

사질토층의 터널굴착에 따른 지반침하의 예측

Prediction of Ground Settlements due to Tunneling through Granular Soils

배 규 진* · 김 수 일**
Bae, Gyu Jin · Kim, Soo Il

Abstract

An equation to predict the ground settlement caused by tunneling through granular soils is proposed. The equation is developed modifying the Murayama equation using the results of elastic finite element analysis. Ground settlements at the underground structures in Korea and other countries are analyzed.

From the results of the settlement analysis, it is found that the ground settlement associated with tunneling through granular soils is not only affected by tunnel geometry but also related to volume change characteristics of soils. It is also found that the widths of shear band, t in field conditions are 2 to 6 times greater than the values proposed in the Murayama's model. Calculated settlements using the proposed equation show reasonable agreement with the observed settlements and the results from the elasto-plastic finite element analysis. Murayama equation seems to underestimate the ground settlement.

요 지

본 연구에서는 소성변형 이론에 근거한 무라야마의 침하 산정식에 탄성변형을 반영시켜 사질토층의 터널 굴착에 따른 지반침하를 보다 간편하고 정확하게 예측할 수 있는 식을 제안하였다. 국내외 터널현장의 계측자료들의 분석결과로부터, 사질토지반의 침하는 지반의 체적변화와 밀접한 관계를 갖고있어 터널의 단순한 기하학적 제원만으로는 해석이 불가능하다는 사실을 밝혔으며, 제안식의 구성요소인 전단대 폭, t 값이 현장조건에서는 무라야마의 실험실 관측치보다 2~6배 정도 큰 값으로 나타남도 밝혔다. 본 제안식의 타당성을 검증하기 위하여 현장 실측결과와 무라야마 해석결과 및 탄소성 유한요소 해석결과 등과의 비교 분석을 수행하였으며, 그 결과 본 제안식에 의한 계산치는 탄소성 해석결과 및 실측치 등과 매우 근사한 값을 나타내며, 무라야마 방법은 실제 터널현장의 지반침하량을 과소 평가함을 알 수 있었다.

*정희원 · 연세대학교 대학원 박사과정, 토목공학과

**정희원 · 연세대학교 공과대학 교수, 토목공학과

1. 서 론

도시의 평면적 확산을 방지하고 도시공간을 효율적으로 활용하기 위해서는 도시 지하구조물의 건설을 확대, 추진해 나가는 것이 바람직하다. 최근 국내에서는 소 구경 추진기, 쉴드(shield), 전단면 굴착기(TBM)등의 다양한 터널 굴착기계와 함께 NATM등의 신공법이 도입됨에 따라 터널방식에 의한 도시 지하구조물의 건설사례가 매년 늘고 있다.

도시터널은 노선과 깊이를 자유로이 선택할 수 없다는 제약으로 인하여 지상 또는 지중 구조물이 설치되어 있는 도심지의 하부 토사지반을 관통하는 경우가 많기 때문에 터널 주변지반의 변위가 터널 설계, 시공시 중요한 문제로 대두된다. 따라서 토사터널 굴착시에는 인접구조물의 손상여부와 손상정도를 예측할 수 있도록 지반변위의 크기와 분포상태를 추정할 필요가 있다.

최근까지 많은 연구자들은 토사터널 굴착시 지반변위의 연구 일환으로 터널天端上部의 지반에서 발생하는 지표 최대침하 δ_{max} 와 터널천단침하(crown settlement), δ_c 의 비를 지표에서 터널까지의 깊이와 관련시키려고 시도하여 왔다. 1964년 Berry⁽¹⁾는 탄성이론을 적용하여 이들 침하비와 터널의 기하학적 제원들과의 상관 관계식을 제안하였고 1954년 Orchard⁽²⁾, 1969년 Schmidt⁽³⁾, 1975년 영국석탄위원회(NCB)⁽⁴⁾ 등은 탄광지대의 침하자료를 정리하여 이들 관계식을 제안하였다. 또한 1974년 Atwell과 Farmer⁽⁵⁾, 1975년 Hansmire와 Cording⁽⁶⁾은 터널현장계측을, 1958년 King과 Whetton⁽⁷⁾, 1976년 Potts⁽⁸⁾는 물리적 모형실험을 통해 이들 관련식을 제안한 바 있다. 그러나 대부분 식들은 기하학적 요소의 영향을 강조하고 있는 반면, 지반변위의 주된 요인으로 지적되고 있는 지반손실(ground loss)의 분포상태와 지반의 성질등을 제대로 반영하지 못하고 있다. 따라서 이 식들의 경우, 각 산정식의 근거가 된 특수조건하에서는 유용하겠으나 다변성을 갖는 일반터널 현장에서는 적용상에 문제가 있다.

이밖에도 터널천단의 변위를 인위적으로 조절하여 상부지반의 변위크기 및 형태를 고찰하는 가동널(trapdoor)의 실험연구(1974년 村山⁽⁹⁾, 1981년

Vardoulakis⁽¹⁰⁾)나 지반손실을 직접적으로 고려할 수 있도록 터널 원주면에 특정한 변위를 초기 조건으로 주는 수치해석연구(1979년 Ghaboussi와 Karshenas⁽¹¹⁾, 1981년 Romo와 Diat⁽¹²⁾)등이 수행되어 왔으나 각 연구방법이 갖는 제약성 때문에⁽¹¹⁾ 실제 터널현장의 지반변위를 예견하는데 있어서 만족할 만한 결과를 얻지 못하고 있다. 따라서 본 연구에서는 수집계측자료의 분석결과와 탄성 유한요소 해석결과 및 무라야마의 가동널 실험결과등을 복합적으로 고려하여 사질토 지반에 대한 보다 정확하고 간편한 침하량 산정방법을 제안하고자 한다.

2. 터널천단 상부지반의 침하자료 분석

본 연구에서는 사질토지반의 침하특성을 구명하기 위하여 43개소의 국내외 터널현장의 침하자료를 수집, 분석하였다. 이 자료들은 1984년 Hong⁽¹³⁾의 보고자료를 토대로 하여 최근까지의 침하자료들을 새롭게 작성한 것이다.

2.1 천단침하와 지표침하와의 관계

터널굴착은 예의없이 지반손실(ground loss)을 가져와 터널 주변지반의 천단변형을 유발시키고 소성영역을 확장시키게 된다. 이러한 영향들은 터널이 굴진됨에 따라 지중을 거쳐서 점차 지표까지 전달되어 지표침하의 형태로 나타난다. 일반적으로 지표 및 지중침하는 지반조건과 지반손실의 크기 및 터널의 기하학적 제원등에 영향을 받게되나 지반침하 연구시 편의상 터널의 기하학적인 제원만을 고려하는 경우가 많다.

최근까지 많은 연구자들은 터널 중심 직상부에서 발생하는 지표 최대침하 δ_{max} 와 터널 천단침하 δ_c 의 비가 지표에서 터널중심까지의 깊이(Z_0)와 관계가 있다고 판단, 이들의 상관관계를 규명하기 위한 노력을 기울여 왔다. 그림 1은 이러한 연구결과로부터 제안된 일부 관계식들과 현장 계측자료들을 이용, Z_0/D 와 δ_{max}/δ_c 의 상관관계를 비교 도시한 것이다. 여기서 D 는 터널직경을 나타낸다. 그림으로부터 느슨한 사질토 지반이 조밀한 사질토 지반에 비해 δ_{max}/δ_c 의 비가 비교적 큰 값으로 나타난다는 일반적인 사실은 알 수 있으나 Z_0/D 에 대한 영향을 직접적으로 평가하기에는 계측치들이 너무 폭넓게 분포되어 있는 것을 볼 수 있다. 또한 계측

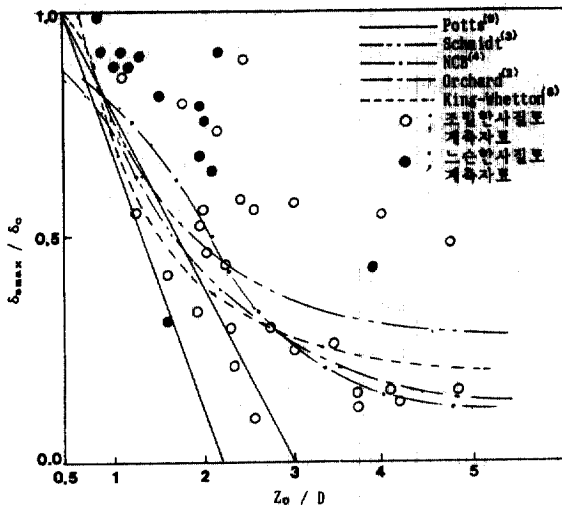


그림 1. δ_{max}/δ_0 와 Z_0/D 의 관계

치들과의 비교를 위하여 도시된 해석식들도 현장 계측치들을 정확히 묘사해 주지 못하고 있으며, 식들간의 상호 편차도 상당히 크게 나타나고 있는 것을 알 수 있다.

2. 2 터널 주변지반의 체적변화(volume change)

전술한 바와 같이 사질토지반의 침하를 단순한 기하학적 제원만으로 관련짓기는 어렵다. 또한 기존 해석식들도 특수한 조건하에서 제안된 것이기 때문에 일반 터널현장에 적용하기에는 문제가 있다.

그림 2는 지반의 체적변화가 지반침하에 미치는 영향을 파악하기 위하여 지표 침하체적(V_s)과 지반 손실체적(V_L)의 산정이 가능한 20개소의 현장 계측자료들을 이용, V_s 와 V_L 과의 상관관계를 도시한 것이다. 여기서 V_s 와 V_L 값은 단위 길이당 지표 침하체적과 지반 손실체적을 터널 굴착 단면적으로 나눈 후 백분율로 나타낸 값이다. 그림으로부터 사질토 지반에서는 $V_L=V_s$ 선에 대한 편차가 매우 다양하게 나타나고 있으며, 현장지반의 특성에 따라서는 V_s 가 $0.4V_L$ 에 이를 정도로 지표 침하체적이 매우 작게 나타나고 있는 것을 볼 수 있다. 또한 그림상의 1) (Sao Paulo, Boa Vista), 2) 3) (서울 지하철 319, 320 공구)과 같이 느슨한 사질토 지반에서는 오히려 터널 굴착시의 지반교란이 지반체

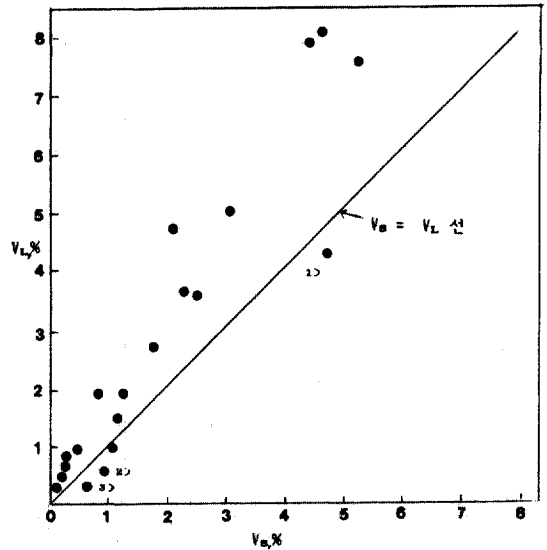


그림 2. 지표 침하체적 V_s 와 지반 손실체적 V_L 의 관계

적의 감소를 가져와 지반 손실체적보다 더 큰 지표 침하체적이 유발 된것을 볼 수 있다.

결과적으로 사질토 지반에서 발생하는 지반침하는 터널의 기하학적 제원외에 지반손실의 크기나 지반의 체적변형 특성에도 매우 큰 영향을 받기 때문에 침하 해석시 이들의 영향을 반드시 고려해야 할 필요가 있다고 판단된다.

3. 터널전단 상부지반의 침하해석

3. 1 무라야마(村山)의 지반침하 산정방법

무라야마⁽⁹⁾는 알루미늄봉과 건조모래를 사용한 가동널 실험(trapdoor test)을 통하여 매체의 거동 특성을 고찰한 후, 이를 기초로 한 침하해석 방법을 제안하였다. 무라야마는 매체 거동해석의 편의를 위하여 가동널 주변의 매체에서 발생하는 체적변화를 무시하고 모형실험으로부터 관찰된 전단대(shear band)내의 체적변화만을 고려하였다. 일반적으로 전단대는 소성변형상태에서 생성, 확장되는 것이기 때문에 무라야마 방법은 지반의 소성침하를 산정하는 방법이라 할 수 있다.

무라야마는 그림 3과 같이 길이가 l_0 이고 수평면과 $\theta(=45^\circ + \phi/2 + 16^\circ)$ 각을 이루는 두개의 경사적 선과 길이가 $\sqrt{3} b/2$ 인 두개의 연직선으로서 매체

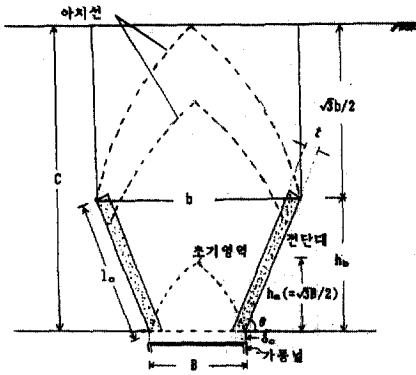


그림 3. 무라야마의 매체거동 모형

의 거동영역을 규정하였으며, 가동널 위의 아치형태의 초기영역은 체적변화없이 가동널의 침하와 같은 크기의 연직변위가 일어남을 실험을 통하여 확인하였다. 또한 초기영역과 유사한 형태의 아치가 점차 확장되어 지표면에 도달하면 그림상의 두 전단대가 더이상 성장하지 않으며 가동널 하강에 따른 매체의 체적변화는 이러한 전단대에서만 집중적으로 발생하는 것으로 간주하였다.

무라야마는 가동널 침하 δ_c 가 임계 전단침하 δ_{cc} 보다 작은 경우에는 지표 최대침하의 증분과 가동널 침하증분의 비가 가동널 침하에 정비례하며, δ_c 가 δ_{cc} 보다 큰 경우에는 침하 증분비가 일정하다는 가정으로부터 다음 식들과 같은 지표 최대침하 δ_{max} 의 산정식을 제안하였다. 여기서 임계 전단침하는 이동아치가 지표면까지 확장되어 전단대가 더이상 성장하지 않을 때의 가동널 침하를 말한다.

$$\delta_{max} = \alpha \delta_c^2 / (2\delta_{cc}), \quad \delta_c \leq \delta_{cc} \quad (1)$$

$$\delta_{max} = \alpha(\delta_c - \delta_{cc}/2), \quad \delta_c \geq \delta_{cc} \quad (2)$$

식을 구성하고 있는 α 와 δ_{cc} 는 식(3)과 식(4)로 정의된다.

$$\alpha = B/b = B(\tan\theta + \sqrt{3}) / (2C + \tan\theta) \quad (3)$$

$$\delta_{cc} = 4t \cdot \Delta n(C/B - \sqrt{3}/2) / (\sin\theta + \sqrt{3} \cos\theta) \quad (4)$$

여기서 B는 가동널의 폭, C는 지표면에서 가동널까지의 연직 높이, b는 성장이 끝난 두 전단대의 상부를 연결하는 거동 영역의 폭을 나타내며, t는 전단대의 폭, Δn 은 매체 간극률의 변화량을 나타낸다.

한편 무라야마는 매체 거동영역의 폭 b, 임계 전

단침하 δ_{cc} 와 계수 α 를 가동널에서 상향으로 취한 수직거리 h의 함수로 보아 가동널의 중심선을 따라 발생하는 지중침하 $\delta_c(h)$ 의 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\delta_c(h) = \alpha(h) \cdot \delta_c^2 / (2\delta_{cc}(h)), \quad \delta_c \leq \delta_{cc}(h) \quad (5)$$

$$\delta_c(h) = \alpha(h) \cdot [\delta_c - \delta_{cc}(h)/2], \quad \delta_c \geq \delta_{cc}(h) \quad (6)$$

여기서 $\alpha(h)$ 와 $\delta_{cc}(h)$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$\alpha(h) = 1; \quad h \leq h_a, \quad \alpha(h) = B/b; \quad h \geq h_b \quad (7)$$

$$\alpha(h) = B / [(b-B)(h-h_a)/(h_b-h_a) + B]; \quad h_a < h < h_b$$

$$\delta_{cc}(h) = 4t \cdot \Delta n(h/B - \sqrt{3}/2) / (\sin\theta + \sqrt{3} \cos\theta) \quad (8)$$

식(7)의 h_a 는 그림 3에 도시된 초기영역의 높이, $\sqrt{3} B/2$ 를 나타내며, h_b 는 성장이 끝난 전단대의 연직 높이, $C - \sqrt{3} b/2$ 를 나타낸다.

무라야마의 지반침하 산정식은 비교적 간단하면서도 터널의 기하학적 제원과 지반손실, 매체의 전단강도와 체적변화등을 복합적으로 고려하고 있어 그림 1에 제시한 다른 방법들에 비하여 보다 현실적이라 말할 수 있다. 그러나 무라야마식은 전단대 형성전에 가동널 주변의 매체에서 발생하는 체적변화를 고려하고 있지 않으므로 실제 터널현장에 적용하기 위해서는 식의 보완이 필요하다. 1984년 Hong⁽¹³⁾은 모형실험을 통하여 무라야마 방법이 침하량과 침하범위를 과소평가하고 있으며 전단대 형성전에 발생하는 변위, 즉 탄성변형을 고려하지 않고 있다는 사실을 밝힌 바 있다.

3.2 지반의 탄성침하 산정식

전술한 바와 같이 무라야마식은 전단대 개념으로부터 유추된 지반의 소성침하 산정식이므로 지반의 탄성변형을 포함하고 있지 않아 실제 현장지반의 침하를 과소평가하게 된다. 따라서 사질토 지반의 침하를 보다 정확하게 예측하기 위해서는 무라야마식에 탄성변형을 간편하게 산정할 수 있는 해석식을 추가시킬 필요가 있다. 그러나 최근까지 보고된 탄성침하 해석식들은 완전해를 유도하기 위하여 대부분 자중을 고려하지 않고 있고, 또한 깊은 터널의 해석을 위하여 제안된 것이기 때문에 얇은 심도의 토사터널의 침하산정에는 적합하지가 않다.

본 연구에서는 지반의 탄성침하 산정식을 제안하기 위하여 자중을 고려할 수 있는 유한요소 해석 프로그램⁽¹⁴⁾을 이용, 매개변수 연구(parametric study)를 수행하였다. 해석에 이용된 유한요소 프

로그그램은 1973년 미국의 내무부 산하 광산국(Bureau of Mines)의 의뢰를 받아 아그바비안 용역회사(Agbbian Associates)가 개발한 GEOSYS로서, 암반-구조물 상호작용(rock-structure interaction) 해석에 널리 이용되고 있는 프로그램이다. 이 프로그램은 일반적인 요소(element)뿐만 아니라 beam, shell, truss 등의 요소를 첨가 시킬수 있으며, 재료의 선형성 및 비선형성, 시간의존성, 중력작용, 터널의 3차원 기하학적 형상등을 고려할수 있다. 특히 perzyna 이론을 이용한 암반의 점소성 해석과 Hill 및 Jaeger 이론에 의한 암반의 비등방성(anisotropy) 해석이 가능하므로 실제 암반터널 해석에 많이 이용되고 있다. 1988년 한국건설기술연구원은 이 프로그램을 간편하게 이용할 수 있도록 PC화하고 프로그램의 적합성에 대한 검증결과를 보고한 바 있다⁽¹⁴⁾.

토사지반의 탄성변형은 터널 굴착 직후, 즉 지보재를 설치하기 이전에 대부분 발생하게 되므로 매개변수 연구로부터 제안된 침하산정식에는 지보재의 영향을 고려하지 않았다. 또한 본 연구는 무라야마식을 이용하는데 필요한 지표면의 최대 탄성 침하식을 제안하는 방향으로 수행하였으며 해석편의를 위하여 원형터널 단면과 균질한 단일층지반을 가정하였다.

매개변수 연구에서는 지반 침하량의 크기와 밀접한 관계를 갖는 변수인 탄성계수 E, 포아송비 ν , 흙의 단위중량 γ , 터널직경 D, 터널깊이 Z_0 등의 영향을 효율적으로 파악하기 위하여 5가지의 해석단계를 지정, 특정조건을 갖는 이전 단계의 침하 관계식을 현 단계에 맞도록 수정하여 나가는 방법을 이용하였다. 즉, 1단계는 $\nu, \gamma, D, Z_0/D$ 등을 고정시키고 단지 E만을 변화시킨 경우이며, 2단계는 E와 $Z_0/D, 3, 4, 5$ 단계는 여기에 ν, γ, D 를 각각 추가하여 변화시킨 경우이다. 식(9)는 본 매개변수 연구로부터 제안된 지표 최대 침하의 산정식을 나타내고 있다.

$$\delta_{\max} = (\gamma D^2/E)(Z_0/D)^{-0.015}(-0.814\nu + 1.221) \quad (9)$$

이 식은 터널해석용 프로그램의 매개변수 연구로부터 제안된 것이기 때문에 식을 구성하고 있는 변수들은 본 해석프로그램⁽¹⁴⁾에서 이용하고 있는 단위, 즉 δ_{\max} , Z_0, D 는 inch, E는 lbs/in², γ 는 lbs/in³의 단위를 갖는다.

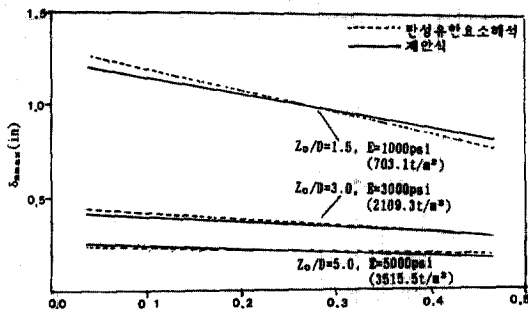


그림 4. E, ν 변화에 따른 침하량 비교

한편 식(9)는 curve fitting 방법에 의하여 만들어진 것이므로 다소의 오차를 포함하고 있다. 따라서 본 연구에서는 제안식의 오차를 검토하기 위하여 그림 4와 같이 임의의 값을 갖는 매개변수들에 대한 탄성 유한요소 해석치와 제안식에 의한 계산치를 비교 분석하였다. 여기서는 토사터널의 일반 현장조건을 고려하여 $\gamma=0.07\text{lbs/in}^3(1.94\text{t/m}^3)$, $D=120\text{in}(3.048\text{m})$ 로 가정하고 $Z_0/D, E, \nu$ 의 변화에 따른 침하를 비교하였다. 그림에서와 같이 유한요소 해석치와 제안식에 의한 계산치가 매우 근소한 차이를 나타내고 있으며, 최대 8%의 상대오차를 보이고 있다.

3.3 무라야마 침하 산정식의 수정

지반 침하량을 보다 정확히 산정하기 위해서는 전단대 형성전에 발생한 탄성변형과 전단대 형성시 발생한 소성변형을 함께 고려해야 한다. 따라서 지표의 최대침하는 식(10) 및 식(11)과 같이 탄성침하, δ_{\max} 와 무라야마식에 의한 소성침하, δ_{plmax} 의 합으로 표시할 수 있다.

$$\delta_{\max} = (\gamma D^2/E)(Z_0/D)^{-0.015}(-0.814\nu + 1.221) + (\alpha \delta_c^2 / 2\delta_{c,c}), \quad \delta_c \leq \delta_{c,c} \quad (10)$$

$$\delta_{\max} = (\gamma D^2/E)(Z_0/D)^{-0.015}(-0.814\nu + 1.221) + \alpha(\delta_c - \delta_{c,c}/2), \quad \delta_c \geq \delta_{c,c} \quad (11)$$

또한 탄성변형을 고려한 지중침하 산정식을 제안하기 위하여 무라야마의 지중침하 산정식, 즉 식(5), 식(6)에 따른 심도별 지중침하량의 증감비율을 동일하게 적용하면 식(12)와 같은 수정식을 얻을 수 있다.

표 1. 매체 종류별 전단대의 폭 t의 크기

매체	t(cm)	입도	t와 d의 관계	
무라야마	알루미늄봉 혼합제	3:2비율로 혼합한	$t \approx (8-16)d$ (d; 평균입도)	
		1.6, 3.0mm 붕괴		
		8:7:5로 혼합한 3.5, 9mm의 붕		
Roscoe	Leighton Buzzard 모래	조밀한 굵은 모래	$t \approx 30d$	
		4-4.5		0.3-5mm
		조밀한 가는 모래		$t \approx 80d$
2-3	0.1-1mm			
			$t \approx (10-15)d$	

$$\delta_v(h) = \delta_{vp}(h) + \left(1 - \frac{\delta_{vp}(h) - \delta_{spmax}}{\delta_c - \delta_{spmax}}\right) \delta_{semax} \quad (12)$$

여기서 $\delta_{vp}(h)$ 는 무라야마의 지중침하 산정식에 의한 침하량을 나타낸다.

한편 수정된 무라야마의 침하 산정식을 이용하기 위해서는 전단대의 폭, t값을 결정하여야 한다. t의 경우 표 1과 같이 무라야마는 매체 평균입도의 8-80배, Roscoe⁽¹⁵⁾는 평균입도의 10-15배로 보고하고 있다. 또한 Hong⁽¹³⁾의 모형실험에 의한 결과 비교에서는 t값을 평균입도의 100배로 사용한 바 있다. 그러나 실제 터널 현장에서 t의 크기를 관측하여 결과를 보고한 사례는 없으며, 또한 실험실에서 관측된 결과도 상당한 차이를 나타내고 있기 때문에 t값을 어떻게 결정하느냐 하는 것이 주요 문제로 대두된다.

본 연구에서는 t값을 추정하기 위하여 사질토 지반의 터널침하 예측자료들을 식(4), 식(10), 식(11)에 대입하여 역산하는 방법을 이용하였다. 역산 방법에 이용된 현장 예측자료들은 그림 1에 도시된 사질토 지반의 침하자료중 지반 물성치가 기록되어 있거나 물성추정이 가능한 20개소의 터널 현장 예측자료들이다. 또한 사질토의 현장 간극비(void ratio), e가 일반적으로 0.5-1.0정도(간극률, n=0.33-0.5)의 값을 갖는다는 점을 고려⁽¹⁶⁾, e를 조밀성 지반 0.65(n=0.39), 중간 조밀성 지반 0.75(n=0.42), 느슨한 지반 0.85(n=0.45)로 가정하여 역산시 요구되는 매체 간극률의 변화량 $\Delta n (=n_{max} - n)$ 을 조밀성 지반 0.11, 중간 조밀성 지반 0.08, 느슨한 지반 0.05

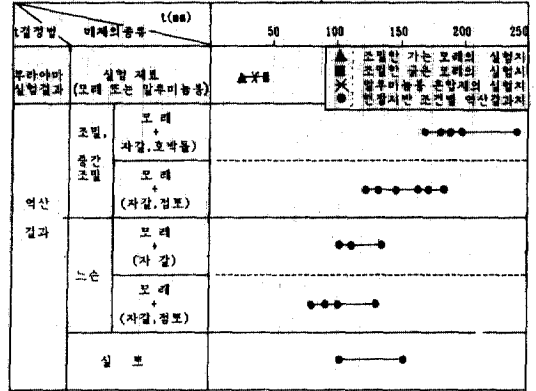


그림 5. 지반조건별 전단대의 폭 t값의 분포

로 지정하였다. 여기서 n_{max} 는 전단대가 더이상 성장하지 않을 때의 매체의 입계 간극률로서 현장지반의 최대간극률 0.5로 가정하였다.

그림 5는 제안식의 구성요소인 전단대의 폭, t의 크기를 지반 조건별로 도시한 것이다. 그림으로부터 역산에 의한 t값은 무라야마의 모형실험 결과치보다 2-6배 정도의 큰 값으로 나타나고 있으며 산포도도 80-240mm로 비교적 폭 넓게 나타나고 있다는 것을 알 수 있다. 이러한 값의 차이는 현장지반의 입도분포는 폭이 넓고 비균질성을 띄는데 비하여 실험실의 경우는 낮은 응력 상태에서 크기가 작고 비교적 균질성을 갖는 매체를 이용하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 지반 조건별로 고려하여 보면, 조밀 또는 중간조밀의 사질토 지반에서는 120-240mm, 느슨한 사질토에서는 80-140mm 정도로서 느슨한 지반일수록 t값이 감소하는 경향을 볼 수 있으며, 자갈, 호박돌등과 같은 굵은 입자가 많이 포함된 지반일수록 비교적 t값이 크게 나타난다는 점을 알 수 있다. 이는 무라야마가 t값을 매체의 평균입도와 관계된다고 제안한 점을 간접적으로 입증하여 주는 결과로 볼 수 있다.

4. 현장계측 결과비교

수정 무라야마 침하산정식의 정확성을 검토하기 위하여 본 산정식에 의한 침하량은 부산 지하철 2-10공구 터널현장의 침하실측결과⁽¹⁷⁾와 탄소성 유한요소 해석프로그램⁽¹⁸⁾의 계산결과등과 비교 분석되

표 2 재료 물성치
()는 지반 개량시의 수치

	단위중량 (t/m ³)	탄성계수 (kg/cm ²)	포아송비	점착력 (t/m ²)	ϕ	
토	배립토	1.8	250	0.1	5.0	0.0
	사질점토	1.8 (1.8)	450 (650)	0.35 (0.35)	3.0 (10.0)	28 (28)
사	사력토	1.8 (1.8)	750 (1220)	0.35 (0.35)	0.0 (10.0)	38 (38)
	평균치	1.8	734	0.35	-	33
암	붕화암1	2.2	3000	0.33	35.0	37.5
	붕화암2	2.2	1500	0.33	75.0	37.5
재료	shotcrete	2.35	250000	0.2	(두께 25cm)	

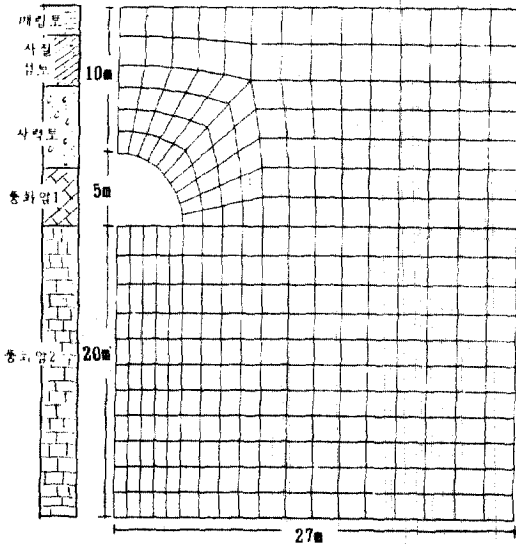


그림 6. 유한 요소망

었다. 부산지하철 2-10 공구는 대단면 복선터널 구간으로서 터널단면은 지름이 약 10m인 원형에 가깝고 터널깊이는 약 9m~11m정도로 비교적 얇은 깊이에서 시공된 NATM 터널구간이다. 현장 지반은 지하수위가 높고 느슨한 사질토로 형성되어 있어 지하수 처리가 터널시공시 주요문제로 대두되므로 본 계측구간에서는 차수를 위한 그라우팅(gROUTING)과 막장 천단부의 안정을 위한 포아 폴링(FORE-POLING) 등이 보조공법으로 채택되었다. 터널굴착방법은 상, 하반부 분할굴착방법을 채택, 상

반부를 40m~50m정도 먼저 굴진 시킨후 하반부를 후속 굴진시키는 방법으로 추진되었으며, 일평균 터널굴진 길이는 약 2m정도이었다. 터널현장 계측은 계측점 13m전방에서부터 계측점 9m 후방까지 하반부 시공없이 단지 상반부만이 시공될때 수행되었다.

유한요소 해석에 이용된 프로그램은 일본 CRC 회사에 의하여 개발된 MR. SOIL로서 Mohr-Coulomb의 항복조건을 사용하는 NATM 터널해석용 프로그램이다. 표 2⁽⁹⁾는 유한요소 해석시 이용된 재료의 물성치를 나타내고 있으며 그림 6은 터널의 유한요소망의 형태를 도시하고 있다.

현장지반은 터널원주면을 따라 약 5m폭의 약액주입이 이루어졌으나 약액주입시 지반 보강효과는 차수효과에 비하여 크지 않으므로 본 제안식에서는 약액주입 후의 현장지반을 중간 조밀성 지반으로 간주, Δn 값으로 3.3절에서 t 값 역산시 이용한 0.08을 적용하였으며, t 값은 그림 5로부터 136mm로 가정하였다. 여기서 t 값은 그림 5의 조밀, 중간 조밀성을 갖는 자갈, 모래, 점토의 t 값 평균치인 150mm를 기준으로 하여 낮은 범위를 중간 조밀성 지반의 경우로 보아 이 범위의 평균을 취한 값이다. 그 밖에 제안식을 구성하고 있는 탄성해석항에는 표 2의 평균 물성치를 이용하였다.

그림 7은 제안식의 정확성 검토를 위하여 무라야마의 침하해석, 탄소성 유한요소 해석 및 현장계측등을 실시, 터널 천단에서부터 지표까지의 지중심도별 침하량을 비교 도시한 것이다. 여기서 터널 단면을 가동널 형태로 가정하여 침하계산을 수행한 사례⁽²⁰⁾를 고려, 제안식과 무라야마식의 구성요소인 가동널의 폭 B를 실제 터널 단면적의 크기와 같은 환산원의 직경 D로 보았으며, 가동널의 위치는 환산원의 중심으로 가정하였다. 제안식은 초기영역을 고려하는 무라야마 방법에 기초를 두고 있기 때문에 그림에서와 같이 초기영역의 높이 $\sqrt{3}B/2$ 즉 환산원의 중심에서부터 $D/2+2.6m$ 떨어진 지점까지는 제안식과 무라야마식에 의하여 계산된 침하량이 같은 값을 나타내고 있다. 제안식은 탄성변형을 포함함과 동시에 무라야마의 심도별 지중침하량의 증감비율을 동일하게 적용하고 있어 초기영역을 넘어선 지점에서는 지표에 가까울수록 무라야마식에 의한 침하량보다 더 큰 값을 보이고

5. 결 론

본 연구에서는 사질토 층에서 터널굴착시 발생하는 지반침하를 보다 간편하고 정확하게 예측할 수 있도록 무라야마의 소성침하 산정식에 탄성해석 결과를 반영시킨 침하 해석식을 제안하였다. 본 연구에서는 사질토 지반의 침하특성과 제안식의 구성요소인 전단대 폭, t 의 크기를 규명하기 위하여 43개소의 국내의 터널현장에 대한 계측자료를 수집 분석하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

1) 터널천단 상부지반의 지표 최대침하 δ_{smax} 와 지중침하 $\delta_z(h)$ 의 산정식을 다음과 같이 제안하였으며, 이를 침하 실측치 및 탄소성 유한요소 해석결과와 비교함으로써 제안식의 타당성을 검증하였다.

$$\delta_{smax} = (\gamma D^2/E)(Z_0/D)^{-0.015}(-0.814\nu + 1.221) + (\alpha\delta_c^2/2\delta_{cc}), \delta_c \leq \delta_{cc}$$

$$\delta_{smax} = (\gamma D^2/E)(Z_0/D)^{-0.015}(-0.814\nu + 1.221) + \alpha(\delta_c - \delta_{cc}/2), \delta_c \geq \delta_{cc}$$

$$\delta_z(h) = \delta_{vp}(h) + [1 - (\delta_{vp}(h) - \delta_{spmax})/(\delta_c - \delta_{spmax})]\delta_{semax}$$

2) 사질토 지반의 침하는 지반의 체적변화와 밀접한 관계를 갖고 있어 단순한 기하학적 제원만으로는 해석이 불가능하며, 지반의 체적변화를 고려하는 무라야마의 침하 산정식은 실제 터널현장의 지반 침하량을 과소평가함을 알 수 있었다.

3) 수정 무라야마식의 구성 요소인 폭 t 의 경우 현장 조건에서는 실험실의 관측치보다 2-6배 정도 큰 값을 가짐을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

- Berry, D. S., "The Ground Considered as a Transversely Isotropic Material," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 1, 1964, pp. 159-167.
- Orchard, R. J., "Recent Developments in Predicting Amplitude of Mining Subsidence," *J. Roy. Instn. Chart. Surv.*, Vol. 33, 1954, p. 864.
- Schmidt, B., *Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soils*, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 1969.
- British National Coal Board, *Subsidence Engineer's Handbook*, 1975, pp. 8-15.

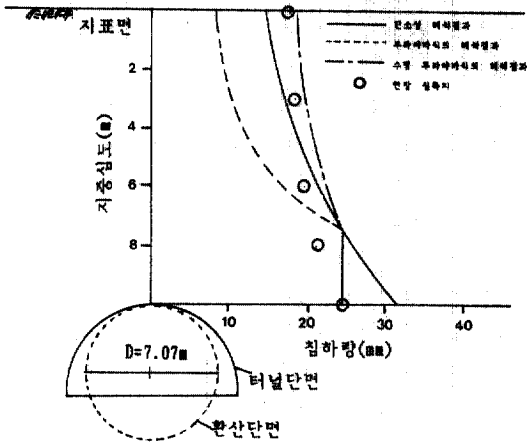


그림 7. 지중심도별 침하량 비교

있다. 또한 무라야마식에 의한 지표침하 계산치는 130% 가까이 실측치를 과소평가하는데 비하여 제안식에 의한 계산치는 실측치와 매우 근소한 차이를 보이고 있음을 알 수 있다.

한편 탄소성 해석과 제안식에 의한 계산치를 비교해 보면 터널천단부와 지표 부근에서는 약 20% 정도의 상대오차를 보이고 있으나 나머지 구간에서는 근소한 값의 차이를 나타내고 있어 두 해석 방법은 비교적 유사한 계산결과를 줄을 알 수 있다. 여기서 지중심도에 따라 다소 값의 차이가 발생하는 것은 제안식은 개략적으로 추정된 Δn 과 t 를 이용하며 터널의 기하학적인 형상을 가동널 형태로 가정하는데서 나타난 결과로 판단된다. 또한 무라야마가 제안한 초기영역내에서는 제안식이 탄소성 해석보다 더 양호한 결과를 주고 있다. 이는 제안식이 가동널의 실험결과에 기초를 두고 있어 천단침하가 기지값으로 사용되기 때문이다. 천단침하는 지반 손실량의 추정으로부터 산정이 가능하며, 특히 쉘드터널과 같이 터널의 환상공간(annular void)의 크기가 기지값으로 주어지는 경우에는 천단침하를 보다 정확히 산정할 수 있으므로 실제 사질토 지반의 침하량 산정에 제안식을 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

5. Attewell, P. B. and Farmer, I. W., "Ground Disturbance Caused by Shield Tunneling in a Stiff Overconsolidated Clay," *Engineering Geology*, Vol. 8, 1974, pp. 361-381.
6. Hansmire, W. H. and Cording, E. J., *Field Measurements of Ground Displacements about a Tunnel in Soil*, Final Report, Dept. of Civil Engng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign for the Washington Metropolitan Area Transit Authority, 1975.
7. King, H. T. and Whetton, J. T., "Mechanics of Mining Subsidence," *Colliery Engineering*, Vol. 35, 1968, pp. 247-252.
8. Potts, D. M., *Behavior of Lined and Unlined Cylindrical Cavities in Sand*, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1976.
9. 村山遡郎, 遠藤正明, 中崎英彦, 竹村章, アルミ棒積層體によるトネル切羽の安定關る模型實驗—土被りの深い場合, 竹中技術研究所 研究報告書, No. 12, 1974.
10. Vardoulakis, I., "Shear Band Inclination and Shear Modulus of Sand in Biaxial Tests," *Int. J. Num. Analy. Mech. Geomech.*, Vol. 4, 1980, pp. 103-119.
11. Ghaboussi, J. and Karshenas, M., *Modelling and Finite Element Analysis of Soil Behavior*, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana Champaign, 1979.
12. Romo, M. P. and Diaz, M., "Face stability and Ground Settlement in shield Tunneling," *Proc. 10th Int. Soil Mech. Found. Engng.*, Stockholm, Vol. 1, 1981, pp. 357-360.
13. Hong, S. W., *Ground Movements Around Model Tunnels in Sand*, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 1984, pp. 189-218.
14. 홍성완, 배규진, 김영진, 조찬환, 구본효, "지하 공동구의 설계·시공에 관한 연구," *건기연* 87 GE-112, 1988.
15. Roscoe, K. H., "The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils," *Geotechnique*, Vol. 20, No. 2, 1970, pp. 129-170.
16. Hardin, B. O., "The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils," *Proceedings on the Specialty Conf. on Earthquake Engng. and Soil Dyn.*, ASCE, Pasadena, 1978, pp. 3-90.
17. 홍성완, 배규진, 구본효, 정하익, "현장계측에 의한 지반변위의 연구," *대한토질공학회지*, 제1권 제2호, 1985, pp. 41-53.
18. CRC, "MR. SOIL 使用説明書," 日本. 東京, Century Research Center株式会社 1988.
19. 부산지하철 건설본부, "부산지하철 1호선 2-10 공구 설계·시공 감리종합 보고서," 1985.
20. Kawamoto, T. and Okuzono, K., "Analysis of Ground Surface Settlement due to Shallow Shield Tunnels," *Int. J. for Num. and Analy. Methods in Geomech.*, Vol. 1, 1977, pp. 271-281.

(接受: 1989. 7. 10)