

근접터널 암반 필라의 안정성 평가 및 보강방법에 관한 연구

정용진, 송한찬, 이승훈, 신성호 (서영엔지니어링 지반터널설계실)
이승복 (삼성물산 건설부문)

1. 서론

최근 병설 터널 계획 및 설계 시 주변 지장물 보호, 자연환경훼손 최소화 및 용지매입의 제한 등 지형적인 요인과 터널과 교량의 연계성 등 계획, 설계적인 요인 등의 이유로 인해 터널 간 이격거리가 근접된 형태로 계획되는 사례가 증가하고 있다. 그러나 과거 국내에서는 근접 병설터널의 암반필라 안정성 확보를 위하여 현장암반 상태에 비하여 터널간 이격거리를 필요이상으로 증가시켜 과도한 갱구비탈면의 조성으로 인한 환경훼손 및 교량 등 인접 구조물의 계획을 변경하는 경우가 발생하였다. 또한, 설계사례 및 시공실적 부족으로 인하여 근접 병설터널을 지양하고 시공성 및 경제성이 떨어짐에도 불구하고 1-Arch 대단면 터널과 중앙벽체를 선시공하는 2-arch터널이 주로 적용 되었다.

따라서, 본 연구에서는 근접 병설터널의 적용성을 평가하기 위하여 국내에 비해 상대적으로 암질이 불량한 일본과 유럽의 근접터널 설계사례 및 시공 현황을 고찰하여 터널간 이격거리의 개념을 파악하였으며, 근접터널 안정성의 중요한 지표가 되는 암반 필라의 안정성 평가와 보강방안을 도출하기 위하여 이론해, 수치해석 및 모형실험에 의한 방법을 적용하였다. 또한, 이러한 결과를 현재 시공, 계획중인 근접 병설터널의 안정성 평가에 반영하여 분석함으로써 근접 병설터널의 안정성 검토기법에 대한 방향을 제안하였다.

2. 근접 병설터널의 설계기준 및 국내·외 시공사례

병설터널간 이격거리는 그림1에 나타난 터널간 중심간격과 필라폭에 의해 산정할 수 있으며, 이 중 암반필라의 폭과 강도는 병설터널의 안정성 평가에 중요한 지표가 되며, 이것에 따라 병설터널간 상호 간섭 영향이 달라질 수 있다.

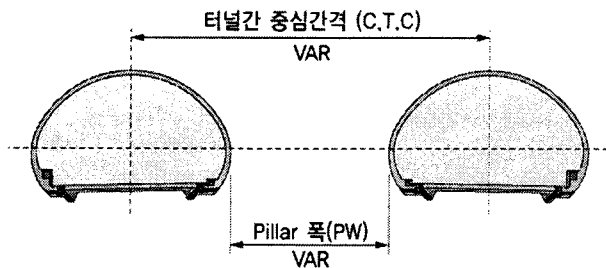


그림 1 병설터널간 이격거리 개념

2.1 병설터널 설계기준

터널설계기준(1999)에 의하면 ‘터널을 2개 이상 병렬로 설치할 경우에는 인접터널에 나쁜 영향을 미치지 않도록 충분히 이격시켜야 한다’ 라고 명시되어있으며, 도로공사 설계실무자료집(2001)에는 ‘터널이격거리 설정시 $PW=1.5D$ 를 기준으로 터널갱구부의 지반물성치에 의한 수치해석 등의 검토를 시행하여, 갱구부 지형조건과 터널의 구조적 안정성 및 경제성(용지비, 이격거리축소에 따른 갱구부 보강공사비등) 검토 결과에 따라 적정 이격거리가 되도록 증, 감하여 적용한다’라고 명시하여 암반필라의 상태에 따라 병설터널간 적정 이격거리를 산정하도록 하였다.

2.2 국내·외 시공사례

국내의 근접 병설터널 시공사례를 고찰한 결과, 도로 터널에서 최소 필라폭이 적용된 곳은 거제도에서 현재 시공중인 중죽도 터널로 최소 필라폭이 3.9m이며, 지하철 터널은 분기기 구간에서 2~3m의 필라폭으로 다수 적용된 것으로 나타났다. 해외의 경우, 지반조건이 취약한 일본에서 다수 시공되었으나 원지반 강도가 낮아 2arch 1-pilot형식의 중앙 필라부를 콘크리트 구조체로 형성하는 방법을 주로 적용하였다.

표 1. 국내·외 근접 병설터널 현황

구분	터널명	최소 필라폭	터널폭, D(m)	PW/D	암질상태
국내	중죽도터널(거제)	3.9m	13.22m	0.30	경암
	홍지문 터널(서울)	5.0m	14.5m	0.34	경암
	산북터널(안양)	4.5m	10.2m	0.44	경암
	서울지하철 5호선 17공구	1.43m	6.1m	0.23	연암
	석정터널(동순천~광양)	2.0m	7.45m	0.27	경암
	신분당선 4공구	2.5m	10.4m	0.24	경암
	망양제3터널(기성~원남)	3.3m	7.6m	0.43	경암
국외	La_Girarde 터널	3.9m	13.22m	0.30	-
	Belvedere 터널	5.0m	14.5m	0.34	-
	Itaazu 터널	4.5m	10.2m	0.44	사암, 역암, 셰일 등
	오야마다이리 터널	1.43m	6.1m	0.23	자갈질 포함된 사질토
	토미구스쿠 터널	2.0m	7.45m	0.27	저강도의 이암, 석회암
	Radial Road 터널	2.5m	10.4m	0.24	-

2.3 검토결과

국내외 유사터널 사례조사에서 알 수 있듯이 합리적인 병설터널을 계획하기 위해서는 정확한 지반상태의 파악, 터널안정성의 확보를 위한 적절한 지보패턴, 보조공법의 적용 및 적절한 시공계획의 수립이 필요하다고 판단된다. 또한 동일한 심도의 병설터널에서 터널간 이격거리가 터널직경의 1배 이상일 경우, 그 영향은 10% 미만으로 알려져 있으나 병설터널의 적정 이격거리를 산정하기 위해서는 현장여건을 고려한 세부적인 검토가 필요할 것으로 판단된다.

3. 근접 병설터널 안정성 평가

2장의 사례검토에서 알 수 있듯이 근접 병설터널의 안정성을 확보하기 위해서는 적절한 지보패턴과 보조공법의 적용 및 시공계획 수립이 매우 중요하며, 본 장에서는 전체적인 설계 계획에 의하여 근접 병설터널로 계획된 OO터널에 대하여 근접 병설터널 안정성에 매우 중요한 지표가 되는 암반필라 간격과 강도에 대한 다양한 안정성 평가결과를 고찰하여 근접 병설터널 안정성 평가기법에 대한 방향을 제안하고자 한다.

3.1 검토대상

병설터널 안정성 평가의 대상이 되는 OO터널은 경상북도 안동시에 위치하고 있으며, 교량구간과의 통합선형을 고려하여 근접 병설터널로 계획되었다. 근접구간이 발생하는 터널 시점부는 암반 III등급 이상으로 전반적으로 암질의 상태가 양호한 구간이며, 각섬암과 화강암질 편마암의 편마암 복합체로 구성되어 있다. 터널의 기하학적 구성은 최대직경 0.0m, 최소 필라폭은 0.0m으로 PW/D = 0.0이고 시점부터 00m 이후는 1.0D 이상의 필라폭을 확보하고 있다.

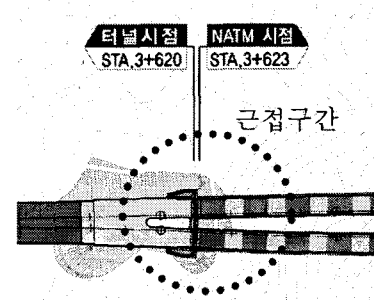


그림 2. 근접구간 현황

3.2 이론식에 의한 방법

병설터널 사이의 암반 필라에서, 응력은 교각사이의 물의 흐름과 비슷한 양상으로 응력의 전이(흐름)가 이루어 질 수 있다는 지류론(Tributary Theory)을 이용하여 검토하였으며, 암반 필라의 안전율은 필라의 강도와 작용하는 하중의 비에 의해 산정될 수 있다.

3.2.1 암반 필라강도 추정

본 논문에서 적용된 암반 필라의 강도 추정은 실무적으로 많이 이용되고 있는 Hoek and Brown의 경험적 파괴기준식에 의해 산정 하였으며, 산정식은 다음 식 1과 같다. 여기서 암반 필라에서는 최소주응력 $\sigma_3=0$ 이므로 $\sigma_1 = \sqrt{s\sigma_c^2}$ 이고, 암반의 일축압축강도는 시험 평균값인 78.0MPa 적용하였다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (\text{식 1})$$

$$\text{여기서, } m = m_1 \exp\left(\frac{R-100/28}{28}\right), \quad s = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right)$$

3.2.2 암반필라에 작용하는 하중 산정

Mazuda등(1997)은 암반 필라에 작용하는 하중의 높이는 터널 전체 굴착폭 이내라는 가정하에 중앙벽체에 작용하는 하중의 폭은 양측 터널의 중심선 사이 거리이며 토피(H)가 터널폭(D)보다 큰 경우 이완하중 $P=\gamma DW$, 토피가 작은 경우 $P=\gamma HW$ 로 산정하는 방법을 제안하였다. 상기 방법은 이완하중 높이의 산정에 있어서 다소 보수적이나 개략 검토 시 간편하게 하중을 산정할 수 있어 현재 실무에서도 종종 적용되고 있는 방법으로 상기방법에 의해 암반 필라에 작용하는 이완하중을 산정하였다.

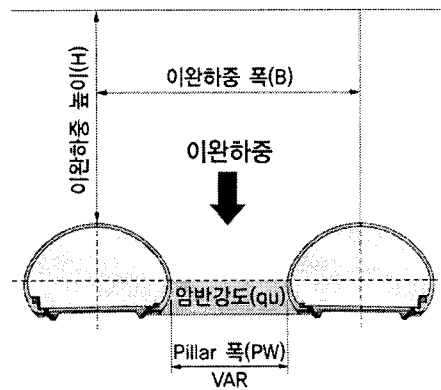


그림 3. 이완하중 개념도

3.2.3 암반등급별 필라안전을 검토 결과

그림 4는 경험식과 암반이완하중으로 암반필라부의 안전율을 산정한 것이다. 암반등급 IV에서는 필라(필라)폭 3m이상인 경우에 안전율 1.0이상의 결과가 나타나며, 암반등급 III에서는 2m이상 확보시 2.0이상의 안전율을 확보하는 것으로 나타났다. 그러나, 본 방법에 의한 검토결과는 단순히 암반의 강도에 기초한 것이며, 안전율이 과대평가 될 수도 있으므로 수치해석에 의한 접근이 필요할 것으로 판단된다.

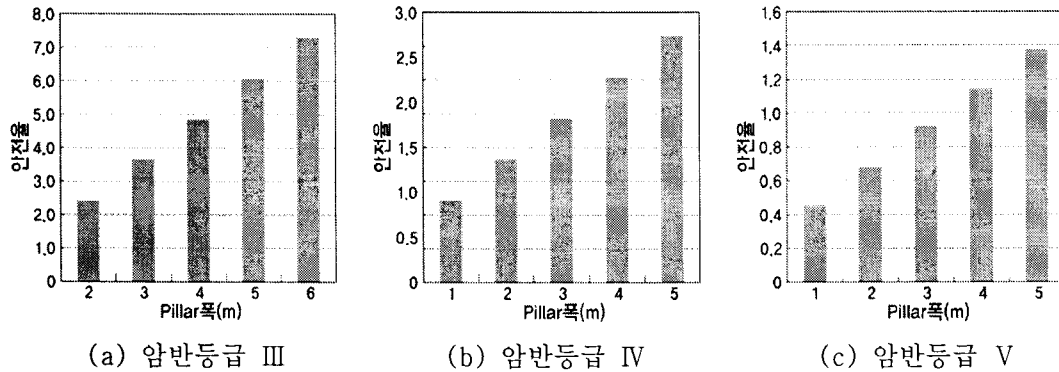


그림 4. 이론식에 의한 암반등급별 필라안전율

3.3 수치해석에 의한 방법

본 장에서는 실제 현장조건을 고려한 필라 안정성의 평가기법 제시를 위해 병설터널을 대상으로 2차원 유한차분해석을 수행하였으며 병설터널 굴착으로 인한 간섭체적비와 천단침하비, 강도응력비 등의 상호간섭 효과를 검토하여 이격거리에 따른 터널거동 및 영향범위 등을 수치해석으로 검토하였다

3.3.1 해석 조건

대상지반의 암반등급, 토피고 및 필라폭에 따른 기하학적 요소를 매개변수로 하여 유한차분법을 이용한 해석프로그램인 FLAC 2D를 사용하여 Mohr-Coulomb 파괴기준에 따른 탄소성 해석을 수행하였다.

표2와 3은 해석에 사용된 지반특성치와 암반필라폭에 따른 기하학적 형상요소의 조건을 나타낸 것이다.

표2. 지반물성치

구 분	단위중량(kN/m ³)	변형계수(MPa)	포와송비	점착력(kPa)	내부마찰각(°)
암반등급 III	25	5,000	0.25	540	39
암반등급 IV	23	1,200	0.28	180	35

표3. 암반필라폭에 따른 해석조건

* 필라폭 1D ≒ 약 9m

구 간	CASE	필라 폭	암반등급	토피고(m)	구 간	CASE	필라 폭	암반등급	토피고(m)
저토피 구 간	1	0.2D	IV	8	고토피 구 간	7	0.2D	III	80
	2	0.4D	IV	8		8	0.4D	III	80
	3	0.6D	IV	8		9	0.6D	III	80
	4	0.8D	IV	8		10	0.8D	III	80
	5	1.0D	IV	8		11	1.0D	III	80
	6	1.5D	IV	8		12	1.5D	III	80

3.3.2 간섭체적비에 의한 검토

간섭 체적비란 2차 터널을 단일터널로 가상시 발생하는 지표면 침하의 체적(Vs2)에 대한 1차터널 굴착 후 2차터널 굴착에 의해 추가적으로 발생하는 지표침하의 증가체적(dVs)을 간섭체적비(dVs/Vs2)로 나타낸 것으로 2차 터널 굴착으로 인한 증가 영향으로부터 단일 터널에 대한 간섭효과 정도를 의미한다.

해석결과 그림 6에서와 같이 저토피구간은 필라폭 0.6D이상, 고토피 구간은 필라폭을 1.0D이상 확보하였을 경우에 터널 굴착으로 인한 상호 간섭영향이 없을 것으로 나타났다. 상기 결과에 의해 상재하중이 작은 저토피부에서 병설 터널 굴착시 간섭의 영향이 작은 것을 알 수 있었으며, 검토대상인 OO터널 시점부의 토피고와 필라폭(0.5D)을 감안하면 터널간 상호간섭의 영향이 발생 할 것으로 판단된다.

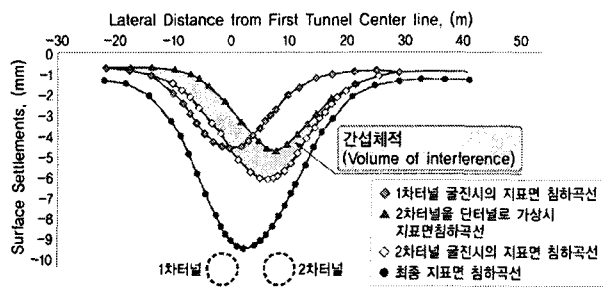


그림 5. 간섭체적이 고려된 지표 침하곡선

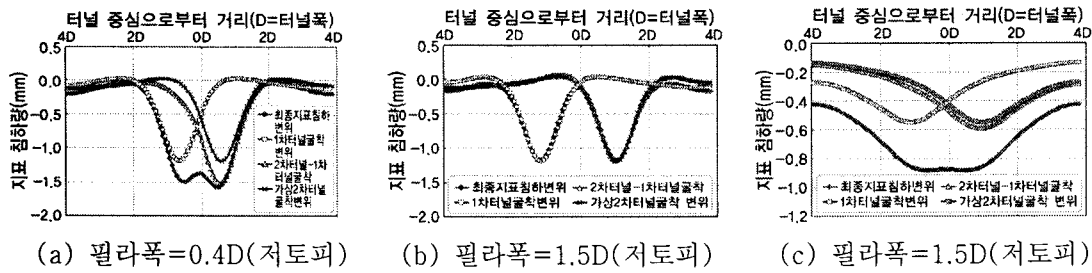


그림 6. 해석조건별 간섭체적비 산정 결과

3.3.3 강도응력비에 의한 검토

각각의 경우에 대하여 암반필라부의 강도응력비(strength/stress ratio)와 지보재의 허용응력 및 축력을 검토하였으며 강도응력비의 경우, 암반필라부의 전체 안전율을 대변하지는 않으나 평균 강도응력비가 1.0 이하로 되면 필라가 불안해지는 것이라고 알려져 있다(Hoek and Brown, 1980). 또한, 암반의 응력이완은 굴착단계에서 발생하므로 지보재 설치 이전 시점에서 암반필라부의 강도응력비를 검토하였다.

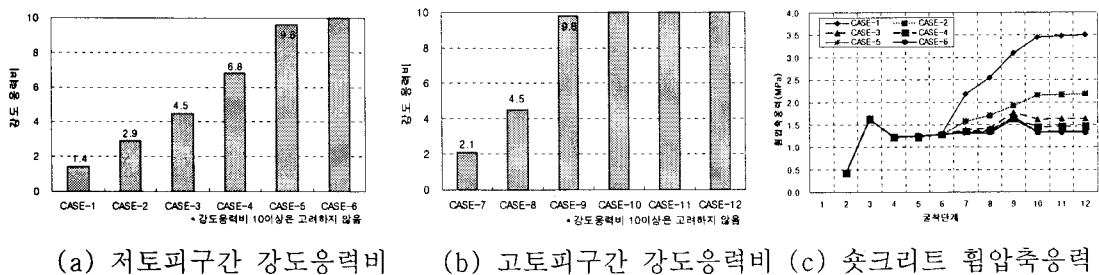


그림 7. 해석조건별 강도응력비 산정 결과

그림 7은 이격거리에 따른 강도응력비를 나타낸 것이다. 그림에서 보는바와 같이 암반 필라의 최소폭인 0.2D의 경우에도 1.0이상의 강도응력비를 가지는 것으로 나타났으나, 고토피구간의 경우에는 암반필라폭 0.6D 미만에서 강도응력비가 급격히 저하되는 것으로 나타났다. 또한, 그림 7 (c)에서 보는바와 같이 강도응력비가 저하되는 구간에서 지보재의 휨응력이 급격하게 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 암반필라폭이 0.6D 미만인 경우에는 별도의 암반필라부 보강이 필요할 것으로 판단된다.

3.4 축소 모형실험에 의한 방법

축소모형실험은 실제적인 시험으로서 결과가 가시적으로 나타날 뿐만 아니라 기존 수치해석기법들이 재료의 파괴거동 모사와 현장재료 물성 구현에 한계를 갖고 있는 것을 감안할 때 수치해석을 보완하는 수단으로서 유효하므로 본 연구에서는 축소모형실험을 통해 시점 갱구부 현황을 축소율로 환산하여 필라 안정성 검토를 수행하였다.

3.4.1 검토내용

본 연구에 실시된 축소모형실험에서는 필라폭 변화에 따른 필라부 변형과 파괴거동 및 불연속면 특성을 고려한 암반 필라부 변형거동을 검토 하였으며, 수치해석(PFC, Particle Flow code)과 축소모형실험 결과와의 검증을 실시하여 실험결과의 신뢰성을 확인하였다. 또한, 암반 필라보강방안에 대한 효과 검증을 실시하였으며, 그 결과는 본 논문 4장에 수록하였다.

3.4.2 시험모형 제작 및 방법

터널 시점부(지표하 28m에 위치)의 시추코어 일축압축강도는 108MPa, 축압계수는 1.5로 나타났으며, 모형 시험체의 최대크기(48cm×48cm×10cm)를 고려하여 길이의 축소율을 1/125로 결정하였다. 터널의 암반을 모사하기 위하여 터널 및 주변 구조물의 강도에 우선순위를 두어 시험모형의 배합비를 결정하였으며 일축압축시험을 통해 시료의 최적 배합비를 결정하여 모래, 석고 와 물을 사용하여 각각의 배합비를 135 : 65 : 100으로 하여 5일간 건조시켜 현지 암반강도에 축소율을 고려한 강도를 발현하여 사용하였다.

터널간 이격거리변화에 따른 모형터널의 파괴 및 변형거동분석을 위한 축소모형실험은 그림 8과 같이 터널간 이격거리에 따른 3가지 경우(Case I -Ⅲ)와 불연속면 특성에 따른 변형거동 분석(Case IV)등 총 4가지의 경우에 대하여 수행하였다.

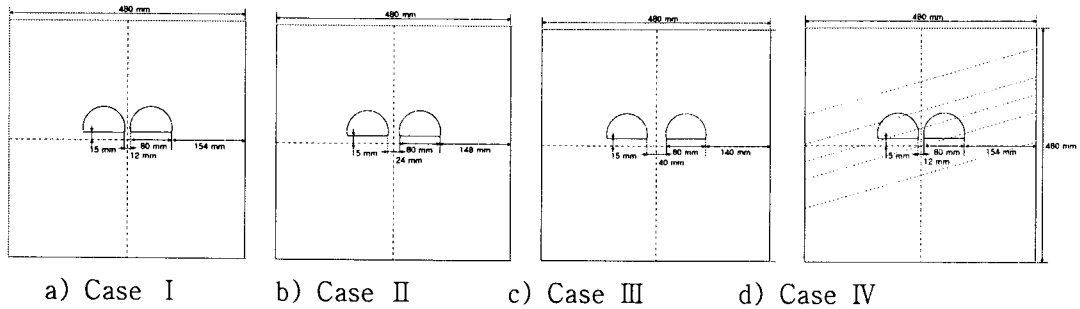


그림 8. 시험모형의 크기 및 형태

시험 방법은 먼저 모형실험체를 시험장치에 설치한 후 가압도중의 변위관찰에 이용할 수 있도록 시험체의 윗면에는 몇 개의 측정점을 미리 설정한 후 평면변형을 상태를 유지하기 위해 시험체의 윗면에 아크릴판을 덮고 쇠파이프대로 고정하였다. 하중의 재하는 두개의 핸드펌프를 이용하여 정수압 상태의 하중을 단계적으로 증가 시켰으며, 이때 측정점의 변위를 정확하게 측정하기 위하여 견고한 실을 시험장치에 고정시켜 미리 기준선을 설정한 후 변위 측정용 고성능 디지털 카메라를 이용하여 사진을 촬영한 후 촬영된 사진을 컴퓨터로 해석하여 변위와 거동양상을 측정하였다.

3.4.3 필라폭 변화에 따른 변형 거동 검토

터널이격거리를 1.5m(Case I), 3.0m(Case II), 5.0m(Case III)로 변화시켜감에 따라 파괴강도와 파괴양상을 비교·검토한 결과, Case I의 경우, 파괴시 수직압력이 12 kPa로 가장 낮게 나타났으며, 이를 응력 축소율에 근거하여 실제 현장에 작용하는 응력으로 환산하면 2.9 MPa에 해당하는 응력이다. Case II와 Case III은 파괴시 수직압력이 Case I보다 높은 20 kPa로 나타났다.

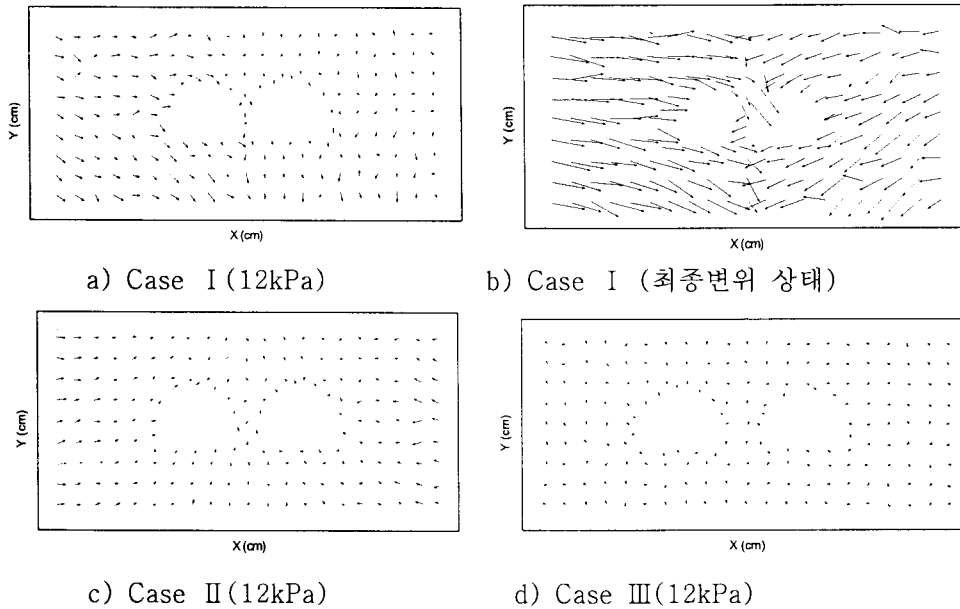


그림 9. 실험 경우별 변위벡터

파괴양상은 그림 10에서 보는바와같이 Case I의 경우, 필라의 하부에서 먼저 균열이 발생한 후 필라 및 필라와 가까운 터널상부(좌측터널의 우상부, 우측터널의 좌상부)에서 파괴가 진행되었으며, Case II의 경우, 최초 균열은 필라의 하부에서 발생하였으나 이후 파괴는 좌측터널의 우하부 및 우측터널의 상부에서 진행됨으로써 필라가 Case I의 경우와는 다른 거동을 보이는 것을 확인하였다.

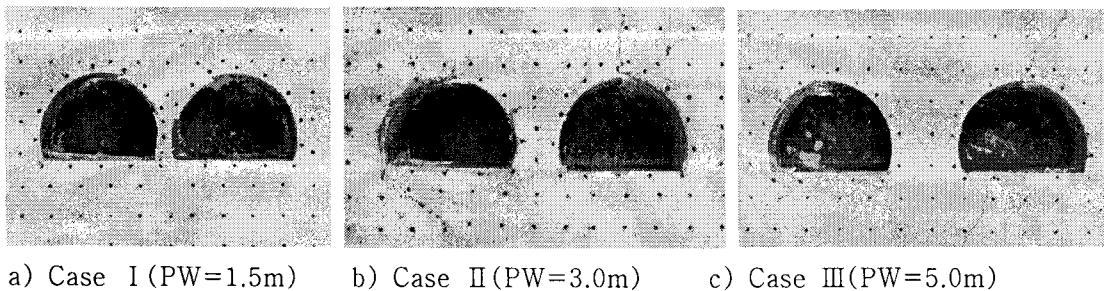


그림 10. 실험 경우별 파괴시의 최종 상태

모형실험결과, 본 OO터널은 터널의 간격이 5.0m 이상인 경우 필라의 안정성이 확보됨이 확인되었고, 3.0m의 경우에도 필라 하부에 균열이 발생하였으나 전반적인 파괴가 터널의 상하부면을 중심으로 진행되는 것으로 보아 적절한 보강공법을 사용할 경우, 안정성을 확보할 수 있을 것으로 판단되었다.

3.4.4 불연속면 모사에 따른 변형 거동 검토

병설터널 주위에 불연속면을 모사하여 불연속면에 따른 터널 및 필라부 변형거동을 분석하기 위하여 터널폭이 3.0m인 모형터널에서 두 터널을 모두 통과하는 절리, 좌측 터널만을 관통하는 절리, 우측터널만을 관통하는 절리, 터널 상부 지반을 통과하는 절리, 터널 하부지반을 통과하는 절리 등 총 5개의 절리를 성형하여 모형실험을 실시하였다.

그림 11은 터널의 파괴 진행상태를 나타낸 것으로 절리가 발달한 터널의 경우, 절리가 없는 터널단면에 비해 현저하게 낮은 값인 약 8 kPa의 수직압력이 가해질 때, 좌우측 터널을 모두 관통하는 절리와 터널이 만나는 지점을 중심으로 파괴가 발생한다. 이후 변위가 계속 증가하면서 좌측 터널의 상부와 절리가 만나는 지점 및 우측 터널의 하부와 절리가 만나는 지점에서 추가로 파괴가 발생하며 파괴 진행되었으며 터널 내부에 큰 변위가 발생하였으며, 터널의 파괴와 함께 필라의 변형도 점진적으로 진행되어, 최종적으로 필라에 매우 큰 변위가 발생하며 파괴되었다. 따라서 해당지역에 절리가 존재하여 터널의 안정성에 영향일 미친다고 판단되는 경우, 별도의 보강이 필요할 것으로 판단되었다.

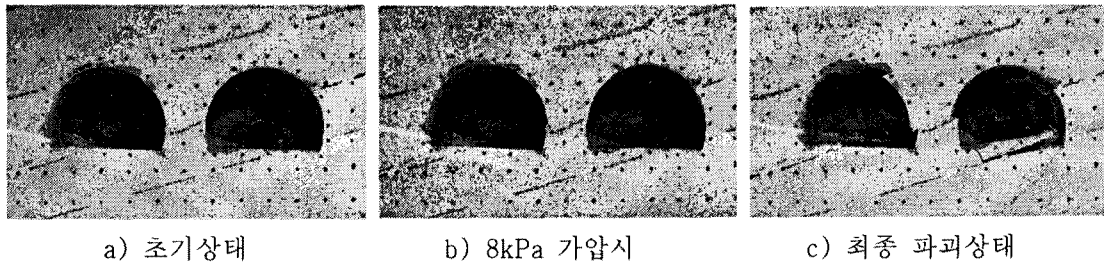


그림 11. 실험 경우별 파괴시의 최종 상태

3.4.5 수치해석에 의한 모형실험 검증 및 결과 비교

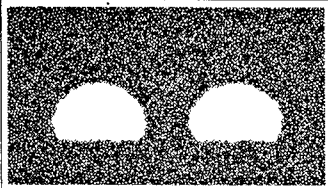
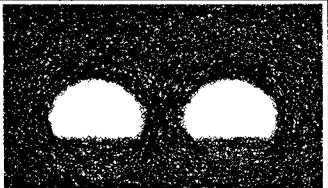
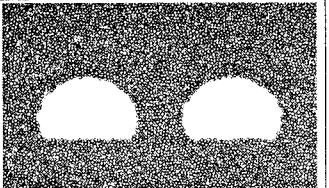



기존 모형실험 연구들은 실제 시험과 병행하여 FLAC 등의 연속체 해석법을 이용한 수치해석을 수행하여 왔으나, 본 검토에서는 터널과 주변 지반의 파괴 이후 거동을 확인할 수 있도록 개별요소법에 기초한 수치해석 프로그램인 PFC2D를 이용하여 입자결합모델을 구성하고 수치해석을 수행하였다. 모형실험 결과 검증을 위한 해석대상은 모형실험 중 터널 필라폭이 5.0m인 경우에 대하여 불연속면을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우에 대하여 수치해석을 수행하고 결과를 비교·검토하였다.

불연속면을 고려하지 않은 모형실험 Case III 과 수치해석 결과를 비교하여 보면 모형실험의 경우 약 8 kPa(환산응력 1.92MPa)의 수직응력에서 좌측터널 상부에서 균열이 발생되기 시작하여 20kPa(환산응력 4.82MPa)의 수직응력 이후에 급격하게 파괴가 발

생하였고, 수치해석의 경우 약 15.0 MPa의 수직응력에서 약간의 균열이 필라의 하단부와 터널 외곽의 하단부에서 발생하였다. 균열 발생 시점의 응력상태 및 발생위치는 서로 상이하나 모형실험과 수치해석 결과 모두 필라부에 응력집중이 발생하지 않고 균열발생이 집중되지 않으므로 터널 필라폭 5.0m 적용에 따른 필라부 안정성에는 영향이 없는 것으로 검토되었다. 하지만, 불연속면을 고려했을 경우 수치해석과 모형실험 모두 양 터널을 관통하는 불연속면을 따라서 균열이 발생하고 집중되어 불연속면이 터널의 안정성에 큰 영향을 미침을 알 수 있으며, 슛크리트와 시스템 록볼트 및 필라부 록볼트 체결 등을 통한 보강계획을 수립하여 터널의 안정성을 확보할 필요가 있음을 확인하였다.

또한, 파괴시의 응력은 수치해석 결과와 모형실험의 결과가 차이는 있었지만 파괴시의 발생 양상이 일치하고, 수치해석시 입력물성치의 정확한 산정이 어려운점을 감안하면 모형실험 결과는 비교적 현장상황을 잘 모사한 시험이라 판단된다.

표 4. 수직응력 20.0 MPa 인 경우의 해석결과

구 분	균열발생 양상	Contact force 양상	변위 양상
불연속면 미고려			
불연속면 고려			

4. 암반 필라보강방안 검토

본 논문의 검토대상인 OO터널은 3장에서 언급한바와 같이 약 5m의 필라폭에서는 이론식과 수치해석에 의한 필라 안전율은 확보가 되는 것으로 나타났으나 터널간 굴착으로 인한 상호간섭의 우려가 있으며, 모형실험 결과 불연속면 고려시 불안정한 것으로 나타났다. 따라서 본 장에서는 암반 필라의 보강방안을 2장에서 소개된 국내 및 해외사례의 특징을 재검토하여 그림 12와 같이 보강방안을 선정하여 검토하였으며, 라이닝 타설 전 암반 필라부가 지보재와 같은 역할을 할 수 있도록 보강하는 방안을 중점 검토하였다.

4.1 암반 필라보강방안 선정

그림 12는 필라부를 보강할 수 있는 방안을 나타낸 것이다. 그림 12의 (a)의 경우 필라부 암반이 콘크리트 강도 보다 작을 경우 필라부에 콘크리트를 타설함으로써 필라의 강도 증가 효과를 얻을 수 있으나 검토 대상인 OO터널의 필라부는 콘크리트 강도 보다 원지반 암반의 강도가 현저히 높은 경우로서 콘크리트 라이닝 보강공법에 의한 강도 증

가보다 원지반의 강도를 그대로 사용하는 것이 더 타당한 것으로 판단되어 검토시 필라부 콘크리트 타설 보강공법은 제외하였다.

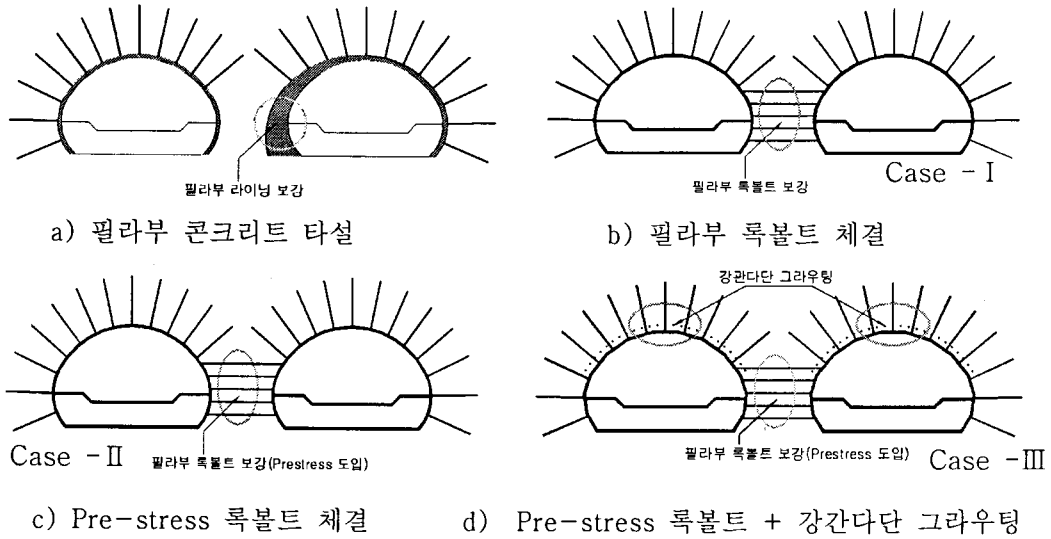


그림 12. 암반 필라부 보강방안

4.2 수치해석에 의한 필라 보강공법 검토

수치해석은 FLAC-2D를 이용하여 Mohr-Coulomb 파괴규준을 따르는 탄소성 해석을 실시하였으며, 지반물성치는 표 2의 암반 III등급을 적용하였다.

그림 13은 검토결과를 나타낸 것으로, 그림 13 (a)에 나타난 천단변위의 경우 CASE 1과 CASE 2는 동일한 경향을 보이며, CASE 3의 경우 CASE 1, CASE 2와 비교하여 약 11% 변위량이 감소함을 알 수 있다. 그림 13 (b)는 필라부에 작용하는 최대 주응력을 나타낸 것으로 Case 3의 경우가 가장 작게 나타났으며, 이는 강관다단 그라우팅의 하중 분산 및 경감효과 때문인 것으로 판단된다.

지보재의 응력은 각 경우에 대해서 모두 비슷한 경향을 보였으며, 허용값 이내로 나타났다. 따라서 강관다단 그라우팅을 보강하는 CASE 3이 가장 효과적인 것으로 나타났으나 보강재 간의 시공간섭 등으로 시공성이 떨어지므로 암반상태에 따라 선별적으로 적용하는 것이 타당하다고 판단되며, 검토대상인 OO터널에는 Case-III를 적용하는 것으로 계획하였다.

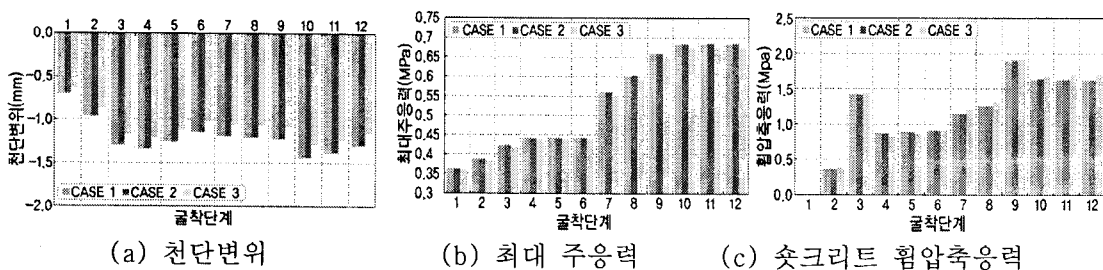


그림 13. 필라 보강안에 대한 수치해석결과

4.3 모형실험에 의한 필라 보강공법 검토

필라부에 록볼트를 시공한 경우의 지보효과를 분석하기 위하여 터널간 필라폭이 3.0m(축소폭 24mm)인 경우인 터널 필라부에 1.875m(축소폭 15 mm)의 간격으로, 4개씩 5열, 총 20개의 록볼트를 체결하여 모형실험을 실시하였으며, 실험방법 등은 3.4장과 동일하게 수행하였다.

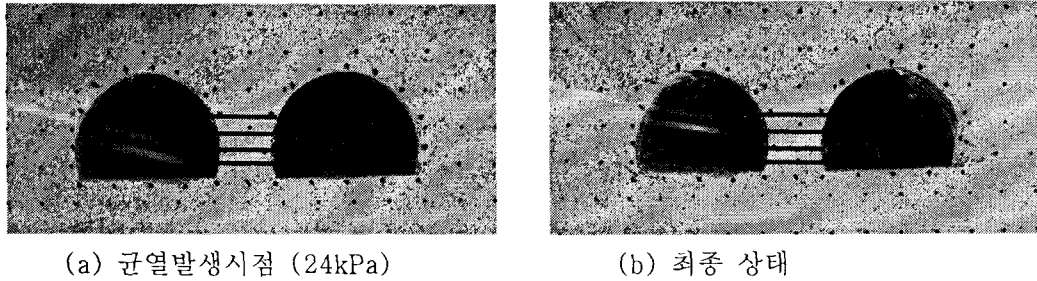


그림 14. 모형실험에 의한 필라부 록볼트 체결 효과 검증

실험결과 필라 하부에서 균열이 발생하였으나 균열이 발생한 시점의 압력은 무보강시 (16 kPa)보다 높은 24 kPa 이었으며, 이후 파괴의 진행은 무보강시와 마찬가지로 필라가 아닌 좌우측 터널의 상부와 바닥면을 중심으로 진행되며, 최종 변위시까지 터널의 필라는 안정한 상태를 유지하였다.. 이를 통해 양 터널의 측벽을 관통하는 록볼트의 체결은 터널 필라의 안정성 확보에 큰 역할을 할 수 있을 것으로 분석되었다.

5. 3차원 수치해석을 통한 안정성 검증

본 연구에서는 근접 병설터널의 안정성 평가기법과 보강공법등을 알기 위하여 이론적, 수치해석적 방법 및 모형실험을 실시하여 필라부의 거동과 보강공법의 효과 등을 파악하였다. 이러한 결과를 토대로 산악구간에 근접병설터널로 계획중인 00터널에 대한 안정성 검토를 실시하여 최종적으로 현장에 대한 적용성을 확인하였다.

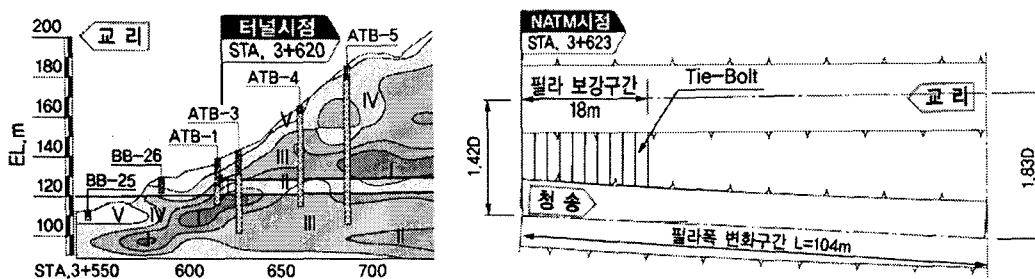


그림 15. 00터널 갱구부 암반등급 현황 및 보강계획

그림 15는 00터널 갱구 시점부의 개요도이며 병설 터널간 중심거리는 최소 1.42D에서 최대 1.83D로 변화되며, 필라폭 변화구간은 104m로 나타났다. 또한, 그림에서 보는 바와 같이 갱구시점부는 터널간 중심거리가 매우 근접한 형태로 계획되어 있으므로 암반 필라의 안정성 확보를 위하여 갱구시점으로부터 18m까지는 연구결과에 의해 록볼트 체결을 계획하였다.

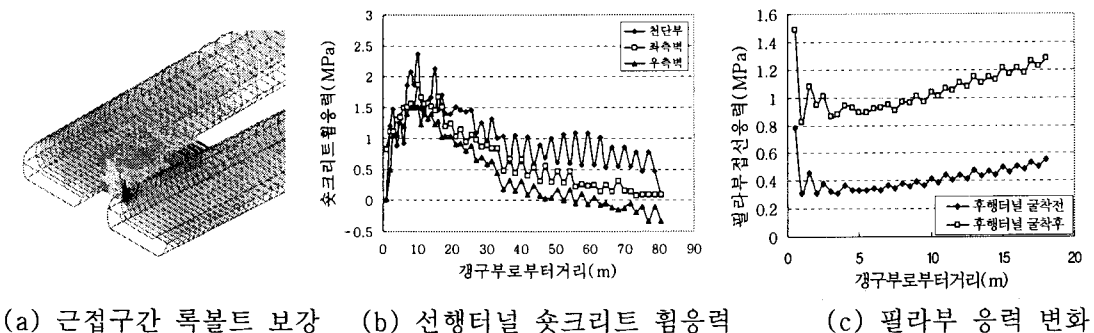
00터널 시점 갱구부는 필라폭이 5m 내외로 좁고, 저토포와 편토압의 작용이 예상되며 2차원 평면변형을 조건으로는 지형적인 영향 및 지반조건의 상세한 변화거동을 파악하기 어려우므로 암반필라부 및 터널의 안정성 검토를 위하여 3차원 수치해석을 실시하였으며, 해석방법은 유한요소법을 이용한 해석프로그램인 MIDAS-GTS를 사용하여 Mohr-Coulomb 파괴기준에 따른 탄소성해석을 수행하였다.

표5는 검토구간의 지보패턴을 나타낸 것이며, 후행터널 굴착 시, 암반필라부의 응력이 완을 최소화하기 위하여 중벽분할 굴착을 계획하였다.

표5. 검토구간 지보패턴

구 분	굴착공법	굴진장(m) (상반/하반)	쏯크리트두께 (mm)	록볼트간격(m)		보조공법
				횡간격	종간격	
P-2	전단면	3.5	50	1.5	3.5	-
P-4	상·하분할	1.5/3.0	120	1.5	1.5	-
P-6A	중벽분할	1.0/1.0	160	1.2	1.0	강관다단그라우팅

후행터널 굴착으로 인한 선행터널의 안정성을 검토하기 위하여 후행터널 굴착 전·후의 지보재 응력을 검토한 결과 선행터널 좌측벽 쏯크리트 힘응력은 0.11MPa정도 감소하였으나 후행터널 굴착에 따른 응력재분배로 인하여 암반필라부의 접선응력은 0.71MPa 증가하는 경향이 나타났다. 이는 갱구부의 지형적인 요인에 의한 편토압 때문인 것으로 판단된다. 필라부에 작용하는 최대응력은 이론식 및 모형실험의 결과에 의해 산정된 값에 비하여 약 30%정도의 작은 값이 나타났으므로 근접구간의 안정성을 확보할 것으로 판단된다.



(a) 근접구간 록볼트 보강 (b) 선행터널 쏯크리트 힘응력 (c) 필라부 응력 변화

그림 16. 터널 갱구 안정해석 결과

6. 결 론

본 연구에서는 근접 병설터널 필라부의 거동상태 파악과 안정성 평가 방법을 제안하기 위하여 이론해, 수치해석 및 모형실험에 의한 방법을 적용하였으며, 상기결과를 토대로 현재 시공계획중인 근접 병설터널의 안정성을 평가하여 분석함으로써 근접 병설터널의 안정성 검토기법에 대한 방향을 제안하였다. 상기의 연구 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 국내·외의 근접 병설터널의 시공사례를 고찰한 결과, 지반 조건에 따라 필라폭 3~4m내외의 병설터널이 시공 또는 계획되고 있었으나 국내에서는 시공실적, 설계 사례 및 근접터널 인식의 부족 등으로 2-arch 터널이 주로 시공되어 왔음을 알 수 있었다.
- (2) 이론식에 의한 필라부의 안정성은 Mazuda등(1997)이 제안한 암반 필라에 작용하는 하중과 Hoek and Brown의 경험적 파괴기준식에 의한 암반 필라의 강도와의 비로써 평가할 수 있었으며, 검토 결과 암반등급 III의 경우 필라폭 2m에서도 안전율이 1.0이상으로 나타났으나 이는 단순히 암반의 강도에 기초한 것이므로 수치해석 및 모형실험결과에 비해 안전율이 과대평가되는 경향이 있는 것을 확인하였다.
- (3) 간섭체적비 개념과 필라부의 강도응력비로 필라부 안정성을 확인할 수 있었으며, 약 0.5~0.6D 이하에서는 병설터널 상호간의 간섭현상이 우려되므로 별도의 보강이 필요한 것으로 나타났다.
- (4) 모형실험결과 필라의 폭이 좁을수록 터널 하부에서 먼저 균열이 발생한 후 필라 및 필라와 가까운 터널상부에서 파괴가 진행되는 경향을 나타냈고, 각각의 경우에 대한 수치해석 결과와 비교·검증 시 동일한 경향을 나타내는 것을 확인하였다.
- (5) 암반 필라부의 보강방안에 대한 계획을 수립하고 각각의 경우에 대하여 수치해석 및 모형실험을 통한 안정성 평가를 실시하여 보강방안에 대한 적용성 및 보강효과를 확인하였다.
- (6) 마지막으로, 상기의 검토흐름에 의한 근접 병설터널의 안정성 평가 방법은 설계 기초단계에서는 이론식과 2차원 수치해석을 이용하여 쉽게 접근 할 수 있으며, 세부 설계시 모형실험과 3차원 수치해석에 의한 방법으로 재 평가 함으로써 안정성을 확인할 수 있는 방법으로 실무에 효과적으로 사용될 수 있는 방법이라 판단된다.

참고문헌

1. 김도형, 박준경, 김영근, 오세화, 이두화, 2003, "대단면 근접병설터널의 설계 및 안정성 평가기법에 관한 연구," 한국암반공학회 춘계학술 발표회 논문집, pp. 51~66
2. 김상환, 2003, "근접터널의 설계개념 및 해석기법에 대한 연구," 터널기술논문집, 제5권, 제 1호, pp. 33~42
3. 김종우, 박지용, 2004, "쌍굴터널 주변지반의 변형거동에 관한 모형실험 연구," 한국암반공학회 논문집, 제14권, 제 5호, pp.381~390
4. 김학문, 1997, "쌍굴터널 굴진에 따른 주변지반의 거동과 간섭효과," 한국암반공학회 논문집, 제7권, pp.136~142
5. 장부식, 2006, "근접 병설 터널 필라의 거동특성 평가에 관한 연구", 홍익대학교 대학원 박사학위논문.
6. Matsuda, T., Toyosato, E., Igaraghi, M., Nashimoto, Y. and Sugiyama, T., 1997, "A study on design methods for twin tunnels constructed by the single drift and central pier method," Proceeding of studies on Tunnel Engineering.
7. 장재우, 이봉열, 김학문 (1996), "쌍굴터널 굴진에 따른 간섭효과와 주변지반의 거동." 한국지반공학회 96 봄 학술발표회 논문집, pp. 173-182
8. Hoek E. and Brown, E. T., 1980, "Empirical strength criterion for rock masses." J.Geotech Engineering Div., ASCE 106, pp. 1013~1035
9. C.D. Martin, W.G. Maybee "The strength of hard-rock pillars." International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 37 (2000) pp. 1239-1246