

대나무매트가 포설된 준설매립지반의 모형실험 및 변형해석 An Experimental Study and Deformation Analysis of a Dredged fills Improved with Bamboo Mats

김종렬¹⁾, Jong-Ryeol Kim, 강권수²⁾, Kwon-Soo Kang, 김우진³⁾, Woo-Jin Kim,
황성원³⁾, Sung-Won Hwang, 강진태³⁾, Jin-Tae Kang

- ¹⁾ 전남대학교 공과대학 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Chonnam National Univ.
²⁾ 서남대학교 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Seonami Univ.
³⁾ 전남대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chonnam National Univ.

개요(SYNOPSIS) : In order to investigate the effect of improvement with bamboo mats on dredged fills, several tests were performed with different widths (0.0B, 0.5B, 1.0B, 2.0B). The results indicate that the failure modes of the models without bamboo mats are close to local shear failure, and change to general shear failure as the width of a bamboo mat increases. A series of tests with four different widths (0.0B, 0.5B, 1.0B, 2.0B) were carried out on the models which have no desiccated surface layers, to find out the width that the general shear failure might occur. Finally, a series of tests with this width were performed on the models with three different desiccated surface layers (3cm, 5cm, 10 cm). Throughout the tests, strength and deformation according to the thickness of desiccated surface layer was investigated.

주요어(Key words) : dredged fills, bamboo mats, model test, deformation

1. 서 론

우리나라는 1960년대 이후 산업의 급격한 발전으로 인한 가용토지의 부족을 해소하기 위해 공유수면 매립을 통한 간척사업을 필두로 신항만, 신도시, 공업단지 건설 등을 위한 해안매립이 활발하게 이루어지고 있다. 매립의 이상적인 재료는 투수성이 좋고 압축성이 작은 토사로서, 국내에서는 매립초기에는 주로 쇄석이나 산토 등의 양질의 토사가 이용되었지만 운반, 재료의 확보, 환경문제, 경제성, 매립기술과 장비의 발달 등으로 바다에서 쉽게 구할 수 있는 해성점토를 이용한 준설매립이 그 주종을 이루고 있다.

준설매립지반은 해성점토의 투기 직후 800~1500%의 매우 높은 함수비를 가지고 있으며, 준설매립 이후 시간경과에 따라 매립지반의 전단강도는 투입 초기시점에 0에 가까운 상태에서 표면수의 증발, 간극수의 소산으로 인한 자중압밀과 토립자의 재배열 및 표층에서의 건조수축으로 인해 점차 증가되어 진다. 이와 같이 해성점토로 이루어진 준설매립지반의 경우 가장 먼저 선결되어야할 문제가 토사복토 등의 작업을 위한 장비의 주행성 확보, 즉 장비의 주행성(trafficability)이 확보 되어야하며, 지반 내에 투입될 장비의 주행성 여부는 투입 장비의 접지압과 지반의 전단강도에 의존하게 된다.

본 연구에서는 실내모형실험을 실시하여 준설매립지반에서 대나무 매트(bamboo mat)의 폭을 변화시켜(무보강, 0.5B, 1.0B, 2.0B)가면서 상재하중 재하에 따른 대나무 매트 포설시 지반의 지지력 및 지반의 거동에 대한 연구를 실시하였으며, 상부 고결층(crust)의 두께에 따른 지반의 거동에 대해서도 고찰하였다.

2. 2차원 모형 재하 실험

연약 지반 상에 성토하중이 재하될 때 지반의 파괴형상 및 거동형태를 관찰하고 지지력을 파악하고자 2차원 모형재하 실험을 실시하였다. 시료의 조성은 남해안 광양부근 인근해역에서 시료를 채취 후 운반, 재성형하여 실시하였다. 현장에서 직접 채취한 시료를 모형토조에 투입한 후에 균질한 상태가 되도록 교반기를 이용하여 점토 덩어리(clay ball)들을 분쇄하고 분산시켜 현장 투기시의 슬러리 상태로 만들어 준설매립토를 잘 모사할 수 있도록 하였다.

2.1 모형토조실험 개요

본 연구에서는 모형토조를 이용한 2차원 모형재하 실험을 실시하였다. 모형토조시험에 사용된 시료는 전라남도 광양에서 채취한 해성 충적점토를 이용하였으며, 토조에 시료 제작을 완료한 후 70여 일간에 걸쳐 계층을 실시하였다. 본 연구의 주된 목적은 크게 두 가지로 하나는 고결층의 두께에 따른 대나무매트설치 지반의 지지력 평가 및 변형거동 특성을 규명하는 것이며, 또 다른 하나는 대나무매트의 폭을 무보강에서 2.0B까지 늘려가면서 매트폭의 변화에 따른 준설매립지반의 지지력 평가 및 변형거동 특성을 고찰하였다.

표 1은 모형재하 실험의 조건을 나타낸 표이며, 표에 나타난 바와 같이 1단계에서는 대나무매트의 보강 폭을 변화시키고 고결층의 두께는 일정하게 유지하여 대나무매트의 보강 폭의 변화에 따른 지반의 거동특성과 지지력의 변화를 알 수 있도록 하였으며, 2단계에서는 대나무매트의 보강폭을 일정하게 유지하고 고결층의 두께를 변화시켜 고결층의 두께에 따른 지반의 거동특성과 지지력의 변화를 살펴보았다.

표 1. 모형 재하실험 조건

구분		보강 재료 (B : 재하폭)	비 고
1단계	Case 1	무 보강	고결층 두께(2cm)
	Case 2	대나무 매트(0.5B)	고결층 두께(2cm)
	Case 3	대나무 매트(1.0B)	고결층 두께(2cm)
	Case 4	대나무 매트(2.0B)	고결층 두께(2cm)
2단계	Case 1	대나무 매트(1.0B)	고결층 두께(3cm)
	Case 2	대나무 매트(1.0B)	고결층 두께(5cm)
	Case 3	대나무 매트(1.0B)	고결층 두께(10cm)

2.2 실험장치

2.2.1 모형 토조

실내 모형 토조는 그림 1에 나타난 바와 같이 높이 60cm, 길이 60cm, 120cm 내폭 18.5cm의 강재로 구성되어 있으며, 전면을 10mm 두께의 투명 아크릴판과 횡방향과 종방향 변형을 막기 위한 보조강재로 보강하였다. 전면의 아크릴판과 보조강재는 분해할 수 있도록 볼트로 체결되어 있으며, 하부에 Drain Cock을 두어 배수가 가능토록 되어있다.

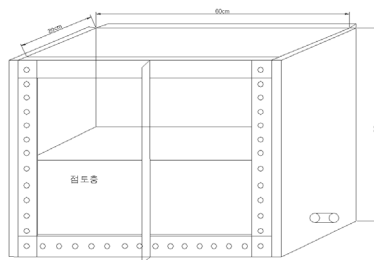


그림 1. 실내 모형 토조

2.2.2 시료의 준비 및 물성

본 연구에 사용된 시료는 전라남도 광양에서 채취한 해성 충적점토로서 수조에 넣어 완전히 포화시킨 뒤 슬러리 상태로 만들어 No.120체를 통과시킨 다음 2개월 동안 침강 및 자중압밀 시켰다. 모형토조에 시료를 조제할 때의 함수비는 100~120% 정도이며, 토조시험에 사용된 시료의 물성치는 표 2에 나타난 바와 같다.

표 2. 시료의 물리적 성질

비중(G_s)	액성한계(LL , %)	소성지수(PI , %)	함수비(w , %)	USCS
2.69	46.91	15.72	110	CL

2.2.3 Crust층 형성

본 연구에서는 모형토조의 고결층(crust)을 형성하기 위해 모형토조에 투기될 시료를 미리 다른 토조에서 강제압밀시켜 임의두께로 형성한 다음 옮기는 방법을 사용하였다.

2.2.4 대나무매트

본 연구에서는 현장에서 대나무매트로 쓰이는 원형대나무 대신에 대나무를 수작업으로 가늘게 국수가락($\Phi=2\text{mm}$)처럼 가공하였고, 격자형으로 엮어 현장에서의 대나무매트를 대응하였다(그림 3). 가공된 대나무는 대나무매트 폭(무보강, 0.5B, 1.0B, 1.5B, 2.0B)을 달리하여 시험을 하였다. 언급한 것처럼 이와 같은 실험에 대해서는 상사율 법칙이 없으므로 다만 정성적 경향을 파악하기 위하여 기하학적 축척으로 시험을 진행하였다.

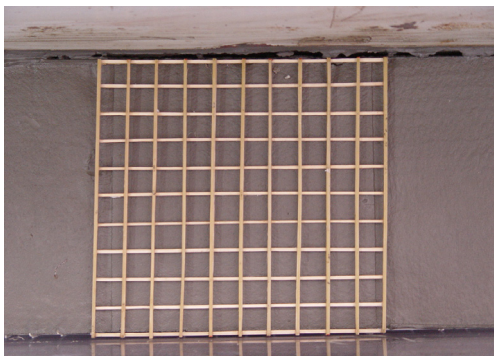


그림 2. 모형토조에 대나무매트 포설

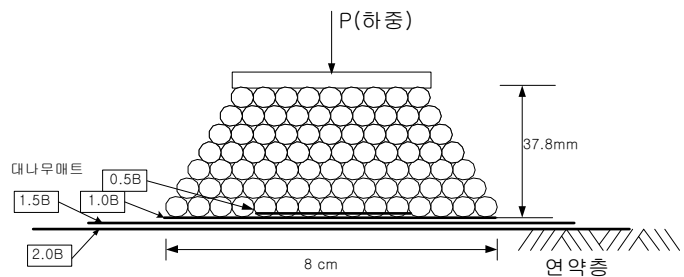


그림 3. 재하 모식도

2.2.5 하중 장치

재하판은 강성기초보다는 연성기초에 가깝게 접근하기 위하여 아크릴봉($\Phi=5.4\text{mm}$, $L=18\text{cm}$)을 그림3과 같이 7단으로 쌓아 위에 재하판을 놓고 가압하여 연성기초의 기능이 발휘되도록 하였다. 재하시 성토구조물 자체의 파괴를 방지하고 성토재의 유연성을 갖도록 하기 위해 아크릴을 실로 묶었다(그림 3).

2.3 실험 방법

Case별(표 3 참조)모형 지반은 두께 30cm가 되도록 준비하고 자중 압밀하여 시험 지반(연약층)을 만들었다. 연약층 위에 연성 기초인 아크릴 강봉을 올리고, 재하판을 올려놓고 단계하중을 재하하였다.

1단계 실험은 연약층을 자중압밀시키고, Crust층을 2cm로 고정하여 대나무 매트의 폭을 무보강, 0.5B, 1.0B, 2.0B로 변화시켜 전반전단파괴(General Shear Failure)의 양상을 보이는 대나무 매트폭을 파악하였다. 2단계 실험은 최종적으로 Crust층을 토조별로 3cm, 5cm, 10cm로 형성하여 파괴양상과 지지력을 측정하였다. 1, 2 단계 실험결과 대나무 매트의 폭을 1.0B로 하였을 때 전반전단파괴(General Shear Failure)의 양상을 보이기 시작하며 2.0B일때는 완전히 전반전단파괴의 양상을 보여 Crust층 형성후의 재하 실험에서는 대나무 매트의 폭

을 1.0B로 하여 각 토조마다 동일한 조건하에서 실험을 실시하였다.

성토하중의 재하속도는 침하가 정지하면 하중을 재하하는 방식과 일정 시간 방치 후 하중을 증가시키는 방식의 두 가지 방법이 있는데, 본 시험에서는 각 단계별로 2시간씩 재하 후 침하가 멈추면 다음 하중을 재하 하는 응력 제어방식으로 하였다.

단계하중은 0.98kN/m²을 초기치로 하여 0.98kN/m²의 증분으로 4.9kN/m²까지 약 5단계 하중을 재하 하였다 (그림 3 참조).

3. 2차원 모형 재하 실험 결과 및 고찰

3.1 하중-침하 관계

3.1.1 대나무 매트 폭에 따른 하중-침하 관계(1단계)

대나무 매트 폭에 따른 지지력의 변화를 알아보기 위해 배성용(2003)의 실험값을 기준으로 Crust층의 두께를 2cm일 때의 조건으로 대나무 매트의 폭을 무보강, 0.5B, 1.0B, 2.0B로 각각 다르게 하여 실험을 실시하였다. 표 4와 그림 4는 1단계 case별 지반의 강도, 침하량 및 파괴형태를 나타낸 것이다.

3.1.2 Crust층 두께에 따른 하중-침하 관계(2단계)

Crust층의 두께에 따른 지지력의 변화를 알아보기 위해 2단계의 결과를 기준으로 대나무 매트의 폭이 1.0B (전반전단파괴)일 때의 조건으로 Crust층의 두께를 3cm, 5cm, 10cm로 각각 다르게 하여 실험을 실시하였다. 이에 대한 결과 값은 표 5에 나타내었다. 그리고 세 조건의 실험에서 볼 때 Crust층이 두꺼울수록 지지력은 커지고 침하량은 상대적으로 적음을 알 수 있다. 그러나 Crust층이 어느 정도의 두께일 때 지지력이나 침하량이 일정해지는가 하는 한계 두께는 파악하지 못하였다(그림 5).

표 4. 대나무 매트 폭에 따른 지반의 파괴형태

시험 조건				결과		
case		압밀압력	mat 폭 B	항복강도 (kN/m ²)	항복점의 침하량	파괴 형태
1	◇	자 중	0.0B	1.96	1.95cm	관입 전단 파괴
2	●	자 중	0.5	1.96	0.6cm	관입 전단 파괴
3	▲	자 중	1.0B	3.92	1.8cm	전반 전단 파괴
4	■	자 중	2.0B	3.92	0.7cm	전반 전단 파괴

표 5. Crust층 두께에 따른 지반의 파괴형태

시험 조건				결과		
case		압밀압력	mat 폭 B	항복강도 (kN/m ²)	항복점의 침하량	파괴 형태
1	●	자 중	1.0B	3.92	1.0cm	국부 전단 파괴
2	▲	자 중	1.0B	4.41	1.2cm	국부 전단 파괴
3	■	자 중	1.0B	6.86	1.3cm	국부 전단 파괴

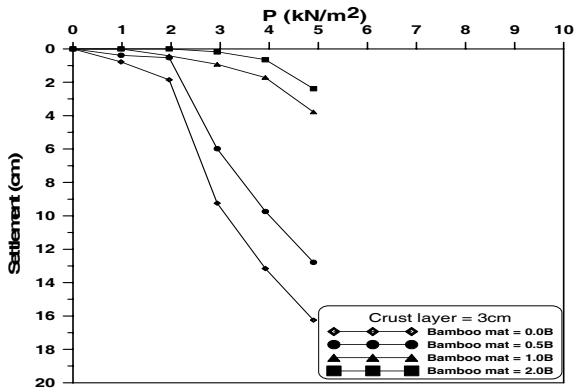


그림 4. 대나무 매트 폭에 따른 하중-침하 관계

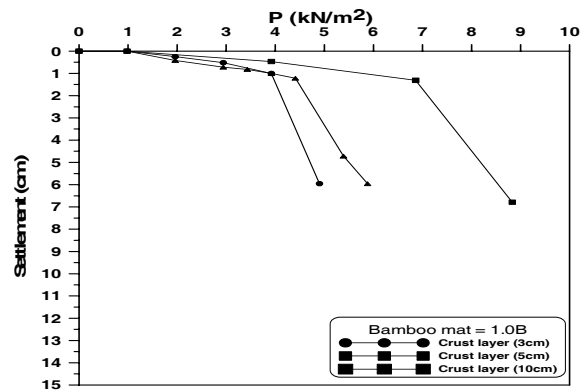


그림 5. Crust층 두께에 따른 하중-침하 관계

3.2 연직 변위

3.2.1 Crust층 두께는 일정하고 대나무매트 폭의 변화에 따른 연직변위

다음 그림 6(a), (b), (c), (d)는 Crust층 두께가 일정할 때(2cm 고정) 대나무 매트의 폭의 변화에 따른 연직 변위의 결과를 나타낸 그림이다.

(a)는 Crust층의 두께만을 2cm로 고정하고, 보강재는 전혀 사용하지 않은 경우이다. 재하하중은 4.9kN/m^2 가 하였을 때 중앙부에서 최대 변위량은 실측치해석결과 16cm정도 나타났다. 이를 중심으로 하중을 2.94kN/m^2 할 때는 9cm정도의 연직 침하량이 유발되, 통상적인 하중-침하 곡선에서 하중을 증가하면 침하량이 증가하는 경향을 나타낸다. 여기서는 원지반이 매우 연약한 준설토 지반이기 때문에 다소 작은 재하하중이 가해졌음에도 연직침하량이 크게 나타난 것을 알 수 있다.

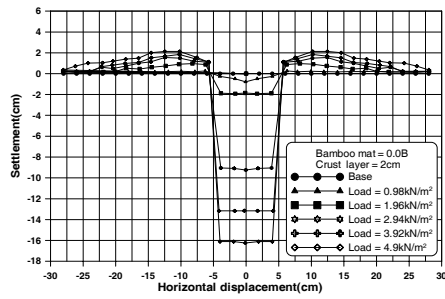
한편, 재하판 양측면의 용기량은 실측치와 수치해석 결과간에 크기는 약 2.5배 정도의 차이를 나타내고 있음을 알 수 있다. 최대 용기량을 나타내는 하중 4.9kN/m^2 일 경우를 살펴보면, 실측값이 2cm정도로 나타났다.

(b)에서는 동일한 조건에서 재하판에 대나무 매트를 0.5B 폭으로 포설한 경우의 연직변위거동을 나타낸 것인데, 전체적인 경향은 (a)의 거동양상과 유사하나 변위량의 크기가 줄어든 것을 알 수 있다.

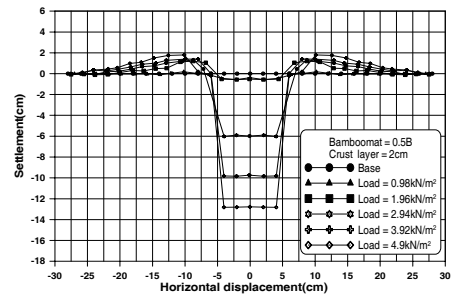
최대 변위량만 놓고 보면, 재하하중 4.9kN/m^2 의 하중이 재하되었을 때 실측치의 연직 침하량이 12cm정도로 (a)의 경우에 비해 20%정도 변위량이 감소해 무보강일 경우에 비해 80%정도의 연직침하량값을 나타냈다.

(c)는 (b)에 비해 연직침하량이 현격히 줄어든 것을 알 수 있다. 동일 조건의 최대 연직 침하량이 3.7cm정도로 무보강일때에 비해 20%의 값을 나타내 약 80%정도 연직 침하량의 감소 효과를 나타내고 있다. 이는 연성 재하판 바로 아래에 동일한 크기의 강성 보강재가 지반의 침하를 억제 시키기 때문인 것으로 사료된다. 즉, 재하판 아래 대나무 매트를 보강할 경우, 지반의 보강효과가 증가해 지반의 침하를 최소화 할 수 있음을 알 수 있다. 따라서, 현장에서 대나무 매트를 체체 폭 만큼 사용할 경우 지반의 보강효과를 기대할 수 있을 것으로 사료된다.

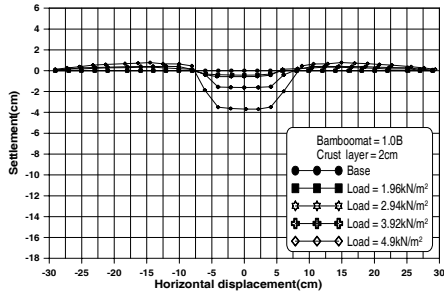
(d)는 재하판 폭의 2배까지 대나무 매트를 포설한 경우로 연직 침하량이 2.3cm정도로 가장 감소되었으나, 보강재를 재하판 폭 만큼 포설한 1.0B의 경우에 비해 60%정도로 연직 침하량이 나타난 것을 알 수 있다. 즉, 1.0B의 경우에 비해 40%정도의 연직침하량의 감소효과를 볼 수가 있다. 한편 무보강일때인 (a)의 경우에 비하면 15%정도로 나타나, 약 85%의 연직침하량 감소효과가 발생함을 알 수 있었다.



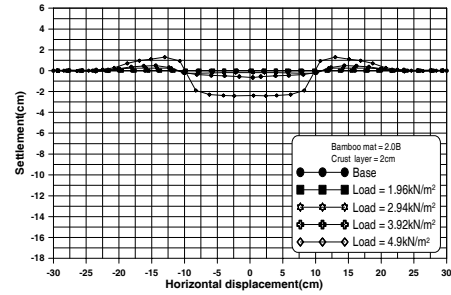
(a) 무보강



(b) 대나무 매트 0.5B



(c) 대나무 매트 1.0B



(d) 대나무 매트 2.0B

그림 6. Crust층이 2cm일 때의 대나무 매트와 연직변위와 관계

3.2.2 Crust층 두께에 따른 연직변위

그림 7, 8, 9는 재하판 아래 보강재인 대나무 매트의 폭을 1.0B로 고정하고 하부 Crust층의 두께를 3cm, 5cm, 10cm로 증가 할 때의 침하거동을 나타낸 것이다. 종합적으로 보면 전체적인 침하양상은 Crust층 두께가 두꺼워지면 두꺼워 질수록 그 두께에 의존하여 감소되는 경향을 나타내고 있으며, 이는 Crust층의 두께가 증가함에 따라 하중의 분산효과를 일으켜 침하를 억제시키고 있다는 것을 알 수 있다.

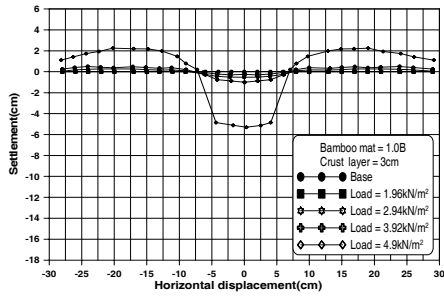
먼저, 7(a)의 경우는 Crust층의 두께를 3cm로 하고 재하하중을 그림과 같이 재하하여 변위거동을 분석한 것이다. 하중 4.9kN/m²일때 Crust층의 두께가 2cm때에 비하여 0.12cm 정도 줄어들어 3.75cm로 나타났다. 즉, Crust층의 두께가 두꺼워짐에 따라 연직 침하량이 줄어들었다. 하중이 1.96, 2.94, 3.92, 4.9kN/m²로 0.98kN/m²씩 증가 시킨 결과를 보면, 대나무 매트의 폭이 1.0B일 경우에는 단계 하중에 따른 침하량의 차이가 무보강일때에 비해 월등하게 줄어드는 것을 알 수 있다. 즉, 대나무 매트로 보강한 지반은 무보강 지반에 비해 상재하중의 변화에 민감하지 않아 침하량을 최소화할 수 있음을 나타낸다.

(b)는 지표면으로부터 4cm 깊이에서 동일한 조건으로 분석한 결과 최대 침하량이 약 2cm 정도로 나타나 깊이가 깊어짐에 따라 변위양상도 줄어드는 전형적인 하중-변위 거동을 나타낸다.

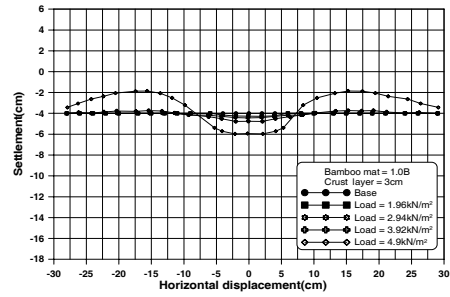
그림 8의 경우는 Crust층의 두께를 5cm로 한 경우로, 실측치에서 4.9kN/m²의 값이 계속되지 않고 4.41kN/m²와 4.9kN/m²의 값이 측정되어 4.41kN/m²의 값을 택하면 실측치에서는 1.1cm정도로 나타났다. 최종 파괴하중인 5.88kN/m²에서는 실측치에서 4.7cm정도의 침하량을 나타냈다.

그림 9는 Crust층의 두께를 10cm로 증대시킨 경우의 하중증가에 따른 연직 침하량의 변위를 나타낸 것이다. 3cm 두께일때 최대하중과 동일한 4.9kN/m²일때의 침하량 값을 보면 실측치에서 0.8cm 값으로 전체적인 경향은 감소하는 것으로 나타났다.

최대 침하량을 나타낸 하중은 8.83kN/m²로 이때의 값은 6.5cm정도이다. 물론 이 경우는 하중의 증가가 크기 때문에 값에 있어서도 큰 값을 나타내고 있다.

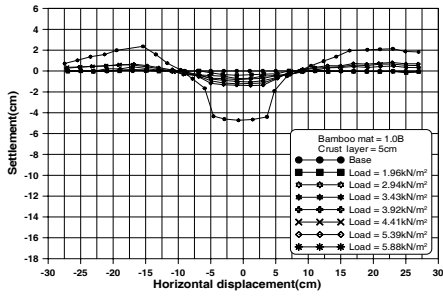


(a) 표면에서의 연직 침하변위

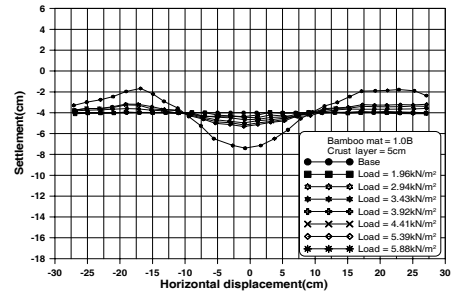


(b) Crust층 하부의 연직 침하변위

그림 7. 대나무매트 1.0B, Crust층 3cm일때 연직침하변위

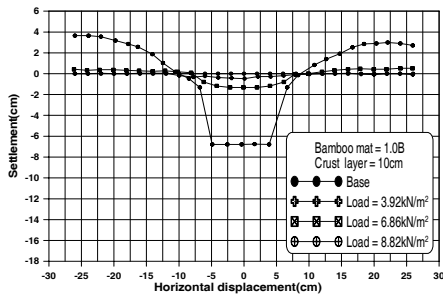


(a) 표면에서의 연직 침하변위

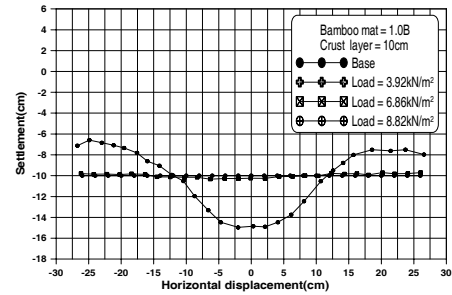


(b) Crust층 하부의 연직 침하변위

그림 8. 대나무매트 1.0B, Crust층 5cm일때 연직침하변위



(a) 표면에서의 연직 침하변위



(b) Crust층 하부의 연직 침하변위

그림 9. 대나무매트 1.0B, Crust층 10cm일때 연직침하변위

4. 결 과

준설토 지반에 보강효과를 분석하기 위하여 대나무 매트 0.0B, 0.5B, 1.0B, 2.0B로 변화 시켜본 결과, 전체적인 파괴형태가 무보강일때는 국부전단파괴의 양상을, 대나무 매트의 폭이 증가함에 따라 전반전단파괴의 양상을 나타내는 것을 알 수 있다. 대나무 매트의 포설 폭에 따른 침하와 지지력의 효과는 대나무 매트의 폭이 커질수록 침하는 감소하고 지지력은 증가하는 경향을 보였다. 대나무 매트를 재하폭의 2.0B까지 포설한 경우 지반의 침하는 무보강일때에 비하여 85%정도의 감소효과를 보여, 15%의 연직 침하를 나타냈다. 대나무 폭이 1.0B로 동일한 조건하에서 Crust층의 두께에 따른 침하와 지지력의 효과는 Crust층이 두꺼울수록 침하는 감소하고 지지력은 증가하는 경향을 보였다. 이와 같은 결론으로 볼 때 준설로 인한 연약지반상에 Trafficability의 확보 등을 이유로 소요 지지력을 요하고자 할때는 대나무 매트의 폭을 제체보다 크게 하며 상부 고화층(Crust층)의 두께를 어느 정도 두껍게 할수록 침하는 감소하고 지지력은 증가시키는 시공법을 채택하는 것이 바람직하다고 생각된다.

참고문헌

1. 김우진 (2004), 대나무매트가 포설된 초연약지반의 거동특성 연구, 전남대학교 석사학위 논문
2. 김윤하 (2002), 연약지반상 청죽매트부설지반의 즉시침하량 추정, 전남대학교 석사학위 논문
3. 김종열외 3인 (2003), 준설패립지의 지반특성에 따른 표층처리기술개발, 전남대학교 공업기술연구소
4. 배성용 (2003), 대나무매트로 보강된 연약점토지반의 모형 실험 및 변형 해석, 전남대학교 석사학위 논문
5. 박병기, 이문수 (1994), 연약지반의 변형해석, 개량공법 및 시공관리에 관한 연구, 한국과학재단
6. 박병기, 김종열 (2003) “준설패립지의 보강효과 연구”, 현대건설기술연구소
7. 한국지반공학회(1997), 지반공학시리즈 6, 연약지반, 구미서관 pp. 35~83
8. Almedia, M. S. S. (1986), "Numerical Modelling of a Centrifuged Embankment on Soft Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, pp.103~144
9. Skempton, A. W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays", *Proceeding, Building Research Congress, London*, pp. 180~189
10. Skempton, A. W. and Golder, H. Q. (1948), "Practical Examples of the $\varphi=0$ Analysis of Stability of clays", *Proceedings the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, the Netherlands*, pp. 63~70
11. Konrad, J. M and Ayad, R., (1997), "Desiccation of a Sensitive Clay" ; Field experimental observations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, No. 8, pp. 263~277
12. Lambe, T. W, (1960), "A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay" , *Proceeding Research Conference Shear Strength of Cohesive Soil*, Boulder, Colorado, pp. 555 ~ 580
13. Brown, J. D. and Meyerhof, G. G, (1969), "Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays", *Proceedings the seventh International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico city, Mexico*, Vol 2, pp. 45~51
14. Button, S. J, (1953), "The Bearing Capacity of Footings on a Two-layer Cohesive Subsoil", *Proceedings the third international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1*, pp. 332~335