

원심모형실험에 의한 시멘트 개량말뚝으로 보강된 연약점토지반의 거동에 관한 연구

A Study on the Behavior of Soft Clay Foundation Reinforced
with Soil - Cement Piles by Centrifugal Model Tests

| | |
|------------------|--------------------|
| 이 처 근*1 | 신 방 응*2 |
| Lee, Cheo - Keun | Shin, Bang - Woong |
| 허 열*2 | 안 상 로*3 |
| Heo, Yol | Ahn, Sang - Ro |

Abstract

One of problems being faced during construction of soil structures along the coastal regions is the stabilization of soft clay foundation. In this study, centrifugal model tests were conducted to investigate behavior effect of soft foundation reinforced by cement - soil piles for the stabilization of soft clay foundation during the embankment construction. This paper presents results of settlement and heaving behavior of reinforced and unreinforced foundation with time under the staged loading for different test conditions. The test results have shown that the reductions of vertical settlement of the foundation and heaving of the ground surface adjacent to the embankment are greatly influenced by strength of improved pile, and moisture content, and especially the ratio of replacement area.

요 지

해안지역에서 토류구조물을 축조하는 동안에 직면하게 되는 문제점중의 하나는 연약점토지반의 안정화 대책이다. 본 연구는 성토체 축조시 연약점토지반의 안정화를 위하여 시멘트 개량말뚝으로 보강된 연약지반의 거동효과를 구명하고자 원심모형실험을 수행한 것으로 서로 다른 조건에 대해서 단계 하중하에서 시간에 따른 보강지반과 비보강지반의 침하와 융기거동을 고찰하였다. 실험결과 지반의 수직침하감소, 제방에 인접한 지표면의 융기감소는 개량말뚝의 강도, 점토의 함수비 그리고 특히 개량면적비에 크게 영향을 받는 것으로 나타났다.

*1 정회원, 충북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*2 정회원, 충북대학교 공과대학 토목공학과 교수

*3 정회원, 한국건설기술연구원 선임연구원

1. 서 론

최근 산업의 발달과 함께 인구증가 및 경제 규모의 확장은 종합적인 국토개발이 필요하게 되었고, 점차적으로 종래에 비해 개발조건이 상대적으로 열악한 지역의 개발이 불가피하게 됨에 따라 각종 국토개발 사업과정에서 연약지반 문제가 중요사안으로 대두되고 있다. 우리나라의 경우 근래에 국토매립계획이 활발히 시행되고 있어 효율적이고 경제성 높은 연약지반처리공법연구에 대한 요구는 어느때 보다 높다고 할 수 있다. 이러한 연약지반에 대하여 안정처리를 하는 목적은 지반의 파괴 및 과도한 침하를 방지하기 위한 것으로 현재 배수공법, 다짐공법, 화학적 처리공법, 치환공법 등이 적용되고 있으나, 이 공법들은 실제 현장에서 시공후의 안정성 확보가 용이하지 못하고, 대심도의 연약층에 적용하기 어려운 단점이 나타나는 경우가 많다.⁵⁾

한편 심층혼합처리공법은 화학적 안정제를 지중에 투입시켜 원지반 위치에서 점성토와 혼합되도록 강제적으로 교반함으로써 지반중에 임의의 형상의 견고한 안정처리지반을 형성하는 공법으로 원래 1960년대에 일본 항만기술연구소에서 개발되었으며, 안정제로서 석회, 시멘트, 석고와 슬래그 등이 사용되고 있다.^{11, 12)} 항만 시설공사에서 심층혼합처리공법에 의한 지반 개량은 일반적으로 블럭, 벽 그리고 격자와 같은 거대한 형태로 행해졌으나^{1, 9, 10)}, 이러한 형태의 개량은 시공단가가 높기 때문에 최근에는 시공규모가 줄어들고 있으며 이에 대한 대안으로 경제성이 있는 연약지반개량말뚝의 적용성을 연구하고 있다.^{2, 3, 4)}

따라서 본 연구에서는 시멘트 개량말뚝에 의해 보강된 연약지반에 대한 원심모형실험을 수행하여 지반의 거동특성을 연구하고자 하는 것으로 이에 개량면적비, 개량말뚝의 강도 그리고 지반의 함수비를 변화시켜가면서 실험을 수행하여 그 지반의 침하와 용기현상을 비교 검토함으로써 시멘트 개량말뚝에 의한 연약지

반의 보강효과를 구명하였다.

2. 점토와 개량말뚝의 특성

2.1 시료의 물리적 특성

본 연구에 사용된 시료는 경남 양산-구포지역에서 채취한 연약층적점토로 시료에 대한 기본물성실험 결과 통일분류법의 ML에 해당되며, 비중 2.67, 액성한계 34%, 소성한계 27%로 나타났으며, 습윤단위중량은 1.75g/cm^3 , 자연 함수비는 45%로 나타났다. 또한 EDX 분석결과 점토광물의 84% 이상이 Ti, Fe, Nb와 Si 성분을 가지는 것으로 나타났다.

2.2 개량말뚝의 특성

원심모형시험기로 모형실험을 수행하기 위하여 편의상 개량말뚝을 미리 제작하여 사용하였으며, 개량말뚝제작을 위한 실내배합실험은 기존 현장에서 일반적으로 요구되는 발현강도를 감안하여 시멘트, 물, 지연제 등의 적절한 배합량을 결정하기 위하여 수행되었다.

실험결과 본 실험에 사용된 개량말뚝은 표1과 같은 배합량으로 결정하였고, 개량말뚝은 현장혼합조건과 유사하도록 모사하기 위하여 현장 함수비를 가진 흙속에서 습윤 양생하였다. 각각의 개량말뚝에 대한 15% 변형률에서의 일축압축강도는 말뚝 A= 11.05kg/cm^2 , 말뚝 B= 10.00kg/cm^2 , 말뚝 C= 3.50kg/cm^2 로 나타났다.

표 1. 개량말뚝의 배합비

| Pile types | Clay(kg) | Cement(kg) | Sand(kg) |
|------------|-------------|------------------|----------|
| A | 8 | 1.16 | 1.6 |
| B | 8 | 1.16 | 0.8 |
| C | 8 | 0.93 | 0.93 |
| Water(g) | Retarder(g) | Curing Time(day) | |
| 1600 | 1.55 | 7 | |
| 800 | 1.55 | 14 | |
| 933 | 0.92 | 7 | |

3. 원심모형실험

3.1 실험장치

본 연구는 축소모형으로 현장상태를 재현할 수 있는 원심모형시험기를 이용하였으며, 이 시험기의 주요제원은 표2와 같고, 개요도는 그림 1과 같다. 원심모형시험기는 크게 4개의 구성요소 즉 본체, Slip Ring 및 계측장치, 회전 바스켓 및 모델박스, 삼상모터와 Control Box로 이루어져 있다.

모형실험을 위해 제작된 모델박스는 양측면

과 후면 그리고 밑면이 두께 2mm의 스테인레스로 되어 있으며, 실험시 측방변형을 일으키지 않도록 강성보로 보강되어 있고, 모델박스의 전면은 두께 30mm의 아크릴판으로 되어 있다. 실험시 모델박스과 시료와의 마찰영향을 최소화하기 위하여 모델박스의 내부에는 플렉시글라스로 제작된 길이 450mm, 높이 450mm, 폭 130mm인 시료박스가 설치되어 있다. 또한 원심모형시험기가 회전하는 동안 모델지반위에 제방을 축조하기 위하여 Sand hopper를 사용하였으며 그 단면도는 그림 2와 같다.

표 2. 원심모형시험기의 주요제원

| | |
|---------------------|---|
| Manufacturer | Dong-Ah Testing Machine Co. & Seikensha |
| Model | Dong-Ah 1000-1 |
| G-range | 1 to 200g at 920mm |
| Motor | 10Hp hydraulic motor |
| Working radii | 920mm-center to basket hinge |
| | 1,280mm-center to basket floor |
| RPM range | 0~500 RPM |
| Payload capacity | 20g-ton |
| Test package size | 450mm X 45mm X 300mm in max |
| Electrical pick-ups | 12 slip rings |

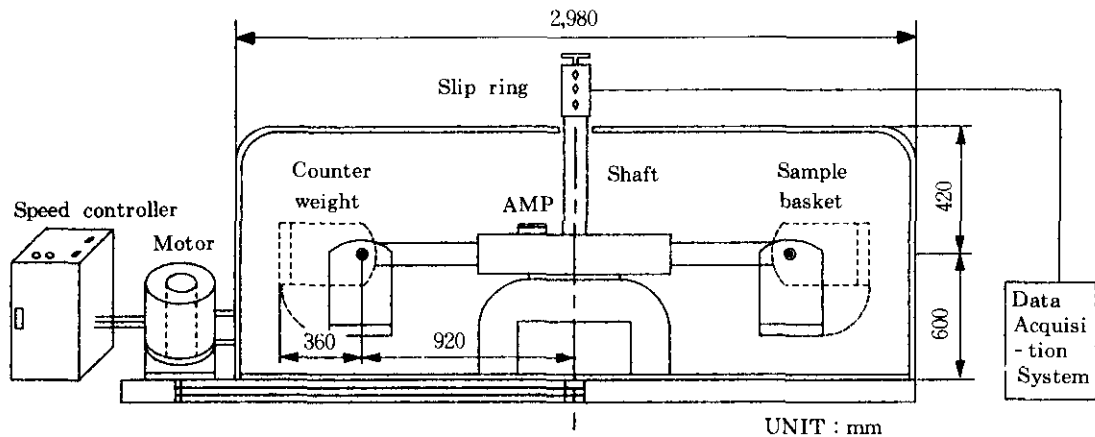


그림 1. 원심모형시험기의 개요도

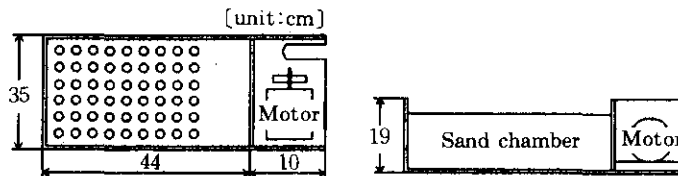


그림 2. Sand hopper의 개요도

3.2 원심모형실험에서의 상사법칙

실제구조물의 크기를 1/N로 축소한 모형이 원형조건과 같은 응력수준을 유지하려면 중력 가속도의 N배에 해당하는 원심가속도를 필요로 한다. 그러나 단순히 상사관계를 중력가속도 비례인자 N으로만 정의할 수 있다면 문제는 간단하지만 응력외에도 모형의 경계조건에 따라 반응특성들이 다른 경우가 많기 때문에 상사법칙은 더 복잡하게 된다. 일반적으로 상사법칙은 대상구조물의 물리적 성질을 표현하는 기본식으로부터 유도하거나, 또는 차원해석을 통하여 구하나 전자의 방법이 많이 사용된다. 이러한 방법으로 유도된 모형과 현장에서의 상사관계를 나타내면 표3과 같다.^{6, 7)} 또한 표 3을 참고로 본 실험에서 수행한 실내모형과 실제현장사이의 상사관계를 나타내면 표 4와 같다.

표 3. 원심모형실험에서의 비례법칙

| Quantity | Model | Prototype |
|--------------------|----------------|-----------|
| Length | N | 1 |
| Area | N ² | 1 |
| Volume | N ³ | 1 |
| Acceleration | 1 | N |
| Mass | N ³ | 1 |
| Force | N ² | 1 |
| Consolidation Time | N ² | 1 |

표 4. 현장과 모형사이의 상사관계

| Parameters | Model | Prototype |
|-----------------------------|--------|------------|
| Diameter of improved pile | 13mm | 1,040mm |
| Length of improved pile | 300mm | 24,000mm |
| Spacing of improved pile(I) | 13mm | 1,040mm |
| (II) | 19.5mm | 1,560mm |
| Height of embankment | 120mm | 9,600mm |
| Length of embankment | 225mm | 18,000mm |
| Height of ground | 300mm | 24,000mm |
| Total time of embankment | 24min | 153,600min |

3.3 실험방법

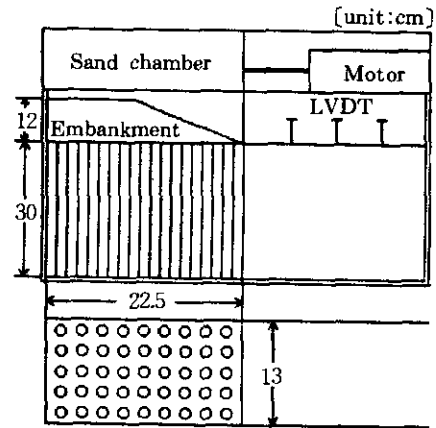
3.3.1 모델지반의 개요도

개량면적비 a_s 는 주어진 지역에 대한 개량말뚝의 수와 개량말뚝의 간격을 설계하기 위한 중요한 변수로 전체 종속면적을 A, 개량말뚝의 면적을 A_s 라고 하면 개량면적비 a_s 는 다음식으로 정의된다.⁸⁾

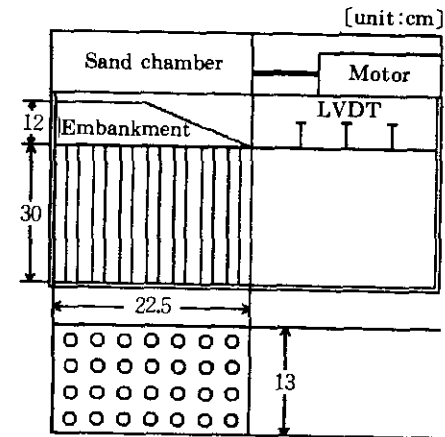
$$a_s = A_s/A \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s = \pi D^2/4, A = d^2 \dots\dots\dots(2)$$

여기서, D는 개량말뚝의 직경이고, d는 개량말뚝의 중심간 간격이다.



(a) $a_s = 0.20$ 인 경우



(b) $a_s = 0.13$ 인 경우

그림 3. 모델박스의 개요도

그림 3은 원심모형실험용 모형박스의 개요도와 지반의 거동 측정체계를 나타낸 것으로 고속도로 제방의 모형은 모래를 사용하여 단계 하중에 의해 축조되었다. 이 연구에 사용된 개량말뚝의 직경과 길이는 각각 130mm와 300mm를 사용하였다. 식(1)에 의해 개량말뚝 사이의 간격 2D에 대해서 $a_s = 0.20$, 2.5D에 대해서 $a_s = 0.13$ 으로 설치하였다. 본 연구에서는 개량면적비, 개량말뚝의 강도 그리고 지반함수비를 변화시켜가면서 전체 21회의 원심모형실험을 수행하였으며, 각각의 경우에 대한 실험조건을 나타내면 표 5와 같다.

표 5. 모형실험조건

| Case | a_s | No.of piles | Pile | Water content(%) |
|------|-------|-------------|------|------------------|
| 1 | - | - | - | 40 |
| 2 | - | - | - | 45 |
| 3 | - | - | - | 50 |
| 4 | 0.2 | 45 | A | 40 |
| 5 | 0.2 | 45 | B | 40 |
| 6 | 0.2 | 45 | C | 40 |
| 7 | 0.2 | 45 | A | 45 |
| 8 | 0.2 | 45 | B | 45 |
| 9 | 0.2 | 45 | C | 45 |
| 10 | 0.2 | 45 | A | 50 |
| 11 | 0.2 | 45 | B | 50 |
| 12 | 0.2 | 45 | C | 50 |
| 13 | 0.13 | 28 | A | 40 |
| 14 | 0.13 | 28 | B | 40 |
| 15 | 0.13 | 28 | C | 40 |
| 16 | 0.13 | 28 | A | 45 |
| 17 | 0.13 | 28 | B | 45 |
| 18 | 0.13 | 28 | C | 45 |
| 19 | 0.13 | 28 | A | 50 |
| 20 | 0.13 | 28 | B | 50 |
| 21 | 0.13 | 28 | C | 50 |

3.3.2 실험과정

본 연구에서는 다음과 같은 과정으로 모형실험을 수행하였다. 원심모형실험을 수행하기 위하여 차후 개량말뚝을 설치하는데 용이하도록 300mm의 길이를 가진 중공 파이프를 미리 결정된 간격으로 설치하였고, 계속하여 점토를 소요높이까지 시료박스에 쏟아부었다.

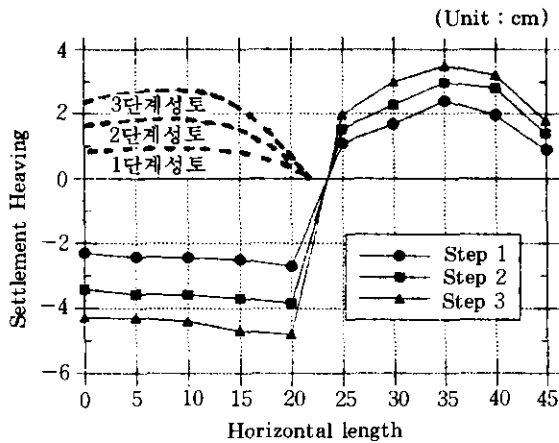
그리고 시료박스내의 점토시료가 현장 습윤 단위중량과 동일하게 되도록 80g-level의 응력수준하에서 현장조건의 압밀도에 도달하는데 소요되는 시간인 30분동안 원심모형시험기를 회전시켰다. 그 후 시험기의 가동을 정지시키고, 중공 파이프 안으로 미리 양생된 개량말뚝을 삽입하고 중공파이프를 제거하였다. 그리고 sand hopper를 설치한 후 개량지반을 80g-level로 가속시켰다. 모래제방은 원심모형시험기가 회전하는 동안 sand hopper를 사용하여 일정 시간간격을 두고 높이 40mm씩 3단계로 총높이 120mm인 하중이 작용하도록 점진적으로 축조하였다.

3.4 모형실험결과

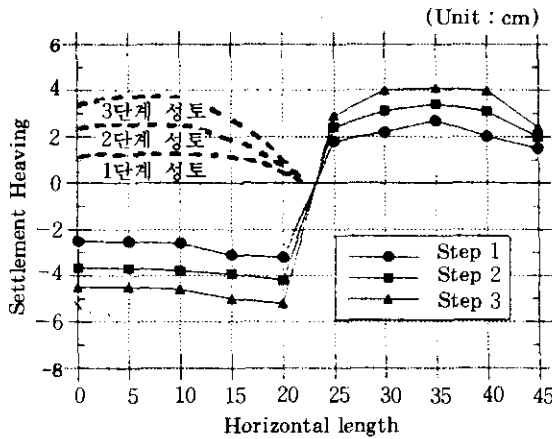
각 지반의 함수비 변화, 개량말뚝의 강도 그리고 개량면적비에 따른 원심모형실험결과를 비교 고찰한 결과는 다음과 같다.

3.4.1 비보강지반의 침하와 용기

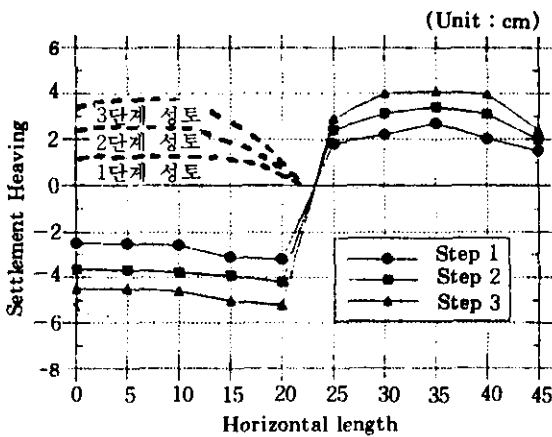
그림 4는 함수비가 각각 다른 원지반에 3단계로 토제체를 축조하였을 때 주어진 위치에서 축조단계별 침하와 용기량을 나타낸 것이다. 함수비가 40%인 경우인 그림 4(a)는 1단계 성토시 최대 -2.70cm, 2단계 성토시 최대 -3.84cm, 3단계 성토시 최대 -4.80cm로 나타났으며, 그 위치는 제체 toe로부터 약 0.21(=제체 toe로부터의 거리/제체높이)에서 발생하는 것으로 나타났다. 이는 제체하중에 의해 제체가 축조되지 않은 쪽으로 유동을 하기 때문인 것으로 생각된다. 또한 최대용기는 제체 toe에서부터 1.04(=제체 toe로부터의 거리/제체높이) 떨어진 부근에서 1단계 성토시 2.40cm, 2단계 성토시 2.98cm, 3단계 성토시 3.50cm로



(a) 함수비 40%의 경우



(b) 함수비 45%의 경우



(c) 함수비 50%의 경우

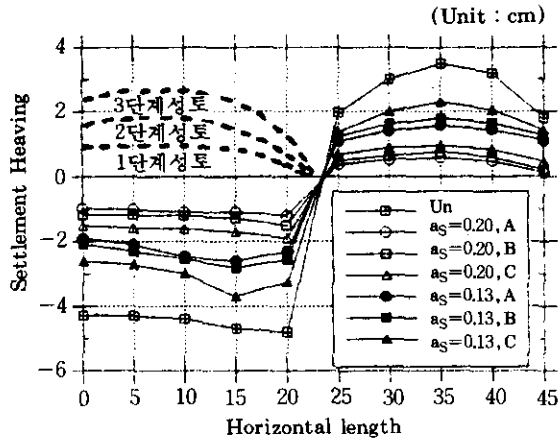
그림 4. 성토단계에 따른 비보강지반의 침하와 융기

나타났다. 한편 함수비가 45%(그림 4(b))인 경우에도 최대침하와 최대융기의 위치는 함수비가 40%인 경우와 유사하게 나타났으며, 그 최종침하량과 융기량은 각각 -5.20cm 와 4.10cm 로 나타났다. 또한 함수비가 50%(그림 4(c))인 경우에서도 최대침하와 최대융기의 위치는 함수비가 40%인 경우와 유사하게 나타났으며, 최종침하량과 융기량은 각각 -5.40cm 와 4.40cm 로 나타났다.

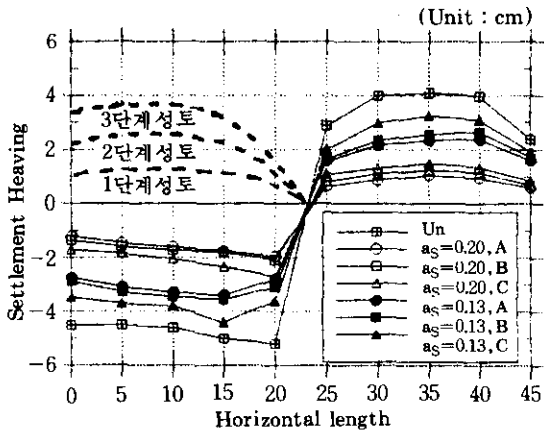
3.4.2 보강지반의 침하와 융기

그림 5는 보강지반의 침하와 융기현상을 나타낸 것으로 함수비가 40%의 경우인 그림 5(a)에서 개량면적비 a_s 가 0.13인 경우에는 제체 toe에서부터 0.63 (=제체 toe로부터의 거리/제체높이)위치에서 최대침하가 발생하였으며, 그 크기는 말뚝 A로 보강된 경우 -2.60cm , 말뚝 B로 보강된 경우 -2.81cm , 말뚝 C로 보강된 경우 -3.70cm 로 나타났다. 또한 개량면적비 a_s 가 0.20인 경우에는 제체 toe에서부터 0.21 (=제체 toe로부터의 거리/제체높이)위치에서 최대침하가 발생하였으며, 그 크기는 말뚝 A로 보강된 경우 -1.20cm , 말뚝 B로 보강된 경우 -1.50cm 그리고 말뚝 C로 보강된 경우 -1.90cm 로 나타났다. 또한 융기는 제체 toe에서부터 0.21 에서 1.88 (=제체 toe로부터의 거리/제체높이)의 위치에 걸쳐 포물선의 형상을 이루면서 넓게 분포되어 융기하였으며, 최대융기 위치는 비보강지반의 경우와 동일한 것으로 나타났으며, 그 값은 0.58cm ($a_s=0.20$, A)에서 2.30cm ($a_s=0.13$, C)까지 분포하였다.

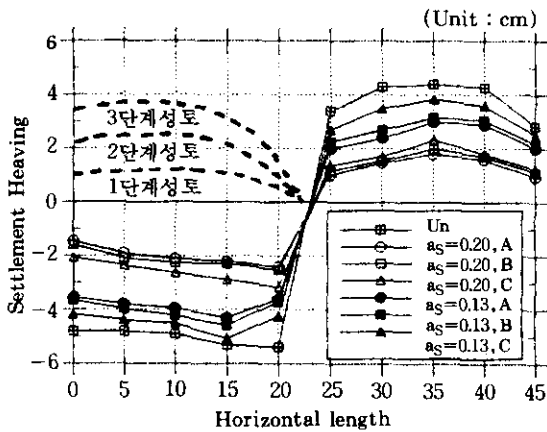
한편 함수비가 45%의 경우인 그림 5(b)에서 최대침하와 최대융기의 위치는 함수비 40%의 경우와 유사하게 나타났으며, 최대침하량은 개량면적비 a_s 가 0.13인 경우 말뚝 A로 보강된 경우 -3.38cm , 말뚝 B로 보강된 경우 -3.54cm , 말뚝 C로 보강된 경우 -4.40cm 로 나타났다. 또한 개량면적비 a_s 가 0.20인 경우 말뚝 A로 보강된 경우 -1.95cm , 말뚝 B로 보강된 경



(a) 함수비 40%의 경우



(b) 함수비 45%의 경우



(c) 함수비 50%의 경우

그림 5. 보강형태에 따른 최종 침하와 융기

우 -2.80cm 그리고 말뚝 C로 보강된 경우 -2.70cm로 나타났다. 융기량은 $a_s=0.20$, A, $a_s=0.20$, B, $a_s=0.20$, C, $a_s=0.13$, A, $a_s=0.13$, B, $a_s=0.13$, C의 순서로 크게 나타났으며, 최대융기량은 1.05cm에서 3.26cm의 범위로 발생하였다.

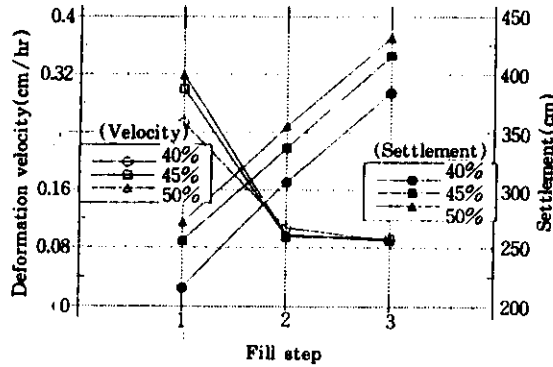
또한 함수비가 50%의 경우인 그림 5(c)에서 최대침하위치와 최대융기위치는 함수비 40%와 45%인 경우와 유사한 경향을 나타내었으며, 최대침하량은 개량면적비 a_s 가 0.13인 경우 말뚝 A로 보강된 경우 -4.31cm, 말뚝 B로 보강된 경우 -4.58cm, 말뚝 C로 보강된 경우 -5.09cm로 나타났다. 또한 개량면적비 a_s 가 0.20인 경우에는 말뚝 A로 보강된 경우 -2.41cm, 말뚝 B로 보강된 경우 -2.53cm 그리고 말뚝 C로 보강된 경우 -3.18cm로 나타났다. 최대융기량은 1.80cm($a_s=0.20$, A)에서 3.85($a_s=0.13$, C)의 범위로 나타났다.

4. 분석 및 고찰

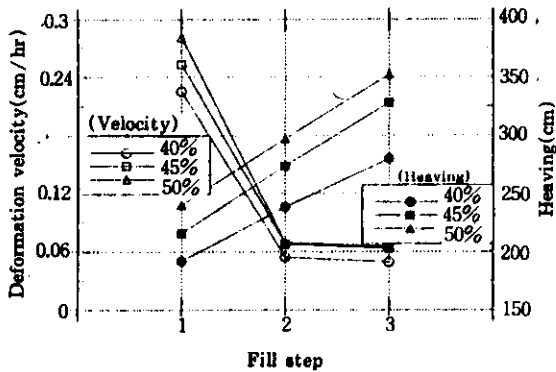
4.1 성토단계별 변형량과 변형속도

비보강지반에서 성토단계별 침하와 융기현상을 분석하기 위하여 성토단계별 변형량과 변형속도와와의 관계를 상사법칙에 의해 현장조건으로 나타내면 그림 6과 같다. 이 그림으로부터 1단계 성토시에는 함수비 증가에 따라서 변형속도가 점진적으로 증가하는 것으로 나타났으며, 2단계와 3단계 성토시 변형속도는 함수비의 변화에 큰 변화가 없는 것으로 나타났다. 1단계 성토시 최대침하속도는 함수비 40%인 경우 0.253cm/hr, 45%인 경우 0.300cm/hr, 50%인 경우 0.319cm/hr로 나타났으며, 최대융기속도는 함수비 40%인 경우 0.225cm/hr, 45%인 경우 0.253cm/hr, 50%인 경우 0.281cm/hr로 나타났다. 한편 2단계와 3단계 성토시 침하속도는 0.090cm/hr에서 0.098cm/hr의 범위로 그리고 융기속도는 0.049cm/hr에서 0.069cm/hr의 범위로 나타났다. 따라서 본 실

험조건에서는 대부분 1단계 성토시에 변형속도가 큰 것으로 나타나 실제 현장에서 이 시기에 특히 침하관리에 주의를 기울여야 하는 것으로 나타났으며, 각 단계에서 성토시 비보강지반의 침하안정관리는 그림 6의 성토단계별 변형량과 변형속도를 감안하여 현장조건에 따라 합리적인 시공지침을 수립할 수 있으리라 판단된다.



(a) 침하의 경우



(b) 융기의 경우

그림 6. 성토단계별 변형량과 변형속도

4.2 개량형태별 보강효과

개량형태별 보강효과는 다음식과 같이 수직 침하감소비 Δs 와 용기감소비 Δh 의 항으로 표현하여 나타내었으며, 분석결과는 아래와 같다.

$$\Delta s = (s_{\max} - s_{\max}(r)) / s_{\max} \dots\dots\dots (3)$$

$$\Delta h = (h_{\max} - h_{\max}(r)) / h_{\max} \dots\dots\dots (4)$$

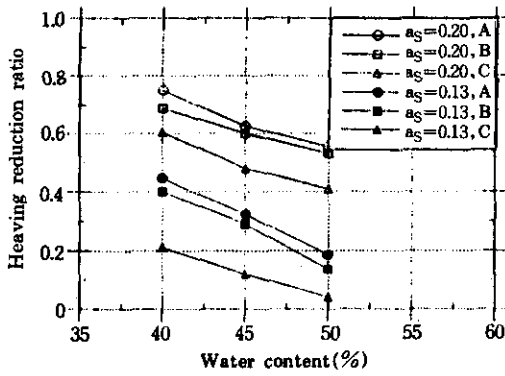
여기서, s_{\max} 는 비보강지반의 최대침하량, $s_{\max}(r)$ 은 보강지반의 최대침하량, h_{\max} 는 비보강지반의 최대용기량, $h_{\max}(r)$ 은 보강지반의 최대 용기량이다.

4.2.1 함수비에 따른 보강효과

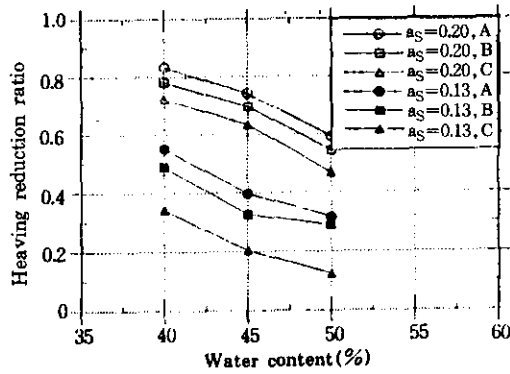
지반의 함수비증가에 대한 지반보강효과를 분석하기 위하여 함수비변화에 따른 침하감소비와 용기감소비의 변화를 나타내면 그림 7과 같다. 이 그림으로부터 함수비 40%에서의 침하와 용기감소비가 함수비 45%와 50%보다 더 효과적인 것으로 나타났으며, 이는 함수비가 적을수록 지반강도가 증가하기 때문인 것으로 생각된다. 이는 함수비 증가에 따라서 거의 비례적으로 감소하는 것으로 나타났다. 개량면적비가 0.20이고 말뚝 A로 보강된 경우가 보강효과가 가장 좋은 것으로 나타났으며, 함수비 10% 증가에 대해서 침하감소비는 평균 약 0.207, 용기감소비는 약 0.232가 감소하는 것으로 나타났다.

4.2.2 말뚝강도에 따른 보강효과

개량말뚝의 강도에 따른 지반보강효과를 분석하기 위하여 말뚝의 종류를 강도로 나타내어 말뚝의 일축압축강도에 따른 침하감소비와 용기감소비의 변화를 나타내면 그림 8과 같다. 이 그림으로부터 알 수 있는 바와 같이 개량말뚝의 강도가 클수록 지반 보강효과가 양호한 것으로 나타났고, 대부분의 보강형태에서 일축압축강도 증가에 따라서 침하감소비와 용기감소비가 비례적인 증가를 하는 것으로 나타났다. 함수비변화에 따른 보강효과에서와 마찬가지로 일축압축강도에 따른 비교에서도 $a_s = 0.20$ 으로 보강된 지반의 함수비가 40%일때가 다른 경우에 비해 가장 효과적인 것으로 나타났다. 말뚝 A(11.05kg/cm²)로 보강된 함수비 40%인 지반의 침하감소비와 용기감소비가 동일조건에서 말뚝 C(3.50kg/cm²)로 보강된 지



(a) 침하의 경우



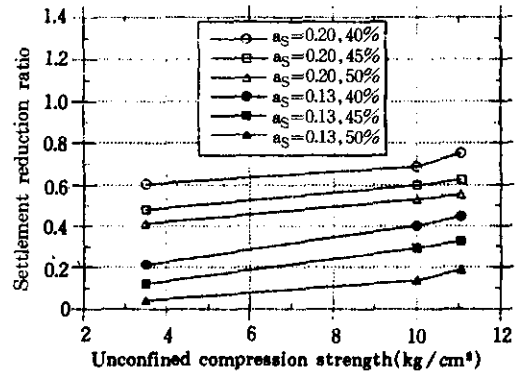
(b) 용기의 경우

그림 7. 함수비에 따른 침하감소비와 용기감소비의 변화

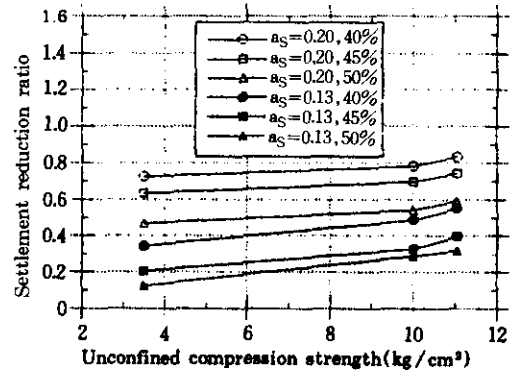
반에 비해 각각 24.2%, 15% 증가하는 것으로 나타났다. 또한 개량면적비가 0.2인 경우가 개량면적비가 0.13인 경우에 비해 침하감소비는 말뚝의 강도에 따라서 1.7~10배 정도가 큰 것으로 나타났고, 용기감소비는 1.5~3.7배 정도 큰 것으로 나타났다.

4.2.3 개량면적비에 따른 보강효과

앞의 보강효과 분석결과 침하와 용기현상에 크게 좌우하는 개량말뚝의 간격변화 즉 개량면적비에 따른 최대침하와 용기를 고찰하기 위하여 관계도를 나타내면 그림 9와 같다. 이 그림으로부터 알 수 있는 바와 같이 비보강지반의 경우가 개량면적비가 0.2인 경우에 비해 침하량은 지반의 함수비와 말뚝의 강도에 따라서



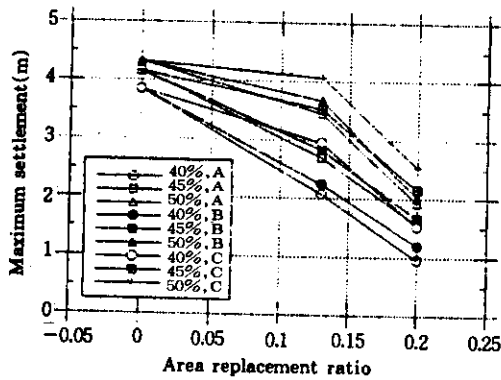
(a) 침하의 경우



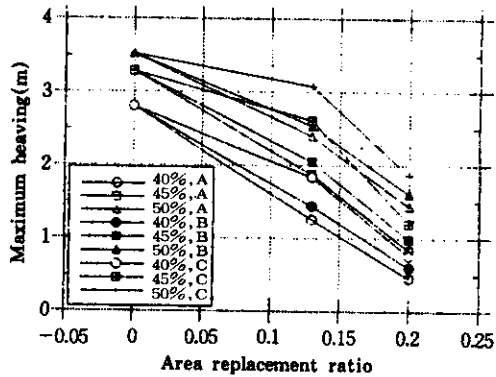
(b) 용기의 경우

그림 8. 말뚝의 강도에 따른 침하감소비와 용기감소비의 변화

약 1.7~4배, 용기량은 1.9~6배 정도 큰 것으로 나타났으며, 개량면적비가 0.13인 경우에 비해 침하량은 1.1~1.9 배, 용기량은 1.1~2.2 배 정도 큰 것으로 나타났다. 또한 개량면적비가 0.13인 지반의 침하와 용기는 개량면적비가 0.2인 경우에 비해 각각 1.6~2.2배, 1.6~2.7배 정도 큰 것으로 나타났다. 본 분석을 통하여 지반의 변형이 개량면적비에 크게 좌우되는 것으로 나타나 실제 현장여건을 감안한 설계시 개량면적비에 따른 침하와 용기현상 여부를 검토하여 보다 적절히 설계에 반영하여야 함을 알 수 있었다.



(a) 침하의 경우



(b) 융기의 경우

그림 9. 개량면적비에 따른 최대침하와 융기 관계도

5. 결 론

시멘트 개량말뚝에 의해 수직으로 보강된 지반에 대한 원심모형실험을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 비보강 연약지반위에 토체체 성토시 침하와 융기현상은 성토고가 높을수록 그리고 함수비가 높을수록 크게 나타났으며, 최대침하와 융기위치는 각각 toe로부터 약 0.21(=체체 toe로부터의 거리/체체높이)과 1.04 떨어진 지점인 것을 알 수 있었다. 또한 침하와 융기속도는 성토초기단계에서 크게 나타남을 알 수 있었다.

2. 시멘트 개량말뚝으로 보강된 연약지반에 서는 지반의 함수비가 적을수록 침하 융기감소 효과가 크게 나타났으며, 보강말뚝의 강도가 클수록, 그리고 개량면적비가 클수록 개량효과는 크게 나타났다.

3. 본 실험결과에서 제방을 지지하기 위한 가장 효과적인 보강지반은 함수비 40%에서 말뚝 A에 의해 개량면적비가 0.20으로 개량된 지반이었으며, 앞의 조건이 함수비 45%와 50%에서도 적용가능하나 함수비 40%의 경우에 비해 효과가 다소 작은 것으로 나타났다.

4. 개량효과를 검토하기 위한 수직침하 감소비 Δs 와 융기감소비 Δh 는 말뚝의 강도 그리고 점토의 함수비에도 크게 영향을 받았으나, 특히 개량면적비에 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

1. Society for the Study of C.D.M.(1986) "Cement Deep Mixing Method : Construction and Design Manual"
2. Miyake, M., Akamoto, H. and Aboshi, H (1987) "Deformation Characteristics of the improved Ground by a Group of Treated Soil Columns", Memoris of the Fac. of Eng., Hiroshima University, Vol.36, No.2, pp. 159~170.
3. Miyake, M., Wada, M. and Satoh, T.(1991) "Deformation and Strength of Ground Improved by Cement Treated Soil Columns", Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, pp. 369~372.
4. Miyake, M., Akamoto, H. and Wada, M(1991) "Deformation Characteristics of Ground Improved by a Group of Treated Soil Columns", Proceedings of the International Conference Centrifuge 1991, pp. 295~302.
5. Korea Highway Corporation (1992) "A Study on Deep Mixing Method for Soft Foundation(I)", Report No. 92-13-5.
6. Craig, W.H., James, R.G. and Schofield, A.N. (1988) "Centrifuge in Soil Mechanics", Balk-

- ema, pp.11~18.
7. Schofield, A.N.(1980) "Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations" *Geotechnique* 30, pp.227~268.
 8. Juran, I. and Guermazi, A.(1988) "Settlement Response of Soft Soil Reinforced by Compacted Sand Columns", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 114, No.8, pp. 930~943.
 9. Kitazume, M. and Terashi, M.(1991) "Effect of Local Soil Improvement on the Behavior of Revetment", *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development*, pp.341~346.
 10. Okabayashi, k. and Kawamura, M.(1991) "Effect of Improvement on Soft Ground by Soil Cement Mixing Method", *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development*, pp.377~380.
 11. 日本建設機械化協會(1988) "最近の軟弱地盤工法と施工例"
 12. 日本材料學會 土質安定材料委員會(1988) "地盤改良工法便覽" (접수일자 1994. 4. 20)