

# 금속-폴리에틸렌 복합관에 대해서 Marston-Spangler 이론과 유한요소해석에 의해 구해진 뒤채움하중의 비교에 관한 연구

A Study on the Comparison of the Backfill Loads Obtained by the Marston-Spangler's Theory and by the Finite Element Analysis for the Metal-Polyethylene Composite Pipes

정진호\*

Chung, Jin - Ho

---

## Abstract

Variations of backfill load on the metal-polyethylene composite(MPC) pipes buried in various trenches backfilled afterward were investigated in this paper. The backfill loads obtained by the finite element method(FEM) were compared with those calculated by the well-known Marston-Spangler(M-S) theory. The reliability of the finite element analysis used in this study was examined by an in-situ test for the buried pipe. The backfill loads and deflections on the real-size pipe buried on-site were measured while increasing the backfill height. In addition, further investigations were made for the variations of the backfill loads as a function of several important parameters such as the backfill soil type, backfill height( $\leq 4.0\text{m}$ ), diameter of the pipe( $B_c \leq 1.0\text{m}$ ), and trench width( $\leq 3.0 B_c$ ).

It is confirmed that the M-S theory predicts reasonably well the backfill loads of the MPC pipes when the design value of  $\gamma_d \cdot p$  is zero. The finite element analysis results suggest that values of  $k\mu'$  ( $=k\mu$ ) of the M-S backfill soils be 0.13 and 0.15 for the SC and SM soils in the Duncan soil model, respectively. The load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  for a narrow trench varies negligibly with the backfill height but tends to increase for a wide trench. The ratio increases with increasing diameter of the pipe for a narrow trench while decreasing for a wide trench. It is also found that the ratio generally decreases as the degree of compaction increases and SM soil exhibits larger load ratio than that of SC soil.

## 요 지

본 논문은 금속-폴리에틸렌 복합관을 고랑에 매설하고 뒤채움할 경우 관에 작용하는 뒤채움 하중에 관한 연구로서 지금까지 널리 이용하고 있는 Marston-Spangler 이론을 유한요소 해석에 의해

---

\* 정회원, 부경대학교 공과대학 토목공학과 부교수

서 검토하였다. 유한요소 해석 결과의 신뢰성은 현장 매설관 실험에 의해서 검증하였다. 즉, 현장에서 실험 크기의 관을 매설한 후 뒤채움 높이를 증가시켜 가면서 측정된 관에 작용하는 하중과 관의 변형량은 유한요소 해석의 결과와 비교적 잘 일치함을 확인하였다.

그리고 1.0m 이하의 관경, 관경의 3.0배 이하의 고랑폭, 4.0m 이하의 뒤채움 높이 범위내에서, 뒤채움흙의 종류, 뒤채움 높이, 고랑폭 및 관경 등이 매설관에 작용하는 하중에 대해 어떠한 영향을 끼치는지를 유한요소 해석과 Marston-Spangler 이론에 의해서 검토 비교하였다.

연구 결과로서 금속-폴리에틸렌 복합관에 작용하는 하중은 Marston-Spangler 이론에 의해서 계산하는 것이 합리적이라는 사실을 확인하였으며 Marston-Spangler 이론을 적용할때 설계계수  $\gamma_{sd}$  p 값으로 0.0을 취할 것을 제안하였다.

그리고 Marston-Spangler 뒤채움흙의  $k\mu'$  ( $=k\mu$ )값은 유한요소 해석에서 Duncan 흙 모델의 SC 흙, SM흙에 대해서는 각각 0.13, 0.15로 할 것이 권장된다.

뒤채움 높이에 따른 하중비,  $W_{M-S}/W_{FEM}$ 의 변화는 좁은 고랑에서는 미미하나 넓은 고랑에서는 뒤채움 높이가 증가할수록 증가하는 경향을 나타낸다. 또한 이 하중비는 관경이 커질수록 좁은 고랑에서는 증가하는 반면 넓은 고랑에서는 감소한다. 그리고 뒤채움흙의 다짐도가 클수록 하중비는 감소하며 SM흙이 SC흙보다 더 큰 하중비를 나타낸다.

Keywords : Metal-polyethylene composite pipe,  $\gamma_{sd}$  p, Load ratio ( $=W_{M-S}/W_{FEM}$ ), Trench width

## 1. 서 론

파형폴리에틸렌관은 플라스틱의 결점인 쪼그러짐 현상을 보강하기 위하여 관벽을 주름지게 만들어 관벽의 단면 2차모멘트를 증가시킨 것이다. 현재는 관돌출 부분의 단면을 다양화하고 강성을 보강하기 위하여 철판을 매입하는 등의 제품이 개발되고 있다. 일명 고강도 이중벽 폴리에틸렌관, 철판매입 복합관, 금속-폴리에틸렌 복합관 등으로 불리고 있는 관으로서, 재료는 고밀도 폴리에틸렌과 철판으로 구성된다.

이러한 금속-폴리에틸렌 복합관은 아직 한국 공업규격에 제정되어 있지 않으며, 단지 고강도의 특성만이 강조되고 있을 뿐 설계에 대한 제반 자료는 전무한 실정이다.

연성관으로 분류되는 금속-폴리에틸렌 복합관에 대해서 Marston-Spangler 이론(Marston, 1913;1930;Spangler, 1948;1958; Moser, 1990)에 입각하여 매설조건을 좁은고랑식과 넓은고랑식으로 시공할 경우 관에 작용하는 뒤채움하중값(정진호, 1998)과 유한요소해석에 의한 뒤

채움하중값(정진호,1998)을 비교하고자 한다. 뒤채움하중에 영향을 주는 인자로서, 뒤채움흙의 종류를 나타내는 토압계수와 벽면 마찰계수의 곱으로 표현되는  $k\mu'$ 의 값(Marston, 1913; 1930;Wetzorke,1960;Christensen;1967)과 관의 연성 정도를 나타내는 침하비와 돌출비의 곱으로 표현되는  $\gamma_{sd} \cdot p$ 의 값으로 한정하였다. 그 후, 실트질모래( $k\mu' = k\mu = 0.15$ )와 점토질모래( $k\mu' = k\mu = 0.13$ )의 뒤채움흙에 대해서, 관에 작용하는 뒤채움하중을 여러가지의  $\gamma_{sd} \cdot p$ 값에 대하여, 관경과 고랑폭 그리고 뒤채움 높이를 달리하여 구하였다.

한편 유한요소해석(Vittes등, 1981;Haggag, 1989;Jiang,1987;)에 이용된 뒤채움흙은 실트질 모래 SM과 실트섞인 점토질 모래 SC로 분류되는 흙으로서 그 응력-변형거동은 Duncan의 쌍곡선모델(Duncan,1980)을 적용하였다. 유한요소해석의 결과로부터 Marston-Spangler 이론의 적용성을 검토한 후, 이로부터 설계시에 필요한 계수치  $\gamma_{sd} \cdot p$ 에 대해 가장 타당한 값을 제안 하고자 한다. 가장 타당한 값으로 제안된  $\gamma_{sd} \cdot p$  값을 적용하여 Marston-Spangler

이론에 의해 구해진 뒤채움하중과 다짐도를 달리하는 SM과 SC 뒤채움흙에 대해 유한요소해석한 뒤채움하중을 관경, 고랑폭 그리고 뒤채움높이의 변화에 따라 구하여 비교 검토하고자 한다.

## 2. 지중 매설관의 뒤채움하중

### 2.1 좁은고랑식 관

상재하중으로 인하여 관의 정부면에 작용하는 단위길이당 하중,  $W_d$  은 다음과 같다.

$$W_d = \gamma \cdot B_d^2 \cdot \left[ \frac{1 - \exp(-2k\mu'(H/B_d))}{2k\mu'} \right] \quad (2.1)$$

여기서,

$\mu' = \tan \phi'$  : 고랑벽과 뒤채움흙의 마찰계수

$\phi'$  : 고랑벽과 뒤채움흙과의 마찰각

$k$  : 주동 토압계수 ( $= \tan^2(45 - \frac{\phi'}{2})$ )

$\gamma$  : 뒤채움흙의 단위중량

$B_d$  : 고랑폭

$H$  : 뒤채움높이

### 2.2 넓은 고랑식 관

넓은 고랑식의 매설방법에서 관에 작용하는 하중은 관 외경  $B_c$ 의 함수로 표현되며 등침하면의 높이,  $H_c$ 와  $H$ 의 상대적 크기에 따라 다음과 같이 표현된다.

○  $H_c > H$ : 완전 돌출상태의 강성관과 완전 고랑상태의 연성관일때:

$$W_c = \frac{\exp(\pm 2k\mu'(H/B_c)) - 1}{\pm 2k\mu'} \cdot \gamma \cdot B_c \quad (2.2)$$

여기서,  $\mu = \tan \phi$  : 뒤채움흙의 내부마찰계수

○  $H_c < H$ : 불완전 돌출상태의 강성관과 불완전 고랑상태의 연성관일때:

$$W_c = \left[ \frac{\exp(\pm 2k\mu(H_c/B_c)) - 1}{\pm 2k\mu} + \left( \frac{H}{B_c} - \frac{H_c}{B_c} \right) \exp(\pm 2k\mu(H_c/B_c)) \right] \gamma \cdot B_c^2 \quad (2.3)$$

식(2.2)와 (2.3)의 이중부호 중에서 윗부호 (+)는 강성관, 아래부호 (-)는 연성관의 경우이다. 식 (2.3)에서 등침하면의 높이,  $H_c$ 를 구하는 방법이 Spangler(1982)에 의해 식(2.4)와 같이 제안되었다.

$$\left[ \frac{1}{2k\mu} \pm \left( \frac{H}{B_c} - \frac{H_c}{B_c} \right) \pm \frac{\gamma_{sd} \cdot p}{3} \right] \exp \frac{(\pm 2k\mu(H_c/B_c)) - 1}{\pm 2k\mu} \pm \frac{1}{2} \left( \frac{H_c}{B_c} \right)^2 \pm \frac{\gamma_{sd} \cdot p}{3} \left( \frac{H}{B_c} - \frac{H_c}{B_c} \right) \exp \left\{ \pm 2k\mu \left( \frac{H_c}{B_c} \right) \right\} - \frac{1}{2k\mu} \left( \frac{H_c}{B_c} \right) \pm \frac{H}{B_c} \left( \frac{H_c}{B_c} \right) = \pm \gamma_{sd} \cdot p \cdot \frac{H}{B_c} \quad (2.4)$$

식 (2.4)에서도 윗부호는 불완전 돌출상태의 강성관일 경우이며, 아래부호는 불완전 고랑상태의 연성관일 경우이다. 이 식을 시산법으로 풀면 등침하면의 높이,  $H_c$ 를 구할 수 있으며,  $H_c$ 는 침하비와 돌출비의 함수가 된다.  $\gamma_{sd}$ 는 강성관일 경우에는 (+)값이 되고, 연성관일 경우에는 (-)값이 된다. Spangler는 침하비,  $\gamma_{sd}$ 의 값을 표 2.1과 같이 제안하였다.

Table 2.1 Range of  $k\mu'$  value

$k\mu$ and $k\mu'$	Soil type
Min. 0.1924	Granular materials without cohesion
Max. 0.1650	Sand and gravel
Max. 0.1500	Saturated top soil
Max. 0.1300	Ordinary clay
Max. 0.1100	Saturated clay

## 3. 유한요소 모델링

### 3.1 전산 프로그램, CANDE

CANDE(Culvert ANalysis and DEsign) (Vittes등,1981)은 매설 암거 구조해석 및 설계를 위해 개발된 전산프로그램으로서 흙-관구조 상호작용을 해석할 수 있으며 또한 다양한 옵션, 예를 들면 표 3.1과 같이 암거 종류의 선택 (주름철 관, 주름알루미늄 관, 철근콘크리트

Table 3.1 Characteristics of Pipe

Type of Pipe	Material Stress-Strain Models	Design/Evaluation Criteria	Design Output
Corrugated steel	Linear ; yieldhinge theory; bilinear stress strain	Excessive deflection; thrust yielding; elastic bulking*	List of required gage thickness for each standard steel corrugation size
Corrugated aluminum	Linear ; yieldhinge theory; bilinear stress strain	Excessive deflection; thrust yielding; elastic bulking* outer fiber strain rupture	List of required gage thickness for each standard aluminum corrugation size
Reinforced concrete	Concrete cracking and nonlinear compression;yielding of steel reinforcement	Concrete crushing; steel yielding; concrete shear stress;crackwidth, 0.01 in.	Required steel area for double circular or elliptical reinforcement wall thickness
Smooth wall plastic	Linear	Excessive deflection; outer fiber stress; elastic bulking	Wall thickness
Basic	Linear	No design, analysis only	No design, analysis only

Table 3.2 Capabilities and Limitations of CANDE Solution Levels

Characteristics	Level 1 (Elasticity)	Level 2 (Finite element with Auto mesh)	Level 3 (Finite Element with User Mesh)
Pipe shapes	Round	Round; vertical ellipse; horizontal ellipse;other*	Any open or closed pipe section
Soil zones	Homogeneous throughout	in-situ; backfill; bedding; packing; other*	Up to ten different soil zones may be defined
Stress-strain models for soil zones	Linear;overburden dependent	Linear;overburden dependent; fully non- linear	Linear;overburden dependent; fully non- linear
Installation type represented	Embankment	Embankment;trench;other*	User defined configuration
Symmetry conditions	Double symmetry about vertical and horizontal axis	Symmetric about vertical axis	Arbitrary boundary conditions and symmetry
Load representations of soil	Incremented overburden	Incremented overburden; gravity load construction increments(5)	Incremented overburden; gravity load construction lifts, up to 10 max
Load representation of live loads	Equivalent overburden	Equivalent overburden; strip loadinga	Equivalent overburden; strip loading
Pipe-soil interface	Slip; no slip	Slip; no slip; friction; separation	Soip; no slip;friction; separation <sup>b</sup>
Number of input cards <sup>c</sup>	5 to 10	6 to 11	50 to 500

\* Level 2 is provided with a "porthole" that allows selective modifications and inputs to canned mesh.

<sup>b</sup> Interface model for Level 3 also applies to soil-soil interfaces.

<sup>c</sup> Computer execution time is typically 10 to 20 times longer for Levels 2 and 3 than for Level 1.

관, 그리고 플라스틱 관)과 표 3.2와 같이 해석 혹은 설계법의 선택(탄성해-수준1, 자동 유한요소해-수준2, 그리고 표준 유한요소해-수준3) 등을 할 수 있고 관구조물과 흙을 선형 또는 이선형 응력-변형모델로 선택하여 취급할 수도 있으며, 아울러 흙-관구조 접촉면 요소와 성층 다짐의 시공 단계를 묘사할 수 있는 장점이 있다.

### 3.2 흙-관의 유한요소

흙-관의 상호작용에 대한 해석은 매우 복잡하여 수치해법이 요구되었고, 이 때문에 정도가 높고, 다양한 문제를 해결할 수 있는 유한요소방법이 활용되고 있다. 흙-관구조에 대한 유한요소 해석에서 관은 직선보 요소, 흙은 4절점 평면 선형 등매개요소로 고려하였다.

원형관을 수개의 직선 보요소로 모델화하면, 분할오차와 모델오차가 발생된다. 이러한 오차는 원형관을 많은 수의 직선보 요소로 분할하여 해석하면 오차를 감소시킬 수 있다. 직선보 요소에 대한 강성 매트릭스는 이미 많은 보고서(Jiang,1987;Haggag,1989)에 수록된 바 있으므로 본 논문에서는 생략하기로 한다.

흙-관구조의 상호작용에서 흙의 응력-변형 모델이 가장 크게 영향을 주므로, 흙의 응력-변형 모델은 실제의 거동과 잘 일치하고, 합리적이며 수식화가 가능한 모델이어야 한다. 본 연구에서 채택한 흙의 응력-변형 모델은 Kondner가 제안하여 Duncan(1980)에 의해 발

표된 일명 Duncan 흙모델로 불리는 쌍곡선 모델이다.

## 4. 실험

### 4.1 금속-폴리에틸렌 복합관

본 실험에 사용한 관은 폴리에틸렌 속에 철관이 매입되어 보강된 외면은 주름상이나 내면은 평활하며 나선 형태로 연속 성형된 금속-폴리에틸렌 복합관이다. 관의 형상 개요도는 그림 4.1과 같으며 유한요소해석에 이용한 관의 특성치는 표 4.1과 같다.

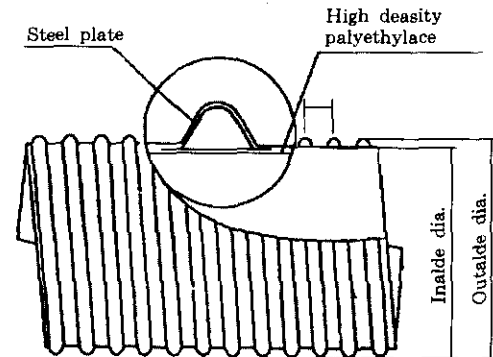


Fig. 4.1 Schematic diagram of the metal-polyethylene composite pipe

Table 4.1 Properties of MPC pipe used in analysis

Nominal diameter (m)	Modulus (kg/cm <sup>2</sup> )			Moment of inertia (cm <sup>4</sup> /cm)	Area (cm <sup>2</sup> /cm)	Section modulus (cm <sup>3</sup> /cm)	Average diameter (mm)
	Steel plate	High density polyethylene plastic	MPC pipe				
300	1.84 × 10 <sup>-3</sup>	84 × 10 <sup>-3</sup>	2.1 × 10 <sup>-3</sup>	0.105	1.080	0.194	310.8
600	1.84 × 10 <sup>-3</sup>	84 × 10 <sup>-3</sup>	2.5 × 10 <sup>-3</sup>	0.610	1.943	0.632	619.4
800	1.84 × 10 <sup>-3</sup>	84 × 10 <sup>-3</sup>	2.6 × 10 <sup>-3</sup>	1.236	1.456	1.000	823.0
1000	1.84 × 10 <sup>-3</sup>	84 × 10 <sup>-3</sup>	3.2 × 10 <sup>-3</sup>	1.491	2.616	1.142	1026.2

#### 4.2 2점-지지 관 압축시험 결과와 유한요소 해석 결과의 비교

금속-폴리에틸렌 복합관에 대해 실험실에서 2점지지 관압축시험을 실시하였다. 강철로 된 평판사이에 놓고 10 mm/min.의 속도로 관을 압축시켜 관 내경의 5%에 도달할때 까지 압축하중을 구하였다. 시험에 이용한 관의 공칭직경은 30, 60, 80, 100cm 4종이며 그림 4.2는 변형량과 하중과의 관계를 나타낸 것으로 금속-폴리에틸렌 복합관의 압축 거동은 비선형임을 알 수 있다.

2점-지지 관 압축시험을 모사하기 위한 유한요소망은 관의 반을 10개의 직선보 요소로, 하단 지지점은 고정단으로 처리하였고 상부 지지점은 단지 연직축으로만 압축되는 롤러로 처리하였으며, 압축하중의 1/2을 작용시킨 대칭 구조로 유한요소 해석을 하였다. 유한요소 해석에서 구한 관의 변형 거동은 선형 거동과 비선형 거동, 2가지 경우에 대해 모두 해석하였다. 여기서 관의 비선형거동을 모사하기 위해 그림 4.3과 같은 이선형 응력-변형 계수들을 적용하였다. 이들 계수를 결정하기 위해 공칭관경 30, 60, 80, 100cm인 관에 대해서 실험실의 압축시험을 수행하여 관의 응력-변형거동 자료를 얻었고, 유한요소해석을 통해 얻어지는 거동이 2점지지 압축시험에서 얻은 응력-변형거동과 유사하게 되도록 이선형 계수들을 구하였다. 이를 위해, 관재료로 이용되는 철판의 항복응력을 이용하여 해석하되 항복점 이후의 탄성계수,  $E_2$ 는 실험실 압축시험 결과와 유한요소해석 결과가 적절하게 일치하도록 시행착오를 통해서 그 값을 택하였다. 본 연구에서 채택된  $E_2$ 값은 초기 탄성계수값  $E_1$ 에 대해서 관경 30cm일 때 1/15, 60cm일 때 1/20, 80cm일 때 1/100, 100cm 일 때 1/30이 되는 값이다.

그림 4.4은 80cm 관에 대한 시험결과와 유한요소해석의 결과를 비교하여 나타낸 그림이다. 이 그림에서 알 수 있는 바와 같이, 전반적으로 선형 거동의 탄성해석은 그 결과가 실제

변형량보다도 변형량이 낮게 평가되고 있으며, 그 변형율이 높을 경우에는 너무 과소평가되어 지므로 금속-폴리에틸렌 복합관의 거동 해석에 적용하기에는 부적절한 것으로 판단된다. 따라서 본 논문의 관 거동 해석에서는 시험결과와 유한요소해석 결과가 잘 부합되는 이선형 응력-변형모델을 채택하여 해석하는 것이 타당하다고 생각된다.

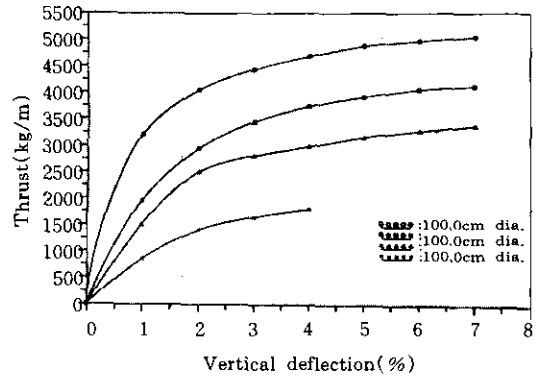


Fig. 4.2 Results of 2-edge bearing test

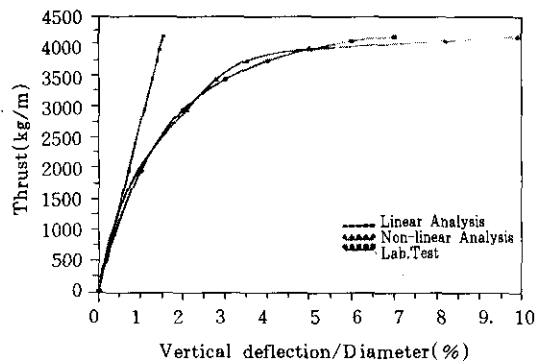


Fig. 4.3 Finite element simulation for a pipe (Dia. = 80.0cm)

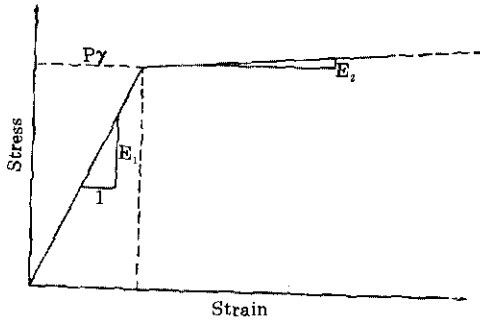


Fig. 4.4 Bilinear stress-strain parameters for a pipe

### 4.3 현장 매설관 재하시험

#### 4.3.1 현장매설관 실험장치 및 실험방법

25톤 진동로울러를 사용한 시험다짐을 통해 1회 포설두께는 20cm, 장비 통행회수는 16회로 결정하였다. 현장함수비는 실내다짐 최적함수비의  $\pm 2\%$ 가 되도록 하여 상대다짐도 95% 이상의 현장밀도가 나오도록 높이 3.0m 폭

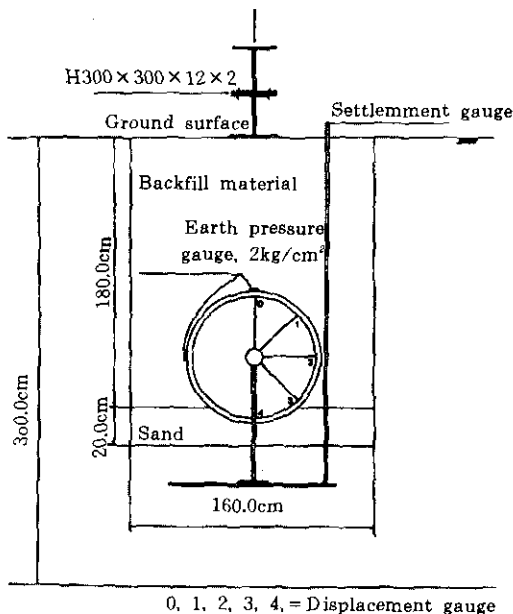


Fig. 4.5 Schematic diagram for in-situ test

4.0m 길이 12.0m의 체적을 인위적으로 다짐 조성한 부지를 매설관실험의 원지반으로 이용하였다. 그 후 그림 4.5와 같이 폭160.0cm 깊이 200.0cm인 수직 구형상태의 고랑을 팠다. 사용한 시험관은 내경 80.0cm로 뒤채움 성층으로 인한 매설관의 변위를 측정하기 위하여 그림 4.5와 같이 변위측정장치를 설치한 후, 각 시공 단계별로 변위량을 측정하였다. 여기서 변위측정 장치대 자체의 침하량을 측정하고 동시에 관 저부의 기초지반의 침하량을 측정하기 위하여 관저면에서 깊이 48.0cm 위치에 침하계를 설치하였다.

관에 작용하는 토압을 측정하기 위하여 관 상단과 관 측면에 용량  $2 \text{ kg/cm}^2$ 의 토압계를 설치하였다. 출력을 위해서 TDS-302 트랜스듀서를 이용하였다.

#### 4.3.2 현장 매설관의 유한요소망

매설관 현장실험의 시공과정을 순서대로 반영할 수 있도록 그림 4.6과 같은 유한요소망을 작성하였다. 관기초층(bedding soil)은 B로 표시하였고 관의 부설은 제1단계로 그 후 관측면 하단부에서 시작되는 뒤채움과정은 다짐 후 두께가 20cm가 되도록하여 제2, 제3, 제4, 제5, 제6단계로 표시하였다. 재하단계는 10.0, 12.5, 15.0, 17.5, 20.0, 25.0, 30.0t의 크기를 절점 161과 162사이에 등분포하중으로 작용시켜 이를 각각의 하중단계로 묘사하였다.

관과 흙사이의 접촉면 요소에 적용시킨 마찰각은 흙의 내부마찰각의  $2/3$ 에 해당하는 마찰각을 적용시켰다. 전체 유한요소 망은 대칭 구조로 취급하여  $1/2$ 만 해석에 고려하여 그 중심은 연직축으로만 변형하는 톨라로 처리하고 유한요소망 하단 경계점과 우측 경계점은 고정 단으로 처리하였다. 흙요소 122개, 보요소 10개, 흙-관구조간의 접촉면 요소 11개로 총 143개이고, 총 절점수는 171개이다. 표 4.2는 원지반흙과 뒤채움흙 그리고 관기초흙에 대해 구한 쌍곡선 매개변수 값들이다.

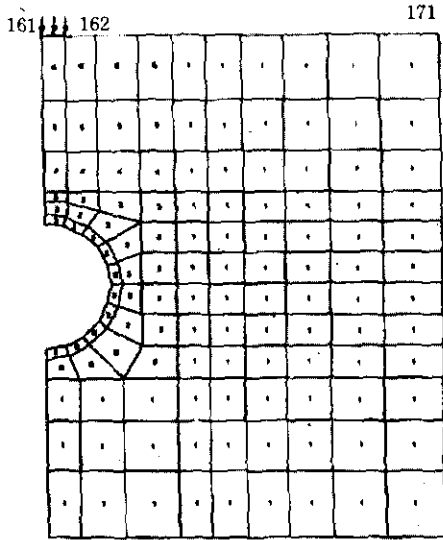


Fig. 4.6 Finite element mesh used in analysis for in-situ test

Table 4.2 Nonlinear hyperbolic model parameters used in analysis for in-situ test

Material type	Unit Wt. (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (deg)	$\Delta\phi$ (deg)	K	n	R <sub>r</sub>	K <sub>b</sub>	m
In-situ soil	2.25	0.0	35.4	0.0	502	0.49	0.91	278	0.16
Backfill soil	2.15	0.0	33.1	0.7	244	0.13	0.87	152	0.49
bedding soil	1.747	0.0	33.0	0.0	95	0.29	0.75	53	0.56

#### 4.3.3 현장 매설관 재하실험 결과와 유한요소해석 결과의 비교

유한요소해석 결과와 실측값을 비교하기 위해 관 정부의 변위,  $\Delta y$ 와 측면의 변위,  $\Delta x$ 를 그림 4.7에 나타내었다. 이 그림에서 유한요소해석 결과는 전반적으로 현장실험 결과와 비슷한 경향으로 나타남을 알 수있다. 다짐 성층을 하는 동안에는 유한요소해석이 현장실험 결과보다 연직방향으로 더 많은 압축변위를 일으키고, 관 정부 103.7cm에서 서로의 결과가 일치한 후, 과재하중이 작용된 이후로는 유한요소해석이 오히려 압축 변형량이 작게 평가됨을

알 수 있다. 이런 이유는 초기 변형량의 5% 이내의 변형량이 발생될 때까지 기다린 후에 측정된 값인데 반해서, 시간 경과에 따른 관압축 변형량의 증가현상, 즉 시간 의존성 변형이 유한요소방법에는 고려되고 있지 못하므로 인하여 발생하는 차이점으로 생각된다.

반면에 수평방향으로는 미소한 양이지만, 하중단계 전반에 걸쳐, 유한요소해석이 약간 더 많은 변형량을 나타내고 있다.

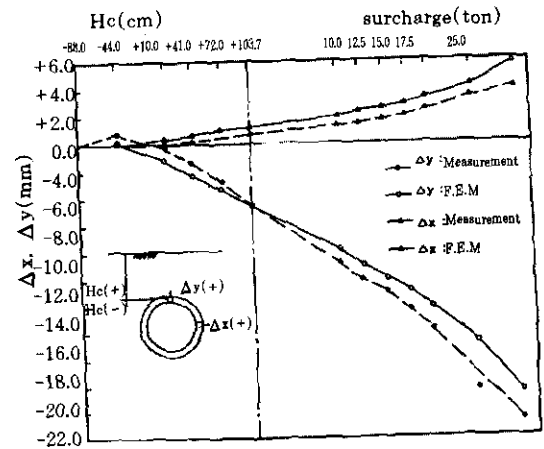


Fig. 4.7 Measured versus calculated of buried pipe

관 정부에 작용하는 연직토압에 대해 표 4.3의 결과들을 비교해 보면 판진동기로 다짐하여 성층한 각 단계 때의 토압은 모두 실측치가 유한요소해석의 결과보다 더 크게 나타났으며 또한 상재토압보다도 더 큰 수치를 보이고 있다. 반면에 폭 30cm, 길이 400cm의 H 형강을 통해 작용시킨 정하중의 재하단계 때에는 상당히 비슷한 결과로 접근한 후 15톤 이후로는 거의 같은 토압을 나타내고 있음을 알 수 있다. 이는 토압계로 측정된 연직토압은 다짐 성층 구간에서 진동 다짐기의 연직방향 충격 에너지가 어느 정도 토압계에 작용하였기 때문인 것으로 생각된다. 반면에 정하중이 작용되는 재하단계에서는 진동다짐기에 의해 발생할 수 있는 다



침유발응력(Seed등,1983)이 발생하지 않으므로 그 결과치가 비슷한 경향으로 나타난 것으로 생각된다. 한편, 수평토압의 실측치는 토압계의 고장으로 인해 측정하지 못하였다. 그러나 유한요소해석의 결과를 보면 다짐성층 단계 때나 재하단계때, 전 구간에 걸쳐 측방향 수평토압이 계속 증가되는 사실을 알 수 있다. 이런 현상은 연성관일 경우에 수평방향으로 관이 변형되므로 인해 관 측면의 흙이 수동토압 상태로 변화는 일반적인 경향을 뒷바침하는 것으로 본 실험에 사용한 금속-폴리에틸렌 복합관은 연성관 거동을 한다는 사실을 알 수 있다.

Table 4.3 Measured versus calculated earth pressure at crown and spring line

Hc(cm) or load(ton)	Overburden pressure (t/m <sup>2</sup> )	Crown		Spring line	
		Measurement (t/m <sup>2</sup> )	FEM (t/m <sup>2</sup> )	Measurement (t/m <sup>2</sup> )	FEM (t/m <sup>2</sup> )
10.0 <sup>mm</sup>	0.20	0.40	0.24	-	0.27
41.0 <sup>mm</sup>	0.88	1.10	1.02	-	0.47
71.0 <sup>mm</sup>	1.55	2.80	1.84	-	0.63
103.7 <sup>mm</sup>	2.23	2.90	2.65	-	0.74
10.0 <sup>cm</sup>	-	6.20	5.67	-	0.94
12.5 <sup>cm</sup>	-	6.70	7.59	-	0.98
15.0 <sup>cm</sup>	-	8.10	8.51	-	1.03
17.5 <sup>cm</sup>	-	9.40	9.42	-	1.10
20.0 <sup>cm</sup>	-	10.60	10.1	-	1.18
25.0 <sup>cm</sup>	-	12.40	9	-	1.40
30.0 <sup>cm</sup>	-	13.80	11.8	-	1.95

## 5. 뒤채움하중에 대한 Marston-Spangler 이론과 유한요소 해석결과의 비교 검토

### 5.1 뒤채움하중 산정

#### 1) Marston-Spangler의 뒤채움하중

매설관에 대한 대부분의 설계법은 Marston-Spangler 이론에 근거하고 있으며 이 이론에 의하면, 매설관 상부에 작용하는 뒤채움하중은, 관상부 흙프리즘의 무게에다 정아치 작용 또는

역아치 작용의 유무에 따라 일정량의 하중을 더하거나 또는 감소시킨 값으로 나타내고 있다.

관의 매설방법은 좁은고랑식 또는 넓은고랑식으로 구분되며, 연성관의 경우 좁은고랑식의 관에 대해서 작용되는 뒤채움하중은, 고랑내부의 되메운 흙의 침하가 고랑 측면의 침하보다 크게 일어나, 경계면에서의 마찰력이 상향으로 작용하여, 매설관이 받는 하중은 관의 상대적 강성에 관계없이 고랑 내부 흙의 무게보다 작은 값이 된다. 반면에 넓은 고랑식 관에 대해서 작용하는 뒤채움하중은 수직방향의 관 압축량이 관 주변 흙의 압축 침하량보다 더 크게 발생하므로, 관 상부의 흙 프리즘과 양측면의 외부 흙프리즘과의 마찰력이 상향으로 작용하는 정아치 작용이 발생하므로, 관에 작용하는 뒤채움하중은 관상부 흙의 무게보다 작게 작용하게 된다. 그리고 강성관일 경우에는 관상부 측면 흙 프리즘으로부터 하중이 관상부 흙프리즘에 전달되는 역아치 작용으로 인해, 관에 작용하는 뒤채움하중은 증가하게 된다.

기타 모든 조건이 동일한 경우, 좁은고랑식 상태의 매설조건에서 관상부에 작용하는 하중은, 폭 B<sub>2</sub>가 증가함에 따라 커질 것이며, 폭 B<sub>2</sub>가 변이폭(transition width)이라고 불리는 어떤 제한값에 도달하면 좁은고랑식은 넓은고랑식의 매설조건과 동일하게 되어, 고랑폭이 증가하더라도 작용 하중은 더 이상 증가되지 않게 된다. 이와같이 좁은고랑식과 넓은고랑식의 조건에서 구한 관 정부에 작용하는 뒤채움하중이 같게되는 고랑폭이 존재하게 되는데 이때의 고랑폭을 변이폭이라고 정의한다.

넓은 고랑식 및 정돌출식 매설 방식하에서 도 동침하면 (plane of equal settlement)이 존재하게 되고, 이 동침하면 위의 내외부 흙프리즘은 동등하게 침하되는 반면에 동침하면 아래의 흙프리즘의 침하는 불균일하게 침하하게 된다(Spangler,1982;Bulson,1985;Moser,1990)

이와같은 연성관의 뒤채움하중을 구하기 위해 강성관에 적용한(Jiang,1987) 전산 프로그

램의 일부를 수정 이용하여 연성관에 대한 Marston-Spangler 하중을 구하였으며, 연산 과정 및 입출력은 다음과 같다.

- (1) 침하비에 따라 농침하면의 높이, He(식 2.4 참조)와 변이폭(transition width)을 구한 후,
- (2) 해석대상의 고랑폭을 계산된 변이폭과 서로 비교하여 변이폭보다 작을 경우에는 좁은고랑식의 뒤채움하중으로 계산하고(식 2.1참조),
- (3) 변이폭보다 넓은 고랑식일 경우에는 넓은고랑식의 뒤채움하중을 구하되 농침하면의 높이, H가 뒤채움높이, H보다 커면 완전고랑식(식 2.2 참조), 작으면 불완전 고랑식(식 2.3 참조)으로 구분하여 뒤채움하중을 계산한다.
- (4) 입력자료로서는 흙의 단위중량, 관경, B, 고랑폭, B<sub>1</sub> 뒤채움 높이, H, 토압 계수와 마찰계수의 곱,  $k\mu' (=k\mu)$  그리고 침하비와 돌출비의 곱,  $\gamma_{ad} \cdot p$ 이며, 출력 결과는 변이폭과 각 매설조건에서의 Marston-Spangler의 뒷채움 하중이다.

해석에 이용된 관경은 30, 60, 80, 100cm이고,  $k\mu' (=k\mu)$ 은 0.13과 0.15이며,  $\gamma_{ad} \cdot p$ 은 1.0, 0.1, 0.0, -0.1, -0.2, -0.3, -0.4이다. 뒤채움 높이는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0m 별로 하였고, 고랑폭은 관경의 1.25, 1.50, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0배에 대해서 뒤채움하중을 구하였다.

## 2) 유한요소 해석에 의한 뒤채움 하중

해석에 이용한 유한요소 망은 그림 5.1과 같고, 사용된 보요소는 10개, 흙요소는 162개, 흙과 관 구조물간의 접촉면 요소로 11개를 지정하여, 총 절점 수는 215개이다. 그리고 고랑벽과 뒤채움흙간의 접촉면 요소도 별도로 고려하였다. B<sub>1</sub>는 관의 직경이며 HB는 관 기초층의 두께, HI는 관기초층 아래 원지반의 두께, HF는 관 정부에서부터 뒤채움 높이를 나타내며, 하중단계는 시공 단계별로 묘사하였다. B<sub>n</sub>는

고랑폭을 나타내며 B<sub>1</sub> 절점은 관경의 1.25, 1.50배, B<sub>2</sub>는 관경의 1.75, 2.0배, B<sub>3</sub>은 관경의 2.5, 3.0배를 나타낸 절점 좌표이다. BI는 원지반의 폭을 나타냈으며, 전 유한요소 망의 중형단비 H/B는 모든 관경에 대한 해석에서 1.75가 되도록 하였다. 본 논문에서 해석에 이용한 유한요소망의 절점 좌표들을 표 5.1에 나타냈다.

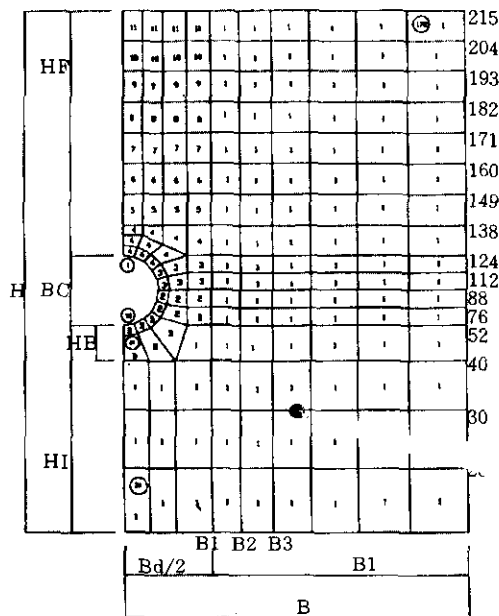


Fig. 5.1 Finite element mesh used in analysis

원지반은 다짐도 90%에 상당하는 실트질 모래 SM90으로 하였고, 뒤채움 재료는 다짐도를 달리한 Duncan의 흙중에서 실트질 모래, SM90과 SM85 그리고 실트섞인 점토질 모래인 SC90과 SC85를 택하였으며, 흙요소의 응력-변형관계 모델은 쌍곡선 모델로 하였다. 해석에 이용한 쌍곡선 모델의 매개변수 값은 Duncan이 제안한 값으로서 표 5.2와 같다. 뒤채움 높이는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0m별로 하였고, 고랑폭은 관경의 1.25, 1.50, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0배로 하였다.

Table 5.1 Size of finite element mesh in Fig 5.1

(Unit:m)

B <sub>c</sub>	B <sub>d</sub>		B <sub>d</sub> /2			B	HB	HI	HF	H	H/B
			B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>						
0.31	1.25B <sub>c</sub>	0.338	0.194			3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
	1.50B <sub>c</sub>	0.465	0.233			3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
	1.75	0.543		0.272		3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
	2.00	0.620		0.310		3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
	2.50	0.775			0.388	3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
	3.00	0.929			0.465	3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
	a = 20cm	0.710			0.355	3.24	0.15	1.36	4.0	5.67	1.75
0.62	1.25B <sub>c</sub>	0.775	0.388			3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
	1.50B <sub>c</sub>	0.930	0.465			3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
	1.75	1.085		0.543		3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
	2.00	1.240		0.620		3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
	2.50	1.550			0.775	3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
	3.00	1.860			0.930	3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
	a = 20cm	1.020		0.510		3.35	0.15	1.24	4.0	5.86	1.75
0.82	1.25B <sub>c</sub>	1.025	0.513			3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
	1.50B <sub>c</sub>	1.230	0.615			3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
	1.75	1.435		0.718		3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
	2.00	1.640		0.820		3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
	2.50	2.050			1.025	3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
	3.00	2.460			1.230	3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
	a = 20cm	1.220	0.610			3.56	0.15	1.41	4.0	6.23	1.75
1.03	1.25B <sub>c</sub>	1.288	0.644			3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75
	1.50B <sub>c</sub>	1.545	0.773			3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75
	1.75	1.803		0.901		3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75
	2.00	2.060		1.030		3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75
	2.50	2.575			1.288	3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75
	3.00	3.090			1.545	3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75
	a = 20cm	1.430	0.715			3.81	0.15	1.64	4.0	6.67	1.75

Table 5.2. Standard hyperbolic parameters used in finite element analysis

	RC Stand AASHTO	$\gamma_m$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi_0$ (deg.)	$\Delta \phi$ (deg.)	C (t/m <sup>2</sup> )	K	n	R <sub>r</sub>	K <sub>s</sub>	m
Silty Sand	90	2.00	32	4	0	300	0.25	0.7	250	0.0
SM	85	1.92	30	2	0	150	0.25	0.7	250	0.0
Silty Clayey Sand	90	2.00	33	0	1.46	150	0.6	0.7	75	0.5
SC	85	1.92	33	0	0.98	100	0.6	0.7	50	0.5

RC = Relative Compaction

$\gamma_m$  = Unit Weight

## 5.2 현장 매설관 재하실험 결과

관경 80cm의 매설관 현장재하 실험용의 고랑상태에 대해서 Marston-Spangler 이론과 유한요소해석으로부터 구해진 각각의 뒤채움 하중을 표 5.3에 나타내었다.

여기서, Marston-Spangler 이론에 의한 뒤채움하중은 금속-폴리에틸렌 복합관의 정확한  $\gamma_{sd} \cdot p$ 의 값을 알 수 없기 때문에, 우선 이 값을 1.0, 0.1, 0.0, -0.1, -0.2, -0.3, -0.4와 같이 여러 가지 값으로 가정을 하고,  $k\mu' (=k\mu)$  값은 0.15를 적용하여 구하였다.

Table 5.3 Backfill loads calculated for in-situ test

Backfill height (cm)	Backfill load(t/m)						Finite element analysis
	Marston-Spangler theory						
	$\gamma_{sd} \cdot p$						
	1.0	1.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	
10.0	W-C 0.180	W-I 0.177	W-C 0.177	W-C 0.177	W-C 0.177	W-C 0.177	0.420
41.0	W-C 0.784	W-I 0.726	W-C 0.675	W-C 0.675	W-C 0.675	W-C 0.675	0.924
72.0	W-C 1.458	W-I 1.276	W-C 1.120	W-C 1.120	W-C 1.120	W-C 1.120	1.370
103.7	W-C 2.230	W-I 1.838	W-C 1.530	W-C 1.530	W-C 1.530	W-C 1.530	1.774

W-C : Wide trench-complete ditch condition

W-I : Wide trench-incomplete ditch condition

표 5.3에서 보는바와 같이, 뒤채움 높이가 40cm 이하인 경우에 유한요소해석 결과가 Marston-Spangler 이론의 하중보다 더 크게 산출되는데 그 이유는 Marston-Spangler 이론에서는 되메움 과정에서의 흙-관 사이의 상호작용을 고려하고 있지 않는데 반해서, 유한요소해석에서는 이를 고려하고 있기 때문에 관 측면 부분의 되메움 과정에서도 관에 작용하는 하중이 구해지기 때문이다. 뒤채움 높이가 1.0m일때 두 방법의 하중값이 비슷해지는 경향을 알 수 있으며, 이때의  $\gamma_{sd} \cdot p$ 의 값이 0.0임을 알 수 있다. 관경 80cm에 고랑폭이 160cm인 현장실험용의 고랑상태는  $\gamma_{sd} \cdot p$ 의 값이 0.0일때 불완전 고랑상태의 넓은고랑으로 분류되고 있으며 전체적으로 볼 때 한정된 뒤채움높이에 대해서 특정한  $\gamma_{sd} \cdot p$ 값의 결정이 필요함을 확인 할 수 있다.

## 5.3 금속-폴리에틸렌 복합관의 $\gamma_{sd}$ 결정

그림 5.2와 그림 5.3은 토압계수를 자기 달리 제안한 고전적인 방법에 의해 구해진 뒤채움하중과, 유한요소해석으로 구해진 뒤채움하중을 모두 함께 그린 그림이다. 뒤채움하중을 비교하기 위해 이용한 방법을 구체적으로 표시하면 다음과 같다.

- 1) M-S(1):  $k\mu' (=k\mu) = 0.11$
- 2) M-S(2):  $k\mu' (=k\mu) = 0.19$
- 3) Wetzorke(1):  $k = 0.5$
- 4) Wetzorke(2):  $k = 1.0$
- 5) Christensen:  $k = (1 - \sin^2 \phi) / (1 + \sin^2 \phi)$
- 6) FEM SM85
- 7) FEM SC90

상기 방법 중에서 1)과 2)경우는 Marston-Spangler(1930,1948)가 제안한 값을 적용한 경

우이며, 3)과 4)는 Wetzorke(1960)가, 5)의 경우는 Christensen(1967)이 각각 제안한 값을 적용한 경우이다. 6)과 7)은 Duncan(1980)의 흙을 적용하여 유한요소해석을 한 경우로서, 6)은 SM85, 7)은 SC90을 적용하여 각각의 경우에 대해 관에 작용하는 하중을 구하여 비교하였다. Marston-Spangler이론에 적용된 흙의 단위중량은  $2.0 \text{ t/m}^3$ 이며  $\gamma_{sa} \cdot p = 0.0$  이다.

그림 5.2은 관경 60cm일때 고랑폭이 관경의 1.25배인 좁은 고랑상태에서 뒤채움 높이에 대한 뒤채움하중을 해석한 경우로서, M-S(1)이 가장 큰 뒤채움하중을 보이고 M-S(2), Wetzorke(1), Christensen, Wetzorke(2) 순으로 낮은 값을 보인다. 유한요소해석 결과와 비교하여 보면, 유한요소해석에 이용한 뒤채움흙(SC90과 SM85)의 결과치가 Marston-Spangler가 제안한 뒤채움 토성치( $k\mu' = 0.11$ 와  $k\mu' = 0.19$ )의 범위에 들어 간다는 사실을 알 수가 있다. 그림 5.3은 관경 100cm이고 고랑폭이 관경의 3.0배인 넓은 고랑상태에서 뒤채움 높이에 따라 뒤채움하중을 해석한 경우로서, 토압계수를 달리 적용한 기타 모든 방법의 뒤채움하중은 한결같이 모두 동일하게 나타났다. 이는 좁은 고랑의 측면에서 상향으로 작용하는 벽면 마찰저항의 효과가 관에 작용하는 뒤채움하중에 영향을 미치지 않을 만큼, 고랑폭이 넓은 상태를 의미하므로 토압계수의 효과는 나타나지 않기 때문이다. 반면에 유한요소해석에서 SC90과 SM85 뒤채움흙에 대한 결과는 뒤채움높이가 증가함에 따라 다른 방법들과 같이 비슷하게 증가하는 경향을 나타낼 수 있다.

Marston-Spangler 이론에 의하면 고랑폭이 증가할수록 뒤채움하중도 증가하지만 변이폭보다 더 커지면 뒤채움하중은 일정하게 되며 이런 경우의 고랑을 넓은고랑이라고 한다. 변이폭은  $\gamma_{sa} \cdot p$ 값이 클수록 증가하며 뒤채움흙이 연약할수록 감소한다. 변이폭 이상의 넓은 고랑에서는  $\gamma_{sa} \cdot p$ 값이 커질수록 뒤채움하중은 높게 산정되나 고랑폭이 증가하더라도 뒤채움

하중은 더 이상 증가하지않고 일정해 진다. 한편, 변이폭보다 좁은고랑에서 뒤채움하중은  $\gamma_{sa} \cdot p$ 값에 무관하며 고랑폭이 커질수록 뒤채움하중은 증가하지만 그 증가되는 고랑폭은 매우 좁은 폭으로 한정된다. 유한요소해석에서는 변이폭이 나타나지 않고 고랑폭이 증가함에 따라 뒤채움하중은 증가한다. 이러한 사실은 그림 5.4와 그림 5.5에 잘 나타나고 있다.

그리고, 이 그림에서 부터 금속-폴리에틸렌 복합관의 관경이 100cm일 경우, 뒤채움 높이가 3.0m일때, SC90과 SM90에 대해서 유한요소해석을 한 경우의 뒤채움하중보다  $\gamma_{sa} \cdot p$ 가 0.0인 경우 Marston-Spangler의  $k\mu' (=k\mu)$ 가 0.15인 뒤채움흙에 대해서 구해진 뒤채움하중값이 전 고랑폭의 범위내에서 안전측이 됨을 알 수 있다. 또한  $k\mu' (=k\mu)$ 가 0.13일때  $\gamma_{sa} \cdot p$ 가 0.0인 경우에도 유사한 경향을 나타냄을 알 수 있다. 그러나 이 경우 고랑폭이 관경의 2.5배보다 커지면 Marston-Spangler 하중은 유한요소하중값을 초과할 수도 있음을 유의하여야 한다.

보다 더 상세한 비교를 예시하기 위해 높이 4.0m 일때 30, 60, 80, 100cm의 관경에 대해서 SC90 뒤채움흙과  $k\mu' (=k\mu)$ 가 0.13인 뒤채움흙의 하중을 여러 경우의 고랑폭에 대해 구하여 부록(그림 A3.1~그림 A3.4)에 수록하였고, 그리고 높이 3.0m일때 SM90 뒤채움흙과  $k\mu' (=k\mu)$ 가 0.15인 뒤채움흙의 하중도 역시 여러 경우의 고랑폭에 대해 구하여 부록(그림 A3.5~그림 A3.8)에 수록하였다.

이들 그림으로부터  $\gamma_{sa} \cdot p$ 가 0.0인 경우 Marston-Spangler 이론의 뒤채움하중이 유한요소해석 결과와 가장 비슷한 경향을 나타낼 수 있다.

그리고 부록에 수록된 그림으로부터  $\gamma_{sa} \cdot p$ 가 0.0으로 적용하였을 경우 Marston-Spangler 뒤채움흙의  $k\mu' (=k\mu)$ 가 0.13인 경우의 점토질 흙이 Duncan 흙모델의 SC흙과 비교적 부합되는 뒤채움하중을 나타내며  $k\mu' (=k\mu)$ 가 0.15인 경우와 Duncan 흙모델의 SM흙도 역시 부합

되는 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다. 따라서 Marston-Spangler 뒤채움흙의  $k\mu'$  ( $=k\mu$ ) 값은 유한요소해석에서 Duncan 흙모델의 SC 흙, SM흙에 대해서는 각각 0.13, 0.15로 할 것이 권장된다.

이상에서 논한 바와 같이 본 연구에 적용한

관경 1.0m이하, 관경의 3.0배 이하의 고랑폭, 그리고 4.0m 이하의 뒤채움 높이로 한정된 범위내에서 금속-폴리에틸렌 복합관을 Marston-Spangler 이론에 의해 설계할 경우, 안전성을 고려하여  $\gamma_{id} \cdot p$  값을 0.0으로 함이 가장 적절하다고 판단된다.

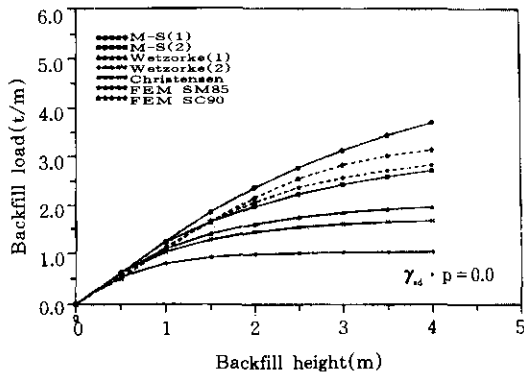


Fig. 5.2 Relationships between backfill loads and backfill height for narrow trench( $B_c=60.0\text{cm}$  and  $B_d=1.25B_c$ )

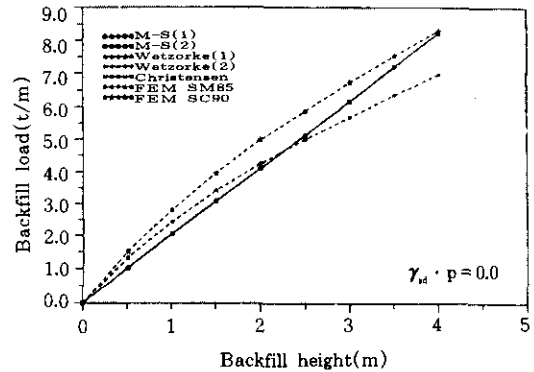


Fig. 5.3 Relationships between backfill loads and backfill height for narrow trench( $B_c=100.0\text{cm}$  and  $B_d=3.0B_c$ )

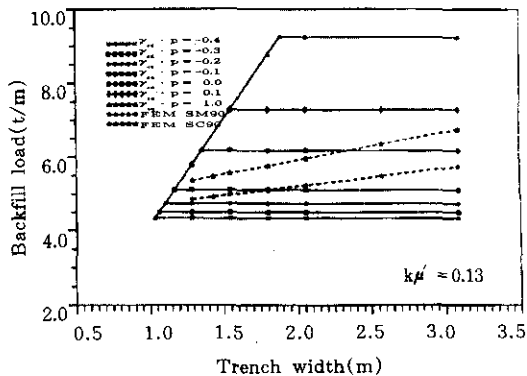


Fig. 5.4 Backfill loads versus trench width( $B_c=100.0\text{cm}$  and  $H=3.0$ ),  $k\mu' = 0.13$

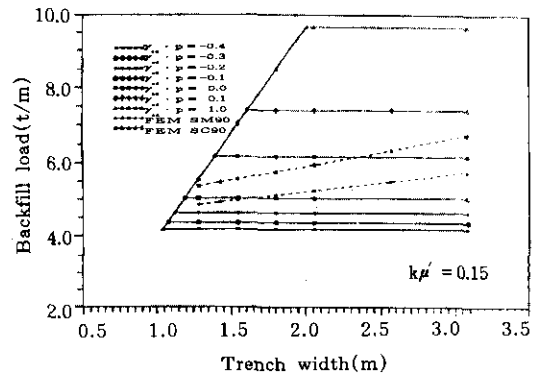


Fig. 5.5 Backfill loads versus trench width( $B_c=100.0\text{cm}$  and  $H=3.0$ ),  $k\mu' = 0.15$

## 6. 금속-폴리에틸렌 복합관의 뒤채움 하중

본 장에서는  $\gamma_{sa} \cdot p$  값을 0.0으로 적용한 금속-폴리에틸렌 복합관의 Marston-Spangler 하중과 유한요소하중을, 뒤채움하중에 영향을 주는 여러가지 영향인자들에 대해서 구체적으로 비교 검토하였다. Marston-Spangler 이론의 뒷채움률은 표 6.1과 같이 유한요소해석에 이용한 흙의 단위중량과 동일하게 적용하고 SM흙에 대해서는  $k\mu' (=k\mu)$  값을 0.15, SC흙에 대해서는  $k\mu' (=k\mu)$  값을 0.13으로 하여 구한 두 방법의 하중을 비교하였다. 편의상 유한요소해석 결과의 뒤채움하중을 유한요소하중이라고 칭하고, 유한요소하중에 대한 Marston-Spangler 하중의 비율 하중비(load ratio),  $W_{M-S}/W_{FEM}$  라고 정의하였다.

Table 6.1. Types of backfill soil used in analysis

Type of Backfill soil		Unit weight (t/m <sup>3</sup> )
FEM	Marston-Spangler theory	
SM90	$k\mu' = k\mu = 0.15$	2.00
SM85	$k\mu' = k\mu = 0.15$	1.92
SC90	$k\mu' = k\mu = 0.13$	2.00
SC85	$k\mu' = k\mu = 0.13$	1.92

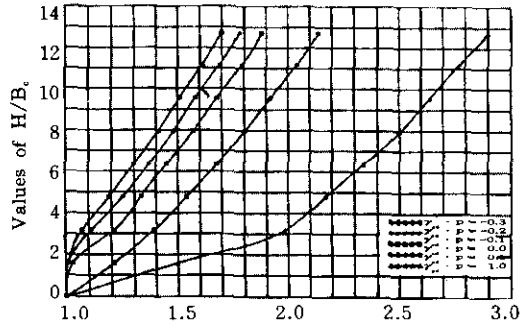
### 1) 뒤채움 높이의 영향

Marston-Spangler 이론에 의하면 그림 6.1에서와 같이 변이폭보다 작은 좁은고랑식이 될 수 있는 뒤채움 높이가 존재함을 알 수 있다. 이 그림에서 보면  $k\mu'$  가 0.13이고  $\gamma_{sa} \cdot p$ 가 0.0 일 때를 생각하면 관경이 60cm일 경우, 고랑 폭이 관경의 1.25배 일때 좁은 고랑식이 될 수 있는 뒤채움 높이는 1.38m, 관경100cm일 경우에는 2.3m임을 알 수 있다. 그림 6.2는 1.38m 이상 뒤채움 높이에서 좁은 고랑상태가 되는 경우일때 뒤채움 높이의 변화에 대한 하중비,  $W_{M-S}/W_{FEM}$ 의 변화를 나타낸 그림이고, 그림 6.3은 2.3m 이상의 뒤채움 높이에서 좁은 고랑

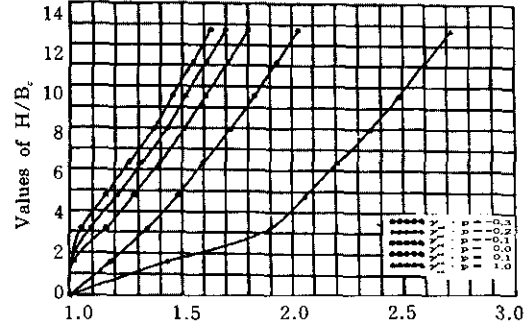
상태가 되는 경우이다. 그림 6.2와 그림 6.3에서 볼 수 있는 바와 같이, 좁은 고랑상태에서는 뒤채움 높이가 증가하더라도 하중비,  $W_{M-S}/W_{FEM}$ 의 증가율이 대체적으로 없거나 있어도 미소하게 증가하는 경향을 나타내고 있다.

관경 30과 100cm 일때 고랑폭이 관경의 3.0배인 경우에는 모두 넓은 고랑상태를 의미하며 이때, 뒤채움 높이가 하중비에 미치는 영향을 각각 그림 6.4와 그림 6.5에 나타냈다. 그림 6.4에서 볼 수 있는 바와 같이 관경 30cm 일때 SM 흙에서는 뒤채움높이가 2.0m까지 하중비는 약간 감소한 후 뒤채움 높이의 증가와 더불어 증가한다. 또한 SM흙에서는 항상 1.0보다 큰 하중비를 나타내는데 반해서 SC흙에서는 뒤채움 높이가 2.0m까지는 1.0보다 약간 작은 값을 보인 후 뒤채움 높이가 증가함에 따라 1.0보다 큰값으로 증가함을 알 수 있다. 한편 관경 100cm일때 SM흙에서는 뒤채움높이가 2.5m까지, SC흙에서는 4.0m까지 하중비가 1.0보다 작은값을 나타내고 있다.

한편, SM흙은 SC흙에 비해 하중비가 크게 나타나는 경향을 알 수 있다. 그리고 넓은고랑 조건에서는 뒤채움흙의 다짐 상태가 증가할수록 하중비가 낮게 평가됨도 볼 수 있는데 이런 사실은 다짐이 증가되면 흙의 단위중량도 증가하고 이로 인해 유한요소 뒤채움하중은 증가되나 Marston-Spangler하중은 변화지 않고 일정해 지기 때문이다. 이러한 사실은 강성관에 대해 연구한 Jiang(1987)의 연구결과에서도 같은 결과를 나타내고 있다. 전체적으로 보아 좁은 고랑식인 경우에는 하중비가 1.0에 가깝거나 약간 커지만 넓은 고랑식에서는 하중비가 1.0을 중심으로 해서 뒤채움의 높이에 따라 그 차이가 비교적 커진다. 그 차이는 뒤채움 높이가 4.0m 이하의 범위내에서 흙의 종류에 따라 0.5 정도이다. 따라서 Marston-Spangler 이론에 의해서 매설관을 설계할 경우 좁은 고랑식에서는 비교적 잘 맞으며 넓은 고랑식에서도 뒤채움 높이에 따라 약간의 오차는 있으나 일반적으로 타당하다고 할 수 있다.



Values of  $B_s/B_c$  for narrow trench loads equal to wide trench loads ( $k_u' = 0.15$ )



Values of  $B_s/B_c$  for narrow trench loads equal to wide trench loads ( $k_u' = 0.13$ )

Fig. 6.1 Curves for transition width ratio in case of  $k_u' = 0.15$  and  $0.13$

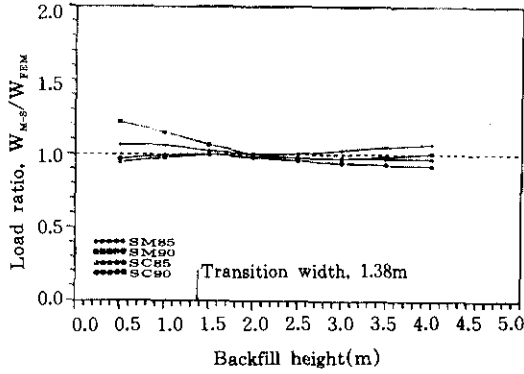


Fig. 6.2 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height ( $B_c = 60.0\text{cm}$  and  $B_d = 1.25B_c$ )

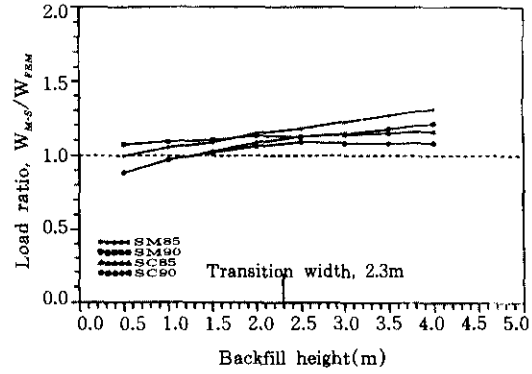


Fig. 6.3 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height ( $B_c = 100.0\text{cm}$  and  $B_d = 1.25B_c$ )

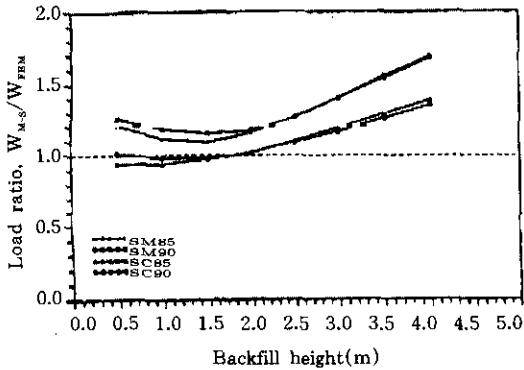


Fig. 6.4 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height ( $B_c = 30.0\text{cm}$  and  $B_d = 3.0B_c$ )

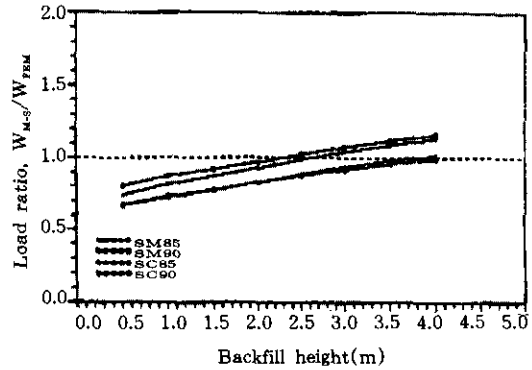


Fig. 6.5 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height ( $B_c = 100.0\text{cm}$  and  $B_d = 3.0B_c$ )



## 2) 고랑폭의 영향

그림 6.6과 그림 6.7는 고랑폭의 변화에 대한 하중비,  $W_{M-S}/W_{FEM}$ 의 관계를 SM 및 SC흙에 대해 나타낸 그림이다. 그림에서와 같이 하중비는 고랑폭이 증가함에 따라 증가하지만 그 증가되는 고랑폭의 범위는 매우 작으며, 최고점을 나타낸 후 고랑폭의 증가와 함께 서서히 감소하는 경향을 나타낸다. 이는 Marston-Spangler 이론에서 언급되는 변위폭의 존재로 인한 것이다. 즉, Marston-Spangler 이론에서는 고랑폭이 증가할수록 뒤채움하중도 증가하지만 변이폭보다 더 커지면 뒤채움하중은 일정하게 된다. 그러나 유한요소해석의 결과는 변이폭에 무관하며 고랑폭이 증가할수록 뒤채움은 증가한다. 따라서 그림에서와 같이 하중비는 고랑폭이 증가함에 따라 증가하여 최고점을 나타낸 후 감소하는 경향을 보이게 된다. 그리고 매설 연성관에서 나타나는 변이폭은 강성관에 비해 상당히 좁은 범위로 국한됨을 그림 6.1에서 부터 알 수 있었다. 그러므로 하중비가 증가되는 고랑폭의 범위도 그림에서와 같이 매우 작게 나타난다.

그림 6.6과 그림 6.7에서 전반적으로 볼 때, SM흙이 SC흙에 비해 하중비가 크게 나타나며 뒤채움 높이가 낮을 경우에는 하중비가 1.0에 가까운 서로 비슷한 뒤채움하중을 나타내고 있음을 알 수 있다.

## 3) 관경에 대한 영향

각각의 관경에 대해 1.25배인 고랑폭에 대해서 관경에 대한 하중비  $W_{M-S}/W_{FEM}$ 의 관계를 그림 6.8에 나타내었고, 3.0배의 고랑폭에 대해서는 그림 3.16에 나타내었다. 뒤채움 높이가 3.0m일 경우 관경의 1.25배인 고랑폭은 '모두 좁은 고랑상태를 의미하며 관경의 3.0배인 고랑폭은 넓은 고랑상태를 의미한다. 따라서 좁은 고랑상태의 매설연성관에 대해서는 그림 6.8과 같이 관경이 커질수록 하중비는 증가하되 관경이 80cm일 경우부터는 그 증가율이 둔해지는 경향을 나타내는데 반해서 넓은 고랑상

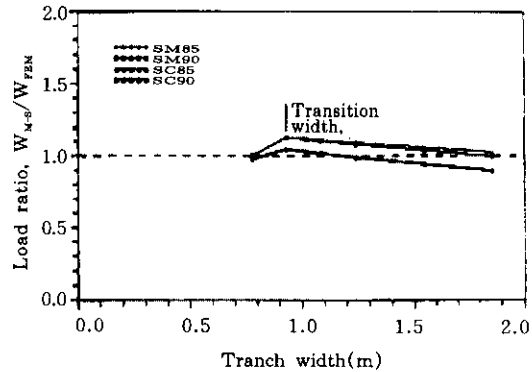


Fig. 6.6 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height( $B_c=60.0\text{cm}$  and  $H=2.0\text{m}$ )

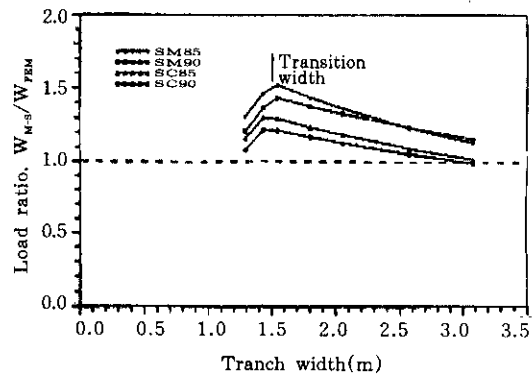


Fig. 6.7 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height( $B_c=100.0\text{cm}$  and  $H=4.0\text{m}$ )

태의 매설 연성관에 대해서는 그림 6.9와 같이 관경이 증가할수록 하중비는 감소하지만 관경 80cm일 경우 부터는 거의 일정해 지거나 오히려 약간 증가되는 듯한 경향을 나타내고 있다.

Marston-Spangler 뒤채움흙인  $k\mu$ 가 0.13일 경우와 대조되는 유한요소 뒤채움흙인 실트쉬인 점토질 모래(SC)에 대해서 비교해 보면, 고랑의 상태에 관계없이 관경 60cm일때 하중비는 거의 1.0에 가까운 값을 나타내며, 관경이 이보다 커질 경우에는 좁은고랑 상태에서는 하중비가 1.0보다 큰 값을 넓은고랑 상태에서는

1.0보다 작은 값을 보이고, 관경이 이보다 작을 때에는 그 반대의 경향을 나타내고 있음을 알 수 있다. 그러나 전반적으로 볼 때 모든 관경에 대해서 Marston-Spangler 하중이 유한요소 하중에 비해 항상 큰 값을 나타내고 있지는 않다. 그러나 그 차이는 불과  $\pm 0.5$  정도로서 설계상의 관점에서는 큰 차이라고는 볼 수 없다. 따라서 여러가지 관경에 대한 매설 연성관의 뒤채움하중은 두 방법 즉, Marston-Spangler 이론과 유한요소해석 모두 비슷한 결과를 나타내고 있다고 간주할 수 있다.

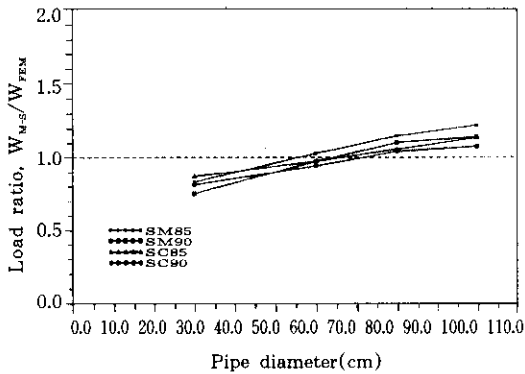


Fig. 8 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus pipe diameter ( $Bd=1.25Bc$  and  $H=3.0m$ )

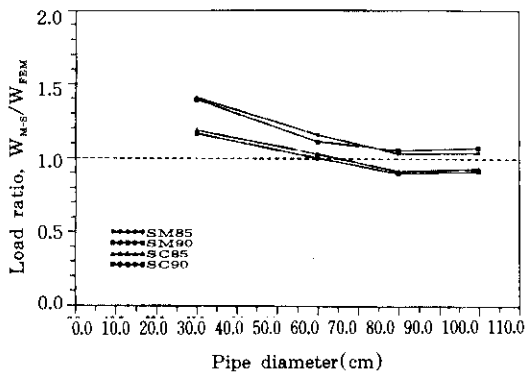


Fig. 9 Load ratio,  $W_{M-S}/W_{FEM}$  versus backfill height ( $Bd=3.0Bc$  and  $H=3.0m$ )

## 7. 결 론

본 논문은 매설관의 기존 해석법에 대해서 검토하고 유한요소법을 이용하여 기존의 설계 방법에서는 고려하지 않고 있는 흙-관구조의 상호작용 특성과 매설관의 거동에 관계되는 제반 요인을 고려하여 매설관을 해석한 뒤, 이 결과로부터 현재 관용되고 있는 Marston-Spangler 이론을 검토하였다. 이를 위하여 관경 1.0m 이하, 관경의 3.0배 이하의 고랑폭, 4.0m 이하의 뒤채움 높이 범위내에서 뒤채움 흙의 종류, 뒤채움높이, 고랑폭 및 관경을 변화시켜 두 방법에 의해서 구한 뒤채움하중을 비교 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 금속-폴리에틸렌 복합관에 대해 Marston-Spangler 이론을 적용하여 뒤채움하중을 산정할 경우 설계계수  $\gamma_{sd} \cdot p$  값을 0.0으로 하는 것이 가장 합리적이다.
2.  $\gamma_{sd} \cdot p$  값을 0.0으로 하여 뒤채움하중을 산정할 경우 Marston-Spangler 뒤채움흙의 계수  $k\mu$  ( $=k\mu$ )는 Duncan 흙모델의 SC 흙과 SM흙에 대해서 각각 0.13과 0.15을 취할 것을 권장한다.
3. Marston-Spangler 이론에 의하면, 변이폭은  $\gamma_{sd} \cdot p$  값이 클수록 증가하며 변이폭 이상의 넓은 고랑에서는 고랑폭이 증가하더라도 뒤채움하중은 더 이상 증가하지 않고 일정한 값을 나타내나 유한요소해석에서는 변이폭이 나타나지 않는다.
4. 설계계수  $\gamma_{sd} \cdot p$  값을 0.0으로 할 경우, Marston-Spangler 이론에 의한 뒤채움하중은 넓은고랑일 때는 뒤채움흙의 종류에 관계없이 동일하며 뒤채움 높이가 증가함에 따라 일정한 비율로 증가한다. 한편 좁은고랑에서는 뒤채움높이가 증가함에 따라 뒤채움하중은 증가하되 그 증가율은 감소되며 뒤채움하중의 크기도 뒤채움흙의 종류에 따라 달라진다. 유한요소해석에서는 고랑폭에 관계없이 뒤채움 높이가 커짐에 따라 뒤채움하중은 증가하지만 그

증가율은 감소한다.

5. 좁은 고랑에서는 뒤채움높이에 따른 하중비,  $W_{M-S}/W_{PEM}$ 의 변화는 미미하나 넓은 고랑에서는 뒤채움높이가 증가할수록 하중비는 증가하는 경향을 나타낸다. 하중비는 뒤채움층의 다짐도가 클수록 감소하며 실트질모래가 실트섞인 점토질모래보다 큰 값을 나타낸다.

### 참 고 문 헌

1. 정진호(1998), "금속-폴리에틸렌 복합관의 뒤채움하중에 관한 연구(Ⅰ)-현장매설관 재하시험 및 유한요소해석," 대한토목학회 논문집, 제18권, 제5호
2. 정진호(1998), "금속-폴리에틸렌 복합관의 뒤채움하중에 관한 연구(Ⅱ)-Marston-Spangler 이론," 대한토목학회 논문집, 제18권, 제5호
3. Marston, A. and Anderson, A. O.(1913), "The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe." Bul. No.31, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
4. Marston, A.(1930), "The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments." Bul. No.96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
5. Spangler, M.G.(1948), Underground Conduits-an Appraisal of Modern Research. Trans. ASCE, pp.113-316
6. Spangler, M.G.(1982), Soil Engineering, fourth edition. Harper & Row, Publishers, New York, pp.727-798.
7. Bulson, P.S.,(1985), Buried Structures - Static and Dynamic Strength, Chapman and Hall, London.
8. Moser, A.P., Buried Pipe Design, McGraw-Hill, pp.48-106
9. Wetzorke, M.(1960), Uber die Bruchsicherheit von Rohrleitungen in Parallel Wandigen Graben, Vevoffentlich. Inst. Siedlungs Wasserwirtsch., Tech. Hochschule, Hannover.5.
10. Christensen, N.H.(1967), "Rigid Pipes in Symmetrical and Unsymmetrical Trenches," Danish Geotechnical Institute, Bulletin No.24.
11. Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K. S. and Phillip, M.,(1980), "Strenth, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameter for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses," College of Engineering Office of Research Services, University of California Berkeley, California, Report No.UCB/ GT/ 80-01.
12. Haggag, A.A.,(1989), "Structural Backfill Design for Corrugated-Metal Buried Structures", Ph. D. Thesis, University of Massachusetts.
13. Jiang, N.,(1987), "New Design Procedure for Underground Vitrified Clay Pipes," Ph.D. Thesis, The University of Wisconsin- Madison.
14. Vittes, P.D., Katona, M.G., Lee, C.H. and Ho, H.T.,(1981), "CANDE-1980: Box Culverts and Soil Models," Federal Highway Administration, Final Report, FHWA/RD 80/172.
15. Wu, T.H., and Leonards, G.A.,(1985), "Chracterization of Soil Arching Above Buried Conduits," Proceedings, Advances in Underground Pipe line Engineering, ASCE, pp.396-407.
16. Molin, J.,(1981), "Flexible Pipes Buried in Clay," International Conference on Underground Plastic Pipe, American Society of Civil Engineers, New York, pp.37-55.

(접수일자 1998. 5. 25)

# 부 록

(Fig. A.3.1~Fig. A.3.8)

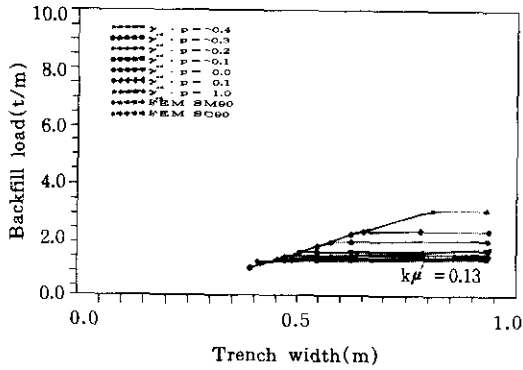


Fig. A.3.1 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=30.00\text{cm}$  and  $H=3.0\text{m}$ )

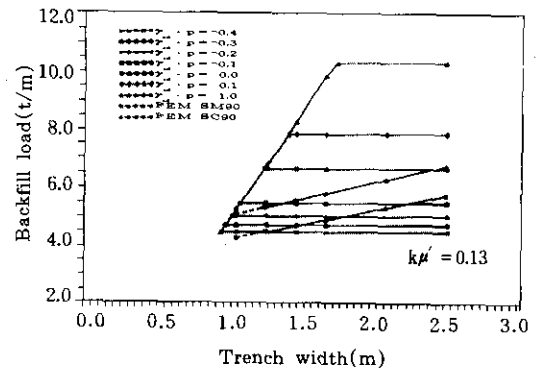


Fig. A.3.3 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=80.00\text{cm}$  and  $H=4.0\text{m}$ )

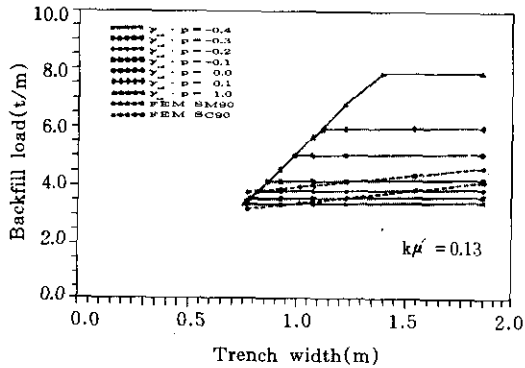


Fig. A.3.2 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=60.00\text{cm}$  and  $H=4.0\text{m}$ )

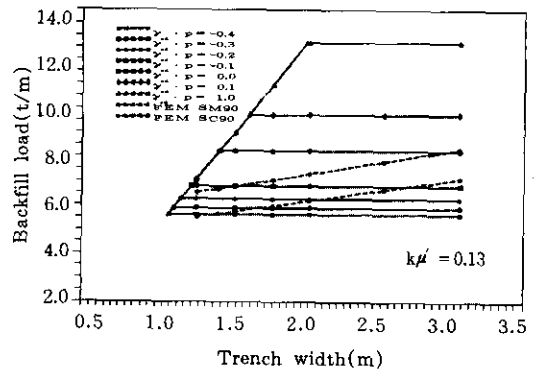


Fig. A.3.4 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=100.00\text{cm}$  and  $H=4.0\text{m}$ )

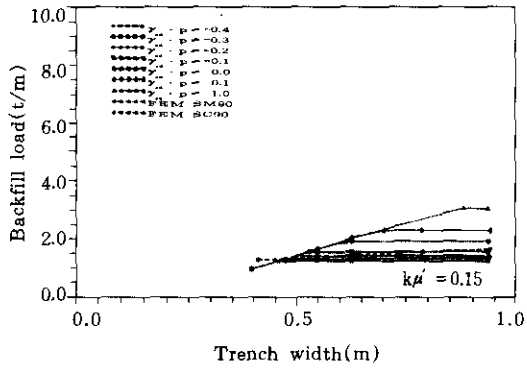


Fig. A.3.5 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=30.00\text{cm}$  and  $H=3.0\text{m}$ )

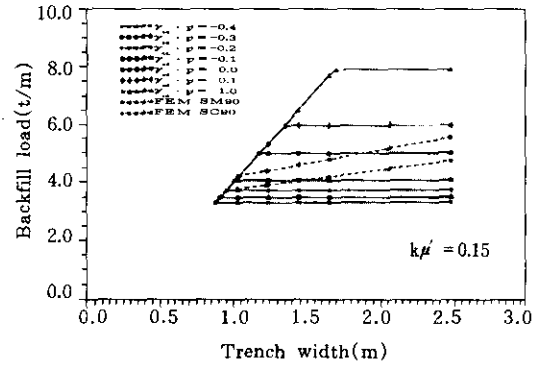


Fig. A.3.7 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=80.00\text{cm}$  and  $H=3.0\text{m}$ )

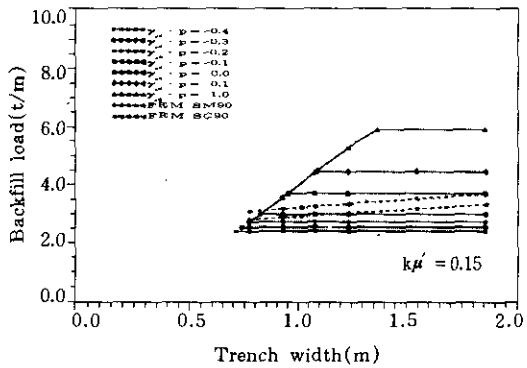


Fig. A.3.6 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=60.00\text{cm}$  and  $H=3.0\text{m}$ )

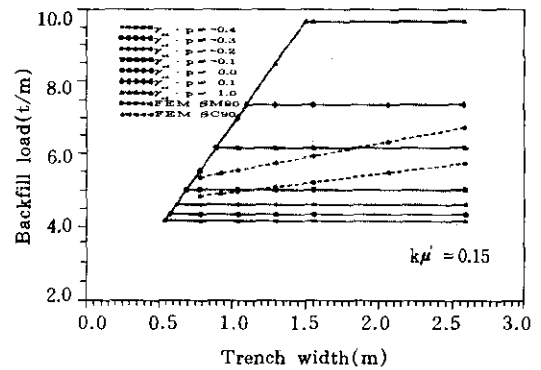


Fig. A.3.8 Relationships between backfill load and trench width( $B_c=10.00\text{cm}$  and  $H=3.0\text{m}$ )