

강도감소법을 이용한 산악터널 갱구부의 안전영역 평가

An Assessment of Safety Zone for Mountain Tunnel Portal Using Strength Reduction Technique

홍창수¹⁾, Chang-Soo Hong, 황대진²⁾, Dae-Jin Hwang, 이강호³⁾, Kang-Ho Lee,
유광호⁴⁾, Kwang-Ho You

- 1) 삼성물산(주) 건설부문 기술연구팀 선임, Senior Researcher, R&D Team, Samsung Corporation
- 2) 삼성물산(주) 건설부문 기술연구팀 수석, Principal Researcher, R&D Team, Samsung Corporation
- 3) 삼성물산(주) 건설부문 TA팀 전문위원, Technical Advisor, TA Team, Samsung Corporation
- 4) 수원대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Suwon University

SYNOPSIS : During the excavation of a tunnel portal, failure zones around the tunnel heading occur and also the ground supports itself. In a portal, its location and the ground characteristic have a great influence on the stability of the tunnel. Therefore, the failure mechanism of a tunnel heading and how to assess the stability of the tunnel are very important.

In this paper, the numerical analyses were executed to evaluate the safety factor using strength reduction technique. The influence area of an excavation was also predicted through a case study in which no-support case and support case with the Pattern P-6 were compared in terms of the ground class and the shear strain.

Key words : Strength reduction technique, Location of portal, Safety zone, Support pattern

1. 서 론

산악터널의 갱구부는 가능한 Arching Effect가 발휘되는 영역을 잡는 것이 터널 안정성 측면에서 유리하나 이로 인해 과도한 사면이 굴착되어야 하는 문제가 발생된다. 하지만 민원이나 노선계획 등의 제약조건에 의해 어쩔 수 없이 불리한 지반에 놓일 수 있으며, 최근 자연훼손을 최소화하기 위해 적극적인 보강을 통해 NATM 시·중점 위치를 가능한 토피고가 가장 작은 지점에 위치하도록 하고 있으므로 지반의 능력을 최대한 활용하면서 적절한 보강을 통해 어느 정도 최소 토피고를 줄이느냐는 갱구위치 선정 시 중요 요소가 된다.

갱구부에서는 그 특성상 Arching Effect가 발휘되지 못하는 위치에 놓일 수도 있으며, 대체로 풍화가 진행된 취약한 암반에 설치되어 지반특성에 따라 영향범위가 달라질 수 있으므로 파괴 메커니즘의 검토 및 터널안정성 평가는 매우 중요하다.

터널의 경우 사면과는 달리 파괴면의 형상을 사전에 가정하기 어렵기 때문에 한계평형법에 기초한 해석법을 적용하여 안전율을 구하기가 곤란하다. 이러한 이유에서 터널을 대상으로 한 수치해석은 안전율을 구하기보다는 안정성을 평가하는 데만 제한적으로 사용되어 왔다. 본 연구에 사용된 전단강도 감소 기법은 Dawson et al.(1999)에 의해 개발되었으며, 전단강도 감소기법은 실제 중력을 가한 상태에서 지반의 전단강도를 감소시켜가며 해석을 수행하고 터널이 파괴될 때의 강도비로서 안전율을 구하는 방법이다. 전단강도 감소기법은 파괴활동면을 미리 가정하지 않고, 해석결과로서 안전율과 파괴활동면이

동시에 구해지는 장점이 있다. 지반뿐만 아니라 지보재의 파괴도 터널의 안정성에 큰 영향을 미치므로 슛크리트 내에 발생하는 응력이 허용응력을 초과하면 슛크리트가 파괴된다고 가정하는 허용응력 설계법을 이용하여 터널의 안전율을 산정하였다.

본 연구에서는 경암, 연암, 풍화암, 토사지반에 대해 강도감소법을 이용한 2차원 수치해석을 통해 무보강시 측압계수의 변화에 따른 최소안전율을 검토하였으며, P-6패턴으로 보강시 전단변형율을 통해 굴착영향권을 파악하여 갱구위치 선정 시 도움이 되고자 한다.

2. 2차원 수치해석 개요

2.1 해석 개요

본 연구에서는 경암, 연암, 풍화암, 풍화토 지반에 대해 무보강시와 P-6패턴으로 보강한 패턴에 대하여 측압계수를 0.5, 1.0, 1.5로 변화시켜 가면서 각각 굴착의 영향범위를 파악하였다. 해석단면은 그림 1과 같이 고속도로 설계에 적용한 도로공사 표준단면을 사용하였다. 풍화암 및 토사지반인 경우는 인버트 단면 및 강관다단그라우팅을 적용하였으며, 토사지반은 추가로 Ring-cut굴착을 모델링하였다. 슛크리트두께는 기본적으로 16cm를 적용하였으며, 풍화암에서는 20cm, 토사에서는 25cm를 적용하였다.

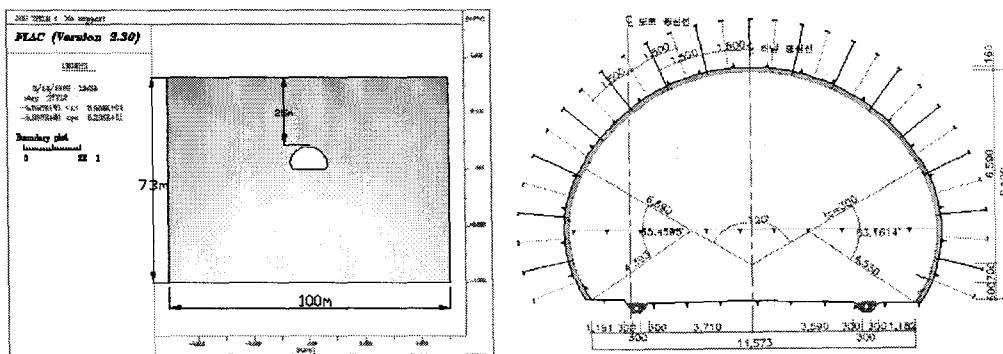
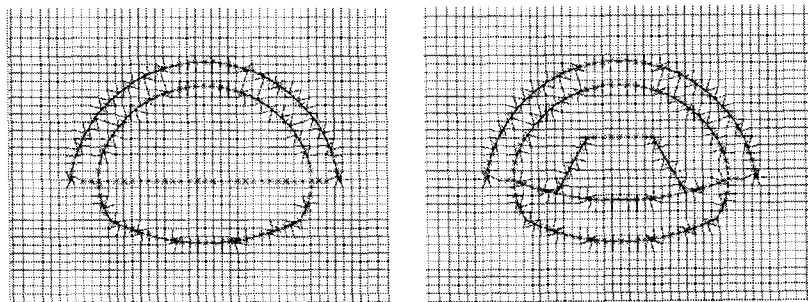


그림 1. 해석단면



(a) 풍화암지반

(b) 토사지반

그림 2. 풍화암, 토사지반의 보조공법 적용도

2.2 입력 물성치 및 하중분담율

해석에 사용된 지반 물성치는 외국기준인 RMR, Q분류뿐만 아니라 국내 분류법인 도로공사 기준, 건교부 표준품셈, 서울지하철 기준, 고속철도공단 기준 등을 참고로 하여 다음 표 1과 같이 본 해석에 적용할 지반 물성치를 선정하였다.

표 1. 적용 지반 물성치

구 분	변형계수 (tf/m ²)	단위중량(tf/m ³)	점착력(tf/m ²)	내부마찰각(°)	포아송비
경 압	1.0×10 ⁶	2.7	70	43	0.20
연 압	4.0×10 ⁵	2.5	50	37	0.25
풍 화 압	4.0×10 ⁴	2.2	10	33	0.30
풍 화 토	5.0×10 ³	1.9	5.0	30	0.35

터널 시공 시 막장면의 보강효과를 2차원 해석에 고려하기 위해 하중분담율을 적용하며, 이는 지반조건 등에 따라 달라지게 된다. 본 연구에서는 "터널 설계조건 및 지반조건을 고려한 하중분배율의 정량적 산정에 관한 연구"(지반공학회)에서의 산정식에 의거하여 산출하였다.

표 2. 본 연구에서 사용한 하중분담율

구 분	1단계 (굴착)	2단계(Soft s/c)	3단계(Hard s/c)	굴진장, L(m)
경 압	60	25	15	3.5
연 압	50	30	20	2.0
풍 화 압	40	40	20	1.5
풍 화 토	30	50	20	1.0

2.3 한계전단 변형을

櫻井春補(1988)는 지반의 한계전단변형율과 비교를 통하여 터널 안정성을 평가할 수 있는 방법을 제시하였다. 터널 주변지반이 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 따른다면 축차응력은 식(1)을 만족하며, 축차 변형율은 Hook의 법칙에 따라 식(2)와 같이 표현된다.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi + 2c\cos\phi \quad (1)$$

$$\epsilon_1 - \epsilon_3 = \frac{(1+\nu)}{E}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2)$$

여기서, c는 점착력, φ는 내부마찰각, ε₁, ε₃는 최대, 최소 변형율, E는 탄성계수, ν는 포아송 비이다

윗 식을 합하면 식(3)과 같이 한계전단변형율(γ_c)을 정의할 수 있으며, 표 2의 지반물성치를 대입하면 지반등급별 한계전단변형율은 표 3과 같이 정의할 수 있다.

$$\begin{aligned} \gamma_c = \epsilon_1 - \epsilon_3 &= \frac{(1+\nu)}{E}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi + 2\frac{(1+\nu)}{E}c\cos\phi \\ &\simeq \frac{2(1+\nu)}{E}p_0\sin\phi + \frac{(1+\nu)}{E}c\cos\phi \end{aligned} \quad (3)$$

표 3. 지반등급별 한계전단변형율

구 분	경압	연압	풍화압	풍화토
변형계수, E(tf/m ²)	1.0×10 ⁶	4.0×10 ⁵	4.0×10 ⁴	3.0×10 ³
토피고, h(m)	15	15	15	15
점착력, c(tf/m ²)	70	50	10	3.0
내부마찰각, φ(°)	43	37	33	30
한계전단변형율, γ _c	1.28×10 ⁻⁴	2.66×10 ⁻⁴	1.44×10 ⁻³	1.36×10 ⁻²

3. 지반등급별 지보패턴 수치해석 검증결과

3.1 강도감소법 해석결과

해석에 사용된 강섬유 보강 슛크리트의 허용압축응력은 $f_{ca} = 0.4\sigma_{ck} = 84\text{kg/cm}^2$ 을 적용하여 허용응력을 초과할 경우 슛크리트가 파괴된 것으로 판별하였다.

경암 및 연암지반의 경우 무보강시 축압계수와 무관하게 4.64 및 3.62로 큰 값을 갖는 것으로 나타났으나 풍화암지반의 경우 최소안전율은 1.3으로 나타나 지반에 따라 굴착 후 필요시 막장면 보강이 필요한 것으로 사료되며 토사지반의 경우 최소안전율이 0.5미만으로 반드시 굴착 전 보강이 필요한 것으로 판단된다. 풍화암지반의 경우 강관다단그라우팅 및 인버트 단면으로 보강시 안전율은 1.96으로 무보강시보다 높게 나타났으며, 토사지반의 경우 강관다단그라우팅+인버트단면+Ring-cut 분할굴착 등의 보조공법을 적용한 경우 안전율은 1.0 이었다.

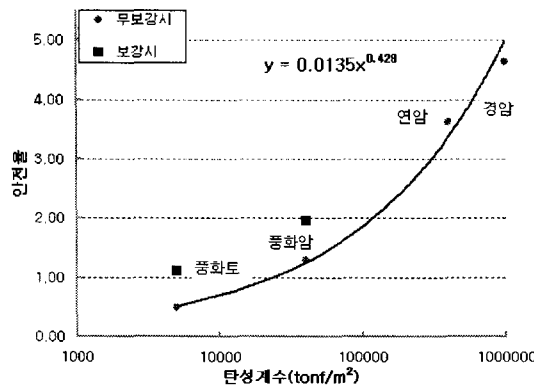
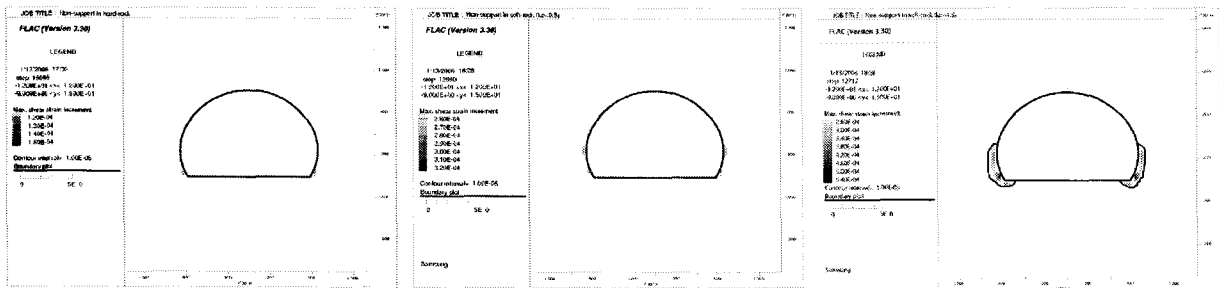


그림 3. 지반등급별 안전율 산정결과

3.2 한계 전단변형을 결과

무보강시 경암지반인 경우 한계 전단변형율은 표 3과 같이 1.28×10^{-4} 로 그림 4 (a)와 같이 이완영역은 발생하지 않는 것으로 나타났으며, 연암지반의 경우 한계전단변형율은 2.66×10^{-4} 로 한계전단변형율 초과영역은 (b), (c)와 같이 축압계수에 따라 차이를 보였으며 축압계수가 1.5인 경우 터널 하단측벽부에서 약 1m 이내로 발생하였다.



(a) 경암지반

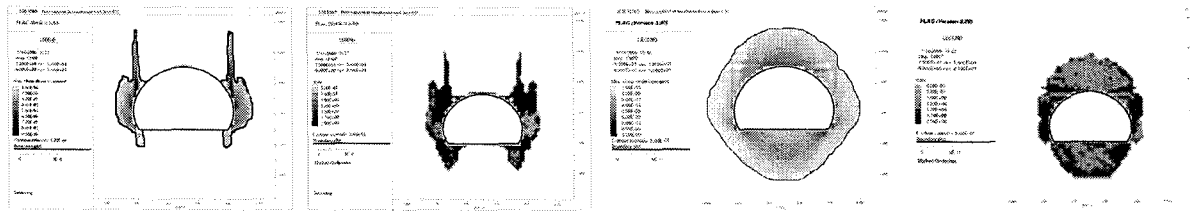
(b) 연암지반(ko=0.5)

(c) 연암지반(ko=1.5)

그림 4. 경암, 연암지반의 한계 전단변형율 결과

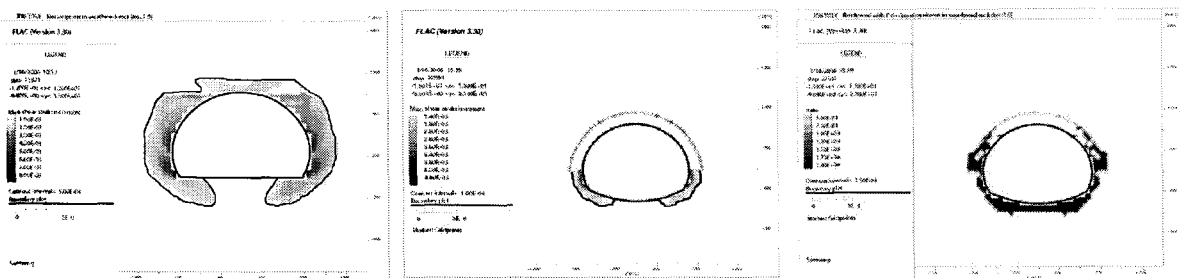
무보강시 풍화암지반의 경우 한계 전단변형율은 1.44×10^{-3} 로 한계 전단변형율 초과영역은 그림 5와 같이 축압계수에 따라 전단변형율 분포가 차이를 보였으며, 축압계수가 0.5인 경우는 어깨부에서 약 4m 정도로 발생하였으며, 축압계수가 1.5인 경우는 천단부와 바닥부에서 약 6m(0.5D) 이내로 발생하였다.

전단변형율을 소성영역과 비교해보면 크기와 형태가 거의 비슷하며, 연약한 지반일수록 소성영역이 좀 더 크을 알 수 있다.



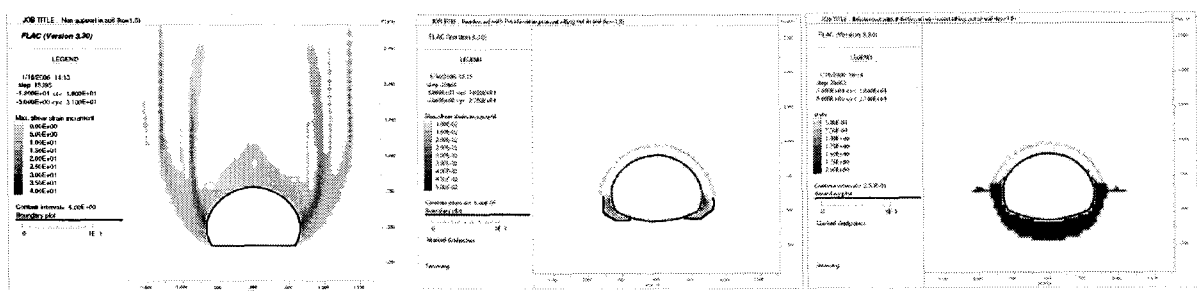
(a) 전단변형율($k_0=0.5$) (b) 소성영역($k_0=0.5$) (c) 전단변형율($k_0=1.5$) (d) 소성영역($k_0=1.5$)
그림 4. 무보강시 풍화암지반의 전단변형율 및 소성영역도

측압계수가 1인 경우 강관다단그라우팅 및 인버트단면으로 추가보강 시 전단변형율 및 소성영역은 약 1.6m 이내로 보강그라우팅 하단부터 바닥부에 발생하였으며, 무보강시 4.5m 정도보다 줄어들었다.



(a) 무보강시 전단변형율 (b) 보강시 전단변형율 (c) 보강시 소성영역
그림 5. $k_0=1$ 일 때 풍화암지반의 전단변형율 및 소성영역도

무보강시 풍화토지반의 경우 한계 전단변형율은 1.36×10^{-2} 로 한계 전단변형율 초과영역은 그림 6과 같이 터널상부까지 전부 이완영역으로 토괴고까지 하중으로 작용할 것으로 판단된다. 강관다단그라우팅 및 인버트단면, Ring-cut으로 추가보강시 이완영역은 약 3m 이내로 하단 측벽부에 발생하였다.



(a) 무보강시 전단변형율 (b) 보강시 전단변형율 (c) 보강시 소성영역
그림 6. $k_0=1$ 일 때 풍화토지반의 전단변형율 및 소성영역도

5. 결론

본 연구에서는 경암, 연암, 풍화암, 풍화토 지반에 대해 무보강시와 P-6패턴으로 보강한 패턴에 대하여 측압계수를 0.5, 1.0, 1.5로 변화시켜 가면서 강도감소법을 이용한 2차원 수치해석을 수행하여 각각의 경우에 대해 안전율과 전단변형율을 통한 굴착의 영향범위를 파악한 결과는 다음과 같다.

- (1) 터널사고사례의 가장 빈번한 유형은 터널갱구부 막장면에서 굴착 후 지보재 설치전의 무보강시로 막장면의 자립은 안전시공과 직결된다고 할수 있다. 강도감소법을 이용하여 안전율을 산정한 결과는 표 4와 같이 풍화암 이하의 지반에서는 필요시 굴착전 막장면 선보강이 필요하다고 판단된다. 풍화암 이하의 지반에서는 슛크리트 파괴가 안전율 결정의 주요 인자이므로 이때는 안전율보다 허용응력과 비교가 의미가 있다고 사료된다.
- (2) 한계 전단변형을 검토결과 연암급까지는 무보강시에도 이완영역이 거의 발생하지 않았으므로 갱구부 위치선정시 이완영역에 대한 영향을 거의 받지 않을 것으로 판단되나 풍화암지반에서는 무보강시 약 0.5D(6m)정도 발생하였으며, 토사지반의 경우는 상부지표면까지 발생하였다. 풍화암 이하의 지반에서는 안전율을 확보할 수 있는 적절한 보강을 통해 최소토피고 약 3m까지 갱구위치를 선정할 수 있다고 판단되며 편도압 및 갱구부 사면경사, 지반조건 등에 의해 갱구위치를 조정해야 한다.
- (3) 풍화암 이하의 지반에서는 전단변형이 바닥부에서 시작되므로 인버트단면을 적용할 필요가 있다.
- (4) 측압계수의 변화에 따라 대부분의 지반에서 안전율은 거의 변화가 없었으며, 이완영역 검토에서는 측압계수가 클수록 이완영역이 더 크게 발생하였다.
- (5) 적절한 보강을 통해 이완영역의 크기는 달라질 수 있으며 연약지반에서 그 차이가 더욱 크므로 갱구위치 선정 시 보강영역 및 보강정도와 이완영역 크기 등을 고려하여야 한다.

표. 4 지반등급별 안전율 및 이완영역 산정결과

비 고		경암	연암	풍화암	풍화토
안전율	무보강시	4.64	3.62	1.3	0.5
	보강시	-	-	1.96	1.0
이완영역	무보강시	발생안함	1m 이내	6m(0.5D)	상부토피고까지
	보강시	-	-	1.6m	3m
비고		P6	P6	P6+ 강관다단그라우팅 + 인버트	P6+ 강관다단그라우팅 + 인버트+ Ring-cut

참 고 문 헌

1. 김영민(2002), "유한요소법에 의한 터널굴착방법에 따른 터널 안정성분석", 대한토목학회논문집, 제 21권, 제 2호, pp.91~88.
2. 유광호, 박연준, 배규진(2000), "연약 암반층에 굴착된 터널의 안전율 평가", 대한터널협회 논문집, Vol.2, No.3, pp.47~57.
3. 이정인, 조태진, 이연구 편저(1997), 암석역학을 이용한 터널설계, 구미서관, pp. 121-204
4. 토목공법연구회, 연암의 평가, 창우출판, pp.139~247
5. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J.(1974), "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4, Vienna, Austria
6. Dawson E. M., Roth, W. H., & Drescher, A.(1999), "Slope Stability Analysis by strength reduction", *Geotechnique*, Vol. 49, No. 6, pp.835~840.
7. Hoek, E. and Brown, E.T.(1997), "Practical estimates of rock mass strength", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 34, No.8, pp.1165-1186.