

지반응력의 비등방성에 따른 터널측벽의 초기탄성변위 특성에 대한 수치해석적 연구

Numerical Analysis of the Effects of Stress Anisotropy and Tunnel Excavation Shape on Initial Elastic-wall Displacement

김 상 환*¹ Kim, Sang-Hwan

정 혁 일*² Jung, Hyuk-II

Abstract

Ground reaction curve is a very important information for evaluating the side wall displacements and installation time of the tunnel support. The ground reaction curve can be estimated by analytical closed form solutions derived on the supposition of circular section and isotropic stress condition. The conditions of stress field and tunnel configurations, however, are quite different in practice. Therefore, it is necessary to investigate the effects of stress anisotropy and tunnel configurations in order to use simply in practical design. This paper describes a study of influence factors in the ground reaction curve. In order to evaluate the applicability of analytical closed form solution in practical design, two sets of parametric studies were carried out by numerical analysis in elastic tunnel behaviour: one set of studies investigated the influence of the K and the other set investigated the influence of the tunnel configurations such as circular and horse-shoe shape. In the studies, K value varies between 0.5 and 3.0, initial ground vertical stress varies between 5~30MPa for each K values. The results indicated that the self-supportability of ground is larger in the ground having lower K value. However, it is suggested that the applicability of closed form solution may not be adequate to determine directly the installation time of the support and self-supportability of ground. It is necessary to consider stress anisotropy and tunnel configurations.

요 지

지반 굴착시 지반의 변위특성과 지보재의 설치시기에 대한 중요한 정보를 제공하는 지반반응곡선(Ground reaction curve)을 구하는 방법은 일반적으로 원형단면이고 축압계수 $K=1.0$ 인 상태를 가정한 closed form solution을 통해서 구해지지만, 실제 현장에서는 주로 마제형 굴착단면이 사용되며 $K \neq 1.0$ 인 경우 대부분이다. 지반 굴착시 축압계수와 굴착 형상에 따라 측벽에서의 초기탄성변위 및 임계지보압이 변화하는 경향을 알아보기 위하여 축압계수 값을 0.5~3.0 사이에서 변화시키고, 각 축압계수마다 초기연직응력을 5~30MPa 사이에서 변화시켜가면서 원형단면과 마제형 단면인 경우를 구분하여 수치해석을 통해 지반반응곡선을 얻었다. Closed form solution에 의해 얻어진 지반반응곡선은 축압계수와 굴착단면의 형상을 고려하지 못하기 때문에 $K \neq 1.0$ 인 실제 지반에 대한 변위거동과 지반의 자립성을 평가하는 데 큰 오차를 유발할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서, Closed form solution에 의해 지보재의 설치시기를 예측하는 것은 많은 오차를 수반하는 과정이므로, 수치해석을 통한 지보설치 시기와 자립성에 대한 검토를 수행하는 것이 바람직 할 것으로 판단된다.

Keywords : Excavation shape, Ground reaction curve, Initial ground stress, Stress anisotropy

*1 정희원, 호서대학교 토목공학전공 교수 (Member, Assistant Prof., Hoseo Univ., Civil Engrg. Dept., kimsh@office.hoseo.ac.kr)

*2 정희원, BAU 컨설팅트 지반/터널부 (Member, Bau Consultant Company)

1. 서론

지반반응곡선(Ground reaction curve)은 지반 굴착시 터널의 자립성, 지보재 설치시기 등을 결정하는데 중요한 정보를 제공한다. 현재 터널설계단계에서 일반적으로 사용되고 있는 지반반응 곡선은 원형단면-등방응력 조건인 경우에 대하여 얻어진 Closed form solution을 활용하는 것이다. 그러나, 터널 굴착이 이루어 지는 암반 내에서의 응력조건은 통상적으로 축압계수 $K \neq 1.0$ 인 이방응력 상태이고, 단면의 형상 또한 원형이 아니므로 현재 실무에서 사용되는 지반반응곡선이 실제 지반의 거동을 잘 반영하고 있다고 할 수는 없다.

지반반응곡선은 지반 굴착 후 지보재의 설치 시기를 결정하는데 중요한 정보를 제공하게 되며, 특히 굴착 후 초기에 발생하는 탄성변위의 경향이 어떠한가에 따라 지보재의 설치시기는 큰 차이를 갖게 된다. 따라서 지반반응곡선의 초기 탄성 변위가 지반의 응력이방성과 굴착 단면 형상에 따라 어떠한 경향을 갖고 변화하는가를 파악하는 것은 좀더 현실적인 지보설치 시기를 결정하는데 있어서 꼭 필요하다고 할 수 있다.

그러나, 응력의 이방성과 단면 형상이 고려된 지반반응곡선을 얻을 수 있는 수학적 해를 구한다는 것은 대단히 힘든 일이며, 그에 대한 연구 역시 미비한 상태이다. 따라서, 현장에서의 응력이방성이나 굴착단면의 형상을 고려한 지반반응곡선을 얻어내는 데 있어서 가장 신뢰성 있고 간편한 방법은 수치해석 기법을 활용하는 것이라고 할 수 있다.

본 논문에서는 축압계수를 변화시키면서 원형단면과 마제형 단면의 두가지 굴착형상에 대한 지반반응곡선을 수치해석을 통해 얻은 뒤, 측벽의 초기 탄성변위와 임계지보압이 Closed form solution($K=1.0$ -원형단면 조건)에 의한 결과와 비교할 때 어떠한 경향을 갖고 변화하는가에 대하여 중점을 두었다.

2. 지반반응곡선과 그 영향요소

2.1 지반반응곡선의 기본이론

지반의 굴착에 따른 굴착면에서의 변위의 발생은 그림1과 같이 Step1 굴착전, Step2 굴착, Step3 지보재 설치, Step4 지보압 발생, Step5 안정의 단계로 구분하여 생각 할 수 있다. 지반의 굴착에 따른 터널 측벽(그림

1의 X-X' 단면)에서의 지보압-변위 그래프는 그림 2(b)와 같이 지보압의 감소에 따라 측벽의 변위가 점점 증가하는 형태를 띠게 된다. 이 때 지반의 변위를 억제하기 위해 지보재를 지반에 설치(Step3)하게 되면 지보압이 발생(Step4)하면서 지반의 변위가 더 이상 발생하지 않는 안정한 상태(Step5)에 도달하게된다.

이때 측벽에서 발생하는 변위에 대한 개념도는 그림 2(a)에서와 같이 나타낼 수 있다. 굴착초기에는 지반에 탄성변위만이 발생하면서 u_i 의 변위가 발생하다가, 변위가 증가하면서 지반내에 소성영역이 반경 r_0 까지 발생하게 되며 그때의 발생 변위를 u_e 라고 나타낼 수 있다. 소성변위가 발생하는 시점에서의 지보압을 임계지보압(p_{icr})이라고 정의하며 p_{icr} 이 작을 수록 지반의 자립성이 크다는 것을 의미한다.

이에 대한 일반해는 다음과 같은 수식으로 표현된다 (Hoek, E. & Brown, E.T., 1980).

$\sigma_s > p_{icr}$ 인 경우

$$u_i = r_{io} \frac{(1+\nu)}{E} (\sigma_0 - \sigma_s) \tag{1}$$

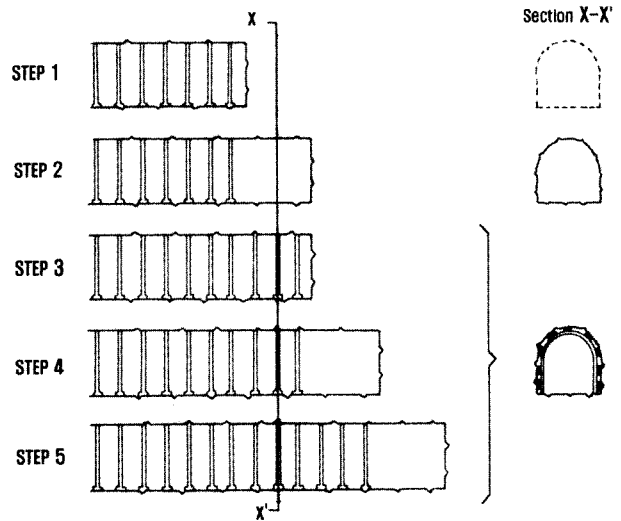


그림 1. 터널의 굴착단계

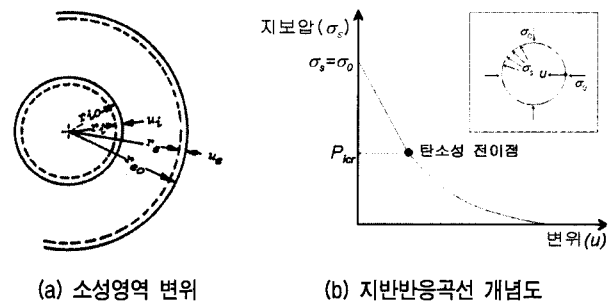


그림 2. 지보압-변위 관계곡선(지반반응곡선)

$\sigma_s < p_{icr}$ 인 경우

$$u_e = -\frac{(1+\nu)}{E} M \sigma_c r_e \quad (2)$$

여기서, $M = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{m}{4} \right)^2 + \frac{m\sigma_0}{\sigma_c} + s \right)^{1/2} - \frac{m}{8}$

(m, s : Hoek-Brown 상수, σ_c : 일축압축강도)

그런데, 식 (1)과 식 (2)에 표현된 지보압-변위 상관식은 Hoek-Brown의 파괴기준에 근거한 이론해로서, 일반적으로 설계실무에서 사용되는 Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 지반반응곡선을 구하기 위해서는 Salencon(1969)이 제시한 탄소성 원형터널 지반의 응력 및 변형해석의 이론해를 적용할 수 있다(김택곤 & 김상환, 2001).

탄성영역에서는,

$$\sigma_r = -\sigma_0 + (\sigma_0 - \sigma_{re}) \cdot \left(\frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (3)$$

$$U_r = -\left(\sigma_0 - \left(\frac{2\sigma_0 - q}{K_p + 1} \right) \right) \times \left(\frac{R_0}{2G} \right) \left(\frac{R_0}{r} \right) \quad (4)$$

여기서, σ_r : 반경방향 응력

σ_0 : 초기응력

σ_{re} : 탄소성 경계면의 응력

R_0 : 소성반경

U_r : 탄성영역에서의 변위

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$q = 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \phi/2)$$

G : 전단탄성계수

소성영역에서는,

$$\sigma_r = \frac{q}{K_p - 1} - \left(\sigma_0 + \frac{q}{K_p - 1} \right) \cdot \left(\frac{r}{a} \right)^{(K_p - 1)} \quad (5)$$

$$U_r = -\frac{r}{2G} x \quad (6)$$

여기서, a : 터널 반경

$$x = (2 - \nu) \left(\sigma_0 + \frac{q}{K_p - 1} \right) + \left(\frac{(1 - \nu)(K_p^2 - 1)}{K_p + K_{ps}} \right) \left(\sigma_s + \frac{q}{K_p - 1} \right) \\ \times \left(\frac{R_0}{a} \right)^{(K_p - 1)} \left(\frac{R_0}{r} \right)^{(K_p - 1)} + \left((1 - \nu) \frac{(K_p K_{ps} + 1)}{(K_p + K_{ps})} - \nu \right) \\ \times \left(\sigma_s + \frac{q}{(K_p - 1)} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{(K_p - 1)}$$

ν : 포아송비

$$K_{ps} = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$$

ψ : Dilatancy angle

2.2 지반반응곡선의 영향요소

지반 굴착에 수반되는 터널 측벽에서의 발생 변위는 다양한 요소에 의해 영향을 받는다. 그 중에서 크게 영향을 미치는 요소로 판단되는 인자는 초기응력(σ_0), 지보압(σ_s), 탄성계수(E), 점착력(c), 마찰각(ϕ), 포아송비(ν), 굴착직경(B)의 7가지로 볼 수 있으며, 이를 무차원 수로 표시하게 되면 식 (7)과 같이 나타낼 수 있다(Anagnostou, G. and Kovari, K., 1993).

$$\frac{u_c}{B} = F \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_0}, \frac{E}{\sigma_0}, \frac{c}{\sigma_0}, \nu, \phi \right) \quad (7)$$

여기서, u_c : 측벽 변위, B : 굴착 직경

σ_s : 지보압, σ_0 : 초기응력

c : 점착력, ν : 포아송비, ϕ : 내부마찰각

그림 3에 보인 바와 같이 응력, 점착력, 마찰각과 관련한 σ^* 항을 정의하여 식 (7)을 다시 나타내면 식 (8)과 같이 표현할 수 있으며, 식 (8)에 보인 무차원 수를 좌표축으로 지보압-변위 곡선을 그리면 초기응력의 영향이 상쇄된 지보압-변위 곡선을 얻을 수 있다(그림 4).

$$\frac{Eu_c}{\left(\sigma_0 + \frac{c}{\tan \phi} \right) L} = F \left(\frac{\sigma_s + \frac{c}{\tan \phi}}{\sigma_0 + \frac{c}{\tan \phi}}, \nu, \phi \right) \quad (8)$$

그림 4는 어떤 초기응력에 대한 하나의 지반반응곡선

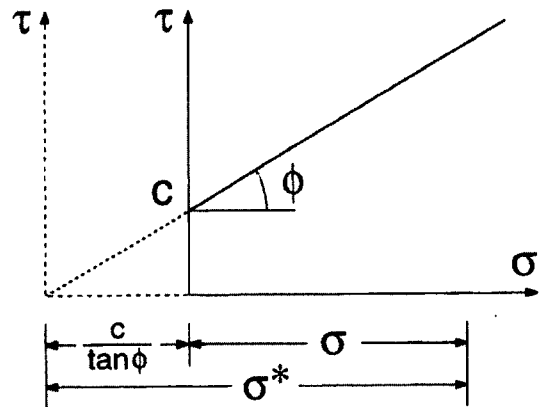


그림 3. 점착력과 마찰각이 고려된 σ^* 항의 정의

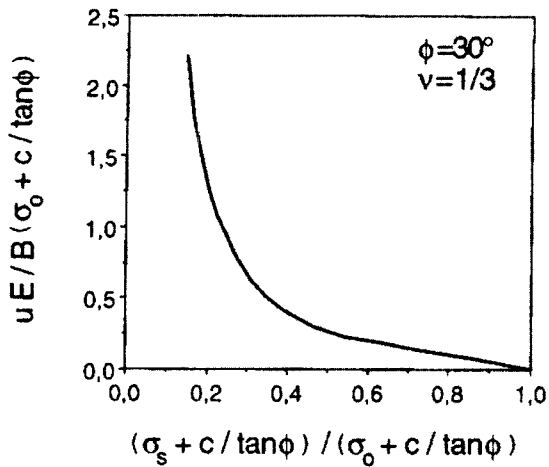


그림 4. 무차원변수로 표현된 지보압-변위 관계곡선(Anagnostou, G. and Kovari, K., 1993)

을 알고 있다면, 동일한 지반에서 서로 다른 초기응력이 작용할 때의 지반반응곡선을 식 (8)에 나타난 무차원 변수를 이용하여 산술적으로 얻어낼 수 있음을 의미한다. 예를들어, 균질한 지반조건을 갖는 산악터널에서 심도가 서로 다른 위치에 대한 지반반응곡선을 얻고자 한다면, 임의의 초기응력에 대한 하나의 지반반응곡선을 가지고 서로 다른 심도에 대한 지반반응곡선을 식 (8)에 의해 얻을 수 있으므로 불필요한 계산과정과 수치해석의 번거로움을 해소할 수 있음을 나타낸다(김택곤 & 김상환, 2001).

그러나, 식 (8)에서는 지반의 응력이방성과 단면형상에 대한 고려가 누락되어 있기 때문에, 축압계수와 단면형상이 고려될 경우에도 식 (8)과 같은 형태의 무차원변수가 유효한가에 대한 검토가 필요하다.

3. 지반반응곡선의 수치적 Modeling

응력이방성과 단면형상이 고려되는 무차원변수의 검토를 위한 수치해석적 검증과 이에 따른 Parametric Study는 다음과 같다.

3.1 지반반응곡선의 수치적 Modeling

지반반응곡선을 수치 Modeling을 통해 얻기 위하여 그림 5와 같은 흐름으로 Modeling과정을 수행하였으며, 그 결과와 Closed form solution의 결과를 비교하여 수치 modeling접근방식의 적정성을 검증하였다.

수치 Modeling에는 국내에서 설계사 및 관련기관에서 설계사 널리 사용되고 있는 상용프로그램인 FLAC

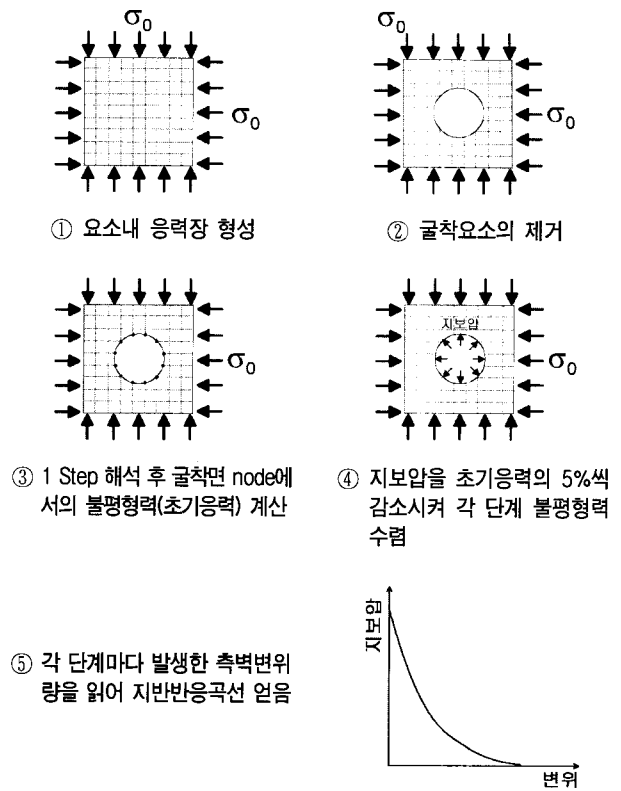


그림 5. 지반반응곡선의 수치 Modeling 흐름도

표 1. 수치 Modeling 검증을 위한 입력 지반물성치

입력 물성치	c (MPa)	ϕ (°)	Dilation angle	Poisson's ratio (ν)	Young's Modulus (MPa)
	1.0	35	0	0.25	10,000

2D(Ver. 3.3)을 사용하였다. 이때, 지반은 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 따른다고 가정하였으며, 직경 10m의 원형 단면 굴착조건하에서 Dilation은 발생하지 않는 것으로 가정하였다. 수치 Modeling에 사용한 입력 물성치는 표 1에 나타난 바와 같다.

3.2 Closed form solution과의 비교검토를 통한 수치 Modeling의 적정성

수치 Modeling에 의해 얻어진 지반반응곡선의 적정성을 검증하기 위하여 표 1과 동일한 지반물성과 단면조건을 입력하여 Closed form solution을 통해 지반반응곡선을 얻었다. 이 때 지반의 초기응력은 5, 10, 20, 30 MPa의 네 가지로 변화시켜 다양한 초기응력 범위에서 수치 Modeling의 적정성을 검증하였다.

Closed form solution에 의한 지반반응곡선과 수치 Modeling에 의한 지반반응곡선은 그림 6과 같다. 그림 중의 y축은 지보압(σ_s)을 지반의 초기응력(σ_0)으로 정규

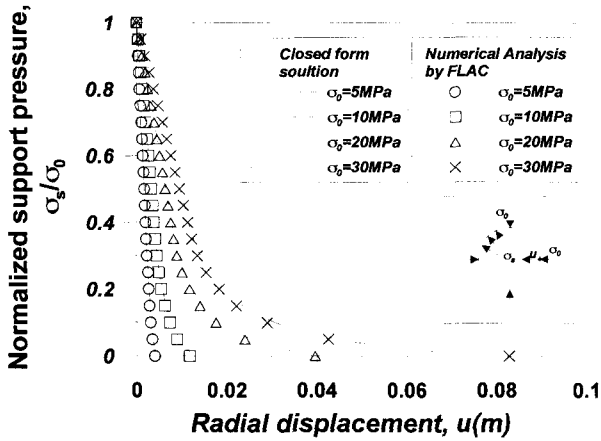


그림 6. Closed form solution과 수치 Modeling에 의해 얻은 측벽에서의 지반반응곡선에 대한 비교

화하여 나타내었으며 x축은 측벽의 변위를 나타낸다. 그림 6에 나타난 바와 같이 Closed form solution에 의한 지반반응곡선과 수치 Modeling에 의한 지반반응곡선은 다양한 초기응력 범위에서 서로 잘 일치하고 있다. 따라서, 본 논문에서 수행한 지반반응곡선의 수치 Modeling 방법이 적절하다는 것을 알 수 있다.

4. 매개변수에 대한 수치해석

4.1 수치해석 조건

본 논문에서는 지반의 응력 이방성과 굴착 단면 형상에 따른 측벽의 초기 탄성변위 변화경향을 분석하기 위하여 측압계수 ($K = \sigma_{ho} / \sigma_{vo}$) 값을 0.5, 1, 1.5, 2.0, 3.0의 5단계로 변화시키고, 각 측압계수 마다 연직응력(σ_{vo})을 5, 10, 20, 30MPa의 4가지 조건으로 구분하여 해석을 수행하였다.

이 때 측압계수 $K \neq 1.0$ 인 조건하에서의 지반반응곡선을 구하기 위하여 앞 절에서 검증된 수치 Modeling 과정을 그대로 적용하되, 요소내의 초기응력장을 형성시키는 과정에서 연직응력과 수평응력을 측압계수의 값에 따라 서로 다르게 작용시켰다.

굴착 단면 형상은 그림 7에 나타난 바와 같이 직경 10m의 원형단면인 경우와, 터널 폭은 10m로 동일하고 바닥폭과 높이가 8m인 마제형단면의 두 가지로 구분하여 해석을 수행하였다.

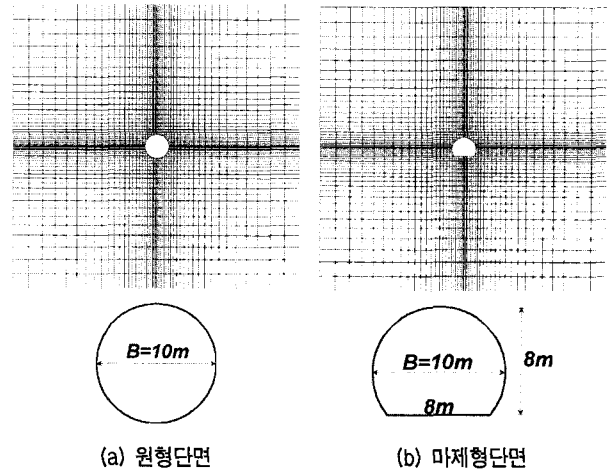


그림 7. 굴착단면과 유한요소 해석 요소망

4.2 측벽의 초기 탄성변위 변화

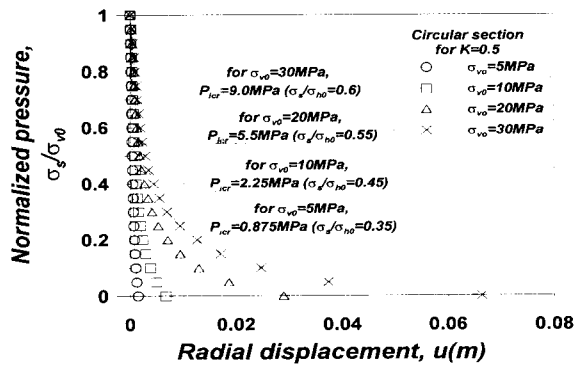
수치해석을 통해 얻어진 지반반응곡선들 중 대표적인 예를 그림 8에 보였다. 그림 8(a), (b)는 원형단면 굴착인 경우이고 그림 8(c), (d)는 마제형단면 굴착인 경우의 지반반응곡선이다.

지반반응곡선의 전반적인 형태는 그림 8의 네 가지 경우 모두 초기연직응력이 클수록 측벽의 변위가 더 크게 발생하는 경향을 나타내고 있다. 다만, 측압계수와 굴착 단면의 형상의 변화에 따라 측벽의 초기 탄성변위와 임계지보압의 크기가 서로 다르게 나타나고 있음을 알 수 있다.

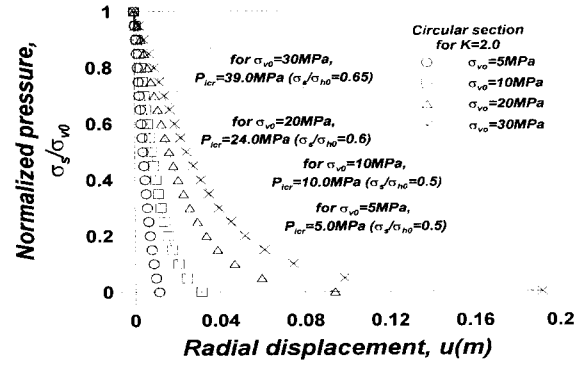
지보압의 감소에 따른 측벽의 초기 탄성변위 변화경향을 정량적으로 분석하기 위하여 $K \neq 1.0$ 인 경우의 초기탄성변위(u)를 원형단면- $K=1.0$ 일 때의 초기탄성변위($u_{(K=1.0, cir)}$)에 대한 비율($u/u_{(K=1.0, cir)}$)로 표시하여 그림 9와 그림 10에 각각 굴착단면형상별로 나타내었다.

그림 9는 원형단면 굴착인 경우 측압계수별로 각각 구분하여 $u/u_{(K=1.0, cir)}$ 와 σ_s/σ_{vo} 의 관계를 나타낸 그림이다.

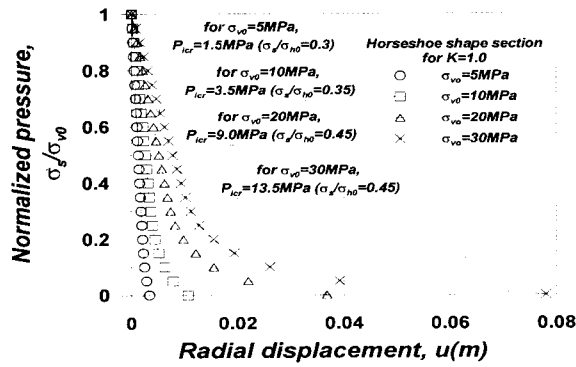
그림 9(a)를 살펴보면, 원형단면 굴착시 $K=0.5$ 일 때의 초기탄성변위는 $K=1.0$ 일 때의 초기탄성변위와 일정한 비율($u/u_{(K=1.0, cir)} = 0.25$)을 유지하고 있다. 그러나 지보압이 초기응력의 약 70%이하로 작아지게 되면 변형초기에 일정하게 유지되던 $u/u_{(K=1.0, cir)}$ 값은 지반의 초기응력의 크기에 따라 서로 다르게 변화한다. $K=1.5, 2.0, 3.0$ 인 경우에도 동일한 경향이 나타나고 있으나, 초기 측벽변위의 $u/u_{(K=1.0, cir)}$ 값은 서로 다르



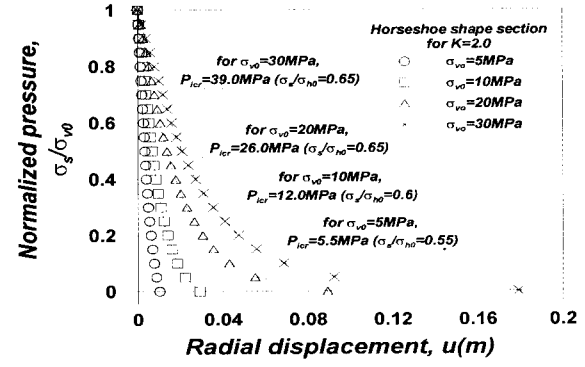
(a) 원형단면, K=0.5



(b) 원형단면, K=2.0

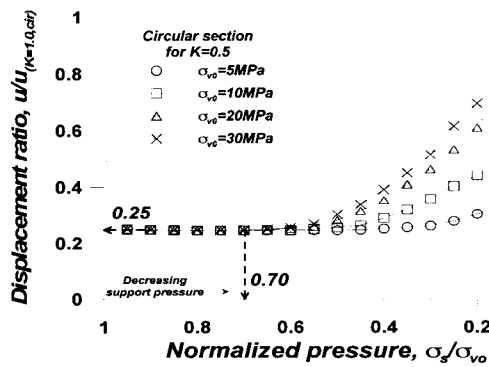


(c) 마제형단면, K=1.0

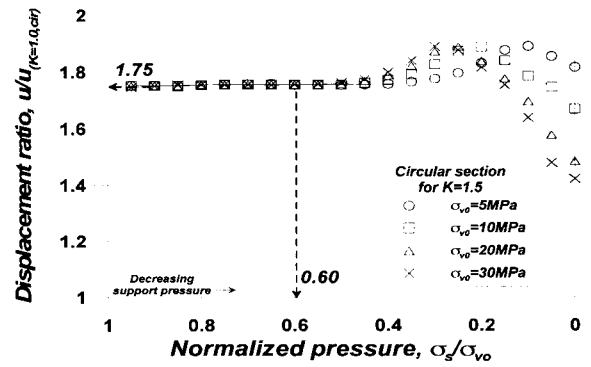


(d) 마제형단면, K=2.0

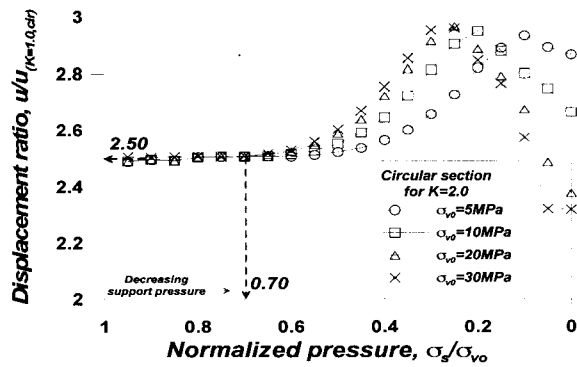
그림 8. 수치해석에 의해 얻어진 지반반응곡선의 대표적 결과



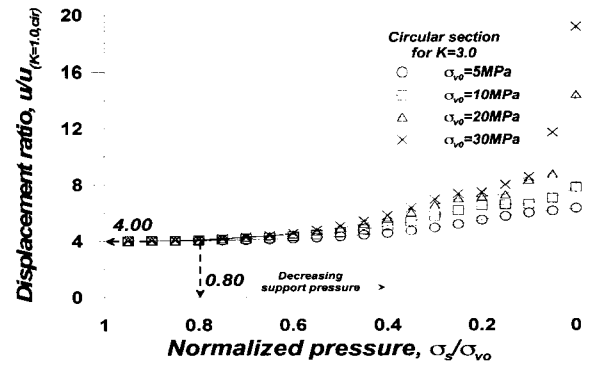
(a) 원형단면, K=0.5



(b) 원형단면, K=1.5

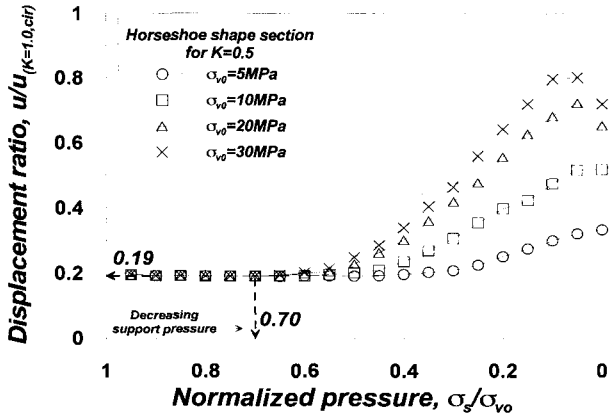


(c) 원형단면, K=2.0

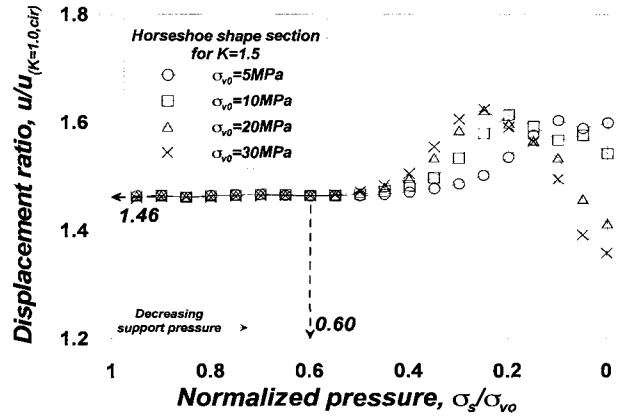


(d) 원형단면, K=3.0

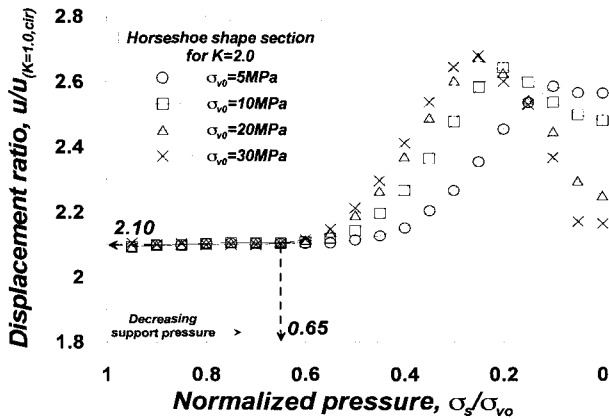
그림 9. 원형단면 굴착시 K=1.0일 때의 측벽변위를 기준으로 한 초기탄성변위의 비율



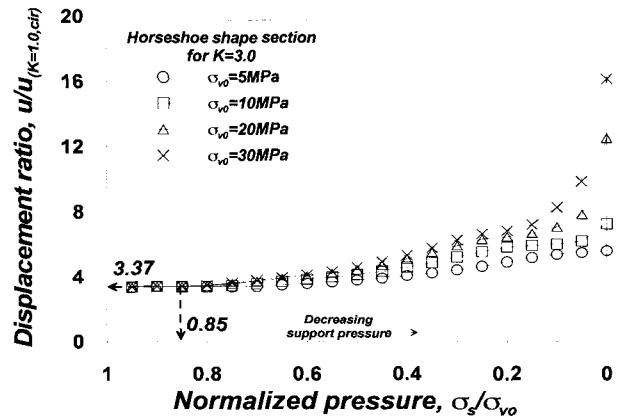
(a) 마제형단면, K=0.5



(b) 마제형단면, K=1.5



(c) 마제형단면, K=2.0



(d) 마제형단면, K=3.0

그림 10. 마제형단면 굴착시 원형굴착-K=1.0일 때의 측벽변위를 기준으로 한 초기탄성변위의 비율

게 나타남을 알 수 있다

그림 10은 마제형 단면 굴착인 경우에 대한 그림인데, 마제형 단면 굴착시에도 원형단면 굴착시와 동일한 경향을 나타내며, 이 때에도 역시 초기 탄성변위 비율 ($u/u_{(K=1.0, cir)}$)은 그 크기가 각 측압계수 마다 서로 다르다.

굴착단면 형상과 측압계수에 따라 일정한 값을 갖는 초기탄성변위비율($u/u_{(K=1.0, cir)}$)의 크기를 표 2에 정리하여 나타내었으며, 이를 측압계수를 축으로 하여 그림

표 2. 측압계수와 굴착형상에 따른 초기탄성변위비율

$K(=\sigma_{hd}/\sigma_{v0})$	측벽의 초기 탄성변위 비율 $u/u_{(K=1.0, cir)}$	
	원형단면	마제형 단면
0.5	0.25	0.19
1.0	1.00	0.83
1.5	1.75	1.46
2.0	2.50	2.10
3.0	4.00	3.37

11에 나타내었다.

그림 11에서 알 수 있듯이 측압계수가 증가할수록 각 측압계수에 대한 초기탄성변위비율 $u/u_{(K=1.0, cir)}$ 값은 원형단면 굴착인 경우와 마제형 단면 굴착인 경우 모두 선형적으로 증가한다.

이는 동일한 지반조건과 굴착형상을 갖더라도 초기

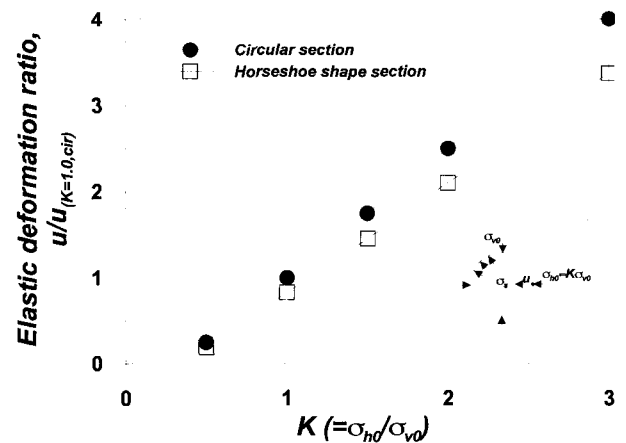


그림 11. 측벽 초기탄성변위비율의 K값에 따른 변화

탄성변위는 축압계수의 증가에 따라 크게 변화한다는 것을 의미한다. 다시말해, Closed form solution에 의해 얻어진 지반반응곡선은 $K=1.0$ 인 등방응력 조건에서 구해진 것이기 때문에, $K \neq 1.0$ 인 실제 지반에서 발생하는 초기탄성변위는 Closed form solution에 의해 계산되는 초기탄성변위와 큰 차이를 보이게 된다는 것을 알 수 있다.

지보재의 설치 시기는 초기 축벽변위의 발생양상에 의해 크게 좌우되기 때문에 축압계수가 고려되지 않은 채 Closed form solution에 의해 얻어진 지반반응곡선을 활용하여 지보재의 설치시기를 예측한다면 $K > 1.0$ 인 대부분의 현장암반에 대한 적절한 지보설치시기의 예측이 힘들다는 것을 의미한다.

또한, 그림 11을 보면 마제형 단면과 원형단면에 대한 축벽의 초기탄성변위비율이 서로 다를 수 있는데, 이는 축압계수뿐만 아니라 굴착단면의 형상도 지반반응곡선에 영향을 미치는 요소임을 나타낸다.

다만, 원형단면과 마제형 단면사이의 $u/u_{(K=1.0, cir)}$ 값 변화특성은 굴착단면적, 높이-폭 비율 등 좀 더 다양한 단면형상에 대한 case study가 필요할 것으로 판단되므로 이에 대한 분석은 추후 연구결과를 통해 논의하기로 하겠다.

4.3 임계지보압의 변화

임계지보압은 굴착면에서의 변위가 탄성에서 소성상태로 변화하는 시점에서의 지보압을 나타내므로 임계지보압의 변화경향을 분석하게 되면 지반의 자립성에

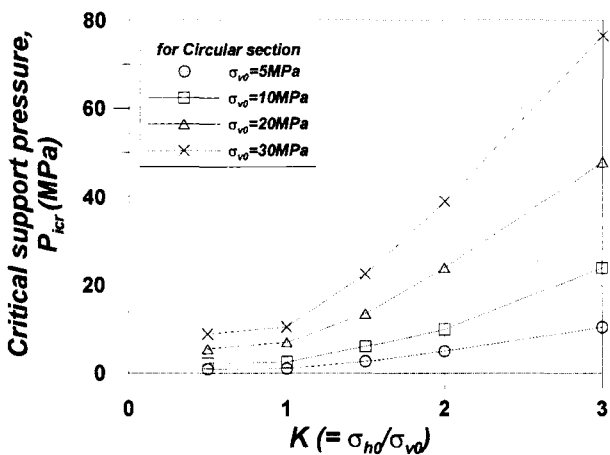
대한 평가와 직접적인 연관성을 갖는다.

수치해석을 통해 얻어진 지반반응곡선상에서 임계지보압(p_{icr})을 구하여 축압계수의 변화와 굴착단면의 형상에 따라 임계지보압이 어떻게 변화하는지를 살펴본다. 이를 그림 12에 나타내었는데, 각각의 초기연직응력(σ_{v0})별로 축압계수의 증가에 따라 변화하는 임계지보압의 변화양상을 볼 수 있다.

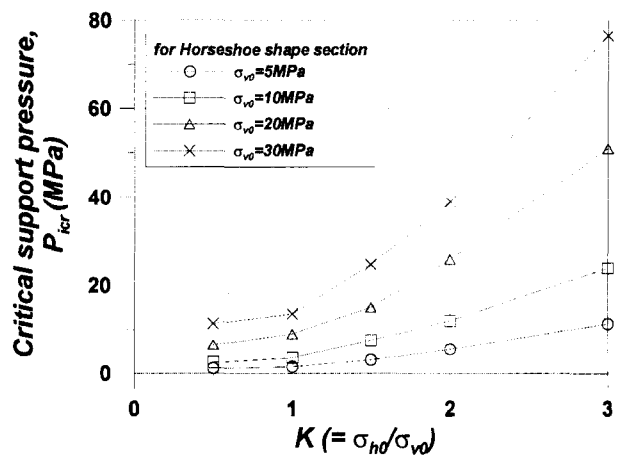
그림 12에 나타난 바와 같이 동일한 초기연직응력이 작용하는 지반이라 하여도 축압계수가 증가하면 축벽에서의 임계지보압은 증가하는 경향을 보인다. 이를 축압계수를 기준으로 살펴보면, 일정한 축압계수 하에서 초기연직응력이 증가할 때 임계지보압도 역시 증가한다. 이는 지반의 자립성이 축압계수가 증가할수록, 초기연직응력이 증가할수록 낮아진다는 것을 의미한다.

이와 같이 축압계수와 단면 형상에 따라 변화하는 임계지보압의 크기가 Closed form solution($K=1.0$ -원형단면)으로 얻어진 임계지보압의 크기와 비교할 때 어떠한 경향을 보이는지를 파악하기 위하여 각 축압계수와 초기응력단계에 대한 임계지보압(p_{icr})을 $p_{icr(K=1.0, cir)}$ 값으로 나누어 그림 13과 같이 축압계수(K)와 $p_{icr}/p_{icr(K=1.0, cir)}$ 을 축으로 하는 평면상에 나타내었다.

그림 13을 살펴보면, 원형단면과 마제형 단면 모두 축압계수의 증가에 따라 $p_{icr}/p_{icr(K=1.0, cir)}$ 이 증가하고 있으며, 초기연직응력(σ_{v0})이 $5MPa$ 인 경우에 축압계수의 증가에 따른 $p_{icr}/p_{icr(K=1.0, cir)}$ 의 증가 경향이 두드러진다. 반면 $\sigma_{v0} = 20, 30MPa$ 인 경우에는 축압계수 증가에 따라 $p_{icr}/p_{icr(K=1.0, cir)}$ 이 증가하는 비율이 서로 비슷하게 나타나고 있으며 그 값도 비슷하다.

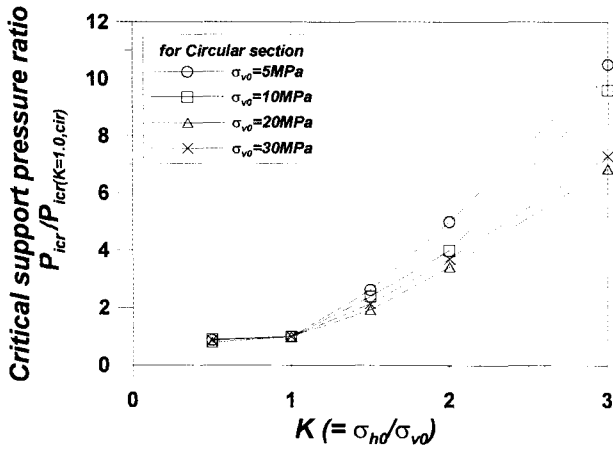


(a) 원형단면

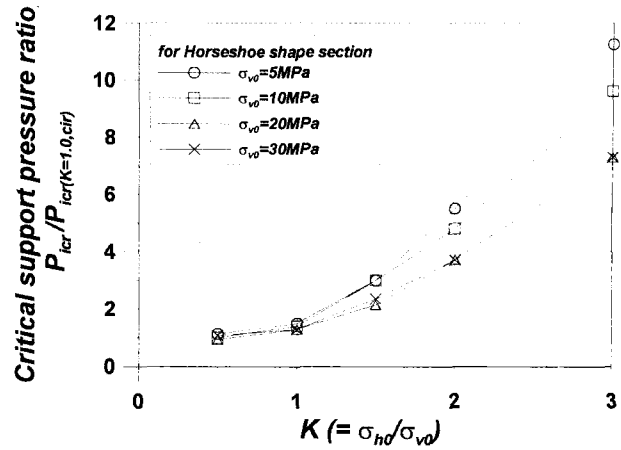


(b) 마제형단면

그림 12. 굴착단면 형상과 축압계수의 변화에 따른 임계지보압의 변화



(a) 원형단면



(b) 마제형단면

그림 13. 원형단면-K=1.0일 때의 임계지보압을 기준으로 나타낸 임계지보압 비율의 변화

$p_{icr}/p_{icr(K=1.0, cir)}$ 값이 크다는 것은 Closed form solution으로 구한 임계지보압의 크기($p_{icr(K=1.0, cir)}$)가 실제 현장에서 나타나는 임계지보압의 크기(p_{icr})와 큰 차이를 나타낸다는 것을 의미한다. 즉, 축압계수의 증가에 따라 $p_{icr}/p_{icr(K=1.0, cir)}$ 값이 증가한다는 것은 Closed form solution으로 구한 임계지보압으로 암반의 자립성을 평가할 경우, $K > 1.0$ 인 응력상태를 갖는 현지암반에 대한 자립성을 과대평가하게 된다는 것을 나타낸다.

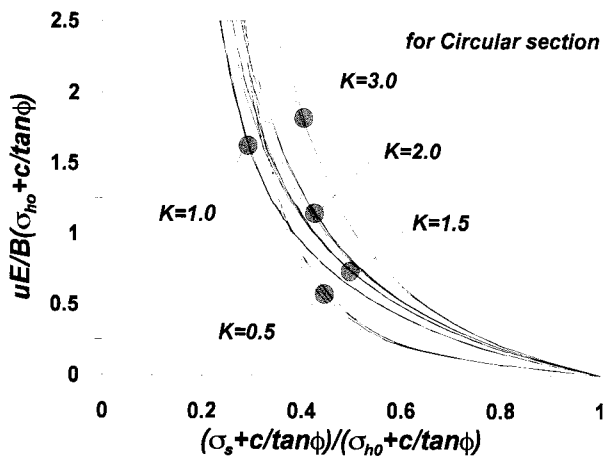
이 때 특이한 점은 축압계수 증가에 따른 지반의 자립성에 대한 과대평가가 초기연직응력(σ_{v0})이 5 MPa인 경우 가장 크게 발생한다는 점이다. 비록 그림 12에 나타난 바와 같이 초기연직응력이 작을수록 임계지보압의 크기 자체는 작아지지만 Closed form solution에 의한 임계지보압($p_{icr(K=1.0, cir)}$)의 비율로 평가할 경우 자립성의 과대평가정도는 초기연직응력이 작을수록 크게 발

생하게 된다.

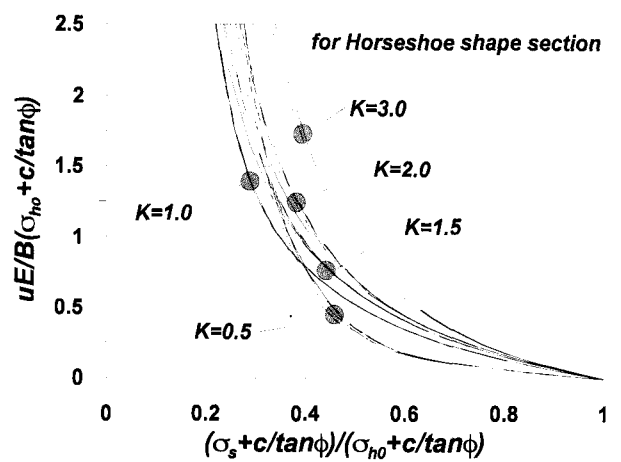
4.4 지반반응곡선의 영향인자

지반반응곡선에 영향을 미치는 변수를 초기응력(σ_0), 지보압(σ_s), 탄성계수(E), 점착력(c), 마찰각(ϕ), 포아송비(ν), 굴착직경(B)의 7가지로 판단하여 식 (7), 식 (8)과 같이 나타낸 연구 결과가 있으나(G., Anagnostou, and K., Kovari, 1993), 여기에는 축압계수와 굴착단면의 형상변화가 지반반응곡선에 영향을 미치는가에 대한 검토가 누락되어 있음을 앞서 언급한 바 있다.

이를 위해 축압계수 $K \neq 1.0$ 인 경우에도 식 (8)에 나타난 무차원 변수가 지보압-변위관계를 나타내는 데 유효한 변수인가를 검증한 후, 축압계수와 굴착단면의 형상이 지반반응곡선에 영향을 주는 요소인가에 대하여



(a) 원형단면



(b) 마제형단면

그림 14. 무차원 변수를 축으로 나타낸 지보압-변위 관계 곡선의 축압계수에 따른 변화

검토하였다.

그림 14는 각각의 측압계수에 대해 수치해석을 통해 얻어진 지보압-변위 곡선을 식 (8)에서 정의한 무차원 변수축으로 나타낸 것이다. 이 때, σ_0 는 등방응력조건일 때 연직방향과 수평응력이 동일하여 서로 혼용하여 사용할 수 있으나, $K \neq 1.0$ 인 경우에는 연직방향과 수평방향의 초기응력이 서로 다르다. 본 논문에서는 측벽에서의 변위에 대한 무차원 수를 고려하고 있으므로, 측벽에서의 수평응력($\sigma_{ho} = K \times \sigma_{vo}$)값을 초기응력으로 놓고 무차원 수를 계산하였다.

그림 14에서 알 수 있듯이, 측압계수 $K \neq 1.0$ 인 경우에도 각각의 측압계수에 대해 지보압-변위 관계곡선이 서로 다른 유일한 곡선으로 표현되고 있다. 이는 식 (8)에 의한 무차원변수가 $K \neq 1.0$ 인 경우에도 유효하게 적용될 수 있음을 나타낸다.

또한, 원형단면과 마제형 단면인 경우를 비교해 보면 지보압-변위 관계 곡선의 형태나 측압계수에 따른 변화 양상은 서로 유사하지만 곡선의 위치가 굴착단면 형상에 따라 약간의 차이를 나타냄을 알 수 있다.

즉, 측압계수의 크기와 굴착단면의 형상은 지반반응 곡선에 영향을 미치는 변수중의 하나임을 식 (8)에 의한 무차원 변수 분석을 통해 다시한 번 알 수 있다. 따라서, 측압계수와 굴착단면의 형상을 고려하여 식 (7)을 다음의 식 (9)와 같이 나타내는 것이 타당하다.

$$\frac{u_c}{B} = F\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_0}, \frac{E}{\sigma_0}, \frac{c}{\sigma_0}, \nu, \phi, K, S\right) \quad (9)$$

여기서, u_c : 측벽 변위, B : 굴착 직경,

σ_s : 지보압, σ_0 : 초기응력,

c : 점착력, ν : 포아송비, ϕ : 내부마찰각,

K : 측압계수 ($= \sigma_{ho}/\sigma_{vo}$),

S : 굴착형상을 나타내는 계수

5. 결론

지중의 응력이방성과 굴착단면의 형상에 따라 측벽에서 발생하는 초기탄성변위와 임계지보압이 어떻게 변화하는 가를 알아보기 위하여 동일한 지반물성을 갖는 지반을 대상으로 측압계수와 굴착단면을 변화시켜 수치해석을 수행하고 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 측압계수와 단면형상을 변화시키면서 얻어진 측벽에서의 변위 u 를 원형단면 $K=1.0$ 일 때의 측벽변위 $u_{(K=1.0, cir)}$ 에 대한 비율로 표시하면, 각 측압계수별로 측벽에서의 초기탄성변위비율($u/u_{(K=1.0, cir)}$)은 구속응력의 크기에 상관없이 일정한 값을 갖는다. 이 초기탄성변위비율은 측압계수값에 따라 선형적으로 증가하는 경향을 나타내며, 굴착단면의 형상에 따라서도 그 크기가 변화한다.
- (2) Closed form solution에 의해 얻어진 지반반응곡선은 $K=1.0$ -원형단면인 이상적 조건에서 구해진 것이기 때문에, Closed form solution에 의해 계산되는 초기탄성변위는 $K \neq 1.0$ 이고 비원형굴착이 이루어지는 실제 지반에서 발생하는 초기탄성변위를 매우 작게 평가하는 문제점을 내포하고 있다. 따라서, Closed form solution에 의해 얻어진 지반반응곡선으로 지보재의 설치시기를 예측하는 것은 바람직 하지 않으며, 수치해석을 통한 검토가 수반되어야 한다.
- (3) 지반의 자립성은 동일한 지반물성·초기응력·굴착단면 조건에서 측압계수의 증가에 의해 크게 낮아지며, 특히 지반의 초기응력이 낮을수록 측압계수 증가에 의한 지반의 자립성 저하가 많이 발생한다.
- (4) 이상의 연구 결과에 따르면, 측압계수의 크기와 굴착단면의 형상은 지반반응곡선에 영향을 미치는 변수로 판단할 수 있으며, 지반반응곡선에 영향을 미치는 요소들은 식 (9)와 같이 재평가됨이 타당하다.

참고 문헌

1. 김택곤, 김상환(2001), "탄소성 매질 내 지하공동 해석시 매개변수들의 상호관계에 대한 이해", *터널협회지 기술강좌*, 제3권 제3호, pp.58-73.
2. Anagnostou, G. and Kovari, K.(1993), "Significant parameters in elastoplastic analysis of underground openings", Vol.119, No.3, pp.401-419
3. Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. and Hoek, E. (1983), "Ground response curves for rock tunnels", *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.109, pp.15-39.
4. Hoek, E. and Brown, E. T.,(1980), "Underground excavations in rock", *The institute of mining and metallurgy*, pp.244-324.
5. Hoek, E., (1999), "Rock engineering", course note.
6. Kovari, K., (1985), "Rock deformation problems when using full-facing cutting equipment in rock", *Tunnel* 3, pp.236-224(Part I), pp.289-298(Part II).
7. Salencon, J., (1969), "Contraction Quasi-Statique D'Une Cavit é a Symetri é Sph é rique Ou Cylindrique Dans Un Milieu Elasto-plastique", *Annales Des Ponts Et Chaussées*, Vol.4, pp.231-236.

(접수일자 2002. 7. 29, 심사완료일 2002. 12. 4)