

모래다짐말뚝(SCP)의 치환율 변화에 따른 거동 특성 연구

Behaviour Characteristics of Sand Compaction Pile with Varying Area Replacement Ratio

박 용 원* ¹	Park, Yong-Won	김 병 일* ²	Kim, Byoung-Il
윤 길 립* ³	Yoon, Gil-Lim	이 상 익* ⁴	Lee, Sang-Ik
문 대 중* ⁵	Moon, Dae-Jung	권 오 순* ⁶	Kwon, O-Soon

Abstract

Sand compaction pile(SCP) is one of the ground improvement techniques which is being used for not only accelerating consolidation but also increasing bearing capacity of loose sands or soft clay grounds. In this study, laboratory model test and large-scale direct shear test were performed to investigate the effects of area replacement ratio of composite ground in order to find out the optimum value of area replacement ratio for the ground improvement purpose. Area replacement ratios of 20%, 30%, 40%, 50%, 60% were chosen respectively in the model tests to study the effects of area replacement ratio on variations of stress concentration ratio, settlement and shear strength characteristics of composite ground. In large-scale direct shear tests, area replacement ratios of 20%, 30%, 46% were applied to study their effects on shear strength characteristics of composite ground.

요 지

모래다짐말뚝(SCP)공법은 느슨한 모래지반이나 연약한 점성토지반을 압밀촉진시키고 지지력을 강화하여 지반을 개량할 목적으로 적용되는 개량공법이다. 이 연구에서는 연약지반개량을 위해 점토지반에 모래다짐말뚝을 사용하는 경우에 지반개량목적에 부합되는 적절한 치환율(a_s)을 결정하기 위해 치환율 변화에 따른 모형토조시험과 대형직접전단시험을 실시하였다. 원형모형토조를 이용한 실내시험에서는 20%, 30%, 40%, 50%, 60%의 치환율로 모래다짐말뚝을 조성하여 모래다짐말뚝의 치환율과 복합지반의 응력분담비, 침하저감효과와의 관계를 규명하였다. 또한, 대형직접전단시험기를 이용하여 치환율 20%, 30%, 46%의 복합지반에 대하여 치환율이 복합지반 강도에 미치는 영향도 조사하였다.

Keywords : Sand compaction pile, Area replacement ratio, Composite ground, Soft clay, Stress concentration ratio

*1 정희원, 명지대학교 공과대학 SOC 공학부 교수
*2 정희원, 명지대학교 공과대학 SOC 공학부 부교수
*3 정희원, 한국해양연구소 항만공학센터, 선임연구원
*4 정희원, 명지대학교 대학원 토목공학과 박사과정
*5 명지대학교 대학원 토목공학과 석사과정
*6 정희원, 한국해양연구소 항만연구센터 선임연구원

1. 서론

일본에서 개발되어 국내 해저지반 개량공법으로 본격적으로 적용되기 시작한 모래다짐말뚝공법(sand compaction pile, 이하 SCP)은 느슨한 모래나 점토로 된 연약지반에 모래를 압입하여 비교적 지름이 큰 모래말뚝을 다져 시공하는 지반개량공법이다. 유럽 및 북미에서는 모래대신 쇠석을 이용하는 소위 쇠석기둥(stone column) 공법이 많이 적용되고 있다. 모래지반의 경우에는 밀도증대와 액상화 방지, 수평저항력 증가 등의 효과가 있으며, 점토지반에서는 원지반과 다져진 모래말뚝이 복합지반을 형성함으로써 지반의 전단강도 및 지지력 증대, 측방변위 억제, 압밀침하 저감효과 등을 얻을 수 있다(藤田圭一, 1995).

SCP공법을 현장에 적용하기 위해서 설계시 파악해야 하는 가장 핵심적인 사항은 개량 대상 지반의 지지력과 전단강도를 합리적으로 결정하는 것이다. 이를 위해서는 모래다짐말뚝과 점토지반 사이의 응력분담비와 치환율의 관계를 파악해야 하지만 현재의 SCP 설계법에서 사용하는 응력분담비는 실험실과 현장계측결과를 통하여 단지 경험적으로 결정된 값들을 사용하고 있는 실정이다(日本土質工學會, 1988; 柳生忠言, 1989; 神田 & 寺師, 1990).

연약지반개량을 위해 모래다짐말뚝을 사용하는 경우, 대부분이 치환율 70%이상의 고치환율로 설계되고 있는데, 이 연구에서는 50% 이하의 저치환율로 대치 가능한지를 검토하기 위하여 실내모형 토조시험을 실시하고, 복합지반의 전단강도 특성을 파악하기 위해 대형직접전단시험을 실시하였다. 실내모형 토조시험에서는 토조의 직경이 60cm, 높이가 120cm인 토조를 제작하여 해상 연약점토지반을 재현하고, 모래의 치환율을 20%~60%의 범위에서 변화시키면서 점토지반과 모래말뚝이 받는 응력과 지반침하, 그리고 간극수압을 측정하여, 치환율과 응력분담비, 압밀거동의 상호관계를 규명하고자 하였다. 또한, 대형직접전단시험에서는 대형직접 전단상자에 모래다짐말뚝을 설치, 치환율을 바꾸어가며 복합지반을 형성한 후, 치환율 및 모래다짐말뚝의 전단강도가 복합지반의 전단강도에 어떻게 영향을 미치는가를 조사하였다.

2. SCP 시공지반의 응력분담

모래다짐말뚝공법으로 지반을 개량하는 경우에 복합지반의 형성에 따른 역학적 거동에 영향을 주는 요소로는 모래말뚝의 직경과 간격(치환율), 원지반의 비배수강도,

지반의 방사방향 응력-변형률 특성, 모래말뚝 재료의 응력-변형률 특성 및 전단저항각 등으로 알려져 있다. 모래다짐말뚝이 연약한 점성토층에 다수 조성되어 이루어진 복합지반 위에 하중이 재하된 경우, 점성토와 압축 조성된 모래말뚝과는 그 물리적, 역학적 성질이 서로 다르기 때문에 각각 분담하는 응력이 다르며, 모래다짐이 점토지반보다 큰 응력을 분담하게 되는 것이다. 이 때문에 점성토에 발생되는 응력이 대폭 감소하게 되고, 지지력 증대, 침하감소 등의 효과로 연약지반의 개량이 가능하게 된다(村山, 1962).

일반적으로 응력분담에 대한 설명은 그림 1과 같이 표현하는데, 복합지반 위에 평균응력 σ 가 재하되어 모래말뚝에 σ_s , 점성토에 σ_c 의 응력이 발생하고, 각각의 면적 A_s , A_c 의 범위 내에서 응력이 일정하다고 가정하면 다음 식이 얻어진다.

$$\sigma A = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c \quad (1)$$

응력분담비($m = \sigma_s / \sigma_c$)를 이용하여 방정식 (1)을 변형하면,

$$\sigma A = m\sigma_c A_s + \sigma_c A_c = \sigma_c (mA_s + A_c) \quad (2)$$

을 얻으며, 방정식 (2)로부터 다음과 같은 관계를 얻을 수 있다.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{A}{mA_s + A_c} = \frac{1}{(m-1)a_s + 1} = \mu_c \quad (3)$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{mA}{mA_s + A_c} = \frac{m}{(m-1)a_s + 1} = \mu_s \quad (4)$$

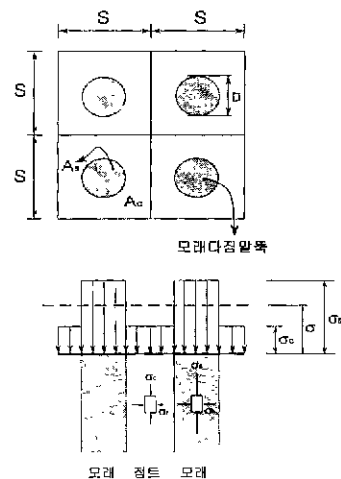


그림 1. 복합지반의 기본 개념

표 1. 치환율과 응력분담비(일본토질공학회, 1988)

치환율(a_s)	모래다짐말뚝의 내부미찰각(ϕ_s)	응력분담비(m)
0~0.4	30°	3
0.4~0.7	30°	2
0.7~	30~35°	1

여기서,

a_s : 치환율(A_s/A)

μ_c : 응력감소계수

μ_s : 응력증가계수

식 (1), (3), (4)를 조합하면,

$$\mu_s a_s + \mu_c (1 - a_s) = 1 \quad (5)$$

을 얻으며, 방정식 (3)~(5)는 복합지반에 대한 기본적인 식이 된다(Matsuo et al, 1967; Aboshi et al. 1979).

표 1에 실무에서 일반적으로 사용하고 있는 응력분담비를 나타내었다.

3. 모형토조시험

실내모형시험장치는 크기가 클수록 현장 재현성이 크다는 이점이 있으나, 시험 관리 측면에서 비용의 증가, 관리의 어려움, 시험기간의 장기화 등의 문제가 있다. 이러한 측면에서 모래다짐말뚝의 설치나 점토지반의 조성이 비교적 용이한 점들을 고려하여 그림 2와 같이 토조의 직경 60cm, 높이 120cm인 원형의 모형토조를 제작, 모형시험에 사용하였다.

3.1 시험에 사용된 재료

모형지반을 재현하기 위하여 사용한 점토는 충남 서해

표 2. 점토와 모래의 특성치

점토					모래				
비중 (G_s)	액성한계 (%)	소성한계 (%)	소성지수 (PI)	압밀계수, c_v (cm ² /sec)	비중 (G_s)	최대건조단위중량, γ_{dmax} (t/m ³)	최소건조단위중량, γ_{dmin} (t/m ³)	투수계수, k (cm/sec)	전단저항각, ϕ (°)
2.68	37.5	20.0	17.5	0.44×10^{-9}	2.68	1.74	1.36	3.3×10^{-3}	37

주) 모래의 전단저항각은 상태밀도 65~70% 했을 때 직진전단시험에 의한 측정값임.

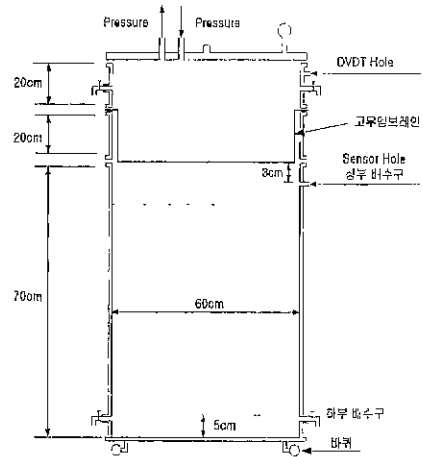


그림 2. 모형토조의 단면도

안이산 지역의 해안 퇴적점토를 채취하여 조개 껍질 등의 불순물을 제거한 후, 액성한계 이상의 함수비 상태에서 완전 재성형하였고, 슬러리 상태의 시료를 자중 압밀시켜서 원지반 상태를 재현하도록 하였다. SCP 설치에 사용된 모래는 일반 강모래이며, 모형시험에 적합하도록 2mm이상의 입자를 제거하였다. 시험에 사용한 모래의 입도분포곡선은 그림 3과 같으며, 각 시료에 대한 기본 물성을 요약하면 표 2와 같다.

표 2에서 점토 시료의 압밀계수(c_v)는 압밀토조에서 예압밀을 시킨 후, 샘플링을 하여 표준 압밀시험으로 얻은 값이다. 모래 시료의 최대건조단위중량(γ_{dmax})은 몰드의 외벽을 타격봉으로 두드려 다짐하여 가장 조밀한 상태의 건조단위중량을 구했으며, 최소건조단위중량(γ_{dmin})은 몰드 바닥에서부터 깔때기를 대고 시료를 채우면서 가장 느슨한 상태의 건조단위중량을 구하였다.

3.2 시험방법

3.2.1 모형토조시험

시험과정은 강관 철타물로 제작한 모형토조에 포화 점

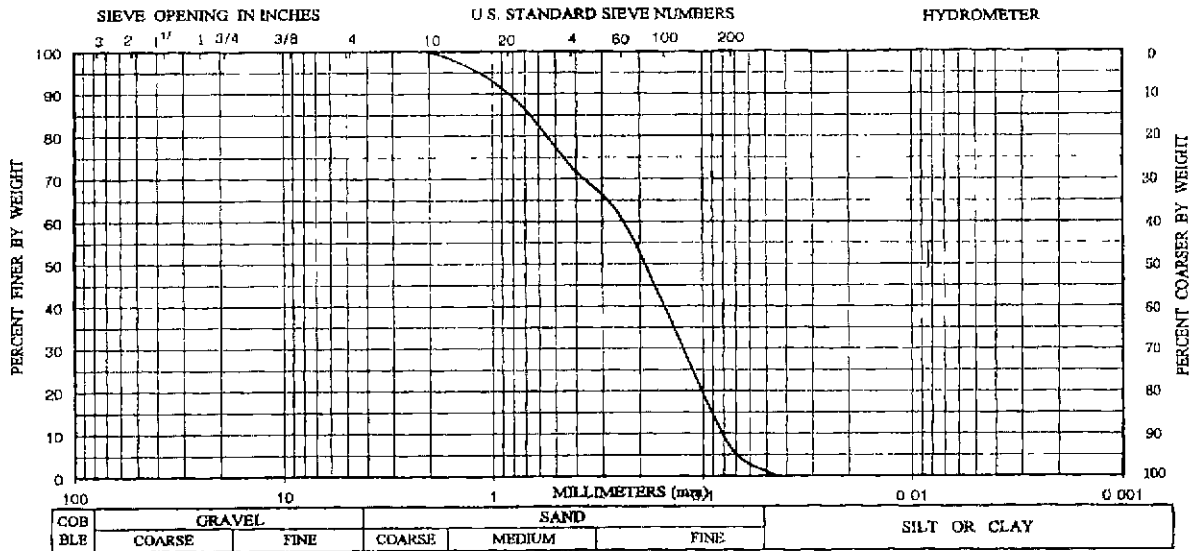


그림 3. 모래의 입도분포곡선

토시료를 넣은 후, 모래다짐말뚝을 타설할 케이싱을 압입하고, 케이싱 안에 모래를 채운 다음 진동기(vibrator)로 소정의 상대밀도를 갖도록 다지면서, 인발하는 과정으로 모래다짐말뚝을 조성하였다. 모형토조 상·하단에는 샌드 매트(sand mat)를 부설하여 배수가 가능하도록 하였으며, 지표면 샌드매트 위에는 고무 멤브레인을 설치하였다. 치환율 변화에 따른 응력집중 및 압밀침하 거동의 특성을 분석하기 위해서 모래말뚝의 치환율을 20%, 30%, 40%, 50%, 60%로 변화시키면서 모래다짐말뚝을 조성하여 모형시험을 실시하였다. 시험순서를 요약하면 다음과 같다.

(1) 원형토조(60×70cm) 바닥에 샌드 매트(sand mat)를

설치하고, 모형 토조안에 인공 점토지반을 조성한다.

- (2) 모래다짐말뚝을 조성할 케이싱을 원하는 치환율에 따라 모형지반에 압입한다. 이때, 모래다짐말뚝의 배치는 삼각형 배치를 적용하였다.
- (3) 진동기(vibrator)를 이용하여 모래말뚝이 소정의 상대밀도를 갖도록 다지면서 케이싱을 인발한다.
- (4) 모래말뚝 조성이 끝난 후, 토압계를 모래말뚝과 모형지반의 표면과 중간 깊이에 설치하고, 간극수압계를 모형지반 중간 깊이에 설치한다.
- (5) 가압부에 샌드매트를 설치하고, 고무멤브레인(rubber membrane)을 설치한다.
- (6) 가압부에 침하계를 설치한다. 사진 14는 시험준비가 완료된 상태이다.



사진 1. 바닥 sand mat



사진 2. 벽면마찰 감소막 부착

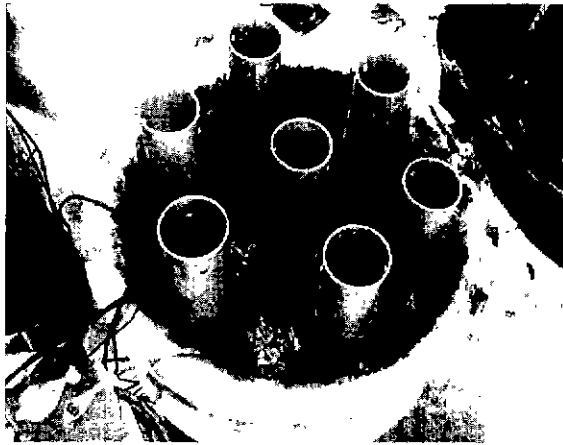


사진 3. 말뚝 케이싱 관입



사진 6. 케이싱 인발

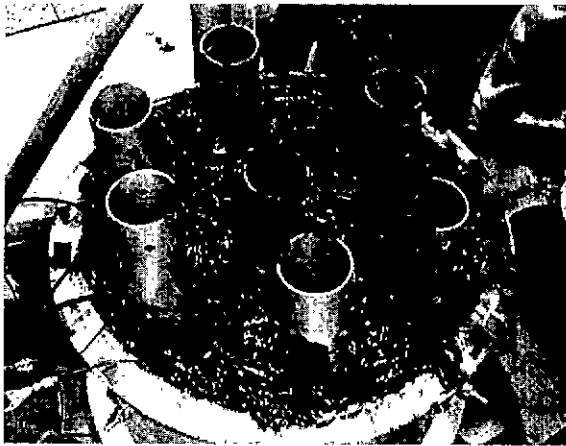


사진 4. 점토 충전



사진 7. 중간 깊이(모래말뚝) 토압계 매설



사진 5. 모래말뚝 진동 다짐

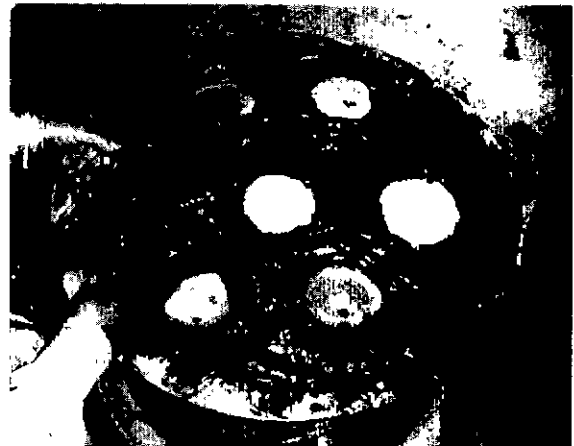


사진 8. 중간 깊이 토압계 매설(점토)

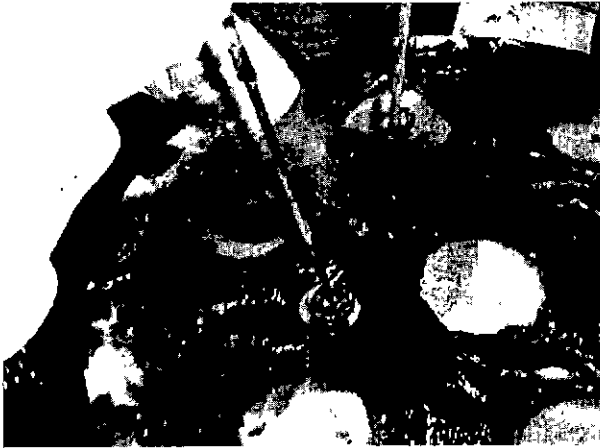


사진 9. 표면 토압계 설치(점토)



사진 12. 고무 멤브레인 설치



사진 10. 간극수압계 매설

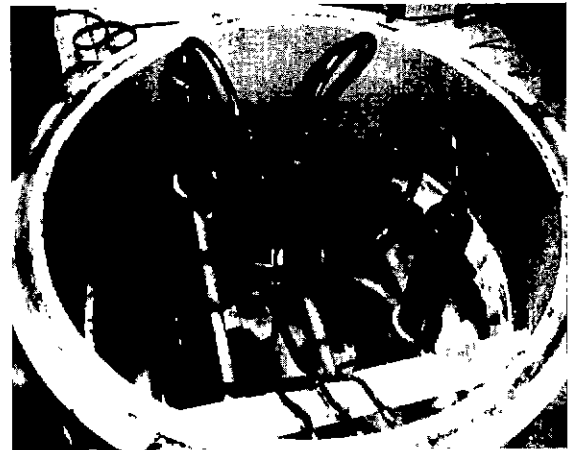


사진 13. 침하계 설치 사진



사진 11. 샌드매트 포설(상부)



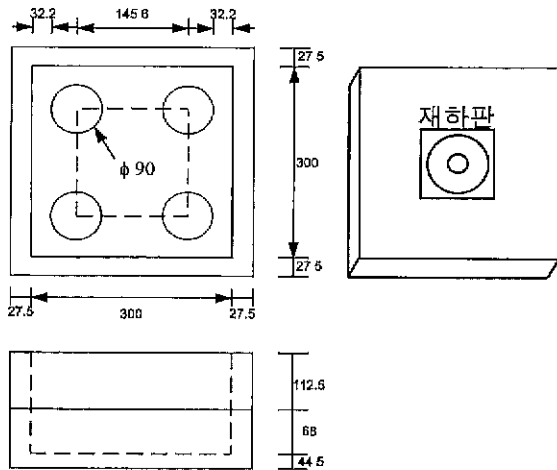
사진 14. 시험준비 완료상태

3.2.2 대형직접전단시험

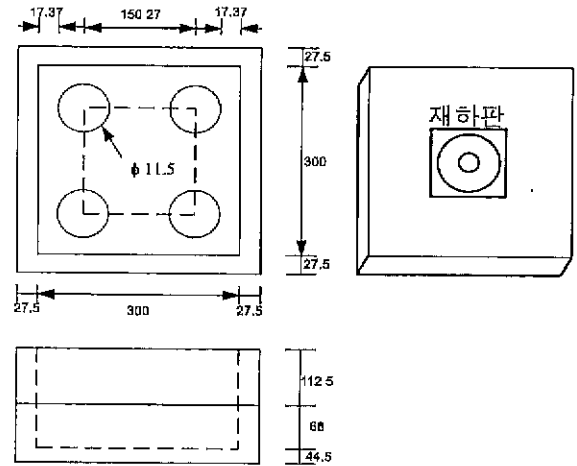
대형직접전단시험기를 이용하여 치환율에 따라 각각 20%, 30%, 46%의 복합지반을 재현하고 복합지반의 강도

를 측정하였다. 대형직접전단시험기에서 치환율에 따라 재현한 복합지반은 그림 4와 같다.

이 때, 복합지반은 모형토조시험과 같은 요령으로 각 치환율 별로 조성하였다.



(a) 치환율(a_s) 30%인 경우



(b) 치환율(a_s) 46%인 경우

그림 4. 직접전단시험에서의 모래말뚝 배치

4. 시험결과 및 분석

4.1 모형토조시험

치환율(a_s) 20%, 30%, 40%, 50%, 60%에 대하여 모래다짐말뚝을 설치하고, 압밀압력으로 공기압(air compressor)을 이용하여 0.5 kg/cm^2 과 1.0 kg/cm^2 을 각각 가압하였다. 모래다짐말뚝과 점토지반 사이의 응력분담비와 치환율

의 관계를 알아보기 위하여 모래말뚝의 표면($z=0$)과 중간깊이($z=H/2$) 그리고 점토의 표면($z=0$)과 그 중간깊이($z=H/2$)에 각각 토압계를 매설하여 상재압으로 인한 모래다짐말뚝 및 점토지반에 발생하는 응력을 측정하였다. 그리고 점토지반의 중간깊이($z=H/2$)에 간극수압계를 매설하여 점토지반에 발생하는 과잉간극수압의 변화를 측정하였다. 복합지반의 침하는 고무 펌프레이인 표면에 침하측정판을 부착하고, 침하계이지를 토조 덮개 부분에 설치된

표 3. 모형토조 시험결과(1)

치환율 a_s (%)	함수비' (%)		배인시험** (kg/cm^2)			적용압력 (kg/cm^2)	z=0에서의 응력 (kg/cm^2)		z=H/2에서의 응력 (kg/cm^2)	
	w_o	w_f	c_o	c_u	Δc		모래	점토	모래	점토
20-(1)* ^d	44.26	32.17	0.06	0.28	0.22	0.5	0.45	0.40	0.50	-
						1.0	1.18	0.58	1.30	-
20-(2)* ^d	67.73	43.59	0.04	0.35	0.31	0.5	0.63	-	0.70	0.29
						1.0	1.70	-	1.65	0.65
30-(1)	46.75	34.75	0.05	0.33	0.28	0.5	0.66	0.20	0.45	0.16
						1.0	1.40	0.55	1.58	0.49
30-(2)	70.27	46.02	0.03	0.50	0.47	0.5	0.80	-	1.00	0.13
						1.0	1.65	-	2.30	0.40
40	66.15	41.49	0.03	0.52	0.49	0.5	0.70	0.10	0.74	0.11
						1.0	1.37	0.26	1.58	0.28
50	48.69	35.20	0.04	0.43	0.39	0.5	0.57	0.27	0.68	0.34
						1.0	1.24	0.55	1.42	0.46
60	45.95	32.72	0.05	0.28	0.23	0.5	0.57	0.35	0.85	0.60
						1.0	1.20	0.85	1.90	1.08

주) * w_o, w_f ; 시험 전·후의 함수비

** c_o, c_f ; 시험 전·후의 실내배인시험으로 얻은 비배수강도

*3() 속의 숫자는 치환율 20%, 30%에 대해 2회의 시험을 한 것을 나타냄

표 4. 모형토조 시험결과(II)

치환율 a_s (%)	적용압력 (kg/cm^2)	응력증가계수, μ_s		응력감소계수, μ_c		응력분담비, m	
		z=0	z=H/2	z=0	z=H/2	z=0	z=H/2
20-(1)*	0.5	0.9	1.0	0.8	-	1.1	-
	1.0	1.2	1.3	0.6	-	2.0	-
20-(2)*	0.5	1.3	1.4	-	0.6	-	2.4
	1.0	1.7	1.7	-	0.7	-	2.5
30-(1)	0.5	1.3	0.9	0.4	0.3	3.3	2.8
	1.0	1.4	1.6	0.6	0.5	2.5	3.2
30-(2)	0.5	1.6	2.0	-	0.3	-	7.5
	1.0	1.7	2.3	-	0.4	-	5.8
40	0.5	1.4	1.5	0.2	0.2	7.0	6.7
	1.0	1.4	1.6	0.3	0.3	5.4	5.6
50	0.5	1.1	1.4	0.5	0.7	2.1	2.0
	1.0	1.2	1.4	0.6	0.5	2.3	3.1
60	0.5	1.1	1.7	0.7	1.2	1.63	1.42
	1.0	1.2	1.9	0.8	1.1	1.41	1.76

주) 검게 표시된 값은 측정오차에 의해 불합리한 값으로 측정된 것들로 해석에서 제외됨.

* (1), (2)는 치환율 20%, 30%에 대해 2회의 시험을 한 것을 나타냄.

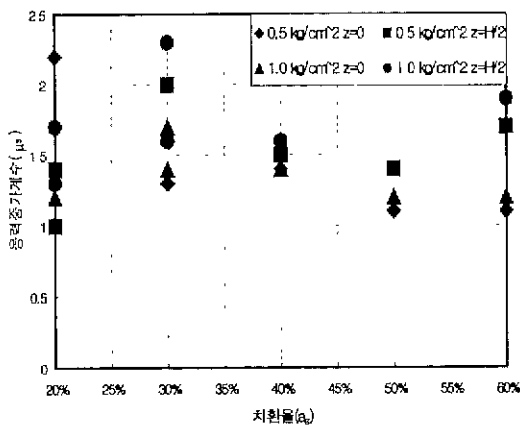


그림 5. 치환율(a_s)에 따른 응력증가계수(μ_s)의 변화

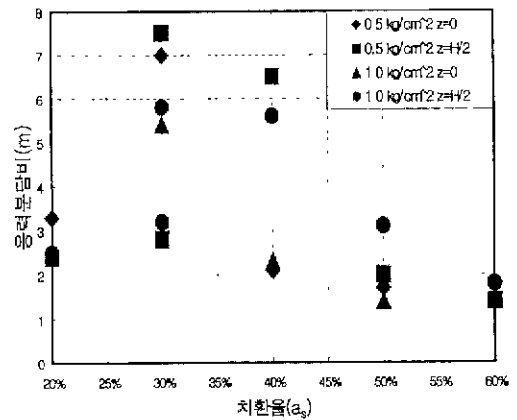


그림 7. 치환율(a_s)에 따른 응력분담비(m)의 변화

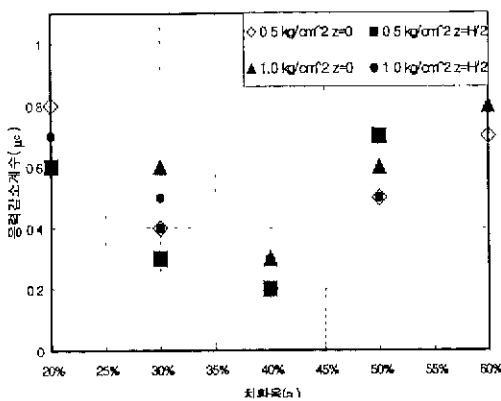


그림 6. 치환율(a_s)에 따른 응력감소계수(μ_c)의 변화

기준보에 장착시킨 후, 침하측정판에 연결시켜 연직 침하량을 측정하였다. 지반에 가해지는 상재압은 압력조절기 (air regulator)를 이용하여 일정한 압력이 유지되도록 하였다. 표 3과 4는 SCP 모형토조 시험결과를 정리한 것이다.

그림 5~7은 표 4의 모형토조 시험결과를 토대로 치환율(a_s)과 응력증가계수(μ_s), 응력감소계수(μ_c), 응력분담비(m)의 관계를 나타낸 것이다. 응력증가계수(μ_s)의 경우, 치환율이 증가할수록 대체적으로 감소하고 있으나, 치환율 30%에서 응력의 집중현상이 가장 두드러지는 것으로 나타났다. 응력감소계수(μ_c)의 경우는 치환율 40%에서 가장 낮은 수치를 보였다가 다시 증가하는 경

표 5. 모형토조 시험결과 (III)

치환율 (%)	적용압력, σ (kg/cm ²)	90% 압밀에 걸리는 시간 t_{90} (분)	측정 최종침하량 (mm)
20	0.5	1383.84	87.68
	1.0	829.44	
30	0.5	299.29	58.21
	1.0	179.58	
40	0.5	324.0	68.46
	1.0	295.84	
50	0.5	376.36	42.64
	1.0	324.0	
60	0.5	256.0	33.10
	1.0	110.25	

향을 보이고 있다.

응력분담비(m)의 경우, 치환율 30%와 40%에서 크게 나타났으며, 치환율 20%와 치환율 50% 및 60%에서는 작은 값을 보이고 있다. 이는 저치환율 SCP에서는 모래말뚝 상부에서 일정 응력에 도달하면 말뚝의 벌징(bulging)이 발생하여 말뚝 지지력 이상의 응력분담을 할 수 없어 응력분담비가 크게 나타나지 않고, 고치환율에서는 모래말뚝이 차지하는 면적이 상대적으로 커서 역시 응력분담비가 크게 나타나지 않으며, 30%~40%의 치환율 범위에서는 모래말뚝의 지지력이 최대한 발휘되고 샌드매트층의 아칭(arching)현상에 의해 원지반 응력이 감소하게 되어 응력분담비가 크게 나타난 것으로 판단된다.

모형시험 결과로 측정된 침하량 곡선을 이용하여 표 5와 같이 압밀도가 90%에 도달하는 시간인 t_{90} 을 \sqrt{t} 방법

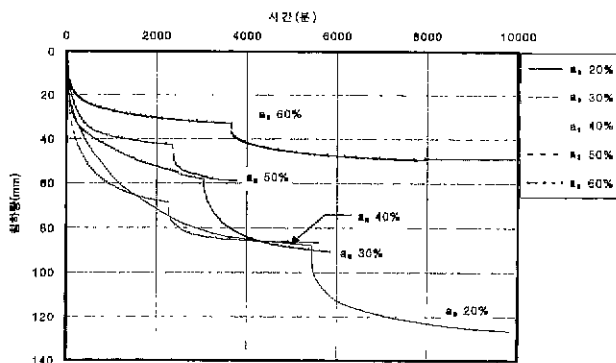


그림 8. 치환율 별 평균 침하량 곡선

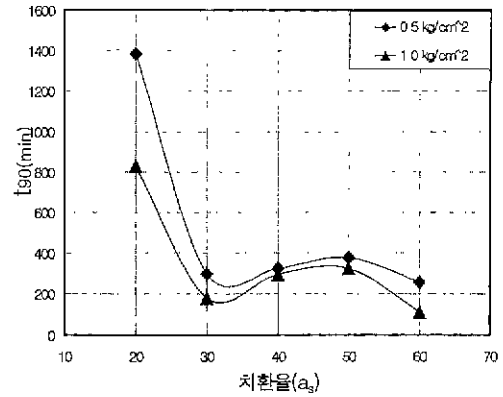


그림 9. 치환율(a_s)과 압밀시간 t_{90} 의 관계

으로 구하였는데, 치환율이 증가할수록, 상재압이 클수록 압밀도 90% 이르는 시간이 조금씩 단축되고 있으나, 30% 이상의 치환율에서는 그리 큰 차이가 나지 않음을 알 수 있다.

그림 8은 모형실험에서 측정된 침하량 곡선을 치환율 별로 나타낸 것이다. 그림 8에서 침하곡선은 앞에서 기술한 바와 같이 기준보에 침하계이저를 위치별로 설치한 후 각 위치에서 측정된 침하량을 평균하여 얻은 것이다.

그림 9~10은 각 치환율에 따른 t_{90} 및 침하량의 변화를 나타낸 것으로, t_{90} 은 치환율과 재하압력이 증가할수록 작아지는 경향을 보이며, 치환율 30% 이상에서는 큰 변화를 보이지 않았다.

4.2 대형직접전단시험

30cm×30cm×15cm인 대형 전단상자에 치환율 20%,

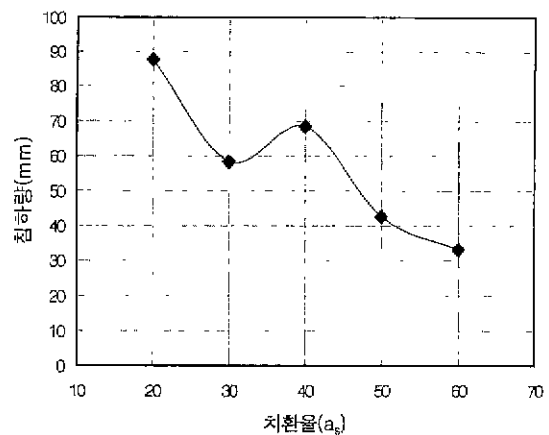


그림 10. 치환율(a_s) - 침하량의 관계

표 6. 대형직접전단시험 결과

치환율 α_s (%)	적용입력 (kg/cm^2)	함수비* (%)		베인시험** (kg/cm^2)			직접전단 시험결과		압밀도 90% 에 걸린 시간
		w_o	w_f	c_o	c_u	Δc	τ (kg/cm^2)	ϕ (°)	$t_{90}(\text{min})$
20	0.5	68.69	47.23	0.03	0.27	0.24	0.130	21	27.97
	1.0	71.33	46.94	0.02	0.33	0.31	0.396		14.21
	1.6	65.31	41.07	0.03	0.45	0.42	0.605		11.42
30	0.5	48.44	34.17	0.04	0.33	0.29	0.207	23	31.02
	1.0	46.75	33.40	0.07	0.42	0.35	0.460		16.48
	1.6	45.86	32.89	0.06	0.47	0.41	0.625		14.21
46	0.5	50.70	36.87	0.03	0.30	0.27	0.288	30	29.48
	1.0	44.95	31.57	0.05	0.33	0.28	0.560		21.53
	1.6	41.51	28.41	0.06	0.23	0.17	1.019		13.13

주) * w_o, w_f : 시험 전·후의 함수비

** c_o, c_f : 시험 전·후의 실내베인시험으로 얻은 비배수강도

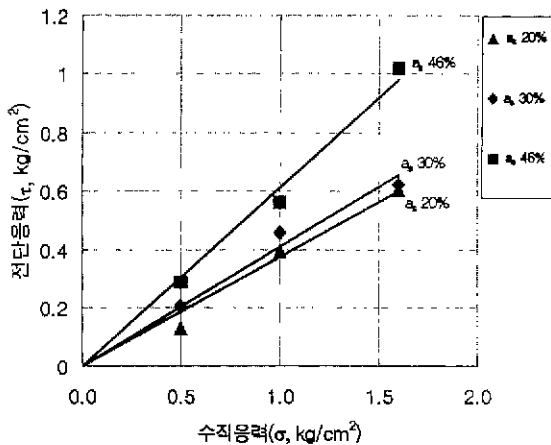


그림 11. 전단응력 - 수직응력의 관계 ($c=0$ 으로 가정)

30%, 46%로 SCP 모형지반을 조성한 후, 압밀 비배수(CU) 시험을 시행하여 모형지반의 전단강도를 측정하였으며, 결과는 표 6과 같다.

그림 11은 대형직접전단시험으로 측정된 전단응력과 수직응력과의 관계를 나타낸 것이다. 치환율 20%, 30%, 46%에서 ϕ 는 $c=0$ 으로 가정했을 때, 각각 $21^\circ, 23^\circ, 31^\circ$ 를 나타냈다. 즉, 치환율(α_s)이 증가할수록 복합지반의 ϕ 값이 증가되는 것으로 나타났다. 단, 치환율 20%와 30%의 전단강도는 큰 차이를 보이지 않았고, 치환율이 46%일 때는 전단강도 증가가 커짐을 보이고 있다.

원래 비배수 시험은 시료의 파괴변화가 발생하지 않아야 하는데, 직접전단시험은 불완전 비배수시험으로서 부

피변화와 과잉간극수압이 모두 발생하게 된다. 이 때 발생하는 과잉간극수압의 측정이 불가능하므로 편의상 CU 시험이라 했으며, 고치환율인 경우에는 CD 시험쪽에 가까운 거동을 할 것으로 판단된다. 시험 결과해석에서 $c=0$ 으로 가정한 것은 정규압밀점토 지반의 강도정수가 $c=0$ 이며, 치환된 모래말뚝 또한 $c=0$ 이므로 충분한 선행압밀시간을 부여했을 때 CU 시험의 결과에서 $c=0$ 이 될 것이기 때문이다.

4.3 점토층의 강도증가

SCP 시공시 점토지반의 전단강도는 SCP 시공에 따르는 교란으로 감소했다가 상재압에 대한 압밀진행으로 강도가 다시 증가하게 된다. 이 연구에서는 완전히 재성형된 점토 시료를 사용하여 점토지반을 형성하였으며 SCP 설치 후, 점토지반의 전단강도 c_o 는 실내베인시험으로 측정하였으며, $0.03\text{kg}/\text{cm}^2 \sim 0.06\text{kg}/\text{cm}^2$ 로 평균 $0.04\text{kg}/\text{cm}^2$ 의 값을 나타내었다. 모형토조시험에서 SCP를 타설하고 $1.0\text{kg}/\text{cm}^2$ 까지 재하하고, 압밀도가 95%이상 진행된 후에 압밀시험을 종료한 다음, 실내 베인시험으로 측정된 점토지반의 전단강도 c_u 값은 표 3과 같다.

치환율(α_s)과 강도증가량(Δc)의 관계는 그림 12와 같다. Δc 는 점토층에 작용하는 응력 σ'_c 에 의해 결정되므로 Δc 와 σ'_c 의 관계를 그림으로 나타내면 그림 13과 같다.

그림 13에서 보듯이 Δc 와 σ'_c 가 정비례 관계가 형성되

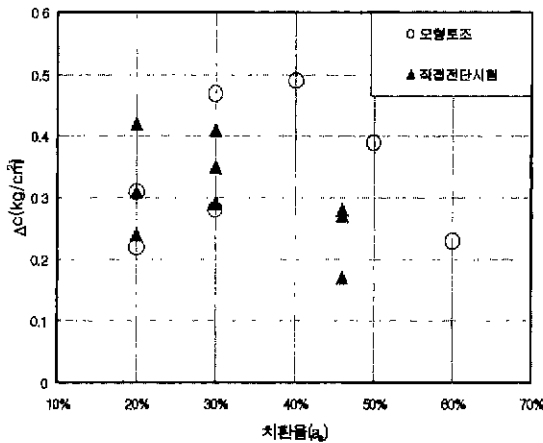


그림 12. 치환율(a_s)과 강도증가량 (Δc)의 관계

지 않음을 보이고 있다. 이는 Δc 가 점토층의 연직응력 σ'_c 만의 함수가 아니고 모래말뚝이 침하하며 횡방향으로 팽창하면서 주변 점토를 압축하게 되고 점토에 횡방향 응력 $\Delta\sigma'_{ch}$ 가 발생하게 되어 이것이 점토의 강도 증가에 크게 영향을 주는 것으로 판단된다. 따라서, 복합지반의 원지반 전단강도 증가량 Δc 를 단순히 $\sigma'_c (= \mu_c \sigma')$ 에 의해 결정하기 보다는 모래말뚝의 팽창을 고려한 새로운 산정법 개발이 필요하다고 본다.

5. 결론 및 토론

이 연구에서는 모형토조시험을 모래다짐말뚝의 치환율 20%, 30%, 40%, 50%, 60%에 대하여 실시하여 치환율 변화에 따른 복합지반의 응력분담비, 침하저감효과를 파악하였다. 그리고 대형직접 전단시험을 치환율 20%, 30%, 46%에 대하여 수행하여 복합지반의 치환율이 복합지반의 전단강도에 미치는 영향을 분석한 결과, 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

(1) 모형토조 시험결과, 응력분담비는 치환율 30%, 40%에서 크게 측정되었는데, 이는 저치환율 SCP에서는 모래말뚝 상부에서 일정 응력에 도달하면 말뚝의 벌징(bulging)이 발생하여 말뚝 지지력 이상의 응력분담을 할 수 없어 응력분담비가 크게 나타나지 않고, 고치환율에서는 모래말뚝이 차지하는 면적이 상대적으로 커서 역시 응력분담비가 크게 나타나지 않으며, 30%~40%의 치환율 범위에서는 모래말뚝의 지지력이 최대한 발휘되고 샌드매트층의 아칭(arching)현상에 의해

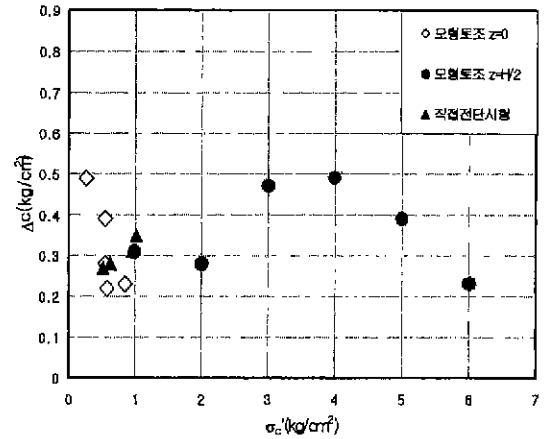


그림 13. 강도증가량(Δc)과 점토층 압밀하중(σ'_c)의 관계

원지반 응력이 감소하게 되어 응력분담비가 크게 나타난 것으로 판단된다.

- (2) 치환율에 따라 복합지반을 조성하여 대형직접전단시험을 실시한 결과, $c=0$ 으로 가정했을 경우 전단저항 각 ϕ 값이 21° ($a_s=20\%$)에서 31° ($a_s=46\%$)까지 증가하였다.
- (3) SCP의 형성에 따른 점토지반의 강도증가효과는 특정한 경향을 보여주지는 못하였는데, 이는 전단 강도의 증가 Δc 가 점토층의 연직응력 σ'_c 만의 함수가 아니고 모래말뚝이 침하하며 횡방향으로 팽창 하면서 주변 점토를 압축하게 되고 점토에 횡방향 응력 $\Delta\sigma'_{ch}$ 가 발생하게 되어 이것이 점토의 강도 증가에 크게 영향을 주는 것으로 판단된다.
- (4) 실내모형시험과 대형직접전단시험에서 압밀시간 t_{90} 값은 치환율이 증가함에 따라 t_{90} 값이 급히 감소하였으나, 치환율 30% 이상에서는 큰 변화를 보이지 않았다.

이번 연구에서 수행된 SCP 모형시험은 모래다짐말뚝 시공방법이 현장과 차이가 있는 등 모형시험이 갖는 일반적인 문제점을 포함하고 있다. 하지만 SCP 공법에 설계지침이 마련되어 있지 않은 현재의 상태를 감안할 때, 이번 SCP 모형시험 연구는 그 지침마련에 초석이 되리라 판단된다.

감사의 글

이 연구는 해양수산부 국책과제인 “신항만 개발 기반 기술-대수심 방파제 및 연약지반 관련 기술개발 II”을 한

국해양연구소(KORDI) 연안항만공학센터(Coastal & Harbor Research Center)에서 수행하는 과정에서 얻은 연구결과임을 밝히며, 연구가 가능하도록 연구비를 지원한 해양수산부 관계자에게 감사드린다.

참고 문헌

1. 村山朝郎(1962), “粘性土に對するパイロコンポージャー工法の考察”, 建設機械化, 日本建設機械化協會, Vol 150, pp. 10~15
2. 日本土質工學會(1988), “軟弱地盤對策工法, 調査設計から施工まで”, pp. 127~128
3. 神田勝己, 寺師昌師(1990), “粘性土地盤を對象とするSCP工法の實用設計法(感度分板と實態調査)”, 港滿 枝研資料. No. 669, pp 20~50
4. 藤田圭一(1995), “軟弱地盤對策工法總記述”, 同和記述, pp. 701~717

5. 柳生忠言(1989), “サソドコンパクションパイルによつて改良された粘土地盤上の港灣構造物の舉動に關する研究”, pp. 4~38
6. Aboshi, H., E. Ichimoto, M. Enoki, and K. Harada(1979), “The Compozei Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns”, Proceedings, International Conference on Soil Reinforcement. Reinforce Earth and Other Techniques, Vol., Paris. pp. 211~216
7. Mastuo, M., Kuga, S. and Maekawa, Y.(1967), “Research on Mechanical Properties of Clay Installed Sand Pile.” JSCE, No. 141, pp 42-55

(접수일자 2000. 3. 14)