

함수량이 다른 오염지반의 측방유동압 산정에 관한 연구

A Study on the Calculation of Lateral Flow Pressure of Polluted Soils with Various Water Contents

안종필(Ahn, Jong Pil)

조선대학교 공과대학 토목공학과 교수

박경호(Park, Kyung Ho)

(주) 승화이엔씨 부설 기술연구소 연구원

요약/Abstract

오염된 연약지반에 편재하중이 작용하게 되면 지반 중에 침하, 측방변위, 융기 및 전단파괴 등의 큰 소성 전단변형이 발생하게 되고, 때로는 지반과 구조물에 막대한 손상을 초래하게 된다. 따라서 본 연구는 오염된 연약지반의 실내모형실험을 실시하였으며 측방유동압의 결정방법을 기존의 이론식과 비교하여 분석하였다. 모형실험은 먼저 모형재하장치를 제작하고 토조 안에 오염된 지반시료를 채워 비배수상태에서 하중을 일정한 시간 간격으로 재하하여 변형상태를 관측하였다. 그 결과 편재하중을 받는 오염된 연약지반에서의 측방유동압은 $P=K_0YH$ 식에 의해서 산정함이 비교적 적절하며, 측방유동압의 최대값은 토층두께(H)의 0.3H 부근에서 발생하였다. 또한 종합형과 Poulos의 분포형태 및 오염되지 않는 연약점토(CL, CH) 지반보다 지표면측으로 상승하여 발생하였다.

주요어 : 실내모형실험, 오염된 연약지반, 측방유동압

When unsymmetrical surcharge is worked on polluted soft soils, large plastic shearing deformation such as settlements, lateral displacement, upheavals and shearing failure occurred in the soils and they have often done considerable damages to the soils and structures. Accordingly, this study conducts laboratory pilots test to investigate the determination method of lateral flow pressure of polluted soft soils by comparing it to existing equations. The model test is performed that a model stock device is made and polluted soils are filled in a container which fixes the soils. Then the displacement is observed as surcharge load is increased by regular intervals at undrained condition. The result shows that test the lateral flow pressure is adequately calculated by the equation ($P=K_0YH$) and the maximum value of lateral flow pressure is found near 0.3H of layer thickness(H) and is higher to ground surface than synthesis pattern, Poulos distribution pattern and soft clay soils(CL, CH) which is not polluted.

Key Words : laboratory pilot tests, polluted soft soils, lateral flow pressure

1. 서 론

인구증가와 산업발달에 따른 도시 및 생활폐기물 등의 증가로 인해 환경오염 및 생태계파괴 등의 제반문제가 크게 제기되고 있는 실정이며, 가정용 생활오폐수나 산업폐수 및 폐유 등의 처리과정에 있어 오염물질을 부적절하게 처리함으로써 인하여 오염물질이 지반속으로 유입되어 오염성분에 의한 흙의 전기적 및 화학적 성질을 변화시키고 동시에 흙의 역학적 성질인 일축압축강도(q_u), 비배수전단강도(C_u), 지반계수(E_s), 지반반력계수(K_h) 등 지반의 강도정수에 직접적인 영향을 미치게 된다. 특히 지반과 구조물의 안정문제에 대한 불리한 조건을 갖는 연약지반에 있어서는 지지력의 결정과 측방유동의 조건 및 안정관리 방법 등에 큰 변화를 가져올 수 있다는 점이다.

또한 쓰레기 매립장의 침출수나 공장에서의 산업폐수 등의 오염물질이 지하수와 복합되어 연약지반 내로 유입되면, 지반의 간극수압이 증가하고 오염물질의 유희작용에 의해서 지반중의 점착력이나 마찰력 등에 의한 전단저항의 감소에 따라 토립자의 소성유동을 크게 증가시켜 과도한 지반의 침하량과 측방변위량 및 지표면의 융기량을 증가시키는 것과 같이, 연약지반의 전단저항에 의한 응력의 구속이 현저하게 감소하므로써 과도한 변위량이 발생하게 되고 지반의 불안정을 초래하게 된다.

매우 작은 지지력을 갖는 오염된 연약지반 위에 성토나 매립을 실시하거나 교대나 안벽 등과 같은 구조물을 설치하게 되면 재하에 의한 지중응력이 증가하고 지반내의 과잉간극수압이 증가하여 측방유동압이 발생되면서 자유표면의 융기현상이 발생하게 되고, 결국에는 국부적인 활동 및 전단파괴를 유발하여 지반구조물의 안전성에 있어서 큰 문제를 일으키게 된다.

Tschebotarioff(1973), Tavenas(1979, 1980)는 다수의 현장실험결과를 이용하여 측방유동의 발생기구와 침하량 및 측방유동량의 관계에 대하여 분석하였다. 그리고 실측치와 계산치를 상호 비교·분석하고 측방변위량의 분포상태 및 크기

를 산정할 수 있는 제안식을 발표하여 측방유동의 이론적인 체계를 정립한 바 있다.

근래에 있어서는 연약지반의 변형허석의 복합적인 성질과 비선형적 변형-경과시간의 관계를 고려한 유한요소해석이 행해지고 있고, 안종필·박상범(1997) 등은 오염된 연약점토지반에 대한 모형실험을 통해 측방변형의 거동과 안정관리방법에 대하여 발표한 바 있다.

지금까지 이러한 많은 연구가 거듭되어 왔음에도 불구하고 이들에 대한 인식의 부족과 적용상의 문제점으로 인해 연약지반상의 설계와 시공단계에서의 정립이 불확실한 상태이며, 특히 오염된 연약지반의 측방유동에 대한 연구 및 실질적인 적용면에서는 아직까지 미흡한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 모형실험용 재하장치를 이용하여 오염물질을 함유한 연약지반중에 함수량을 일정하게 증가시키면서 재성형한 시료를 토조내에 거치한 후 편재하중을 재하하여 모형실험을 실시하고, 이러한 오염지반의 모형실험결과를 통하여 오염지반의 침하와 측방유동 등의 제반 소성변형에 대해 조사하고, 기존의 연구결과와 비교·분석하여 실제 오염된 지반의 구조설계시에 구조물이 받게 되는 피해를 예측하여 지반의 변형에 대한 안전설계를 도모하고자 하는데 목적이 있다.

2. 오염지반의 측방유동

2.1 측방유동의 메카니즘

연약지반의 측방유동에 대하여 지반과 구조물을 보존하기 위하여 오염된 지반속에 연직말뚝을 설치하게 되는데, 오염된 연약지반속에 말뚝이 존재하면 주변지반과 말뚝의 상호작용에 의해 토립자의 수평방향의 측방유동에 의한 압력을 받게 되어 말뚝이 변형하거나 심지어는 파괴에 이르기도 하는데, 이러한 말뚝을 수동말뚝이라고 한다(洪, 1983, 中國支部, 1991). 또한 성토 등의 상재하중에 의해서 측방유동의 작용을 받고 있는 연약지반이나 그 속의 수동말뚝에 대한 측방유동압은 상재하중의 규모나 형상과 지반의 구성이나 역학적 특성 및 말뚝의 배치나 강성

등의 여러 요인에서 영향을 받기 때문에 그의 정량적인 파악에는 많은 어려움이 따른다.

일반적으로 연약지반은 함수비가 높고 압축강도가 작은 점토나 실트 및 유기질토 등의 세립토지반으로 구성되어 있으며, 공극비와 압축성이 큰 반면 전단강도와 투수성이 적기 때문에 성토나 구조물 등의 안정과 시공과정에 대해 큰 문제를 발생시키는 것이 보통이다. 지금까지 이러한 연약지반에 성토를 한다든지 구조물을 건설할 경우에는 지반침하와 지지력 및 원호활동에 대한 안정성의 평가가 주된 검토대상이었다. 여기에 연약지반중에 쓰레기 매립장의 침출수나 생활하수 및 공장폐수 등 오염물질의 유입되면 지반이 오염되어 지반의 역학적 거동에 심각한 영향을 미치게 된다.

그러나 연약지반에 성토를 실시하거나 교대 및 잔교 등의 구조물을 설치하고 뒷채움을 시행하거나 굴착을 하므로써 편재하중이 작용하게 되면, 지중의 응력이 증가하고 간극수압이 증가하는 등에 의하여 토립자가 측방으로 소성변형을 일으키어 측방유동을 유발하게 된다. 이러한 원인에 의하여 발생한 측방유동압은 구조물이나 지반에 과다한 변형을 일으키거나 파괴를 유발하는 경우가 많다(안종필, 1993, 日本土質工學會, 1994).

국내에서도 최근 들어 많은 성토와 구조물의 측방유동으로 인한 피해사례와 문제가 발생하면서 그에 대한 관심이 집중되고 있으나, 국내 여건에 맞는 적절한 기술적 이론이 확립되지 않으므로 인해 기술축적이 부족한 상태이며, 특히 지반의 오염문제와 더불어 발생하는 연약지반의 측방유동의 거동에 대한 정확한 예측과 지반의 안정관리를 위한 설계기준의 마련이 절실하게 요구되어지고 있는 실정이다.

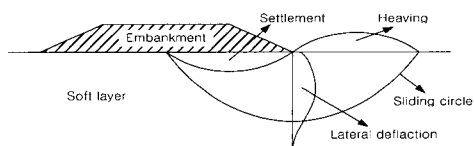


Fig. 1. Pattern of the lateral flow and failure in soft soils by embankment

또한 Fig. 1과 같이 연약지반위에 편재하중이 작용하면 하부지반은 재하에 의한 응력이 증가하고 간극수압의 변화로 인한 체적이 수축되면서 탄성변형에 의한 침하가 발생한다. 그러나 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기도 전에 지속적인 하중의 증가에 따라 지반 속의 과잉간극수압의 증가로 인하여 소성평형의 상태로 이전되면서, 측방유동압이 작용되어 지반의 강도저하와 간극수압의 소산에 의한 지반의 저항력의 감소로 인하여 토립자의 소성화에 의한 수평적인 측방변위와 지표면에는 융기현상이 발생되며, 지반은 침하량에 비하여 측방변위량 및 지표면 융기량이 크게 증가하고 결국에는 활동에 따른 전단파괴가 유발되어 지반 및 구조물의 안정이 위태롭게 된다(안종필, 1994).

Tavenas(1979, 1980) 등은 재하시간이나 그 이후의 방치시간을 포함한 전기간 중의 점토지반의 변형거동을 Fig. 2와 같이 재하시점으로부터 한계하중까지의 실질배수거동(OA)과 그 이후부터 극한하중까지의 실질비배수거동(AB) 및 장기배수거동(BC)의 3단계로 나누어서 설명하였다.

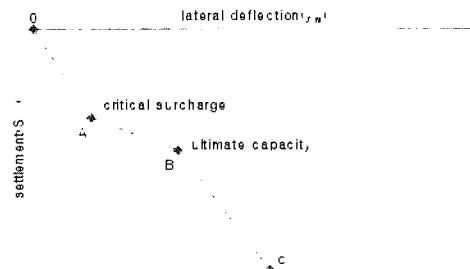


Fig. 2. The pattern of lateral flow by Tavenas

재하초기(OA)에는 어느 정도 과압밀배수상태에 있는 지반이 하중의 증가에 따라 간극수압의 소산은 없고 응력경로가 K_0 의 상태로 접근하면서 측방변위는 미소하여 탄성적인 침하가 인식되어 지며, 재하의 종료가 가까워지면 유효응력이 증가하여 비배수정규압밀상태로 이전되어 항복하여 압축성이 급증하고, 침하량과 같은 비율로 측방변위량의 급격한 증가에 따라 지반의 소성화가 촉진되면서 측방변형 및 지표면의 융

기가 발생하게 되며, 측방유동의 대부분이 이 구간에서 발생하게 된다. 또한 하층의 증가없이 장기간의 시간이 경과하면(BC) 압밀이 진행되어 측방변위량은 침하량보다 더 작게 된다. 침하량에 비해 측방변위량이 감소함으로 인하여 지반의 소성화 현상이 점진적으로 감소하며 지반이 안정화되는 경향을 보인다 Tavenas(1979, 1980).

2.2 오염물질의 성질과 거동

지반오염을 유발시키는 유기화합물의 소수성 액체의 총칭인 NAPL(Nonaqueous Phase Liquid)은 휘발, 용해, 흡착, 생분해라는 4가지의 지중변환과정을 거치게 되며, 침출수와 같은 오염원의 주요성분은 BTEX (Benzene / Toluene / Ethlybenzene / Xylene)로서 공장폐수 등의 유해성분이 많이 함유된 물질이 오염원의 주성분이다. 지반을 오염시키는 밀도가 작은 LNAPL(Light Nonaqueous Phase Liquid)은 주로 석유추출물이며, 그 추출물은 용해도가 다양한 여러 화합물질로 구성된 복합물질의 유기화합물이며, 오염원을 구성하는 성분으로는 Cl, Fe, Cu, Na, N 및 염소계통의 유기물과 PCB 등이 있다(안종필, 1997).

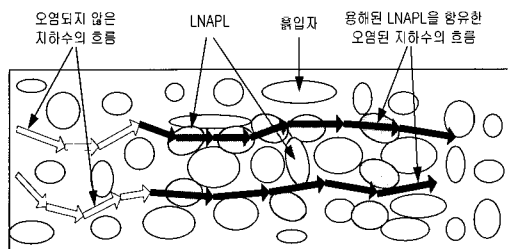


Fig. 3. Groundwater pollution by solution of LNAPL

Fig. 3은 지반의 오염물질 즉 침출수가 지하수의 흐름을 따라 이동하여 오염범위를 확산시키는 현상을 나타낸 것이다. LNAPL의 양이 적은 경우에는 LNAPL이 비포화도층을 통과하면서 모관장력에 의하여 간극 속에 남게되어 단속적인 덩어리를 형성하며, 누출된 LNAPL의 양이 많은 경우에는 불투수층과 같은 차단벽까지 이

동하거나 지하수의 영향을 받게 된다. 모관영역에 도달한 LNAPL은 중력과 모관장력에 의하여 횡방향으로 이동하여 포화영역의 상부 경계층을 따라 연속적인 자유층을 형성한다. 오염물질의 이동은 동수경사가 최대인 방향으로 이루어지지만 초기에는 다른 방향으로도 약간의 이동이 생기기도 한다.

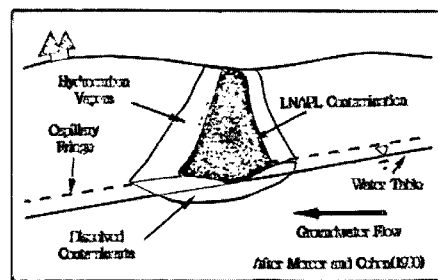


Fig. 4. Leakage and groundwater flow of LNAPL

Fig. 4와 같이 대규모의 연속적인 LNAPL덩어리에 의한 압력 때문에 모관 영역과 지하수위가 하강하며, 오염원이 제거되어 LNAPL이 횡방향으로 이동하면 LNAPL에 의한 압력이 감소하여 지하수위가 다시 상승하고, 지하침투수나 빗물이 LNAPL과 접촉하여 친수성오염대를 형성하기도 한다. 지하수의 유속이 빠르고 간극물이 큰 경우 LNAPL의 용해도 빠르게 진행된다. 토립자에 흡착된 LNAPL(오염물질)은 흡입자로부터 쉽게 떨어져지지 않으므로 장기적인 지반오염을 초래하게 되고, 양수처리공법(Pump-and-Treat)으로 지반정화를 시도할 때 초기에는 오염농도가 많이 떨어지나, 시간이 지날수록 어떤 한계점으로 떨어지지 않는 잔존현상(Tailing Effect)으로 지반오염이 장기화된다(안종필, 1997).

이러한 오염물질이 연약지반대로 유입되어 지반중의 간극수압을 증가시키고 점착력이나 마찰력 등의 전단강도를 감소시킴으로서 토립자의 소성유동을 증가시켜 과도한 침하량과 측방변위 및 용기량이 확대되는 요인으로 작용하고 응력의 구속의 저하에 따라 변위량이 발생하게 되는 것이다.

2.3 측방유동압의 해석법

성토나 구조물 등의 상재하중에 의해서 축방 유동의 작용을 받고 있는 연약지반이나 그 속에 설치된 수동말뚝에 작용하는 축방유동압은 상재 하중의 규모나 형상, 지반의 구성조건이나 역학적 특성 및 말뚝의 배치나 강성 등의 여러 요인에 의해서 영향을 받기 때문에 그의 정량적 파악에는 많은 어려움이 따른다.

Tschebotarioff(1973)는 축방유동압의 분포에 대하여 연약층의 중앙에 최대축방유동압을 적용하고, 지표면과 연약층의 저면에는 축방유동압의 작용을 무시한 Fig. 5와 같은 이등변삼각형분포로 규정한 간이식 방법에 의한 축방유동압을 제안하고, 최대축방유동압을 식(1)로 계산하였다.

$$P_{max} = a \cdot \gamma H \cdot B \quad (1)$$

여기서, a 는 유동압계수(0.4), γH 는 상재하중, B 는 유동방향의 폭이다.

Fig. 6과 같이 지반의 실측변위를 알고 있을 경우에는 축방변위의 분포형태를 축방유동압의 분포형태와 같다고 생각하여 실측변위로부터 식(2)와 같이 축방유동압을 결정하지만, 실측변위를 알 수 없을 경우에는 Boussinesq의 탄성해나 F.E.M을 이용하여 변위를 추정하였다(日本道路協會, 1985).

$$P_{(z)} = K_h \cdot y_z \cdot B \quad (2)$$

여기서, K_h 는 수평방향 지반반력계수, y_z 는 지반의 축방변위량, B 는 기초폭이다.

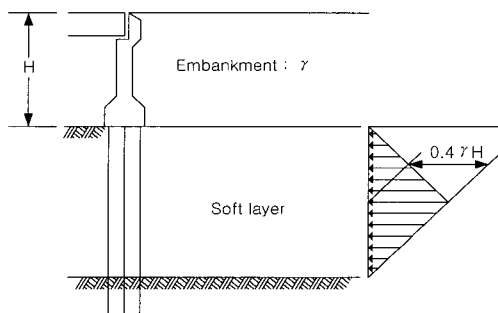


Fig. 5. Distribution of Lateral pressure by Tschebotarioff

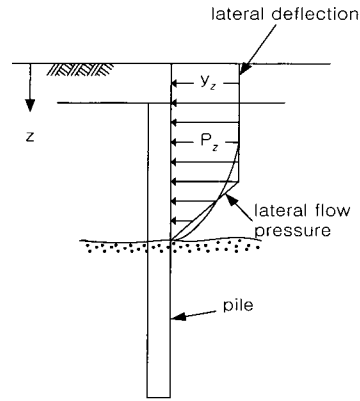


Fig. 6. Distribution of Lateral pressure by the measured deflection

또한 상재하중의 작용에 의해 재하면 하부지반이 탄성평형상태에 도달하기까지는 지반중의 정지토압에 의한 축방유동압 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 가 지반의 저항력과 평형상태에 있지만, 상재하중이 증가함에 따라 응력의 평형이 파괴되어 소성평형상태의 압밀에 이르게 되면 지반내 응력의 저하로 인하여 $P_{max} = K_{0.4} \gamma H$ 의 축방유동압의 작용에서 평형이 파괴되어 지반의 축방유동이 발생하게 된다. 그러나 실제로는 압밀의 진행에 따라 응력의 감소는 그리 크지 않고 소성평형상태에 접근함에 따라 Thixotrophy현상에 기인하여 오히려 강도회복 및 증가현상을 보이고 있는 것으로 보아 적어도 탄성평형시의 기본식인 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 에 의해 축방유동압을 산정함이 적당하다고 제안하였다(안중필, 1994).

$$P_{max} = K_0 \gamma H \quad (3)$$

다음으로 Matsui & Ito 및 Hong(1982) 등은 말뚝이 연약지반속에 설치되어 있는 경우에는 말뚝주변지반의 소성상태와 말뚝간격을 고려한 점토지반의 축방유동압을 계산하는 이론식을 식(4)와 같이 제안하였으며, 만약 축방유동이 큰 폭으로 진행된 상태에서 축방유동압을 구하는 경우에는 식(5)에 의해 개략적으로 산정할 수 있다고 제안하였다.

$$P(z) = CD_1[3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \cdot \tan(\pi/8)] + \sigma_H(D_1 - D_2) \quad (4)$$

$$P_{\max}(z) = 1.6 P(z) \quad (5)$$

여기서, C=접착력, D₁=말뚝의 중심간격, D₂=말뚝의 순간격, σ_H=수평토압

3. 모형실험

3.1 모형실험장치의 제작

모형실험은 먼저 모형실험용 재하장치(토조)를 제작하여 토조안에 오염물질의 함유량을 일정하게 유지한 상태에서 함수량을 일정하게 증가시킨 7종류의 오염된 재성형 모형지반을 거치하고, 편재하중을 일정한 시간간격으로 재하시켜 각 하중단계의 변형거동을 관측하여 분석하는 순서로 진행하였다.

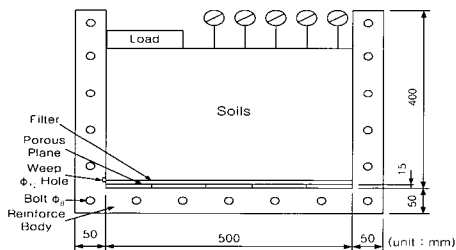


Fig. 7. Front view of model test apparatus

모형실험장치의 측면에는 마찰의 영향을 현장조건과 비슷하게 고려하기 위하여 오일을 바르고 편면재하를 시켰으며, 본 연구에서 사용된 모형실험장치의 모식도는 Fig. 7과 같다.

모형재하장치에서 변형을 관측할 수 있도록 재하틀의 전면에 60×50×2cm의 투명한 아크릴판을 부착하였으며, 같은 크기의 강판을 배면에 부착하여 강성을 유지하였다. 양측면에 15 × 40 × 0.6cm의 강제보강판을 부착시켜 강성을 증가시켰으며, 저면에는 50cm×15×12cm의 강판을 부착하여 재하지반의 변형을 억제하였다. 그리고 아크릴판의 변형을 방지하기 위해 모형토조의 사각모서리 부분에 폭 5cm, 두께 5mm

의 보강재를 설치하여 지지시켰다. 측면의 보강재와 전면 및 배면판 접합부에 배수를 방지하기 위하여 Rubber Packing을 삽입하여 Bolt로 접합하였으며, 토조 하부에 2cm 높이의 투수공간을 설치하여 배수를 유지토록 제작하였다.

3.2 모형실험의 방법

모형실험은 동일한 입도분포를 갖는 포화된 오염지반 시료(ML)에 오염물질인 가정용 세제류(삼푸, 린스, 세탁세제, 가루비누, 주방세제)와 중금속성분을 함유한 산업폐유를 혼합하였다. 첫번째 시료는 자연함수비 상태에서 세제류와 산업폐유를 같은 비율로 혼합하였으며(W000로 표기), 두번째 시료는 함수량을 20% 증가시켜(W020) 제작하였다. 각 시험단계마다 20% 함수량을 일정하게 증가시켜 120%(W120)까지 7종류의 시료를 재성형하여 실제 오염된 지반의 조건과 유사하게 조성하여 토조 안에 거치하였다.

모형지반이 안정되면 관측창을 분리하고 시료의 전면에 백색의 수성페인트로 2cm 간격의 격자망을 그린 후 관측창을 다시 결합하여 관측창의 격자망과 일치시킨 다음, 비배수조건에서 일정한 시간간격으로 각 단계마다 q=0.05kg/cm²의 증분으로 편재하중을 재하하여 지반의 침하량과 측방변위량 및 용기량의 변화와 활동전단과괴 등의 변형거동을 정밀한 카메라로 촬영하여 관측하는 순서로 진행하였다.

또한 각각의 재하단계마다 시간경과에 따라 재하판 우측의 지표면상에 5cm 간격으로 설치한 용기량 측정용 다이얼 게이지를 설치하여 변위량이 15분 동안에 1/100mm 이하가 되면 변형이 정지된 것으로 보고 다음 단계의 하중을 작용시켰다.

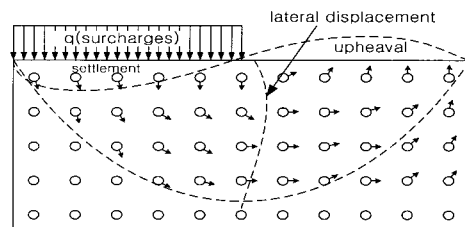


Fig. 8. Displacement of particles in soils by model test

Fig. 8은 모형실험에서 하중의 작용에 따른 지반내의 토립자의 변위형태를 변위벡터로서 도시한 것이며, 재하판의 하중이 작용함에 따라 재하판 좌단하부의 토립자들은 우측하단으로 이동하는 경향을 보이며, 재하판의 우측하단의 토립자는 자유단쪽으로 이동하는 경향을 보인다. 이러한 토립자의 측방유동에 기인하여 자유단측에는 수평방향의 측방변위와 지표면이 부풀어오르는 융기현상이 일어난다.

동성을 증가시키는 것으로 사료된다.

Table 1. Constituent elements of model soils(%)

구성원소	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
Al	32.90	34.65	36.06	36.15	36.88	36.94	37.48
Zr	22.80	21.93	21.79	17.80	17.77	16.78	15.95
Fe	9.03	10.03	10.10	10.18	10.21	10.33	10.51
Cu	9.32	9.78	9.85	10.43	10.92	11.23	12.54
Se	8.14	8.34	8.44	8.64	8.64	8.84	9.12
K	7.48	6.37	6.07	7.27	6.78	7.33	7.52
Ti	5.56	4.65	3.00	2.81	2.90	3.10	3.13
Ca	2.18	2.29	2.98	3.28	2.78	2.76	2.30
Mg	1.00	1.80	0.94	1.72	0.83	0.96	1.12
합계	98.41	99.84	99.23	98.28	97.71	98.27	99.67

4. 실험결과 분석 및 고찰

4.1 오염지반의 공학적 성질

모형실험에 사용된 지반시료는 전남 화순군 춘향면 지역의 지표면 아래 3~4m 깊이에서 채취하였으며, 채취된 시료에 대해 2mm 이상의 자갈 및 세편(細片)은 체로 쳐서 제거한 후 재성형하여 사용하였다.

또한 Table 1은 오염물질이 혼입된 지반시료의 구성원소화합물을 나타낸 것이며, 극히 소량의 원소화합물을 제외한 대표적인 9가지의 구성원소성분 만을 나타낸 것이다. 함수량의 변화에 따른 오염지반의 구성원소화합물은 Al, Fe, Cu, Se는 함수량의 증가에 따라 점차 증가하는 경향을 나타내는 반면에 Zr는 점차 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 이러한 급속성분은 함수량의 증가와 더불어 토립자의 산성화를 촉진시켜 지반의 풍화와 소성화를 유발하므로써 지반의 유

사용시료는 입도분석결과 조립분의 함유량이 상당히 많은 것이 지반시료의 소성의 저하에 영향을 미친 것으로 생각되며, Fig. 9는 모형지반의 소성도를 나타낸 것으로 저소성 실트(ML)로 분류된다.

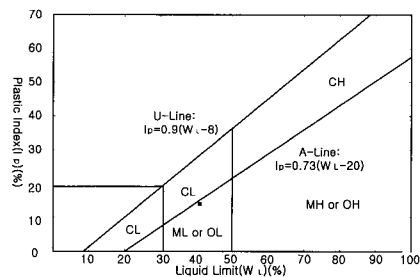


Fig. 9. Plasticity chart of model soils

Table 2. Physical properties of the model soils

No	W (%)	Gs	Ip (%)	Ic	Cc	e	yt (g/cm ³)	Es (kg/cm ³)	Kh (kg/cm ³)	Cu (kg/cm ²)	Sr (%)
W000	31.04	2.656	10.01	0.732	0.255	0.918	1.801	1.321	0.278	0.084	96.08
W020	33.21	2.662	9.80	0.726	0.273	0.968	1.764	1.162	0.245	0.070	98.62
W040	35.86	2.667	9.37	0.719	0.281	1.026	1.720	1.098	0.231	0.064	99.45
W060	38.26	2.671	8.65	0.603	0.301	1.075	1.668	0.895	0.188	0.046	101.05
W080	40.67	2.678	8.32	0.589	0.320	1.096	1.613	0.798	0.168	0.037	105.48
W100	43.17	2.683	7.88	0.556	0.338	1.136	1.556	0.732	0.154	0.031	108.97
W120	46.14	2.697	7.63	0.418	0.354	1.216	1.534	0.671	0.141	0.025	110.23

사용시료의 물리적 특성은 Table 2와 같이 함수량은 31.04~46.14(%), 소성지수는 7.63~10.01(%), 간극비는 0.918~1.216, 비배수 전단강도는 0.084~0.025(kg/cm²)의 범위에 있다. 또한 액성한계와 소성한계는 각각 32.37~43.33(%)와 22.36~35.70(%)의 범위이며, 건조단위중량과 일축압축강도는 각각 1.025~1.352(g/cm³)와 0.050~0.169(kg/cm³)의 범위이다.

또한 오염지반의 함수량이 증가할수록 비중, 액성한계, 소성한계 및 간극비 등은 증가하고, 일축압축강도와 비배수전단강도 등은 감소하는 경향을 나타내었으며, 이는 함수량이 증가함에 따라 간극수압의 증가와 오염물질이 유통작용에 의한 증가에 따라 지반의 소성화를 촉진시키는 것에 기인한 것으로 사료된다.

Table 2의 지반계수(E_s)는 일축압축실험의 결과에 의한 응력-변형률곡선에서 침투응력의 1/2에 상당하는 점($q_u/2$)을 지나는 곡선의 할선 구배 E_{50} 을 활용하는 $E_s=q_u/2 \times \epsilon_{50}$ 과 Marche & Lacroix(1972)가 제안한 최소치인 $E_s=15C_u$ 및 콘관입시험결과로부터 결정된 $E_s=20C_u$ 의 평균치를 이용하였다(건설부, 1975, Das, 1984).

수평방향지반반력계수(K_h)는 도로교 하부구조 설계지침에 의하여 얇은기초의 저면지반에 대한 $K_h = E_h / (1 - \mu_s^2) B_h I_p$ 와 케이슨기초 저면지반에 대한 $K_h = 12.8 K_{h0} B_h^{-3/4}$ 및 평판재하시험의 결과를 이용하여 계산한 $K_h = K_{h0} (30 / B_h)$ 의 평균치를 이용하였다(건설부, 1975).

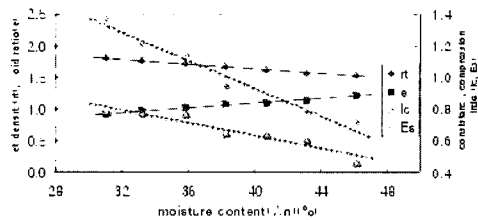


Fig. 10. Relations among wet density, void ratio, consistency index and soil modulus to moisture content

Fig. 10은 오염지반 시료의 물리적 특성의 상호관계를 나타낸 것이며, 함수비의 증가에 따라 습윤밀도와 컨시스턴시지수 및 지반계수는 선형적인 감소경향을 보이고 있으나, 간극비는 선형적인 증가경향을 보이고 있다. 이는 오염물질에 의한 유통작용의 효과와 함수량의 증가가 복합적으로 작용하여 지반내 간극수압의 증가로 인한 측방유동을 유발시켜 토립자의 소성화 경향을 촉진시키는 것에 기인한 것으로 사료된다.

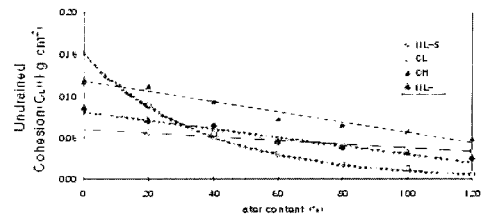


Fig. 11. Relations between water content and undrained cohesion

Fig. 11은 함수량과 오염물질의 증가에 따른 비배수전단강도의 변화상태를 나타낸 것으로 고소성 점토(CH)는 함수량이 증가할수록 선형적인 감소경향을 보이고 있지만, 저소성 점토(CL)은 2차 포물선형의 급격히 감소하는 비선형적인 경향을 보이고 있다. 또한 본 모형실험에 사용한 함수량을 점진적으로 증가시킨 저소성 실트(ML-W)도 선형적인 감소경향을 보이고 있으며 이는 오염물질에 의한 점소성 상태를 나타낸 것으로 함수량이 증가함에 따라 고소성점토와 비슷한 형태를 보이고 있다. 또한 오염물질의 함량을 증가시킨 모형실험(ML-S)의 경우와 같이 함수량의 증가에 따른 비배수 전단강도의 값이 접근하는 경향을 나타내고 있다. 이는 지반내의 함수량의 증가 및 오염물질의 증가의 경우에서 모두 지반의 소성화 작용에 대한 효과가 비슷함을 나타내고 있다.

Table 3과 Fig. 12는 모형실험전의 오염지반의 전단강도와 극한상태의 전단파괴에 도달하였을 경우의 전단강도를 실험을 통하여 실측한 값과 식(6)의 강도증가율(m)을 이용한 전단강도의 증가에 대한 계산값을 비교하여 나타낸 것으로, 전단강도증가율에 따라 계산값이 실측값보다 적은

경향을 나타내었다. 이는 하중의 증가에 따라 오염물질의 유향작용과 간극수압의 소산에 따른 압밀작용으로 인해 소성변형이 진행됨에 따라 지반은 점진적으로 안정화경향을 나타내고 있으며, 계산값은 지나친 안정측에 속한다고 할 수 있다.

Table 3. Increasing value of undrained cohesion(kg/cm2)

Soil No	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
C _{u0} (qu Test)	0.084	0.070	0.064	0.046	0.037	0.031	0.025
C _u (qu Test)	0.179	0.153	0.135	0.102	0.082	0.063	0.051
C _u =C _{u0} +mU Δ p	0.161	0.136	0.124	0.083	0.071	0.056	0.046

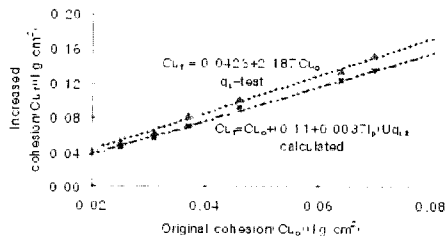


Fig. 12. Relations between the strength and increase of undrained cohesion

$$m=0.11+0.0037 I_P \quad (6)$$

여기서, I_P 는 소성지수를 나타내며, 증가된 전단강도의 계산시의 압밀도는 80%를 기준으로 하여 계산하였다. 이것을 100%의 압밀도를 기준으로 계산하는 경우에는 계산값과 실측값이 비슷한 값을 나타내리라 사료되어 식(6)의 신뢰성이 있음을 알 수 있다.

점토의 비배수전단강도(C_u)는 모형지반에서 직경 6cm, 높이 13cm의 압축시험을 조제한 후에 일축압축시험을 실시한 결과로부터 결정하였다.

4.2 오염지반의 극한하중(지지력)의 결정

오염지반의 축방변형중에서 최대축방유동압은 지반이 극한하중의 상태에 있을때에 발생하기 때문에 극한하중의 결정은 매우 중요하다. 그러므로 극한하중은 오염지반이 탄성평

형상태에서 소성상태로 이행되는 시점에 해당된다. 극한하중은 모형실험에 의한 상재하중과 변위량의 증가관계가 곡선부분에서 무한직선부분으로 이전되는 시점의 하중을 극한하중으로 결정하였다(안종필, 1999).

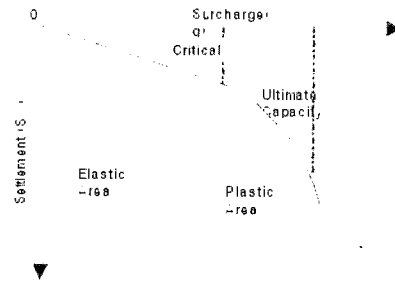


Fig. 13. Critical surcharge and ultimate surcharge

Fig. 13은 하중과 변위량의 관계곡선으로부터 구하여지는 한계하중과 극한하중을 나타낸 것이며, 일반적으로 보통의 지반에 대해서 극한하중에 대한 한계하중의 비는 0.35~0.75의 관계를 나타내고 있다(안종필, 2000).

한계하중과 극한하중은 지반의 탄성평형과 소성평형상태에서의 평형조건에서 결정하거나, 재하판 단부에서의 모멘트 평형조건에서 산정할 수 있으며, 실험에 의한 하중-변위량의 관계에서도 결정할 수 있다.

Fig. 14는 모형실험의 결과에서 구한 하중-침하량의 관계를 나타낸 것으로 여기에서 극한지지력은 소성상태의 곡선부분에서 무한직선으로 다시 이전되는 시점에서의 하중으로 결정하였다.

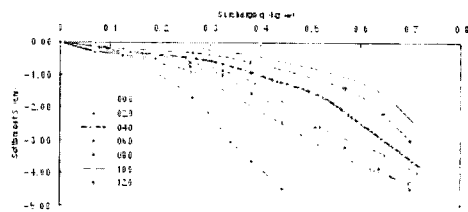


Fig. 14. Relations between surcharge & settlement

Table 4는 모형실험에 의한 하중 침하량곡

선(q_0-S_m), 상용대수에 의한 하중-침하량곡선 [$\text{Log}(q_0-S_m)$]과 침하량-측방변위량곡선(S_m-Y_m) 및 하중-하중/측방변위량비의 곡선($q-q/Y_m$)의 관리도에서 구한 값을 평균해서 극한지지력값을 산출하였다(박경호, 1997).

Fig. 15는 모형실험에 의해 산정한 극한하중을 기존의 제안식으로 결정된 값과 비교하여 나타낸 것이다. 오염되지 않는 저소성 점토(CL)의 극한하중은 $q_{ult}=8.41C_u$ 로 Meyerhof의 제안식($q_{ult}=8.30c_u$)에 근접함을 보였으며, 고소성 점토(CH)의 극한하중은 $q_{ult}=4.73C_u$ 로 Prandtl의 제안값($q_{ult}=5.14c_u$)에 근접함을 보였다(안종필, 1998).

함수량을 달리한 저소성 실트(ML-W)의 실험값은 Tschebotarioff의 극한하중인 $q_{ult}=7.95C_u$ 의 경우와 비슷하게 나타내어 $q_{ult}=8.09C_u$ 와 같은 실험값의 타당성을 보여주고 있으며, 저소성 점토(CL)의 경우와 아주 비슷한 경향을 나타내었다. 이는 ML이 CL에 비하여 입경의 크기가 증가되어 지반의 전단강도가 크게 되지만, 오염물질의 거동에 의한 윤회작용의 효과로 인하여 측방유동이 발생하여 세립토의 경우와 비슷한 전단저항의 감소에 나타낸 것으로 사료된다.

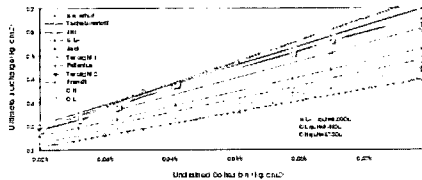


Fig. 15. Relation of undrained cohesion and ultimate capacity

Table 4. Ultimate capacity of model tests

Soil No	(q_0-S_m)	$\text{Log}(q_0-S_m)$	(S_m-Y_m)	($q-q/Y_m$)	q_{ult}
W000	0.6787	0.6787	0.6787	0.5843	0.6530
W020	0.5853	0.5853	0.5853	0.5000	0.5640
W040	0.5457	0.5457	0.5457	0.4440	0.5200
W060	0.4410	0.3980	0.4410	0.3310	0.4120
W080	0.3410	0.3410	0.3410	0.2240	0.3010
W100	0.2472	0.2472	0.2472	0.1700	0.2280
W120	0.2081	0.2081	0.2081	0.1239	0.1870

4.3 오염지반의 측방유동압의 검토

Table 5와 Fig. 16은 7종류의 모형지반에 대한 극한하중 조건에서의 최대측방유동압을 나타낸 것으로 실험값은 선형적인 증가경향을 나타내고 있으며, Matsui·Hong의 제안식에서 구한 값과 $P_{max}=K_0\gamma H$ 의 식에 의하여 산정된 값의 평균값에 접근함을 보여 측방유동압의 결정이 타당함을 보여 주고 있다.

Table 5. Comparison of maximum lateral flow pressure

Soil No	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
$P_{max} - 0.4q_{ult}$	0.216	0.226	0.208	0.165	0.120	0.091	0.075
$P_{max} - K_0q_{ult}$	0.276	0.237	0.216	0.168	0.122	0.091	0.078
$P_{max} - KhY_m$	0.321	0.279	0.277	0.179	0.121	0.102	0.069
$P_{max}(Matsui)$	0.379	0.333	0.314	0.255	0.181	0.224	0.136

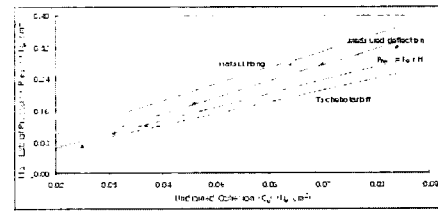


Fig. 16. Relations between undrained cohesion and maximum lateral flow pressure

그러나 Tschebotarioff의 간편식과 안종필(1993)의 제안식 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 는 상당히 유사성을 나타내고 있으나 실험값보다 과소값을 나타내어 다소 안전측에 해당한다. 함수량이 감소할수록 Matsui · Hong의 이론식은 지나치게 과대값을 나타내고 있으며, 실험값은 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 식과 Tschebotarioff의 간편식의 값에 근접하는 경향을 나타내어 지반의 전단저항의 증가에 따라 증가폭이 점진적으로 둔화되고 있음을 알 수 있다.

Fig. 17은 지반의 극한하중과 실측변위에서 구한 최대축방유동압의 관계를 나타낸 것으로, 오염지반의 함수량이 증가할수록 즉 지반의 극한지지력이 감소할수록 최대축방유동압이 선형적으로 증가되고 있는 경향을 나타내고 있다. 이는 역으로 오염지반의 함수량이 증가함에 따라 과잉간극수압의 증가와 지반내의 오염물질의 유회작용이 촉진되어 소성유동이 크게 확대됨에 기인한 것으로 사료된다. 또한 모형실험의 결과 극한하중과 최대축방유동압은 식(7)와 같은 관계가 있음을 알 수 있다. 이에 따라 지반의 극한지지력으로부터 최대축방유동압을 결정할 수 있다.

$$P_{max} = -0.495q_{ult} + 0.434 \quad (7)$$

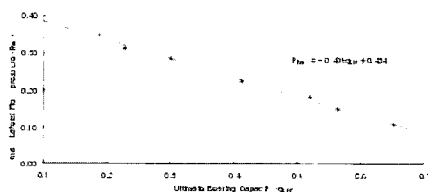


Fig. 17. Relations between ultimate capacity and maximum lateral flow pressure

Fig. 18은 모든 오염지반에서 각각의 재하 단계에 대한 하중의 증가에 따른 최대축방변위량의 발생깊이를 연결한 최대축방변위의 발생경로를 나타낸 것으로, 최대축방유동압은 최대축방변위량이 발생하는 깊이에서 유발되므로 최대축방변위량은 오염지반이 토층두께(H)의 H/3보다 상부층에서 발생하였으며, 오염지반의 최대축방변위량의 발생위치가 전단

강도의 증가에 따라 지표면방향으로 상승하여 나타남 알 수 있다. 이는 함수량의 증가에 따라 과잉간극수압의 증가와 오염물질의 유회작용에 의해 지표면 부근지반의 응력구속의 감소에 기인한 것으로 판단된다. 오염되지 않는 연약점토지반(CL, CI)의 최대축방변위량의 발생깊이는 토층두께(H)의 0.35H 깊이 부근에 집중되는 경향과 비교하면 오염지반의 최대축방변위량의 발생깊이가 지표면방향으로 상승함을 알 수 있다.

Fig. 19는 축방유동압의 깊이방향에 대한 분포 형태를 알아보기 위하여 실측변위에서의 산정법을 안종필(1993)이 제안한 사변형분포와 Tschebotarioff의 2등변삼각형분포 및 Matsui · Hong의 사각형분포를 대표적인 W000와 W060 및 W120의 세경우의 모형지반에 적용하여 비교한 것이다. Fig. 19에서 실측변위에 의한 방법의 각각의 깊이에 대한 실측변위를 알 수 없는 경우에는 적용할 수 없다는 문제점이 있으며, Tschebotarioff의 방법은 연약지반의 최대축방변위량이 토층두께의 중간부분에서 발생하고, 지표면의 축방변위는 무시한다고 하였으므로 중간보다 상부지반에서는 실측변위에서 구한 값보다 상당히 과소값을 나타내고 있다. 또한 Matsui · Hong의 사각형분포는 토층의 중간부분은 실측값과 유사성을 나타내고 있으나, 상부와 하부지반에서는 지나치게 과대값을 나타내고 있는 반면, 안종필(1993)이 제안한 사변형분포법은 대체로 실측변위법에 아주 유사성을 보여주고 있다. 이 방법은 탄성해석을 위한 표준적인 축방유동압을 사변형분포로 가정한 Polous의 이론과도 좋은 유사성을 나타내고 있으며, 실측변위를 알 수 없는 경우에도 전체의 축방유동압의 분포를 간단히 도식적으로 결정할 수 있을 것으로 사료된다.

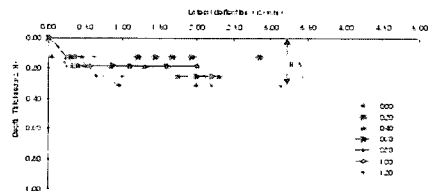


Fig. 18. Relations between maximum lateral deflection and depth of happening

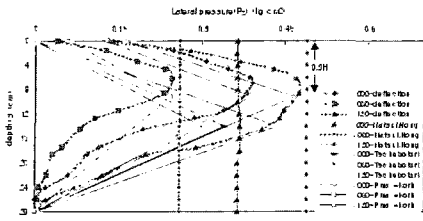


Fig. 19. Distribution shape of lateral pressure

Fig. 20과 같이 오염지반에서 깊이방향의 측방 유동압 분포형태는 사변형분포에서 최대측방 유동압의 값이 토층두께(H)의 H/3 부근에서 발생되어 오염지반의 측방유동압의 분포형태가 혼합형과 Poulos의 분포형태 및 오염되지 않는 연약지반보다 지표면측으로 약간 상승하는 경향을 보이고 있다. Fig. 20(a)에서 지표면에서의 측방 유동압 분포형태가 혼합형은 $P_{max}/2$ 인 반면 Poulos(1980)의 분포는 $P_{max}/3$ 인 차이를 보였다. 최대측방유동압이 작용하는 깊이는 혼합형과 Poulos의 분포형태가 모두 0.4H 부근에서 발생함을 나타내고 있으나, 오염되지 않은 연약지반(CL, CH)의 최대측방유동압은 0.35H 부근에서 발생하여 Tschebotarioff의 H/2와는 상당히 차이가 있음을 알 수 있다. 또한 Fig. 20(b)와 같이 사변형분포는 최대측방유동압이 깊이 H/3 부근에서 발생하였으므로 Matsui · Hong의 최대측방 유동압을 깊이 H/3에 적용하고 지표면의 측방 유동압 $P_0=P_{max}/3$ 를 적용한 다음 연약층의 저면의 측방유동압은 무시하여 각각의 점을 서로 연결한 사변형분포는 실측값과 아주 유사성을 나타낸다고 할 수 있다.

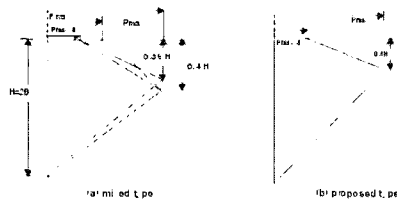


Fig. 20. Depth distribution of lateral flow pressure

또한 세제류 및 폐유로 오염된 지반의 측방유

동압은 종합형과 Poulos의 분포형태 및 오염되지 않는 점토지반(CL, CH)에 비해 다소 지표면측으로 상승함을 알 수 있다. 이는 세제류 및 폐유로 이루어진 오염물질이 토체내의 유회작용을 촉진시켜 소성유동의 증가로 인한 지표면부근 지반의 응력구축이 감소하여 지반의 소성영역이 크게 축소된 것으로 판단된다.

5. 결 론

오염물질의 함유량을 일정하게 하고 함수량을 변화시킨 7종류의 오염된 연약지반에 대한 모형 실험을 실시하여 측방유동에 대한 거동을 분석하여 기존의 이론과 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 오염지반은 함수비의 증가에 따라 간극비가 직선적인 증가경향을 보였으며, 이로 인한 과잉간극수압이 오염물질의 유회작용을 촉진시켜 지반의 소성화를 조기에 유발하는 것으로 나타났다.
2. 오염지반의 극한지지력은 Tschebotarioff의 $q_{ult}=7.95C_u$ 에 비슷하게 나타내어 실험값 $q_{ult}=8.09C_u$ 의 타당성을 나타내고 있으며, 저소성 점토(CL)와 아주 비슷한 값을 나타내었다. 이는 오염되지 않은 지반(CL)의 극한하중에 비해 오염지반의 극한하중은 함수량의 증가와 오염물질의 유회작용으로 인하여 전단저항이 감소됨에 기인한 것으로 생각된다.
3. 최대측방유동압의 실측값은 실험식 Mastui · Hong의 제안식에 의해 산정한 값과 $P_{max}=K_0\gamma H$ 의 식에 의하여 산정된 값의 평균 값에 접근하는 경향을 나타내었으며, 오염지반의 극한하중에 의한 최대측방유동압의 산정은 다음 식으로 계산할 수 있었다.

$$P_{max} = -0.495q_{ult} + 0.434$$

4. 오염지반의 최대측방유동압은 0.3H 깊이에서 발생하였으며, Matsui · Hong의 최대측방유동압을 깊이 0.3H에 적용하고 지표면의 측방유동압 $P_0=P_{max}/3$ 를 적용한 사변형분포는 실측값과 아주 유사성을 나타내고 있다. 이것은 종합형과 Poulos의 분포형태 및 오염되지 않는 연약지반(CL, CH)보다 지표면측으로 상승하여 나타난다.

참 고 문 헌

안종필, 박상범, 박경호, 2000, 농도가 다른 오염지반의 안정관리 방법에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제20권, 제6-c호, 대한토목학회, pp.543~553.

안종필, 박주원, 박상범, 2000, 농도가 다른 오염지반의 측방유동압 산정에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제20권, 제1-c호, 대한토목학회, pp.29~38.

안종필, 박상범, 2000, 오염지반의 공학적 성질 및 거동특성, 2000 지반환경 심포지엄, 한국건설기술연구원, pp.309~354.

안종필, 박상범, 박경호, 1999, 농도가 다른 오염지반의 변형거동에 관한 연구, 영호남 건설관련연구소 학술심포지움 논문집, 영남대학교 방재연구소, pp.65~80.

안종필, 박상범, 박경호, 1999, 함수량이 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, '99 봄 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.481~488.

안종필, 박상범, 1999, 농도가 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, 한국지반공학회 논문집, 제15권, 제6호, 한국지반공학회, pp.57~69.

안종필, 박상범, 1998, 오염된 연약지반의 변위량 분포에 관한 연구, 건설기술연구, 제18-2집, 조선대학교 건설기술연구소, pp.111~138.

안종필, 김병호, 박상범, 1998, 오염지반의 측방유동압 산정에 관한 연구, 학술발표회 논문집, 대한토목학회, pp.237~240.

박경호, 1997, 함수량의 증가에 따른 오염지반의 변형거동에 관한 연구, 석사학위논문, 조선대학교 대학원, pp.75~80.

안종필, 박상범, 박경호, 1997, 매립지의 택지 조성에 대한 문제점 고찰, 대한토목학회지, 대한토목학회, 제45권, 제7호, pp.62~70.

안종필, 1993, 편제하중을 받는 연약지반의 측방유동에 관한 연구, 지질공학(대한지질공학회지), 대한지질공학회, 제3권, 제2호, 9월, pp.177~190.

안종필, 홍원표, 1994, 측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제10권, 제2호, 6월, pp.25~40.

홍원표, 1983, 수평력을 받는 말뚝, 대한토목학회지, 대한토목학회, 제31권 제5호, 10월, pp.32~36.

건설부, 1975, 도로교 하부구조 설계지침(2), 건교부, pp.17~21, 82~92.

土質工學會 中國支部, 1991, 側方流動を受ける受動杭, 日本土質工學會 中國支部, 講習會テキスト, pp.1~25.

土質工學會, 1994, 盛土基礎地盤の側方流動, 地盤の側方流動, 日本土質工學會, pp.1~57, 103~151.

土質工學會, 1979, 土と基礎の沈下と變形の解析方法, 土と基礎の沈下と變形の實態と豫測, 日本土質工學會, pp. 3~58.

土質工學會, 1986, 粘土のいたずち, 粘土の不思議, 日本土質工學會, pp.274~322.

道路協會, 1985, 橋臺の側方向移動, 側方流動を受ける杭の設計, 杭基礎設計便覽, 日本道路協會, pp.207~214, 401~409.

Das, B.M., 1984, Principles of foundation engineering, Brooks/Cole Engineering division, Monterey, California, pp.101~206.

Matsui, T., Hong, W.P. & Ito, T., 1982, Earth pressures on piles in arrow due to lateral soil movements, Soils and Foundations, Vol.22 No.2, pp.71~81.

Marche, R. & Lacroix, Y., 1972, Stabilité des culées de ponts établies sur des pieux traversant une couche molle, Canadian Geotech. Journal. Vol.9, No.1, pp.1~24.

Tavenas, F. & Leroueil, S., 1980, The behaviour of embankments on clay foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol.17, pp.236~260.

Tavenas, F., Mieussens, C. & Bourges, F., 1979, Lateral displacements in clay foundations under embankments, Canadian

안종필, 박경호

- Geotechnical Journal, Vol.16, pp.532~550.
Tschebotarioff, G.P., 1973, Foundations, retaining & earth structures, McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, pp.389~414.
Tschebotarioff, G.P., 1962, Chapter 5 on Retaining structures in foundation engineering (editor Leonards), McGraw-Hill, New York, pp.486~496.
-

안종필(Ahn, Jong-Pil)

조선대학교 공과대학 토목공학과 교수
501-759 광주광역시 동구 서석동 375번지
Tel : 062-230-7086, 018-618-7086
e-mail : jpan@mail.chosun.ac.kr

박경호(Park, Kyung-Ho)

조선대학교 대학원 토목공학과 박사과정
501-759 광주광역시 동구 서석동 375번지
Tel : 062-230-7270
e-mail : x7083@hanmail.net