

## 성토하부 연약지반의 변형거동에 관한 모형실험

### Model Tests on Deformation Behavior of Soft Ground Under Embankment

이 광 우<sup>1</sup> Lee, Kwang-Wu  
조 삼 덕<sup>2</sup> Cho, Sam-Deok  
홍 원 표<sup>3</sup> Hong, Won-Pyo

#### Abstract

When embankments are constructed on soft clay deposit, unsymmetrical surcharges due to embankments may generate the excessive vertical settlement and lateral deformation of soft clay foundation. The excessive deformations in soft grounds cause not only stability problem of the embankment itself but also that of the adjacent structures. The objectives of this research are to study the deformational behavior of soft ground due to the embankment load with different loading and soil conditions. Five model tests are carried out with different test conditions. From the results of the model tests, it is concluded that the lateral displacement induced by the embankment load occurs in the range of two times of the embankment width from a toe. In addition, the relationship between loading rate,  $v$ , and the vertical settlement of the soft ground,  $\Delta s$ , and the lateral displacement at the toe of embankment,  $\Delta y_m$ , is investigated based on the model test results.

#### 요 지

연약지반상 성토시, 성토하중은 연약지반에 편재하중으로 작용하게 되어 기초 연약지반의 과도한 침하와 측방유동을 야기할 수 있다. 연약지반의 과도한 변형은 결국 성토체 자체와 인접 지반 및 구조물의 안전을 위협하게 된다. 연약지반의 변형거동에 영향을 미치는 요인은 크게 성토하중 조건과 지반조건으로 구분할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 이들 조건을 달리한 5회의 모형실험을 수행하여, 성토하중 재하가 기초 연약지반의 변형거동에 미치는 영향을 평가하였다. 모형실험 결과, 성토하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 영향거리는 성토체 선단부로부터 재하폭의 2배까지인 것으로 나타났다. 또한 모형실험 결과를 근거로, 성토속도( $v$ , kPa/day)와 일평균 침하량( $\Delta s$ , mm/day) 사이의 관계식과 성토속도와 일평균 지중 최대수평변위( $\Delta y_m$ , mm/day) 사이의 상관관계식을 제안하였다.

**Keywords :** Embankment, Lateral flow, Settlement, Soft ground

#### 1. 서 론

연약지반상에 성토를 시공하거나 교대, 옹벽 등의 뒤 채움을 실시할 경우 연약지반에는 편재하중이 작용하

게 되어 연약지반의 측방유동이나 활동과괴가 종종 발생하게 된다(홍원표, 1994). 특히 성토를 대단히 빠른 속도로 시공할 경우에는 연약지반에 수평방향응력이 증가하게 되고 이로 인하여 지반의 측방유동과 융기 현상

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Eng. & Tunnelling Research Div., KICT)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 책임연구원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Eng. & Tunnelling Research Div., KICT)

3 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Eng., CAU, wphong@cau.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

이 발생하게 되어 인접 구조물의 안전을 위협하게 된다.

연약지반의 측방유동에 대한 연구는 Franx & Boonstra (1948)에 의하여 시작되었다고 할 수 있는데, 이들은 연약 지반상에 설치된 말뚝의 파손원인과 측방변위의 상관관계를 연구하였다. 1969년 Peck이 연약지반에서의 측방유동을 공학적으로 처음 정의하였으며, 1973년 Tschebotarioff가 모스크바에서 개최한 ICSMFE에서 구조물에 작용하는 점성토 지반의 측방토압에 관한 연구결과를 발표한 이후, 측방유동에 관한 연구가 본격적으로 이루어지고 있다. 공학분야에 컴퓨터의 도입과 더불어 수치해석법을 이용하여 연약지반상의 성토에 따른 측방변위 특성을 규명하기 위한 연구가 활발히 수행되어 오고 있다 (Duncan & Chang, 1970; Worth & Simpson, 1972; Smith & Hobbs, 1974; Loganathan et al., 1993; Ellis & Springman, 2001, 등). 또한 현장계측 자료 분석을 통해 실제 현장에서 발생하는 측방변위 특성을 평가하기 위한 연구들도 다수 수행된 바 있다(Tavenas et al., 1978, 1979; Wood, 1980; Folkes & Crooks, 1985; Reese et al., 1975; Suzuki, 1988, 등).

특히, Leroueil et al.(1990)은 측방유동에 의한 연약지반 변형거동의 과정을 재하시점부터 한계하중까지의 거동과 그 이후부터 극한하중까지의 거동, 그리고 극한하중 이후의 장기 배수거동의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였다. 재하초기에는 간극수압의 소산이 없는  $K_0$  상태로 탄성적인 침하만이 인식되어 지고, 하중의 증가에 따라 유효응력이 증가하여 어느 한계치를 넘게 되면 토립자가 항복하여 압축성이 급증함과 더불어 측방변위량의 증가가 시작되며, 대부분의 측방유동은 이 구간에서 발생된다고 하였다. 이와 같이 지반이 탄성의 상태에서 소성의 상태로 바뀌지는 시점의 응력을 한계하중으로 규정할 수 있다. Tschebotarioff(1973)는 전단 변형이 시작되는 점의 응력을 한계하중으로 규정하고, 그 이후부터는 측방변위량이 급격한 증가경향을 나타낸다고 하였다.

국내에서는 최근 연약지반상에 고속도로를 건설하거나 공단을 조성하는 경우가 많아지면서 교대 및 옹벽의 변형문제가 종종 발생하고 있다. 이러한 연약지반의 과도한 변형발생은 구조물(혹은 기초)의 변형으로 인한 구조물 자체의 기능적 손상과 인접구조물, 지하매설물 등의 파손을 야기하여, 막대한 경제적 손실을 초래할 수 있다.

일반적으로 연약지반의 변형 문제는 하중조건(성토

하중, 재하속도 등)과 지반조건(지층구성, 연약층 두께 및 전단강도 등)에 의해 영향을 받는다. 따라서 본 연구에서는 편재하중 및 연약지반 조건을 달리한 일련의 모형실험을 실시하여, 이들 영향인자 변화에 따른 연약지반의 수직 및 수평 방향 변형 발생 특성을 고찰하였다.

## 2. 측방유동지반의 변형거동 모형실험

편재하중 작용시 기초 연약지반의 변형거동에 미치는 영향요인은 크게 연약지반조건과 편재하중조건으로 구분할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 표 1에 나타낸 바와 같이 지반조건의 영향은 연약지반 조성시 예압밀 하중을 다르게 적용하고, 하중조건에 대한 영향은 단계하중의 크기를 다르게 적용하여 모형실험을 수행함으로써 이들 영향인자 변화에 따른 연약지반의 변형거동을 평가하고자 한다. 본 연구에서는 모형실험 결과의 분석을 통해, 연약지반 조성을 위한 예압밀 압력과 성토하중을 모사하기 위한 단계하중의 크기가 기초 연약지반의 침하, 성토체 인접지반의 용기 및 지중측방변위 발생에 미치는 영향을 평가하였다.

### 2.1 실험장치

편재하중에 의한 연약지반의 변형거동을 관찰하기 위하여 그림 1의 실험장치계통도에서 보는 바와 같이 실험장치를 제작하였다.

모형실험장치는 크게 모형토조부분과 정규압밀 혹은 과압밀 상태의 지반 형성을 위한 예압밀장치, 단계하중 재하를 위한 재하장치, 계측장치로 구성되어 있다.

모형토조의 크기는 길이 150cm, 높이 60cm, 폭 15cm이다. 토조 전면은 연약지반의 조성 및 지반의 거동 관측을 위해 투명 아크릴판으로 제작했으며 분리 및 조립이 가능하다.

표 1. 측방유동지반의 거동특성 평가를 위한 모형실험 종류 및 조건

실험 종류	연약지반 심도	예압밀 압력 (kPa)	단계하중 증분 (kPa)
Case I	2B	2	2
Case II		2	4
Case III		2	6
Case IV		4	4
Case V		4	6

\* B는 재하폭(20cm)

본 모형실험에서는 토조에 교반된 점토를 채운 후 균질한 상태의 지반을 형성시키기 위하여 일정압력으로 예압밀을 실시하는 것으로 계획하였다. 따라서 연약지반층 지표면에 일정한 압력이 균등하게 전달 될 수 있도록 하기 위한 예압밀하중 거치대를 제작하였다. 거치대 하부에 설치한 예압밀판에는 배수구멍을 뚫어 압밀기간 동안 배수가 원활히 이루어질 수 있도록 하였다. 한편, 비닐랩과 오일을 이용한 마찰저감처리(lubrication)를 실시함으로써, 예압밀 및 단계 하중 재하 시 토조와의 벽면마찰을 최소화 하였다.

예압밀 및 본실험시 편재하중의 용이한 재하를 위해 납을 이용하여 예압밀용 추 및 편재하중 재하용 추를 각각 제작하였다.

한편, 실제현장과 유사한 성토층의 연성침하를 모사하기 위해 그림 1에 보인 바와 같이 강봉, 발포고무 및 하중추를 동시에 사용하였다. 즉, 직경 9mm, 길이 14.6mm의 강봉을 낚시줄로 엮어 5층을 제형으로 쌓고, 그 위에 발포고무를 위치시킨 후 단계하중을 재하한다. 발포고무는 강봉층의 부등변형시 발생할 수 있는 단계하중의 부등분포를 방지하여 균등한 수직하중이 강봉층 상부면에 작용하도록 하는 역할을 한다.

## 2.2 사용시료

모형실험에서 사용한 모형지반의 재료는 인천공항 화물터미널 공사현장에서 채취하였다. 채취된 시료는 #10체(2mm)를 통과시켜 불순물을 제거한 후 재성형하여 실험에 사용하였다. 현장에서 채취한 불교란시료를 대상으로 물리적 특성과 역학적 특성을 조사하기 위해 각종 토질시험을 실시하였다.

흙시료에 대한 물성시험결과는 표 2에 나타내었다. 점토시료의 물리적 특성은 표 2에서 알 수 있는 바와 같이 자연함수비( $W_n$ ) 39.22%, 액성한계(LL) 29.4% 및 소성지수(PI) 8.03이며, 통일분류법의 분류기준에 의하면 CL로 분류된다. 또한 비중( $G_s$ )은 2.696, 간극비( $e$ ) 1.055, 습윤단위중량( $\gamma_t$ )과 건조단위중량( $\gamma_d$ )은 각각  $17.9\text{kN/m}^3$ 과  $12.9\text{kN/m}^3$ 인 것으로 나타났다.

연약지반 재료의 역학적 특성을 조사하기 위해 수행한 일축압축강도시험과 표준압밀 시험결과는 표 3에 나타내었다. 불교란시료에 대한 일축압축강도시험 결과, 일축압축강도  $q_u$ 가  $38.7\text{kPa}$ 이고 예민비  $S_e$ 는 5.9로 나타나, 중간정도의 예민성을 가지는 점토임을 알 수 있다. 한편 표준압밀시험 결과, 선행압밀하중( $P_c$ )이  $98.0\text{kPa}$ , 압축지수( $C_c$ ) 및 팽창지수( $C_s$ )는 각각 0.34 및 0.03으로

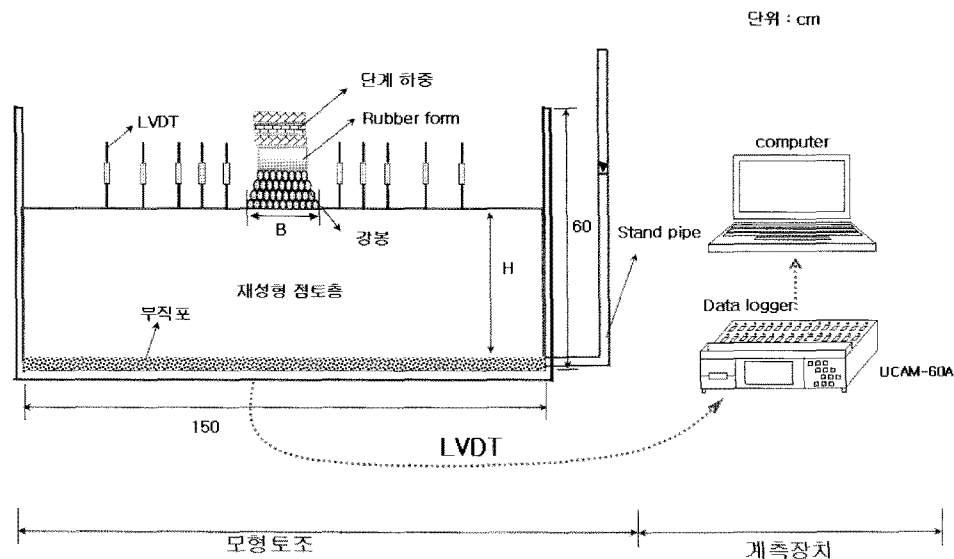


그림 1. 실험장치 계통도

표 2. 점토시료의 물리적 특성

$W_n$ (%)	$G_s$	LL (%)	PI (%)	흙 분류 (소성도표)	$e$	$n$	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	No.200 통과량 (%)
39.2	2.70	29.4	8.0	CL	1.055	0.513	17.9	12.9	83

표 3. 일축압축강도시험 및 압밀시험 결과

$q_u$ (kPa)	$S_t$	$P_c$ (kPa)	$C_c$	$C_s$	$C_v$ ( $cm^2/sec$ )	$K$ ( $cm/sec$ )
38.7	5.9	98.0	0.34	0.03	$7.81 \times 10^{-3}$	$6.88 \times 10^{-7}$

평가되었다. 또한 압밀계수( $C_v$ )는  $7.81 \times 10^{-3} cm^2/sec$ 이고, 투수계수( $K$ )는  $6.88 \times 10^{-7} cm/sec$ 로 나타났다.

### 2.3 실험 방법 및 순서

본 모형실험에서는 연약지반에 접한 재하하중의 폭을 20cm로 하였으며, 변위계(LVDT)를 이용하여 성토체 중앙부의 침하량과 성토체 주변 지표면의 융기량을 측정하였다.

모형실험 과정은 크게 연약지반 조성 단계과 편재하중 재하 단계로 구분할 수 있으며, 각 단계에서의 실험 순서는 다음과 같다.

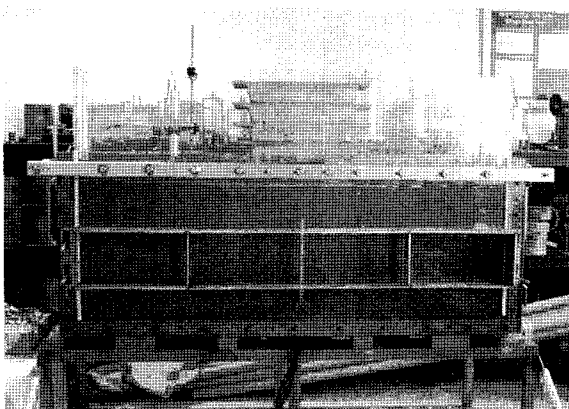
#### 가. 연약지반 조성 단계

- ① #10체를 이용하여 불순물을 제거한 점토시료를 함수비 59%(액성한계의 2배)로 교반한다.
- ② 토조내에 모형지반을 성형하기 위하여 모형토조를 높히고 토조의 전면판을 떼어낸다.
- ③ 모형지반의 유동시 벽면마찰을 최소화 하기 위해, 토조의 내부벽면에 오일을 바르고 Vinyl Wrap을 부착한다.
- ④ 배수조건을 고려하여 토조 하부에 부직포를 설치하고, 불순물이 제거된 점토시료를 목표높이까지 채운다.

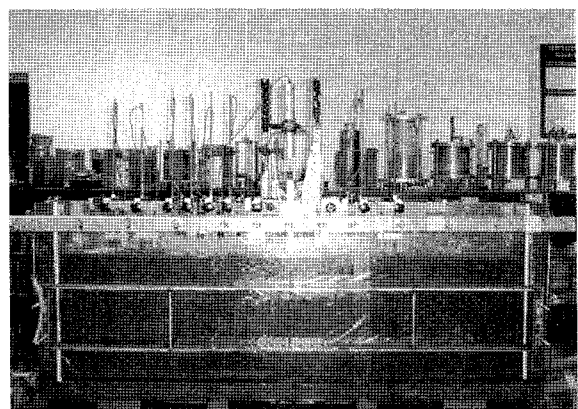
- ⑤ 전면판을 조립/부착한 후 토조를 바로 세운다.
- ⑥ 예압밀 장치와 변위계를 설치한 후, 일정한 예압밀 하중을 재하한다(그림 2(a)).
- ⑦ 침하량 측정결과로부터 압밀도를 분석하여 1차 예압밀 종료 시점을 결정한다.
- ⑧ 예압밀장치를 해체하고 토조상부에 가이드판을 부착한 후, 토조를 높힌 상태에서 전면판을 해체한다.
- ⑨ 모형지반의 변형거동을 조사하기 위해 모형지반 전면에 유성 페인트로 착색한 면봉을 오일코팅 후 표면에 일정간격으로 삽입하여 표점을 마련한다.
- ⑩ ⑤~⑦ 과정을 재차 수행하여 2차 예압밀을 수행한다.
- ⑪ 침하량 측정결과, 압밀도 85%에 도달하면 예압밀을 종료한다.

#### 나. 편재하중 모사를 위한 단계하중 재하 단계

- ① 예압밀장치를 해체한 후 모형지반의 비배수전단 강도를 평가하기 위한 베인시험을 수행하고, 지중 변위를 기록하기 위한 투명 시트지를 전면판에 부착한다.
- ② 성토체 주변지반 위에 연직변위 측정을 위한 변위계를 설치한다.
- ③ 성토체 중앙부의 침하를 측정하기 위하여 침하판

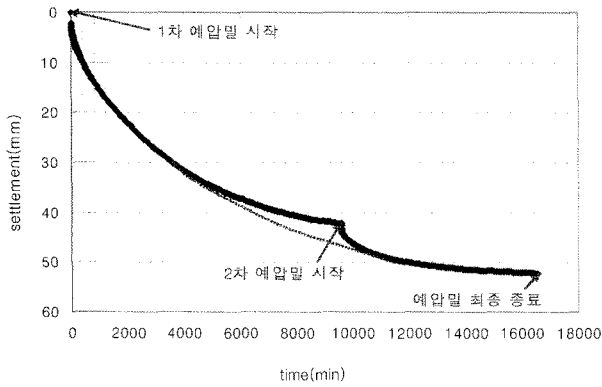


(a) 지반조성을 위한 예압밀

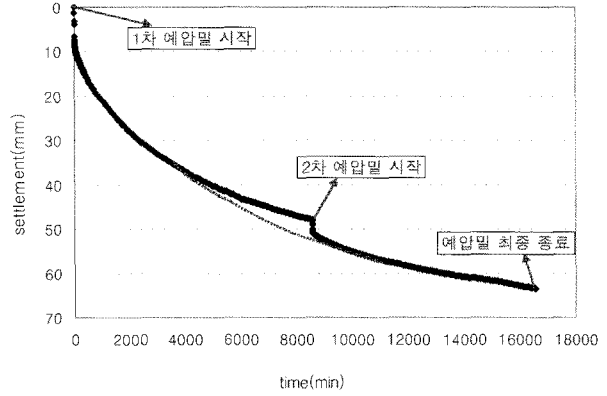


(b) 단계하중 재하

그림 2. 모형실험 모습



(a) Case II



(c) Case III

그림 3. 예압밀시 시간에 따른 침하량

을 설치하고, 강봉(길이: 14.6cm, 지름: 0.9cm)을 낚시줄로 엮어 총 5층이 되게 쌓는다.

- ④ 강봉 위에 발포고무와 하중 거치대, 성토체 중앙부의 침하 계측용 변위계를 설치한다. 하중 거치대는 단계하중이 성토체에 지속적으로 균등하게 작용하도록 하는 역할을 한다.
- ⑤ 조건별 단계하중을 재하하면서, 일정 시간간격으로 지반변형을 측정한다(그림 2(b)). 이 때 각 재하단계별 종료시점은 예측침하량의 80% 압밀도에 도달한 시점으로 한다.

### 3. 모형실험 결과 및 고찰

성토 시공으로 인한 연약 기초지반의 변형거동은 성토하중과 기초지반의 강도 및 두께에 영향을 받는다. 따라서 일련의 모형실험을 통해 예압밀에 따른 침하량, 단계하중에 따른 침하량과 유효기량, 수평변위 등의 거동 특성을 평가하였다. 지표 및 지중 변위 측정결과를 정리하면 다음과 같다.

#### 3.1 모형실험 결과

##### 3.1.1 예압밀에 따른 침하량

본 실험에서는 정규압밀 혹은 과압밀 상태의 점토지반을 조성하기 위하여, 모형토조에 교란점토를 일정 높이까지 채운 후 일정한 압력을 재하하는 방법으로 예압밀을 실시하였다. 예압밀 종료시점은 쌍곡선법 및 Asaoka 법을 이용하여 산정한 예상 총 침하량을 근거로 결정하였으며, 압밀도 85%에 도달할 때까지 예압밀 하중을 재하하였다. 또한 지중변위 관찰을 위한 표점을 설치하기

위하여 2차에 걸쳐 예압밀을 수행하였다(2.3절 참조). 예압밀시 시간에 따른 침하량 측정결과의 대표적인 사례를 그림 3에 나타내었다.

본 연구에서는 표 1에 나타낸 바와 같이 총 5회의 모형실험을 수행하였으며, 모형실험 Case I, Case II, Case III, Case VI 및 Case V에서 예압밀에 따른 최종침하량은 각각 55mm, 52mm, 65mm, 70mm 및 76mm로 측정되었다. 한편, 예압밀 종료후 재성형 점토지반에서 수행한 베인시험 결과, 2kPa의 압력으로 예압밀한 Case I~Case III 지반과 4kPa의 압력으로 예압밀한 Case VI~Case V 지반의 비배수전단강도는 각각 5.5~8.3kPa와 12.5~15.9kPa 범위를 가지는 것으로 나타났다.

##### 3.1.2 단계 성토하중 재하에 따른 침하량

연약지반 조성 후, 토조 중앙부에 20cm 폭의 편재하중을 그림 1에 나타낸 바와 같이 재하하였다. 그림 4는 지표면 침하량 측정결과 중 Case II의 결과를 나타낸다.

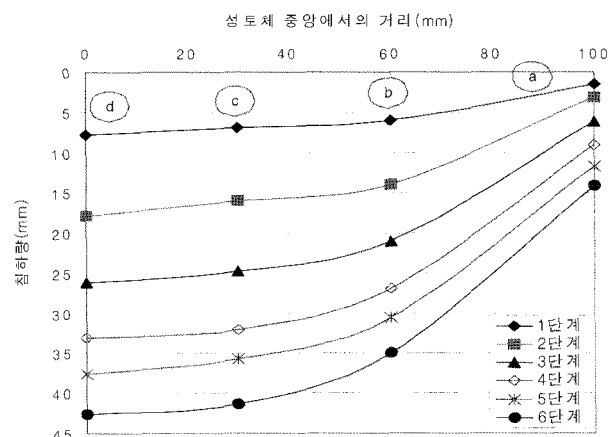
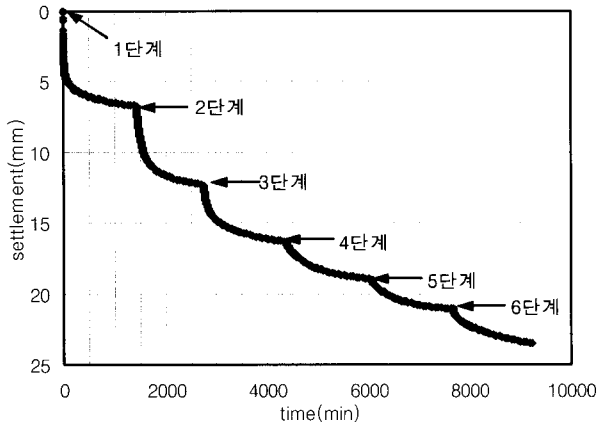
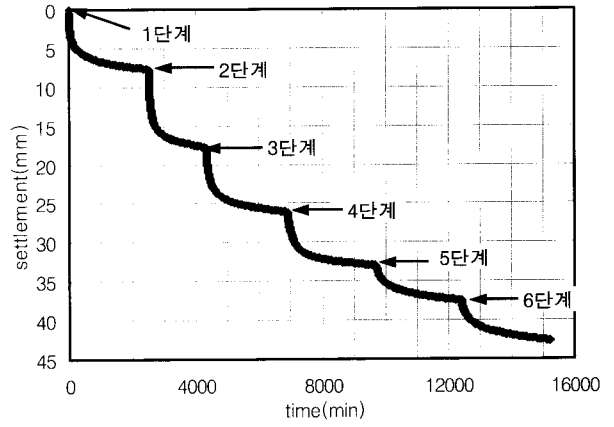


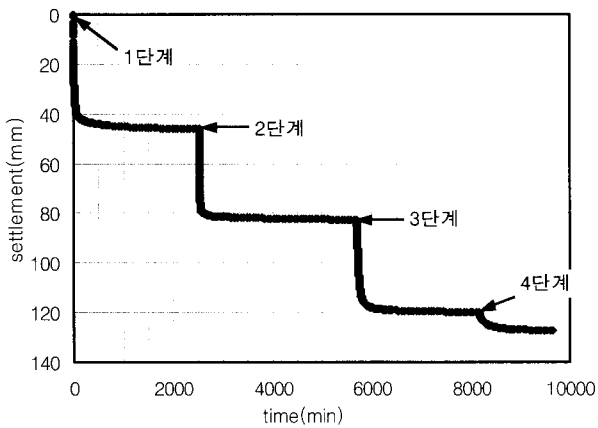
그림 4. 편재하중 재하단계별 성토하부 지표면 침하량(Case II)



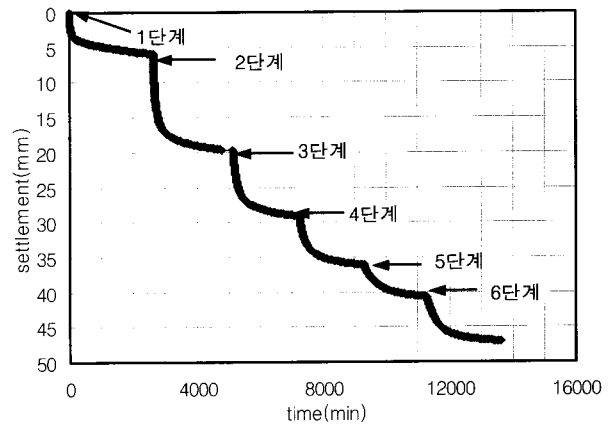
(a) Case I(단계하중 증분 2kPa)



(b) Case II(단계하중 증분 4kPa)



(c) Case III(단계하중 증분 6kPa)



(d) Case IV(단계하중 증분 4kPa)

그림 5. 모형실험결과 - 단계하중에 따른 침하량

표 4. 모형실험 Case 별 단계하중 재하속도

구분	Case I	Case II	Case III	Case IV	Case V
총 재하하중 (kPa)	12	24	24	24	18
총 침하량 (mm)	23.5	42.7	127.3	47.1	109.7
재하속도 (kPa/day)	1.87	2.27	3.58	2.54	3.47

그림 4에서 보는 바와 같이 재하면 중앙부에서 최대 침하가 발생하고 선단부로 갈수록 침하량이 비선형적으로 작아지는 것으로 나타나, 본 모형실험에서 사용한 하중재하방법은 실제 성토하부지반의 연성침하를 비교적 유사하게 잘 재현하고 있음을 알 수 있다.

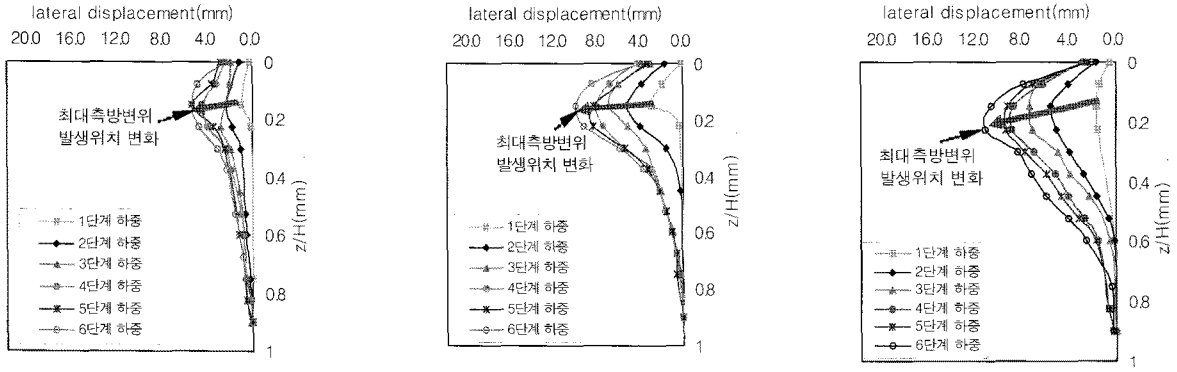
한편, 단계하중 재하에 따른 재하면 중앙부에서의 침하량 측정결과는 그림 5 및 표 4에 나타내었다. 성토속도가 연약지반의 변형거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 단계하중을 변화시키면서 모형실험을 수행하였다. 즉, 모형실험 Case I의 경우 6회에 걸쳐 2kPa씩의 하중

을 단계적으로 재하하였으며, Case II 및 Case IV의 경우는 6회에 걸쳐 4kPa씩의 하중을 단계적으로 재하하였다. Case III 및 V의 경우에는 6kPa씩의 하중을 단계적으로 재하하였는데, 이와 같이 비교적 큰 하중의 재하로 인해 2단계 재하시 연약기초지반의 편칭과파괴가 관찰되었고, 3단계 재하 이후에는 하중 재하면 하부의 연약지반층이 거의 압축되어 4단계 재하시 침하량이 상대적으로 매우 작게 측정되었다.

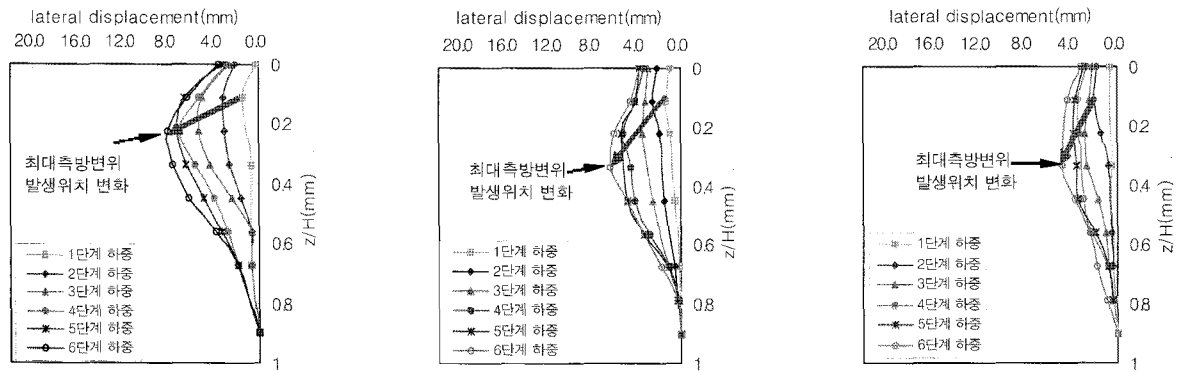
한편, 본 실험에서 재하종료시까지의 경과시간과 총 재하하중의 관계로부터 산정한 각 실험 Case 별 재하속도를 살펴보면, 1.87kPa/day~3.58kPa/day의 범위를 보이고 있다(표 4).

### 3.1.3 단계하중 재하에 따른 연약지반의 측방변위

그림 6 및 그림 7은 단계하중 재하시 연약지반깊이에 따른 지중 수평변위량 측정결과 중 Case II 및 III의 결과를 나타낸 것이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 단계하중 증가시 지중수평변위 또한 증가하고 있으며, 그 크

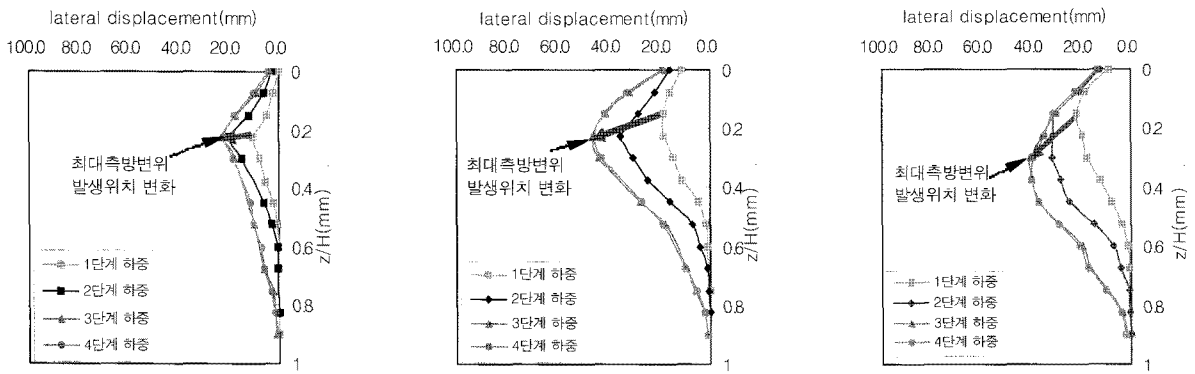


(a) 성토체 중앙으로부터 30mm (b) 성토체 중앙으로부터 60mm (c) 선단부

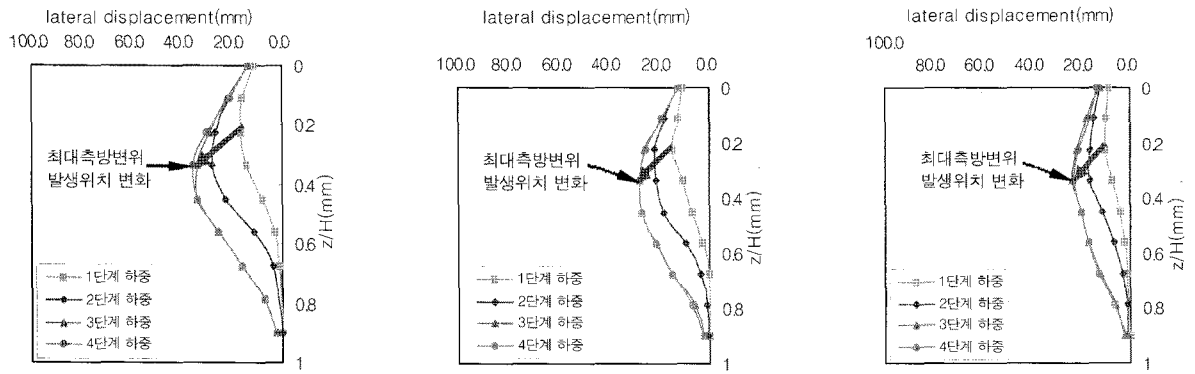


(d) 선단으로부터 1/4B (e) 선단으로부터 1/2B (f) 선단으로부터 3/4B

그림 6. 지표면으로부터의 깊이에 따른 지중 수평변위량 - Case II



(a) 성토체 중앙으로부터 30mm (b) 성토체 중앙으로부터 60mm (c) 선단부



(d) 선단으로부터 1/4B (e) 선단으로부터 1/2B (f) 선단으로부터 3/4B

그림 7. 지표면으로부터의 깊이에 따른 지중 수평변위량 - Case III

기는 선단부에서 멀어질수록 점점 더 작아짐을 알 수 있다. 선단부에서의 최대 수평변위 발생위치를 살펴보면, 초기 재하단계에서는 지표로부터 대략  $0.15H$ ( $H$ : 연약지반 심도,  $Z$ : 지표면으로부터 측정 깊이) 깊이에서 최대 수평변위가 발생한 이후 하중 단계를 증가시킬수록 최대 수평변위 발생위치가 점차 지표로부터 깊어짐을 알 수 있다. 따라서 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성됨을 알 수 있다.

### 3.2 성토하중 재하 시 연약지반의 변형거동 고찰

#### 3.2.1 성토하중과 거리에 따른 용기량 관계

그림 8은 지표면 용기량 측정을 위한 변위계의 설치위치를 도시한 것이고, 그림 9는 Case II와 Case III에서 성토체 선단부로부터의 거리별 용기량을 보여준다. Case II와 Case III은 표 1에 나타낸 바와 같이 동일한 예압밀하중( $2\text{kPa}$ )으로 점토층을 조성하고, 단계 성토하중을 각각  $4\text{kPa}$ 과  $6\text{kPa}$ 로 달리하여 실험을 수행하였다. 그림 9

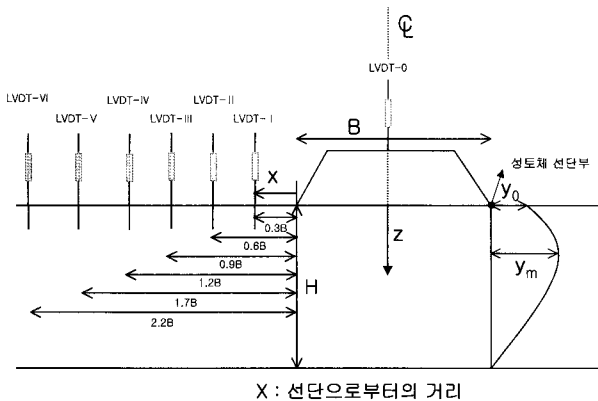
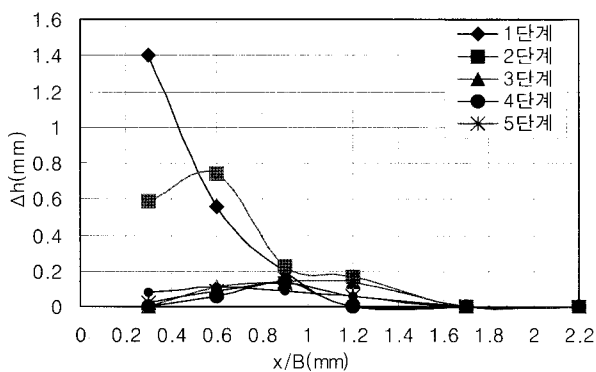


그림 8. 용기량 계측을 위한 LVDT 위치

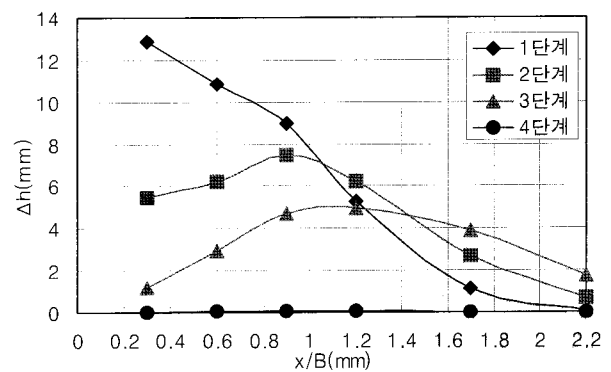
를 살펴보면, 두 경우 모두 초기 성토단계에서는 선단부와 가장 인접한 위치에 설치한 LVDT-I( $x/B=0.3$ )의 측정치가 가장 큰 것으로 나타났으나 하중단계가 증가할수록 최대 용기량 발생 위치가 점차 선단부에서 멀어지는 경향을 보이고 있다. 이와 같이 하중단계가 증가할수록 최대 용기량이 발생하는 위치가 점차 선단부로부터 멀어지게 되는 원인은, 앞에서 설명한 측방변위 측정결과에서 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성되는 결과에 기인한 것으로 판단된다.

그림 10은 단계 성토하중 증가에 따른 인접지반의 누적용기량 측정결과를 보여준다. 두 경우의 모형실험 모두 성토하중 증가에 따른 누적용기량은 재하초기에 비교적 빠르게 증가하다가 일정 성토하중 재하 이후에는 일정한 값에 수렴(성토하중 증가에 따른 누적용기량 증가의 증가율이 급속히 감소)해가는 경향을 보이고 있다. 또한 성토체 선단부에서 먼 위치일수록, 누적용기량 증가율이 급속히 감소하기 시작하는 지점이 더 큰 하중 재하 단계에서 나타난다.

그림 10(a)에 나타낸 Case II의 측정결과 성토하중 증가에 따른 누적용기량의 증가는 성토체 선단부에 가장 인접한 위치에 설치한 LVDT-I의 측정치가 가장 크게 나타났고, 성토체 선단부에서 멀어질수록 누적용기량이 작게 측정되었다. 반면에, Case III의 경우 초기 재하단계(2단계  $12\text{kPa}$  재하시 까지)에서는 Case II의 경우와 동일하게 LVDT-I의 측정치가 가장 크고 성토체 선단부에서 멀어질수록 누적용기량이 작게 측정 되었으나, 3단계( $18\text{kPa}$ ) 재하시에는 오히려 LVDT-III의 측정치가 가장 크고 LVDT-II의 측정치도 LVDT-I보다 크게 나타났다. 이러한 결과의 원인은 앞서 설명한 바와 같이, 성토하



(a) Case II



(b) Case III

그림 9. 성토체 선단부로부터의 거리에 따른 용기량



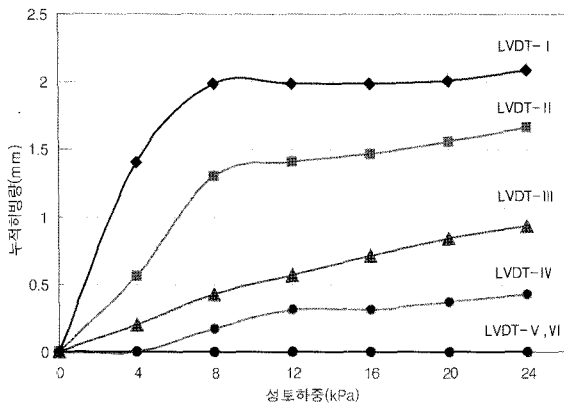
중 증가에 따른 누적용기량 증가의 증가율은 성토체 선단부에서 먼 위치일수록 더 큰 하중 재하 단계에서 급속한 감소가 시작되기 때문이다. 따라서 Case II의 경우에도 더 많은 단계의 성토하중을 재하하게 되면 LVDT-II 혹은 LVDT-III의 측정결과가 LVDT-I의 측정치보다 오히려 더 크게 될 수도 있을 것으로 판단된다. 이러한 결과는 결국 성토하중이 커지면 선단부에서 더 먼 거리까지 인접지반의 용기로 인한 피해가 영향을 미치게 됨을 의미한다.

한편, 재하하중이 12kPa 및 24kPa인 경우, Case II와 Case III의 누적 용기량을 비교해 보면, Case III이 Case II에 비해 대략 18배~20배 큰 것으로 나타났다. 이와 같이 동일한 함수비와 예압밀 하중으로 연약지반을 조성한 두 경우의 실험결과가 크게 차이를 보이는 원인은 단계하중의 크기가 각각 4kPa 및 6kPa로 상이하기 때문이다. 이러한 결과는 성토속도가 인접지반의 용기량 및 선단으로부터의 용기 범위에 미치는 영향이 대단히 큼을 의미한다. 즉, 표 4에 나타난 바와 같이 Case II의 경

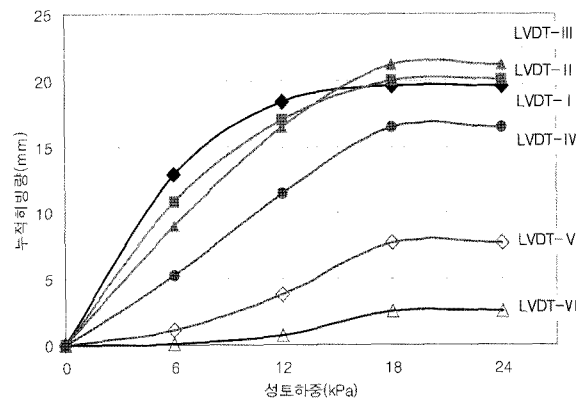
우 성토속도가 2.27kPa/day인 반면에 Case III의 경우는 성토속도가 3.58kPa/day로서 Case II보다 약 1.6배 정도 빠른 점이 성토체 인접지반의 용기발생에 영향을 미친 것으로 판단된다. 따라서 연약지반상 성토 시공시 인접지반의 용기로 인한 피해를 최소화하기 위해서는 연약기초지반의 강도특성에 따라 성토시공속도를 적절히 조절할 필요가 있다.

### 3.2.2 성토하중에 따른 지중 최대수평변위

모형실험결과, 단계 성토하중이 연약 기초지반의 수평변위에 영향을 미치는 거리를 평가하기 위하여, 성토하중 재하에 따른 재하 선단부에서부터의 거리별 지중 최대 수평변위 관계를 그림 11에 나타내었다. 그림 11에서 x는 성토체 선단부로부터의 거리이다. x가 음(-)의 값을 나타내는 것은 선단부에서부터 성토체 중앙부 쪽으로의 거리를 의미하며, B는 성토체 폭을 의미한다. 그림 11를 살펴보면, 지중 최대 수평변위는 대체로 선단부 직하에서 가장 크고, 선단부에서 멀어 질수록 수평변위의

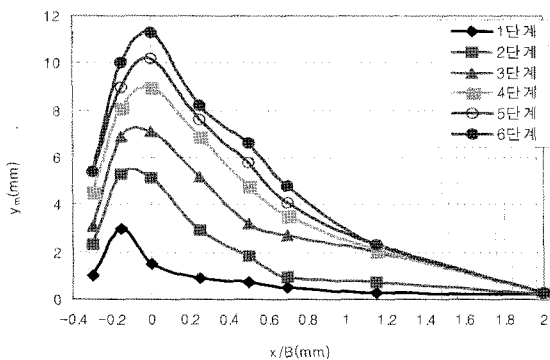


(a) Case II

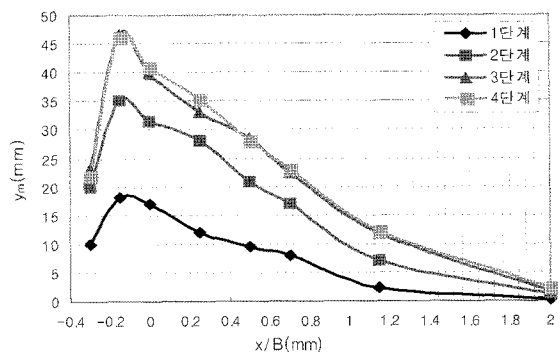


(b) Case III

그림 10. 성토하중에 따른 누적 용기량

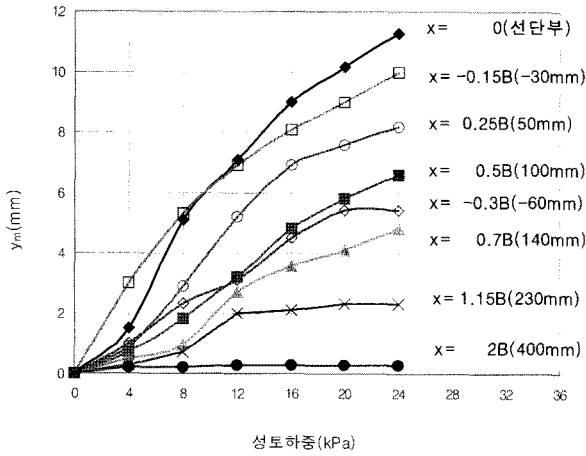


(a) Case II

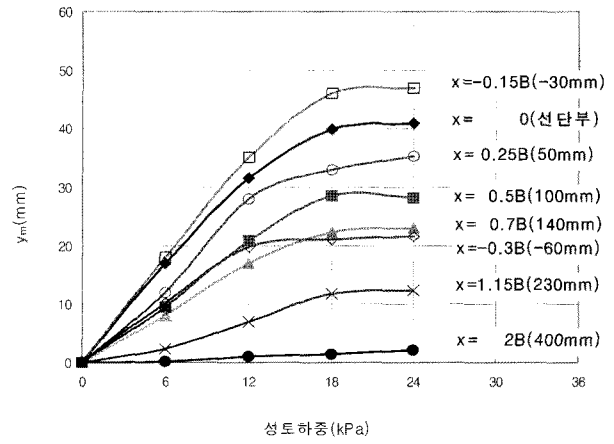


(b) Case III

그림 11. 성토하중에 따른 선단에서부터의 거리별 지중 최대 수평변위



(a) Case II



(b) Case III

그림 12. 성토하중에 따른 지중 최대 수평변위

크기가 비선형적으로 감소(선단부에서 멀어질수록  $x/B$  증가에 따른 최대 수평변위 감소의 감소율이 감소)함을 알 수 있다. 또한 모든 실험결과에서 재하폭 보다 대략 2배 이상 떨어진 곳에서는 지중 수평변위가 매우 미소하게 측정되었다. 이러한 결과는 단계하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 거리는 재하 선단부로부터 재하폭의 2배까지이고, 이보다 멀리 떨어진 위치에서는 연약지반의 측방유동에 영향을 거의 받지 않음을 의미한다.

한편, 성토체 중앙부와 선단부 사이의 위치에서 지중 측방변위를 측정된 Case II(그림 11(a)) 및 Case III(그림 11(b))의 결과를 살펴보면, 성토체 중앙부에서 선단부로 갈수록 지중 최대 수평변위가 커지다가 임의 지점을 지난 후에는 성토체로부터 멀어질수록 감소하는 경향을 보인다. 또한 Case II의 경우에는 성토체 선단부 직하에서 지중 최대 측방변위가 가장 크게 나타난 반면에, Case III의 경우에는 성토체 선단부와 중앙부 사이(선단부로부터 중앙부쪽으로  $0.2x/B$  지점의 직하부)에서 지중 최대 측방변위가 가장 큰 것으로 나타났다. 이러한 결과로부터, 지중 최대 측방변위의 발생위치는 연약 기초지반 및 성토하중 조건에 따라 달라질 수 있으며, 성토체 선단부와 성토체 중앙부 사이의 임의지점 직하부에서 최대 측방변위가 발생할 수 있음을 알 수 있다.

그림 12 및 그림 13은 단계별 성토하중에 따른 최대 지중 수평변위 관계를 보여준다. 그림 12에서 알 수 있는 바와 같이 성토하중이 증가할수록 최대 지중수평변위는 증가하고, 그 증가율은 성토하중이 커질수록 감소하는 경향을 보인다.

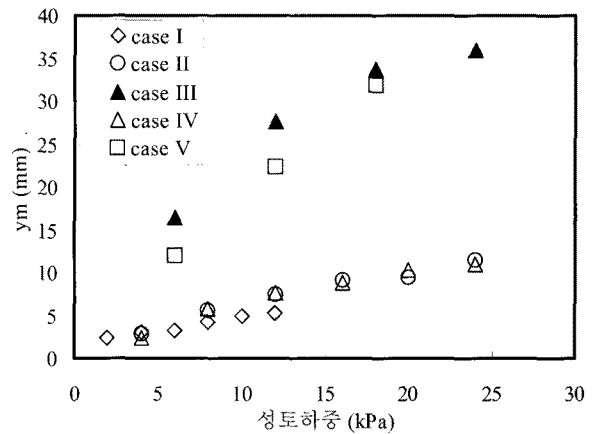


그림 13. 성토하중에 따른 선단부 직하 지중 최대 수평변위

한편, 각 실험 Case 별 성토하중 증가에 따른 최대 지중수평변위 변화를 나타낸 그림 13을 살펴보면, 작은 예압밀압력을 가하여 연약지반을 조성한 경우가 최대 측방변위가 대체로 다소 더 큰 경향을 보이고 있다. 또한 동일한 예압밀압력을 재하하여 연약지반을 조성한 Case II와 Case III의 결과를 비교해 보면, 12kPa 및 24kPa의 성토하중이 재하된 경우, 재하속도가 빠른 Case III의 경우가 Case II에 비해 최대 지중 수평변위가 대략 4~5배 더 큰 것으로 나타났다. 이러한 결과를 그림 10에서 설명한 인접지반 최대 용기량의 경우 두 실험 Case에서 최대 용기량이 18~20배 차이를 보이는 결과와 함께 생각해 보면, 결론적으로 성토 시공속도의 변화는 지중 수평변위보다 인접지반의 용기에 더 크게 영향을 미침을 알 수 있다.

### 3.2.3 침하량에 따른 측방변위

성토체 중앙부의 침하량과 선단부에서의 최대 측방 변위량을 Tavenas et al.(1979)의 제안식과 함께 나타내면 그림 14와 같다. 그림 14에서  $y_m$ 은 선단부 지중에서의 최대 수평변위를 나타낸다. 또한 그림상의 직선은 Tavenas et al.(1979)가 제안한 경험식을 나타낸다.

지중 최대 수평변위는 단계하중 증가에 따른 증가가 거의 선형적인 결과를 보이고 있다. 또한 침하량에 따른 최대 수평변위 발생이 Tavenas et al.(1979) 제안식의 상한계와 유사하게 거동하고 있으나, 대체로 성토하중이 클수록 침하량에 따른 최대 수평변위량의 기울기가 증가하고 있어, 성토하중 재하속도가 빠를수록 기초연약 지반의 변형이 크게 발생하게 됨을 알 수 있다.

성토속도가 연약지반 침하 및 측방변위에 미치는 영향을 평가하기 위하여 성토속도에 따른 일평균 지반변위를 그림 15와 같이 도시하였다. 그림 15에서 알 수 있는 바와 같이 성토속도가 빨라질수록, 침하량 및 측방변위량이 비선형적으로 급속히 증가된다. 이러한 비선형

적인 지반변위의 증가는 모형지반의 예압밀 하중에 관계없이 성토속도의 증가에 따라 일정한 지수함수의 관계를 보이고 있으며, 이는 식 (1) 및 식 (2)와 같이 표현할 수 있다.

$$\Delta s = 0.3594e^{1.12v} \quad (1)$$

$$\Delta y_m = 0.0667e^{1.24v} \quad (2)$$

여기서,  $\Delta s$ 는 일평균 침하량(mm/day),  $\Delta y_m$ 은 일평균 지중 최대수평변위(mm/day),  $v$ 는 성토속도(kPa/day)를 나타낸다.

결론적으로, 식 (1) 및 식 (2)를 이용하면, 성토속도에 따른 연약지반 침하량 및 측방변위량을 예측할 수 있을 것으로 기대된다. 그러나 식 (1) 및 식 (2)는 제한된 조건에서 수행한 모형실험 결과이므로, 당장 실무에 적용하기는 어려울 것이다. 따라서 향후 연약지반 및 성토와 관련된 보다 다양한 조건에 대한 실험적 연구 및 실제 현장 측정자료와의 비교분석을 통하여 수정 보완할 필요가 있을 것으로 판단된다.

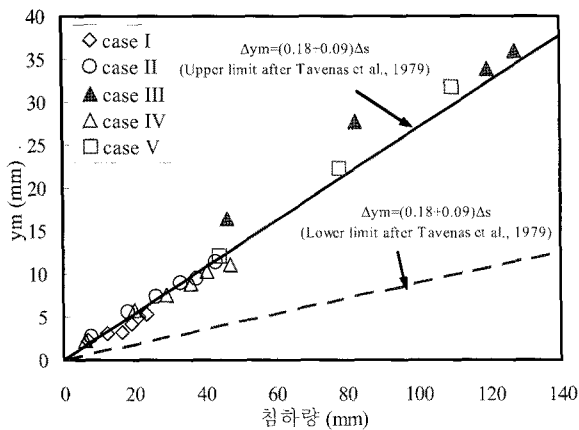


그림 14. 침하량에 따른 최대 측방변위량

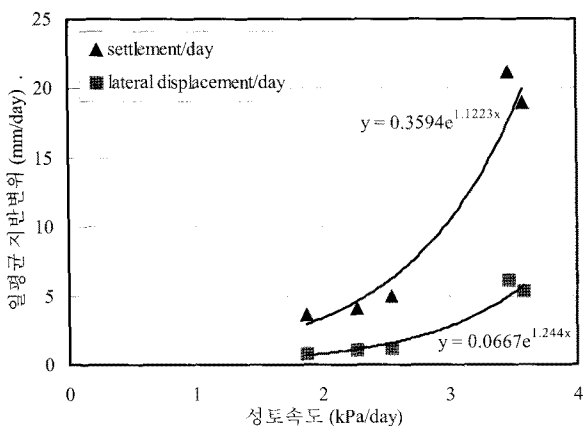


그림 15. 성토속도에 따른 일평균 침하량 및 측방변위량

## 4. 결론

성토하부 연약지반의 변형거동을 평가하기 위해 일련의 실내모형실험을 수행하였다. 모형실험결과로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 연약지반상 성토 하중을 증가시킬수록 최대 수평변위 발생위치가 점차 지표로부터 깊어진다. 즉, 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성된다.
- (2) 연약지반상 성토하중 재하로 인한 지중 최대 수평변위는 성토체 중앙부와 선단부 사이의 임의지점 직하에서 발생하고, 선단부에서 멀어 질수록 수평변위의 크기가 거의 선형적으로 감소한다. 또한 성토하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 영향거리는 재하 선단부로부터 재하폭의 2배까지이다.
- (3) 연약지반의 비배수전단강도가 작고 성토하중 재하속도가 빠를수록 기초연약지반의 변형이 크게 발생하게 된다.
- (4) 실험결과 분석을 통해, 성토속도( $v$ , kPa/day)와 일평균 침하량( $\Delta s$ , mm/day) 및 일평균 지중 최대수평변위

위( $\Delta y_m$ , mm/day)의 관계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\Delta s = 0.3594e^{1.12v}, \Delta y_m = 0.0667e^{1.24v}$$

### 감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원하는 2004년도 건설 핵심기술연구개발사업(04 핵심기술A01-04 : 연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝복합보강공법 개발)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며, 이에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

### 참고 문헌

1. 홍원표 (1994), 수동말뚝, 이진문화사.
2. Duncan, J.M & Chang, C.Y. (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol.96, pp.1629-1653.
3. Ellis, E.A. & Springman, S.M. (2001), "Modeling of soil-structure for a piled bridge abutment in plane strain FEM analysis", *Computers and Geotechnics*, Vol.28, No.2, pp.79-98.
4. Folkes, D.J., & Crooks, J.H.A. (1985), "Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.22, pp.357-374.
5. Franx, C. & Boonstra, G.C. (1948), "Horizontal pressure on pile foundations", *Proc., 2nd ICSMFE*, Vol.1, pp.131-135.
6. Loganathan, N., Balasubramaniam, A.S. & Bergado, D.T. (1993), "Deformation Analysis of Embankments", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.119, No.8, pp.1185-1206.
7. Peck, R. B. (1969), "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground", *Proc. of the 7th ICSMFE*, State of the Art Volume, pp.225~290.
8. Reese, L.C., Cox, W.R., & Koop, F.D. (1975), "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay", *Proc., 7th Offshore Technology Conference*, Houston, TX, Paper No. OTC2312, pp. 671-690.
9. Smith, I.M., & Hobbs, R. (1974), "Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes", *Geotechnique*, Vol.24, pp.531-559.
10. Suzuki, O. (1988), "The lateral flow of soil caused by banking on soft clay ground", *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.1-18.
11. Tavenas, F., Blanchet, R., Garneau, R., & Leroueil, S. (1978), "The stability of stage-constructed embankments on soft clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.283-305.
12. Tavenas, F., Mieussens, C. & Bourges, F. (1979), "Lateral displacements in clay foundations under embankments", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.16, pp.532-550.
13. Tschebotarioff, G.P. (1973), "Lateral pressure of clayey soils on structures", *Proc., 8th ICSMFE*, Special Session 5, Moscow, Vol.4.3, pp.227-280.
14. Wood, D.M. (1980), "Yielding in soft clay at Bäckebo, Sweden", *Geotechnique*, Vol.30, No.1, pp.49-65.
15. Worth, C.P. & Simpson, B. (1972), "An induced failure of a trial embankment: Part II finite element computations", *Proc. Special Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures*, Lafayette, Ind., Vol.1, pp.65-79.

(접수일자 2008. 9. 2, 심사완료일 2009. 5. 27)