

터널에 작용하는 지압의 추정방법에 관한 고찰

김 영 근

정회원, (주)대우건설기술연구소 공학박사, 기술사

1. 서 론

터널의 설계방법에는 이완하중이라는 개념에 의거해 다른 구조물과 마찬가지로 터널에 작용하는 하중을 추정해 이를 지지하는 지보공 및 복공을 구축하는 방법과 터널 굴착에 따라 터널의 주변지반이 응력재분배에 의해 그 자체가 안정하도록 지보공이나 복공을 검토하는 방법이 있다. 이 두 방법은 지반을 하중으로 볼 것인가 아니면 지보재료로서 볼 것인가에 따라 본질적으로 그 의미가 다르

다고 할 수 있다.

설계는 목적하는 구조물의 하중계, 즉, 외력을 결정해 이에 견딜 수 있는 구조물의 재원을 결정하는 것이다. 토목구조물의 설계개념은 작용한다고 생각되어지는 외력에 대하여 건설하는 구조물의 내하력에 대하여 검토하는 것으로, 작용외력에 대한 구조물의 안전성을 지표화하는 것이라 할 수 있다.

그러나 터널의 설계에서는 그 외력을 결정하는 방법이 명확하지 않다. 이것은 지질조건 등에 의해 터널구조물에

표 1. 터널에 작용하는 지압의 추정방법

	지압의 추정방법	참고자료
1. 시공시의 붕괴	① Terzaghi의 하중	터널표준시방서(산악편)동해설 ¹⁾
	② 터널 붕괴높이	터널표준시방서(산악공법편) ²⁾
	③ 터널 붕괴높이의 예	터널표준시방서(산악편) ³⁾
2. 터널의 지보하중	① 지보공에 작용하는 토하중	터널표준시방서(산악공법편) ¹⁾
	② 내공단면과 토하중	대단면터널의 설계·시공법에 관한 조사연구보고서 ⁴⁾
	③ Q 값과 지보하중의 관계	NATM의 이론과 실제 ⁵⁾
	④ RMR과 지보하중과의 관계	Engineering Rock Mass Classifications ⁶⁾
3. 이론해에 의한 방법	① Culmann 이론	아치터널의 설계와 시공 ⁷⁾
	② Bierbaumer 이론	
	③ Terzaghi 이론	
	④ Protodyakonov 이론	
4. 계측에 의한 방법	① 암반탄성파속도와 이완충두께와 소성범위와의 관계	터널굴착에 의한 이완영역의 조사보고서 ⁸⁾
	② 일축압축강도와 이완충두께와 소성범위와의 관계	
	③ 지반강도비와 이완충두께와 소성범위와의 관계	
	④ 굴착단면과 이완충두께와의 관계	
	⑤ 준암반탄성파속도 및 단면크기와 이완충두께와의 관계	
5. 토피가 작은터널의 경우	① 편압	터널표준시방서(산악공법편) ²⁾
	② 상재하중	
6. 기타 하중	① 수압	터널표준시방서(산악공법편) ²⁾
	② 지진하중	

작용하는 하중계가 크게 영향을 받기 때문이다. 또한, 경암, 연암, 토사지반 등에 따라 굴착에 따른 역학현상이 다르고, 그 하중계도 각각의 특성이 있어 문제를 더욱 복잡하게 하고 있다.

터널에 작용하는 지압의 양상은 매우 다양하며, 정량적으로는 물론 정성적으로도 확립되어 있지 않은 면이 있다. 이는 암석의 절리나 풍화상태, 파쇄정도, 지하수 상태 등이 매우 다양하며, 터널단면의 크기와 토피의 두께, 굴착공법, 굴착방식의 차이 굴착후의 시간의 경과, 뒷채움의 상황에 따라 지압은 다르게 나타나기 때문이다. 이러한 지압에 대한 연구는 계속되어 왔으며, 많은 학자들이 이를 정량화하기 위하여 노력하여 왔다.

시공중 터널 주변지압의 상태를 정확히 판단하여 이에 대처하고, 적절한 시공법을 선정하는 것은 매우 중요한 일이며, 이는 터널 주변의 지반 또는 암반에 대한 공학적인 평가를 바탕으로 하여야만 가능한 것으로 터널기술자에게 있어서 지보공에 대한 설계/시공력 뿐만 아니라 지반에 대한 깊은 이해가 요구된다 할 수 있다.

또한 터널에서 예상치 못한 지압의 작용은 터널복공의 변형 및 손상으로 나타나며, 기존터널에서 심각한 변상이 나타나는 경우, 그 원인을 정확히 판단하고 이에 대한 적절한 對策工을 수립하는 일은 터널의 유지관리측면에서 매우 중요하다 할 수 있다.

본고는 터널지보 또는 복공에 작용하는 지압에 대하여 지금까지 제시되어 온 다양한 이론식과 경험식을 정리한 것으로, 주로 일본 토목학회시방서 및 일본터널기술협회의 보고서를 참고로 작성되었다. 지압의 추정방법은 표 1에 나타난 바와 같으며, 대표적인 방법으로는 시공시의 붕괴높이, 터널의 지보하중, 이론해에 의한 방법, 계측에 의한 방법 등이 있으며, 각각에 대하여 간략하게 기술하였다.

터널의 이완하중 또는 작용하중을 계산하는 경우 지반 조건, 적용공법의 특성 등을 고려하여야 하고, 특히 적용 조건식 및 입력상수에 따라 계산되어 지는 하중값은 크게 달라지므로 터널 기술자는 이를 적용하는데 있어 주의를 요하지 않으면 안된다.

국내터널의 경우에도 터널시공중에 나타나는 붕괴사례의 자료화, 중요터널에 대한 현장계측 및 시험, 수치해석적 검토 등을 통하여 터널복공에 작용하는 지반하중에 대한 구체적인 연구가 체계적으로 이루어졌으면 하는 바램이다.

2. 시공시의 붕괴

2.1 Terzaghi의 지보공에 작용하는 토압

표 2는 Terzaghi에 의해 제기된 지보공에 작용하는 토압을 보여주는 것으로 토피가 1.5 (B+H) 이상의 경우의 강아치지보공 천단에 작용하는 토하중의 높이를 보여준다

2.2 터널의 붕괴높이

그림 1에는 일본에서 터널의 붕괴높이를 조사한 결과를 도시한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 저고경도 토사지반의 경우 약 20~30 m 지표까지 붕락함을 보여주고 있으며, 대부분 붕괴높이는 약 8 m 이하이며, 토피는 작을수록 붕괴사례가 많음을 알 수 있다.

2.3 일본국철신간선 터널붕괴높이의 조사에

표 3은 일본국철신간선에서의 터널붕괴높이를 조사한 결과를 나타낸 것이다. 표에서 보는 바와 같이 터널 붕괴높이는 6 m 이하이고, 붕괴연장은 짧게는 1 m에서 41 m 까지 다양하게 나타나고 있으며, 토피는 갱구부와 30 m 이하 구간에서 붕괴가 많음을 알 수 있다.

3. 터널의 지보하중

3.1 지보공에 작용하는 토하중고

표 4는 강제지보공에 작용하는 지반의 이완하중을 나타낸 것이다.

3.2 내공단면과 토하중고(그림 2)

3.3 Q 값과 지보하중과의 관계

영구지보하중, P_{roof} 는 다음 식으로 구한다.

$$P_{roof} = \frac{2.0}{J_r} Q^{1/3} \quad (\text{여기서 } J_r : \text{절리면 거칠기 계수}) \quad (1)$$

절리군의 수가 3개 미만이면 다음의 관계식을 이용한다(그림 3)

$$P_{roof} = \frac{2}{3} J_n^{1/2} J_r^{-1} Q^{1/3} \quad (2)$$

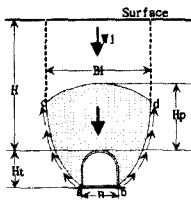
3.4 RMR에 의한 지보하중

RMR에 의한 지보하중은 다음식으로 계산할 수 있다.

$$P = \frac{100-R}{100} \gamma B = \gamma h \quad (3)$$

표 2. Terzaghi의 지보공에 작용하는 토압

압반의 상태	압반하중의 높이(m)	비 고
① 단단하고 건전	0	spalling과 popping이 있는 경우에만 경미한 지보공 필요
② 단단한 층상 또는 편압상	0~0.5B	경미한 지보공
③ massive, 적당한 절리	0~0.25B	주로 spalling에 대한 보호 하중은 장소에 따라 불규칙하게 변한다.
④ 적당히 blocky, seamy	0.25B~0.35(B+H _i)	측압이 없다.
⑤ 심하게 blocky, seamy	(0.35~1.10)(B+H _i)	측압이 거의 없거나, 없다.
⑥ 완전히 파쇄되었지만 화확적으로 건전	1.10(B+H _i)	상당한 편압, 누수에 의해 터널하부가 연약한 경우에는 지보공 하부에 연속적인 보강을 하거나 원형지보공을 할 필요가 있다.
⑦ Squeezing 압반(중심도)	(1.10~2.10)(B+H _i)	큰 측압, 인버트가 필요하고 원형지보공이 추천된다.
⑧ Squeezing 압반(대심도)	(2.10~4.50)(B+H _i)	
⑨ 팽창성 압반	(B+H _i) 값에 상관없이 8 이상	원형지보공이 요구되고, 팽창성이 큰 경우에는 가축지보공을 사용한다.



* 터널천단이 지하수위 아래에 있다고 가정, 지하수위 이상에 있는 경우는 ④에서 ⑥에 주어진 값은 50% 감소한다.
 H_p : 압반하중
 B : 터널굴착단면의 폭
 H_i : 터널굴착단면의 높이
 H : 터널의 심도
 W : 상재하중
 abcd : 이완하중의 면적

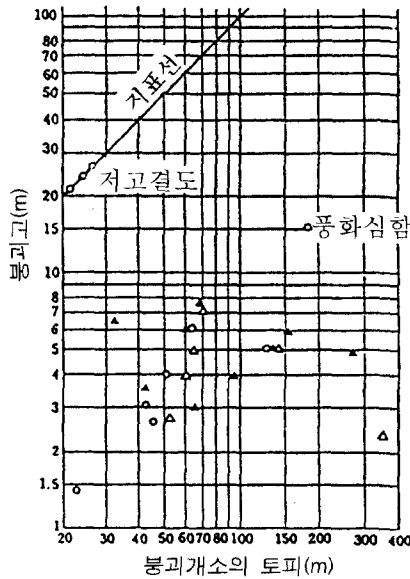


그림 1. 터널의 붕괴소(소화 44~50).

여기서 B : 터널폭, h_i : 압반하중의 높이, γ : 암석의 밀도이다.

4. 이론해에 의한 방법

4.1 Culmann의 이론

그림 5에 나타난 바와 같이 지보에 작용하는 압력 P의 크기는 터널굴착폭 B와 천단으로 부터의 토피 H에 정해지는 토하중 ABCD의 1차 토압 W로부터 AB, CD 면에 작용하는 마찰력 F와의 차로 유도되는 되는데, 이 때 마찰력 F는 Columb의 토압 E로부터 구해진다.

$$P = W - 2F = W - 2uE \tag{4}$$

여기서

$$W = \gamma BH \quad \mu = \tan \phi$$

$$E = K_a \gamma \frac{H^2}{2} \quad K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

γ : 흙의 단위중량 K_a : 주동토압계수
 φ : 흙의 내부마찰각

Culmann의 이론은 점착력이 없는 경우로서 토피가 얇은 경우를 고려하는 것이다. 이런 종류의 지질조건하에서의 터널에는 이와 같은 수직붕괴현상이 발견되지만, 일반적으로 점착력이 있는 흙의 경우에는 Culmann 이론으로 설계하는 경우에는 주의할 필요가 있다.

4.2 Bierbaumer의 이론

Bierbaumer는 토피가 굴착저면으로부터 경사 45+φ/2

표 3. 일본국철신간선에서의 터널붕괴 높이

	터널명	발생년월일	붕괴높이 (m)	붕괴연장 (m)	지보공		지질	토피
					종류	간격		
지보공 설치전 붕괴	泉越	1961. 8.29	6	5	H-150	0.80	응회각력암	330
	興津	1961. 10.28	3	3	H-150	0.75	이암	20
	蒲原(東)	1961. 12.29	1	1	H-150	1.20	사력응회암	150
	蒲原(西)	1962. 8.30	3	2	H-200	0.90	역암	16
	石部	1962. 12.26	3	4	H-150	1.20	현무암	25
	石部	1963. 2.20	2	3	H-150	1.20	현무암	20
지보공 설치후 붕괴	丹郎(西)	1961. 2.5	불명	7	50 kg 레일	1.20	응회암	230
	兩南	1961. 6.29	3	8	50 kg 레일	0.60	로움(loam)	갱구
	興津	1961. 8.23	4	10	H-150	0.75	연약사암	갱구
	青見寺	1961. 11.29	2	5	H-150	0.75	연약사암	갱구
	第一高尼山	1962. 2.12	3	12	H-150	1.20	이암사암	180
	切山	1962. 3.9	-	41	H-150	0.60	혈암사암	0~10
	興津	1962. 4.4	불명	24	H-150	0.75	이암	100
	丹郎(西)	1962. 5.14	불명	17	H-200	0.90	화산황사	300
	蒲原(東)	1962. 7.19	2	4	H-150	0.75	역암	80
	第二高尼山	1962. 8.19	-	16	H-150	0.70	혈암사암	1.5~15
	興津	1963. 1.7	3	7	H-150	1.20	연약사암	200

표 4. 강재지보공에 작용하는 지반의 이완하중 높이

내공단면의 폭(m)	토압이 있다고 추정되는 경우(m)	토압이 크다고 추정되는 경우(m)
3	1.0	2.0
5	2.5	5.0
10	3.0	6.0

- 1) 이 표는 토피가 1~2D 이상의 경우 강재지보공의 천단에 작용하는 지반이완의 높이를 표시한다.
- 2) 이 표는 터널천단이 지하수위 이상의 것을 대상으로 한다.
- 3) 이 표는 폭 5m에 대해서는 전단면, 폭 10m에 대해서는 상부반단면의 시공예로부터 추정된 것이다.

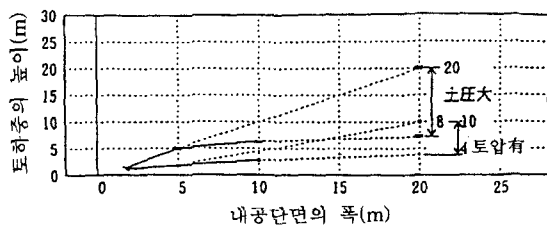


그림 2. 내공단면과 토하중고와의 관계.

의 파괴면을 따라서 발생한다고 가정하여 그림 6과 같은 터널상부에는 $h = \alpha \cdot H$ 의 포물선의 범위로 토하중이 작용하는 것이라고 하였다(그림 6)

그림 7은 Bierbaumer 이론을 모델화한 것으로 터널상부면 CD(폭은 $B = b + 2m \tan(45^\circ - \phi/2)$)에 작용하는 수직력 P_i 는 CE, DF에 연하여 발생하는 마찰력 $F = 2\mu E = 2 \tan^2(45^\circ - \phi/2) H^2 \gamma / 2$ 의 차로부터 유도된다. 즉

$$\begin{aligned}
 P &= \gamma HB - F \\
 &= \gamma H \left[b + 2m \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \right] - \gamma H^2 \tan\phi \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\
 \therefore P_i = \frac{P}{B} &= \gamma H \left\{ 1 - \frac{\tan\phi \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) H}{b + 2m \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} \right\} \quad (5)
 \end{aligned}$$

또한 축압 P_u 는 다음과 같다.

$$P_u = P_i \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (6)$$

4.3 Terzaghi 이론

Terzaghi는 그림 8에서 보는 바와 같이 경사각 $45 + \phi/2$ 에 활동면이 발생하고 폭 B의 수직전단면에 생기는 마찰력을 받는다고 가정하였다. 전단면에서의 전단강도는 다음과 같다.

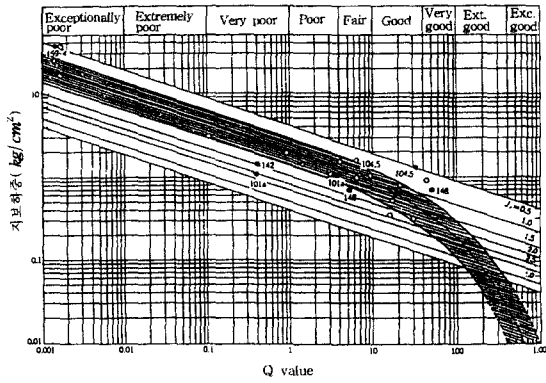


그림 3. Q 값과 지보하중의 관계.

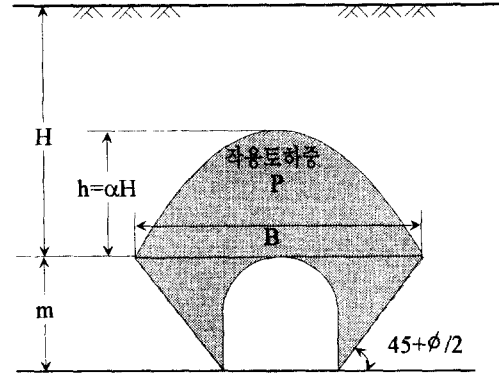


그림 6. Bierbaumer의 토압.

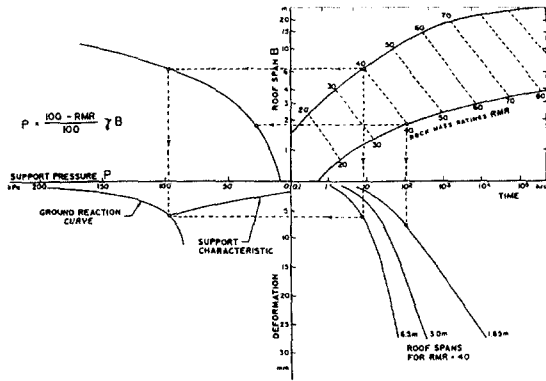


그림 4. RMR 값과 지보하중의 관계.

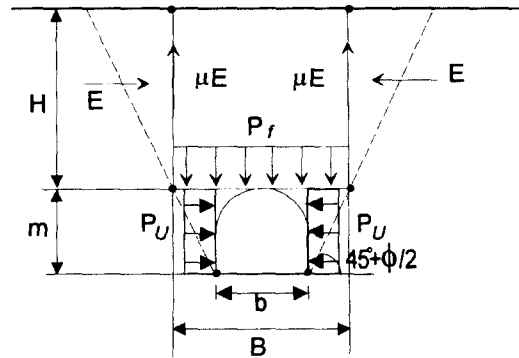


그림 7. Bierbaumer 이론의 모델화.

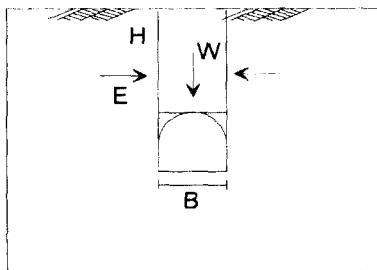


그림 5. Culmann의 토압.

$$\tau = C + \sigma_h \tan \phi \quad (7)$$

여기서 C : 점착력

σ_h : 심도 Z에서의 수평응력

심도 Z에서의 토괴의 힘의 합은 다음과 같다.

$$B\gamma \cdot dZ = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2(C + \sigma_h \tan \phi)dZ \quad (8)$$

또한 수평응력 σ_h 를 $K \cdot \sigma_v$ 로 나타내면, (8)식은 다음과

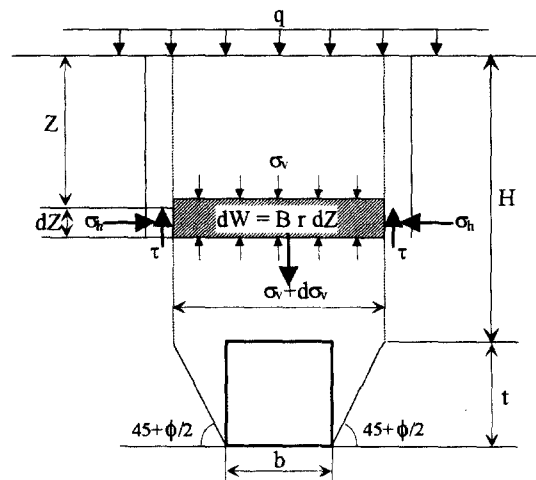


그림 8. Terzaghi의 토압.

같이 된다.

$$\frac{d\sigma_v}{dZ} = \gamma - \frac{2C}{B} - 2K\sigma_v \frac{\tan \phi}{B} \quad (9)$$

(9)식을 Z에 대하여 적분하면

(a) $C \neq 0$ 의 경우

$$\sigma_v = \frac{B \left[\gamma - \frac{2C}{B} \right]}{K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \cdot \tan \phi \frac{2Z}{B}} \right) + qe^{-K \cdot \tan \phi \frac{2Z}{B}} \quad (10)$$

(b) $C = 0$ 인 경우

$$\sigma_v = \frac{B \gamma}{K \cdot \tan \phi} \left(1 - e^{-K \cdot \tan \phi \frac{2Z}{B}} \right) + qe^{-K \cdot \tan \phi \frac{2Z}{B}} \quad (11)$$

(c) $C = 0, q = 0$ 인 경우

$$\sigma_v = \frac{B \gamma}{K \cdot \tan \phi} \left(1 - e^{-K \cdot \tan \phi \frac{2Z}{B}} \right) \quad (12)$$

그리고 천단부에서의 수직압력 σ_v 는 $Z = H$ 로 구하는

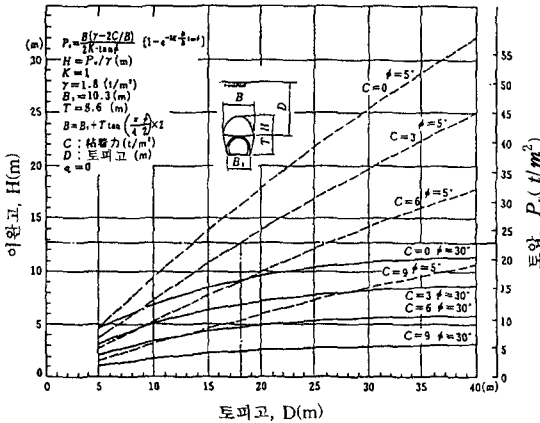


그림 9. Terzaghi에 의한 터널 토압.

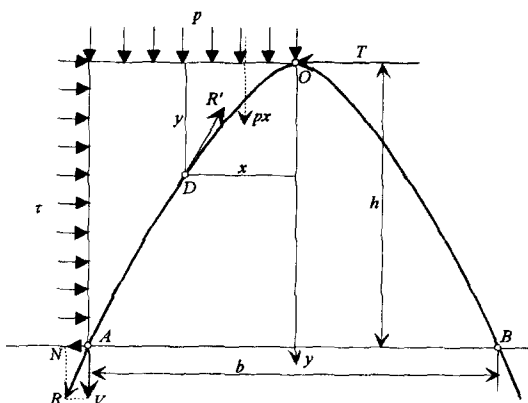


그림 10. Protodyakonov의 이완토압.

것이 가능하다. 또한, K 값은 실험과 경험에 기초하여 대개 $K = 1$ 이다.

그림 9는 Terzaghi 식을 이용하여 토피고 D와 수직압력 $\sigma_v = P_v$ 의 관계를 보여주고 있다. 그림에는 점착력 C와 내부마찰각 ϕ 를 변수로서, 철도터널의 복선단면에 대해서 이완고를 구하는 일례로서, 우측에 (1)식에 의해 $q=0, Z=D$ 에 대해 구하는 수직압력 $\sigma_v = P_v$ 값을, 좌측에는 수직압력 P_v 를 토하중고에 환산하여 이완고($H=P_v/\gamma$)의 값을 보여준다. 예로서 토피고가 18 m인 경우 토질이 $C = 30 \text{ kPa}, \phi = 5^\circ$ 이면 $P_v = 230 \text{ kPa}, H = 12.7 \text{ m}$ 가 된다(그림 8, 그림 9)

4.4 Protodyakonov의 이완토압

Protodyakonov는 터널상부에 그림 10에서 보는 바와 같이 아치 AOB가 형성되며, 아치는 AOB를 따라서 압축응력의 평형이 유지된다고 가정하였다(그림 10). 임의의 점 D에서의 모멘트를 고려하면,

$$-T \cdot y + p_x^2 = 0 \quad (13)$$

A에서의 수평력을 N이라고 하면

$$N = V \cdot f - \tau \cdot h = p \frac{b}{2} f - \tau \cdot h \quad (14)$$

여기서 V : 수직력으로 $p \frac{b}{2}$
 τ : 횡방향의 전단응력
 f : Protodyakonov 지수
 b : 터널의 폭
 h : 아치의 높이

$x = b/2, y = h$ 이면, $N = T$ 이고 앞 식으로부터

$$\tau = p \cdot \frac{b}{2} \frac{4f \cdot h - b}{4h^3} \quad (15)$$

이 경우 $\tau = \frac{p \cdot f^2}{2}$ 가 되고

$$\frac{p \cdot x^2}{2} = T_y - N_x = \left(p \frac{b}{2} \cdot f - \frac{p \cdot f^2}{2} \cdot \frac{b}{2f} \right) y = \frac{p \cdot f \cdot b}{4} y$$

$$\therefore y = \frac{2x^2}{b \cdot f} \quad (16)$$

터널에 작용하는 하중의 포물선 범위는 지반중량이 되는데

$$P = \gamma \cdot \frac{2}{3} \cdot b \cdot h = \gamma \frac{2}{3} \cdot b \cdot \frac{b}{2f} = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{b^2}{f} \quad (17)$$

표 5. AFTES의 분류(Protodyakonov 지수)

구분	한정	예	f
I	강도가 큰 암석	강도가 큰 규암 및 현무암	20
II	상당한 강도의 암석	상당한 강도의 화강암, 반암, 사암 및 강도가 비상이 큰 암석	13~19
III	내구성이 충분한 암석	내구성이 우세한 백운모 화강암, 사암 및 석회석, 대리석, 백운암, 치밀한 암석	7~13
IV	보통의 강도의 암석	보통의 사암, 규질 편암, 편암질 사암	5~7
V	평균적 강도의 암석	평균적 강도의 점토질 사암 및 석회석, 치밀한 니암, 낮은 전교합을 갖는 암석	3~5
VI	강도가 작은 암석	전교합이 작거나 상당한 균열을 갖는 편암, 석회암, 보통의 니회암, 상당한 균열을 갖는 사암, 및 압축된 사질토	1.3~3
VII	파쇄암석, 고압밀토	점도, 점성층적토, 압밀점토질모래, 견밀한 모래	0.9~1.3
VIII	중압밀토	니탄, 점토질모래, 중압밀모래	0.7~0.9
IX	저압밀토	저압밀소성토, 포화된 모래	0.5~0.7
X	유동지반	질니, 기타 포화된 소성토	0.5

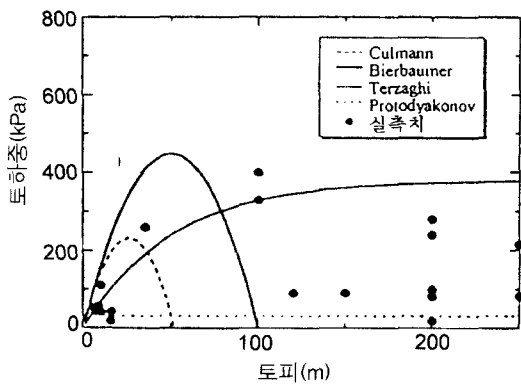


그림 11. DL급 암반에서의 이론 토하중과 실제 토하중의 비교.

단위면적당 터널에 작용하는 응력 p는

$$p = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{b}{f} \quad (18)$$

f의 크기는 흙의 경우 $f = \tan \phi + \frac{C}{\delta_c}$ 와 같고 암반의 경우 $f = \frac{\delta_k}{100}$ 와 같다. 이때 접착력 C 및 흙과 암반의 일축압축강도(δ_k , δ_c)의 단위는 bar이다. 표 5는 Protodyakonov 지수를 나타낸 것이다.

그림 11에는 각종 지압의 추정법에 의해 산정된 이론 토하중과, 실제 토하중의 비교예를 보여준다.

5. 계측에 의한 방법

5.1 암반탄성파속도와 이완된 층두께 또는 소성범위와의 관계

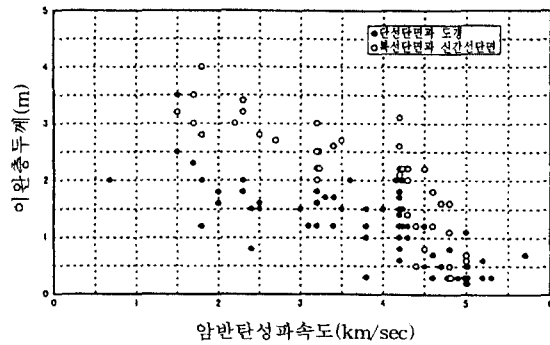


그림 12. 암반의 탄성파속도와 이완층두께와의 관계

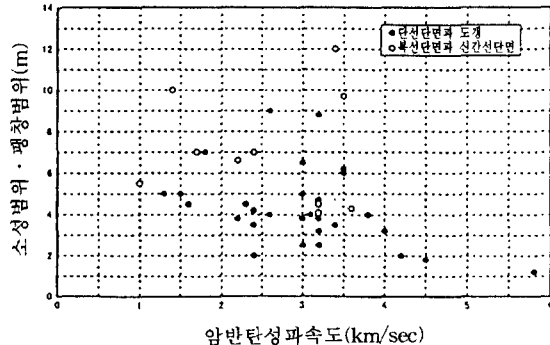


그림 13. 암반의 탄성파속도와 소성범위 · 팽창범위와의 관계.

그림 12에서 보는 바와 같이 암반의 탄성파속도가 큰 경우에는 이완된 층두께가 감소하는 경향이 있지만, 편차가 크다. 또한 굴착단면이 큰 경우에도 이완된 층두께도 증가하는 경향이 확인되었다. 여기서, 일반적인 지반조건에 대한 것은 이완된 층두께로 단층파쇄대, 연암, 팽창성 암석 등에 대한 것은 소성범위로서 분류된다.

이완된 층두께의 실측최대치는 단선단면(또는 갱도)에서 2.5 m, 복선단면(또는 신간선단면)에서 4 m이다.

그림 13에서 보는 바와 같이 암반탄성파속도와 소성범위·팽창범위와의 명확한 관계가 확인되지 않지만, 단면이 큰 경우에는 소성범위가 큰 경향이 있고, 소성범위의 실측최대치는 12 m에 이른다. 양자에는 다음의 관계가 있다.

$$R \geq 8.0 \times e^{-0.35v} \quad (19)$$

여기서 R : 소성범위 또는 팽창범위(m),

v : 암반의 탄성파속도(km/h)(그림 13)

5.2 일축압축강도와 이완층두께 또는 소성범위와의 관계

그림 14에서 보는 바와 같이 일축압축강도가 클수록 이완층두께가 감소하는 경향이 있다. 또한 굴착단면이 큰 경우에도 이완된 층두께도 증가하는 경향이 확인되었다.

그림 15에서 보는 바와 같이 일축압축강도와 소성범위·팽창범위와의 관계는(일축압축강도가 2 MPa 이하의 사례가 많다) 일축압축강도와 이완층두께와의 경우와 동일하다.

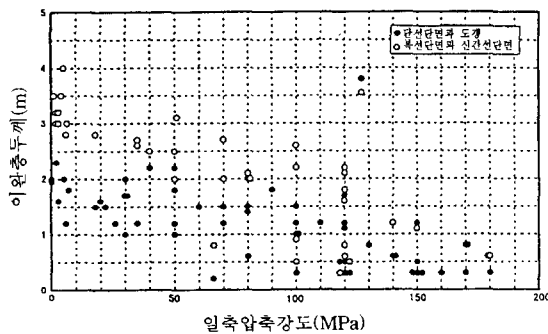


그림 14. 일축압축강도와 이완층두께와의 관계.

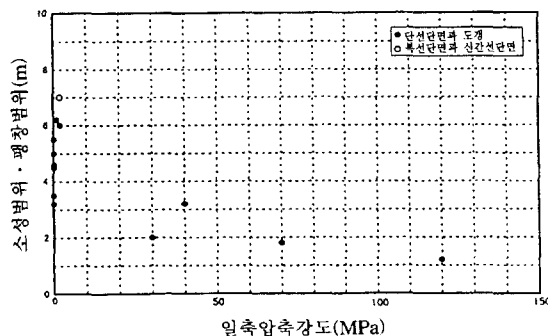


그림 15. 일축압축강도와 소성범위·팽창범위와의 관계

5.3 지반강도비와 이완층두께 또는 소성범위와의 관계

지반강도비(=일축압축강도/단위체적중량×토포고)와 이완층두께와의 관계는 그림 16에 나타나 있다. 지반강도비가 증가할수록 이완된 층두께는 감소하는 경향이 있다(그림 16).

지반강도비와 소성범위·팽창범위와의 관계는 그림 17에 나타나 있다. 실제예가 적기는 하지만, 지반강도비가 2 이하인 경우에 큰 소성범위를 보여주는 사례가 많다.

5.4 굴착단면과 이완층두께와의 관계

동일지점 동일지반에 대하여 도갱과 복선단면(또는 신간선 단면)의 양쪽에 대하여 실측된 이완층두께는 그림 18에 나타나 있다. 단면크기의 지표는 굴착의 폭+높이로 하였다. 전체적인 실측례에 있어서, 단면이 증가할수록 이완층 두께는 증가함을 확인하였다. 이러한 증가의 평균은 이완층 두께/(폭+높이)=0.113이 되었다(그림 18).

5.5 준압반탐성파속도 및 단면크기와 이완층두께와의 관계

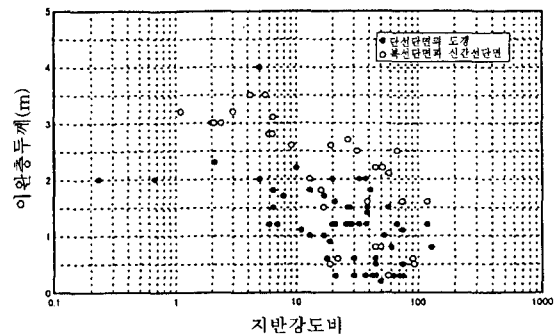


그림 16. 지반강도비와 이완층두께와의 관계.

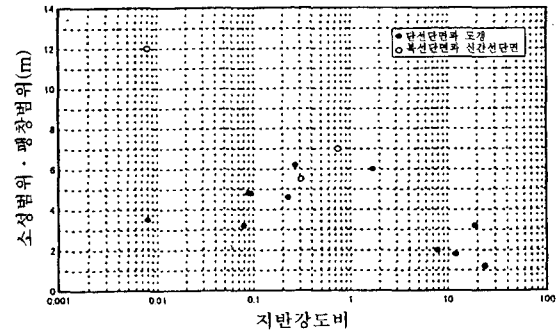


그림 17. 지반강도비와 소성범위·팽창범위와의 관계

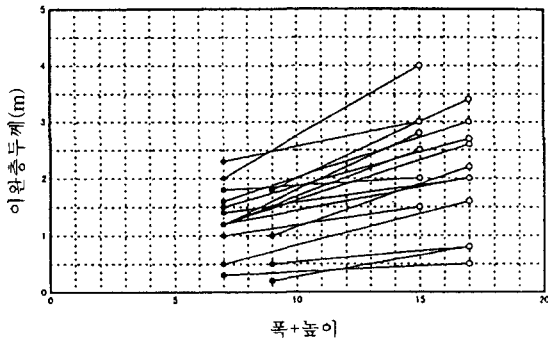


그림 18. 굴착단면과 이완층두께와의 관계.

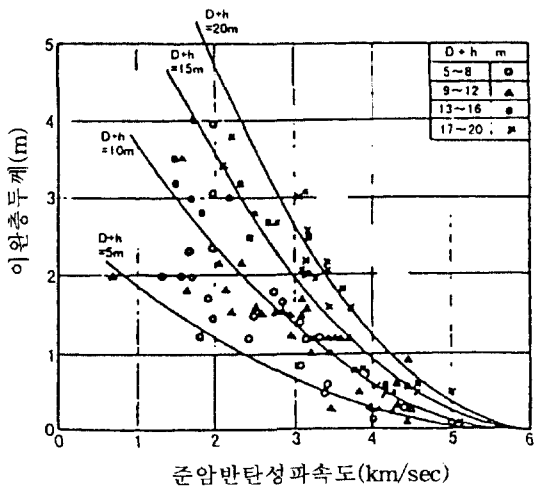


그림 19. 준암반탄성파속도와 이완층두께와의 관계.

그림 19에서 다음식과 같은 관계를 보여주고 있다.

$$R = 0.015 \times (D+h) \cdot \left(6.0 - v \cdot \frac{V}{V}\right)^2 \quad (20)$$

- 여기서 R : 이완층두께(m) D : 단면의 폭(m)
- h : 단면의 높이(m) v : 암반의 포아손비
- v : 암반의 탄성파속도(km/h)
- V : 시료의 탄성파속도(km/h)
- $v \cdot \frac{V}{V}$: 준암반탄성파속도(km/h)

6. 토피가 얇은(2D 이하) 터널의 경우

6.1 편압

특히 갱구부근 등에 토피가 얇은 경우에, 지표면의 경사 및 관입하는 연약층이 존재하는 등 지형 지질상황의 영향을 받게되어 편압이 되는 경우가 있다. 토피가 충분

히 있는 경우에는 지표면의 고도차 등, 지형에 의한 지압의 편차를 무시해도 되지만, 파쇄대가 있는 경우에는 지질상황에 따라 편압이 발생할 수 있는 경우가 있으므로 주의하지 않으면 안된다.

6.2 삼재하중

삼재하중에 대해서는 절성토의 하중, 자동차 하중, 궤도의 차량하중, 구조물 하중 등이 있다.

7. 기타 하중

7.1 수압

수압은 지하수위의 변동을 상정하여, 안전한 설계가 되도록 지하수위를 설정한다. 수직방향의 수압은 분포하중으로, 그 크기는 복공천단부에 관해서는 그의 정점에 작용하는 정수압, 저부에 관해서는 그 저면에 작용하는 정수압을 표준으로 한다.

수평방향의 수압은 등분포하중으로 그 크기는 정수압이 된다. 복공에 작용하는 수압은 자연 또는 인위적인 영향에 의해 변동한다. 이러한 상황중에서, 터널은 설계 계산상, 지하수위를 높게하는 것이 필수적으로 안전측의 설계가 될 수 있고, 반대로 지하수위를 낮게 반영하여 설계하는 방법이 안전측의 설계가 되는 경우도 있다.

이와 같이 수압의 계산에 이용하는 지하수위의 선정에 대해서는 충분한 검토가 요구된다. 또한 지하수위 이하에 있어서 흙의 중량에 수중중량을 이용하는데, 수압에는 정수압을 사용하는 것이 당연하다. 수압의 분포는 그림 20에 나타나 있다(그림 20).

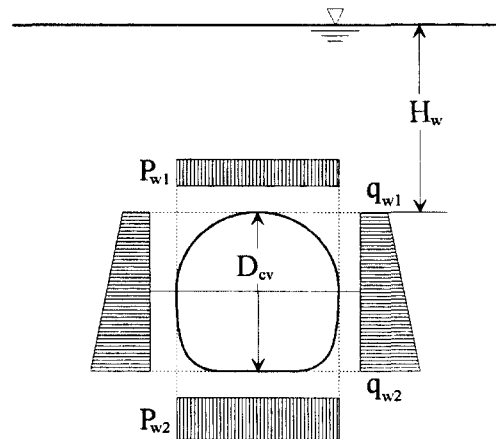


그림 20. 수압의 분포형태.

$$\begin{aligned}
 P_{w1} &= \gamma \cdot H_w \\
 q_{w1} &= P_{w1} \\
 q_{w2} &= q_{w1} + \gamma_w \cdot D_{cv}
 \end{aligned}
 \tag{21}$$

여기서 H_w : 복공바깥면의 정점으로부터의
정수압의 높이
 γ_w : 물의 단위체적중량
 D_{cv} : 복공의 도심직경(터널의 높이)

7.2 지진하중

터널은 구조물전체가 지반에 포함되어 있어, 지진시의 거동은 주변지반의 거동에 지배되기 때문에 지표의 구조물에 비해 일반적으로 지진의 영향이 작고, 피해가 있어도 경미하다.

산악부 터널에 있어서, 과거에 발생한 피해가 큰 이유는 갱문 또는 갱구부근의 복공의 변상이 주변지반의 관성력의 영향을 받게되어 지진에 의해 발생된 갱구부근의 지반미끄러짐에 의해 편압이 작용하거나, 복공 또는 갱문의

지반지반의 지내력이 부족해지기 때문이다.

참 고 문 헌

1. 日本土木學會, 1986, トンネル標準示方書(山岳編)・同解説, pp. 43-68.
2. 日本土木學會, 1996, トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説, pp. 55-65.
3. 日本土木學會, 1977, トンネル標準示方書(山岳編), pp. 34-56.
4. 日本トンネル技術協會, 1993, 大断面トンネルの設計施工に関する調査研究報告書, pp. 30-72.
5. 高橋彦治, 池田和彦, 白井慶治, NATMの理論と實題, 1973, 土木工學社, pp. 15-44.
6. Bienawski, Z.T., 1989, Engineering Rock Mass Classifications, pp. 51-72.
7. 宮下和夫, アーストンネルの設計施工, 1973, 山海堂, pp. 40-68.
8. 日本トンネル技術協會, 1982, トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書, pp. 40-61.