

오염된 연약지반의 측방유동에 관한 연구

A Study on the Lateral Flow in Polluted Soft Soils

안 종 필 (Jong Pil Ahn)
박 상 범 (Sang Bum Park)

조선대학교 공과대학 토목공학과
조선대학교 건설기술연구소

요약 / ABSTRACT

오염된 연약지반에 편재하중이 작용하는 경우에 있어서 지반의 소성화에 따른 측방유동에 대한 거동을 규명하기 위하여 기존의 이론적인 배경을 고찰하고, 모형실험을 통하여 실측한 결과를 상호 비교·분석하였다.

모형실험은 모형재하장치인 토조와 재하틀 및 재하판을 제작하여 토조 안에 함수비를 일정하게 유지한 상태에서 자연지반의 시료와 오염물질을 점진적으로 증가시킨 지반시료에 대하여 일정한 시간 간격으로 편재하중을 증가시키면서 침하량과 측방변위량 및 용기량 등을 관측하였다. 그 결과 한계하중은 실험값이 Tschebotarioff($q_{cr}=3.0c_u$)의 제안값과 Meyerhof($q_{cr}=(B/2H+\pi/2)c_u$)의 제안값에 근접하여 $q_{cr}=2.78c_u$ 값을 나타냈고, 극한하중은 Prandtl의 제안값에 근접하여 $q_{ult}=4.84c_u$ 값을 나타냈다. 측방유동압은 Matsui·Hong의 이론식에 의해서 산정함이 비교적 적절하며, 측방유동압의 최대값은 토층두께(H)의 0.3H 부근에서 발생하였으며, 복합형과 Poulos의 분포형태 및 오염되지 않는 연약점토(CL, CH)지반 보다 지표면측으로 상승하여 발생하였다. 안정관리방법은 지반의 측방유동에 의한 소성변위량을 많이 이용하고 있는 富永·橋本, 紫田·關口, 松尾·川村 등의 안정관리도에 적용한 결과 松尾·川村의 $\{S_v-(Y_m/S_v)\}$ 관리도와 紫田·關口の $\{(q/Y_m)-q\}$ 관리도에서 얻어진 극한하중은 하중-침하량곡선 ($q-S_v$)에서 얻어진 극한하중 보다 적은 경향을 나타냈다.

주요어 : 모형실험, 침하량, 측방변위량, 용기량, 안정관리방법

This study investigates the existing theoretical backgrounds in order to examine the behavior of lateral flow according to the plasticity of soils when unsymmetrical surcharge is worked on polluted soft soils by comparing and analyzing the results measured through model tests.

Model tests are carried out as follows soil tank, bearing frame and bearing plate are made. By increasing unsymmetrical surcharge to the ground soils with the consistent water content and with gradually increased polluted materials at intervals, the amounts of settlement, lateral displacement and

upheaval were respectively observed. In conclusion, the value of critical surcharge was expressed as $q_{cr}=2.78c_u$ which was similar to those Tschebotarioff($q_{cr}=3.0c_u$) and Meyerhof($q_{cr}=(B/2H+\pi/2)c_u$) had been proposed. The value of ultimate capacity was expressed as $q_{ult}=4.84c_u$ which was similar to that of Prandtl. The lateral flow pressure is adequately calculated by the equation($P_{max}=K_0 \gamma H$) and the maximum value of lateral flow pressure is found near $0.3H$ of layer thickness(H) and is higher to ground surface than the ones in composition pattern, Poulos distribution pattern and softclay soils (CL, CH) which is not polluted. The stability control method used in this research followed the management diagram of Tomimaga · Hashimoto, Shibata · Sekiguchi, Matsuo · Kawamura who use the amounts of plasticity displacement by lateral flow. As a result, the ultimate capacity values in the diagram ($S_v-(Y_m/S_v)$) of Matsuo · Kawamura and in the diagram ($(q/Y_m)-q$) of Shibata · Sekiguchi were smaller than in the ones of load-settlement curve ($q-S_v$).

Key Words : model tests, settlement, lateral displacement, upheaval, stability control method

서론

오염된 연약지반 위에 성토나 매립을 실시하거나 교대나 안벽 등과 같은 구조물을 설치하게 되면 재하중에 의한 응력이 증가하고, 오염물질의 확산에 의하여 지반내의 과잉간극수압이 증가하게 되며 토립자의 소성화로 인한 지반의 수평적인 측방유동압의 작용에 의한 토립자의 측방변위의 발생과 자유표면의 융기현상이 발생되어 결국에는 국부적인 활동전단파괴를 유발하여 지반과 구조물의 안전성에 있어서 큰 문제를 일으키게 된다.

지금까지 연약지반의 지지력 결정에 관해 赤井(1964), Tschebotarioff(1973) 등에 의한 한계하중과 극한하중의 결정방법 등을 비롯하여 많은 연구가 수행된 바 있고, Tavenas(1979, 1980)는 다수의 현장시험의 결과를 이용하여 연약지반에서의 측방유동의 발생기구와 침하량과 측방유동량의 관계 및 실측치와 계산치를 비교·분석하여 측방변위량의 분포상태 및 크기를 산정할 수 있는 제안식을 발표하여 측방유동의 이론적인 체계를 정립하였다.

山口·村上(1975), 紫田·關口(1980, 1982) 등은 연약한 점토지반의 모형실험과 이론해석 및 수치해석의 결과를 비교·분석하여 측방변위량을 예측하는 제안식을 발표하였다.

따라서 본 연구에서는 모형실험용 재하장치를 제작하고 함수량이 일정한 연약지반의 시료에 세제류 및 공장폐유의 오염물질을 혼합 증가시킨 8종류의 재성형시료를 토조내에 거치한 후 편재하중을 재하하여 실험을 실시하였다. 또한 오염물질의 함

량을 일정하게 증가시키면서 모형재하실험을 반복 수행한 후 그 결과를 분석하여 세제 및 폐유로 오염된 연약지반의 지지력의 변화와 측방유동압의 발생깊이 및 분포형태 그리고 안정관리방법에 대한 실제의 적용성을 검토하고, 실제 오염된 연약지반의 구조설계시에 구조물이 받게 되는 피해를 예측하여 지반의 소성변형에 대한 안전설계를 도모하고자 한다.

오염된 연약지반의 측방유동

측방유동 이론

연약지반상에 성토를 실시하거나 교대나 잔교 등의 구조물을 설치하고, 굴착을 하므로써 편재하중이 작용하게 되면, 지중의 응력 증가에 따라 간극수압이 증가하는 등에 의하여 토립자가 측방으로 소성변형을 일으켜 측방유동을 유발하게 되고, 이러한 거동에 의하여 발생한 측방유동은 구조물이나 지반에 과도한 변형을 일으키거나 파괴를 유발하는 경우가 많다.

Fig. 1과 같이 연약지반위에 편재하중이 작용하면 하부지반은 재하에 의한 응력이 증가하고 간극수압의 변화에 따라 체적이 수축되면서 탄성평형에 의한 침하가 발생한다. 이와 같은 연약지반에 오염물질이 혼입되게 되면 지반중의 토립자의 소성화의 거동은 크게 증가되어 측방유동을 더욱 촉진시키고 그로 인해 구조물의 안정이 위태롭게 된다.

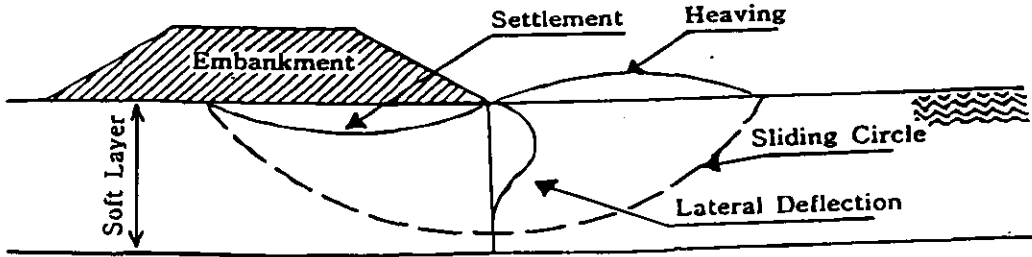


Fig. 1. Pattern of the lateral flow and failure in soft soils by embankment(안, 1993, 1994)

오염물질의 특성

지반오염을 유발시키는 유기화합물의 소수성 액체의 총칭인 NAPL(Non Aqueous Phase Liquid)은 휘발, 용해, 흡착, 생분해라는 4가지의 지중변환과정을 거치게 되며, 유해성분이 많이 함유된 공장폐수 및 폐유 등은 지중침출수의 주성분이 된다. 지반을 오염시키는 밀도가 작은 LNAPL(Light Nonaqueous Phase Liquid)은 주로 석유추출물이며, 그 추출물은 용해도가 다양한 여러 화합물질로 구성된 복합물질의 유기화합물이다(손 외, 1992).

덩어리를 형성하며, 대규모의 연속적인 LNAPL 덩어리에 의한 압력에 의해 모세관영역과 지하수위가 하강하며, 오염원이 제거되어 LNAPL이 횡방향으로 이동하면 LNAPL에 의한 압력의 감소로 인하여 지하수위가 다시 상승하게 될 뿐만아니라 지하침투수나 빗물이 LNAPL과 접촉하여 친수성 오염대를 형성하기도 한다.

한계하중과 극한하중의 산정

연약지반에 성토나 구조물등의 하중이 작용하게 되면 초기단계에서는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생하지만, 하중의 증가에 따라 재하면 하부의 지반은 이동변삼각형분포의 흠쇄기가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전되어 가게 된다. 이와 같이 지반이 탄성상태에서 소성상태로 바뀌지는 시점의 하중값을 한계하중(항복용력)이라고 규정하였고, 赤井(1964)과 Tschobotarioff(1962, 1973) 등은 지반중에 소성변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중(Critical surcharge)으로 규정하였으며, 극한하중(Ultimate capacity)은 한계하중을 초과하여 더욱 하중을 증가시키면 지반의 소성평형에 의한 전단파괴가 이루어 질때의 하중을 극한하중이라고 하고, 구조물의 종류에 따라 적당한 안전율로 극한하중을 나눈 값이 허용지지력이다.

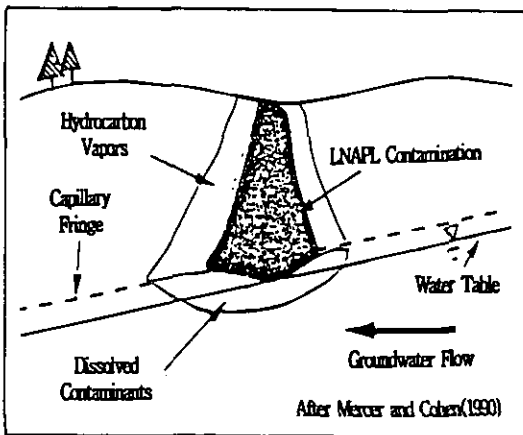


Fig. 2. Leakage and groundwater flow of LNAPL(손 외, 1992)

침출수를 구성하는 성분으로는 Cl, Fe, Cu, Na, N 및 염소계통의 유기물과 PCB 등이 있다.

Fig. 2와 같이 LNAPL이 비포화층을 통과하면서 모관장력에 의하여 간극속에 남게 되어 단속적인

지금까지 제안되어 있는 한계하중과 극한하중을 산정할 수 있는 이론식에 의한 방법은 Table 1과 같으며, 한계하중과 극한하중의 값은 모형실험에 의한 하중-침하량곡선(q_0-S_m), 상용대수의 하중-침하량곡선 ($\text{Log}q_0-\text{Log}S_m$)과 침하량-측방변위량곡선(S_m-Y_m) 및 하중-하중/측방변위량비의 곡선($q-q/Y_m$)관리도에서 구한 값을 평균해서 지지력 값을

Table 1. Proposed equation of critical surcharge and ultimate capacity in clay

Proposer	Critical surcharge	Ultimate capacity	qcr/qult
Meyerhof	$q_{cr} = (B/2H + \pi/2)c_u$	$q_{ult} = 8.30c_u$	-
Tschebotarioff	$q_{cr} = 3.00c_u$	$q_{ult} = 7.95c_u$	0.38
JHI	$q_{cr} = 3.60c_u$	$q_{ult} = 7.30c_u$	0.49
Jaky	$q_{cr} = 3.14c_u$	$q_{ult} = 6.28c_u$	0.50
Terzaghi-1	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.71c_u$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult} = 5.52c_u$	-
Terzaghi-2	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.30c_u$	0.72
Prandtl	-	$q_{ult} = 5.14c_u$	-
Darragh	$q_{cr} = 4.00c_u$	-	-
Ahn(CL)	$q_{cr} = 3.21c_u$	$q_{ult} = 8.41c_u$	0.38
Ahn(CH)	$q_{cr} = 2.60c_u$	$q_{ult} = 4.73c_u$	0.55

산출하였다. 결정된 값은 기존의 제안식에 의해서 산정된 값과 비교하여 값을 검증하였으며(赤井, 1964, 日本土質工學會, 1979, 1994), 한계하중과 극한하중의 비율은 (0.4~0.7)의 사이에 있음을 알 수 있다. 여기서, c_u 는 점토의 비배수강도, B는 재하폭, H는 토층의 두께를 나타낸다.

측방유동압의 산정방법

연약지반의 측방유동에 대하여 지반과 구조물을 보존하기 위하여 오염된 지반속에 연직말뚝을 설치하게 되는데, 오염된 연약지반속에 말뚝이 존재하면 주변지반과 말뚝의 상호작용에 의해 토립자가 수평방향의 측방유동에 의한 압력을 받게 되어 말뚝이 변형하거나 심지어는 파괴에 이르기도 하는데, 이러한 말뚝을 수동말뚝이라고 한다(홍, 1983, 日本土質工學會 中國支部, 1991).

Tschebotarioff(1973)는 측방유동압의 분포에 대하여 연약층의 중앙에 최대측방유동압을 적용하고, 지표면과 연약층의 저면에는 측방유동압이 작용하지 않는다고 가정하여 이등변삼각형의 분포로 규정하여 간이식 방법에 의한 측방유동압을 제안하고, 최대측방유동압을 다음 식으로 계산하였다.

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

여기서, α =유동압계수(0.4), γH =상재하중, B=유동방향의 폭

또한 상재하중의 작용에 의해 재하면 하부지반이 탄성평형상태에 도달하기까지는 지반중의 정지토압에 의한 측방유동압 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 가 지반의 저항력과 평형상태에 있지만, 상재하중이 증가함에 따라 응력의 평형이 파괴되어 소성(압밀)평형상태에 이르게 되면 지반내 응력의 저하로 인하여 $P_{max} = 0.4 \gamma H$ 의 측방유동압이 작용하게 된다. 그러나 실제로는 압밀의 진행에 따라 응력의 감소는 그리 크지 않고 소성평형상태에 접근함에 따라 Thixotrophy 현상에 의해 오히려 강도회복 및 증가현상을 보이고 있는 것으로 알려져 있으며, 적어도 탄성평형시의 기본식인 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 에 의해 측방유동압을 산정함이 적당하다고 제안하였다(안, 1993, 안·홍, 1994).

$$P_{max} = K_0 \gamma H \quad (2)$$

Matsui, Hong & Ito(1982) 등은 말뚝이 연약지반속에 설치되어 있는 경우에는 말뚝주변지반의 소성상태와 말뚝간격을 고려한 점토지반의 측방유동압을 계산하는 이론식을 다음의 (3)식과 같이 제안

하였으며, 만약 측방유동이 큰 쪽으로 진행한 상태에서 측방유동압을 구하는 경우에는 다음의 (4)식에 의해 개략적으로 산정할 수 있는 것으로 제안하였다.

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

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

$$P_{max}(z) = 1.6P(z) \quad (4)$$

지반의 실측변위를 알고 있을 경우에는 변위의 분포형상을 측방유동압의 분포형상과 같다고 생각하여 실측변위로부터 측방유동압의 크기를 다음 식(5)와 같이 결정하지만, 실측변위를 알 수 없을 경우에는 Boussinesq의 탄성해나 F.E.M을 이용하여 변위를 추정하여 측방유동압의 크기를 결정할 수 있다고 하였다(日本道路協會, 1985).

$$P(z) = K_H \cdot y_z \cdot B \quad (5)$$

여기서, K_H=수평방향 지반반력계수, y_z=지반의 측방변위량, B=기초폭

안정관리방법

성토의 천단면이나 사면에 미세한 균열이 발생하여 성토의 중앙부에 침하가 급격히 증가하면 사면선단 부근지반의 수평변위가 성토의 외측방향으로 급증하고 지반의 연직변위(용기량)는 윗쪽으로 급증하여 성토작업을 중지하여도 지반내의 간극수압의 상승이 지속된다(안, 1994, 안 외, 1998, 1999).

성토나 지반의 전단파괴 혹은 불안정한 상태의 정성적인 안정관리방법에는 침하량에 의한 관리방법, 지표면변위량에 의한 관리방법, 지중변위량에 의한 관리방법 등이 있다.

현장계측결과에 의한 성토중앙부의 침하량(S_v)과 성토사면 선단부의 측방변위량(Y_m) 및 성토하중(q)을 이용하여 성토나 지반의 소성파괴를 정량적으로 예측하는 관리방법에는 富永·橋本(1974)의 방법(S_v-Y_m 관리도법), 紫田·關口(1980, 1982)의 방법

(q/Y_m-q 관리도법), 栗原·一本(1977)의 방법(Y_m/t-t 관리도법), Hong(1980)등의 방법이 있다.

모 형 실 험

1962년 Tschebotarioff에 의하여 처음 제안된 연약지반의 측방유동에 관한 문제는 그 후 H. Leussink(1969), De Beer(1972), Marche(1973), Poulos(1973), Tavenas(1979) 등에 의하여 현장계측과 수치해석을 통하여 이론적인 체계가 정립되기 시작하면서 오늘에 이르렀다. 모형실험은 먼저 모형실험장치(토조)를 제작하고 토조 안에 함수비를 일정하게 유지한 상태에서 오염물질의 함유량을 일정하게 증가시킨 8종류의 연약한 재성형 점토지반 시료를 거치한 다음 편재하중을 일정한 시간간격으로 작용시켜 재하단계 마다의 변형거동을 관측하여 분석하였다.

모형실험장치의 제작

토조의 측면에는 마찰의 영향을 현장조건에 맞도록 고려하기 위하여 오일을 바르고 편축재하를 실시하였다. 모형실험용 토조의 규격은 상재하중 재하의 크기에 따른 영향범위를 고려하여 토조의 높이는 재하판 폭의 2배 이상, 토조의 폭은 재하판 폭의 4배 이상을 갖을 수 있도록 제작하였다.

모형재하장치의 크기는 길이 50cm, 높이 40cm, 폭 15cm로 하였으며, 변형을 관측할 수 있도록 재하틀의 전면에 가로×세로×두께, 60cm×50cm×2cm의 투명한 아크릴판을 부착하였고, 배면에는 아크릴판과 같은 크기의 두께 2cm의 강판을 부착하여 강성을 유지하였다.

양측면은 15cm×40cm×6mm의 강재보강판을 부착하여 강성을 증가시켰으며, 저면에는 50cm×15cm×12cm의 강재보강판을 이용하여 재하지반의 변형을 억제하였다. 그리고 투명 아크릴판의 변형을 방지하기 위하여 모형토조의 사각모서리 부분을 따라서 폭 5cm, 두께 5mm의 보강재를 설치하여 지지시켰다. 측면의 보강재와 전면 및 배면판 접합부의 배수를 방지하기 위해서 Rubber Packing을 삽입하여 볼트로 접합하였으며, 토조의 하부는 2cm 높이의 투수공간을 설치하여 배수를 유지토록 제작하였다.

Fig. 3과 Fig. 4는 모형실험 재하장치의 모식도와 시험과정을 사진으로 나타낸 것이다.

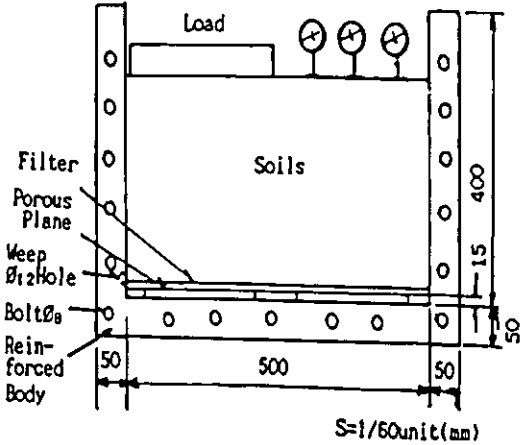


Fig. 3. Front view of model test apparatus (안, 1993)

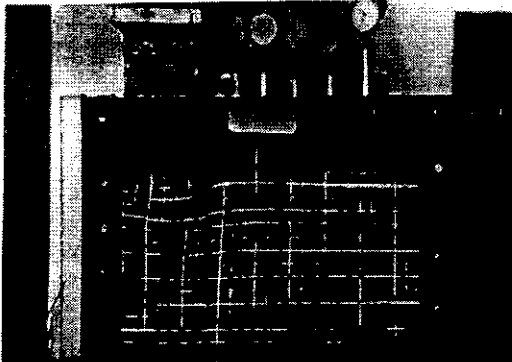


Fig. 4. Photograph process of model test

실험방법

모형실험에 사용된 시료는 동일한 입도분포를 갖는 오염된 저소성 실트(ML)로서, 함수비를 일정하게 유지한 상태에서 일상생활에서 일반적으로 가장 많이 쓰이는 가정용 세제(샴푸, 린스, 세탁세제, 가루비누 및 주방세제)의 오염물질과 음식물 오폐수, 중금속이 함유된 공장폐유를 혼합하였다. 오염물질의 함유량은 시료를 완전 노건조시킨 후 함수량을 일정하게 하고 그 함수량에 대한 비율로 오염물질을 혼합하였다. 첫번째 시료는 오염물질을 혼

합하지 않은 자연지반상태의 시료이며(S000로 표기), 두번째 시료는 오염물질인 가정용 세제와 공장폐유를 50:50으로 혼합하여 함수량에 대한 20%를 함유(S020), 세 번째 이후의 시료는 오염물질을 40% 함유(S040), 매 시험단계 마다 20%씩 증가하여 140%(S140)까지 증가시킨 8종류의 오염물질이 함유된 시료를 실제의 오염지반상태에 가장 유사하게 시료를 재성형하여 토조안에 거치하였다.

시료가 안정된 후에 관측창을 분리하고 시료의 전면이 백색의 수성페인트로 2cm 간격의 격자망을 그린 후 관측창을 다시 결합하여 관측창의 격자망과 일치시켰다. 비배수조건하에서 일정한 시간간격으로 $q=0.05\text{kg/cm}^2$ 단위로 편재하중을 증가시켜 각각의 재하단계 마다의 지반의 침하량과 측방변위량 및 용기량의 변화와 지반활동과괴 등의 변형거동을 정밀한 카메라로 촬영하여 관측하는 순서로 진행하였다. 또한 각각의 재하단계마다 시간의 경과에 따라 재하판 우측의 지표면위에 6cm 간격으로 설치한 용기량 측정용 다이얼 게이지를 설치하고, 변위량이 15분 동안에 1/100mm 이하가 되면 변형이 정지된 것으로 보고 다음 단계의 하중을 작용시켰다.

오염지반의 물리화학적 성질

모형실험에 사용된 시료는 전남 화순군 춘향면 지역의 지표면 아래 3~4m 깊이에서 채취한 저소성 실트(ML)로서, 채취된 시료 중에 2mm 이상의 자갈 및 세편(細片)은 체로 쳐서 제거한 후 재성형하여 사용하였다. 사용시료의 입도분포는 조립분의 함유량이 상당히 많은 것으로 지반시료의 조성의 저하에 영향을 미친 것으로 사료된다.

Table 2와 Fig. 5는 오염지반 시료의 물리적 특성을 나타낸 것으로서, 오염물질의 함유량이 증가할수록 함수비, 비중, 액성한계, 소성한계, 소성지수, 지반계수 및 비배수전단강도가 다소 감소하는 경향을 나타낸 반면, 간극비는 오염물질의 함유량이 증가할수록 점진적으로 증가하는 경향을 나타내었다. 이는 오염물질의 지반내 침투로 인하여 윤희작용이 유발되어 지반의 소성화를 촉진시키는 것에 기인한 것으로 사료된다.

오염물질이 혼입된 지반시료의 구성원소 화합물은 EDS(Energy Dispersive X-ray Spectrometer) 주사전자현미경을 이용하여 분석한 결과는 Table 3

Table 2. The physical properties of model soils

Soil No	w (%)	G _S	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	IC	CC	e	γ _t (g/cm ³)	γ _d (g/cm ³)	q _u (kg/cm ²)	c _u (kg/cm ²)	S _r (%)
S000	44.51	2.36	59.11	46.89	12.22	1.195	0.442	0.94	1.70	1.18	0.120	0.061	111.8
S020	44.23	2.33	57.71	46.45	11.26	1.194	0.429	0.96	1.68	1.16	0.111	0.056	107.4
S040	44.04	2.30	57.10	46.15	10.95	1.193	0.424	0.97	1.66	1.15	0.097	0.049	104.4
S060	43.55	2.26	56.07	45.55	10.52	1.190	0.415	1.03	1.62	1.13	0.088	0.044	95.6
S080	43.37	2.23	53.58	43.78	9.80	1.042	0.392	1.12	1.58	1.10	0.081	0.041	86.4
S100	42.89	2.17	51.52	42.07	9.45	0.913	0.374	1.13	1.55	1.08	0.077	0.039	82.4
S120	42.52	2.15	49.67	40.64	9.03	0.792	0.357	1.17	1.53	1.07	0.070	0.035	78.1
S140	41.76	2.13	47.72	38.94	8.78	0.679	0.339	1.22	1.51	1.06	0.066	0.033	72.9

과 같으며, 아주 소량의 원소화합물은 비교대상에서 제외하고, 그 중에서 함유량이 1% 이상인 대표적인 8개의 원소 성분만을 나타내었으며, 분포상태의 규칙성은 없었다. 특히 함유량이 10% 이상인 Al, Zr, Se 등이 지반속에 스며들어 간극수 및 지하수에 혼입되므로서 점착저항이나 마찰저항을 감소시켜 지반의 전단강도가 감소하는 경향을 나타내고 있다. 또한 오염물질의 증가에 따른 토립자 중의 Fe와 Cu의 감소는 토립자의 강성을 저하시켜 지반의 운환작용에 의해 유동화와 소성화를 촉진하는 작용을 하는 것으로 사료된다.

Table 3. Constituent elements compound of model soils(%)

Element	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
Al	36.2	38.1	40.3	41.3	39.9	39.0	39.7	38.9
Zr	26.4	23.7	26.4	25.4	30.3	30.4	31.8	26.2
Se	10.8	9.8	9.3	10.5	9.9	9.1	9.1	10.8
Fe	7.1	7.6	7.6	7.2	6.9	6.6	7.2	4.8
Cu	6.2	10.3	5.7	4.1	2.6	3.6	1.6	7.6
K	5.3	5.2	5.4	6.5	5.7	5.5	5.2	5.5
Ti	5.0	1.7	1.6	2.0	1.6	1.8	1.6	1.8
Ca	1.8	2.4	1.9	1.9	2.2	1.7	1.8	1.4
Total	98.7	98.6	98.1	98.8	99.0	97.7	96.0	97.0

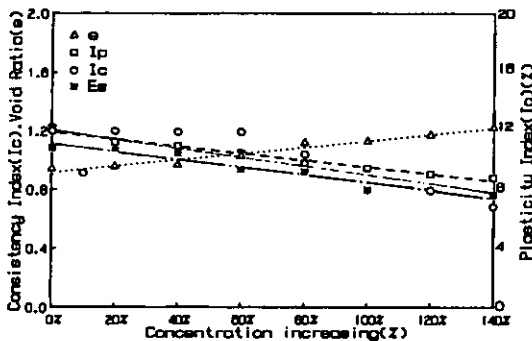


Fig. 5. Relation among consistency, plasticity index and void ratio with concentration ratio

실험결과 분석 및 고찰

오염지반의 한계하중과 극한하중 결정

Fig. 6은 오염되지 않은 점토시료(CL, CH)의 함수량과 오염된 시료(ML)의 오염물질의 증가에 따른 비배수전단강도의 변화상태를 나타낸 것이다. 오염되지 않은 저소성 점토(CL)는 함수비 w=28~37%, 비중 G_s=2.71, 액성한계 W_L=36.05%, 소성한계 W_P=21.40%, 소성지수 I_P=14.65%, 소성비 P_r=0.685, 활성도 A_c=1.34의 활성이 큰 해성점토이다. 고소성 점토(CH) 함수비 w=51~89%, 비중

$G_s=2.613$, 액성한계 $W_L=65.80(\%)$, 소성한계 $W_p=26.60(\%)$, 소성지수 $I_p=39.20(\%)$ 이고, N치는 1~5회로 매우 연약한 상태의 육성점토이다.

고소성 점토(CH)는 함수량의 증가에 따라 완만한 비선형적인 감소경향을 보이고 있지만, 저소성 점토(CL)는 2차포물선형의 급격한 비선형적 감소경향을 보이고 있다. 함수량의 증가에 따라서 비배수 전단강도의 변화의 폭이 고소성 점토(CH)보다 저소성 점토(CL)가 더 크게 나타나 지반의 거동이 활발하고 지지력이 감소하여 측방유동을 유발 시킬 수 있다. 모형실험에 사용한 오염된 저소성 실트(ML)도 완만한 비선형적 내지 선형적 감소경향을 보이고 있는데 세제류 및 폐유의 함유량이 증가할수록 고소성 점토(CH)에 접근하는 경향을 나타내고 있다.

이는 소성이 적은 실트이지만 오염물질의 농도와 함유량의 증가로 인하여 간극수압의 소산을 촉진하여 토립자 사이의 유효작용을 증가시킴으로서 지반의 압축성의 증가와 소성유동화를 활성화시킨 데 기인한 것으로 생각된다.

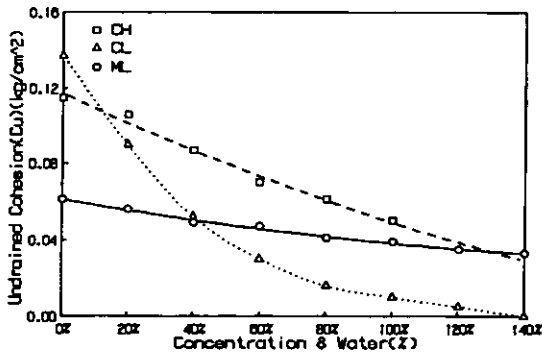


Fig. 6. Relations among concentration ratio, water and undrained cohesion

Table 4~5는 모형실험에 의한 하중-침하량곡선 (q_0-S_v), 상용대수 하중-침하량곡선 ($\text{Log}q_0-\text{Log}S_v$) 과 침하량-측방변위량곡선 (S_v-Y_m) 및 하중-하중/측방변위량비의 곡선인 ($q-q/Y_m$)관리도에서 구한 값을 평균해서 한계하중과 극한하중을 산정하여 나타낸 것이다.

Table 4. Critical surcharge of model tests

Soil No	(q_0-S_v)	($\text{Log}q_0-\text{Log}S_v$)	(S_v-Y_m)	$q_{cr}(\text{kg}/\text{cm}^2)$
S000	0.1700	0.1700	0.1700	0.1700
S020	0.1560	0.1349	0.1804	0.1570
S040	0.1310	0.1314	0.1314	0.1310
S060	0.0960	0.1173	0.1173	0.1100
S080	0.1090	0.1303	0.0880	0.1090
S100	0.0830	0.1253	0.0830	0.0970
S120	0.0780	0.1204	0.0780	0.0920
S140	0.0720	0.1150	0.0720	0.0870

Table 5. Ultimate capacity of model tests

Soil No	(q_0-S_v)	($\text{Log}q_0-\text{Log}S_v$)	(S_v-Y_m)	($q-q/Y_m$)	$q_{ult}(\text{kg}/\text{cm}^2)$
S000	0.3160	0.3160	0.3160	0.2250	0.2930
S020	0.2997	0.2997	0.2997	0.1980	0.2740
S040	0.2603	0.2603	0.2603	0.1750	0.2390
S060	0.2490	0.2062	0.2490	0.1390	0.2200
S080	0.2497	0.2497	0.2497	0.1350	0.2120
S100	0.2152	0.2152	0.2152	0.1380	0.1960
S120	0.2001	0.2001	0.2001	0.1160	0.1790
S140	0.1502	0.1502	0.1914	0.1450	0.1590

Fig. 7은 모형실험에 의해 산정된 한계하중을 기존의 제안식으로 결정한 값과 비교하여 나타낸 것이다. 오염된 저소성 실트(ML)의 한계하중은 다음 (6)식과 같이 오염되지 않은 자연지반에 대한 Tschebotarioff($q_{cr}=3.0c_u$)의 제안식과 Meyerhof($q_{cr}=(B/2H+\pi/2)c_u$)의 중간 정도의 값과 Tschebotarioff ($q_{cr}=3.0c_u$)의 제안값의 1/2 정도를 나타내고 있으며, 모형실험에서 편재하중을 받고 있는 조건에서는 한계하중이 전면재하시보다 다소 작은 값을 나타내고 있음을 보여주고 있다. 이들 값의 비교는 오염되지 않은 시료와 오염물질이 함유된 시료의 한계하중 값을 비교하여 나타낸 것으로 오염된 저소성 실트(ML)는 오염되지 않은 고소성 점토(CH)와 비교적 유사하게 나타났다. 이는 오염물질 함량의 증가에 따라 조립의 저소성지반이 고소성으로 소성화 경향을 촉진시켜 토립자의 변위량을 급격히 증가 시키게 됨을 의미한다.

$$q_{cr}=2.78c_u \tag{6}$$

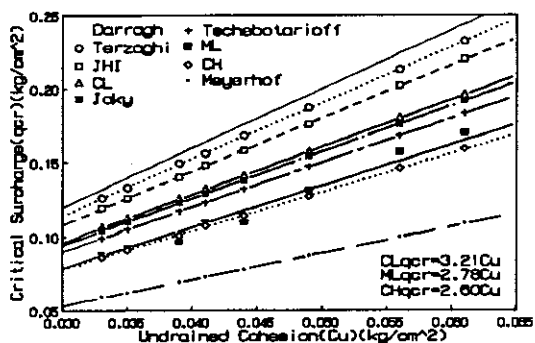


Fig. 7. Relations of undrained cohesion and critical surcharge

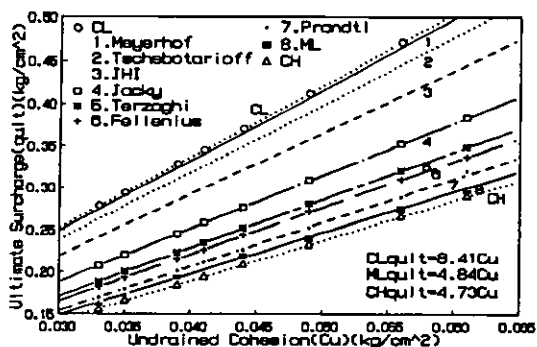


Fig. 8. Relations of undrained cohesion and ultimate capacity

Fig. 8은 모형실험에 의해 결정한 극한하중을 기존의 자연지반에 대한 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이다. 오염되지 않은 저소성 점토(CL)의 극한하중은 $q_{ult}=8.41c_u$ 로 Meyerhof의 제안값에 근접함을 보였으며, 고소성 점토(CH)의 극한 지지력은 $q_{ult}=4.73c_u$ 로 Prandtl의 제안값에 근접함을 보였다. 모형실험(ML)에 의한 오염지반의 극한하중은 오염되지 않은 지반에 대한 값인 Prandtl의 제안식에 의한 값에 접근하는 경향을 나타내고 있을 뿐만 아니라 고압축성 점토(CH)와도 비슷한 값을 나타내고 있어 다음 (7)식으로 산정할 수 있음을 나타냈다.

이는 오염되지 않은 상태의 극한하중에 비해 오염된 연약지반의 극한하중은 오염물질의 증가에 따른 윤택작용으로 소성화가 촉진되므로서 전단저항이 저하됨과 동시에 압축성이 증가되어 지지력의

감소를 나타내 고소성 점토지반의 거동과 비슷한 경향을 보이고 있는 것으로 사료된다.

$$q_{ult}=4.84c_u \quad (7)$$

이와 같이 오염지반인 저소성 실트(ML)은 한계하중과 극한하중 모두 오염되지 않은 시료인 고소성 점토(CH)의 경우와 아주 비슷한 거동을 나타내고 있음을 알 수 있으며, 이는 오염원의 농도의 증가와 함량의 증가로 인하여 소성유동화와 압축성을 크게 신장시키고 있음을 볼 수 있다. 이는 지반 및 구조물의 부등침하와 전단파괴 등의 불안정을 야기할 수 있음을 나타낸 것이다.

변위량 검토

Fig. 9는 지반의 전단저항의 증가에 따라 모든 지반에 극한하중과 한계하중 및 $q=0.20\text{kg/cm}^2$ 의 동일한 하중이 재하되었을 경우에 모형실험에서 결정된 측방변위량과 침하량, 용기량과 침하량의 증가 비율을 도시한 것으로, 최대침하량에 대한 최대측방변위량과 최대용기량이 비배수점착력이 증가하면서 2차포물선형으로 점진적인 감소의 경향을 보인다. 이는 최대침하량에 대해 최대측방변위량과 최대용기량의 감소경향은 오염물질의 감소로 인한 지반의 소성변형을 억제하고 있는 것에 기인하며, 지반의 오염물질의 증가가 침하량보다 측방변위량 및 용기량에 더 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있게 해준다. 이는 오염물질의 함량이 증가할수록 지반 내 간극수의 윤택작용은 오염물질의 증가로 더욱 촉진되어 토립자의 소성변형이 증가되고 있는데 기인한 것으로 사료된다.

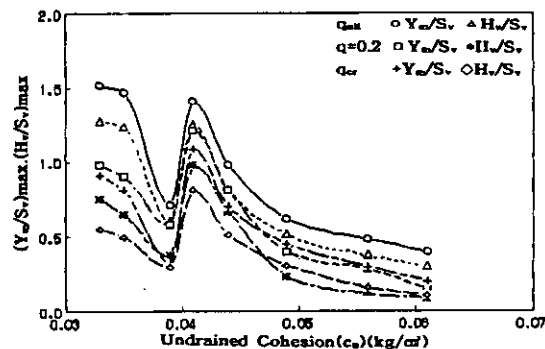


Fig. 9. Relations of undrained cohesion and the ratio of each deflection

Table 6. Theoretical deflection at $q=0.20\text{kg/cm}^2$

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
Se(cm)	1.40	1.48	1.61	1.73	1.79	1.79	1.86	1.93
Sc(cm)	1.077	1.045	1.038	1.006	0.929	0.896	0.849	0.796
Sv(cm)	2.477	2.525	2.648	2.736	2.719	2.686	2.709	2.726
Ym(cm)	0.04621	0.04622	0.04626	0.04628	0.04628	0.04627	0.04628	0.04628
Hv(cm)	0.1550	0.1575	0.1655	0.1710	0.1700	0.1679	0.1694	0.1704

Fig. 10은 모든지반에 $q=0.20\text{kg/cm}^2$ 의 동일한 하중이 재하되었을 경우의 최대변위량을 모형실험에 의한 값과 Table 6과 같이 기존의 이론식에서 계산한 값을 비교하여 도시한 것으로, 실측치는 오염물질의 함량이 증가할수록 침하량과 측방변위량 및 용기량이 점진적으로 쌍곡선의 형태로 감소하는 경향을 보이지만, 침하량은 이론식이 실측치에 비해 큰 값을 보이고 있으나 그 차이는 대략 1cm 이하이고, 전단저항이 감소할수록 즉 오염물질의 함량이 증가할수록 그치는 더욱 작아진다.

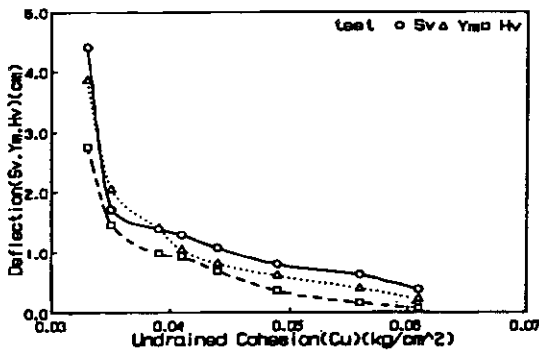


Fig. 10. Comparisons of tested & theoretical deflection by $q=0.20\text{kg/cm}^2$

측방변위량과 용기량값은 실측치보다 이론값이 더 작은값을 나타낸다. 또한 측방변위량과 용기량은 오염물질 함량이 증가할수록 이론치와 실험치의 차이가 크게 증가하고 있음을 알 수 있다. 이는 오염물질의 함량이 증가함에 따라 간극수압과 더불어 토립자 사이의 윤택작용을 촉진시켜 소성유동을 증대시킨 것으로 사료된다.

측방유동압의 검토

Table 7과 Fig. 11은 세제 및 폐유로 오염된 8 종류의 모형지반에 대한 극한하중상태에서의 최대 측방유동압을 나타낸 것이다. 실험값은 완만한 이차포물선의 경향을 나타내고 있으나 오염물질의 함량의 감소에 따른 지반의 전단강도의 증가에 따라 측방유동압의 증가폭이 점진적으로 둔화되고 있으며, Matsui·Hong의 이론식에서 구한 값에 접근하는 경향을 나타내고 있음을 알 수 있다.

Tschebotarioff의 간편식과 안(1993), 안·홍(1994)의 제안식 $P_{max}=K_0 \gamma H$ 는 상당히 유사함을 나타내고 있으나 실험값보다는 과소값을 나타내고 있다. 또한 오염물질의 감소에 따라 실험값은 Matsui·Hong의 이론식보다 약간 과소값을 나타내고 있으나, $P_{max}=K_0 \gamma H$ 의 제안식과 Tschebotarioff의 간편식의 값보다 상당히 과대값을 나타내고 있다. 그

Table 7. Comparison of maximum lateral flow pressure

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
$P_{max}=0.4q_{ult}$	0.113	0.110	0.096	0.089	0.092	0.078	0.078	0.056
$P_{max}=K_0 q_{ult}$	0.125	0.121	0.105	0.098	0.102	0.086	0.086	0.061
$P_{max}=K_H Y_m$	0.170	0.163	0.150	0.142	0.127	0.117	0.108	0.090
P_{max} (Matsui)	0.183	0.175	0.158	0.141	0.136	0.133	0.124	0.119

러나 오염지반의 값과 Matsui·Hong의 식은 서로 큰 차이를 보이지 않으며 또한 안전적인 측면을 고려하여 Matsui·Hong의 측방유동압의 산정식을 이용함이 무방하다고 사료된다. 이는 오염물질의 함량이 증가함에 따라 과잉간극수압의 증가와 지반내의 오염물질의 유회작용이 촉진되어 소성유동이 크게 증가됨에 기인한 것으로 사료되며, 극한지지력 상태에서 최대측방변위량을 유발하는 최대측방유동압이 발생하게 된다.

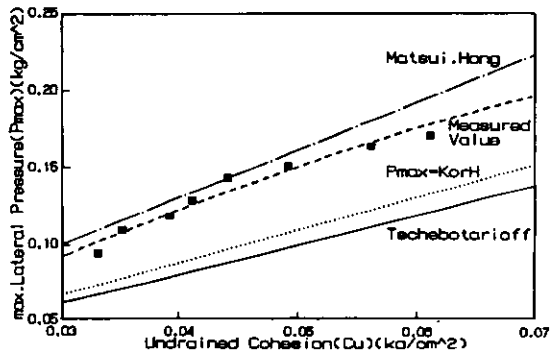


Fig. 11. Relations of undrained cohesion and maximum lateral flow pressure

Fig. 12는 모든 오염지반에 대한 각 재하단계에서 하중의 증가에 따른 최대측방변위량의 발생깊이를 연결한 최대측방변위의 발생경로를 나타낸 것이며, 최대측방유동압은 최대측방변위량이 발생하는 깊이에서 유발되므로 모든 오염지반은 토층 두께(H)의 0.3H에서 최대측방변위량이 발생하였다.

오염되지 않은 연약점토(CL, CH)지반의 최대측방변위량 발생깊이 (0.35~0.40)H와 약간의 차이를 나타내었다(안, 1994). 즉 오염된 연약지반의 최대측방변위량의 발생깊이가 오염되지 않은 연약지반에 비해 지표면 방향으로 다소 상승하여 발생되고

있음을 알 수 있다.

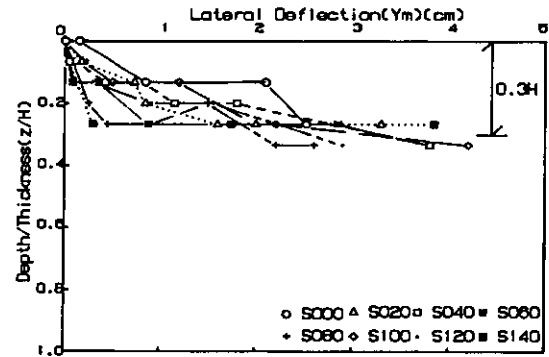


Fig. 12. Relations of maximum lateral deflection and depth of happening

Fig. 13은 오염지반의 극한하중과 실측변위에서 구한 최대측방유동압의 관계를 나타낸 것으로, 오염물질의 함량이 증가할수록 점진적인 포물선형태의 점진적인 증가를 보이고 있으나 어느 한계 이상이 되면 증가의 폭은 둔화되고 있음을 나타내고 있다. 이는 오염물질의 함량이 증가함에 따라 지반내의 토립자 사이의 간극의 유회작용 촉진으로 소성유동이 크게 증가됨에 기인한 것으로 사료된다. 또한 모형실험의 결과에 의한 지반의 극한하중과 최대측방유동압은 다음 식(8)과 같은 관계가 있음을 알 수 있다.

$$P_{max} = -16.78q_{ult}^2 + 5.85q_{ult} \quad (8)$$

Tschebotarioff는 지반의 최대측방변위가 토층 두께의 중간부분에서 발생하고 지표면의 측방변위량은 고려하지 않고 무시하는 것으로 설명 하였지만, 모형실험 결과에 의하면 극한하중상태에서의 최대측방변위는 지반조건 및 하중조건에 따라 다소

Table 8. Relations of maximum lateral flow pressures and lateral flow pressures of ground surface

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
$P_{max}(kg/cm^2)$	0.508	0.506	0.505	0.465	0.454	0.431	0.355	0.315
$P_{top}(kg/cm^2)$	0.174	0.166	0.151	0.135	0.129	0.127	0.118	0.113
$P_{top}=1/3P_{max}$	0.169	0.169	0.168	0.155	0.151	0.144	0.118	0.105

차이가 있으나 Fig. 11과 같이 토층두께(H)의 0.3H 깊이의 범위에 집중되는 경향을 보였으며, 지표면의 측방유동압은 Table 8에서와 같이 최대측방유동압의 1/3에 해당하는 것으로 나타났다.

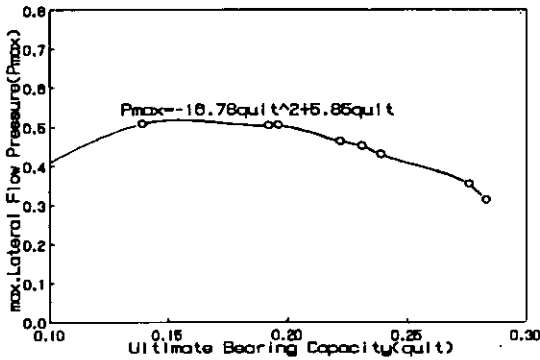


Fig. 13. Relations of maximum lateral flow pressures and ultimate bearing capacity

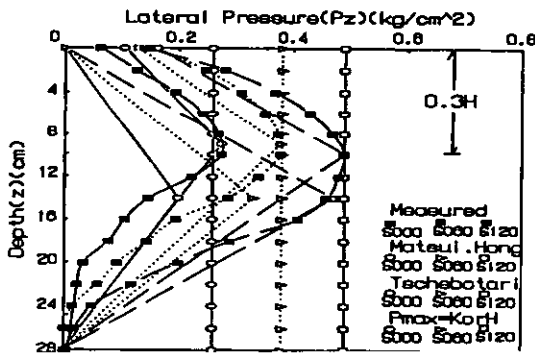
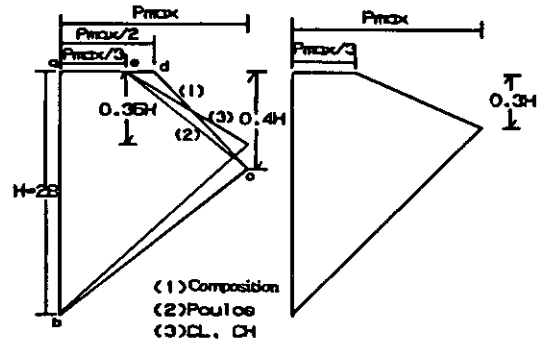


Fig. 14. Distribution shapes of lateral flow pressure

Fig. 14는 측방유동압의 깊이에 대한 분포형태를 알아 보기 위하여 실측변위에서의 산정법을 안(1993), 안·홍(1994)이 제안한 사변형분포와 Tschebotarioff의 2등변삼각형분포 및 Matsui·Hong의 사변형분포를 대표적인 S000와 S060, S120의 모형지반에 적용하여 비교하여 나타낸 것이다.

그림에서 실측변위에 의한 방법은 각각의 깊이에 대한 실측변위를 알 수 없는 경우에는 적용할 수 없게 된 문제점이 있으며, Tschebotarioff의 방법은 연약층의 중간보다 상부지반에서는 실측변위에서 산정한 값보다 상당히 작은 경향을 나타내고

있으며, Matsui·Hong의 사변형분포는 토층의 중간부분의 실측값과 유사함을 나타내고 있지만 상부와 하부지반에서는 지나치게 과대한 값을 나타내고 있는 반면, 제안된 사변형분포법은 대체로 실측변위방법과 아주 유사성을 보여 주고 있다. 이 방법은 탄성해석을 위한 표준적인 측방유동압을 사변형분포로 생각한 Poulos의 제안과도 좋은 유사성을 보여주고 있으며, 실측변위를 알 수 없는 경우에도 전체의 측방유동압의 분포를 간편하게 결정할 수 있을 것으로 사료된다.



(a) mixed type (b) proposed type
Fig. 15. Depth distribution of lateral flow pressure

Fig. 15는 측방유동압의 깊이방향에 대한 분포형상을 나타낸 것으로, Fig. 15(a)는 Poulos, Tschebotarioff, Matsui·Hong등 3가지 형태를 복합한 경우의 지표면 측방유동압이 $P_{max}/2$ 인 반면에 Poulos(1973, 1980)의 분포와 오염되지 않은 연약점토(CL, CH) 및 오염된 연약지반의 분포는 $P_{max}/3$ 로서 약간의 차이를 보였다.

최대측방유동압이 작용하는 깊이는 복합형과 Poulos의 분포형이 모두 0.4H 부근에서 발생함을 나타내고 있으나, 오염되지 않은 연약점토지반(CL, CH)의 최대측방유동압은 0.35H 부근에서 발생하여 Tschebotarioff의 H/2와는 상당히 차이가 있음을 알 수 있다. 또한 Fig. 15(b)와 같이 본 연구에서의 사변형분포는 최대측방유동압이 0.3H 부근에서 발생하였는데 Matsui·Hong의 최대측방유동압을 깊이 0.3H에 적용하고 지표면의 측방유동압 $P_0=P_{max}/3$ 를 적용한 다음 연약층의 저면의 측방유동압은

무시하여 각각의 점을 서로 연결한 사변형분포는 실측값과 아주 유사성을 나타냄을 알 수 있다.

반면에 세제류 및 폐유로 오염된 지반의 축방유동압은 복합형과 Poulos의 분포형태 및 오염되지 않는 점토지반에 비해 다소 지표면층으로 상승함을 알 수 있다. 이는 세제류 및 폐유로 이루어진 오염물질의 함량이 증가함에 따라 토체내의 유힬작용이 촉진되어 소성유동이 크게 증가되고 지표면부근 지반의 용력구속이 감소하여 지반의 소성영역이 크게 확대된 것으로 판단된다.

안정관리방법의 검토

안정관리방법은 성토 등의 구조물을 연약지반에 시공할 경우에 상재하중을 받는 연약지반의 축방유동에 의한 소성변형 및 전단파괴를 사전에 예측하여 성토하중과 성토속도 및 성토고를 조절하여 합리적이고 안정된 시공을 할 수 있도록 한다.

Fig. 16은 모형지반을 富永·橋本(1974)이 제안한 침하량(S_v)-축방변위량(Y_m)의 관리도에 적용하여 나타낸 것으로, 오염물질의 함유량이 적을 경우에는 침하측에 접근하는 경향을 나타내었으나, 오염물질의 함량이 증가할수록 침하량보다 축방변위량의 증가경향이 현저하여 지반의 소성화에 의한 불안정이 증가됨을 알 수 있다. 반대로 오염물질의 함량이 감소할수록 축방변위측보다 침하측에 접근하면서 안정측으로 이전하게 되며, 이는 오염물질의 감소에 의한 유힬작용의 둔화로 지반의 소성유동(축방유동)이 둔화되어 점진적으로 안정화경향을 지향하고 있음을 알 수 있다.

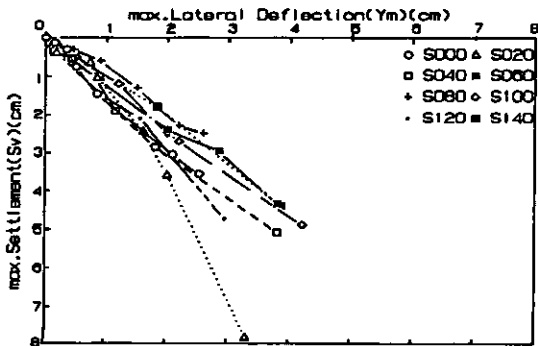


Fig. 16. Control diagrams by (S_v - Y_m)

본 관리도의 방법은 경질지반에서는 비교적 변곡점의 결정이 용이하지만 소성화가 큰 연약지반이나 오염된 지반에서는 변곡점의 결정이 쉽지 않게 되는 것이 문제점으로 남는다.

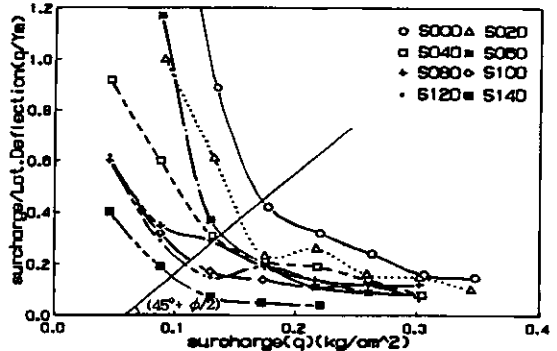


Fig. 17. Control diagrams by (q/Y_m - q)

Fig. 17은 모형실험에 적용한 8종류의 지반조건을 紫田·關口(1980, 1982)가 제안한 상재하중(q)-상재하중과 축방변위량의 증분(q/Y_m)의 관리도에 적용하여 나타낸 것으로, 오염물질의 함유량이 증가할수록 극한하중은 감소하는 경향을 나타내고 지반의 소성화에 의한 국부전단파괴의 가능성이 훨씬 증가하게 됨을 알 수 있다. 이는 오염물질의 함유량의 증가에 따른 오염된 침하수의 유힬작용에 의해 토립자의 소성변형이 증가하게 됨에 기인한다.

8종류의 오염지반 시료에 대한 안정관리곡선의 변곡점들에 대하여 평균적인 경사선을 그어보면 수평축과 45°의 유사성을 갖게 된다. 점토지반은 $\phi = 0$ 이기 때문에 Meyerhof의 얽은기초의 주동영역에 대한 경사각($45^\circ + \phi/2$)의 경사각과 일치하고 있음을 나타내고 있으며, 변곡점에 해당하는 하중값은 한계하중 및 그 허용범위 이내에 들고 있음을 나타내어 그점으로부터 지반의 소성화현상이 발생하고 있음을 알 수 있으며, Meyerhof의 제안이론과도 접근하는 경향을 나타내고 있다. 따라서 지반의 한계하중과 극한지지력을 결정하는 하중(q)-하중/축방변위량비(q/Y_m)의 곡선상에서 하중증가에 따른 연약지반의 안정적인 관리가 가능함을 나타내주고 있다.

Fig. 18은 8종류의 모형지반에서 얻어진 변위량

을 松尾·川村(1975)이 제안한 관리도에 적용하여 x축에 측방변위량/침하량(Y_m/S_v) 그리고 y축에 침하량(S_v)을 적용하여 나타낸 결과 松尾·川村의 기준에 의한 파괴하중은 모형실험에 의한 극한지지력(q_{ult})보다 다소 작은 값을 나타내어 지나치게 안전측을 고려한 것으로 사료되며, 침하량의 산정은 다음 (9)식으로 결정할 수 있다.

$$S_v = 3.26 \exp\{-0.96(Y_m/S_v)\} \quad (9)$$

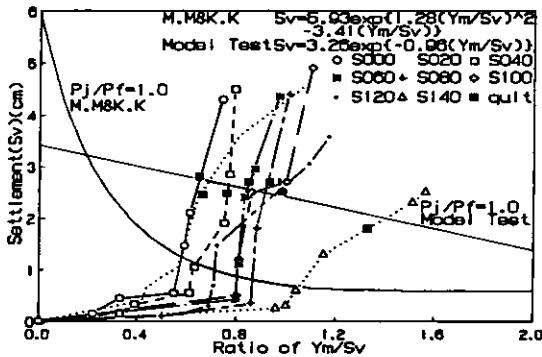


Fig. 18. Control diagrams by (S_v-Y_m/S_v)

Table 9와 Fig. 19는 위의 세 경우의 관리도에서 결정한 파괴하중을 모형실험에서 결정한 극한하중과 비교하여 나타낸 것으로, 하중(q)-침하량(S_v) 곡선에서 얻어진 극한지지력은 富永·橋本の 변위량(S_v-Y_m)에 대한 관리도에서 얻어진 극한지지력과 비슷한 값을 나타내고 있다. 그러나 松尾·川村의 ($S_v-(Y_m/S_v)$) 관리도와 紫田·關口の ($(q/Y_m)-q$)의 관리도에서 얻어진 극한지지력은 하중-침하량($q-S_v$) 곡선에서 얻어진 극한지지력에 비해 다소 작은 값을 나타냈으며, 이 현상은 오염물질의 함량이 증가할수록 그 차이는 더욱 증가하는 경향을 나

타내고 있다. 또한 松尾·川村 및 紫田·關口の 관리도의 곡선은 2차포물선과 같은 관계를 나타내고 있으며, 이는 松尾·川村, 紫田·關口の 관리도를 실제 적용할 경우 지나치게 안전측을 고려한 것이라고 사료된다.

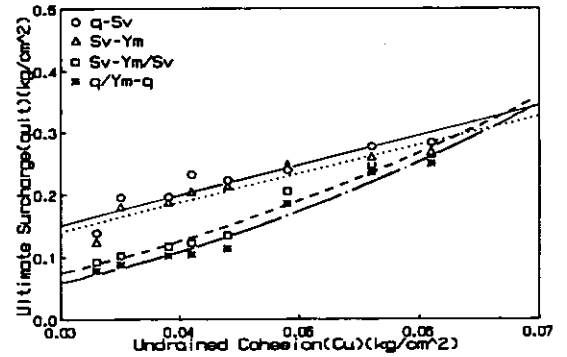


Fig. 19. Comparison of ultimate capacity & failure criterion by control diagram

결론

세제류 및 폐유의 혼합물로 오염된 연약한 점토 지반에 편재하중이 작용한 경우의 측방유동에 대한 제반 거동을 모형실험을 통하여 분석하고 기존의 제안 방법과 서로 비교하여 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 오염된 연약지반의 측방유동이 발생하기 시작하는 시점인 한계하중은 실험값이 Tschebotarioff의 제안식과 Meyerhof의 제안식의 중간정도인 $q_{cr} = 2.78c_u$ 로 결정할 수 있고, 지반의 소성평형상태에서 극한하중은 한계하중의 평균치와 Prandtl의 제안식의 평균치 $q_{ult} = 4.33c_u$ 에 접근하고 있어 $q_{ult} = 4.84c_u$ 로 결정할 수 있으며, 이 값들은 고소성 점토

Table 9. Comparison of ultimate capacity & failure criterion by control diagram(kg/cm²)

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
q-Sv	0.283	0.276	0.239	0.231	0.222	0.196	0.195	0.139
Sv-Ym	0.267	0.258	0.226	0.211	0.203	0.185	0.178	0.123
Sv-Ym/Sv	0.264	0.246	0.204	0.134	0.123	0.117	0.102	0.092
q/Ym-q	0.249	0.234	0.184	0.114	0.104	0.102	0.088	0.077

(CH)와 아주 비슷한 값을 나타내었다.

(2) 오염된 연약지반의 모형실험의 결과 전단저항이 증가함에 따라 실측변위법에 의한 최대축방유동압은 완만한 이차포물선형의 분포를 보인 반면, 기존의 제안식에 의한 결과는 모두 직선적인 분포를 나타내었으며, Matsui · Hong의 이론식에서 구한 값은 실험치와 유사한 값을 나타내고 있으나 Tschebot-arioff의 제안식은 $P_{max}=K_0 \gamma H$ 의 제안식과 유사성을 보이고 있으나 실측값보다 상당히 작은 값을 나타내었으며, 지반의 강도가 클수록 축방변위점은 하향하면서 집중적으로 발생하였다.

(3) 오염물질의 증가에 따른 오염지반의 극한하중과 실측변위에서 최대축방유동압의 산정식은 $P_{max}=-16.78q_{ult}^2+5.85q_{ult}$ 과 같으며, 최대축방유동압의 산정은 Matsui · Hong의 이론식을 적용함이 타당하다.

(4) 오염지반의 최대축방유동압은 0.3H 부근에서 발생하였으며, Matsui · Hong의 최대축방유동압을 깊이의 0.3H에 적용하고 지표면의 축방유동압으로 $P_0=P_{max}/3$ 를 적용한 사변형분포는 실측값에 의한 분포 형과 아주 유사성을 나타내고 있다.

(5) 하중(q)-침하량(S_v) 곡선에서 얻어진 극한하중은 富永 · 橋本の (S_v-Y_m) 변위량에 대한 관리도에서 얻어진 극한하중과 비슷한 경향을 나타내고 있으나, 松尾 · 川村의 ($S_v-(Y_m/S_v)$) 관리도와 紫田 · 關口の ($(q/Y_m)-q$) 관리도에서 얻어진 극한하중은 하중(q)-침하량(S_v) 곡선에서 얻어진 극한하중보다 적은 경향을 나타냈으며, 함수량의 증가에 의한 오염된 연약지반에 대한 松尾 · 川村 파괴기준선에 대한 산정식은 $S_v=3.26 \exp(-0.96(Y_m/S_v))$ 과 같이 결정할 수 있다.

감사의 글

“이 논문은 1999년도 조선대학교 학술연구비의 지원을 받아 연구되었음”을 밝히며, 본 연구비를 지원해 준 학교 당국에 감사한다.

참 고 문 헌

손준익, 장연수, 정하익, 1992, 도시폐기물 매립장의 건설부지활용과 위생매립시스템에 관한 연구 보

고서, 한국건설기술연구원, 12월, 1-85.

안종필, 1993, 편재하중을 받는 연약지반의 축방유동에 관한 연구, 지질공학(대한지질공학회지), 대한지질공학회, 3(2), 177-190.

안종필, 홍원표, 1994, 축방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 10(2), 25-40.

안종필, 1994, 연약지반속의 축방유동과 수동말뚝의 거동에 관한 연구, 박사학위논문, 중앙대학교 대학원, 1-43, 79-128.

안종필, 박주원, 박상범, 1998, 오염지반의 안정관리 방법에 관한 연구, 대한토목학회, 학술발표회논문집, 대한토목학회, 233-236.

안종필, 박상범, 박경호, 1998, 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, 대한토목학회, 학술발표회논문집 (II), 217-220.

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

안종필, 박상범, 1999, 농도가 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, 한국지반공학회 논문집, 한국지반공학회, 57-69.

안종필, 박상범, 박경호, 1999, 농도가 다른 오염지반의 변형거동에 관한 연구, 영·호남 건설 관련 연구소 학술심포지움 논문집, 영남대학교 방재연구소, 65-80.

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

홍원표, 1983, 수평력을 받는 말뚝, 대한토목학회지, 대한토목학회, 31(5), 32-36.

關口秀雄, 紫田 徹, 1982, 盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題點, 土と基礎, Vol.30, No.5 (No. 292), 47-54.

富永直生, 橋本正治, 1974, 側方變位の現場計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, 22(11), 43-51.

山口栢樹, 村上幸利, 1975, 粘土地盤の二次元變形に關する實驗と解析, 第10回土質工學研究發表會發表講演集, 日本土質工學會, 401-404.

松尾 捻 · 川村國夫, 1975, 盛土の情報化施工とその評價に關する研究, 日本土木學會論文報告集,

- 241, 81-91.
- 栗原則夫・日本英三郎, 1977, 動態觀測の活用, (道路盛土工における 實施例), 昭和52年度 土木學會關西 支部 講習會テスト, 71~81.
- 日本道路協會, 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, 207-214, 401-409.
- 紫田 徹, 關口秀雄, 1980, 盛土基礎地盤の 弾・粘塑性 舉動解析と 礎壞豫測, 日本土木學會論文報告集, 日本 土木學會, 301, 93-104.
- 紫田 徹, 關口秀雄, 1982, 盛土基礎地盤の 側方流動解析上の 問題點, 土と 基礎, 30(5) (No. 292), 47-54.
- 赤井浩一, 1964, 土の 支持力と 沈下, 山海堂, 日本, 東京, 25-42.
- 土質工學會, 1979, 土と 基礎の 沈下と 變形の 解析方法, 土と 沈下と 變形の 實態と 豫測, 日本土質工學會, 3-58.
- 日本土質工學會 中國支部, 1991, 側方流動을 受ける 受動杭, 日本土質工學會 中國支部, 講習會テキスト, 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, 1-57, 103-151.
- De Beer, E.E. & Wallays, M. 1972, Forces induced in the piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile, Proc.of 5th ICSMFE, Paris, 325-332.
- Das, B. M. 1984, Principles of foundation engineering, Brooks/Cole Engineering division, Monterey, California, 101-206.
- H. Leussink, 1969, Storage yard foundations on soft cohesive soils, 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, 149-155.
- Marche, R. 1973, Discussion, Specialty session 5, Proc. 8th ICSMFE, Moscow, 4(3), 247-252.
- Matsui, T. Hong, W.P. & Ito, T, 1982, Earth pressures on piles in a row due to lateral soil movements, Soils and Foundations, 22(2), 71-81.
- Poulos, H. G. 1973, Analysis of piles in soil undergoing lateral movement, Soil mechanics & Foundation engineering division, ASCE, 99(SM5), 391-406.
- Tavenas, F. Mieussens, C. & Bourges, F, 1979, Lateral displacements in clay foundations under embankments, Canadian Geotechnical Journal, 16, 532-550.
- Tavenas, F. & Leroueil, S. 1980, The behaviour of embankments on clay foundations, Canadian Geotechnical Journal, 17, 236-260.
- Tschebotarioff, G. P, 1962, Chapter 5 on Retaining structures in foundation engineering(editor Leonards), McGraw-Hill, New York, 486-496.
- Tschebotarioff, G. P, 1973, Foundations, retaining & earth structures, McGrawHill Kogakusha, Tokyo, 389-414.
- W.P.Hong, 1980, Stability Analysis of Slope Containing Piles in a Row and Its Design Method, Thesis, Eng. Dr. Osaka University, 47-52.

안종필

조선대학교 토목공학과

501-759 광주광역시 동구 서석동 375번지

Tel:062-230-7086

e-mail:jpan@mail.chosun.ac.kr

박상범

조선대학교 건설기술연구소

501-759 광주광역시 동구 서석동 375번지

Tel:062-230-7093

e-mail:babybeer0713@hanmail.net