

원심모형실험에 의한 모래다짐말뚝의 지지력 산정식 연구

A Study on Estimation of Bearing Capacity of Sand Compaction Pile by Centrifuge Model Tests

유 남 재* 홍 영 길** 전 상 현*** 김 경 수****
Yoo, Nam-Jae Hong, Young-Kil Jun, Sang-Hyun Kim, Kyung-Soo

Abstract

Centrifuge model tests were performed to find appropriate equations proposed previously of estimating the bearing capacity of the composite clayey soil reinforced with sand compaction pile. Model tests were carried out with changing the replacement ratio of SCP (20%, 40%, 70%), contents of fine materials (5%, 10%, 15%) and ratio of treated width to loading width (1B, 2B, 3B). Test results about bearing capacity of the composite ground were obtained by performing the surcharge load tests with measurements of applied loads and vertical displacement. Bearing capacities against bulging and shear failures were estimated by the existing equations. As results of comparing the estimated bearing capacity with experimental values the bearing capacities estimated by Greenwood's equation (1970) for bulging failure mode were similar to the test results.

키워드 : 원심모형실험, 극한 지지력, 모래다짐말뚝
Keywords : Centrifuge model tests, Bearing capacity, Sand Compaction Pile

1. 서론

국토의 삼면이 바다로 둘러싸인 우리나라는 대형 항만이 중요한 사회기반시설로 인식되고 있으며, 최근에는 동북아시아의 물류 중심지로서 거듭나기 위한 항만시설의 투자와 개발이 활발하게 진행되고 있다.

모래다짐말뚝 공법은 1800년대에는 유럽등지에서 암밀축진공법으로 연약지반에 말뚝을 관입하여 모래를 다져넣는 시공법을 사용하였으며 1900년대에는 충격식 방법을 사용하였으나 시공능률이 저

하되어 사용실적이 많지 않았다. SCP공법이 지반 개량공법으로 발전한 것은 1955년 일본에서 특허권을 등록한 이후 적극적으로 활용되었으며 1959년 진동기의 개발로 바이브로식 모래다짐말뚝공법이 개발되어 시공능률과 모래말뚝 조성의 자동관리로 인하여 수중시공이 가능하게 되었다. 이후, 1966년 일본 운수성에서 강제치환공법이 개발되어 해상시공에도 적용되기 시작하였다. 모래다짐말뚝이 일본에서 실용화된 이후 국내에서는 연약층의 토질 특성과 지층의 변화가 심한 경우에 사용되는 강제치환공법등에 비하여 경제적이며 개량효과 또한 확실하여 그 적용성이 증대되고 있으며 국내에서는 1984년 평양제철소 기초지반 조성시 샌드드레인공법과 SCP공법을 병용하여 연약지반개량을 실시한 것이 최초이며 이후 모래다짐말뚝공법이 호안안벽 시설물의 효과적인 기초 처리 공법으로 제시되고 있다. 우리나라는 경제성장과 국토개발로 인하여 개량대상지역으로 점차 연약지반이 증가하는

* 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사
** 한림성심대학교 토목공학과 교수, 공학박사
*** 강원대학교 토목공학과 박사수료
**** 강원대학교 토목공학과 석사과정

추세에 있고, 구조물이 중량화, 대규모화됨에 따라 점성토의 강도증가, 시공기간의 단축화 등을 위한 개량공법이 요구되며, SCP 공법의 적용범위도 확대되고 있다.

한편, SCP공법에서 치환율(a_s)이란 원지반 면적과 모래다짐말뚝이 차지하는 부분의 면적비로 성토 등 상부구조물이 비교적 경량인 경우에는 치환율(a_s)이 20~40% 정도인 저치환율 모래다짐말뚝 공법이 많이 사용되며, 항만공사 등 모래다짐말뚝 자체로 지지력, 전단강도 증가효과 등을 발휘해야 하는 경우에는 치환율(a_s)이 70% 정도인 고치환율 모래다짐말뚝공법이 시공되고 있다. 그러나 국내의 경우 SCP공법의 연구 및 시공사례 부족으로 인하여 과다 안전측의 고치환율의 설계가 이루어지고 있고, 치환율에 따라 응력분담비도 일정한 값을 사용하고 있는 등 많은 문제점을 가지고 있다.

한편, SCP공법과 관련된 국내의 연구는 주로 최근에 들어 연구가 활발히 진행되고 있어 해양연구소와 명지대학교(1999)가 공동으로 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술에 관한 연구 중 모래다짐말뚝에 대한 실내 모형실험과 탄성모델을 이용한 수치해석을 실시하였고, 경북대학교(2001)에서 제강슬래그를 이용한 Stone Column공법의 효율성을 비교하기 위하여 샌드드레인과 모래다짐말뚝에 대한 실험시공을 하여 비교하였다. 또한 김재권(2003)은 실내모형실험과 수치해석을 통하여 저치환율 조건의 복합지반에 대한 거동특성을 분석하고 모래다짐말뚝 주변에 작용하는 응력전이에 대한 이론식을 제안하였다. 그 밖에도 실내모형실험과 수치해석을 이용하여 저치환율의 복합지반의

거동 특성에 관한 많은 연구들이 수행되었다.

따라서, 본 논문에서는 실험방법에 따른 지지력 실험결과와 값과 지지력 평가를 위한 여러 제안식에 대한 적용성을 검토하기 위해 SCP 복합지반에 대한 원심모형실험을 수행하고, 그 결과를 이론식과 비교하고자 한다.

2. 단일 모래말뚝의 극한지지력

SCP공법으로 시공된 모래말뚝의 파괴형태는 그림 1과 같이 벌징파괴(Bulging Failure), 전단파괴(Shear Failure), 관입파괴(Punching Failure)로 구분할 수 있다. SCP에 의해 개량된 복합지반의 응력상태를 소성평형상태로 보고, 복합지반에 하중이 재하되면 강성의 차이로 하중은 모래말뚝에 집중하여 압축상태가 되고, 수평구속응력은 주응력상태에 있을 때 최대값을 가지므로 모래다짐말뚝은 주동파괴, 점토는 수동파괴로 가정하여 모래말뚝의 극한 지지력을 평가하고 있다.

이와 같이, SCP공법에 의해 개량된 지반의 단일 모래말뚝의 파괴메카니즘은 대부분 벌징파괴(Bulging Failure)로 가정하여 계산하며, 그림 1은 균질한 지반에 대한 단일 모래말뚝의 파괴메카니즘을 나타내며, 표 1에서 보는 것처럼 Aboshi와 Suematsu(1985)는 벌징파괴, 전단파괴, 활동파괴에 대한 극한 지지력 평가 방법에 대하여 정리하였다.

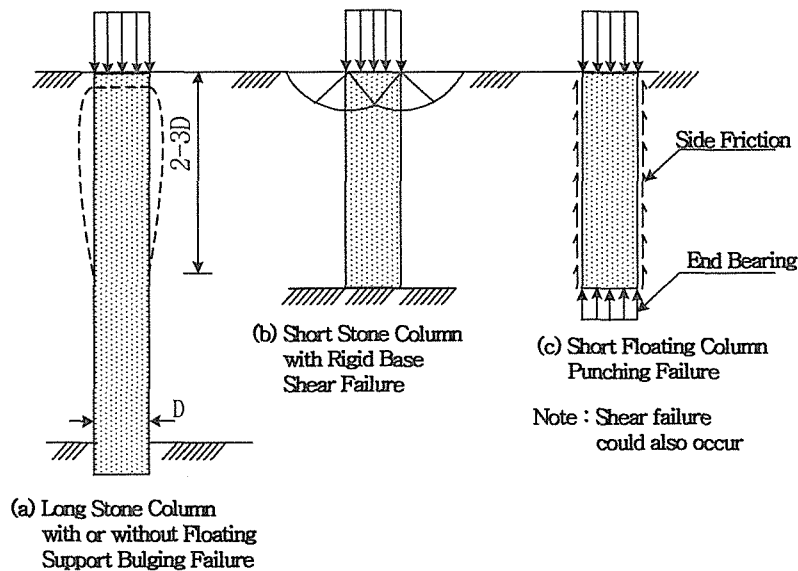


그림 1 균질한 연약지반에서 모래말뚝의 파괴형태

표 1 파괴 형상별 극한지지력 산정식

제안자	지지력 산정 제안식	파괴형상
Greenwood(1970)	$q_{ult} = (\gamma_c \cdot z \cdot K_{pc} + 2c_0 \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$	별정파괴
Vesic(1972)	$q_{ult} = [cF'_c + qF'_q] \left(\frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \right)$	
Hughes & Withers(1974)	$q_{ult} = (\sigma_{ro}' + 4c) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$	
Madhav et al.(1979)	$q_{ult} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} (4c_0 + \sigma_{ro} + K_0 q_s) \left(\frac{W}{B} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{W}{B} \right)^2 \right] q_s$	
Madhav & Vitkar(1978)	$q_{ult} = c_0 N_c + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$	전단파괴
Wong(1975)	$q_{ult} = 2A_s (K_{pc} q_0 + 2c_0 \sqrt{K_{pc}}) + \left(\frac{1}{K_{as}} \right) [3d_s K_{pc} \gamma_c (1 - \left(\frac{3d_s}{2L} \right))]$	

3. 실험내용 및 방법

3.1 기본물성

본 연구에서는 연약지반과 모래다짐말뚝을 모사하기 위하여 각각 Kaolin, 해성점토, 주문진 표준사를 사용하였으며, 실내실험에 의해 파악한 물리적 특성은 표 2와 그림 2에 나타내었다. 원지반을 조성한 시료는 각각 CH, CL로 분류 되었다.

표 2 기본물성결과

시험	결과			
	주문진 표준사	Kaolin	해성점토	
비중(Gs)	2.60	2.60	2.72	
연경도 시험	LL,(%)	NP	65.0	43.0
	PL,(%)	NP	35	23.6
	PI,(%)	NP	30	19.4
	C _u	1.2	-	-
입도 분포 시험	C _g	1.0	-	-
	USCS	SP	CH	CL

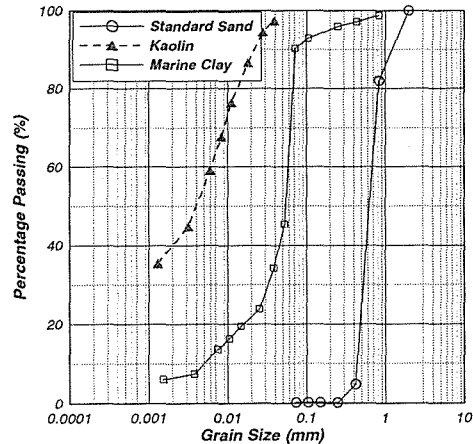


그림 2 입경가적곡선

3.2 표준압밀실험

실험에 사용된 Kaolin과 해성점토의 압밀특성을 파악하기 위하여 표준압밀실험을 실시하였다. 시료 성형은 모형실험시 시료성형방법과 동일하게 강제압밀과 자중압밀 과정을 거쳐 성형한 시료를 추출하여 표준압밀시험을 실시하였으며 그 결과는 표 3에 나타내었다. 실험 결과 Kaolin의 압축지수는 평균 0.537, 투수계수는 1.72×10^{-9} m/sec로 나타났고, 해성점토의 결과 압축지수는 평균 0.526, 투수계수는 5.04×10^{-10} m/sec로 나타났다.

표 3 표준압밀실험결과

내 용	c_v (m^2/sec)	k_v (m/sec)	C_c	C_s
Kaolin	3.72×10^{-7}	1.72×10^{-9}	0.537	0.015
해성점토	1.52×10^{-6}	5.04×10^{-10}	0.526	0.093

3.3 삼축압축실험

3.3.1 주문진표준사의 CD-Test 결과

주문진표준사의 전단강도정수를 파악하기 위하여 압밀배수(CD-Test)조건의 삼축압축실험을 수행하였으며 그 결과를 표 4에 나타내었다. 실험결과를 이용하여 주문진표준사의 내부마찰각을 산정한 결과 구속응력과 세립분비에 따라 $43^\circ \sim 45^\circ$ 의 분포를 보이는 것으로 나타났다.

표 4 삼축압축실험 결과

실험			파괴시 축응력, σ_{1f} (kPa)				내부마찰각 ($^\circ$)
분류	D_r (%)	#200 (%)	19.6	49.0	98.1	147.1	
주문 진표 준사	90	5	127.7	305.2	498.7	731.4	$\phi=43$
	90	10	118.8	269.9	516.4	769.1	$\phi=44$
	90	15	128.4	288.7	546.4	714.8	$\phi=45$

3.3.2 Kaolin과 해성점토의 실험결과

Kaolin은 비압밀비배수, 해성점토는 압밀배수 조건에서의 삼축압축실험을 수행하였다. 지지력 산정을 위한 전단강도 정수를 획득하였다.

표 5에서와 같이 Kaolin은 비압밀 비배수조건에서 유효응력이 불변함을 확인할 수 있는 전형적인 결과를 확인할 수 있었으며, Mohr원과 파괴포락선을 이용하여 비배수 전단강도 c_u 를 산정한 결과 14.2kPa로 나타났다.

표 6에서와 같이 해성점토의 경우 정규압밀 점토의 파괴 포락선은 원점을 지나는 것으로 나타났고, 전응력으로 표시한 내부마찰각은 14° 유효응력으로 한 내부마찰각은 24° 로 나타났다.

표 5 Kaolin의 UU-Test 결과

구속응력 (σ_3 , kPa)	파괴시 거동		c_u (kPa)
	ϵ_f (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	
49	2.91	29.88	14.2
98	3.40	27.14	

표 6 해성점토의 CU-Test 결과

파괴시 축응력, σ_{1f} (kPa)				내부마찰각, ($^\circ$)
19.6	49	98	147	
39.0	78.6	153.2	238.5	$\phi = 14^\circ$ $\phi' = 24^\circ$

3.4 원심모형실험

3.4.1 원심모형실험방법

모래다짐말뚝이 타설된 복합지반에 개랑폭, 치환율, 세립분비를 변화함에 따라 지지력에 미치는 영향을 규명하기 위하여 본 연구에서는 표 7과 같은 실험 조건으로 복합지반을 무리 형태로 조성하였다. 복합지반 지지력 측정시험은 강제 압밀시킨 모형지반에 개랑폭, 치환율, 세립분비를 변화시켜 SCP를 타설하고, 중력수준 50g의 상태에서 1시간 동안 자중압밀한 후 모래매트를 포설 하고 30분동안 동일한 중력수준에서 재차 자중압밀을 실시 한 후, 재하속도 1mm/min. 조건으로 연직 재하실험을 실시하여 복합지반의 지지력을 분석하였다.

표 7 원심모형실험 조건

SCP 상대밀도	실험조건 (Kaolin)	실험 조건 (해성점토)		
	개랑폭비	치환율	개랑폭비	세립분비
90%	1B	20%	1B	5%
90%	2B	40%	2B	10%
90%	3B	70%	3B	15%

3.4.2 연직재하실험

강제압밀시킨 모형지반에 치환율, 개랑폭비, 세립분비를 변화하여 지지력에 미치는 영향을 규명하기 위하여 SCP를 타설하고, 중력수준 50g의 상태에서 1시간 동안 자중압밀을 실시하였다. 그리고 모래매트를 포설하고 30분간 동일한 중력수준에서 재차 자중압밀을 실시하였다. 모래매트는 두께 2cm에 $18kN/m^3$ 의 포화단위중량을 갖도록 다짐으로 조성하였다. 자중압밀이 끝난 개랑지반은 그림

3과 같이 로드셀(Load Cell)을 매개체로 한 하중재하장치 로드엔 변위를 고정된 폭 7cm의 재하판을 강결하여 변위제어 방식으로 재하속도 1mm/min. 조건으로 연직재하를 실시하였다.

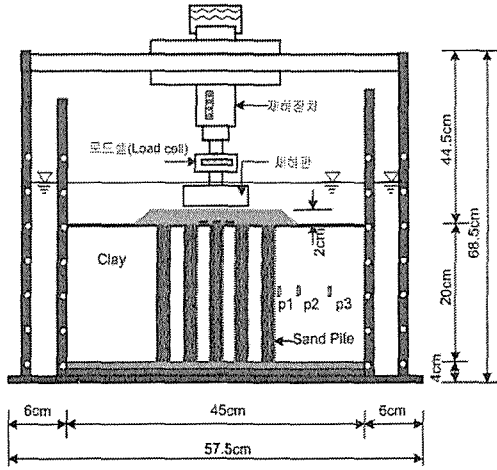


그림 3 연직하중 재하실험 모식도

4. 실험결과 및 분석

4.1 해상점토의 실험결과

치환율, 개랑폭비, 세립분비를 변화시켜 조성한 복합지반 재하실험 결과 얻어진 하중-침하관계곡선은 그림 4~6에 나타내었다. 하중-침하 관계에서 초기곡선의 접선과 후기곡선의 접선을 좌도하여 교차점에 해당하는 하중을 재하하중에 의한 항복하중강도로 분석하였다. 여기에 항복하중강도는 모래매트에 의한 실제하중 $8\text{kPa} (= (18-10)\text{KN/m}^3 \times 0.2\text{m} \times 50)$ 를 고려하여 항복하중강도로 결정하였다.

4.1.1 치환율 변화에 따른 하중-침하 특성

치환율을 변화시킨 실험의 하중-침하곡선을 그림 4에 나타내었다. 그림에 보여진 바와 같이 치환율이 증가함에 따라 하중재하장치에 의한 항복지지력은 치환율이 20%, 30%, 70%에 대하여 45.3, 54.1, 115.9kPa로 각각 나타나 70% 치환율에서 항복하중강이 30%치환율에서의 54.1kPa에서 115.9kPa로 급격하게 증가하였음을 알 수 있다.

치환율을 변화시킨 원심모형실험결과, 치환율이 증가함에 따라 항복지지력값도 증가하였고, 초기탄성영역의 기울기도 증가하는 것으로 나타났다. 극한하중에 도달하는 변위는 치환율 20, 40%는 3~5mm일 때 항복하중에 도달하였으며, 치환율 70%에서는 침하량이 2~3mm에서 항복하중에 도달하여 치환율이 증가함에 따라 극한하중에 도달하는

변위는 감소하는 경향이 있음을 알 수 있었다. 모래매트 실제하중을 고려한 항복지지력은 표 8에 분석하였다.

표 8 치환율 변화에 따른 지지력 측정결과

치환율(a_s)	20%	40%	70%
항복하중강도 (kPa)	45.3	54.1	115.9

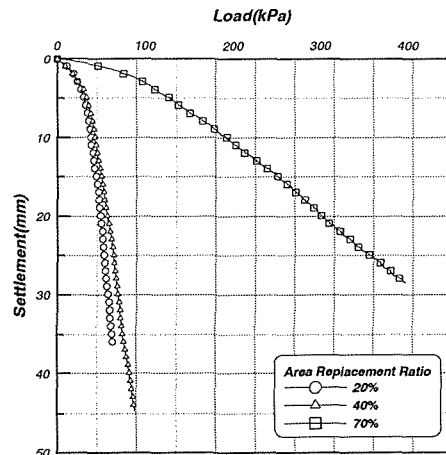


그림 4 치환율변화에 대한 하중-침하 곡선

4.1.2 세립분변화에 따른 하중-침하 특성

그림 5에 No.200번체 통과량의 세립분을 5, 10, 15% 변화시킨 하중재하장치에 의한 항복하중강도 결과를 도시하였고, 모래매트 실제하중을 고려한 항복하중강도 값을 표 9에 정리하였다. 세립분 함유량이 5, 10, 15%로 증가함에 따라 극한지지력이 증가하는 것으로 나타났으며 하중-침하 곡선의 초기접선기울기 또한 급하게 증가하였다.

세립분 함유량이 증가할수록 극한지지력 값의 증가는 세립분 함유량 5, 10, 15%에 대한 삼축압축실험 결과에서 볼 수 있듯이 세립분 5, 10, 15%에 대한 내부마찰각이 43°, 44°, 45°로 각각 나타나 세립분이 증가할수록 내부마찰각이 증가하였고, 초기탄성 기울기 또한 증가하였기 때문에 세립분에 의한 간극의 충전효과와 입자의 역물림(Interlocking)에 의한 모래말뚝의 전단강도 증가에 의해 극한지지력이 증가한 것이다.

그러나, 본 연구는 모래말뚝의 재료로서 입자가 균등한 주문진표준사를 사용하였기 때문에 이 연구결과는 제한적으로 사용되어야 할 것으로 판단되며, 일반 강모래와 같이 입도가 양호한 모래에서

의 세립분 함유율에 따른 추가적인 연구가 요구된다.

표 9 세립분비에 따른 지지력 측정결과

세립분비	5%	10%	15%
항복하중강도 (kPa)	54.1	68.8	86.5

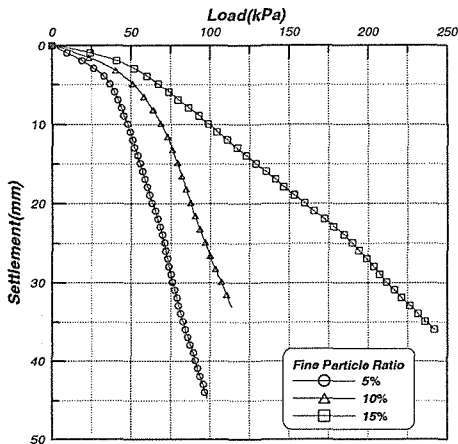


그림 5 세립분비에 따른 하중-침하 곡선

4.1.3 개량폭 변화에 따른 하중-침하 특성

모래다짐말뚝의 상대밀도 90%, 치환율 40%, 세립분 함유량 5%일 때 개량폭비를 변화시킨 재하 실험에 의한 하중-침하 곡선을 그림 6에 나타내었고 모래매트 실제하중을 고려한 항복하중강도를 표 10에 요약하였다. 원심모형실험 결과 모두 개량폭비가 증가할수록 극한지지력이 증가하는 것으로 나타났다. 원심모형실험결과에 따르면 개량폭비를 1B에서 2B로 개량하였을 때 항복하중강도는 30.6kPa에서 54.1kPa로 약 104% 증가하였으나 2B에서 3B로 증가하였을 때는 54.1kPa에서 57kPa로 약 5% 정도 증가하는데 그쳤다.

이러한 결과는 개량폭 2B를 전후하여 최대의 개량효과를 얻어진다고 한 Kimura등(1985)에 의한 연구결과와 일치하는 것으로 그의 타당성을 확인할 수 있었다. 또한 재하 종료시의 재하판의 침하량은 40mm 전후이며 침하량 3~5mm에서 항복하중에 도달하였다.

표 10 개량폭비에 따른 지지력 측정결과

개량폭비	1(W/B)	2(W/B)	3(W/B)
항복하중강도 (kPa)	30.6	54.1	57

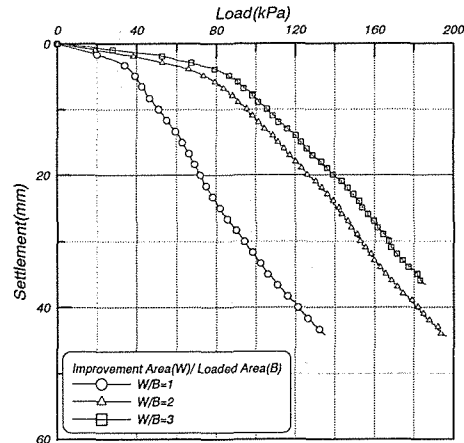


그림 6 개량폭비에 따른 하중-침하 곡선

4.2 Kaolin의 실험결과

개량폭비변화에 따른 결과를 추가 분석하기 위해 Kaolin을 원지반으로 사용하여 원심모형실험을 수행하였다. 모래다짐말뚝의 상대밀도가 90%인 치환율 40%의 보강지반에 대하여 개량폭비(W/B)를 1, 2, 3으로 변화시킨 원심모형실험을 바탕으로 하중-침하특성을 분석하였다.

모래말뚝의 상대밀도 90%, 치환율 40%일 때 개량폭비를 변화시킨 보강지반의 하중재하장치에 의한 하중-침하곡선을 그림 7에 나타내었고, 모래매트의 실제하중을 고려한 항복하중강도는 표 11과 같다. 원심모형실험결과 항복하중강도는 개량폭이 클수록 증가하는 경향이 나타났다. 개량폭비가 1(W/B)인 복합지반의 재하실험 결과 항복하중강도는 47.4kPa이었고, 개량폭비 2에서 항복하중강도는 62.8kPa로 크게 증가하였으나, 개량폭비가 3인 복합지반의 항복하중강도는 64.8kPa로 개량폭비 증가에 의한 강도증가효과가 나타나지 않았다.

표 11 개량폭비에 따른 지지력 측정결과

개량폭비	1(W/B)	2(W/B)	3(W/B)
항복하중강도 (kPa)	47.4	62.8	64.8

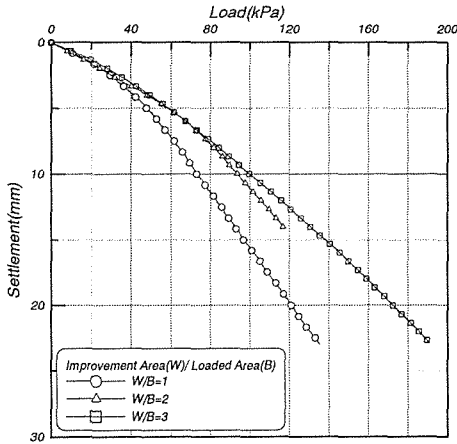


그림 7 개량폭비에 따른 하중-침하 곡선

5. 지지력식 비교 분석

5.1 지지력 산정식의 입력정수

모래다짐말뚝으로 개량된 지반에 대하여 원심모형실험의 지지력 결과와 이론적인 지지력을 비교하기 위하여 여러 제안자들이 제시한 산정식을 이용하여 극한지지력을 계산하였다.

기존에 제안된 제안식으로 극한 지지력을 산정하기 위하여 그림 3의 모형단면에서 50g 중력수준의 상사성을 반영한 조건으로 검토를 수행하였다. 해석대상은 점토 높이 및 모래말뚝의 길이 10.0m, 모래다짐말뚝의 직경은 1m이며, 별징과파가 발생할 깊이는 모래말뚝 직경과 같은 1m(1D)로 가정하였다.

지반의 물성치는 점성토의 비배수 전단강도(c_u)와 모래다짐말뚝의 내부마찰각(ϕ_s)이 지지력 예측시 가장 큰 영향을 미친다는 기존의 연구(해양수산부, 2000) 결과를 반영하여 삼축시험으로 산정된 값을 적용하였다. 또한, 해성점토, Kaolin의 포화단위중량은 각각 18.80, 18.82kN/m³, 포아송비 0.3, 수동토압계수는 1.0로 적용하였다.

5.2 지지력 산정결과

5.2.1 복합지반의 지지력 산정

제안식에 의한 극한지지력 산정에서 단일말뚝인 경우 SCP 복합지반이 아닌 말뚝 하나의 지지력으로 산정하게 된다. 따라서, 점착력의 항과 단일 말뚝의 극한지지력 항으로 구분하고, 이에 각각의 치환율을 적용하여 다음 식 (1)과 같이 SCP 복합지반의 별징과파에 대한 제안식에 한하여 제안식을 적용하였다.

$$q_{u,scp} = cN_c(1 - a_s) + q_{u,pile}a_s \quad (1)$$

여기서, $q_{u,scp}$: 복합지반 지지력

$q_{u,pile}$: 단일 SCP의 극한 지지력

N_c : 지지력계수

식 (1)에서 지지력 계수 N_c 는 내부마찰각이 작을 때에는 극부전단과파에 대한 식이 적용되고, 내부 마찰각이 어느 값에 이르면 전반전단과파식이 적용되도록 합성한 실용적인 Terzaghi의 수정 지지력계수로 부터 $\phi=0$ 일때 $N_c=5.3$ 의 값을 적용하였다(한국지반공학회, 2003).

제안식과 식 (1)을 적용하여 조건별 극한지지력을 산정하였다. 지지력 결과의 비교에 있어서 모형실험은 각 조건에 대하여 항복지지력이 산정되었고, 제안식에서는 극한지지력으로 산정되었다. 두 가지 방법에 대한 비교를 위하여 항복지지력의 1/2과 극한지지력의 1/3로 가정된 허용지지력으로 분석하였다.

5.2.2 치환율 변화에 따른 분석(해성점토)

표 12와 그림 8에서 보는 바와 같이 치환율이 20%, 40%, 70%로 증가함에 따라 실험결과와 제안식에 의해 허용지지력 산정결과 Madhav와 vitkar(1978), Wong(1975)를 제외 하고 모두 증가하는 경향으로 나타났다.

치환율이 20~40%까지는 22.65~27.05kPa의 지지력을 보이는 실험결과와 Greenwood(1970)의 제안식으로 분석한 21.68~27.63kPa의 결과가 유사한 것으로 분석되었으며, 치환율이 70%인 경우는 실험값이 57.95kPa로 Madhav와 Vitkar(1978)의 제안식으로 분석한 61.27kPa의 결과가 유사한 것으로 분석되었다.

또한 원심모형실험결과와 제안식으로 산정된 결과를 분석한 결과 그림 8에 도시한 바와 같이 Wong(1975), Madhav와 Vitkar(1978)의 제안식으로 산정된 지지력은 원심모형실험결과 보다 과대하게 분석되었으며, Madhav 등(1979)는 실험결과 보다 과소평가 하는 것으로 분석되었다.

표 12 제안식에 의해 계산한 허용지지력(치환율)

분석조건		실험결과 (kPa)	제안식 분석결과(kPa)					
			Bulging Failure			Shear Failure		
			Green wood	Vesic	Hughes	Madhav et a.l	Madhav	Wong
법 레		—★—	—○—	—△—	—□—	—◇—	—+—	—◇—
해성점토								
치환율	20%	22.65	21.68	26.70	26.54	16.10	61.27	45.10
	40%	27.05	27.63	37.68	37.36	18.91	61.27	45.10
	70%	57.95	36.56	54.15	53.59	28.94	61.27	45.10
세립 분비	5%	27.05	27.63	37.68	37.36	14.80	58.21	45.10
	10%	34.40	28.53	39.07	39.07	15.04	59.74	47.09
	15%	43.25	29.48	40.56	40.56	15.29	61.27	49.32
개량 폭비	1B	15.30	27.63	37.68	37.36	19.20	61.27	45.1
	2B	27.05	27.63	37.68	37.36	19.20	61.27	45.1
	3B	28.50	27.63	37.68	37.36	19.20	61.27	45.1
Kaolin								
개량 폭비	1B	23.70	27.93	41.98	40.38	15.17	42.43	56.39
	2B	31.40	27.93	41.98	40.38	15.17	42.43	56.39
	3B	32.40	27.93	41.98	40.38	15.17	42.43	56.39

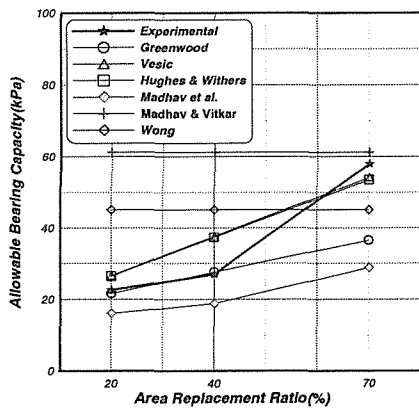


그림 8 치환율에 따른 극한지지력

5.2.3 세립분비 변화에 따른 분석(해성점토)

표 12와 그림 9에서 보는 바와 같이 세립분비에 따라서 증가하는 실험결과와 같이, 제안식에 의해 평가한 지지력도 증가하는 경향으로 분석되었다.

세립분비의 증가에 따라 제안식에서는 모래말뚝 내부마찰각이 증가된 값으로 입력되어 평가되었다. 세립분비 5%와 10%에서는 원심모형실험결과 27.05~34.40kPa로 나타나 Greenwood(1970)의 제안식으로 산정한 27.63~28.53kPa로 가장 유사하게 분석되었다. 그러나, 세립분비 15%에서는 원심모형실험결과, 43.25kPa로 나타나 Hughes와 Withers(1974), Vesic(1975)의 제안식으로 분석한 지지력이 유사하게 분석되었다.

원심모형실험결과와 제안식으로 산정된 결과를 비교 분석한 결과 그림 9에 도시한 바와 같이 Madhav 등(1979)의 제안식으로 산정된 지지력은 원심모형실험결과 보다 작게 산정되었다.

전단파괴에 대한 Madhav와 Vitkar(1978), Wong(1975)의 제안식으로 산정한 지지력 결과는 모형실험결과 보다 과대 평가하는 것으로 분석되었다. 즉, 원심모형실험 결과는 전반적으로 전단파괴에 대한 지지력 평가의 결과보다 별정파괴에 대한 지지력 결과에 유사하게 분석되었다.

그림 1에서 보는 바와 같이 별정파괴가 긴 말뚝에 대하여 제안된 평가방법이며, 전단파괴는 짧은 말뚝에 대한 평가방법이므로 전단파괴에 의한 지지력 평가가 다소 크게 분석되는 경향을 보인 것으로 판단된다.

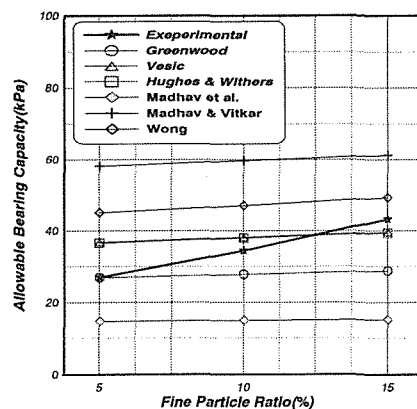


그림 9 세립분비에 따른 극한지지력

5.2.4 개량폭비 변화에 따른 분석

(해성점토, Kaolin)

해성점토로 복합지반을 조성하여 개량폭비 (W/B)를 1~3으로 변화한 조건에서 원심모형실험과 제안식에 의해 산정된 지지력을 그림 10~11에 나타내었고, 표 12에 지지력 산정식에 의해 산정된 지지력을 나타내었다.

원심모형실험과 제안식에 의해 산정된 지지력을 비교한 결과, 그림 10과 같이 원심모형실험에서는 개량폭비에 의해 지지력이 증가하는 경향으로 나타났으나, 제안식에서는 모두 같은 값으로 분석되었다. 개량폭비에 따른 지지력 산정결과 Vesic (1972), Madhav와 Vitkar(1978), Wong(1975)의 제안식으로 개량폭비에 따른 지지력을 산정한 결과 그림 10에 도시한 바와 같이 원심모형실험결과 보다 과대평가하는 것으로 산정되었다. 그러나 Madhav 등(1979)은 실험결과 보다 과소평가하는 것으로 분석되었다.

이는 세립분비 변화에 따른 경향성과 같이 별정 파괴가 긴말뚝에 대하여 제안된 지지력식이기 때문인 것으로 판단되며, 전단파괴에 대한 제안식의 산정결과 실험결과 보다 과대평가하는 것은 짧은 모래말뚝에 대하여 제안된 지지력식이기 때문인 것으로 판단된다.

개량폭비에 따른 원심모형실험결과 개량폭비 (W/B)가 1인 경우는 15.30kPa로 Madhav 등(1979)의 제안식으로 산정한 결과 19.20kPa이 유사한 결과로 나타났고, 개량폭비(W/B)가 2, 3인 경우에는 원심모형실험 결과가 27.05~28.50kPa로 Greenwood(1970)의 제안식으로 산정한 27.63kPa이 가장 유사한 것으로 분석되었다. 그림 10에 도시한 바와 같이 전단파괴에 의한 제안식에 의해 산정된 지지력은 원심모형실험 결과와 비교했을 경우 약 2~3배 과대평가하는 것으로 분석되었다.

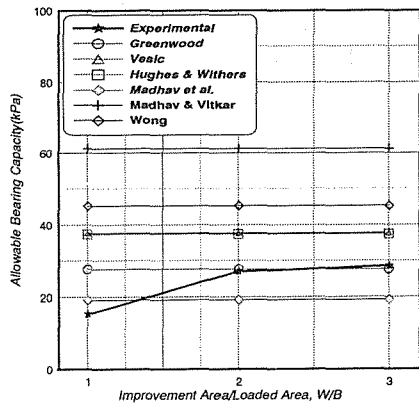


그림 10 개량폭비에 따른 극한지지력(해성점토)

개량폭비 변화에 따른 결과를 추가 분석하기 위해 Kaolin점토로 복합지반을 조성하여 개량폭비 (W/B) 1~3으로 변화한 원심모형실험을 수행하였으며, 원심모형실험결과와 제안식에 의한 지지력을 비교한 결과, 그림11과 같이 원심모형실험에서는 개량폭비에 의해 지지력이 증가하는 경향으로 나타났으나, 제안식으로 산정한 지지력은 모두 같은 값으로 분석되었다.

Kaolin 점토로 개량폭비를 변화하여 원심모형실험한 결과 별정파괴에 대하여 제안한 Greenwood (1970)제안식으로 산정한 결과가 가장 유사한 것으로 분석되었다. 개량폭비에서 지지력이 일정하게 나타난 것은 제안식이 단일 말뚝에서 유도된 평가 방법이므로 개량폭이 고려되지 않은 것에서 기인된 결과이다.

위에서와 같이 분석한 결과를 종합하면, 치환율, 세립분비, 개량폭비 변화에 대하여 제안식에 의해 지지력을 평가한 결과, 별정파괴에 의한 지지력 산정식들은 원심모형실험 결과와 유사하거나 과소평가하는 것으로 분석되었으며, 전단파괴에 의한 지지력 산정식들은 원심모형실험 결과 보다 과대평가하는 것으로 분석되었다. 이 결과는 별정파괴가 긴말뚝에 대하여 제안된 평가 방법이며, 전단파괴

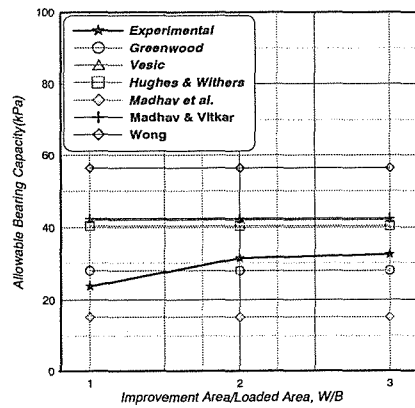


그림 11 개량폭비에 따른 극한지지력(Kaolin)

는 짧은 말뚝에 대한 평가방법이므로 전단파괴에 의한 지지력 평가가 다소 크게 분석되는 경향을 보인 것으로 판단된다. 또한, 원심모형실험시 직경 1m에 대하여 길이 10m를 모형화한 실험결과에서도 별정파괴 모드에서 유사한 항복지지력이 분석 되었으므로 제안식 평가와 유사한 경향성을 보이는 것으로 판단된다.

치환율, 세립분비, 개량폭비를 변화하여 원심모형 실험을 한 결과와 Greenwood(1970)의 별정파괴에 의한 SCP 제안식으로 산정한 복합지반의 지지력이 가장 유사하게 평가할 수 있는 것으로 분석되었다.

6. 결 론

본 연구에서는 모래다짐말뚝으로 개량된 지반에 대한 지지력을 분석함에 있어 여러 제안식의 적용성을 평가하고자 원심모형실험을 수행하고, 그 결과와 제안식에 의한 지지력을 비교 분석하여 아래와 같은 결론을 도출하였다.

1. 해성점토와 Kaolin으로 조성된 지반에 모래다짐말뚝의 치환율, 세립분비, 개량폭 등의 조건을 변화하면서 원심모형실험기에서 50g의 중력수준으로 하중재하실험을 수행하였다. 해성점토 지반에서는 복합지반의 허용지지력이 치환율 변화에 따라 22.65~57.95kPa, 세립분비 변화에 대해 27.05~43.25kPa, 개량폭비 변화에는 15.30~28.50kPa로 나타났다. 또한, Kaolin 복합지반에서는 개량폭비 변화에 대하여 23.70~32.40kPa의 허용지지력으로 분석되었다.

2. 이론적인 제안식에 의한 지지력 평가 결과, 전단파괴형태의 Wong(1975)과 Madhav와 Vitkar(1978)의 산정결과가 가장 크게 나타났다. 벌징파괴형태인 Vesic(1972)과 Hughes와 Withers(1974)가 보다 작은 지지력으로 유사하게 분석되었으며, Greenwood(1970), Madhav 등(1979)의 제안식이 낮은 지지력을 평가하였다. 대부분의 조건에서 짧은말뚝의 파괴모드인 전단파괴가 긴말뚝의 파괴모드인 벌징파괴보다 큰 지지력으로 분석되었다.

3. 제안식으로 분석된 결과 중 벌징파괴에 의한 지지력이 전단파괴에 의한 지지력보다 원심모형실험 결과를 유사하게 분석하였다. 이는 벌징파괴가 긴말뚝에서 나타나는 파괴형태로 수행한 모형실험의 조건을 보다 합리적으로 분석하기 때문으로 판단된다.

4. 모래다짐말뚝으로 개량된 지반에 대하여 원심모형실험과 이론적인 제안식에 의한 지지력을 분석한 결과, 여러 조건에서 Greenwood(1970)가 제안한 벌징파괴에 대한 극한지지력 산정식이 실험결과와 가장 근접하게 분석되었다.

참 고 문 헌

- [1] 한국지반공학회, "구조물 기초설계기준 해설", pp. 179~187, 2003.
- [2] 김재권, "연약지반에 타입된 모래다짐말뚝의 하중전이 특성에 관한 연구", 연세대학교 대학원, 2003.
- [3] Aboshi, H. and Suematsu, N, Sand Compaction Pile Method: State-of-the-art Paper,

Proc. 3rd Intl. Geotechnical Seminar on Soil Improvement Methods, *Nanyang Technological Institute, Singapore*, 1985.

- [4] Greenwood, D. A, "Mechanical Improvement of Soils below Ground Surface", Proc. Ground Engineering Conference, *Institute of Civil Engineering*, pp. 9~20, 1970.
- [5] Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Column", *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, May, pp. 42~49, 1974.
- [6] Kimura, T., Nakase, A, Kusakabe, O. and Saitoh, J, "Behavior of Soil Improved by Sand Compaction Piles", Proceedings, 11th International Conf. *Soil and Foundations Journal*, Vol. 2, 1109~1112, 1985.
- [7] Madhav, M.R. and Vitkar, R.P, "Strip Footing on Weak Clay Stabilized with Granular Trench or Pile", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 15, No. 4, pp. 605 ~ 609, 1978.
- [8] Madhav, M.R., Iyengar, N.G.R., Vitkar, R.P. and Nandia, A, "Increased Bearing Capacity and Reduced Settlements due to Inclusions in Soil", Proc. Intl. Conf. on Soil Reinforcement: *Reinforced Earth and Other Techniques*, Vol. 2, pp. 239~333, 1979.
- [9] Vesic, A. S, "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*. Vol. 98, No. SM3, pp. 265~290, 1972
- [10] Wong, H. Y, "Vibroflotation - Its Effect on Weak Cohesive Soils", *Civil Engineering (London)*, No. 824, pp. 44~67, 1975.
- [11] Yamaguchi, H. and Murakami, Y, "On Stress Distribution of Composite Ground", *The 11th Conf. of JSSMFE*, pp. 543~546, 1977.