

원심모델링을 이용한 CSCP 및 SCP로 개량된 연약지반의 거동

Behavior of Soft Ground Improved by CSCP and SCP Using Centrifuge Modeling

안 광 국¹ Ahn, Kwang-Kuk

Abstract

In this study, centrifuge model tests were performed to investigate the stress concentration ratio, bearing capacity and deformation modes of piles in clay ground improved by granular piles with two types of pile (CSCP, SCP) and various replacement ratios (0, 20, 40, 60%). According to the results of tests, the load ratio of ground improved by SCP and CSCP proportionally increased as replacement ratio increased. It shows that average normalized load of ground improved by CSCP is higher by about 8~21% than by SCP. As a result of rigid loading tests, it was evaluated that average stress concentration ratio of CSCP is higher than that of SCP. Only expansion failure occurred in CSCP, whereas SCP showed the expansion and shear failure simultaneously.

요 지

본 연구에서는 조립질 말뚝으로 개량된 점토지반의 지지력, 응력분담비, 말뚝 및 지반의 변형형태를 파악하기 위하여 말뚝의 종류(CSCP, SCP)와 치환율(0, 20, 40, 60%)을 변화시키면서 원심모형실험을 수행하였다. 실험결과, CSCP와 SCP로 개량된 지반의 하중비는 치환율이 증가함에 따라 비례적으로 증가하였고, CSCP로 개량된 지반의 평균 지지력 비가 SCP로 개량한 경우보다 8~21% 정도 크게 평가되었다. CSCP로 개량된 지반의 평균 응력분담비가 SCP보다 크게 나타나 CSCP가 더 큰 응력을 부담하는 것으로 평가되었다. CSCP로 보강된 지반에서는 팽창파괴가 발생하였고, SCP로 보강된 지반에서는 팽창 및 전단파괴가 동시에 발생하였다.

Keywords : CSCP (Crushed Stone Compaction Pile), Replacement ratio, Rigid, SCP (Sand Compaction Pile), Stress concentration ratio

1. 서 론

최근 건설규모의 대형화와 신공항, 신항만 및 고속철도를 비롯한 도로망의 확충 등 국가 기간산업의 양적 확대에 인하여 연약지반의 개량에 대한 관심이 상당히 높아져 가고 있다. 이러한 연약지반의 개량을 위한 여러 공법들이 지반의 종류와 경제성, 시공성에 따라 적용되고 있으며, 보다 합리적인 설계 및 시공을 위하여 다양한 연구가 수행되고 있다.

조립질 다짐말뚝 공법은 연약지반에 모래, 쇄석, 자갈 등의 조립질 재료를 압입하여 큰 직경의 조립질 말뚝을 조성하는 지반개량공법으로, 사용하는 재료에 따라 모래다짐말뚝(SCP, Sand Compaction Pile), 쇄석다짐말뚝(CSCP, Crushed Stone Compaction Pile) 등으로 나뉘며, 기초지반의 지지력 증가, 침하량 감소, 주변 점성토 지반의 압밀침하를 촉진하여 지반의 잔류 침하를 줄일 수 있는 특징을 갖는다. 조립질 말뚝에 의해 보강된 지반은 일반적으로 복합지반이라 불리며, 치환율과

¹ 정회원, (주)아이콘텍 기술연구소 소장 (Member, General Manager, R&D Center, iCONTEC, kwangkuk@yahoo.com)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

내부마찰각, 원지반의 강도에 대한 함수로 알려져 있다. 이러한 복합지반의 설계법(해양수산부, 1999)은 치환율이나 응력분담비가 주요 인자로 적용되고 있으나 모래를 중심으로 산정된 값이므로 점차적으로 사용량이 증가할 것으로 예상되는 쇄석이나 다른 재료에 대한 적용성은 검증되지 않았다. 또한, 복합지반의 지반 강도는 치환율과 응력분담비에 의해 크게 지배받는 것으로 알려져 있으나 이에 대한 정량적 평가는 미미한 상황이다.

따라서, 본 연구에서는 조립질 다짐말뚝공법의 일종인 쇄석다짐말뚝(CSCP) 및 모래다짐말뚝(SCP)으로 개량된 점토지반에 대하여 원심모형실험을 실시하여 말뚝의 종류와 치환율에 따른 응력분담비, 지지력 및 말뚝의 파괴거동을 강성재하를 한 후 비교·분석하였다.

2. 조립질 다짐말뚝공법

2.1 기본개념

조립질 다짐말뚝공법은 모래나 쇄석 및 자갈과 같은 조립질 재료로 형성된 기둥으로 연약한 점토나 느슨한 사질토 지반을 치환하여 지반을 개량하는 공법으로 등간격으로 타설된 조립질 말뚝과 원지반이 상재하중을 분담하고, 단일 말뚝의 하중 분담은 단일 등가원주모형(unit cell) 개념으로 해석한다. 조립질 말뚝과 점성토로 형성된 복합지반은 말뚝의 직경과 치환율로 표현되는 말뚝 간격, 지반의 비배수전단강도, 조립질 재료의 응력·변형을 특성과 전단저항각 등에 영향을 받는다.

치환율 a_s 는 조립질 다짐말뚝의 면적비로 개량정도를 나타내는 정수로 식 (1)과 같다.

$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} \quad (1)$$

여기서, A_s 는 다짐한 후 말뚝의 단면적이며, A_c 는 말뚝 주변 점성토 지반의 면적이다.

복합지반이 하중을 받는 경우 굳은 점성토 지반 주변에서 발생하는 응력이 감소되며, 조립질 다짐말뚝으로 응력의 집중이 발생된다. 응력의 집중은 재하 시 말뚝의 수직침하와 주변 흙의 침하가 거의 동일하며, 아칭현상에 의해 주변의 연약지반보다 강성이 큰 말뚝으로 집중

되기 때문에 발생된다. 단위 셀의 수직응력 분포는 응력 분담비 n 에 의해 식 (2)와 같이 정의할 수 있다.

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (2)$$

여기서, σ_s 는 조립질 다짐말뚝의 응력, σ_c 는 주변 점성토 지반의 응력이다.

주어진 치환율 a_s 에 따라 단위 셀 면적에 대한 평균 응력 σ 는 식 (3)과 같다.

$$\sigma = \sigma_s \cdot a_s + \sigma_c(1 - a_s) \quad (3)$$

응력분담의 크기는 조립질 다짐말뚝과 주변지반의 상대적인 강성에 의존하며, Barkdale과 Bachus(1983)는 치환율에 따른 응력분담비를 2~5의 범위로 제안하였다. Bergado 등(1988)은 6%의 낮은 치환율을 가진 연약한 방콕 점토에 대한 현장 재하시험으로부터 응력분담비 2를 획득하였으며, 적용된 하중의 증가에 따라 1.45까지 감소됨을 발견하였다.

2.2 조립질 다짐말뚝의 파괴형태

조립질 다짐말뚝의 파괴형태는 현장시험과 실내모형 실험을 통해 관입파괴와 팽창파괴, 국부전단파괴의 유형으로 발생하는 것으로 알려져 있다(해양수산부, 1999).

조립질 다짐말뚝의 길이가 지름의 2~3배 미만인 조립질 다짐말뚝의 파괴형태는 대부분 관입파괴에 속하며, 관입파괴 형태는 말뚝의 연직응력과 말뚝 선단부의 지지력 및 말뚝 주변 마찰저항력의 합력으로 이루어진다. 그림 1은 관입파괴의 유형으로 Skempton (1951)은 주어진 조립물질의 깊이 H 의 주어진 값에 대한 극한지

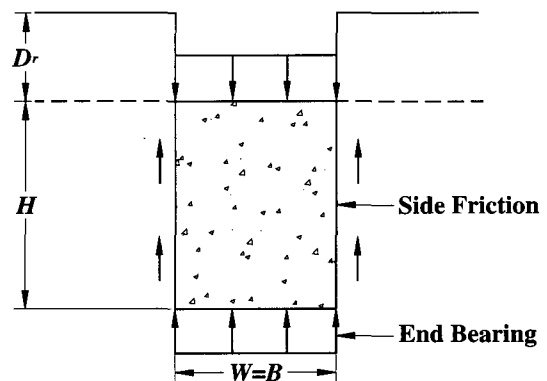


그림 1. 조립질 말뚝의 관입파괴

지력 q_{ult} 을 식 (4)와 같이 제안하였다.

$$q_{ult} = 5c_u [1 + 0.2(H/B)] + 2(H/B)c_u \leq 9c_u + 2(H/B)c_u \quad (4)$$

이에 반해 조립질 다짐말뚝의 길이가 지름의 2~3배 이상인 쇠석 말뚝의 파괴형태는 일반적으로 팽창파괴에 속하며 팽창파괴시의 단일말뚝의 극한지지력은 말뚝주변의 횡방향 구속압력 즉, 주변토사의 수동저항에 의존한다. 횡방향 구속압의 크기는 최소주응력과 최대주응력의 관계로부터 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다 (Hughes 등, 1975).

$$q_{u(max)} = k_p(\gamma_c D_f + 2c_u) \quad (5)$$

여기서, q_u 는 최대주응력, k_p 는 수동토압계수, D_f 는 기초의 깊이, γ_c 는 주변토사의 단위중량을 말하며, 식 (4)와 (5)의 c_u 는 비배수 전단강도를 나타낸다.

그림 2는 Madhav와 Vitkar(1978)에 의해 제안된 전반전단파괴 양상으로 연약지반에 조성된 조립재의 파괴형태를 전반전단파괴로 가정하여 식 (6)과 같이 제안하였다.

$$q_{u(max)} = c_u N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma \quad (6)$$

여기서, N_c , N_q , N_γ 는 입상물질의 마찰각에 좌우되는 지지력 계수이다.

단일말뚝의 파괴유형은 대부분의 말뚝이 지름의 2배 이상으로 시공되고 있어 팽창파괴를 발생시키고 있는

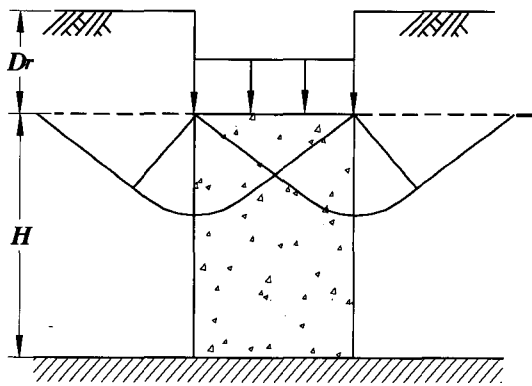


그림 2. 조립질 말뚝의 전반파괴

며, 지반의 전단강도가 최소인 지점에서 파괴가 발생하는 것으로 알려져 있다. Huges와 Withers(1974)는 모형 실험을 통해 조립질 다짐말뚝의 주된 파괴형태로 팽창파괴를 제안한 바 있으며, 주변지반의 구속압이 지반의 파괴점을 지난 이후에는 더 이상 증가되지 않으므로 파괴하중을 상회하는 하중이 작용하는 경우 팽창파괴가 발생된다고 제안하였다.

3. 실험내용 및 방법

3.1 시료의 물리적 특성

본 연구에서 모형실험 시 지반형성 재료로는 남해안 지역에 걸쳐 널리 분포하고 있는 점성토를 불순물을 제거한 후 재성형하여 사용하였으며, 표 1은 실험에 사용된 대상 시료에 대한 물성시험결과를 나타낸 것이다.

3.2 실험장치 및 기구

3.2.1 원심모형시험기

지반공학에 있어서 원형구조물에 대한 거동을 규명하기 위해서 실험크기의 원형시험이 요구되나 일반적으로 규모가 매우 크기 때문에 비용이나 시간, 계측 면에서 어려움이 상당하여 제한적이다. 따라서, 이러한 문제점을 해결하기 위하여 간편하고 경제적인 축소 모형을 사용할 수 있다. 그러나, 기존의 축소 모형시험은 토립자의 자중에 의한 응력의 효과가 무시되거나 상사법칙이 고려되지 않는 상태에서 시험이 수행되므로 그 결과의 신뢰도 또는 실험구조물에 대한 적용성에 대하여 문제점이 제기되고 있다. 이와 같은 원형과 모형간의 상사성을 유지하기 위하여 중력장을 이용한 원심모형 실험을 실시하고 있다.

원심모형시험기는 모형의 가속에 의해 현장 응력상태를 재현시킬 수 있는 유용한 장비로 원형구조물의 모델링, 새로운 현상의 조사, 매개변수적 연구, 파괴거동 및 수치모델의 검증 등에 활용된다. 그러나, 복잡한 응력경로 및 시공과정의 재현이 어려우며, 소형의 모형구조물 설치에 따라 모형지반의 입자크기가 미치는 영향

표 1. 실험에 사용된 점토의 물성치

비중	자연함수비 (%)	액성한계 (%)	소성지수 (%)	#200체통과율 (%)	습윤단위중량 (kN/m ³)	c_u (kN/m ²)	통일분류법
2.70	68.2	74.8	44.3	84.6	16.19	8	CH

을 고려하기 어렵다는 문제점이 있다(한국지반공학회, 1994 ; 이처근, 2001).

본 연구에서 사용한 원심모형시험기의 최대원심속도는 200g-level, 최대용량은 25g·ton이고, 중심축에서 한지까지의 거리가 920mm, 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1280mm로 제작되었다.

원심모형시험기는 그림 3과 같이 기본 구조를 이루는 shaft와 boom, 2개의 swing basket, slip ring으로 이루어져 있으며, 주요 장치로 구동장치, 자료 획득장치, 속도 제어장치, 모니터링 장치로 구성되어 있다.

3.2.2 모형토조

2차원 평면변형률 조건을 모사하기 위한 모형토조는 그림 4와 같이 3면과 밑면은 2mm 두께의 스테인레스로 제작되었고, 실험 후 횡방향 변위의 관찰이 가능하도록 모형토조의 전면은 20mm 두께의 투명아크릴 판으로 제작하였으며, 토조의 내부 크기는 가로 52cm, 세로 17cm, 높이 35cm이다. 또한, 토조의 내부는 측면 마찰에 의한 영향이 최소화 될 수 있도록 계면활성제인 실리콘 그리드계의 액상 실리콘을 도포하였다.

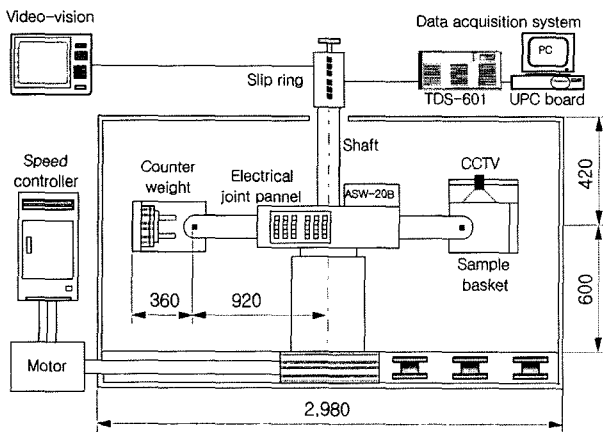


그림 3. 원심모형시험기의 개요도(unit:mm)

3.2.3 계측장치

본 실험에서는 지반의 변위를 측정하기 위하여 LVDT를 사용하였으며, 이 LVDT의 최대 측정길이는 50mm이고, 0.01mm까지 측정이 가능하다. 토압계는 말뚝상부와 지반상부에 설치하여 재하에 따른 연직응력을 측정하기 위하여 Tokyo Sokki Kenkyujo사의 측정용량이 200, 500, 2000kPa인 압력계를 사용하였다. 로드셀을 사용하여 지반에 작용하는 하중을 측정하였으며, 여기서 사용한 로드셀의 측정용량은 1000kgf이며, 약 0.1kgf의 정도까지 측정할 수 있다. 본 실험에서 계측기로부터 측정 자료를 기록하기 위하여 PC에 내장된 UPC 보드와 TDS 601 자료획득장치를 사용하였다.

3.3 실험내용 및 방법

본 실험에서는 표 2와 같이 말뚝의 치환율(0, 20, 40, 60%), 말뚝재료의 종류(CSCP, SCP)를 변화시키면서 강성재하 조건으로 7회의 원심모형실험을 수행하였다. 모형실험은 우선 동일한 모형지반의 조성을 위하여 60G의 중력수준으로 90분동안 자중압밀을 실시하였으며, 자중압밀종료시 점토층 중앙에서의 비배수전단강도는 현장조건을 고려하여 8kN/m²을 기준으로 하였다. 지반

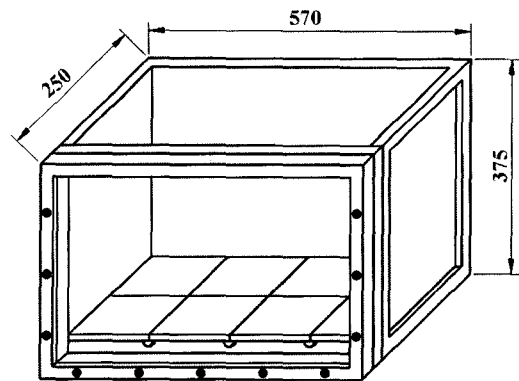


그림 4. 모형토조의 개요도(unit:mm)

표 2. 원심모형실험 조건

Test series	Replacement ratio (%)	Diameter of piles (mm)	Depth (mm)	Material of piles	Arrangement
SCP00	0	15	200	-	-
CSCP20	20	15	200	standard sands	square (2.97×2.97)
CSCP40	40	15	200	standard sands	square (2.10×2.10)
CSCP60	60	15	200	standard sands	square (1.72×1.72)
SCP20	20	15	200	stone	square (2.97×2.97)
SCP40	40	15	200	stone	square (2.10×2.10)
SCP60	60	15	200	stone	square (1.72×1.72)

조성 이후 지반에 대한 천공과 함께 미리 동결시킨 말뚝체를 삽입하였다. 전면판은 그리드의 설치를 위해 조심스럽게 해체하였으며, 2cm 간격으로 정방형 그리드를 설치하고 다시 조립하였다. 성토체를 설치한 이후에는 LVDT를 정해진 위치에 거치하고 원심모형시험기의 스윙바스켓에 탑재하였다.

본 실험에서 쇄석다짐말뚝 재료로는 1~5mm의 쇄석을 사용하였으며, 모래다짐말뚝 재료로는 주문진 표준사를 사용하였다. CSCP와 SCP는 미리 제작하여 동결시킨 후에 자중압밀이 끝난 점토지반에 오거를 사용하여 굴착을 한 후에 굴착된 구멍 내에 설치하여 형성하였다. 동결말뚝법은 제작된 틀 내에 일정한 밀도를 만족시킬 수 있도록 표준사나 쇄석을 다져 넣은 후 수중에서 포화시키고 12시간 이상 냉동하여 작업성을 확보하였으며, 각각의 말뚝체는 80% 정도의 상대밀도($D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$)를 갖는 것으로 나타났다.

그림 5는 모형지반의 단면을 나타낸 것으로 개량영역의 폭은 15.5cm, 모형점토지반의 높이는 20cm로 형성하였다. 치환율이 20%인 경우 말뚝 중심사이의 간격을 2.97cm로 하여 25개의 말뚝을 설치하였으며, 치

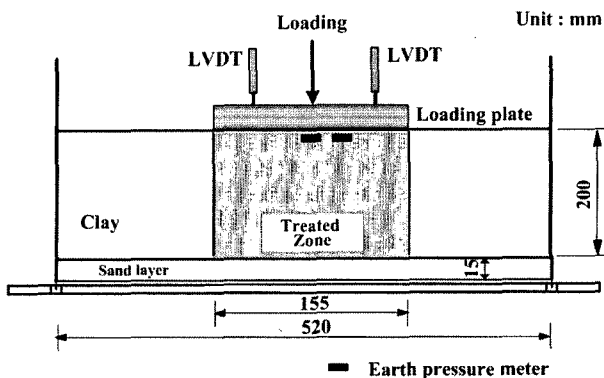


그림 5. 모형지반 단면의 개요

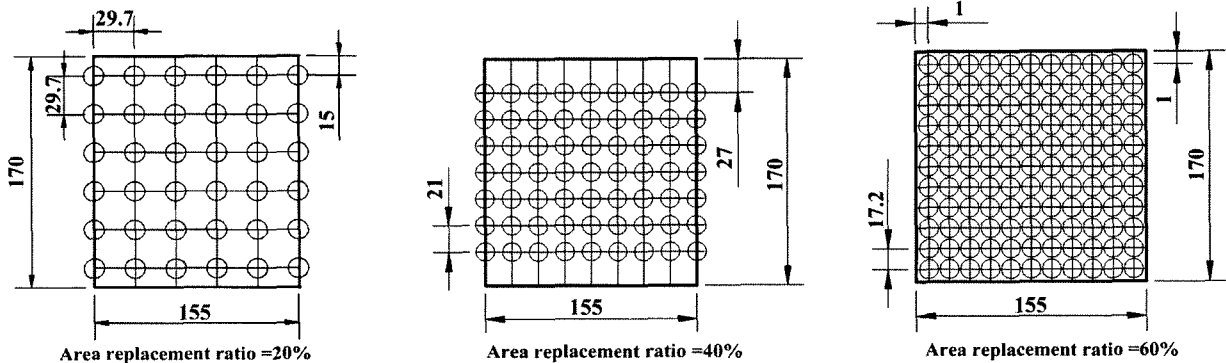


그림 6. 개량지반의 대표 평면도

환율이 40%인 경우에는 말뚝중심사이의 간격을 2.1cm로 하여 49개의 말뚝을, 치환율이 60%인 경우 말뚝중심사이의 간격을 1.72cm로 하여 72개의 말뚝을 설치하였다.

본 실험은 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝을 설치한 후 지반 상부에 재하판을 설치한 상태에서 60g-level의 중력 수준에서 재하하여 하중에 의한 지반의 침하량을 측정하여 지반의 지지력을 분석하였으며, 또한, 말뚝상부 및 말뚝 사이의 점토지반 상부에 토압계를 설치하여 말뚝 및 점토지반 상부에서 재하에 따른 연직응력을 측정하여 응력분담비를 산정하였다. 재하판은 치환율을 만족시킬 수 있도록 개량면적과 동일한 크기로 제작되었으며, 비배수 조건이 형성되도록 재하는 1.2~1.3mm/min의 속도로 일정하게 수행하였다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 지지력

4.1.1 하중-침하량 관계

그림 7은 무보강지반과 쇄석다짐말뚝의 치환율이 20, 40, 60%인 경우 하중-침하량 곡선을 나타낸 것으로 치환율이 증가함에 따라 하중-침하량 곡선의 기울기가 증가하고, 지지력이 증가한다는 것을 알 수 있다. 그림 8은 무보강지반 및 모래다짐말뚝의 치환율이 20, 40, 60%인 경우에 대한 하중-침하량 곡선을 비교한 것으로 쇄석다짐말뚝의 경우와 동일한 경향을 나타내었다. 그림 7~8로부터 CSCP로 보강된 지반이 SCP로 보강된 지반에 비해 동일 침하량에 대응하는 하중이 증가하였다.

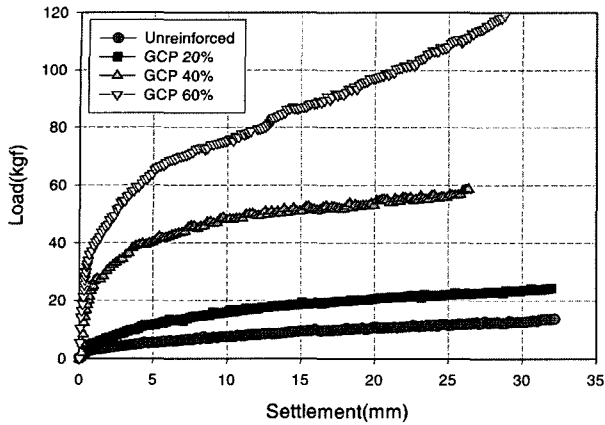


그림 7. CSCP로 개량된 지반의 하중-침하량 곡선

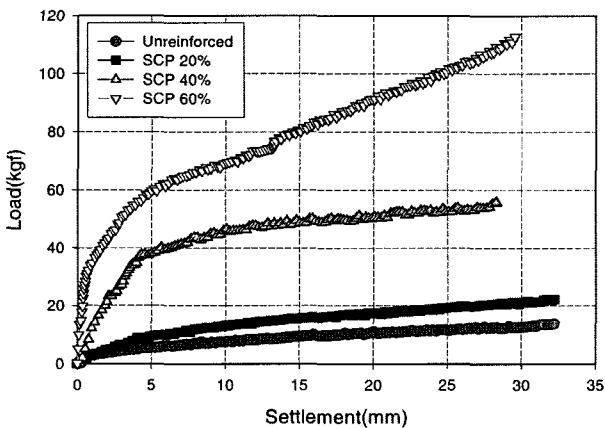


그림 8. SCP로 개량된 지반의 하중-침하량 곡선

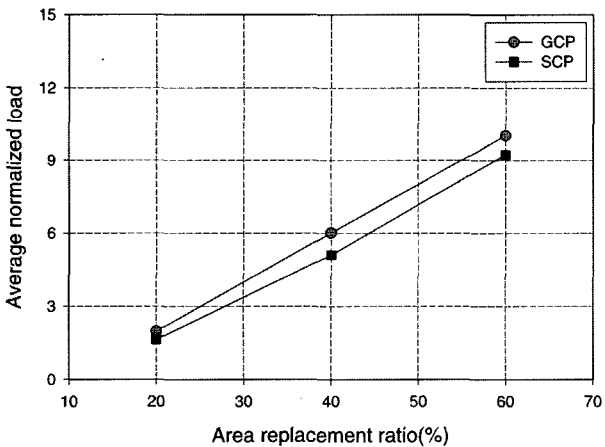


그림 9. 치환율에 따른 평균하중비

표 3. CSCP 및 SCP로 개량된 지반의 하중비

Test case	Normalized load	Average normalized load
CSCP 20%	1.74~2.15	1.97
SCP 20%	1.10~1.78	1.63
CSCP 40%	4.75~8.64	6.01
SCP 40%	4.44~7.03	5.41
CSCP 60%	9.11~12.62	10.01
SCP 60%	8.39~11.53	9.24

4.1.2 치환율 및 말뚝종류에 따른 하중비

표 3은 쇄석 및 모래다짐말뚝으로 개량된 지반에 대한 강성재하 원심모형실험결과 동일 침하량에 대하여 보강지반의 하중을 무보강 지반에 대한 하중으로 정규화한 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝으로 개량된 지반의 하중비의 범위와 평균 하중비를 나타낸 것이다.

그림 9는 치환율에 따른 하중비의 관계를 나타낸 것으로 치환율이 증가할수록 하중비가 거의 비례적으로 증가하고 있으며, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 경우가 크게 나타났다.

4.2 응력분담 특성

4.2.1 시간에 따른 연직응력 특성

각 실험에서 말뚝상부와 말뚝사이의 점토지반에 토압계를 설치하여 재하에 의한 말뚝상부와 점토지반 상부에서의 연직응력을 측정하였으며, 그 결과를 그림 10~11에 나타내었다.

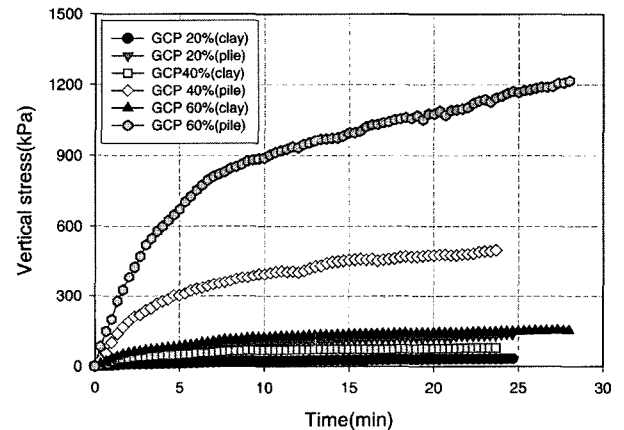


그림 10. CSCP로 개량된 지반의 시간-연직응력곡선

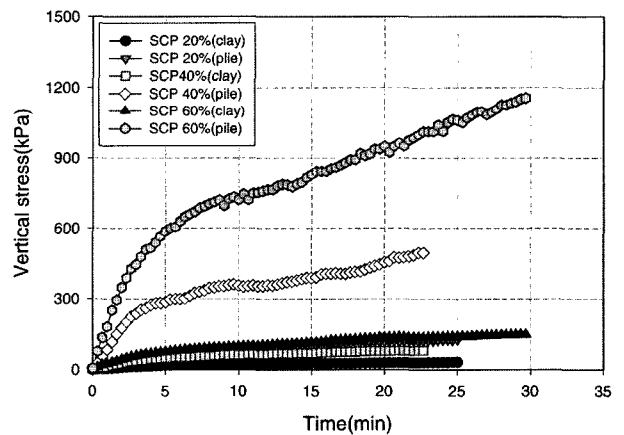


그림 11. SCP로 개량된 지반의 시간-연직응력 곡선

그림 10은 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 대한 실험결과 시간-연직응력 곡선을 나타낸 것으로 치환율이 증가할수록 말뚝상부 및 점토지반 상부에서의 연직응력이 증가한다는 것을 알 수 있다. 또한, 치환율이 증가할수록 시간-연직응력 곡선의 기울기가 증가하는 경향을 보이고 있다. 그림 11은 모래다짐말뚝으로 개량된 지반에 대한 시간-연직응력 곡선을 나타낸 것으로 전체적인 양상이 쇄석다짐말뚝으로 보강된 경우와 유사하다. 실험 결과 동일 치환율에서 점토지반에서의 응력은 유사한 반면, 말뚝상부에서의 응력은 전반적으로 쇄석다짐말뚝으로 보강한 경우가 크게 나타나 모래다짐말뚝보다 더 큰 응력을 부담한다는 것을 확인할 수 있었다.

4.2.2 응력분담 특성

말뚝 상부와 점토지반 상부에서 측정된 연직응력으로부터 응력분담비를 산정하였으며, 그 결과 시간-응력분담비 곡선을 그림 12~14에 나타내었다. 그림 12은 치환율이 20%인 경우에 대한 실험결과 시간-응력분담

비 곡선을 나타낸 것으로 일부 구간에서는 모래다짐말뚝의 응력분담비가 약간 크게 나타나고 있지만, 전반적으로 쇄석다짐말뚝의 응력분담비가 크게 나타나고 있다. 평균 응력분담비를 비교하면 쇄석다짐말뚝으로 개량한 경우가 4.40으로 모래다짐말뚝으로 개량한 경우에 비하여 약 9% 정도 크게 평가되었다.

그림 13은 CSCP 40% 및 SCP 40%로 보강한 지반에 대한 시간-응력분담비 곡선으로 약 4분 이내에서는 쇄석다짐말뚝으로 개량한 경우가 응력분담비가 작게 나타나는 반면, 약 10분 이후부터는 쇄석다짐말뚝의 응력분담비가 크게 평가되고 있다. 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 평균 응력분담비는 5.90으로 모래다짐말뚝으로 개량한 경우와 거의 일치하지만, 5분 이후의 응력분담비의 평균값을 고려하면 약 6%정도 쇄석다짐말뚝으로 개량된 경우가 크게 평가되었다.

CSCP와 SCP의 치환율이 60%인 경우 그림 14에 나타낸 바와 같이 전반적으로 쇄석다짐말뚝을 설치한 경우의 응력분담비가 크게 나타남을 알 수 있다. 즉, 쇄석

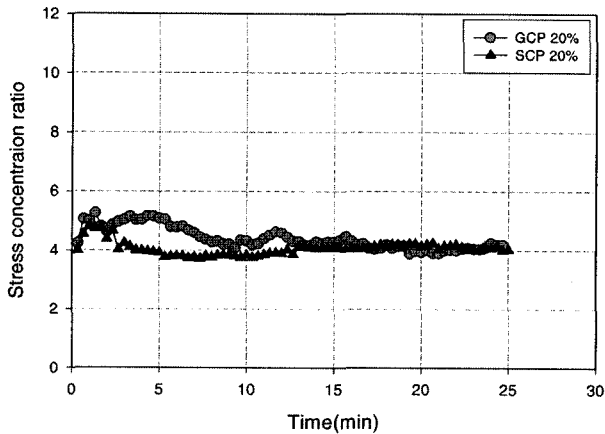


그림 12. CSCP와 SCP로 개량된 지반의 시간-응력분담비 곡선($\alpha_s=20\%$)

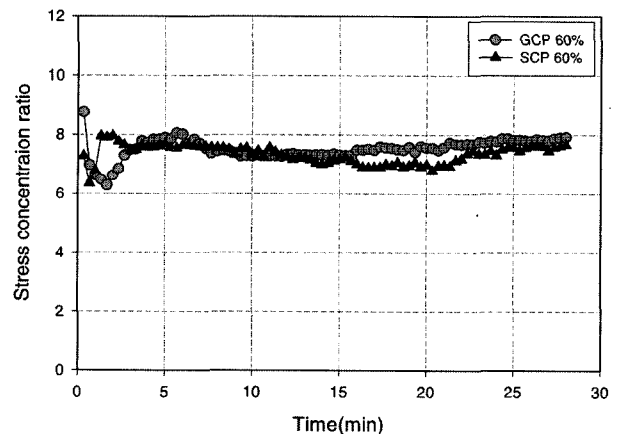


그림 14. CSCP와 SCP로 개량된 지반의 시간-응력분담비 곡선($\alpha_s=60\%$)

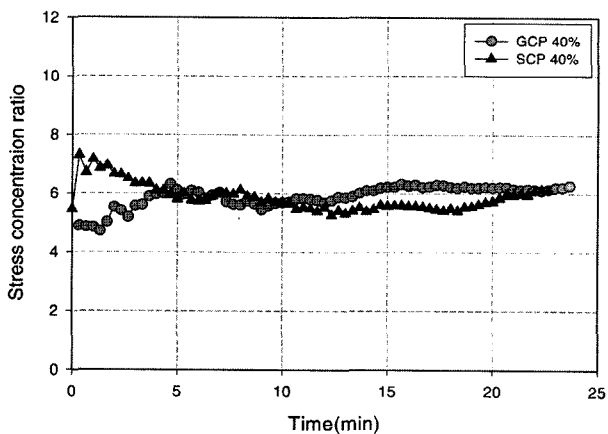


그림 13. CSCP와 SCP로 개량된 지반의 시간-응력분담비 곡선($\alpha_s=40\%$)

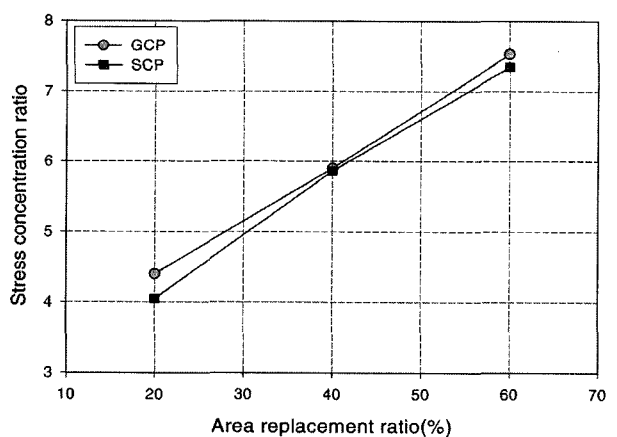


그림 15. 치환율에 따른 평균 응력분담비

표 4. 강성재하 실험결과 응력집중비

Test case	Range of stress concentration ratio	Average stress concentration ratio
CSCP 20%	3.87~5.26	4.40(4.27)
SCP 20%	3.74~4.80	4.05(3.99)
CSCP 40%	4.71~6.31	5.90(6.01)
SCP 40%	5.38~7.30	5.86(5.68)
CSCP 60%	6.29~8.77	7.53(7.58)
SCP 60%	6.34~7.95	7.35(7.32)

다짐말뚝을 설치한 경우의 평균 응력분담비는 7.53으로 모래다짐말뚝을 보강한 경우에 비해 약 2.4% 정도 크게 나타났다.

그림 15는 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝의 치환율에 따른 평균 응력분담비의 관계를 나타낸 것으로 치환율이 증가함에 따라 평균 응력 분담비가 거의 비례적으로 증가하고 있음을 알 수 있다. 또한, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 경우의 평균 응력분담비가 모래다짐말뚝을 설치한 경우보다 0.04~0.35 정도 크게 평가되는 것으로 나타나 쇄석다짐말뚝의 응력분담 효과가 모래다짐말뚝에 비해 크다는 것을 확인할 수 있었다. 표 4는 강성재하 실험결과 응력분담비의 범위와 평균 응력분담비를 나타낸 것이다. 여기서, 괄호안의 평균 응력분담비는 5분 이후의 평균값을 의미한다.

4.3 지반 변위

본 실험에서 재하에 의한 지반의 변위 양상을 파악하기 위하여 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝의 설치가 완료된 후에 모형토조 전면의 아크릴판을 분리한 다음 점토지반 표면에 약 2cm 간격으로 정방형의 격자망을 설치하였으며, 그림 16은 지반변형 측정을 위한 격자설치를 완료한 후의 모형지반을 보여주고 있다. 대상지반의 벡터 변위는 실험 전 정방형 그리드의 교점과 실험 후 변형된 그리드의 교점을 측정하여 그 변위방향과 크기를 결정하여 나타내었다.

그림 17은 무보강지반에서 모형실험 완료 후 측정된 지반의 변위벡터를 나타낸 것이다. 이로부터 재하중심 아래에서 지반의 변위는 거의 연직방향의 변위를 일으키고 있으며, 지표면으로부터 깊이가 증가함에 따라 변위의 크기는 감소한다는 것을 알 수 있다. 최대 변위벡터의 크기는 약 2.4cm 정도로 재하 중심부분에서 발생하였으며, 재하 중심으로부터 거리가 멀어짐에 따라 변

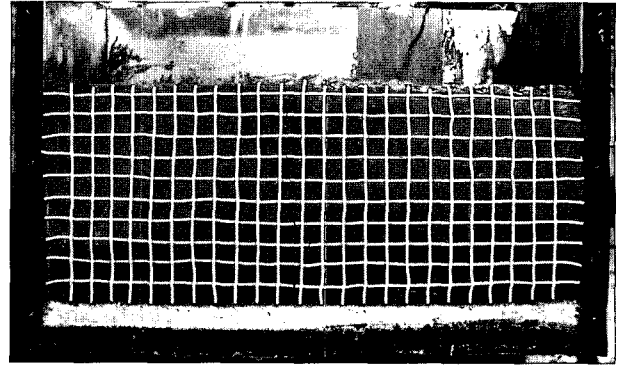


그림 16. 정방형 격자망 설치 후의 모형지반

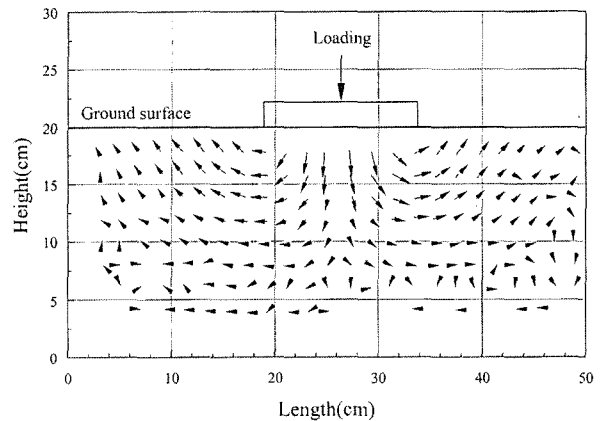


그림 17. 무보강 지반의 변위벡터

위벡터의 방향이 연직방향에서 수평방향으로 변하고 있으며, 재하판 모서리 아래 부분에서는 거의 수평방향의 변위를 일으키고 있다. 또한, 재하판 바깥쪽의 지표면 부분에서의 변위벡터는 연직면과 30~40° 정도의 각도를 이루면서 지표면 쪽을 향하여 발생하고, 지반의 최대 수평변위는 재하판 모서리 아래 부분에서 발생하고 있다. 또한, 재하판 중심을 기준으로 하면 좌우 대칭적인 변위양상을 보이고 있음을 알 수 있다.

본 실험에서는 강성재하를 실시하였으므로 그림 18~20의 보강지반에 대해서도 최대 변위벡터의 크기와 벡터의 방향이 약간 다를 뿐 무보강지반과 거의 유사한 형태의 지반변위를 일으키고 있다. SCP의 치환율이 20%인 경우(그림 18) 연직방향의 최대 변위벡터의 크기는 약 2.6cm 정도로 재하 중심아래에서 발생하였으며, 최대 수평변위벡터의 크기는 약 2.5~2.6cm 정도로 재하판 모서리 직하부에서 발생하였다. CSCP의 치환율이 40%인 경우(그림 19)에도 지표면 부분에서의 변위벡터가 무보강 지반인 경우에 비해 연직면과 이루는 각도가 감소하였으며, 연직방향의 최대 변위벡터의 크기는 약

2.6cm 정도로 재하 중심부에서 발생하였다. 그림 20에 나타난 바와 같이 SCP의 치환율 60%인 경우 연직방향의 최대 변위벡터의 크기는 약 2.4cm 정도로 재하 중심부에서 발생하였으며, 수평방향의 최대 변위벡터는 약 2.3~2.5cm 정도로 재하판 모서리 아래 부분에서 발생하였다.

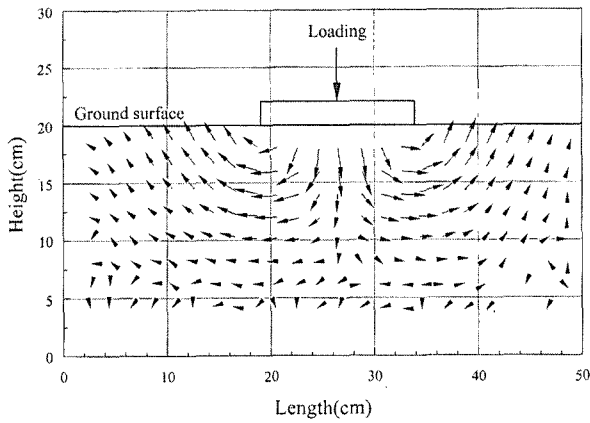


그림 18. SCP로 개량된 지반의 변위벡터($a_s=20\%$)

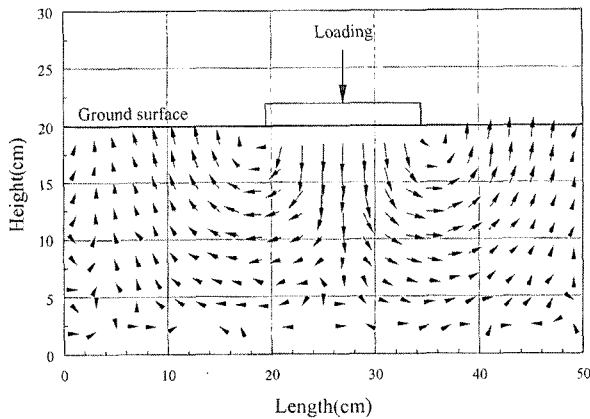


그림 19. CSCP로 개량된 지반의 변위벡터($a_s=40\%$)

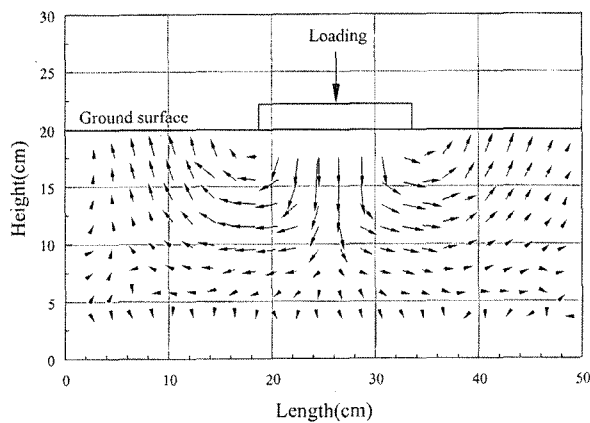


그림 20. SCP로 개량된 지반의 변위벡터($a_s=60\%$)

4.4 말뚝의 변형단면

그림 21~24은 재하에 의해 변형된 모형말뚝의 단면을 나타낸 것이다. 이로부터 재하 중심아래의 말뚝은 연직방향으로 변형이 발생하며, 말뚝 길이의 중앙 부분이 팽창하는 경향을 보이고 있다. 치환율 20와 40%로 보강한 지반에서 CSCP(그림 21, 그림 23)의 경우 중앙 이외의 말뚝은 수평방향의 변위, 즉, 말뚝체의 팽창은 발생하였지만 말뚝체의 전단파괴는 발생하지 않았으나, SCP



그림 21. CSCP 보강영역의 절개단면($a_s=20\%$)



그림 22. SCP 보강영역의 절개단면($a_s=20\%$)

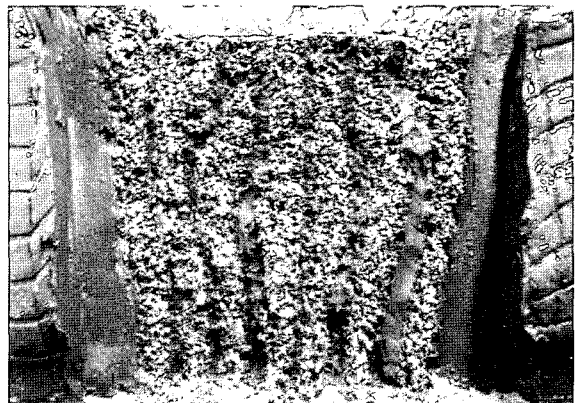


그림 23. CSCP 보강영역의 절개단면($a_s=40\%$)



그림 24. SCP 보강영역의 절개단면($\alpha_s=40\%$)

(그림 22, 그림 24)의 경우에는 중앙부 양측에 있는 말뚝체의 명백한 전단파괴가 발생하였으며, 파괴형상은 원추형태를 나타내었다. 실험 후 확인된 말뚝의 변형단면으로부터 모래다짐말뚝이 수평면과 이루는 파괴각은 치환율이 20, 40, 60%인 경우 각각 36°, 39°, 43°정도로 치환율이 증가할수록 증가하였다.

이상과 같이 강성재하 실험결과 모래다짐말뚝으로 보강된 지반에서는 치환율에 관계없이 일부 말뚝체의 전단파괴가 발생하는 것으로 나타나 모래다짐말뚝으로 보강된 경우 팽창 및 전단파괴가 동시에 발생함을 확인할 수 있었다. 한편, 쇄석다짐말뚝으로 보강된 경우에는 명백한 말뚝체의 전단파괴는 발생되지 않고, 팽창파괴의 양상을 나타내었다.

5. 결론

본 연구에서는 조립질 다짐말뚝으로 개량된 점토지반에서 말뚝의 종류(CSCP, SCP)와 치환율을 변화시키면서 강성재하 원심모형실험을 실시하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 치환율이 증가할수록 지지력비가 거의 비례적으로 증가하였으며, CSCP로 개량된 지반의 평균 지지력비가 SCP로 개량한 경우보다 8~21% 정도 크게 평가되었다.
- (2) 동일 치환율에서 점토지반에서의 연직응력은 유사한 반면, 말뚝상부에서의 연직응력은 CSCP로 보강한 경우가 크게 나타나 SCP보다 더 큰 응력을 부담한다는 것을 확인할 수 있었다.
- (3) 모형실험결과 말뚝의 치환율이 증가할수록 평균 응

- 력분담비는 비례적으로 증가하였으며, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 평균 응력분담비가 모래다짐말뚝보다 크게 나타나 쇄석다짐말뚝이 더 큰 응력을 부담하는 것으로 평가되었다.
- (4) 재하하중에 의한 지반의 변위는 재하중심 아래에서 거의 연직방향의 변위를 일으키며, 재하 중심으로 부터 거리가 멀어짐에 따라 변위의 방향이 연직방향에서 수평방향으로 변하면서 재하판 모서리 아래 부분에서 최대 수평방향의 변위를 일으킴을 확인할 수 있었다.
- (5) CSCP로 보강된 지반에서는 팽창파괴가 발생하였고, SCP로 보강된 지반에서는 팽창 및 전단파괴가 동시에 발생함을 확인할 수 있었다. SCP의 파괴형상은 원추형태를 나타내었으며, 파괴각은 치환율이 증가할수록 증가하였다.

참고 문헌

1. Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. (1983), *Design and Construction of Stone Columns-Vol.1*, Report No. FHWA/RD-83/026, FHWA, Washington D.C, pp.1-194.
2. Bergado, D. T., Miura, N., Panichayatum, B. and Sampaco, C. L. (1988), "Reinforcement of Soft Bangkok Clay Using Granular Piles", *Proceedings of International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pp.179-184.
3. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974), "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns", *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, pp.42-49.
4. Hughes, J. M. O., Withers, N. J. and Greenwood, D. A. (1975), "A Field Trial of Reinforcing Effects of Stone Columns in Soil", *Geotechnique*, Vol.25, No.1, pp.31-44.
5. Lee, F. H., Ng, Y. W. and Yong, K. Y. (2001), "Centrifuge Modelling of Sand Compaction Piles in Soft Ground", *Proceedings of the 2th International Conference on Soft Soil Engineering*, Nanjing, China, pp.407-412.
6. Madhav, M. R. and Vitkar, R. P. (1978), "Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench or Piles", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.605-609.
7. Skempton, A. W. (1951), "Discussion of the Planning and Design of the New Hong Kong Airport", *Proceedings Institution of Civil Engineers*, Vol.7, p.305.
8. 배우석 (2001), *쇄석말뚝으로 개량된 기초시스템의 지지력 및 침하특성*, 박사학위논문, 충북대학교, pp.6-29.
9. 이처근 (2001), *원심 및 수치모델링에 의한 화강토지반상 Diaphragm Wall의 거동*, 박사학위논문, 충북대학교, pp.70-90.
10. 한국지반공학회 (1994), *지반공학시리즈 5-사면안정*, pp.267-318.
11. 해양수산부 (1999), *대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(II)*, 한국해양연구소 연구보고서, pp.1-299.

(접수일자 2005. 9. 7, 심사완료일 2006. 4. 7)