

말뚝과 토목섬유로 지지된 성토지반의 아칭효과

Soil Arching in Embankments Supported by Piles with Geosynthetics

홍 원 표¹ Hong, Won-Pyo

이 재 호² Lee, Jae-Ho

Abstract

A series of model tests were performed to investigate the soil arching effect in embankments supported by piles with geosynthetics. In the model tests, model piles with isolated cap were inserted through the holes in a steel plate, which could be operated up and down. Then geosynthetics was laid on the pile caps below sand fills. The settlement of soft ground was simulated by lowering the plate. As the plate was lowered, the soil arching was mobilized in the embankments. The deformation of both the sand fills and geosynthetics were captured by camera. Also the loads acting on pile cap and the tensile strain of geosynthetics were monitored by data logging system. Model tests showed that the embankment loads transferred on pile cap by soil arching increased rapidly with settlement of the soft ground. In case of the absence of geosynthetics, the loads acting on pile caps dropped to residual value after peak value, whereas loads on pile caps gradually increased until constant value in case of geosynthetic-reinforced. This illustrated that reinforcing with the geosynthetics has a good effect to restrain the settlement of embankments. Also, the deformation shape of geosynthetics between pile caps was circular. The embankment loads transferred on pile caps can be estimated by considering both soil arching and tensile strain of geosynthetics in embankments supported by piles with geosynthetics.

요 지

말뚝과 토목섬유로 지지된 성토지반의 아칭효과를 규명하기 위하여 일련의 모형실험을 실시하였다. 모형실험에서는 단독캡 말뚝을 상하이동이 가능한 철판 사이에 일정간격으로 설치하고, 토목섬유를 포설한 후 성토를 실시하였다. 모형실험에서는 침하판을 하강시킴으로써 연약지반의 침하를 모사하였으며, 침하판이 하강함에 따라 성토지반에 지반아칭이 발휘되었다. 성토지반과 토목섬유의 변형거동은 카메라로 관찰하였다. 또한 계측시스템을 통하여 말뚝캡에 작용하는 하중과 토목섬유의 인장변형률을 측정하였다. 모형실험결과 연약지반부의 침하가 발생할 때, 지반아칭효과로 인하여 말뚝으로 전이되는 성토하중이 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 이때 토목섬유가 설치되지 않은 경우는 말뚝에 작용하는 하중이 최대값에 도달한 후 감소하는 반면, 토목섬유로 복합지지된 경우는 침하에 따라 말뚝하중이 점진적으로 증가하면서 일정한 값으로 수렴한다. 이것은 토목섬유에 의한 보강이 성토지반의 변형 억제에 효과적임을 나타내는 것이다. 한편, 침하유발시 말뚝캡 사이의 토목섬유는 원호형태로 변형을 일으키는 것으로 나타났다. 말뚝과 토목섬유로 지지된 성토지반에서 말뚝캡으로 전이되는 성토하중은 지반아칭효과와 토목섬유의 인장변형률을 고려함으로써 모형화할 수 있다.

Keywords : Embankment, Geosynthetics, Isolated cap, Model test, Pile, Soil arching

1 정희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Chung-Ang Univ.)

2 정희원, 중앙대학교 방재연구소 선임연구원 (Member, Researcher, The Disaster Prevention Research Institute, Chung-Ang Univ., jaeho71@hanmail.net, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

성토지지말뚝공법은 연약지반에 말뚝을 설치한 후 성토를 실시함으로써 연약지반의 변형을 효과적으로 억제시킬 수 있는 공법이다. 이 공법의 원리는 성토지반 속에 발생하는 아칭현상에 의하여 성토하중을 말뚝으로 전이시켜 연약지반에는 성토하중이 전달되지 않도록 하는 것이다. Terzaghi(1943)가 지반아칭현상을 정의한 이후, 터널이나 사면 등 지반공학 분야에서 아칭현상을 이용한 많은 이론들이 제안되고 있다(Atkinson and Potts, 1977; Matsui et al., 1982). 연약지반상의 성토에 있어 말뚝을 사용하는 것은 북유럽이나 동남아시아 지역에서는 비교적 많이 사용되고 있는 방법이다. 일례로 1938년 스웨덴 도로국에서는 연약층이 6m를 넘게 될 경우 성토지지말뚝을 추천한 바 있다(Flodin and Broms, 1977).

성토지지말뚝공법의 지반아칭효과는 말뚝의 설치간격과 성토고에 따라 다르게 발생한다. 즉, 말뚝간격에 비하여 성토고가 충분히 높을 때는 말뚝사이에 지반아칭효과가 발휘되며, 말뚝간격에 비하여 성토고가 낮을 때는 지반속으로 관입되는 지지력 파괴가 발생한다(Hong and Lee, 2002). 이와 같은 지반아칭효과를 이론적으로 규명하는 것은 매우 어려우며, 또한 토목섬유와 같은 보강재가 복합시공될 경우 지반아칭효과가 더욱 복잡한 메커니즘을 갖게 된다. 성토체를 말뚝과 토목섬유로 복합지지하는 것은 말뚝사이 연약지반에 작용하는 성토하중을 토목섬유의 인장력으로 지탱함으로써 연약지반 압밀침하 및 지표침하를 더욱 줄일 수 있으며, 지진이나 홍수와 같은 재해 발생시 성토체의 붕괴나 유실을 방지하는데 효과적이다(Hewlett and Randolph, 1988; Low et al, 1994; Han and Gabr, 2002; Hong et al, 2007). 본 공법은 시공성 및 안정성에서 많은 장점을 가지고 있으나, 지반아칭효과의 정량화 즉, 말뚝으로 전달되는 성토하중의 비율이 얼마인지 정확한 예측을 하는 것이 대단히 어려운 문제이다.

본 연구에서는 말뚝과 토목섬유로 지지된 성토지반에서의 아칭효과를 모형실험을 통하여 규명하고자 한다. 모형실험에서는 단독캡 말뚝을 일정간격의 정방형으로 설치하고, 말뚝사이의 연약지반이 하부로 침하되는 현상을 모사하여 성토지반이 변형되도록 모형실험장치를 제작하였다. 이들 모형실험은 말뚝설치간격, 토목섬유 보강유무 및 강성에 따라 다양하게 수행하였다. 이때 계측시스템을 통하여 말뚝캡에 작용하는 성토하

중과 토목섬유 변형률을 측정함으로써 지반아칭에 의한 하중전이특성도 함께 파악하고자 한다. 또한 연약지반 침하시 성토지반과 토목섬유의 변형거동을 관찰·분석함으로써, 지반아칭현상을 모형화 할 수 있는 이론적 기반을 마련하고자 한다.

2. 기존연구

2.1 지반아칭의 기하학적 형상

홍원표 등(1999)은 말뚝두부를 캡보(cap beam)로 연결한 성토지지말뚝을 대상으로 성토지반의 파괴형태를 관찰하였다. 그 결과 연약지반의 침하로 인하여 말뚝으로 지지된 성토지반은 성토고 및 말뚝설치간격에 따라 지반아칭파괴와 편칭전단파괴가 발생됨을 관찰하였다. 이중 지반아칭이 발생하는 경우는 사진 1과 같이 말뚝으로 지지된 성토지반속에 아칭영역과 썰기영역으로 구분하였다. 아칭영역은 말뚝캡보 외측 모서리간 거리를 지름으로 하는 외부아칭영역과 말뚝캡보 내측 모서리간 거리를 지름으로 하는 내부아칭영역으로 구성되어 있으며 말뚝캡보 바로 위에는 지반변형이 발생하지 않는, 즉 강체거동을 하는 썰기영역이 존재함을 발견하였다.

2.2 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중

이러한 모형실험결과에 근거하여 홍원표 등(2000)은 캡보말뚝으로 지지된 성토지반의 지반아칭해석을 실시하여 말뚝캡에 작용하는 연직하중 산정식을 유도, 제시하였다. 또한 홍원표와 이광우(2002)는 3차원 극좌표를 활용한 구공동확장이론을 이용하여 단독캡 형태의 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 산정식을 식 (1)과 같

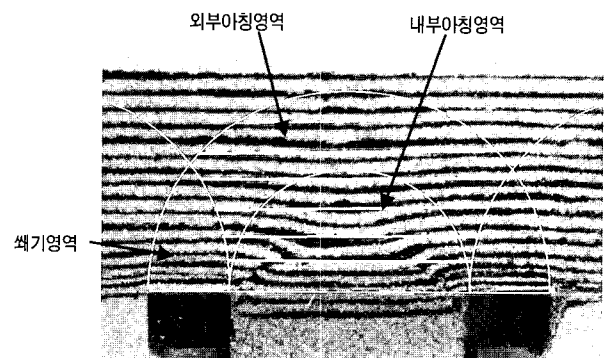


사진 1. 지반아칭 형상(홍원표 등, 1999)

이 제안하였다. 또한 일련의 모형실험을 통하여 식 (1)의 제안식이 합리적임을 확인하였다. 그림 1은 이론해석을 위해 사진 1의 지반아칭 현상을 단독캡말뚝인 경우로 확장한 기하학적 해석모델을 도시한 그림이다.

$$P_n = \gamma H D_1^2 - \sigma_s (D_1^2 - b) \quad (1)$$

이때 연약지반 작용응력 σ_s 는 식 (2)와 같이 제안하였다(홍원표와 이광우, 2002).

$$\sigma_s = \gamma \left(H - R_1 - \frac{R_1}{2N_\phi - 3} \right) \left(\frac{R_2}{R_1} \right)^{2(N_\phi - 1)} + \gamma \frac{R_2}{2N_\phi - 3} \quad (2)$$

$$- \frac{2cN_\phi^{\frac{1}{2}}}{N_\phi - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{R_2}{R_1} \right)^{2(N_\phi - 1)} \right\} + R_2 \gamma$$

여기서,

γ : 성토재의 단위중량

c : 성토재의 점착력

H : 성토고

D_1 : 단독캡 중심간격

D_2 : 단독캡 순간격

H_1 : 외부아치 정점에 해당하는 성토고

$$(\text{= } R_1 = (D_1 + b) / \sqrt{2})$$

H_2 : 내부아치 정점에 해당하는 성토고

$$(\text{= } R_2 = D_2 / \sqrt{2})$$

N_ϕ : 한계상태에서 Mohr의 원으로부터 구한 계수

$$(\text{= } \tan^2(\pi/4 + \phi/2))$$

3. 모형실험

3.1 모형실험장치

토목섬유보강 성토지말뚝의 지반아칭현상을 모형 실험으로 관찰하기 위하여 모형실험장치를 제작하였다. 실험장치는 토조, 모형말뚝, 지반변형제어장치, 모래살포장치 및 하중측정시스템의 다섯 부분으로 구성되어 있다. 모형실험에서는 토조 내부에 일정간격의 성토지말뚝 및 지반변형제어장치를 설치하고 말뚝위에 하중계를 설치한다. 다음으로 모래살포장치를 이용하여 성토모래층을 일정한 상대밀도를 갖도록 단계별로 성토지반을 형성시키면서 하중측정시스템에 의한 계측을 실시한다. 최종성토 후 침하유발장치에 따른 침하량과 말뚝작용하중의 거동을 면밀히 분석한다. 이들 시험은 말뚝설치간격, 토목섬유 보강유무 및 인장강성에 따라 다양하게 수행하였다.

3.1.1 토조 및 모형말뚝

모형토조는 그림 2에서 보듯이 너비×폭×높이가 65cm×65cm×110cm인 투명아크릴로 제작하였다. 말뚝설치가 용이하도록 토조의 상·하부가 분리될 수 있도록 제작하였다. 토조의 외측은 성토하중으로 인한 토조의 변형을 방지하기 위하여 강재로 보강되어 있다.

모형말뚝은 그림 3과 같이 말뚝과 캡으로 이루어지며, 바닥판의 구멍배열에 따라 말뚝간격을 달리하여 토조속에 설치할 수 있다. 모형말뚝은 직경이 30mm, 길이

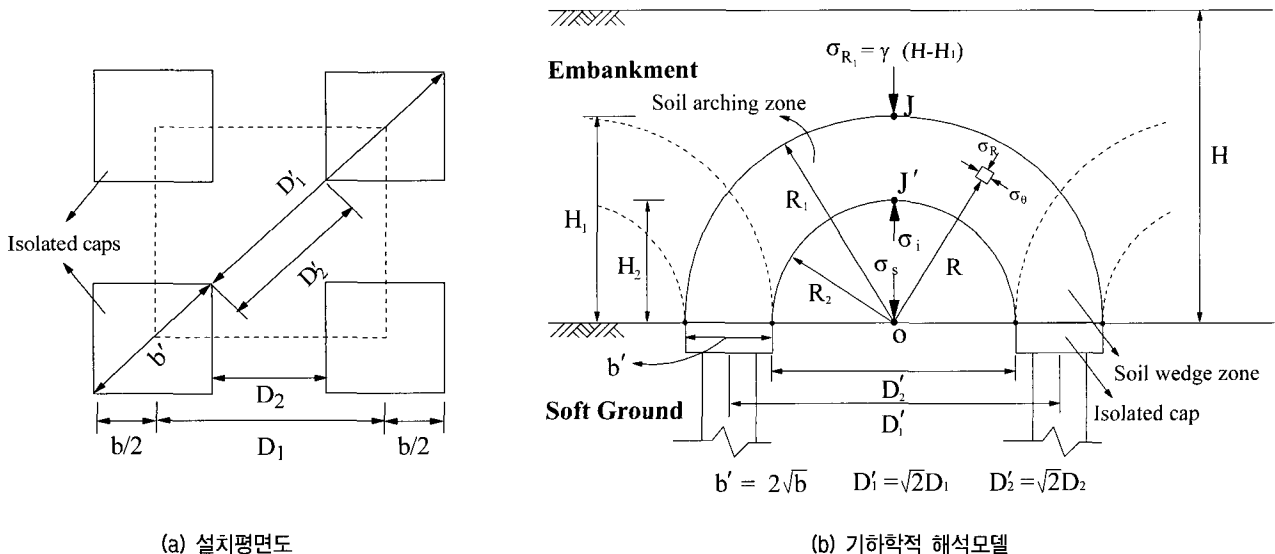


그림 1. 단독캡말뚝의 설치평면도 및 해석모델

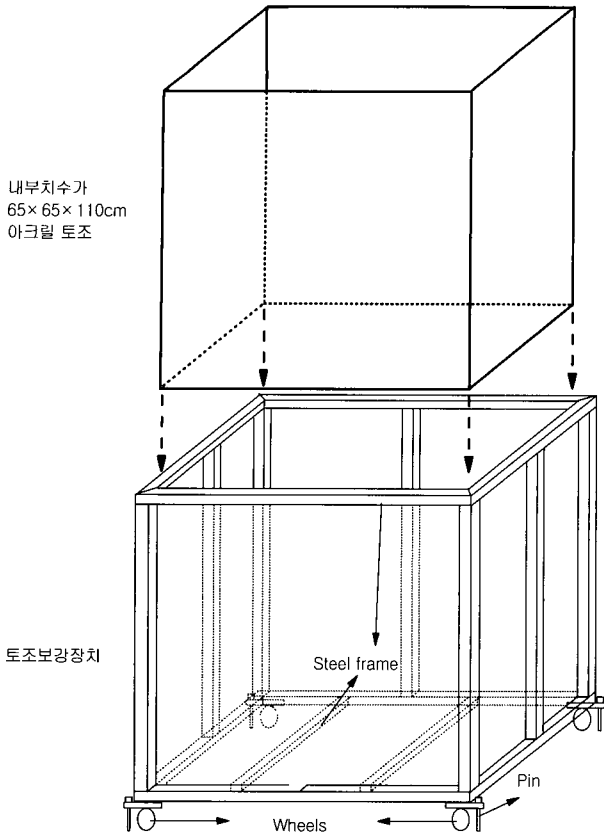


그림 2. 토조 및 토조보강장치

가 150mm인 알루미늄봉 재질이다. 말뚝캡은 폭(b)이 40mm인 정사각형 형태이며, 두께가 20mm로서 말뚝두부에 결합시킬 수 있다. 한편, 계측용 말뚝에는 말뚝캡 내부에 하중계(Load cell)를 설치하여 성토하중을 측정할 수 있도록 제작하였다.

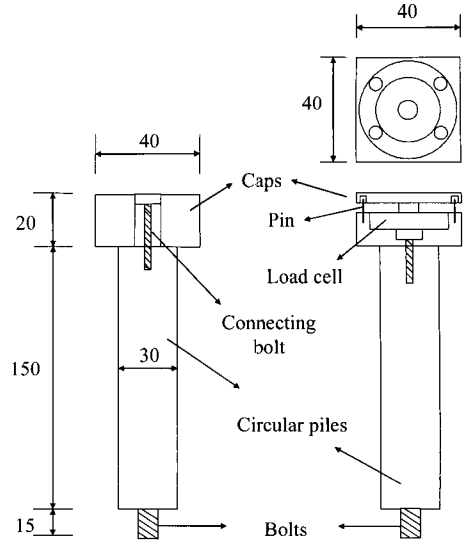


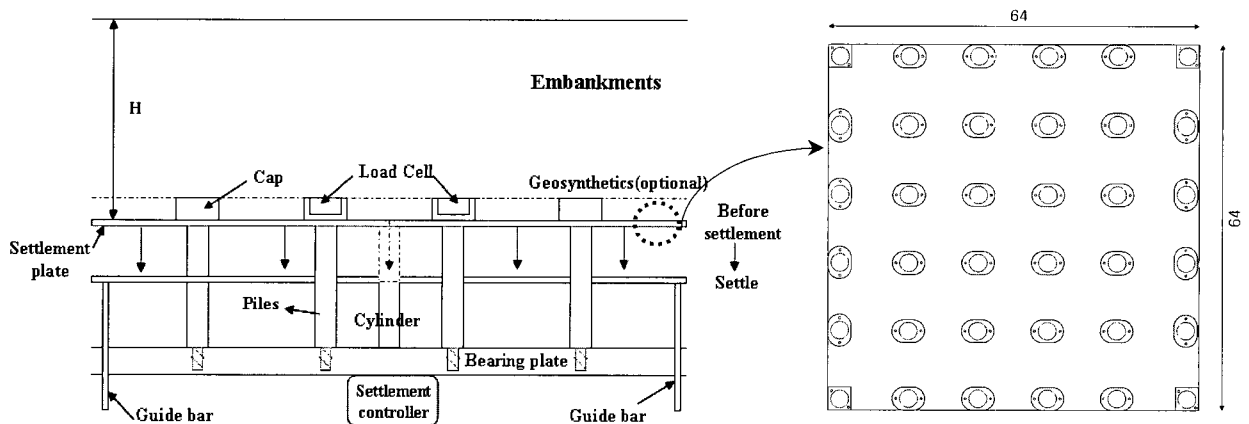
그림 3. 모형말뚝(단위 mm)

3.1.2 지반변형장치

토목섬유와 말뚝으로 지지되는 성토지반의 변형을 관찰하기 위하여 지반변형장치를 설치한다. 여기서 지반변형장치란 성토로 인하여 발생하는 연약지반의 침하를 모사할 수 있도록 제작한 장치이다. 즉, 토조하부에 정착된 지반변형장치가 실린더를 통하여 침하판과 연결되며, 성토완료 후 인위적으로 지반침하를 발생, 제어할 수 있다. 침하판은 말뚝을 관통하여 상하로 움직일 수 있다. 침하판의 변위속도는 선행연구(홍원표 등, 1999)를 참조하여 분당 2mm로 결정하였다.

말뚝 설치간격에 맞추어 3종류의 침하판을 제작하였으며, 침하판 구멍과 말뚝주면 사이로 모래가 관입되지 않도록 염화비닐 계열의 합성수지를 부착하였다.

그림 4는 지반변형장치 및 침하판을 나타낸 그림이다.



(a) 모형실험 단면도

(b) 침하판 (6×6열 말뚝의 경우, 단위:cm)

그림 4. 지반변형제어장치

3.1.3 모래살포장치

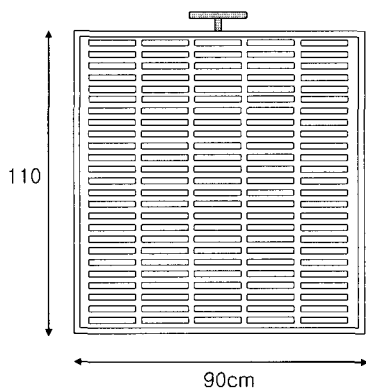
토조속 모래의 상대밀도를 일정하게 유지시키도록 낙하높이 조절이 가능한 모래살포장치를 제작하였다. 모래살포판은 일정간격의 구멍이 뚫린 두겹의 상·하 철판으로 되어 있으며, 모래를 채운 뒤 구멍을 열면, 모래살포판 속의 모래가 동시에 낙하하여 성토층을 형성하게 된다.

그림 5는 모래살포장치의 도면 및 원리를 나타낸 그림이다. 예비실험결과 모래의 낙하고가 73.5cm일 때 토조속 성토모래의 상대밀도가 80%인 것으로 얻어졌다. 본 실험에서 단계별 성토시 모래살포기에 의한 낙하고를 73.5cm로 유지시킴으로 성토지반의 상대밀도를 80%로 유지하였다.

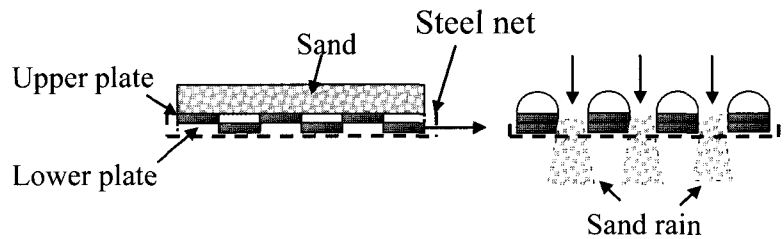
3.1.4 데이터측정장치(Data logging system)

데이터측정장치는 하중계(load cell) 및 변형률계(strain gauge) 등의 센서를 측정하는 데이터로거(data logger)와 이를 제어하는 컴퓨터로 구성된다. 하중계는 성토하중에 대한 말뚝작용하중을 측정하기 위하여 단독 캡 안에 설치하며(그림 3 참조), 말뚝 설치간격에 따라 5kgf~50kgf 용량의 하중계를 선택적으로 사용하였다.

변형률계(strain gauge)는 모형실험시 지반침하에 따른 토목섬유의 변형률을 평가하기 위한 센서로서 토목섬유의 일정위치에 부착, 측정하였다. 변형률계는 전기저항식의 소성계이지이며, 변형률계를 부착한 토목섬유에 대해서 환산보정시험(Calibration)을 실시하여 실험에서 측정된 변형률 값을 환산보정하였다. 이들 센서의 계측은 데이터로거를 이용하여 실시간으로 측정하였다.



(a) 모래살포판



(b) 모래살포원리

그림 5. 모래살포판 및 모래살포 원리

3.2 사용시료특성

3.2.1 성토모래

본 모형실험에서 성토재료는 주문진규사를 사용하였다. 주문진규사의 토질특성은 표 1에 나타난 바와 같다. 본 시료의 비중은 2.59이며, 균등계수와 곡률계수가 각각 1.83 및 0.85로서 입도가 매우 균등함을 알 수 있다. 또한 최대건조밀도 및 최소건조밀도는 각각 $1.62g/cm^3$ 과 $1.36g/cm^3$ 로 나타났다.

표 1. 주문진규사의 토질특성

Sieve analysis	D_{10}	0.48
	D_{30}	0.60
	D_{60}	0.88
	C_u	1.83
	C_c	0.85
Specific gravity (Gs)		2.59
Max. dry density (g/cm^3)		1.62
Min. dry density (g/cm^3)		1.36
Internal friction angle (Dr=80%)		40.5°

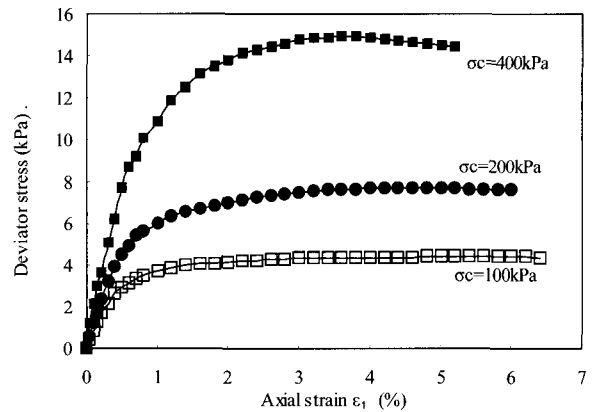


그림 6. 주문진규사의 응력-변형률 관계도(Dr=80%)

또한 주문진규사에 대하여 상대밀도가 80%일 때의 공시체를 제작하여 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은 40.5°로 나타났다. 본 삼축압축시험에 의한 성토모래의 응력-변형률 관계는 그림 6과 같다.

3.2.2 토목섬유

토목섬유보강 성토지지말뚝시스템에서 토목섬유는 말뚝사이의 연약지반으로 작용하는 성토하중을 토목섬유의 인장력으로 지탱하면서 말뚝으로 하중을 전달하는 역할을 한다. 이때 토목섬유의 강성은 지반아칭에 영향을 미치는 요소가 된다. 건설현장에서 지반보강용으로 사용되는 토목섬유(지오그리드)를 모형실험에 사용하기에는 강성이 과다한 것으로 평가되었다. 따라서 본 실험에서는 지반필터용으로 사용되는 토목섬유군을 대상으로 인장실험을 실시하였으며, 이 인장실험 결과를 바탕으로 모형실험에 사용할 토목섬유를 선정하였다.

모형실험에서는 PP500과 PET500 부직포를 사용하였다. 여기서 PP와 PET는 각각 폴리프로필렌(Polypropylene) 및 폴리에스터(Polyester)의 약자이며, 숫자 500은 단위면적당 무게(g/m^2)를 의미하는 기호이다. 광폭인장강도시험에 의한 토목섬유 PP500 및 PET500의 인장강도-변형률 관계는 그림 7과 같다. 3회씩 길이방향(Machine direction)으로 실시한 인장시험에서 최대인장강도의 평균치는 PP500의 경우 10.4kN/m, PET500의 경우 46.3kN/m이 얻어졌다. 또한 곡선의 기울기를 의미하는 인장강성(tensile stiffness)은 초기 변형구간에서 각각 6kN/m와 60kN/m로 나타나 PET500이 PP500보다 강성이 10배가량 큰 것으로 나타났다.

토목섬유에 변형률계를 부착하여 측정하는 경우, 센

서 접착제의 영향으로 변형률계 측정치가 실제 값과는 다른 값으로 나타날 수 있다. 따라서 본 실험에서는 토목섬유의 방향성(길이방향, 폭방향 및 대각선방향)을 고려하여 토목섬유 시편에 변형률계를 부착하고 스트립인장시험을 실시하여, 변형률계 측정치와 실제 변형률과의 상관관계를 도출한 후 측정결과분석에 활용하였다. 사진 2는 길이방향으로 변형률계를 부착한 토목섬유의 환산보정시험 광경을 나타내고 있다.

3.3 실험계획 및 과정

본 모형실험은 단독캡말뚝사이에 지반변형장치를 삽입하고 일정높이의 성토후 침하판을 지반변형장치로

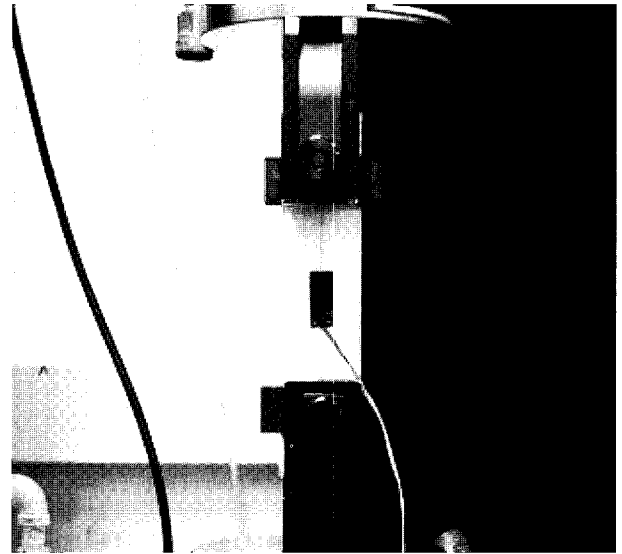
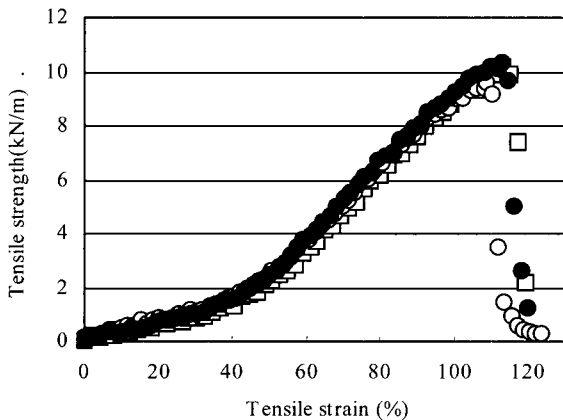
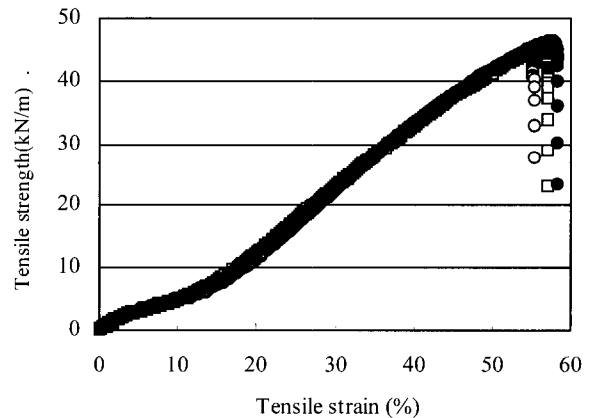


사진 2. 길이방향으로 변형률계를 부착한 토목섬유의 스트립인장강도시험



(a) PP500



(b) PET 500

그림 7. 광폭인장강도시험에 의한 토목섬유의 인장-변형 특성(길이방향)

표 2. 모형실험계획

간격비 (D_2/D_1)	말뚝중심간격 D_1 (cm)	말뚝순간격 D_2 (cm)	토목섬유 무보강	토목섬유 PP500	토목섬유 PET500	캡면적비 (b^2/D_1^2)
0.5	8	4	○	○	-	25%
0.6	10	6	○	-	○	16%
0.67	12	8	○	○	○	11.1%
0.75	16	12	-	○	○	6.25%

하강시키면서 성토지반의 변형거동을 관찰하는 것이다. 이때 말뚝두부에 하중계를 설치하고, 토목섬유에는 변형률계를 각각 부착하여 지반침하에 따른 하중전이 특성도 함께 파악한다.

전체 실험계획은 표 2와 같으며, 이에 대한 실험과정은 다음과 같이 8단계로 나누어 실시한다

- ① 변형제어장치를 토조하부에 설치한다.
- ② 토조내에 말뚝을 설치하고 침하판을 거치한다.
- ③ 변형제어장치와 침하판을 연결한다. 이때 침하판이 말뚝을 관통하여 상, 하로 부드럽게 움직이는지 확인한다.
- ④ 말뚝두부에 캡을 설치하고, 하중을 측정하는 중앙부 말뚝에는 하중계를 설치한다.
- ⑤ 말뚝캡 높이까지 모래를 깔고, 소정의 위치에 변형률계를 부착한 토목섬유를 포설한다.
(단, 토목섬유 무보강시인 경우에는 생략)
- ⑥ 토목섬유 위에 모래와 색사(흑연가루를 입힌 모래)를 약 3mm 두께로 반복 성토하여 성토지반속에 줄무늬가 존재하도록 한다.
- ⑦ 지반변형장치를 이용하여 침하판을 단계별로 내린다.
- ⑧ 단계별로 성토지반의 거동 및 토목섬유 변형형태를 관찰하며, 하중측정시스템으로 말뚝에 작용하는 하중 및 토목섬유 변형률을 측정·분석한다.

4. 모형실험결과

모래살포장치를 이용하여 모형토조 속 성토를 실시한 후 지반변형장치를 작동시켜 연약지반의 침하를 유발한다. 이때 성토지반 및 토목섬유의 변형형태, 말뚝작용하중 및 토목섬유의 변형률을 측정하여, 단계별 침하에 따라 성토지반에 발생하는 지반아칭 특성을 분석하고자 한다.

4.1 성토지반 변형특성

사진 3~사진 5는 말뚝캡 간격비가 0.67인 경우, 재하판 침하에 따른 성토지반의 변형상태를 토목섬유 보강유무 별로 나타낸 결과이다. 단독캡 말뚝에서는 그림 1과 같이 3차원 지반아칭이 발생될 것으로 예상되지만, 토조내부 성토지반의 변형상태는 육안관찰이 불가능하므로, 토조외부로 보이는 2차원 단면상의 거동을 관찰하여 기술하도록 한다.

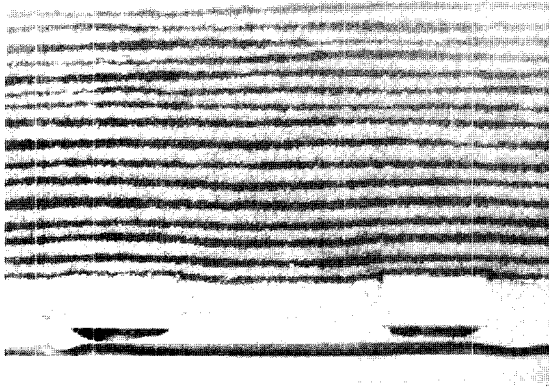
4.1.1 토목섬유를 보강하지 않은 경우의 변형특성

먼저 사진 3은 토목섬유없이 단독캡말뚝만이 설치된 경우이다. 성토완료후 재하판 침하가 발생되기 전의 초기상태가 사진 3(a)에 나타나 있다. 말뚝캡 상부의 일정 높이까지 성토지반의 관찰을 용이하게 하기 위하여 색사가 살포되어 있으며, 성토는 지반아칭이 충분히 발달할 수 있도록 80cm 높이까지 실시된 상태이다.

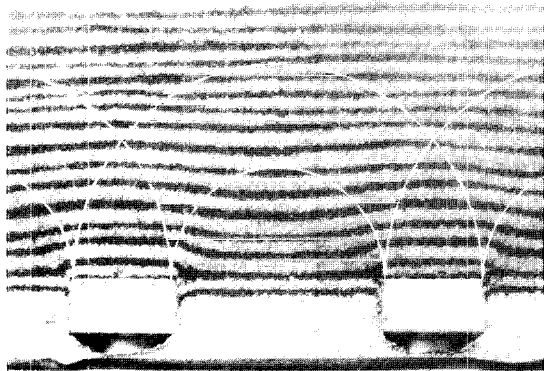
사진 3(b)는 변형초기 단계로서, 단독캡 하부의 침하판 변위가 5mm 발생된 경우, 성토지반의 변형상태를 나타낸 것이다. 여기서 반원으로 표시된 것은 홍원표 등(1999)이 제안한 지반아칭파괴 형상을 도시한 것이며, 흰색 수평선은 색사의 거동을 분석하고자 초기 색사위치를 도시한 그림이다. 본 사진에서는 미미하지만 전체적으로 성토지반내에 소성영역이 발달하고 있으며, 특히 내부아칭 영역에서는 침하에 따른 소성변형이 가장 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 단, 말뚝캡 상부에서는 지반의 움직임이 거의 없는 썩기영역이 존재하는데 이 썩기영역의 정점은 두 개의 외부아칭이 서로 교차하는 점으로부터 관측할 수 있다. 즉, 이 영역은 단독캡 좌우의 지반아칭에 의한 영향을 동시에 받으므로 지반변형이 발생되지 않고 썩기모양으로 남아있는 것으로 판단된다. 이는 2장에서 언급한 기존 연구결과인 캡보말뚝에 대한 지반아칭과 동일한 형태로서, 단독캡말뚝의 경우에도 동일한 지반아칭해석이 가능함을 의미한다.

사진 3(c)는 침하판 변위가 10mm 발생된 경우의 성

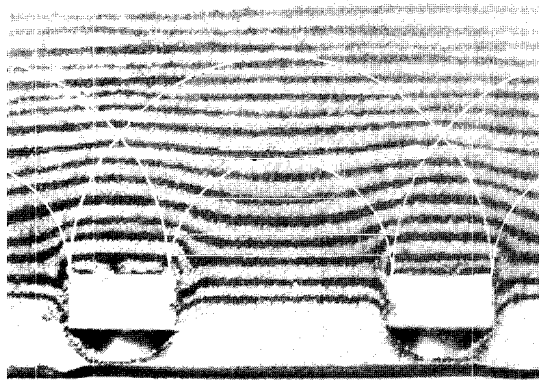
토지반 변형상태를 나타낸 것이다. 사진 3(b)와 동일한 경향의 지반변형형상을 나타내고 있으며, 5mm 침하시 보다 변형의 발달정도가 크게 나타났다. 즉, 말뚝캡 상부지반과 주변지반의 상대적인 변형차이도 증가되면서 전체적인 침하가 발생하고 있음을 알 수 있다. 사진 3(c)는 단독캡말뚝 사이의 지반변형량이 상당히 커서 캡사이의 지반이 완전히 붕괴된 경우에 해당된다. 그러나 실



(a) 침하판 변위가 없는 초기상태



(b) 침하판 변위가 5mm 상태



(c) 침하판 변위가 10mm 상태

사진 3. 단독캡말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형상(토목섬유로 보강하지 않은 경우, $D_2/D_1=0.67$)

제 지반에서는 사진 3(c)와 같이 인위적인 지반붕괴는 발생하지 않을 것이므로, 단독캡말뚝에서의 지반아칭은 변형초기단계인 사진 3(b)를 대상으로 고찰하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

4.1.2 토목섬유 보강시 변형특성

사진 4와 사진 5는 말뚝간격비(D_2/D_1)가 0.67일 때, PP500 토목섬유로 보강한 경우와 PET500으로 보강한 경우의 성토지반 변형특성을 각각 나타낸 결과이다. 무보강시의 경우와 마찬가지로 토목섬유 보강시에도 지반변형을 관찰하기 위하여 색사와 모래를 반복 성토하였다.

먼저 PP500 토목섬유에 대한 실험결과인 사진 4를 살펴보면, 침하판 하강이 15mm 발생하여 원지반이 성토체를 지지하지 않더라도 성토지지말뚝시스템이 성토체를 안정적으로 지탱해 주고 있음을 알 수 있다. 이때 토목섬유 처짐은 말뚝캡 사이 중앙 지점에서 최대가 되며,

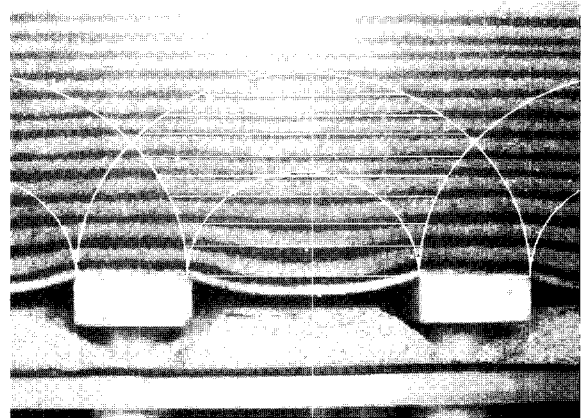


사진 4. PP500 보강시 성토지반 변형특성($D_2/D_1=0.67$, 침하판변위=15mm)

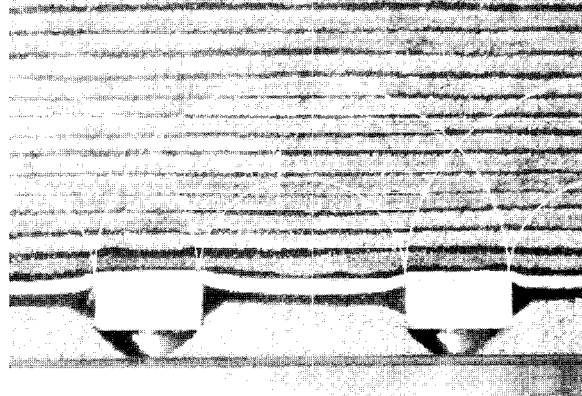


사진 5. PET500 보강시 성토지반 변형특성($D_2/D_1=0.67$, 침하판변위=10mm)

캡 부근으로 갈수록 말뚝으로 인해 침하가 억지되고 있음을 알 수 있다. 즉, 토목섬유의 처짐형상은 원호로 나타나며, 중앙부에서 최대처짐이 8mm 정도로 관측되었으나, 이는 내부아치 영역에 있는 지반에만 영향을 줄 뿐 캡상부의 썩기영역 및 외부아치영역내의 성토지반은 유의미한 변형이 발생하지 않은 것으로 평가된다.

사진 5는 말뚝간격비 0.67에서, PET500 토목섬유를 설치한 경우로서, 침하판의 연직변위를 10mm 발생시킨 결과이다. 전체적으로 PP500을 설치한 경우와 거동양상이 유사하지만, PET500이 PP500보다 토목섬유로서의 강성이 크므로 성토지반의 변위가 효과적으로 억지됨을 나타내고 있다. 즉, 중앙부에서의 토목섬유의 최대 처짐은 PP500보다 작은 약 5mm 정도로 발생하였으며, 내부아치 영역내의 일부 성토고까지만 영향을 줄 뿐, 전체적으로 성토지반이 안정된 상태로 평가된다. 이상에서 동일한 말뚝캡 간격비라 할지라도, 토목섬유의 강성이 크면 성토체의 처짐도 작게 발생하며, 성토체 또한 더욱 안정적이 됨을 알 수 있다.

한편, 말뚝캡 간격비가 0.5, 0.6 및 0.75인 경우에 대한 실험결과는 말뚝캡 간격비 0.67의 결과와 유사하게 나타났다.

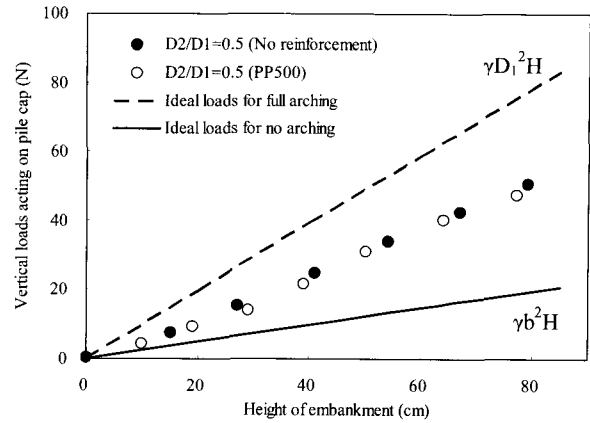
4.2 말뚝캡 작용하중

본 절에서는 모형실험중 말뚝캡에 작용하는 성토하중의 크기를 측정하여, 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템의 하중전이 특성을 파악하고자 한다. 여기서 하중전이 특성은 단계별 성토과정 및 최종성토후 침하판을 하강시켜 지반아칭을 유발하는 단계로 구분하여 분석한다.

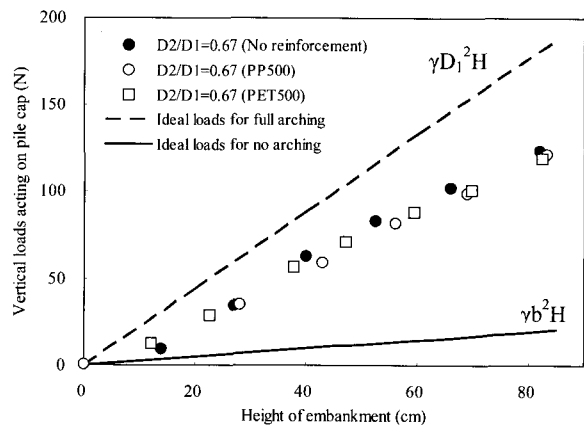
4.2.1 성토단계 (침하유발전)

그림 8는 전체 모형실험에서 성토단계에서의 말뚝캡 작용하중을 간격비별로 나타낸 그림이다. 여기서 말뚝 작용하중은 토조 중앙부의 네 개 말뚝으로부터 측정된 하중을 평균하여 구한 값이다. 또한, 지반아칭이 완전히 발휘되어 모든 성토하중이 말뚝캡으로 전달되는 경우를 점선으로, 지반아칭이 발생하지 않는 경우의 이론적인 말뚝캡 작용하중을 실선으로 각각 도시하였다.

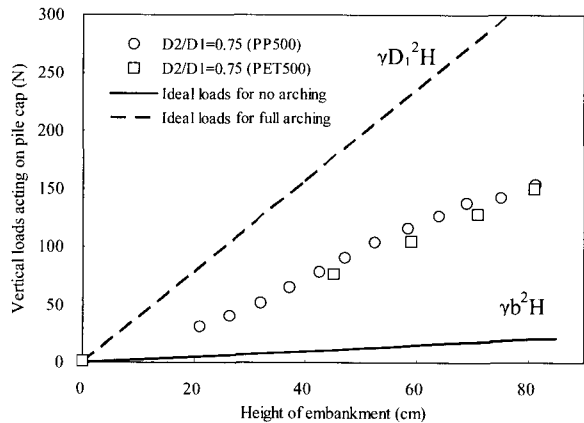
그림에서 말뚝캡에 작용하는 성토하중은 성토고가 커짐에 따라 선형적으로 증가함을 알 수 있다. 성토단계에서는 침하유발장치가 작동되기 이전이므로 침하판의 변위는 아직 허용되지 않은 상태이다. 따라서 지반아칭



(a) 말뚝캡간격비 0.5



(b) 말뚝캡간격비 0.67



(c) 말뚝캡간격비 0.75

그림 8. 단계별 성토에 따른 말뚝캡 작용하중

현상이 발생하지 않는다면 말뚝캡에 작용하는 이론적인 성토하중은 간격비에 관계없이 실선으로 표시한 ($\gamma b^2 H$) 값이 되어야 할 것이다. 그러나 실제 측정결과는 말뚝캡 면적만큼의 토피하중보다 상당히 큰 하중이 작용하고 있다. 이는 성토지반속 말뚝캡과 지반의 강성

차이로 인하여 지반아칭현상이 발생함으로써 성토하중이 말뚝캡으로 집중 전이된 것으로 평가된다.

또한, 간격비별 말뚝캡 작용하중을 살펴보면, 말뚝의 설치간격이 넓을수록 말뚝캡 작용하중도 큰 것으로 나타났다. 즉, 말뚝캡 간격비가 0.75인 경우 말뚝캡 작용하중이 가장 크다. 그러나 점선으로 표시한 말뚝 한 개가 분담하는 전체성토하중 ($\gamma D_1^2 H$)과 비교해 보면, 말뚝캡 간격비 0.75의 경우가 가장 작은 비율로 성토하중을 분담하는 것으로 나타났다.

한편, 동일 간격비를 갖는 말뚝에서는 토목섬유를 보강하지 않은 경우가 토목섬유가 설치된 경우보다 다소 크게 하중이 측정되었다. 이는 지반의 변위가 발생되지 않은 상태에서 지반과 말뚝의 강성차에 의해서만 지반아칭효과가 발휘되는데 토목섬유가 하중을 분산시킴으로서 지반아칭효과가 감소된 것으로 사료된다.

4.2.2 침하단계

먼저 지반변형장치에 의한 연약지반침하 유발시 말뚝캡 작용하중을 조사하였다. 그림 9~그림 11은 각각의 말뚝간격비에 대하여 토목섬유를 보강하지 않은 경우와 PP500 및 PET500 토목섬유를 보강한 경우를 나타낸 그림이다. 그림에서 가로축은 침하유발장치에 의한 침하판의 변위량을 나타내고 있으며, 침하량이 0일 때의 하중은 침하발생전 즉, 최종 성토단계에서 작용하고 있는 말뚝캡 하중을 의미한다.

그림 9는 말뚝캡 간격비가 0.5인 경우의 실험결과를 나타내고 있다. 간격비 0.5는 말뚝중심간격이 8cm이고 캡중심간격이 4cm인 경우로서, 말뚝캡의 면적이 성토면적의 25%가 되는 간격비이다. 이때 토목섬유를 보강한 경우와 PP500 토목섬유가 설치된 경우의 시험결과를

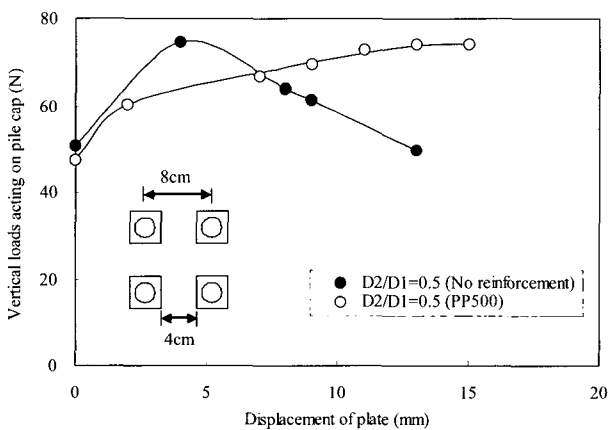


그림 9. 침하에 따른 말뚝캡 작용하중 ($D_2/D_1=0.5$)

함께 도시하였다.

실험결과를 나타낸 두 곡선을 살펴보면, 모두 첫 번째 침하단계에서 말뚝에 작용하는 하중이 급격히 증가하고 있으며, 토목섬유가 설치되지 않은 경우가 첫 번째 단계에서의 하중증가량이 더욱 큼을 알 수 있다. 이것은 연약지반부의 침하로 인하여 성토체내의 흡입자가 재배열되면서 지반아칭효과가 극대화된 것으로 생각할 수 있다. 두 번째 침하단계에서는 토목섬유 설치여부에 따라 곡선의 경로가 확연히 다르게 나타난다. 즉, 토목섬유가 없는 경우는 최대하중에 도달한 후, 말뚝캡 작용하중이 감소하고 있는 반면, 토목섬유가 있는 경우는 침하판 변위에 따라 말뚝작용하중이 점진적으로 증가하면서 수렴되는 형태를 보인다. 이는 토목섬유를 보강하지 않은 경우, 처음 지반변형단계에서 지반아칭효과가 극대화되며, 이후의 변형에서도 지반아칭이 발휘되기는 하지만 지반붕괴로 인하여 그 정도가 최대치보다는 작아지는 것으로 볼 수 있다. 토목섬유를 보강한 경우에는 침하판이 하강하더라도 토목섬유와 말뚝이 성토지반을 지탱해 주고 있다. 따라서 진동이나 과다 지반변형시 하중전이효과가 감소되는 것을 토목섬유가 방지하므로 하중의 손실없이 점진적으로 성토하중이 말뚝으로 전이되어 수렴되는 것으로 판단된다.

그림 10은 말뚝간격비가 0.67인 경우의 실험결과를 나타내고 있다. 여기서는 토목섬유가 설치되지 않은 경우와 PP500 및 PET500의 토목섬유가 설치된 경우의 세 가지 시험결과를 함께 도시하였다. 실험결과를 나타낸 곡선을 살펴보면, 간격비 0.5의 경우와 유사한 경향을 보이고 있다. 즉, 토목섬유가 없는 경우는 침하초기 단계에서 급격한 하중증가를 보이며, 침하판이 하강할수록 말뚝으로 전이되는 성토하중이 감소하고 있다. 반면

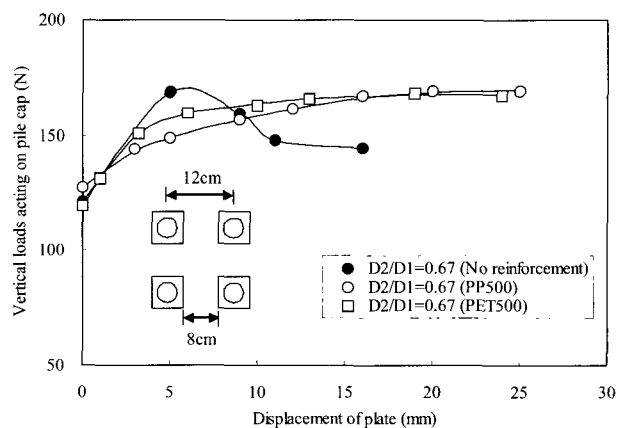


그림 10. 침하량에 따른 말뚝캡 작용하중 ($D_2/D_1=0.67$)

에 토목섬유로 보강된 경우 초기 침하단계에서는 말뚝 작용하중이 토목섬유를 보강하지 않은 경우보다 작지만, 이후 시간이 경과함에 따라 점진적인 하중증가를 보이며 수렴된다. 한편, 토목섬유가 보강된 경우인 PP500과 PET500만을 놓고 보면, 침하 초기단계에는 말뚝에 작용하는 하중이 차이가 나지만, 시간이 경과함에 따라서 점차 유사한 값으로 수렴되고 있다.

그림 11은 말뚝간격비가 0.75인 경우의 실험결과를 나타내고 있다. 간격비 0.75는 말뚝중심간격이 16cm이고 순간격이 12cm가 되도록 설치한 것으로서, 전체 성토면적에서 말뚝캡이 차지하는 비율이 6.25%가 되는 간격비이다. 여기서는 말뚝의 간격이 넓은 점을 고려하여 토목섬유를 보강하지 않은 경우의 실험은 배제하고, PP500 및 PET500의 토목섬유가 설치된 경우의 실험을 실시하였다.

실험결과를 나타낸 곡선을 살펴보면, 앞서 나타난 간

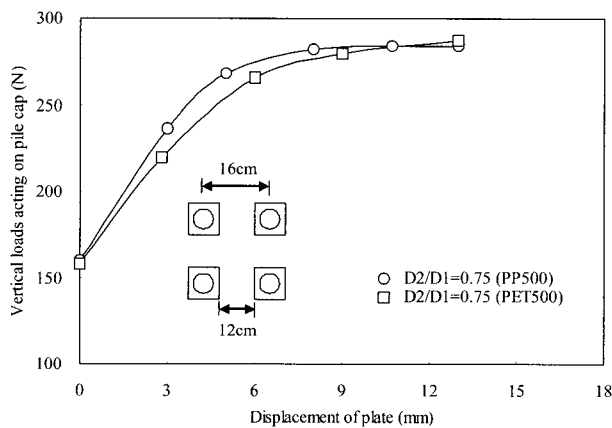
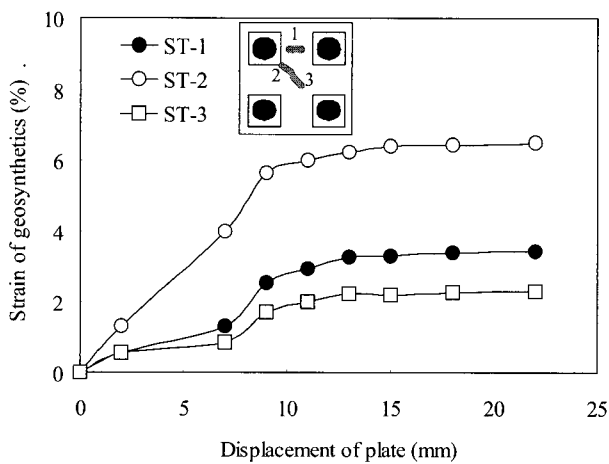


그림 11. 침하량에 따른 말뚝 작용하중($D_2/D_1 = 0.75$)



(a) PP500

격비 0.67의 경우와 유사한 경향을 보이고 있다. 즉, 침하 단계에서부터 점진적으로 말뚝작용하중이 증가하다가 일정한 값에 수렴하고 있다. 또한 토목섬유 강성에 따라 초기 말뚝에 작용하는 하중이 차이가 나지만, 시간이 경과함에 따라서 점차 유사한 값으로 수렴되고 있다.

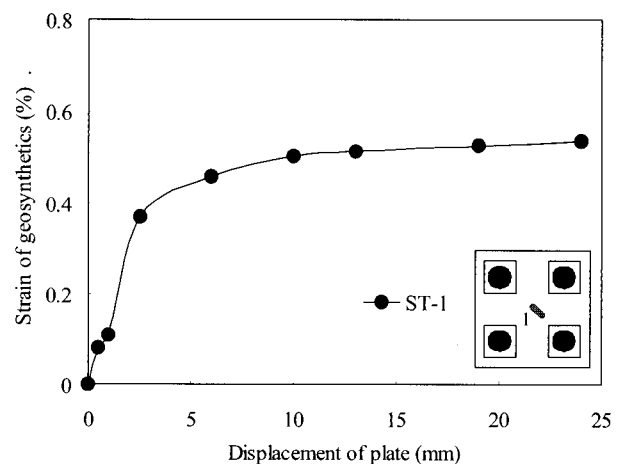
결국, 본 실험과 같이 하부지반이 공동화되어 말뚝과 토목섬유만이 성토체를 지지하는 경우에는 토목섬유 종류에 따라 변형률의 차이는 있더라도, 최종적으로 말뚝에 전이되는 하중의 크기는 유사한 것으로 나타난다.

4.3 토목섬유 변형률

말뚝으로 지지된 성토지반은 지반아칭효과로 인하여 말뚝캡에 작용하는 하중이 증가하게 된다. 만일 토목섬유가 복합시공될 경우에는, 연약지반으로 전달되는 잔여 성토하중을 토목섬유가 지탱하며 결국 말뚝으로 이 하중이 전달된다. 이때 토목섬유에는 처짐이 발생되며, 이로 인한 인장변형의 정도는 토목섬유에 변형률계를 부착하여 측정할 수 있다.

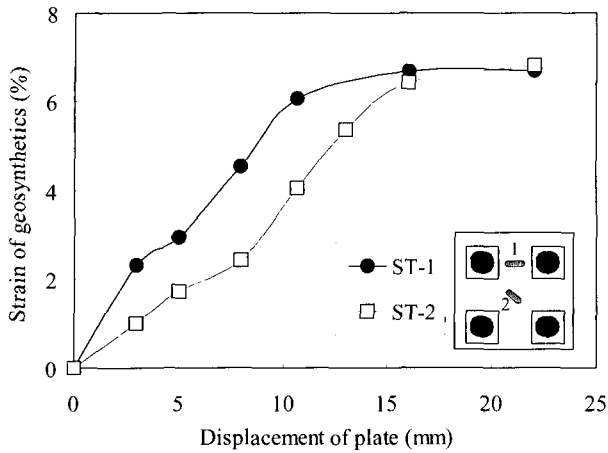
그림 12는 말뚝캡 간격비가 0.67인 경우 침하판 하강에 따른 토목섬유의 변형률 측정결과를 토목섬유별로 도시한 그림이다. 그림 속 범례에는 각각의 변형률계 부착위치가 나타나 있으며, 일부는 센서 오작동으로 분석에서 제외하였다.

그림 12(a)는 PP500 토목섬유의 변형률을 나타낸 것으로서 1번 변형률계는 종방향 말뚝캡 측면부에 부착된 변형률계이며, 2번과 3번은 각각 말뚝캡의 대각선 방향으로 부착된 변형률계이다. 전체적으로 토목섬유의 변

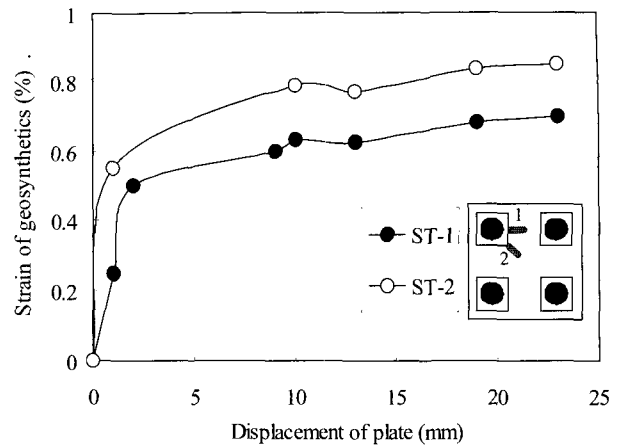


(b) PET500

그림 12. 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률($D_2/D_1=0.67$)



(a) PP500



(b) PET500

그림 13. 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률($D_2/D_1=0.75$)

형은 침하판 하강에 따라 증가하다가 일정한 값으로 수렴하는 것을 알 수 있다. 또한 위치별 변형률 분포를 보면 말뚝캡의 모서리부근에서 변형률이 가장 크게 발생하며, 캡사이의 중앙부에는 변형률이 상대적으로 작게 발생되고 있음을 알 수 있다. 이는 토목섬유도 결국 말뚝캡을 통해서 지지되므로 캡부근에서 변형이 크기 때문으로 평가된다. 그림 12(b)는 PET500에 대한 경우로서 침하유발에 따른 변형률이 0.6% 미만으로 발생하여 PP500에 비하여 작은 것을 알 수 있다. 토목섬유에 작용하는 하중이 동일하더라도, 토목섬유 종류의 인장강성에 따라 변형특성이 상이하기 때문에 인장강성이 큰 PET500의 경우가 변형률이 작게 발생한 것으로 판단된다.

그림 13은 말뚝캡 간격비가 0.75로 설치된 상태에서 PP500 및 PET500 토목섬유를 포설한 경우 침하판 하강에 따른 토목섬유 변형률을 도시한 그림이다. 전체적인 경향은 간격비 0.67일 때와 유사하나, 전체적으로 변형률이 증가된 것을 알 수 있다. 또한 PP500 토목섬유의 경우 최대변형률이 6.8% 가량 발생한 것과 비교하여 PET500 토목섬유를 사용한 그림 13(b)에서는 토목섬유 변형률이 최대 0.86%로서 1%를 넘지 않고 있다. 따라서 말뚝과 토목섬유로 복합지지된 성토지반에서 토목섬유의 강성이 클수록 성토지반의 변형억지 효과가 크음을 알 수 있다.

5. 성토지반속 지반아칭의 모형화

토목섬유가 보강된 지반아칭 실험에서 침하판이 하강할 경우 지반아칭이 발휘되어 말뚝에 작용하는 하중이 증가됨을 알 수 있었다. 또한 토목섬유가 말뚝캡위에 설

치될 경우 말뚝캡 사이의 토사하중은 토목섬유가 지탱하며, 토목섬유에는 원호형태의 처짐이 발생한다. 이를 도면으로 정리하면 그림 14와 같이 모형화 할 수 있다.

여기서, 성토지반속에 발휘되는 지반아칭은 토목섬유를 보강하지 않은 경우와 동일하게 발생되며, 단지 말뚝캡부에서 처짐각이 θ 이고, 반지름이 R 인 원호형태로 토목섬유가 변형되는 것으로 가정한다.

이때 반지름이 R 인 원호의 중심각은 삼각형 내각의 합이 180도임을 고려하면 2θ 가 된다. 또한 처짐각이 θ 일때 반지름 R 은 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다. 처짐각과 최대침하량(s_{max})과의 관계식은 원호의 기하학적 특성으로부터 식 (4a) 또는 식 (4b)와 같이 유도할 수 있다.

$$R = \frac{D_2}{\sqrt{2} \sin \theta} \quad (3)$$

$$s_{max} = R(1 - \cos \theta) = \frac{D_2}{\sqrt{2} \sin \theta} (1 - \cos \theta) \\ = \frac{D_2}{\sqrt{2}} \tan \frac{\theta}{2} \quad (4a)$$

처짐각 θ 를 최대침하량 s_{max} 의 함수로 나타내면,

$$\theta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{2} s_{max}}{D_2} \right) \quad (4b)$$

한편, 그림 14의 기하학적 특성으로부터 토목섬유의 변형률(ϵ)과 처짐각 θ 사이에는 식 (5)의 관계식이 성립된다.

$$\epsilon = \frac{2R\theta - D_2'}{D_2'} = \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta} \quad (\theta : \text{radian}) \quad (5)$$

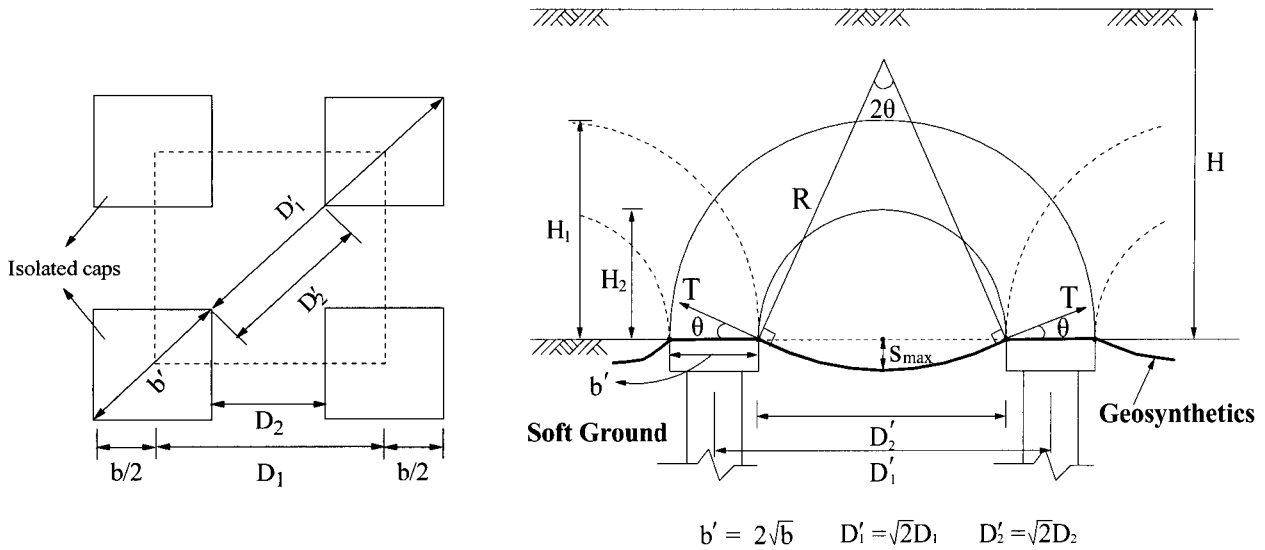


그림 14. 지반아칭현상의 모형화

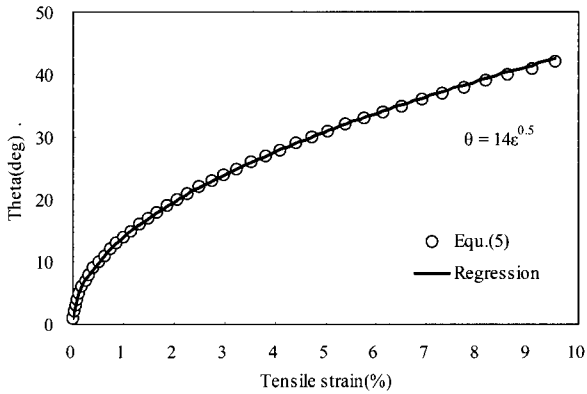


그림 15. 토목섬유 변형률과 처짐각과의 관계

따라서 토목섬유 변형률(ϵ)을 결정하면 처짐각 θ 는 식 (5)에 의해 구할 수 있다. 식 (5)에 의한 관계를 알기 쉽게 표현하고자 그래프로 도시하면 그림 15를 얻을 수 있으며, 회귀분석식인 식 (6)을 적용할 수 있다.

$$\theta \approx 14\epsilon^{0.5} \quad (6)$$

여기서, ϵ 과 θ 의 단위는 각각 % 및 deg° 이다.

성토지반을 말뚝과 토목섬유 복합지지하는 경우, 안정성 측면에서 토목섬유의 변형률을 제한할 필요가 있다. 현행 영국기준(BS8006, 1995)에서는 성토지지말뚝 시스템에서 토목섬유의 허용인장변형률을 6%로 규정하고 있다. 이와같이 토목섬유의 변형률이 결정되는 경우, 상기 식 (3)~식 (6)의 관계를 통하여 토목섬유의 변형특성을 쉽게 규정할 수 있다. 따라서 기존 지반아칭해석이론과의 접목을 통해 토목섬유가 보강된 경우에도

합리적인 해석법 마련이 가능할 것으로 판단한다.

6. 결론

본 연구에서는 말뚝과 토목섬유로 복합지지된 성토지반의 지반아칭 효과를 규명하고자 실내모형실험을 실시하였으며, 이들 실험결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 말뚝과 토목섬유가 성토지반을 복합지지하는 경우, 이때 토목섬유의 보강효과로 토목섬유가 설치되지 않은 경우보다 토목섬유를 설치한 경우가 성토지반의 변형을 크게 억제함을 확인할 수 있다. 또한 적용된 토목섬유의 강성이 클수록 보강효과는 더 크게 나타난다.
- (2) 연약지반부의 침하가 발생할 때, 지반아칭효과가 극대화되어 말뚝캡에 작용하는 성토하중이 급격히 증가한다. 이때 토목섬유가 설치되지 않은 경우는 침하가 계속되면 말뚝캡 작용하중이 감소하지만, 토목섬유가 보강된 경우는 침하에 따라 말뚝캡 하중 점진적으로 증가하면서 일정한 값으로 수렴된다.
- (3) 연약지반부의 침하발생시 토목섬유의 변형률은 비선형적으로 증가하다가 일정한 값으로 수렴된다. 이때 말뚝캡의 모서리부근에서 가장 변형률이 크게 나타나며, 캡사이의 중앙부에는 변형률이 상대적으로 작게 발생된다.
- (4) 말뚝과 토목섬유로 복합지지된 성토지반에서의

지반아칭은 토목섬유를 보강하지 않은 경우의 지반 아칭효과에 처짐각이 θ 이고, 반지름이 R인 원호형태의 토목섬유가 성토하중을 말뚝으로 전이시키는 것으로 모형화 할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원하는 2004년도 건설 핵심기술연구개발사업(04 핵심기술 A01-04)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며, 이에 감사의 뜻을 전하는 바이다. 또한, 전 중앙대학교 대학원생 이석봉 군이 모형실험준비 및 데이터 정리에 도움을 주었으며 이에 감사의 뜻을 전한다.

참 고 문 헌

1. 홍원표, 윤중만, 서문성 (1999), “말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태”, *한국지반공학회논문집*, 제15권, 제4호, pp.207-220.
2. 홍원표, 이재호, 전성권 (2000), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석”, *한국지반공학회논문집*, 제16권, 제1호, pp. 207-220.
3. 홍원표, 이광우 (2002), “성토지지말뚝의 연직하중 분담효과에 관한 연구”, *한국지반공학회논문집*, 제18권, 제4호, pp.285-294.

4. Atkinson, J. H. and Potts, D. M. (1977), “Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil”, *Geotechnique*, London, England, Vol.27, No.2, pp.203-215.
5. British Standard Institution (1995), BS 8006. Code of Practice for Strengthened /reinforced soils and other fills. British Standards Institute. London.
6. Flodin, N. O. and Broms, B. B. (1977), “Historical development of civil engineering in soft clay”, Preprint, International Symposium on Soft Clay, Bangkok, July, 1977.
7. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), “Analysis of piled embankments”, *Ground Engineering, London England*, Vol.21, No.3, pp.12-18.
8. Hong, W. P. and Lee, J. H. (2002), “Failure modes in piled embankments”, *Proceeding of 6th International Symposium Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development*, Seoul, pp.621-627.
9. Hong, W. P., Lee, J. H. and Lee, K. W. (2007), “Load transfer by soil arching in pile-supported embankments”, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.5 (Accepted).
10. Low, B. K., Tang, S. K. and Choa, V. (1994), “Arching in piled embankments”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 11, pp.1917-1937.
11. Matsui, T., Hong, W. P. and Ito, T. (1982), “Earth pressure on piles in a row due to lateral soil movements”, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.2, pp.71-81.
12. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.

(접수일자 2006. 11. 28, 심사완료일 2007. 6. 11)