

# 정점을 중심으로 회전하는 강성옹벽에 작용하는 주동토압

## Active Earth Pressure behind Rigid Retaining Wall Rotating about the Top

백 규 호<sup>1</sup> Paik, Kyu-Ho

사 공 명<sup>2</sup> Sagong, Myung

### Abstract

For a rigid retaining wall with rough face, the magnitude and distribution of active earth pressure on the wall are affected by the shape of failure surface and arching effect developed in the backfill as well as internal friction angle of the backfill and wall friction angle. Therefore, the practical shape of failure surface and arching effect in the backfill must be considered to acquire accurate magnitude and non-linear distribution of active earth pressure acting on the rigid retaining wall. In this study, a new formulation for calculating the active earth pressure on a rough rigid retaining wall rotating about the top is proposed considering the practical shape of non-linear failure surface and arching effects. Accuracy of the proposed equation is checked through comparisons of calculations from the proposed equations with existing model test results. The comparisons show that the proposed equations produce satisfactory results.

### 요 지

옹벽의 벽면이 거친 경우에 강성옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태는 뒷채움재의 내부마찰각과 옹벽의 벽면마찰각 뿐만 아니라 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과와 파괴면의 형상에도 영향을 받는다. 따라서 강성옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 비선형의 분포형태를 정확히 산정하기 위해서는 토압 산정 시 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과와 실제적인 파괴면의 형상을 고려해야 한다. 본 연구에서는 강성옹벽이 옹벽의 정점을 중심으로 회전하는 경우에 대하여 뒷채움재에서의 아칭효과와 실제적인 비선형의 파괴면 형상을 고려함으로써 비선형의 주동토압을 산정할 수 있는 토압산정식을 제안하였다. 그리고 제안식에 대한 정확도를 검증하기 위하여 제안식으로부터 얻어진 예측치들을 기존의 모형시험 결과들과 비교한 결과 제안식은 만족스런 토압 예측치를 제공하는 것으로 나타났다.

**Keywords :** Active earth pressure, Arching effect, Non-linear failure surface, Rotating wall, Rotating about the top

### 1. 서 론

경사지에서 토지의 효율적인 확보를 위한 옹벽이나 교각 구조물에서 교대 등으로 사용되는 강성옹벽은 그 기능과 시공상태에 따라 변위발생 유형(평행이동, 정점 중심 회전이동, 저점중심 회전이동)이 달라지며, 옹벽

의 변위형태에 따라 옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태가 달라지는 것으로 알려져 있다(Terzaghi 1943, Fang과 Ishibashi 1986). 따라서 최적화된 단면을 갖으면서 구조적으로도 안정한 강성옹벽을 설계하기 위해서는 옹벽의 변위발생 형태를 고려하여 옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태를 산정하는 것이

1 정회원, 관동대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Kwandong Univ., pkh@kwandong.ac.kr)

2 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 선임연구원 (Member, Associate Researcher, Korea Railroad Research Institute)

매우 중요하다.

Terzaghi(1943)의 연구결과에 따르면 강성옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태는 옹벽이 변위를 일으킬 때 뒷채움재에 발생하는 파괴면의 형태와 밀접한 관련이 있으며, 이 파괴면의 형태는 옹벽의 벽면거칠기 뿐만 아니라 옹벽의 변위형태에도 영향을 받는 것으로 밝혀졌다. 즉, 옹벽의 표면이 매끄러운( $\delta=0$ ) 경우에는 뒷채움재의 파괴면이 직선이 되고 옹벽에 작용하는 주동토압이 삼각형의 형태로 분포하는 반면, 옹벽의 표면이 거친( $\delta>0$ ) 경우에는 뒷채움재의 파괴면이 비선형이 되고 주동토압이 비선형의 형태로 분포한다. 그리고  $\delta>0$ 인 경우라도 교대와 같이 옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우와 L형이나 역T형 옹벽과 같이 저점을 중심으로 회전하는 경우에 뒷채움재의 파괴면 형태와 토압의 분포형태는 달라진다. 또한 옹벽의 표면이 거친 경우에 주동토압이 이처럼 비선형의 분포형태로 작용하는 것은 옹벽에 변위가 발생할 때 옹벽과 뒤채움재간에 발생하는 마찰력으로 인해 뒷채움재에 작용하는 주응력이 회전함으로써 토압에 변화가 유발되는 아칭(arching)효과 때문으로 보고되고 있다(Handy 1985, Wang, 2000, Paik과 Salgado 2003). 그러나 이제까지 대부분의 지반공학자들은 강성옹벽을 설계할 때 옹벽의 변위형태는 물론 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과를 전혀 고려하지 않고 토압의 분포형태를 삼각형으로 가정하는 Coulomb의 토압이론을 이용해서 주동토압을 산정해 왔다. 그 결과 실제와는 다른 주동토압의 크기와 분포형태를 산정함은 물론, 그 계산결과에 근거하여 강성옹벽의 단면을 결정하고 활동이나 전도파괴에 대한 구조적인 안정성을 검토함으로써 매우 불합리한 설계를 수행하여 왔다.

이러한 연구결과들에 근거하여 몇몇 연구자들(정성교와 백승훈 1993, 정성교 등 1996, Handy 1985, Harrop-Williams 1989, Wang 2000, Paik과 Salgado 2003)은 옹벽에 변위가 발생할 때 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과를 고려해서 비선형의 주동토압분포를 산정할 수 있는 토압산정식을 제안하였으나, 이들은 모두 옹벽이 평행이동하는 경우에 대해서만 적용할 수 있는 것들이었다. 그리고 일부에서는 유한요소해석을 통해서 강성옹벽이 다양한 형태로 변위를 일으킬 때 옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태를 산정하고, 그 결과가 실측치와 매우 유사함을 보였다(Clough와 Duncan 1971, Nakai 1985, Matsuzawa와 Hararika 1996). 그러나 유한

요소해석을 통한 토압 산정은 예측결과의 정확도는 높지만 현장 적용성이 떨어진다는 단점을 갖고 있다. 또한 채영수와 김용진(1988)과 Chang(1997)은 해석적인 방법을 통해서 회전이동하는 강성옹벽에 대하여 비선형의 토압분포를 제공할 수 있는 주동토압 산정식을 제안하였다. 그러나 이 산정식은 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과를 전혀 고려하지 않고 Coulomb의 토압이론에 근거하여 토압산정식을 도출함으로써 뒷채움재에서의 아칭효과가 매우 큰 것으로 알려진 옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우에 대해서는 실측치와 상당히 다른 결과를 제공하는 문제점을 보였다. 따라서 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과와 파괴면의 형태를 고려해서 회전이동하는 강성옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 비선형의 토압분포를 산정할 수 있는 토압산정식은 현재까지 전무한 상태이다.

본 연구에서는 옹벽에 작용하는 토압 산정 시 뒷채움재의 파괴면 형태와 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과를 고려함으로써 옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우에 강성옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 비선형의 토압분포를 정확히 산정할 수 있는 토압산정식을 제안하였다. 그리고 기존에 보고된 두 개의 모형시험 결과에 대하여 제안식으로부터 얻어진 계산치와 실측치를 비교함으로써 새로 제안된 토압산정식에 대한 정확도를 검증하였다.

## 2. 뒷채움재에서의 파괴면

### 2.1 실제 파괴면 형상

강성옹벽에 작용하는 토압을 정확히 산정하기 위해서는 옹벽이 변위를 일으킬 때 뒷채움재에 발생하는 파괴면의 형상을 토압산정식에 정확히 반영해야만 한다. 그리고 강성옹벽의 표면이 거친( $\delta>0^\circ$ ) 경우 뒷채움재에서 발생하는 파괴면의 형상은 옹벽의 변위형태에 따라 달라지는 것으로 알려져 있다(Terzaghi 1943). 특히 강성옹벽이 옹벽의 정점을 중심으로 회전하는 경우에 뒷채움재는 그림 1과 같이 대수나선(log-spiral)형으로 파괴되며, 파괴면은 뒷채움재의 지표면과 직각을 이루고 옹벽의 저점에서는 수평과  $45^\circ+\phi/2$ 의 각도를 이루게 된다.

그리고 대수나선 곡선의 회전중심(O점)에서 뒷채움재의 임의의 깊이 z에서 발생하는 파괴면(C점)까지의

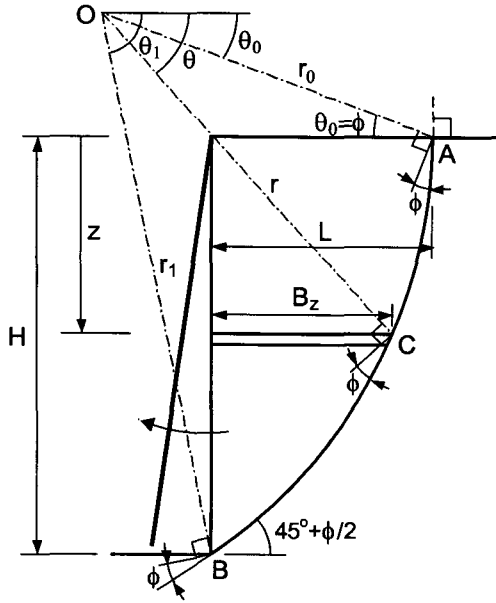


그림 1. 뒷채움재의 실제적인 파괴면 형상

반경  $r$ 과 옹벽의 저점에서 발생하는 파괴면(B점)까지의 반경  $r_1$ 은 식 (1)과 같이 계산된다.

$$r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \phi] \quad (1a)$$

$$r_1 = r_0 \exp[(\theta_1 - \theta_0) \tan \phi] \quad (1b)$$

여기서  $r_0$ 는 대수나선 곡선의 회전중심(O점)에서 뒷채움재의 지표면과 파괴면의 교점(A점)까지의 거리이며,  $\phi$ 는 뒷채움재의 내부마찰각이다. 그리고  $\theta_0$ 와  $\theta_1$ 은 각각 수평으로부터 파괴면상의 A점과 B점까지의 회전각이며,  $\theta$ 는 수평으로부터 임의의 깊이  $z$ 에서 발생하는 파괴면(C점)까지의 회전각을 나타낸다.

한편, 대수나선 곡선은 특성상 그림 1과 같이 곡선의 회전중심과 파괴면상의 임의의 점을 연결한 직선이 항상 파괴면의 접선과  $90^\circ + \phi$ 의 각도를 유지한다. 따라서 이러한 대수나선 곡선의 특성과 A점과 B점에서의 기하학적인 관계를 고려하면  $\theta_0 = \phi$ 이고  $\theta_1 = 45^\circ + \phi/2$ 임을 알 수 있다. 따라서 옹벽의 높이  $H$ 는 식 (2)와 같이 나타낼 수 있고,

$$H = r_1 \sin \theta_1 - r_0 \sin \theta_0 \quad (2)$$

이 식에 식 (1)을 대입해서 정리하면  $r_0$ 가 다음과 같이 얻어진다.

$$r_0 = \frac{H}{\sin \theta_1 \exp[(\theta_1 - \theta_0) \tan \phi] - \sin \theta_0} \quad (3)$$

그리고 뒷채움재의 지표면으로부터 임의의 지점까지의 깊이  $z$ 와 그 깊이에 존재하는 미소수평요소의 폭  $B_z$ 는 각각 식 (4)와 (5)로부터 구할 수 있으며,

$$z = r \sin \theta - r_0 \sin \theta_0 \quad (4)$$

$$B_z = r \cos \theta - r_1 \cos \theta_1 \quad (5)$$

뒷채움재의 지표면( $z=0$ )에서 미소수평요소의 폭  $L$ 은 식 (5)에  $\theta = \theta_0$ 를 대입함으로써 다음과 같이 계산된다.

$$L = r_0 \cos \theta_0 - r_1 \cos \theta_1 \quad (6)$$

## 2.2 가정된 파괴면 형상

뒷채움재의 강도특성이 파괴면의 형상에 미치는 영향을 조사하기 위하여 식 (4)와 (5)를 이용해서 뒷채움재의 내부마찰각에 따른 파괴면의 형상 변화를 산정하였고, 그 결과를 그림 2에 나타냈다. 그림에서 보이듯이 뒷채움재의 지표면으로부터의 깊이( $z$ )를 옹벽의 높이( $H$ )로 표준화하고 임의의 깊이  $z$ 에서 미소수평요소의 폭( $B_z$ )을 지표면에서 미소수평요소의 폭( $L$ )으로 표준화했을 때 뒷채움재에서 발생하는 파괴면의 형상은 뒷채움재의 내부마찰각과 무관하게 일정한 것으로 나타났다. 따라서  $z/H$ 와  $B_z/L$ 을 이용하면 뒷채움재의 내부마찰각과 무관하게 파괴면의 형상을 하나의 대수나선 함수로 정의할 수 있으며, 이 대수나선 함수는 4개의 직선으로 근사화될 수 있음을 알 수 있다. 이들 직선의 개수와 좌표는 대수나선 함수의 파괴면에 의해 만들어진 흩췌기와 직선으로 구성된 파괴면에 의해 만들어진 흩췌기간의 오차가 1% 이내가 되도록 시행착오를 통해 결정되었다.

한편, 토압을 정확히 산정하기 위해서는 뒷채움재의 파괴면 형상을 정확히 고려하는 것이 필요하며, 이를 위해 토압 산정 시 식 (1)과 같은 대수나선 함수를 파괴면의 형상으로 사용하면 계산이 매우 복잡하다. 따라서 파괴면의 형상 함수를 단순화함으로써 토압 산정 시 계산을 간편히 하기 위해서 본 연구에서는 대수나선 함수로 표현되는 파괴면의 형상을 그림 2에 보이는 4개의 직선으로 대체하였다. 그리고 각 직선의 좌표값들은  $L$ 과  $H$ 의 함수로 정의하여 그림 3에 표시하였으며, 이때 각 직선의 기울기  $\alpha_i$ 는 식 (7)과 같다.

$$0 \leq z \leq 0.2H \text{ 에서 } \alpha_1 = \tan^{-1} \left( \frac{0.2H}{0.03L} \right) \quad (7a)$$

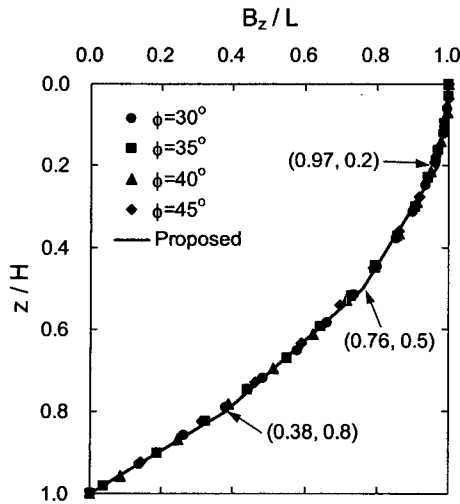


그림 2. 뒷채움재의 강도특성에 따른 파괴면 형상의 변화

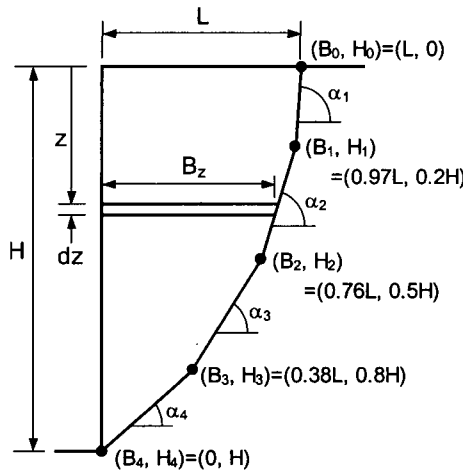


그림 3. 뒷채움재의 가정된 파괴면 형상

$$0.2H \leq z \leq 0.5H \text{ 에서 } \alpha_2 = \tan^{-1} \left( \frac{0.3H}{0.21L} \right) \quad (7b)$$

$$0.5H \leq z \leq 0.8H \text{ 에서 } \alpha_3 = \tan^{-1} \left( \frac{0.3H}{0.38L} \right) \quad (7c)$$

$$0.8H \leq z \leq H \text{ 에서 } \alpha_4 = \tan^{-1} \left( \frac{0.2H}{0.38L} \right) \quad (7d)$$

또한 뒷채움재의 파괴면을 4개의 직선으로 대체할 때  $H_{i-1} \leq z \leq H_i$ 의 범위에 존재하는 미소수평요소의 폭  $B_z$ 는 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$B_z = B_i + \frac{H_i - z - dz}{\tan \alpha_i} \quad (8)$$

여기서  $H_i$ 와  $B_i$ 는 뒷채움재의 지표면으로부터  $i$ 번째로 두개의 직선이 교차하는 지점의 깊이와 그 깊이에서 미

소수평요소의 폭이다. 따라서 그림 3에 보이듯이  $i$ 가 0, 1, 2, 3, 4일 때  $H_i$ 는 각각 0, 0.2H, 0.5H, 0.8H, H가 되며,  $B_i$ 는 L, 0.97L, 0.76L, 0.38L, 0이 된다.

### 3. 옹벽의 변위에 따른 뒷채움재의 강도정수 변화

#### 3.1 주동토압상태의 정의

일반적으로 강성옹벽이 변위를 일으키기 전에는 옹벽에 정지토압이 작용하다가, 옹벽이 변위를 일으키면 변위량이 증가함에 따라 토압은 지속적으로 감소하여 주동토압에 도달하게 된다. 그리고 옹벽의 변위가 일정량을 넘어서면 그 이후에는 옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태는 일정하게 유지되는 것으로 알려져 있다. 이와 관련하여 Clough와 Duncan(1971)은 유한요소해석을 통해서 뒷채움재가 조밀( $\phi=35^\circ$ )한 경우에 옹벽이 주동상태에 도달하기 위한 변위량을 옹벽의 변위 형태별로 조사한 결과 옹벽이 평행이동하는 경우에는 옹벽 높이(H)의 0.0026배의 변위가 그리고 옹벽이 저점을 중심으로 회전하는 경우에는 옹벽 높이의 0.0023배의 변위가 필요함을 보고하였다. 그러나 Nakai(1985)의 연구결과에 따르면 조밀한 뒷채움재를 갖는 옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우 옹벽 저점에서의 최대 변위가 0.013H에 도달할 때까지도 뒷채움재가 주동상태에 도달하지 않은 것으로 나타났다. 이러한 연구결과들을 고려할 때 뒷채움재가 주동상태에 도달하기 위해 필요한 옹벽의 변위량은 옹벽의 변위 형태에 따라 달라짐을 알 수 있다.

또한 옹벽의 주동상태와 관련하여 Ichihara와 Matsuzawa(1973)는 옹벽의 주동상태를 옹벽의 마찰계수  $\tan \delta$ 가 최대치에 도달하는 상태로 정의하였으며, Sherif 등(1982)에 따르면 이 상태는 옹벽의 높이로 규준화된 주동토압의 작용점 높이  $h/H$ 가 일정하게 유지되는 상태와 일치한다고 하였다. 따라서 본 연구에서는 이러한 연구결과들을 Fang과 Ishibashi(1986)의 모형시험 결과에 적용한 결과 옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우 옹벽의 회전각이  $4 \times 10^{-4}$  rad일 때 옹벽의 마찰계수( $\tan \delta$ )가 최대치에 도달하고 규준화된 주동토압의 작용점 높이( $h/H$ )도 일정하게 유지되는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 강성옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우에 옹벽이  $4 \times 10^{-4}$  rad 만큼 회전하였을 때 옹벽에 작용하는 토압을 주동토압으로 간주하였다.

한편, 앞에서 언급한 바와 같이 옹벽에 작용하는 토압의 특성은 옹벽의 변위와 직접적으로 관련된다. 그러나 그림 5에서 보는 바와 같이 옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우에 옹벽의 변위량은 뒷채움재의 지표면으로부터의 깊이에 따라 달라지게 되므로 옹벽의 회전각이 일정하더라도 뒷채움재의 깊이에 따라 토압의 유발정도가 달라지게 된다. 이와 관련하여 Chang(1997)은 Sherif 등(1984)과 Fang과 Ishibashi(1986)의 모형시험 결과에 근거하여 뒷채움재의 임의의 깊이에 존재하는 미소 토체가 주동상태에 도달하기 위한 옹벽의 최소 변위인 한계변위  $S_c$ 는  $0.0003H$ 이며, 이 값은 뒷채움재의 지표면으로부터의 깊이와 관계없이 일정하고 뒷채움재의 다짐도나 내부마찰각 그리고 옹벽의 변위형태와도 무관한 것으로 보고하였다. 따라서 본 연구에서는 임의의 깊이에 존재하는 뒷채움재의 미소 토체가 주동상태에 도달하기 위한 한계변위를 옹벽 높이의 0.0003배로 결정

하고, 이 기준을 주동토압 산정 시 적용하였다.

### 3.2 옹벽의 변위와 뒷채움재의 강도정수와의 관계

일반적으로 삼축시험이나 직접전단시험과 같은 강도 시험의 경우 시료가 극한상태에 도달하기 전까지 시료의 전단저항은 시료의 변형량에 따라 달라지게 된다. 마찬가지로 그림 5에서 보는 바와 같이 옹벽이 정점을 중심으로 회전하면 옹벽의 저점부는 뒷채움재의 변형량이 상대적으로 크기 때문에 가장 먼저 극한상태에 도달하는 반면, 정점부는 뒷채움재의 변형이 거의 발생하지 않기 때문에 정지토압 상태로 존재하게 된다(Dubrova 1963, Chang 1997). 이러한 점을 고려하여 본 연구에서는 뒷채움재의 임의의 깊이  $z$ 에서 옹벽의 변위와 뒷채움재의 전단저항간의 관계를 식 (9)와 같이 가정하였으며, 이와 유사한 개념은 기준에 이미 토압 산정에 적용된 바도 있다(Dubrova 1963, Bang 1985, Chang 1997).

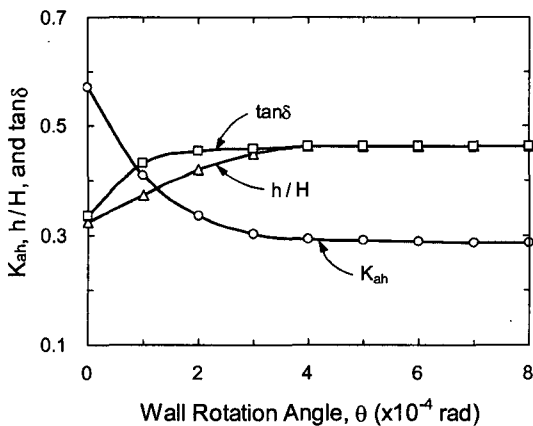


그림 4. 옹벽의 회전각에 따른 마찰계수와 토압의 작용점 높이, 수평 주동토압계수의 변화(Fang과 Ishibashi 1986)

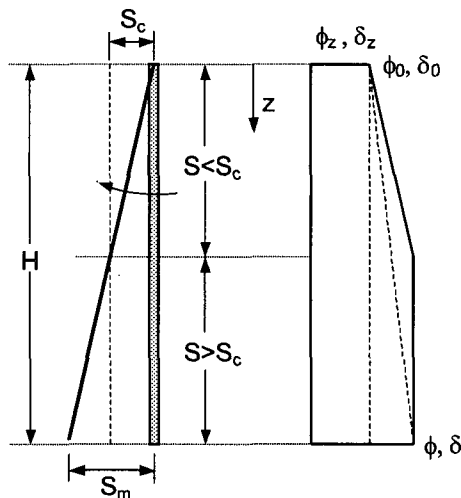


그림 5. 지표면으로부터의 깊이별 뒷채움재의 마찰각 변화

$$\phi_z = \tan^{-1} \left[ \tan \phi_0 + \left( \frac{S_z}{S_c} \right)^2 (\tan \phi - \tan \phi_0) \right] \leq \phi \quad (9)$$

여기서,  $S_c$ 는 뒷채움재의 임의의 깊이에 존재하는 토체가 주동상태에 도달하기 위한 그 깊이에서 옹벽의 최소 변위이며,  $S_z$ 는 깊이  $z$ 에서 발생하는 옹벽의 변위로  $S_z = S_m(z/H)$ 으로 계산된다. 이때  $S_m$ 은 옹벽의 저점에서 발생하는 옹벽의 최대 변위이다. 그리고  $\phi$ 와  $\phi_z$ 는 뒷채움재의 내부마찰각과 임의의 깊이  $z$ 에서 옹벽의 변위가  $S_z$ 만큼 발생했을 때 뒷채움재에 유발되는 마찰각이며,  $\phi_0$ 는 정지토압 상태로 존재하는 뒷채움재의 마찰각으로 Mohr원으로부터 식 (10)과 같이 계산된다.

$$\phi_0 = \sin^{-1} \left( \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right) \quad (10)$$

이 식에서 뒷채움재가 NC 모래인 경우에  $K_0$ 는  $K_0 = 1 - \sin \phi$ 로 계산되나, 뒷채움재가 OC 모래인 경우에는 OCR을 고려해서  $K_0$ 를 산정해야만 한다.

그리고 옹벽의 변위에 따라 뒷채움재에서 유발되는 마찰각의 경우와 마찬가지로 임의의 깊이  $z$ 에 유발되는 옹벽의 벽면마찰각  $\delta_z$ 도 식 (11)과 같이 가정하였다.

$$\delta_z = \tan^{-1} \left[ \tan \delta_0 + \left( \frac{S_z}{S_c} \right)^2 (\tan \delta - \tan \delta_0) \right] \leq \delta \quad (11)$$

여기서  $\delta$ 는 극한상태에서 벽면마찰각이며,  $\delta_0$ 는 벽체가 변위를 일으키지 않아서 뒷채움재가 정지토압 상태로 존재할 때 옹벽의 벽면마찰각이다. 일반적으로 지반 굴착에 사용되는 콘크리트 연속벽체의 경우에는 벽체와 배면 토사간에 초기변위가 발생하지 않기 때문에  $\delta_0=0$ 이 되지만, 옹벽의 경우에는 뒷채움재를 다지는 과정에서 옹벽과 뒷채움재간에 상대변위가 발생하므로  $\delta_0 > 0$ 이 된다(Potts와 Fourie 1986, Chang 1997). 그리고 지반을 굴착함에 따라 토류벽체가 변위를 일으키거나 옹벽이 변위를 일으킴에 따라 벽면마찰각은  $\delta_0$ 에서 극한치인  $\delta$ 에 접근하게 된다. 그러나 실질적으로  $\delta_0$ 를 측정하는 것은 현실적으로 쉽지 않다. 따라서 Chang(1997)은 Fang과 Ishibashi(1986)의 시험결과에 근거하여  $\delta_0$ 에 대한 특별한 정보가 없는 경우에는  $\delta_0 = \phi/2$ 을 사용할 것을 제안하였다.

#### 4. 주동토압 산정식

##### 4.1 주동토압계수

그림 6은 강성옹벽에 회전 변위가 발생할 때 뒷채움재의 임의의 깊이에 존재하는 미소수평요소에 작용하는 최대 및 최소주응력을 나타낸 것이다. 즉 옹벽에 변위가 발생하면 옹벽과 뒷채움재간에 발생하는 마찰로 인해 최소주응력은 아래로 오목한 최소주응력 궤적의 접선방향으로 작용하고, 최대주응력은 최소주응력 궤적에 직각 방향으로 작용하게 된다. 이때 최소주응력 궤적의 형태는 다양하게 보고되고 있으나 본 연구에서는 원호(arc)로 가정하였다.

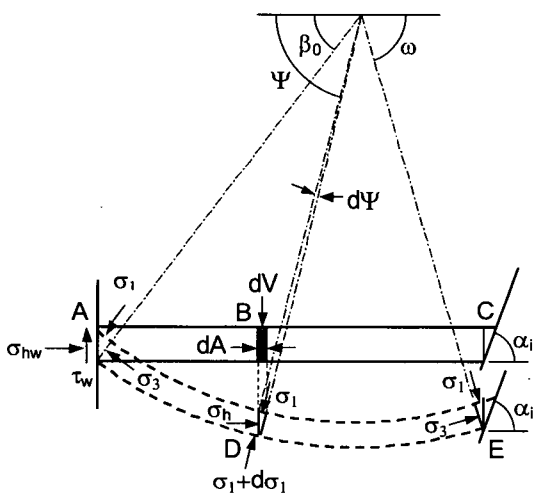


그림 6. 미소수평요소에 작용하는 주응력의 회전

한편, A점에 존재하는 삼각형 요소에 대한 수평방향 힘평형으로부터 식 (12)가 구해진다.

$$\sigma_{hw} = \sigma_1(\cos^2 \beta_0 + K \sin^2 \beta_0) \quad (12)$$

여기서 K는 최대주응력에 대한 최소주응력의 비로  $K = \tan^2(45^\circ - \phi_z/2)$ 로 계산되며,  $\beta_0$ 는 옹벽에 작용하는 최대주응력의 작용방향과 수평간의 각도로 그림 7에 보이는 옹벽에 작용하는 응력들에 대한 Mohr원으로부터 구할 수 있다. 즉, 그림 7에 보이는 두 개의 삼각형 OAB와 ABC의 관계로부터 식 (13)을 얻을 수 있으며,

$$\tan \beta_0 = \frac{\sigma_{hw}}{\sigma_{hw} - \sigma_3} \tan \delta_z \quad (13)$$

여기에 식 (12)와  $\sigma_3 = K \sigma_1$ 을 대입하고 정리하면 다음과 같은  $\tan \beta_0$ 에 대한 2차 방정식이 얻어진다.

$$\tan \beta_0 = \frac{1 + K \tan^2 \beta_0}{1 - K} \tan \delta_z \quad (14)$$

이 방정식을 풀면 식 (15)와 같이 두 개의  $\beta_0$ 가 얻어지며, 이중 큰 값이 주동상태에 대한 값이다.

$$\beta_0 = \tan^{-1} \left[ \frac{(1 - K) \pm \sqrt{(1 - K)^2 - 4K \tan^2 \delta_z}}{2K \tan \delta_z} \right] \quad (15)$$

동일한 방법으로 그림 6에서 미소수평요소내 B점의 응력상태를 나타내는 최소주응력 궤적상의 D점에 존재

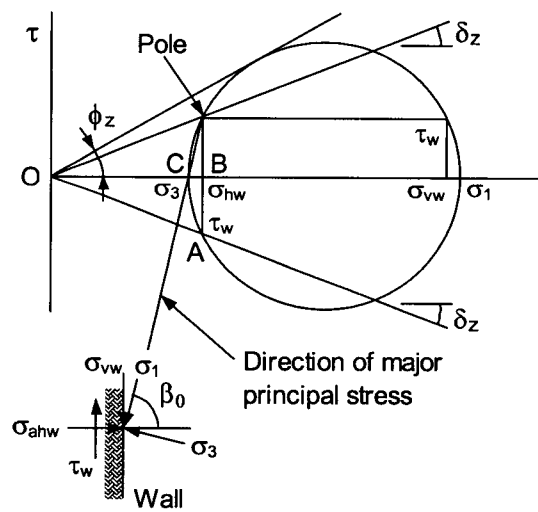


그림 7. 벽면에 작용하는 응력에 대한 Mohr원

하는 삼각형 요소에 대한 수평방향 힘평형으로부터 식 (16)을 구하고,

$$\sigma_h = \sigma_1(\cos^2 \psi + K \sin^2 \psi) \quad (16)$$

이 식에  $\sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_v + \sigma_h$ 를 대입하면 미소수평요소에 작용하는 연직응력이 다음과 같이 계산된다.

$$\sigma_v = \sigma_1(\sin^2 \psi + K \cos^2 \psi) \quad (17)$$

여기서  $\psi$ 는 D점에서 최대주응력의 작용방향과 수평이 이루는 각도이다.

따라서 그림 6의 B점에 보이는 폭이  $dA$ 인 미소요소에 작용하는 미소 연직력  $dV$ 는 식 (18)과 같으며,

$$dV = \sigma_v dA = \sigma_1(\sin^2 \psi + K \cos^2 \psi)(R d\psi \sin \psi) \quad (18)$$

식 (19)를 참조하여 식 (18)을  $\psi$ 에 대하여 적분하면 폭이  $B_z$ 인 미소수평요소에 작용하는 전체연직력  $V$ 는 식 (20)과 같이 계산된다.

$$\int \sin^3 \psi d\psi = -\cos \psi + \frac{\cos^3 \psi}{3} \quad (19a)$$

$$\int \cos^2 \psi \sin \psi d\psi = -\frac{\cos^3 \psi}{3} \quad (19b)$$

$$V = \int_{\beta_0}^{\pi-\omega} dV = \sigma_1 R \left[ (\cos \beta_0 + \cos \omega) - \frac{1-K}{3} (\cos^3 \beta_0 + \cos^3 \omega) \right] \quad (20)$$

여기서  $\omega$ 는 파괴면에 작용하는 최대주응력의 작용방향과 수평간의 각도로, 임의의 깊이에서의 파괴면에 존재하는 C점에서의 응력상태를 나타낸 그림 8의 기하학적인 관계로부터  $\omega = 3\pi/4 + \phi_z/2 - \alpha_i$ 로 계산될 수 있다. 그리고 식 (20)의 전체연직력  $V$ 를 미소수평요소의 폭인  $B_z = R(\cos \beta_0 + \cos \omega)$ 으로 나누면 미소수평요소에 작용하는 연직응력의 평균치  $\bar{\sigma}_v$ 는 다음과 같이 얻어진다.

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_1 \left[ 1 - \frac{1-K}{3} (\cos^2 \beta_0 - \cos \beta_0 \cos \omega + \cos^2 \omega) \right] \quad (21)$$

결국 미소수평요소에 작용하는 평균 연직응력  $\bar{\sigma}_v$ 에 대한 응력에 작용하는 수평응력  $\sigma_{hw}$ 의 비로 정의되는 새로운 주동토압계수  $K_{aw}$ 는 식 (21)로 식 (12)를 나눔으로써 식 (22)과 같이 계산된다.

$$K_{aw} = \frac{\sigma_{hw}}{\bar{\sigma}_v} = \frac{3(\cos^2 \beta_0 + K \sin^2 \beta_0)}{3 - (1-K)(\cos^2 \beta_0 - \cos \beta_0 \cos \omega + \cos^2 \omega)} \quad (22)$$

## 4.2 수평주동응력 산정식

그림 6에 보이는 미소수평요소내 C점의 응력상태를 나타내는 최소주응력 궤적상의 E점에 존재하는 삼각형 요소를 나타낸 그림 8에서 두 개의 삼각형 요소 중 왼쪽의 삼각형 요소에 대하여 연직방향 힘평형을 고려하면 C점, 즉 미소수평요소의 오른쪽 연직면에 작용하는 연직방향 전단력  $\tau_f$ 를 식 (23)과 같이 구할 수 있다.

$$\tau_f = \sigma_1(1-K) \sin \omega \cos \omega + \frac{\gamma}{2} dz \sin \beta_0 \sin \mu \quad (23)$$

여기서  $\gamma$ 는 뒷채움재의 단위중량이며,  $\mu$ 는 C점에 작용하는 최소주응력의 작용방향과 수평간의 각도로 그림 8에 보이는 삼각형 요소의 기하학적인 관계를 이용하면  $\mu = \pi/2 - \omega$ 이다. 그리고 식 (23)의  $\sigma_1$ 에 식 (21)을 대입하면 C점에 작용하는 연직방향 전단응력  $\tau_f$ 를 식 (24)와 같이  $\bar{\sigma}_v$ 의 항으로 나타낼 수 있다.

$$\tau_f = \frac{3(1-K) \sin \omega \cos \omega}{3 - (1-K)(\cos^2 \beta_0 - \cos \beta_0 \cos \omega + \cos^2 \omega)} \bar{\sigma}_v + \frac{\gamma}{2} dz \sin \beta_0 \sin \mu \quad (24)$$

한편, 그림 9는 뒷채움재의 미소수평요소에 작용하는 각종 힘요소들을 보이고 있다. 앞에서 언급하였듯이 강성응벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우에 뒷채움재에서 발생하는 대수나선형의 파괴면은 4개의 직선으로 근사화하였다. 이때 흙썰기 내에 존재하는 직사각형의 모양을 갖는 미소수평요소의 오른쪽에는 식 (25)와 같이 표현되는 전단응력  $\tau_w$ 가 작용하고, 왼쪽에는 식 (24)와 같은 전단응력  $\tau_f$ 가 작용하게 된다.

$$\tau_w = \sigma_{hw} \tan \delta_z = K_{aw} \bar{\sigma}_v \tan \delta_z \quad (25)$$

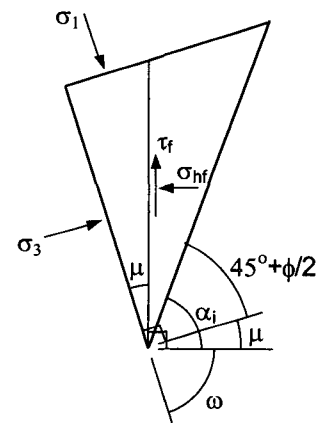


그림 8. 뒷채움재의 파괴면에 작용하는 최대 및 최소주응력

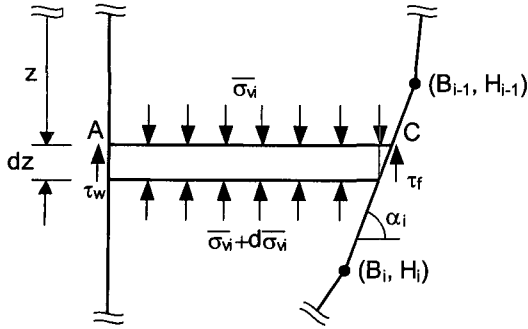


그림 9. 미소수평요소에 작용하는 각종 연직력

따라서 그림 9에 보이는 두께가  $dz$ 인 직사각형의 미소수평요소에는 평균 연직응력  $\bar{\sigma}_v$ 에 의한 연직력과 좌우 단부에 작용하는 전단응력  $\tau_w$ 과  $\tau_r$ 에 의한 전단력, 그리고 미소수평요소의 자중이 연직력으로 작용하게 된다. 이들 힘요소들에 대하여 연직방향 힘평형을 고려하면 다음과 같은 미분방정식을 얻을 수 있으며,

$$B_z d\bar{\sigma}_v + (\tau_w + \tau_r) dz = \gamma B_z dz \quad (26)$$

이 식에  $B_z = B_i + (H_i - z - dz) \tan \alpha_i$ 와 식 (24) 및 (25)를 대입한 후  $dz$ 의 제곱항을 무시하면 식 (26)이 다음과 같이 정리된다.

$$(A_i - z) d\bar{\sigma}_v + [K_i d\bar{\sigma}_v - \gamma(A_i - z)] dz = 0 \quad (27)$$

여기서  $\bar{\sigma}_v$ 는 파괴면을 구성하는 4개의 직선 중 뒷채움재의 지표면으로부터  $i$ 번째의 직선상에 존재하는 미소수평요소에 작용하는 평균 연직응력이며,  $A_i$ 와  $K_i$ ,  $m$ 은 식 (28)과 같다.

$$A_i = B_i \tan \alpha_i + H_i \quad (28a)$$

$$K_i = (K_w \tan \delta_z + m) \tan \alpha_i \quad (28b)$$

$$m = \frac{3(1-K) \sin \omega \cos \omega}{3 - (1-K)(\cos^2 \beta_0 - \cos \beta_0 \cos \omega + \cos^2 \omega)} \quad (28c)$$

그리고 식 (27)의 미분방정식을 풀면 식 (29)가 얻어지고,

$$(A_i - z)^{-K_i} \bar{\sigma}_v + \frac{\gamma}{1-K_i} (A_i - z)^{(1-K_i)} = C \quad (29)$$

이 식에 파괴면을 구성하는 4개의 직선 영역별로 식 (30)과 같은 경계조건을 적용하면 각 영역별로 미소수평요소에 작용하는 평균 연직응력은 식 (31)과 같이 구

해진다.

$$0 \leq z \leq H_1 (= 0.2H) \text{의 경우 } z=0 \text{에서 } \bar{\sigma}_{v1} = 0 \quad (30a)$$

$$H_1 \leq z \leq H_2 (= 0.5H) \text{의 경우 } z=H_1 \text{에서 } \bar{\sigma}_{v2} = \bar{\sigma}_{v1(z=H_1)} \quad (30b)$$

$$H_2 \leq z \leq H_3 (= 0.8H) \text{의 경우 } z=H_2 \text{에서 } \bar{\sigma}_{v3} = \bar{\sigma}_{v2(z=H_2)} \quad (30c)$$

$$H_3 \leq z \leq H_4 (= H) \text{의 경우 } z=H_3 \text{에서 } \bar{\sigma}_{v4} = \bar{\sigma}_{v3(z=H_3)} \quad (30d)$$

여기서 C는 적분상수이고,  $\bar{\sigma}_{vi(z=H_i)}$ 는  $z=H_i$ 의 깊이에서 작용하는 평균 연직응력  $\bar{\sigma}_v$ 를 나타낸다.

$0 \leq z \leq H_1 (= 0.2H)$ 의 경우

$$\bar{\sigma}_{v1} = \frac{\gamma A_1}{1-K_1} \left[ \left(1 - \frac{z}{A_1}\right)^{K_1} - \left(1 - \frac{z}{A_1}\right) \right] \quad (31a)$$

$H_1 \leq z \leq H_2 (= 0.5H)$ 의 경우

$$\bar{\sigma}_{v2} = \left( \frac{A_2 - z}{A_2 - H_1} \right)^{K_2} \bar{\sigma}_{v1(z=H_1)} + \frac{\gamma(A_2 - z)}{1-K_2} \left[ \left( \frac{A_2 - H_1}{A_2 - z} \right)^{(1-K_2)} - 1 \right] \quad (31b)$$

$H_2 \leq z \leq H_3 (= 0.8H)$ 의 경우

$$\bar{\sigma}_{v3} = \left( \frac{A_3 - z}{A_3 - H_2} \right)^{K_3} \bar{\sigma}_{v2(z=H_2)} + \frac{\gamma(A_3 - z)}{1-K_3} \left[ \left( \frac{A_3 - H_2}{A_3 - z} \right)^{(1-K_3)} - 1 \right] \quad (31c)$$

$H_3 \leq z \leq H_4 (= H)$ 의 경우

$$\bar{\sigma}_{v4} = \left( \frac{A_4 - z}{A_4 - H_3} \right)^{K_4} \bar{\sigma}_{v3(z=H_3)} + \frac{\gamma(A_4 - z)}{1-K_4} \left[ \left( \frac{A_4 - H_3}{A_4 - z} \right)^{(1-K_4)} - 1 \right] \quad (31d)$$

따라서 임의의 깊이  $z$ 에서 강성옹벽에 작용하는 수평 주동응력  $\sigma_{hw}$ 는 식 (32)와 같이 식 (31)에서 얻어진 미소수평요소에 작용하는 평균 연직응력  $\bar{\sigma}_v$ 에 식 (22)에서 얻어진 새로운 주동토압계수  $K_{aw}$ 를 곱함으로써 구할 수 있다.

$$\sigma_{hw} = K_{aw} \bar{\sigma}_v \quad (32)$$

## 5. 제안식의 정확도 검증

본 논문에서 새로 제안된 주동토압 산정식의 정확도를 검증하기 위하여 제안식으로부터 얻은 결과들을 Fang과 Ishibashi(1986)의 모형시험 결과와 비교하였다. Fang과 Ishibashi(1986)는 높이가 1.02m인 모형옹벽을 옹벽의 정점을 중심으로 회전시키면서 뒷채움재의 지표면으로부터 0.15, 0.31, 0.47, 0.63, 0.79, 0.96m의 깊이에서 옹벽에 작용하는 주동토압을 측정하였다. 이때 뒷채움재의 단위중량과 내부마찰각, 그리고 옹벽의 벽면마찰각



표 1. 뒷채움재의 토질특성

시험번호	$D_R$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\delta_0$	$\delta$
406	30.1	15.52	34.9	0.52 $\phi$	0.71 $\phi$
416	58.9	16.15	40.4	0.52 $\phi$	0.71 $\phi$

등은 표 1과 같으며, 여기서  $\delta_0$ 는 앞에서 언급한 바와 같이 옹벽이 변위를 일으키지 않았을 때 옹벽에 유발된 벽면마찰각으로 모형시험으로부터 측정된 값이다.

그림 10은 뒷채움재의 토질특성이 다른 두 개의 옹벽에 대하여 제안식으로부터 산정된 수평주동응력의 분포를 Fang과 Ishibashi(1986)의 시험결과는 물론 Coulomb의 토압이론과 Chang(1997)의 방법으로부터 얻어진 결과들과 비교한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 본 연구에서 제안한 토압산정식만이 완전하게 비선형의 토압분포를 보이고 있을 뿐 Coulomb의 토압이론은 삼각형의 토압분포를 보이고 있으며, Chang(1997)의 방법도 옹벽의 변위가 한계변위를 넘지 않는 옹벽의 상부에서만 비선형의 토압분포를 보일 뿐 전반적으로는 Coulomb의 토압이론과 마찬가지로 거의 삼각형의 토압분포를 제공하고 있다. 그리고 아칭효과로 인해 토압이 상당히 크게 측정되는 옹벽의 상부에서는 두 경우 모두에 대하여 제안식이 가장 큰 토압을 보이는 반면, 옹벽의 하부에서는 제안식이 Coulomb의 토압이론이나 Chang(1997)의 방법보다 상당히 작은 크기의 토압을 제공함으로써 실측치에 가장 근접한 것을 볼 수 있다. 또한 제안식으로부터 구한 토압분포는 옹벽의 변위가 한계변위에 도달한 지점을 변곡점

으로 해서 이중곡선의 형태를 나타내고 있으며, 이러한 토압분포는 크기와 위치에 있어 차이는 있지만 모형시험에서 측정된 토압분포의 특성상과도 일치하고 있다.

한편 그림 11은 제안식으로부터 산정된 주동토압의 크기와 작용점 높이를 실측치를 비롯해서 Coulomb의 토압이론과 Chang(1997)의 방법의 결과와 비교한 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 두 경우 모두에 대하여 Chang(1997)의 방법이 가장 큰 토압을 산정하였으며, 다음으로 Coulomb의 토압이론과 본 논문에서 제안한 토압산정식의 순이었다. 그러나 제안식이 기존의 이론들보다 약간 작은 크기의 토압을 제시하고는 있으나 실측치의 96%와 82%로 비교적 정확한 크기의 토압을 산정하는 반면 주동토압의 작용점 높이는 실측치의 89%와 74%로 가장 실측치에 근접한 결과를 제공하였다. 이처럼 Chang의 방법과 Coulomb의 토압이론이 주동토압의 크기에서는 실측치에 근접한 결과를 제공함에도 불구하고 작용점 높이에서는 실측치와 큰 차이를 보이는 것은 토압을 산정할 때 옹벽의 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과를 고려하지 못함으로써 토압분포를 삼각형의 형태로 예측하기 때문이다. 따라서 이상의 결과들을 전반적으로 고려할 때 새로 제안한 토압산정식은 2개의 옹벽 모두에 대하여 비교적 만족스런 결과를 제공하는 반면, Chang(1997)의 방법과 Coulomb의 토압이론은 옹벽에 작용하는 주동토압의 작용점 높이를 상당히 과소평가하는 것으로 나타났다.

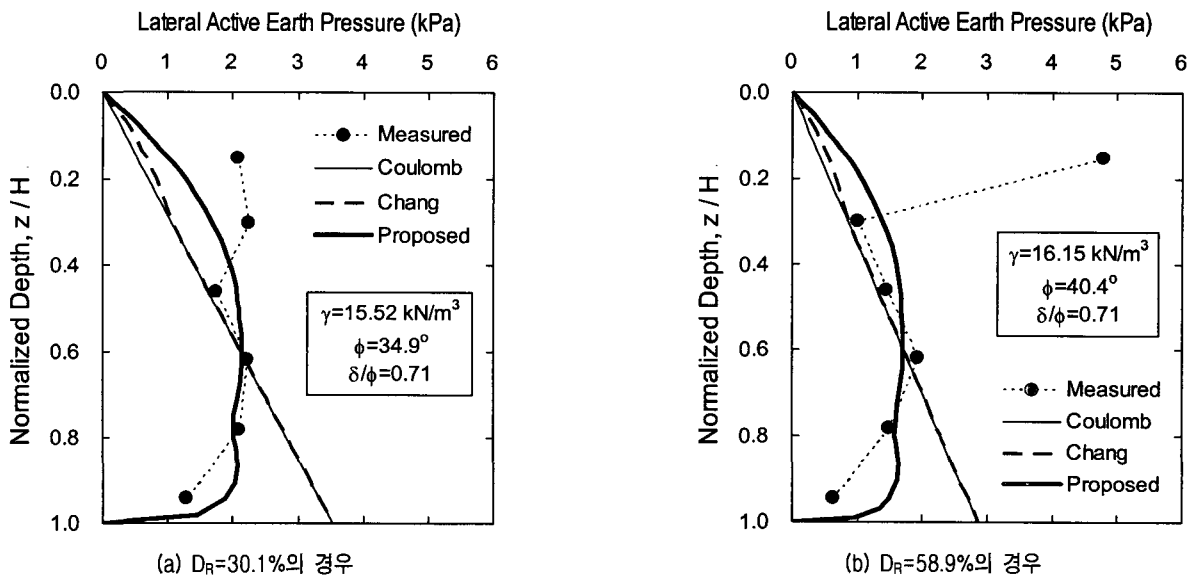
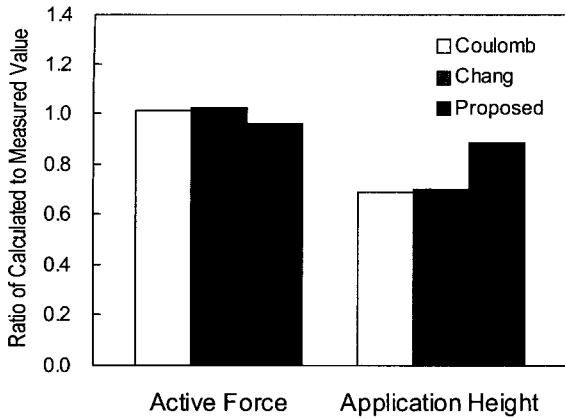
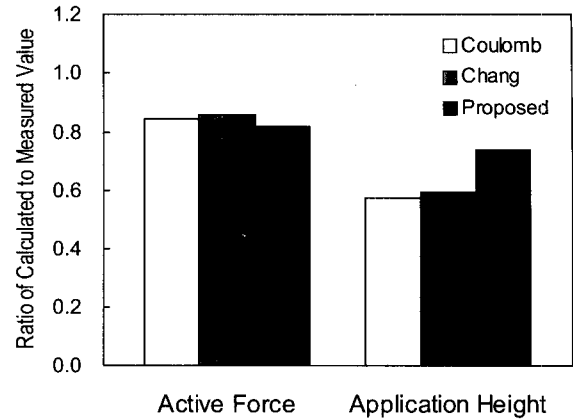


그림 10. 토압분포에 대한 측정치와 예측치의 비교



(a)  $D_R=30.1\%$ 의 경우



(b)  $D_R=58.9\%$ 의 경우

그림 11. 주동토압의 크기와 작용점 높이에 대한 실측치와 예측치의 비교

## 6. 결론

일반적으로 옹벽에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태는 뒷채움재의 내부마찰각과 옹벽의 벽면마찰각 뿐만 아니라 옹벽의 변위형태에도 영향을 받는다. 또한 옹벽의 변위형태가 달라짐에 따라 옹벽이 변위를 일으킬 때 뒷채움재에서 발생하는 파괴면의 형상은 물론 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과의 발생 메커니즘 또한 달라지게 된다. 따라서 옹벽에 작용하는 토압의 크기와 분포형태를 정확히 산정하기 위해서는 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과를 고려함은 물론 옹벽의 변위형태에 따른 뒷채움재의 파괴면 형상을 정확히 고려하는 것이 필요하다.

본 연구에서는 교대와 같이 강성옹벽이 정점을 중심으로 회전하는 경우에 대하여 뒷채움재에서 발생하는 아칭효과와 파괴면 형상, 그리고 옹벽의 변위에 따른 뒷채움재의 내부마찰각과 옹벽의 벽면마찰각 변화를 고려함으로써 비선형의 토압분포를 산정할 수 있는 토압산정식을 제안하였다. 그리고 제안식의 토압 예측에 대한 정확도를 검증하기 위하여 두 가지 경우의 모형시험 결과에 제안식을 적용함으로써 실측치와 예측치를 비교하였다. 그 결과 기존의 제안식들은 삼각형의 토압분포를 보여서 실측치와 상당한 차이를 보이는 반면, 새로 제안된 토압산정식은 실측치에 근접한 비선형의 토압분포를 제공하는 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 2003년도 한국학술진흥재단의 연구비 지

원(KRF-2003-002-D00325)에 의해 이루어진 것으로, 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

- 정성교, 백승훈 (1993), "비점성토로 뒷채움한 강성옹벽에 작용하는 정적토압", 한국지반공학회지, 제9권, 제1호, pp.69-75.
- 정성교, 허대영, 이만열 (1996), "c- $\phi$  흙으로 뒷채움한 증력식 옹벽에 작용하는 정적토압", 한국지반공학회지, 제12권, 제4호, pp.47-60.
- 채영수, 김용진 (1988), "벽체변위에 따른 토류벽의 정적 주동토압", 한국지반공학회지, 제4권, 제2호, pp.25-32.
- Bang, S. (1985), "Active Earth Pressure behind Retaining Walls", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.111, No.3, pp.407-412.
- Chang, M. -F. (1997), "Lateral Earth Pressures behind Rotating Walls", *Canadian Geotech. J.*, Vol.34, No.1, pp.498-509.
- Clough, G. W., and Duncan, J. M. (1971), "Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.97, No.12, pp.1657-1673.
- Fang, Y., and Ishibashi, I. (1986), "Static Earth Pressures with Various Wall Movements", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.112, No.3, pp.317-333.
- Dubrova, G. A. (1963), "Interaction between Soils and Structures", *Rechnoy Transport*, Moscow (in Russian).
- Handy, R. L. (1985), "The Arch in Soil Arching", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.111, No.3, pp.302-318.
- Harrop-Williams, K. O. (1989), "Geostatic Wall Pressures", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.115, No.9, pp.1321-1325.
- Ichihara, M., and Matsuzawa, H. (1973), "Earth Pressure during Earthquake", *Soils and Foundations*, Vol.13, No.4, pp.75-86.
- Matsuzawa, H., and Hararika, H. (1996), "Analyses of Active Earth Pressure against Rigid Retaining Walls Subjected to Different Modes of Movement", *Soils and Foundations*, Vol.36, No.3, pp.51-65.
- Nakai, T. (1985), "Finite Element Computations for Active and Passive Earth Pressure Problems of Retaining Wall", *Soils and Foundations*, Vol.25, No.3, pp.98-112.
- Paik, K. H., and Salgado, R. (2003), "Estimation of Active Earth

- Pressure against Rigid Retaining Walls Considering Arching Effects", *Geotechnique*, Vol.53, No.7, pp.643-653.
15. Potts, D. M., and Fourie, A. B. (1986), "A Numerical Study of the Effects of Wall Deformation on Earth Pressures", *Int. J. on Num. and Analy. Meth. in Geomech.*, Vol.10, pp.383-405.
  16. Sherif, M. A., Ishibashi, I., and Lee, C. D. (1982), "Earth Pressures against Rigid Retaining Walls", *J. of Geotech. Eng.*, ASCE, Vol.108, No.5, pp.679-695.
  17. Sherif, M. A., Fang, Y. S., and Sherif, R. I. (1984), "K<sub>A</sub> and K<sub>o</sub> behind Rotating and Non-yielding Walls", *J. of Geotech. Eng.*, ASCE, Vol.110, No.1, pp.41-56.
  18. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Willey and Sons, New York, N.K.
  19. Wang, Y. Z. (2000), "Distribution of Earth Pressure on a Retaining Wall", *Geotechnique*, Vol.50, No.1, pp.83-88.

(접수일자 2004. 8. 30, 심사완료일 2004. 10. 10)