

연/강성 하중을 받는 복합지반의 응력분담거동에 대한 원심모형시험

Centrifugal Model Test on Stress Concentration Behaviors of Composition Ground under Flexible/Stiff Surcharge Loadings

송 명 근¹⁾ · 배 우 석[†] · 안 상 로²⁾ · 허 열³⁾

Song, MyungGeun · Bae, WooSeok · Ahn, SangRo · Heo, Yol

ABSTRACT : In this study, centrifuge model tests were performed to investigate stress concentration ratio, stress characteristics of soft clay ground improved by granular compaction piles with changes of piles type, loading condition and area replacement ratio. From the results of rigid loading tests, while vertical stresses acting on clay ground is similar, vertical stresses acting on GCP is larger than those acting on SCP with same replacement ratio. Also, average stress concentration ratio is increased proportionally with increasing the area replacement ratio of GCP and SCP. It was evaluated that average stress concentration ratio of soft clay ground improved by GCP is larger than that of SCP. As a result of flexible loading tests, stress concentration ratio is the highest when replacement ratio of GCP and SCP is 40%. Average stress concentration ratio of soft clay ground improved by GCP is a little more higher than is improved by SCP.

Keywords : GCP(Gravel Compaction Pile), SCP(Sand Compaction Pile), Replacement ratio, Stress concentration ratio, Loading condition

요 지 : 본 연구에서는 조립질 말뚝으로 개량된 점토지반의 응력변화 및 응력분담비의 변화를 파악하기 위하여 말뚝의 종류(GCP, SCP)와 하중재하조건, 치환율을 변화시키면서 원심모형실험을 수행하였다. 강성재하실험 결과, 동일 치환율에서 점토지반에서의 연직응력은 유사한 반면, 말뚝상부에서의 연직응력은 GCP로 보강한 경우가 SCP보다 크게 나타났다. 또한, GCP 및 SCP의 치환율이 증가할수록 평균 응력분담비가 거의 비례적으로 증가하였고, GCP로 개량된 경우 평균 응력분담비가 SCP로 개량된 지반에 비해 크게 평가되었다. 또한 연성재하 실험결과 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝의 치환율이 40%인 경우가 가장 큰 응력분담비를 나타내었으며, GCP로 개량된 경우의 평균 응력분담비가 SCP를 설치한 경우보다 약간 크게 나타났다.

주요어 : 쇄석다짐말뚝, 모래다짐말뚝, 치환율, 응력집중비, 재하조건

1. 서 론

조립질다짐말뚝 공법은 연약지반에 모래, 쇄석, 자갈 등의 조립질 재료를 압입하여 큰 직경의 말뚝을 조성하는 지반개량공법으로, 사용하는 재료에 따라 모래다짐말뚝(SCP), 쇄석다짐말뚝(GCP) 등으로 분류되며, 기초지반의 지지력 증가는 물론 침하량 감소, 주변 점성토 지반의 압밀침하를 촉진하여 지반의 잔류 침하를 줄일 수 있는 특징을 갖는다. 최근 조립질다짐말뚝공법은 국내의 대규모 항만공사에 적용되면서 새롭게 재조명되고 있으며, 치환율 60~80%의 고치환율공법은 복합지반의 거동이 순수한 모래층과 유사한 특성을 보이지만 치환율 20~40%의 저치환율공법은 모래와 점성토 지반의 거동이 복합적으로 발생한다(신현영, 2005).

조립질 말뚝에 의해 보강된 지반은 일반적으로 복합지반

이라 불리며 치환율과 내부마찰각, 원지반의 강도에 대한 함수로 알려져 있다. 이러한 복합지반의 설계법(해양수산부, 1999)은 치환율이나 응력분담비, 저감계수와 같은 주요 인자로 적용되고 있다. 1950년 모래다짐말뚝의 거동에 대한 연구가 시작된 이후 Murayama(1957)는 복합지반의 역학적 특성에 대해 언급하였으며 1960년대 활발히 진행되었다. 1980년대에는 원심모형시험이 도입되어 효과적인 실내시험이 가능해졌으며, 국내에서는 1990년대에 들어 본격적인 연구가 진행되었다. Priebe(1976)는 단위셀 개념을 도입하여 지반의 강성차이에 의한 응력분담비를 제안하였고 Yamaguchi 등(1977)은 응력분담비가 3.6~6.8로부터 하중의 증가와 함께 3~4의 범위까지 감소한다고 제시하였다. Craig 등(1984)은 복합지반에 최초로 원심모형시험을 실시하였고, Barksdale 과 Bachus(1983)는 응력분담비의 범위를 2~5로 제안하면

1) 정희원, 한국철도시설공단 품질시험센터장

† 정희원, (주)나노지오이앤씨 기술연구소장(E-mail : old1007@hanmail.net)

2) 비희원, 국토해양부 감사관실 시설사무관

3) 정희원, 충북대학교 공과대학 토목공학과 교수

서 복합지반 상부의 기초 형상과 강성에 따라 응력분담비가 다르다고 주장하였다. Bergado 등(1988)은 저치환율을 적용한 지반에서도 1.45~2의 값을 보여 개량효과가 있음을 증명하였다. Shinsha 등(1991)은 말뚝의 직경, 치환율, 개량면적, 제방높이, 제방축조 속도를 변화시켜 원심모형시험을 실시하여 복합지반의 안정해석에 사용되는 간편 활동원 방법의 적용성을 검증하는 등 공법의 효용성에 대한 연구가 이루어져 왔다. Craig 등(1994)은 원심모형시험을 통해 응력분담과정에 대한 영향인자들을 분석하였으며, Kimura 등(1985), Huat 등(1994), Ng 등(1998)은 동결말뚝법에 의해 모래다짐말뚝을 모사하여 현장상황에 대한 원심모형시험을 시행한 바 있다. 또한 Jung(1999)은 재하압력에 따른 응력분담비의 경향을 정리하였으며, Lee 등(2001)은 모래다짐말뚝을 다양한 방법으로 모사하고 SCP 타설 시 지반이 배제되지 않은 상태에서 시행되는 모래의 주입이 공동-팽창 형태의 변위를 나타내어 결과적인 연약점성토의 강도 증진을 일으키는 “set-up” 효과에 관해 증명하였다.

국내에서는 강준규(1998)는 저치환율에서 응력분담비는 2~5 범위에 있으며 치환율에 따라 변한다고 제시하였고, 김기홍 등(2003)은 원심모형시험을 통해 모래말뚝의 변형거동을 검증하였다. 김영남(2003)은 해석을 통하여 SCP의 관통여부에 따라서 응력집중비가 다르다고 주장하고 미관통 SCP에 대한 설계법 확립을 제안하였고, 유승경(2003a, 2003b)은 저치환율 SCP공법으로 개량된 복합지반의 역학거동과 응력부담 메카니즘에 대하여 고찰하였다. 신현영(2005)은 기존의 실험법과 해석법의 문제점을 제시하고 새로운 침하량 예측기법을 제안하였다. 배우석 등(2006)은 저치환율로 보강된 복합지반에 대한 원심모형시험을 통해 강/연성 조건에 따른 응력의 경시변화를 분석하였다.

그러나 기존의 실험적 접근은 말뚝의 채움재가 모래인 경우가 대부분이며, 동일조건하에서 말뚝 상부 재하하중의

강성에 따른 변화에 대한 연구는 미진한 상황이다. 따라서, 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝(GCP, Granular Compaction Pile)과 모래다짐말뚝(SCP, Sand Compaction Pile)으로 개량된 점토지반에 대한 원심모형시험을 통하여 재하조건(연성, 강성)과 말뚝의 종류, 치환율에 따른 응력의 변화를 평가하고 분석하였다.

2. 실험내용 및 방법

2.1 실험장치

2.1.1 원심모형시험기

그림 1~2는 본 연구에서 사용한 원심모형시험기로 최대 원심가속도는 200g이며 최대용량은 25g·tonf이고 중심축에서 힌지까지의 거리가 920mm, 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1,280mm로 제작되었다. 원심모형시험기는 회전축(shaft)과 회전대(boom), 2개의 스윙바스켓(swing basket), 슬립링(slip ring)으로 이루어져 있으며, 주요 장치로 구동장치, 자료 획득장치, 속도제어장치, 모니터링 장치로 구성되어 있다. 양쪽의 회전대는 회전축을 중심으로 회전하며, 회전대 끝에 스윙바스켓이 힌지로 연결되어 있다. 스윙바스켓의 한 쪽은 모형토조를 설치하며, 그 반대쪽은 모형토조와 평형을 맞추기 위한 평형추를 설치한다. 모형토조에 설치되어 있는 계측기로부터의 전기적 신호는 슬립링을 통하여 자료획득장치에 기록된다. 삼상모터는 원심모형시험기를 가동시키며, 속도제어장치로 시험기의 회전수를 조절하여 g-level을 조정할 수 있다.

2.1.2 모형상자 및 계측장치

2차원 평면변형률 조건을 모사하기 위한 모형토조는 3면과 밑면은 2mm 두께의 스테인레스로 제작되었고, 충분한

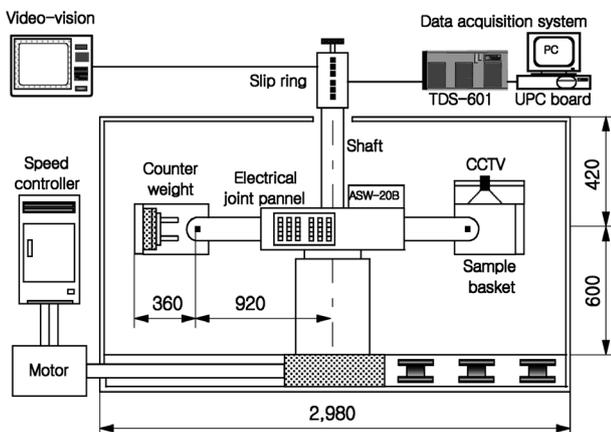


그림 1. 원심모형시험장치 개요도

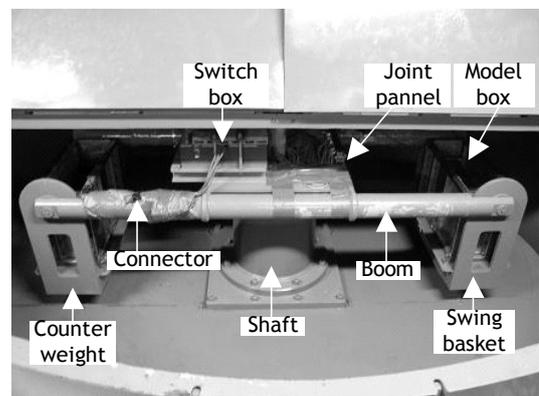


그림 2. 원심모형시험기 내부

내구성을 가질 수 있도록 정사각형 철제관을 이용하여 보강하였다. 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 최소화될 수 있도록 계면활성제인 실리콘 그리드계의 액상 실리콘을 도포하였고, 토조의 상부에는 변형의 측정을 위한 POT 설치를 위해 거치대를 동일한 중량과 규격으로 제작하여 고정하도록 하였다.

본 실험에서는 그림 3과 같이 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, 2,000kPa인 압력계를 사용하였다. 계측기로 취득된 자료는 슬립링을 통하여 UPC 보드나 데이터로거(data logger, TDS 601)에 기록되고 계측기의 확장을 위하여 시험기 내부에는 스위칭 박스(switching box, ASW-20B)가 내장되어 있다.

2.2 대상시료의 물리적 특성

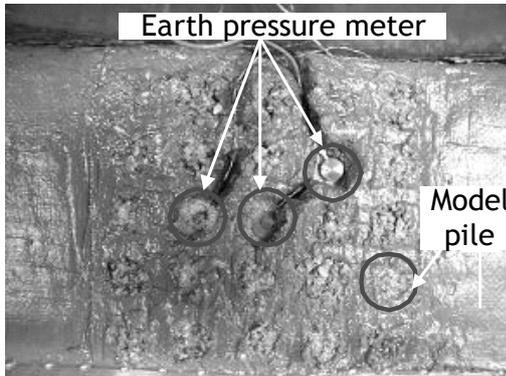
본 연구에서 모형실험 시 지반형성 재료로는 남해안 지역에 걸쳐 널리 분포하고 있는 점성토를 불순물을 제거한 후 재성형하여 사용하였으며, 표 1은 실험에 사용된 대상

시료에 대한 물성시험결과를 나타낸 것이다.

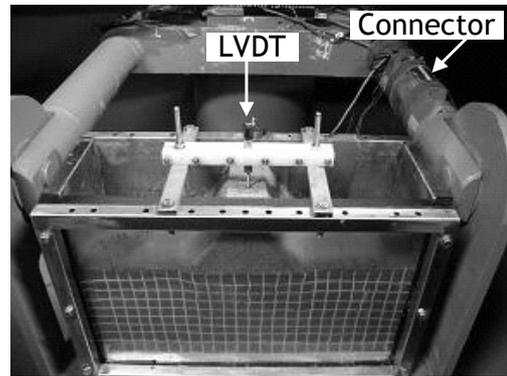
2.3 모형지반 및 말뚝의 조성

본 연구는 조립질말뚝체의 종류와 재하하중이 복합지반의 거동에 미치는 영향을 규명하는 것이 목적이므로 시험지반이 균질한 강도를 가지도록 조성하는데 주의를 기울였으며, 시료는 불순물에 의한 강도저하와 지반의 불균일성에 의한 오차를 줄이기 위해 0.075mm 체를 이용하여 불순물을 제거한 후 함수비가 액성한계의 1.5 배가 되도록 물을 혼합하여 교반하고 약 2개월 동안 방치하였다. 또한 혼합된 슬러리는 모형토조 내에 재성형하여 원심모형시험기 상에서 60g의 조건으로 90분간 자중압밀하였으며, 압밀종료 시 점토층 중앙에서의 비배수전단강도는 일률적으로 8kN/m²을 기준으로 하였다. 지반조성 시 벽면 마찰에 의한 영향을 배제하기 위해 실리콘 그리드계의 액상 실리콘을 도포하였다.

모형 말뚝은 말뚝의 수직도와 직경을 유지할 수 있는 “동결말뚝(frozen pile)법”을 이용하였다. Lee 등(2001)에 의한 연구결과에 의하면 동결모래말뚝은 주변지반의 함수비가 다소 증가되는 단점이 있으나, 연약 점토층의 치환효과와 적절한 상대밀도의 유지가 장점인 것으로 주장하고 있다. 동결말뚝은 등분된 내경 15mm, 길이 200mm의 PVC 파이프를 결합한 후 일정량의 표준사와 쇄석을 소정의 함수비로 다져 넣었으며, 조성된 말뚝은 물속에서 포화시켜 냉동장치



(a) 토압계



(b) LVDT

그림 3. 계측기의 설치 현황

표 1. 실험에 사용된 시료의 물성치

| 시료 | 비중 | 자연함수비 (%) | 액성한계 (%) | 소성지수 (%) | #200체통과율 (%) | 습윤단위중량 (kN/m ³) | C_u (kN/m ²) | USCS |
|-----|------|-----------|----------|----------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-------|
| 점성토 | 2.70 | 68.2 | 74.8 | 44.3 | 84.6 | 16.19 | 8 | CH |
| 시료 | 비중 | 유효경 | 균등계수 | 곡률계수 | γ_{dmin} (kN/m ³) | γ_{dmax} (kN/m ³) | OMC (%) | USCS |
| 표준사 | 2.61 | 0.21 | 1.18 | 1.02 | 13.52 | 16.38 | - | SP |
| 성토재 | 2.66 | 0.10 | 6.3 | 1.24 | - | 17.55 | 15.0 | SW-SM |

에서 동결되었다. 말뚝은 12시간 이상 동결되어 작업성을 확보한 후 조립된 파이프를 해체하여 취득하였다.

2.4 실험내용 및 방법

본 연구에서는 표 2와 같이 말뚝의 치환율(0, 20, 40, 60%), 재하방법(강성, 연성), 말뚝재료의 종류(GCP, SCP)를 변화시키면서 총 14회의 원심모형실험을 수행하였다.

본 모형실험에서 점토지반을 개량하기 위하여 사용한 쇄석다짐말뚝 재료로는 1~5mm의 쇄석을 사용하였으며, 모래말뚝 재료로는 주문진 표준사를 사용하였다. 쇄석 및 모래말뚝은 미리 제작하여 동결시킨 후에 자중압밀이 끝난 점토지반에 오거를 사용하여 굴착한 후, 굴착된 구멍내에 동결말뚝을 설치하여 형성하였다.

원심모형실험은 자중압밀이 완료된 점토지반에 조립된 말뚝을 설치한 후 모형지반 상부에 제방을 축조하고 60g의 중력수준에서 실시하였으며, 제방축조 전에 말뚝상부 및 말뚝사이의 점토지반 상부에 그림 3(a)와 같이 토압계를 설치하여 제방하중에 의한 말뚝상부 및 점토지반 상부에서 시간에 따른 연직응력을 측정하여 응력분담비를 산정하였다. 또한 일부 실험에 대해서는 말뚝설치 후 모형토조 전면의 아크릴판을 분리한 후, 점토지반 표면에 2cm 간격으로 정방형의 메쉬를 설치하여 제방하중 및 재하에 의한 지반의 변형형태를 분석하였다. 실험은 지반의 예압밀, 말뚝체의 형성, 응력의 측정, 하중의 재하 과정에 대해 미리 예비실험을

통해 실험방법과 중력수준을 결정하였으며, 무보강지반과 GCP 및 SCP의 치환율을 20, 40, 60%로 변화시키면서 모두 14회의 실험을 실시하였다. 그림 4는 재하방법에 따른 보강영역과 계측기의 설치현황을 나타내고 있다.

보강영역의 폭은 15.5cm, 모형점토지반의 높이는 20cm로 형성하였다. 치환율이 20%인 경우 말뚝 중심 사이의 간격을 2.97cm로 하여 25개의 말뚝을 설치하였으며, 치환율이 40%인 경우에는 말뚝 중심 사이의 간격을 2.1cm로 하여 49개의 말뚝을, 치환율이 60%인 경우 말뚝 중심 사이의 간격을 1.72cm로 하여 72개의 말뚝을 설치하였다. 동결말뚝의 설치광경과 지반에 설치된 말뚝현황은 그림 5와 같다.

본 실험은 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝을 설치한 후 모형박스의 전면에서 그리드를 설치하고 강성재하의 경우에는 현장의 콘크리트 기초나 대형 탱크 사이로 등을 모사하기 위해 지반 상부에 변위를 허용하지 않는 강성의 재하판을 설치하고 연성재하의 경우에는 연약지반상의 도로성토나 매립지 등의 모사를 위하여 강성체와 동일한 하중을 갖도록 토사를 이용하여 단위중량이 일정하도록 성토체를 설치하였다. 모형박스를 탑재하고 계측기를 설치한 후 60g의 중력수준으로 재하하여 하중에 의한 침하량과 전면의 변위를 측정하였다. 또한 말뚝상부와 말뚝 사이의 점토지반 상부에 토압계를 설치하여 재하에 따른 연직응력을 측정하여 응력분담비를 산정하였다. 재하판은 치환율을 만족시킬 수 있도록 개량면적과 동일한 크기로 제작되었으며, 비배수조

표 2. 원심모형실험 조건

| Test series | 치환율 (%) | 직경 (mm) | 지반심도 (mm) | 말뚝재료 | 배열방식 | 실험횟수 | 재하방식 |
|----------------|---------|---------|-----------|-----------|------------------|------|-------|
| SCP00 | 0 | 15 | 200 | - | - | 2 | 강성/연성 |
| GCP20 SCP20 | 20 | 15 | 200 | 쇄석 표준사 | 정방형 2.97×2.97 | 4 | 강성/연성 |
| GCP40 SCP40 | 40 | 15 | 200 | 쇄석 표준사 | 정방형 2.1×2.1 | 4 | 강성/연성 |
| GCP60 SCP60 | 60 | 15 | 200 | 쇄석 표준사 | 정방형 1.72×1.72 | 4 | 강성/연성 |

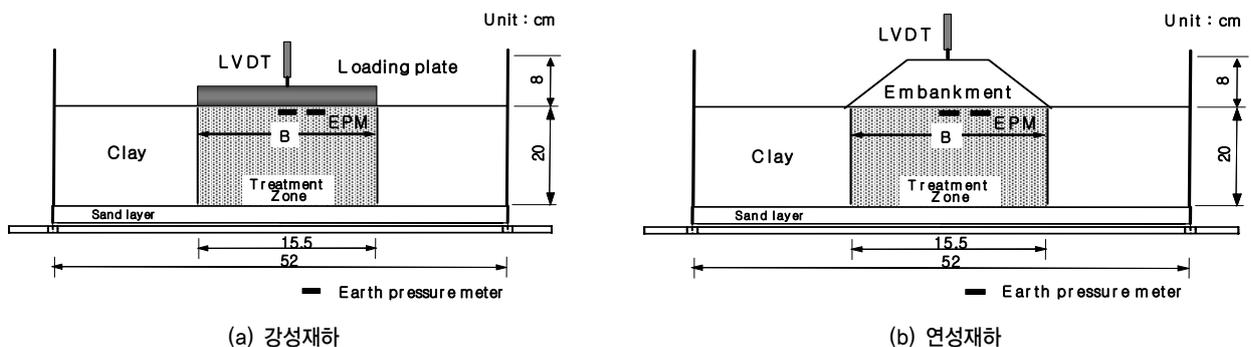
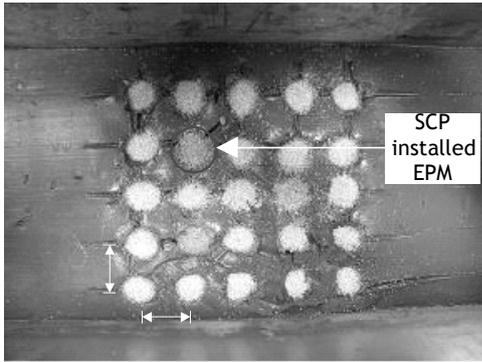
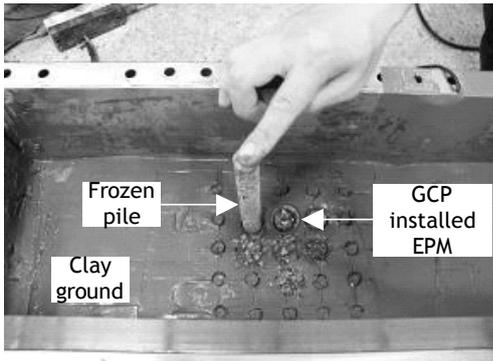


그림 4. 모형지반 단면의 개요



(a) 모래다짐말뚝(SCP)



(b) 쇠석다짐말뚝(GCP)

그림 5. 말뚝의 설치과정

진이 형성되도록 재하는 1.2~1.3mm/min의 속도로 일정하게 수행하였다.

3. 복합지반의 응력분담 특성

조립질말뚝에 의해 개량된 복합지반에 하중이 가해질 경우 말뚝과 원지반의 변형거동에 의해 아칭현상이 발생되어 변형이 작은 조립질말뚝으로 응력의 집중이 발생되게 된다. 이때 말뚝과 지반이 분담하는 응력의 비를 응력분담비(n)로 정의한다. 복합지반에 상재하중이 재하되면 재하직후에는 말뚝의 연직응력과 지반의 과잉간극수압에 의해 재하압력에 지지하며, 압밀이 진행됨에 따라 과잉간극수압이 소산되며 과잉간극수압의 소산으로 응력집중현상이 발생되어 말뚝으로 유효응력의 증가가 이루어진다. 이러한 응력집중은 말뚝체를 파괴상태에 도달시켜 지지메커니즘을 상실함에 따라 모든 압밀기간에서 말뚝은 파괴상태에 이르므로 복합지반의 거동은 조립재의 다이러턴스와 압밀거동의 상호작용에 의해 지배된다(유승경, 2003a). 본 연구에서는 이러한 응력집중 현상을 규명하기 위해 실험적인 방법을 선택하고 치환율과 말뚝재료, 재하방법에 따른 변화를 관찰하였다.

3.1 시간에 따른 연직응력

3.1.1 강성재하조건

각 실험에서 말뚝상부와 말뚝사이의 점토지반에 토압계를 설치하여 재하에 의한 말뚝상부와 점토지반 상부에서의 연직응력을 측정하였으며, 강성재하 조건하에서 치환율에 따른 연직응력의 거동변화는 그림 6~8과 같다.

그림 6은 GCP 및 SCP의 치환율이 20%인 저치환 복합지

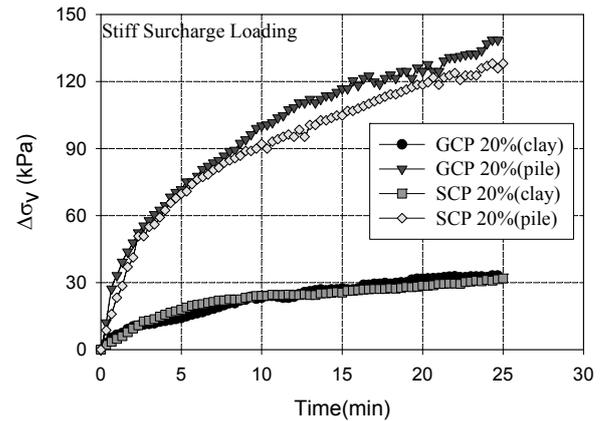


그림 6. 시간-연직응력곡선(강성, $A_s=20\%$)

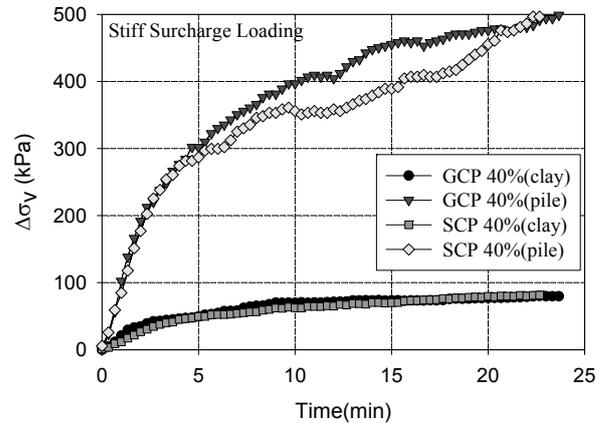


그림 7. 시간-연직응력곡선(강성, $A_s=40\%$)

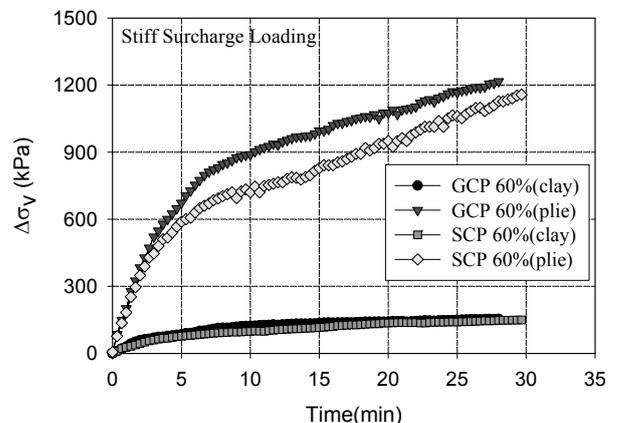


그림 8. 시간-연직응력곡선(강성, $A_s=60\%$)

반의 시간-연직응력 곡선을 비교하여 나타낸 것으로 점토지반상부에서의 시간에 따른 연직응력은 일부구간을 제외하면 거의 유사한 값을 나타내고 있는 반면, 말뚝상부에서의 연직응력은 전반적으로 GCP로 개량한 경우가 SCP로 개량한 경우에 비해 연직응력이 1.02~1.71(평균 1.1)배로 큰 것으로 나타났다.

그림 7은 치환율이 40%인 경우로 점토지반에서의 연직응력은 마찬가지로 거의 일치하는 것으로 나타났으며, 말뚝상부에서의 응력은 약 5분까지는 거의 일치하지만 그 이후부터는 쇄석으로 보강된 경우가 연직응력이 0.87~1.2(평균 1.09)배로 크게 나타났다.

그림 8은 치환율이 60%인 경우로 점토상부에서의 연직응력은 저치환율과 유사하지만 말뚝상부에서의 연직응력은 쇄석으로 보강된 경우가 1.07~1.26(평균 1.16)배 더 크게 나타남을 알 수 있다. 따라서 강성재하실험 결과, 동일 치환율에서 점토지반이 분담하는 응력은 유사하지만 말뚝상부에서의 응력은 쇄석으로 보강한 경우가 크게 나타나 모래보다 더 큰 응력분담 효과를 확인할 수 있다.

3.1.2 연성재하조건

쇄석 및 모래말뚝상부와 말뚝사이의 점토지반에 토압계를 설치하여 재하에 의한 말뚝상부와 점토지반 상부에서의 연직응력을 측정하였으며, 연성재하 조건하에서 치환율에 따른 연직응력의 거동변화는 그림 9~11과 같다.

그림 9는 쇄석 및 모래다짐말뚝의 치환율이 저치환율인 20%인 경우의 시간에 따른 연직응력의 변화를 비교한 것이다. 이로부터 점토지반 상부에서의 시간에 따른 연직응력은 10분 이전에는 GCP가 다소 작게 측정되었지만, 10분 이후부터는 거의 유사한 것으로 나타났다. 한편, 말뚝상부에서의 연직응력은 약 20분 이내에서는 SCP로 개량된 경우가 약간 크게 나타난 반면, 20분 이후부터는 오히려 GCP의 연직응력이 0.91~1.06(평균 1.01)배 더 크게 측정되었다.

그림 10은 치환율이 40%인 경우의 연성재하 실험결과로 점토지반 상부에서의 연직응력은 거의 일치하고 있으며, 말뚝상부에서의 응력은 30분 이후부터 GCP의 연직응력이 SCP에 비해 0.95~1.13(평균 1.02)배 크게 나타남을 알 수 있다.

그림 11은 쇄석 및 모래다짐말뚝을 60%의 치환율로 개량한 경우 시간-연직응력 곡선을 보여주고 있다. 점토지반 상부에서의 연직응력은 SCP가 GCP보다 약간 크게 나타나고 있으며, 말뚝상부에서의 연직응력은 약 40분 이전에는 SCP를 설치한 경우가 다소 크게 나타나고, 그 이후에는 0.95~1.00로 거의 유사한 값을 보이고 있다.

연성재하실험 결과, 동일 치환율에서 점토지반이 분담하는 응력은 강성재하와 마찬가지로 유사하고 말뚝상부에서의

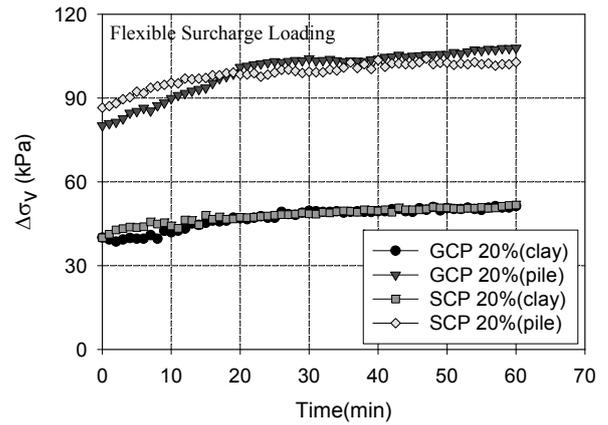


그림 9. 시간-연직응력곡선(연성, $A_s=20\%$)

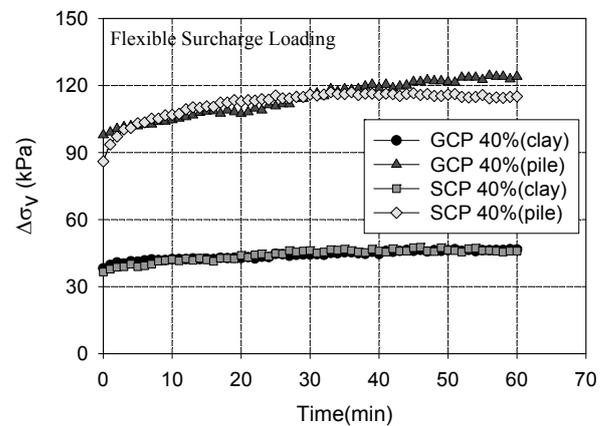


그림 10. 시간-연직응력곡선(연성, $A_s=40\%$)

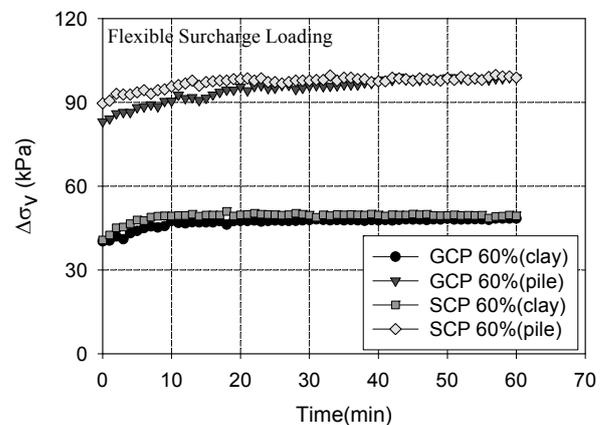


그림 11. 시간-연직응력곡선(연성, $A_s=60\%$)

응력은 쇄석으로 보강한 경우가 다소 크게 나타나고 있지만 강성재하에 비해 분담효과가 크지 않은 것으로 나타났다.

3.2 응력분담 특성

3.2.1 강성재하조건

본 연구에서 응력분담비는 단위 셀 개념에 의해 말뚝체와 주변지반에 분포하는 수직응력의 비를 통해 식 (1)과 같

이 산정하였다.

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (1)$$

여기서, σ_s 는 쇄석말뚝의 응력, σ_c 는 주변 점성토 지반의 응력이다.

그림 12의 Group 1은 강성재하조건에서 치환율이 20%인 경우 쇄석다짐말뚝(GCP) 및 모래다짐말뚝(SCP)으로 개량한 지반에 대한 실험결과로 시간에 따른 응력분담비의 변화를 보여주고 있다. 분석결과 재하초기의 거동은 변화가 크지만 시간이 변화함에 따라 일정해지는 경향을 보이고 있고 전반적으로 GCP의 응력분담비가 크게 나타나고 있으며, 평균응력분담비를 비교하면 GCP로 개량한 경우가 4.40으로 SCP로 개량한 경우에 비하여 약 9% 정도 크게 평가되었다.

그림 12의 Group 2는 치환율 40%로 보강한 경우에 대한 시간-응력분담비 곡선으로 약 4분(현장 4시간) 이내에서는 GCP로 개량한 경우가 응력분담비가 작게 나타나는 반면, 약 10분(10시간) 이후부터는 GCP의 응력분담비가 크게 평가되고 있다. 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 평균 응력분담비는 5.90으로 모래다짐말뚝으로 개량한 경우와 거의 일치하지만, 5분(5시간) 후의 응력분담비의 평균값을 고려하면 약 6% 정도 GCP로 개량된 경우가 크게 평가되고 있다.

그림 12의 Group 3은 치환율 60%로 GCP 및 SCP를 보강한 지반에 대한 시간-응력분담비 곡선을 비교한 것으로 Group 1, 2와 마찬가지로 쇄석다짐말뚝을 설치한 경우의 평균 응력분담비는 7.53으로 모래다짐말뚝을 보강한 경우에 비해 약 2.4% 정도 크게 나타났다.

3.2.2 연성재하조건

그림 13의 Group 1은 연성재하조건에서 치환율이 20%인 경우 쇄석다짐말뚝 및 모래다짐말뚝으로 개량한 지반에 대

한 시간-응력분담비 곡선을 나타낸 것으로 일부 지점을 제외하고는 GCP로 보강된 경우가 SCP로 개량된 경우에 비해 응력분담비가 크게 나타나고 있다. 평균 응력분담비를 비교하면 GCP로 개량한 경우가 2.11로 SCP로 개량한 경우에 비하여 2.4% 정도 크게 평가되었다.

그림 13의 Group 2는 40%의 치환율로 보강한 경우에 대한 시간-응력분담비 곡선을 비교한 것이다. 약 25분 이내에서는 GCP로 개량한 경우가 응력분담비가 약간 작게 나타나는 반면, 그 이후부터는 GCP의 응력분담비가 크게 나타나고 있다. GCP로 개량된 지반의 평균 응력분담비는 2.58로 SCP로 개량한 경우의 응력분담비 2.54와 거의 일치하고 있다.

그림 13의 Group 3은 치환율 60%로 보강한 지반에 대한 연성재하 실험결과를 보여주고 있다. 이로부터 약 40분 이후에는 GCP를 설치한 경우의 응력분담비가 SCP로 개량한 경우에 비해 약간 크게 나타나며, 그 이전에는 거의 일치함을 알 수 있다. GCP를 설치한 지반의 평균 응력분담비는 2.01로 SCP로 보강한 경우 1.98로 거의 일치하는 것으로 나타났다.

3.3 응력분담비의 비교

표 3은 다양한 조건으로 수행한 원심모형실험의 결과로 응력분담비의 범위와 평균 응력분담비를 보여주고 있다. 여기서 괄호안의 평균 응력분담비는 5분 이후의 평균값을 나타낸 것이다.

표 3에서와 같이 강성재하의 경우 치환율이 증가함에 따라 평균 응력분담비가 거의 비례적으로 증가하고 있음을 알 수 있으며, GCP로 개량된 경우가 SCP를 설치한 경우보다 0.04~0.35 정도 크게 평가되는 것으로 나타나 GCP의 응력분담 효과가 SCP에 비해 크다는 것을 확인할 수 있었다. 그러나 연성재하 실험결과 치환율에 따른 평균 응력분담비가

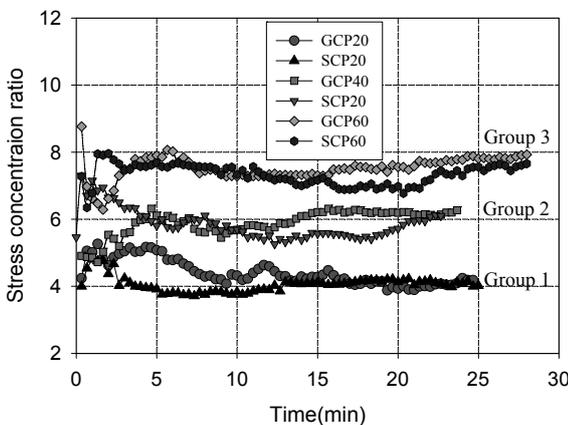


그림 12. 강성재하 조건에서 복합지반의 시간-응력분담비 곡선

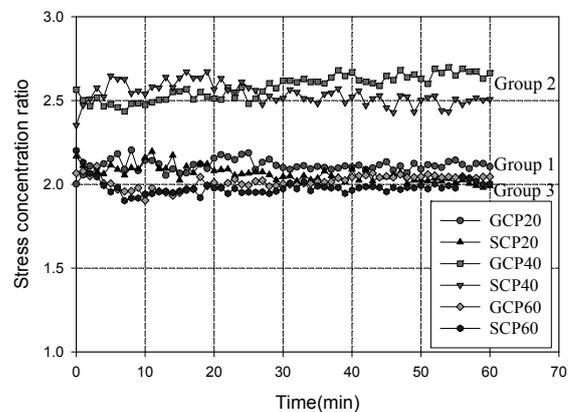


그림 13. 연성재하 조건에서 복합지반의 시간-응력분담비 곡선

표 3. 치환율에 따른 응력분담비의 변화

| 치환율 | 말뚝 재료 | 응력분담비 범위 | | 평균응력분담비 | |
|-----|-------|-----------|-----------|------------|------|
| | | 강성재하 | 연성재하 | 강성재하 | 연성재하 |
| 20% | GCP | 3.87~5.26 | 2.00~2.18 | 4.40(4.27) | 2.11 |
| | SCP | 3.74~4.80 | 1.98~2.17 | 4.05(3.99) | 2.06 |
| 40% | GCP | 4.71~6.31 | 2.46~2.69 | 5.90(6.01) | 2.58 |
| | SCP | 5.38~7.30 | 2.35~2.67 | 5.86(5.68) | 2.54 |
| 60% | GCP | 6.29~8.77 | 1.90~2.08 | 7.53(7.58) | 2.01 |
| | SCP | 6.34~7.95 | 1.90~2.20 | 7.35(7.32) | 1.98 |

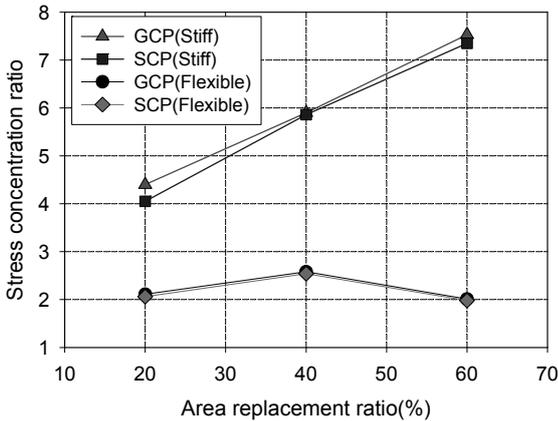


그림 14. 치환율에 따른 평균 응력집중비의 변화

치환율 40%인 경우가 가장 큰 응력분담비를 나타내고 있으며, GCP로 개량된 경우의 평균 응력분담비가 SCP를 설치한 경우보다 약간 크게 나타나 강성재하 조건과 일치하지 않는 결과를 보이고 있다. 이러한 경향은 재하에 따른 하중전이 과정과 관련이 있을 것으로 판단되고 본 연구에서도 그림 14와 같이 강성재하조건에서 응력집중비가 치환율에 따라 증가하는 Van Impe 등으로 대표되는 상승형 패턴을 보이고 연성재하조건에서는 Yoshikuni로 대표되는 하락형 패턴을 나타내어 응력집중비를 결정함에 있어 대상현장의 재하형태도 매우 중요한 인자가 될 수 있음을 알 수 있다(그림 15). 그러나 상대적으로 말뚝의 재료에 의한 차이는 크지 않으며 치환율에 따른 경향도 유사한 것으로 밝혀졌다.

응력집중비에 대한 연구결과를 살펴보면, 유승경(2003a)이 일련의 수치해석을 통해 개량지반의 역학적 거동이 모래의 다일러턴스와 점토의 압밀거동의 상호작용에 의해 지배된다고 밝힌 바 있고 실험결과, 응력집중비가 재하패턴과 치환율, 보강재료 및 재하시간에 따라 변화하였으며, 1.9~8.8 범위의 값을 제시하였다. 정길수(2005)는 원심모형실험을 통해 하중재하조건에 따라 서로 다른 값을 보인다고 주장하고 상대적으로 강성이 큰 모래의 응력-변형 거동에 지배된다고 제시하였으며, 김동은 등(2008)은 응력비의 변화가 말뚝 재료에 따른 변화가 크지 않아 말뚝 자체의 강성보다는 점토지반과의 상대적인 강성에 근거한 구속력이 보다 중요하다고 주장하였다. 본 연구에서도 그림 14와 같이 GCP와 SCP의 응력분담비 차이가 치환율이나 재하방식에 따른 차이보다 상대적으로 크지 않은 것으로 나타나 설계 시 치환율 등의 응력비는 물론이고 말뚝이나 점토지반의 강성이 중요하며 또한 재하방식에 의한 차이도 반드시 고려해야 함을 알 수 있다.

이렇듯 응력분담특성은 표 4와 그림 15와 같이 영향인자에 따라 다양한 결과를 나타내며, Yagi 등(1987)은 치환율 15~40%에서 3, 40~60%에서 2, 70% 이상에서 1을 제안하였고 한국해양연구원(2001)은 현장경험을 근거로 2~6의 값을 제안하였으며, 일본에서는 치환율에 따라 1~3의 값을 사용하고 현재 Katsumi와 Masaaki(1990)가 제시한 수정응력분담비를 저치환율의 범위에서 2.25~2.5의 값을 적용하고 있다. 또한 이민희 등(2003)은 현장시험을 통해 쇄석말뚝의 경우 응력분담비가 1.7~3.0의 범위를 보이며 치환율에 비례하여 증가한다고 주장하였으며, 김준호(2005)는 짧은 쇄석다짐말뚝에 대한 실험을 통해 지반의 상대밀도와 말뚝의 직경, 설치깊이에 관계없이 응력집중비가 1에 수렴하며 이것은 각각의 인자가 유기적 상호관계에 있기 때문이라고 주장하였다. 또한 배우석 등(2006)은 원심모형시험을 통해 재하조건과 말뚝의 배열, 치환율에 따라 1.7~2.5의 값을 제시한 바 있다.

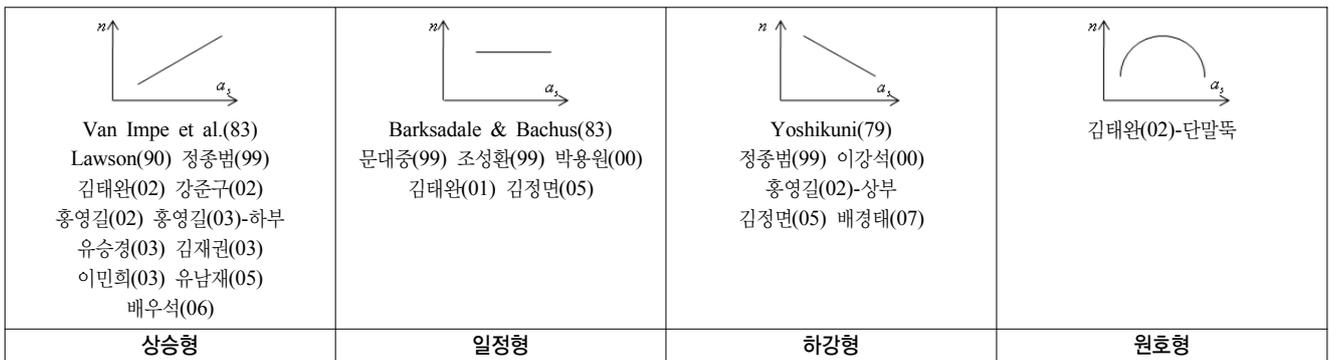


그림 15. 치환율에 따른 n의 변화

표 4. 응력분담비에 대한 국내외의 연구동향

| 연도 | 응력집중비 | 실험/해석 | 재하 조건 | 치환율 (%) | 말뚝 재료 | 제안자 | 측정 위치 | 치환율 영향 | 비고 |
|------|------------------------------|-------|------------------|---------|----------|------------|----------|------------|---------------------|
| 1962 | 2~4 | 실험 | - | | 모래 | 일본 | - | - | 일본건설기계화협회 |
| 1979 | 2.5~10 | - | - | - | 모래 | Yoshikuni | - | - | 일본, 전단계수비 |
| 1982 | 4.2~4.5 | 현장실험 | 연성 | | 모래 | Yamagata | -6m | - | 일본 |
| 1983 | 2.5~5.0 | - | - | - | 쇄석 | Bergado 등 | - | - | Barksdale(1987) n=2 |
| 1988 | 1~3 | - | - | 40~70 | 모래 | 토질공학회 | - | 하강형 | 일본 |
| 1991 | 1.2~2.8 | 실내시험 | 연성 | 8~12.5 | 모래 | Shinsha | 지표 | - | 해성점토, 원심 |
| 1995 | 1~3 | - | - | 15~70 | 모래 | Norio yagi | - | - | |
| 1999 | 1.42~7.5 | 실내시험 | - | 20~60 | 모래 | 해양연구소 | - | 물결형 | |
| 1999 | 1.12~1.18(연) 1.05~1.60(강) | 해석 | 연/강성 | 20~60 | 모래 | 차성환 | 지표 | 하강형 | U=100% |
| 2000 | 2.5~3.5 | 해석 | 연성 | 20~60 | 모래 | 고영현 | 지표 | 물결형 | 점성토 |
| 2002 | 1.5, 3.5 | 실내시험 | 연성 | 20~40 | 모래 | 유남재 등 | 지표 | 상승형 | 부산점토, 원심 |
| 2002 | 1.154, 1.117 | 실내시험 | 강성 | - | 모래 | 천병식 등 | 지표 | - | 슬래그비교 |
| 2002 | 1.0~1.3 1.65~3.30 | 실내시험 | 연성 | 30~50 | 모래 | 홍의준 | 지표 선단 | 하강형 상승형 | 원형셀토조실험 |
| 2003 | 0.99~1.4 | 실내시험 | 연성 | 30~50 | 모래 | 김재권 | 지표 | 하강형 | 김해점성토 |
| 2003 | 4.1~9.3 | 실내시험 | 강성 | 5~25 | 모래 | 유승경 | 지표 | 상승형 | 카오린점토 |
| 2004 | 1.8~3.0(단) 1.3~2.2(군) | 현장실험 | 강성 | 20~40 | 쇄석 | 이민희 | 지표 | 상승형 | ML, 배열고려 |
| | 2.3~5.5(단) | 실내실험 | 강성 | 20~70 | | | | 상승형 | SC-SM |
| 2004 | 1.2~5.6(관) 1.2~4.1(미) | 해석 | 연성 | 15~45 | 모래 | 주경원 | 전체 | 일자형 하강형 | CL |
| 2004 | 2~5(단) 5~10(군) | 실내실험 | 강성 | - | 모래 | 황정순 | 지표 | - | 시화점토 |
| 2005 | 2.66~5.53 | 실내실험 | 강성 | - | 쇄석 | 김준호 | -20cm | - | 사질토, RAP |
| 2005 | 0.92~1.8 1.46~3.05 | 실내시험 | 강성 | 10~30 | 모래 | 신현영 | 지표 | 상승형 하강형 | Dr=30% Dr≥50% |
| 2005 | 1.2~5.5 | 실내시험 | 연성 | 20~40 | 모래 | 유남재 등 | 지표 | 상승형 | 부산점토, 원심 |
| 2005 | 1.5~3.0 | 실내시험 | 강성 | 40 | 쇄석 | 유남재 등 | 지표 | - | 슬래그말뚝 |
| 2005 | 1.4~3.8 1.2~3.3 | 실내시험 | 연성 | 10~30 | 모래 쇄석 | 김정면 | 지표 | 하강형 물결형 | 군산점토 |
| 2005 | 1.7~1.9 2.18~2.63 | 실내시험 | 강성(변위) 연성(하중) | 40 | 모래 | 정길수 | 지표 | - | 카오린, 원심 |
| 2006 | 2.5~5 | 현장계측 | 연성 | 40 | 모래 | 박광일 | 선단 | - | 부산신항 점성토 |
| 2006 | 1.7~2.5 | 실내실험 | 연/강성 | 10~40 | 모래 | 배우석 등 | 지표 | 상승형 | 점성토, 원심 |
| 2006 | 1.2~5.3 | 실내실험 | 연성 | 20~50 | 모래 | Lee 등 | - | - | 점성토, 원심 |
| 2006 | 1.4~3.0 | 현장실험 | 강성 | 28 | 쇄석 | Kirsch | 지표 | - | 중심=2, 코너=2.5 |
| 2007 | 1.0~5.0 | 현장실험 | 연성 | 10~20 | 쇄석 | 배경태 | 지표 | 하강형 | 모래, 점토 N<5 |
| 2008 | 1.75~1.85 | 해석 | 연성 | 30~70 | 모래 | 김영남 | 지표 | 일자형 | CH, 관통형말뚝 |
| | 0.5H | | | | | | 하강형 | | |
| 2009 | 0.715~1.915 | 해석 | - | 20~56 | 모래 | 유상호 등 | - | 물결형 | 유전자알고리즘 |
| 2009 | 4~7.6 | 실내실험 | - | - | 쇄석 | Xueyi | - | - | 점토, 쇄석+모래 |
| 2010 | 1.2~3.1 | 실내실험 | 강성 | - | 쇄석 | Fattah | - | - | 점토 |

- (단): 단말뚝, (군): 군말뚝, (연):연성재하, (강): 강성재하, (관): 관통말뚝, (미):미관통말뚝

최근 신현영(2005)은 응력분담비에 대한 기존 문헌을 분석하여 이러한 차이가 실험방법과 재하형태, 계측기의 특성 등에 기인한다고 밝힌 바 있으며, 유상호 등(2009)은 저치환율에서는 모래말뚝 상부에서 응력수준이 커짐에 따라서

말뚝의 벌짐(bulging)이 발생하여 말뚝지지력 이상의 응력을 분담할 수 없으며 고치환율의 경우에는 점토지반에 비하여 모래말뚝이 차지하는 면적이 전반적으로 매우 크기 때문에 점토지반으로부터 아칭효과로 전달되는 응력분담율이

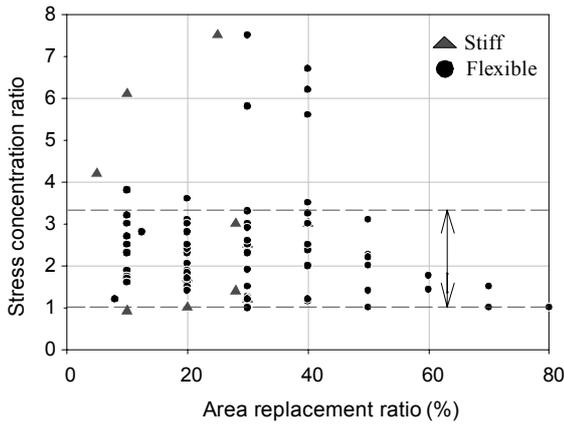


그림 16. 응력분담비의 분포

상대적으로 작다고 주장하였다.

그림 16은 다양한 연구를 통해 산정된 응력집중비의 분포를 보여주고 있으며, 분석결과 재하조건, 치환율에 따라 다양한 경향을 보이고 있다. 표 4에서 정리한 바와 같이 기존의 연구결과는 실내시험과 현장시험, 해석 등 그 방법론적인 한계성이 존재하고 있으며, 무엇보다도 중요한 점토지반과 조립질말뚝의 강성비 등 객관화된 자료가 거의 제시되고 있지 않고 시험지반의 특성과 말뚝의 강성, 말뚝의 재료 등 모든 조건이 동일하지 않으므로 절대적인 기준으로 적용할 수 없을 것으로 판단되나 대부분 1~3.3 범위의 값을 제시하고 있음을 알 수 있다.

4. 결 론

조립질 말뚝으로 개량된 점토지반의 응력변화 및 응력분담비의 변화를 파악하기 위하여 말뚝의 재료와 하중재하조건, 치환율을 변화시키면서 원심모형실험을 수행하였으며 그 결과는 다음과 같다.

- (1) 실험결과 동일 치환율에서 점토지반의 연직응력은 유사한 반면, 말뚝상부에서의 연직응력은 GCP로 보강한 경우가 크게 나타나 SCP보다 더 큰 응력을 부담하는 것을 확인하였으며, 이러한 경향은 강성재하 조건에서 두드러지는 것으로 나타났다.
- (2) 평균응력분담비는 강성재하 조건에서 GCP로 개량한 경우가 SCP에 비해 2~9% 정도 큰 것으로 나타났으며, 치환율이 증가함에 따라 감소하는 경향을 보이고 있다. 반면 연성재하 조건에서는 1~3% 정도로 말뚝의 재료에 따른 차이가 크지 않아 응력의 전이과정이 재하조건에 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다.

- (3) 분석결과 치환율에 따른 평균응력집중비가 강성재하 조건에서 Van Impe 등으로 대표되는 상승형 패턴을 보이며, 연성재하 조건에서는 Yoshikuni로 대표되는 하락형 또는 Barksdale의 일자형패턴을 보이는 것으로 나타났다.
- (4) 평균 응력분담비는 저치환율(10~30%)에서는 일반적으로 치환율에 따라 비례적으로 증가하고 있으나, 40% 이상 고치환율의 경우 재하조건에 따라 상이한 경향을 보이고 있으며 상대적으로 말뚝의 재료에 따른 차이는 크지 않은 것으로 분석되었다.

참 고 문 헌

1. 강준구(1998), SCP 공법에서 말뚝의 응력분담비 산정법 고찰, 석사학위논문, 명지대학교, pp. 1~57.
2. 김기홍, 신방웅, 배우석, 오세욱(2003), 모래다짐말뚝으로 개량된 연약지반의 거동에 관한 원심모형실험-개량영역의 변위를 중심으로-, 대한토목학회논문집, Vol. 23, No. 4C, pp. 249~257.
3. 김동은, 박현일, 이승래, 유상호(2008), 점토지반 조건 및 쇄석말뚝 특성에 따른 응력분담비 산정, 한국지반공학학회논문집, Vol. 24, No. 11, pp. 35~41.
4. 김영남(2003), 관통 및 미관통 SCP 개량지반의 압밀거동 비교 연구, 석사학위논문, 수원대학교, pp. 1~109.
5. 김준호(2005), 강성에 따른 쇄석다짐말뚝과 주변지반의 응력집중비에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교, pp. 1~51.
6. 배우석, 오세욱, 신방웅(2006), 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 거동에 관한 원심모형실험-응력집중을 중심으로-, 대한토목학회논문집, Vol. 26, No. 1C, pp. 19~24.
7. 신현영(2005), 저치환율 SCP 복합지반의 거동 해석, 박사학위논문, 중앙대학교, pp. 1~241.
8. 유상호, 박현일, 임중철, 박이근(2009), SCP 복합지반 침하거동에측을 위한 새로운 침하모델의 개발, 한국지반공학학회논문집, Vol. 25, No. 8, pp. 23~32.
9. 유승경(2003a), 저치환 모래다짐말뚝에 의한 복합지반의 응력분담거동에 대한 실험적 연구, 한국지반공학학회논문집, Vol. 19, No. 5, pp. 253~261.
10. 유승경(2003b), 저치환 SCP에 의한 복합지반의 압밀과정중에 발생하는 응력분담거동과 그 메커니즘, 한국지반공학학회논문집, Vol. 19, No. 5, pp. 301~310.
11. 이민희, 최용규, 임중철, 황근배(2003), 현장재하시험을 통한 쇄석다짐말뚝의 응력분담에 관한 연구, 한국지반공학학회논문집, Vol. 19, No. 6, pp. 107~114.
12. 정길수(2005), 하중재하방법에 따른 SCP복합지반의 거동특성, 박사학위논문, 강원대학교, pp. 1~133.
13. 한국해양연구원(2001), 모래다짐말뚝과 쇄석말뚝의 설계 및 시공지침서, 해양수산부, pp. 1~69.
14. 해양수산부(1999), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(II), 한국해양연구소, pp. 1~299.
15. Barksdale, R. D., and Bachus, R. C.(1983), Design and Construction of Stone Columns-Vol. I, Report No. FHWA/RD-83/026, FHWA, Washington D.C, pp. 1~194.
16. 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*, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 179~184.
17. Craig, W. H. and Bujang, B. K.(1994), Simulation of a Sand Column Trial Embankment, *Proceedings of the International Conference Centrifuge 94*, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 561~566.
 18. Craig, W. H. and Rowe, P. W.(1984), Operation of Geotechnical Centrifuge from 1970 to 1979, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 4, No. 1, pp. 19~25.
 19. Huat, B.B.K. and Craig, W.H.(1994), Simulation of a Trial Embankment Structure in Malaysia, *Proceedings of the International Conference Centrifuge 94*, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 51~57.
 20. Jung, J. B.(1999), *Study on Consolidation Behavior of Clay Ground Improved by the Partly Penetrated Sand Compaction Piles*, Ph. D dissertation, Hiroshima University, pp. 153~155.
 21. Katsumi, K. and Masaaki, T.(1990), *Practical Formula for the Composite Ground Improved by Sand Compaction Pile Method*, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, Japan, No. 669, pp. 44~45.
 22. Kimura, T., Nakase, A., Kusakabe, O. and Saitoh, K.(1985), Behavior of Soil Improved by Sand Compaction Pile Driving, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, AA Balkema, San Francisco, USA, Vol. 2, pp. 1109~1112.
 23. Lee, F. H., Ng, Y. W. and Yong, K. Y.(2001), Effects of Installation on Sand Compaction Piles in Clay in the Centrifuge, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 24, No. 3, pp. 314~323.
 24. Murayama, S.(1957), Improvement of Soft Ground by Sand Compaction Pile, *Conference Papers of Osaka Construction Works*, pp. 1~17.
 25. Ng, Y. W., Lee, F. H. and Yong, K. Y.(1998), Development of an in-flight Sand Compaction Piles Installer, *Proceedings of the International Conference Centrifuge 98*, Balkema, Tokyo, Japan, pp. 837~843.
 26. Priebe, H. J.(1976), *Estimating Settlements in a Gravel Column Consolidated Soil*, Die Bautechnik 53, German, pp. 160~162.
 27. Shinsha, H., Takata, K., Kurumada, Y., and Fuji, N.(1991), Centrifuge Model Tests on Clay Ground Partly Improved by S.C.P, *Proceedings of the International Conference Centrifuge 91*, Rotterdam, pp. 311~318.
 28. Yagi, N., Enoki, M., Yatable, R., Tasaka, Y. and Takata, T. (1987), Consolidation on Initial Stress State of Composite Ground, *The 22th Conference of Japanese Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 1801~1802.
 29. Yamaguchi, H., and Murakami, Y.(1977), On Stress Distribution of Composite Ground, *The 11th Conference of Japanese Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 951~952.

(접수일: 2011. 2. 7 심사일: 2011. 3. 3 심사완료일: 2011. 4. 2)