

RMi를 활용한 암종별 불연속체 거동특성 분석

홍창수¹⁾, 나경웅¹⁾, 황대진¹⁾, 김광진²⁾, 추석연²⁾
¹⁾삼성물산 건설부문(주), ²⁾삼보기술단

1. 서론

터널시공시 암반분류는 대상지반을 정확히 파악하고, 거기에 맞는 지보재를 선정하는데 있어 반드시 필요하다. 국내에서 사용되는 암반분류는 여러 가지가 있지만 그중에서도 RMR분류법과 Q-분류가 가장 널리 사용되어져 왔다.

한편, 터널은 연장이 길기 때문에 그 특성상 2가지 이상의 지질과 조우할 가능성이 높음에도 불구하고 기존의 분류법 및 지보설계는 대부분 단일암종에 대해서만 설계가 이루어져 암종에 따른 암반의 강도와 절리특성을 고려하지 않고 획일화된 지보패턴 적용해왔으나, RMi(Rock Mass index) system은 암석의 강도와 절리를 모두 고려할 수 있는 분류법으로 예를 들어 동일한 RMR 3등급이라 할지라도 화강편마암과 같이 경암정도로 강도가 높으나 절리빈도가 많은 경우와 석회암과 같이 강도가 낮고 절리빈도가 적은 경우에 지보체제를 달리갈 수 있으므로 암종에 따른 특성을 고려하여 설계할 수 있다.

본 연구에서는 RMR 3등급에 대하여 강도크기와 절리도를 변화시켜가며, Hoek-Brown 기준에 의해 물성치를 산정하고, 도로공사 표준도 3패턴을 적용하여 불연속체 해석을 실시하여, 1차지보재의 역할 및 암종에 따라 지보체제를 달리갈 수 있는가에 대한 판단을 하고자 한다.

2. RMi(Rock Mass Index)를 고려한 지보설계

2.1 RMi 개요

RMi 분류법은 RMR과 Q-분류의 평가요소를 포괄하고 신선암의 강도, 암블록의 크기 및 Scale Factor를 고려하여 암반의 강도를 평가, 지보량을 산정하는 최선의 암반분류법이다.

즉 RMR에서 고려하지 못하는 절리특성과 Q분류에서 미흡한 암석강도를 고려하여 개발된 암반분류로 RMi로부터 지반특성을 연속체(Massive)와 불연속체(Discontinuous)암반으로 구분하여, 각각의 거동여부에 따라 다른 지보량 산정Chart가 제공되며, 특히 단층파쇄대와 같은 연약대가 국부적으로 터널 노선에 형성되어 있는 경우 유용한 기법으로 평가되고 있다.

$$RMi = \sigma_c \times Jp$$

<= Discontinuous Rockmass

$$= \sigma_{c50} \times f_b (f_b = (0.05/D_b)^2)$$

<= Continuous Rockmass

여기서, Jp는 절리도로 다음과 같다.

$$Jp = 0.2 \sqrt{jC} \times Vb^D$$

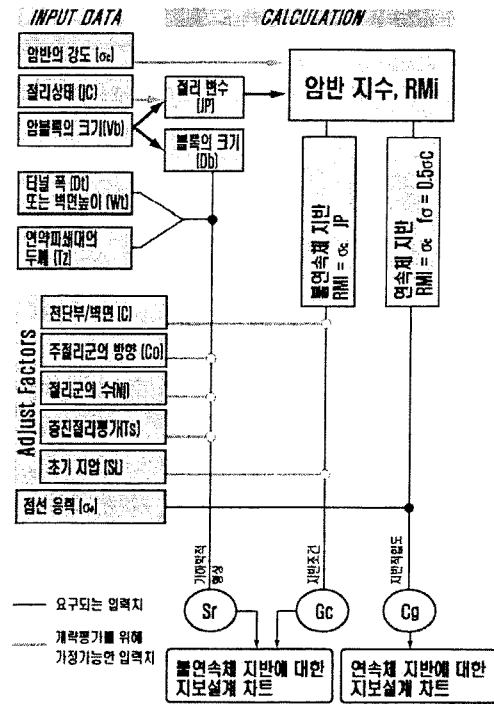
Vb는 block volume, $D = 0.37jC - 0.2$,

$$jC = \frac{jL \times jR}{jA}$$

jR = 불연속면의 거칠기, Q-분류의 Jr

jL = 불연속면의 연속성(길이)

jA = 불연속면의 변질도(충진물)



2.2 암반분류 상관관계 분석

현재 국내에서는 RMR분류법이 가장 널리 이용되고 있으며, 비교적 현장에서 적용하기가 쉽다. 그러나 Q-분류나 RMI 분류는 분류요소가 세분화 되어있으며, 숙련도에 따라 차이가 많이 나기 때문에 현장에서 사용하기가 쉽지 않다. 그러므로 기본등급은 RMR분류로 하되 이를 토대로 암반특성을 분석하여 지보시 암종특성을 반영하는 것이 최선의 방법이라 사료된다. 다음은 기존의 문헌을 토대로 각 분류법간의 상관관계를 나타낸 것이다.

표 1. 암반분류 상관관계 분석

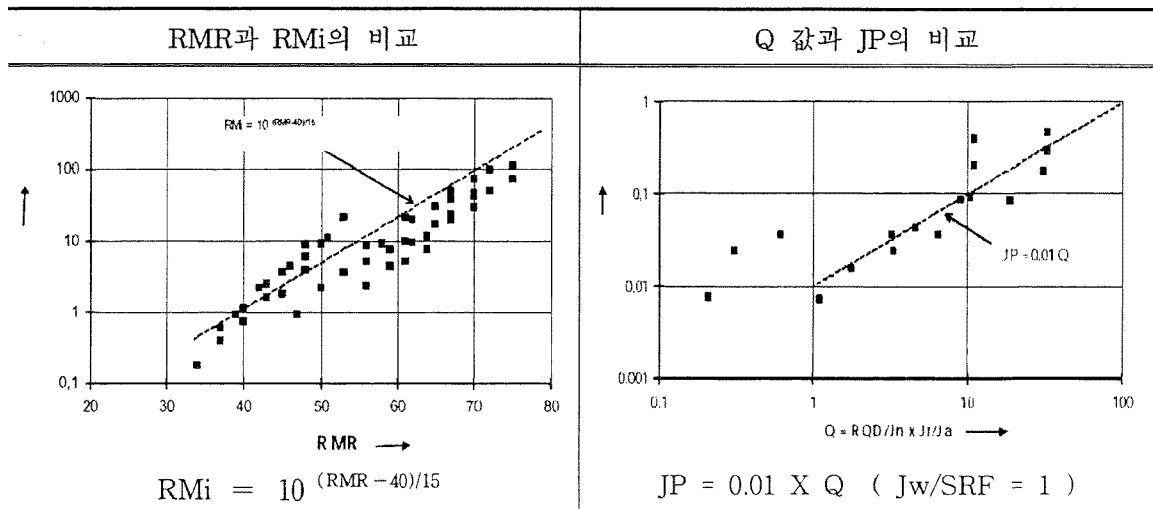


표 2. 상관관계 분석결과

암반등급	RMR	Q	RMi (RMR과의 상관관계이용)	JP (Q 와의 상관관계이용)	비고
I	100-80	40 이상	125 이상	0.4 이상	jC=1 Jw/SRF=1
II	80-60	40-10	125-22	0.4-0.1	
III	60-40	10-4	22-1	0.1-0.04	
IV	40-20	4-1	1-0.046	0.04-0.01	
V	20-0	1 이하	0.046 이하	0.01 이하	

2.2 RMR 등급별 RMi 지보차트 활용

터널굴착시 연속체지반의 안정성은 강도-변형특성에 의존하는 반면에 불연속체 지반은 강도뿐만 아니라 불연속면의 특성과 블록의 크기도 영향을 받는다. 그러므로 다음과 같이 CF(=터널직경/블록직경, Continuity factor)계수를 통해 연속성을 판단한 후 지보타입은 크게 연속체 지반, 불연속체 지반($5 < CF < 100$), 단층파쇄대 등의 연약대지반으로 나누어진다.

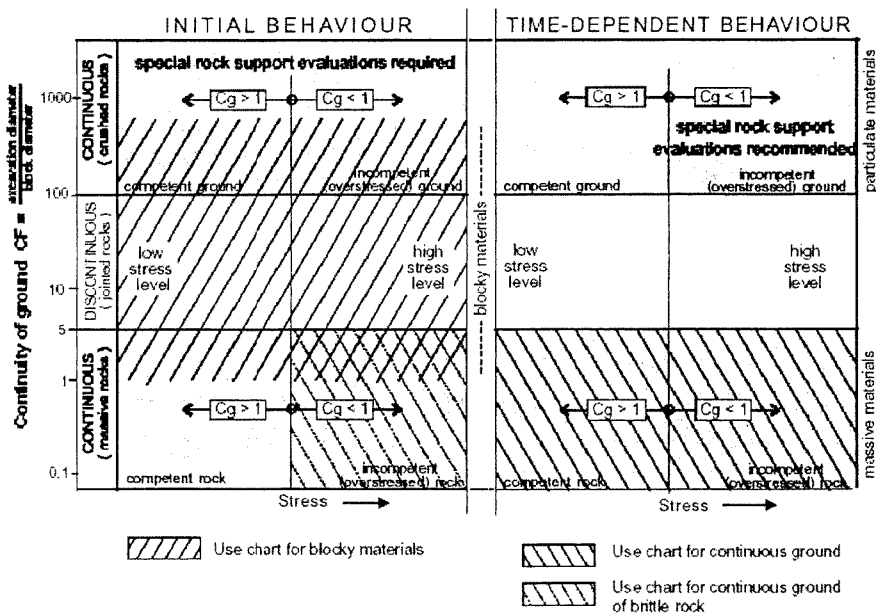


그림 1. 지반의 분류

불연속체인 경우, 지반조건계수(Gc)와 크기계수(Sr)를 통해 지보량을 산정하게 되는데 암반분류 상관관계 분석을 통해 다음 그림과 같이 RMR등급을 반영한 도표를 작성하였다.

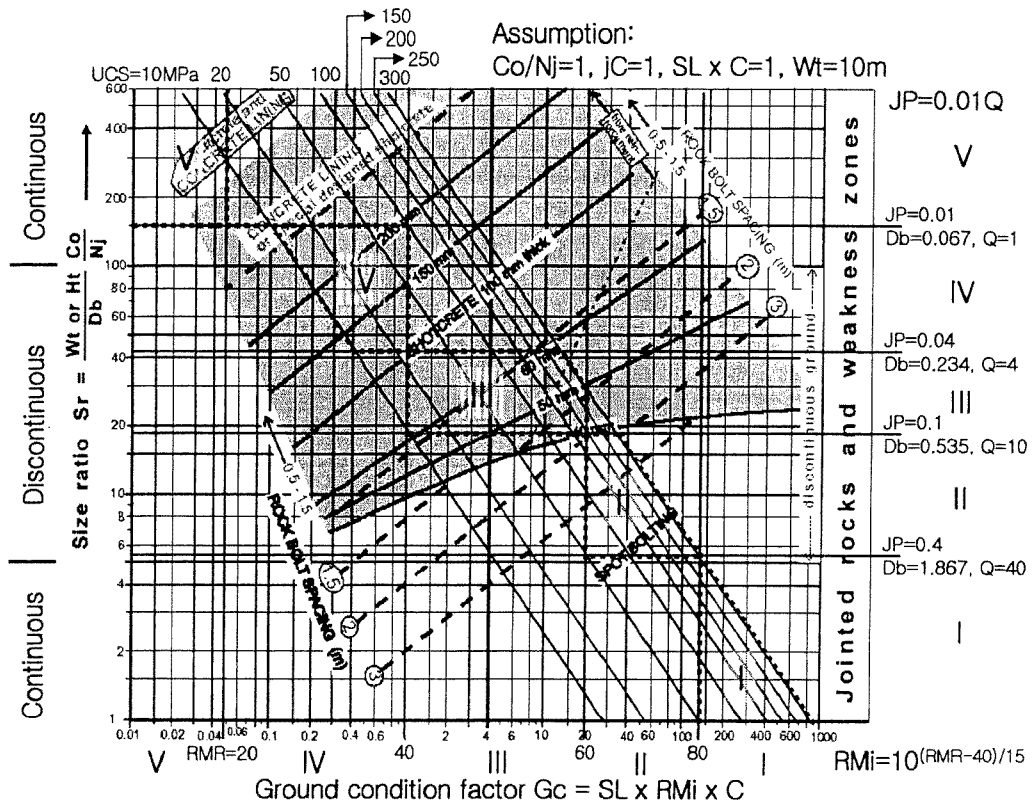


그림 2. RMR등급을 반영한 R_{mi} 지보차트

3. 해석모델 및 조건

3.1 해석모델

본 연구에서는 불연속체 해석프로그램인 UDEC을 이용하여 RMR 3등급에 대해 절리도와 일축압축강도를 변화시켜 가면서 해석을 수행하였다.

RMR 1, 5등급은 연속체 거동을 보이기 쉬우며 2~4등급은 암종특성에 따라 지보량의 차이를 보일수 있으므로 3 등급에 관하여 해석을 수행하였다.

단면 및 지보타입은 <그림 3.>과 같이 도로공사 표준도(2차로터널) 3패턴을 적용하였고, 전단면 굴착 시공순서를 모델링하였다.

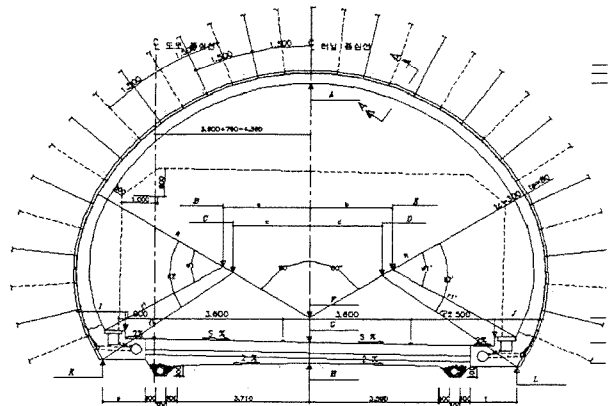


그림 3. 적용 단면

해석에 사용한 3등급 암반 절리도(JP)의 범위는 표 2.에서와 같이 Q와 JP(절리도)와의 관계식에서 대략 0.04-0.1 값을 가지므로 최대 0.1, 최소 0.04의 case를 선정하였고 각각의 경우에 표 3과 같이 무결함 암석의 강도를 20, 50, 100, 200MPa로 변화시키면서 일축압축강도에 의한 영향과 절리도에 의한 영향을 파악하고자 하였으며, 또한 표 4.와 같이 RMi에서 제시하는 동일지보량에 대한 해석적 검증을 수행하였고, 동일 RMi에 의한 절리도, 일축강도 변화를 통해 암중특성에 따른 영향을 파악하고자 하였다.

이때 절리간격은 절리형상을 고려하여 아래 그림에서부터 블록부피를 선정할 수 있으며, 이를 통해 절리간격은 $V_b = D_b^3$ 의 식을 통해 산정할 수 있다. 이때의 절리간격은 각각 0.3m와 0.6m 이다.

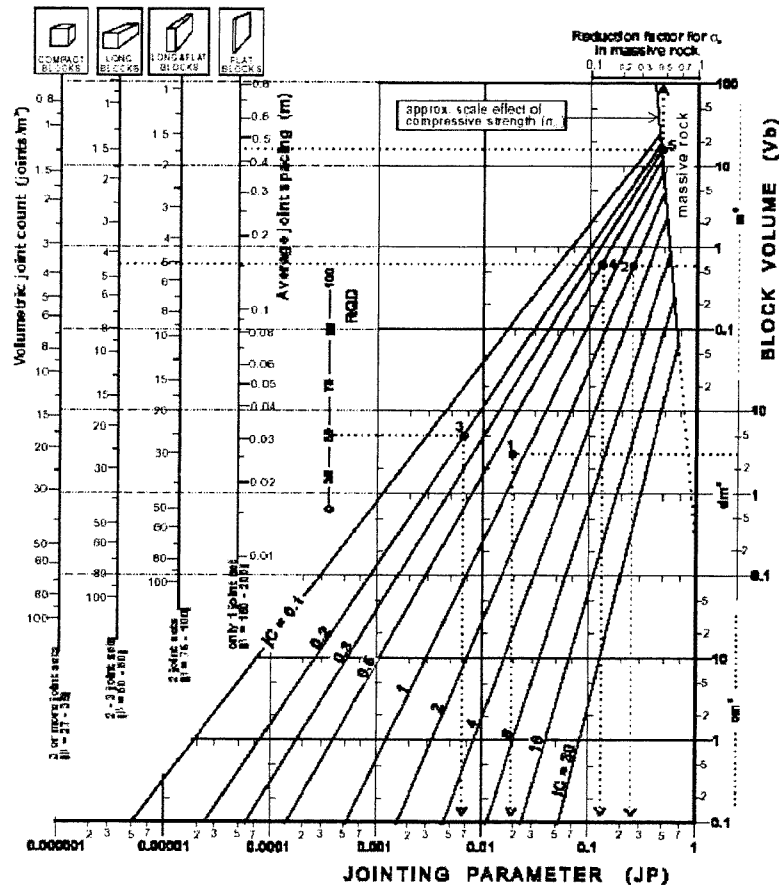


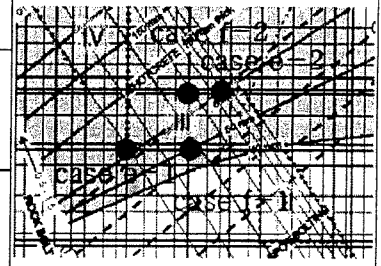
그림 4. 절리형상을 고려한 절리도와 블록부피와의 관계

표 3. 절리도, 일축강도에 대한 영향검토 해석case

JP(절리도)	무결함 일축압축강도(MPa)				
	20	50	100	200	
0.1 (절리간격 약 0.6m)	case a-1	case b-1	case c-1	case d-1	
0.04 (절리간격 약 0.3m)	case a-2	case b-2	case c-2	case d-2	

표 4. 절리도, 일축강도 동시변화시

구분	RMi	JP	일축강도 (MPa)	비고
case e-1	1.7	0.1	17	RMi 제시 동일지보량에 대한 영향검토
case e-2	16	0.04	400	
case f-1	4	0.1	40	동일 RMi에 의한 절리도, 일축강도 동시변화
case f-2		0.04	100	



확률론에 의거하여 절리의 발생빈도, 연장성 등을 균등분포로 난수를 발생하여 Joint Generation 을 실시하였으며 <그림 5.> 및 <그림 6.>에 나타내었다. 이때의 절리길이는 약 15m로 가정하였으며, 절리군은 2개 방향은 각각 45°,135°로 하였다.

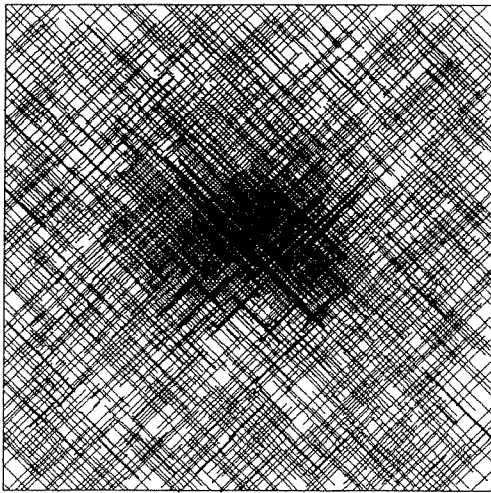


그림 5. JP=0.04일때의 절리망

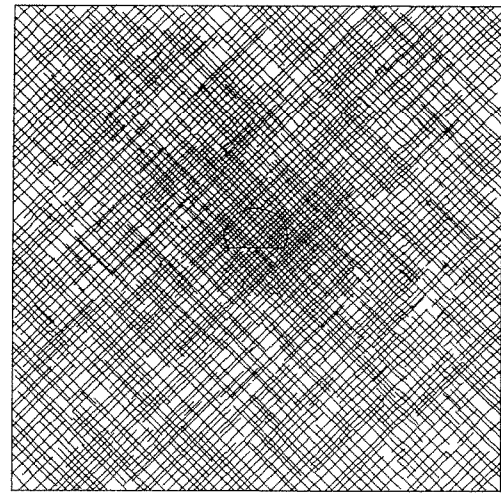


그림 6. JP=0.1일때의 절리망

3.2 해석물성치

해석에 사용한 일축압축강도는 3.3절의 표 3.과 같으며, 지반물성치는 GSI를 50으로 가정하여 Hoek-Brown 공식에 의거하여 변환한후 사용하였고, 결과는 표 5.와 같다.

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\text{sigci} \leq 100)$$

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\text{sigci} > 100)$$

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

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

표 5. 지반물성치

일축강도 (MPa)	단위중량 (tonf/m ³)	Bulk Mod. (MPa)	Shear Mod. (MPa)	포아송비	내부마찰각	점착력 (MPa)
17	2.5	2243.6	1411.3	0.24	39°	0.7
20	2.5	2564.1	1612.9	0.24	39°	1
40	2.5	4038.5	2540.3	0.24	39°	2.1
50	2.5	4487.1	2822.6	0.24	39°	2.7
100	2.5	6410.3	4032.3	0.24	39°	5
200	2.5	12820.5	8064.5	0.24	39°	12
400	2.5	25641.0	16129.0	0.24	39°	22

3.3 모델링 결과

해석경계는 상하좌우로 5D를 적용하였으며, 모델링도는 그림 5. 와 6.과 같이 절리간격이 0.3m인 경우와 0.6m인 경우로 나누어 사용하였으며, 그 결과는 그림 7.과 같다. 해석순서는 표 6.에서처럼 3패턴 시공단계를 모사하였고, 이때의 하중분담율은 60-20-20을 사용하였다.

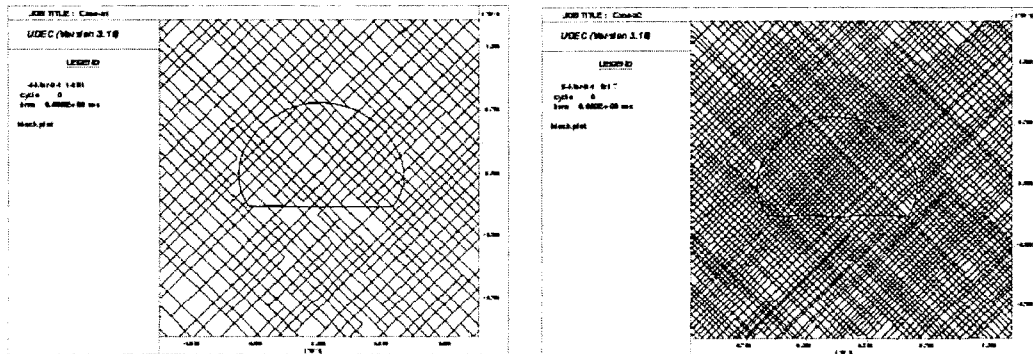


그림 7. 해석모델링

표 6. 해석단계

해석단계	0	1	2	3
시공개요도				
시공단계	초기	굴착(전단면)	Soft S/C	Hard S/C

4. 해석결과 및 고찰

4.1 암석강도 변화에 의한 해석결과

해석결과 터널의 최대천단변위는 그림 8.과 같이 절리도가 0.04인 경우가 절리도가 0.1인 경우보다 약 35% 정도 크게 나타났으며, 동일 절리도에 대해 지반의 압축강도가 커질수록 약 45% 정도 변위가 작아지는 경향을 나타내었다.

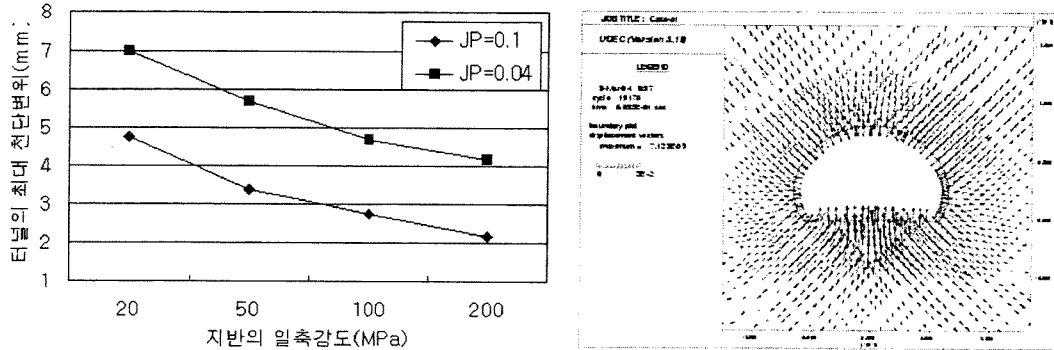
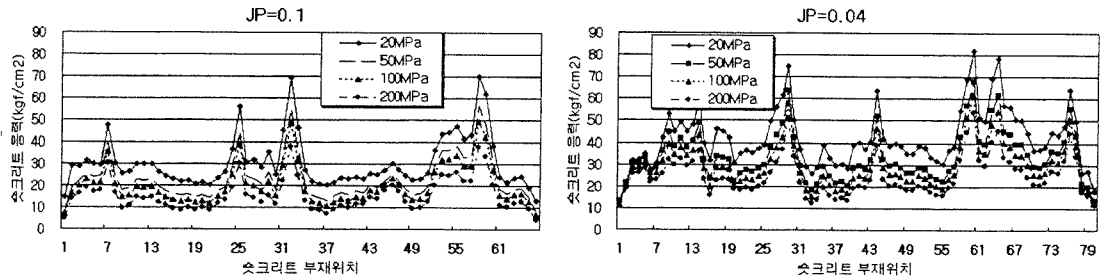


그림 8. 일축강도별 터널 최대천단변위 결과

-shotcrete의 응력결과는 그림 9.와 같고, 록볼트의 축력변화는 그림 10.에 나타내었다. 이를 통해 지보재의 부재력 또한 동일한 양상을 나타내며 절리도와 지반의 일축강도에 의해 변화하는 것으로 나타났다.

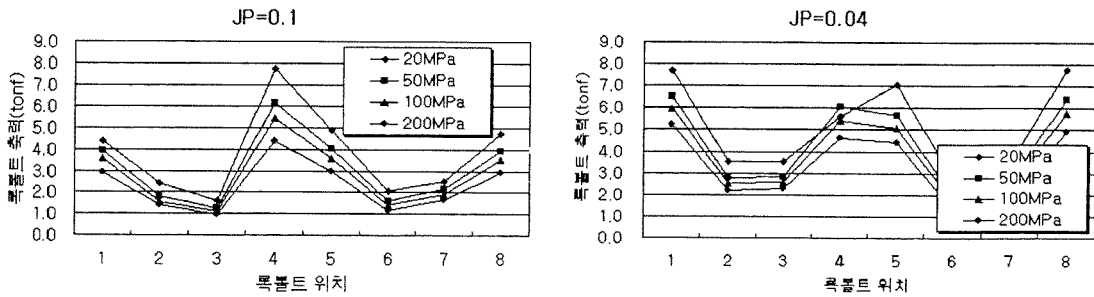
이들 결과를 정리하면 표 7.과 같다.



(a) JP=0.1 인 경우

(b) JP=0.04 인 경우

그림 9. 일축강도별 터널 shotcrete 응력 결과



(a) JP=0.1 인 경우

(b) JP=0.04 인 경우

그림 10. 일축강도별 터널 록볼트 축력 결과

표 7. 암석강도 변화에 의한 해석결과 정리

구 분		천단변위 (mm)	내공변위(합) (mm)	숏크리트 응력 (kgf/cm ²)	록볼트 축력 (tonf)
JP=0.1	20	4.75	6.74	62.82	7.71
	50	3.37	4.91	50.34	6.12
	100	2.77	4.14	44.11	5.47
	200	2.18	3.14	34.58	4.39
JP=0.04	20	7.02	11.55	81.95	7.75
	50	5.68	9.02	68.25	6.53
	100	5.05	7.92	62.14	5.97
	200	4.19	6.51	53.93	5.20

4.2 RMi 제시 동일 지보량에 따른 절리도, 일축강도 동시변화시

표. 4와 같이 RMi에서 제시하는 동일지보량에 따른 변화 검토결과 터널의 최대천단변위는 그림 11.과 같이 case e-1(17Mpa, JP=0.1) 인 경우와 case c-2(100MPa, JP=0.04) 인 결과가 비슷하게 나타났다. 이는 RMi에서 제시한 case e-2(400MPa, JP=0.04)의 일축강도보다 더 작은 값이다.

그러나, 동일지보량에 대한 절리도, 일축강도 변화추세는 확인할 수 있었다.

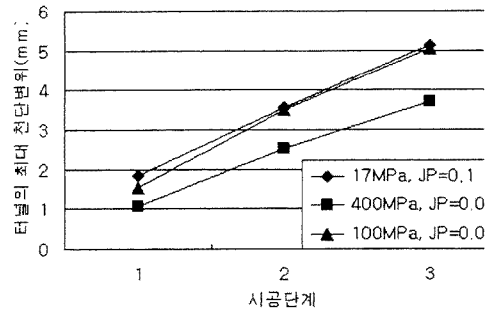
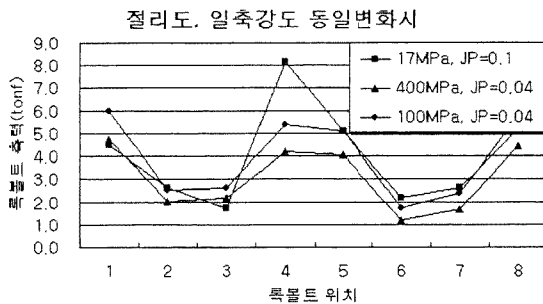
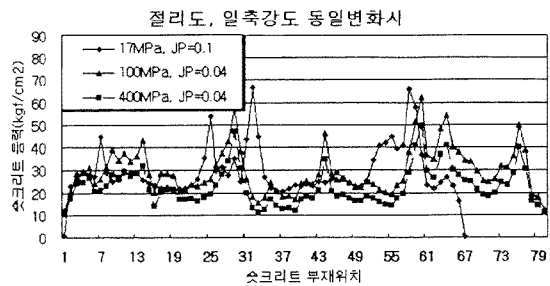


그림 11. 터널의 최대천단변위

숏크리트 응력또한 그림 12.에서처럼 case e-1과 case c-2가 각각 최대 66.52kgf/cm², 62.14kgf/cm²로 거의 비슷하게 나타났으나 록볼트 축력은 절리도가 낮은 e-1에서 가장 큰 값을 보였다.



(a) 록볼트 축력



(b) 숏크리트 응력

그림 12. RMi 제시, 동일지보량에 따른 절리도, 일축강도 동시변화시 지보재의 부재력

4.3 동일 RMi에 따른 절리도, 일축강도 동시변화시

표. 4와 같이 RMi 값을 3등급의 대표값인 4로 고정시켰을 경우 터널의 최대천단변위는 그림 11. 과 같이 약 30%이상 차이가 나는 것으로 나타났다. 숏크리트 응력또한 그림 13.에서처럼 c-2에서 62.14kgf/cm², f-1에서 52.11kgf/cm²로 차이가 났으며, 록볼트 축력은 각각 5.96tonf, 6.42tonf으로 나타났다.

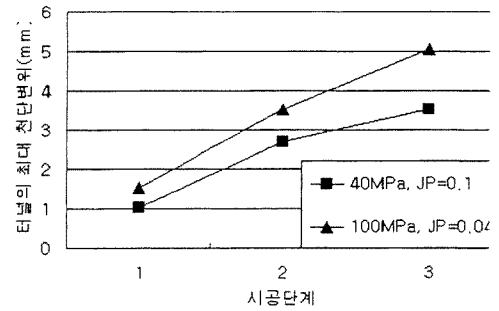
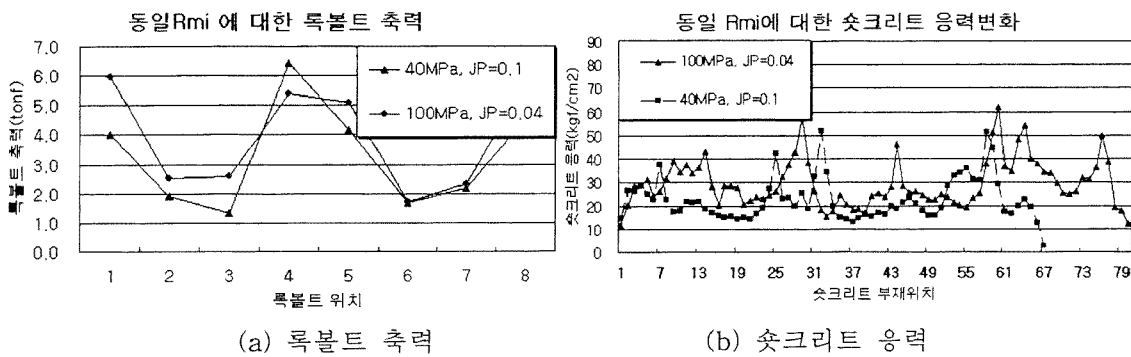


그림 13. 터널의 최대천단변위



(a) 록볼트 축력

(b) 숏크리트 응력

그림 14. 동일 RMi에 대한 지보재의 부재력

5. 결론 및 제언

RMR 3등급에 대하여 RMi를 근거로 한 절리도 및 일축강도에 관한 매개변수 검토결과를 정리하면 다음과 같다.

1) 동일 절리도에 대해 지반의 압축강도가 커질수록 약 45% 정도 변위가 작아지는 경향이 나타났으며, 절리도가 0.04인 경우가 절리도가 0.1인 경우보다 약 35% 정도 크게 나타났으며 이를 통해 3등급에서는 절리도와 암반의 일축강도가 모두 터널거동에 중요한 거동을 미치는 것으로 판단된다.

2) 표 7.에서와 같이 동일1한 지반의 일축강도를 기준으로 절리도가 변화하였을 경우(a-1 vs a-2) 숏크리트의 응력변화는 62.82kgf/cm²에서 81.95kgf/cm²로 약 23% 증가한 반면 록볼트 축력은 7.71tonf에서 7.75tonf으로 거의 변화가 없어 이를 통해 3등급에서 절리도 변화시 록볼트보다 숏크리트의 작용이 훨씬 큰 것으로 판단된다.

3) 그림 11. 및 그림 12.를 통해 절리도와 지반강도가 변화하더라도 동일 지보량을 적용할 수 있는 조건이 발생 할 수 있으며, 본 연구에서는 3등급에서 17Mpa, JP=0.1인 경우와 100MPa, JP=0.04인 경우가 비슷하게 나타났다.

4) 표 7. 및 4.3절의 결과를 토대로 절리도와 지반의 강도특성이 상이한 암종에서는 비록 동일 RMR 등급이라 할지라도, 그 특성을 파악하여 지보량을 변화할 수 있다.

RMi 암반등급은 비록 분류에 숙련도가 요구되나, 절리특성과 강도특성 모두를 잘 반영할 수 있으므로 터널굴착시 2종 이상의 암종과 조우할 경우에는 절리와 강도특성이 모두 중요한 3등급에 대해 RMi 지보차트를 이용하여 검증할 필요가 있다.

참 고 문 헌

1. Bashin, R. K. & Høeg, K. 1998. Numerical modeling of block size effects and influence of joint properties in multiply jointed rock. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 13, No. 2, pp. 181-188.
2. Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1980): Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. Proc. Int. Conf. Subsurface Space, Pergamon Press, pp. 553-561.
3. Bieniawski, Z.T. (1988): Rock mass classification as a design aid in tunnelling., Tunnels & Tunnelling, July 1988
4. Cundall, P. A., et al. 1998. UDEC(Universal Distinct Element Code) Manual. Minneapolis, Minn. : Itasca Consulting Group, Inc..
5. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002), Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
6. Hoek E. and Brown E.T. 1980. Underground Excavations in Rock . London: Institution of Mining and Metallurgy 527 pages
7. Hong, chang-soo, 2002, A study for geometrical and mechanical properties of the discontinuity in rock mass and its influence on tunnel behavior, ISRM
8. Palmström A.: RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes., PhD. thesis, Oslo University, Norway, 1995, 400 p.
9. Palmström A.: RMi - a new practical characterization system for use in rock engineering., Conf. Svenska Bergmekanikdagen 1996, Stockholm, pp. 39-63.
10. Palmström A.: Recent developments in rock support estimates by the RMi., Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, vol. 6, no. 1, May 2000, pp. 1 - 19
11. Serafim J.L. and Pereira J.P. (1983): Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski., Proc. Int. Symp. on Engeneering Geology and Underground constructions, pp. 1133 - 1144.