

◇ 講 座 ◇

토목기술자를 위한 암반공학(V-1)

신 회 순*¹
신 중 호*²

5.5 암반의 거동특성

지난호에 암석의 공학적 특성에 대하여 기술한데 이어서 이번호에는 암반의 거동특성에 관하여 기술하기로 한다.

5.5.1 암반의 강도

(1) 암반의 강도시험

현지암반의 강도특성 시험은 표 5.5.1과 같다. 이들 시험방법들은 각각 나름대로의 특징, 장단점 및 적용조건을 가지고 있다. 따라서 암반굴착작업의 목적, 부지조사단계 또는 굴착단계와 관련한 적용시기, 현장조건, 방법간의 적용가능성 등을 잘 파악하여 적합한 시험방법을 선택하여야 한다.

암반의 강도는 실내에서 측정되는 무결암 시험편 강도의 수 %에 불과한 경우가 많다.

이러한 강도 저하는 주로 암반내에 존재하는 불연속면의 영향에 기인한다. 따라서 현장 암반 강도시험에서는 조사지역의 절리패턴이나 평균 절리간격을 고려하여 전체적인 강도를 나타낼 수 있도록 시험 블록을 선정하는 것이 중요하다.

그림 5.5.1은 암반삼축압축시험을 나타내는 그림으로 암반블록을 축방향 또는 3방향에서 가압하여 암반의 강도와 변형특성을 구하는 방법으로, 절리가 많은 암반에서는 시험블록의 제작에 어려움이 있다. 블록의 크기는 평균 절리간격을 고려해서 결정하여야 한다.

그림 5.5.2는 육면체의 암반블록에 유압액을

표 5.5.1 현장암반강도시험의 구분 및 표준시험규정

구 분	시 험 방 법		표준시험규정	
			ISRM	ASTM
강도 (Strength)	압축시험 (Compression test)	Uniaxial	○	D 4555-90
		Triaxial		
	인장시험 (Tension test)	Pull		
		Flexural		
	전단시험 (Shear test)	Inclined	○	D 4554-90
		Paralled		
		Torsion		

주) ○ : 국제암반역학회의 제안된 시험법

*1 정회원, 한국자원연구소 암반공학연구사업책임자 책임연구원

*2 정회원, 한국자원연구소 암반공학연구사업팀 선임연구원

이용하여 수직응력과 전단응력을 가함으로써 전단파괴를 시키는 방법이다. 전단시험은 암반 자체의 전단강도측정 뿐만 아니라 현장암반내 불연속면의 거동 및 강도 특성 조사를 위해서도 매우 중요하다.

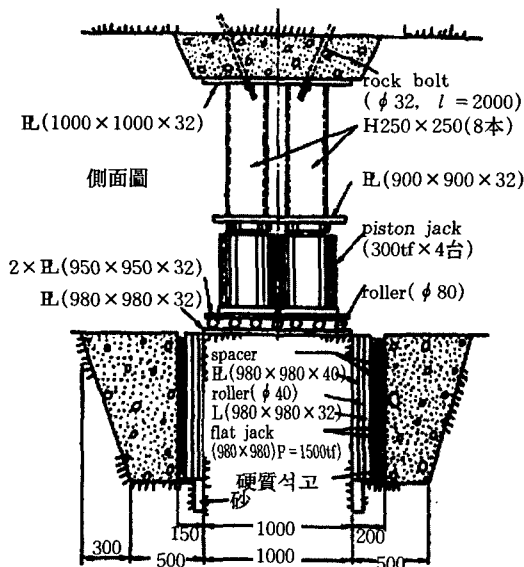


그림 5.5.1 현장암반블록에 대한 삼축압축시험 모식도 (일본토목학회, 1976)

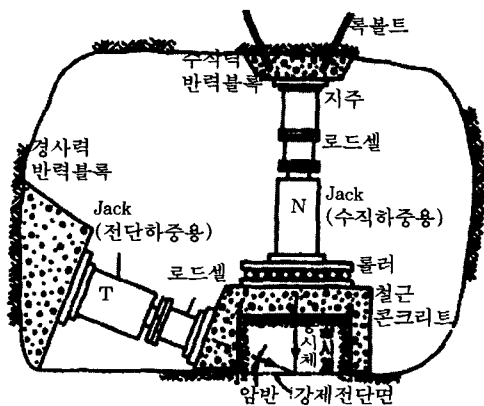


그림 5.5.2 현장암반블록에 대한 전단시험(이부경, 1998)

(2) 암반의 강도특성

암반의 강도는 암석강도와 불연속면의 상태에 따라 지배된다. 암반의 전단강도 역시 흙이나 암석과 같이 점착력과 내부마찰각으로 나타낼 수 있다. 틈에서 분리된 암반블록의 크기와 맞물림, 블록마찰이 내부마찰력을 지배하며 구성광물입자사이의 결합정도, 절리 등이 불연속면의 분포상황이 기본적으로 점착력을 지배하게 된다.

암석의 크기가 커질수록 포함되어있는 잠재적인 균열들이 많이 존재할 수 있으므로 강도가 저하된다. 따라서 암석의 크기와 강도는 반비례 관계가 있다. 이와같이 암석의 크기와 체적이 강도에 미치는 영향을 강도의 치수효과(Size effect)라고 한다(그림 5.5.3).

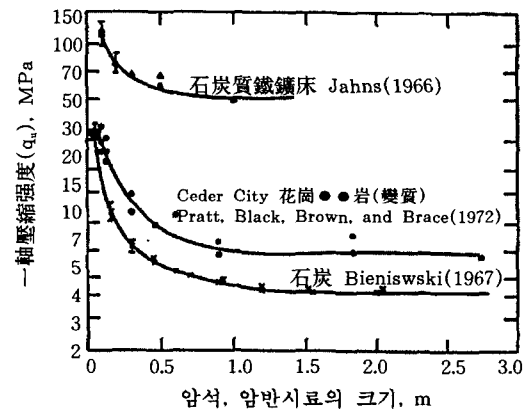


그림 5.5.3 일축압축강도에 미치는 암반시료크기의 효과 (Bieniowski & Van Heerden, 1975)

암반의 압축강도를 적절하게 평가하기 위해서는 두가지 요소들이 고려되어야 한다. 첫째 요소가 불연속면사이의 무결함암(Intact rock)의 압축강도에 대한 크기효과이다. 두번째가 압축강도에 대한 불연속면의 영향이다. 암반의 압축강도에 대한 절리의 영향에 대해서는 수많은 조사자들이 모델을 이용하여 연구되었다. Lama(1974)는 모델에 있어서 일축압축강도에 대한 수평, 수직, 대각선의 절리의 영향에 대하여

연구하였다. 일축압축강도의 감소는 절리의 수가 6개 넘을 때 줄어 들었는데 이는 Goldstein et al.(1966)과 Walker(1971)의 결과들과 일치하였으며 수평 또는 수직 절리에 의한 일축압축강도의 감소는 약 30%였다.

실내암석시험으로부터 측정되는 강도 및 변형계수 등은 무결합 암석 자체의 특성으로서 현장 불연속 암반의 강도 및 변형 특성을 나타내지는 않는다. 따라서 실제 시공설계나 안정성평가를 위한 수치해석 등에서는 실내시험결과로부터 대상 암반의 강도나 변형계수를 추정하여 적용하는 것이 보통이다. 이를 위해서는 기본적으로 RMR 및 Q시스템 등에 의한 현장 암반평가자료를 이용한다.

Hoek and Brown(1988)은 교란되지 않은 암반에 대하여 다음의 관계식을 제안하였다.

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \sqrt{e^{\frac{(RMR-100)}{9}}}$$

여기서, σ_{cm} 는 암반의 일축압축강도, σ_c 는 무결합암의 일축압축강도, RMR 는 암반등급이다. 교란된 암반에 대해서는 다음과 같은 관계를 제시하였다.

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \sqrt{e^{\frac{(RMR-100)}{6}}}$$

Hoek과 Brown(1980)은 또한 다음과 같은 경험적 파괴기준식을 제시한 바 있으며, 이를 이용하여 암반의 강도를 추정하는 식을 제안하고 있다.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \\ q_m &= \sigma_c \sqrt{s} \\ q_t &= \frac{1}{2}\sigma_c [m - \sqrt{m^2 + 4s}]\end{aligned}$$

여기서, q_m 는 암반의 일축압축강도, q_t 는 인장강도 σ_1 과 σ_3 는 각각 최대주응력과 최소주응력, σ_c 는 무결합암석의 일축압축강도, m 과 s 는 암석 물성과 관계되는 상수이다. 이 m 과 s 는 다음과

같이 얻어지는데 m_i 는 무결합암석에 대한 상수값으로 7~25의 값을 갖는다.

-교란되지 않은 암반일 때

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right)$$

-교란된 암반일 때

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right)$$

그리고 Mohr-Coulomb 파괴조건식으로부터 암반의 점착력, C_m 은 암반의 일축압축강도와 내부마찰각으로부터 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$C_m = \frac{q_m}{2} \frac{1}{\tan(45^\circ + \phi/2)}$$

Trueman(1988)은 RMR값을 이용하여 강도 변수를 다음과 같이 scale-down 시키는 식을 제안하였다.

암반에 대한 압축강도: $\sigma_m = 0.5 e^{0.06RMR}$ (MPa)

암반에 대한 점착력: $C_m = 0.25 e^{0.05RMR}$ (MPa)

암반에 대한 내부마찰각: $\phi_m = 0.5RMR + 5$ (degree)

이상과 같이 실내시험결과로부터 암반평가 자료를 이용하여 현장암반의 강도 및 변형계수를 추정할 수 있다. 그렇지만 실내시험결과를 보완하고 보다 정확한 암반특성을 평가하기 위해서는 현장암반에 대한 직접적인 시험이 이루어지는 것이 바람직하다.

5.5.2 암반의 변형성

(1) 암반의 변형특성시험

암반의 변형특성을 시험하는 방법으로는 다음 표 5.5.2와 같은 것들이 있다.

① 공내재하시험(Borehole test)

공내재하시험은 다른 현장암반 변형계수 측정법에 비해 시험이 간편하고 시추공을 이용하므로 비교적 깊은 곳까지 시험이 가능하여 부

표 5.5.2 현장압반시험의 구분 및 표준시험규정

구 분	시 험 방 법	표준시험규정	
		ISRM	ASTM
변형성 Deformability	공내재하시험 (Borehole test)	Dilatometer	○ D 4971-89
		Borehole jack	
		Pressuremeter	
	평판재하시험 (Plate bearing test)	Hydraulic jack	D 4394-84
		Flat jack	D 4395-84
		Cable jack	D 4729-87
	압력터널시험 (Pressure tunnel test)	Hydraulic chamber	○ D 4506-90
		Radial jack	

지조사단계에서의 시험법으로 많이 이용된다. 측정원리는 시추공벽의 원주 전체 또는 일부를 가압하여 가압하중에 따른 공벽의 변형량 즉, 공경 변화량을 측정하고, 이 압력-변형량 곡선에서 직선구간을 선택하여 그 기울기로 변형계수 또는 탄성계수를 구한다. 여기서는 일반적으로 널리 알려져 있는 Dilatometer 및 Borehole jack을 이용한 시험에 대하여 기술하고자 한다.

가. Dilatometer

팽창성 고무튜브로 공벽 전체를 가압하면서 가압하중에 따른 공경 변화량을 측정하는 장비를 통칭하여 Dilatometer라고 한다. Dilatometer에 의한 공벽 재하의 모식도는 그림 5.5.4와 같다.

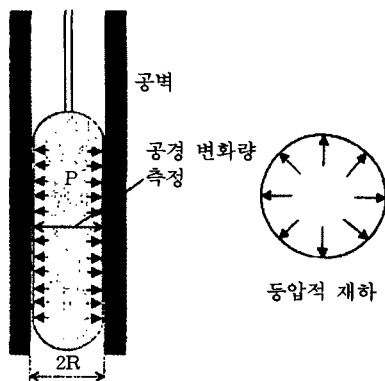


그림 5.5.4 Dilatometer에 의한 공벽 재하 모식도(이회근 외, 1997)

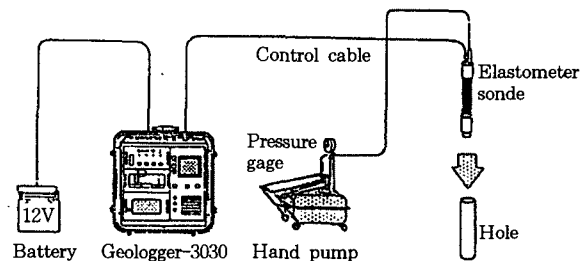


그림 5.5.5 Elastometer

현재 국내에 많이 알려져 있는 Dilatometer로는 일본 OYO사의 Elastometer가 있다. 이 장비는 Geologger, Elastometer-sonde, Hand pump, Battery, Control cable 등으로 구성되어 있다(그림 5.5.5 참조).

Elastometer는 최대 가압능력에 따라 2가지 모델이 있다. Elastometer-100은 최대압력이 10 MPa이고 Elastometer-200은 최대압력이 20 MPa이며, 최대 측정가능 변위량은 15 mm(0.6 inch)이다. Elastometer의 외경은 60 mm(2.4 inch)로서 적용되는 시험공의 직경은 62 mm(2.4 inch)이다.

Dilatometer를 이용한 공내재하시험으로 압력-공경변화량 관계곡선이 얻어졌을 때, 이로부터 변형계수(D) 또는 탄성계수(E)는 다음 식으로부터 계산된다.

$$E, D = (1 + \nu) \times R_m \times K = (1 + \nu) \times \frac{R_1 + R_2}{2} \times \frac{\Delta P}{\Delta R}$$

여기서, ΔP 는 각 재하단계별 직선구간의 압력 증분, ΔR 는 공경변화량, R_1, R_2 는 가압전후의 시험공 반경이며 ν 는 포아송비이다.

나. Borehole jack

1쌍의 강판을 이용하여 시험공벽 원주의 일부를 가압하면서 가압하중에 따른 공경 변형량을 측정하는 장비를 통칭하여 Borehole jack이라고 한다. Borehole jack에 의한 공벽 재하의 모식도는 그림 5.5.6과 같다.

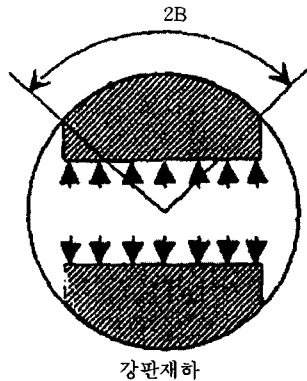


그림 5.5.6 Borehole jack에 의한 공내 재하 모식도

현재 널리 알려져 있는 Borehole jack으로는 미국의 Goodman에 의해 개발된 SINCO사의 Goodman jack이 있다. 이 장비는 Borehole jack, Displacement indicator, 유압호스 및 전기신호케이블, 유압펌프 등으로 이루어져 있다. Borehole jack은 연암용 및 경암용이 있는데, jack내의 작동피스톤의 최대 압력을 10,000 psi(68.95 MPa)로 할 때 각 모델에 따라 가압 강판을 통해 가해지는 최대 압력은 다음 표 5.5.3과 같다. Borehole jack은 직경이 76.2mm(3inch)로서 NX공에서 사용하게 되어 있으며, LVDT의 최대 공경변형 측정범위는 $\pm 3.81\text{mm}(0.15 \text{ inch})$ 이다

표 5.5.3 Goodman jack의 모델 및 제원

제품모델	최대 강판 압력 psi(MPa)	가압 강판	
		길이	공벽 접촉각
모델 52101 (경암용)	9,300(64.12)	(204mm) 8inch	90°
모델 52102 (연암용)	5,544(38.22)		

Borehole jack을 이용한 공내재하시험으로부터 얻어진 압력-공경변화량 관계곡선으로부터 탄성계수(E) 또는 변형계수(D)의 계산식은 다음과 같다.

$$E, D = 0.86 \times K(\nu) \times d \times \frac{\Delta Q}{\Delta U_d}$$

여기서, ΔQ 는 강판에 가해지는 압력 증분, ΔU_d 는 공경변형량 증분, d 는 시추공직경, $K(\nu)$ 는 암반의 포아송비에 따른 보정상수이다.

Goodman jack의 경우에 측정 압력은 작동 피스톤의 압력(Q_H)인데, 실제 강판에 가해지는 유효압력(Q_H)은 경암용 및 연암용 Jack에 따라 다르다. 경암용인 모델 52101에서는 $Q = 0.93Q_H$ 이고, 연암용인 모델 52102에서는 $Q = 0.55Q_H$ 이다. 포아송비의 차이에 따른 변형계수의 값은 큰 변화가 없는 것으로 알려져 있다. 일반적으로 암반의 포아송비는 0.25 내외이므로 상기 계산식에서 $K(\nu)$ 값으로 1.438을 사용하는 것이 일반적이다.

② 평판재하시험(Plate loading test)

평판재하시험은 보통 터널 굴착단계에서 터널 내부 벽면에 대하여 적용된다. 평판재하시험의 모식도는 그림 5.5.7과 같은데, 피스톤 잭을 이용하여 암반 면에 하중을 가하고 이에 따른 암반의 변형량을 측정한다. 시험장치는 가압용 피스톤 잭, 반력용 지주, 가압판, 변형측정기 등으로 구성된다. 평판재하시험에서 가압 패턴의 예 및 이에 대한 하중-변위량 곡선은 그림 5.5.7과 같으며, 이로부터 탄성계수(E) 또는 변형계수(D)는 다음식으로 계산된다.

$$E, D = \frac{(1-\nu^2) \times \Delta F}{2a \times \Delta d}$$

여기서 ν 는 암반의 포아송비, a 는 가압판의 반경, ΔF 는 직선구간의 하중 증분, 그리고 Δd 는 직선구간의 변위 증분이다.

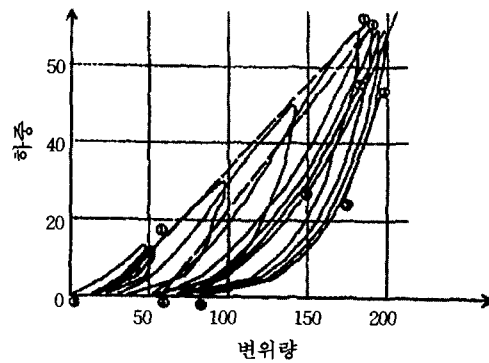
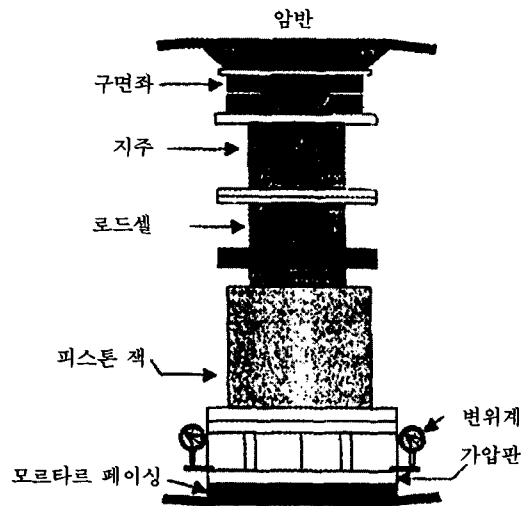


그림 5.5.7 평판재하시험의 모식도와 하중-변위 곡선(天本眺万, 1975)

(2) 암반의 변형특성

암반의 변형성은 암반을 구성하는 암석의 성질, 암반내에 존재하는 불연속면, 응력상태 및 지하수에 의한 간극수압 등에 의해 좌우된

다. 현지암반의 변형시험에서 나타나는 하중-변형 곡선의 대표적인 패턴은 그림 5.5.8과 같이 구분할 수 있다.

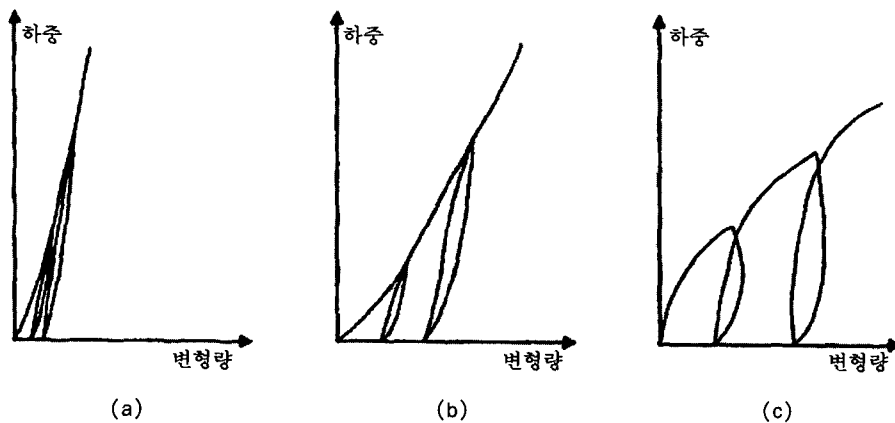


그림 5.5.8 암반의 하중-변형 곡선 형태

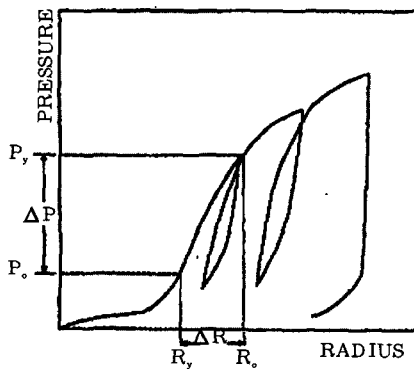
●그림(a):하중-변형 곡선의 직선성이 강하고 잔류 변형량이 작으며 탄성적 성질이 강하다. 이러한 경우는 경암으로 구성되어 있고 절리의 틈이 작거나 틈에 느슨함이 없는 암반에서 주로 나타난다.

●그림(b):하중 증가에 따라 변형성이 적고 초기재하곡선은 아래로 볼록하다. 초기 재하곡선과 반복재하곡선의 차이가 크고 다짐효과가 강하게 나타난다. 절리의 틈이 많거나 틈이 느슨해진 암반에서 많이 나타난다.

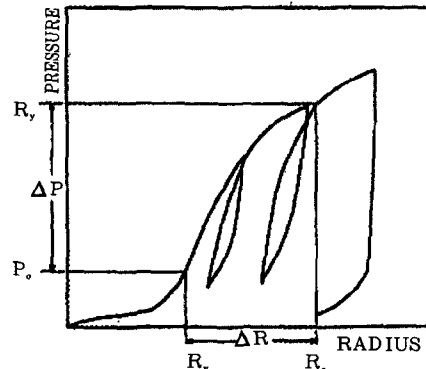
●그림(c):하중 증가에 따라 초기재하곡선의 구배가 저하되고 반복재하에 의한 잔류 변형량도 많다. 연암에서 자주 볼 수 있는 형태이며 암석 강도가 낮기 때문에 하중의 증가에

따라 서서히 내부 파괴가 진행되는 양상이다.

그림 5.5.8의 어느 하중-변형곡선에서나 반복재하단계에서 잔류 변형량은 점차 축적되어 증가하지만 각 재하단계에서의 곡선의 기울기 변화는 적다. 따라서 현장암반에 대해서는 소성 잔류 변형량을 포함하느냐 하지 않느냐에 따라 변형계수 및 탄성계수로 구분할 때가 있다. 즉, 그림 5.5.9와 같은 압력-변형량 곡선에서, 2차 이후의 각 재하단계별 압력-변형량 곡선에서 직선성을 보이는 구간의 기울기(그림(a)에서의 $\Delta P/\Delta R$)를 탄성계수라 하며, 전체 압력-변형곡선에서 직선성을 보이는 구간의 기울기(그림(b)에서의 $\Delta P/\Delta R$)를 변형계수라 한다.



(a) 탄성계수



(b) 변형계수

그림 5.5.9 탄성계수 및 변형계수의 구분

현장암반의 변형특성은 불연속면등의 여러 가지 요인들로 인해 실내시험에서 얻어지는 무결 암석시험편의 변형특성과는 다를 수 밖에 없다. 일반적으로 현장암반의 변형계수는 실험실에서 얻어지는 무결암석 시험편의 변형계수에 비해 10~50% 수준인 것으로 알려져 있다. 절리가 발달한 화강암에 대한 현장 삼축

압축시험을 포함한 여러시험결과는 표 5.5.4에서와 같이 시험방법별로 변형계수결과가 다양하게 나타나 적용시 주의를 요하고 있다. 일반적으로 Borehole jack과 Dilatometer을 사용하여 구한 현지암반의 변형계수는 평판재하시험으로 구한 값보다 2~3배 작은 값으로 나타난다(Shuri, 1981).

표 5.5.4 절리가 발달한 화강암에서 시험방법별 탄성계수의 비교 (Hibino, 1977)

구 분		재하시 접선 탄성계수 $E(10^4 \text{kg/cm}^2)$					E를 구한 응력 레벨 (kg/cm^2)
		10	20	30	40	50	
탄성과속도시험 (암석시험편)							습윤상태
일축압축시험 (암석시험편)							습윤상태 $\sigma = 0-100$
수실험							$\sigma = 20-30$
평판재하시험 (가압판 $1\text{m} \times 1\text{m}$)							$\sigma = 50-60$
암반 삼축 압축 시험	정수압						$\sigma = 50-75$
	일축						$\sigma = 80-100$
평판재하시험 (가압판 30cm)							$\sigma = 50-60$

Goodman 은 암석의 탄성계수에 대한 암반 탄성계수의 비($E_{\text{rock}}/E_{\text{mass}}$)에 대한 연구결과를 요약하면 다음 표 5.5.5와 같다.

표 5.5.5 암석의 탄성계수에 대한 암반 탄성계수의 비 ($E_{\text{rock}}/E_{\text{mass}}$)

$(E_{\text{rock}}/E_{\text{mass}})$	대 상 암 반
1.0~1.3	풍화화강암, 괴상사암, 괴상석회암, 신생대 퇴적암, 점토질퇴적암
1.3~2.0	화강암, 변성암, 철산화물 또는 방해석으로 고결된 사암
2.0이상	절리가 발달한 화강암 및 변성암, 쳐어트, 규질사암, 화산암

실험실에서 측정된 결과를 이용하여 현지 암반의 변형계수를 추정하는 데 RQD와 변형계수 감소비(E_M/E_L)의 상관관계를 이용하기도 한다(그림 5.5.10). 여기서 E_M 은 현지암반의 변형계수이며 E_L 은 작은 무결함암석 시험편을 대상으로 실험실에서 측정된 변형계수이다.

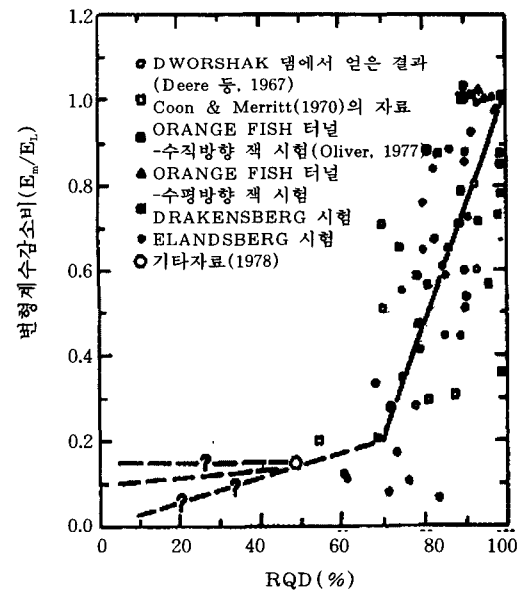


그림 5.5.10 RQD와 변형계수비의 관계(Bieniawski, 1978)

실내시험결과로부터 RQD, RMR, Q 시스템 등의 현장암반평가자료를 이용해 현장암반의 변형특성으로 유추하는 방법이 많이 이용되기도 하지만, 직접 현장시험을 통하여 암반의 변형계수 또는 탄성계수를 구하는 것이 정확한 설계자료 획득을 위하여 필요하다.

암반의 현장변형계수는 어떠한 수치해석이나 터널주변의 예측된 변형의 해석에서도 매우 중요한 요소이다. 이러한 요소는 현장에서 구하는 것이 매우 어렵고 비용이 많이 들기 때문에 암반분류결과에 기초하여 그 값을 산정하는 방법들을 개발하기 위해 많은 시도가 있었다.

Bieniawski는 전 세계적으로 조사된 RMR 및 Q 자료를 종합 분석하여 다음과 같은 상호관계를 얻었다.

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

그리고 그는 현장암반의 변형계수와 RMR 자료의 사례분석을 통하여 다음과 같이 암반의 변형계수 추정식을 제안하였다.

$$E = 2 \cdot RMR - 100 \text{ (GPa)}$$

이 관계식은 RMR이 50 이상에서 신뢰성을 가진다.

그후 Serafim과 Pereira(1983)는 RMR<50 일때의 많은 결과들을 조사하여 다음과 같은 상관관계를 제안하였다.

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (GPa)}$$

그러나 이식은 비교적 양호한 암반에 대해서는 잘 맞지만 불량한 암반에 있어서는 변형계수가 너무 높게 나오는 경향이 있음이 지적되고 있다

Hoek 과 Brown(1988)는 RMR으로부터 물질상수를 추정하는 방법을 제안하였는데 이 방법은 RMR 값이 25 이상 일 때만 유효하여 매우 불량한 암반에 대해서는 적용할 수 없었다. 이러한 한계를 극복하기 위하여 1994년 새로운 지수인 지질강도지수(Geological Strength

Index, GSI)를 도입하였다. GSI값은 매우 불량한 암반의 10에서부터 무결합암의 100까지의 값을 나타낸다. 기존의 Bieniawski(1989)의 암반분류로부터 GSI를 계산할 수 있다.

$$RMR > 23 \text{ 이면 } GSI = RMR - 5$$

$$RMR < 23 \text{ 이면 } Q \text{ 값을 이용}$$

Q 시스템 분류항목의 자료가 있으면 RQD, Jn, Jr, Ja를 이용한다.

$$GSI = 9 \log \left(\frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \right) + 44$$

Hoek과 Brown은 다음의 수정된 Serafim 과 Pereira식을 제안하였다.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(GSI-10)/40} \text{ (GPa)}, \text{ for } \sigma_{ci} < 100$$

여기서, σ_{ci} 는 암반의 일축압축강도이다.

이식은 σ_{ci} 가 100이하로 떨어지면 E_m 도 점차 감소한다는 사실을 알 수 있다 암반이 양호한 경우에는 대부분 변형이 불연속면에 의해 발생하지만 암반이 불량한 경우에는 무결합암 자체의 변형이 전체 변형과정에 기여한다는 사실을 고려했다는 점에서 기존의 Serafim & Pereira 제안식보다 더욱 합리적으로 적용될 수 있는 식이다.

Barton et al.(1980), Barton et al.(1992) 와 Grimstad and Barton (1993)은 E_m 과 Q 값 사이에 다음과 같은 양호한 관계가 있음을 발견하였다.

$$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q \text{ (GPa)}$$

그림 5.5.11은 $E_m = 25 \text{Log}_{10} Q$ 식이 다른 두 식보다도 상관성이 가장 우수함을 보여준다.

Nicholson 과 Bieniawski (1990)는 암반의 RMR과 실험실에서 구한 영률을 이용하여 암반의 변형계수를 구하기 위하여 다음과 같은 경험식을 제시하였다.

$$\frac{E_m}{E_{lab}} = 0.0028 RMR^2 + 0.9e^{\frac{RMR}{22.82}}$$

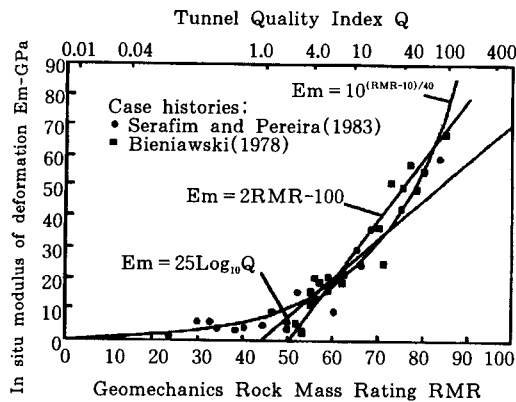


그림 5.5.11 RMR과 Q값을 이용한 현지암반 변형계수 E_m 의 산정(Hoek et al., 1998)

여기서 E_m 과 E_{lab} 는 각각 암반과 무결합암의 변형계수이다.

한편 Mitri et al.(1994)는 RMR을 이용하여 현지암반 상태를 표현하기 위하여 다음 식을 이용하여 암반의 변형계수를 유도하였다.

$$\frac{E_m}{E_{lab}} = 0.5[1 - \cos(\pi \frac{RMR}{100})]$$

5.5.3 암반의 투수성

(1) 암반의 투수시험

① 수압시험(Lugeon test)

수압을 이용하여 절리를 포함한 암반의 투수성을 측정하는 방법이다. 공경 46~66mm 정도의 시추공에 압력 10kg/cm²로 주수한 경우 주입길이 1m 당 주입량을 리터단위로 나타낸 것을 루전(Lu)이라 한다. 정밀도가 높지 않으나 간편하고 실용적방법이다. 주입관 중이나 시험구간중에 공기가 잔류해 있으면 큰 오차가 발생하며 절리나 간극내 지하수의 존재여부에 의하여 투수성이 다르게 되는 등 측정시 유의해야 할 사항들이 적지 않다.

② 용수압시험(JFT: Johnston's Formation Test)

암반내에 존재하는 지하수의 투수성을 파악하기 위하여 실시된다. 터널굴착중이거나 지하

대공동에서의 용수량의 산출을 위하여 시추공 내에 측정관을 내리고 어느 측정구간부터 측정관에 유입하는 지하수량 또는 유입속도와 최종적으로 도달하는 안정수위를 측정하여 암반의 투수성을 조사하는 방법이다.

(2) 암반의 투수특성

지하굴착시 지하수위 저하, 터널용수의 예측 등 지하구조물의 건설에서는 암반의 투수성평가가 매우 중요하다. 암반내의 투수경로는 암질부분의 간극과 절리로 대표되는 불연속면이다. 암반의 투수성에 대한 영향은 암종에 따라 다르다. 간극률이 큰 암반의 투수성은 불연속면의 투수성과 함께 암석자체의 투수성도 고려하여야 하지만 신선한 화강암과 같은 암반은 암석의 구성입자의 결합력이 조밀하고 간극률이 작고 암석자체의 투수계수는 불연속면의 투수성보다 월등히 작기 때문에 이같은 암반의 투수성은 불연속면의 투수성만 고려하면 된다. 한편 암석의 투수계수에 영향을 주는 요소로는 암석의 종류, 간극의 크기, 암석의 온도, 풍화도 등이다. 일반적으로 간극율이 증가하면 투수계수는 증가한다.

그림 5.5.12는 흙과 암석의 투수계수 범위를 나타내고 있다 실제 암반에는 불연속면이 존재

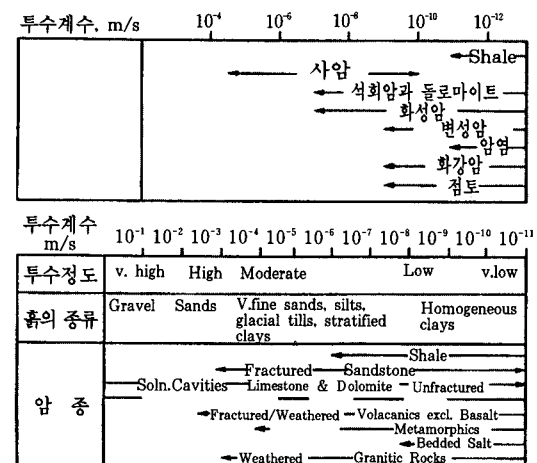


그림 5.5.12 흙과 암석의 투수계수 범위

하므로 암반의 투수성은 실내시험치에 비하여 커다란 차이를 보이고 있다. 따라서 암반의 투수성 평가는 원위치에서의 시험에 의한 경우가 많다.

화강암, 현무암, 편암, 결정질 석회암과 같은 치밀한 암석은 실험실에서는 일반적으로 매우 작은 투수계수를 나타내지만 원위치에서는 표 5.5.6에서와 같이 커다란 투수성을 보이는 것은 암반내에 규칙적인 開口절리(Open joints)와 파단면(Fracture)존재 한 것으로 판단된다.

표 5.5.6 전형적인 암의 투수계수*

암 종	수온 20°C에서의 암의 투수계수(cm/sec)	
	실내시험	원위치시험
사 암	$3 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-8}$
세 일	$10^{-9} \sim 5 \times 10^{-13}$	$10^{-8} \sim 10^{-11}$
석 회 암	$10^{-5} \sim 10^{-13}$	$10^{-3} \sim 10^{-7}$
현 무 암	10^{-12}	$0^{-2} \sim 10^{-7}$
화 강 암	$10^{-7} \sim 10^{-11}$	$10^{-4} \sim 10^{-9}$
편 암	10^{-8}	2×10^{-7}

주: * Brace(1978), Davis De Wiest (1966), Serafim(1968)의 문헌자료

다음 표 5.5.7은 국제지질공학회 (IAEG, 1979)가 제안한 암반의 투수율 분류기준이다. 균질암(Intact rock)의 투수계수를 1차 투수계수라하며 현지암반의 투수계수를 2차투수계수라 하는데 1차 투수계수는 일반적으로 2차 투수계수보다 작다. 표 5.5.7은 균열정도에 따른 2차투수계수를 나타냈다.

표 5.5.7 2차 투수계수에 의한 암반의 분류

균열간격	투수계수 k (cm/s)	비고
매우좁음	$10^{-2} \sim 1$	높은 투수성 암반
보통	$10^{-5} \sim 10^{-2}$	보통 투수성 암반
매우 넓음	$10^{-9} \sim 10^{-5}$	약간 투수성 암반
없음	10^{-9} 이하	불투수성 암반

Snow(1965)는 암반을 평행한 판이 중첩된 구조라고 가정하고 균열이 3차원적으로 상호 직각방향으로 발달되어 있을 때의 암반의 투수계수(k)를 이론적으로 다음식으로 나타내었다.

$$k = \frac{\gamma_w}{6\mu} \left(\frac{e^3}{S} \right)$$

여기서, γ_w 는 물의 밀도, μ 는 점성계수, S 는 절리간격(Spacing), e 는 절리틈새(Aperture)이다. 따라서 절리틈새와 절리간격은 암반의 질을 나타내는 정량적인 지수(Index)로 이용이 가능하다. 절리의 틈새와 절리간격이 투수계수에 미치는 영향을 그림5.5.13에 도시하였다. 동일한 크기의 공극이라도 절리간격이 좁으면 투수계수는 증가한다.

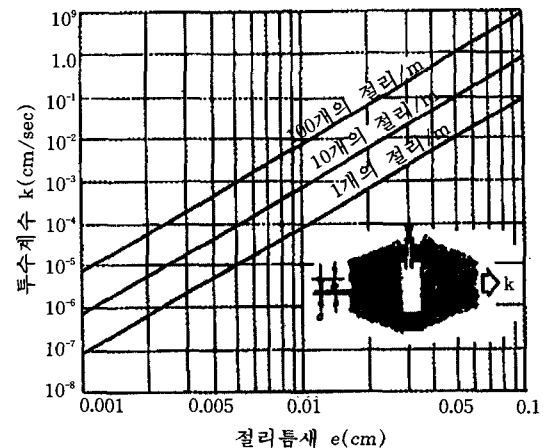


그림 5.5.13 절리틈새와 절리간격이 투수계수에 미치는 영향

5.5.4 암반내 초기응력

원지반상태의 현지암반내 초기응력은 지형 및 지반특성, 지각구조운동 등에 의하여 변화되며 초기지압은 터널 등의 지하구조물 굴착공사에 커다란 영향을 끼치므로 초기지압을 측정하여야 한다.

(1) 암반내 초기응력측정시험

초기응력을 측정하는 방법으로는 표 5.5.8에서와 같은 것들이 있다.

표 5.5.8 현지암반시험의 구분 및 표준시험규정

구 분	시 험 방 법	표준시험규정	
		ISRM	ASTM
초기지압 In-situ stress	수압파쇄법 (Hydrofracturing method)	○	D 4645-87
	응력해방법 (Stress relief method)	○	D 4623-86
	공경변형법		
	공벽변형법		
	공저변형법		
	응력보상법 (Stress recovery method)	○	D 4729-87
	Flat jack		

① 수압파쇄법

수압파쇄법은 1950년대 이후에 개발된 초기지압 측정법으로, 지하구조물의 기초설계단계에서 부지조사용 시추공을 이용하므로 굴착단계 이전에 적용이 가능하며 지하 심부까지 적용할 수 있고, 응력을 직접 측정하므로 응력해방법과 같이 변형계수를 측정할 필요가 없다.

측정원리는, 시추공내의 일정구간을 팽창성 패카로 밀폐한 뒤 이 구간내에 수압을 가하여 공벽을 인장파괴시킨 후, 가압과 중지의 사이클을 반복하여 발생된 균열의 열림과 닫힘에

따른 압력변화 양상을 측정한다. 측정된 압력-시간 곡선에서 결정된 압력변수들과 탄성이론에 의거하여 초기지압성분을 산정한다. 응력의 작용방향은 발생된 파쇄균열의 형태와 발생방향으로부터 알 수가 있다. 수압파쇄시스템은 수압파쇄용 패카, 균열압인용 패카, 펌프, 콘트롤러, 계측 및 해석장비, 균열방향측정기 등으로 구성되어 있다(그림 5.5.14). 수압파쇄시험으로부터 얻어지는 압력-시간 곡선의 전형적인 형태는 그림 5.5.15(a)와 같다. 수직 시추공을 이용한 수압파쇄시험에서 수평면상에서의 시추공 주위 응력상태와 균열발생방향은 그림 5.5.15(b)와 같다.

② 응력해방법

암반에 천공된 시험공내에 계측기를 설치한 후, 시험공 주위를 외곽 천공(Over-coring)하면 시험공을 포함한 코어부분에서는 원 암반과 분리되면서 존재하던 응력이 해방된다. 이 응력해방에 따른 시험공의 변형 또는 변형률을 계측기를 통해 측정하여 탄성이론의 응력-변형관계에 의거하여 천공 전에 존재하던 응력상태를 산출한다. 응력해방법에는 측정기법에 따라 공경변형법, 공벽변형법, 공저변형법이 있다.

공경변형법은 외곽 천공에 따른 응력해방으로 발생하는 내부 시험공의 직경 변화량을 측정하는 방법이다. 시험장비로는 미 광무국(USBM)에서 개발한 공경변형게이지(Borehole deformation gauge)가 있다(그림 5.5.16 참조).

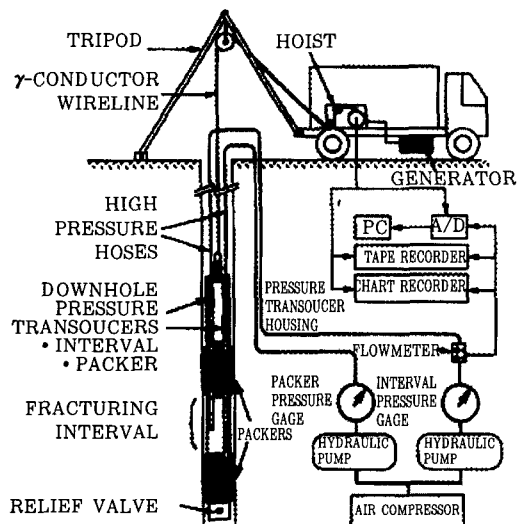


그림 5.5.14 Wireline식 수압파쇄시스템

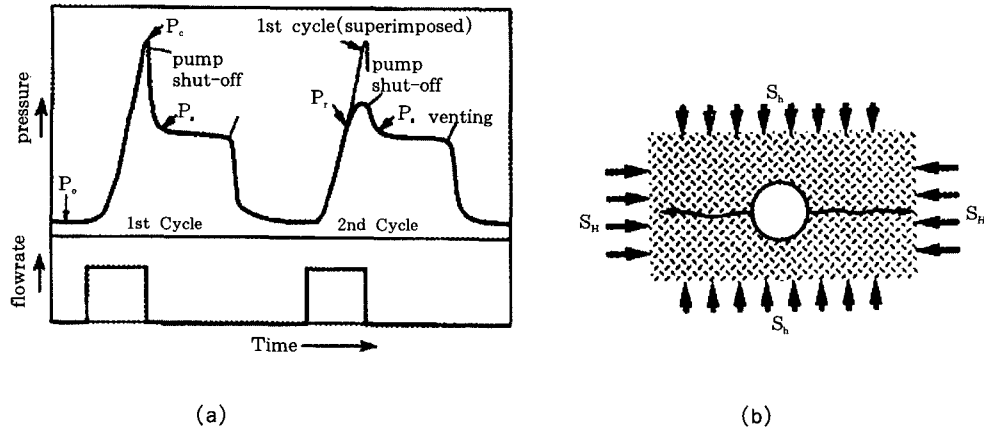


그림 5.5.15 수압파쇄에 의한 압력-시간 곡선 및 균열발생양상

이 장비에는 공경측정을 위한 게이지가 동일 원주상에서 60° 간격으로 배열되어 있어 세 방향의 공경변화를 측정할 수가 있다. 시험공으로는 EX공(직경 38mm, $1\frac{1}{2}$ inch)이 이용되며, 외곽 천공은 직경 100~300mm 사이가 사용될 수 있지만 150mm가 경제적이면서 현실적이다. 시험공 주위의 응력해방으로 발생하는 시험공 단면의 변형 형태와 세 방향의 공경변화측

정 모식도는 그림 5.5.17과 같다. 단일 시험공에 대한 시험으로는 위와 같이 시험공 축에 직각인 평면에서의 이차원 응력성분만을 측정할 수가 있다. 따라서 완전한 3차원 응력측정을 위해서는 서로 다른 방향의 3개 시험공에 대하여 시험을 해야 하는데 그림 5.5.18은 시험공 배치의 한 예이다.

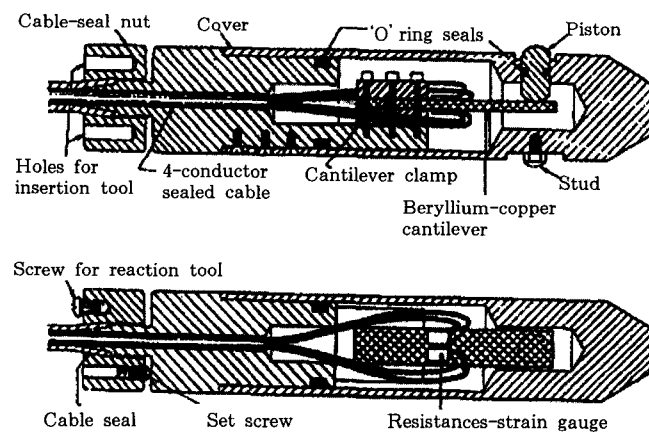


그림 5.5.16 USBM 공경변형게이지(Stagg et al, 1974)

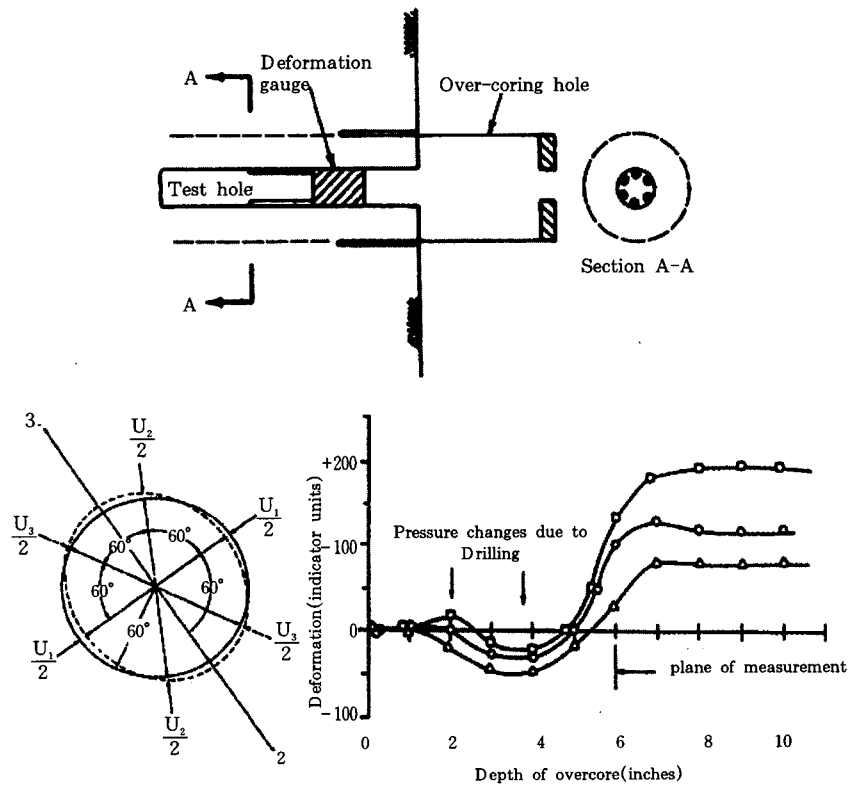


그림 5.5.17 공경변형법에 의한 공경변화량 측정 예(ASTM)

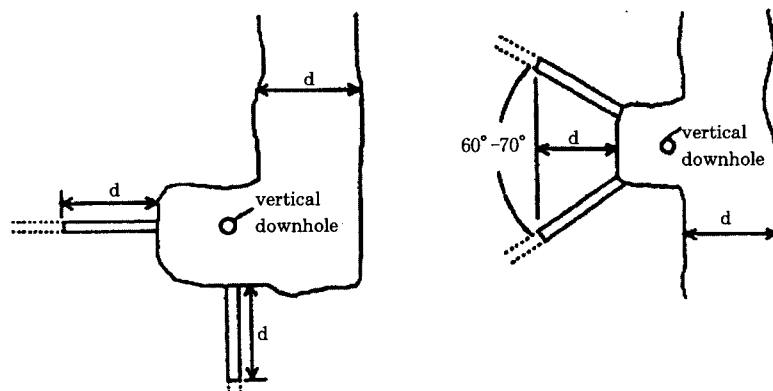


그림 5.5.18 공경변형법에 의한 삼차원 응력측정을 위한 시험공 배치 예(Bickel, 1993)

공벽변형법은 다수의 변형률게이지 로제트를 시험공벽에 부착하여 외과 천공에 따른 응력해방으로 발생하는 공벽상의 변형률을 측정하는 방법이다. 이 방법으로는 1개 시험공에 대한 시험으로 삼차원 응력측정을 할 수가 있다. 3개 시험공을 이용해야 하는 다른 응력해방법에 비해 시험경비와 시간을 줄일 수 있는

있점이 있지만 작업조건이 까다롭고 측정시 세심한 주의를 기울여야 한다. 특히 습기찬 시험공에서 변형률게이지 로제트를 공벽에 완전히 접착시키는데 어려움이 따른다. 공벽변형법을 이용한 응력측정을 위하여 개발된 측정장비들은 다음 그림5.5.19와 그림 5.5.20과 같다.

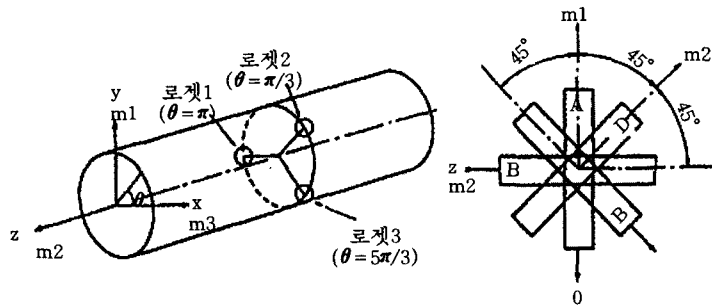


그림 5.5.19 Leeman 삼축변형률 셀 및 로제트의 게이지 배열

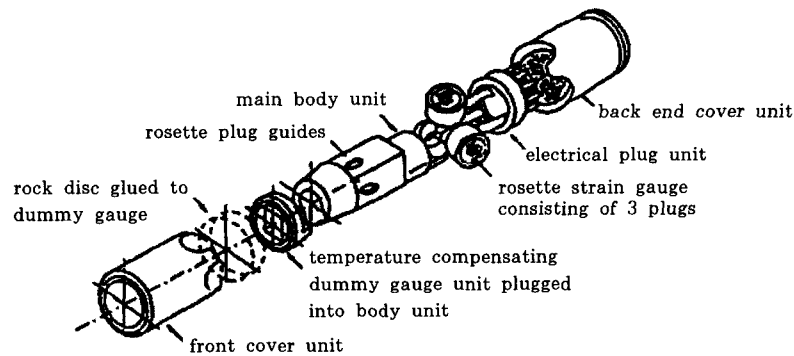


그림 5.5.20 CSIR 삼축변형률 셀(Bickel, 1993)

③ 응력보상법

1952년 프랑스의 Tincelin에 의해 처음 소개된 방법으로, 암반내 터널의 벽면과 같이 접근이 가능한 지점에서 간단하게 적용할 수 있는 지압측정법이다(그림 5.5.21). 납작한 형태의 플랫잭을 이용하여 직접 지압을 측정하므로 암반의 탄성정수를 필요로 하지 않는 장점이

있지만 플랫잭의 크기 제한에 의해 암반 심부에서의 측정은 다소 곤란하다. 플랫잭 방법의 주 목적은 굴착단면의 모서리 부분 등 응력장이 변화하는 부분에서의 응력 파악을 위한 것이며, 터널 벽면 주위의 3지점에서 측정을 하면 터널축에 직각인 평면에 대한 응력장을 알 수가 있다.

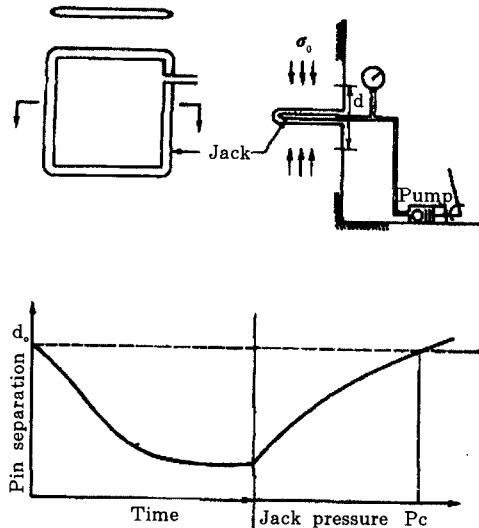


그림 5.5.21 응력보상법에 의한 초기지압 측정
(Goodman, 1980)

(2) 암반내 초기응력

① 고전적 탄성이론에 의한 지압계산식

초기지압이란 지하굴착 이전에 현지암반내에 존재하는 교란받지 않은 상태의 응력을 말한다. 초기지압의 생성 및 지역적 변화의 주요 요인으로서는 중력, 측방향 구속과 관련된 포아송 효과, 지각운동, 지질구조, 암석 특성, 지형 등이 있다. 현지암반은 중력에 의한 지반의 자체하중 뿐만 아니라 과거의 지각운동, 지표의 퇴적이나 침식 등의 작용을 받아 왔다. 이로 인한 지형학적 또는 지질구조적 영향을 받는 조건에서 초기지압은 지역적 특성 및 심도에 따라 크기와 작용방향이 다르게 나타난다(그림 5.5.22~그림 5.5.25).

고전적 탄성이론에 의거한 초기지압의 이론식은 다음과 같다. 즉, 암반이 균질등방성의 탄성체이고 습곡된 지형이 없는 상태에서 중력만이 작용한다면 이론적인 수직응력(S_v) 및 수평응력(S_h)은 다음과 같이 유도된다. 여기서 γ 는 암반의 단위중량, h 는 심도, ν 는 암반의 포아송비이다. 이 계산식은 단순한 탄성론에 의하여 포아송 구속효과만을 고려한 것으로, 심도

에 관계없이 수평응력 대 수직응력의 비인 측압계수, K 가 일정하여 비현실적이다.

$$S_v = \gamma \cdot H, \quad S_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot S_v, \quad K = \frac{S_h}{S_v} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

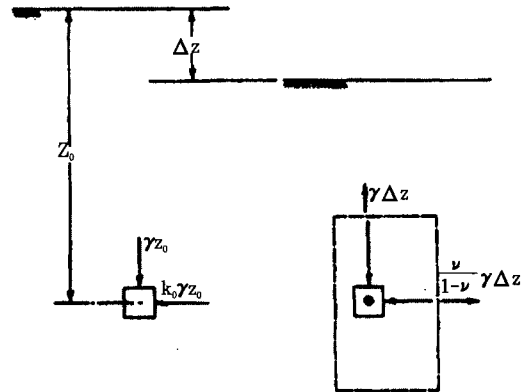


그림 5.5.22 임의의 심도에서 침식에 의한 초기응력의 영향

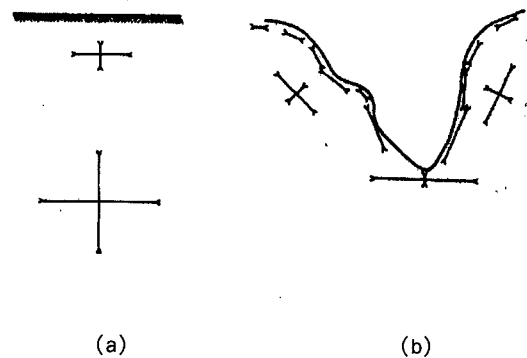


그림 5.5.23 지형이 초기응력에 미치는 영향

② Sheorey의 지압 계산 모델

McCutchen은 지각을 등방성의 구형으로 가정한 지압 계산 모델을 이용하여 심도에 따른 K 의 변화를 처음 이론적으로 설명하였다. 이후 Sheorey(1994)는 이 모델을 수정, 보완하여 보다 발전된 이론적 지압 계산 모델을 제시하였는데, McCutchen의 지각 모델에 보다 현실성을 부여하고자 다음과 같은 사항들을 도입하였다(그림 5.5.26).

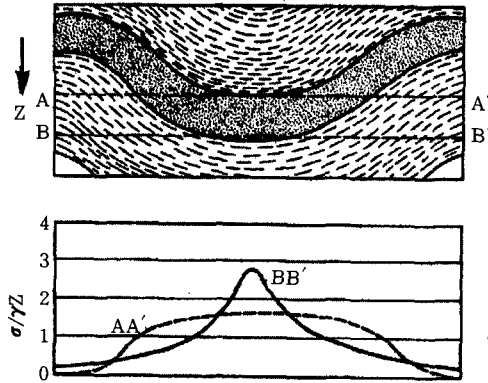


그림 5.5.24 불균질한 층상 암반에서 습곡이 연직응력에 미치는 영향

- 지각의 온도구배 및 열응력에 의한 맨틀의 상승
- 온도와 심도에 따른 열팽창계수의 비선형적 변화
- 심도에 따른 중력과 암석의 단위중량 및 탄성정수들의 변화
- 맨틀내의 변위 허용 및 맨틀과 핵의 경계면에서의 변위를 0으로 구속

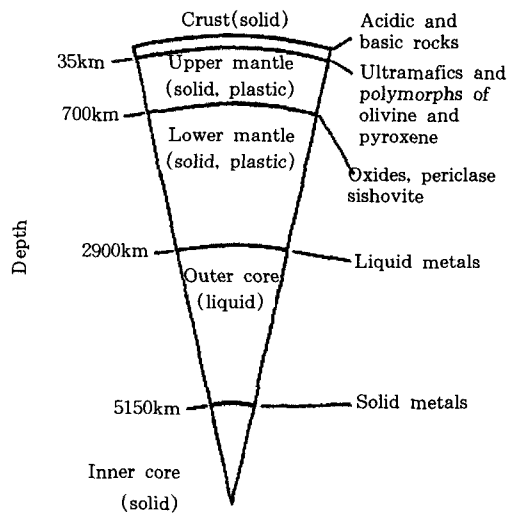


그림 5.5.26 Sheorey의 지압계산을 위한 지각 모델 (Sheorey, 1994)

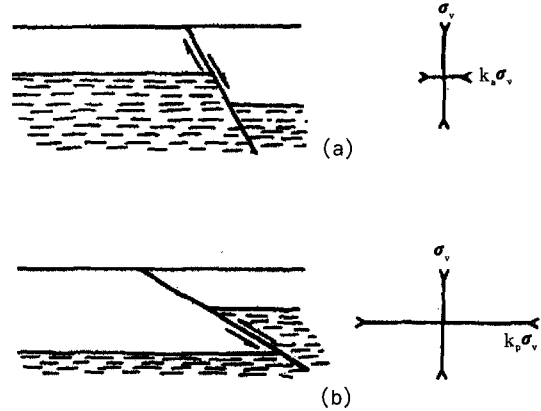


그림 5.5.25 정단층과 역단층에 발생하는 응력상태

Sheorey는 이 모델을 이용한 연구를 통해 다음의 이론적 지압계산식을 제안하였다.

$$S_r = \gamma H$$

$$S_0 = K \cdot S_r = 0.25\gamma H + 7E\gamma(0.001H + 1)$$

$$K = 0.25 + 7E(0.001 + \frac{1}{H})$$

위 식에서, 탄성계수 E의 단위는 GPa, 심도 H의 단위는 m, 암석의 단위중량 γ 의 단위는 MPa/m이며, 지각 특성에 대한 다른 요소들은 포아송비=0.2, 온도구배=0.024 °C/m, 열팽창계수=0.6 /°C로 일정한 것으로 하였다.

그리고, 암석의 탄성계수가 지압 특히 수평 응력에 민감하게 나타난 분석 결과로부터, 암반층서가 다소 수평적인 층에서, 강한 부분에서 지압을 측정하였을 때 같은 위치의 연약하거나 절리가 있는 층에서의 측압계수는 다음식으로 추정할 수 있다고 하였다.

$$K_2 = K_1 \frac{0.25 + 7E_2(0.001 + \frac{1}{H_2})}{0.25 + 7E_1(0.001 + \frac{1}{H_1})}$$

여기서 아래첨자 2는 연약층, 아래 첨자 1은 응력을 측정된 강한 층이고, 영률의 단위는 GPa, 심도의 단위는 m이다.

이러한 Sheorey의 지압 계산 모델은 여러 가지 지각내의 특성을 고려함으로써 고전적인 탄성이론에 의한 계산식보다는 현실적이며, Hoek과 Brown이 수집한 세계적 지압측정자료와 비교해서 심도별 평균 수평응력의 변화, 즉 심도별 평균 축압계수의 경향과 비교적 잘 부합되고 있다. 그렇지만 모델 형태상의 가정과 탄성계수를 제외한 다른 물성 특성으로 지구 전체에 대한 대표값을 도입한 점 등으로 인해, 지구 전체적인 경향으로는 타당성이 있으나 지역적 특성 및 이에 따른 지압의 실제적 차이를 설명하기에는 한계가 있다. 즉, Sheorey도 수평응력에 대한 지각 두께의 영향이 큰 것을 보고하고 있지만, 지구를 단순 구형으로 가정함으로써 지역적 지형의 변화 및 지각두께의 차이를 최종적인 지압 계산식에 고려할 수가 없다. 그리고 수평응력은 동일하지 않고 방향에 따라 달라서 최소 및 최대 수평응력으로 존재하는 것이 실제적인데, 이론식에서는 서로 다른 두 방향의 수평응력의 크기와 방향을 계산할 수가 없다. 이 이론적 모델에서 고려한 요소들 외에 실제적으로 지각내 응력에 영향을 미치는 요소는 많으며, 이러한 요인들로 인해 Sheorey도 실제 응력 측정이 절대적으로 요구된다고 밝히고 있기도 하다.

③ 축압계수

축압계수(K)는 수직응력 대 수평응력의 비를 말하는데, 최소 및 최대 수평응력에 대한 범위 또는 평균 수평응력에 대한 평균값으로 나타낸다.

$$\frac{S_h}{S_v} < K < \frac{S_H}{S_v} \quad \text{또는} \quad K_{avg} = \frac{(S_H + S_h)}{2 \cdot S_v}$$

또한 터널방향이 정해져서 터널 축방향과 최대수평응력방향이 이루는 각이 θ 라면, 터널 축방향의 축압계수(K_L) 및 터널 단면방향의 축압계수(K_T)는 다음과 같이 결정된다. 이 축압계수는 터널의 굴착지보패턴 설계 및 수치해석을 통한 안정성평가 등을 위해서 매우 중요한 요소이다.

$$K_L = \frac{S_H \cdot \cos^2 \theta + S_h \cdot \sin^2 \theta}{S_v}, \quad K_T = \frac{S_H \cdot \sin^2 \theta + S_h \cdot \cos^2 \theta}{S_v}$$

이와같은 축압계수의 변화에 따른 터널 등 공동의 소성영역의 분포위치는 그림 5.5.27에서와 같다.

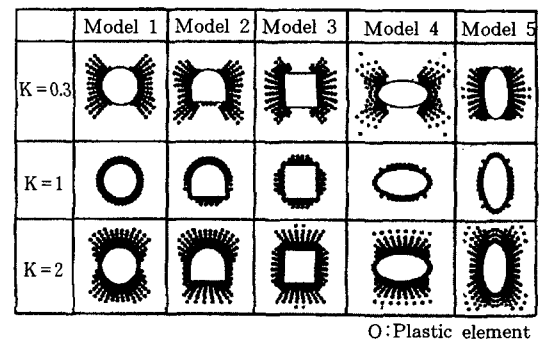


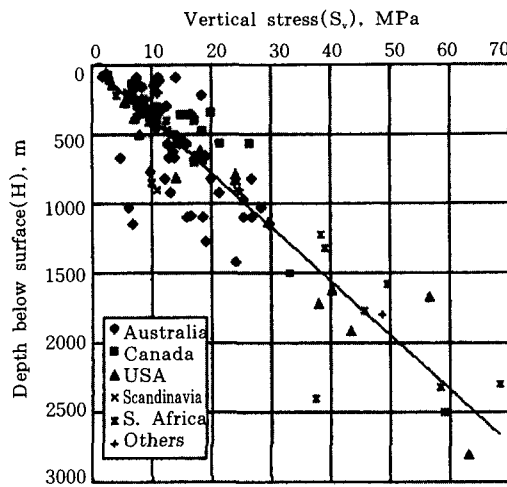
그림 5.5.27 축압계수와 공동형상에 따른 소성영역의 발달^{*)}

④ 세계적으로 측정된 초기지압의 분포 양상
현지암반은 중력에 의한 지반의 자체하중뿐만 아니라 과거의 지각운동, 지표의 퇴적이나 침식 등의 작용을 받아 왔다. 이로 인한 지형학적 또는 지질구조적 영향을 받는 조건에서 초기지압은 지역적 특성 및 심도에 따라 크기와 작용방향이 다르게 나타난다.

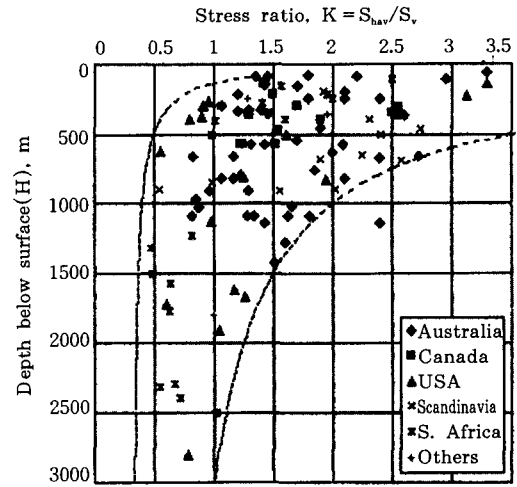
Hoek과 Brown은 세계적으로 측정된 초기지압자료를 수집하여 그 양상을 분석하였다(그림 5.5.28 참조). 전체적인 경향을 보면, 수직응력은 암반의 단위중량과 심도의 곱으로 주어져도 큰 무리가 없는 것으로 나타나고 있지만, 수평응력은 특히 천부에서 변화가 심하여 수직응력에 대한 수평응력의 비가 심부에서는 1에 가까워지나(정수압 상태에 접근) 천부에서는 최대 3 이상의 값도 보이고 있다.

⑤ 국내의 초기지압 경향

국내에서는 한국자원연구소를 중심으로 1980년대초 이래로 지금까지 강원도, 경상북도 등 광산지역과 지하양수발전소, 지하유류비축기지 등에서 응력해방법(Overcoring method,



(a) 수직응력



(b) 측압계수(평균수평응력 대 수직응력의 비, K_0)

그림 5.5.28 세계적으로 측정된 초기지압의 분포양상(Brown & Hoek, 1978)

Leeman method), 수압파쇄법(Hydrofracturing method)에 의한 초기지압을 측정하여 오고 있다. 특히 1994년부터는 수압파쇄법에 의하여 국내 도로 및 지하철 터널지반을 대상으로 초기지압측정작업을 수행하여 오고 있다. 지금까지 이루어진 국내 지역별 초기지압 측정자료는 표 5.5.9와 같다.

이들 측정자료를 종합하여 심도에 따른 수직응력과 평균 수평응력의 분포양상을 그림 5.5.29에 도시하였다. 초기지압의 측정결과의 분석을 통하여 국내의 심도에 따른 수직응력(σ_v)과 평균수평응력(σ_{hav})의 관계는 분산은 다소 크지만 다음과 같은 관계식으로 대략 나타낼 수 있다.

$$\sigma_v = 0.027H \text{ (MPa} \approx 10\text{kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{hav} = 1.297 + 0.024H \text{ (MPa)}$$

여기서 H : 심도(<900m)

상기식으로부터 측압계수(K_0)는 대략 다음과 같이 표시될 수 있다.

$$K_0 = 0.889 + \frac{48.04}{H}$$

참고로 일본의 측압계수(K_0)는 다음과 같다.

$$K_0 = 0.482 + \frac{92.59}{H}$$

그림 5.5.30은 수평응력 대 수직응력의 비 즉, 측압계수와 심도와의 관계를 나타낸 것이다. 점선으로 된 경계는 Brown과 Hoek이 전세계의 지압측정자료를 종합하여 나타낸 지압분포양상의 하한 및 상한 경계($\frac{100}{H} + 0.3 < K_0 < \frac{1500}{H} + 0.5$)를 나타낸 것인데, 이것과 비교해 볼 때 국내의 측압계수는 전세계의 평균 측압계수보다 낮은 쪽에 속하는 것으로 나타난다.

그림 5.5.31은 수압파쇄에 의해 측정된 각 지역별 최대수평응력의 상대적 크기 및 작용방향을 나타낸 것이다. 국내 전 지역에 걸쳐 최대수평응력의 작용방향은 동서방향이 우세한 것으로 나타나고 있다.

표 5.5.9 국내 지역별 초기지압 측정 자료사례

지역	심도 (m)	S _v (MPa)	S _h (MPa)	S _H (MPa)	S _{h,av} (MPa)	K	Site	심도 (m)	S _v (MPa)	S _h (MPa)	S _H (MPa)	S _{h,av} (MPa)	K
수압파쇄법에 의한													
서울 1	29.0	0.78	1.00	1.20	1.10	1.41	전남 1	39.5	1.06	2.38	3.26	2.82	2.66
	33.0	0.88	1.78	2.28	2.03	2.30		69.5	1.86	3.97	6.65	5.31	2.85
	38.5	1.04	1.96	2.70	2.33	2.24		81.5	2.18	4.50	6.16	5.33	2.44
서울 2	58.0	1.55	2.74	2.93	2.83	1.82	전남 2	87.5	2.35	4.19	4.59	4.39	1.86
	60.0	1.61	2.00	2.14	2.07	1.28		93.5	2.51	3.17	3.46	3.31	1.32
	65.0	1.74	2.23	2.40	2.31	1.33		33.9	0.91	1.79	2.44	2.11	2.32
경기 1	19.2	0.52	0.68	1.07	0.87	1.68	전북	36.9	0.99	1.62	2.48	2.05	2.07
	25.5	0.68	1.12	2.05	1.58	2.33		50.9	1.36	1.82	2.01	1.91	1.40
	27.1	0.73	1.34	1.86	1.60	2.19		53.9	1.44	1.46	1.97	1.71	1.19
경기 2	34.5	0.93	2.48	2.64	2.56	2.75	충남 1	56.9	1.53	1.45	2.09	1.77	1.15
	36.0	0.97	3.03	4.77	3.90	4.02		11.0	0.30	0.54	-	0.54	1.80
	40.5	1.09	3.10	5.25	4.17	3.83		14.5	0.39	0.74	0.96	0.85	2.17
경기 3	48.0	1.30	3.27	4.47	3.87	2.97	충남 2	25.5	0.68	1.92	2.29	2.10	3.09
	121.0	3.27	4.16	4.35	4.25	1.30		27.0	0.72	1.25	2.12	1.68	2.34
	130.0	3.51	3.37	4.14	3.75	1.06		28.5	0.76	1.55	2.32	1.93	2.54
경북 1	136.0	3.67	3.64	-	3.64	0.99	충북	45.0	1.21	2.28	2.56	2.42	2.00
	11.0	0.30	0.61	0.63	0.62	2.06		48.0	1.29	2.01	2.65	2.33	1.80
	15.0	0.40	0.84	0.99	0.91	2.28		73.0	1.96	5.14	2.62		
경북 2	16.0	0.43	1.85	2.78	2.31	5.38	강원	22.5	0.60	0.88	1.14	1.01	1.68
	58.0	1.55	0.89	1.47	1.18	0.76		28.0	0.75	1.39	1.53	1.46	1.94
	61.0	1.63	0.57	0.91	0.74	0.45		33.5	0.90	1.42	1.57	1.49	1.66
경북 3	64.0	1.71	0.56	0.68	0.62	0.36	기타 평택	120.5	3.23	1.71	3.01	2.36	0.73
	33.9	0.91	1.64	1.93	1.78	1.96		126.5	3.39	2.11	2.77	2.44	0.71
	36.9	0.99	2.12	2.17	2.14	2.16		132.5	3.55	2.68	4.89	3.78	1.06
경북 4	33.5	0.90	1.96	2.28	2.12	2.35	여수	138.5	3.71	2.33	2.99	2.66	0.71
	36.5	0.98	2.16	2.29	2.22	2.27							
	39.0	1.05	2.08	2.28	2.18	2.07		122.0	3.57			8.80	2.46
경북 5	43.0	1.15	2.35	2.72	2.53	2.20	거제	168.0	4.70			9.05	1.92
	44.5	1.19	2.03	2.38	2.20	1.85		99.0	2.60			8.41	3.23
	60.0	1.61	2.24	2.72	2.48	1.54		102.0	2.80			5.29	1.88
경북 6	120.0	3.22	4.52	5.52	5.02	1.55	장성	115.0	3.10			7.07	2.28
	135.0	3.62	5.08	6.12	5.60	1.54		94.0	2.83			5.20	1.83
	10.0	0.27	0.24	0.33	0.28	1.05		147.0	4.10			6.16	1.50
경남	18.0	0.48	0.54	0.73	0.63	1.32							
응력해방법에 의한													
삼랑진	150.0	5.20			4.89	0.94	무주	280.0	6.01			6.45	1.07
울산	142.0	3.80			2.80	0.73	대성	854.0	23.83			21.38	0.89
	195.0	4.90			3.44	0.70	한보	260.0	6.55			9.18	1.40
상동	285.0	7.20			6.53	0.90	삼척	532.0	8.79			12.18	1.38
	594.0	15.30			13.77	0.90		625.0	17.27			8.29	0.48
연화1	200.0	5.60			7.52	1.34	봉명	701.0	15.20			8.85	0.58
연화2	315.0	8.50			7.40	0.87	함백	220.0	3.86			9.66	2.50
강원	802.0	25.90			36.96	1.42	문경	854.0	18.05			23.40	1.30
태백	198.0	4.97			7.08	1.42	장성	880.0	33.84			21.32	0.63

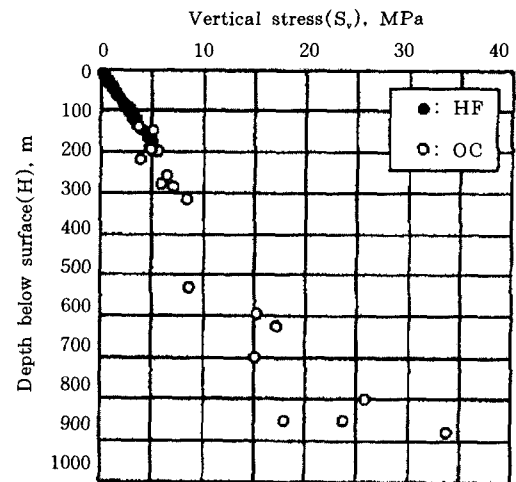
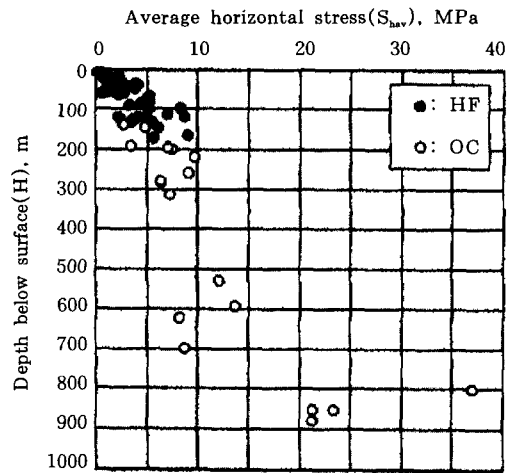


그림 5.5.29 국내의 초기지압 측정 결과

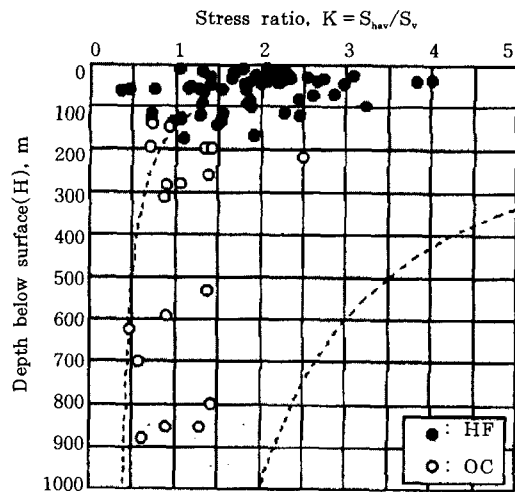


그림 5.5.30 국내의 심도에 따른 측압계수 양상



그림 5.5.31 한반도에 작용하는 최대수평응력의 방향 분포⁶⁾

참 고 문 헌

1. 신희순외(1998), “ 도로설계를 위한 지반조사 기술 Workshop”, 한국자원연구소, 468p.
2. 신희순(1998), “터널의 기본계획, 조사 및 시험, 암반분류”, 토목기술강좌, pp.69-129.
3. 신희순(1998), “암반평가”, 건설기술자를 위한 지반조사 및 시험기술, 한국암반공학회 기술강

좌, pp.541-597.

4. 이희근 외(1997), “응용암석역학”, 서울대학교 출판부, 487p.
5. 이부경(1998), “암석역학의 원리”, 도서출판 대원, 631p.
6. 최성웅(1997), “현지암반초기지압이 분포특성 및 암반터널설계에의 적용”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회, Vol.7, pp.323~333.
7. 신중호(1988), “현장암반시험”, 건설기술자를

- 위한 지반조사 및 시험기술, 한국암반공학회
기술강좌, pp.520.
8. 한국석유개발공사, 한국자원연구소, 1997, 표준
발파공법(I), pp.314.
 9. 菊地宏吉(윤지선 역)(1992), "토목지질공학",
구미서관, pp.64-69, pp.114-130.
 10. American Society for Testing and Materials,
ASTM Standard Test Method: Designation
D4394-84, D4395-84, D4506-90, D4554-90,
D4555-90, D4623-86, D4645-87, D4729-87,
D4971-89.
 11. Brown, E.T.(1981), "Rock Characterization
Testing and Monitoring - ISRM Suggested
Methods", Pergamon Press, pp.129-160.
 12. Goodman, R.E.(1980), "Introduction to Rock
Mechanics", John Wiley & Sons, pp.96-134,
pp.170-193.
 13. Hoek, E. and Brown, E.T.(1980a),
"Underground Excavations in Rock", Instn.
Min.Metall., London
 14. Hoek, E. and Brown, E.T.(1980b),"Empirical
Strength Criterion for Rock Masses", J.
Geotech. Engng. Div. ASCE, Vol.106,
pp.1013-1035.
 15. Hoek, E. and Brown, E.T.(1988), "The
Hoek-Brown Failure Criterion- a 1988
update", Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp.,
pp.31-38.
 16. International Society for Rock
Mechanics(1981), " Rock characterization,
Testing and Monitoring-ISRM Suggested
Methods, E.T.Brown(Editor), Pergamon,
Oxford, 211p.
 17. Lim, H.U. & Lee, C.I.(1995), "Fifteen years
experience on rock stress measurements in
South Korea", Int. Workshop on Rock Stress
Measurement at Great Depth, Japan, pp.7-12.
 18. Serafim, J.L. and Pereira, J.P.(1983),
" Consideration of the Geomechanical
classification of Bieniawski, Proc. of the Int.
Symp. on Engineering Geology and
Underground Construction, Vol.2, pp.33-42.
 19. Stagg, K.G. & Zienkiewicz, O.C.(1974),
"Rock Mechanics in Engineering Practice",
John Wiley & Sons, pp.125-202.