

성토로 인한 연약지반의 측방유동 거동에 관한 실내모형실험

Experimental Study on Lateral Flow Behavior of Soft Ground due to Embankment

유 승 경¹ You, Seung-Kyong
김 재 홍^{2*} Kim, Jae-Hong

ABSTRACT

Pile-supported embankment is one of the reinforcing methods to minimize damage due to the severe subsidence and lateral flow when soft clay ground is supported with embankment. pile-supported embankment mainly penetrates soft ground into the bearing stratum in order to support surcharge load which minimizes the subsidence and lateral flow due to the surcharge load. The aim of this research is to review quantitatively reinforcing effect of pile-supported embankment which is installed in soft clay ground. From the model test, it reproduced the ground movement with regard to the non-reinforced and reinforcing embankment-pile and also analyzed stabilizing effects of lateral flow due to the pile-supported embankment. With regard to the case of installing pile-supported embankment, its were analyzed stabilizing effects of lateral flow in cases of quick-load and slow-load to make different surcharge load.

요 지

연약 점성토 지반에 성토를 할 경우 과도한 침하와 측방유동으로 인한 피해를 최소화하기 위해 토목섬유/성토지지말뚝공법이 주로 사용되고 있다. 본 공법은 연약지반 층을 관통하여 지지층에 관입시킴으로써 상재하중을 지지하게 하여 상재하중으로 인한 침하와 측방유동 발생을 최소화한다. 본 연구에서는 연약 점성토 지반에 설치된 토목섬유/성토지지말뚝공법의 보강효과를 정량적으로 검토함을 목적으로 하였다. 실내모형실험을 통하여 무보강 및 성토지지말뚝 보강의 경우에 대한 지반 거동을 재현하고 성토지지말뚝에 의한 측방유동 억제효과를 분석하였다. 이때 성토지지말뚝을 설치한 경우에 대해서는 상재하중의 크기를 다르게 설정하여 완속 재하와 급속 재하의 경우에 대한 측방유동의 억제효과를 분석하였다.

Keywords : Soft ground, Lateral flow, Model test, Pile-supported embankment, Reinforcing effect

1. 서 론

연약지반 상에 하중이 작용하게 되면 지반에서는 연직 변위인 침하현상과 더불어 이로 인해 지반 층에 측방변형이 발생하게 된다. 이때 연직 변위인 침하 현상은 주로 지반 상에 축조된 토목 구조물의 안정성에 영향을 미치게 되지만 지반내부에서 발생하는 측방변형은 인접한 지하구조물의 안정성에 영향을 미치게 되며 그 발생량이 과도할 경

우 인접 지하구조물의 파괴까지 초래할 수 있다. 이러한 연약지반의 측방변형 현상을 측방유동 또는 소성유동이라고 일컫기도 하는데 이는 연약지반 상에 하중이 증가하여 어느 시점에 이르면 과잉간극수압이 급증하여 지반의 강도가 저하되고 소성영역이 확대되어 점차 소성평형상태로 이전되는 현상으로 정의한다. 즉, 과잉간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기 전에 재하하중을 지속적으로 증가시키면 지반 내의 과잉간극수압이 증가하게 되어

1 정희원, 명지전문대학 토목과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Myongji College)

2* 비회원, 한국수자원공사 Kwater 연구원 댐안전설연구소 책임연구원 (Non-Member, Principal Researcher, Dam safety research center, Kwater, E-mail: kjhpmk@kwater.or.kr)

측방 유동압(Lateral flow pressure)이 발생되고 이로 인해 측방유동현상이 발생하게 된다. 연약지반의 측방유동에 대한 연구는 Franx and Boonstra(1948)에 의하여 시작되었다고 할 수 있는데, 이들은 연약지반 상에 설치된 말뚝의 파손원인과 측방변위의 상관관계를 연구하였다. Peck(1969)이 연약지반에서의 측방유동을 공학적으로 처음 정의하였으며, Tschebotarioff(1973)가 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 있으며 (Duncan and Chang, 1970; Worth and Simpson, 1972; Ellis and Springman, 2001, et. al) 국내에서는 홍원표 등 (2003)에 의해 국내 연약지반의 측방유동에 의한 구조물의 피해사례와 그 메커니즘에 대한 해석방법이 보고되고 있다.

연약 점성토 지반에 성토를 할 경우 과도한 침하와 측방유동으로 인한 피해를 최소화하기 위해 성토지지말뚝과 토목섬유를 복합적으로 사용하는 공법이 일반적으로 사용되고 있다. 본 공법은 토목섬유의 인장저항효과를 활용하여 상부 성토체 하중을 성토지지말뚝으로 분담시킴과 동시에 지지층에 관입된 성토지지말뚝의 지지효과를 이용하여 연약지반의 침하와 측방유동 발생을 최소화한다. 본 연구에서는 연약 점성토 지반에 설치된 토목섬유/성토지지말뚝의 보강효과를 정량적으로 검토함을 목적으로 일련의

실내모형실험을 실시하였다. 모형실험에서는 무보강 및 성토지지말뚝 보강의 경우에 대한 지반 거동을 재현하고 성토지지말뚝에 의한 측방유동 억제효과를 분석하였다. 즉 단계별 성토하중의 크기에 따른 지반 변형거동을 관찰하고 시간의 경과에 따른 모형지반의 침하, 과잉간극수압, 측방변위를 분석하였다. 이때 성토지지말뚝을 설치한 경우에 대해서는 상재하중의 크기를 다르게 설정하여 완속재하와 급속 재하의 경우에 대한 측방유동의 억제효과를 분석하였다.

2. 실내모형실험 개요

2.1 모형실험 장치 및 계측 시스템

사진 1과 그림 1은 실내모형실험 장치의 모습과 개요를 나타내고 있다. 모형실험 토조는 폭 0.15m, 가로 0.75m, 높이 0.7m의 크기로 제작하였으며 모형 토조의 각 면은 두께 2cm의 투명 아크릴판 재질로 조립 및 해체가 가능하며, 측면부에는 투명 메쉬 판을 부착하여 지반의 변형거동을 관찰할 수 있게 하였다. 모형토조 벽면의 마찰에 의한 영향을 줄이기 위해 토조 벽면에 오일을 바르고 부드럽고 얇은 비닐 랩을 부착하였다. 또한, 모형토조 하부에는 배수와 계측을 위한 연결홀을 제작하였으며, 누수에 의한 영향을 배제시키기 위하여 고무팩커와 실리콘 방수제를 이중으로 설치하였다.

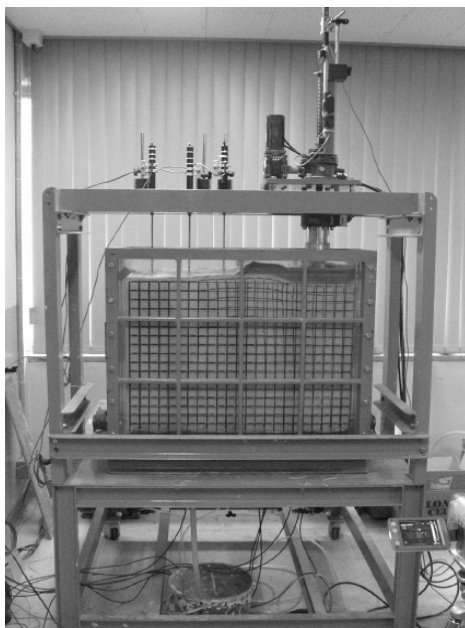


사진 1. 모형실험장치 모습

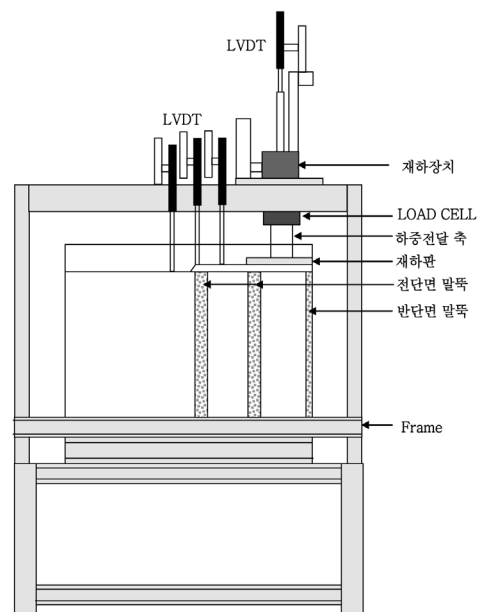
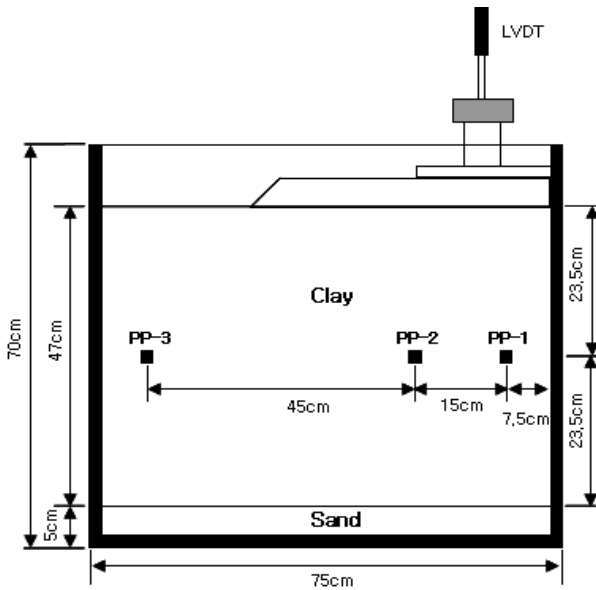
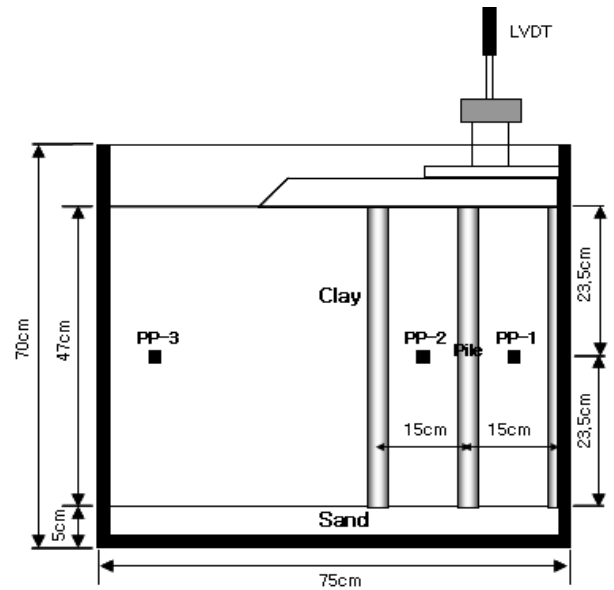


그림 1. 모형실험장치 개요



(a) 무보강에 대한 모형토조



(b) 성토지지말뚝 보강 모형토조(말뚝직경 3.4cm)

그림 2. 모형실험 장치의 규격 (PP : 간극수압계, LVDT : 변위계)

한편, 모형실험 중에는 사진 촬영을 실시간으로 실시하여 모형지반의 변형거동을 모니터링 하였다. 그림 2는 무보강 및 성토지지말뚝 보강에 대한 모형실험 장치의 규격을 나타내고 있다. 모형지반의 정밀한 침하량 측정을 위하여 재하 장치 중심축에 LVDT를 설치하였다. 모형토조내 간극수압계를 설치하여 하중재하에 따른 압밀정도를 측정하여 개량공법의 압밀축진 효과를 분석할 수 있도록 계획하였다. 표 1은 본 모형실험에서 측정한 항목 및 계측장치를 나타내고 있다.

2.2 사용시료 및 모형지반 제작

본 모형실험에서는 시판 중인 카오린(Kaolin) 점토를 사용하여 지반을 조성하였으며 그 물리적 특성은 표 2에 나타난 바와 같다. 표에서 알 수 있듯이 본 점토는 통일분류법상 소성과 압축성이 큰 점토로 분류된다. 배수용 샌드 매트와 연성기초 조건을 만족시키기 위한 상부제체는 표준사를 사용하였으며, 표준사의 물리적 특성은 표 3에 나타난 바와 같다.

한편 본 실험의 모형지반 제작을 위해서 우선 카오린과 물을 준비한 후 배합기를 사용하여 120%의 함수비가 되도록 진공상태에서 약 3시간의 배합을 수행 하였다. 또한 모형 토조에는 소정의 위치(그림 2 참조)에 계측기를 설치하였으며 토조 벽면에 흙 시료와의 마찰 저감을 위해 오일과 랩을 부착하였다. 그 후 토조를 수직으로 정치하고 내

표 1. 측정항목 및 계측장치

측정항목	계측장치
재하하중	Load Cell
과잉간극수압	간극수압계 BED-A-200kPa (PP-1~PP-3)
지반침하 및 용기	침하량계(LVDT)

표 2. 점토의 물리적 특성

G_s	C_c	$W_n(\%)$	$S(\%)$	e_o
2.70	0.87	120	100	2.16

표 3. 표준사의 물리적 특성

G_s	e_{max}	e_{min}	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_g
2.64	0.87	0.58	0.17	0.30	0.63	3.71	0.84

부 저면에 5cm의 모래를 포설한 후 그 위에 준비된 점토 시료를 충전하였다. 이때 점토 상부 면에 배수재(부직포)를 설치하고 가압판과 LOAD CELL, LVDT를 설치하였으며 원지반 조성은 9.8kPa의 예비압밀압력을 적용하여 수행하였다. 성토지지말뚝 보강의 실험조건에서는 예비압밀이 종료된 지반에 케이싱을 관입하여 속 파기를 수행한 후 미리 제작된 말뚝을 삽입하였다. 본 실험에서의 성토지지말뚝은 쇠석을 이용하여 제작한 콘크리트 말뚝(유승경 등, 2007)을 사용하였으며 약 6MPa의 압축강도와 약 5MPa의 탄성계수를 나타낸다. 모형지반의 예비압밀 종료 후 점토 지반 재하부 위치에 연성기초의 조건을 만족시키기 위하여 모래를 이용한 높이 5cm의 성토체를 제작하였으며 성토체 위에 가압판을 설치하고 소정의 크기로 각 단

계별 하중을 재하하였다.

2.3 실험조건

표 4는 본 모형실험의 Case와 실험 조건을 나타내고 있다. 모형실험은 무보강의 경우와 성토지지말뚝으로 보강한 경우에 대하여 각각 소정의 단계 하중재하를 상정하여

표 4. 실험 케이스와 실험조건

구 분	하중 단계	초기 하중 (kPa)	총 하중 (kPa)	하중 증분 (kPa)
무보강	1	9.8	19.6	9.8
	2	19.6	29.4	9.8
	3	29.4	39.2	9.8
성토지지 말뚝 보강 (완속재하)	1	9.8	19.6	9.8
	2	19.6	29.4	9.8
	3	29.4	39.2	9.8
	4	39.2	49.0	9.8
	5	49.0	58.8	9.8
	6	58.8	68.6	9.8
	7	68.6	78.4	9.8
성토지지 말뚝 보강 (급속재하)	1	9.8	39.2	29.4
	2	39.2	68.6	29.4
	3	68.6	98.0	29.4

총 13회의 실험을 실시하였다. 무보강의 경우는 하중 증분을 9.8kPa의 크기로 수행하였으며 성토지지말뚝 보강의 경우에 대하여서는 하중 증분을 9.8kPa과 29.4kPa으로 구분함으로써 완속재하 조건과 급속재하 조건을 모사하여 실험을 수행하였다.

3. 모형실험 결과

3.1 무보강 모형지반의 거동

사진 2(a)~(d)는 무보강 모형 지반에 대한 각 하중 단계별 최종 변형거동을 나타내고 있다. 여기서 최종 변형 완료 시점은 관측된 침하량의 시간에 따른 변화 곡선에서 1차압밀이 종료된 시점으로 결정하였다. 1단계 하중 재하의 경우 재하부 하부에서 약 7095min 동안 최대 9mm의 연직 변위가 관측되었지만 모형 지반 전반적으로 변형이 거의 발생되지 않고 있다. 2단계 하중 재하의 경우 변위가 재하부 하부지반 중에서 서서히 증가되고 있으며 이와 동시에 재하부 끝단 하부에서 측방변위도 미소하나마 발생되고 있음을 알 수 있다. 3단계에서는 하중 재하 후 약 60분이 경과되면서 약 80mm의 현저한 침하 거동과 함께 측



(a) 초기 모형 지반



(b) 1단계 하중 재하



(c) 2단계 하중 재하



(d) 3단계 하중 재하

사진 2. 무보강 실험의 시간경과에 따른 거동

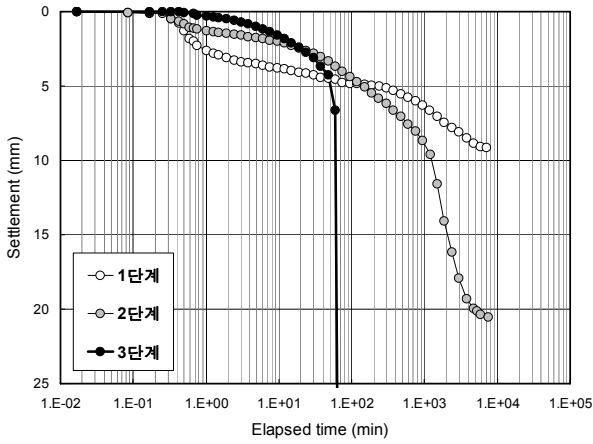
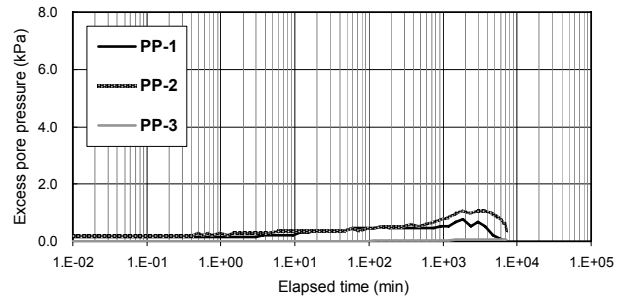


그림 3. 무보강 모형지반의 침하거동

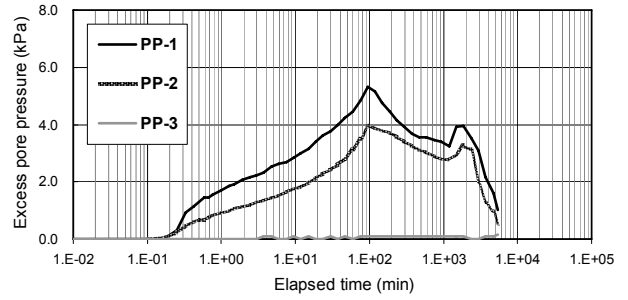
방유동이 크게 발생되었으며 지반 중에 원호 활동면이 뚜렷이 나타났다.

그림 3은 무보강 모형지반의 하중 재하부 지표면에 대한 시간에 따른 침하거동을 나타내고 있다. 1단계와 2단계 하중재하 시 초기에 탄성적 침하 거동이 나타나고 그 이후 압밀 침하의 양상으로 연직 변위가 발생되고 있다. 침하량이 수렴된 후의 최종 침하량은 1단계 재하에서 약 9mm, 2단계 재하에서 약 21mm로써 재하 단계가 증가할수록 침하량이 감소하는 일반적인 압밀침하 거동과 상이한 결과가 관측되었다. 이는 본 모형실험에서 모형지반에 편재하중을 적용함으로써 하중 단계가 증가할수록 모형지반 내부에 점진적으로 측방유동이 발생되었기 때문이라고 생각할 수 있다. 한편 3단계의 하중이 적용된 경우 약 60분이 경과된 시점에서 급격한 침하가 발생되었다. 이러한 결과로부터 3단계 하중에서 모형지반은 극한응력상태를 초과하여 지반 파괴가 발생되었다고 판단된다.

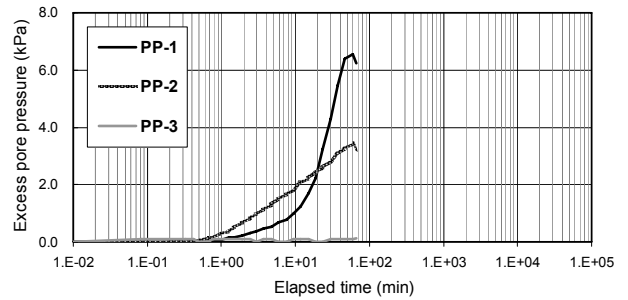
그림 4(a)~(c)는 무보강 모형 지반의 위치에 따른 과잉간극수압의 변화를 나타내고 있다. 여기서 PP-1과 PP-2는 재하부 하부의 중간 심도에서의 과잉간극수압이며 PP-3은 재하부로부터 상대적으로 떨어져 있는 위치의 과잉간극수압을 나타내고 있다(그림 2 참조). 그림에 나타난 바와 같이 모든 재하단계에서의 과잉간극수압은 PP-3의 경우를 제외하고 시간이 경과되면서 증가하다가 소산되는 경향을 보이고 있다. 그러나 각 하중단계에서 발생된 과잉간극수압의 최대값은 재하 압력보다 현저히 작은 값이 나타나고 있는데 이는 편재하중 재하의 조건으로부터 모형지반에 측방 유동이 발생되었기 때문이라고 판단된다. 따



(a) 1단계 하중 재하



(b) 2단계 하중 재하



(c) 3단계 하중 재하

그림 4. 무보강 모형지반의 위치 별 과잉간극수압의 변화

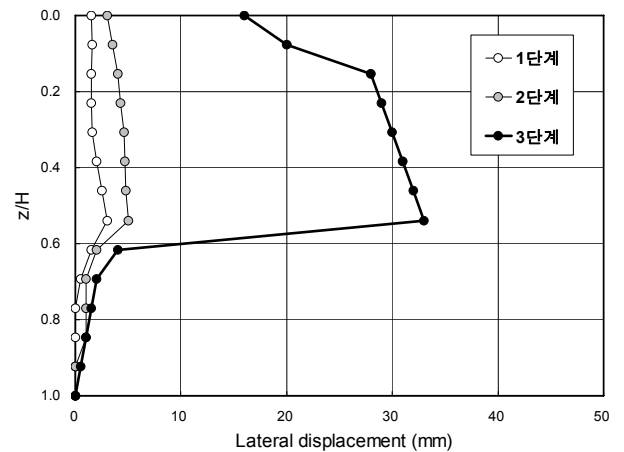


그림 5. 무보강 모형지반의 깊이에 따른 측방 변위 분포

라서 모형지반에서는 상재하중 재하에 따라 압밀 거동을 포함한 측방유동 거동이 복합적으로 발생되었음을 알 수

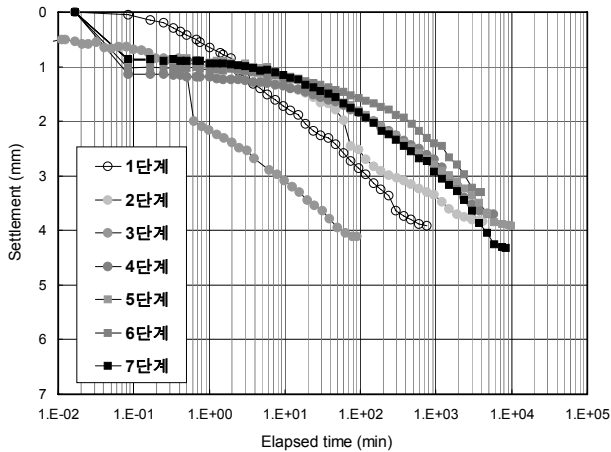


그림 6. 성토지지말뚝 보강 모형지반의 침하거동($\Delta P=9.8\text{kPa}$)

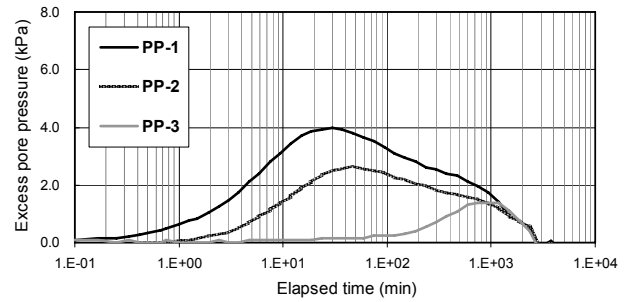
있다. 한편 3단계 하중 재하의 경우 재하 직하부에서 경과 시간 약 60분에서 상대적으로 큰 과잉간극수압이 발생되고 있는데 이는 모형지반의 급속한 침하 발생 시점과 동일함을 알 수 있다.

그림 5는 무보강 모형 지반의 깊이에 따른 측방 변위 분포를 나타내고 있다. 여기서 측방변위는 그 크기가 가장 크게 나타나고 있는 재하부 끝단의 하부에 대한 심도별 값으로 나타내었다(사진 1 참조). 모든 재하 단계에서 Z/H가 0.54인 심도에서 가장 큰 측방변위를 나타내고 있으며 3단계 재하에서는 지반의 활동과파로 기인한 큰 측방변위가 관측되었다.

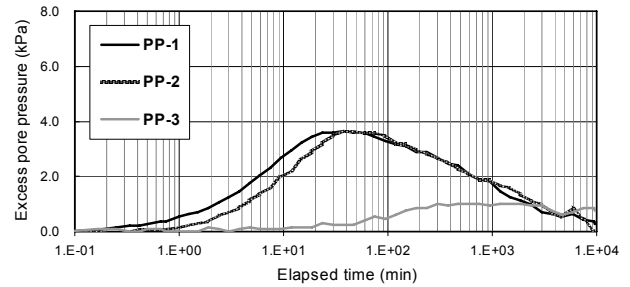
3.2 성토지지말뚝 보강 모형지반의 거동($\Delta P=9.8\text{kPa}$)

그림 6은 하중 증분 9.8kPa 인 경우의 시간에 따른 침하 거동을 나타내고 있다. 모든 재하단계에서 하중재하 초기에 탄성적 침하 거동이 나타나고 그 이후 압밀 침하의 양상으로 연직 변위가 발생되고 있다. 또한 모든 재하단계에서 모형토조내의 침하량은 약 4mm 의 유사한 침하량을 보이고 있다. 이는 성토지지말뚝의 침하저감 효과가 모든 하중 단계에서 일정하게 발휘되고 있기 때문이라고 판단된다.

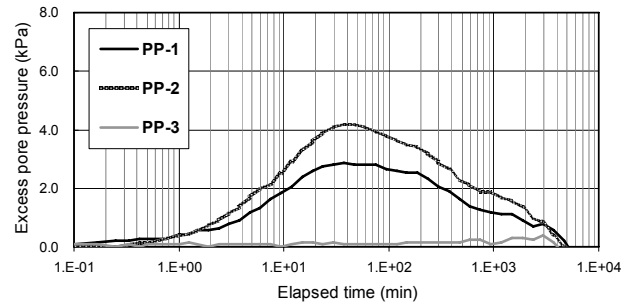
그림 7(a)~(c)는 성토지지말뚝 보강 모형실험에 대하여 하중 증분 9.8kPa 인 경우의 시간에 따른 하중 단계 별 과잉간극수압의 변화를 나타내고 있다. 모든 재하단계에서의 과잉간극수압은 PP-3의 경우를 제외하고 시간이 경과되면서 증가하다가 소산되는 경향을 보이고 있다. 한편 각 하중 단계에서 발생한 과잉간극수압의 최대값은 무보강의 경우보다 비교적 높은 값을 나타내고 있지만 하중 증분 값보다 작은 값을 보이고 있다. 이러한 결과는 무보강의 모형실험에



(a) 3단계 하중 재하



(b) 5단계 하중 재하



(c) 7단계 하중 재하

그림 7. 성토지지말뚝 보강 모형지반의 과잉간극수압 변화($\Delta P=9.8\text{kPa}$)

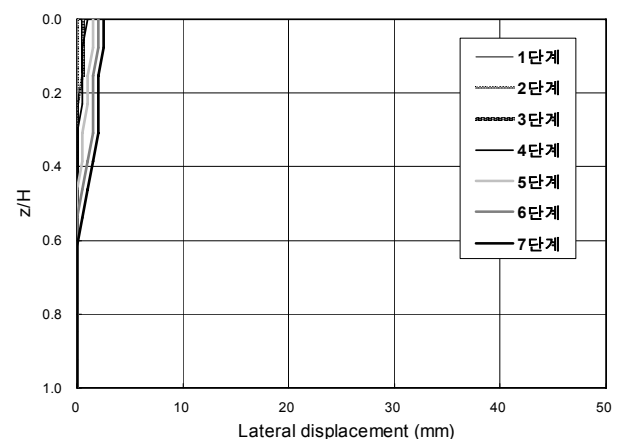


그림 8. 성토지지말뚝 보강 모형지반의 깊이에 따른 측방 변위 분포($\Delta P=9.8\text{kPa}$)

비하여 침하량은 적게 발생되지만 말뚝으로 인하여 측방유동이 상대적으로 적게 발생하였기 때문이라고 판단된다.

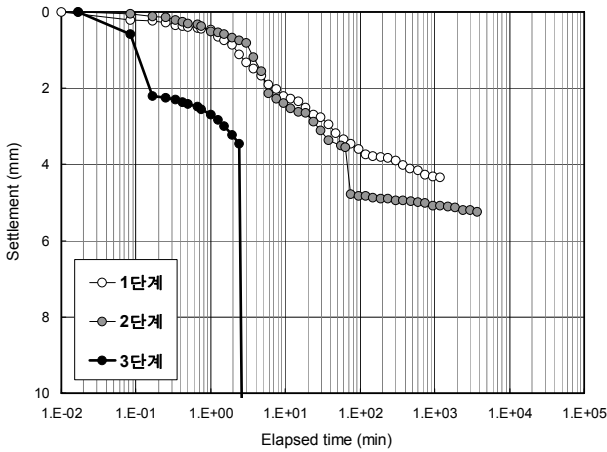


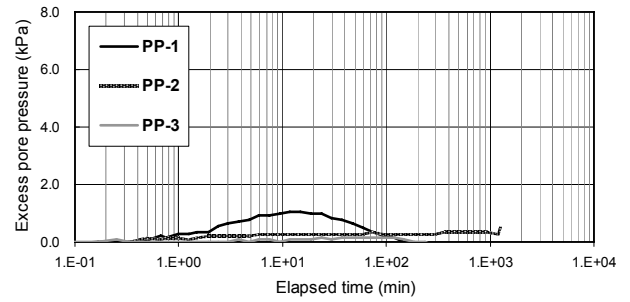
그림 9. 성토지지말뚝 보강 모형지반의 침하거동($\Delta P=29.4\text{kPa}$)

그림 8은 성토지지말뚝 보강 모형지반의 깊이에 따른 측방 변위 분포를 나타내고 있다. 재하단계 1단계에서 3단계 까지 심도별 측방변위는 관측되지 않았으며 그 이후 단계에서는 지표부에서 최대 측방변위가 발생되었지만 그 값은 미미하게 관측되었다. 따라서 본 케이스에서는 성토지지말뚝의 지지효과와 측방변위 억지효과가 크게 발휘되어 지반 전체적으로 변형이 발생되지 않았음을 알 수 있다.

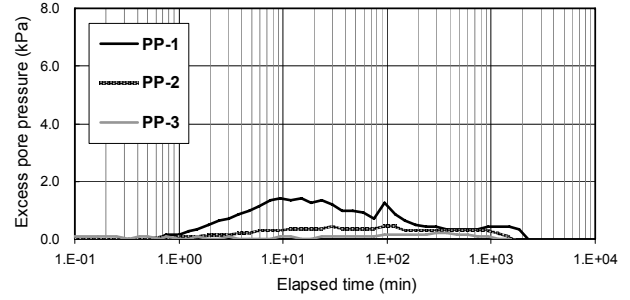
3.3 성토지지말뚝 보강 모형지반의 거동($\Delta P=29.4\text{kPa}$)

그림 9는 하중 증분 29.4kPa 인 경우의 시간에 따른 침하거동을 나타내고 있다. 1단계와 2단계 하중재하 시 초기에 압밀 침하의 양상으로 연직변위 발생이 진행되지만 약 3분이 경과되면서 선형적인 시간-침하 관계를 보이고 있다. 1단계 하중에서는 약 4.3mm , 2단계 하중에서는 약 5.2mm 의 최종 침하량이 발생되어 두 하중 단계에서는 성토지지말뚝에 의한 침하억지효과가 크게 발휘된 것을 알 수 있다. 한편 3단계 하중이 적용된 경우 약 3분이 경과된 시점에서 급격한 침하가 발생되었다. 이러한 결과로부터 3단계 하중에서 모형지반은 극한응력상태를 초과하여 지반 파괴가 발생되었다고 판단된다.

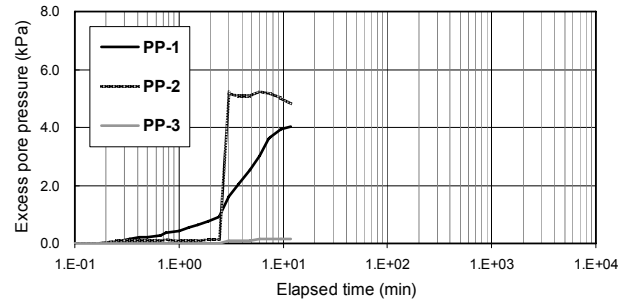
그림 10(a)~(c)는 하중 증분 29.4kPa 인 경우의 시간에 따른 하중 단계별 과잉간극수압의 변화를 나타내고 있다. 1단계와 2단계 하중재하의 경우에서 과잉간극수압은 성토체로부터 상대적으로 떨어져 있는 위치의 PP-3를 제외하고 시간이 경과되면서 증가하다가 소산되는 압밀현상을 보이고 있다. 또한 각 하중 단계에서 발생한 과잉간극수압의 최대값은 하중 증분값보다 매우 작은 값을 보이고 있는



(a) 1단계 하중 재하



(b) 2단계 하중 재하



(c) 3단계 하중 재하

그림 10. 성토지지말뚝 보강 모형지반의 과잉간극수압 변화($\Delta P=29.4\text{kPa}$)

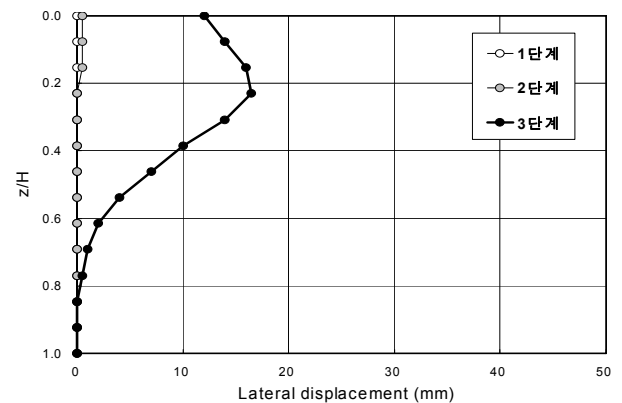


그림 11. 성토지지말뚝 보강 모형지반의 깊이에 따른 측방변위 분포($\Delta P=29.4\text{kPa}$)

데 이는 성토지지말뚝으로 인한 침하저감 효과에 의해 점토 지반의 연직 변형이 억지되었기 때문이라고 생각된다.

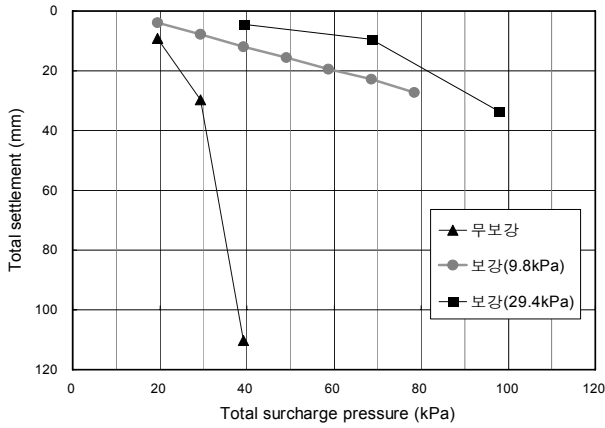


그림 12. 상재하중과 모형지반의 누적침하량 관계

한편 3단계 하중 재하의 경우 재하부 하부에서 경과 시간 약 3분에서 상대적으로 큰 과잉간극수압이 발생되고 있는데 이는 급속한 침하 발생 시점과 동일함을 알 수 있다.

그림 11은 깊이에 따른 측방변위 분포를 나타내고 있다. 재하단계 1단계에서 2단계까지 심도별 측방변위는 거의 나타나지 않고 있으므로 성토지지말뚝의 지지효과와 측방변위 억제효과가 크게 발휘되고 있음을 알 수 있다. 한편 급격한 침하 양상을 보인 3단계에서는 z/H가 0.23인 심도에서 가장 큰 측방변위를 나타내고 있으며 심도가 깊어질수록 그 크기는 완만히 감소하고 있음을 알 수 있다.

4. 모형실험결과 분석 및 고찰

4.1 상재하중 증가에 따른 침하 거동

그림 12는 본 연구에서 수행한 모형실험에서 상재하중 증가에 따른 침하 거동을 나타낸 것이다. 무보강의 경우 작은 하중 증가에도 침하가 급격히 발생하였으며 보강의 경우 상대적으로 침하가 적게 발생되었음을 알 수 있다. 한편 동일한 말뚝으로 보강된 경우라 하더라도 하중 증분이 작은 경우($\Delta P=9.8\text{kPa}$)가 동일한 상재하중에서 보다 큰 누적 침하량이 발생되었음을 알 수 있다. 따라서 본 연구에서 수행한 모형실험에서 성토지지말뚝으로 인한 침하 저감효과를 확인할 수 있었으며 그 효과는 동일한 보강의 경우라도 하중 증분이 큰 경우($\Delta P=29.4\text{kPa}$)에서 크게 나타남을 알 수 있었다.

4.2 상재하중 증가에 따른 측방유동

그림 13은 상재하중 증가에 따른 모형지반의 최대 측방

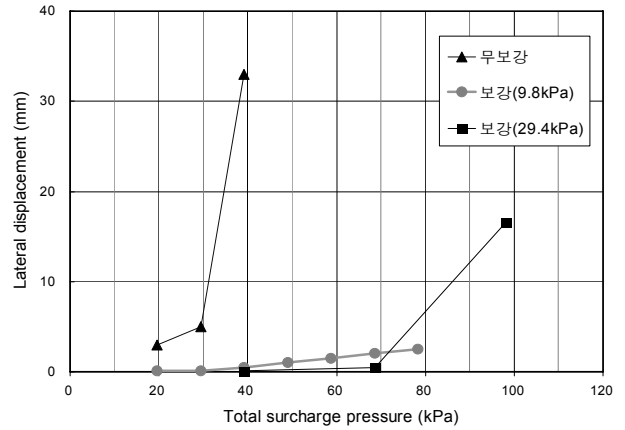


그림 13. 상재하중과 모형지반의 최대 측방 변위량 관계

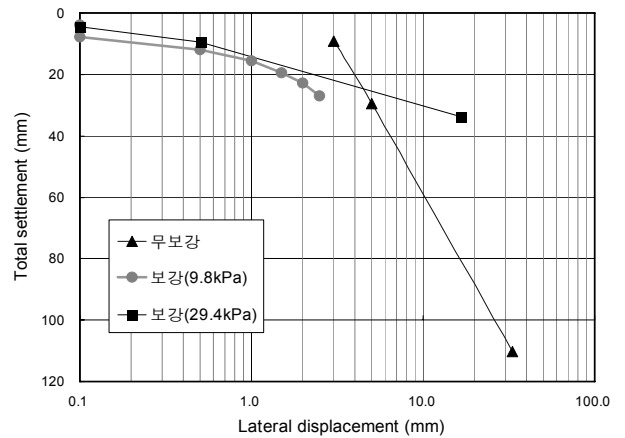


그림 14. 누적침하량과 측방 변위량의 관계

변위량 관계를 나타낸 것이다. 상재하중 증가에 따른 침하 거동과 마찬가지로 무보강의 경우 작은 하중 증가에도 불구하고 큰 측방변위가 발생되었지만 성토지지말뚝으로 보강된 경우 상대적으로 큰 하중단계에서도 측방변위는 매우 억제되고 있음을 알 수 있다. 그러나 동일한 성토지지 보강의 경우라 하더라도 상대적으로 상재하중 증분이 큰 경우($\Delta P=29.4\text{kPa}$)는 낮은 하중 레벨에서 측방유동 억제 효과가 양호하지만 높은 하중 레벨에서 급격한 측방유동 발생을 보이고 있으며, 상대적으로 상재하중 증분이 작은 경우($\Delta P=9.8\text{kPa}$)는 상재하중이 증가하더라도 매우 작은 측방유동량의 증가를 보이고 있다. 이러한 실험결과로 성토지지말뚝으로 보강된 연약지반의 측방유동 억제효과는 상재하중 증분이 작은 경우가 큰 경우보다 매우 안정적으로 발휘되고 있음을 알 수 있다.

4.3 모형지반의 침하와 측방변위 관계

그림 14는 본 연구에서 수행한 모형실험의 결과에서 얻

은 누적 침하량과 재하부 끝단 직하부에서의 최대 측방 변위량의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서는 상대적으로 측방 유동 변위가 적게 발생된 성토지지말뚝 보강의 경우에 대한 관계를 자세히 관찰하기 위해 반대수 그래프로 작성하였다. 본 그림에서 보는바와 같이 연약지반의 침하량으로부터 최대 측방유동량을 간접적으로 예측할 수 있으므로 현장 여건에 맞는 관계 그래프를 얻는다면 매우 유용한 정보로 활용될 수 있으리라 생각된다.

5. 결론

본 연구에서는 연약 점성토 지반에 설치된 성토지지말뚝의 보강효과를 정량적으로 검토함을 목적으로 일련의 실내 모형실험을 실시하였으며 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 무보강 연약지반에 대한 성토하중 재하시험 결과 지반의 측방 변형은 모든 재하 단계에서 재하부 끝단 하부의 z/H 가 0.54인 심도에서 가장 크게 나타났으며 3단계 재하에서 지반의 활동파괴로 인한 큰 측방변위가 관측되었다.
- (2) 모형실험 결과 동일한 말뚝으로 보강된 경우라 하더라도 완속 재하의 경우가 급속 재하의 경우보다 동일한 상재하중에서 큰 누적 침하량이 발생되었다. 즉, 본 연구에서 수행한 모형실험에서는 성토지지말뚝으로 인한 침하저감효과가 급속재하 조건의 경우에서 크게 나타났다. 이러한 결과로부터 성토지지말뚝의 기능이 상실되기 전까지는 급속 재하의 경우에서도 양호한 침하저감효과를 기대할 수 있으리라 판단된다.
- (3) 모형실험 결과로부터 성토지지말뚝으로 보강된 경우 상대적으로 큰 하중단계에서도 측방 변위는 매우 억제되고 있음을 알 수 있었다. 그러나 동일한 성토지지보강의 구조를 갖는 경우라 하더라도 급속

재하의 경우는 낮은 하중 레벨에서 측방 유동 억제 효과가 양호하지만 높은 하중 레벨에서 급격한 측방유동 발생을 보였다. 반면 완속재하의 경우는 상재하중이 증가하더라도 매우 작은 측방유동량의 증가를 보였다. 이러한 사실로부터 성토지지말뚝으로 보강된 연약지반의 측방유동 억제 효과는 완속재하의 경우가 급속재하보다 안정적으로 크게 발휘되고 있음을 알 수 있었다.

참고문헌

1. 유승경, 유남재, 조성민, 심민보 (2007), “순환골재를 이용한 투수성 콘크리트의 역학특성”, *한국토목섬유학회 논문집*, 제6권, 제2호, pp.17-20.
2. 홍원표, 이재호, 송영석 (2003), “연약지반상 교대의 측방이동에 대한 대책공법”, *중앙대학교 기술과학연구소 논문집*, 제33권, pp.19-28.
3. Duncan, J.M and 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.
4. Ellis, E.A. and 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.
5. Franx, C. and Boonstra, G.C. (1948), “Horizontal pressure on pile foundations”, *Proc. of the 2nd ICSMFE*, Vol.1, pp.131-135.
6. Peck, R.B. (1969), “Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground”, *Proc. of the 7th ICSMFE*, State of the Art Volume, pp.225-290.
7. Tschebotarioff, G.P. (1973), “Lateral pressure of clayey soils on structures”, *Proc. of the 8th ICSMFE*, Special Session 5, Moscow, Vol.4.3, pp.227-280.
8. Worth, C.P and Simpson, B. (1972), “An induced failure of a trail embankment: Part II finite element computations”, *Proc. of the Special Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures*, Vol.1, pp.65-79.

(논문접수일 2011. 3. 3, 심사완료일 2011. 3. 25)