

매설흙관의 설계하중 결정에 관한 연구

A Study on the Determination of Design Load for Buried Hume Pipeline

玉 致 南*

Oak, Chi-Nam

鄭 成 敎**

Chung, Sung-Gyo

張 基 泰***

Chang, Ki-Tae

Abstract

The vertical loads of buried Hume pipes were calculated using the finite element method, in which the hyperbolic soil model, the nonlinear hysteretic stress path model and soil-structure interface model were used. The obtained results were compared and discussed with those from the classic methods such as Marston-Spangler's theory and so on. The effects of excavation width and depth to the top of pipe along with soil parameters and type of excavation, which have not been included in the classic methods, were investigated. In addition, a calculation method of the vertical load for buried Hume pipes was proposed and it is presumed to be easily applied in the practical fields.

요 약

매설흙관의 거동을 해석하기 위하여 흙의 쌍곡선 모델, 비선형 이력모델 및 흙-구조체 접촉면 모델을 사용한 유한요소법에 의하여 흙관에 작용하는 연직(설계)하중을 계산하였으며, 이를 고전이론인 Marston-Spangler 이론 등과 비교·분석하였다. 수치해석을 통하여 고전이론에서 고려되지 못했던 각종 토질상수와 터파기 형태별의 영향을 포함하여 흙덮개, 터파기 폭 등의 영향을 관찰하였다. 부가적으로 현장 실무자들이 쉽게 이용할 수 있도록 설계하중을 구하는 방법을 제안하였다.

1. 서 론

흙관은 현재 시판되고 있는 각종관의 종류 중 강성이 크고, 시공방법이 간편하며 건설현장에서 구득이 용이하고 가격상으로 경제적이므로 각

종 매설 구조물에 널리 이용되고 있으나, 흙관 자체에 대한 특성이 아직 규명되지 못하여 일반적으로 철근 콘크리트관과 같은 특성을 가진 것으로 구조적 해석이 되고 있고, 특히 흙관에 작용되는 흙에 의한 하중계산은 기존의 Marston-Spangler의 이론에 의하여 계산·적용되어 있는

* 正會員, 동아대학교 시간강사

** 正會員, 동아대학교 조교수

*** 正會員, 금오공대 조교수

실정이다.

흙관은 그 제작방법이 환경에 따라 200~600 RPM으로 회전되는 형틀 속에 콘크리트를 주입하여 20~60분간 회전시켜 제작하므로 철근 콘크리트관과는 상당히 다르다. 또 흙관에 작용되는 하중은 일반 매설관과 같이 크게 두 가지로 나누어진다. 첫째 종류는 뒷채움 또는 성토에 의한 흙의 하중, 교통하중, 기타 과제하중과 같이 계산 가능한 하중이고, 둘째 종류는 계절적 수압 변동, 온도변화, 이음부의 지지 조건이 다름에 따른 종단방향의 부등침하와 같이 현재의 지식으로 예측하기 힘든 구조적 종류에 따라 해석되는 하중이다. 이론적으로 첫째 종류의 하중은 종단방향과 횡단방향을 모두 고려하여야 하지만 매설관을 정확하게 부설 또는 이음을 하여 연속적인 기초공사로 종단방향으로 균등하게 지지되는 경우에는 횡단방향에 대한 구조적 검토만으로 충분하게 된다.¹⁾ 매설관의 횡단방향에 작용되는 하중은 시설조건과 관의 특성을 고려하여 Marston과 Anderson²⁾에 의하여 제안되었으나, 그 후 Spangler³⁾에 의해 확장 개선 Marston-Spangler 방법이 사용되었다. 이 방법은 매설방법에 따라 고랑식(ditch conditions)과 제방식(embankment conditions)으로 분류하여 계산하고 있다.

흙-관구조는 매우 부정확한 구조로 관의 반응은 흙-관구조의 많은 특성인 관의 직경, 터파기 폭, 흙 덮개높이, 관의 두께, 흙관의 강성, 뒷채움 재료의 성질, 기초의 형태 및 성질에 따라 지배된다. 이들 중 매설관에 가장 크게 영향을 미치는 인자는 뒷채움 재료의 성질로서 Marston-Spangler 방법에서는 $K\mu'$ 로서 고려된다. 여기서 K 는 주동토압계수를 사용하고 있으나 많은 학자들은 이 값이 너무 적다고 평가하여 Wetzorke⁴⁾는 뒷채움의 다짐의 정도에 따라 K 값을 0.5~1.0로 제안하였고, Christensen⁵⁾은 K 값을 $(1 - \sin^2\phi)/(1 + \sin^2\phi)$ 로 제안하였다. Selig et al.⁶⁾은 SPIDA 프로그램을 이용한 유한요소해석과 현장실험을 통하여 K 값을 기존방법의 값보다 더 큰 정지토압계수($K=1 - \sin\phi$)로 평가를 하였으며, $K\mu'$ 를 고랑벽면의 전단응력(τ)과 흙내부의 평균 연직응력(σ_v)의 최대비로 정의하여 $[(\tau/\sigma_v)_{\max} = \sin\phi] \leq 0.7$ 을 사용함이 타당하다고

보았다. 또 Shimamura et al.⁷⁾는 돌출식의 매설관에 대한 실험에 의하여 Marston-Spangler가 제안한 주동토압이 실험치와 잘 일치하지 않는다는 사실을 감안하여 새롭게 접근을 하였다.

흙관의 처짐과 응력은 주변의 흙에 의하여 좌우되고, 흙의 변위와 응력은 매설흙관의 강성에 미치는 영향으로 되돌아오게 된다. 따라서 흙-관 상호작용 거동은 매설흙관에 대한 실질적인 반응을 얻기 위하여 꼭 고려되어야 할 사항이다.⁸⁾ 그러나 기존의 계산법은 이것을 고려치 못하는 등의 모순점을 안고 있으므로 최근에는 이들의 모순점을 고려할 수 있다고 판단되는 유한요소법을 이용한 연구가 활발히 진행되고 있다.^{9~11)} 매설관에 대한 유한요소 해석은 Krizek et al,¹²⁾ Naiyi,⁸⁾ 그리고 그 외의 여러 학자들^{6, 9, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18)}에 의하여 수행되었다.

본 연구에서는 우리 나라에서 매설구조물용으로 많이 사용하고 있는 흙관에 대해 실내 실험을 통하여 거동특성을 규명하고, Duncan et al¹¹⁾이 제안한 쌍곡선 흙모델(hyperbolic soil model)을 적용한 유한요소 해석법으로서 매설흙관의 거동에 영향을 미치는 각종 인자들을 밝힘과 동시에 현장실무자들이 흙관의 설계하중을 손쉽게 결정할 수 있는 방법을 새롭게 제안하고자 한다.

2. 매설관에 작용하는 설계하중의 계산법

흙관에 작용하는 설계하중은 대개 일반매설관과 같이 Marston과 Anderson²⁾의 이론을 기초로 Spangler에 의해 확장·발전된 Marston-Spangler³⁾ 방법으로 계산하고 있다. 이 방법에 의한 하중계산은 매설방법에 따라 크게 고랑식, 제방식 및 특수식으로 분류한다. 고랑을 어느 깊이까지 파고 관을 묻으면 고랑식(Fig. 2.1), 도로·제방 아래의 자연지반에 관을 놓고 성토하면 제방식(Fig. 2.2)이라 하고, 널말뚝과 같이 시공상의 문제로 특수한 시설을 설치할 경우를 특수식으로 구분한다.

고랑식은 고랑을 좁게 파는 좁은 고랑식(Fig. 2.1)과 넓게 파는 넓은 고랑식(Fig. 2.2)으로 구분되는데 좁은 고랑식에서는 관에 작용하는 하중(W_c)이 관정점에서의 고랑폭(B_a)의 함수이

고, 넓은 고랑식에서는 관외경(B_c)의 함수로 표현된다.

제방식에서는 매설방법에 따라 관이 자연지반 위로 일부분 또는 완전히 돌출되면 정돌출(positive projection), 고랑을 파고 자연지반 아래로 관을 묻고 성토를 하면 부돌출(negative projection), 자연지반과 관의 정부가 같으면 중립(neutral), 그리고 관에 작용하는 하중을 줄이기 위하여 성토를 일부분한 후 고랑을 파고 관을 매설할 경우는 유도고랑식(induced trench)으로 구분한다.

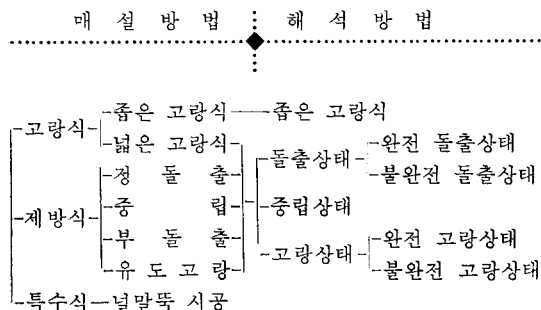
한편 제방식에서는 해석상 관의 상부흙과 측면흙의 상대변위에 따라 다음과 같이 구분된다.

- i) 강성관과 같이 관 상부흙의 침하량이 측면흙의 것보다 작으면 돌출상태(projection condition),
- ii) 연성관과 같이 이 상대침하량이 크면 고랑상태(ditch condition),
- iii) 그 상대침하량이 같으면 중립상태(neutral condition)로 구분하여 해석하고 있다. 다시 돌출상태와 고랑상태에서 이들 상대침하량이 같아지는 동일침하면(plane of equal settlement)이 성토면 내에 존재하지 않을 경우의 돌출상태는 완전돌출상태(complete projection condition)로, 고랑상태에서는 완전고랑상태(complete ditch condition)로 성토면 내에 존재하면 각각 불완전 돌출상태(incomplete projection condition) 및 불완전 고랑상태(incomplete ditch condition)로 구분하고 있다.

Marston-Spangler³⁾에 의한 매설관에 작용하는 연직하중 계산식은 식(2.1)과 같다.

$$W_c = C * \gamma B^2 \dots \dots \dots (2.1)$$

여기서, C^* 는 토압계수 $\{K = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi')\}$ 와 H/B 의 함수인 하중계수이고, B 는 매설방법에 따라 결정되는 것으로 좁은 고랑식



(Fig. 2.1의 경우)에서는 B_d , 넓은 고랑식(Fig. 2.2의 경우)에서는 B_c 로 되며, 그리고 γ 는 흙의 단위 중량이다.

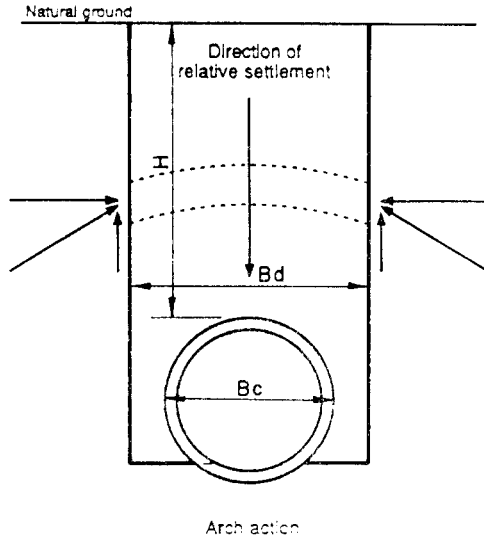


Fig. 2.1 A pipe in a narrow trench

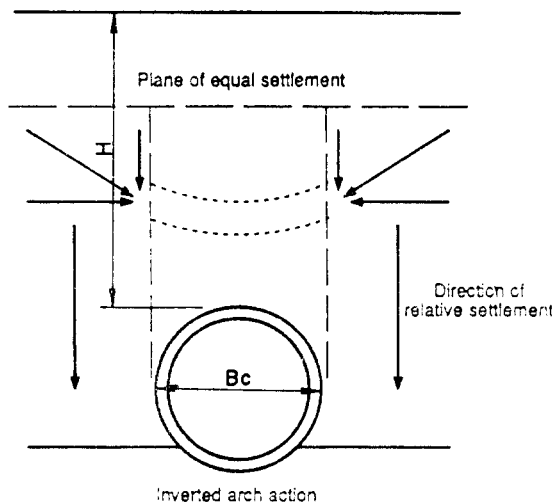


Fig. 2.2 A pipe in a wide trench or positive projection condition

3. 매설관의 유한요소해석

3.1 프로그램의 구성

흙-관구조의 상호작용에 대한 거동을 해석하기 위하여 유한요소법이 많이 사용되었다. 흙-관

구조에 대한 유한요소해석에서는 직선보 또는 곡선보 요소로 취급하는 두 방법이 있지만, Naiyi (1987)의 연구에 의하면 두 결과의 차이는 미소하므로 본 연구에서는 직선보요소를 사용하였다.

흙은 4 절점평면비선형등방요소로 사용하였으며, 또한 흙-관구조의 상호 작용에 많은 영향을 미치는 흙의 응력-변형모델은 실제의 거동과 잘 일치하여야 하며, 합리적이고 수식화가 가능한 모델을 선정해야 하므로 Duncan et al.¹¹⁾에 의하여 제안된 쌍곡선 모델을 사용하였다. 이 모델을 사용하여 다음과 같은 사항을 고려하였다. i) 흙의 응력-변형 비선형 관계가 흙-관구조의 응력조건에 적절하였고, ii) 흙 거동모델의 매개변수는 전단응력과 구속응력 상태에 종속적이고, 흙의 다짐과 밀도에 연관될 수 있었으며, iii) 흙의 항복응력은 흙의 한계강도에 접근시켰고, iv) 흙의 매개변수들은 가급적 개개의 실험 없이 설계나 해석시 적용될 수 있었다.

3.2 쌍곡선 모델의 매개변수 결정

흙의 쌍곡선 모델에 사용되는 매개변수는 아래의 삼축압축시험으로부터 쉽게 구할 수 있다. Duncan et al.¹¹⁾은 쌍곡선 모델을 위해 배수 및 비배수 시험된 각각 55 및 82 종류의 결과를 통일분류법으로 분류하여 수록하고 있다.

이 보고서에 주어진 각종 흙에 대한 내부마찰각(ϕ)과 점착력(C)의 관계를 Fig. 3.1에 나타

낸 결과 ϕ 와 C 사이에는 상관관계는 없었으나, 어느 범위내에 존재함을 알 수 있었다. 흙의 종류별 ϕ 값의 범위는 주로 함수비와 상대밀도에 따라 구분할 수 있는데 실트질점토(CL)에서 $\phi=0\sim 33^\circ$, 모래질 흙(S)은 $\phi=20^\circ\sim 49^\circ$, 자갈질 흙(G) $\phi=37^\circ\sim 58^\circ$, 실트질 흙(M) $\phi=19^\circ\sim 42^\circ$ 가 되었다. 또 ϕ 와 C 값은 Fig. 3.1의 파선의 범위내 속하였다. 그림에서 CL, M는 점성토, S는 점성토 또는 비점성토, G는 비점성토의 군으로 구분되었다. Fig. 3.2는 변형계수 정수(K)와 ϕ 의 관계로서 두 값 사이에는 상관관계를 보여주지 않았다. Fig. 3.1 및 3.2에서 검게 표시된 것은 배수시험 결과이고, 그 외는 비배수시험 결과이다. Fig. 3.3은 변형계수 정수(K)와 체적계수 정수(K_b)의 관계로서, 두 값 사이에는 식(3.1)이 성립하였다.

$$K_b = 0.89 K^{0.91} \dots\dots\dots(3.1)$$

실제목적상 분류된 흙에 따른 매개변수를 결정하기 위하여 흙의 ϕ 값을 $10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$ 로 분류하고, 점착력 C 값을 설계하중에서 거의 영향을 미치지 않았던 값(Fig. 4.5 참조)으로 하고, K 값은 설계하중이 최대가 되는 최소값(Fig. 4.6 참조)으로 하며, K_b 는 식(3.1)으로 결정하는 등의 안전측으로 보아서 정리하면 Table 3.1과 같다.

이러한 방법으로 결정된 Table. 3.1의 값은 CANDE (Katona et al.),²⁴⁾ SPIDA(Heger et

Table 3.1 Nonlinear hyperbolic parameters

Soil	C (kg/cm ²)	ϕ ($^\circ$)	K	n	R_f	K_b	m	Remark
CL	1.08	9	37	0.37	0.65	—	—	Tested
	2.00	10	28	0.37	0.65	20	0.60	Applied
CL	1.08	16	110	0.94	0.91	—	—	Tested
	1.50	20	70	0.94	0.91	40	0.60	Applied
CL	0.28	31	130	0.59	0.72	45	0.59	Tested
SP	0.00	30(0)	280	0.65	0.93	110	0.65	Applied
	0.75	30	130	0.59	0.72	75	0.59	
SP	0.00	44(4)	190	0.70	0.57	190	0.35	Tested
	0.00	40(4)	190	0.70	0.57	105	0.35	Applied
CP	0.00	51(14)	410	0.21	0.71	195	0.00	Tested
	0.00	50(4)	400	0.21	0.71	210	0.00	Applied

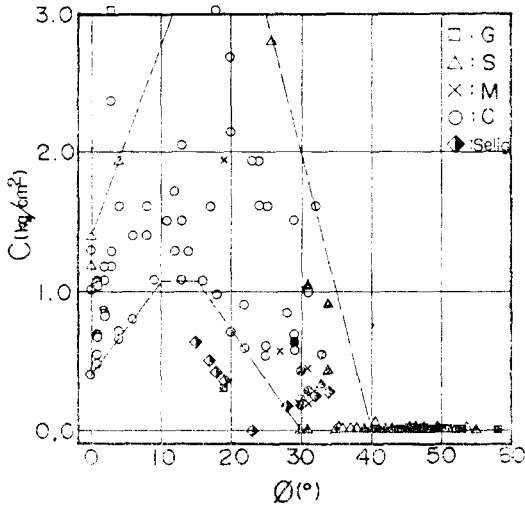


Fig. 3.1 Relationship between ϕ and C (adapted from(11))

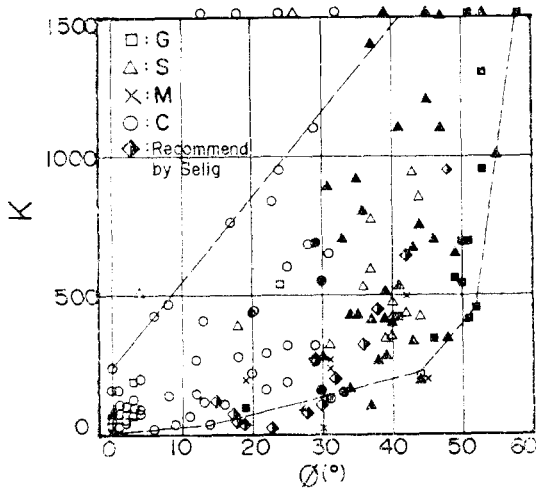


Fig. 3.2 Relationship between ϕ and K (adapted from(11))

al.),⁽²⁵⁾ NLSSIP (McVay)⁽²⁶⁾ 등이 매설관 해석 시에 적용한 값들과 거의 유사한 결과이다.⁽²⁷⁾

3.3 흙관의 균열하중 결정

흙관은 원심력 철근콘크리트관으로서 각종 매설관의 종류 중 가장 넓게 이용되어 왔으나, 이 흙관의 품질에 대한 명확한 자료가 없고, 시공 후 종종 균열로 인하여 파괴되는 등의 문제점이 있었으므로, 이에 대한 원인을 규명하고자 흙관의 자체거동에 대한 실험을 실시하였다. 흙관의 제작규정은 ASTM C 497 에서는 3-Edge bearing

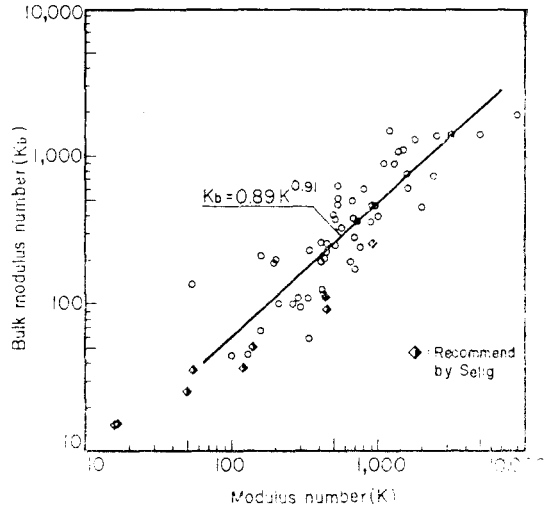


Fig. 3.3 Relationship between K and K_b (adapted from(11))

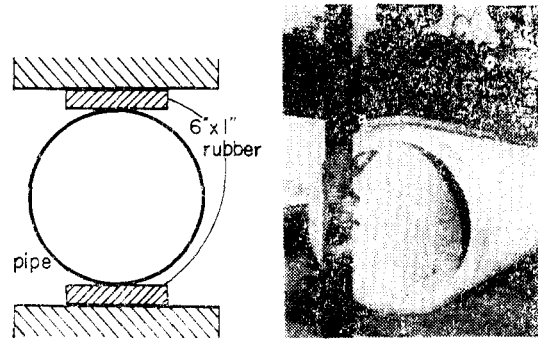


Fig. 3.4 2-Edge bearing test

test, 영국표준규격에서는 2-Edge 또는 3-Edge test, KS F 4403 에서는 2-Edge 실험을 실시하여 균열이 0.25 mm(0.01 인치)일 때의 균열하중과 극한하중의 80% 중 작은 값을 사용토록 규정하고 있다. 그러므로 본 실험은 2-Edge bearing test 에 의하여 실시하였다.

흙관의 거동을 관찰하고자 내경 600 mm 인 유근관(철근을 넣은 관)과 무근관(철근을 넣지 않은 관)을 동시에 제작하여 2-Edge bearing test (Fig. 3.4)로 실험한 결과는 Fig. 3.5 와 같다. Fig. 3.5 에 보면 유근관은 철근콘크리트 요소의 거동과 매우 유사하게 작용력 P 가 4,500 kg/본일 때 관 저부로부터 균열이 시작되었고, P 가 6,600 kg/본에 도달하자 관측면 외부에 균열이

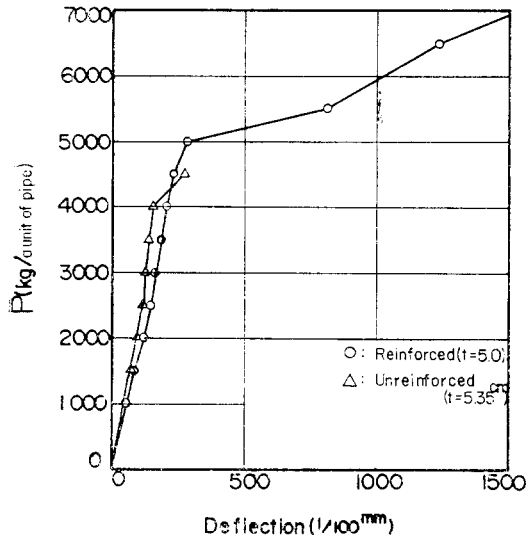


Fig. 3.5 Load-deflection curves of Hume pipes ($D = 600$ mm)

발생하였고, P 가 7,000 kg/본에서는 관저 및 관정 내부에 3 mm 정도의 균열이 관의 전길이를 통하여 나타났으며, P 가 7,500 kg/본 이후에는 하중의 증분이 없음에도 변위는 계속 증가되었다. 무근관의 경우는 P 가 4,500 kg/본까지 거의 직선으로 증가하다가, P 가 4,500 kg/본에서는 큰 변위와 함께 관저 및 관정에 균열이 발생하면서 갑자기 괴음과 함께 전반 파괴가 일어났었다. Fig. 3.5에서 유근관과 무근관의 곡선 기울기가 다른 이유는 관의 제작과정에서 생긴 관 두께의 차이 때문이었다. 실험결과에 따르면 흙관내의 철근은 극한강도와 연성을 증가시켜 주고 있음을 알 수 있었다. 그리고 설계하중에도 달될 때까지 하중-치점곡선은 직선이므로 흙관은 탄성체로 생각할 수 있을 것이다. 본 실험의 결과 유근관(600 mm)의 설계하중은 4,500 kg/본(1,800 kg/cm²)이고, 무근관은 4,000 kg/본이었다.

4. 흙관에 작용하는 설계하중

4.1 고전방법과의 비교

흙관에 작용하는 설계하중의 계산방법은 Marston,²⁾ Wetzorke,⁴⁾ Christensen,⁵⁾ 방법들이 있

지만 이것들은 흙-관구조에서 가장 큰 문제점으로 지적되는 흙-관구조의 상호작용을 고려하지 않았다. Fig. 4.1과 같은 유한요소망과 Table 3.1의 자료를 사용하여 해석한 대표적인 결과는 Fig. 4.2와 같다. 그림에서 H 와 B_a 는 Fig. 2.1에 표시된 기호이며, C_a 는 식(2.1)에서 C^* 의 값으로 C_a 는 좁은 고랑식일 경우의 C^* 값을 뜻한다. Fig. 4.2에서 보던 유한요소해석에 의한 C_a 값은 접촉력(C)이 0일 경우에 C 의 값이 0.10 kg/cm²인 경우보다 크게 계산되는 것을 제외하면 대체로 접촉력이 증가할수록 크게 나타났다. $H/B_a \leq 3.0$ 까지는 기존의 방법들보다 작았으며, $H/B_a > 3.0$ 에서는 그 증가량이 Christensen과 Wetzorke 방법에 의한 값들보다 증가하였으나, 정성적으로는 Marston-Spangler 값과 비슷하였다. 안전한 설계를 위하여 Table 3.1에서 변형계수 정수(K)를 최소값으로 선택하였지만, 만약 K 값을 Fig. 3.2의 범위 증 큰 값을 사용한다면 Fig. 4.2에서 유한요소법에 의한 결과치는 Wetzorke와 Christensen의 값들에 더욱 접근해 갈 것이다. 이러한 사실들로 미

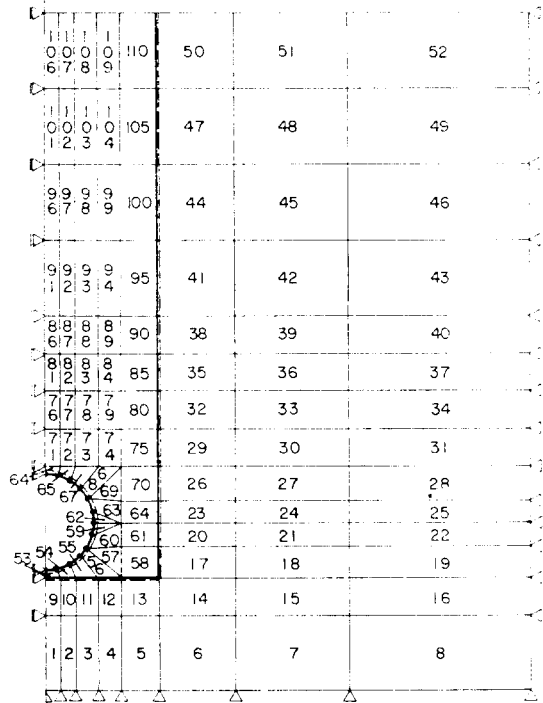


Fig. 4.1 Finite element mesh used in analyses ($B_a = 1.50$ m, $B_c = 0.65$ m)

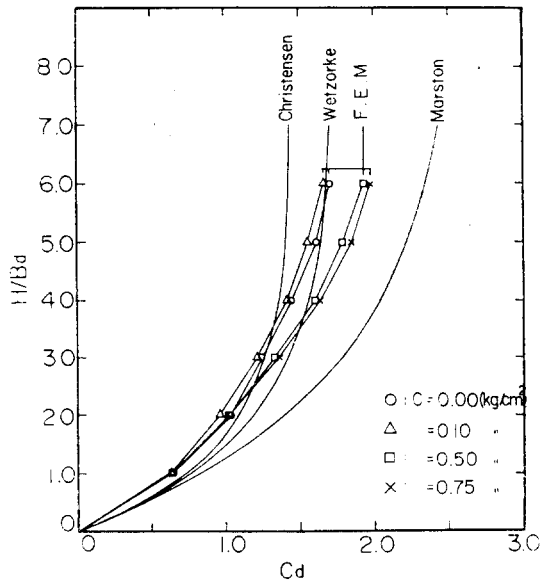


Fig. 4.2 $H/B_d - C_d$ relationship for $\phi = 30^\circ$

루어 많은 연구보고서^{6,7)}에 보고된 바와 같이 Marston-Spangler 방법은 대단히 안전측임을 알 수 있다.

4.2 흙 종류별의 영향

매설 흙관의 설계하중에 영향을 미치는 인자는 주로 H/B_d , C , ϕ 및 K 를 들 수 있다. Fig. 4.3 과 Fig. 4.4 는 뒷개높이의 비(H/B_d)와 ϕ 가 설계하중 W_c 에 미치는 영향을 유한요소법으로 검토한 결과이다. 이때 계 변수들 C, K, K_b 는 Table 3.1 의 제안값이 사용되었다. Fig. 4.3 에서 보면, 설계하중(W_c)는 Marston-Spangler 방법에 의한 경향과 비슷하게 H/B_d 가 증가할수록 증가하였다. Fig. 4.4 에서 보면 $\phi = 20^\circ \sim 50^\circ$ 에서는 유한요소법에 의한 값이 Marston-Spangler 방법에 의한 것보다 작고, Lambe & Whitman 이 제안한 정지토압계수($K=1-\sin \phi$)을 사용한 것과 거의 유사하였다. 고전방법들에서는 $\phi = 10^\circ$ 에서 가장 크게 나타났으나, 유한요소 해석에서는 고전방법들 중의 최소치보다 작게 나타났는데, 이러한 원인으로는 고전해석에서 고려하지 못했던 점착력과 흙-관구조의 상호작용등을 고려했기 때문으로 생각된다. 여기에 적용된 설계하중 W_c 는 θ 가 90° 인 지점의 축력

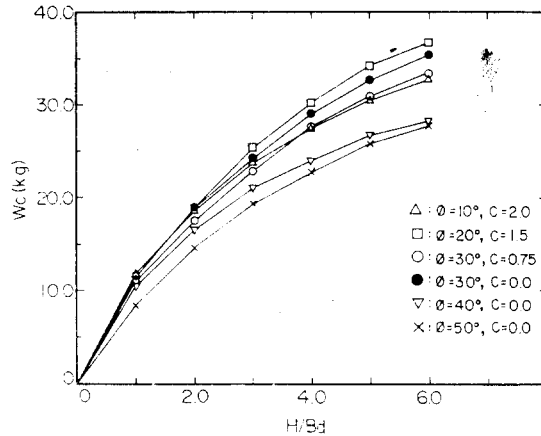


Fig. 4.3 $W_c - H/d$ relationship

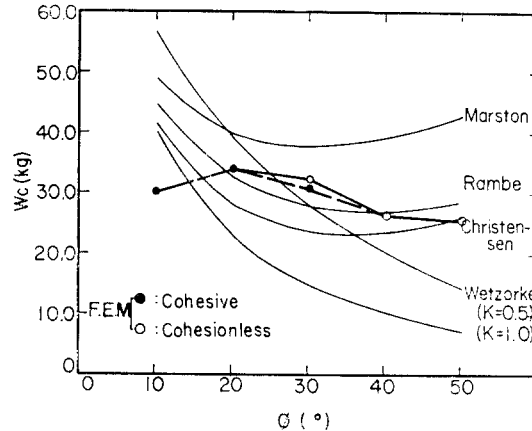


Fig. 4.4 $W_c - \phi$ relationship
($B_d = 1.0 \text{ m}$, $H = 0.5 \text{ m}$)

을 2 배한 값으로 계산하였다(자세한 것은 부록을 참조).

Fig. 4.5 는 대표적으로 $\phi = 30^\circ$ 에 대하여 점착력이 설계하중에 미치는 영향을 나타낸 것이다. 그림에서 보면 설계하중 W_c 는 뒷채움흙이 비점성토($C=0$)인 경우에는 $C \leq 0.20 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우보다 크게 나타났고, 점성토에서는 점착력이 증가할수록 설계하중은 H/B_d 에 무관하게 약간씩 증가하다가 C 가 0.75 kg/cm^2 보다 커지면 거의 일정한 값으로 나타났다. 이 원인은 관 주변흙과 매설관의 상호작용에 의한 부착력의 증가가 주된 원인인 것으로 생각된다.

마지막으로 제방식 매설방법으로 할 경우 동일한 내부마찰각 ϕ 가 30° , 점착력 C 가 0.75 kg/cm^2 인 흙에서 쌍곡선의 변형계수정수(K)의 변

화에 따른 설계하중(W_c)의 변화를 Fig. 4.6에 나타내었다. 그림에서 m 점은 관외경 연직상의 흙무게(M_v)와 설계하중(W_c)이 같은 지점이다. 여기에서 보면 설계하중은 덮개높이(H)가 클수록 K 에 대한 영향은 증가하고, 덮개가 일정한 경우 K 가 600에 이르러 거의 일정하게 됨을 알 수 있다. 그러므로 이 이후의 계산에서는 안전측이 되도록 K 를 Fig. 3.2에서 최소값을 취하도록 하였다.

Fig. 4.6에서 m 점이 위치한 K 의 값을 분석하고자 K 가 280과 890인 임의의 두 경우에 대하여 침하량 관계를 Fig. 4.7에 나타내었다. 그

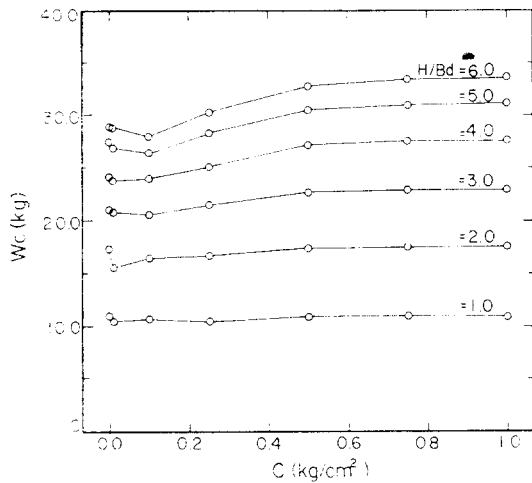


Fig. 4.5 $C-W_c$ relationship for different H/B_d ($\phi=30^\circ$)

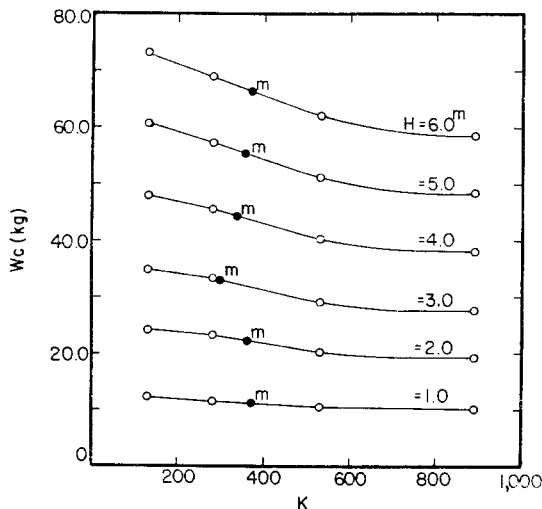


Fig. 4.6 $K-W_c$ relationship for different H/B_d ($\phi=30^\circ$)

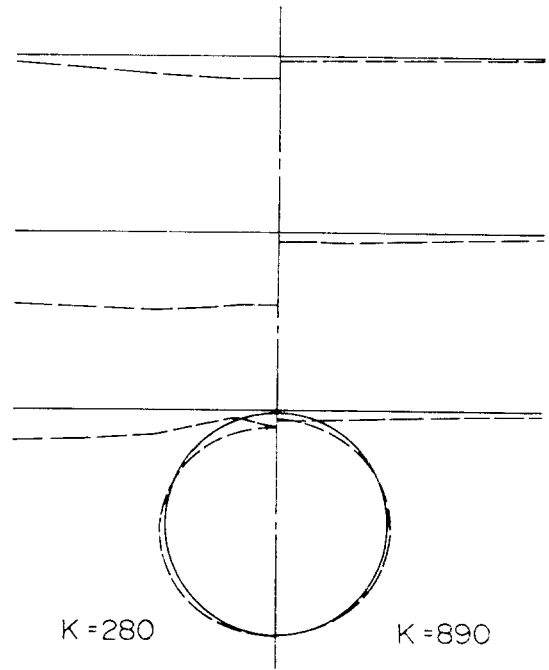


Fig. 4.7 Relationship between modulus number and settlement ($\phi=30^\circ$)

림에서 보면 $K=280$ 에서는 침하곡선이 관연직상에서 블록하여 돌출상태임을 쉽게 알 수 있고 $K=890$ 에서는 오목하여 고랑상태임을 알 수 있다. 이것은 변형계수 정수(K)와 최적계수 정수(K_b)간에는 밀접한 상관관계가 있으므로, 관연직상의 흙과 측면흙의 침하량으로 구분되는 돌출 및 고랑상태가 K 의 값으로 규정될 수 있음을 알 수 있다. 두 상태의 구분은 Fig. 5.6의 m 점이 가리키는 K 로 $K=330\sim 350$ 범위이었다. 이러한 사항은 지금까지 흙관을 강성관으로 취급하여 제방식에서는 돌출상태로 분류하였으나, K 의 값에 따라 흙관도 돌출 및 고랑상태로 분류됨을 알 수 있다.

4.3 터파기 폭의 영향

터파기 폭이 매설관 하중에 주는 영향을 검토코져 각 토질 종류별로 터파기폭을 변화시켜 계산된 결과를 Fig. 4.8에 나타내었다. 여기서 B_a 는 터파기 폭이고, B_c 는 관의 외경이다. 그림에서 보면 터파기 폭이 증가할수록 작용 하중은 완만하게 증가하였다. 특히 ϕ 가 20° 와 50° 에서

는 터파기 폭이 좁은 고랑식의 폭보다 크게 될 수록 설계하중은 완만하게 증가되었다. 그리고 Marston-Spangler 방법에 의한 넓은 고랑식의 범위는 B_d/B_c 가 1.82~3.50의 범위이었으나, 유한요소법에 의한 제방식 매설관의 하중과 같아지는 폭은 B_d/B_c 가 4.8~8.3의 범위였다. 이 결과에서 Marston-Spangler 방법에 의한 좁은 고랑식과 넓은 고랑식의 한계점은 상당히 과소 평가되므로 어떤 범위의 B_d/B_c 에서는 설계하중이 상당히 과대평가되고 있음을 알 수 있다.

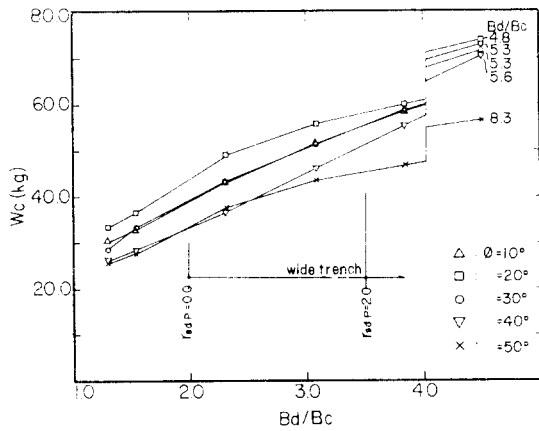


Fig. 4.8 W_c - B_d/B_c relationship ($B_c=650$ mm, $H=6.0$ m)

4.4 터파기 형태별 영향

매설관 시공시 터파기 측면을 직립으로 하는 경우는 가시설물의 설치 없이는 거의 불가능하다. 터파기의 형태별로 계산한 결과를 Fig. 4.9에 나타내었다. 그림에서 보면 경사 및 3단 터파기에서의 설계하중 W_T 는 직립인 경우의 설계하중 W_c 보다 증가하였다.

경사 터파기로 인한 하중의 증분은 직립면과 경사면 사이에 있는 흙체의 무게 때문인 것으로 판단되어 흙체의 무게 (M_w)와 경사 터파기로 인한 설계하중의 증분 (W_i) 관계를 Fig. 4.10에 나타내 보았다. 그 결과 W_i 와 M_w 는 식 (4.1)과 같은 관계가 있었다.

$$W_i = 0.348(M_w)^{0.831} \dots\dots\dots (4.1)$$

여기서, W_i ; 다단 및 경사 터파기로 인한 설계하중의 증분

M_w ; 흙 체의 무게 (경사 터파기면의 기울기를 S 라고 하면 $M_w = \gamma SH^2$)

그리고, 3단 터파기로 했을 경우에 그 평균 경사가 1:0.33 인데, 이 때의 설계하중 W_T 는 경사가 1:0.30 인 경우의 값과 거의 유사하게 나타났다. 그러므로 경사 또는 다단 터파기의 설계하중은 직립면 터파기의 설계하중 (W_c)에 흙체의 무게로 인한 하중을 추가하여야 할 것이다.

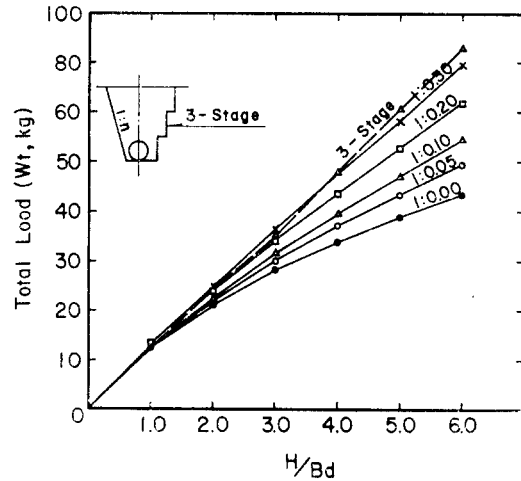


Fig. 4.9 Relationship between total load vs. trench type.

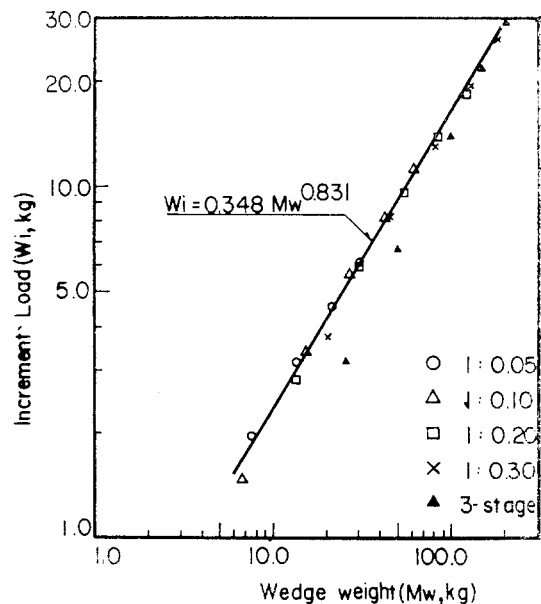


Fig. 4.10 W_i - M_w relationship

4.5 관경에 따른 영향

관경별에 따른 매설흡관의 작용 하중을 검토코저 내경이 0.15, 0.30, 0.60, 0.90, 1.20, 1.60 m인 경우에 대한 계산 결과를 Fig. 4.11에 나타내었다. 그림에서 보면 관 외경 연직상의 흙중량과 설계하중 W_c 의 비 W_c/M_v 는 외경이 650 mm(계산상의 문제로 중심경을 B_c 로 계산함) 이하에서는 H/B_c 에 무관하게 증가하였으나, 650 mm 이상에서는 거의 일정하게 나타났다.

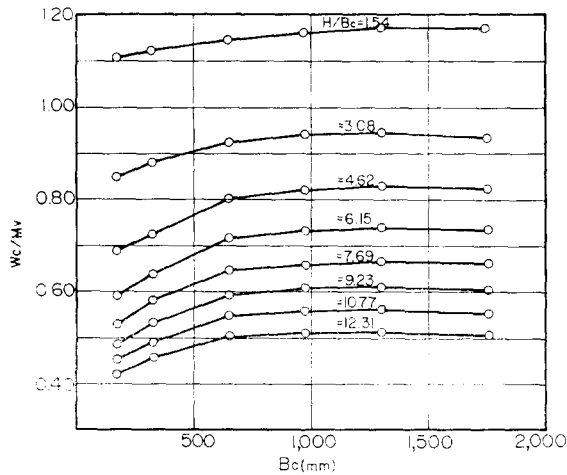


Fig. 4.11 Relationship between B_c and W_c/M_v ($B_a/B_c=1.54$, $\phi=20^\circ$, $C=1.50 \text{ kg/cm}^2$)

5. 흡관 설계하중 결정을 위한 제안

고전이론에서 설계하중을 계산할 때 좁은 고랑식에서는 터파기폭(B_a), 넓은 고랑식에서는 관외경(B_c)의 함수이며, 또한 이 두 고랑식의 구분은 토질의 종류와 관외경과 관이 자연지반 위로 돌출한 높이의 비에 따라 결정되는 어려움이 있었다. 그리고 넓은 고랑식에서는 뒷채움 흙의 침하상태에 따라 돌출 및 고랑상태로 분류되며, 또 이들은 동일 침하면의 위치에 따라 완전 및 불완전상태로 구분되는 등으로 인하여 현장 실무자들은 각 경우를 판단하여 설계하중을 결정하는데 많은 어려움이 있었다. 이러한 어려움을 감안하여 터파기 폭(B_a), 관외경(B_c) 및 덮개 높이(H)만으로 모든 고랑식에 적용할 수 있는 설계하중 공식을 식(5.1)과 같이 제안하여 현장

실무자들이 편리하게 이용할 수 있도록 하고자 한다.

$$W_i = W_c + W_s \\ = C_f M_v + 0.348 M_w^{0.831} \dots \dots \dots (5.1)$$

여기서, W_i ; 흡관의 설계하중

W_c ; 직립으로 터파기하였을 경우의 설계하중

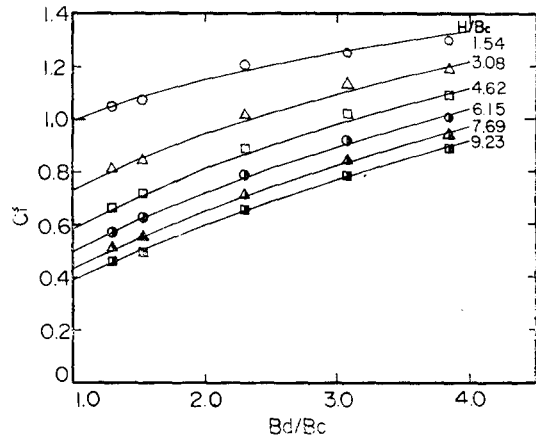
W_s ; 다단 및 경사 터파기로 인한 설계하중의 증분(식 4.1을 참조)

M_v ; 관외경 연직상의 흙무게 ($M_v = \gamma \cdot H \cdot B_c$)

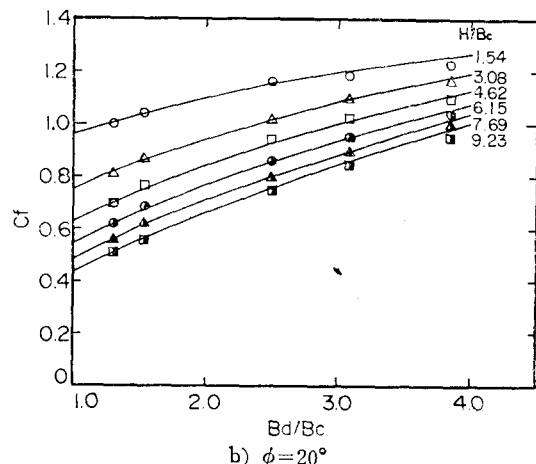
M_w ; 흙베기의 무게 ($M_w = \gamma \cdot S \cdot H^2$, 여기서 S 는 터파기의 경사)

C_f ; 토질종류 및 B_a/B_c 에 따른 하중계수

그리고 하중계수 C_f 는 여러 값의 내부마찰각과

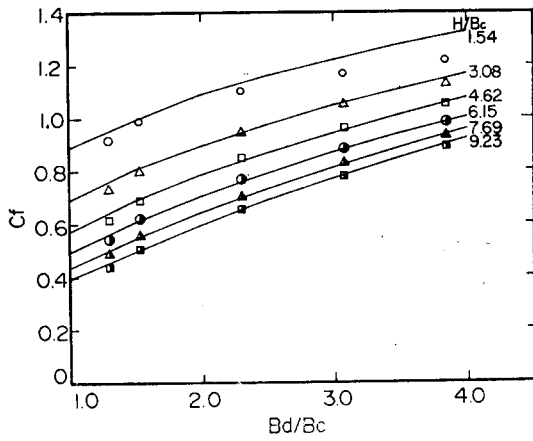


a) $\phi=10^\circ$

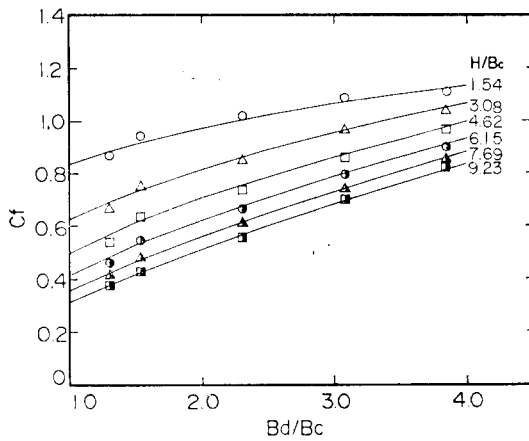


b) $\phi=20^\circ$

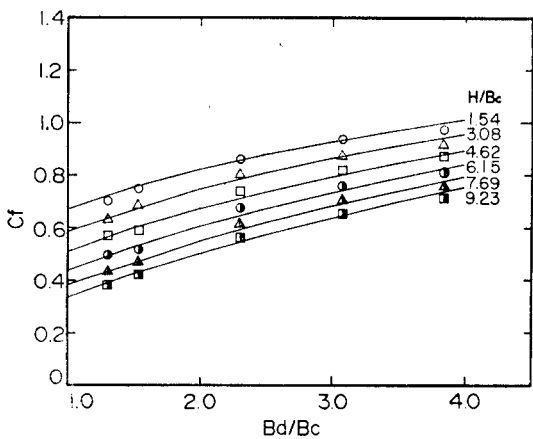
Fig. 5 $B_a/B_c - C_f$ relationship for ϕ



c) $\phi = 30^\circ$



d) $\phi = 40^\circ$



e) $\phi = 50^\circ$

B_d/B_c 의 관계로 Fig. 5.1에 나타내었다. 만약 여기에 표시된 이외의 내부마찰각과 B_d/B_c 에 대해서는 보간법으로 C_f 를 구할 수 있다.

6. 결 론

흙의 쌍곡선 모델과 흙관 자체의 거동실험 결과를 토대로 하여 유한요소법에 의한 흙관 설계 하중에 대하여 연구한 결과는 다음과 같다.

1. 2-edge 법에 의한 흙관의 실험에서 균열하중에 도달될 때까지 하중-변위곡선은 직선적이었다.

2. 유한요소해석에 의한 흙관의 설계하중을 고전방법과 비교한 결과 덮개 높이(H)에 따라 두 값의 경향은 차이가 있었으며, 수치해석 결과는 Marston-Spengler 방법에 비하여 크기는 작았지만, 정성적으로는 비슷하게 나타났다.

3. 흙 덮개(H/B_d)의 변화에 따라 수치해석으로 설계하중을 계산한 값은 고전방법들에 의한 것과 유사하였으며, 내부마찰각(ϕ)에 대해서는 ϕ 가 $20^\circ \sim 50^\circ$ 범위에서 고전이론 중 K 를 $(1 - \sin \phi)$ 로 사용한 경우와 유사하였지만, 절성토에서는 수치해석 결과가 고전이론에 의한 것보다 작게 산출되었다.

4. 수치해석 결과에 의하면 좁은 고랑식과 넓은 고랑식으로 구분되는 B_d/B_c 의 범위는 약 4.8~8.3이었고, Marston-Spengler 방법에 의한 결과는 과소평가되었음을 알 수 있었다.

5. 설계하중(W_c)과 관외경 연직상의 흙무게(M_v)의 비(W_c/M_v)는 $B_c < 650$ mm에서 관경에 따라 약간씩 증가하였으나, $B_c \geq 650$ mm에서는 거의 일정하였다.

6. 다단 및 경사터파기시의 설계하중의 증분은 적립면과 경사면 사이의 흙베기 무게와 밀접한 상관관계가 있으며, 식(4.1)과 같이 나타내었다.

7. 따라서 모든 고랑식 매설관에 적용할 수 있는 흙관의 설계하중은 식(5.1)과 같이 제안할 수 있었다.

본 연구에서는 흙관의 특성과 토질종류에 따라 흙관에 작용하는 설계하중을 결정하였으나, 추후 더 많은 연구를 통하여 흙관의 구조적 설

계를 위한 연구가 이루어져야 할 것으로 요망된다.

본 연구는 문교부 학술진흥재단의 1988~1989년도 연구비 지원에 의하여 수행된 것으로 당재단에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Walton, J.H., The Structural Design of the Cross Section of Buried Vitrified Clay Pipelines, Clay Pipe Development Association, Ltd., London, 1970.
2. Marston, A., and Anderson, A.D., "The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe", Bulletin 31, Iowa End. Exp. Station, 1913.
3. Spangler, M.G., "The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts", Bulletin 112, Iowa state College, 1933.
4. Wetzorke, M., "Über die Bruchsicherheit von Rohriertungen of parallel Wandigen Graben", Vevoffentlich. Inst. Siedlungs Wasserwirtsch., Tech. Hochschule, Hannover, 5, 1960.
5. Christensen, N.H., "Rigid Pipes in Symmetrical and Unsymmetrical Trenches", Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 24, 1967.
6. Selig, E.T., Packard, D.L., "Buried concrete pipe trench installation analysis", J. Tran Eng., Vol. 113, No. 5, Sep, 1987.
7. Shimamura, K., Nisho, N., Takaki, N., Hyodo, M., "Earth pressure on pipes under projection condition", 일본토목학회 논문집, 제 388호, III-8, 12월, 1987.
8. Naiyi Jiang. "New design Procedure for Underground Vitrified Clay Pipes", Ph.D. Thesis., University of Wisconsin-Madison, 1987.
9. Selig, E.T., McVay, M.C., and Chang, C.S., "Finite-Element Modeling of Buried Concrete Pipe Installations", Transportation Research Record 878, 1982, pp. 17~22.
10. Spangler, M.G., and Handy, R.L., Soil Engineering, 4th Ed., Intext Educational Publlshers, N.Y., 1982.
11. Duncan, J.M., Byrne, P.M., Wong, K.S., and Marby, P.N., "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", Geotechnical Engineering Report, UCB/GT 80-01, University of California, Berkeley, Calif., 1980.
12. Krizek, R.J., and McQuade, P.V., "Behavior of Buried Concrete Pipe", J. Geo. Eng. Div., Vol. 104, No. GY 7, July, 1978, pp. 815~836.
13. Wenzel, T.H., and Parmelee, R.A., "Computer-Aided Structural analysis and Design of Concrete Pipe", ASTM STP 630, June, 1976, pp. 105~118.
14. Duncan, J.M., "Behavior and Design of Long-Span Metal Culvert", J. Geo. Eng. Div., ASCE, Vol. 105, No. GT 3, Proc. Paper 14429, 1977, pp. 399~418.
15. Jeyapalan, J.K., "Geofabric Stabilization of Soft backfill Materials for Plastic Sewer Pipe Instaliation", Paper persented at International Conference on Pipeline in Adverse Environments 11, San Diego, Calif., 1983.
16. Jeyapalan, J.K., and Jiang, N., "Load Reduction Factors for Buried Clay Pipes", J. Tran. Eng., ASCE, Vol. 112, No. 3, Proc. Paper 20589, May, 1986, pp. 236~248.
17. Jeyapalan, J.K., and Jiang, N., "New Bedding factors for Vitrified Clay Sewer Pipes", Paper accepted for Publication in transportation Reseerch Record, Washington, D.C., 1987.
18. Jeyapalan, J.K., Osegedu, F., and Jom, W.J., "Soil-Structure Interaction Analyses of Piastic Pipes", ASCE Convention and Exhibit, Preprint 82-511, New Orleans, La, Oct., 1982.
19. 농림국 구조개선국, 토지개발사업 계획설계기준, 설계수로공, 그 2, 소화 52, pp. 45~92.
20. 김상규, 임희대, "소양강댐의 거동에 대한 유한요소 해석과 실측치와의 비교", 대한토목학회 논문집 제 7권 제 1호, 1987, pp. 141~150.
21. Kondner, R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils", J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 89, No. SM1, Feb., 1963.
22. Kondner, R.L., and Zelasko, J.S., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation of Sands", Proceedings of the 2nd Pan American Conference

on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, Brazil, 1963.

23. Duncan, J.M., and Chang, C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress-Strain in Soils", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, Sept, 1970, pp.1629~1653.
24. Kantona, M.G. et al., "CANDE-A Modern Approach for Structural Design and Analysis of Buried Culverts", Report No. FHWA-RD-77-5, Naval Civil Eng. Lab., Port Hueneme, California, 1976.
25. Heger, F.J. et al., "SPIDA: An Analysis and Design System for Buried Concrete Pipe", ASCE Proceedings, Advances in Underground Pipeline Engineering, Madison, Wisconsin, 1985, pp. 143~154.
26. McVay, M.C., "Evaluation of Numerical Modeling of Buried Conduits", Ph.D. Thesis, University of Massachusetts, 1982.
27. Selig, E.T., "Soil Parameters for Design of Buried Pipelines", ASCE Proceedings, Infrastructure, Session 3, Boston, 1988, pp. 99~116.
28. 이갑조, 구조역학공식집, 건우사, 1980, pp. 405~412.
29. Chen, W.F., Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill Book Company, New York, 1982, pp. 94~107.

부 록

매설관에 작용하는 연직하중인, 설계하중(W_c)은 기초조건에 상관없이 Fig. A.1에서 보는 바와 같이 관외경(B_c) 상부에 작용되는 연직력의

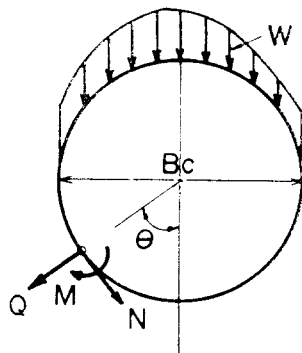


Fig. A.1

합계이다. 매설관에 작용되는 연직력은 매설관 주변의 상태에 따라 등분포 하중, 변등분포 하중, 집중 하중 등으로 예상된다. 그러나 그 형태를 명확하게 규명하는 것은 거의 불가능하다. 이러한 어려움 때문에 지금까지는 매설관에 작용되는 연직력은 직접적인 방법보다 간접적인 방법을 사용하여 결정하였다.

본 연구에서는 유한요소법에 의한 결과를 이용하여 매설관에 작용하는 설계하중(W_c)을 결정하기 위하여 Fig. A.1에서 θ 가 90° 되는 지점 S에서 발생하는 축력 N_s 의 2배를 설계하중으로 취하였다.

1) Fig. A.2와 같은 집중하중이 매설관에 작용하는 경우

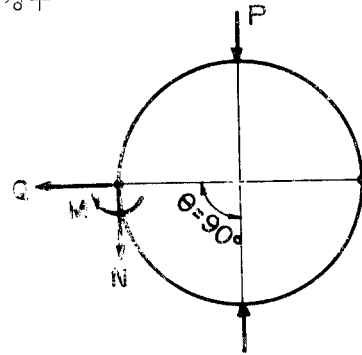


Fig. A.2

$$(1) \text{ 축력 } N_s = -\frac{1}{2}P \sin \theta, \quad (\sin 90^\circ = 1.0)$$

$$= -\frac{1}{2}P$$

$$(2) \text{ 설계하중 } W_c = 2 N_s$$

$$= -2 \times \frac{1}{2}P$$

$$= -P$$

$$(3) \text{ 연직하중} = -P$$

$$\therefore \text{ 설계하중}(W_c) = \text{연직하중} = P$$

2) Fig. A.3과 같이 등분포하중이 작용하고 1'점 지지된 경우

$$(1) \text{ 축력 } N_s = -WR(0.1061 \sin \varphi \cdot \cos \theta + \sin \varphi \cdot \cos \theta)$$

$$(\sin \varphi = 1.0 \cos \theta = 0.0)$$

$$N_s = -WR$$

$$(1) \text{ 설계하중 } W_c = 2 N_s$$

$$= -2 \cdot WR$$

(3) 연직하중 $= -2WR$

\therefore 설계하중 = 연직하중 $= (-)2WR$

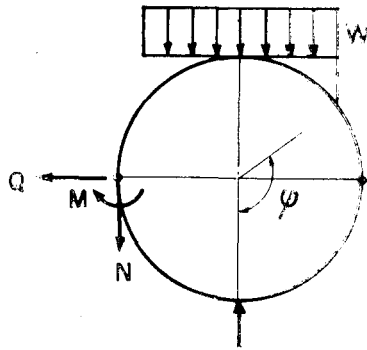


Fig. A.3

3) Fig. A.4 와 같이 상하로 등분포하중이 작용하는 경우 등분포하중이 관의경(Bc)의 연직상에 작용하면 ϕ 와 θ 는 각각 90° 이므로

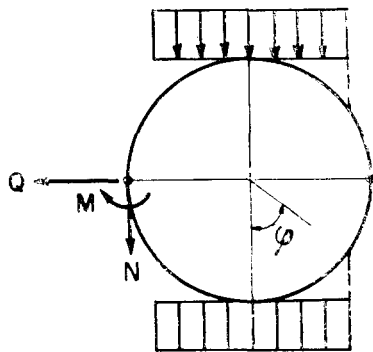


Fig. A.4

(1) 축력 $N_s = -WR \sin^2 \phi$

$$= -WR$$

(2) 설계하중 $W_c = -2N_s$

$$= -2WR$$

(3) 연직하중 $= (-)2WR$

\therefore 설계하중 = 연직하중 $= (-)2WR$

4) Fig. A.5 와 같이 삼각등분포하중이 작용하고 1점 지지인 경우

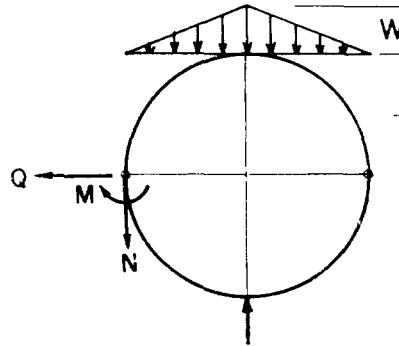


Fig. A.5

(1) 축력 $N_s = -0.02653 WR \cos \theta$

$$- \frac{1}{2} WR \sin \theta$$

$$= - \frac{1}{2} WR$$

(2) 설계하중 $W_s = 2N_s = -WR$

(3) 연직하중 $= - \frac{1}{2} \cdot W \cdot 2R$

$$= -WR$$

\therefore 설계하중 = 연직하중 $= -WR$

이상의 각 경우에서 계산된 바와 같이 θ 가 90° 지점의 축력은 연직하중의 1/2 과 같다. 그러므로 유한요소법에 의하여 계산된 결과 중 θ 가 90° 인 지점의 축력의 2 배를 설계하중(W_c) 로 취할 수 있었다.