건을, 괴상의 경질 암반은 rock burst를 유발할 수 있으며 암반이 과응력상태가 아닐 경우 지반은 안정적이거나 탄성적이라 할 수 있다.

탄성적이고 양호한 지반조건은 두 가지 상황에 직면할 수 있다. 하나는 어떤 지보도 필요치 않은 경우로서 자립조건(self-supporting)이고 다른 하나는 적정 지보를 필요로 하는 비압출성지반조건(non-squeezing ground condition)이다. 압출성 지반조건은 Singh등(1995)에 의해 터널 단면에 따라 3개의 등급으로 구분된다. 즉, mild, moderate, high squeezing ground condition 이다. 다음의 Table 1

Table 1. Recommendation of Singh et al. on support pressure for rock tunnels and cavern(1995)

Classification of Terzaghi, 1946			Classification of Singh et al., 1995				Remarks
Category	Rock Condition	Rock Load Factor Hp	Category	Rock Condition	Recommended Support Pressure MPa		
					Pv	Ph	
I	Hard & intact	0	I	Hard & intact	0	0	—
II	Hard stratified or schistose	0-0.25B	II	Hard stratified or schistose	0.0-0.04	0	—
III	Massive, moderately jointed	0-0.5B	III	Massive, moderately jointed	0.04-0.07	0	—
IV	Moderately blocky seamy & jointed	0.25B-0.35 (B+Ht)	IV	Moderately blocky seamy very jointed	0.07-0.1	0-0.2Pv	Inverts may be required
V	Very blocky & seamy, shattered arched	0.35-1.1 (B+Ht)	V	Very blocky & seamy, shattered highly jointed, thin shear zone or fault	0.1-0.2	0-0.5Pv	Inverts may be required, arched roof preferred
VI	Completely crushed but chemically intact	1.1(B+Ht)	VI	Completely crushed but chemically unaltered, thick shear and fault zone	0.2-0.3	0.3-1.0Pv	Inverts essential, arched roof preferred
Squeezing rock condition							
VII	Squeezing rock at moderate depth	1.1-2.1 (B+Ht)	VII	A. mild squeezing ( $u_r/a$ up to 3%)	0.3-0.4	Depends on primary stress values Ph may exceed Pv	Inverts essential. In excavation flexible support preferred. Circular section recommended
				B. moderate squeezing ( $u_r/a$ 3-5%)	0.4-0.6	-do-	-do-
				C. high squeezing ( $u_r/a$ 5%)	6.0-1.4	-do-	-do-
VIII	Squeezing rock at great depth	2.1-4.5 (B+Ht)					
Swelling rock							
IX	Swelling rock	upto 80m	VIII	A. mild swelling	0.3-0.8	Depends on type & content of swelling clays, Ph may exceed Pv	Inverts essential in excavation, arched roof essential
				B. moderate swelling	0.8-1.4	-do-	-do-
				C. high swelling	1.4-2.0	-do-	-do-

Pv= vertical support pressure; Ph=horizontal support pressure; B=width or span of opening; Ht=height of opening;  $u_r$ =radial tunnel closure;  $a=B/2$ ; thin shear zone=upto 2m thick

은 Terzaghi의 암반하중 분류법과의 대표표이다.  
 압출성 지반에서의 터널굴착시 공동 주변 암반은 원지

반 응력의 영향하에서 고유 강도를 잃어버리게 되는데 이  
 는 큰 지보압의 동원과 터널내공변위의 결과이다. 반면

비압출성 지반에서의 굴착은 비교적 안정적이데 이는 암반의 고유강도가 유지되기 때문이다. 그러므로 대심도 터널의 설계시 가장 중요한 착안점은 터널이 압출성지반조건하에 놓이는지 비압출성지반조건에 놓이는지에 대한 평가이며 이로서 굴착방법과 지보체계가 결정된다. 예로 경지보로 전단면 굴착이 가능한 장대터널의 경우 비압출성지반조건은 전단면 굴착을 행하고 압출성지반조건하에서는 유동성 지보재로서 벤치굴착법을 적용한다.

대부분 현장은 비압출성지반조건이나 산악지역이나 절리, 단층, 습곡의 발달이 심한 지역, 판구조적으로 판의 수렴경계지역, 토피가 매우 큰 지역 등에서 압출성지반이 확인된다.

### 3. 굴착조건에 따른 지반분류

터널 굴착 동안 평가된 다양한 지반조건은 Table 2에 요약되어 있으며 Table 3은 다양한 지반조건에 대한 굴착방법, 지보형식 등을 제시하고 있다.

국제암반역학회(ISRM) 압출성암석위원회에서 발간한 「Definition of Squeezing」에서 Barla(1995)는 터널에서의 압출성 암석에 대하여 다음과 같이 정의한바 있다.

“암석의 압출은 시간 의존적인 대규모 변형이므로 터널과 같은 공동 주변에서 발생하며 기본적으로 전단강도의 초과로 인한 크리프와 관련 있다. 변형은 건설 중 혹은 장기간에 걸쳐 지속적으로 발생한다.”

- 압출은 암석과 토양에서 유도응력과 재료특성의 특수한 조합이 터널 주변의 특정 지점에 가해져서 creep 변형이 시작될 정도의 한계 전단강도를 초과할 때 발생한다.
- 압출, 변형속도, 터널주변 항복영역의 범위 등과 관련한 터널 내공변위의 크기는 지질조건, 암반강도와 관련한 원지반 응력, 지하수 유입, 간극수압 그리고 암반의 특성에 의존적이다.
- 암반의 압출은 무결암의 압출로 발생할 수 있다. 즉 분리면, 층리면, 엽리면, 절리 및 단층면내의 충전물 등의 압출이 암반의 압출을 유발한다.
- 압출은 과응력의 산물이며 분리성 암반에서 터널 벽

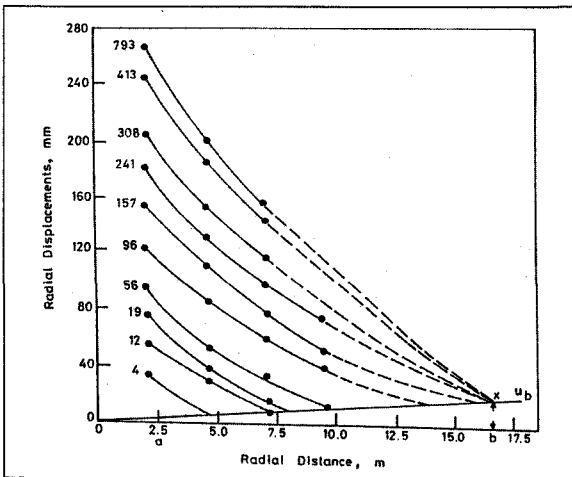


Fig 1. Variation of radial displacement with radial distance within slates/phyllites of Giri Tunnel, India(Jethwa,1981)

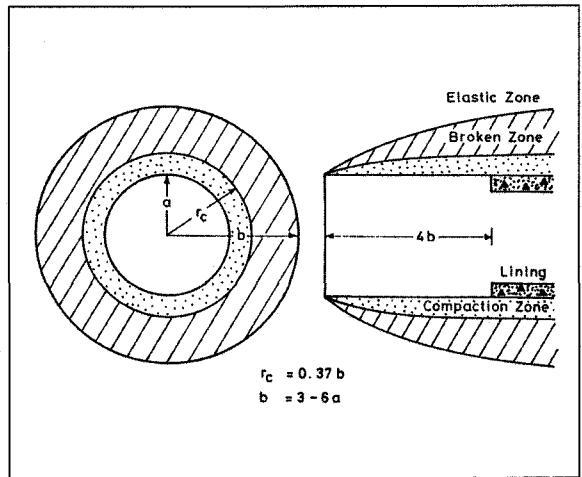


Fig 2. Compaction zone within broken zone in the squeezing ground condition(Jethwa,1981)

**Table 2. Classification of ground conditions for tunnelling(Singh, 1999)**

No.	Ground Classification	Sub-Class	Rock Behavior
1	Competent Self-supporting	-	Massive rock mass requiring no support for tunnel stability
2	Incompetent Non-Squeezing	-	Jointed rock mass requiring supports for tunnel stability
	Ravelling	-	Chunks or flakes of rock mass begin to drop out of the arch or walls after the rock mass is excavated
3	Squeezing	Mild squeezing ( $u_r/a=1-3\%$ ) Moderate squeezing ( $u_r/a=3-5\%$ ) High squeezing ( $u_r/a>5\%$ )	Rock mass squeezes plastically into the tunnel and the phenomena is time dependent; rate of squeezing depends upon the degree of overstress; may occur at shallow depths in weak rock masses like shales, clay; hard rock masses under high cover may experience slabbing/popping/rock burst
4	Swelling	-	Rock mass absorbs water, increases in volume and expands slowly into the tunnel, e.g. monmorillonite clay
5	Running	-	Granular material becomes unstable within steep shear zone
6	Flowing	-	A mixture of soil like material and water flows into the tunnel. The material can flow from invert as well as from the face crown and wall and can flow for large distances completely filling the tunnel in some cases
7	Rock Burst	-	A violent failure in hard(brittle) & massive rock masses of Class II type, when subjected to high stress

$u_r$ =radial tunnel closure;  $a$ =tunnel radius;  $u_r/a$ =normalized tunnel closure in percentage

**Table 3. Method of excavation, type of supports and precautions to be adopted for different ground conditions(Singh, 1999)**

S No.	Ground Classification	Excavation Method	Type of Support	Precautions
1	Self-Supporting/ Competent	TBM or Full face drill and controlled blast	No support or spot bolting with a thin layer of shotcrete to prevent widening of joint	Look out for localised wedge/shear zone. Past experience discourages use of TBM if geological conditions change frequently
2	Non-squeezing/ Incompetent	Full face drill and controlled blast by boomers	Flexibile support: shotcrete and pretensioned rock bolt supports of required capacity. SFRRS may or may not be required	First layer of shotcrete should be applied after some delay but within the stand-up time to release the strain energy of rock mass

S.No.	Ground Classification	Excavation Method	Type of Support	Precautions
3	Ravelling	Heading and bench; drill and blast manually	Steel support with struts/pretensioned rock bolt with SFRS	Expect heavy loads including side pressure
4	Mild Squeezing	Heading and bench; drill and blast	Full column grouted rock anchors and SFRS. Floor to be shotcreted to complete a support ring	Install support after each blast; circular shape is ideal; side pressure is expected; do not have a long heading which delays completion of support ring
5	Moderate Squeezing	Heading and bench; drill and blast	Flexible support; full column grouted high ductile rock anchors and SFRS. Floor bolting to avoid floor heaving & to develop a reinforced rock frame. In case of steel rib, these should be installed and embedded in shotcrete to withstand high support pressure	Install support after each blast; increase the tunnel diameter to absorb desirable closure; circular shape is ideal; side pressure is expected; instrumentation is essential
6	High Squeezing	Heading and bench in small tunnels and multiple drift method in large tunnels; use forepoling if stand-up time is low	Very flexible support; full column grouted highly ductile rock anchors and slotted SFRS; yielding steel ribs with struts when shotcrete fails repeatedly; steel ribs may be used to supplement shotcrete to withstand high support pressure; close ring by erecting invert support; encase steel ribs in shotcrete floor bolting to avoid floor heaving; sometimes steel ribs with loose backfill are also used to release the strain energy in a controlled manner(tunnel closure more than 4% shall not be permitted)	Increase the tunnel diameter to absorb desirable closure; provide invert support as early as possible to mobilise full support capacity, long term instrumentation is essential; circular shape is ideal
7	Swelling	Full face or heading and bench; drill and blast	Full column grouted rock anchors with SFRS shall be used around tunnel; increase 30% thickness of shotcrete due to weak bond of the shotcrete with rock mass; erect invert strut. The first layer of shotcrete is sprayed immediately to prevent ingress of moisture into rock mass	Increase the tunnel diameter to absorb desirable closure; prevent exposure of swelling minerals to moisture, monitor tunnel closure
8	Running and Flowing	Multiple drift with forepoles; grouting of the ground is essential; shield tunnelling may be used in soil conditions	Full column grouted rock anchors and SFRS; concrete lining upto face, steel liner in exceptional cases with shield tunnelling	Progress is very slow. Trained crew should to be deployed
9	Rock Burst	Full face drill and blast	Fibre reinforced shotcrete with full column resin anchors immediately after excavation	Micro-seismic monitoring is essential

면 혹은 천반의 이완에 의해 발생한 변형은 압출현상에 포함되지는 않는다. 또한 rock burst 역시 압출현상에 포함되지 않는다.

- 압출성 암반에서처럼 터널 주변에서 발생하는 시간 의존성 변위는 팽창 가능성이 있는 암석에서 역시 발생할 수 있다. 팽창이 항상 체적 증가를 수반하는 반면 팽창거동을 나타내는 일부 암석을 제외하고는 압출은 그렇지 않다.
- 압출은 터널의 굴착 및 지보기술과 밀접한 관련이 있다. 만일 지보설치가 늦어지면 암반은 터널 내부로 이동하고 터널 주변으로 응력 재배치가 일어난다. 반대로 적절한 지보재의 설치로 암반 변형이 구속되면 압출은 장기하중으로 전이될 것이다.

다음 Table 4는 압출과 팽윤현상에 대한 비교이며 Fig 1은 반경방향 변위가 이완영역내에서 시간에 따라 변화하는 양상을 보여준다.

Fig 2는 압축영역이 이완영역내에 형성되어 터널 벽면 내공변위가 제한됨을 보여준다.

## 4. 경험적 방법에 의한 지반분류

### 4.1 Singh et al.(1992) 의 기준

Singh et al.(1992)는 Barton등(1974)의 Q-value 및 토피고(H)에 대한 자료를 수집, 39개 사례에 대한 경험적 접근을 시도하였다. Fig 3에서처럼 압출성과 비압출성의 경우가 확연히 구분되는 선분 AB를 확인할 수 있다. 이 선분의 식은

$$H = 350 Q^{1/3}, (m)$$

로 나타내며

$$H \gg 350 Q^{1/3}, (m)$$

이면 압출성암반,

$$H \ll 350 Q^{1/3}, (m)$$

Table 4. Comparison between squeezing and swelling (Jethwa & Dhar,1996)Parameter

Parameter	Squeezing	Swelling
1. Cause	Small volumetric expansion of weak and soft ground upon stress-induced shear failure Compaction zone can form within broken zone	Volumetric expansion due to ingress of moisture in ground containing highly swelling minerals
2. Closure - Rate of closure - Period	1. Very high initial rate, several cm per day for the first 1-2 weeks of excavation	1. High initial rate for first 1-2 weeks till moisture penetrates deep into the ground
	2. Reduces with time	2. Decrease with time as moisture penetrates into the ground deeply with difficulty
	3. May continue for years in exceptional case	3. May continue for years if the moist ground is scooped out to expose fresh ground
3. Extent	The affected zone can be several tunnel diameters thick	The affected zone is several meters thick. Post construction saturation may increase swelling zone significantly

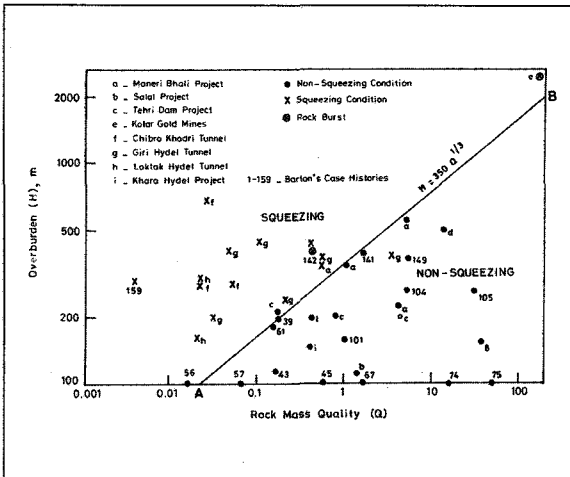


Fig 3. Criteria for predicting ground conditions(Singh et al.,1992)

이때 비압출성 암반이라 할 수 있다.

## 4.2 Bhasin & Grimstad의 기준(1996)

Bhasin & Grimstad(1996)는 지반조건을 평가하기 위한 암반지수 Q와 Singh등의  $H = 350 Q^{1/3}$ , (m)를 이용하여 암반강도와 원지반응력, 암석거동간의 상호특성을 파악할 수 있는 도표를 개발하였다(Fig 4).

## 4.3 Goel 등의 기준(1995)

### 4.3.1 압출성, 비압출성 지반의 예측

Barton등(1974)에 의한 Q-value에서의 SRF를 구하기가 어려우므로 Goel등(1995)은 rock mass number(N)로 터널굴착시의 지반조건을 평가하는 기준을 제시하였다.

$$N = [Q]_{srf=1}$$

이때 응력조건 SRF를 간접적으로 구하기 위하여 터널 심도 H(m)를, 암반의 강도감소를 고려하기 위하여 터널 폭 B(m)를 이용하였으며 이들 3개 인자(N, H, B)들은 질리가 매우 많이 발달한 암반에서부터 과상암반까지 다양한 조건을 포함하는 99개 현장에서 수집된 자료를 이용하였다. 다음 Fig 5는 N에 대한  $H \cdot B^{0.1}$ 의 관계를 제시한 것으로 선분 AB는 압출 및 비압출성 조건을 구분한다. 선분 AB는

$$H = (275 N^{0.33}) B^{-0.1}, (m)$$

로 나타낼 수 있으며 H는 터널심도 혹은 토피고(m), B는 터널 경간 혹은 직경(m)이다.

선분 AB 상부는 압출성 암반, 하부는 비압출성 암반을 각각 나타내며

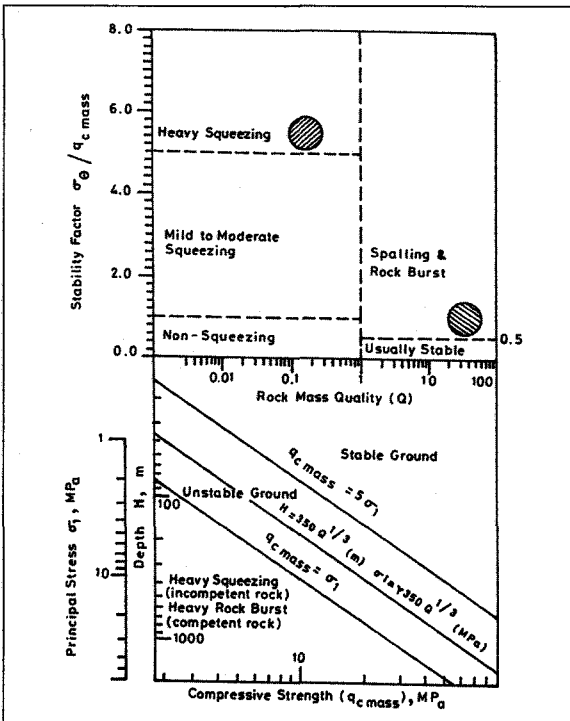


Fig 4. Monogram for prediction of tunnel stability(Bhasin,1996)

압출성 암반조건에서는,

$$H \gg (275 N^{0.33}) B^{-0.1}, (m)$$

비압출성 암반 조건에서는,

$$H \ll (275 N^{0.33}) B^{-0.1}, (m)$$

이다.

#### 4.3.2 자주조건과 비압출성 암반조건 의 예측

Bieniawski(1973)는 RMR을 이용하여 무지보 혹은 자주터널의 경간을 결정하면서 원지반응력과 터널심도의 영향을 무시하였다. Barton등(1974)도 무지보경간에 대한 제안을 하였지만 SRF 인자의 결정에서 터널심도에 의한 적절한 가중치를 주지 않음으로서 그들 자료에서 압출성 지반에 대한 사례가 부족하였다.

Goel등(1995)은 자립형 터널굴착조건을 평가하기 위한 추가 기준을 개발하였는데 Fig 5.에서 선분 CA는 비압출성 지반조건으로부터 자립조건 의 사례를 구분하는 선이다. 이는

$$H = 23.4 N^{0.88} B_s^{-0.1}, (m)$$

로 나타낼 수 있으며  $B_s$ 는 무지보경간 혹은 자립터널(m)이다. 자주터널 조건으로는

$$H \ll 23.4 N^{0.88} B_s^{-0.1}(m),$$

$$B_s = 2 Q^{0.4}(m) (Barton et al.,1974)$$

이 된다.

#### 4.3.3 압출정도의 예측

압출정도와 터널굴착의 영향은 Singh 등(1995)에 의해

터널내공변위에 근거하여 나타낼 수 있다.

- i) 약압축 : 터널직경의 1-3% 변위
- ii) 중압축 : 터널직경의 3-5% 변위
- iii) 강압축 : 터널직경의 5%이상 변위

또 접선변형률  $\epsilon_s$ 는 터널내공변위와 터널직경간의 비와 같으며 만일 이것이 암반의 파괴변형률  $\epsilon_f$ 를 초과한다면 압출이 발생할 것이다.

Fig 5에서 선분 DE, FG는 압출영역을 세분하는 것으로 중압축과 약압축의 구분은

$$H = (450 N^{0.33}) B^{-0.1}, (m)$$

중압축과 강압축의 구분

$$H = (630 N^{0.33}) B^{-0.1}, (m)$$

로 각각 나타낸다.

다음의 Table 5는 모든 지반조건에 대하여 이를 경험적으로 예측할 수 있는 경험식이다. 실제로 압출성 지반 조건은  $J_r/J_a$ 가 0.5 이상인 터널에서는 평가되지 않는다.

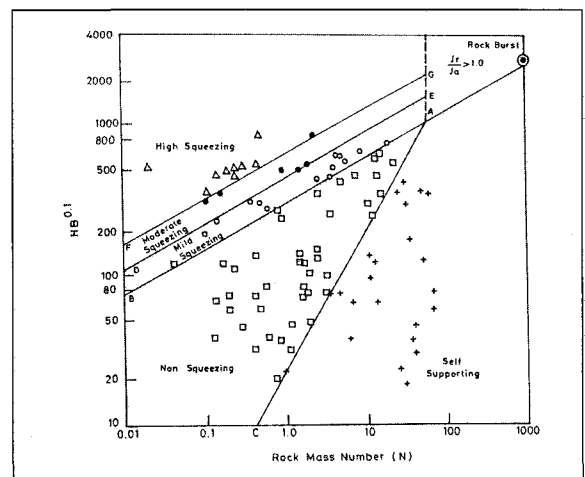


Fig 5. Plot between rock mass number N and  $HB^{0.1}$  for predicting ground conditions(Goel,1994)



Table 5. Prediction of ground condition using N(Goel,1994)

No.	Ground Conditions	Correlation for Predicting Ground Condition
1	Self-supporting	$H < 23.4 N^{0.88} \cdot B^{-0.1}$ , $1000 B^{-0.1}$ and $B < 2 Q^{0.4}$ , m
2	Non-squeezing	$223.4 N^{0.88} \cdot B^{-0.1} < H < 275 N^{0.33} \cdot B^{-0.1}$
3	Mild squeezing	$275 N^{0.33} \cdot B^{-0.1} < H < 450 N^{0.33} \cdot B^{-0.1}$ and $J_r/J_a < 0.5$
4	Moderate squeezing	$450 N^{0.33} \cdot B^{-0.1} < H < 630 N^{0.33} \cdot B^{-0.1}$ and $J_r/J_a < 0.5$
5	High squeezing	$H > 630 N^{0.33} \cdot B^{-0.1}$ and $J_r/J_a < 0.25$

Table 6. Classification of squeezing rock/ground condition(ISRM)

Degree of squeezing	$\sigma_c/q_{c, mass}$ (ISRM)	$q_{c, mass} / (\gamma \cdot H)$ (Barla 1995)
Non squeezing	< 1.0	> 1.0
Mild squeezing	1.0-2.0	0.4-1.0
Moderate squeezing	2.0-4.0	0.2-0.4
High squeezing	> 4.0	< 0.2

#### 4.4 ISRM 및 Barla의 제안(1995)

다음 Table 6은 ISRM과 Barla(1995)에 의해 제안된 압출성 암반의 분류이며  $\sigma_c$ 는 접선응력,  $q_{c, mass}$ 는 암반의 일축압축강도이다.

또 이는 Nakano 및 Muir-Wood의 원지반강도비( $\omega$ )로도 표현될 수 있다. 즉,  $\alpha = \frac{q_c}{\gamma H}$  이며 이때  $q_c$ 는 암반의 일축압축강도이고  $\gamma$ 는 암석의 단위중량,  $H$ 는 심도이다. 하지만 이상에서의  $q_{c, mass}$  혹은  $q_c$ 는 그 측정이 용이하지 않다. 따라서 이를 준암반강도( $\sigma'_c$ )로 대체하여 탄성파속도 비로서 구할 수 있다.

$$\sigma'_c = \left(\frac{V_p}{V_L}\right)^2 q_c$$

여기서  $V_p$ ,  $V_L$ 은 시편 및 현장에서의 탄성파속도이며  $q_c$ 는 시편의 일축압축강도이다. 또한 원지반이 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 따른다면 원지반강도비는 다음 처럼 나타낼 수 있다.

$$\sigma = \frac{2C \cdot \cos\phi}{\gamma H(1-\sin\phi)}$$

여기서  $C$ 는 점착력,  $\phi$ 는 내부마찰각이다.

#### 5. 결론

대부분의 경험식이 그러하듯이 최초의 경험식은 처음 발표된 후 수많은 현장조건에서 다양한 경험을 지닌 연구자에 의해 수정·보완되기 마련이다. 그러므로 이 같은 경험식의 적용은 제안자가 언급하는 제한조건 및 한계성이 반드시 고려되어야 한다. 또한 서로 다른 경험식을 다양하게 적용함으로써 이를 최종적으로 이용하는 기술자가 판단할 수 있는 여지를 제공하여야 한다.

본 고에서 소개한 각종 경험식들 역시 특정 지질조건에서 한정된 현장자료에 근거한 것이므로 맹목적인 적용은 위험하다. 또한 압출성지반조건을 평가하는 기본 요소는 현장암반의 분리면 특성조사에 기초하고 있으므로 보다 표준화된 현장조사법의 정착과 현장자료의 정량적 처리를 위한 노력이 필요하다.