

연성하중을 받는 모래다짐말뚝(SCP)의 거동분석

Analysis of Sand Compaction Piles Under Flexible Surcharge Loading

홍 의 준*¹ Hong, Eui-Joon

김 재 권*² Kim, Jae-Kwun

정 상 섬*³ Jeong, Sang-Seom

김 수 일*⁴ Kim, Soo-Il

Abstract

Sand compaction pile (SCP) is one of the ground improvement techniques which are being used for not only accelerating consolidation but also increasing bearing capacity of loose sands or soft clay grounds. In this study, laboratory model tests and 3-D finite element analyses were performed to investigate the interaction between sand compaction piles and surrounding soft soils. Based on the results obtained, as the area replacement ratio increases, the stress concentration ratio increases at the pile point, the settlement decreases, and the relative displacement between column and soil also decreases. It is also found that numerical study is illustrated by good comparison with model test results, and the numerical analysis revealed slip effects which could not be specifically identified in the model tests.

요 지

모래다짐말뚝(SCP)공법은 느슨한 모래지반이나 연약한 점성토지반을 압밀촉진시키고 지지력을 강화하여 지반을 개량할 목적으로 적용되는 개량공법이다. 본 연구에서는 현장상태와 유사한 연성변형(*free strain*) 상태로 변형이 일어날 때 모래말뚝과 지반의 상호작용을 분석하기 위하여 모형토조실험 및 3-D 유한요소해석을 실시하였다. 그 결과, 치환율이 증가함에 따라 하부의 응력분담비가 증가하고 침하량 및 모래말뚝 - 지반의 상대변위는 감소하였으며 특히 지표면 침하량이 크게 감소하였다. 3-D 유한요소해석의 경우 모래말뚝 - 지반 접촉면에서 상대변위가 발생하며 치환율의 증가에 따라서 접촉면의 상대변위는 감소하는 경향을 나타내었다. 이상의 결과를 바탕으로 응력전이 메커니즘에 대한 분석을 수행하였으며 그 결과, 상대변위가 발생하지 않는다는 가정하에 제안된 모래말뚝 주면의 응력전이 이론식은 유한요소해석결과와 비교를 통하여 상대변위가 없는 경우는 물론 상대변위가 비교적 작은 5mm 정도까지도 적용 가능함을 알 수 있었다.

Keywords : Area replacement ratio, Finite element analysis, Free strain, Load transfer mechanism, Sand compaction piles(SCP), Soft ground, Stress concentration ratio, Unit cell

1. 서 론

연약지반의 개량공법중 타입재를 사용하는 공법으로 샌드 드레인(*sand drain*), 페이퍼 드레인(*paper drain*),

팩 드레인(*pack drain*), 모래다짐말뚝(*sand compaction pile*), 쇄석기둥(*stone column pile*)등 여러 종류가 있다.

이러한 공법 중에서 드레인 공법은 주로 연약지반의 배수를 촉진하여 압밀시간을 단축하는데 그 시공목적

*1 연세대학교 공과대학 토목공학과 대학원 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., chap0@yooshin.co.kr)

*2 정회원, 삼성건설(주) 상무, 연세대학교 토목공학과 대학원 박사과정 (Member, Executive director of Samsung Engrg. & Construction, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

*3 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

*4 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

이 있으며, 모래다짐말뚝과 쇠석기둥의 경우는 점토지반의 압밀시간을 단축시킬 뿐 아니라, 침하량의 감소 및 지반강도의 증대에도 그 시공목적이 있다. 또한 느슨한 사질토에 시공하게 되면 액상화를 방지하는 효과도 거둘 수 있어 점토지반과 사질토지반의 연약지반 개량에 그 효과가 뛰어나다. 세계적으로 모래다짐말뚝의 시공 사례를 살펴보면 유럽에서는 모래다짐말뚝의 시공보다 쇠석기둥을 많이 시공하고 있으며, 일본에서는 1955년에 모래다짐말뚝을 최초로 개발한 후, 1957년 충격식 말뚝시공법 도입, 1959년 진동기 개발, 1960년 진동식 모래다짐 말뚝의 타설기 개발로 인한 시공능률의 향상으로 육상의 연약지반 개량방법으로 확대시공 되었으며 1967년 해상 시공법의 적용이 가능하게 되었다. 국내에서는 1984년 광양제철 부지조성공사에 일본기술을 도입하여 최초로 적용된 이래 인천 남항 지반개량공사, 부산 신항만 지반개량공사에 적용되어 연약지반 개량공법으로는 비교적 우수한 공법으로 알려져 있다.

시공사례의 증가와 함께 연구도 활발히 이루어져 Aboshi 등(1979)은 반무한 연약지반에 시공된 단일 모래다짐말뚝의 해석을 수행하여 Equilibrium method를 제안하였고 Balaam과 Booker(1981)가 관통 stone column으로 개량된 점토지반내 raft 기초의 침하에 대하여 수치해석을 수행하여 Aboshi의 해석에 대한 타당성을 입증하였다. 또한 앞의 해석과 더불어 Goughnour와 Bayuk (1979), Priebe(1976)는 하나의 모래다짐말뚝과 그 말뚝이 영향을 미치는 영향원을 하나의 단위로 묶는 단위셀(unit cell)의 개념을 도입하여 해석을 수행하였으며 이러한 해석을 통하여 모래다짐말뚝과 지반의 강성차이에 의한 응력분담비를 제안하였다. 수치해석을 이용한 연구도 활발히 진행되어, 1986년에 Schweiger와 Pande는 기초에 지지되어 있는 stone column의 수치해석을 수행하였고 1989년에는 Canetta와 Nova가 columnar inclusion에 의해 개량된 지반의 해석을 자세한 수치해석으로 제시하였다. 1992년에 Van Impe와 Madhav는 쇠석 말뚝과 지반의 응력-침하관계에 dilatancy 효과를 고려하였고 1994년에는 Alamgir 등이 equal strain 이론에 기초하여

말뚝과 지반의 응력을 탄성적으로 접근하여 계산하는 방법을 제안하였다. 복합지반의 침하를 해석하는데 있어서 최근까지의 해석은 개량지반의 침하가 모래말뚝과 주변 지반이 같은 정도와 크기로 일어난다고 가정한 equal strain 상태에서 발전하였다. 그러므로 새로이 free strain 상태에서의 해석이 시작되었는데 Prooshasb 등(1996)과 Alamgir 등(1996)이 탄성적인 해석을 통한 모래말뚝 및 지반의 응력 - 침하에 관한 식을 제시한 바 있다. 국내에서의 SCP에 관한 연구를 살펴보면 정종범 등(1999)은 관통 및 미관통 SCP 모형실험을 통하여 관통 미관통 모래다짐말뚝의 일차원 압밀거동에 대한 연구를 진행한 바 있고 박용원 등(2000)은 치환율 변화에 따른 모형실험과 대형직접전단시험을 통해의 치환율과 복합지반의 응력 분담비, 침하저감효과의 관계를 규명한 바 있다.

현재 시공되고 있는 국내현장을 보게 되면 현장조건과 하중상태에 관계없이 치환율 70%이상의 고치환율로 설계하는 것이 대부분이다. 최근 양질의 모래자원도 부족한 현실에 모래가격도 상승하여 지반개량 목적에 부합되는 최적 치환율을 결정할 수 있는 합리적인 설계지침이 필요하다. 또한 기존의 설계법에 있어 equal strain 상태와 free strain 상태를 구분하지 않은 설계법으로 인하여 설계시 혼란을 가져오는 경우가 있다. 이에 본 연구에서는 주로 30%에서 50%사이의 저치환율에 초점을 맞추어 free strain 상태를 모사하고 모래말뚝과 지반의 상호작용 및 응력분담비와 변위를 분석하며 유한요소 해석 프로그램을 이용한 3-D 유한요소해석을 통한 검증은 거쳐 기존의 설계법을 수정 보완할 수 있는 기본자료를 제시하고자 한다.

2. 모형토조실험

2.1 시료

본 실험에서는 원지반을 연약지반으로 조성하기 위하여 김해지역의 지반개량공사현장에서 채취한 점토를 사용하였다. 채취한 현장점토는 불순물을 제거하여 점토의 애틀버그(Atterberg) 액성한계 상태로 시료를 성형

표 1. 점토의 기본물성실험 결과

비중	Atterberg Limit			Direct Shear		Triaxial comp. strength				Consolidation		Unified System ASTM D2487
	LL(%)	PL(%)	PI(%)	c(kg/cm ²)	φ (°)	UU		CU		P _c (kg/cm ²)	C _c	
						c(kg/cm ²)	φ (°)	c(kg/cm ²)	φ (°)			
2.72	72.3	27.4	44.9	0.02	0	0.02	0	0	30.8	0.10	0.505	CH

표 2. 주문진 표준사의 기본물성실험 결과

기본물성		시료의 물성치
최대 입경 (mm)	D_{max}	0.850 (No. 20)
최소 입경 (mm)	D_{min}	0.075 (No. 200)
통과중량백분율 10% 입경 (mm)	D_{10}	0.41
통과중량백분율 60% 입경 (mm)	D_{60}	0.48
균등계수	C_u	1.17
곡률계수	C_c	1.23
최대 간극비	e_{max}	0.897
최소 간극비	e_{min}	0.628
최대 건조단위중량 (g/cm^3)	$\gamma_{d(max)}$	1.609
최소 건조단위중량 (g/cm^3)	$\gamma_{d(min)}$	1.382
비중	G_s	2.63
함수비 (%)	w	0.3
통일분류	Unified System ASTM D2487	SP

하였다. 또한 이들 시료를 재성형하여 직접 전단시험, 삼축시험 및 압밀시험을 수행하여 현장토의 물성값을 산정하였으며 그 결과는 표 1과 같다. 모래말뚝에 사용한 모래는 강도의 변화가 적고 일정한 다짐밀도로 조정이 가능한 주문진 표준사를 사용하였으며 입도 분포중 통과중량백분율 95%이상에 해당하는 30번 체와 50번 체 사이의 모래를 사용하였다. 표 2는 주문진 표준사에 대한 물성실험결과이다.

2.2 실험장비

모형토조는 그림 1에 나타난 바와 같이 높이 550mm, 지름 500mm의 원형토조로 토조의 바닥은 지표면 및 지중의 변위측정용 와이어를 삽입할 수 있도록 지름 2.5mm의 구멍을 내었으며 토조의 하부에 변위계를 설치하였다. 변위측정에 사용된 변위계는 임의의 깊이에 고정되어있는 고정판의 이동을 와이어에 전달하여 그 길이의 변화를 측정하여 변위를 측정하는 원리를 가지고 있는 변위계이다. 변위측정을 위해 원지반 및 모래말뚝으로 삽입되는 와이어는 흙과 와이어간의 마찰을 최

대한 줄이기 위하여 표면이 미끄러운 플라스틱재질의 와이어를 사용하였다.

또한 토조의 상부와 하부에 배수구를 내어 양면배수가 가능하도록 하였다. 모래말뚝은 아크릴로 제작된 케이싱에 모래를 부으며 다짐봉으로 일정하게 다져서 상대밀도를 맞추는 방법을 사용하였다. 본 연구에서 사용한 계측장비의 사양 및 설치위치는 표 3에 나타난 바와 같다.

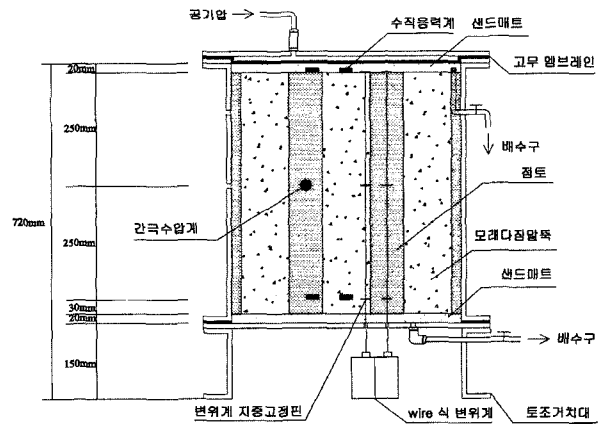


그림 1. 모형토조 및 측정장치

표 3. 측정장치 및 제원

계측항목	계측기기명	측정개소	측정위치	측정범위	정밀도
모래말뚝 및 지반의 연직응력	pressure cell meter	4개소	지표면 ($z=0$) 및 하부 ($z=500mm$)	$0.000kg/cm^2 \sim 50.000kg/cm^2$	$0.001kg/cm^2$
모래말뚝 및 지반의 침하량	Displacement transducer	6개소	지표면 ($z=0$), 중앙 ($z=250mm$) 및 하부 ($z=500mm$)	$0mm \sim 1000mm$	0.2mm
지반의 간극수압	pore pressure transducer	1개소	중앙 ($z=250mm$)	$0.00kg/cm^2 \sim 2.04kg/cm^2$	$0.001 kg/cm^2$

2.3 실험방법

모형실험에서는 모래의 함수비를 7%로 조정하여 상대밀도(D_r)가 70%가 되도록 모래다짐말뚝을 조성하였고 모래다짐말뚝의 지름을 107mm를 유지하면서 타설하였다. 모래말뚝간의 거리는 치환율 계산식을 통하여 유도할 수 있다. 치환율이란 원지반의 면적을 1로 할 때, 모래말뚝 면적의 비로 SCP 시공지반의 개량정도를 나타내는 정수이다. 모래말뚝은 정방형이나 정삼각형배치로 하는데 정방형 또는 사변형 배치일 경우 치환율 a_s는

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2} \text{ or } \frac{A_s}{x_1 \times x_2} \quad (1)$$

이며 정삼각형 배치인 경우는 다음과 같다.

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{d}{x} \right)^2 \quad (2)$$

여기서, d는 모래다짐말뚝의 지름이며 x는 모래말뚝간 중심거리를 나타낸다.

지반조성에 사용한 점토는 충전전에 함수비를 액성한계근처로 조정하여 충전하였다. 또한 모래말뚝과 점토를 조성하면서 소정의 깊이(z = 0, z = 250mm, z = 500mm)에 모래말뚝과 점토 양쪽 모두 wire 변위계를 설치하여 모래말뚝과 점토 모두 같은 깊이에서 변위가 측정되도록 하였으며 양쪽의 변위 차이를 계산하여 상대변위를 구하였다. 상재압은 에어 콤프레서를 이용하여 공기압으로 재하하였으며 고무 멤브레인을 이용하여 연성재하가 되도록 하였고 토조 덮개의 상부에는 압력게이지를 설치하여 재하되는 압력을 확인할 수 있도록 하였으며 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 kg/cm²의 네단계로 나누어 재하하였다. 각 단계별 하중재하 후 수직하중 및 변위의 측정과 동시에 간극수압을 관찰하면서 각 하중단계에서 침하가 끝났다고 판단되었을 경우 다음단계의 하중으로 증가시켰다. 또한 측정된 모래말뚝 및 지반의 수직응력을 이용하여 토조의 지표면과 하부에서의 응력분담비를 계산하였다. 응력분담비란 지반이 받는 수직응력에 대한 모래다짐말뚝이 받는 수직응력의 비(σ_s/σ_c)이며 이 값은 모래말뚝과 지반의 응력전이를 정성, 정량적으로 판단할 수 있는 중요한 요소이다. 각각의 시험마다 시험전과 후에 함수비 측정, 베인시험 및 콘 관입시험을 실시하여 시험전·후의 상태를 비교하였다.

3. 유한요소해석

본 연구에서는 모형실험의 결과를 검증하기 위하여 Hibbit, Karlsson & Sorensen사에서 개발한 범용 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 3차원 유한요소 해석을 수행하였다. 본 연구에서는 3각형 배열일 때의 모래다짐말뚝의 유효반경을 치환율 30%, 40% 및 50%의 경우에 계산하여 이를 모델링에 적용하였다. 일반적으로 모래다짐말뚝의 유효직경은 샌드드레인의 유효직경과 일치하며 이를 구하는 식은 식 (3)과 같다. 이 식을 이용하여 구한 단위셀의 유효직경을 표 4에 나타내었다.

$$d_e = c_g d_c \quad (3)$$

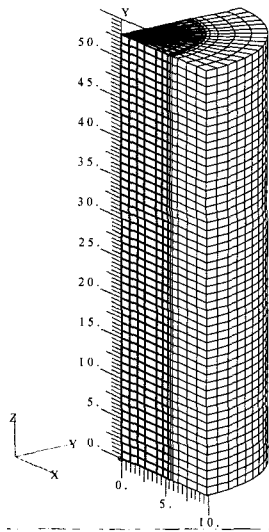
여기서, d_e는 단위셀의 유효직경, d_c는 모래말뚝중심간격이고 c_g는 SCP의 기하학적 배열에 따른 상수이며 삼각형 배열에서는 1.05, 정사각형 배열에서는 1.13을 사용한다.

유한요소 해석대상의 크기는 모형실험에서의 크기와 일치하게 하였으며 응력 및 침하의 경향이 symmetric으로 판단되어 1/4 원통형으로 모델링을 하여 해석을 수행하였다. 그림 2는 3D model의 mesh와 형상 및 구속조건을 나타낸 것이다. d_e는 단위셀의 유효반경이고 d_s는 모래말뚝의 반경이며 H는 단위셀의 높이이다.

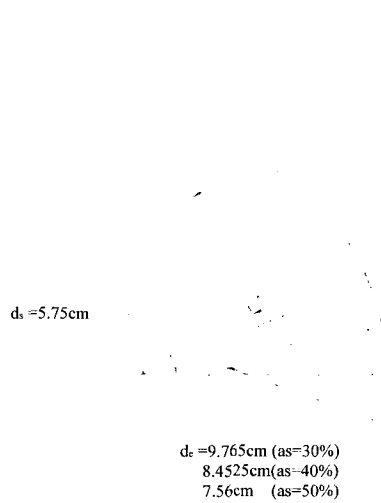
본 해석의 경계조건으로 mesh의 하단은 일반적인 시공사례를 비추어 볼 때, 모래다짐말뚝이 지반을 완전히 관통하여 풍화암 또는 암반까지 근입되는 것을 고려하여 하부에서 침하가 발생하지 않도록 하였으며 측면은 하중이 재하될 때 팽창하지 않으면서 침하는 발생할 수 있도록 하였다. 또한, 모래말뚝 - 지반 접촉면의 거동을 모사하기 위하여 직접전단시험을 실시하였다. 직접전단 시험기의 하단박스에는 주문진 표준사를 70%로 다짐하여 삽입하였으며 상단박스에는 액성상태의 점토를 충전하여 실험을 실시하였다. 이 실험을 통하여 측정된 마찰각, δ는 6.6°이었으며 이 값을 마찰계수, μ로 환산하여(μ = tan δ) 0.116을 입력치로 적용하였다. 모래말

표 4. 치환율에 따른 모래말뚝간의 거리 및 유효직경

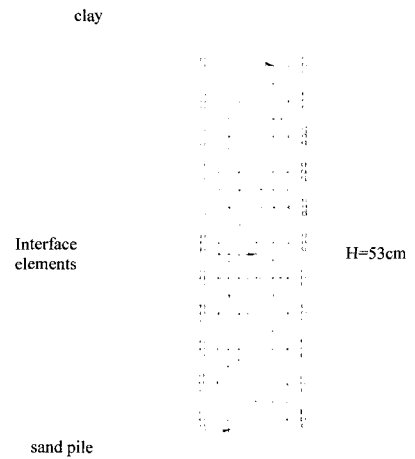
치환율(%)	모래말뚝중심간격(mm)	유효직경(mm)
30	186	195.30
40	161	169.05
50	144	151.20



(a) 3D Modeling



(b) 수평방향 구속조건



(c) 연직방향 구속조건

그림 2. Modeling 및 구속조건

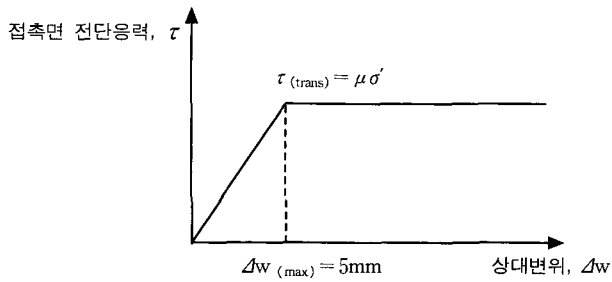


그림 3. 모래말뚝 - 지반 접촉면 요소의 거동

뚝과 지반의 접촉면의 요소는 두께는 없으며 마찰은 두 재료의 마찰계수, μ 와 두 재료사이에서 발생하는 한계 변위, $\Delta w_{(max)}$ 로 정의되는 Coulomb의 법칙을 이용하였다. 그림 3은 적용한 모래말뚝 - 지반의 접촉면에서의 전단응력, 변위 및 미끄러짐(slip)의 관계를 나타낸 것이며 이 때, 한계변위, $\Delta w_{(max)}$ 는 5mm로 가정하였다.

표 5는 본 유한요소해석에 사용한 말뚝-지반의 입력물성치를 정리한 것이다. 본 유한요소해석에 있어서

표 5. 유한요소해석에 사용한 말뚝 - 지반의 입력물성치

모래다짐말뚝	단위셀의 유효직경(cm)	9.765 ($a_s=30\%$) 8.4525($a_s=40\%$) 7.56 ($a_s=50\%$)
	근입깊이(cm)	53
	유효단위중량(g/cm^3)	0.656
	탄성계수(kg/cm^2)	450
	포아송 비	0.35
	내부마찰각(ϕ°)	35.5
	점착력(kg/cm^2)	0.2
지반	유효단위중량(g/cm^3)	0.596
	탄성계수(kg/cm^2)	50
	포아송 비	0.45
	내부마찰각(ϕ°)	0
	점착력(kg/cm^2)	0.2
모래말뚝-지반 경계면	마찰각($\delta,^\circ$)	6.6
	마찰계수 ($\mu = \tan \delta$)	0.116
	한계 변위량($\Delta w_{(max)}$, mm)	5
재하하중(kg/cm^2)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0 (4단계)	

모래말뚝과 지반에 적용한 물성은 실험에 사용한 모래와 점토의 물성을 그대로 이용하였으며 삼축실험을 통하여 구한 점착력, c 와 내부마찰각, ϕ 를 이용하여 Mohr-Coulomb의 탄소성 매질로 모사하였다. 또한 모래다짐말뚝과 주변지반 모두 8 Node Brick 요소를 사용하였고 요소의 높이를 1cm으로 하여 깊이별 지반의 침하량 및 응력상태의 결과를 자세하게 볼 수 있도록 하였다. 하중은 0.5, 1.0, 1.5, 및 2.0kg/cm²의 분포하중을 단계별로 재하하였으며 단위중량은 지반자체가 모두 포함되어 있는 것으로 가정하여 유효단위중량을 입력치로 하였다.

4. 결과분석

그림 4(a), (b), 및 (c)는 재하되는 하중에 따른 하부($z=500\text{mm}$)에서의 모래말뚝과 지반의 수직응력을 각 치환율에 따라 나타낸 것이다. 모형실험 및 유한요소해석의 경우 모두 연성재하를 적용하였으므로 지표면($z=0$)에서는 모래말뚝과 지반의 수직응력의 차이 없이 재하

되는 응력을 동일하게 받으므로 모래말뚝과 지반의 응력차이를 보이지 않아 그림 4에서 제외하였다. 그러나 하부($z=500\text{mm}$)에서는 그림에서 보는바와 같이 모래말뚝이 지반에 비하여 큰 응력을 받는 것을 알 수 있었다. 모형실험과 유한요소해석의 결과를 각각의 치환율에 대하여 비교하여 볼 때, 지표면은 치환율에 관계없이 일정하였으나 하부에서는 치환율이 증가할수록 모래말뚝의 응력이 지반의 응력에 비하여 상대적으로 증가하는 경향을 나타내었다.

모래말뚝이 타설된 복합지반에 연성하중이 재하되면 모래말뚝과 지반은 강성의 차이로 인하여 두 재료간에 슬립현상이 발생한다. 이로 인하여 모래말뚝-지반의 접촉면에서 발생하는 전단응력도 영향을 받게 되는데 모형실험의 결과에서는 이러한 영향을 정확히 관측하는 것이 불가능하였으므로 유한요소해석시 슬립이 발생하는 경우와 그렇지 않은 경우로 나누어 해석을 실시하여 그 결과를 비교하였다. 모형실험에서와 마찬가지로 두 가지 경우 모두 상부에서는 모래다짐말뚝과 지반

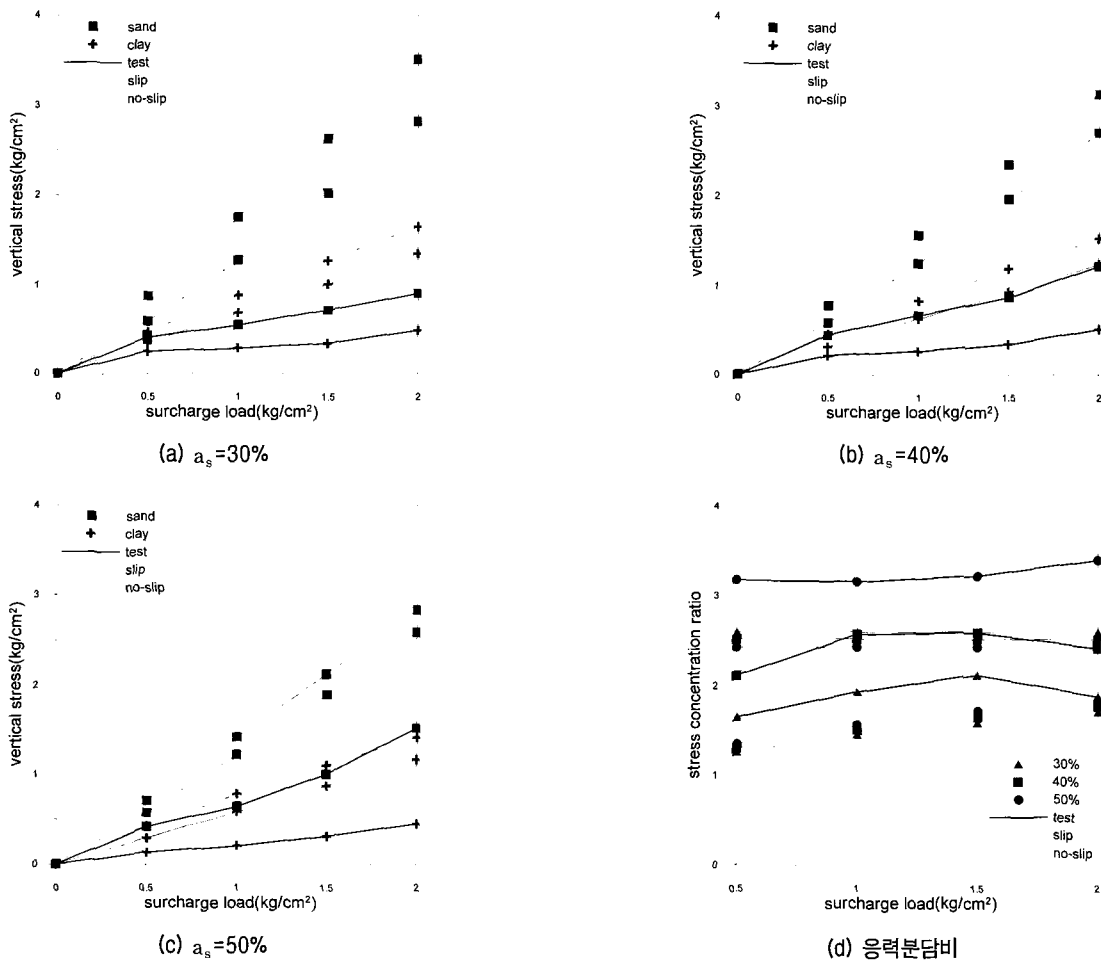


그림 4. 치환율별 하부($z=500\text{mm}$)에서의 수직응력 및 응력분담비

의 응력이 동일하게 나타났으나 하부로 내려갈수록 슬립이 발생하지 않는 경우에서 모래말뚝의 응력 증가는 더욱 크게 일어나며 지반의 응력은 더욱 크게 감소하는 것을 알 수 있었다. 이러한 원인은 슬립이 발생하지 않음으로 인하여 지반에서 모래말뚝으로 전단응력의 전이가 더욱 크게 일어나기 때문이다.

모형실험 및 유한요소해석을 통한 수직응력의 결과를 응력분담비의 형태로 분석하기 위하여 그림 4(d)에 하부에서의 응력분담비를 비교하여 나타내었다. 상부에서의 응력분담비의 결과는 모형실험 및 유한요소해석 모두 각각의 재하 하중에 대하여 동일하게 1.0을 유지하였으며 그림에서는 제외하였다. 하부에서는 그림 4(d)에서 보는 바와 같이 치환율이 증가함에 따라 응력분담비도 같이 증가함을 알 수 있었다. 그 이유는 치환율이 증가하게 되면 지반의 침하로 인하여 발생하는 지반 내부의 전단응력의 크기가 줄어들고 모래말뚝 - 지반 접촉면의 전달전단응력의 크기는 상대적으로 커지기 때문이다.

모형실험에서는 하부에서의 응력분담비 증가경향이 큰 것에 반하여 해석에서는 상대적으로 작은 증가경향을 볼 수 있었다. 실험에서는 배수로 인한 비배수 전단강도의 변화로 모래말뚝 - 지반 접촉면에서의 전달전단강도가 증가하는 반면, 해석에서는 그러한 변화가 없으므로 이러한 차이를 보이는 것으로 볼 수 있다. 또한 해석 결과에서는 하중이 증가함에 따라 응력분담비도 따라 증가하는 것을 볼 수 있었으나 모형실험의 결과에서는 특별

한 증가경향을 볼 수 없었다. 이는 모형실험에서의 실험 오차로 볼 수 있으나 치환율에 따른 응력분담비의 증가 경향은 수치해석과 비교적 일치함을 알 수 있었다.

모래말뚝 - 지반 접촉면의 상태에 따른 응력분담비의 변화를 비교하여 볼 때, 슬립이 발생할 때에 비하여 슬립이 발생하지 않는 경우에 응력분담비가 더 크게 나타났는데 이러한 원인도 역시 마찬가지로 슬립이 발생하지 않음으로 인하여 응력전이가 더욱 크게 발생하기 때문이다. 또한 하중증가에 따른 응력분담비의 변화를 볼 때, 슬립이 발생하지 않는 경우에는 SCP시공지반이 받는 하중에 상관없이 일정한 응력분담비를 보이고 있으며 슬립이 발생하는 경우에는 하중이 증가함에 따라 응력분담비도 증가하는 결과를 보이고 있다. 그러므로, 하중의 증가에 따라 모래말뚝 - 지반 접촉면에서의 구속효과가 증가하여 모래말뚝으로의 응력전이가 더욱 크게 발생함을 알 수 있다.

5. 주면응력 분석 및 비교

5.1 모래말뚝의 주면응력 분석

본 연구에서는 이상의 실험과 수치해석결과에서 나타난 바와 같이 주변지반의 수직응력이 모래말뚝으로 전이되므로 응력전이 메커니즘에 대한 분석을 수행하였다.

그림 5는 모래말뚝이 타설된 복합지반의 하중 - 침하

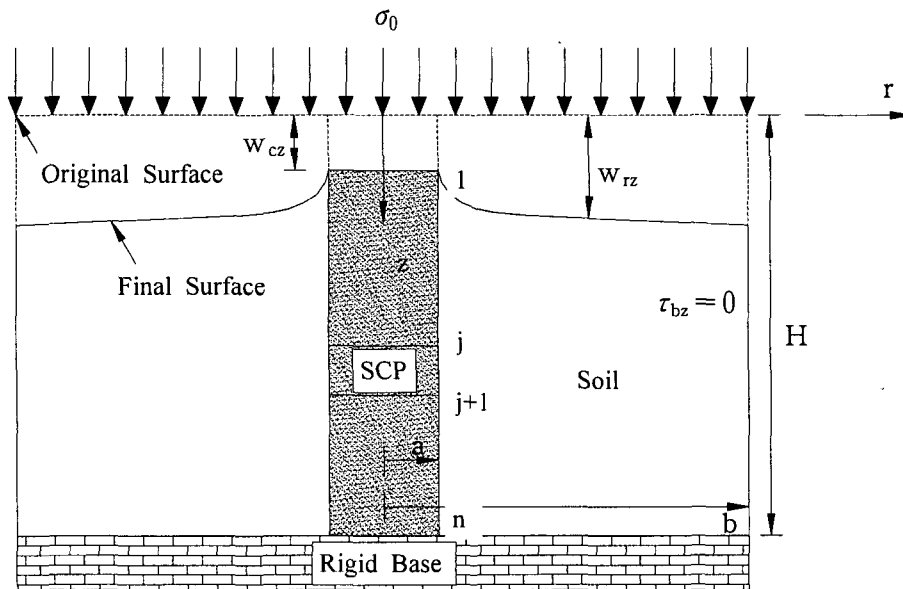


그림 5. 복합지반의 변형 모식도

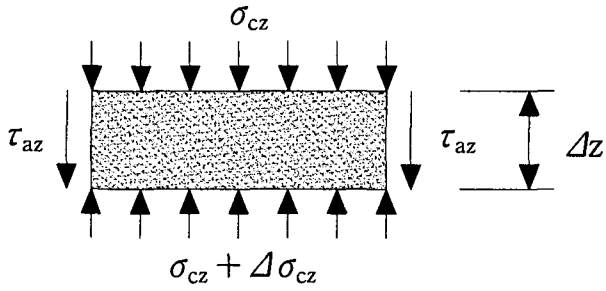


그림 6. 모래말뚝 요소의 자유도

형태를 나타낸다. 모래말뚝이 타설된 복합지반의 하중-침하형태는 연약지반에 시공된 말뚝에서 지반 침하시 발생하는 말뚝의 주면마찰력과 비슷한 형태를 나타낸다. 따라서, 모래말뚝과 지반간의 전단응력을 산정하는데 있어서 하중 전달 함수(Load Transfer Function) 개념을 적용하였다.

그림 6과 같이 모래말뚝요소에 작용하는 하중을 고려한 연직방향 평형방정식은 다음과 같다.

$$(\sigma_{cz} + \Delta\sigma_{cz}) \frac{\pi d_c^2}{4} - \sigma_{cz} \frac{\pi d_c^2}{4} - \tau_{az} \pi d_c \Delta z = 0 \quad (4)$$

여기서, σ_{cz} 는 모래말뚝요소의 상부에 작용하는 수직응력, $\Delta\sigma_{cz}$ 는 모래말뚝요소의 수직응력 증가분, Δz 는 모래말뚝요소의 높이, 그리고 d_c 는 모래말뚝의 직경이다. 식 (4)를 정리하면 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\frac{d\sigma_{cz}}{dz} = \frac{4}{d_c} \tau_{az} \quad (5)$$

$d_c = 2a$ 이므로

$$\frac{d\sigma_{cz}}{dz} = \frac{2}{a} \tau_{az} \quad (6)$$

한편, 모래말뚝에 대응하는 주변 지반요소의 평형방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial}{\partial r}(r\tau_{rz}) + \frac{\partial\sigma_{rz}}{\partial z} = 0 \quad (7)$$

여기서 τ_{rz} 는 지반요소의 전단응력이며 σ_{rz} 는 지반요소의 수직응력이다. 하중이 가해질 때 모래말뚝 주변에 작용하는 수직응력의 변화는 전단응력의 변화에 비해 훨씬 작으므로 식 (7)은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{\partial}{\partial r}(r\tau_{rz}) \approx 0 \quad (8)$$

식 (6.5)에서 τ_{rz} 를 전단탄성계수, G_s 를 이용하여 다음과 같은 식으로 유도할 수 있다.

$$\tau_{rz} = G_s \gamma = G_s \frac{\partial w_{rz}}{\partial r} \quad (9)$$

여기서 w_{rz} 는 지반의 방사방향 거리 r 과 깊이 z 에서의 변위이며 γ 는 흙의 전단변형률이다. 식 (8)과 식 (9)는 w_{rz} 에 대하여 다음과 같이 정리된다.

$$w_{rz} = \frac{1}{G_s} C_1 \cdot \ln r + C_2 \quad (10)$$

여기서 C_1 과 C_2 는 임의의 적분상수이다. 일반해를 얻기 위하여 말뚝과 지반의 상대변위의 차를 고려하지 않을 때의 경계조건을 적용하였다.

$$w_{rz} = w_{az} \quad \text{at} \quad r = a$$

$$w_{rz} = w_{bz} \quad \text{at} \quad r = b$$

여기서 b 는 단위셀의 반지름, w_{az} 는 모래말뚝-지반 접촉면에서 지반의 침하량이며 w_{bz} 는 단위셀의 경계면($r = b$)에서의 지반의 침하량이다. 위의 경계조건을 적용하여 식 (10)을 풀면 식 (11)과 같은 모래말뚝-지반 접촉면에서의 전달 전단응력(transfer shear stress), $\tau_{z(\text{trans})}$ 의 식을 얻을 수 있다.

$$\tau_{az} = \frac{G_s}{a} \frac{1}{\ln(b/a)} (w_{bz} - w_{az}) = \tau_{z(\text{trans})} \quad (11)$$

이렇게 얻어진 식 (11)을 식 (6)에 대입하게 되면 식 (12)와 같이 지반의 변위와 모래말뚝의 수직응력과의 관계를 나타내는 식을 얻을 수 있다.

$$\frac{d\sigma_{cz}}{dz} = \frac{2}{a} \tau_{az} = \frac{2G_s}{a^2} \frac{1}{\ln(b/a)} (w_{bz} - w_{az}) \quad (12)$$

식 (12)를 수치적으로 적분을 하게 되면 식 (13)과 같은 각 모래말뚝 요소에서의 수직응력을 구하는 식을 얻게 된다.

$$\sigma_{c(j+1)} = \sigma_{c(j)} + \frac{2\Delta H G_s}{a^2 \ln(b/a)} (w_{b(j)} - w_{a(j)}) \quad (13)$$

여기서 j 는 모래말뚝을 n 등분하였을 때, j 번째 요소이고 ΔH 는 높이 H 의 모래말뚝을 n 등분 하였을 때 모래말뚝요소의 높이이다. 모래말뚝요소와 지반요소에서의 응

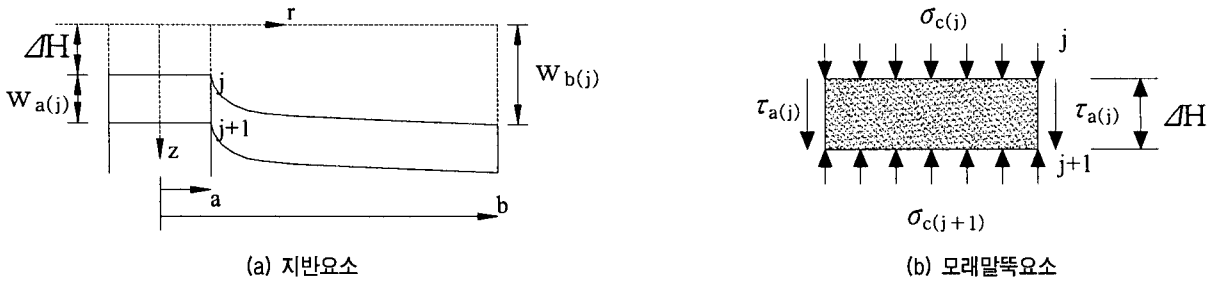


그림 7. j번째 지반요소와 모래말뚝 요소(no-slip case)

력 및 변위상태를 그림 7에 나타내었다.

또한, 모래말뚝 - 지반 접촉면의 상대변위, Δw_z 를 고려하여 이 상대변위가 극한변위, $\Delta w_{z(max)}$ 이상 발생하는 경우 최대 전달전단응력, $\tau_{z(trans)(max)}$ 가 발현되므로 식 (13)을 변환하여 식 (14)와 같이 두 경우의 식으로 표현이 가능하다.

$$\sigma_{c(j+1)} = \sigma_{c(j)} + \frac{2\Delta H}{a} \tau_{(j)(trans)} \quad (14)$$

여기서 $\tau_{(j)(trans)}$ 는

$$\tau_{(j)(trans)} = \frac{G_s}{a} \frac{1}{\ln(b/a)} (w_{b(j)} - w_{a(j)}) \quad (\Delta w_{(j)} \leq \Delta w_{(j)(max)})$$

$$\tau_{(j)(trans)} = \tau_{j(trans)(max)} \quad (\Delta w_{(j)} > \Delta w_{(j)(max)})$$

이상의 식 (13)과 식 (14)를 이용하여 유한요소 해석 결과와 비교를 하였으며 $\Delta w_{z(max)}$ 는 5mm를 사용하였고 전단탄성계수, $w_{a(j)}$, $w_{b(j)}$, 및 a , b 계수는 유한요소 해석에 사용한 값과 동일한 값을 이용하여 분석을 수행하였다.

5.2 제안식의 적용성 분석

그림 8, 그림 9 및 그림 10은 유한요소해석으로 계산한 모래말뚝의 수직응력과 제안한 식 (13) 및 식 (14)를 통하여 구한 모래말뚝의 수직응력을 슬립이 있는 경우와 없는 경우로 나누어 깊이별로 나타낸 것이다. 슬립을 고려하여 유한요소해석을 수행할 때에는 $\Delta w_{z(max)}$ 를 5mm로 하여 해석을 수행하였으며 그 결과 Δw_z 가 $\Delta w_{z(max)}$ 를 넘지 않음을 확인하여 이를 제안식에 적용할 때 반영하였다.

슬립 현상을 고려한 경우에는 모든 치환율에서 응력 전이가 하부까지 일어나는 것을 볼 수 있으며 슬립 현상을 고려하지 않을 때에는 지중 100mm~200mm 깊이 이내에서 응력전이가 모두 이루어지는 것을 확인할 수 있다. 이러한 원인은 모래말뚝 - 지반 접촉면에서 발생하는 상대변위의 유무와 관계가 있다. 즉, 상대변위가 작을수록 전달전단응력은 커지며 하중의 전이가 상부에서부터 빠르게 발생함을 알 수 있다.

슬립이 발생하지 않는 경우, 치환율이 30%일 때에는

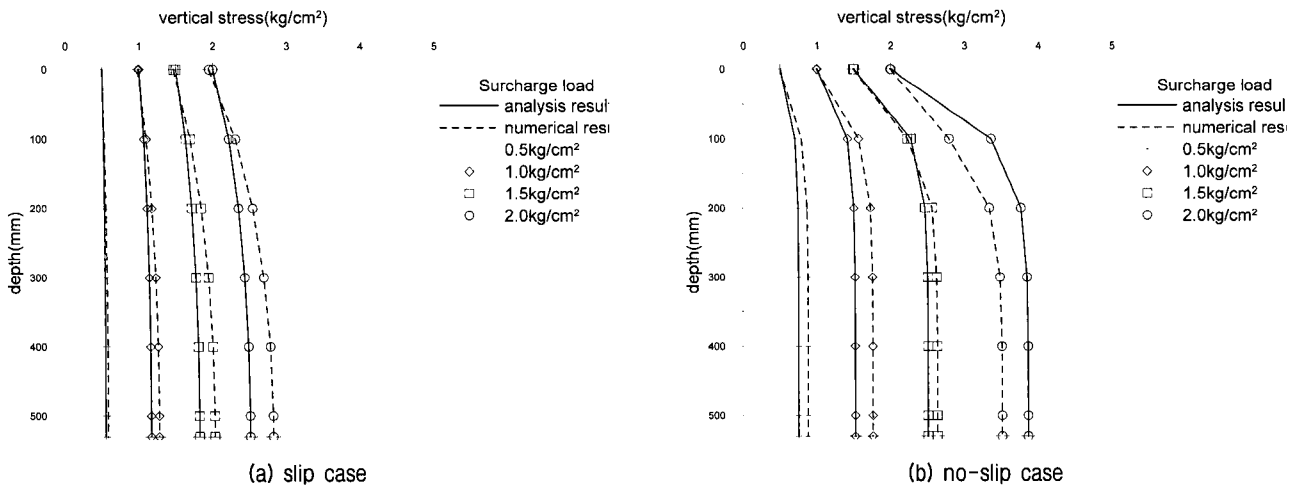


그림 8. 이론식 및 수치해석의 깊이별 응력 비교 ($a_s=30\%$)

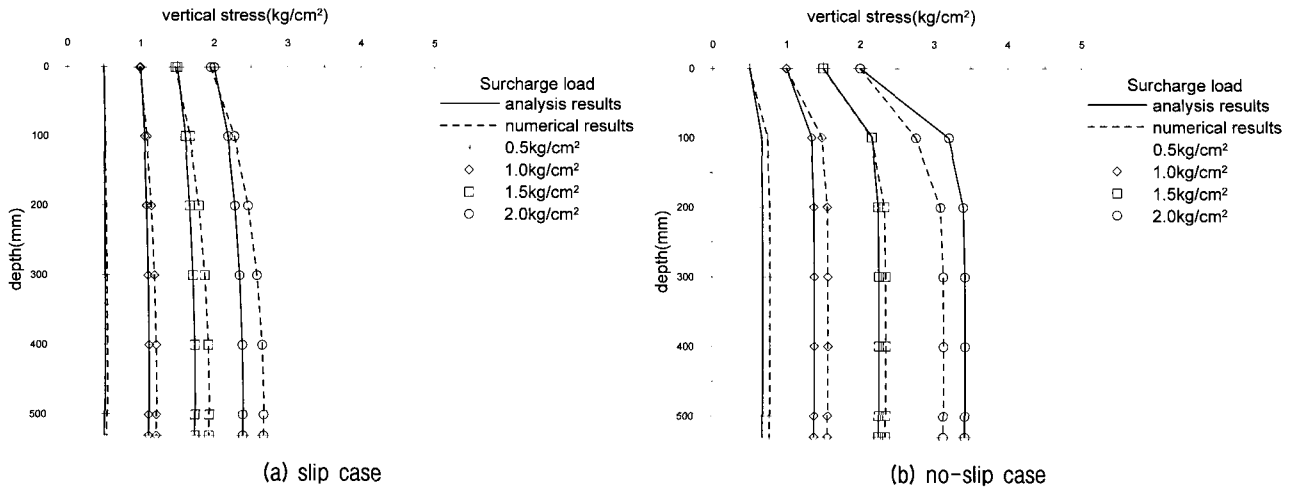


그림 9. 이론식 및 수치해석의 깊이별 응력 비교($a_s=40\%$)

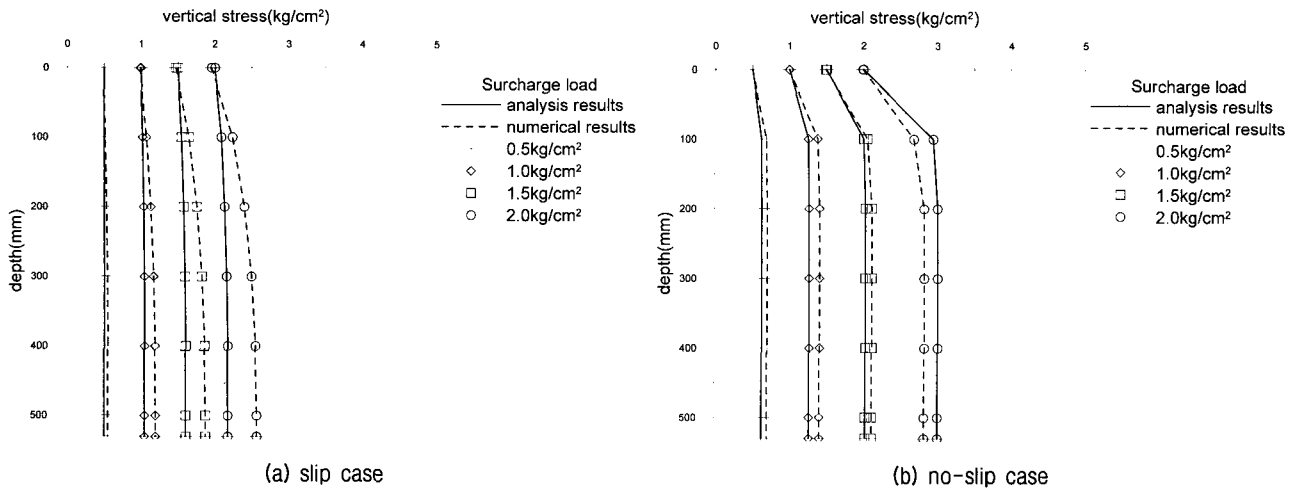


그림 10. 이론식 및 수치해석의 깊이별 응력 비교($a_s=50\%$)

응력전이가 지중 200mm 깊이 내에서 이루어지지만 치환율 50%의 경우에는 지중 100mm 지점에서 모두 이루어지는 것을 알 수 있었다. 반면 응력의 전이는 치환율이 작을 때일수록 더욱 크게 발생하여 치환율이 30%일 때의 하부에서의 모래말뚝 응력의 증가량이 다른 치환율에 비하여 큰 것을 알 수 있었다.

이상의 결과를 종합하여 볼 때, 하중전이는 슬립이 작을수록, 그리고 치환율이 증가할수록 상부에서부터 빠르게 발생한다. 그러므로 직접전단시험 및 기본물성시험결과를 통하여 슬립의 발생정도를 예측하여 치환율 및 모래말뚝의 직경을 결정할 수 있고 이를 통하여 지표면의 침하량을 조정할 수 있다. 이러한 과정은 실제 현장에서 침하량을 예측하거나 성토 및 하중재하 후 모래말뚝의 응력상태를 추정하는데 유용할 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 모래다짐말뚝이 시공된 연약점토 지반에 연성하중 재하시, 모래말뚝과 지반간의 상호작용으로 인하여 발생하는 지표 및 지중의 변위와 응력의 변화를 분석하였다. 연구수행 과정에서 모형실험 및 유한요소해석을 실시하여 각각의 치환율에 따라 그 결과를 살펴보고 이론적으로 유도한 모래말뚝의 수직응력을 유한요소해석 결과와 비교하였다. 그 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 모래다짐말뚝이 시공된 지반에 연성하중 재하시, 모래말뚝 - 지반 접촉면에서 전달전단응력이 발생하여 점토의 응력이 모래말뚝으로 전이되는 현상이 발생하며, 이로 인하여 응력분담비는 지표면에서 하부로

내려갈수록 증가하게 됨을 알 수 있었다.

- (2) 치환율에 따른 응력 및 변위의 변화를 관찰한 결과, 치환율의 증가에 따라 지반에서 모래말뚝으로 전이 되는 응력의 증가로 인하여 응력분담비도 증가하게 되는 반면, 지반의 침하량은 감소함을 알 수 있었다.
- (3) 연성하중 재하시 발생하는 점토의 전달전단응력은 말뚝이 타설된 연약지반에서 발생하는 부마찰력과 유사하다. 따라서, 하중 전달 함수(Load Transfer Function)개념을 적용하여 모래다짐말뚝의 주면응력 분석을 수행하였으며 그 결과, 실험 및 3-D 유한 요소해석결과와 비교적 일치함을 알 수 있었다.
- (4) 유한요소 해석 및 모래말뚝의 주면응력 분석 결과, 하중전이는 슬립이 작을수록, 그리고 치환율이 증가할수록 상부에서부터 빠르게 발생한다. 그러므로 직접전단시험 및 기본물성시험결과를 통하여 시공현장지반에서의 마찰계수와 기본물성을 이용하여 본 논문에서 수행한 수치해석을 이용하고 제안한 식을 적용하면 필요이상의 침하를 합리적으로 제어할 수 있는 치환율을 결정할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 김수일, 정상섭, 정성용(1994), "연약지반에 시공된 말뚝의 주면 마찰력 산정 간편법", 대한토목학회 논문집, 제14권, 제1호, pp. 171-178.
2. 김재권, 홍의준, 김수일, 정상섭(2002), "연약지반에 타입된 모래 다짐말뚝의 하중-침하 특성", 대한토목학회 논문집, 제22권, 제 4-C호, pp.423-432.
3. 안준상(1998), "SCP 시공 지반의 성토사면 안정해석법 비교", 석사학위논문, 명지대학교.
4. 박용원, 김병길, 윤길림, 이상익, 문대중, 권오순(2000), "모래다 짐말뚝(SCP)의 치환율 변화에 따른 거동 특성 연구", 한국지반 공학회 논문집, 제16권, 제4호, pp.117-128.
5. 藤田 圭一(1995), "다지기모래말뚝공법", 연약지반 대책공법 총 기술 (F), pp.701-732.
6. Aboshi, H. et al.(1979), "The compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns", *Proceeding of International College on Soil Reinforcement*, Paris, France, Vol.1, pp.211-216.
7. Alamgir, M., Miura, N., Poorooshasb, H. B. and Madhav, M. R.(1996), "Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions", *Computers and Geotechnics*, Vol.18, No.4, pp.267-290.
8. Alonso, E. E., Josa, A. and Ledesma, A.(1984), "Negative skin friction on piles : a simplified analysis and prediction procedure", *Geotechnique*, Vol.34, No.3, pp.341-357.
9. Balaam, N. P., and Booker, J. R.(1981), "Analysis of rigid raft supported by granular piles", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.5, pp.379-403.
10. Bergado, D. T., Anderson, L. R., Miura, N. and Balasubramaniam, A. S.(1996), "Soft ground improvement in lowland and other environments", *American Society of Civil Engineers Press*, pp. 186-233.
11. Canetta, G. and Nova, R.(1989), "A numerical method for the analysis of ground improved by columnar inclusions", *Computers and Geotechnics*, Vol.7, pp.99-114.
12. Goughnour, R. R. and Bayuk, A. A.(1979), "Analysis of stone column-soil matrix interaction under vertical load", *Colloque International sur le renforcement des sols*, Paris, France, Vol.1, pp.271-277.
13. Jeong, S.(1992), "Nonlinear three dimensional analysis of downdrag on pile groups", *Ph.D Thesis*, Texas A&M University.
14. Jung, J., Moriawaki, T., Lee, K., Kang, K. and Park, B.(1999), "An experiment of consolidation behavior for partly and fully penetrated SCP ground", *Journal of Korea Geotechnical Society*, Vol.15, No.3, pp.3-16.
15. Poorooshasb, H. B., Alamgir, M. and Miura, N.(1996), "Negative skin friction on rigid deformable piles", *Computers and Geotechnics*, Vol.18, No.2, pp.109-126.
16. Priebe, H.(1976), "Abschätzung des setzungsverhaltes eines durch stop frerdichtung verbesserten baugrundes", *Die Bautechnik*, Vol.53, No.5, pp.160-162. (in German).
17. Schweiger, H. F. and Pande, G. N.(1986), "Numerical analysis of stone column supported foundations", *Computers and Geotechnics*, Vol.2, pp.347-372.
18. Van Impe, W. F. and Madhav, M. R.(1992), "Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil", *Osterreichische Ing. Arch-Zschr.*, Vol.137, pp.114-121.

(접수일자 2003. 3. 26, 심사완료일 2003. 7. 16)