

붕적층 지반에 적용된 터널에서 강재의 지보효과에 대한 연구

Study on the Effect of the Bearing Capacity Support of tunnel by Steel Rib in the Colluvial Soils

안성율*¹, 이재영², 안경철³

Ahn, Sung-Youll · Lee, Jae-Young · Ahn, Kyung-Chul

Abstract

The entrance and the exit structures of tunnels are often constructed on unfavorably soft soils (colluvial soils) as a result of environment-friendly design highlighted in recent years. For construction of such a tunnel, it is essential to secure sufficient bearing capacity of the lining supports as well as that of the surrounding soils. In this regard, H-shape steel-ribs with high stiffness are commonly used for lining supports. However, it was the past convention to ignore the effect of the steel-ribs in numerical evaluation of the structural safety. This study is intended to show how the shotcrete stresses are relieved by the steel ribs, on the basis of numerical data obtained from 3-dimensional finite element analysis. The effect of steel ribs to shotcrete stresses is examined at different levels of application rates, i.e., 0%, 50%, 75% and 100% of the total stiffness. The data obtained from numerical analysis was compared with in-situ measurement. The effect of steel ribs to shotcrete stresses was verified and appropriate total stiffness was proposed in the range of 50%~75%.

Keywords: Tunnel, Colluvial soil layer, Finite element analysis, Effect of steel rib

요 지

최근 부각되고 있는 환경친화적인 설계의 결과로서 터널 입출구의 구조물이 연약한 지반(붕적층)에 불가피하게 건설되곤 한다. 그런 터널 공사의 경우, 주변 지반뿐만 아니라 라이닝 지보재의 충분한 지지력을 확보해야 한다. 이와 관련하여, 높은 강성을 갖는 H형 강지보재가 라이닝을 지지하기 위해 흔히 사용되었다. 그러나 수치해석에 의한 구조적인 안정성을 평가하는데 있어서 그 효과는 무시되는 것이 관례였다. 본 연구에서는 붕적층에 적용된 터널에 대하여 강지보재로 사용된 H형강을 수치해석 모델에서 강성 적용을 0%, 50%, 75%, 100%로 반영하여 3차원 유한요소해석을 수행하였고, 각 강성적용률에 따른 슛크리트 응력 감소효과를 비교 검토하였다. 수치해석으로부터 얻어진 데이터는 현장계측결과와 비교하였다. 연구 결과로부터 강지보재의 슛크리트에 대한 효과가 검증되었고 적절한 강성률은 50~75%의 범위 내에서 적절한 것으로 판단되었다.

주요어: 터널, 붕적층, 유한요소해석, 강지보재의 효과

*1 정회원, (주)사이텍이엔씨 대표이사 (syahn@sy-tec.co.kr)

2 정회원, 전북대학교 농공학과 교수

3 정회원, (주)태조엔지니어링 지반사업부 상무이사

1. 서론

터널 갱구의 위치가 산기슭에 붕적층과 같은 연약한 토사지반에 위치하게 되는 경우에는 터널 상부에서는 아칭(arching)효과가 발휘되지 못하여 구조해석이 불가능해지며 굴착 중 터널면 주변의 지반이 불안정하여 터널의 자립이 불가능하게 된다. 따라서 터널의 갱구부는 신선한 암반이 출현하는 위치로 이동해야만 했으며, 이는 토공량의 증가뿐만 아니라 심각한 산림훼손으로 주변 생태계를 파괴하는 문제점을 가지고 있었다(이두화 등 2001; Mahtab & Grasso, 1992, Brandl, 1995).

따라서 최근에는 환경훼손을 최소화하기 위하여 터널 갱구부에서의 과도한 굴착을 지양하려는 방향으로 많은 연구가 진행되고 있으며, 붕적층과 같은 미고결 토사지층에 대해서는 지반조건과 보강목적에 따라서 강재를 이용한 응력재를 설치하는 NATM공법의 시공이 자주 이루어지고 있다(이종득 등, 2001 ; 박시현 등, 2006). 이러한 경우에는 선진보강공법으로 강관다단그라우팅 공법을 적용하고 굴착 후 굴착면 전체 혹은 일부에 숏크리트(Shotcrete), 록볼트(Rockbolt), 마이크로파일(Micropile) 등의 보강공법이 적용되는 것이 일반적이데, 붕적토층과 같은 연약한 지층에서는 터널의 안정을 확보하기 위해서 보다 과도한 설계가 요구되는 것이 일반적이

다(방춘석 등, 2001; 배규진 등, 2003).

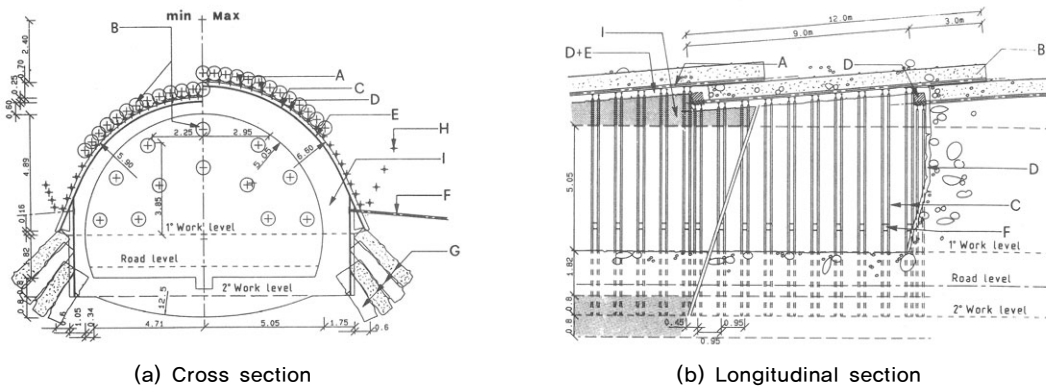
그런데 외국 사례에서는 붕적토층과 같은 연약한 지반에서는 선진보강공법으로 터널의 천단부(crown)를 강관다단그라우팅으로 보강하고 굴착 후에는 강지보재(H-형강)을 강관다단에 접하게 설치하여 지보압을 라이닝에 더 부담시키는 RPUM 공법이 자주 활용되고 있다(Wood, 2000; Fig. 1 참조).

그러나 이와 같은 보강공법들은 국내에서도 그 효과가 인정되어 관용적으로 현장에서 자주 이용되고 있지만 지반의 불균질성 및 해석상의 한계 등으로 터널단면과 강지보재 사이에 상호작용과 그 효율에 대한 연구는 대단히 미비한 상황이다. 따라서 실제 해석 및 설계단계에서는 이러한 공법들의 경제적 혹은 안정성 측면의 장점들이 충분히 반영하지 못하고 무시하는 경우들이 많다(건설교통부, 2000; 임광토건 주식회사 2004).

따라서 본 연구에서는 국내에서 시공된 사례에 대하여 계측결과와 강재강성 적용효율에 따른 수치해석을 수행하여 분석하였으며, 연약층 터널 굴착시 강재를 이용한 보강공법 터널단면의 거동에 미치는 영향에 대해서 기술하였다.

2. 현장조건 및 분석방법

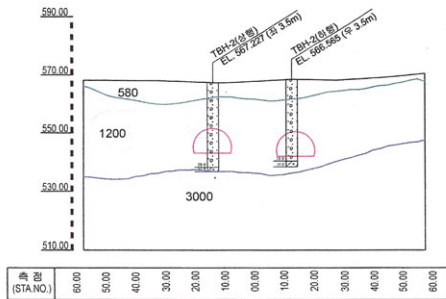
본 연구에서는 석탄지대가 많은 강원도 정선지역 OO



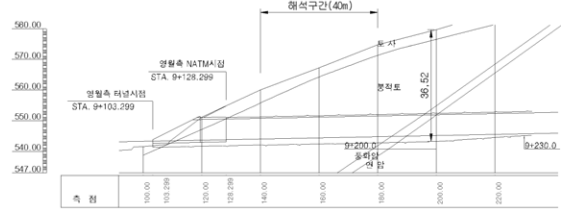
(a) Cross section (b) Longitudinal section
 Fig. 1. Lonato tunnel umbrella pipes and jet columns.

- A: Subhorizontal umbrella pipes; B: Subhorizontal jet grouting; C: Twin steel arches;
- D: shotcrete; E: Electro-welded net; F: Lateral micropiles; G: Subvertical jet columns
- H: Drainage pipes; I: Concrete lining(after Carrieri et al.,1990)

SEISMIC SECTION



(a) Profile of soil layer



(b) Longitudinal section of inlet zone

Fig. 2. Profile of soil layer and Longitudinal section of inlet zone



Photo 1. View of inlet zone



Photo 2. View of tunnel face

터널현장에서 현장계측을 실시하면서 유한요소법을 이용하여 강지보재의 지보효과에 대해서 역해석을 수행하여 분석하였다.

2.1 지층 및 지반조건

본 현장의 지층구조는 붕적층, 풍화암층, 연암층으로 구성되어 있었으며, 붕적층은 지표로부터 18.0~29.0m의 두께로서 실트질 모래 및 점토 섞인 자갈 및 호박돌, 전석으로 구성되어 있고, 표준관입시험 결과 일정심도에서는 대부분 25/30이상으로 매우 조밀한 상태로 조사되

었다. Fig. 2는 보링과 탄성파검층에 의한 지층구조를 종단면과 횡단면을 나타낸 것이다.

터널의 갱구부는 과도한 절토에 의한 환경파괴를 최소화하기 위하여 총연장 140m(상행, 하행선 각 70m) 정도의 갱구부를 붕적지층에 토피 약 35m 정도로 설치하였으며, 상부토압에 대해 안정성을 확보하기 위해서는 충분한 지반의 개량과 함께 숏크리트 두께를 과도하게 증가시키거나 그 이상의 보강이 필요하다고 판단되었다.

Photo 1은 갱구부 전경을 보인 것이며, Photo 2는 터널 굴착시 막장전경과 붕적토를 보인 것이다. 막장면의 상태는 그림과 같이 백후호로 굴착할 수 있을 정도로

Table 1. Soil Properties

Item		Wet Density (t/m ³)	Modulus of Deformation (MPa)	Cohesion (kN/m ²)	Internal friction(°)	Poisson ratio
Colluvial Soil	Example 1	1.8	20.4	10	25	0.30
	Example 2	1.8	20.0	30	30	0.35
	First analysis	2.0	80.0	20	30	0.35
	Back analysis	2.0	50.0	20	33	0.35

연약한 붕적층으로 관찰되었다.

수치해석은 유한요소법으로 수행하였으며, 유한요소 해석에 적용하기 위한 지반정수는 현장시료에 대한 공내 재하시험, 공내전단시험 그리고 국내에서 기존에 적용되었던 붕적층 지반의 설계정수들을 조사하여 Table 1과 같이 적용하였다(건설교통부, 2000; 임광토건 주식회사, 2004; 임광토건 주식회사, 2005; 이송 등, 1996).

2.2 보강설계단면

보강설계단면을 결정함에 있어 외국의 적용 예를 검토하였다. Fig. 3은 외국의 토사층에 설치된 터널 보강공법들을 보인 것이다.

크라운부의 강관다단그라우팅이나 RPUM 공법으로 막장안정을 보강하고, 측면은 그라우팅이나 앵커로 보강을 실시하여 터널의 안정성을 확보하는 방법을 적용하거나, FRP등으로 막장 전면에 대한 보강을 실시하여 막장의 중심부를 보강하여 지보압을 라이닝에 전이시키는 공법 또는 앵커나 Soil Nail, Micro Pile, Root Pile을 적용하여 주변 지반을 강화시키는 방법을 적용하였다. 대부분 예에서 강재지보가 사용되었다.

본 현장에 적용된 단면을 결정함에 있어 내공단면의 확보 문제 및 시공상의 어려움 등으로 슛크리트 두께를 증가시키지 않고 강지보재로 강성이 큰 H형강(H-150□150□□0)을 50cm 간격으로 시공하도록 설계하였다. Fig. 4는 터널의 단면을 나타낸 것이다. 강관다단 그라우팅은 2단으로 측면까지 계획하였다.

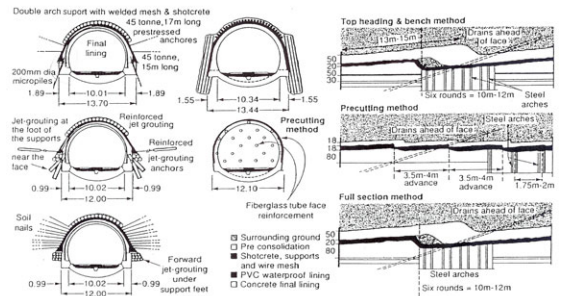


Fig. 3. Special measures of ground tunnelling in weak and heterogeneous soil where the excavation technique had to be changed repeatedly suit the locally prevailing ground conditions (Brandl, 1995)

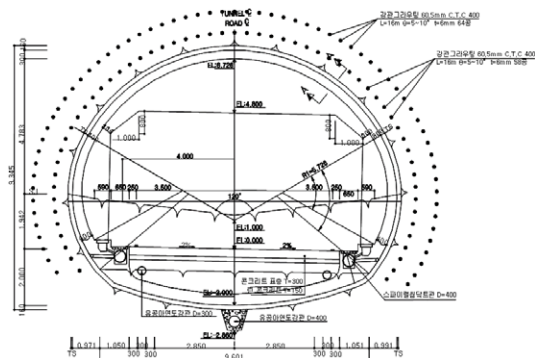
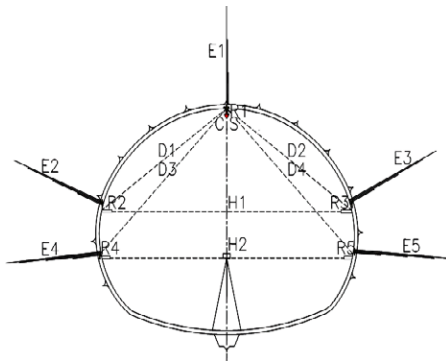


Fig. 4. Cross section of tunnel (임광토건 주식회사, 2004)



Measurement	Symbol	Abbreviation
settlement of Top	↓	C.S
Internal Displacement	□	H1, H2, D1~D4
Displacement of Internal Ground	—	E1~E5
Shotcrete	+	R1~R5
Steel rib		

Fig. 5. Detail of Measurements in the cross section

3. 현장계측 및 수치해석방법

3.1 현장계측 분석방법

현장계측 분석은 터널 전체 구간 중에서 Sta.9+140~Sta.9+240구간에 대하여 변위와 슛크리트 응력을 분석하여 봉적층 구간과 암반 구간에서의 차이를 검토하였으며, 강재의 응력 계측은 Sta.9+140~Sta.9+160에 대

하여 분석하였다. 현장계측 시에는 천단변위, 내공변위, 슛크리트 응력 외 H-형강에서 발생하는 응력을 측정할 수 있도록 스트레인 게이지를 설치하여 함께 계측하였다. 계측 수행 내용은 Fig. 5과 같다.

3.2 해석방법 및 모델

유한요소해석시에는 Table 2와 같이 슛크리트만 고려한 경우(CASE-1)와 강지보재(H형강)을 슛크리트와 동시에 고려하되 강성률을 50%, 75%, 그리고 100% 고려하는 경우(CASE-2~CASE-4)에 대하여 해석을 수행하였다.

해석에 사용된 프로그램은 국내에서 많이 사용되고 있는 VisualFEA ver 2.20을 사용하였으며(이인모, 2005), 지반모델은 Mohr-Coulomb이 적용된 Solid 요소, 슛크리트 모델은 두꺼운 Shell 요소, 강재는 Frame 요소를 사용하였다(김명모 등, 2004). Fig. 6(a)는 수치해석에 적용된 해석모델을 나타낸 것이며, Fig. 6(b)는 슛크리트와 강재를 동시에 모델한 Shell 요소와 Frame 요소를 확대하여 나타낸 것이다.

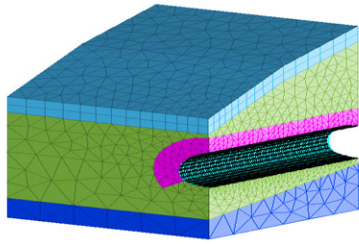
4. 결과 및 고찰

4.1 계측결과

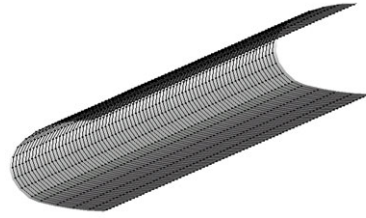
Fig. 7은 천단변위 및 내공변위에 대한 계측결과 중에 최종상태를 위치별로 표시한 것이다. 봉적층 구간과 암반층 구간의 경계지점 Sta.9+180부터 SL부에서 암층

Table 2. Models applied in 3-dimensional finite element analysis

Cases	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
Description	Shotcrete t=16cm	Shotcrete t=16cm H-Steel(150x7x10) CTC=50cm	Shotcrete t=16cm H-Steel(150x7x10) CTC=50cm	Shotcrete t=16cm H-Steel(150x7x10) CTC=50cm
Stiffness	-	50 %	75 %	100 %



(a) Mesh



(b) Shotcrete and Steel-rib

Fig. 6. Analysis model

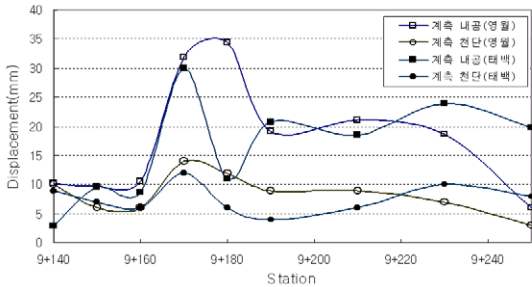


Fig. 7. Displacement vs station

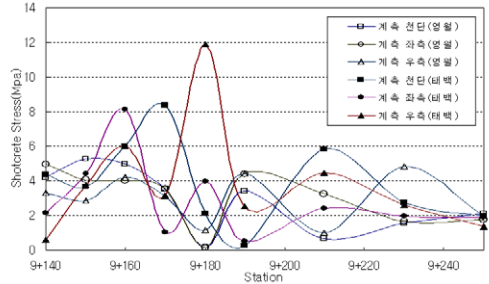


Fig. 8. Shotcrete stress vs station

이 시작되는 구간이다. 계측결과 변위는 Sta.9+170, Sta.9+180에서 값이 튀는 것을 제외 한다면, 심도에 따라 증가하는 경향을 보이다가 암이 나오는 구간부터는 일정한 값으로 수렴됨을 보이고 있다.

Fig. 8은 각 위치별 숏크리트 응력의 최종 값을 표시한 것이며, 봉적층과 암반층의 경계부(Sta.9+180)까지는 증가하는 경향을 보이다 Sta.9+190부터 일정하게 수렴됨을 보이고 있다. 봉적층 구간에서는 1.0~11.1 MPa로 숏크리트 응력의 전체적인 평균은 약 4 MPa이며, 암층구간에서는 0.2~5.8 MPa로 평균 2.4 MPa로 계측되었다.

Fig. 9는 각 위치별 강재응력 계측결과를 표시한 것이며, 전체적으로 10~120 MPa범위에서 관찰되었는데, 평균값은 25.6 MPa로 계측되었다.

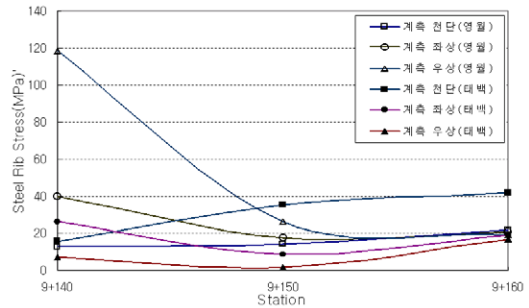


Fig. 9. Steel Rib stress vs station

4.2 해석결과

Table 3은 각각에 대한 변위, 숏크리트 응력 그리고 강지보(H형강)의 최대 값을 나타낸 것이다. 해석결과 강지

보를 무시한 경우 9.76 MPa로 허용 8.4 MPa를 초과하였으나, 강지보를 반영한 경우는 허용범위내로 산정되었다.

Fig. 10은 각 CASE에 대한 변위 스칼라량 분포도이다. 강성률 0%의 경우 최대 50.6mm, 50% 적용시 49.4 mm, 75% 적용시 48.8mm, 100% 적용시 48.7mm로 산정되었다.

Table 3. Results of finite element analysis

구 분		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	In-situ Measurement
displacement(mm)	crown	13.6	13.0	12.9	12.7	6~14
Shotcrete stress (MPa)	crown	5.2	4.2	3.8	3.5	0.2~8.4
	side	8.0	6.3	5.7	5.2	0.1~8.1
	max.	9.76	7.55	6.80	6.28	-
Steel rib stress (MPa)	crown	-	48.7	77.6	106.5	12.6~41.6
	side	-	35.8	56.3	61.2	16.8~118.4
Effect of Shotcrete Stress Reduction(%)		-	20.4	27.5	33.5	-

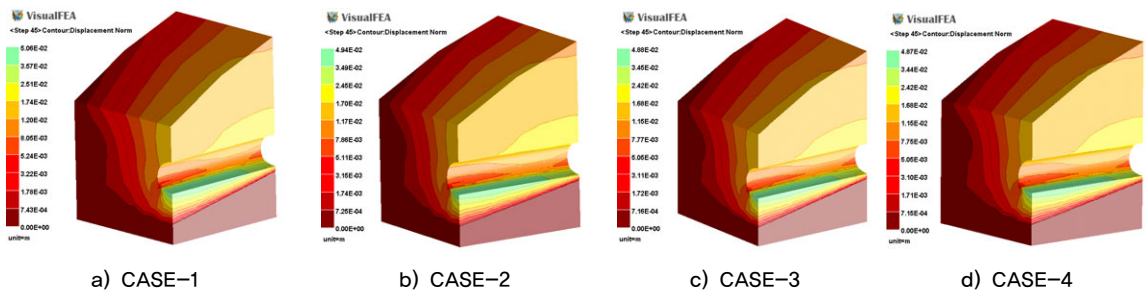


Fig. 10. Results of finite element analysis(Displacement)

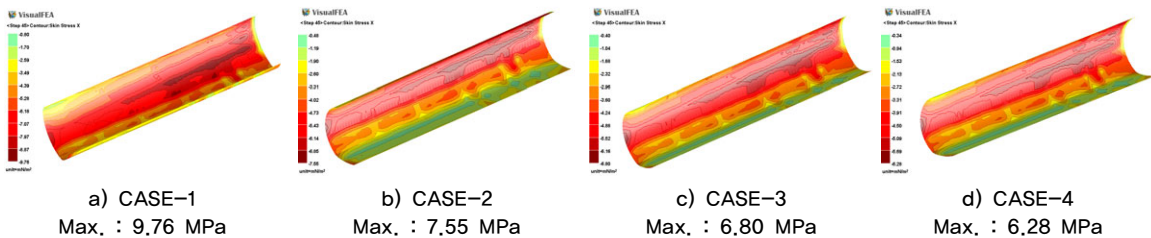


Fig. 11. Results of finite element analysis(Shotcrete stress)

Fig. 11은 강재 각 해석에 따른 슛크리트 응력을 표시한 것이며, 0% 적용시 최대 슛크리트 응력은 Sta.9+170주변에서 9.76 MPa로 슛크리트 허용 값 8.4 MPa를 초과한 것으로 산정되었다. 50% 적용시 최대 슛크리트 응력 7.55 MPa, 75% 적용시 6.80 MPa, 100% 적용시 6.28 MPa로 허용범위 내로 산정되었다.

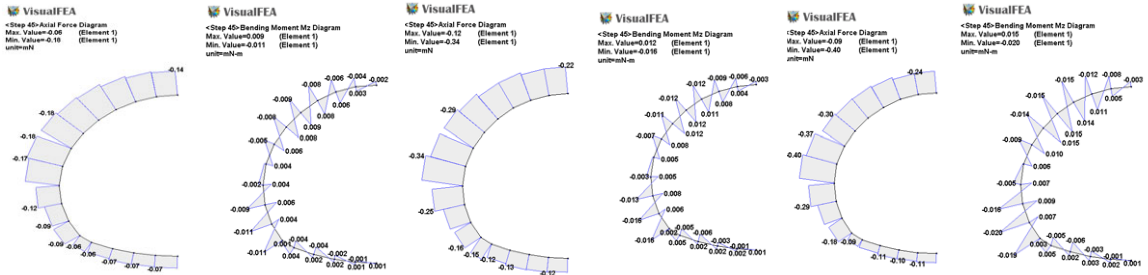
Fig. 12는 강재의 부재력을 표시한 것이며, 응력으로 환산하면 50% 적용시 48.7 MPa, 75% 적용시 77.6

MPa, 100% 적용시 106.48 MPa로 산정되었다. 강성률이 낮을수록 강재가 분담하는 응력은 작게 나타났다.

4.3 계측결과와 수치해석결과의 비교

Sta.9+140~Sta.9+160에 대하여 시공계측과 해석 결과를 분석한 결과 다음과 같다.

Fig. 13은 현장에서 천단부와 측벽부에서 계측된 슛크

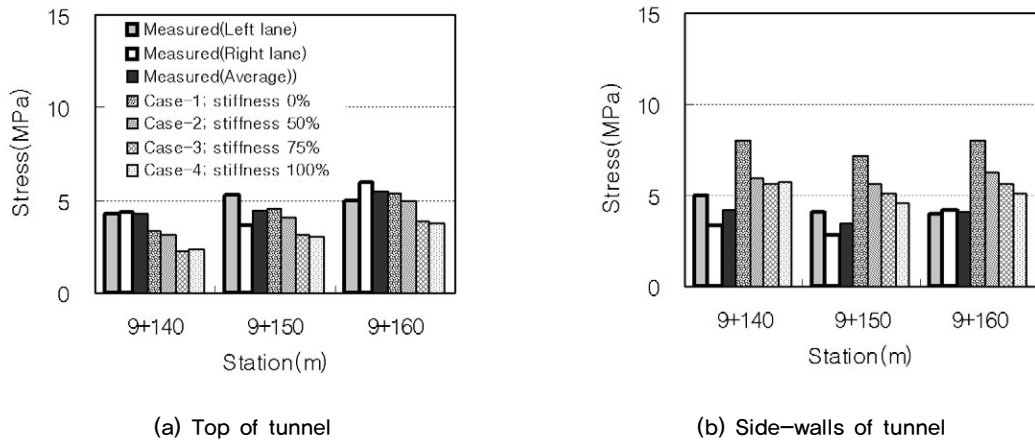


a) CASE-2 ; 48.7 MPa

b) CASE-3 ; 77.6 MPa

c) CASE-3 ; 106.48 MPa

Fig. 12. Results of finite element analysis(Steel rib stress)



(a) Top of tunnel

(b) Side-walls of tunnel

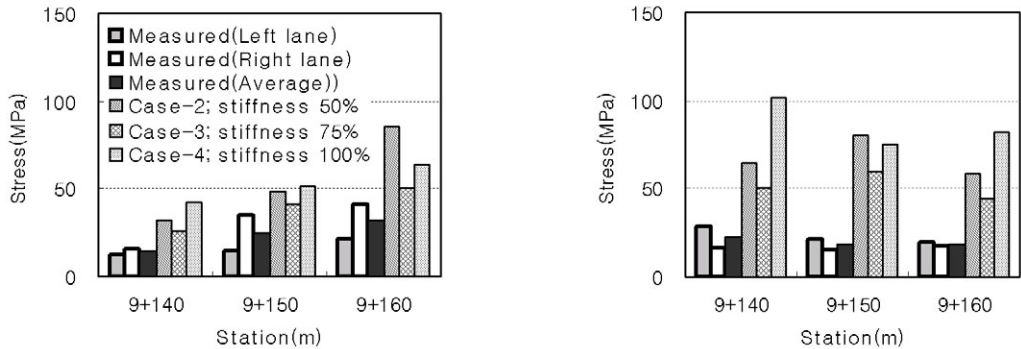
Fig. 13. Stresses measured in shotcrete

리트내의 응력을 수치해석결과와 비교한 것이다. Fig. 13(a)는 천단부에 대한 결과로서 계측 값과 해석결과 값이 유사하게 나타나고 있으며, 강성률을 고려한 경우들은 계측결과보다 작은 값을 나타내었다. 특히 Sta. 9+140지점은 계측 값이 강성률을 고려하지 않은 수치해석의 결과보다 크게 나타나고 있는데, 이는 수치해석시 갱구부 경계조건의 표현이 어려워 나타날 수 있는 현상에 기인한 것으로 판단된다.

한편 측벽부에서는 계측결과들이 해석에서 강성률을 고려하지 않은 Case-1의 경우들보다 50%정도 작게 나타나 강재 지보공의 지보효과가 매우 높았다고 판단되었으며, 강성률 100%인 경우가 계측 값과 가장 유사한 결과를 나타내었다. 또한 Sta. 9+140과 Sta. 9+160에서

는 강재 지보공을 고려하지 않고 수치해석 결과에 의존한 경우(Case-1; 강성을 0%) 숏크리트 내의 응력이 허용응력인 8.2 MPa에 가깝게 산정되어 실제보다 과도하게 나타나는 문제점을 확인할 수 있었다. 따라서 수치해석 수행시 강성률을 고려한 해석방식으로 실제와 유사한 결과를 제공해 줄 수 있을 것으로 판단되었다.

Fig. 14는 천단부와 측벽부에서 계측된 강재 지보재내 응력을 수치해석결과와 비교한 것이다. 그림에서 강재 내 발생하는 응력의 수준은 계측결과보다 해석결과가 크게 산정되었는데, 천단부에서는 계측결과의 2배 내외, 측벽부에서는 2.5배 이상 높게 산정되는 것으로 나타났다. 따라서 강재의 경우에는 수치해석의 결과가 안전측으로 나타나고 있어 설계의 적용상에 큰 문제는 없을 것



(a) Top of tunnel

(b) Side-walls of tunnel

Fig. 14. Stresses measured at steel-ribs

으로 판단된다.

5. 결 론

이상과 연구결과를 정리하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 강지보공의 설치에 따른 봉적토층 내 터널의 거동에서 강재 지보공의 설치에 따른 변위억제 효과가 높았던 것으로 나타났다.
2. 숏크리트에서 발생하는 응력은 강지보재의 설치로 숏크리트 전단면에 응력이 고르게 분배되고 있다는 사실을 확인할 수 있었다.
3. 강지보재에서 응력발생 형태는 천단부에서는 갱구부에서 굴진이 진행될수록 응력이 비례하여 증가하는데 이러한 현상은 상행선과 하행선에서 모두 관찰되었으며, 측벽부에서는 측점 위치와 관계없이 발생 응력의 크기가 비슷한 것으로 나타났다. 따라서 상재하중 증가에 따른 추가적인 응력증가는 강재가 대부분 부담하는 현상을 확인할 수 있었다.
4. 터널 측벽부 숏크리트에 대한 수치해석결과, 강성률을 고려하지 않은 경우보다 실제 계측결과와 50%수준 작게 나타나 강재 지보공의 지보효과가

매우 높았으며, 강재 지보공을 고려하지 않은 경우에는 허용응력인 8.4MPa를 초과하여 산정되는 문제점을 확인할 수 있었다. 따라서 수치해석시 강성률을 고려한 해석이 실제와 유사한 결과를 제공해 줄 수 있는 것으로 판단되었다.

5. 강재 지보공내에서 발생하는 응력은 계측결과보다 해석결과가 크게 산정되었는데, 천단부에서는 계측 결과의 2배 내외, 측벽부에서는 2.5배 이상 높게 산정되었다. 따라서 강재의 경우에는 수치해석의 결과가 안전측으로 나타나고 있어 설계의 적용상에 큰 문제는 없을 것으로 판단된다.

이상의 연구결과에서 봉적층내 터널설계시 강재 지보공을 사용하는 경우 천단부에서 발생하는 숏크리트내 응력을 제외하고는 대부분 강성률 100%까지도 적용이 가능한 것으로 나타났다. 그러나 이 값을 그대로 적용하기에는 아직 자료부족에 따른 한계가 있으며, 안전측으로 50%~75%내외의 값을 적용하는 정도가 적정하리라고 판단된다.

그러나 보다 정확한 강성률의 적용 범위는 추후 연구들에서 토질 및 지형특성, 강지보공의 재료특성 및 설치간격, 그리고 수치해석 상에서 해석기법 등에 대한 따른 추가적인 연구를 수행하여 결정하는 것이 타당하리라고 판단된다.

참고문헌

1. 박시현, 안상로 (2006), “미고결 층상지반에서 터널굴착시 응력재분배 메카니즘에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 26(1c), pp. 53-61.
2. 방춘석, 이준석, 이상덕 (2001), “그라우팅 및 강관다단 병용공법의 설계기법에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 21(5c), pp. 487-494.
3. 배규진, 신휴성, 최용기 (2003), “터널 보강용 강관 다단 그라우팅 공법의 이방성보강 메카니즘 규명에 관한 연구”, 한국지반공학회논문집, 19(6), pp. 245-259.
4. 이두화, 이성기 (2001), “갱구부설계”, 한국지반공학회, 17(7), pp. 14-24.
5. 이 송, 정철호 (1996), “쏘일네일링 공법에 의한 지하구조물의 합벽처리사례 연구”, 사면안정학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 182-198.
6. 이인모 (2005), “터널의 지반공학적 원리”, 도서출판 새론, pp. 11-76.
7. 이종득, 심재범, 마거 울프디트리히, 한광모(2001), “환경친화적인 철도 터널의 새로운 굴착공법”, 2001년도 추계학술대회 논문집, 한국철도학회, pp. 410-415.
8. 김명모, 김수일, 이재훈 (2004), “VisualFEA 검증보고서”, 한국지반공학회.
9. 건설교통부 (2000), “터널해석보고서(문곡~사북간 도로확장 및 포장공사 실시설계)”, 원주지방국토관리청, p.419.
10. 임광토건 주식회사 (2004), “증산터널 붕적층구간 안정성 검토 해석보고서(무릉-사북)”.
11. 임광토건 주식회사(2005), “무릉-사북간 도로확장 및 포장공사 중 증산터널 월간계측관리보고서”.
12. Brandl, D. I. (1995), “Soil Properties in connection with NATM”, Institute for Soil Mechanics and Ground Engineering TU Vienna.
13. Mahtab, M. A. & Grasso, P. (1992), “Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rock”, Elsevier(Amsterdam), pp. 131-157.
14. Wood, A. M. (2000), “Tunnelling Management By Design”, E & FN Spon, pp. 131-149.



안성울

(주)사이텍이엔씨 대표이사
syahn@sy-tec.co.kr



이재영

전북대학교 농공학과 교수
jylee@chonbuk.ac.kr



안경철

(주)태조엔지니어링 지반사업부 상무이사
agc1224@hanmail.net