

측방유동지반속 지중매설관에 작용하는 토압식 산정

Evaluation of Lateral Earth Pressure on Buried Pipes in Soft Ground Undergoing Lateral Movement

홍 원 표*¹ Hong, Won-Pyo
한 중 근*² Han, Jung-Geun
배 태 수*³ Bae, Tae-Soo

Abstract

Model tests were performed to investigate the mechanism of lateral earth pressure on a buried pipe, which was installed in a plastic flowing soil mass undergoing lateral movement. On the basis of failure mode tests, the equation of lateral earth pressure to apply Maxwell's visco-elastic model was proposed to consider the soil deformation velocity. Through a series of model tests of differential soil deformation velocity, lateral earth pressure of theoretical equation was compared with experimental results. When lateral soil movement was raised, the lateral earth pressure acting on buried pipe increases linearly with the soil deformation velocity. It shows that the lateral earth pressure on buried pipe is largely affected by soil deformation velocity. When plastic soil movement was raised, lateral earth pressure predicted by theoretical equation showed good agreement with experimental results. Also, coefficient of viscosity by theoretical equation had a good agreement with direct shear test results.

요 지

소성흐름을 발생시키는 측방유동 가능지반내에 설치된 매설관에 작용하는 토압에 대한 메카니즘을 규명하기 위해 파괴형상실험을 실시하고, 파괴형상실험을 토대로 지반변형속도를 고려하기 위해 Maxwell 점탄성 모델을 적용한 토압산정식을 제안하였다. 직접전단실험으로 구한 점성계수와 내부마찰각과 상재압을 고정하여 이론식으로 도출해낸 점성계수가 잘 일치하고 있음을 확인하였고 모형실험결과와 이론식에 의한 토압은 지반변형속도에 영향을 받으며 비교적 일치하며 지반변형이 없는 경우에도 정지토압을 받음을 알 수 있다. 또한, 지반의 지지력은 점성토에서는 관입전단파괴시의 값과 거의 일치하였다. 또한, 매설관 주변지반의 파괴모드는 매설관직경과 무관하게 지반변형속도에 영향을 받으며 작용토압은 균질한 지층의 경우 선형적으로 증가하고 조립질에 가까울수록 선형적 감소치를 보이므로 매설관주변지반의 매립재를 이용하여 매설관주변의 토압을 경감시킬 수 있음을 알 수 있다.

Keywords : Buried pipe, Lateral earth pressure, Lateral movement, Model tests, Soil deformation velocity, Visco-elastic model

*1 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Environ. Engrg., Chung-ang Univ., wphong@cau.ac.kr)

*2 정회원, 대림대학 토목과 전임강사 (Member, Instructor, Dept. Civil Engrg., Daelim.College, jghan@daelim.ac.kr)

*3 선주토건 (Sunju construction Co. LTD)

1. 서론

지하에 매설된 상·하수도관, 가스관, 송유관 등과 같은 매설관은 인간생활을 영위하는데 필수적인 기반 시설로서 물, 전기, 가스, 기름 등과 같은 물질을 운반한다. 이들 매설관이 제 기능을 발휘하지 못하면 일상생활에 많은 불편과 혼란을 초래하게 될 것이다.

최근 국가의 경제성장 및 산업규모의 급신장으로 인하여 토지의 가용면적에 대한 수요가 확대됨에 따라 연약지반을 활용해야 할 필요성이 높아지고 있다. 특히, 최근 들어 대단위 국책 사업으로서·남해안 전반에 걸쳐 연약지반 개발이 활발하게 진행되고 있는 실정이다. 따라서, 지중매설관이 매설되는 위치 또한 건설 입지조건이 비교적 양호한 지역에서 지리적으로나 지질적으로 입지조건이 불리한 해안매립지와 같은 연약지반에 매설되는 경우가 늘어나고 있는 추세이다. 또한, 도심을 통과하는 이들 생명선(Lifeline)은 하천변 및 주요간선도로변 사면하부에 매설되는 경우가 많이 발생된다. 이렇듯 입지조건이 불리한 위치에 매설관이 설치되는 경우 지반의 침하, 구조물의 침하, 측방지반의 용기, 측방유동 등 지반의 변형으로 인하여 매설관은 연직하중 뿐만 아니라 측방토압을 받게되며, 이러한 매설관은 조그마한 파손에 의해서도 전체기능을 마비시키는 현상을 초래할 수 있다. 하지만, 지금까지의 매설관에 대한 연구는 상재압에 의한 연직하중이나 교통하중, 지반침하로 인한 하중의 크기와 매설관의 거동에 대해서만 수행되어 왔다(Atterwell, 1984). 따라서, 매설관 주변지반의 저항에 대한 인식이 미약한 실정이다(O'Rourke, 1999).

Spangler(1982)에 의하면 수평방향 변형이 일정치를 넘지 않는 경우에 대해 매설관에 작용하는 측방토압을 단순히 수평방향 변형량의 반으로 가정하여 산출하도록 하고 있다. 하지만, 매설관에 작용하는 수평방향의 토압 크기는 지반계수, 설치조건, 토질, 다짐도 및 토피고 등에 많은 영향을 받을 뿐만 아니라, 매설관에 작용하는 토압분포에 따라서도 많은 차이를 보일 것이며 지반변형 속도에 따라서도 달라질 것으로 추측된다. 따라서, 측방유동을 일으킬 수 있는 연약지반 내에 설치된 매설관에 대해서는 횡방향토압에 대한 메카니즘을 보다 정확히 규명하기 위하여 지반변형속도를 고려하여야만 할 것이다.

따라서, 본 연구에서는 매설관 변형이 없는 상태에서 모형실험을 실시하여 매설관이 설치된 지반의 파괴모

드를 바탕으로 지반변형속도를 고려한 점탄성모델을 적용하여 보다 합리적으로 매설관에 작용하는 측방토압의 산정식을 제안하고자 한다. 또한, 모형실험을 통한 매설관의 작용토압과 제안된 이론식에 의한 토압을 비교하여 제안식의 타당성을 검증하여 보고 제안식에 사용된 각각의 파라미터가 미치는 영향에 대하여 고찰하여 보고자 한다.

2. 매설관에 작용하는 기존 토압산정법

일반적인 지중매설관에 작용하는 토압은 뒤채움재의 침하와 트렌치벽면 양측의 마찰저항을 이용하여 연직방향에 대한 토압을 산정하고 있으며, 이들과 관련한 횡방향 토압은 트렌치 굴착으로 인한 굴착벽면의 변형으로 발생하는 토압으로 산정한다. 이들과 관련한 매설관에 작용하는 기존의 토압산정법에 대해 고찰하여 본다.

2.1 토압에 의한 방법

현재 매설관 설계에 사용되고 있는 Marston-Spangler(1982)의 연직토압은 흙채움으로 인한 침하와 트렌치 양벽면의 마찰저항이 매설관에 전달된다는 가정하에, 미소요소에 작용하는 수직력의 평형(상향으로의 연직력+측면전단력=하향으로의 연직력+요소중량)을 이용하여 계산하고 있다. 또한, 연직하중에 의한 연성매설관의 변형으로 발생하는 수평토압은 수동토압으로 계산하고 있다. 하지만, Marston-Spangler토압은 연직토압을 단순히 등분포 상재하중으로만 고려하고 흙의 점착력은 고려하지 않고 있으며 마찰계수를 깊이 방향으로 동일하게 가정하는 등 오늘날의 적용성이나 설계계산시에도 많은 재론의 여지를 포함하고 있다.

Crofts(1977)는 트렌치굴착 배면의 변형으로 인해 발생하는 매설관에 작용하는 수평토압에 대해 매설관 변형량을 실험을 통해 제시하였다. 그는 지반이 움직이지 않는 전체적으로 구속된 상태에서 지반의 국부적인 이동으로 인해 매설관이 변형을 일으킨다고 하였다. 또한, 이 변형은 시간에 따라 일정한 단계로 영구적으로 발생하며 변형의 원인으로 지주가 설치되지 않은 상태에서 파괴가 발생하기 이전의 굴착면에 대한 팽창, 트렌치 굴착면과 지주가 접촉하는 활동, 트렌치면을 지지하는 지지구조의 이동 그리고 뒤채움재의 압밀에 의한 수평변위를 영향요소로 보고 각각의 경우에 대해 경험식을 제

시험으로써 매설관 파괴에 대한 위험성 평가를 하고 있다. 그러나, 이러한 방법으로도 지반변형량과 매설관 사이의 상호관계를 명확하게 예측하기가 불가능하며 단지 매설관의 파괴위험성에 대한 판별기준만을 제시하고 있다.

2.2 매설관 모형실험에 의한 방법

松尾 등(1975)은 그림 1과 같이 토조내 양측에 습윤 모래층을 제작하고 트렌치 내의 모래바닥 위에 유안층(황산암모니아층)을 깔아 유안층의 변화상태에 따른 지반과 매설관에 강제변위를 주는 실험을 실시하였다. 松尾 등은 실험을 통해 주위지반의 변형상태를 지반의 침하와 같은 크기로 이동하는 직접영역, 이동이 없는 정지영역, 중간정도인 간접영역으로 분류하여 설명하였다. 또한, 그림 1의 (A)와 (C)는 Marston식의 적용이 합당하지만, (B)의 경우는 흙의 상재압만을 고려하는 것이 적당하다고 제안하였다.

한편, 西尾 등(1974)은 모래상자 중앙부에 매설관을 설치하고 모래층에 강제 변위를 주어 그림 2에서와 같이 모래층의 변위 및 유선의 발달상황을 살펴보고 토압

을 측정하는 실험을 실시하였다. 西尾 등은 실험을 통해 모래상자의 변형량이 관지름의 5~8%에 달하면 1차 침투값을 나타내고 소성화가 진행됨에 따라 토압의 해방에 의해 저감되며, 변형량이 관지름의 25~45% 이상이 되면 관 주변이 전면적으로 붕괴되어 토압이 다시 상승한다고 하였다. 또한, 그림 2의 (a)상태가 Marston의 가정에 가까운 유선을 보인다고 하였다.

3. 매설관에 작용하는 토압에 대한 모형실험

지금까지의 연구는 매설관에 가해지는 연직토압에 대해 등분포하중으로 고려하여 설계에 적용하고 있으며, 모형실험을 통해서도 대략적인 지반변형발달에 따른 유선의 발달상황은 확인된바 있다. 또한, 횡방향토압은 트렌치굴착으로 인해 발생하는 매설관의 변형으로 인한 파괴의 위험성 판별이나, 연성관의 변형으로 발생하는 수동토압만을 고려하고 있다. 그러나, 단순히 등분포하중만으로 연직토압을 고려하는 것은 지반의 변형이 매우 작게 발생한 경우에 한정되며, 지반의 변형이 크게 발생하면 지반이 전면적으로 붕괴되어 뚜렷한 파괴형상을 나타내게 될 것이다. 그러므로 파괴형상은 지

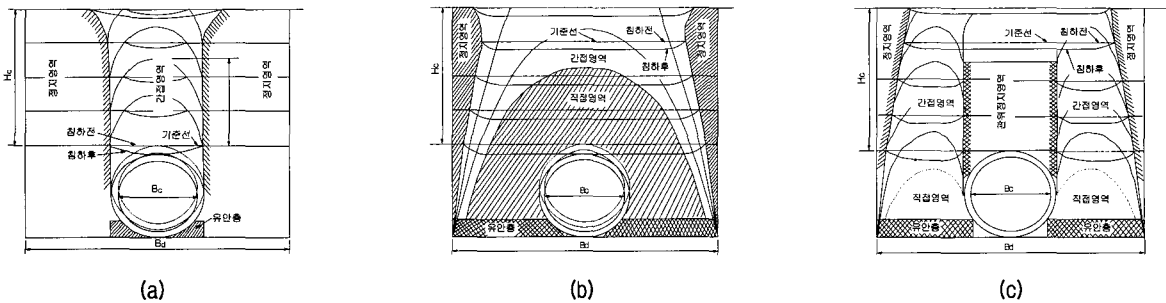


그림 1. 변형영역 전파(松尾 등, 1975)

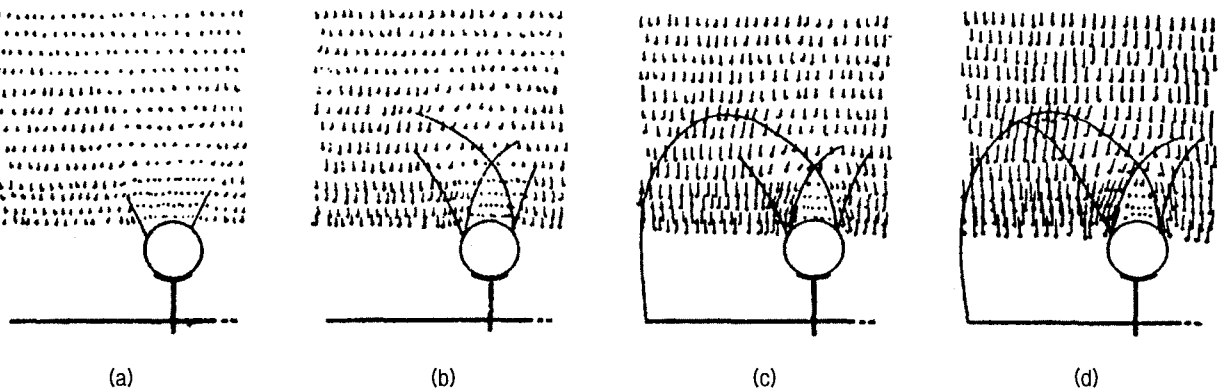


그림 2. 모래층의 변위와 유선(西尾 등, 1974)

반변형량에 영향을 받을 것이며 매설관에 작용하는 토압은 지반변형속도에 큰 영향을 받게 될 것이다(그림 2 참조). 따라서, 본 장에서는 매설관에 작용하는 토압산정의 미흡한 점을 보완하기 위해 소성흐름을 발생시키는 측방유동 가능지반에 한정하여 매설관에 작용하는 측방토압에 대한 메카니즘을 규명하고, 지반변형속도의 영향을 고려한 매설관 작용토압에 대한 모형실험을 실시하였다.

3.1 실험장치 및 실험방법

본 연구를 수행하기 위하여 그림 3과 같이 실험장치를 제작하였다. 그림에서 보는 바와 같이 지반이 전체적으로 균일하게 변형을 일으킬 수 있도록 하였으며, 내부토조(30cm×20cm×10cm)와 외부토조(60cm×25cm×10.2cm)로 분리하여 제작하였다. 본 실험장치의 계통도는 그림 4에서 보는 바와 같이 변형제어장치, 모형토조 및 계측장치의 3부분으로 구성되어 있다. 또한, 변형제어장치에 연결된 속도조절 스위치를 사용해 속도를 조절하여 내부토조에 균일한 변형을 일으키도록 하였다. 한편, 지반변형으로 인한 매설관에 가해지는 토압은 외부프레임에 고정되어 있는 로드셀로 측정한다. 이와 같

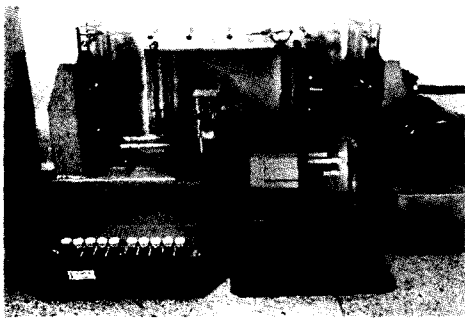


그림 3. 실험장치

이 본 모형실험에 대한 시험방법 및 실험장치에 대하여는 홍원표 등(2002)를 참고할 수 있다.

3.2 파괴형상실험

매설관이 설치된 지반이 변형을 일으킴에 따라 매설관과 지반 사이에는 저항이 발생하게 된다. 그림 5에서 보는 바와 같이 내부토조에 점토시료를 설치하고, 10mm의 등간격으로 시료에 카울리나이트 분말을 사용하여 격자를 형성하였다. 또한, 그림 6은 내부토조를 측방으로 변형시켰을 때 지반의 변형에 따른 격자점의 변위벡터를 화살표를 사용하여 도시하고 유선의 발달상황을 살펴본 것이다.

좀더 명확하게 파괴형상을 규명하기 위해 내부토조를 일정속도로 이동시켰을 때 격자모양의 선이 끊어진 부분을 관찰하여 매설관 주변지반의 파괴모양을 나타내면 그림 7과 같으며 홍원표 등(2002)에 의해서 Prandtl의 파괴각과 일치하고 있음은 확인되었다. 그림에서 보는 바와 같이 지반의 파괴형상은 그림 6의 유선발달상황과 잘 일치함을 알 수 있다. 또한, 매설관 전면 위·아래에 원호모양의 파괴선이 나타나고 파괴모드에 관한 토압분포의 이론적 적용은 홍원표 등(2002)을 참고할 수 있다.

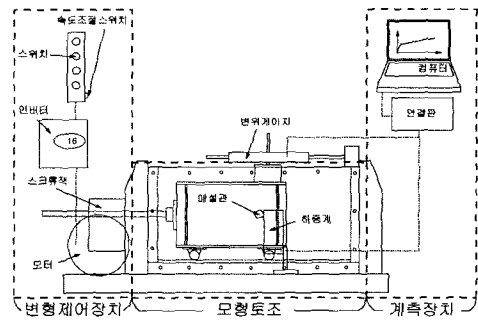


그림 4. 실험장치 계통도



그림 5. 파괴형상 확인을 위한 격자

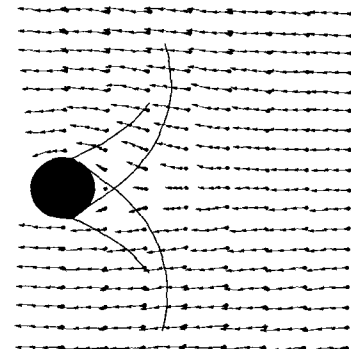


그림 6. 지반의 변위와 유선

3.3 지반변형속도를 고려한 모형실험

일반적으로 측방유동은 매우 느리게 발생한다. 하지만, 구조물의 급속시공으로 인한 지반의 용기, 트렌치굴착으로 인한 굴착배면의 변형, 사면의 활동 등은 매우 빠르게 발생한다. 따라서, 매설관에 작용하는 토압 역시 지반변형속도에 따라 달라지게 될 것이다. 따라서, 매설관에 작용하는 측방유동에 의한 토압을 산정하기 위하여 이를 고려한 실험을 수행하였다. 먼저, 본 실험에 사용된 시료는 영종도 인천국제공항 부근의 불교란 해성 점토시료의 현장토를 사용하였으며 물리적특성은 표 1과 같다.

사용시료는 과압밀상태의 저압축성점토이고, 실트질을 다량 함유하고 있어 삼축압축시험(CU)결과 유효내부마찰각은 17°로 상당히 크게 나타나고 있다.

지반변형속도제어 실내모형실험을 위하여 먼저, 내부토조에 점토시료와 30mm 직경의 매설관을 설치하고

변형제어장치를 사용하여 지반변형속도를 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0mm/min로 변화시키며 매설관에 가해지는 토압을 측정하였으며 파괴모드 실험 결과 속도변화가 0.5mm/min보다 적은 경우 변형속도의 영향을 많이 받으므로 매설관 직경의 영향을 고려하기 위하여 매설관 직경을 15mm로 바꾸었을때 지반변형속도를 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5mm/min까지 변화시켜며 실험을 실시하였다. 여기서, 매설관의 직경은 점토시료의 매설관 크기에 대한 영향범위를 고려하여 결정하였으며, 지반변형속도는 변형제어장치의 가용범위 내에서 결정하였다(홍원표, 2002).

그림 8과 그림 9는 상기의 실험결과의 대표적인 값을 나타낸 것이다. 본 실험결과는 西尾 등(1975)의 실험결과와 유사한 거동을 보인다. 즉, 지반의 변형이 매설관 직경의 5~8%에 달하면 1차 항복을 보이며 소성화가 진행됨에 따라 저감되며, 지반변형량이 커져 매설관 주변이 전면적인 붕괴를 일으킨 후 다시 상승한다. 하지만

표 1. 시료의 물리적 특성

토질특성	깊이 (m)	W (%)	Atterberg			G_s	내부마찰각 ϕ' (°)	점착력 c' (kg/cm^2)	선형압밀응력 P_c (kg/cm^2)
			LL (%)	PL (%)	PI (%)				
CL	5	34.08	29.40	19.67	9.73	2.64	17	0.32	0.72

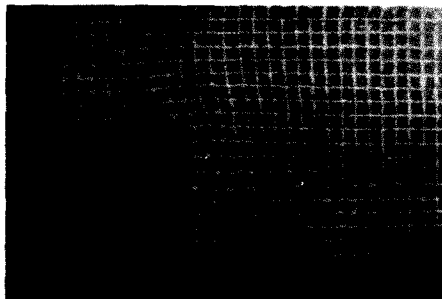


그림 7. 파괴형상

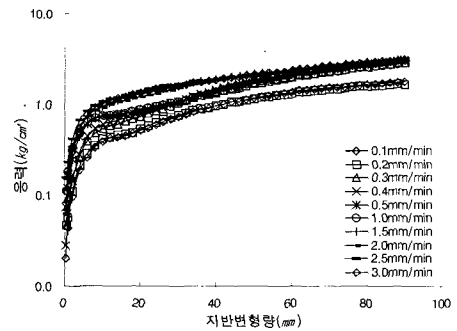


그림 8. 응력-변형량 곡선(직경3.0cm)

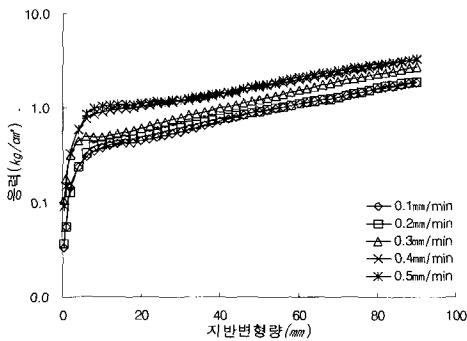


그림 9. 응력-변형량 곡선(직경1.5cm)

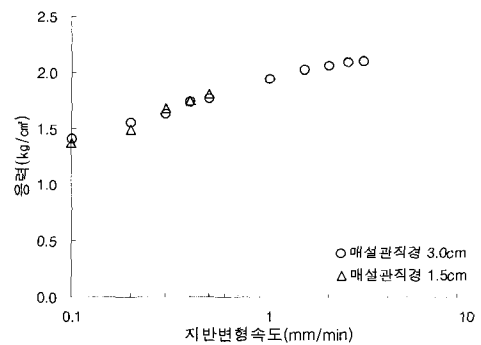


그림 10. 소성변형시 응력곡선

지반변형속도가 빠른 경우 항복후 지반변형에 따른 응력저감을 보이지 않고 소성흐름상태의 응력증가를 보이고 있다. 또한, 소성흐름 상태의 응력을 결정하기 위해 지반변형이 크게 발생했을 때 응력-변형률 곡선의 기울기가 변하는 점을 추적하여 각각의 지반변형속도에 따라 도시하면 그림 10과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 소성흐름시 매설관에 작용하는 토압은 매설관직경의 크기에 관계없이 지반변형속도 증가에 따라 거의 비례적으로 증가하는 것을 볼 수 있다.

4. 점탄성모델을 적용한 이론식 제안

전술한 바와 같이 매설관에 작용하는 토압의 크기는 지반변형속도의 영향을 크게 받고 있다. 매설관 주변지반의 파괴형상은 그림 7에서와 같이 강그리드 횡방향 부재에 대한 지지저항과 유사함을 알 수 있다(홍원표 등 2001). 따라서, 본 연구에서도 이와 같이 원주공동확장 이론을 적용할 수 있을 것이다.

일반적으로 전면전단파괴와 관입전단파괴에 대한 접근법은 상재압과 내부마찰각만의 함수로써 하중이 가해지는 속도영향은 배제되어 있다. 물론, $c=0$ 인 흙에서 응력·변형률 곡선은 시간에 대한 영향을 작게 받는다고 볼 수 있지만, $c \neq 0$ 인 점착력이 있는 흙에서는 속도에 따른 응력변화가 크게 나타나고 있으므로 연약점토의 토압에 대한 산정을 위해서는 지반변형속도를 고려한 산정식을 필요로 한다. 기존의 탄소성 모델로는 시간에 대한 영향을 고려하지 못하므로, 시간에 대한 영향을 고려하기 위하여 점성모델을 도입하여 지반변형속도와 매설관 주변지반의 파괴형상을 고려할 수 있는 이론식을 제안하였다.

이를 위하여, 우선, 매설관이 설치된 지반을 평면변형률 상태로 하여 파괴형상은 매설관 길이방향으로 동일

하다고 가정한다. 그림 11은 썩기의 정점을 추정하기 위해 각각의 격자점에 대한 이동량을 수직의 화살표로 나타내어 움직임이 없는 점을 추적한 것이다. 이는 Prandtl의 지지력 파괴모델에서의 썩기정점 $\alpha = \pi/4 + \phi/2$ 과 잘 일치한다. 또한, 그림 7의 파괴형상에서 유선의 발달 상황을 살펴보면 소성영역의 흐름이 대수나선으로 설명될 수 있다. 따라서, 점착력이 있는 흙($\phi \neq 0$)에서 Prandtl의 압축썩기를 90° 회전한 형상은 그림 12에서 보는 바와 같다.

그림 12의 썩기에서 힘의 평형에 의해 $\sum F_x = 0$ 이므로 식 (1)이 성립한다.

$$\sigma_b = (q_0 + c) \tan \alpha \quad (1)$$

여기서, Prandtl이론은 Mohr-Coulomb의 항복규준을 만족한다. 따라서, 점착력 c 는 식 (2)와 같이 쓸 수 있다.

$$c = \tau - \sigma \cdot \tan \phi \quad (2)$$

여기서, $\sigma = q_0 \cdot \cos \phi$ 이다.

식 (2)에서 $\sigma \cdot \tan \phi$ 항은 전단면에 대한 연작용력과 흙의 내부마찰각의 함수이므로 시간 비의존성으로 간주될 수 있다. 반면에 전단응력(τ)은 연약점토가 무한히 유동할 경우 액체적 점탄성이라 하고 다음의 Maxwell 모델로써 표현될 수 있으므로 이를 나타내면 식 (3)과 같다(古後建一, 1970).

$$\dot{\gamma} = \frac{1}{G} \cdot \frac{d\tau}{dt} + \frac{1}{\mu} \tau \quad (3)$$

여기서, 지반의 변형속도가 일정하게 발생한다고 가정하여 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \mu r' + (\tau_0 - \mu r') e^{-\frac{G}{\mu} t} \quad (4)$$

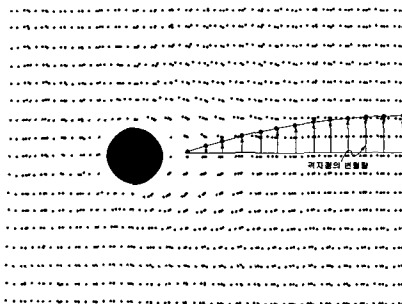


그림 11. 썩기정점 추정

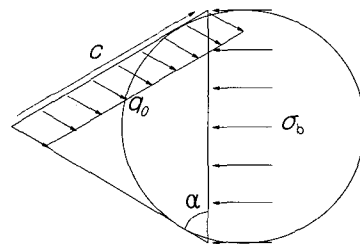


그림 12. 압축썩기

식 (4)을 식 (2)에 대입하여 정리하면 식 (2)는 식 (5)과 같이 된다.

$$c = \mu r' + (Gr - \mu r')e^{-\frac{G}{\mu}t} - q_0 \cdot \sin \phi \quad (5)$$

다시 식 (5)를 식 (1)에 대입하면 다음과 같다.

$$\sigma_b = \{q_0(1 - \sin \phi) + \mu r' + (Gr - \mu r')e^{-\frac{G}{\mu}t}\} \cdot \tan \alpha \quad (6)$$

앞에서 언급하였듯이 소성흐름영역은 $r = r_0 \cdot e^{w \tan \phi}$ 인 대수나선으로 설명될 수 있다고 하였으므로 그림 13의 소성흐름영역에 대해 점 A에서 모멘트평형을 고려하면 식 (7)과 같다.

$$q_0 \cdot \cos \phi \cdot \frac{r_0^2}{2} = q_w \cdot \cos \phi \cdot \frac{r^2}{2} + \int_0^w r \cdot c \cdot rdw \quad (7)$$

여기서, q_0 는 AO 면상에 작용하는 등분포하중, c 는 썩기부분의 점착력, q_w 는 AP면상의 등분포하중이다. 식 (7)에 $r = r_0 \cdot e^{w \tan \phi}$ 를 대입하고 q_0 를 q_w 항으로 정리하여 나타내면 식 (8)과 같이 된다.

$$q_0 = q_w + \frac{1 - e^{-2w \tan \phi}}{\sin \phi} \{ \mu r' + (Gr - \mu r')e^{-\frac{G}{\mu}t} \} \quad (8)$$

한편, 그림 13에 그림 14의 원주공동확장이론을 적용하기 위하여 식 (11)에 $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$, $w = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ 을 이용한다. 여기서, AB면과 A'B'면의 경계에 그림 14의 원주공동을 확장하는 극한내압 q_L 이 작용한다고 가정하면, 그림 13의 ABCD 및 A'B'C'D'와 같은 소성영역이 형

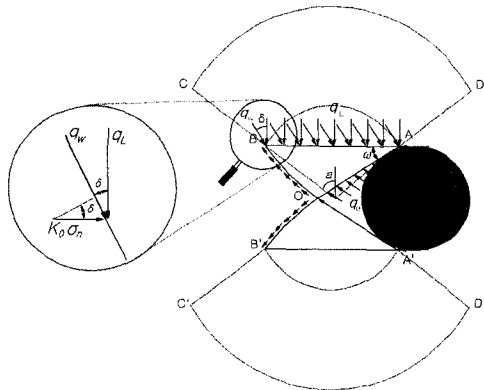


그림 13. 파괴형상

성되고 그 밖의 영역은 탄성영역이 된다. 이때, AB면상에서 q_w 와 q_L 의 관계는 그림 13의 왼쪽 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 기하학적 형상에 의해 다음 식이 성립한다.

$$q_w = q_L \cos \delta + K_0 \sigma_n \sin \delta \quad (9)$$

여기서, 지반은 정지토압상태로 가정한다(Matsui 등, 1996a).

그림 14에서와 같이 원주공동이론은 원주공동에 균등분포 내압 q 를 가하여 이 압력을 증가시키면 극한내압 q_L 에 도달할 때까지 원주공동주위의 소성영역이 확장된다는 이론이다. 이때, 소성영역은 Mohr-Coulomb의 항복규준을 만족하고 R_p 의 바깥영역은 탄성계수 E 와 포와송비 ν 를 가지는 등방탄성체라고 가정한다. 또한, 하중을 받기전 모든 토체는 평균주응력 p_m 을 받고 있다고 보고, 소성영역에서의 물체력을 무시함으로써 극한내압 q_L 은 다음식과 같이 유도될 수 있다.

$$q_L = p_m + \left\{ (1 + \sin \phi)(I_r \sec \phi)^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} - 1 \right\} \cdot \{ \mu r' + (Gr - \mu r')e^{-\frac{G}{\mu}t} \} \cdot \cot \phi \quad (10)$$

여기서, I_r : 강성지수

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu) \{ \mu r' + (Gr - \mu r')e^{-\frac{G}{\mu}t} \}} \quad (11)$$

$$p_m = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma_n (\text{평균주응력}) \quad (12)$$

여기서, σ_n 은 상재압이다.

그러나, 그림 15에서 보는 바와 같이 AB면상에 극한내압을 적용하기 위해서는 썩기정점에서 a 의 각도를

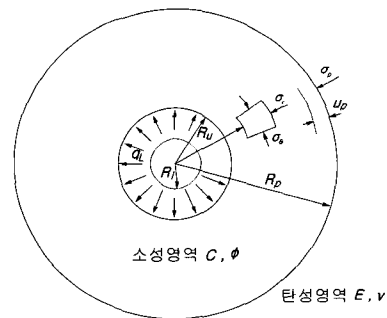


그림 14. 원주공동확장이론

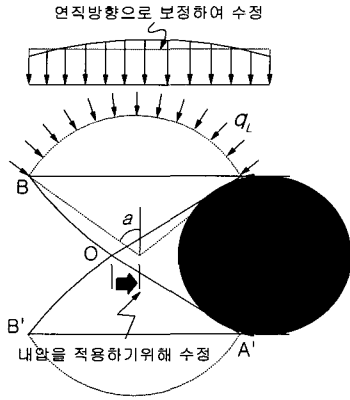


그림 15. 수정계수의 적용

가지는 중심에 대한 보정을 식 (13)과 같이하고, 원호의 법선방향으로 작용하는 극한내압을 연직방향으로 식 (14)와 같이 수정하여야 한다.

$$a = \tan^{-1} \left[\frac{e^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \quad (13)$$

$$q_L \lambda = q_L \frac{\ln \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{a}{2}\right)}{\tan a} \quad (14)$$

식 (9)를 식 (8)에 대입하고, 지반을 정지토압 상태로 가정하여 식 (6)을 다시 정리하면 식 (15)가 된다.

$$\sigma_b = \left[K_0 q_L \cdot \cos \delta + K_0^2 \sigma_n \cdot \sin \delta + \left\{ \frac{1 - e^{-2w \tan \phi}}{\sin \phi} \cdot K_0 + 1 \right\} \cdot \left\{ \mu r' + (Gr - \mu r') e^{-\frac{G}{\mu} t'} \right\} \right] \cdot \tan \alpha \quad (15)$$

또한, 식 (15)에 $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$, $w = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$, $\delta = \phi$ 를 대입하고 중심에 대한 보정과 극한내압에 대한 수정을 하여 다시 정리하면 지반의 측방유동속도 변화에 따른 매설관에 작용하는 토압식은 식 (16)과 같이 제안될 수 있다.

$$\sigma_b = \left[K_0 q_L \lambda \cdot \cos \phi + K_0^2 \sigma_n \cdot \sin \phi + \left\{ \frac{1 - e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi}}{\sin \phi} \cdot K_0 + 1 \right\} \cdot \left\{ \mu r' + (Gr - \mu r') e^{-\frac{G}{\mu} t'} \right\} \right] \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (16)$$

여기서, $\lambda, \alpha, q_L, I_r$ 및 p_m 은 각각 식 (14), (13), (10), (11) 및 (12)와 같다.

5. 제안식과 실험치의 비교

3장에서는 지반변형속도를 고려하여 매설관에 작용하는 측방토압을 모형실험을 통해 직접 측정하였다. 또한, 4장에서는 지반의 파괴형상을 바탕으로 시간요소를 고려하여 점탄성모델을 이용한 토압 이론식을 유도하였다. 본 장에서는 실험을 통해 얻은 점성계수와 이론식에서 구한 점성계수를 비교·분석하고 그 결과를 이용하여 실험에 의해 측정된 토압과 이론적 토압을 비교하여 본다.

5.1 실험 및 이론식에 의한 점성계수의 비교

이론식 및 실험치의 비교에 도입된 점성계수의 적용성검토를 위하여 Sergei(1986)의 방법을 이용한 직접전단실험으로 구한 점성계수와 이론식으로 추정된 점성계수를 비교하였다. 실험으로 구한 점성계수는 각각의 지반변형속도에 따라 반복실험을 통한 회귀분석으로 얻은 결과이고, 이론식으로 추정된 점성계수는 내부마찰각을 17°로 고정하고 지반의 소성변형이 크게 발생하였을 때에 대해 상재압을 상수로 취급하여 얻은 결과로서 지반변형속도에 따른 점성계수값의 변화를 도시하면 그림 16과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 지반변형속도가 매우 느린 경우는 이론식으로 추정된 점성계수가 실험치보다 약간 크게 나타나지만 이론식과 실험값에 대한 회귀분석결과 결정계수는 98%이상의 적합도를 나타내고 있어, 이론식에 의한 점성계수의 적용은 합리적이라 하겠다.

5.2 소성흐름 발생시 제안식과 실험치 비교

4장에서와 같이 소성흐름 발생시 매설관에 작용하는

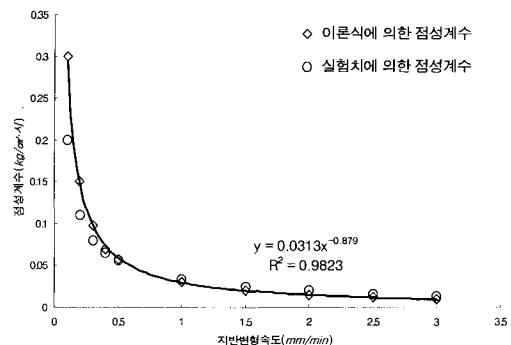


그림 16. 점성계수의 비교

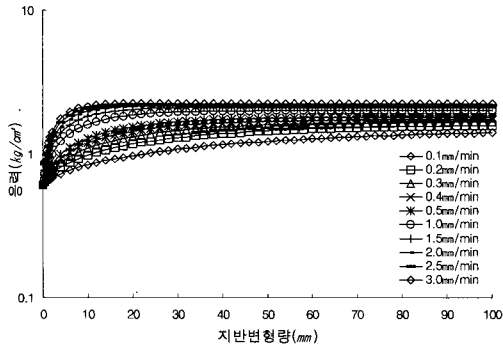


그림 17. 응력-변형률 곡선(이론식)

토압식(식 (16))에 각각의 지반변형속도에 따라 사용시료의 물성치를 대입하여 도시하면 그림 17과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 제안식은 지반변형 속도가 증가함에 따라 아주 작은 지반변형시에 급격한 응력증가를 보이지만 5mm이상의 지반변형이 발생하면 일정응력 상태로 수렴하는 경향을 보이고 있다. 한편, 지반변형률이 0인 경우에는 매설관이 정지상태에서 측방토압을 받고 있음을 나타낸다. 또한, 각각의 지반변형속도에 대한 이론식의 수렴값과 실험으로 구한 소성흐름 발생시의 응력을 도시하면 그림 18과 같다.

그림에서 보면 지반변형속도가 증가함에 따라 조금 차이가 나지만 비교적 실험에서 구한 토압과 이론식으로 구한 토압이 잘 일치하는 것을 볼 수 있다.

5.3 지지력계수에 대한 비교

점성토에서 지반의 지지력은 그림 19에서 보는 바와 같이 일반적인 지반파괴와는 달리 내부마찰각이 작은 경우 매설관 직경에 관계없이 관입전단파괴 근처에서 발생한다. 즉, 점성토의 경우 하한치근처에 존재한다는 기존이론과 일치하고 있다(홍원표, 2001). 본 실험에서도 매설관에 가해지는 토압은 관입전단파괴 부근에 존재한다. 4장에서 제시한 점탄성이론을 적용하면 그림 19에서와 같이 하한치보다 약간 크며 하한치 한계내에 존재하게 된다. 즉, 이론식으로 구한 지지력계수는 실험치보다 다소 크게 나타나고 있지만 그 차이는 매우 작고 기존이론식으로 제안된 범위내에 존재한다.

6. 제안식에 영향을 미치는 요소

지금까지 이론식과 시험치를 비교하여 보았다. 물론

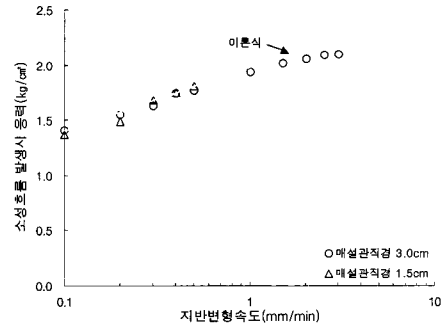


그림 18. 소성흐름 발생시 응력

지반변형시 매설관에 작용하는 토압에 영향을 미치는 요소는 대단히 많을 것이다. 이들 요소 중 크게 영향을 미치는 요소로는 매설관 주변지반의 토질상태(점착력, 내부마찰각), 매설관의 설치위치(상재압) 그리고 토압이 작용하는 속도(지반변형속도, 점성계수)등을 들 수 있다. 이미 지반변형속도와 점성계수에 대해 언급하였으므로 본장에서는 내부마찰각과 상재압의 영향을 고려해 보기로 한다.

대부분의 매설관은 지표면에서 비교적 얇게 매설되는 경우가 대부분이다. 하지만, 동결심도, 상재하중등이 고려되고, 매설관의 중요도에 따라 그 매설깊이가 결정될 것이다. 그러나, 부득이한 경우 매설관에 가해지는 상재압이 증가할 수 있다. 따라서, 상재압 영향에 따른 매설관에 가해지는 토압의 크기를 이론식을 통해 나타내어 보면 그림 20과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 상재압이 증가함에 따라 매설관에 가해지는 토압 역시 선형적으로 증가하는 경향을 보인다. 이는 이론식을 도출함에 있어서 정지토압 상태로 가정함에 기인한 것으로 지층이 균질한 경우 지층의 깊이에 따라 횡방향 토압이 선형적으로 증가(Terzaghi, 1934)함을 보이고 있다.

한편, 그림 21은 내부마찰각 변화에 따른 매설관 작

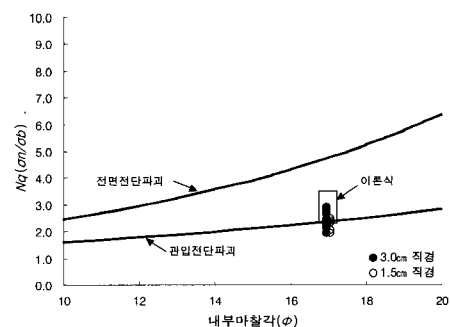


그림 19. 내부마찰각-지지력계수 곡선

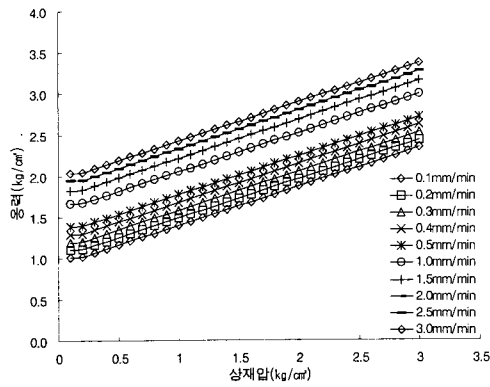


그림 20. 상재압의 영향

용토압을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 내부마찰각이 작을 때에는 내부마찰각의 증가에 따른 매설관에 작용하는 토압의 크기변화는 작지만 매설관 주위 지반이 조립질흙에 가까워지면(약 25°~28°) 상재압은 증가하지만 작용토압은 선형적으로 급격히 감소하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 매설관 주변의 매립 토양이 양호한 토질을 사용하는 경우 매설관에 가해지는 토압을 크게 경감시킬 수 있음을 나타낸다.

7. 결론

측방유동가능성이 있는 지중에 매설된 관에 작용하는 토압산정을 위해 점토지반을 대상으로 모형실험을 실시하였고 이를 토대로 매설관에 작용하는 토압식을 유도·제안하였으며, 제안식과 실험결과를 통해 그 결과 및 영향요소를 비교·검토하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 측방변형가능지반내 설치된 매설관에 작용하는 측방토압의 파괴형상은 모형실험결과 지반변형은 매설관 직경의 5~8%에 달하면 1차항복을 보이며 소성진행에 따라 저감되고 전면적 붕괴후 다시 증가하는 현상을 보이며 西尾(1975)의 실험결과와 유사하였다. 또한, 지반변형속도가 빠른 경우 항복후 지반변형은 거의 일정하며 소성흐름시 매설관직경의 크기와는 무관하게 지반변형속도에 따라 거의 비례적으로 증가하였다.
- (2) 지반파괴모형의 썩기점점의 파괴각은 홍원표 등(2002)에 의하여 제시된 바와 같이 Prandtl의 파괴각과 일치하였으며 이때 파괴면에 연한 점토의 시간의 존성에 대한 영향을 고려하기 위하여 점성모델을 도

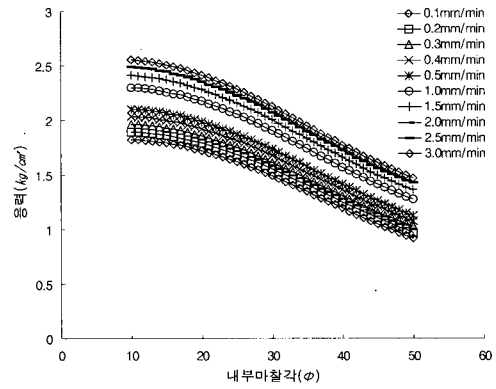


그림 21. 내부마찰각의 영향

입하였고, 지반변형속도와 매설관 주변지반의 파괴모드를 모두 고려할 수 있도록 점탄성이론식을 제안하였다.

- (3) 제안식은 지반변형속도가 증가함에 따라 지반변형 초기 급격한 용력증가를 보이나 5mm 이상의 지반변형이 발생하면 일정용력상태로 수렴하는 경향이 있고 지반변형속도증가에 따라 실험치와 이론식에 의한 토압이 비교적 잘 일치하고 있다. 한편 지반변형량이 0인 경우 매설관이 정지상태에서 측방토압을 받고 있음을 알 수 있다.
- (4) 점성토에서의 지반지지력은 내부마찰각이 작은 경우 매설관 직경에 관계없이 관입전단파괴근처에서 발생하며, 하한치(관입전단파괴시)근처에 존재한다는 기존이론과 일치한다. 또한, 매설관에 가해지는 토압은 관입전단파괴부근에 존재하며 제안식을 적용하면 하한치보다 약간 크며 한계치내에 존재하므로 기존이론식들의 제안값을 만족하게 된다.
- (5) 매설관의 영향요소중 횡방향토압은 지층이 균질한 경우 선형적으로 증가하고 내부마찰각의 증가에 따라 매설관에 작용하는 토압의 크기변화는 작지만 조립질에 가까워지면(약 25°~28°)상재압은 증가하지만 작용하는 토압은 급격히 선형적으로 감소하는 경향을 보인다. 이러한 경향은 양호한 토질을 사용하여 매설관 주변의 토압을 경감시킬 수 있음을 알 수 있다.

감사의 글

본 연구는 2000년 중앙대학교 연구기자재 구입지원 프로그램의 도움을 받아 수행한 결과이며 동학교에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

참 고 문 헌

1. 洪元杓(1982). “모래지반속의 말뚝에 작용하는 축방토압”, 대한토목학회논문집, 제3권, 제3호, pp.45-52.
2. 洪元杓(1984). “수동말뚝에 작용하는 축방토압”, 대한토목학회 논문집, 제4권, 제2호, pp.77-88
3. 홍원표, 한중근(2002) “축방변형 지반속 매설관 주변지반의 파괴모드”, 한국환경복원녹화기술학회지, 제5권 제5호(계재가)
4. 홍원표, 한중근, 김진오(2001) “원주공동확장이론에 의한 강그리드보강재의 지지저항산정식”, 대한토목학회논문집, Vol.21, No. 4-C, pp.409-420.
5. Attewell. P. B. and Taylor. R. K.(1984). “Ground movement and their effects on structures”, pp.76-131.
6. Jumikis, A. R.(1964) : Mechanics of Soils, D. Van Nostrand Company.
7. Matsui, T., San, K. C., Nabeshima, Y. and Amin, N. U.(1996) : “Bearing Mechanism of Steel Grid Reinforcement in Pullout Test”, Proc. of the Intl. Symp. on Earth Reinforcement, IS Kyushu, pp.101-105.
8. O'Rourke. T. D and Lane. P. A.(1989). “Liquefaction hazards and their effects on buried pipeline”, National Center for Earthquake Engineering Research, pp.4-1-4-15.
9. Palmeira, E. M. and Milligan, G. W. E.(1989): “Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-out Tests of Grids Buried in Sand”, Géotechnique 39, No.3, pp.511-524.
10. Peter, L. M. and Anderson, L. R.(1980) : “Pullout Resistance of Welded Wire Mesh Embedded in Soil”, Report to the Hilfiker Company, Utah state university.
11. Sergei. S. V.(1986): “Rheological Fundamentals Of Soil Mechanics”, Developments in Geotechnical Engineering, 36, pp.121-122.
12. Spangler. M. G. and Handy. R. L. (1982), Soil Engineering, 4th Edition, Harper&Row Publishers.
13. Venkatramiah, C.(1993): Geotechnical Engineering, John Wiley and Sons.
14. Vesic, A. S.(1972): “Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass”, Proc. ASCE, Vol.98, No.SM3, pp.265-290.
15. Wiseman, G., Birnbaum, A. and Mazurik, A.(1995) : “Testing a Welded Wire Mesh-Geotextile Composite”, Asian Regional Conference, Beijing, China, pp.457-462.
16. 西尾(1974), X線を利用した埋設管土荷重解析について(第1報), 東京瓦斯綜合研究所報告 土質工學會編(1985): 杭基礎の設計法とその解説, 土質工學會.
17. 松尾.(1975), “Marston-Spangler 理論の設計への適用に関する研究” 土質工學會論文報告集, 第15卷, 第2号, pp.97-107.
18. 山口柏樹(1975): “彈塑性解析によるクイの先端支持力式とその適用性”, 土の基礎, Vol.23, No.7, pp.7-11.

(접수일자 2002. 4. 29, 심사완료일 2002. 9. 20)