

## 2-아치 변단면터널의 설계 및 시공사례 연구

최재진, 박연준\*, 김시근, 박재현

A Case Study on the Design and Construction  
of a 2-arch Tunnel with Varying Section

Jae-Jin Choi, Yeon-Jun Park\*, Si-Keun Kim, Jae-Hyun Park

**Abstract** This paper describes the design and construction of a 2-arch tunnel with varying section. This new design has advantages of 2-arch tunnels, which is rather expensive, but is still economically competitive compared to parallel tunnels. Economic analysis was also conducted. To secure the stability of the varying section tunnel, excavated part was reinforced by tie-bolts and RRS, and 2-arch part was supported by EPS blocks and concrete walls. Stability of the pillar was theoretically analyzed and also examined by numerical simulations for various widths. Displacement monitoring was conducted and results were compared with numerical results. Economic analysis showed reductions in construction cost and period by 11% and 10 months respectively.

**Key words** 2-arch tunnel, Varying section, Parallel tunnel, Pillar

**초 록** 본 연구에서는 2-아치 터널의 장점을 활용하면서 병렬터널의 경제성도 확보할 수 있도록 고안된 2-아치 변단면 터널의 설계와 시공사례를 소개하고 경제성 분석을 수행하였다. 변단면부의 안정성 확보를 위해 근접병렬터널구간은 tie-bolt와 RRS로 보강하였으며, 2-아치구간은 EPS블록과 콘크리트벽체로 보강하여 설계하였다. 중앙 필라부는 이론적 방법과 수치해석적 방법을 이용하여 안정성 평가를 수행하였으며, 다양한 필라폭에 대한 안정성평가도 수행하였다. 또한, 터널의 3차원 수치해석을 통한 안정성평가를 수행하여 시공중 계속자료와 비교 분석하였다. 본 설계시공사례를 통해 경제성분석을 수행한 바, 10개월의 공사기간 단축과 11%의 공사비 절감효과를 확인하였다.

**핵심어** 2-아치터널, 변단면, 병렬터널, 필라

## 1. 서 론

급속한 산업발달은 보다 복잡한 인프라 구축을 요구하며, 이러한 요구에 맞추어 수많은 토목구조물이 설계/시공되어 오면서 국내 토목 기술도 발전을 거듭해왔다. 특히 터널의 경우는 하저터널, 2-아치터널, 3-아치터널, 근접터널 등 초창기 설계모델들과는 다르게 보다 발전

된 형태로 많은 부분에서 차별화되고 변화되어 왔다.

터널 계획의 경우 터널 주변의 자연환경 훼손 최소화, 용지 매입의 제한 등의 환경적인 문제와 교량과 연계되는 설계적인 문제, 발주처 예산 감소 등에 의한 경제적인 문제 등의 다양한 문제점들이 표면화되었다. 그에 대한 해결방안을 위하여 근래에는 다양한 측면에서 연구와 시공사례들이 보고되고 있다.

본 연구의 시공현장은 아산-선운사간을 연결하는 군도로서, 당초설계에서는 일반 2-아치터널로 계획되었으나, 기존 2-아치터널이 가지고 있는 누수에 대한 문제점과 더불어 인근 주민들의 조기개통 요구, 용지편입최소화에 따른 민원발생 등으로 그 해결책을 찾게 되었다. 이에 본 사례에서는 2-아치 변단면터널에 대한 설계와 시공사례를 소개하고 공기단축에 따른 경제적인 절감

**Received:** Oct. 23, 2012

**Revised:** Oct. 24, 2012

**Accepted:** Oct. 25, 2012

**\*Corresponding Author:** Yeon-Jun Park

(Tel) +82312202580, (Fax) +82312202522

(E-Mail) yjpark@suwon.ac.kr

Dept. Civil Engineering, Suwon University, San 2-2, Wau-ri, Bongdam-eup, Hwaseong-si, Gyeonggi-do 445-743, Korea

효과를 제시하였다.

## 2. 2-아치 변단면터널 설계

### 2.1 변경설계 개요

삼인터널은 고창군의 군도로서 설계속도 70 km/hr, 터널차로폭 3.25 m, 길어깨폭 좌·우 1.0 m로 구성된 왕복 2차로터널로서 처음에는 Fig. 1(a)와 같이 2-아치터널로 계획되었다. Fig. 2는 당초설계와 변경설계를 비교한 평면 개념도로서 당초에는 NATM 316 m, 개착터널 26.5 m(시점부: 4 m, 종점부: 22.5 m)의 2-아치터널로 총 연장 342.5 m로 설계되었다. 갱문형상은 시점부 아치형면벽, 종점부 벨로우즈형 갱문이 적용되었고, 중앙터널은 Fig. 2(a)에 나타난 것과 같이 터널 폭 5.618 m, 높이 6.85 m로 매우 협소한 단면으로서 중앙벽체부를 이용한 중앙배수형 공법이 적용되었다.

당초설계와 같이 중앙터널 폭원이 좁은 2-아치터널은 시공기간이 많이 소요되며 특히, 중앙부 배수 공법 시스템은 시공이 까다롭고 구체적인 시공방안이 마련되

지 않아 2-아치터널의 누수 원인이 되고 있다. 2-아치터널 시공시 항상 문제점으로 발생되고 있는 중앙벽체부의 누수문제, 협소한 중앙터널(폭 5.618 m)로 인한 공기지연 및 공사비 증가에 대한 문제점 등에 대한 보완이 필요하였다. 또한, 과업구간 주민들의 조기개통 민원과 이에 따른 고창군의 공기단축 및 공사비 절감이 요구되었다. 이에 대한 해결방안으로 2-아치터널의 중앙터널 폭원을 10 m로 확대하였고, 병렬터널의 장점인 single tube 시공, 유지관리가 용이한 배수시스템 등을 도입하여 2-아치터널과 병렬터널을 Fig. 1(b)와 같이 하나의 터널로 계획하였다. 터널 시·종점위치는 당초설계와 동일하며, 변단면 2-아치터널을 적용하여 병렬터널(NATM) 297.2 m, 2-아치터널(NATM) 18.0 m, 개착터널 26.5 m로 총연장 341.7 m로 계획하였다.

### 2.2 병렬터널과 2-아치터널간 접속부 계획

터널계획은 병렬터널, 2-아치터널, 개착터널 구간으로 나눌 수 있으며 개요도는 Fig. 3과 같다. 병렬터널은 근접터널로서 터널간 최소이격거리(pillar)는 터널 시점부

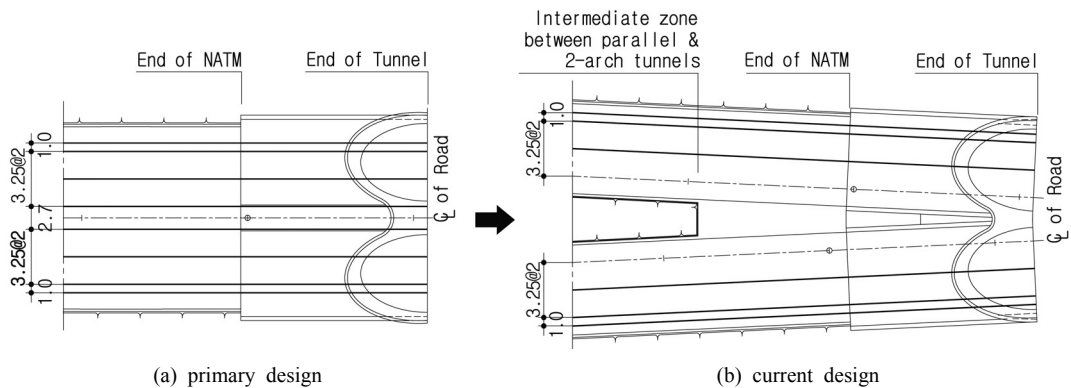


Fig. 1. The comparison of design concepts in planar views

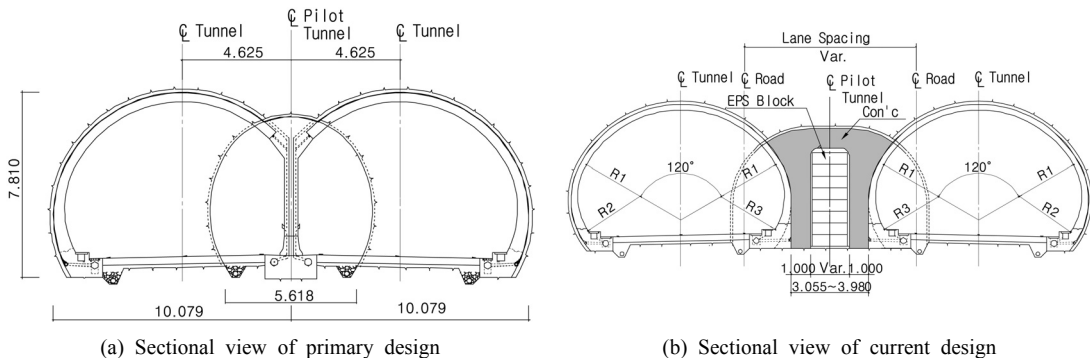
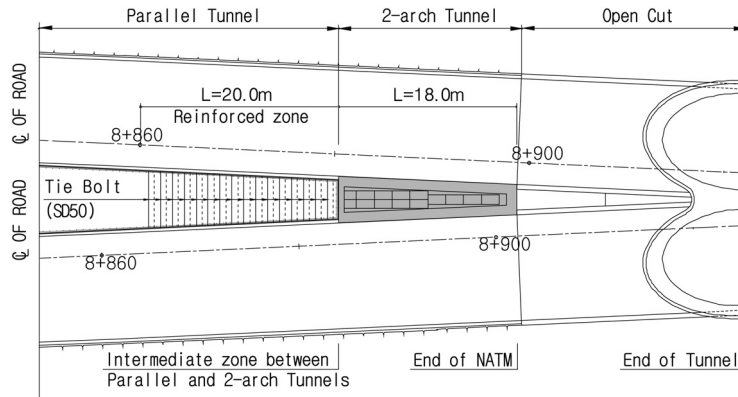
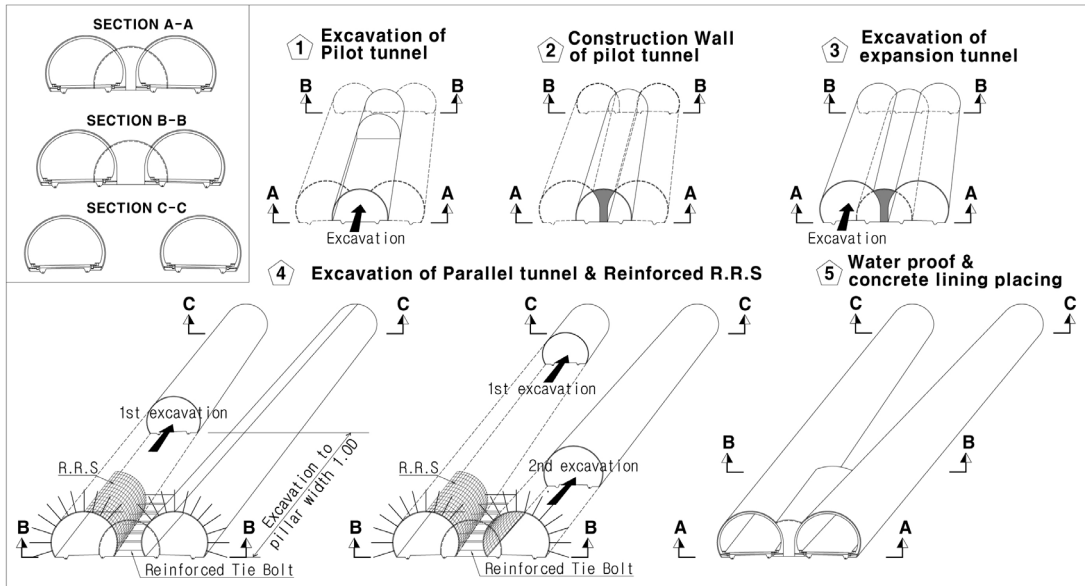


Fig. 2. Comparison of design concepts in sectional views



(a) Design concept



(b) Construction flow

Fig. 3. Design concept of intermediate zone between Parallel & 2-arch tunnels

10.2 m(약 0.9D), 종점부의 2-아치터널 접속부는 3.66 m(0.32D)로 계획하였다. Tie-bolt(SD500, D32)를 인장력 120 kN으로 재하하여 중방향 1.2 m, 횡방향 1.5 m로 설치하였으며, 보조보강공으로 RRS(Reinforced Ribs of Shotcrete : Wire Mesh  $\phi 5.08 \times 100 \times 100$ )로 Fig. 4, Fig. 5와 같이 pillar부 좌,우측을 보강하였다. 병렬터널 근접부 발파는 진동제어공법인 line drilling을 적용하여 pillar 손상을 최소화하였다.

2-아치터널구간은 Fig. 2(b)와 같이 중앙벽체 폭은 3.055~3.980 m로 형성되었으며 구조계산을 통해 결정된 중앙벽체 두께는 1 m로서 concrete를 타설하고 벽

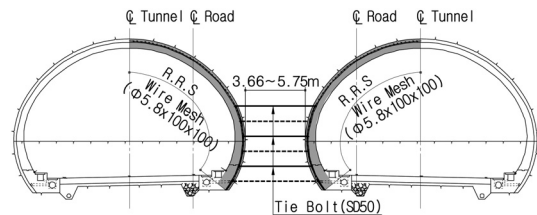


Fig. 4. Reinforcement by tensioned tie bolts in close parallel tunnels

체중간부에 경량 콘크리트 블록(EPS block)을 쌓아 수화열 발생을 최소화 하였다.

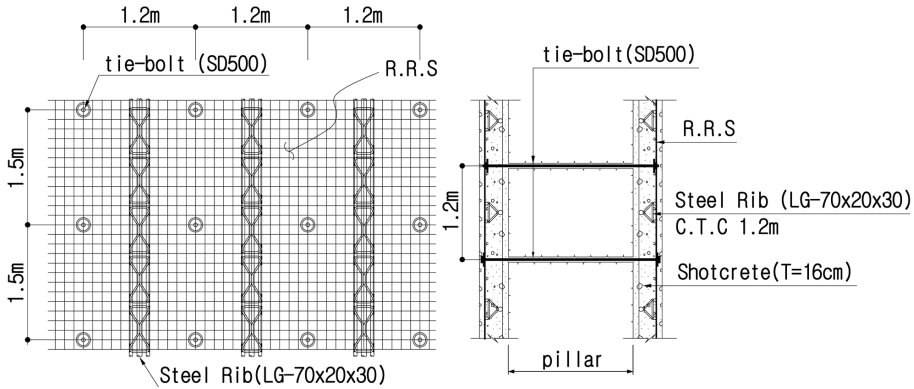


Fig. 5. Layout of Tensioned bolts installed during excavation of following tunnel

2.3 근접병렬터널 적정 pillar 폭 선정 및 안정성 평가

근접터널 안정성측면에서 중요한 요소는 터널 사이의 순수 암반 두께, 즉 pillar(잔주)의 폭이다. pillar의 폭이 좁을수록 응력이 증가하여 불안정을 유발할 수 있으므로 적절한 pillar 폭의 결정을 위한 사전 검토가 필요하다. 본 연구에서는 국내에서 가장 널리 적용되고 있는 Peck(1969) 방법과 Matsuda(1997) 방법, 그리고 수치 해석에 의한 방법으로 pillar의 안정성을 평가하였다.

2.3.1 이론식에 의한 평가

(1) Peck의 방법

평행하게 배치된 근접터널에 있어서 근사적인 pillar의 평균응력( $S_p$ )과 일축압축강도( $\sigma_p$ )는 다음의 식 (1), (2)와 같이 표현할 수 있다. 이 경우, pillar의 안전율은 식 (3)과 같다.

① Pillar의 평균응력( $S_p$ )

$$S_p = \gamma \cdot H \cdot \left(1 + \frac{B}{P}\right) \tag{1}$$

② Pillar의 일축압축강도( $\sigma_p$ )

$$\sigma_p = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \tag{2}$$

③ Pillar의 초기항복에 대한 안전율(FOS)

$$FOS = \frac{\sigma_p}{S_p} \tag{3}$$

여기서,  $\gamma$  : 지반의 단위중량( $kN/m^3$ )  
 H : 지표면으로부터의 터널 깊이(m)  
 B : 터널 폭(m)

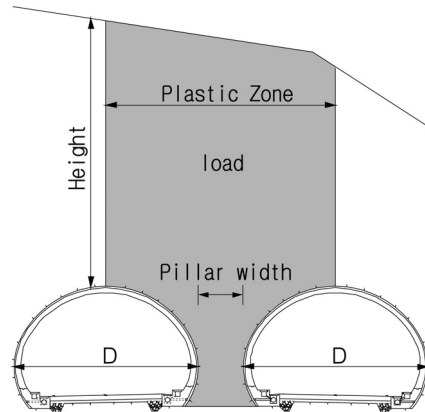


Fig. 6. Approximate relationship between Matsuda's pillar load layout (Matsuda et al.,1997)

P : 필라 폭(m)  
 c : 지반의 점착력( $kN/m^2$ )  
 $\phi$  : 지반의 내부마찰각( $^\circ$ )

(2) Matsuda의 방법

Matsuda 등(1997)은 상재하중이 1D(D=터널의 폭)보다 작은 경우에는 Fig. 6에 음영으로 표시된 영역의 전 하중이 중앙필라부 영역의 지반에 작용하는 것으로 제안하였다. 이러한 경우 계획된 중앙필라부 구조체의 강도가 예상되어지는 응력보다 크면 충분한 안정성을 확보할 수 있다. 중앙벽체에 작용하는 이완하중( $P_r$ )은 식 (4), (5)에 의해 구해지며, 암반 필라의 안전율은 식 (6)과 같다.

① 토피(H)가 터널폭(D)보다 큰 경우

$$P_r = \gamma \cdot D \cdot B \tag{4}$$

② 토피(H)가 터널폭(D)보다 작은 경우

$$P_r = \gamma \cdot H \cdot B \tag{5}$$

③ Matsuda의 안전율

$$FOS = \frac{q_u}{P_r} \tag{6}$$

여기서,  $\gamma$  : 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)  
 D : 터널폭(m)  
 H : 토피고(m)  
 P : Pillar폭(m)  
 B : 이완하중 폭(m)  
 $q_u$  : pillar 암반강도(kN/m<sup>2</sup>)

④ Pillar 암반강도( $q_u$ )산정

Matsuda는 pillar를 구성하는 암반의 강도를 결정하기 위해 Hoek & Brown의 경험적 파괴기준식(2002 edition)을 이용하였다. Pillar인 점을 고려하여 구속압은 없는 것으로 가정하였고, 암반강도는 기존의 RMR 값을 활용한 Hoek & Brown의 경험적 파괴기준식과는 달리 최근에 보완되어 발표된 Hoek, Carranza & Corkum(2002)의 논문을 참고하여 GSI(Geological Strength Index) 개념을 도입하여 다음과 같이 산정하였다.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \tag{7}$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \tag{8}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \tag{9}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \tag{10}$$

여기서,  $\sigma'_1, \sigma'_3$  : 파괴시 최대, 최소 유효 주응력  
 $\sigma'_{ci}$  : 무결암의 일축압축강도  
 $m_b$  : 암반의 종류에 따른 재료상수  
 $s$  : 원지반의 인장강도 관련 상수  
 $a$  : 발파영향에 의한 교란 계수  
 $D$  : 굴착지반상태에 따른 교란 계수

식 (7)은 Hoek & Brown의 경험적 파괴기준식이며  $m_b, s$  및  $a$ 는 (8)~(10)식을 이용하여 산출할 수 있다. 본 검토구간의 암반등급은 III등급으로서 RMR 50내외의 범위에 있으므로 GSI값과의 관계는 RMR<sub>89</sub>-5로 표현할 수 있다(Bieniawski, 1989).

이렇게 결정된 GSI 값을 이용하여 산정한 여러 계수들을 Table 1에 나타내었다. 여기서 D는 발파관련 교란 계수로서 해당 구간의 암반조건 및 발파방법 등을 고려하여 결정하였다.

(3) 이론식에 의한 안전율 평가

Matsuda 방법과 Peck 방법을 활용하여 근접터널의 적정 pillar 폭에 따른 안전율을 산정하였으며 대상지반의 암반등급 III 등의 지반조건 적용 및 pillar폭은 터널 폭 (1D=11.5 m)을 기준으로 하여 0.25D, 0.30D, 0.35D, 0.40D, 0.50D, 1.00D로 분류하여 안정성을 평가하였으며 검토결과는 Table 2와 같다.

이론식의 경우 대체로 안전율이 1.0을 넘는 것으로

**Table 1.** Estimated rock parameters based on Hoek & Brown failure criterion

| GSI | D   | $a$   | $s$   | $\sigma'_{ci}$ (MPa) | $q_u$ (MPa) |
|-----|-----|-------|-------|----------------------|-------------|
| 45  | 0.8 | 0.508 | 0.001 | 80                   | 2.649       |

**Table 2.** Factors of safety calculated for various pillar widths based on equations by Peck and Matsuda

| Pillar width (D=11.5 m) | by Peck method | by Matsuda method |
|-------------------------|----------------|-------------------|
| 0.25D                   | 0.98           | 1.10              |
| 0.30D                   | 1.13           | 1.32              |
| 0.35D                   | 1.26           | 1.54              |
| 0.40D                   | 1.39           | 1.77              |
| 0.50D                   | 1.63           | 2.21              |
| 1.00D                   | 2.44           | 4.41              |

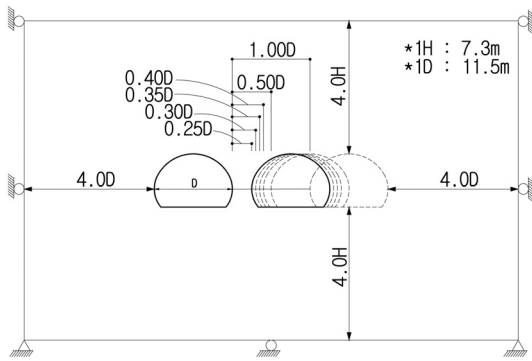


Fig. 7. Ground model and boundary conditions

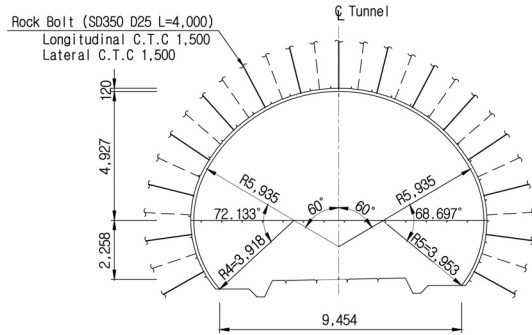


Fig. 8. Support pattern used in the analysis ; length in mm

평가되었으며, Peck 방법에서 pillar 폭 0.25D의 경우에만 안전율이 0.98로 평가되었다. 따라서 과업구간에 적용한 범위는 0.30D이상으로 선정하였다. Peck 방법은 Matsuda 방법보다 다소 보수적인 경향을 보이고 있는데, 이는 pillar부의 평균응력을 구하는 변수에 기인하는 것으로 판단된다.

### 2.3.2 수치해석에 의한 pillar 안전율 검토

#### (1) 2차원 해석영역 및 조건

2차원 해석은 예비해석 단계로 터널 이격거리에 따른 pillar부 안전율을 확인하고자, 유한차분해석 프로그램인 FLAC<sup>2D</sup>를 사용하여 pillar 두께에 따른 강도/응력비를 검토하였다. Fig. 7과 같이 터널간 pillar 폭을 0.25D, 0.3D, 0.35D, 0.4D, 0.5D, 1.0D로 변화시켜가며 거동을 확인하였는데, 암반등급은 III등급, 축압계수 1.0을 적용하였다. 해석영역은 터널 상·하부로 4H, 좌우로 4.0D의 범위로 하여 해석결과에 영향이 미치지 않도록 하였다. 지반은 탄소성 거동을 나타내는 Mohr-Coulomb model을 적용하였으며, Fig. 8은 해석에 적용된 표준지보패턴이다. 지보재인 슛크리트는 두께 12 cm의 beam 요소로, 록볼트는 길이 4.0 m, 횡간격 1.5 m의 cable 요소로 모사하였다.

수치해석에 적용된 지반물성은 Table 3과 같으며, 슛크리트는 연성, 경성으로 구분하여 적용하였고, 록볼트

Table 3. Physical properties of the rock mass used in the analysis

| Rock class | Unit weight (kN/m <sup>3</sup> ) | Cohesion (kPa) | Internal friction angle (°) | Deformation modulus (GPa) | Poisson's ratio |
|------------|----------------------------------|----------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------|
| I          | 27                               | 3,280          | 46                          | 17.1                      | 0.18            |
| II         | 26                               | 1,900          | 44                          | 12.3                      | 0.21            |
| III        | 25                               | 420            | 40                          | 6.0                       | 0.24            |
| IV         | 23                               | 210            | 35                          | 2.0                       | 0.26            |
| V          | 21                               | 100            | 34                          | 0.8                       | 0.29            |

Table 4. Physical properties of shotcrete used in the analysis

| Shotcrete | Deformation modulus (GPa) | Thickness (m) | 2nd moment of area (m <sup>4</sup> ) | Maximum tensile strength (MPa) | Residual tensile strength (MPa) | Compressive strength (MPa) |
|-----------|---------------------------|---------------|--------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| Soft      | 5.0                       | 0.12          | 1.44×10 <sup>-4</sup>                | 3.0                            | 3.0                             | 17.0                       |
| Hard      | 15.0                      |               |                                      |                                |                                 |                            |

Table 5. Physical properties of rock bolt used in the analysis

| Diameter (mm) | Deformation modulus (GPa) | Tensile strength (kN) | Area (m <sup>2</sup> ) | Grout shear stiffness (MN/m/m) | Grout bond strength (kN/m) |
|---------------|---------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 25            | 210                       | 118.2                 | 3.3×10 <sup>-4</sup>   | 8,388.7                        | 358                        |

는 SD350 직경 25 mm를 적용하였다. 지보재의 제원은 Table 4, 5에 나타내었다.

(2) 2차원 예비해석에 의한 근접터널 pillar부 안전을 분석

Fig. 9는 암반 pillar 강도에 대한 응력상태를 표현한 것으로서 평균 강도응력비가 1.0 이하인 경우 필라가 불안정하다고 할 수 있다(Hoek and Brown, 1980). Fig. 9에서  $\sigma_{1f} = \sigma_{cm} + k\sigma_3$ 은 Mohr-Coulomb 파괴기준식을 주 응력으로 표현한 것이며, 임의의  $\sigma_3$ 에 대해 파괴시의 축방향 응력, 즉 암반강도를 표현한 식이다. 여기서 일축 압축강도  $\sigma_{cm}$ 은 식 (11)로 정의되며, 선의 기울기  $k$ 는 식 (12), 강도/응력비는 식 (13)으로 산출하였다.

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \tag{11}$$

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tag{12}$$

$$\text{강도/응력비} = \frac{\sigma_3 - \sigma_{1f}}{\sigma_3 - \sigma_1} \tag{13}$$

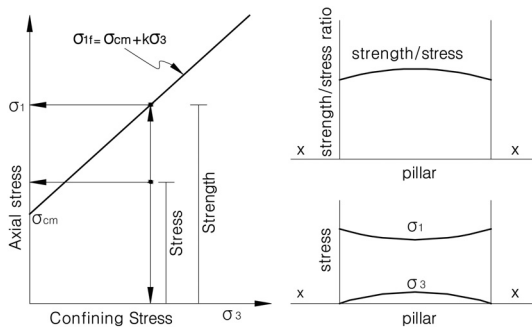


Fig. 9. Relationship between stress and strength along with strength/stress ratio

여기서,  $\sigma_1, \sigma_3$  : 최대, 최소주응력  
 $\sigma_{1f}$  : 파괴시 축방향 응력(강도)  
 $c$  : 암반의 점착력  
 $\phi$  : 암반의 내부마찰각

이완영역내 pillar에 작용하는 주응력 결과 값을 수치 해석적 방법으로 도출하여 강도/응력비를 계산하였고, 그에 대한 결과는 Table 6과 같이 나타났다.

암반강도는 식 (11), (12)를 활용하여 산출하였으며, 검토결과 pillar의 폭이 가장 협소한 0.25D에서 강도/응력비가 1.11로서 안전율 1.0을 상회하는 결과가 도출되었다. Pillar의 폭이 커질수록 안전율은 Fig. 10과 같이 포물선에 가까운 형태로 증가하는 경향을 보였다.

(2) 병렬터널과 2-아치터널 접속부 3차원 해석에 의한 pillar부 안전을 검토

병렬터널과 2-아치터널 접속부를 모델링하여 pillar부 안정성을 검토하기위해 midasGTS를 이용하여 3차원 수치해석을 수행하였다. 해석 범위는 갱구부에서 병렬 접속부까지 60 m 구간에 대하여 Fig. 11과 같이 터널 좌우로 100 m, 상부는 지표면까지 모델링하였으며, 지반물성은 2차원 해석과 동일한 조건으로 적용하였다. 지보재는 슛크리트 16 cm와 록볼트(SD350, D25) L=4.0

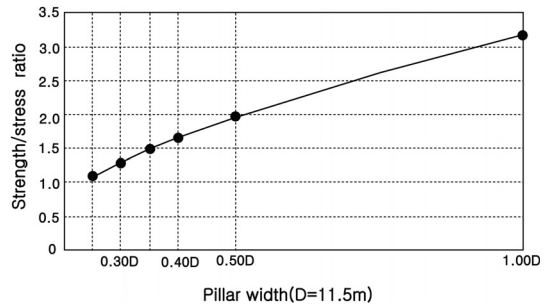


Fig. 10. Strength/stress ratio along with pillar width

Table 6. Summary of strength/stress ratio for various pillar Widths

| Pillar width (D=11.5 m) | Strength ( $\sigma_{1f}$ ) (MPa) | Maximum principal stress ( $\sigma_1$ ) (MPa) | Minimum principal stress ( $\sigma_3$ ) (MPa) | Strength/stress ratio |
|-------------------------|----------------------------------|---|---|-----------------------|
| 0.25D                   | 3.18                             | 2.87  | 0.55  | 1.11                  |
| 0.30D                   | 3.26                             | 2.52  | 0.57  | 1.29                  |
| 0.35D                   | 3.44                             | 2.28  | 0.62  | 1.51                  |
| 0.40D                   | 3.51                             | 2.10  | 0.64  | 1.67                  |
| 0.50D                   | 3.66                             | 1.84  | 0.68  | 1.99                  |
| 1.00D                   | 4.22                             | 1.33  | 0.83  | 3.18                  |

m, 종방향 1.2 m, 횡방향 1.5 m로 설치하였으며, 근접 터널 pillar부는 tie-bolt(SD500, D32) 종방향 1.2 m, 횡방향 1.5 m를 적용하였다. 지반은 Mohr-Coulomb model을 적용하였고 pillar부 최소주응력 검토위치는 Fig. 12에 나타낸 바와 같다.

Fig. 13은 굴착 중 특히 응력 집중이 예상되는 병렬터널과 2-아치터널 접속부에서의 소성변형율의 발생양상을

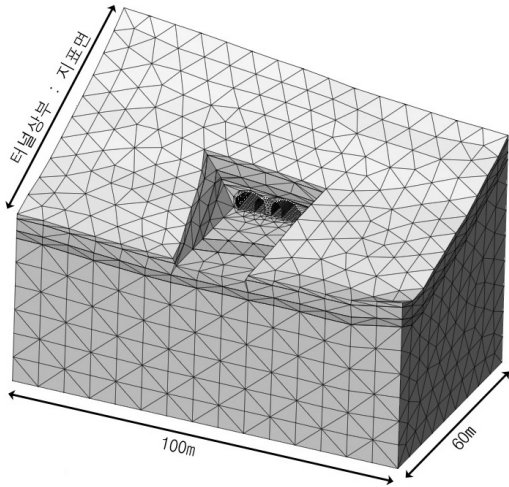


Fig. 11. Geometry of 3D FEM mesh

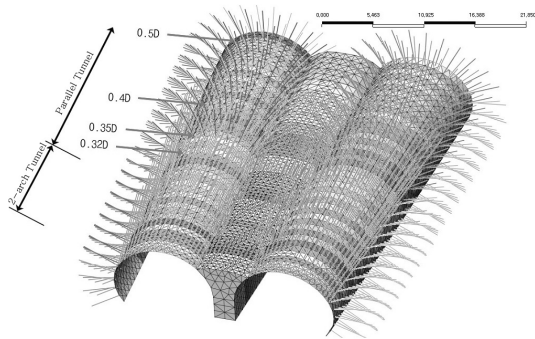


Fig. 12. Structural elements and locations of check points for stress monitoring

을 도시한 것인데, pillar부에서 큰 값을 보인다.

강도/응력비에 대한 3차원 해석 결과는 Table 7에 나타낸 바와 같으며 최소 pillar폭 3.66 m(0.32D)에서 강도/응력비가 1.61로 최소 안전율 1.0을 상회하였다. 이 값은 Peck과 Matsuda의 이론식에 의한 결과보다 높은 값이다. 이 결과로 미루어 볼 때, 이론식은 다소 보수적인 설계를 유도하여 pillar의 안정성이 확보되도록 함이 확인되었다.

### 2.3.3 시공 중 계측결과 분석

본 터널의 굴진은 시점부에서 종점부 방향으로 계획하였으며 굴진 중 지반조건은 종점부의 경우 암반등급 III이어서 예측된 지반조건과 유사하였다. 본고에서는 종점부의 근접병렬터널과 2-아치구간의 안전한 굴착을

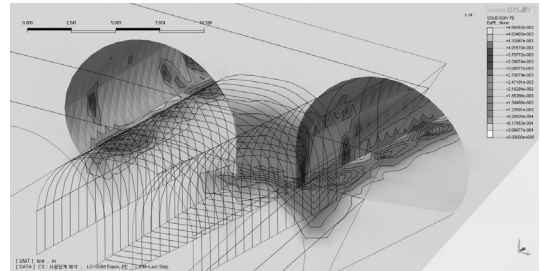


Fig. 13. Strain of plastic deformation predicted by the analysis



Fig. 14. A view of Displacement monitoring instrument

Table 7. Strength/stress ratio along width pillar width

| Pillar width (W) | Strength ( $\sigma_{1f}$ ) (MPa) | Maximum principal stress ( $\sigma_1$ ) (MPa) | Minimum principal stress ( $\sigma_3$ ) (MPa) | Strength/stress ratio |
|------------------|----------------------------------|---|---|-----------------------|
| 0.32D            | 4.11                             | 2.85  | 0.80  | 1.61                  |
| 0.35D            | 4.03                             | 2.78  | 0.78  | 1.63                  |
| 0.40D            | 4.81                             | 3.26  | 0.99  | 1.68                  |
| 0.50D            | 5.47                             | 3.32  | 1.17  | 2.00                  |



위해 변위를 계측하였다. 계측에는 Fig. 14와 같이 광파기가 사용되었으며 측정오차는  $\pm 1$  mm 정도이다. 보편적으로 시방기준에서는 발파직후 또는 굴진면의 3 m 이내에 계측기를 설치하도록 권장하고 있으나 굴진면 발파시 비석에 의한 계측기 파손으로 굴착 후 초기 변위를 측정하기 어려워 계측은 굴진면으로부터 대략 굴진장의 7배 정도 후방에서 실시하였다. 시공 중 계측위치 및 3차원 수치해석 검토 위치는 Fig. 15와 같고, 분석결과를 Table 8에 나타내었다.

측정이 가능한 변위는 계측기 설치 이후로 국한되므로 수치해석 결과가 더 큰 변위를 예측하여야 하나, 실측된 결과는 1~4 mm, 수치해석 결과는 0.60~2.63 mm 범위에 있어 오히려 측정 결과가 더 큰 값을 보였다.

이의 원인은 여러 가지가 있을 수 있으나, 실제에 비해 현지암반의 탄성계수를 너무 높게 평가한 경우와 부정확한 측정의 경우로 나누어 생각해 볼 수 있다.

현지암반의 탄성계수를 오만한 결과를 가상하여 탄성계수를 다양하게 가정하여 해석을 수행하고, 계측결과와 함께 Fig. 16에 도시하였다. 측정된 변위는 현지암반의 탄성계수가 0.7 GPa인 경우와 유사하나, 이 값은 현

지 암반의 상태로 미루어 볼 때 적절하지 않은 값이다. 광파기의 측정오차( $\pm 1$  mm)와 공사 중의 환경을 고려하면 측정된 값의 신뢰도가 더 낮을 것으로 판단되어 현장 계측의 어려움을 다시 한번 확인하였다.

### 3. 변경설계의 경제적 효과

#### 3.1 공기단축

기존 2-아치터널 계획에 따른 예상 공사기간 예측과 변경설계 적용에 따른 실제 시공시 단축된 공기를 검토

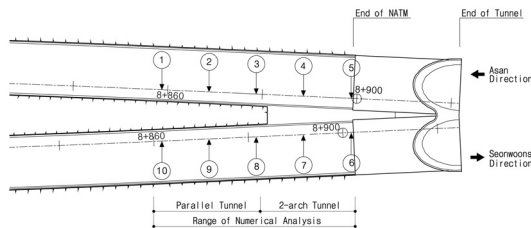
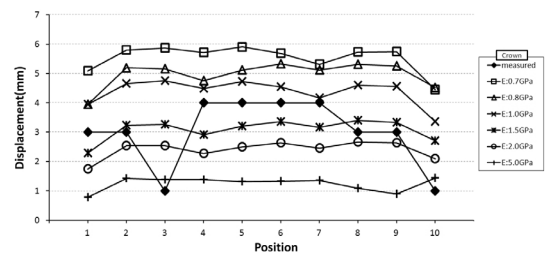
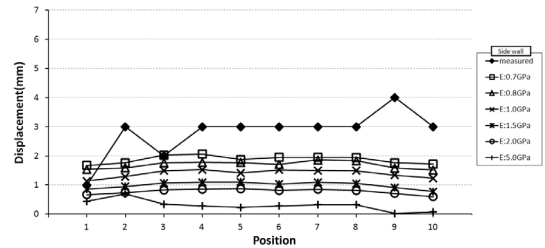


Fig. 15. Locations of displacement monitoring points between parallel and 2-arch tunnels



(a) Displacements at crown



(b) Displacements at side wall

Fig. 16. Comparison of displacements calculated for various in-situ deformation moduli and measured values

Table 8. Comparison of displacements in tunnels: measured vs. numerical analysis

| Position | Pillar width<br>(1D≒11.5 m) | Measured (mm) |           | Numerical analysis (mm) |           |
|----------|-----------------------------|---------------|-----------|-------------------------|-----------|
|          |                             | Crown         | Side wall | Crown                   | Side wall |
| ①        | 5.352 m (0.47D)             | 3.00          | 1.00      | 1.75                    | 0.67      |
| ②        | 4.379 m (0.38D)             | 3.00          | 3.00      | 2.54                    | 0.74      |
| ③        | 3.833 m (0.33D)             | 1.00          | 2.00      | 2.54                    | 0.83      |
| ④        | 2.920 m (0.25D)             | 4.00          | 3.00      | 2.27                    | 0.86      |
| ⑤        | 2.463 m (0.21D)             | 4.00          | 3.00      | 2.50                    | 0.87      |
| ⑥        | 2.463 m (0.21D)             | 4.00          | 3.00      | 2.63                    | 0.82      |
| ⑦        | 2.920 m (0.25D)             | 4.00          | 3.00      | 2.46                    | 0.85      |
| ⑧        | 3.833 m (0.33D)             | 3.00          | 3.00      | 2.66                    | 0.82      |
| ⑨        | 4.379 m (0.38D)             | 3.00          | 4.00      | 2.63                    | 0.71      |
| ⑩        | 5.352 m (0.47D)             | 1.00          | 3.00      | 2.09                    | 0.60      |

하였다. 검토공종은 터널 갱구부 조성, 굴착, 방수, 공동 구 및 라이닝 시공까지로 구분하였으며, 공종별 공사기간은 Table 9와 같다.

기존 2-아치터널 적용시 예상공사일은 596일(19.9개월)로 분석되었으며 실제 변경설계를 적용하여 시공한 결과 303일(10.1개월)이 소요되어 약 10개월의 공사기간이 단축되었다.

**3.2 공사비 절감**

기존 2-아치터널 전체 연장을 병렬터널 L=298.4 m, 2-아치터널 L=18.0 m로 이원화하여 시공한 결과 각 공종별 공사비 산출금액은 Table 10과 같다.

공사비의 감소요인은 2-아치터널 연장축소로 인한 중앙터널벽체, 숏크리트, 강지보 및 록볼트 등의 관련 공사비에서 절감효과가 있었으며 병렬터널로 변경되어 굴착 및 버려처리, 지반보강공, 방수 및 배수공에서 다소 증감을 보였으나 총체적으로 예상 공사비의 약 11.3%의 공사비 절감효과가 있음을 알 수 있다.

**4. 결론**

본 사례인 삼인터널은 아산-선운사간을 연결하는 군도로로서 당초 설계에서는 일반적인 2-아치터널로 계획되었으나 시공 중 인근 민원발생, 고창군의 공기단축 및 예산절감방안 요청, 시공 후 중앙벽체부 누수로 인한 유지관리 문제 등의 해결책으로 2-아치 변단면터널로 설계/시공하게 되었다. 이에 본 사례에서는 2-아치 변단면터널에 대한 설계와 시공 사례를 소개하고 또한 경제적인 절감 효과를 제시하였다.

1. 2-아치터널의 경우 중앙터널의 협소로 시공성이 저하되어 공기 지연 및 공사비 고가로 설계 및 시공을 지양하고 있으나, 변단면 2-아치터널을 도입함으로써 기존 2-아치터널 시공시 가지고 있던 문제점을 해결할 수 있었다. 특히 공사기간 단축, 공사비 절감의 효과가 있음을 본 사례를 통해 확인할 수 있었다.
2. 근접병렬터널 구간의 pillar 폭 적정성을 평가하는

**Table 9.** An estimation of construction period by construction work types

| Work types             | Primary design<br>2-arch (L=316 m) | Current design              |                        |        |
|------------------------|------------------------------------|-----------------------------|------------------------|--------|
|                        |                                    | Parallel tunnel (L=298.4 m) | 2-arch tunnel (L=18 m) |        |
| Pithead                | 60days                             | 30days                      | 30days                 |        |
| Pilot tunnel           | Excavation                         | 120days                     | -                      | 15days |
|                        | Wall                               | 140days                     | -                      | 20days |
| Main tunnel excavation | Upper                              | 105days                     | 60days                 | -      |
|                        | Lower                              | 53days                      | 25days                 | -      |
| Water proof            | 20days                             | 20days                      |                        |        |
| Abut                   | 8days                              | 8days                       |                        |        |
| Concrete lining        | 90days                             | 95days                      |                        |        |
| Total                  | 596days                            | 303days (reduction 293days) |                        |        |

**Table 10.** Estimated reduction in cost

(unit: million Won)

| Work types                 | Primary design | Current design | Effect of reduction |
|----------------------------|----------------|----------------|---------------------|
| Excavation & muck hauling  | 1,741          | 1,819          | 78(△)               |
| Shotcrete & lattice girder | 1,322          | 881            | -441(▼)             |
| Con'c wall                 | 387            | 74             | -313(▼)             |
| Rock bolt                  | 720            | 454            | -266(▼)             |
| Pipe roof                  | 93             | 115            | 22(△)               |
| Concrete lining            | 623            | 699            | 76(△)               |
| Water proof & drainage     | 566            | 623            | 57(△)               |
| Abut                       | 18             | 29             | 11(△)               |
| Portal & ETC               | 1,750          | 1,711          | 39(▼)               |
| Total                      | 7,220          | 6,405          | -815(▼)             |

- 방법으로 Matsuda 방법과 Peck 방법 그리고 수치해석적으로 검토한 결과, pillar 폭 0.25D에서 Peck 방법의 경우 안전율 0.98로 최소값을 보였으며 대체적으로 안전율 1.0을 상회하는 결과가 도출되었다. 또한, 2차원 수치해석 결과를 활용한 강도/응력비 검토 결과 pillar 최소 폭인 0.25D에서 안전율 1.13이 산정되었으며, 본 과업구간에 설계 및 시공된 최소 pillar 폭인 0.32D구간의 강도/응력비는 1.61로 충분한 안정성이 확보되는 것으로 검토되었다.
3. 기존 2-아치터널 적용시 예상 공사일은 596일(19.9개월)로 분석되었으며 실제 변경설계를 적용하여 시공한 결과 303일(10.1개월)이 소요되어 293일(9.8개월)의 공사기간이 단축되었다.
  4. 2-아치 변단면터널로 변경 설계/시공한 결과 예상 공사비의 약 11.3% 절감효과가 있음을 알 수 있었다.

이와 같은 사례를 통해 알 수 있듯이 2-아치 변단면터널의 설계방법은 2-아치터널과 근접병렬터널의 장점을 활용하고 단점을 보완하는 대안이 될 것으로 판단되며, 향후 터널 계획이 증가함에 따라 더욱 더 적용사례가 증가할 것으로 판단된다.

## 참고문헌

1. Bieniawski Z. T., 1989, Engineering Rock Mass Classifications. Wiley, New York.
2. Bu-Sik Jang, 2006, A Study on the Estimation of the Behaviors of the Pillar Between Twin Tunnels, Hongik University, Department of Civil Engineering Graduate School Doctoral thesis.
3. Hoek, E., C. Carranza-Torres, B. Corkum, 2002, Hoek-Brown Failure Criterion 2002 Edition.
4. Hoek, E., E.T. Brown, 1980, Underground Excavations in Rock, 87-126.
5. Hoek, E., E.T. Brown, 1997, Practical Estimates of Rock Mass Strength, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34.8, 1165-1186.
6. Hoek, E., P.K. Kaiser, W.F. Bawden, 1993, Support of underground excavations in hard rock, 91-106.
7. Hong-Moon Kim, Sang-Duk Lee, 2009, A Study on the Stress Distribution of Pillar Basement during Two-arch Excavation in Discontinuous Rock Mass, Tunnel and underground space, 19.2, 123-131.
8. Matsuda, T., Toyosato, E., Igarashi, 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, Vol. 7.
9. Oh Gyoo-Chul, Do Jong-Nam, Chun Byung-Sik, 2007, A Study on the Evaluation of the Loads Acting on the Pillar in Two-Arch Tunnel. Journal of the Korean Geotechnical Society, 23.11, 5-14.
10. Peck, R.B., 1969, Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc., 7th International Conferences, Soil Mechanics and Foundation Engineering., 225-281.
11. Won-Beom Kim, Hyung-Sik Yang, Tae-Wook Ha, 2012, An Assessment of Rock Pillar Behavior in Very Near Parallel Tunnel, Tunnel and underground space, 22.1, 60-68.



### 최재진

1991년 한양대학교 공과대학 자원공학과 공학사  
1993년 한양대학교 공과대학 자원공학과 공학석사

Tel: 010-8810-4314  
E-mail: cjj2004@nate.com  
현재 ㈜폴덴엔지니어링 대표이사



### 김시근

2001년 국민대학교 공과대학 토목환경공학과 공학사

Tel: 031-751-1612  
E-mail: tomatrain@nate.com  
현재 ㈜금일엔지니어링 지반공학부이사



### 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@suwon.ac.kr  
현재 수원대학교 토목공학과 교수



### 박재현

1990년 원광대학교 공과대학 토목공학과 공학사

Tel: 031-703-7484  
E-mail: 2archboss@hanmail.net  
현재 (주)한국투아치 대표이사