

## 필라폭이 병설터널의 안정성에 미치는 영향 평가

유광호<sup>1</sup>, 김종규<sup>2</sup>

### Evaluation of the influence of pillar width on the stability of a twin tunnel

Kwang-Ho You, Jong-Gyu Kim

**ABSTRACT** Recently, considering the aspects of disaster prevention and environmental damage, the construction of a twin tunnel is increasing. When constructing a twin tunnel, the stresses are concentrated at the pillar so that stability of the tunnel is decreased. Since the previous studies on the behavior of a twin tunnel pillar are mainly restricted to the estimation of the tunnel behavior and the analysis of surface settlement, there is a limit to a quantitative stability estimation of the pillar. Therefore, it was quantitatively investigated how the pillar width of a twin tunnel affects its stability. To ensure this end, global tunnel safety factors obtained numerically using shear strength reduction technique, local safety factors of a pillar using the equation that Matsuda et al. suggested, and strength/stress ratios of the pillar were estimated and their results were analyzed for two sections with different rock covers. For a reasonable design of a twin tunnel pillar, it was turned out that strength/stress ratio, the local pillar safety factor, and global tunnel safety factor should be used interrelatedly rather than independently.

**Keywords:** Twin tunnel, pillar, strength/stress ratio

**요약** 최근 들어 방재 및 환경훼손 측면을 고려하여 병설터널의 시공 사례가 증가하고 있다. 병설터널의 굴착 시 필라(Pillar)부에 응력이 집중되어 터널의 안정성이 저하된다. 필라부의 거동에 대한 기존 연구들은 주로 수치해석과 실내 모형 실험을 통한 병설터널의 거동평가 및 지표침하 경향 분석 등에 국한되어 있어서, 필라부의 정량적 안정성 평가에는 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 병설터널의 필라폭이 터널의 안정성에 미치는 영향을 정량적으로 살펴보았다. 이를 위해 토피고가 다른 두 단면에 대해 전단강도 감소법을 이용한 수치해석적 방법으로 구한 터널 전체 안전율, Matsuda 등이 제안한 식을 이용하여 구한 필라부 국부안전율, 및 필라부의 강도/응력비를 산정하고 결과를 분석하였다. 합리적인 병설터널의 필라부 설계를 위해, 평균 강도/응력비, Matsuda 제안식에 의한 안전율, 수치해석적으로 구한 전체 안전율이 독립적으로 사용되기보다는 유기적으로 사용되어야 할 것으로 판단되었다.

**주요어:** 병설터널, 필라, 강도/응력비

---

접수일(2011.2.8), 수정일(2011.2.20), 게재확정일(2011.3.13)

<sup>1</sup>수원대학교 토목공학과 교수

<sup>2</sup>수원대학교 토목공학과 박사과정

\*교신저자: 유광호 (E-mail: khyou@suwon.ac.kr)

## 1. 서론

현대 산업사회의 발달은 인구증가와 대도시 인구 과밀에 의한 도시 시설의 포화, 산업기반시설 확충의 필요성으로 도로, 철도, 지하철, 고속전철 등의 교통 시설에 필요한 많은 터널이 시공되고 있다. 근래에 들어서는 터널의 방재 및 경제성 측면을 고려하여 상·하행 터널이 나란히 배열되는 병설터널로 계획되는 경우가 점차 증가하는 추세다. 두 개의 터널을 근접하여 굴착하게 되면 상호 간섭효과에 의해서 병설터널 사이 필라(pillar)부에 응력이 집중되고 터널의 안정성을 저하시키는 주요인이 된다.

황정순 등(2005)은 병설터널의 굴착을 대상으로 지반강도, 필라폭 및 토피고를 다양하게 변화시켜가며 수행된 수치해석결과에 대한 회귀분석을 시행하였으며, 회귀분석을 통해 필라의 유발응력 평가식과 Hoek-Brown 파괴기준을 적용한 정량적인 필라의 안전을 평가방법을 제안하였다. 김도식과 김영근(2007)은 비대칭 근접 병설터널의 암반 필라부에 대한 안정성 확보를 위해 굴착순서 및 방법, 이격거리에 따른 터널의 거동을 터널변위, 강도응력비, 안전율 등을 사용하여 터널의 안정성을 평가하였다. 강창민(2008)은 필라부가 2개인 병설터널 3개를 대상으로 축소모형실험 및 수치해석을 수행하여 필라부의 적정한 보강공법적용의 타당성에 대하여 검토하였다. 최근에는 신영완과 김영근(2010)은 대단면 근접병설터널을 바탕으로 이격거리, 지반조건 및 굴착순서에 따른 필라부의 역학적 거동특성을 터널 굴착변위 및 지보재 응력을 중심으로 수치해석적으로 검토하였다. 한편 유광호 등(2000, 2001, 2005)과 박종원 등(2004)은 전단강도 감소기법에 기초하여 터널 전체의 안전율을 수치 해석적으로 구하는 방법을 제안하고 실제 터널에 적용한 바 있다. 한편 Matsuda 등(1998)은 토사지반에 굴착되는 병설터널의 지반거동과 지표침하 제어를 위해 일종의 안전율 개념인 필라부의 하중비(load ratio)를 적용한 바 있다. 필라의 거동에 대한 현재까지의 연구들(황정순 등, 2005; 김도식과 김영근, 2007; 신영완과 김영근, 2010)은 주로 수치해석과 실내 모형실험을 통한 병설터널의 거동평가 및 지표침하 경향 분석 등에 국한되어 있어 필라부의 정량적 평가를 위한 적용성 측면에 한계가 있다.

따라서 본 연구에서는 병설터널의 경우 좌우 터널 간 필라폭이 터널의 안정성에 미치는 영향을 정량적으로 살펴보는 것을 목적으로 하였다. 이를 위해 전단강도 감소법을 이용한 수치해석적 방법으로 구한 터널 전체 안전율, Matsuda 등(1998)이 제안한 식을 이용하여 구한 필라부 국부안전율, 및 필라부의 강도/응력비를 필라폭을 변화시켜가며 검토함으로써 필라부의 안정성을 확인하였다. 한편 토피고가 낮은 단면과 높은 단면에 대하여 적용해봄으로서 토피고의 영향을 살펴보았다. 본 연구의 수치해석을 위해 Mohr-Coulomb 파괴기준을 따르는 탄소성 모델을 적용하여 범용 해석 프로그램인 FLAC 2D를 사용하였다.

## 2. 전단강도감소기법에 의한 터널의 안전율

전단강도감소기법은 수치해석 시 실제 중력을 가한 상태에서 지반의 강도를 감소시켜 가며 해석을 수행하고 지반이 파괴될 때의 강도와 원지반의 강도비로서 안전율을 구할 수 있는 유용한 기법이다. 강도감소기법은 이미 1975년에 Zienkiewicz 등에 의하여 사용된 바 있으며, 그 이후에도 Naylor(1982), Giam and Donald(1988), Matsui and San(1992), Ugai and Leshchinsky(1995), 유광호와 정지성(2008) 등에 의하여 사용되었다.

터널의 연속체 해석에서 강도감소기법을 적용하려면 실제 암반의 점착력  $c$ 와 내부 마찰각  $\tan\phi$ , 및 인장강도  $T_0$ 를 시험 안전율  $F^{trial}$ 로 나누어 일련의 해석을 반복 수행한다. 이때 시험안전율과 이에 의해 감소된 암반의 전단강도는 식 (1), (2) 및 (3)과 같은 관계를 갖게 된다.

$$c^{trial} = \frac{c}{F^{trial}} \quad (1)$$

$$\phi^{trial} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{F^{trial}}\right) \quad (2)$$

$$T_0^{trial} = \frac{T_0}{F^{trial}} \quad (3)$$

## 3. 필라의 안정성 평가

### 3.1 개요

수치해석을 통한 정밀한 검토방법은 필라부에 작용하는 주응력을 이용하여 암반 파괴기준에 근거한 강도/응력비, 파괴접근도 등을 산정하여 필라의 최소두께 변화에 따른 해당 암반조건에서의 터널거동 분석 및 평가를 통하여 안정성을 검토하는 방법이다.

강도/응력비는 강도에 대한 응력상태를 표현한 것이며 전체 안전율을 대변하진 못한다. 하지만 필라부 중앙단면에서의 평균 강도/응력비가 1.0이하가 되면 필라부 전체가 불안정해질 수 있다는 것을 의미한다. 터널의 중심간격은 지반조건이나 시공방법에 따라 다르지만, 표 1에서 보는 바와 같이 지반이 완전탄성체일 경우에는 굴착 폭의 2배, 연약 지반 층인 경우에는 5배로 하면 거의 상호간에 영향을 미치지 않는 것으로 알려져 있다. 표 1은 설계기준에 의해 터널공사 표준 시방서와 국내와 국외 등에 적용한 터널 중심간격 사례를 나타낸 것이다.

표 1. 설계기준에 의한 터널 중심 간격 (강창민, 2008)

구 분	터널공사 표준시방서		도로설계 요령			터널 설계 실무 자료집	국내도로 터널적용 사례	외국 적용사례
	완전 탄성체	연약 지반	일반 경우	완전 탄성체	연약 지반			
터널 중심간격(C.T.C.)	2.0D	5.0D	20 m	2.0D	5.0D	40.0 m	30 m이상 (2.0~2.6D)	1.5~6.0D

### 3.2 경험식에 의한 평가

터널 필라부의 안정성을 검토하는 가장 잘 알려진 방법 중의 하나로 Matsuda 등(1998)이 제안한 방법(Matsuda 제안식)이 있다. 그림 1은 중앙 필라에 작용하는 이완하중 개념도를 표현한 것으로 H는 토피고 또는 이완하중높이(m), D는 터널 폭(m), P는 필라폭(m)을 의미한다.

Matsuda 등은 토피고가 1D(D=터널폭)보다 작은 경우, 그림 1과 같이 음영으로 표시된 영역의 전하중이 필라부에 작용하는 것으로 제안하였다. 이러한 경우 계획된 중앙 필라부 구조체의 강도가 예상되는 응력보다 크면 충분한 안정성을 확보할 수 있다. 다소 보수적이지만, 현재 실무에서도 Matsuda 제안식을 이용한 필라 안정성 검토가 수행되고 있다. 이때 중앙벽체에 작용하는 작용응력 ( $S_p$ )는 식 (4) 및 (5)에서 구한 이완하중을 필라폭으로 나누어 구하고 ( $P_r / P$ ), 암반 필라부의 안전율은 식 (6)에 의하여 구한다.

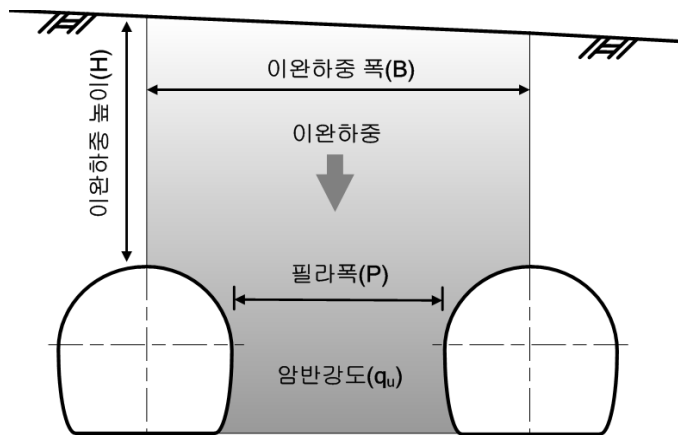


그림 1. 필라부에 작용하는 이완하중 개념도

- 토피고(H)가 터널 폭(D)보다 큰 경우 :

$$P_r = \gamma \cdot D \cdot \beta \quad (4)$$

여기서,  $\gamma$  : 단위중량.

- 토피고(H)가 터널 폭(D)보다 작은 경우 :

$$P_r = \gamma \cdot H \cdot \beta \quad (5)$$

- Matsuda 등(1998)이 제안한 필라부의 안전율 :

$$F_s = \frac{q_u}{S_p} \quad (6)$$

여기서,  $q_u$  : 암반강도.

### 3.3 강도/응력비에 의한 안정성 판단

임의의 점에서 응력이 ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ )일 때 이점에서의 파괴는 식 (7)의 Mohr-Coulomb 파괴기준에 의해 계산되는 파괴 시 축방향 응력( $\sigma_{1f}$ )과  $\sigma_1$ 을 비교함으로써 판단할 수 있다.

$$\sigma_{1f} = \sigma_{cm} + k\sigma_3 \quad (7)$$

여기서, 암반의 일축압축강도  $\sigma_{cm}$ 과  $\sigma_3$ 에 대한  $\sigma_1$ 의 기울기  $k$ 는 식 (8)과 같이 정의된다.

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}, \quad k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8)$$

여기서,  $c$  : 암반의 점착력,  $\phi$  : 암반의 내부마찰각이다

그림 2는 암반 필라부의 강도에 대한 응력상태를 표현한 것이다. 강도/응력비(strength/ stress ratio)는 주어진 응력상태에서 안전율을 의미하며 유광호와 이동훈(2008)은 이것을 “국부안전율 (local factor of safety)”이라고 명명하고 굴착면 주변의 이완영역을 산정하는 데에 이용하였는데, 식 (9)와 같이 계산될 수 있다고 하였다.

$$\text{강도/응력비} = \frac{\sigma_3 - \sigma_{1f}}{\sigma_3 - \sigma_1} \quad (9)$$

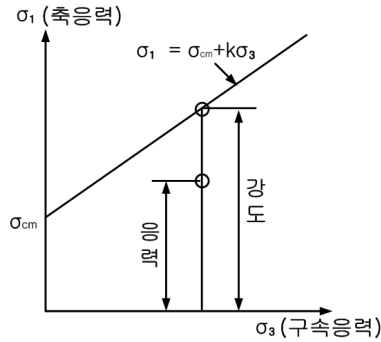


그림 2. 주응력 상태로 표시된 Mohr-Coulomb 파괴기준

따라서, 이 강도/응력비를 사용하여 필라부의 안정성을 판단할 수 있다. 즉, 필라부 중앙 단면에 서의 평균 강도/응력비가 1.0이하가 되면 필라부 전체가 불안정하고, 1.0을 넘으면 안정하다고 판단 할 수 있다(Hoek and Brown, 1980).

## 4. 필라의 안정성 검토를 위한 수치해석

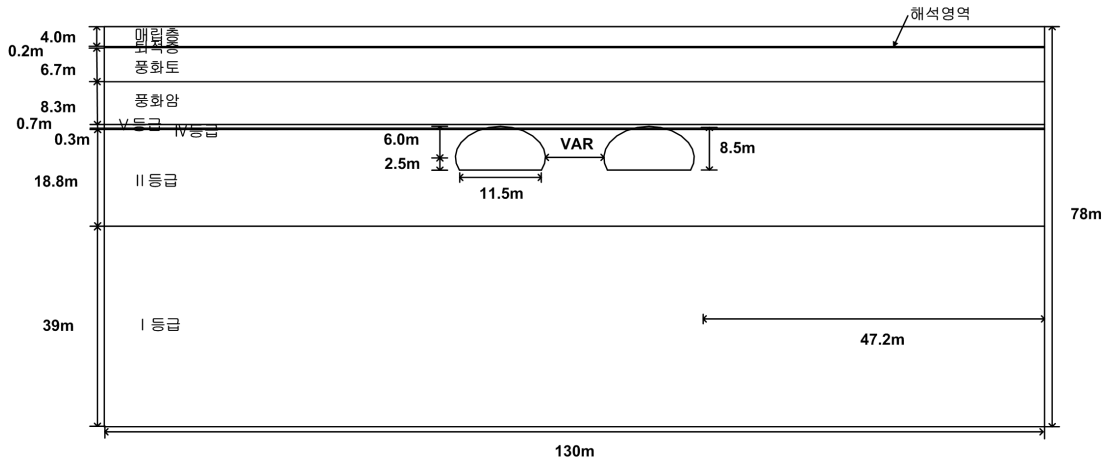
### 4.1 대상터널 개요

본 연구에서는 터널의 안정성을 정량적으로 평가하기 위하여 전단강도감소법을 이용하여 수치해 석적으로 구한 안전율, Matsuda가 제안한 식에 의한 안전율 및 강도/응력비를 검토함으로써 필라부 의 안정성을 확인하였다. 대상터널은 지형특성을 고려하고 토피고의 영향을 고려하기위해 해석단 면을 토피가 낮은 단면(단면 I)과 토피가 높은 단면(단면 II)로 구분하여 적용하였으며, 단면의 필라 폭을 0.25D~1.5D로 변화시켜가며 해석을 수행하고 필라폭이 안정성에 미치는 영향을 살펴보았다.

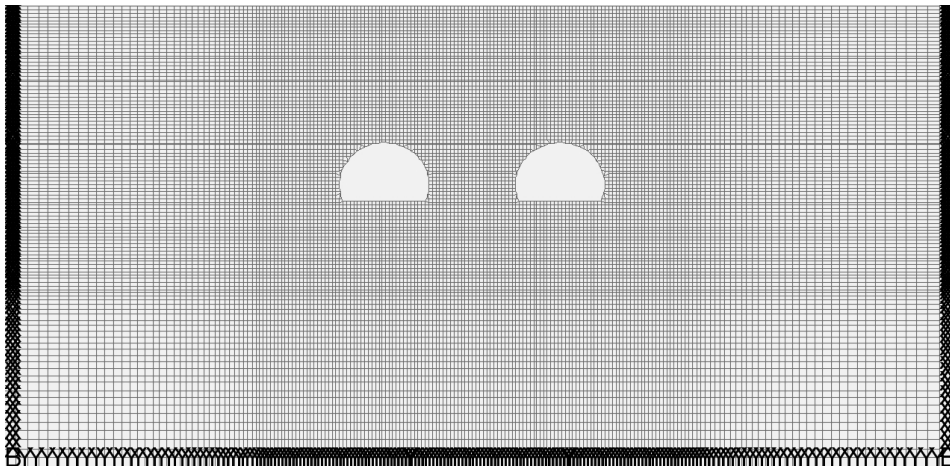
### 4.2 수치해석 모델링

#### 4.2.1 낮은 토피고 단면 (단면 I)

본 연구에서는 Itasca Consulting Group Inc.(2005)에서 개발한 지반해석용 프로그램 FLAC-2D ver 5.0을 사용하여 수치해석을 수행하였다. 단면 I은 그림 3에서 보는 바와 같이 토피는 약 19.4 m 정도이고, 지층은 매립층으로부터 암반 I등급까지 총 8개가 존재하며, 터널은 II등급 암반에 위치한 다. 해석영역은 좌우 터널의 중심부를 기준으로 좌우로 각각 약 65 m로 하였다. 측압계수( $K_0$ )는 0.5와 1.5를 적용하고 터널의 필라폭(0.25D, 0.5D, 0.75D, 1.0D)를 매개변수로 변화시켜가며 해석을 수행하였다.



(a) 대상단면 및 해석영역



(b) 해석요소망

그림 3. 단면 I의 해석개요도 및 해석요소망

숏크리트 및 록볼트 등의 지보재는 수치해석에서 고려되지 않고, 굴착은 전단면을 한 번에 굴착하는 것으로 해석을 수행하였다. 단, 좌측터널을 먼저 굴착하고 지반이 평형을 찾은 후 우측터널을 굴착하는 순서로 진행하였다. 그림 3(b)는 단면 I의 해석에 사용된 요소망 및 경계조건을 나타낸 것이다. 해석 요소망에서 구역은 6개로 하였으며 터널을 중심으로 가까운 쪽은 요소망을 촘촘하게 하였다. 그리고 효율적인 해석을 위하여 터널에서 가까운 부분에서 바깥쪽으로 갈수록 요소망을 느슨하게 적용하여 해석시간을 줄였다. 또한 경계조건으로는 좌우측은 수평(X)방향 변위, 바닥부는 수직(Y)방향 변위를 고정하였다.

#### 4.2.2 높은 토피고 단면 (단면 II)

높은 토피고 단면에서 병설터널의 필라폭의 영향을 검토하기 위해서 좌/우측, 하부 경계를 4.0D 이상으로 하고, 토피고가 높은 중앙부 지보패턴인 단면 II를 적용하여 실제 지반을 고려하였다. 그림 4는 단면 II의 지층 및 해석 개요도를 보여준다. 단면 II은 그림 4에서 보는 바와 같이 토피는 약 37.9 m 정도이고, 터널은 III 등급 암반에 위치한다. 해석영역은 좌우 터널의 중심부를 기준으로 좌우로 각각 약 65 m로 하였다. 축압계수( $K_0$ )는 0.5, 1.0, 1.5를 적용하고 터널 필라폭을 매개변수로 0.25D, 0.5D, 0.75D, 1.0D, 1.5D로 변화시켜 가며 해석을 수행하였다.

수치해석에 사용된 요소망은 단면 I과 유사하게 작성하여 사용하였다. 경계조건도 좌우측은 수평 변위를, 바닥부는 수직변위를 고정하여 적용하였다. 표 2는 해석에 사용된 지반의 물성치를 나타낸 것으로 설계사례를 참조하여 산정하였다. 단면 II의 경우도 단면 I과 같이 전단면 굴착으로 해석을 실시하였다.

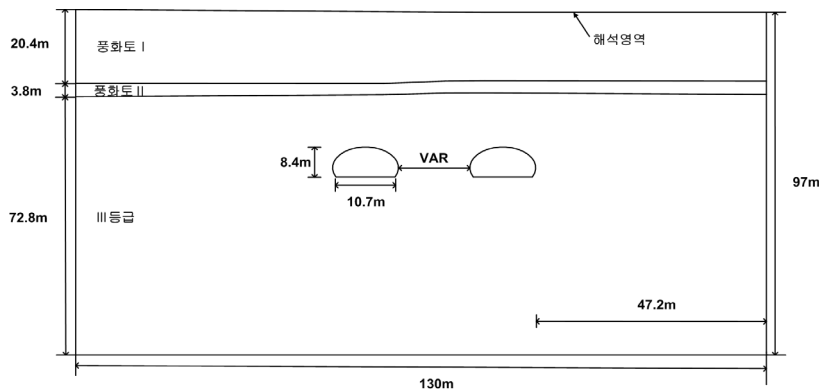


그림 4. 높은 토피고 단면(단면 II)의 해석 개요도

표 2. 해석에 사용된 지반 물성치

구 분	단위중량 ( $\text{kN/m}^3$ )	점착력 (kPa)	내부마찰각 ( $^\circ$ )	변형계수 (MPa)	포아송비
매립층	17	5	25	10	0.35
퇴적층(모래)	18	5	30	20	0.35
풍화토 I	19	20	30	50	0.32
풍화토 II	21	30	33	200	0.30
I	27	4,800	45	28,000	0.22
II	26	1,900	43	15,000	0.23
III	25	1,000	39	6,800	0.25
IV	24	450	34	2,200	0.27
V	22	200	33	600	0.29



## 5. 수치해석 결과 및 분석

토피가 낮은 단면(단면 I)과 토피가 높은 단면(단면 II)로 구분하여 필라폭을 터널 직경의 0.25 ~ 1.5 배로 변화시켜가며 해석을 수행하고 그 결과를 표 3과 같이 정리하였다. 표 3에서 “평균 강도/응력비”는 필라부의 스프링라인 높이에서 발생하는 강도/응력비의 평균값을 의미한다. 이때 강도/응력비는 식 (9)를 사용하여 구하였다.

표 3. 필라폭에 따른 해석결과 정리

단면	필라폭	측압계수	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	평균 강도/응력비	안전율	
						수치해석적 방법	Matsuda 제안식
I	0.25D	0.5	11.18	0.08	5.25	1.35	1.33
		1.5	16.70	0.64	5.24	1.35	
	0.5D	0.5	10.88	0.04	8.71	1.41	2.21
		1.5	16.65	0.66	8.54	1.41	
	0.75D	0.5	10.81	0.06	9.19	1.43	2.84
		1.5	16.49	0.66	9.07	1.43	
	1.0D	0.5	10.79	0.06	9.37	1.45	3.31
		1.5	16.36	0.70	9.36	1.45	
II	0.25D	0.5	2.21	0.29	2.07	3.09	1.84
		1.0	2.02	1.05	2.11	3.09	
		1.5	1.83	1.81	2.16	3.09	
	0.5D	0.5	1.95	0.33	3.37	3.27	3.26
		1.0	1.77	1.17	3.52	3.27	
		1.5	1.58	2.02	3.69	3.27	
	0.75D	0.5	1.81	0.34	4.54	3.49	4.22
		1.0	1.62	1.25	5.08	3.49	
		1.5	1.44	2.16	5.72	3.49	
	1.0D	0.5	1.71	0.36	5.56	3.75	4.96
		1.0	1.52	1.31	6.74	3.73	
		1.5	1.33	2.28	7.30	3.73	
	1.5D	0.5	1.62	0.33	7.11	4.17	5.99
		1.0	1.41	1.35	8.06	4.17	
		1.5	1.21	2.37	8.37	4.17	

표 3의 마지막 행의 안전율은 두 가지 방법에 의해 구해진 것이다. 먼저 ‘수치해석적 방법’으로 구해진 안전율은 전단강도감소기법에 근거하여 일련의 수치해석을 통해 얻어진 터널 전체의 안전율을 의미한다. 한편 ‘Matsuda 제안식’에 의해 구한 안전율은 이완영역의 면적을 계산하고 이에 해당하는 이완하중의 합을 구한 다음, 필라폭으로 나누어 작용응력  $S_p$ 를 구하고 암반강도( $q_u$ )와의 비(ratio)로써 안전율은 구하는 방법이다.

단면 I의 필라폭이 0.25D일 경우의 안전율 1.33은 다음과 같이 계산되었다. 토피고(H)가 20.2 m이고 터널 폭(D)이 12 m로 토피고가 더 크므로 식 (4)를 이용하여 필라부에 작용하는 단위 m 당 이완하중의 합을 구하면 19,776.4 KN/m가 되며, 작용응력  $S_p$ 는  $P_r / P$ 이므로 필라폭(P) 3 m로 나누어 주면 6,592.1 kPa이 된다. 한편 암반강도  $q_u$ 는 일축압축강도  $\sigma_{cm}$ 과 같다고 볼 수 있으므로 식 (8)을 이용하여 구할 수 있다. 단면 I의 경우 필라부를 구성하는 지층인 II 등급 암반의 점착력(c) 1,900 kPa과, 내부마찰각( $\phi$ ) 43°를 식 (8)에 대입하여 암반강도  $q_u$ 를 구하면 8,739.4 kPa이 된다. 따라서 필라폭 0.25D일 때 안전율 ( $F_s = q_u / S_p$ ) 은 1.33으로 계산된다.

토피고가 낮은 단면 I에서 필라폭 변화에 따른 천단침하량을 알아보기 위하여 그림 5와 같이 나타내었다. 필라폭이 증가할수록 천단 침하량의 변화는 거의 없으나 측압계수가 증가할수록 천단 침하량이 증가하는 것으로 나타나 탄성해석 시 예상되는 경향과 차이를 보였다. 이는 측압에 따라 천단부에서 발생하는 소성영역이 미세하게 차이를 보이기 때문인 것으로 판단된다.

그림 6은 필라부 스프링라인 높이에서의 평균 강도/응력비를 도시한 그래프이다. 평균 강도/응력비는 필라폭이 증가할수록 커지는 것으로 나타났다. 다만, 필라폭이 0.5D 이상인 경우에는 증가폭이 급격히 줄어드는 것을 알 수 있었으며, 측압계수의 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.

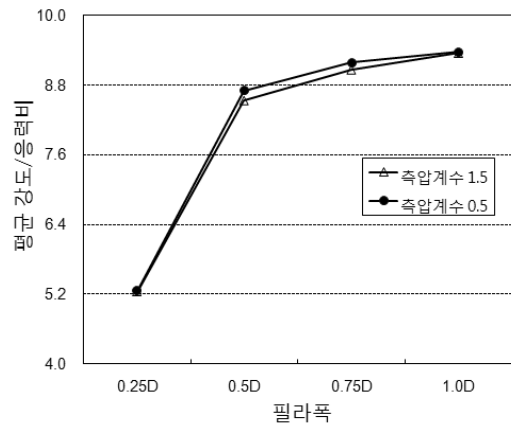
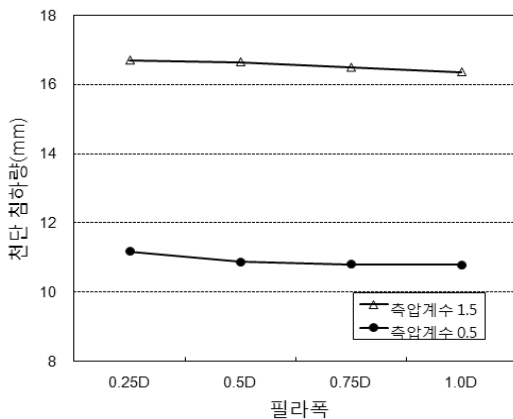


그림 5. 필라폭 변화에 따른 천단 침하량(단면 I)      그림 6. 필라폭 변화에 따른 평균 강도/응력비(단면 I)

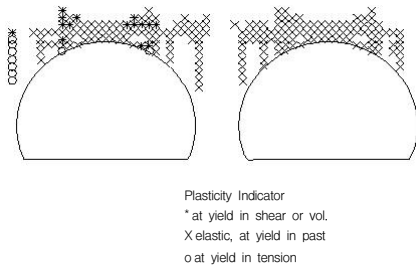


그림 7. 굴착면 주변 소성영역도 (단면 I)

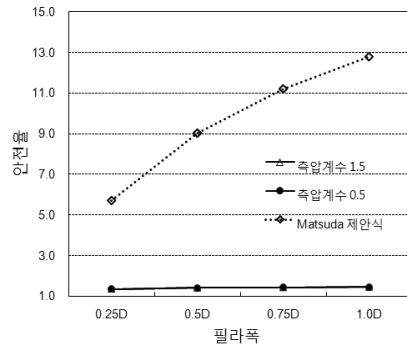


그림 8. 필라폭 변화에 따른 안전율 (단면 I)

단면 I, 필라폭이 0.25D인 경우, 터널 굴착면 주변에 발생한 소성영역분포를 그림 7에 도시하였는데, 소성영역은 필라부에서는 거의 발생하지 않고, 주로 좌우터널 천단부 위쪽에서 발생하는 것을 알 수 있었다. 또한 필라폭이 0.5D, 0.75D, 1.0D로 증가하더라도 동일한 현상이 발생함을 확인할 수 있었다. 한편 전단강도감소기법에 기초한 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율과 Matsuda가 제안한 식을 이용하여 구한 안전율을 필라폭의 변화를 고려하여 그림 8에 도시하였다. 그림 8로부터 두 방법에 의해 구한 안전율 모두 필라폭이 증가할수록 증가하는 것으로 나타났고, Matsuda 제안식에 의해 구한 안전율이 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율보다 크게 산정되었으며, 그 의 증가폭도 훨씬 큰 것을 알 수 있다. 즉 필라폭이 증가할수록 안전율의 차이가 점점 더 커짐을 알 수 있다. 이러한 점은 소성영역분포 때문으로 터널 전체의 안전율은 천단부에서 발생한 소성영역의 영향을 더 받았기 때문인 반면 Matsuda 제안식에 의해 구한 안전율은 천단부의 소성영역에 관계없이 필라폭의 영향을 일정하게 받기 때문인 것으로 판단된다. 한편 축압계수가 터널 전체 안전율에 미치는 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.

표 4. 단면 I의 경우 필라폭별 필라부의 주응력 분포 (축압계수 0.5)

필라폭	위치	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	필라폭	위치	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)
0.25D	①	2,340	117	0.75D	①	1,850	96
	②	2,230	206		②	1,050	414
	③	2,030	385		③	730	367
	④	3,110	335		④	920	401
	⑤	2,440	115		⑤	1,840	96
0.5D	①	1,760	99	1.0D	①	1,880	95
	②	1,240	420		②	802	366
	③	1,080	449		③	587	318
	④	1,380	389		④	801	366
	⑤	1,910	93		⑤	1,880	95

최종 굴착단계에서의 암반 필라부의 주응력 분포를 살펴보기 위하여 필라부의 스프링라인 높이에서 필라폭을 5 등분한 각구간의 중앙점 5개(①, ②, ③, ④, ⑤)에서의 주응력을 표 4에 필라폭 별로 정리하였다. 즉, 표 4에서 ‘위치’ ③은 스프링라인 높이에서 필라부 정중앙점, ①은 좌측터널 끝구간, ⑤는 우측터널 끝구간 점을 의미하고, ②, ④는 각각 ①과 ③, ③과 ⑤의 중앙점을 의미한다.

그림 9는 필라폭이 0.5D이고, 측압계수가 0.5인 토피코가 낮은 단면 I의 경우, 필라부에 작용하는 주응력 분포를 도시한 그래프이다. 그림 9로부터 필라부 주응력 분포는 대칭이며, 최대주응력( $\sigma_1$ )은 필라부 중앙부(③)에서 가장 적고, 양쪽 가장자리에서 가장 큰 반면, 최소주응력( $\sigma_3$ )은 필라부 중앙부(③)에서 가장 크고, 양쪽 가장자리에서 가장 작다는 것을 확인할 수 있었다.

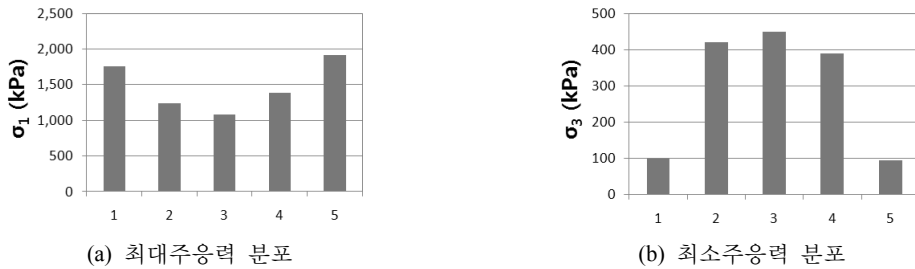


그림 9. 단면 I의 경우 필라부의 주응력 분포 (필라폭 0.5D, 측압계수 0.5)

그림 10은 단면 I의 경우 필라부의 스프링라인 높이의 중앙점 5개(①, ②, ③, ④, ⑤)에서의 주응력 상태를 Mohr-Coulomb 파괴기준선 함께 측압계수에 따라 도시한 것이다. 그림 10으로부터 5개 모든 점에서의 응력상태는 파괴기준선 밑에 위치하여 안정하다는 것을 알 수 있으며, 같은 점에서 측압계수가 증가하면  $\sigma_1$ 은 큰 변화가 없으나  $\sigma_3$ 는 증가하여 Mohr 원의 중심이 오른쪽으로 이동하고 반경이 작아져서 더 안정성이 증가하는 것을 확인할 수 있었다.

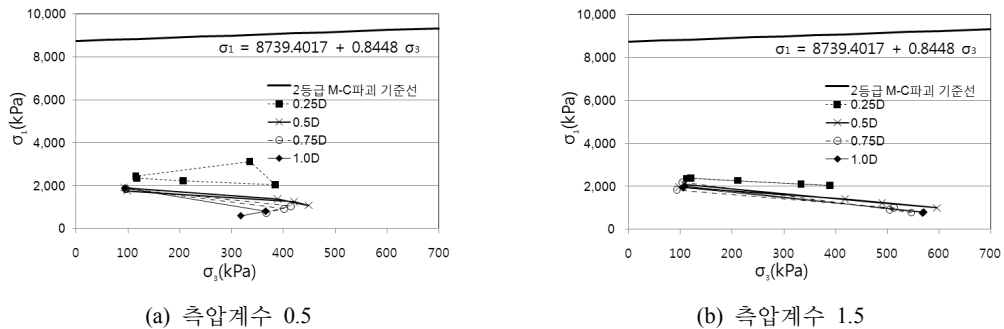


그림 10. 필라부의 M-C 파괴기준 및 주응력 상태(단면 I)

높은 토피고 단면(단면 II)의 경우, 필라폭이 천단변위에 미치는 영향을 측압계수별로 그림 11과 같이 나타내었다. 토피고가 낮은 단면 I과는 달리 필라폭이 증가하고 측압계수가 증가함에 따라 천단침하량은 감소하는 것으로 나타났다. 이는 단면 I에 비해 토피고가 증가하였고, 터널도 단일층에 위치하고, 소성영역도 거의 발생하지 않았기 때문인 것으로 판단된다. 그림 12는 필라폭과 필라부 스프링라인 높이에서의 평균 강도/응력비의 관계를 도시하였다. 그림 12에서 볼 수 있듯이 필라폭이 증가할수록 평균 강도/응력비는 일정하게 증가하는 경향을 보였으며, 필라폭이 0.25D일 때는 측압에 관계없이 평균 강도/응력비가 일정하나 이후 측압이 커질수록 평균 강도/응력비가 크게 나타났다.

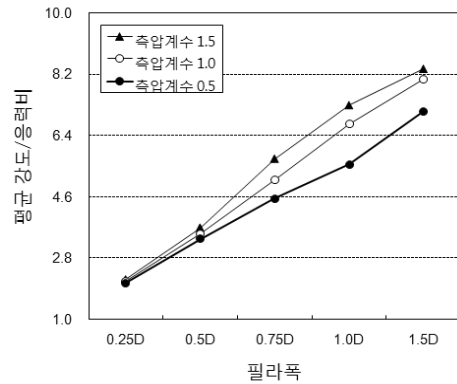
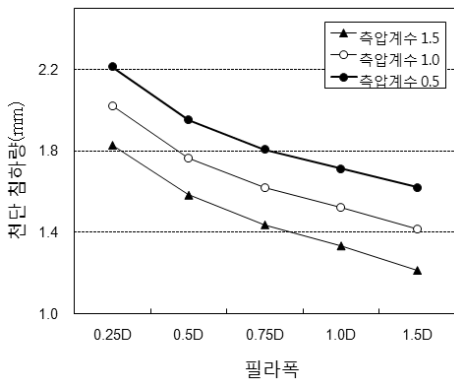


그림 11. 필라폭 변화에 따른 천단침하량(단면 II)      그림 12. 필라폭 변화에 따른 평균 강도/응력비(단면 II)

단면 II의 경우, 그림 13에 터널 굴착면 주변에 발생한 소성영역분포를 도시하였는데, 단면 I과는 달리 필라부 및 천단부에서 모두 소성영역이 거의 발생하지 않았다. 또한 필라폭이 1.5D, 1.0D, 0.75D, 0.5D로 감소하더라도 소성영역이 거의 발생하지 않음을 확인할 수 있었다.

그림 14는 단면 II의 경우, 필라폭에 따른 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율과 Matsuda가 제안한 식을 이용하여 구한 안전율의 변화를 나타내었다. 필라폭이 0.25D인 경우를 제외하고 Matsuda의 제안식을 이용하여 구한 안전율이 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율보다 크게 산정되었고, 필라폭이 증가할수록 단면 I과 같이 두 안전율 모두 증가하는 데, 측압에 대한 효과가 거의 없는 것으로 나타났다.

그림 14로부터 단면 II의 경우도 단면 I의 경우와 마찬가지로 Matsuda 제안식에 의해 구한 안전율의 증가폭이 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율의 증가폭보다 큰 것을 알 수 있다. 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율의 증가폭은 필라폭이 0.25D에서 1.0D까지 증가할 때 단면 I의 경우 0.10

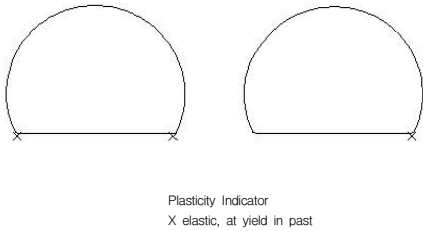


그림 13. 굴착면 주변 소성영역도 (단면 II)

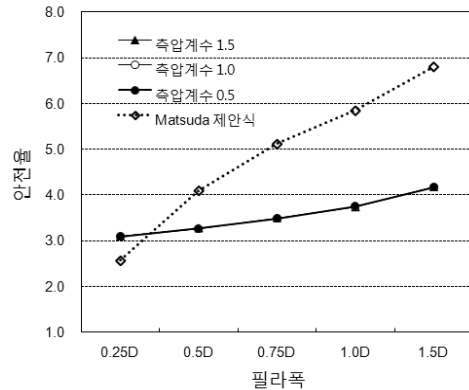


그림 14. 필라폭 변화에 따른 안전율 (단면 II)

이였지만, 단면 II의 경우는 0.56으로 다소 증가하였다. 이러한 안전율의 증가폭의 증가는 단면 II의 경우 터널굴착으로 인한 소성영역이 거의 발생하지 않았기 때문에 천단부에 소성영역이 발생한 단면 I에 비해 상대적으로 크게 나타난 것으로 판단된다. 반면에 Matsuda 제안식에 의해 구한 안전율은 필라폭이 같을 때, 단면 I의 경우가 단면 II보다 더 크게 평가되었고 그의 증가폭도 단면 I의 경우가 7.08로 3.28인 단면 II의 경우보다 더 컸다. 이는 필라부의 암반상태가 단면 I의 경우는 암반 II 등급에 위치하고, 단면 II의 경우는 암반 III 등급에 위치하여 단면 I의 경우가 필라부의 암반강도가 단면 II의 경우보다 크고, 필라부에 작용하는 응력은 오히려 작기 때문에 발생한 것으로 판단된다.

표 5. 필라폭별 필라부의 주응력 분포 (단면 II, 축압계수 0.5)

필라폭	위치	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	필라폭	위치	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)
0.25D	①	3,400	136	1.0D	①	2,540	106
	②	2,970	388		②	1,560	576
	③	2,780	499		③	1,410	614
	④	2,990	390		④	1,560	584
	⑤	3,430	136		⑤	2,570	107
0.5D	①	2,860	120	1.5D	①	2,450	103
	②	2,120	532		②	1,330	582
	③	1,960	606		③	1,210	570
	④	2,120	537		④	1,330	586
	⑤	2,880	120		⑤	2,460	103
0.75D	①	2,650	112				
	②	1,810	550				
	③	1,610	623				
	④	1,810	556				
	⑤	2,670	112				

토피고가 높은 단면 II의 경우, 최종 굴착단계에서의 필라부의 스프링라인 높이에 위치한 5개점 (①, ②, ③, ④, ⑤)에서의 주응력을 표 5에 필라폭 별로 정리하였다. 표 5로부터 필라부 주응력 분포는 단면 I의 경우와 마찬가지로 대칭이며, 최대주응력( $\sigma_1$ )은 아래로 오편향 분포이고, 최소주응력( $\sigma_3$ )은 위로 볼록한 분포임을 확인할 수 있었다.

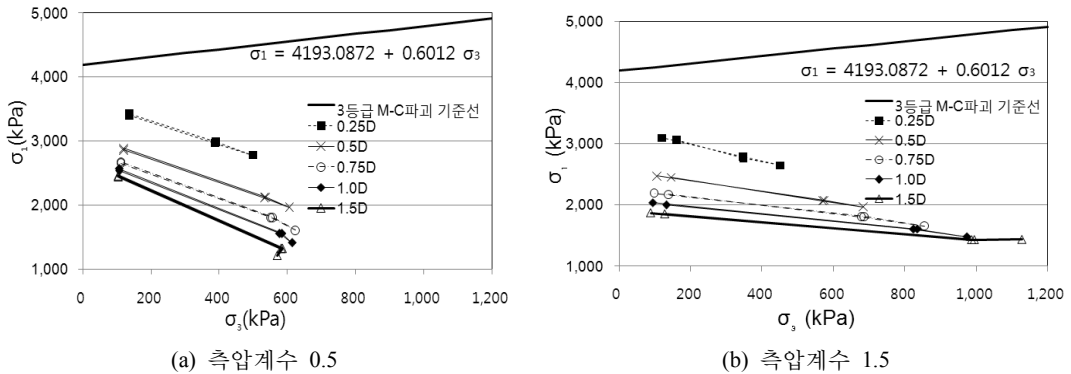


그림 15. 필라부의 M-C 파괴기준 및 주응력 상태(단면 II)

단면 II의 경우 필라부의 스프링라인 높이의 중앙점 5개(①, ②, ③, ④, ⑤)에서의 주응력 상태를 Mohr-Coulomb 파괴기준선 함께 축압계수에 따라 그림 13에 도시하였다. 그림 15으로부터 5개 모든 점에서의 파괴는 발생하지 않는 것을 알 수 있었다. 같은 점에서 축압계수가 증가하면  $\sigma_1$ 은 작아지고  $\sigma_3$ 는 증가하여 Mohr 원의 반경이 작아져서 더 안정성이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 필라폭이 증가할수록 같은 점에서의 안정성이 증가함을 확인할 수 있었다.

종합적으로 정리하면, 필라부의 안정성을 판단하기 위해 필라부 스프링라인 높이에서의 평균 강도/응력비, Matsuda 제안식에 의한 안전율, 수치해석적으로 구한 전체 안전율 등이 사용될 수 있는데, 평균 강도/응력비와 Matsuda 제안식에 의한 안전율은 굴착면 주변의 소성영역의 발달상태를 반영하지 못하는 등의 단점이 있고, 필라부가 위치하는 암반상태에 영향을 많이 받는 것으로 나타났다. 반면에 수치해석적으로 구한 전체 안전율은 소성영역의 발달상태 등을 적절히 반영하는 것으로 나타났다. 따라서 합리적인 병설터널의 필라부 설계를 위해 평균 강도/응력비, Matsuda 제안식에 의한 안전율, 수치해석적으로 구한 전체 안전율을 독립적으로 사용하기보다는 유기적으로 사용하는 것이 좋을 것으로 판단된다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 병설터널을 대상으로 전단강도 감소법을 이용한 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율과, Matsuda 제안식에 의해 구한 안전율 및 필라부의 강도/응력비를 필라폭을 달리하여 수치 해석을 수행하였다. 수치해석 결과를 이용하여 정량적으로 필라부의 국부 안전율을 평가하는 방법을 제시하고, 필라폭이 터널 필라부의 안정성에 미치는 영향을 토피고가 낮은 경우(단면 I)와 높은 경우(단면 II)로 나누어 살펴봄으로써 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

1. 토피고에 상관없이 필라폭이 증가하고 측압계수가 증가함에 따라 전단침하량은 감소하고, 필라폭이 증가할수록 평균 강도/응력비는 증가하였다. 다만 토피고가 낮은 단면 I의 경우, 필라폭이 0.5D 이상인 경우에는 평균 강도/응력비는 증가폭이 현저히 줄어들며 측압의 영향은 받지 않는 것으로 나타났다. 토피고가 높은 단면 II의 경우, 필라폭이 증가할수록 평균 강도/응력비는 일정하게 증가하는 경향을 보였으며, 필라폭이 0.25D일 때는 측압에 관계없이 평균 강도/응력비가 일정하나 이후 측압이 커질수록 평균 강도/응력비가 크게 나타났다.
2. 필라부의 스프링라인 높이의 주응력 상태를 살펴본 결과, 단면 I과 II 모두에서 측압계수가 증가하면  $\sigma_1$ 은 작아지고  $\sigma_3$ 는 증가하여 Mohr 원의 반경이 작아져서 더 안정성이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 필라폭이 증가할수록 같은 점에서의 안정성이 증가함을 확인할 수 있었다.
3. 토피고의 높고 낮음에 관계없이 수치해석적 방법에 의해 구한 터널 전체 안전율과 Matsuda가 제안한 식을 이용하여 구한 필라부 국부안전율은 모두 필라폭이 증가할수록 증가하며, 측압계수의 영향은 거의 받지 않는 것으로 나타났다. 또한, 토피고가 높고 필라폭이 0.25D인 경우를 제외하고는 Matsuda 제안식을 이용하여 구한 안전율이 수치해석적 방법에 의해 구한 안전율보다 크게 산정되었다.
4. 평균 강도/응력비와 Matsuda 제안식에 의한 안전율은 굴착면 주변의 소성영역의 발달상태를 반영하지 못하는 등의 단점이 있고, 필라부가 위치하는 암반의 상태에 영향을 많이 받는 것으로 나타났다. 따라서 병설터널의 필라부 설계를 위해 독립적으로 사용하기보다는 수치해석적으로 구한 전체 안전율과 함께 사용하는 것이 좋을 것으로 판단된다.



## 참 고 문 헌

1. 강창민(2008), 대단면 근접 병설터널 필라구간 안정성 평가 및 보강방안, 경북대학교 대학원 석사학위 논문. 106p.
2. 김도식, 김영근(2007), “암반 필라를 포함한 비대칭 근접 병설터널의 안정성 평가에 관한 연구”, 한국 터널 공학회 논문집, 제9권, 제4호, pp. 387~401.
3. 박종원, 박연준, 유광호, 이상돈(2004), “터널의 안전율 평가 기법에 관한 연구”, 한국암반공학회 논문집, 제14권, 제5호, pp. 327~338.
4. 신영완, 김영근(2010), “대단면 근접 병설터널에서의 필라부 거동특성 검토”, 한국암반공학회논문집 제 20권, 제3호, pp. 131~144.
5. 유광호, 박연준, 강용(2001), “절리암반 터널의 안전율 평가를 위한 수치해석적 연구”, 한국암반공학회 논문집, 제11권, 제3호, pp. 279~288.
6. 유광호, 박연준, 배규진(2000), “연약암반층에 굴착된 터널의 안전율 평가”, 한국터널협회 논문집, 제2권, 제3호, pp. 47~57.
7. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권(2005), “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 한국터널공학회 논문집, 제7권, 제1호, pp. 37~49.
8. 유광호, 정지성(2008), “차원 연속체 해석에 의한 지하공동 형상비별 안정성 평가 비교”, 한국터널공학회 논문집, 제10권, 제2호, pp. 193~205.
9. 황정순, 이홍규, 박석호, 이용기(2005), “병설터널 굴착에 따른 필라의 안정성 평가기법 제시”, 대한토목 학회 정기학술대회논문집, pp. 10~13.
10. Giam, S.K., Donald, I.B. (1988), “Determination of critical slip surfaces for slopes via stress-strain calculations”, Proc. Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomech., Sydney, Australia, pp. 461~464.
11. Hoek. E., Brown E.T. (1980), Underground Excavation in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy. 527p.
12. Itasca Consulting Group, Inc., 2005, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 5.0, Itasca Consulting Group, Minnesota, USA.
13. Matsuda, T., Terada, K., Igarashi, M., Miura, K. (1998), “Ground behavior and settlement control of twin tunnels in soil ground”, Tunnels and Metropolises, Vol. 2, pp. 1193~1198.
14. Matsui, T., San, K.C. (1992), “Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique”, Soils and Foundation, Vol. 32, No. 1, pp. 59~70.
15. Naylor, D.J. (1982), “Finite elements and slope stability”, Numer. Meth. in Geomech., Proc. NATO Advanced Study Institute, Lisbon, Portugal, pp. 229~244.
16. Ugai, K., and Leshchinsky, D. (1995), “Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: a comparison of results”, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp. 1~7.
17. Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C., Lewis, R.W. (1975), “Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics”, Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp. 671~689.