

터널 갱구 2 Arch 굴착에 따른 안정성 해석

이길재¹⁾, 유광호²⁾, 박연준²⁾, 채영수³⁾

Stability Analysis for Two Arch Excavation of a Tunnel Portal

Gil-Jae Lee, Kwang-Ho You, Yeon-Jun Park and Young-Su Chae

Abstract. This study is to understand the effect of the vibration and the stress changes due to the excavation of 2 arch parts of a tunnel, which is a Gyungbu Express Railway tunnel, on the tunnel itself and adjacent slopes in advance, and to analyze the stability. For the estimation of ground conditions, borehole tests, borehole camera logging and seismic logging were performed. Ground properties at a specific location were determined as input constants by performing 2 dimensional analyses with possible ranges of uncertain ground properties. Static and pseudo-static (due to blasting vibration) factors of safety were calculated. The behavior of the tunnel and its vicinity due to the tunnel excavation were predicted by 3 dimensional analyses. It was also tested whether the support system was proper.

KeyWords: Tunnel Stability Estimation, 3 Dimensional Analysis, Pseudo-static Analysis

초 록. 본 연구는 한 경부 고속철도 터널의 NATM 굴착에 의한 2 arch 확공 굴착 시 발생하는 진동 및 응력의 변화가 터널 및 인근 사면에 미치는 영향을 사전에 파악하여 안정성을 검토하는 데에 그 목적이 있다. 지반 물성치를 산정하기 위해 시추공 조사, TV검층 및 속도검층을 실시하였다. 2차원 해석을 통해 불확실한 지반의 물성을 변수로 간주하고 가능한 범위 내에서 해석을 수행함으로써 특정한 지반 물성이 입력 정수로서 결정되었다. 정적 및 발파 진동에 의한 준-정적(pseudo-static) 안전율을 계산하였으며, 3차원 해석을 통해 터널굴착으로 인한 터널 및 터널 주변의 거동과 터널 지보재의 적정성 여부를 조사하였다.

핵심어: 터널 안정성 평가, 3차원 해석, 준-정적 해석

1. 서 론

본 연구는 한국고속철도 건설공단에서 수행하고 있는 서울~부산간 경부고속철도 ○○터널의 2 arch 갱구부를 대상으로 한다. 대상현장은 고속철도 노선 건설을 위해 Fig. 1에서 보는 바와 같이 흙막이 가시설을 이용한 정거장 건설구간(STA 18K+000~STA 18K+200) 및 NATM 굴착에 의한 터널시공구간(STA 18K+200~)으로 이루어진다. 정거장을 건설하기 위해, 지표로부터 심도 30 m까지 개착식 굴착공법에 의한 흙막이 공사를 실시하는 중에 우측 사면의 붕괴가 발생한 바 있다. 따라서, 본 논문은 터널굴착공사로 인해 발생될 발파진동

및 암반 응력의 변화가 터널 및 우측사면을 포함한 터널 주변 지반의 안정성에 미치는 영향을 사전에 파악하여 안정성을 검토하고, 필요시 대책을 수립함으로써 안전하고 경제적인 공사가 이루어지도록 하는 데 그 목적이 있다.

시추조사는 ○○터널 입구의 지층의 구성상태, 공학적 특성, 기반암의 분포상태, 풍화도 및 연경도 등을 파악하기 위하여 1 공에 대하여 실시하였고, 이를 위해 회전수세식(rotary wash type) 시추기가 이용되었다. 시추위치는 STA 18K+208에서 우측(터널 입구 전방에서 볼 때) 10 m 지점이었으며, 시추 종료심도는 35 m로 터널 바닥면에서 약 5-6 m 하부까지로 설정되었다.

채취된 암석 코어의 육안관찰에 의하여 암석내 분포된 불연속면(discontinuities), 즉 절리, 층리 및 절리면의 충전물 등을 파악하였고, 절리의 분포상태(간격 및 방향성), 코어회수율(TCR), RQD 등의 암반특성을 평가할 수 있는 자료를 수집하였다. 또한 시추조사과정에서

¹⁾금호산업 (주) 건설사업부 근무

²⁾수원대학교 토목공학과 조교수

³⁾수원대학교 토목공학과 교수

접수일: 2002년 7월 31일

심사 완료일: 2002년 9월 5일

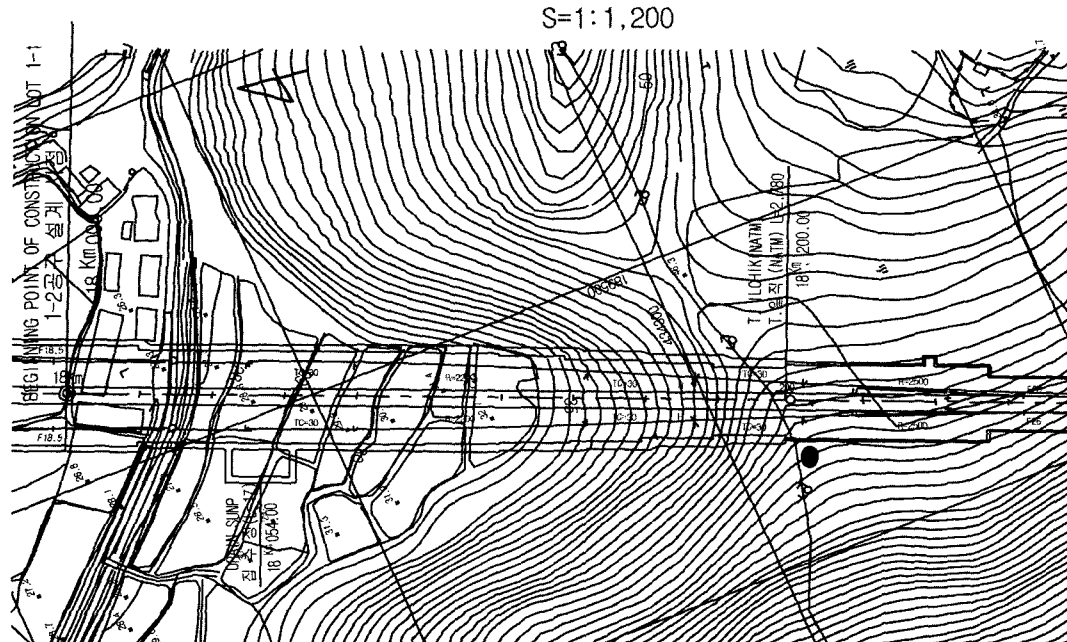


Fig. 1. Plane view of the site of interest(scale=1:1,200, 시추위치: ●).

채취된 암석시료에 대하여 압축시험 및 절리면 전단시험을 시행하였다.

지하암반에 대한 불연속면의 상태 및 방향성 확인은 일반적으로 시추코어에 의존한다. 그러나 시추코어에 의한 방법은 시추장비의 성능과 시추자의 숙련도에 따라 코어 상태 및 코어 회수율 등이 달라질 수 있으므로 원지반의 불연속면 상태를 상세히 파악하는데 어려움이 있다. 따라서 이 같은 문제를 보완하여 보다 상세한 설계자료를 얻기 위해 시추공내에 borehole TV 카메라를 삽입하여 공벽을 촬영하는 TV검층을 실시하였다.

시추공 주변 지반에서 속도검층을 실시하여 탄성파속도 (V_p : P파 속도, V_s : S파 속도)를 구했으며, 이를 이용해서 설계에 필요한 동지반상수(동 포아송비, 동전단계수, 동탄성계수)를 산출하였다.

2차원 해석을 통해 불확실한 지반의 물성을 변수로 간주하고 가능한 범위 내에서 해석을 수행함으로써 특정한 지반 물성이 터널 및 주변 지반의 거동에 미치는 영향을 분석하여 입력 정수를 결정하고, 정적 및 발파진동에 의한 준-정적(pseudo-static)안전율을 계산하며, 3차원 해석을 통해 터널굴착으로 인한 터널 및 터널 주변의 3차원 거동과 터널 지보재의 적정성 여부를 조사하였다.

2. 하향식 탄성파 탐사(Down Hole Test)

속도검층은 일반적으로 시추공 주변 또는 시추공 사이의 지반에서 P파(primary wave)와 S파(secondary wave)라고 하는 2종류의 탄성파의 전파속도를 구하여, 지반의 물리적 성질을 조사하는 기법이다.

P파의 경우는 진원판에 해머를 이용하여 수직으로 타격, S파의 경우는 수평하게 타격을 가함으로써 파를 발생시킨다. 수진기는 P파를 측정하기 위한 수직성분과 S파를 측정하기 위한 2개의 수평성분으로 구성되어 있으며 이 수진기를 측정하고자 하는 심도에 위치시켜 앞에서 설명한 바와 같은 방법으로 생성된 P파와 S파를 측정하게 된다.

본 시험기의 수진기는 펌프의 압력에 의해 공벽에 압착시키는 압착형 수진기로서 공내수의 유무에 상관없이 측정이 가능하다. 디스크에 digital 수치로 저장된 파를 컴퓨터에서 S파와 P파로 분리하여 처음에 도달하는 시간을 읽어들인다.

속도검층의 측정 결과로부터 얻게 되는 탄성파속도 (V_p : P파 속도, V_s : S파 속도)를 이용해서 설계에 필요한 동지반상수(동포아송비 ν_d , 동전단계수 G_d , 동탄성계수 E_d)를 다음 식을 이용하여 산출하며, PS 검층결과 Table 1에 정리되었다(수원대학교 산업기술연구소, 2001).

Table 1. PS logging results.

Depth (GL, m)	V _p (m/sec)	V _s (m/sec)	Density (kg/m ³)	ν _d	G _d (GPa)	E _d (GPa)	layer
0 ~ 6	1,100	400	1,750	0.42	0.28	0.80	weathered soil
6 ~ 13	1,500	700	1,900	0.36	0.93	2.53	weathered rock
13 ~ 25	2,200	1,200	2,000	0.29	2.88	7.43	soft rock, weathered rock
25 ~ 30	4,300	2,200	2,500	0.32	12.10	31.94	soft rock, hard rock

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$$

$$G_d = \rho \times V_s^2$$

$$E_d = 2G_d(1 + \nu)$$
(1)

여기서, V_p : P파 속도 (m/s) V_s : S파 속도 (m/s)
 ρ : 밀도(kg/m³)

3. 실내 암석시험 및 암반분류

암석 시험은 현장에서 채취한 암석 코어 중 길이가 10-20 cm 이상 되는 신선한 암석을 대상으로 실시하였다. 시험을 실시한 암석 코어는 편리구조가 발달되고 풍화된 반상변정질 편마암으로 심도는 터널 상부지표(GL)를 기준으로 하였으며 압축시험을 실시한 결과는 다음 Table 2와 Table 3과 같다(수원대학교 산업기술연구소, 2001).

현장조사와 실내시험결과를 토대로 조사위치에 대하여 RMR에 의한 분류방법을 사용하여 암반을 분류하였으며, 심도 15 m에서 채취된 시료 1에 대해서는 60점(양호), 심도 20 m에서 채취된 시료 2에 대해서는 63점(우수)이 예상되었다. Bieniawski가 제안한 식(Bieniawski, 1984)을 사용할 경우 RMR 값에 대응하는 변형계수

Table 2. Compression test results.

	core 1	core 2
depth(GL)(m)	-15	-20
specific gravity	2.59	2.61
seismic velocity (m/s)	S-wave	1,470
	P-wave	2,190
Young's Modulus(GPa)	7.5	7.2
Poisson's ratio	0.14	0.14
uniaxial compression strength(MPa)	47	52
tensile strength(MPa)	5	5
cohesion(MPa)	8	8
friction angle(°)	47.9	53.4

E_M은 각각 20 GPa, 26 GPa로 이 값은 실내시험에 의 해 구한 값인 7.2 GPa 및 7.5 GPa 보다 오히려 큰 값을 예측하므로 본 경우에는 적용할 수 없었다.

4. 입력 물성치 산정

일반적으로 실내시험결과는 신선한 암석 코어에 대한 값이므로 현장에서의 암반에 대한 값보다는 상당히 큰 값을 나타내게 된다. 따라서, 전산해석을 위한 입력자료는 암석시험결과와 그 외에 터널안정에 영향을 주는 요소, 그리고 현장에서 시행된 탐사 결과 및 기존 전산 해석 입력 자료들을 종합적으로 검토하여 결정한다. 해석 결과는 다시 현장 시공시 측정되는 변위 및 응력과 비교하여 설계값 차이가 클 경우는 재검토한 후 현장에 다시 적용하는 과정을 거쳐야 한다.

본 해석에서는 암석시험결과와 RMR값에 의한 경험적 추정치, 그리고 탄성파 시험을 통하여 얻어낸 결과를 검토하여 다음의 Table 4와 같이 물성값을 결정하였다.

5. 2차원 해석

2차원 해석의 목적은 3차원 해석의 준비 단계로서 측정된 여러 자료로부터 적절한 입력 물성을 결정하기 위한 parameter study와 더불어 3차원 해석으로는 구하기가 곤란한 절리를 고려한 사면의 안전율을 구하는 데

Table 3. Joint shear test results.

	core 1	core 2
depth (GL)(m)	-15	-20
JRC value	6~8	10~12
Schmidt hammer test	Schmidt hardness	23.0
	JCS(MPa)	33
Cohesion(MPa)	0.03	0.01
Friction Angle(°)	43.9	33.6
K _n (GPa/m)	4.22	4.10
K _s (GPa/m)	5.11	3.79

Table 4. Material properties used for numerical analysis.

layer	depth (GL,m)	density (kg/m ³)	Young's Modulus (GPa)	Poisson's ratio	cohesion (kPa)	friction angle (degree)	tensile strength (kPa)	apparent dip angle (degree)
weathered soil	0~6	1,700	0.8	0.2	50	35	20	-
weathered rock	6~13	2,000	2.0	0.2	100	35	50	-
soft rock	13~25	2,600	7.0	0.14	500	40	200	-
hard rock	25~30	2,600	20.0	0.14	1,000	40	500	-
joints	-	-	-	-	10	33.5	0	36

있다. 2차원 해석을 위해 FLAC Ver. 3.4가 사용되었다 (Itasca consulting group, inc., 1999).

실험실 시험, PS 검증, 기존 해석시 입력 자료, 계측 결과와의 비교 및 현장 상황 관찰 등을 토대로 입력 물성을 바꾸어가면서 해석한 결과 상기한 Table 4의 입력 물성이 적절함을 알 수 있었다.

이를 근거로 터널의 갱구부 갱문 위치인 STA 18K+200 지점과 터널 전방 10m의 개착구간인 STA 18K+190 지점을 선택하여 원지반에 대한 지형도와 현재의 굴착상태를 고려하여 터널축에 수직인 방향으로 횡단면도를 작성하였다.

작성된 횡단면도로부터 Fig. 2 및 3과 같이 해석을 위한 요소망을 작성하였다. Fig. 2는 STA 18K+200 지점의 해석을 위한 요소망으로, 사면의 굴착과 터널의 굴착 및 지보재의 설치가 완료된 상태를 보여주고 있다. 약 2,000개의 요소가 사용되었으며, 터널 주변에서의 요소의 크기는 2 m×2 m이다.

Fig. 3은 STA 18K+190 지점의 해석을 위한 요소망이다. 역시 사면과 개착구간의 굴착이 완료되고, 흙막이 가시설 및 soil anchor가 완료된 상태를 보여주고 있다.

약 2,300개의 요소가 사용되었으며, 개착구간 부근의 지반요소의 크기는 2 m×2 m이다.

해석 요소망의 좌측 및 우측 경계는 수평방향 변위를, 하부 경계는 수평 및 수직방향 변위를 모두 구속하였다. 경계면 영향을 최소화하기 위하여 터널 바닥면에서 하부 경계까지는 약 40 m로 충분한 거리를 두었다.

시추공 BIPS 촬영조사결과 1조의 주 절리군(경사방향경사, 146/71)과 2조의 부 절리군(경사방향경사, 170/53, 047/32)이 존재함을 확인하였고, 평사투영 분석을 실시하였다. 분석결과, 주 절리군의 주향은 터널축 방향에 30°의 각으로 교차하여 터널의 굴착에 큰 영향을 주지는 않을 것으로 판단되나, 터널방향에 수직인 면으로 투영하면 68°의 경사를 보여 천정부의 안정성에 문제를 일으킬 가능성이 있다. 부 절리군 중, 170/53의 방향성을 갖는 절리군은 터널 방향에 수직인 면으로 투영하면 36°의 경사를 보여 터널 우측 사면의 안정성에 가장 큰 영향을 주게된다.

본 연구에서는 주 절리군과 부 절리군 1조(170/53)의 영향을 고려하기 위하여 암반을 편재절리(ubiquitous joint)모델 (박연준, Dawson, E. M., 1997)로 가정하고,

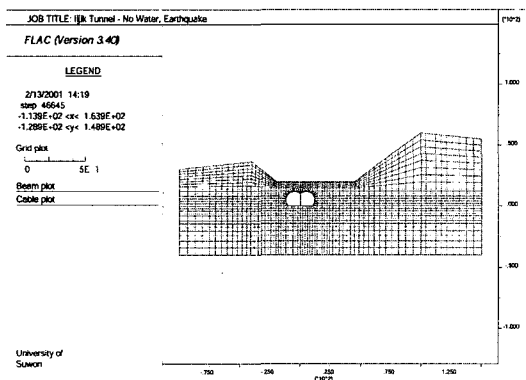


Fig. 2. Mesh used for numerical analysis at the location of STA 18K+200.

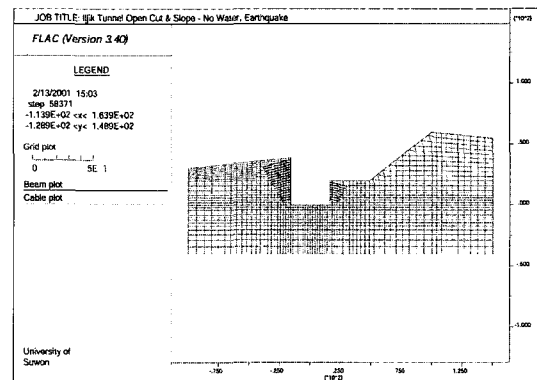


Fig. 3. Mesh used for numerical analysis at the location of STA 18K+190.

절리면 전단시험결과로부터 산출된 강도정수를 적용하였다.

2-arch 굴착이 터널 및 주변 지반의 안정성에 미치는 영향은 크게 두 가지로 생각할 수 있다. 첫째는 2-arch 굴착으로 터널의 형상이 달라지면서 지반 내부의 응력 분포가 변화됨으로써 발생하는 정적(static)인 하중이며, 두 번째는 굴착 시 발생하는 발파진동(탄성파)에 의한 동적인 하중이다.

정적인 하중에 따른 변화는 일반적인 정해석으로 알 수 있으나, 발파진동에 의한 동적인 하중의 영향은 지반의 탄성파 전파특성, 지층의 구조, 사용 화약의 특성, 발파 패턴 등 여러 가지 요인에 의하여 달라질 수 있다.

현재 발파진동을 전산 해석에 고려하는 방법으로는 1) 지발당 장약량을 기준으로 하여 발파하중을 산정하고, 이를 일정 시간 부가하중으로 가하는 방법; 2) 시험 발파를 실시하고 측정된 파형을 사용하여 동적인 해석을 실시하는 방법이 사용되고 있다. 현장 사정상 시험 발파는 불가능하여 상기 2)항의 방법은 적용될 수 없었으며, 1)항의 발파하중 또한 정확한 산정이 어려워 본 연구에서는 지반 구조물의 내진 설계에 사용되는 준정적 해석(pseudo-static analysis)기법을 도입하여 과거 한국전력에서 원자력 발전소를 시공할 당시 적용하였던 기준을 적용하였다(연관희, 이종립, 1999). 이 기준을 사용할 경우 계산 결과는 지나치게 안전측이나, 본 현장에서 이미 사면의 붕괴가 발생한 바 있어 다소 보수적인 방법을 택하게 되었다.

진동의 세기는 변위, 속도, 가속도의 3개로 나타낼 수 있으나, 실제로 가장 많이 사용되는 것은 속도이다. 준정적 해석에서는 지진 진동에 의한 추가 하중을 중력에 더하여 해석하므로, 이를 가속도의 단위로 환산할 필요

가 있다.

발파 진동을 정현파로 가정하면, 속도와 가속도는 다음 식 (2)의 관계를 가진다.

$$a = 2 \pi f v \tag{2}$$

여기서 f 는 파의 진동수, a 는 가속도이며 v 는 속도이다.

한국전력에서 적용한 부가하중은 수직방향으로 0.07 g, 수평방향으로 0.1 g이다. 암반의 상태에서 주 주파수를 50 Hz로 가정하고 상기한 식에 이들의 벡터합인 0.122 g 를 가속도에 대입하면, 속도는 약 0.4 cm/sec가 되어 약 0.4 kine에 해당하는 진동임을 알 수 있다.

본 연구에서는 이 하중을 가하여 발파진동에 의한 불안정 여부를 조사하였으며, 실제 굴착 순서를 해석에 반영하기 위하여 위로부터 차례차례 지반을 제거하고 soil anchor를 타설하였으며, 터널도 굴착 단계를 고려하여 중앙 상반부 굴착 및 숏크리트, 록볼트 설치, 중앙 하반부 굴착 및 숏크리트, 록볼트 설치의 순으로 터널을 굴착하였다.

이렇게 정해석을 완료한 후 사면의 안전율을 계산하였으며, 다시 발파하중을 가하여 준정적 해석을 실시하였다. 사면의 안전율은 Dawson(2000) 등에 의해 제안된 전단강도감소 기법에 의해 계산되었다. 즉, 실제 지반의 점착력 c 와 내부 마찰각 ϕ 를 일정한 비율로 감소시켜가며 일련의 해석을 반복 수행한다. 이 때, 최초로 파괴가 일어날 시점의 비율을 구하면 이 값이 사면의 안전율이 된다.

Fig. 4는 최초로 사면이 파괴될 때, STA 18K+200 지점의 해석결과로 최대변형률속도의 등고선도를 보여준다. 이 때 발생된 우측 사면의 붕괴는 진동 하중을 고려

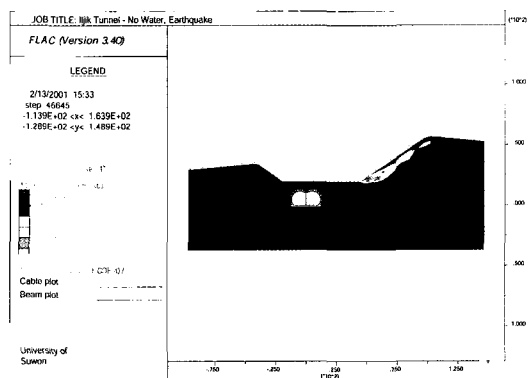


Fig. 4. Contour of max. shear strain rate at STA 18K+200 (F.S: 1.35) - joints and vibration considered (V: 1.07 g, H: 0.1 g).

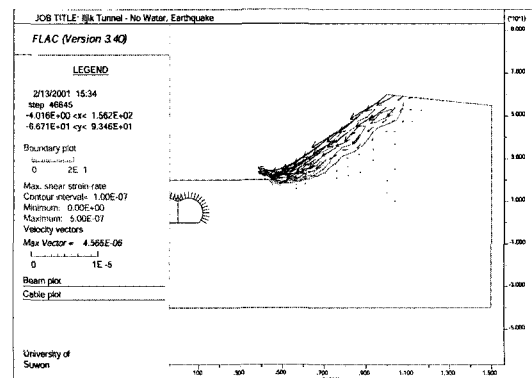


Fig. 5. Failure shape of the right slope of the tunnel at STA 18K+200 (F.S.: 1.35) - joints and vibration considered (V: 1.07 g, H: 0.1 g).

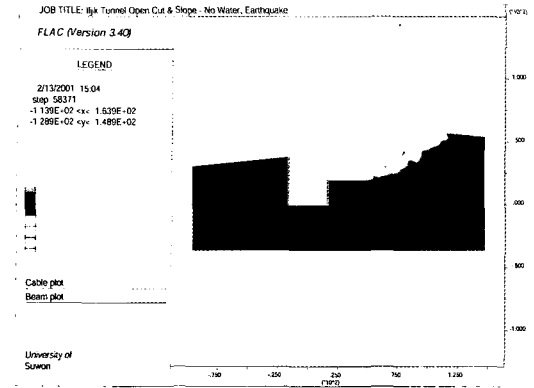


Fig. 6. Contour of max. shear strain rate at STA 18K+190 (F.S: 1.05) - joints and vibration considered (V: 1.07 g, H: 0.1 g).

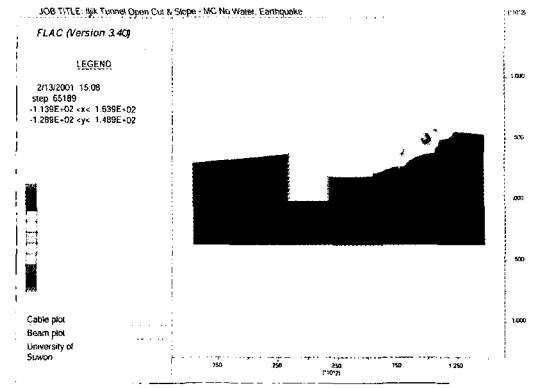


Fig. 7. Contour of max. shear strain rate at STA 18K+190 (F.S: 1.06) - joints ignored, vibration considered (V: 1.07 g, H: 0.1 g).

한 결과로 판단된다. 진동 하중을 고려하지 않은 경우의 안전율은 1.51인 반면, 진동 하중을 고려한 경우의 안전율은 1.35로 낮아졌으나, 아직도 1.0보다 큰 값으로 사면은 비교적 안정함을 알 수 있다.

Fig. 5는 우측 사면부의 사면파괴양상을 변위속도벡터로 나타낸 것이다. 최대변형률속도의 등고선도 하부에서는 변위속도가 거의 0인데 비하여 등고선도 상부에서는 10배 이상의 속도를 보이고 있어 등고선도의 경계가 활동면과 일치함을 알 수 있다.

Fig. 6은 STA 18K+190 지점의 개착부에서의 사면 및 흙막이의 안정성을 검토하기 위한 해석 결과이다. soil anchor와 암지말뚝 등으로 보강된 흙막이는 안정하나 터널 우측사면이 파괴되고 있음을 알 수 있다. 이 해석 결과는 발파진동을 고려한 해석으로 사면의 안전율은 1.05이며 진동을 고려하지 않은 경우 안전율은 1.26이었다.

Fig. 7은 절리를 고려하지 않은 해석 결과로 Fig. 6에 비하여 활동면의 깊이가 다소 깊고, 활동면의 모양이 원호형 내지 대수나선형(log-spiral)에 가까우나 안전율은 1.06으로 0.01의 차이만을 보였다.

2차원 해석결과를 요약하면 다음의 Table 5와 같다.

Table 5. Summary of 2D analysis results.

location	joints	factor of safety	
		static	pseudo-static
STA 18K+200	considered	1.51	1.35
STA 18K+190	considered	1.26	1.05
	not considered	1.28	1.06

2차원 해석은 터널과 같이 길이방향으로는 응력의 변화가 없는 경우에 적용되나, 본 구간처럼 개착구간과 터널이 만나는 접속부의 경우 이 조건을 만족하지 못하므로 개착부에 의한 측방하중이 터널에 작용하는 효과를 고려할 수 없다. 따라서 터널의 안정성은 실제보다 과대 평가되었으므로 3차원 해석에 의한 검증이 필요하다.

반면 사면의 경우, 길이가 무한히 긴 사면을 해석한 것이므로 실제보다 사면의 안전율을 과소평가한 셈이다. 따라서 3차원 해석결과와 비교하여 결론을 내려야 한다.

6. 3차원 해석

일직터널 현장의 터널 확공에 따른 3차원 거동 평가를 위해 3차원 해석을 실시하였다. 본 해석을 위해 사용된 software는 미국 미네소타의 Itasca Consulting Group에 의해 개발된 3차원 지반범용 해석 프로그램인 FLAC3D Ver 2.0이 사용되었다(Itasca consulting group, inc., 1997).

해석 대상범위는 터널 갱구부를 중심으로 좌·우 각 100 m까지와 터널 진행방향으로 STA 18K+200 지점을 중심으로 개착부 40 m와 터널부 65 m 구간을 포함하도록 하였다. 해석의 계산시간을 줄이기 위해, 요소망은 터널 주변부는 2 m 간격으로 촘촘하게 구성하였고, 터널로부터 멀어 질수록 간격이 넓어지도록 작성하였다. 또한, 대상지역의 지형을 지형도의 등고선을 이용하여 구하고 이를 해석에 최대한 고려하였다. Fig. 8은 해석에 사용된 요소망과 대상지역의 지형 등고선을 보여주는데, 등고선 간격은 5 m로 색깔에 의해 구별된다.

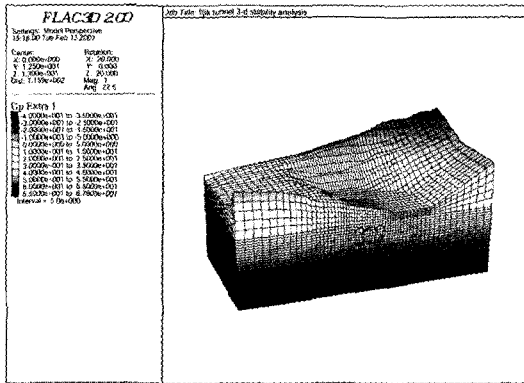


Fig. 8. Mesh used for 3D analysis and topology of the site.

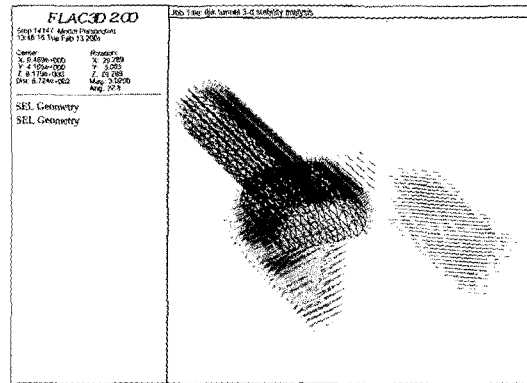


Fig. 9. The configuration of structural elements.

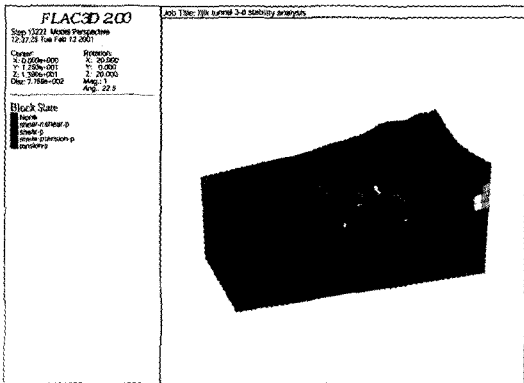


Fig. 10. Plasticity indicator in the case of pseudo-static analysis with $x=-0.1 g$, $z=-1.07 g$.

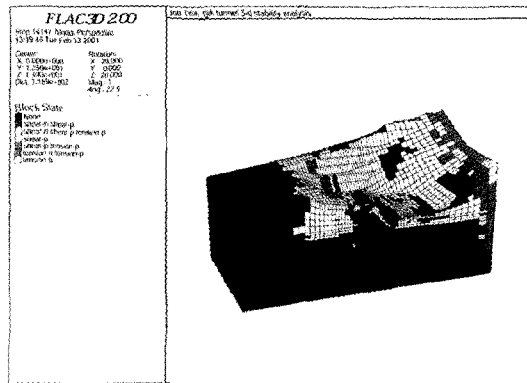


Fig. 11. Plasticity indicator in the case of pseudo-static analysis with $x=-0.5 g$, $z=-1.35 g$.

참고로 본 해석을 위해 총 31,626개의 블록요소가 사용되었다.

경계조건은 터널 갱구부를 바라볼 때, 좌·우면은 수평변위(x)를, 전·후면은 수평변위(y)를, 그리고 바닥면은 수평 및 수직변위(x, y, z)를 모두 구속하였다.

현장의 시공순서와 보강 방법을 모두 고려하기에는 3차원 해석이 너무 복잡해져서 계산에 사용되는 컴퓨터 메모리가 상당히 많이 요구되며, 계산에 너무 많은 시간이 걸리므로, 해석과정을 단순화 시켜 다음과 같이 수행하였다.

- ① 개착부를 굴착하기 이전 상태에서의 지형조건에 따른 초기응력 유도
- ② 개착부 굴착 및 흙막이 보강
- ③ 중앙 터널 굴착 및 록 볼트와 슛크리트 타설
- ④ 터널 갱구부로부터 STA 18K+220 지점까지 2 arch 터널 확공 및 휘플링(forepoling), 슛크리트, 록볼트

타설

⑤ 터널확공 발파 영향 평가를 위한 준-정적 해석

갱구부 좌·우 흙막이면과 갱구부 수직면 보강을 위해 사용된 지보재는 anchor만을 고려하였는데, 해석에서는 케이블 요소로 모델링하였다. 간격은 좌·우, 상·하 2 m로 하였으며, 방향은 좌·우 흙막이면은 하향 15°로, 갱구부 수직면은 수평으로 하였고, 길이는 지표로부터 깊어질수록 줄어들도록 하였다. 터널의 보강에 사용된 슛크리트는 쉘 요소로, 휘플링과 록볼트는 케이블 요소로, 중앙 기둥은 빔 요소로 모델링하였다. 참고로 본 해석에 사용된 지보재 요소는 쉘 요소가 888개, 케이블 요소가 12,245개, 빔 요소가 70개 사용되었다. 본 해석에 사용된 지보 요소의 배치는 Fig. 9에 나타낸 바와 같다.

지층과 지반의 물성치 및 지보재 요소의 물성치는 2차원 해석 시 사용된 값을 사용하였으며, 구성모델은

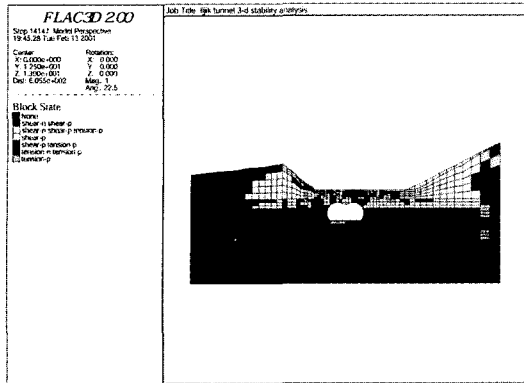


Fig. 12. Plasticity indicator around the portal of tunnel in the case of pseudo-static analysis with $x=0.5$ g, $z=-1.35$ g.

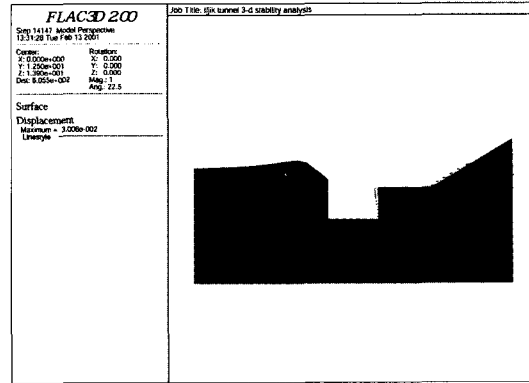


Fig. 13. Displacement vectors induced by open-cut in the case of pseudo-static analysis with $x=0.5$ g, $z=-1.35$ g.

Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다.

터널 확공 발파 시의 3차원 거동을 알아보기 위해, 2차원 해석과 같이 준-정적 해석을 수행하였다. 이를 위해 수평방향(x)과 수직방향(z)으로 가속도를 -0.1 g 및 -1.07 g, -0.2 g 및 -1.14 g, -0.3 g 및 -1.21 g, -0.5 g 및 -1.35 g를 각각 가하여 거동을 평가하였다

대상지역의 3차원 정적해석 결과는 터널 굴착시 발생하는 최대변위는 약 3.0 mm 정도로 터널 천단부에서 발생하며, 록볼트에 발생하는 최대 축력은 9.8 ton이고, 소성영역도 개착부와 갱구부와 만나는 모서리 부분에 약간 나타나는 정도로 전반적으로 안정한 것으로 나타났다. 수평 및 수직 가속도를 -0.1 g 및 -1.07 g로 가한 준-정적 해석의 경우, 소성영역은 Fig. 10에서 보는 바와 같이 정적해석과 큰 차이를 보이지 않았고, 최대변위도 약 4.4

mm 정도로 전반적으로 안정한 것으로 나타났다.

수평 및 수직 가속도를 -0.5 g 및 -1.35 g로 가한 준-정적해석의 경우, 소성영역은 Fig. 11에서 보는 바와 같이, 터널 주변부와 사면부로 상당히 확대된 것을 알 수 있다. 특히, Fig. 12에서 보듯이, 터널 좌측 천단부에 소성영역이 발생함을 알 수 있다. Fig. 13에서 볼 수 있듯이, 우측 흠막이 최상부에서 2.6 cm 정도의 변위가 발생하는 것으로 나타났으며, Fig. 14에서와 같이, 터널 천단부에서 3.4 cm 정도의 변위가 발생하였다. 또한 록볼트의 최대 축력도 18 ton 정도로 증가되어 터널의 안정성에도 문제가 있음을 알 수 있다.

Fig. 15에서부터 Fig. 18까지는 정해석 시의 결과를 보여준다.

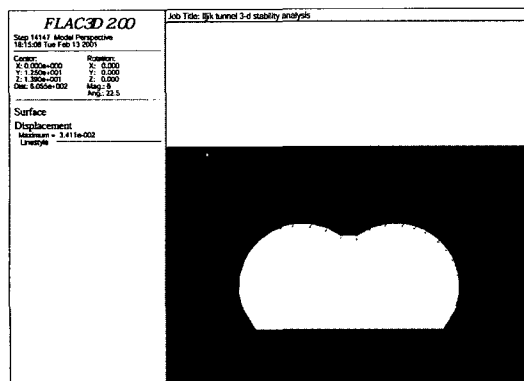


Fig. 14. Displacement vectors around tunnel in the case of pseudo-static analysis with $x=-0.5$ g, $z=-1.35$ g.

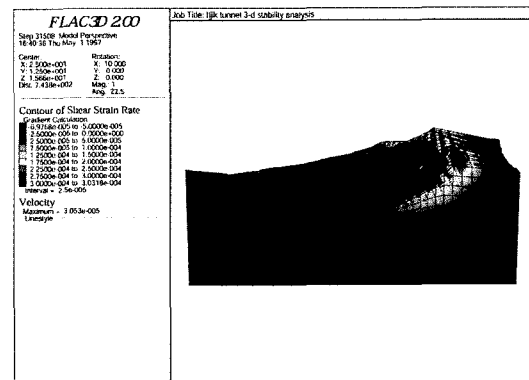


Fig. 15. Contour of shear strain rate and velocity vectors in the case of static analysis.

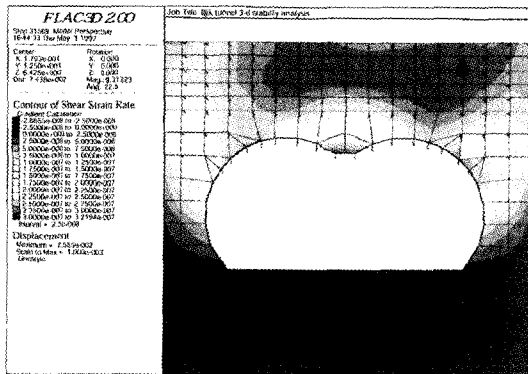


Fig. 16. Contour of shear strain rate and velocity vectors around tunnel in the case of static analysis.

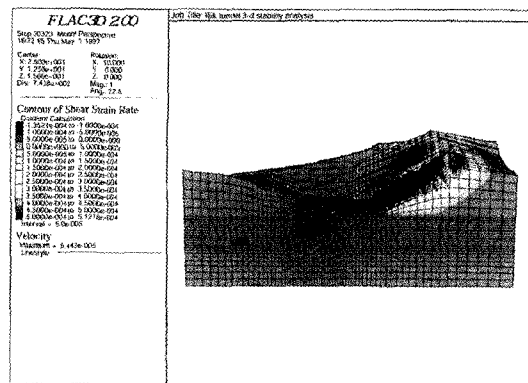


Fig. 17. Contour of shear strain rate and velocity vectors in the case of pseudo-static analysis with $x=0.1g$, $z=1.07g$.

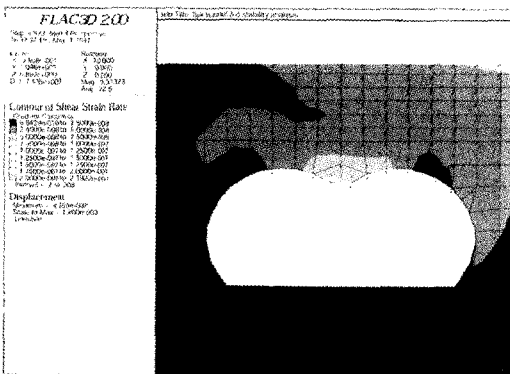


Fig. 18. Contour of shear strain rate and velocity vectors around tunnel in the case of pseudo-static analysis with $x=-0.1g$, $z=-1.07g$.

7. 해석결과 비교 정리

2차원 및 3차원 해석을 통하여 정적 및 준정적 해석 기법으로 터널 및 주변 암반의 안정성을 검토한 결과를 정리하면 다음 Table 6과 같다.

Table 6. Summary of results.

	Tunnel		right slope
2D analysis	stable		static: F.S.=1.26 pseudo-static: F.S.=1.05
	static	stable (maximum displacement: 3.0 mm at crown)	static: F.S.=2.19
3D analysis	horizontal dynamic load 0.1 g	stable (maximum displacement: 4.4 mm at crown)	pseudo-static: F.S.=1.83
	horizontal dynamic load 0.2 g-0.5 g	plastic zone occurs around tunnel crown; max. rockbolt force: 18ton, max. displacement: 3.4 cm at crown	F.S. was not calculated.

8. 결 론

터널 갱구부 2 아치 굴착에 따른 터널의 안정성을 FLAC과 FLAC3D를 이용하여 전산해석을 실시한 결과 다음과 같은 결론을 내릴 수 있다.

- 1) 현지 암반에 존재하는 불연속면의 영향은 당초 예상보다 그리 크지 않아, 본 경우에 있어서는 안정성 해석 시 불연속면을 굳이 고려하지 않아도 좋을 것으로 사료된다.
- 2) 2차원 해석결과 발파 진동 고려시 우측사면의 안전율이 1.05로 매우 작아, 0.4 kine 정도의 발파진동도 사면의 안정을 보장하기 어려운 것으로 나타났으나, 발파 진동은 지표에서 가장 크고 지하로 내려갈수록 작아지며, 해석도 안전측면으로 수행되었기 때문에 터널 우측 사면 하단에서의 진동수준을 0.5 kine 정도로 유지하면, 사면의 안정성에 영향을 주지 않으면서 터널을 발파에 의해 굴착할 수 있을 것으로 판단된다.
- 3) 보다 현실적인 해석을 위하여 3차원 해석을 수행한 결과 발파진동을 고려하여도 안전율이 1.83으로 안정함을 보여 상기한 바대로 발파작업을 수행할 경우

발파에 의한 굴착이 가능할 것으로 판단되었다.

- 4) 2차원 해석시 터널의 안정성에는 아무런 문제가 발견되지 않았다. 이는 터널 전방의 개착 구간 때문에 발생하는 측방향 하중을 전혀 고려할 수 없기 때문에 안정성이 과대 평가 되었기 때문으로 판단된다.
- 5) 개착구간에 의한 측방향 하중이 고려되는 3차원 해석 결과, 터널의 좌측 천단부에 터널 종방향을 따라 전단 파쇄영역이 다소 발생하게 되나, 지보재의 보강 작용으로 인하여 터널의 안정성에는 문제가 없는 것으로 판단된다.
- 6) 따라서, 터널의 2-arch 굴착시 화약 발파가 가능하나, 최단거리의 사면 하단에서의 발파진동을 0.5 kine 내외로 유지하여야 하며, 시험발파 등을 통하여 발파 패턴 및 장약량 등이 정확히 결정되어야 할 것이다.
- 7) 추가 지반조사와 안정성 해석 결과 당초 설계 방안대로 시공하면 안전한 것으로 판단되지만, 해석에서는 개개의 균열까지는 고려 할 수 없었으므로 실제 굴착 시에는 국부적으로 나타나는 균열을 평가하여 시공에 유의하여야 한다.

참고문헌

1. 박연준, Dawson, E. M., 1997, 편재질리모델의 유용성과 한계성, 터널과 지하공간, 7.3, 202-207.
2. 수원대학교 산업기술연구소, 2001, 일직터널 갱구 2 Arch 굴착에 따른 안정성 검토 최종보고서, 121p.
3. 연관희, 이종립, 1999, 원자력발전소 OBE 초과기준 변경에 따른 새로운 발파진동 허용수준 제시, '99 한국암반공학회 발파기술 세미나 논문집, 서울대학교 호암교수 회관 컨벤션센터, 109-117.
4. Bieniawski, Z.T., 1984, Rock mechanics design in mining and tunneling, A.A. Balkema, Rotterdam, 272p.
5. Dawson, E.M., Kwangho You, Yeonjun Park, 2000, "Strength-Reduction Stability Analysis of Rock Slopes Using the Hoek-Brown Failure Criterion", Geo Denver 2000, J.F. Labuz et al.(eds.) Denver, Colorado, USA, 65-77.
6. Itasca consulting group, inc., 1999, Fast lagrangian analysis of continua, Version 3.4, Minnesota, USA.
7. Itasca consulting group, inc., 1997, Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, Version 2.0, Minnesota, USA.

이길재



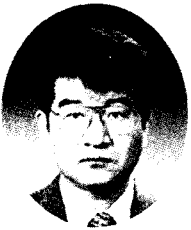
1977년 고려대학교 공과대학 토목공학과 공학사
1994년 고려대학교 대학원 토목공학과 공학석사
2001년 수원대학교 대학원 박사과정 수료
Tel: 02-6303-0144/5
E-mail:
현재 금호산업 (주) 건설사업부 근무

유광호



1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과 학사
1986년 연세대학교 대학원 토목공학과 석사
1992년 미국 Minnesota대학교 대학원 토목공학과 공학박사
Tel: 031-220-2566
E-mail: khyou@mail.suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 조교수

박연준



1981년 서울대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
1983년 서울대학교 대학원 자원공학과, 공학석사
1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과, 공학박사
Tel: 031-220-2580
E-mail: yjpark@mail.suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 조교수

채영수



1974년 고려대학교 공과대학 토목공학과, 공학사
1977년 고려대학교 대학원 토목공학과, 공학석사
1985년 고려대학교 대학원 토목공학과, 공학박사
Tel: 031-220-2318
E-mail: yscha@mail.suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 교수