

# 되채움(굴착)의 형상에 따라 매설박스에 유발되는 토압

Earth Pressures on Box Culvert Induced by Excavation Geometry

정 성 교\*<sup>1</sup>

Chung, Sung-Gyo

윤 치 관\*<sup>3</sup>

Yoon, Chi-Koan

조 기 영\*<sup>2</sup>

Cho, Ki-Young

이 대 명\*<sup>4</sup>

Lee, Dae-Myeong

---

---

## Abstract

Box culvert has long since been used for various purposes: water and sewerage works, communication and electricity facilities, subway, railway, etc. In urban area, the construction of box culvert generally consists of excavation-installation of the culvert-backfill. However, the existing design methods for earth pressure on the box culvert do not take into account the excavation(or backfill) geometry.

A new method considering excavation geometry for earth pressure on box culvert is suggested here. The lateral earth pressures by the newly suggested method agree relatively with results of finite element analyses, but those of existing method are greatly overestimated. The vertical pressure on the top of the box culvert by the new method is similar to those of existing method and finite element analysis. However, the reactional pressure on the bottom of the box culvert depends largely upon the stiffness of the foundation soil. The reactional pressure by the new method agrees well with that of finite element analysis, only when the stiffness is low. From the finite element analysis it is shown that the lateral earth pressure on box culvert depends upon the excavated slope ( $\theta$ ) and the net bottom distance ( $B$ ).

## 요 지

박스 구조물은 상·하수도관, 통신 및 전기선로, 도로, 철도 등을 위한 여러가지 목적으로 오래 전부터 많이 사용되어 왔다. 도심지에서는 대부분 지반을 굴착하여 박스 구조물을 설치한 후에 되채움하는 과정을 거친다. 그러나 박스에 작용하는 토압을 위한 기존의 설계법에서는 굴착(또

---

\*<sup>1</sup> 정희원, 동아대학교 공과대학 토목공학과 교수

\*<sup>2</sup> 정희원, 동아대학교 대학원 토목공학과 박사과정

\*<sup>3</sup> 정희원, (전) 동아대학교 산업대학원 토목공학과 석사과정

\*<sup>4</sup> 정희원, 양산전문대학 토목과 선임강사

는 되채움)되는 단면의 형상을 고려하지 못하고 있다.

본 연구에서는 매설박스 설계시 굴착되는 단면형상을 고려할 수 있는 새로운 토압이론식을 제안하였다. 이 이론식에 의한 수평토압은 유한요소해석 결과와 비교적 좋은 일치율을 보여 주었으나, 기존설계법에 의한 토압은 상당히 과대평가되었다. 박스의 상단면에 작용하는 연직응력의 이론값은 기존 설계법 및 유한요소해석 결과와 거의 유사하였다. 그러나 박스의 바닥면에 작용하는 반발응력은 기초지반의 탄성계수에 따라 크게 좌우되므로, 새로운 이론식은 기초지반이 느슨한 모래인 경우를 제외하면 직접 적용이 어려웠다. 한편, 유한요소해석에 의하면 박스에 작용하는 수평토압은 굴착면의 경사와 굴착저면의 폭에 따라 크게 좌우되었다.

Keywords : Box culvert, Earth pressure, Analytical method, Finite element method, Excavation geometry

## 1. 서 론

건설공사에서 박스 구조물은 고대에서 현재에 이르기까지 상·하수도관, 통신선로, 전기선로, 도로, 철도 등을 위한 여러 목적으로 수백년 간에 걸쳐서 사용되어 왔다. 앞으로도 제한된 토지의 활용, 경제적 및 미관상의 이유 등으로 박스 구조물은 더 많이 매설될 것으로 전망되고 있다. 이러한 박스 구조물이 과거에는 석조 또는 벽돌쌓기에 의해서 축조되었으나, 근래에 이르러서는 대부분 철근 콘크리트 구조로 시공되고 있다.

매설박스 구조물을 설계할 때, 박스의 상단면 및 바닥면에 작용하는 연직응력을 산출하기 위하여 단지 구조물과 되채움흙의 상대변위만을 고려한 Marston 이론(Spangler & Handy, 1982; Bulso, 1984) 및 그의 수정식들이 대부분 사용되고 있으며, 구조물의 측면에 작용하는 수평응력을 위해서는 정지토압이 이용되고 있다(김생림, 1993; 건설도서, 1988; 탐구사, 1991; 이승범 외, 1992). 그러나 대부분의 도심지 현장에서는 지반을 굴착하여 박스를 설치한 후에 되채움하는 과정을 거치고 있다. 이때에 지반상태가 견고하다면, 기존의 설계법은 이론의 기본적인 가정에서부터 상이하므로 직접적인 적용이 어렵다(권준안, 1994; 조기영, 1994; 정성교 외, 1993; 정성교 외, 1995). 다시

말해서, 굴착 및 되채움되는 단면의 형상을 고려한 새로운 설계법의 제안이 필요한 실정이다. 그럼에도 불구하고, 박스 구조물에 작용하는 토압을 위한 대부분의 연구결과는 기존의 설계법에서와 비슷한 수준에 머물러 있다(Bulson, 1984; Spangler & Handy, 1982; Dasgupta & Sengupta, 1991). 그러나 최근에 굴착 또는 되채움의 형상을 고려하는 토압에 대하여 정성교외(권준안, 1994; 정진교, 1994; 조기영, 1994; 정성교·백승훈, 1993; 정성교 외, 1993; 정성교 외, 1994; 정성교 외, 1995), Kellogg(1993) 등에 의하여 기초적인 연구가 수행되었다.

본 연구에서는 굴착 또는 되채움의 단면형상을 고려하여 매설박스에 작용하는 토압을 구하는 이론식을 유도하고자 한다. 이 새로운 이론식에 의한 토압을 기존의 설계법 및 유한요소해석 결과들과 비교하며, 또한 유한요소해석에 의하여 되채움 형상에 따른 토압분포를 분석하고자 한다.

## 2. 기존의 박스 설계법

박스를 설계할 때 박스 본체의 자중, 사하중 및 활하중, 연직토압과 수평토압, 지진의 영향, 온도변화의 영향, 수압, 양압력 등을 고려하지 만, 본 논문에서는 박스주변의 되채움 흙으로

유발되는 연직 및 수평토압에 대해서 집중적으로 살펴보기로 한다(김생립, 1993: 건설도서, 1988; 탐구사, 1991; 이승범 외, 1992).

## 2.1 연직토압

### 2.1.1 강성박스가 성토의 침하와 동시에 같은 크기로 침하하는 경우

박스의 양측 및 윗면에 있는 되채움 흙의 침하가 동시에 발생하는 경우로써, 이 때는 박스 윗면에 있는 되채움 흙의 중량  $\gamma H$ 만을 고려한다.

$$P_v = \gamma H \quad (1)$$

여기서,  $P_v$ : 박스 윗면에 작용하는 연직토압

$\gamma$ : 흙의 단위중량

$H$ : 박스 위에 있는 흙의 두께.

### 2.1.2 강성박스의 침하가 성토의 침하와 다른 크기로 발생할 경우

일반적으로 박스 양측의 흙은 박스 위의 흙과 같은 재료이므로 침하대상이 되는 높이가 다르기 때문에 그 침하량도 다르게 된다. 즉, 박스에 비하여 양측의 되채움 흙에서 커지게 되는 상대변위가 생기게 된다. 이 때는 박스 위의 흙에서 하향의 마찰력이 작용하므로 흙의 피복중량( $\gamma H$ )보다 큰 연직토압이 작용하게 된다. 이처럼 박스의 윗측과 양측 흙과의 침하량의 차이가 생기는 경우에는, 아래 식 (2)와 같

은 Marston의 연직토압 이론식이 적용된다.

$$P_v = K_p \gamma B \quad (2)$$

여기서,  $H_e \geq H$ 이면  $K_p = \frac{e^{2K\mu(H/B)} - 1}{2K\mu}$  이고,

$$H_e < H \text{ 이면 } K_p = \frac{e^{2K\mu(H_e/B)} - 1}{2K\mu} + \frac{(H - H_e)}{B} \cdot e^{2K\mu(H_e/B)}$$

가 된다. 그리고 각각의 변수들은

$H_e$ : 가상 침하면에서 박스 윗면까지의 깊이

$B$ : 박스의 폭

$K$ : Rankine의 토압계수 [ $K = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$ ]

$\mu$ : 박스 위의 흙과 양측 흙 사이의 마찰계수 (일반적으로  $\mu = \tan\phi$ )

### 2.1.3 일본 도로협회의 「도로 토공, 옹벽·박스·가설 구조물지침」

앞의 2.1.2절의 경우를 근거로 하여 일본 도로협회의 「도로 토공, 옹벽·박스·가설구조물지침」에서는 계수  $K_p$  대신에 연직토압계수  $\alpha$ 를 사용하여 연직토압을 식 (3)으로 규정하고 있다. 여기서  $\alpha$ 는 표 1과 같이 규정하고 있다.

$$P_v = \alpha \gamma H \quad (3)$$

표 1. 연직 토압 계수( $\alpha$ )

H/B	H/B < 1	1 ≤ H/B < 2	2 ≤ H/B < 3	3 ≤ H/B < 4	4 ≤ H/B
$\alpha$	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

### 2.1.4 미국 도로 교통 관리협회(AASHTO)

미국 도로 교통 관리협회(AASHTO)의 규정에서는, 양호한 기초지반 위에 설치된 돌출형 박스에 대하여 식 (4.a) 및 (4.b)와 같은 연직토압을 제안하고 있다.

$$P_v = \gamma(1.92H - 0.87B) \quad H \geq 1.78B \quad (4.a)$$

$$P_v = 2.59B\gamma(e^{\kappa} - 1) \quad H < 1.78B \quad (4.b)$$

여기서, 지수  $\kappa = 0.385H/B$ .

### 2.1.5 연성 박스

박스의 변위가 크고, 박스 윗면에 있는 흙의 침하량이 양측의 침하량보다 커지는 경우는 앞의 2.1.2절에서의 경우와 반대로 마찰력이 작용하게 된다. 따라서 박스에 작용하는 연직토압은 상재 흙의 무게보다 작아지게 된다. 이 경우에 Marston은 연직토압을 아래 식 (5)와 같이 나타내고 있다.

$$P_v = K_d \gamma B \quad (5)$$

여기서,  $H_e \geq H$ 이면  $K_d = \frac{1 - e^{2K\mu(H/B)}}{2K\mu}$  이고,

$$K_d = \frac{1 - e^{2K\mu(H_e/B)}}{2K\mu} + \frac{(H - H_e) e^{2K\mu(H_e/B)}}{B}$$

가 된다.

한편, 강성박스의 경우라도 양호한 지반을 흠형으로 굴착해서 박스를 설치하는 경우에는 연성박스와 같은 현상이 생기므로, 연성박스와 같이 생각하여 토압을 고려할 수 있다.

### 2.1.6 Bierbaumer의 식

Bierbaumer는 깊이 H 아래에 있는 박스에 작용하는 연직토압을 식 (6)과 같이 제안하였다(김생림, 1993).

$$P_v = \gamma H \left[ 1 - \frac{H \tan \phi \tan^2(45^\circ - \phi/2)}{B + H_0 \tan(45^\circ - \phi/2)} \right] \quad (6)$$

여기서,  $H_0$ : 박스의 전 높이.

### 2.2 수평토압

박스의 수평방향에 작용하는 토압은 주동토압으로 간주하기도 하지만, 박스의 강성이 크면 정지상태에 가까워지므로 일반적으로 정지토압을 사용하여 아래 식 (7)과 같이 사용하고 있다.

$$P_h = K_0 \gamma z \quad (7)$$

여기서,  $K_0$ : 정지토압계수.

## 3. 이론식의 유도

### 3.1 사일로(silo) 이론의 수정식

#### 3.1.1 피복층을 상재하중으로 고려하지 않는 경우

그림 1은  $H_0$ 의 높이와  $\theta$ 의 기울기로 굴착된 단면에 사각형의 강성박스를 굴착저면에서  $B_0$ 의 거리를 두고 설치하고 되체움된 경우를 나타내고 있다. 그리고 지표면으로 부터 깊이 z 아래에 두께 dz, 폭이 B인 임의의 미소막대요소에 작용하고 있는 각종 힘들을 나타내고 있다. 여기서 V와 dV는 이 막대요소에 작용하는 연직력과 그 증분을 나타낸 것이며, dW는 이 막대요소의 자중이며,  $dP_w$  및  $dP_0$ 는 그 측면에 작용하는 반력들을 각각 나타내고 있다.

이 미소요소에 작용하는 힘들에 대하여 연직평형방정식을 취하여 정리하면 식 (8)과 같다.

$$dW = dV + dP_w \sin \delta_w + dP_0 \cos(\theta - \phi) \quad (8)$$

그리고 수평 평형방정식을 취하여 정리하면 식 (9)와 같이 된다.

$$dP_0 = dP_w \frac{\cos \delta_w}{\sin(\theta - \phi)} \quad (9)$$

식 (9)를 식 (8)에 대입하여 정리하면 식 (10)과 같이 얻어진다.

$$dW = dV + dP_w (\sin \delta_w + \cos \delta_w \cot(\theta - \phi)) \quad (10.a)$$

또는,

$$dW = dV + C_1 \frac{V}{B} dz \quad (10.b)$$

여기서,  $C_1 = K^* \{ \sin \delta_w + \cos \delta_w \cot(\theta - \phi) \} \sec \delta_w$

미소 막대요소의 자중  $dW$ 는 미소항을 제외하면 식 (11)과 같이 표현할 수 있다.

$$dW = \gamma \{ B_c + C_2(H_0 - z) \} dz \approx \gamma B dz \quad (11)$$

여기서,

$$C_2 = \frac{1}{\tan \theta}, \quad B = B_c + C_2(H_0 - z)$$

미소막대요소에 작용하는 연직응력을 평균 연직응력을  $\bar{\sigma}_z = V/B$ 라 가정하면, 이 평균연직응력에 대하여 박스의 측면에 작용하는 수직응력  $\sigma_w$ 의 비를  $K^* (= \frac{\sigma_w}{\bar{\sigma}_z})$ 라 정의할 수 있다.

그러면 박스의 측면에 작용하는  $dP_w$ 는 식 (12)와 같이 된다.

$$\begin{aligned} dP_w &= K^* \bar{\sigma}_z \sec \delta_w dz \\ &= K^* \frac{V}{B} \sec \delta_w dz \end{aligned} \quad (12)$$

식 (11) 및 식 (12)를 식 (10.b)에 대입하여 정리하면 식 (13)과 같다.

$$\frac{dV}{dz} + C_1 \frac{V}{[B_c + C_2(H_0 - z)]} = \gamma [B_c + C_2(H_0 - z)] \quad (13)$$

식 (13)은 선형 1계 미분 방정식이므로 이 식의 일반해를 구하면,

$$\begin{aligned} V &= [B_c + C_2(H_0 - z)]^{C_3} \left\{ \frac{\gamma}{C_2(C_3 - 2)} \right. \\ &\quad \left. [B_c + C_2(H_0 - z)]^{(2-C_3)} + C \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

여기서,  $C_3 = C_1/C_2$

식 (14)에 경계조건  $z=0, V=0$ 를 대입하여 적분상수  $C$ 를 구한 후 정리하면 식 (15)와 같

이 된다.

$$\begin{aligned} V &= [B_c + C_2(H_0 - z)]^{C_3} \left[ \frac{\gamma}{C_2(2-C_3)} \right. \\ &\quad \left. \{ [B_c + C_2(H_0 - z)]^{(2-C_3)} \right. \\ &\quad \left. - [B_c + C_2(H_0 - z)]^{(2-C_3)} \} \right] \end{aligned} \quad (15)$$

박스측면에 작용하는 토압  $p(z)$ 은 아래식 (16)과 같다.

$$\begin{aligned} p(z) &= \sigma_w \sec \delta_w = K^* \bar{\sigma}_z \sec \delta_w \\ &= \frac{K^*}{\cos \delta_w} \left[ \frac{\gamma}{C_2(2-C_3)} \{ [B_c + C_2(H_0 - z)]^{(2-C_3)} \right. \\ &\quad \left. [B_c + C_2(H_0 - z)]^{(C_3-1)} - [B_c + C_2(H_0 - z)] \} \right] \end{aligned} \quad (16)$$

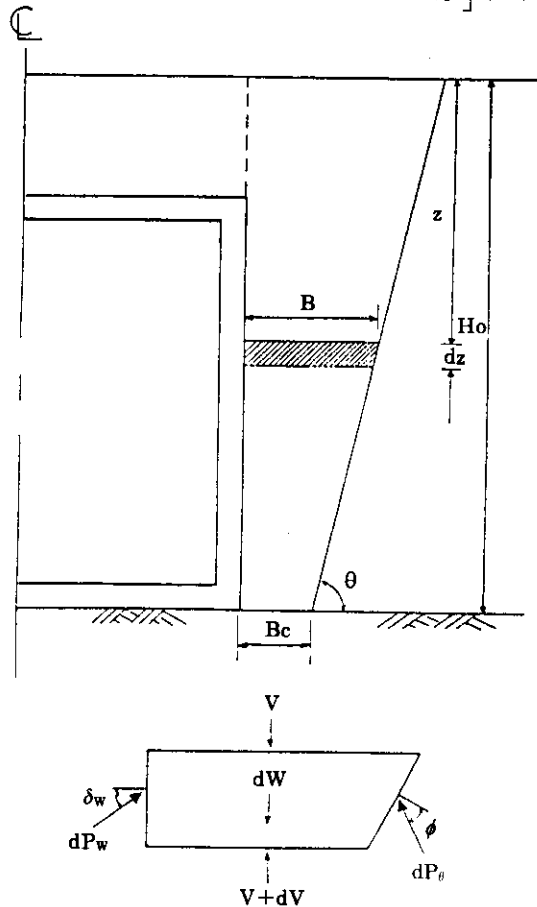


그림 1. 퇴체움푹의 미소막대요소에 작용하는 힘 : 피복층을 상재하중으로 고려하지 않는 경우

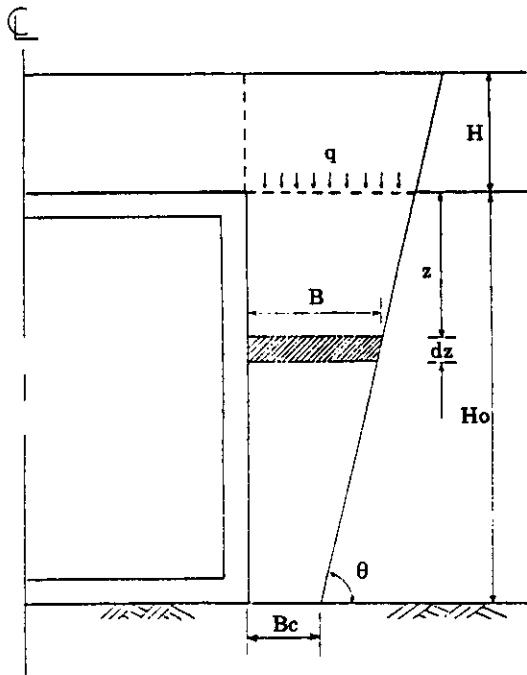


그림 2. 되채움흙의 미소막대요소에 작용하는 힘 : 피복층을 상재하중으로 고려하는 경우

### 3.1.2 피복층을 상재하중으로 고려하는 경우

그림 2는 지표에서 박스 상단까지의 피복층을 상재하중으로 생각하는 경우에 대한 것이다. 이 미소 막대요소 작용하는 힘들에 대하여 연직 평형 방정식 및 수평 평형방정식을 취하여 선형 1계 미분방정식의 해를 구하면 앞의 식(14)와 동일한 식 (17)을 구할 수 있다.

$$V = [B_c + C_2(H_o - z)]^{C_3} \left\{ \frac{\gamma}{C_2(C_3 - 2)} [B_c + C_2(H_o - z)]^{(2 - C_3)} + (B_c + \frac{H_o}{\tan\theta}) \gamma H [B_c + C_2 H_o]^{-C_3} \right\} \quad (17)$$

식 (17)에 경계조건  $z=0, V=q$ 를 대입하여 적분상수  $C$ 를 구하면 식 (18)과 같다.

$$C = -\frac{\gamma}{C_2(C_3 - 2)} [B_c + C_2 H_o]^{(2 - C_3)} + (B_c + \frac{H_o}{\tan\theta}) \gamma H [B_c + C_2 H_o]^{-C_3} \quad (18)$$

식 (18)을 식 (17)에 대입하여 정리하면,

$$V = [B_c + C_2(H_o - z)]^{C_3} \left[ \frac{\gamma}{C_2(C_3 - 2)} \{ [B_c + C_2(H_o - z)]^{(2 - C_3)} - [B_c + C_2 H_o]^{(2 - C_3)} \} + (B_c + \frac{H_o}{\tan\theta}) \gamma H [B_c + C_2 H_o]^{-C_3} \right] \quad (19)$$

따라서, 벽면에 작용하는 토압은

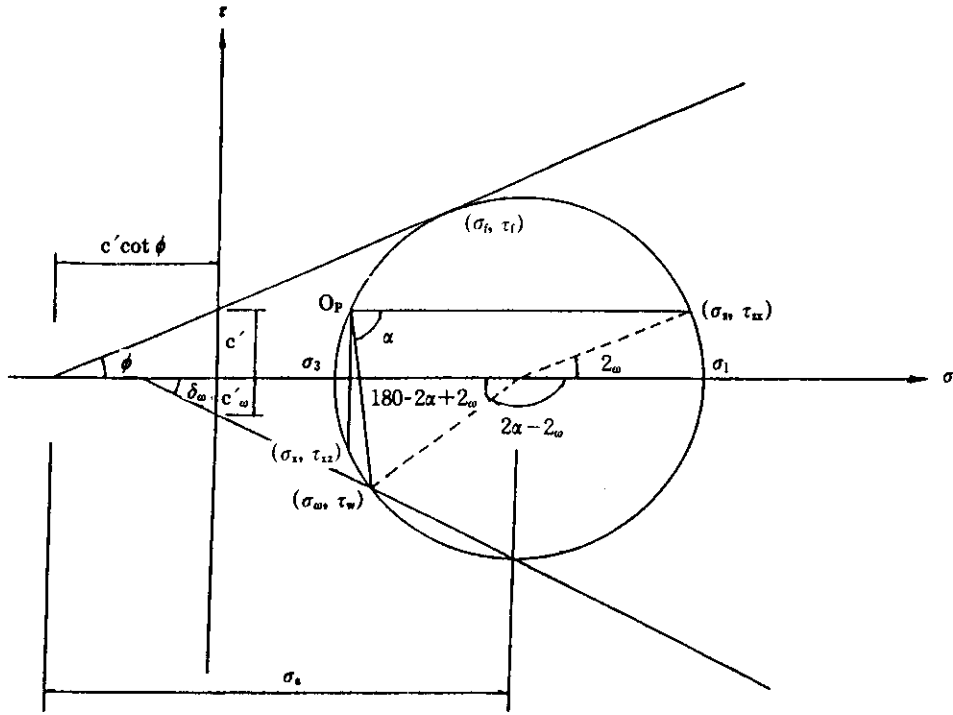
$$\begin{aligned} p(z) &= \sigma_w \sec \delta_w = K^* \bar{\sigma}_z \sec \delta_w \\ &= \frac{K^*}{\cos \delta_w} \left[ \frac{\gamma}{C_2(C_3 - 2)} \{ [B_c + C_2(H_o - z)] - [B_c + C_2 H_o]^{(2 - C_3)} [B_c + C_2(H_o - z)]^{(C_3 - 1)} \} \right. \\ &\quad \left. + (B_c + \frac{H_o}{\tan\theta}) \gamma H [B_c + C_2 H_o]^{-C_3} [B_c + C_2(H_o - z)]^{(C_3 - 1)} \right] \quad (20) \end{aligned}$$

### 3.2 $K^*$ 값의 결정

그림 3은 깊이  $z$ 아래에서 박스와 흙의 접촉면의 미소요소에 대한 응력들을 Mohr 응력원으로 나타낸 것이다. 여기서, 벽면을 따라 유발되는 전단응력은 Lee & Herington(1972)에서와 같이  $\tau_w \neq \tau_r$ 로 가정하였다. 여기서  $\tau_w$ 와  $\tau_r$ 는 각각 벽체에 작용하는 전단력과 되채움흙의 전단강도를 나타낸다.

그림 3에서  $\tau_w$ 와  $\sigma_w$ 의 관계로부터

$$\frac{\tau_w}{\sigma_w + c' \cot \phi} =$$



$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + c' \cot \phi & \tau_s &= \sigma_s \sin \phi \cos 2\omega \\ \sigma_s &= \sigma_s (1 + \sin \phi \cos 2\omega) - c' \cot \phi & \tau_s &= -\sigma_s \sin \phi \sin 2\omega \\ \sigma_i &= \sigma_s (1 - \sin \phi \cos 2\omega) - c' \cot \phi & \tau_w &= \sigma_s \sin \phi \sin (2\alpha + 2\omega) \\ \sigma_w &= \sigma_s (1 - \sin \phi \cos (180 - 2\alpha + 2\omega)) - c' \cot \phi \end{aligned}$$

그림 3. Mohr의 응력원

$$\frac{\sin \phi \sin (180 - 2\alpha + 2\omega)}{1 - \sin \phi \cos (180 - 2\alpha + 2\omega)} \quad (21.a)$$

$$\tan \delta_w = \frac{\sin \phi \sin (180 - 2\alpha + 2\omega)}{1 - \sin \phi \cos (180 - 2\alpha + 2\omega)} \quad (23)$$

$$\begin{aligned} \tau_w &= \frac{c' \cos \phi \sin (180 - 2\alpha + 2\omega)}{1 - \sin \phi \cos (180 - 2\alpha + 2\omega)} + \\ &\frac{\sigma_w \sin \phi \sin (180 - 2\alpha + 2\omega)}{1 - \sin \phi \cos (180 - 2\alpha + 2\omega)} \end{aligned} \quad (21.b)$$

그리고, Mohr 응력원에서 기하학적인 관계로부터

$$2\omega = 2\alpha - \delta_w + \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta_w}{\sin \phi} \right) - \pi \quad (24)$$

$\tau_w = c'_w + \sigma_w \tan \delta_w$ 의 관계가 있으므로 이것을 위의 식(21.b)와 비교하면

따라서,

$$c'_w = \frac{c' \cos \phi \sin (180 - 2\alpha + 2\omega)}{1 - \sin \phi \cos (180 - 2\alpha + 2\omega)} \quad (22)$$

$$K^* = \frac{\sigma_w + c' \cot \phi}{\bar{\sigma}_2 + c' \cot \phi}$$

$$= \frac{1 - \sin \phi \cos(180 - 2\alpha + 2\omega)}{1 + \sin \phi \cos 2\omega} \quad (25)$$

#### 4. 유한요소해석

##### 4.1 유한요소해석의 모형화

본 해석을 위하여 사용된 프로그램은 영국 캠브리지 대학에서 1975년에 개발된 이래로 가장 최근까지 수 차례에 걸쳐 개선된 CRISP93 (Britto & Gunn, 1990)이다. 해석방법은 비균질 탄성지반이 초기에 수평하게 놓여있는 상태에서 박스를 시공할 수 있도록 지반을 굴착한 후 박스를 시공하고 단계별로 되채움은 순서를 취하였다.

그림 4는 본 해석을 위하여 구성된 유한요소망과 경계조건을 나타내고 있다. 요소망의 좌·우측은 연직방향으로 자유로이 움직이며, 수평방향으로는 고정을 취하였다. 기초하부지반은 연직과 수평 모두 고정하였다. 그리고 연직

경계면은 그림에서와 같이 굴착폭의 4배이상 떨어지도록 하였다. 해석을 위하여 사용된 요소와 절점수는 각각 325, 415개를 사용하였다. 굴착지반 및 되채움 흙은 8절점 등매개요소 사용되었고, 굴착면과 되채움 흙 사이에는 Goodman et al.(1968)이 개발한 6절점 상호면 요소 49개가 사용되었다. 그리고 되채움을 위하여 사용된 재료는 탄·소성 모형으로 Mohr-Coulomb 파괴기준을 만족하는 것이다. 이 해석을 위하여 사용된 재료의 성질은 표 2, 3 및 4와 같다. 표 2에서  $E_0$ 는 탄성계수,  $\nu$ 는 포아송비,  $c$  및  $\phi$ 는 점착력과 내부마찰각,  $\gamma$ 는 단위중량,  $y_0$ 는 탄성계수가  $E_0$ 인 위치의  $y$ 좌표, 그리고  $K_n$ ,  $K_s$ ,  $K_{stres}$  및  $t$ 는 각각 상호면요소의 수직, 수평, 잔류 스프링 상수 및 두께를 나타낸다. 표 3에서 나타낸 비균질 탄성지반에서  $y_0$ 와  $m$ 은 각각 초기탄성계수( $E_0$ )의 위치 및 깊이에 따른 탄성계수의 증가비를 의미한다. 그리고 표 4에서는 선형탄성모형에 대한 매개상수를 나타내고 있다.

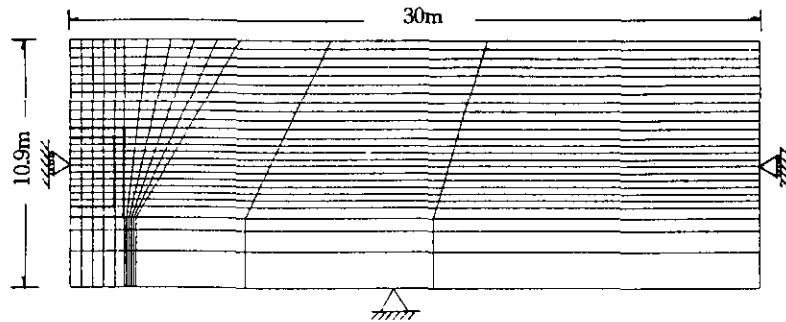


그림 4. 유한요소망 및 경계조건

표 2. 되채움 흙을 위한 탄·소성모형의 매개상수

	$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$y_0$ (m)
되채움재	15,000	0.3	1.0	30	17.64	10.9
	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$K_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{stres}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t$ (m)
상호면 1	10.0	40	3333333	1250000	12500	0.05
상호면 2	1.0	30	20192	5769	57	0.01



표 3. 기초지반을 위한 비균질 탄성모형의 매개상수

	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$y_0$ (m)	m	v	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
기초지반	3,000,000	3.1	5.0	0.2	20.58

표 4. 박스구조물을 위한 선형탄성 모형의 매개상수

	$E_h$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu_{th}$	$\nu_{vh}$	$G_{hv}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
박스	21,740,000	21,740,000	0.2	0.2	9,057,000	24.5

### 4.2 유한요소해석의 결과

본 유한요소해석에서 설정한 수치모형은  $H = 3.9m$ ,  $H_0 = 3.9m$ ,  $B = 4.8m$ 이고, 굴착폭( $B_c$ )과 굴착경사각( $\theta$ )이 각각 변화하는 경우이다.

그림 5는 굴착경사각( $\theta$ )이  $90^\circ$ 이며, 박스높이( $H_0$ )에 대한 굴착폭( $B_c$ )의 비( $B_c/H_0$ )가 각각 0.2~6.0으로 변화할 때 박스에 작용하는 수평토압분포를 나타내고 있다. 여기서 굴착폭의 비가 0.2에서 2.0 사이에서는 토압이  $B_c/H_0$ 의 증가에 따라 지속적으로 증가하다가 2.0을 넘어서면서 거의 동일한 값을 보여주고, 굴착폭비가 6.0인 경우에는  $B_c/H_0 = 2.0$ 인 경우에 비하여 오히려 약간 감소하는 경향을 나타내고 있다. 그리고 수평토압의 분포는  $B_c/H_0$ 가 0.2일 경우에 거의 연직으로 나타나지만, 이 비가 증가할 수록 하부측에서 상부에 비하여 토압이 증가하는 경향을 보여준다. 이 그림에서 박스상단의 0.3m깊이에서 토압이 굴곡으로 보여주고 있는데, 이것은 이 부분에서 과도하게 침하가 발생하였기 때문으로 생각된다.

그림 6은 굴착폭( $B_c$ )이 0.5m인 상태에서 굴착경사각( $\theta$ )가  $20^\circ \sim 80^\circ$ 사이에서 변화할 때의 수평토압분포이다. 굴착경사각이  $80^\circ \sim 60^\circ$ 사이에서 토압이 가장 크게 변화하고,  $60^\circ$ 를 넘어서는 점차 토압의 증가폭이 감소하고 있다. 그리고 토압분포는  $\theta = 40^\circ$ 을 기준으로 하여, 이보다 큰 일 때는 토압이 박스의 상부에서 크고 하부로 갈수록 거의 직선적으로 감소하며,  $\theta < 40^\circ$ 일 때는 하부로 갈수록 약간씩 증가하다가

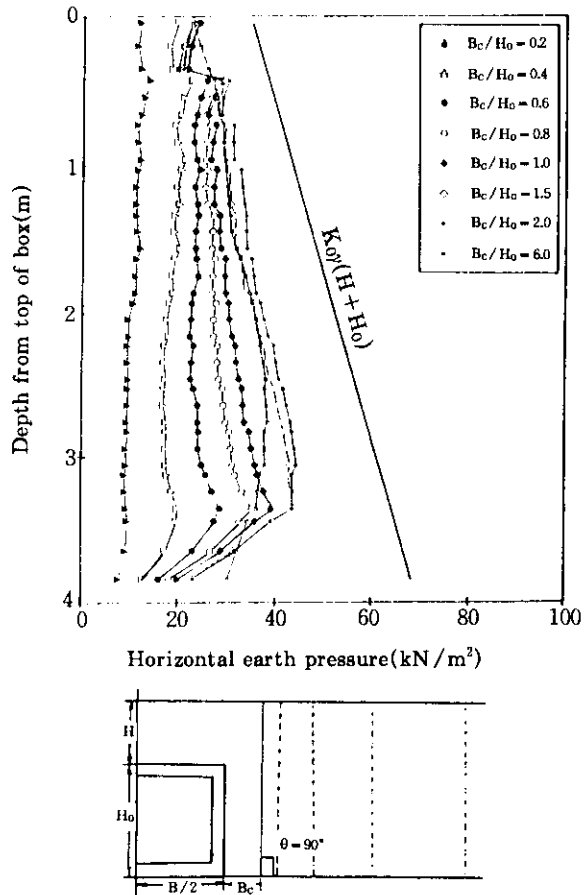


그림 5. 수평토압에 대한  $B_c/H_0$ 의 영향

바닥 가까이에서 감소하는 경향을 나타내고 있다.

그림 7은 굴착경사각( $\theta$ )이  $80^\circ$ 로 일정하며, 굴착폭의 비( $B_c/H_0$ )가 0.2~6.0 사이에서 변화하는 경우에 박스에 작용하는 수평토압분포를

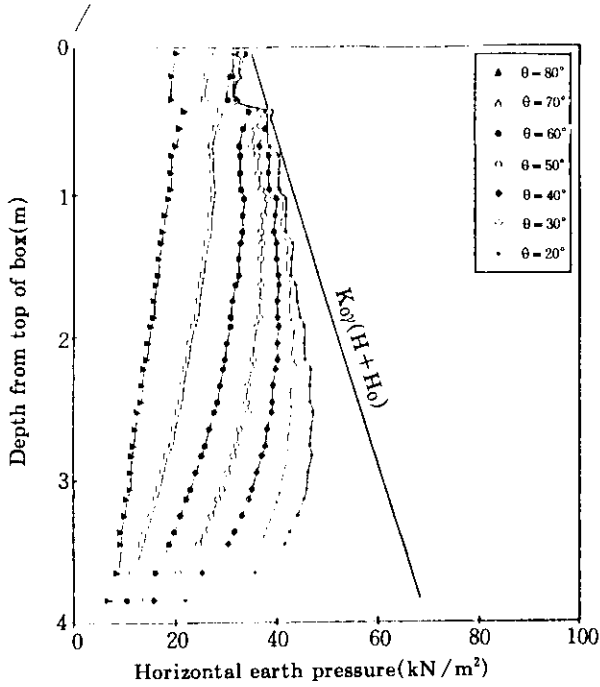


그림 6. 수평토압에 대한  $\theta$ 의 영향( $B_c = 0.5m$ )

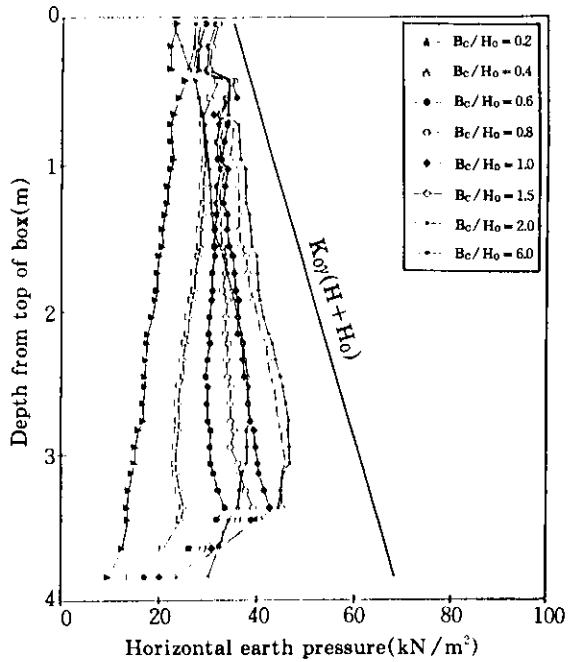
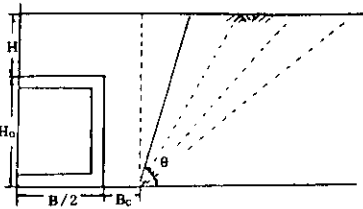
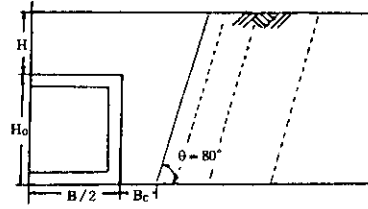


그림 7. 수평토압에 대한  $B_c / H_0$ 의 영향( $\theta = 80^\circ$ )



나타내고 있다. 앞의 그림 5의 경향과 동일하게 굴착폭 비가 0.2에서 2.0 사이에서는 토압이 지속적으로 증가하다가 이 비가 6.0인 경우에는 오히려 약간 감소하는 경향을 알 수 있었다. 또한 이 비가 0.4을 넘어서면서 박스의 상부에서는 모두 유사한 토압을 나타내지만, 이 비가 커질수록 하부측에서 점차 토압이 증가함을 보여주고 있다. 이 경우에 토압의 분포는  $B_c / H_0 = 0.2$ 일 때를 제외하면, 모두가 그림 6의 경우와 비슷한 경향을 나타내고 있다.

상기 결과들에서 보면, 모든 경우에 수평토압은 일반 설계법에서 적용하고 있는  $K_0 \gamma (H + H_0)$ 보다 훨씬 작은 값으로 나타나며, 기존의

설계법은 상당히 과대 평가되고 있음을 알 수 있다.

## 5. 수정 사일로 이론식, 기존이론식 및 유한요소해석결과와의 비교 분석

### 5.1 연직토압

그림 8은 박스 위에 작용하는 깊이별의 연직 응력에 대한 비교로써 수정 사일로 이론식, 자중( $\gamma H$ ), Marston 이론식 (2)), Bierbaumer 식 및 유한요소해석에 의한 계산결과를 나타낸 것이다.

여기서 수정 사일로 이론이란 식 (15) 및 식

(19)을 참조한 것이다(정성교 외, 1995). 이 그림은  $\theta$ 가  $80^\circ$ 인 경우를 나타내고 있는데, 유한요소해석 결과는 깊이에 따라 직선에 가까운 곡선분포를 보여주고 있는 반면에 그 외의 모든 이론에 의한 연직응력은 깊이에 따라 직선적으로 분포하고 있다. 이론값은 Marston이론,  $\gamma H$ 값, 수정 사일로 이론식, Bierbaumer 식의 순으로 크게 나타나지만, Marston값을 제외하고는 그 차이가 크지 않음을 볼 수 있다. 그러나 지표면에서 3.9m 아래에 있는 상호작용에 의한 마찰력 때문에 기타 이론식에 의한 값보다 특히 작은 값으로 나타남을 주목할 필요가 있다.

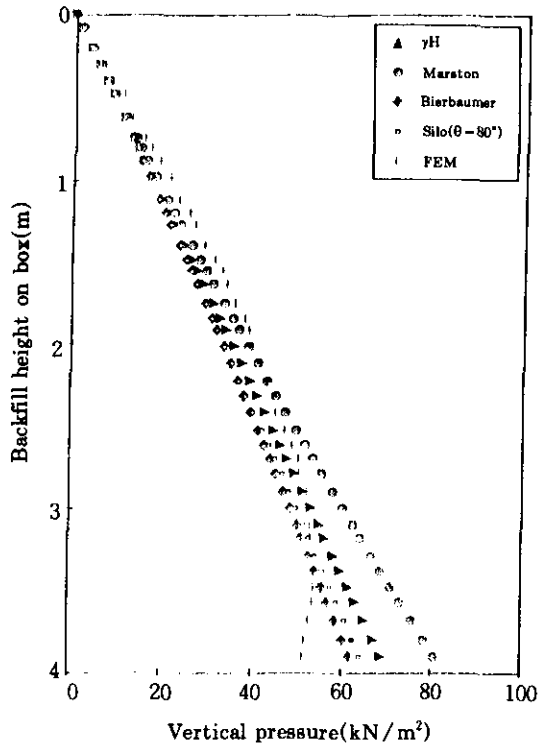


그림 8. 박스위에 작용하는 연직토압의 비교

### 5.2 수평토압

그림 9는 굴착경사각( $\theta$ )이  $90^\circ$ 이며,  $B_c/H_o$ 가 0.4 및 2.0일 때 두 방법에 의한 수정 사일로

이론식, 기존 이론식 및 유한요소해석에 의한 계산결과를 비교한 것이다. 이 그림 내에서 “(Silo)”는 3.1.1절의 식 (16)을, “(Silo, q)”는 3.1.2절의 식 (20)을 참조한 것이다. 여기서 보면,  $B_c/H_o = 0.4$ 일 때 피복층을 상재하중으로 고려하지 않는 수정 사일로 이론식 (16)을 이용하여 구한 수평토압이 유한요소해석 결과보다 박스의 아래쪽으로 갈수록 약간 크게 산출되지만 대체로 좋은 일치를 보여주며, 피복층을 상재하중으로 고려한 수정 사일로 이론식 (20)을 사용한 계산값은 식 (16)에 의한 값보다 더 크게 얻어졌다. 그러나  $B_c/H_o = 2.0$ 일 때, 즉 되채움 단면의 구속을 무시할 수 있을 때에 두 수정 사일로 이론식들과 유한요소해석에 의한 값 사이에는 거의 일치하고 있음을 볼 수 있다. 이 그림에서도 역시 4장에서와 같이

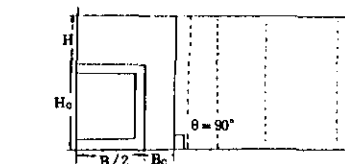
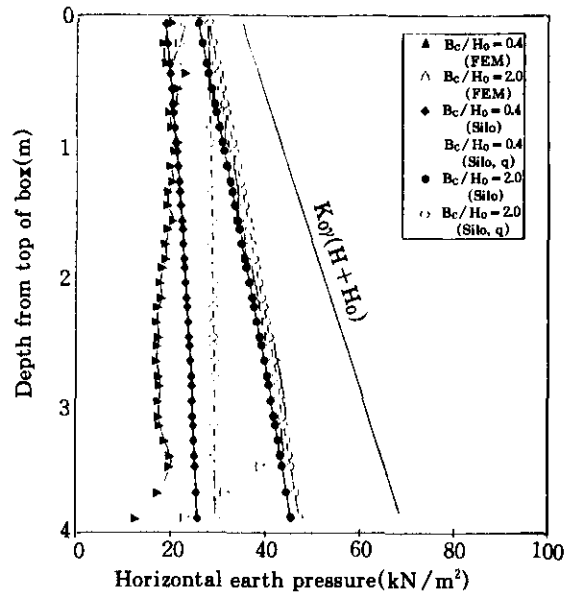


그림 9. 수평토압에 대한 계산결과와의 비교 ( $B_c/H_o = 0.4$  및  $2.0$ ,  $\theta = 90^\circ$ )

정지 수평토압은 이론 및 유한요소해석의 결과에 비하여 크게 산출되므로 굴착단면의 형상을 고려하여야 한다는 것을 알 수 있다.

그림 10은  $B_c = 0.5\text{m}$ 이며, 굴착경사각  $\theta$ 가  $60^\circ$  및  $80^\circ$ 일 경우에 수정 사일로 이론식과 유한요소해석(FEM)에 의한 비교를 나타낸 것이다.  $\theta$ 가  $80^\circ$ 일 때를 보면, 식 (20)에 의한 값과 FEM값은 비슷한 토압분포 양상을 보이지만, 식 (16)에 의한 값보다 크게 산출되고 있다. 반면에  $\theta$ 가  $60^\circ$ 일 경우에는 두 수정 사일로 이론식에 의한 값들은 비슷한 값과 경향을 나타내지만, 박스의 상단 부분에서는 FEM값이 두 이론값을 약간 초과하며 그 하부로 갈수록 훨씬 작게 감소함을 알 수 있다. 본 유한요소해석에서 되채움 흙을 선형 탄성-소성 모형을 사용

하였으나, 만약 비선형 탄성-소성 모형을 사용한다면(정진교, 1994) FEM값이 이론값들보다 상부에서 초과하는 경향은 거의 없을 것으로 생각된다. 한편, 이 그림에서도 정지수평토압은 다른 값들에 비하여 훨씬 과대평가되고 있음을 볼 수 있다.

결과적으로, 수평토압은 식 (20)에 의한 계산값이 유한요소해석값과 비슷한 경향으로 산출되지만, 식 (16)에 의한 계산값보다 크게 산출되고 있다. 식 (16)에 의한 값이 FEM값과 비교적 근사하고 있다. 그리고 정지수평토압은 전자의 방법들에 의한 값들보다 훨씬 크게 산출되므로, 단단한 지반을 굴착하여 박스구조물을 매설할 경우에는 되채움 단면의 형상을 고려한 토압설계를 필수적으로 수반하여야 한다는 것을 알 수 있다.

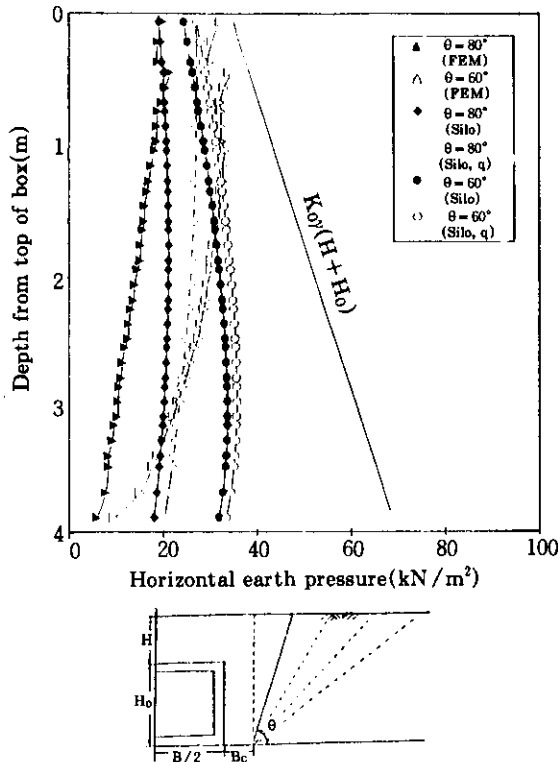


그림 10. 수평토압에 대한 계산결과의 비교 ( $B_c = 0.5\text{m}$ ,  $\theta = 60^\circ$  및  $80^\circ$ )

### 5.3 박스 바닥면에 작용하는 반발응력

박스의 상단 및 바닥면에 작용하는 연직응력 및 반발응력을 위한 비교조건은  $H = 3.9\text{m}$ ,  $H_0 = 3.9\text{m}$ ,  $B = 4.8\text{m}$ ,  $B_c = 23.4\text{m}$  및  $\theta = 80^\circ$ 일 때 단위중량  $\gamma$ 가  $17.64\text{ kN/m}^3$ ,  $c$ 와  $\phi$ 가 각각  $1.0\text{ kN/m}^2$  및  $30^\circ$ 이며, 탄성계수  $E$ 가  $15,000\text{ kN/m}^2$  ( $y_0 = 10.9\text{m}$ )인 되채움흙을 사용하고 기초지반은 탄성계수  $E$ 가  $3,000,000\text{ kN/m}^2$ ,  $\nu$ 가 0.2인 탄성지반인 경우이다.

그림 11은 자중응력, 유한요소해석 결과 및 사일로 이론에 의한 연직응력과 반발응력의 비교를 보여주고 있다. 이 그림에서  $\gamma H$  또는  $[\gamma H + (W/B)]$ 는 자중응력을 의미하며, FEM은 유한요소해석에 의한 결과이며 그리고 "Silo"는 식 (15)의  $V$ 값을 폭  $B$ 로 나눈 값 또는 정성교의(1993)를 인용하여 구한 평균연직응력이다. 여기서 보면, 박스 구조물의 상단면에 작용하는 연직압력은 FEM값이 박스의 모서리 부분에서 약간 감소하는 경향을 나타내지만 대체로 비슷한 값들이 얻어짐을 알 수 있다. 그리고 박스 구조물의 바닥면에 작용하는 반발응력은 자중응력과 Silo이론의 계산값이 거의 비슷하게 얻어지는 반면에, 유한요소해석 결과는 구

조물의 중심부에서 작은 값이며 모서리 부분으로 갈수록 점차 증가하여 중심축에서 0.45B 가까이에서 최대값을 나타낸 후에 감소하는 경향을 보여주고 있다. 즉, FEM값은 두 이론식에 의한 값과 아주 상이한 반발응력의 분포양상을 나타내고 있다.

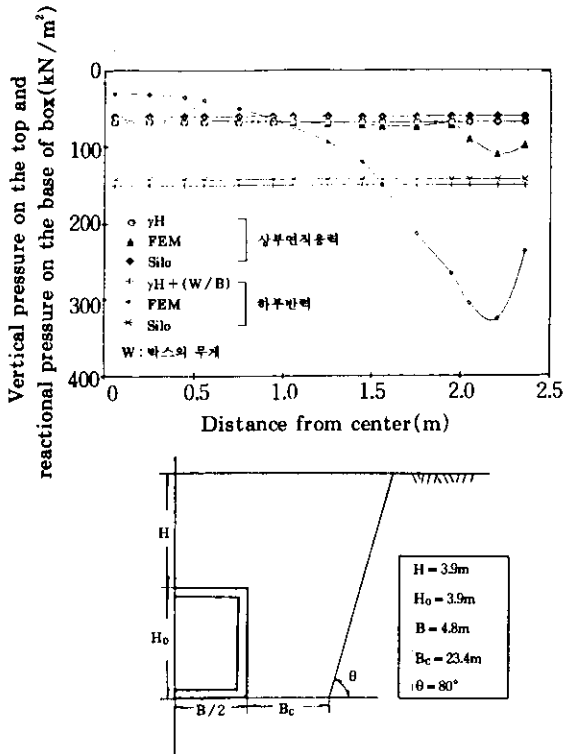


그림 11. 박스의 바닥에서 반발응력의 비교

그림 12는 박스가 위치하는 기초지반의 탄성계수를 변화시켰을 때 유한요소해석 결과와 자중응력을 비교한 것이다. 여기서 보면, 유한요소해석 결과는 느슨한 모래지반과 같이 탄성계수가 작을 때에 반발응력은 박스의 전폭에 걸쳐 균등한 반발응력의 분포를 보여주며, 그 크기도 자중응력 및 Silo이론에 의한 값들과 거의 일치하고 있다. 그런데, 기초지반의 탄성계수가 증가할 수록 박스 구조물의 중심부에서 반발응력은 작아지고, 모서리쪽으로 갈수록 증가하는 경향을 나타내고 있다. 따라서 기초지반

의 탄성계수가 큰 경우에는 일반적인 설계법의 적용에는 어려움이 있으므로 유한요소해석에 의한 직접적인 접근이 요구된다.

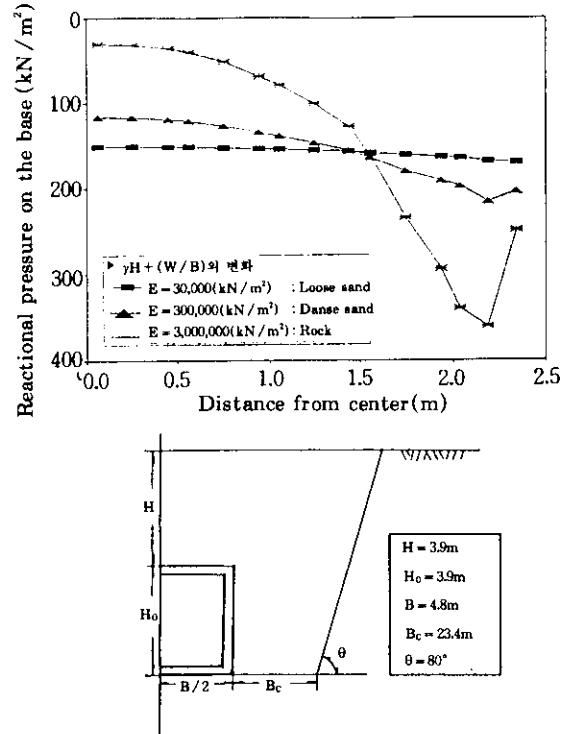


그림 12. 기초지반의 탄성계수 변화에 따른 반발응력의 비교

## 6. 결 론

견고한 지반을 굴착하여 박스 구조물을 설치하고 되채움할 때, 되채움의 형상에 따라 유발되는 수평토압을 구하기 위하여 수정 사일로 이론식을 제안하였으며, 이 이론식에 의한 수평토압을 기존의 설계법 및 유한요소해석 결과와 함께 비교하였다. 추가적으로 박스 구조물의 상단면 및 바닥면에 작용하는 연직 및 반발응력에 대하여 서로 비교하였으며, 또한 유한요소해석에 의하여 되채움의 형상에 따른 수평토압분포를 비교하였다. 이와같은 비교검토에

의하여 아래와 같은 결론을 얻었다.

- (1) 박스 구조물의 상단면에 작용하는 연직응력은 수정 사일로 이론식, 유한요소해석 및 기존 설계법들에 의한 계산결과는 거의 비슷하게 얻어졌지만, Marston이론값이 다른 것들에 비하여 약간 크게 산출되었다.
- (2) 박스 구조물의 측면에 작용하는 수평응력은 굴착경사각( $\theta$ ) 및 굴착폭( $B_s$ )의 크기에 따라 크게 변화함을 알 수 있었으며, 특히  $\theta$ 에 의한 영향이 더욱 크게 작용하였다.
- (3) 수정 사일로 이론식에서 「박스 상단의 흙을 과재하중으로 고려하지 않는 방법」에 의한 계산값이 유한요소해석 결과와 비교적 좋은 일치를 보였으나, 기존의 설계법에 의한 수평토압은 이것들에 비하여 크게 과대평가되고 있음을 알 수 있었다.
- (4) 박스 구조물의 바닥면에 작용하는 반발응력은 기초지반의 탄성계수가 작을 경우(느슨한 모래의 경우)에 유한요소해석에 의한 결과와 수정사일로 이론식에 의한 것과 잘 일치하였다. 그러나 기초지반의 강성이 클수록 박스의 중심측에서 반발응력은 감소하며, 모서리측으로 갈수록 증가하는 경향을 보여 주었다.

앞으로 모형실험 및 현장계측을 통하여 매설 박스의 기하학적인 굴착형태에 따른 연직 및 수평토압에 대하여 많은 연구가 수행되길 기대한다.

## 참 고 문 헌

1. 권준안(1994), "도랑의 되채움으로 유발되는 연직응력", 공학석사 학위논문, 동아대학교, 33p.
2. 김생립(1993), 개정 토목설계, 기문당, pp.194-203.
3. 건설도서(1988), 도로 구조물의 설계 계산예, pp.73-94.
4. 탐구문화사(1991), 알기쉬운 옹벽·칼버트의 설계, pp.85-118.
5. 이승범·안기범(1992), 최신 토목설계, 형설출

판사, pp.206-241.

6. 정성교·백승훈(1993), "비점성토로 뒤채운한 강성옹벽에 작용하는 정적토압", 한국지반공학회지, 제9권, 제1호, pp.69-75.
7. 정성교외(1993), "매설구조물에 작용하는 연직하중", 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp.527-530.
8. 정성교외(1994), "기존사면에 인접한 중력식 옹벽의 수평토압", 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp.635-638.
9. 정성교외(1994), "도랑의 되채움으로 유발되는 연직력", 대한토목학회 논문집, 제15권, 제2호, pp.491-499.
10. 정진교(1994), "기존사면에 인접한 중력식 옹벽에 작용하는 주동토압", 공학박사 학위논문, 동아대학교, 118p.
11. 조기영(1994), "박스구조물에 작용하는 토압", 공학석사 학위논문, 동아대학교, 90p.
12. Abhijit Dasgupta & Brastish Sengupta. (1991), "Large-scale model test on square box culvert backfilled with sand", Jour. of Geotech Engineering, ASCE, Vol. 117, No.1, pp.156-161.
13. Britto, A.M. & M. J. Gunn(1990). CRISP90 user's and programmer's guide, Engrg. Dept., Cambridge Univ.
14. Bulson, P.S. (1984), Buried Structures: Static and dynamic strength, Chapman and Hall, 227p.
15. Goodman, R. E. et al(1968)., "A model for the mechanics of jointed rock", J. Soil Mech. Found., ASCE, 94(3), pp.637-659.
16. Kellogg, C. G. (1993), "Vertical earth loads on buried engineered works", J. of Geotech. Engrg. ASCE, Vol.119, No.3, pp.487-506.
17. Lee, I. K. & Herington, J. R. (1972), "Effect of wall movement on active and passive pressure", Jour. of ASCE, Geotech. Div., Vol. 98, No. SM6, pp.625-640.
18. Spangler, M.G. & Handy, R. L. (1982), Soil engineering, 4th ed., Harper & Row, Publishers, 819P.

(접수일자 1996. 2. 16)