학술논문

한국터널공학회논문집 2007년 3월
제9권 제1호, pp. 49-62

# 다층지반에서의 아칭현상에 의한 수직갱 토압

이인모[1*], 문홍표[2], 이대수[3], 김경렬[4], 조만섭[5]

# Earth pressure of vertical shaft considering arching effect in layered soils

In-Mo Lee, Hong-Pyo Moon, Dea-Su Lee, Kyung-Ryeol Kim, Man-Sub Cho

**Abstract** A new earth pressure equation acting on the vertical shafts in cohesionless soils has been proposed by modifying the equations proposed by others. In order to verify the modified equation, model tests which can control uniform wall displacement with depth to radial direction were conducted. Model tests were performed with three different wall friction angles and two different relative densities. The measured values were larger than estimated values when assuming $\lambda = 1$; smaller than those when assuming $\lambda = 1 - \sin\phi$. The parameter, $\lambda$ is the ratio of tangential stress to vertical stress and is the most critical value in proposed equation. A method which can estimate the earth pressure on vertical shafts in layered soils is also proposed by reasonably assuming the failure surface of layered soils and using the modified equation. In order to verify the proposed method, in-situ measurement data have been collected from the three in-situ vertical shafts installed in layered soils. Most of earth pressures converted from measured data match reasonably well with estimated values using proposed method.

**Keywords:** Earth pressure, vertical shafts, model test, layered soils, in-situ measurement data

**요 지** 본 연구에서는 사질토 지반에 설치된 수직갱에 작용하는 토압에 대한 기존 제안식을 수정하였다. 이를 검증하기 위하여 깊이에 관계없이 동일한 반경방향 변위를 일으킬 수 있는 실내 모형시험장치를 개발하였으며, 벽면마찰각과 상대밀도를 변수로 시험하였다. 실내 모형시험 결과는 수정식에서 접선방향 토압계수(수직응력에 대한 접선방향 응력 비)인 $\lambda$값을 $\lambda = 1 - \sin\phi$와 $\lambda$=1을 사용하였을 경우의 토압 사이에 분포하였다. 다층지반에 설치된 원형수직갱 배면지반의 파괴면을 가정하고 수정식을 적용하여 다층지반에 설치된 원형수직갱에 작용하는 토압 산정방법을 제안하였다. 시공현장의 3개의 수직갱으로부터 계측 데이터를 획득하였으며 이를 토압으로 환산하여 제안된 방법을 검증하였다. 계측 데이터로부터 환산된 대부분의 환산 토압은 제안된 방법의 토압과 잘 일치하였다.

**주요어:** 토압, 수직터널, 모형시험, 다층지반, 현장계측 데이터

## 1. 서 론

기존에 제안된 원형수직터널 토압식은 사질토($\phi$ Soil) 또는 점토($c$ Soil) 등의 단일층에 대하여 제안되어 있어 우리나라의 일반적인 매립토 또는 사질토, 풍화암, 연암, 경암 순으로 구성되어 있는 다층지반에 적용하기 힘든 것이 현실이며 현장 적용성에 대한 평가도 전무하다. 따라서 수직터널의 굴착 심도에 따라 다층지반의 특성이 반영된 토압식의 제안이 필요하다.

본 연구에서는 기존 건조한 사질토지반에 설치된 원형수직터널에 작용하는 토압식을 고찰하고 신영완 (2004)의 식을 수정하였다. 수정된 식을 깊이에 관계없이 동일한 반경방향 변위를 일으킬 수 있는 실내 모형시험 장치를 개발하여 검증하였다.

다층지반에 설치된 원형수직터널 배면지반의 파괴형상을 가정하고 수정식을 적용하여 토압산정 방법을 제안하였으며 소성상태를 고려한 Rankine (1857)의 주동토압과 Terzaghi & Peck, Tschebotarioff의 경험토압과 비교하였다 (Terzaghi & Peck, 1967). 3개 원형수직터널 시공현장에 설치된 링빔 변형율계, 토압계, 지하수위계, 간극수압계, 록볼트 축력계, 숏크리트 응력계의 실측 데이터를 획득하였고 이를 역해석하여 비교하였다.

[1]정회원, 고려대학교 공과대학 사회환경시스템공학과 교수
[2](주)대림산업 사원
[3]한국전력공사 전력연구원 책임연구원
[4]한국전력공사 전력연구원 선임임연구원
[5]정회원, SK건설(주) 부장
***교신저자: 이인모** (inmolee@korea.ac.kr)

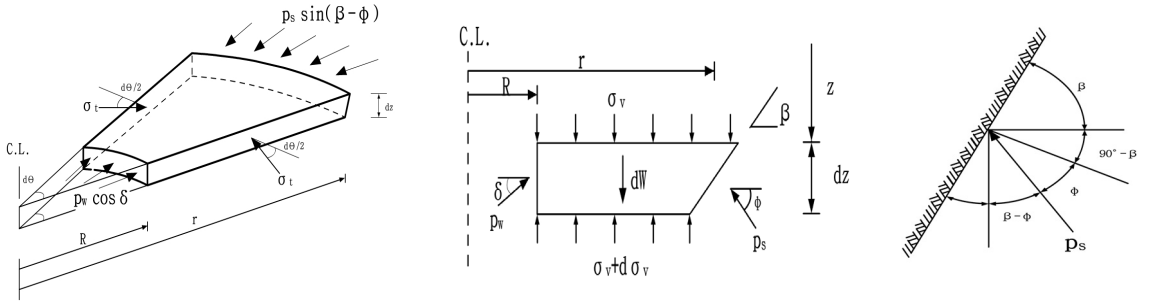



**그림 1.** 수평 미소토체 (신영완, 2004)

## 2. 사질토지반에 설치된 원형수직터널에 작용하는 토압산정이론

### 2.1 기존 원형수직터널 제안식

굴착에 의해 변형이 발생함에 따라 원형수직터널 배면지반의 파괴모드는 수직, 반경, 접선 방향의 세 응력성분의 상대적인 크기와 정지토압계수($K_o$)에 의존하며 다양한 파괴형상을 나타내게 된다. 일반적으로 사질토지반에 설치된 원형수직터널 배면지반에서는 깔대기형 파괴가 발생하는 것으로 알려져 있다 (Wong & Kaiser, 1988).

3차원 아칭을 고려하기 위하여 기존의 많은 연구자들은 수평방향 토압계수와 수직방향 토압계수를 도입하였다. 접선방향 토압계수($\lambda$)는 수직방향 응력에 대한 접선방향의 응력의 비($\sigma_t/\sigma_v$)를 나타내며 Wong & Kaiser (1988)와 Steinfeld (1958)는 $\lambda=1$, Prater (1977) 는 $\lambda=1-\sin\phi$ 등의 값을 제안하였다. 반경방향 토압계수($K_w$)는 수직방향 응력에 대한 반경방향 응력의 비($\sigma_r/\sigma_v$)를 나타내며 Harrop-Williams (1989) 는 벽체주변의 미소토체에 작용하는 힘의 평형을 이용하여 고려하였고 Handy (1985) 와 Paik and Salgado (2003)는 좁은 도랑형 벽체 사이에서 작용하는 사일로 토압과 같이 최소주응력의 변화된 형상을 각 각 현수선, 원형으로 고려하여 제안하였다.

Prater (1977)는 깔대기형 파괴면의 경사각을 형상비와 내부마찰각을 이용하여 구하였으며, Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거하여 극한평형법을 적용하였다. 수평방향의 힘의 평형을 고려하여 작용토압의 합력을 구하였으며 단계적 계산을 통해 토압분포를 산정하게 하였다. 그의 토압분포는 형상비가 큰 경우 하부에서 음의 토압을 나타낸다.

Wong & Kaiser (1988)는 수평아칭과 수직아칭을 나눠서 고려하였다. 벽체의 변위가 발생함에 따라 초기에는 수평아칭이 지배적이나 과도한 변위가 발생하게 되면 수평아칭을 작용시키는 접선방향 응력은 사라지고 중력에 의한 수직아칭이 지배적이라 하였다. 수평아칭은 각 높이에 따라 내공변위 제어법(CCM: Convergence Confinement Method)을 이용하였으며 초기 탄성상태에서는 $\lambda$=1이 아니나 소성도달시점 이후에는 $\lambda$=1이 되며, 이를 유한요소해석에서 축대칭(axisymmetric) 조건으로 모델링한 후 강제변위(prescribed displacement)를 작용시켜 배면지반의 응력변화를 고려하였다. 수직아칭은 수평아칭을 고려함에 있어 고려된 접선방향 응력($\sigma_t$)을 포함시키지 않았으며, 명확한 식의 전개 없이 수직, 수평응력을 계산하여 근사적인 해를 구하였다. 반경방향 토압계수는 벽면마찰이 고려되지 않은 Rankine (1857)의 주동토압계수를 사용하였다. 토압의 산정은 사용성 디자인에 근거한 특정변위에 따른 토압의 Design Envelop 산정절차에 따라 이루어지며 이때 바닥의 3차원 효과(face effect)로 인한 토압의 감소를 임의적으로 결정하였다.

신영완 (2004)은 깔대기형 파괴를 가정하고 그림 1과 같은 접선방향 응력이 고려된 수평미소토체를 극한평형법을 적용하여 벽면마찰각과 상재하중이 고려된 식을 제안하였다. 파괴면의 경사각 $\beta$는 $45^\circ+\phi/2$로 가정하였으며 접선방향 토압계수는 Wong & Kaiser (1988)가 제시한 $\lambda$=1을 적용하였고, 반경방향응력 토압계수 $K_w$는 Paik & Salgado (2003)에 의해 제안된 $K_w$를 적용하

였다. 또한 수행한 실내 모형시험 결과와 일치시키기 위하여 보정계수 $f_{cr}=1.2$를 적용하여 보정하였다. 하지만, 식의 전개과정에서 파괴경사면에 작용하는 힘의 분력을 적절하게 반영하지 못하였다.

### 2.2 기존 원형수직터널 제안식 수정

신영완 (2004)은 아래 식(1)~식(9)와 같은 유도과정을 통해 토압산정식을 제안하였다.

- 수평방향 힘의 평형

$$\int_0^{2\pi} p_w \cos\delta \, d\theta \, dz + \int_0^{2\pi} 2\sigma_t \sin\left(\frac{d\theta}{2}\right)(r-R)\, dz = \int_0^{2\pi} p_s \sin(\beta-\phi)\, r\, d\theta\, dz \quad (1)$$

$d\theta$가 매우 작은 경우 $\sin\left(\frac{d\theta}{2}\right) \approx \frac{d\theta}{2}$로 가정할 수 있으므로

$$2\pi R p_w \cos\delta + 2\pi(r-R)\sigma_t = 2\pi r \sin(\beta-\phi) p_s \quad (2)$$

$p_s = p_w \cos\delta = K_w \sigma_v$이고,
$\sigma_t = \lambda \sigma_v$이므로

$$p_s = \frac{\sigma_v}{r\sin(\beta-\phi)}\{K_w R + \lambda(r-R)\}\sigma_v \quad (3)$$

- 수직방향 힘의 평형

$$A d\sigma_v + 2\pi R p_w \sin\delta dz + 2\pi r\, p_s \sin\phi \frac{dz}{\sin\beta}\sin\beta = \gamma A dz \quad (4)$$

$$p_s = p_w \cos\delta = K_w \sigma_v \quad (5)$$

식(3)과 식(4), 식(5)를 이용하면 비제차 1계선형 미분방정식인 식(6)을 얻을 수 있으며, 경계조건으로 $z$=0일 때 $\sigma_v = q$를 대입하여 해를 구하면 식(7)과 같다. 또한 내압은 식(8)로 표시된다.

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \frac{2\pi}{A}\left[R\tan\delta K_w + \frac{\sin\phi}{\sin(\beta-\phi)} \times \{K_w R + \lambda(r-R)\}\right]\sigma_v = \gamma \quad (6)$$

$$\sigma_v = (q - \frac{\gamma}{M})e^{-Mz} + \frac{\gamma}{M} \quad (7)$$

$$p_i = K_w \sigma_v \quad (8)$$

$$M = \frac{f_{cr} 2\pi}{A}\left[R\tan\delta K_w + \frac{\sin\phi}{\sin(\beta-\phi)}\{K_w R + \lambda(r-R)\}\right] \quad (9)$$

여기서,

$A$ = 깊이 $z$에서의 활동토체의 수평 단면적,
$\beta$ = 파괴면의 경사각$(45^\circ + \phi/2)$,
$f_{cr} = 1.2$(보정계수),
$\phi$ = 내부마찰각, $\delta$ = 벽면마찰각,
$\lambda = \frac{\sigma_t}{\sigma_v} = 1$, $q$ = 상재하중.

위의 식은 경사면에 작용하는 응력을 힘으로 변환함에 있어 적절하지 못한 식으로서 이를 수정하면 식(10)과 식(11)과 같으며, 수정된 토압산정식은 식(12)~(14)와 같다.

수직 분력: $2\pi r p_s \frac{\sin(\beta-\phi)}{\sin\beta} dz$ (10)

수평 분력: $2\pi r p_s \frac{\cos(\beta-\phi)}{\sin\beta} dz$ (11)

$$\sigma_v = (q - \frac{\gamma}{T})e^{-Tz} + \frac{\gamma}{T} \quad (12)$$

$$p_i = K_w \sigma_v \quad (13)$$

$$T = \frac{2\pi}{A}\left[R\tan\delta K_w + \frac{1}{\tan(\beta-\phi)}\{K_w R + \lambda(r-R)\}\right] \quad (14)$$

그림 2에 지반의 단위중량 $\gamma$=18kN/m$^3$, 수직터널 반경 R=2m, 수직터널 높이 H=20m의 조건에서 신영완 (2004)의 식과 수정식을 이용하여 산정된 깊이별 토압분포를 나타내었다. 파괴경사면에 작용하는 힘의 분력을 수정한 수정식이 신영완 (2004)의 식 보다 약 30% 정도 작은 토압을 산정하였다.

## 3. 원형 수직터널 실내 모형시험

여러 연구자들에 의해 원형수직터널 벽체에 작용하는 토압을 측정하기 위한 실내모형시험이 수행되었다. 그러나 토압의 측정 방식이 대부분 변형률계를 이용한 간접적인 방식이거나 벽체의 반경방향 변위가 제대로 모사되지 못하였다. 또한, 실험조건도 서로 상이하여 그 측정치가 다른 결과를 보이고 있다. 따라서 깊이에 관계없이 동일한 실질적인 반경방향 변위가 모사되는 개선된 실내 모형시험 장치를 개발하였으며 개발된 실내 모형시험 장치를 통해 얻어진 결과를 앞서 수정된 식과 비교 검토하였다.

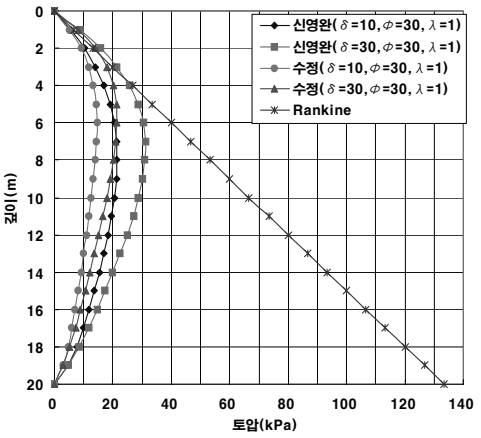


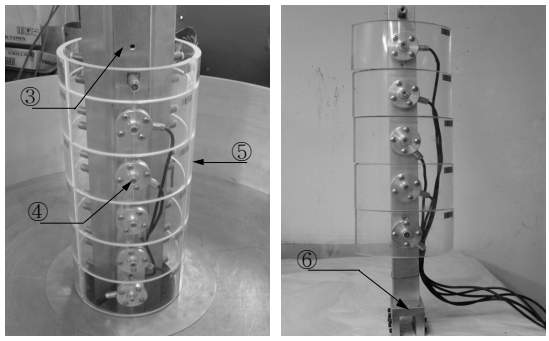

**그림 2.** 깊이별 토압분포

### 3.1 실내 모형시험 장치 및 시험내용

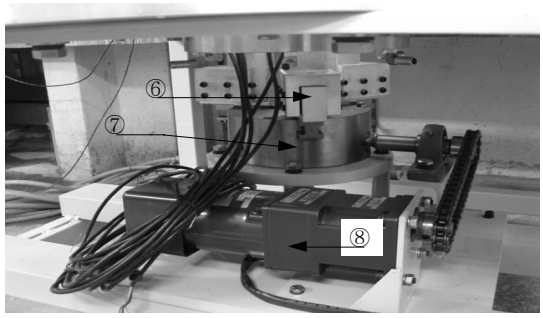
#### 3.1.1 실내 모형시험 장치

그림 3은 제작된 실내 모형시험 장치를 나타내고 있다. 토조는 내경(D=100cm)의 원통형으로 제작되었으며 작업의 편리를 위하여 3단으로 제작하였다. 재료는 알루미늄을 사용하였으며 시험 중 변형을 막기 위하여 두께 2.5cm로 제작하였다. 바닥면은 원통형 벽체를 보조할 기둥이 움직일 수 있게 바닥중심에 D=20cm의 원

(a) 토조 및 제어판




(b) 원통형 벽체




(c) 기둥과 연동척 연결부

① 토조, ② 제어판, ③ 기둥, ④ 로드셀, ⑤ 원통형 벽체, ⑥ 척기둥 연결부, ⑦ 척, ⑧ 변속모터

**그림 3.** 원형 수직터널 실내 모형시험 장치

형 구멍을 내었다.

원통형 벽체는 두께 1cm의 아크릴로 외경 D=22cm, 높이 H=50cm의 크기로 제작하였다. 반경방향 변위를 모사하기 위하여 120°의 각으로 삼등분하였으며 각 높이에서의 토압을 측정하기위한 로드셀과의 연결을 위해 높이 9cm로 5등분하였고 지반 형성과정에서 문제를 고려하여 최상부는 5cm 크기로 로드셀 없이 직접 벽체 기둥과 연결하였다.

반경방향의 변위를 발생시키기 위해 3클로 연동척을 사용하였다. 각 클로는 하나의 변속 모터에 의해 동일한 변위로 제어되며 그 변위를 벽체와의 연결을 위한 기둥으로 전달하게 하였다. 기둥은 토압의 측정에 있어서 변위가 없게 하기 위하여 단면이 5.5cm×5.5cm인 강철로 제작하였으며 척의 각 클로의 변위를 깊이에 상관없이 동일하게 원통형 벽체에 전달하게 하였다. 3개의 기둥 중에서 1개의 기둥과 원통형 벽체 사이에 로드셀을 설치하였으며 이를 통해 반경방향 주동변위시의 토압을 직접적으로 측정하게 하였다. 시험에 사용된 3클로 연동척은 그림 4와 같다.

변속모터는 0~6mm/min의 속도로 척의 제어가 가능한 모델을 사용하였고, 변속모터의 등속변위를 체인에 의해서 척에 전달하게 하였다. 실제 시험은 0.6mm/min의 속도로 실시되었으며 변속모터의 작동은 제어판에 의해서 이루어지게 하였다.

시험에 사용된 로드셀은 측정용량 50kgf의 CDES (Bongshin Load Cell Co.) 모델을 사용하였으며, LVDT는 일본산 TCL-50M(Kyowa)을 사용하였고. Data logger는 UCAM-60A(Kyowa)를 사용하였다.

시험 장치의 검증을 위해 시험 장치에 물을 넣어 정수압을 측정하였다. 물이 새는 것을 방지하기 위하여 비닐을 원통형 벽체 외벽에 부착하였다. 측정의 오차를 줄이기 위하여 원통형 아크릴 벽체 외벽과 비닐이 완전히 밀착되도록 하였다. 정수압 이론치와 시험결과가 거의 일치하였다.

### 3.1.2 시료

시험에 사용된 시료는 여과 사리용 주문진사이며 시료의 특성은 표 1과 같으며, 입도분포곡선은 그림 5와 같다.

**그림 4.** 3클로 연동척

**표 1.** 시료의 특성

| | |
|---|---|
| D10(mm), 유효경 | 0.61 |
| D15(mm) | 0.64 |
| D30(mm) | 0.71 |
| D60(mm) | 0.89 |
| 균등계수, Cu | 1.46 |
| 비중, Gs | 2.62 |
| 통일 분류법에 의한 분류 | SP |
| $e_{min}$ | 0.59 |
| $e_{max}$ | 0.88 |

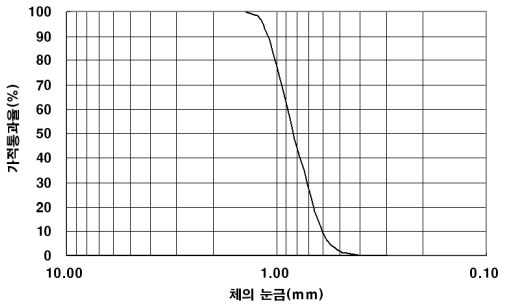



**그림 5.** 시료의 입도분포곡선

### 3.1.3 시험조건

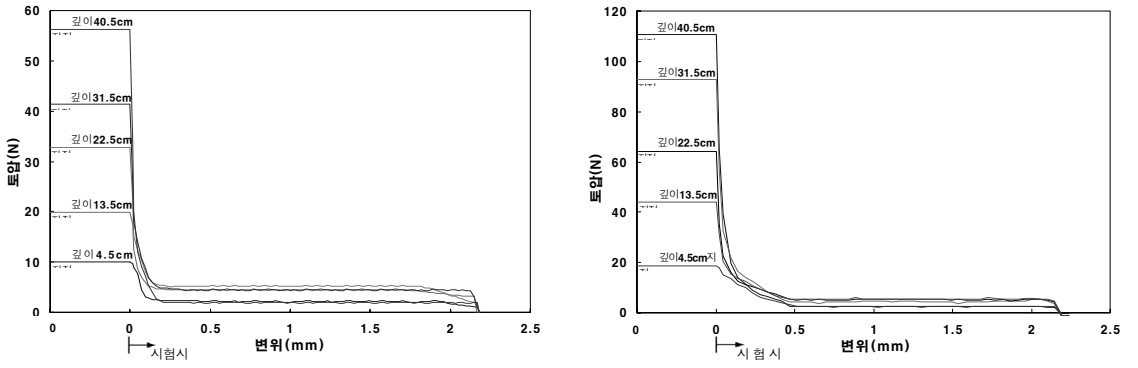
실내 모형시험은 표 2와 같은 조건으로 수행하였다. 시험용 모래지반의 조성은 지반의 조성과 동시에 수평하중을 측정할 수 있는 시험기의 특징을 살려 토조 타격과 진동다짐봉을 사용한 두 가지 Case로 나누어 조성하였다. 진동다짐에 사용된 진동다짐봉의 직경은 5cm이며 진동다짐봉의 영향반경을 고려하여 균일하게 사용하였다. 높이 15cm 간격으로 각 층에 3개의 알루미늄 캔을 매설하여 단위중량을 확인함으로서 일정한 지반조성을 확인하였다.

벽면마찰각에 의한 영향을 알아보기 위하여 사포를

**표 2.** 실내 모형시험 조건

| 구분 | | 단위중량 $\gamma$ (kN/m$^3$) | 상대밀도 $D_r$ (%) | 내부마찰각 $\phi$ (°) | H/R*)주 | 비고 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 지반조성 | 벽면마찰각 $\delta$ (°) | |
| CASE 1 | A | 15.30 | 57 | 40 | 4.09 | 토조 타격 | 0 | 윤활제 |
| | B | | | | | | 17.3° | 사포 #400 |
| | C | | | | | | 31.5° | 사포 #80 |
| CASE 2 | A | 15.79 | 87 | 41.5 | | 진동 다짐봉 | 0 | 윤활제 |
| | B | | | | | | 18.6° | 사포 #400 |
| | C | | | | | | 34.5° | 사포 #80 |

*)주 : H/R : 시험체의 높이 ÷ 반경




(a) CASE1-A (b) CASE2-A

**그림 6.** 벽체변위에 따른 깊이별 토압 변화

원통형 벽체에 부착하여 시험하였다. 사포와 모래의 마찰각은 직접전단시험기를 개조하여 시험한 값이며 벽면마찰각 $\delta$=0° 인 상태는 벽면에 윤활제를 뿌려 모사하였다.

시험은 지반 조성 후 변속모터를 이용하여 0.6mm/min의 반경방향 주동변위를 발생시키고 이를 척과 기둥을 통하여 깊이에 관계없이 동일한 변위를 모형 벽체에 전달하였으며 지반이 이완되어 벽체를 미는 힘을 로드셀을 통하여 약 0.7초 간격으로 측정하였다. 주동변위는 배면지반이 충분히 이완될 만큼 최대 2mm(벽체 반경의 약 1.82%)까지 충분히 허용하였다.

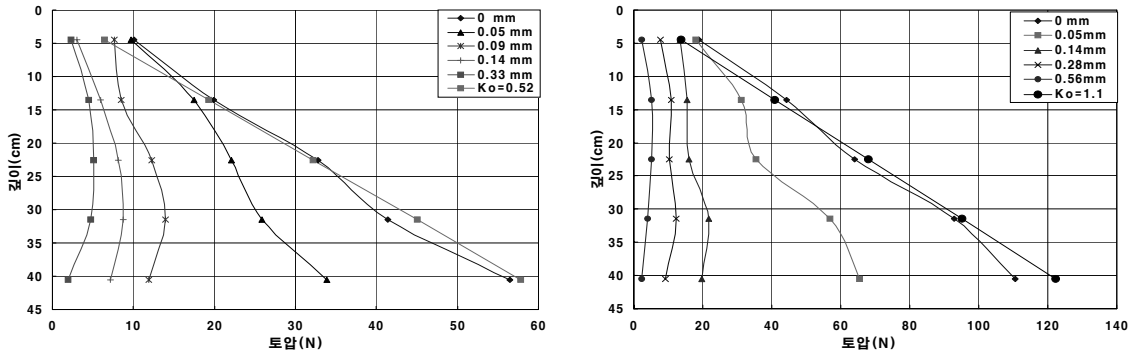
## 3.2 실내 모형시험결과

### 3.2.1 벽체 변위에 따른 토압변화

그림 6, 그림 7과 같이 벽체의 반경방향 변위가 시작됨과 동시에 정지상태의 토압은 감소하기 시작하였으며 반경방향 변위가 CASE1-A는 약 0.33mm에서 CASE2-A는 약 0.56mm에서 최소의 주동토압을 나타내었다. 이는 각 각 벽체 반경의 0.33%, 0.5%로서 CASE2-A가 더 큰 변위에서 최소주동토압을 나타내었으며 이는 조성된 지반의 상대밀도 차이 때문인 것으로 판단된다.

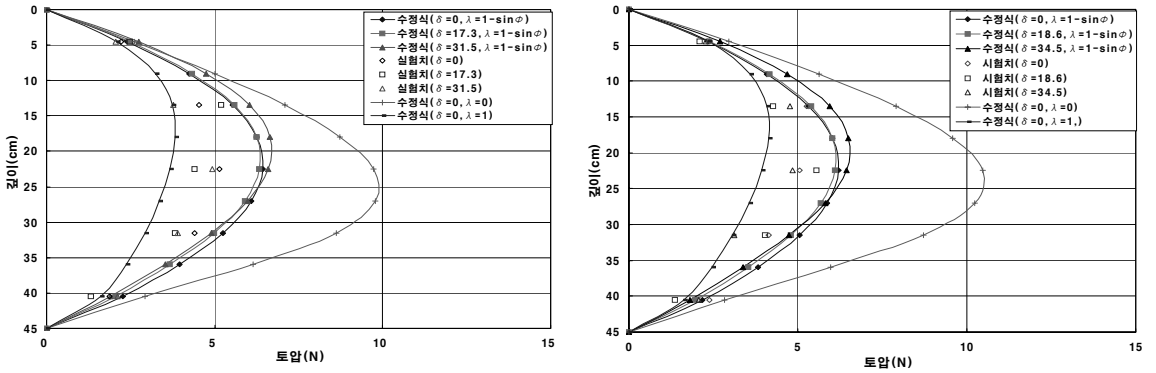
기존 실내 모형시험 결과인 벽체 반경 1~6%의 변위에서의 최소주동토압을 보인결과에 비하여 작은 변위에서 최소주동토압 값을 보인 것으로 이는 다른 실내 모형시험 장치에서 반영하지 못한 실질적인 반경방향의 변위 때문인 것으로 판단된다.

주동토압 이후에 한동안 주동토압상태로 유지되었다. 앞서 설명한 바와 같이 완전한 반경방향 변위를 모사함에 있어서 장치의 한계로 인해 2mm 이상의 변위에서는 아크릴 세그먼트가 서로 간섭을 일으키기 시작하여 인장력으로 작용하여 2mm 이상의 변위는 발생시키지 못하였으며 기존의 실내 모형시험에서의 결과인 지반이완에 기인한 토압의 증가는 확인할 수 없었다.




(a) CASE1-A (b) CASE2-A

**그림 7.** 벽체변위에 따른 토압분포 변화




(a) CASE1 (b) CASE2

**그림 8.** 실내 모형시험 결과와 수정식 비교

### 3.2.2 벽면마찰각에 따른 토압변화

그림 8에 나타난 것과 같이 시험 조건인 H/R=4.09에서 수정식은 벽면마찰각이 증가함에 따라 상부의 토압은 증가하고 하부의 토압은 감소하는 경향을 보이나 실내 모형시험 결과에서는 그 차이를 확인할 수 없었으며 이는 수행된 실험조건에서 벽면마찰각에 의한 토압의 차이가 작고 하중레벨이 낮기 때문인 것으로 판단된다.

### 3.2.3 실내 모형시험 결론

실내 모형시험 결과는 수정식에 수평방향 토압계수 $\lambda$ 값이 $\lambda=1$과 $\lambda=1-\sin\phi$ 사이에 위치하였다. 따라서 사질토지반에 설치된 원형수직터널의 토압 산정시 수정식에 수평방향 토압계수 $\lambda=1-\sin\phi$을 적용할 경우 그 안정성이 확보 될 것으로 판단된다.

Wong & Kaiser (1988)의 $K_0$에 따른 파괴모드의 분류에 따르면 $\phi=41.5^\circ$, $K_0$=1.1인 CASE2는 원통형 파괴로 분류된다. 하지만 CASE2의 결과는 쐐기형 파괴를 가정한 수정식의 분포와 유사하며 $K_0$=0.52인 CASE1의 결과와 유사한 분포를 보였다.

실내 모형시험 장치의 제한사항에 의해 벽체형상비 ($n=H/R$)를 매개변수로 시험할 수 없었으며 낮은 하중레벨에 의해 벽면마찰각의 영향도 확인 할 수 없었다.

## 4. 다층지반에 설치된 원형수직터널 토압산정 방법 제안

앞서 제안된 수정식은 단층지반(사질토)에서 유도된 식

으로서 파괴형상이 깔대기형이고 파괴각은 $45^\circ+\phi/2$를 이룬다는 가정 하에서 유도되었다. 따라서 원형수직터널 배면 다층지반의 파괴형상을 그림 9와 같이 하부지반(Soil Ⅰ)의 최하부에서 시작된 $45^\circ+\phi_1/2$의 파괴면의 최상부 지점이 상부지반(Soil Ⅱ)의 파괴면의 시작점과 동일하며 상부지반(Soil Ⅱ) 역시 $45^\circ+\phi_2/2$의 파괴면을 가진 연속되는 선형 파괴면을 가정하면 앞서 수정된 단층지반 식으로 다층지반에 작용하는 토압을 산정할 수 있다. 지반의 점착력($c$)은 고려하지 않았으므로 암반층의 경우 토압을 과다산정 할 수 있다.

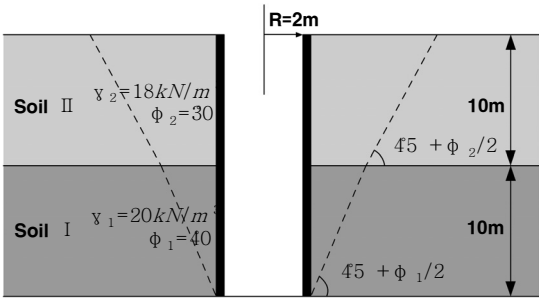



**그림 9.** 파괴면 설정 및 예시지반

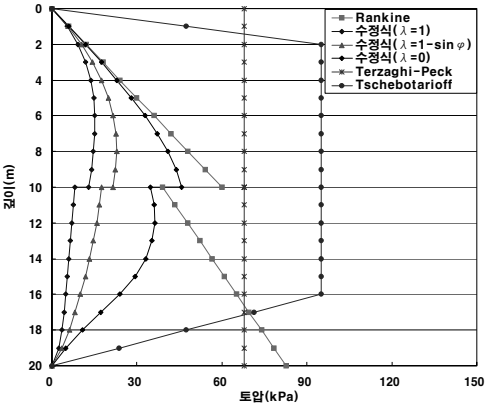



**그림 10.** 다층지반 토압 비교($R=2m, H/R=10$)

위에서 제시된 다층지반 원형수직터널 배면지반의 파괴면 설정 방법을 이용하여 그림 9에 제시된 다층지반 조건에서 작용하는 토압에 대하여 Rankine (1857)의 주동토압과 Terzaghi and Peck, Tschebotarioff 등의 경험토압 및 위에서 제안된 원형수직터널에 작용하는 토압산정 방법으로 토압을 산정하여 그림 10에 나타내었다 (Terzaghi & Peck, 1967). 수정식의 $\lambda$는 실내모형시험 결과에서 안정함을 보여준 $\lambda=1-\sin\phi$값을 택하였다. 경험토압의 산정에 있어서 모래지반의 토압분포를 사용하였으며 지반 물성은 평균 물성치를 사용하였다. 주어진 조건의 지반과 원형수직터널 형상에서는 제안된 다층지반에 설치된 원형수직터널 토압산정 방법에 의한 최대토압은 깊이 8m지점에서 작용하였으며 이때의 토압은 Terzaghi & Peck (1967)에 의해 산정된 토압의 33.5%였다.

## 5. 현장계측 데이터의 분석

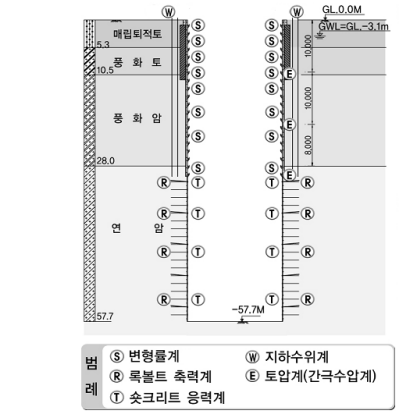
### 5.1 수직터널 현황

경부고속철도 제 00-0공구 3개의 수직터널은 공사 기간 중에는 본선터널 굴착을 위한 쉴드 기기의 입출입과 버력의 처리 등에 사용되고, 공사후에는 환기를 위한 공간으로 사용하기 위하여 건설되었다. 토압에 유리한 원형으로 설계되었으며 직경 14~17m, 굴착심도 57.5~64.7m의 대형 가시설물이다. 지반조건 및 지보시스템은 표 3과, 지반 물성치는 표 4와 같다.

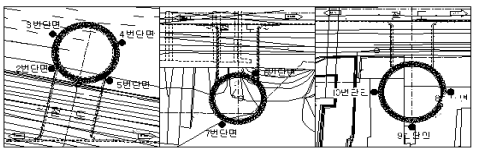
가시설을 지지하기 위한 지보재로는 연암층 이전의 토사구간은 H형 엄지말뚝, 콘크리트 토류벽, H형 링빔을 사용하였으며, 연암층 및 경암층에는 록볼트와 숏크리트를 사용하였다.

**표 4.** 지반 물성치

| 구 분 | 매립퇴적토 | | | 풍화토 | | | 풍화암 | 연 암 | 경 암 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | #1 | #2 | #3 | #1 | #2 | #3 | | | |
| 단위중량 (kN/m$^3$) | 17 | 18 | 18 | 19 | 19 | 23 | 21 | 23 | 25 |
| 탄성계수 (MPa) | 3 | 20 | 20 | 30 | 30 | 30 | 100 | 1,000 | 5,000 |
| 포아슨비 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.33 | 0.33 | 0.30 | 0.25 | 0.20 |
| 점착력(MPa) | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.02 | 0.015 | 0.02 | 0.03 | 0.4 | 1.0 |
| 내부마찰각 (°) | 30 | 35 | 35 | 30 | 30 | 30 | 30 | 32 | 38 |




(a) 계측 단면도




(b) 계측 평면도

**그림 11.** 계측 현황

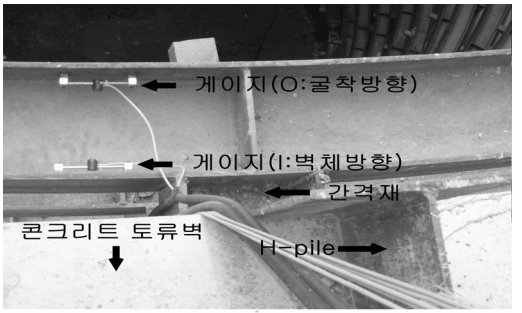



**그림 12.** 변형률게이지 부착 예

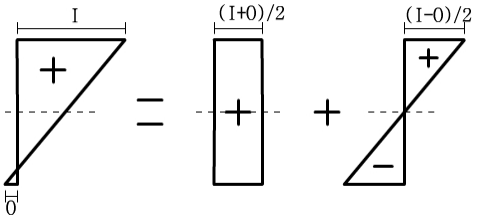



**그림 13.** 축력과 모멘트력 계산

## 5.2 계측 현황

계측 단면도는 그림 11(a)와 같다. 그림 11(b)와 같이 각 수직터널에 2~4개의 계측단면이 설정되었으며 링빔에 설치된 변형률계, 간극수압계, 지하수위계, 록볼트 축력계, 숏크리트 응력계의 데이터는 수직터널 별로 2개 단면, 토압계는 1개 단면의 계측 데이터를 획득하였다.

## 5.3 계측 데이터의 분석

각 계측 데이터는 설치시에는 0의 값을 보였으며 굴착이 진행됨에 따라 값이 증가하였으며 굴착종료 후에는 일정한 값으로 수렴하였다. 이는 아칭에 의해서 잘 설명될 수 있다.

### 5.3.1 링빔 변형률계

링빔에 설치된 변형률계는 진동현식 와이어 게이지로서 그림 12와 같이 H형 림빔 상부 플랜지의 굴착방향(O)과 벽체방향(I)에 각 각 부착되었다. 각 수직터널의 1단과 3단 링빔에는 선행하중 재하 후에 설치되었으며 5단 이후에는 선행하중 도입 이전에 링빔 변형률계를 설치한 후 선행하중을 재하하였으며 선행하중 재하 후 변형률계의 값은 0으로 재설정되었다.

보(beam)와 트러스(truss)의 특징을 가지고 있는 부재의 거동 특성은 그림 13과 같이 축력인 면내력과 모멘트력인 면외력으로 분류하여 나타낼 수 있으며 계측된 링빔 데이터를 이를 통하여 축력과 모멘트력으로 분류할 수 있다.

링빔이 완전한 원형으로 거동한다고 가정하고 축력만을 고려하면 그림 14와 같이 원형관에 작용하는 압력을 이용하여 축력을 토압으로 환산할 수 있으며 그 식은 식(15)와 같다.

$$2p_i R = 2F \tag{15}$$

여기서, $p_i$ : 토압, $R$ : 반경, $F$ : 링빔 축력이다.

링빔 변형률계 계측 데이터를 토압으로 환산함에 있어서 선행하중에의한 영향을 고려할 경우 링빔 설치 직후에 재하되는 선행하중은 수동방향의 하중이 되고 추가 굴착에 의한 지반의 주동방향 토압을 상쇄시키는 역할을 할 것으로 판단되며 그 관계는 지반과 지보재의 강성비 등에 따라 상당히 복잡한 메커니즘을 가질 것으로 판단된다. 따라서 보수적인 측면에서 링빔의 선행하

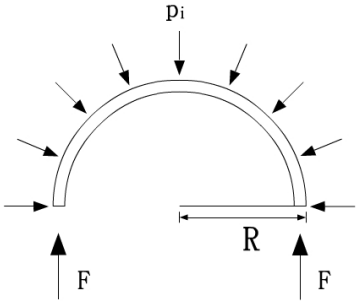



**그림 14.** 원형관에 작용하는 압력

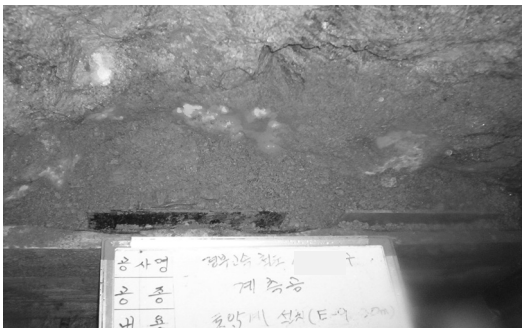


**그림 15.** 토압계 설치 예

중에 의한 환산토압을 모두 수직터널에 작용하는 토압으로 고려할 수 있다. 그림 17(a)와 17(b)에 선행하중을 고려하지 않은 경우와 선행하중을 고려한 경우의 환산토압분포를 나타내었다.

### 5.3.2 토압계

계측에 사용된 토압계 직경 23cm의 원형플레이트 모델이며 각 수직터널에 깊이 10m, 20m, 30m 지점에 그림 15와 같이 콘크리트 토류벽 배면에 설치한 후 뒷채움하는 방식으로 설치되었다.

설치된 토압계는 전응력이 측정 가능한 모델이므로 간극수압계와 지하수위계의 변동에 민감할 것이라 예상되었으나 상관성을 분석하기 어려웠으며, 간극수압계와 지하수위계는 대체적으로 지반조사 결과와 유사하였으며 공사 진행에 따른 지하수위 저하를 잘 반영하고 있었다.

수직터널 #1은 깊이 20m지점, 수직터널 #2과 #3은 깊이 10m지점에서 최대토압을 나타내었으며 시공중의 최대토압이 시공후의 수렴토압에 비하여 크게 계측되었

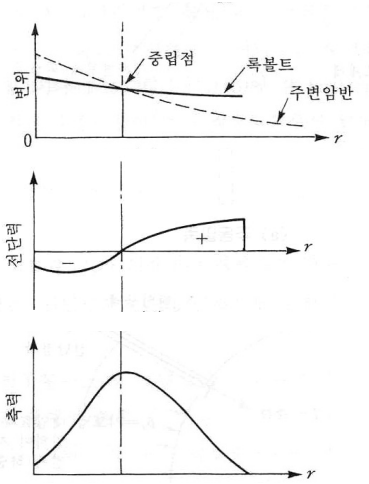



**그림 16.** 전면접착형 록볼트 작용 미케니즘

다. 시공후의 수렴토압은 시공중 최대토압의 54.1~98.9%의 값을 나타내었다(그림 17(c)).

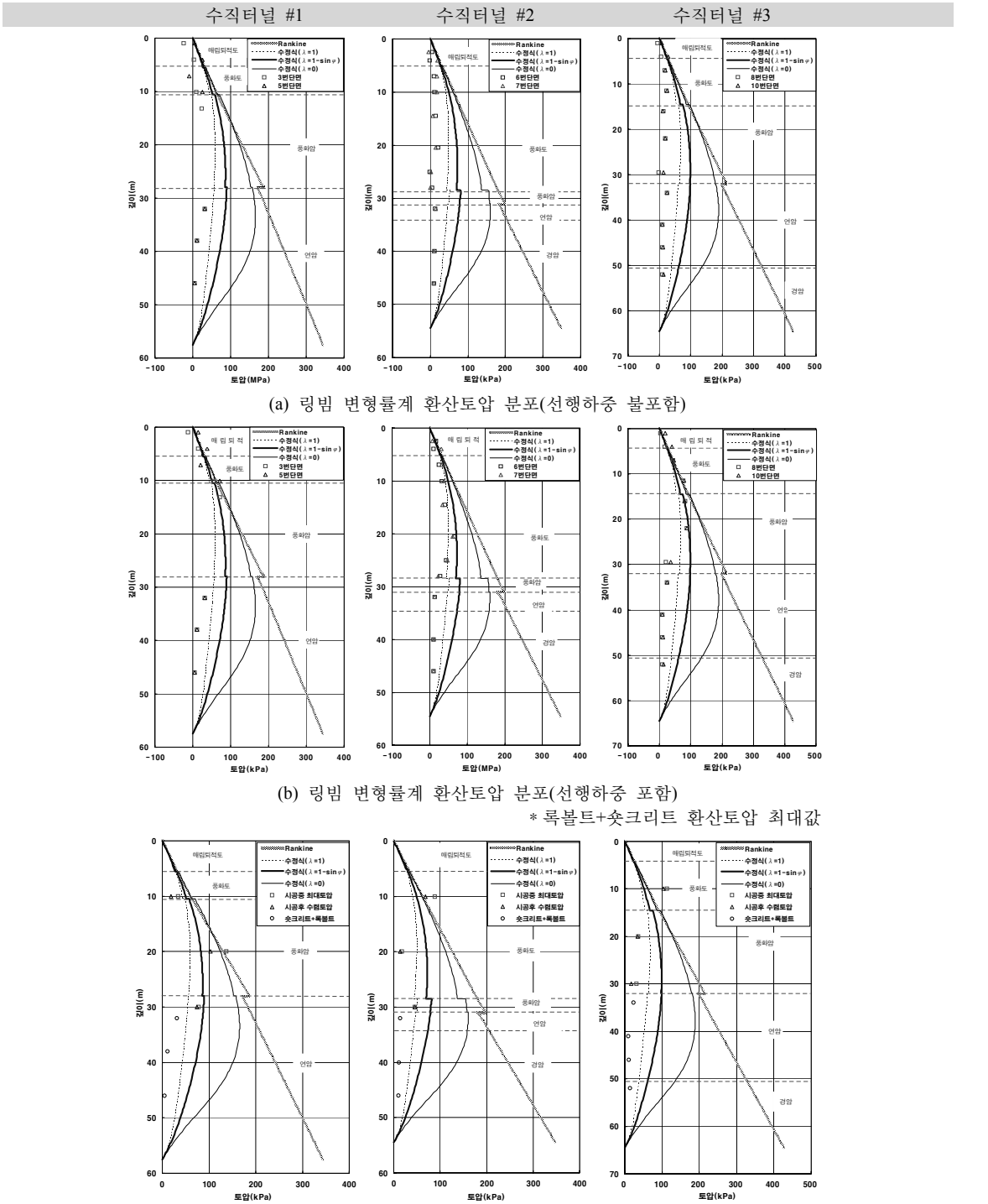
### 5.3.3 록복트 축력계, 숏크리트 응력계

1) 록볼트 축력계

계측에 사용된 진동현식 전면접착형 록볼트 축력계는 3 point에서 축력 측정이 가능한 모델이다.

전면접착형 록볼트는 그림 16과 같이 지반과 록볼트의 상대변위에 의해서 중립점에서 최대축력값이 나타나게 된다. 이때 록볼트의 축력에 의한 구속압의 증가는 식(16)으로 구할 수 있다. 3 point의 계측 데이터만으로는 정확한 축력분포를 고려할 수 없으므로 계측 데이터를 식(16)을 이용하여 $\Delta\sigma_r$를 구하는 과정에서 계측 데이터의 값을 선형으로 분포시켜 $T_{mean}$을 구하는 것은 구속압을 과소평가하여 토압을 작게 산정할 수 있으므로 각 록볼트 계측 데이터의 최대 축력값이 전체 록볼트에 작용하는 것으로 가정하여 산정하였다.

록볼트의 축력에 의한 $\Delta\sigma_r$의 구속압 증가는 일반적으로 지반보강 개념으로 점착력의 증가를 가져오는 것으로 알려져 있다. 하지만 여기서는 $\Delta\sigma_r$의 구속압 증가를 숏크리트의 분담 하중을 감소시키는 것으로 가정하여 $\Delta\sigma_r$의 구속압을 록볼트가 분담하는 토압의 개념으로 고려하였다.




(a) 링빔 변형률계 환산토압 분포(선행하중 불포함)

(b) 링빔 변형률계 환산토압 분포(선행하중 포함)

＊록볼트+숏크리트 환산토압 최대값

(c) 토압계 측정에 의한 토압 분포

**그림 17.** 다층지반 제안방법과 계측 데이터 환산토압 비교

$$\Delta\sigma_r = \frac{T_{mean}}{s_t \cdot s_l} \quad (16)$$

여기서, $s_t$는 터널 횡단면 상의 볼트 간격, $s_l$는 터널 종단면 상의 볼트 간격.

2) 숏크리트 응력계

현장에서 반경방향과 접선방향의 응력을 함께 계측할 수 있는 진동현식 응력계를 사용하였다.

각 계측 지점에서 반경방향 응력이 접선방향 응력의 약 60~80%의 값을 보인다. 원형수직터널 배면지반의 토압이 이상적으로 동일하게 작용하고 숏크리트를 원형 빔으로 고려하여 완전한 원형의 거동을 보인다고 가정하면 반경방향의 응력은 계측되어서는 안되며 접선방향의 응력을 통해 축력만으로 지지한다고 설명된다.

위의 사실에 대해서는 암반지반의 수직터널의 거동이 완전한 원형이 아닌 타원형의 거동을 보인 결과로 판단할 수도 있으나 계측상의 오류나 계측기 설치시의 미숙함 등이 원인이 될 수 있을 것으로 판단된다. 또한 각 수직터널에서 두 방향의 계측 응력 분포가 거의 동일한 형상을 가지고 있는 것을 볼 때 두 방향을 동시에 측정할 수 있는 숏크리트 응력계가 두 방향응력을 상호간섭 없이 독립된 값으로 계측 가능한 것인가에 대한 것도 고려해 보아야 할 것으로 판단된다.

$$2\,t\,\sigma_s = 2\,R\,p_i \quad (17)$$

여기서, $p_i$는 토압, $R$은 반경, $\sigma_s$는 숏크리트의 접선방향 계측 응력, $t$는 숏크리트 두께.

그림 18과 같이 숏크리트를 원형 빔으로 고려하고 완전한 원형의 거동을 보인다는 가정하에 접선방향의 응력만을 식(17)을 이용하고 단위 깊이 1m를 고려하여 토압으로 환산하였다.

### 5.4 계측환산 토압 비교

연암층 이전의 깊이의 환산토압을 토압계 계측 토압과 링빔 변형률계 축력 환산토압으로 나누어 그림 17에 나타내었다. 연암층 이상의 깊이에서는 록볼트 축력계 환산토압과 숏크리트 응력계 접선방향응력 환산토압을 산술적으로 합하여 산정하는 것이 보수적이라 판단되

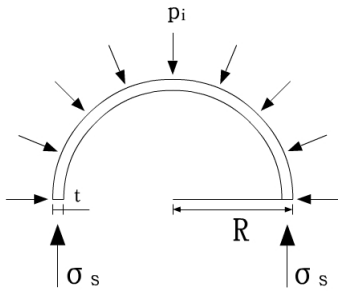


**그림 18. 숏크리트 응력 토압환산**

었다.

그림 17(a)에서 보는바와 같이 선행하중을 포함시키지 않고 링빔 계측 데이터에서 산출한 축력 환산토압은 수정식보다 작은 환산토압 분포를 얻을 수 있었다. 그림 17(b)에서 보는바와 같이 보수적인 측면에서 선행하중과 링빔 축력을 합하여 환산한 토압 분포에서는 각 수직터널 깊이 15m 이하의 상부에서 수정식 이상의 토압을 보이기도 하였다. 그 원인으로는 깊이 15m 이하의 상부는 선행하중이 계측값에 비하여 큰 비중을 차지하기 때문인 것으로 판단된다. 연암층 이하의 깊이에서 록볼트 축력 환산토압과 숏크리트 접선방향 응력 환산토압을 합산한 환산토압이 모두 수정식 보다 작게 나왔으며 환산토압의 최대값이 수정식의 36.4%를 나타내었다.

그림 17(c)에서 보는바와 같이 수직터널 #1은 20m지점, 수직터널 #2, #3은 10m지점에서 토압계 계측 토압이 수정식 이상의 값을 나타내었다. 이 원인으로는 지하수위의 갑작스런 저하에 의한 지반침하와 링빔의 선행하중의 영향, 벽체의 타원형 거동에 의한 응력집중, 불연속체 거동 등을 고려해 볼 수 있다.

또한 연성벽체에 설치된 토압계의 경우 계측값의 신뢰도가 낮은 것으로 알려져 있으므로 이점도 고려해야 할 것이다(한국지반공학회, 2001).

## 6. 결 론

본 연구에서는 기존에 제안된 사질토지반 원형수직터널 토압식을 수정하였으며 실내 모형시험을 수행하였다. 또한 다층지반 원형수직터널 토압산정 방법을 제안하였으며 현장 계측 데이터를 역산하여 검증하였다.

연구수행 결과를 종합하면 다음과 같다.

(1) 기존의 사질토지반에 설치된 원형수직터널에 작용하는 토압식을 고찰하였으며 이 중 신영완 (2004)의 식에서 적절하게 고려하지 못한 파괴면에 작용하는 힘의 분력을 수정하여 수정식을 제안하였다. 수정된 식은 본래의 식에 비하여 약 30% 정도 작은 토압을 나타내었다.

(2) 깊이에 상관없이 동일한 실질적인 반경방향 변위를 발생시킬 수 있는 실내 모형시험 장치를 개발하여 벽면마찰각($\delta$)과 상대밀도($D_r$)를 매개변수로 하여 시험을 수행하였다. 실내 모형시험 결과는 수정식에서 접선방향 토압계수인 $\lambda$값을 $\lambda=1-\sin\phi$와 $\lambda$=1을 사용하였을 경우의 토압 사이에 분포하였다. 따라서 건조한 사질토지반의 원형수직터널에 작용하는 토압은 수정식에 $\lambda=1-\sin\phi$을 적용할 경우 그 안정성이 확보될 것으로 판단된다.

(3) 다층지반에 설치된 원형수직터널 배면지반의 파괴면을 가정하고 수정식을 적용하여 다층지반에 설치된 원형수직터널에 작용하는 토압 산정방법을 제안하였으며 일반 흙막이 벽체에 적용되고 있는 Terzaghi & Peck (1967)의 경험토압(사질토지반식, 평균물성 적용)과 비교하였다. 예시로 주어진 지반에서 비교한 결과 수정식의 최대토압이 Terzaghi & Peck (1967)의 경험토압의 33.5%를 나타내었다.

(4) 링빔의 변형률계 계측 데이터로부터 구한 축력을 역산하여 얻어진 환산토압은 선행하중을 고려하지 않을 시 대부분 수정식 이하의 토압을 나타내었다. 보수적으로 선행하중을 모두 토압으로 환산하여 고려할 경우 얕은 깊이에서 수정식 이상의 값을 보이기도 하였다. 토압계 계측값은 일부 계측지점에서는 수정식 이상의 값을 보이기도 하였으나 대부분 수정식 이하의 값을 나타내었다.

(5) 연암 이상의 암반층에 설치된 록볼트 축력계와 숏크리트 응력계의 환산토압을 합한 환산토압은 수정식 보다 작게 나왔으며 최대환산토압은 수정식의 최대 36.4%의 값을 보였다.

## 감사의 글

본 연구는 한국전력공사 전력원구원의 지원을 받아 수행되었다. 또한, 현장계측에 대한 검토는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행하는 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술 C01)에 의해서 이루어진 것으로, 이에 감사를 드린다. 현장자료를 제공하여 준 SK건설(주)에도 감사드린다.

## 참고문헌

1. 신영완 (2004), “사질토 지반에 설치된 원형수직구의 흙막이벽에 작용하는 토압”, 박사학위 논문, 한양대학교.
2. 한국지반공학회 (2001), 지반공학 시리즈 12-정보화 시공, pp. 146-149.
3. Handy, R. L. (1985), “The arch in soil arching”, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 302-318.
4. Harrop-Williams, K. O. (1989), “Geostatic wall pressure”, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Nol. 115, No. 9, pp. 1321-1325.
5. Paik, K. H., Salgado, R. (2003), “Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects”, Geotechnique, Vol. 53, No. 7, pp. 43-653.
6. Prater, E. G. (1977), “An examination of some theories of earth pressure on shaft linings”, Can. Geotech. J., Vol. 14, pp. 91-106.
7. Rankine, W. J. M. (1857), “On the stability of loose earth”, Phil. Trans. Roy. Soc., Lond. 147, Part 1, pp. 9-27.
8. Steinfeld, K. (1958), “Uber den erddruck auf schacht undbrunnenwandungen”, Contribution to the Foundation Engineering Meering, German Soc. of Soil Mech. Found. Eng, Hambrug, pp. 111-26.
9. Terazghi, K., Peck, R. B. (1967), Soil mechanics in engineering practice, John Wiley and Sons, pp. 67-268.
10. Wong, R. C. K., Kaiser, P. K. (1988), “Design and performance evaluation of vertical shafts; rational shaft design method and verification of design method”, Can. Geotech. J., Vol. 25, pp. 320-337.

**이 인 모**

고려대학교
사회환경시스템공학과
교수
E-mail: inmolee@korea.ac.kr

**문 홍 표**

(주)대림산업
사원

E-mail: ansghdvy@hanmail.net

**이 대 수**

한국전력공사
전력연구원
책임연구원
E-mail: dslee@kepri.re.kr

**김 경 렬**

한국전력공사
전력연구원
선임연구원
E-mail: patric@kepri.re.kr

**조 만 섭**

SK건설(주)
부장

E-mail: mscho-d@skec.co.kr