

교각에 근접한 터널의 안정성 평가에 대한 사례 연구

이선복¹⁾, 윤지선²⁾

A Case Study on the Application of Safety Analysis for the Tunnel Adjacent to the Pier

Sun-Bok Lee and Ji-Sun Yoon

Abstract. The finite element method and statistics of the convergence measurement are useful method of the stability analysis of the tunnel adjacent to the pier. It is the purpose of the this case study to certificate of validity of the application of those methods. The safety of the pilot tunnel method and LW pre-grouting has been evaluated from the FEM analysis. The three-dimensional finite element method is carried out for the decision of the level of stress redistribution at the two-dimensional numerical analysis. An analysis of the convergence is carried out by the estimation of preceding convergence at tunnel excavation. F-examination is applied for this estimation. As results of that analysis, The F-value is from 10.81 to 158.74 and the coefficient of determination is from 0.82 to 0.99. An analysis of convergence is carried out by using regression analysis. Consequently, it is shown that the convergence can be modeled as following function $C(t) = a[1 - \exp(-bt)]$.

Keywords: pier, FEM analysis, pilot tunnel, regression analysis

초 록. 유한요소해석과 통계학적인 계측결과 분석법은 교각에 근접한 터널에 대한 효과적인 시공 전후의 안정성 평가 방법이다. 본 사례 연구에서는 이러한 평가방법을 고속철도 현장의 대구경터널에 적용하고 이에 대한 적용성 및 유효성을 평가하였다. 유한요소 해석결과 Pilot공법과 LW그라우팅에 의한 지반보강은 효과적인 것으로 분석되었다. 특히 2차원 해석 시 터널굴착의 재현성을 높이기 위해 3차원 해석을 통해 하중분배를 결정하는 방법을 적용하였다. 본 연구에서는 초기 계측치의 손실을 해석적 방법을 통해 복구하는 기법 및 계측결과를 통계학적 기법을 통해 모델링하는 방법을 적용하여 계측결과의 신뢰성을 높였다. 연구대상 지역의 경우 계측결과에 대한 회귀분석결과 변위모델함수는 $C(t) = a[1 - \exp(-bt)]$ 가 적합하였으며, 이 식을 적용하여 최종변위를 예측해 본 결과 95%이상 변위가 수렴되어 있는 상태였다. 초기 변위경향에 의한 미계측 구간의 변위량 추정에 대해서는 직선회귀식에 대한 F-검정을 실시하여 검증하였다. 검증결과 F값은 10.81~158.74, 결정계수는 0.82~0.99로 높은 신뢰도를 가지고 있다.

핵심어: 교각, 유한요소해석, Pilot터널, 회귀분석

1. 서 론

고속철도와 같은 대형 터널을 교각의 말뚝기초에 근접하여 시공 할 경우에는 두 구조물의 근접도에 따라 지반의 변형을 억제하여 교량을 보호하며 터널을 안전하게 시공할 대책을 선정하여야한다. 본 연구대상현장의 경우 교량의 말뚝기초와 시공예정인 터널과의 최소 거리가

수직으로 5.67m, 수평으로 0.27m로 매우 근접된 상태이며 터널의 상반과 말뚝기초의 하부 사이는 풍화암으로 구성되어 있어 공사대상지반에 대한 보강 및 굴착방법의 개선이 요구되는 상황이었다.

이러한 경우 시공전의 안정성 평가 방법으로는 수치해석이 적절하며 시공 과정 및 시공 후의 안정성 평가 방법으로는 계측결과를 이용하는 방법이 일반적이다.

연구 대상 현장의 경우 수치해석결과 기존의 설계방법으로는 교량이 안정하지 않은 것으로 해석되어 Pilot터널을 선 시공한 후 LW그라우팅으로 터널의 상반을 보강하고 상반의 확공 및 하반시공을 하는 것으로

¹⁾정회원, 동부건설(주) 토목설계팀

²⁾정회원, 인하대학교 환경토목공학부 교수

접수일: 2002년 9월 16일

심사 완료일: 2003년 4월 17일

공법변경을 하였다. 이러한 공법변경에 대한 안정성 검토는 유한요소법을 이용한 수치해석을 이용하였으며 시공 중 및 후에도 계속적으로 계측을 수행하였다.

본 연구는 교량기초에 근접한 대구경터널의 안정성 평가 방법인 유한요소해석과 각종 계측결과 분석기법에 대한 적용성 및 유효성을 평가하는 것을 목적으로 하였다. 특히 2차원 해석 시 터널굴착의 재현성을 높이기 위해 3차원 해석을 수행하여 하중분배율을 결정하였으며 계측결과와 분석 시에는 초기계측치의 손실을 해석적 방법을 통해 복구하는 기법 및 계측결과를 통계학적 기법을 통해 모델링하는 방법을 적용하였다.

2. 지질조건

이 지역은 선캠브리아기의 경기편마암 복합체의 일부인 편마암류가 주를 이루고 있다. 시추조사 결과 Fig. 1의 지질 단면도에 보인바와 같이 상부로부터 붕적층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층의 순서로 지층이 발달되어 있다. 고속도로 교각과 터널이 교차하는 구간은 도로공사 후 부지 조성을 위하여 인위적으로 매립한 층이 2~14m 정도의 두께로 분포하는 특징을 보이고 있다.

이 지역의 경우 교량 말뚝기초의 지지층인 풍화암층이 터널의 상부 및 터널구간의 상단에 분포하고 있으며 그 하부로 1~3m정도의 얇은 두께로 연암층이 형성되어 있다. 터널의 스프링라인 하부지역은 대부분 경암층이 분포하고 있다.

3. 근접정도의 평가

각종 근접공사의 종류 또는 지반조건 등에 따라 구조물간의 근접정도를 평가하는 방법은 여러 가지가 제안되어 있으나 대부분 유사한 방법에 의해 평가가 이루어진다. 일반적인 방법은 근접정도를 역학적 방법에 의해

해석한 후 대상지역을 영향 외 범위, 요주의 범위, 영향 범위로 구분하고 이 중 영향 외 범위를 제외하고는 기존구조물의 안전도 조사, 대책공법의 수립, 대책공법의 검토, 계측관리의 계획 등을 수립하는 것이다.

본 연구에서는 국내의 경우 터널공사에 대한 인접구조물의 근접정도를 규정하는 지침이 정립된 것이 부족하여 일본 수도고속도로공단이 실드터널공사의 경우에 대하여 제안한 방법을 적용하여 근접정도를 평가하였다. 본 연구 대상지역의 경우 연암지반을 대상으로 하는 실드공법이 아닌 암반지역의 NATM공법 적용지역이지만 풍화암이 주된 지역으로 암반의 거동이 불연속면에 따라 지배되기보다는 오히려 연속체적인 거동이라고 가정하는 것이 타당하므로 실드터널의 경우에 적용하는 활동파괴영역의 파괴면 결정방법을 그대로 적용하여 평가하였다.

Table 1 및 Fig. 2는 일본 수도고속도로공단의 실드터널 근접정도를 구분하는 방법을 제시한 것이다. 그림상의 영역구분 I, II, III에 대한 설명은 Table 1에서 언급하였다. 활동파괴가 발생하는 경우의 파괴면과 수평면이 이루는 각도를 $45^\circ + \phi/2$ 로 생각하여 수평방향의 분포범위를 정하고 있으며 수직으로는 기존구조물의 하중에 의한 지반 내에서의 수직응력의 증가가 기초면

Table 1. Estimation standard for the approximation range of tunnel.

구분	조건
(I) 영향범위	① $B_0 \leq B_1$ ② $B_0 \leq (Df_2 - Df_1) \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1$
(II) 요주위 범위	(I), (II)의 조건 중 어느것에도 해당되지 않는 경우 단, $B_1 > 5$ m 인 경우, $B_1 = 5$ m
(III) 영향외 범위	① $B_0 > 1.5B_1$ ② $B_0 < (Df_2 - Df_1) \tan(45^\circ - \phi/2) + 1.5B_1$ 단 최대치는 $4B_1$

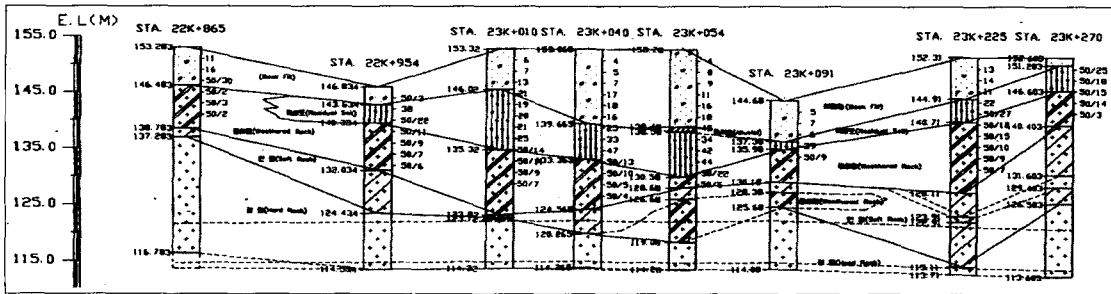


Fig. 1. Geologic cross-section.

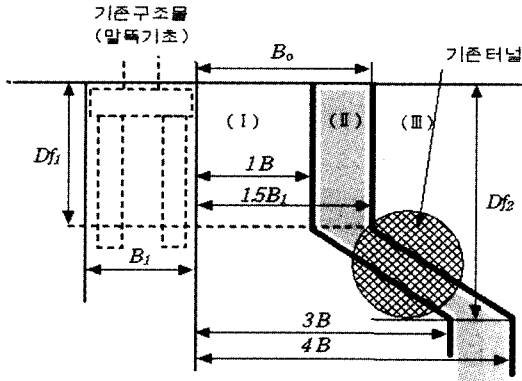


Fig. 2. Estimation standard for the approximation range of tunnel adjacent to the pile.

의 압력의 10%로 감소되는 영역 내를 영향범위로 간주하고 있다.

이를 이용하여 본 지역의 상태를 나타낸 것이 Fig. 3이다. 근접 정도에 대한 평가는 교대와 교각이 가장 근접된 두가지 단면(단면AA' 및 단면BB')에 대하여 수행하였다. 이 평가 결과에 의하면 단면AA'의 경우 교각 및 교대가 모두 (I)영향범위에 포함되며, 단면BB'의 경우 교대의 경우 영향 외 지역으로 분류되나 교각의 경우 (I)영향범위로 평가되었다. 이 분석결과에 의하

면 본 지역은 터널 상부의 교각 및 교대와 매우 근접된 상태로 지반의 보강 및 굴착방법의 변경 등에 의한 지반변위의 억제방안을 도입하지 않을 경우 터널굴착에 의해 상부교량구조물의 큰 변위 발생이 예상된다.

4. 수치해석을 이용한 안정성 평가

근접정도의 평가에서 언급한 바와 같이 본 지역은 상부 교량의 안정성을 확보한 상태에서 터널을 굴착하기 위해 지반 변위를 최소화 할 수 있는 굴착방법이나 지반보강이 필요하다. 이를 위해 Pilot터널을 굴착 한 후, 터널 상부를 LW 그라우팅에 의해 보강하고 확보하는 시공방법이 제시되었으며, 이에 대한 안정성 평가를 위해 유한요소해석을 수행하였다. 해석에는 범용 유한요소 해석프로그램인 미국 HKS사의 ABAQUS STANDARD Ver. 6.1을 사용하였다.

4.1 해석개요

지반 및 터널지보는 각각 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 적용한 탄소성해석 및 탄성해석을 수행하였다. 해석 단면은 Fig. 6의 해석결과에 보인바와 같다. 지반은 평면변형을 상태로 모델링하기 위하여 2차원 4절점 내지 3절점 plain strain 평면요소로 구성하였으며 락볼트와

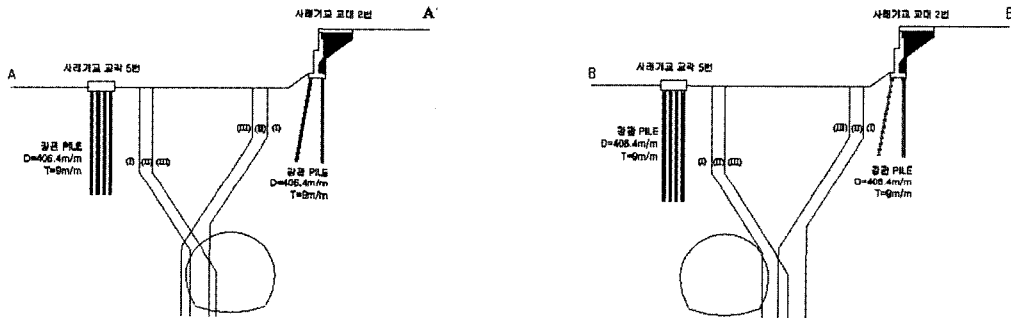


Fig. 3. Approximation range estimation.

Table 2. Rock physical properties applied to the analysis.

Rock	Unit weight (t/m ³)	Deformation modulus(tonf/m ²)	Poisson's ratio	Cohesion (tonf/m ²)	Friction angle (deg.)
Filled layer	1.90	2,500	0.35	3.0	23
Sedentary deposit	2.00	5,000	0.35	3.0	23
Weathered rock	2.20	20,000	0.33	10.0	25
Hard rock	2.50	150,000	0.25	20.0	35

Table 3. Support physical properties applied to the analysis.

Properties	Rock bolt(truss factor)	Soft shotcrete(beam factor)		Hard shotcrete(beam factor)
Elastic modulus(tonf/m ²)	21,000,000	500,000		1,500,000
Cross-section area(m ²)	0.00049	Pilot tunnel	0.1	0.15
		Main tunnel	0.15	0.25

Table 4. Rock physical properties applied to the analysis after grouting.

Unit weight(tonf/m ³)	Deformation modulus(tonf/m ²)	Poisson's ratio	Cohesion(tonf/m ²)	Friction angle(deg.)
2.40	30,000	0.33	20.0	25

췁크리트는 각각 1차원의 트러스요소와 보요소로 처리하였다. 상부구조물중 교각 및 교대는 보요소로 처리하였다. 도로구조물은 등분포 하중으로 처리하였으며, 교대 및 교각의 말뚝 상단에는 구조계산서상의 축력을 작용시켰다. 지반특성치는 현장시추조사에서 구한 표준관입시험, 암반분류, 공내재하시험 등의 결과 및 현재 굴착중인 터널막장면에서의 암반조사 값 등을 비교분석하여 적용하였으며(Table 2, 3), 지보의 경우 설계기준에 따른 값을 적용하였다.

그라우팅에 의한 지반보강효과는 대상지반의 종류, 풍화도, 간극크기등과 주입량에 따라 차이를 보이므로 일률적인 적용은 어려우나 김문겸(1996)등에 의하면 근래의 시공경험상 암반변형계수의 경우 2배정도 증가하는 경우도 있는 것으로 알려져 있으며 Lancaster-Jones가 제시한 그라우팅에 의한 암반종류별 변형계수 증가 경향을 참고할 때 본 지역이 절리가 발달한 편마암(Fissured Gneiss)이므로 2~4배의 변형계수 증가를 추정할 수 있다.

본 연구에서는 L.W그라우팅의 경우 변형계수는 1.5배 증가시켜 적용하였으며 강도정수에 있어서는 점착력을 2배 증가시켜 20 t/m²으로 적용하였다. 단위중량은 공극의 충전을 고려하여 2.40 t/m³으로 적용하였다. 해석에 적용한 그라우팅 후 지반의 특성치를 정리하면 Table 4와 같다. 축압계수는 Flat jack method을 이용한 현장시험 값인 1.2를 적용하였다.

4.2 하중분담율의 결정

Fig. 4는 해석결과에 따라 막장거리에 따른 천단침하비율을 도시한 것이다. 이 결과에 따르면 상반굴착시와 하반굴착시에 다른 양상을 보이는 것을 볼 수 있다. 해석단계에서는 이 3차원 해석결과를 적용하여 Pilot터널 굴착 및 상반굴착 시에는 굴착직후 변위가 전체 변위의 58%, 1차 및 2차 췁크리트 상태에서 12%, 3차 췁크리트 및 락볼트 상태에서 나머지 30%가 일어나는 것으로 하였다. 하반 굴착의 경우 굴착직후 변위가 전체 변위의 52%, 1차 및 2차 췁크리트 상태에서 9%, 3차 췁크리트

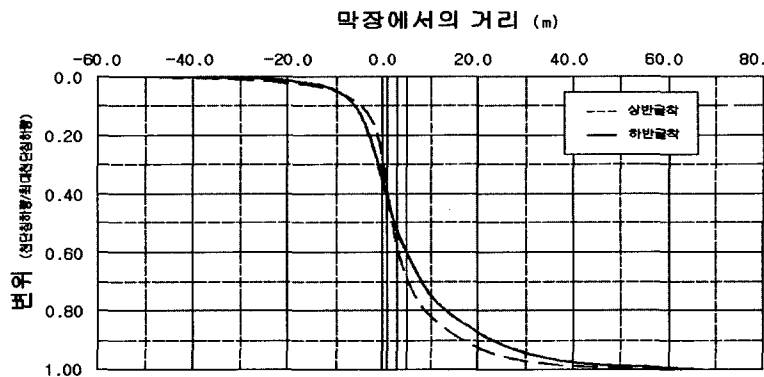


Fig. 4. Settlement history curve.

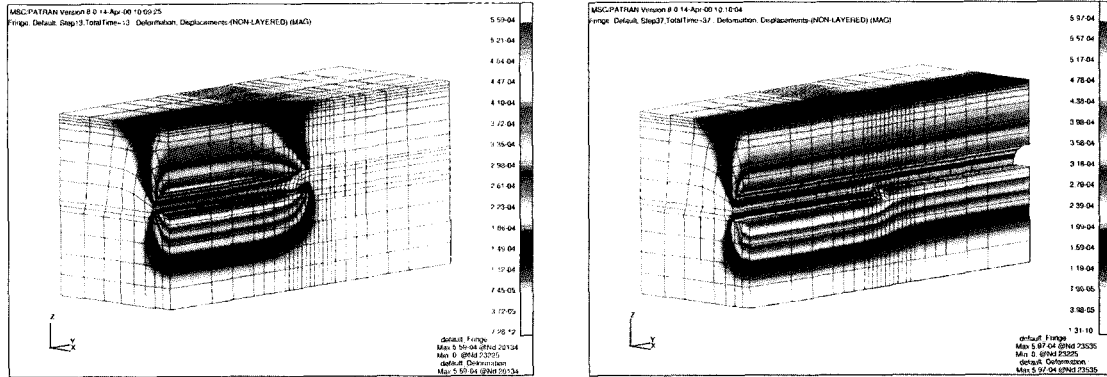


Fig. 5. Three-dimensional displacement contours.

피트 및 락볼트 상태에서 나머지 39%가 일어나는 것으로 간주하여 해석하였다. Fig. 5는 3차원 해석 시의 상하반굴착에 따른 변위상태를 도시한 것이다.

4.3 해석결과

터널 상부 교량의 구조물에 대한 검토는 터널 굴착으로 인한 말뚝선단부의 변위를 기준으로 검토하였으며 말뚝의 주면마찰력은 없는 것으로 가정하였다. Baker (1991)등에 따르면 인접한 기초사이의 부등침하는 각변

Table 5. Displacements analysis result on the closest part to tunnel of the pile foundation above tunnel.

After pilot				
Items		Vertical displacement (mm)	horizontal displacement (mm)	Displacement angle
Pier No. 5	1	1.11	0.83	0.00016
	2	0.91	0.80	
	3	0.73	0.73	
	4	0.56	0.66	
Abutment No. 2	1	0.45	0.64	0.00017
	2	0.77	0.78	
After half upper section excavation				
Pier No. 5	1	15.77	7.48	0.00185
	2	13.73	7.75	
	3	11.66	7.63	
	4	9.66	7.22	
Abutment No. 2	1	6.30	7.10	0.00208
	2	10.05	8.20	
After the whole section excavation				
Pier No. 5	1	16.95	7.89	0.00187
	2	14.90	8.26	
	3	12.82	8.24	
	4	10.78	7.94	
Abutment No. 2	1	7.08	7.76	0.00218
	2	11.01	8.81	

Table 6. Analysis results on tunnel displacements.

Excavation step Items	After pilot (mm)	After half upper section excavation (mm)	After the whole section excavation (mm)
	Step 1	Step 2	Step 3
Roof	7.82	28.22	29.21
Left SL	0.75	1.98	3.80
Right SL	0.73	2.42	3.14
Bottom	1.99	2.93	5.82

Table 7. Stress analysis results on the supports in each excavation step.

Excavation step Items	After pilot	After half upper - section excavation	After the whole - section excavation	Allowable stress
	Step 1	Step 2	Step 3	
Shotcrete axial force(tonf)	53.5	169.8	155.8	
Shotcrete bending moment(tonf · m)	0.10	1.69	1.60	
Shotcrete shear force(tonf)	0.66	6.94	9.42	
Shotcrete compressive stress(kgf/cm ²)	38.30	8.41	77.70	96
Shotcrete shear stress(kgf/cm ²)	0.44	2.78	3.77	3.87
Rock bolt stress(kgf/cm ²)		715	1530	1750

위 기준으로 단순지지경간에서는 0.003, 연속경간에서는 0.004보다 크면 안되는 것으로 보고하고 있으며 도로교 표준시방서(1996, 건설교통부)에 의하면 교각의 3상부구조를 지지할 수 있는 교대의 수평이동에 대한 허용치는 15 mm, 복합지반에서의 허용연직변위는 30 mm, 기초간의 부등변위량은 20 mm 이하이다. 해석결과 교각의 경우 최대수직변위는 16.95 mm, 최대수평변위는 8.53 mm, 각변위는 0.0003으로 해석되었으며, 교대의 경우 최대수직변위는 11.01 mm, 최대수평변위는 8.81 mm, 각변위는 0.00218로 해석되었다. 이때 교대와 교각의 부등변위는 9.87 mm이다. 해석단계에 따른 구조물의 변위량은 다음 Table 5에 제시하였다.

해석결과 Table 6에 나타난 것과 같이 천단부의 최대 천단침하량은 29.21 mm, 내공변위량은 6.94 mm로 해석되었다. 슛크리트에 발생하는 최대압축응력은 68.9 kgf/cm², 전단응력은 3.7 kgf/cm²으로 설계기준을 만족시켰다. 락볼트의 최대 인장응력은 해석결과 스프링라인 주위에서 1,530 kgf/cm²이었다. 해석단계별 지보재내의 응력상태에 대한 해석결과는 Table 7에 수록하였다.

5. 터널변위 계측결과의 분석

5.1 내공변위 이론 및 분석

터널의 변형은 굴착면 진행의 영향과 굴착면 주변의

하중이력에 대응한 변형특성에 의해서 결정되어진다. 또한, 암반에 대한 보강방법의 종류와 보강재의 특성에 따라서도 변형이 달라지게 된다. 굴착된 터널의 안정성을 유지하기 위해서는 암반에 대한 보강이 요구되어지며, 이러한 보강의 궁극적인 기능은 터널주변 암반의 변위를 적절하게 제어하여 발생변위를 일정한 범위 내에서 수렴시키는 것이다. 터널의 변위에 대한 현장계측은 지하공동의 건설 뿐 아니라 안정성 및 경제적인 측면에서 폭넓게 사용되어진다. 현장에서 건설 초기에 시행할 수 있는 비교적 신뢰성 있는 계측방법은 터널벽면에 대한 내공변위의 측정이다.

터널 내공변위는 터널벽면에서 두 지점간의 거리변화를 정의하는 것이다. 측정위치는 가능한 굴착면 근처에 설치되어야 하며, 이는 터널의 내공변위가 시간과 굴착면 진행거리에 따른 함수이므로 측정 전에 발생하는 변위를 줄이기 위해서이다. 식 (1)에서 보인 바와 같이 초기 측정시의 측정위치와 막장면간의 거리는 X_0 , 측정시간 T_0 , 측정된 터널직경을 D_0 라고 하면, 임의의 시간 T_1 이 경과할 경우 측정위치와 굴착진행면간의 거리는 X 이고, 직경은 D 가 된다. 따라서 거리 X 와 시간 $T = T_1 - T_0$ 의 함수인 내공 변위 C 는 다음과 같다.

$$C(X, T) = D - D_0 \quad (1)$$

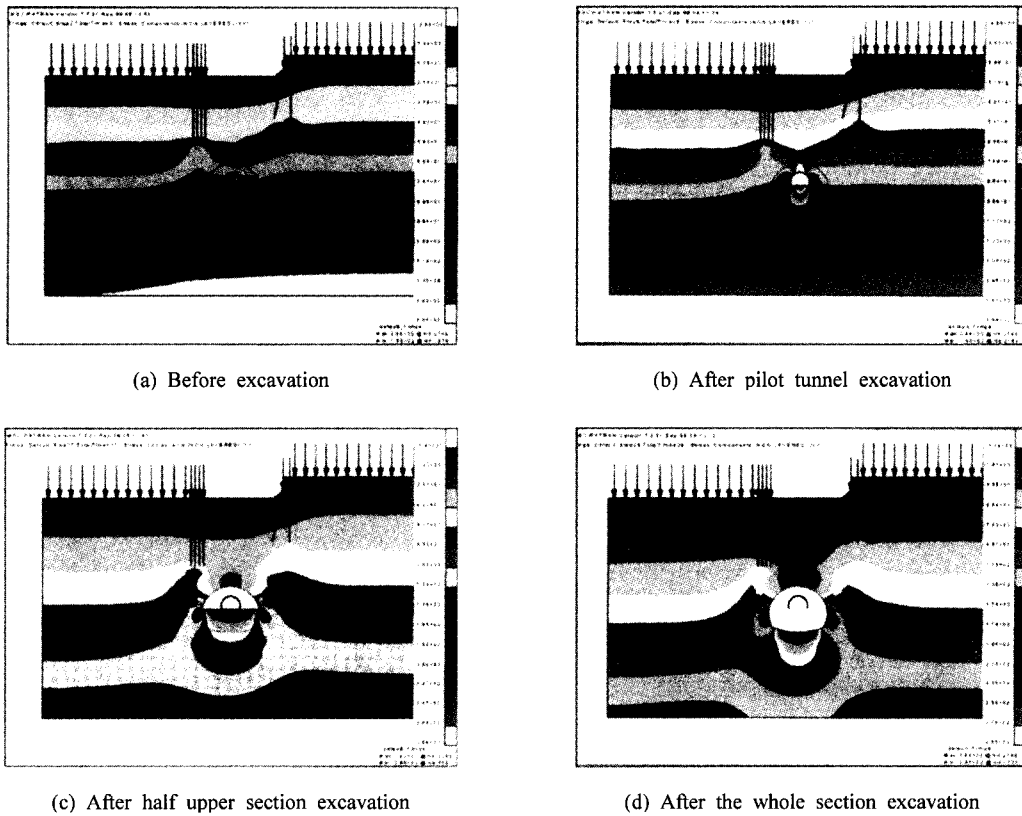


Fig. 6. Normal stress history contour in each excavation step.

여기서, X = 시간 T 경과 후 막장의 진행거리 (m)
 T = 경과시간 (days)
 D = 시간 T 경과 후 터널 직경 (mm)
 D_0 = 초기 터널직경(mm)

내공변위는 터널 주위 암반의 거동특성에 의해 여러 가지 형태의 함수로 모델화 되며, 이를 요약하면 Table 8과 같다.

실제 측정된 내공변위를 모델 함수에 대해 회귀분석 함으로써 함수의 parameter를 결정할 수 있다. 모델함수에 대한 parameter를 결정하기 위하여 비선형 회귀분석(nonlinear regression analysis)을 실시하였다. 비선형

모델을 적합 시킬 때, 반복 알고리즘(iteration algorithm)을 사용하여, 각 반복의 단계마다 도함수(derivative)를 구하고 잔차제곱합(residual sum of square)을 최소화 하는 parameter의 새로운 탐색방향을 정하여 최적의 parameter를 구하고 또한, 각각의 모델 함수에 대한 비선형 회귀분석을 실시한 후 가장 근사한 모델을 선정하였다.

본 연구에서는 계측지점으로부터의 막장진행거리가 진행되었을 때 초기의 선형적인 변위와 막장진행거리와 관계로부터 터널거동의 초기 미세측 부분의 변위량의 예측하는 방법에 대하여 검토하였다. 터널 굴착에 따른 천단침하 및 내공변위를 막장진행거리별 침하로

Table 8. Modelling function of the convergence in tunnel.

No	Modelling Function	Parameter
1	$C(t) = a[1 - \exp(-bt)]$	a, b
2	$C = a[1 - \exp(-bx)] + c[1 - \exp(-dt)]$	a, b, c, d
3	$C(x, t) = C_x[1 - (\frac{X}{X+x})^2][1 + m(1 - (\frac{T}{T+t})^{0.3})]$	C_x, X, T, m

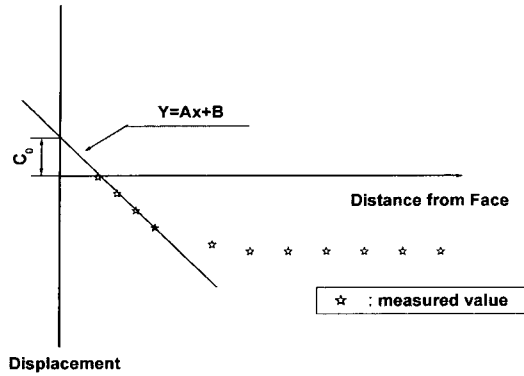


Fig. 7. Generalized form of the convergence in tunnel.

나타내면 계측지점으로부터 막장거리가 가까운 경우는 변위가 급격히 진전되며 어느 정도 막장이 경과된 후에는 변위의 진행이 완만하게 증가되는 경향을 나타내었다. 실제 계측 시 측정하지 못한 부분에 대한 변위량의 추정을 최초계측 시부터 변위경향을 직선으로 간주할 수 있는 부분까지 회귀분석함으로써 추정하고자 하였다(Fig. 7). 막장에서 거리와 변위량간에 추정된 회귀선의 정도(precision)를 평가하기 위하여 분산분석표에 의한 F-검정과 결정계수를 사용하였다.

F-검정의 경우 본 논문에서는 $F(1, 4; 0.05)=10.1$ 로 검정하여 검정통계량 값이 이보다 클 경우 회귀선이 매우 유의하다고 할 수 있다. 또한 총변동중에 회귀선에 의하여 설명되는 비율을 알고자 결정계수(coefficient of determination)을 사용하여 회귀선을 평가하였다.

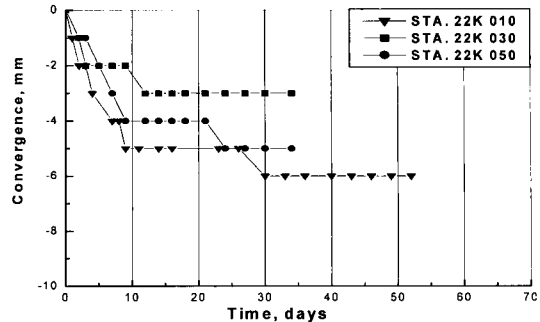
5.2 분석결과

현장계측은 20m 간격으로 6지점에 대하여 실시하였고, 계측된 지점에 대하여 굴착 후 경과시간에 따른 내공변위량과 굴착면의 진행거리에 따른 내공변위량을 각각 조사하였다. 각각의 단계에 따른 내공변위 측정결과를 도시하면 Fig. 8과 같다.

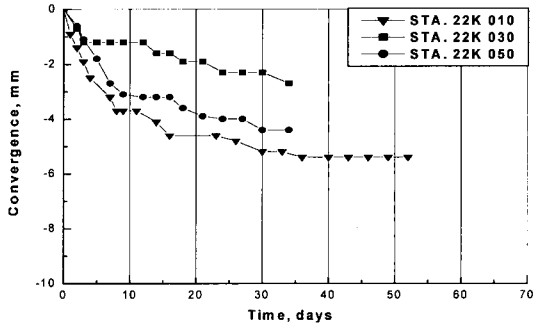
계측결과에 대해 각각의 모델에 대한 회귀분석을 실시한 결과, 식 (2)와 같은 지수함수가 가장 적합한 것으로 나타났다.

$$C(t) = a[1 - \exp(-bt)] \tag{2}$$

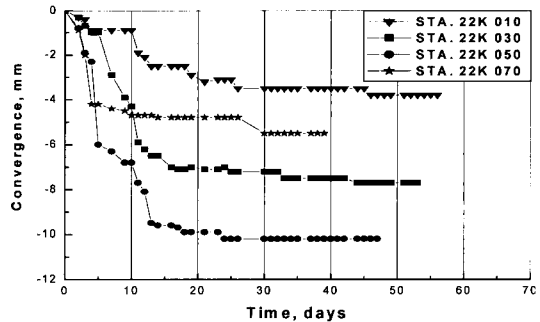
즉, 계측결과는 시간의 지수함수로 표시된다. 이 경우에 굴착면 진행속도가 일정한 것으로 판단되며, 따라서 내공변위는 굴착면 진행거리의 함수로 나타나는 것으로도 볼 수 있다. 각 측정치에 대해 상기함수를 적용하여 parameter a, b 및 결정계수(coefficient of deter-



(a) Roof settlement (half upper section excavation)



(b) Convergence on the half upper section



(c) Convergence on pilot tunnel

Fig. 8. Measuring results of the settlement and the convergence

mination)를 구하였다(Table 9).

Table 9에서 볼 때 결정계수는 0.93에서 0.98로 회귀선의 설명력은 비교적 높은 편이라고 판단할 수 있으며, 계산된 최종변위량과 실측된 최종변위량의 관계에서 얻은 상대오차 또한 0.3~6%로 높은 적합도를 가지고 있다고 판단할 수 있다. STA. 23k 030의 상반 convergence의 회귀선의 결정계수가 0.72의 값을 나타내어 다른 결과치에 비하여 낮은 값을 가지고 있는데 이것은 내공변위가 완전히 수렴하지 않은 상태에서 측정을 중단한 이유로 추정된다. 앞절에서 언급된 초기 미계측부

Table 9. Regression analysis result on measuring data.

(a) Roof settlement (half upper section excavation)

Station No.	a	b	R squared	Final settlement(mm)	Calculated final settlement(mm)
23k 010	5.818	-0.165	0.97	6	5.82
23k 030	3.014	-0.213	0.93	3	3.01
23k 050	4.910	-0.205	0.94	5	4.87

(b) Convergence on the half upper section

Station No.	a	b	R squared	Final settlement(mm)	Calculated final settlement(mm)
23k 010	5.275	-0.133	0.98	5.40	5.27
23k 030	3.032	-0.050	0.72	2.70	2.48
23k 050	4.227	-0.194	0.97	4.40	4.19

(c) Convergence on pilot tunnel

Station No.	a	b	R squared	Final settlement(mm)	Calculated final settlement(mm)
23k 010	4.016	-0.058	0.96	3.80	3.84
23k 030	7.778	-0.107	0.93	7.70	7.74
23k 050	10.323	-0.151	0.98	10.20	10.24
23k 070	5.146	-0.235	0.93	5.50	5.15

Table 10. Predicted displacement results at the unmeasured section by initial displacement tendency.

(a) Roof settlement (upper half section excavation)

Station No.	Regressive formula	F Value	R squared	Displacement at unmeasured section(mm)
23k 010	-0.390x+0.407	10.81	0.82	0.407
23k 030	-0.179x+0.586	17.18	0.90	0.586
23k 050	-0.183x+0.416	21.05	0.91	0.416

(b) Convergence on the upper half section

Station No.	Regressive formula	F Value	R squared	Displacement at unmeasured section(mm)
23k 010	-0.349x+0.434	20.95	0.82	0.434
23k 030	-0.106x+0.310	16.02	0.90	0.310
23k 050	-0.179x+0.509	158.74	0.99	0.509

(c) Convergence on pilot tunnel

Station No.	Regressive formula	F Value	R squared	Displacement at unmeasured section(mm)
23k 010	-0.058x+0.319	19.81	0.91	0.319
23k 030	-0.066x+0.189	73.23	0.97	0.189
23k 050	-0.238x+3.458	34.67	0.95	3.458
23k 070	-0.322x+0.878	74.67	0.97	0.878

본의 선형회귀를 통한 미계측부분의 회귀선과 변위량 C_0 는 Table 10과 같다.

Table 9의 결과에서 초기 변위경향에 의한 미계측 구간 변위량을 추정하기 위한 직선회귀식에 대한 F-검

정을 실시한 결과 F-값이 10.81~158.74로 상기의 회귀 직선이 변위량을 설명하는데 매우 유의한 기여를 하고 있으며, 결정계수 또한 0.82~0.99로 높은 신뢰도를 가지고 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 교각기초에 근접한 대구경 터널에 안정성 평가 방법을 실제현장적용 사례를 통하여 제시하였다. 이에 대한 연구 결과를 간단히 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구 대상지역의 경우 NATM공법 적용지역이지만 풍화암이 주된 지역으로 암반은 연속체적인 거동을 한다고 가정하는 것이 타당하므로 실드터널의 경우에 적용하는 활동파괴영역의 파괴면 결정방법(일본 수도고속도로공단)을 적용하여 안정성을 평가하였으며, 적용결과 변위에 대한 제어가 필요한 상태로 평가되었다.
2. Flat jack 시험을 통해 얻은 축압계수 및 3차원 유한요소해석을 통해 얻은 하중분배율을 적용한후 계산된 2차원 유한요소 해석결과 터널의 안정성과 지반의 변위 억제를 위해 적용된 Pilot터널공법과 LW그라우팅은 유효한 것으로 평가되었다.
3. 시공과정에 따른 계측결과에 대한 회귀분석결과 본 현장의 변위모델함수로는 $C(t) = a[1 - \exp(-bt)]$ 형태의 식을 사용하는 것이 적합하며, 이 식을 적용하여 최종변위를 예측해 본 결과 변위가 95%이상 수렴되어 있는 상태이다.
4. 초기 변위경향에 의한 미 계측 구간의 변위량을 추정하기 위한 직선회귀식에 대한 F-검정을 실시한 결과 F-값이 10.81~158.74로 상기의 회귀직선이 변위량을 설명하는데 매우 유의한 기여를 하고 있으며, 결정계수 또한 0.82~0.99로 높은 신뢰도를 가지고 있다.

참고문헌

- 감명옥 외, 1996, 회귀분석 모형개발과 진단, 울곡출판사, 48-55, 388-402.
- 김호영 외, 1993, 터널 내공변위의 이론과 계측결과의 분석, 한국암반역학회지, 3, 80-89.
- 이춘석 외 공역, 1995, 근접시공, 기술공영사.
- 도덕현, 이재현, 고재만 역, 1994, 암반지하공동의 설계와 시공, 창우출판.
- 신희순, 1996, 터널의 조사계획, 한국지반공학회, 25-50.
- 이준선, 김문경, 1996, 그라우팅에 의한 터널보강효과의 해석적 연구, 터널과 지하공간, 7, 298-305.
- 이종원 외, 1995, SAS를 이용한 통계분석, 박영사, 320-351.
- 이현범, 1993, 터널 굴진에 의한 3차원 지반거동의 2차원적 해석방법, 한국과학기술원 석사논문.
- Bieniawski, Z. T., 1989, Engineering Geology Mass Classifications, John Wiley & Sons, 251p.
- Hoek, E. and E. T. Brown, 1980, Underground Excavations in rock, IMM, 527p.
- Panet, M., 1979, Time-dependent deformations in underground works, 4th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreux, 3, 279-289.
- Panet, M. & A. Guenot, 1982, Analysis of convergence behind the face of a tunnel, Tunnelling 82, IMM, Brighton, 197-204.
- Roy E. Hunt, 1986, Geotechnical Engineering Analysis And Evaluation, McGraw-Hill, 255-256.
- R. S. Shiha, 1989, Underground Structures Design and Instrumentation, Elsevier, 105-122.
- Sulem, J., Panet, M. & A. Guenot, 1987, Closure analysis in deep tunnels, Int. J. of Rock Mech. Min. Sin. & Geomech. Abstr. 24.3, 145-154.

이 선 복

1989년 인하대학교 자원공학과 공학사
1991년 인하대학교 자원공학과 공학석사
2003년 인하대학교 자원공학과 공학박사

Tel: 02-3484-2294
E-mail: bamboo21c@chol.com
현재 동부건설(주) 토목설계팀

윤 지 선

1971년 일본 동경대학교 자원개발공학과 공학석사
1975년 일본 동경대학교 자원개발공학과 공학박사

Tel: 032-860-7557
E-mail: JYOON@inha.ac.kr
현재 인하대학교 환경토목공학부 교수