

원심모형시험에 의한 준설지반의 압밀특성연구

A Study on Consolidation Characteristic of Dredged Fill Using Geotechnical Centrifuge

김 희 철¹ Kim, Hee-Chul

김 흥 석² Kim, Heung-Seok

이 송³ Lee, Song

Abstract

In this study, the in-situ model test has been conducted to estimate and analyze consolidation behavior of the ground by using the miniature test that reconstructs economically geotechnical behavior of in-situ full scale structure. To analyze the relation of effective stress, void ratio and coefficient of permeability at the self-weight consolidation stage, the low stress seepage consolidation test has been conducted and the involution function of constitutive equation had been obtained from the result of the curve fitted seepage consolidation test. As a result of the numerical analysis that had been conducted on the representative section using a constitute equation, final settlement was similar to those of self-weight consolidation of the centrifugal model test. But it was more or less smaller. It seems that these trends are caused by the difference between estimated values.

요 지

현장시험의 경우 규모에 따라 시간이나 비용 등의 측면에서 많은 제약과 어려움이 따르지만, 실내모형시험은 현장 시험에 비해 매개변수에 따라 다양한 실험을 실시할 수 있다. 본 연구에서는 축소된 모형을 사용하여 경제적으로 현장 원형구조물의 지반공학적 거동을 재현하기 위하여 인위적으로 원심력을 가하여 현장의 응력상태를 재현시킬 수 있는 원심모형시험기법을 실시하여 준설지반의 압밀거동을 예측하고 분석하는데 이용하였다. 자중압밀단계의 간극비-유효응력-투수계수의 관계를 유추하기 위하여 저응력 침투압밀 시험을 실시한 결과를 Curve fitting 결과 누송함수 형태의 구성관계식을 얻을 수 있었다. 구성관계식을 이용하여 대표단면을 프로그램으로 수치해석 한 결과 최종침하량은 원심모형 시험에 의한 자중압밀 실험결과와 유사한 경향의 결과를 보이고 있었으나 원심모형시험 결과보다 다소 작게 산정되었다.

Keywords : Dredged fill, Geotechnical centrifuge, Scale effect, Prototype

1. 서 론

현장의 지반거동을 예측하기 위한 방법으로 실내모

형시험이나 실제 크기의 현장시험을 수행하는 경우가 있으나 현장의 원형구조물을 사용하는 경우에는 지반의 거동특성을 정확히 파악할 수 있다는 장점이 있는

1 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사후보 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul)

2 정회원, 대우건설 토목사업본부, 공학박사 (Member, Ph. D, Civil Business Division, DAEWOO E&C CO., LTD.)

3 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

반면에 지반의 물성 및 경계조건 등을 변화시키면서 거동에 대한 영향을 조사하기에는 경제적으로나 시간적으로 큰 부담을 지니게 된다.

이러한 현장실험의 단점으로 인해 준설매립지반의 자중압밀에 관한 실험적 연구는 대부분 실내의 대형토조나 column 시험과 같은 축소된 모형을 사용하고 있다. 그러나 이러한 실내실험의 경우, 축척에 의한 단면실험이 아니고 입자의 크기를 가정한 가상의 축소된 실내모형실험으로서 중력장에서의 실내모형실험은 현장에서 발생하는 문제점을 비교적 단순하게 해결하는데 유용하지만 축척이 큰 구조물이나 심도가 깊은 연약지반의 거동 등을 모델링하기 위해서는 축척에 따른 모형재료의 선정 및 크기에 따라서 실험결과에 대한 신뢰성이 저하된다는 문제점을 가지고 있다.

본 연구는 장기간에 걸쳐 방치된 초연약 준설지반의 압밀거동과 응력변화를 기존의 모형실험에서 접근하기 어려운 현장의 응력 상태를 원심모형시험기를 이용하여 실험적으로 재현하여 단시간내에 지반의 응력과 변형에 대한 이력을 예측하고 물리적 및 역학적 거동을 살펴보고자 하였다. 또한 Column 시험과 원심모형실험을 통한 상관관계를 규명한 후 저응력 압밀시험을 실시하여 고풍수비 지반의 $e-\sigma'-k$ 의 관계를 도출하여 영향인자에 따른 퇴적 및 압밀거동을 분석한 후 원심모형시험기를 통한 자중압밀시험 결과를 수치해석과 비교 분석하여 상관관계의 타당성과 압밀침강에 대한 원심모형실험의 적용성을 고찰하고자 한다.

2. 상사법칙

원형 구조물의 크기를 $1/n$ 로 축소한 모형이 현장조건과 같은 응력수준을 유지하려면 중력가속도의 n 배에 해당하는 원심가속도가 필요하게 된다. 그러나, 단순히 축소 비례관계를 중력가속도의 비례인자, n 으로 정의할 수 있다면 간단한 문제이지만, 응력 이외에도 모형의 경계조건에 따라 반응상태가 상이한 경우가 많기 때문에 비례법칙은 더욱 복잡한 형태가 된다. 실험모델에 대하여 가속도는 n , 모델의 크기는 $1/n$ 그리고 원형 재료가 사용된다고 가정하여 원심모형실험에서 적용되는 scaling factor는 Table 1과 같이 기본적인 지반에서의 파라메타를 나타낸 것인데, 모든 파라메타에 대하여 주어진 무차원수와 상사성의 조건은 n 이라는 용어로서 표현된다.

3. 원심모형실험

3.1 원심모형시험기

본 연구에 사용된 원심모형시험기는 프랑스 Actidyn사에서 제작된 C65-2 사양으로서 1997년 대우건설기술 연구원에서 도입되어 지반공학실험동에 설치된 Auto balance system을 갖춘 Beam 타입이다. 회전반경은 3.0m 이고 최대 가속장은 100G·ton이며 Electrical slipping을 통하여 데이터를 전송한다.

본 연구에 사용된 원심모형시험기는 최대중력가속도

Table 1. Scaling factors in centrifuge tests(Fulsang & Kerbs, 1988)

No	Parameter	Symbol	Dimensionless number	Similarity requirement	Scaling factor
1	Acceleration	a			n
2	Model length	l			1/n
3	Soil density	ρ			1
4	Parameter size	d	$\frac{d}{l}$		1
5	Void ratio	e	e	N_e	1
8	Cohesion	c	$\frac{c}{\rho a l}$	$N_c = N_\rho N_a N_l$	1
9	Time(inertia)	t_1	$t \sqrt{\frac{a}{l}}$	$N_t = N_l^2 N_a^{-1/2}$	1/n
10	Time(laminar flow)	t_2	$t \frac{k}{l}$	$N_t = N_l N_k^{-1}$	1/n ²
11	Time(consolidation)	t_1			1/n ²
12	Unit weight	γ			n
13	Force	N			1/n ²
14	Volume / Mass	V			1/n ³

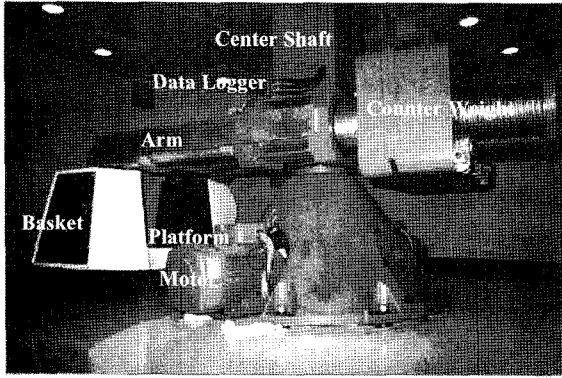


Fig. 2. Geotechnical centrifuge

200G-level 까지 가력할 수 있으며 1,200kg의 대상체를 100G·ton으로 가속시킬 수 있으며, 실험을 진행하면서 Actuator, Bellofram Cylinder 등의 다양한 재하장치로서 상재하중으로 작용시킬 수 있다.

3.2 실험용기

원심모형실험에 사용되는 시료용기는 상당히 높은 응력의 범위에서 실험이 실시되므로 시험용기는 강성이 큰 철제를 사용한다. 본 연구에 사용된 실험용기는 Fig. 3과 같이 20mm 두께의 강성이 큰 철판을 용접하여 만든 것으로 특히, 전면판은 격자모양으로 구조된 것으로 20개의 볼트로 결속되어 있으며, 용기본체 사이에 20mm 두께의 투명 아크릴판을 부착시켜 실험중, 실험 후 지반의 거동을 모니터를 통하여 관찰하기 용이하도록 설계되었다. 실험후 볼트를 풀면 철판 전면판의 해체가 가능한데 이는 지반의 단면형상과 용기를 청소하는데 용이하도록 하기 위함이다.

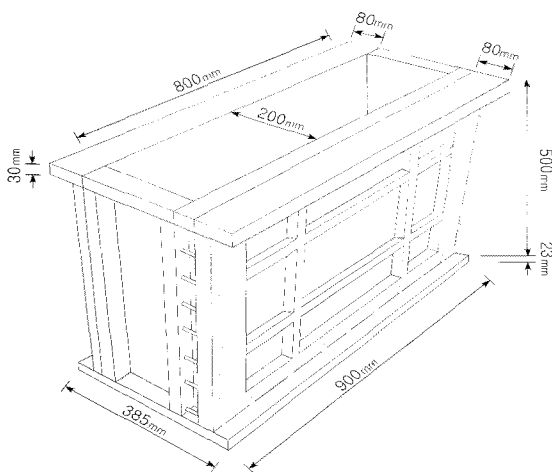


Fig. 3. Test box on Geotechnical centrifuge test

3.3 계측장치

3.3.1 L.V.D.T

본 연구에서 초연약지반의 압밀침하량을 측정하기 위하여 사용한 L.V.D.T는 지반의 연직변위를 측정하기 위한 장치로서 연직변위의 측정범위는 최대 100mm까지 변위량을 측정할 수 있다. L.V.D.T는 슬러리 상태의 준설토 위에 설치하였으며, 준설토 상부의 침하량을 측정하기 위해 L.V.D.T 측정봉 앞에 스티로폼을 이용하여 Footing을 제작하였다. 변위의 계측은 L.V.D.T의 측정값을 기준으로 하며 초기에는 CCTV 카메라에 의한 목측에 의한 침하량을 이용하여 보정하였다. 이를 위하여 용기전면에 자를 부착하여 목측이 가능토록 하였다. 초기의 침하량은 급속하게 일어나며, 이를 적절히 측정하기 위해서는 Video계측과 L.V.D.T에 의한 측정을 병행할 필요가 있다. g-level이 상승하는 단계에서 L.V.D.T는 다소 불안정한 상태에 놓일 수 있기 때문에 초기에는 비디오 계측을 통하여 보완하고 L.V.D.T가 안정되면, 이후의 계측자료는 L.V.D.T값을 사용한다. 기본적으로 실험에 따라 사용되는 L.V.D.T는 종류와 배치가 다르므로, 실험 전에 각각에 대해 Calibration을 실시하는데 L.V.D.T에 버니어캘리퍼스를 연결하여 일정간격으로 막대기를 이동시켜 얻어진 길이와 그 때 얻어진 전압을 비교하여 구할 수 있다.

3.3.2 간극수압계

압밀침하 시 상부로 배출되는 간극수의 압력변화를 측정하기 위한 계측기로서 과잉간극수압을 측정하여 간극수의 소산정도를 파악하고 1차 압밀 종료시점을 판단하며 슬러리 상태의 원지반 시료바닥과 지중에 설치하였다. 실험 중에는 높이가 고정된 바닥에 설치된 간극수압계를 이용하여 과잉간극수압을 측정하였다. 원심모형실험은 원심력에 의한 지중응력이 매우 크므로 센서의 정밀도와 더불어 경량화 및 내구성과 해상도가 큰 제품이 요구된다.

3.4 실험단면

실험조건은 Table 3과 같고 실험단면에 대한 시스템은 Fig. 4에 도시하였다. 그림에서 지중에 매설된 P는 간극수압계를 의미하고 지반표층에 거치된 L은 L.V.D.T를 나타낸다.

Table 2. Items of L.V.D.T and Pore water pressure transducer

Items		Spec.
L.V.D.T	Voltage	2.2Veff
	Frequency	500Hz
	Primary impedance of transducer	150Ω
	Input impedance of demodulator	>100kΩ
	Gain	2.5~78 VDC/Veff
	Non-linearity	± 0.01% P.E
	Zero offset	± 0.35 V/+5V
	Operating temperature	0~60℃
	Temperature stabilization time	>15 mm
	Residual noise	<15m Veff
	±15V consumption	±30 mA+I Capture+I Sortie
Pore water pressure transducer	Hysteresis(or Non-linearity)	0.2% B.S.L
	Weight	30 gram(including cable)
	Operating temperature	-20℃ ~ +130℃
	Output impedance	1,000Ω
	Bridge voltage	5V DC(10V DC Max)
	Length of code	6m

Table 3. Geotechnical engineering properties for test zone

Test soil	LL(%)	Pl(%)	No. 200(%)	G _s	USCS
A	47.21±2	20.68±2	92.91±1	2.70	CL
B	45.49±2	20.18±2	93.24±1	2.70	CL
C	55.85±2	32.30±2	90.65±1	2.69	CH

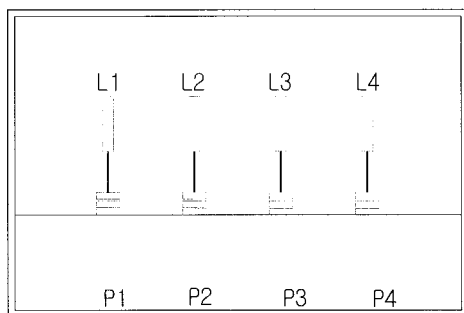


Fig. 4. Profile of test on Geotechnical centrifuge

L.V.D.T는 Fig. 3의 시험용기 상단 양쪽에 거치대를 설치하여 볼트와 너트로 조인후 시험시료 상부에 거치시키게 되는데 침하량을 측정하기 위한 L.V.D.T 센서는 1.5mm 두께의 철사모양으로 초기함수비가 200~300%인 지반에서는 거지시킬 수 없기 때문에 Fig. 4와 같이 인위적으로 아크릴과 스티로폴로 구성된 환을 제작하여 측정시 자중에 의한 준설토내의 관입을 억제하였다. 여기서 스티로폴의 두께를 줄여가면서 부력과 L.V.D.T 하중과의 평형을 유지시키는 시행착오를 거쳐서 시험 지반 상단에 올려놓았다.

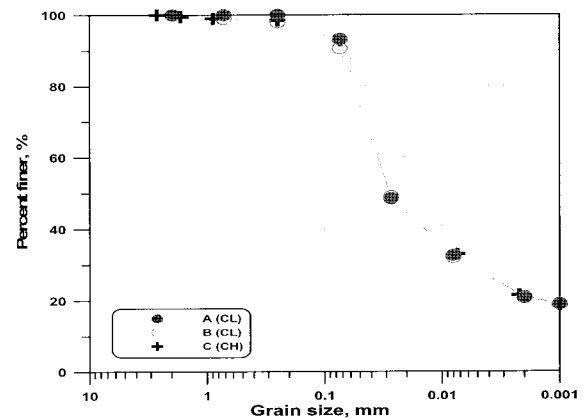


Fig. 5. Distribution curves of particle size

3.5 자중압밀시험

3.5.1 실험조건

원심모형실험에 사용된 시료의 토성시험 결과는 Fig. 5 및 Table 3과 같이 전형적인 점성토 지반의 입경분포를 보이고 있고 비중은 2.69~2.70 이며 통일분류법에 의해서 CL, CH 계열로 분류되었다.

균질한 상태의 지반조건 모사를 위하여 No. 100체로 불순물을 제거하여 각각의 실험조건에 맞는 지반을 작성하였으며 염분비를 보정하여 Table 4와 같은 실험조건의 초기지반을 제작하였다. 중력가속도는 50G-level로서 동일한 조건으로 실시하였고 배수조건은 상부 일면배수이다.

Table 4. Experimental conditions on self weight consolidation

Test soil	G-Level	G _s	ω _i (%)	e _o	γ _{sat} (g/cm ³)	Initial height	
						Model(cm)	Prototype(m)
A	50	2.70	300	8.1	1.219	17.20	8.60
B	50	2.70	200	5.4	1.295	20.00	10.00
C-1	50	2.69	200	5.4	1.296	16.30	8.14
C-2	50	2.69	300	8.1	1.205	15.85	7.93

침강완료 후 자중압밀 시점의 함수비, 원심모형시험의 비행시간, 원심모형시험에서 등속도를 유지하기 위하여 가속시키는 단계에서 발생할 수 있는 침하의 최소화 등을 고려하여 Table 4와 같이 압밀침하량 측정이 가능하고 퇴적침강보다 압밀침강이 우세한 함수비의 범위로서 500% 이상의 준설시료가 침강 완료 시의 함수비와 비슷한 조건을 만들기 위하여 초기함수비를 200%, 300%로 조정하여 시료높이 17.2cm, 20cm, 16.3cm, 15.85cm에 대하여 중력 수준 50G로 실험을 수행하였다. 초기함수비와 시료높이를 다르게 함으로써 이에 대한 영향을 파악할 수 있을 것으로 기대된다.

4. 실험결과 분석

4.1 원심모형시험

4.1.1 침하량

압밀침하량에 대한 지반의 변형률은 Table 5에 나타낸 바와 같이 점성질계열의 시료는 50% 내외의 높은 변형률을 보이고 있으며 동일한 조건에 대하여 초기함수비가 높을수록 압축률이 큰 것으로 나타났다. 또한 동일한 함수비에서는 초기높이가 클수록 침하량이 크게 발생하였다.

원심모형시험기에 의한 자중압밀실험 결과 광양지역의 점성토지반은 Fig. 6과 같은 침하량 분포를 보이고 있으며 200~300% 정도인 함수비 지반에서는 침강된 적단계가 거의 나타나지 않고 자중에 의한 압밀침강단계가 시작되므로 전형적인 압밀침하량 곡선의 개형을 나타내고 있다.

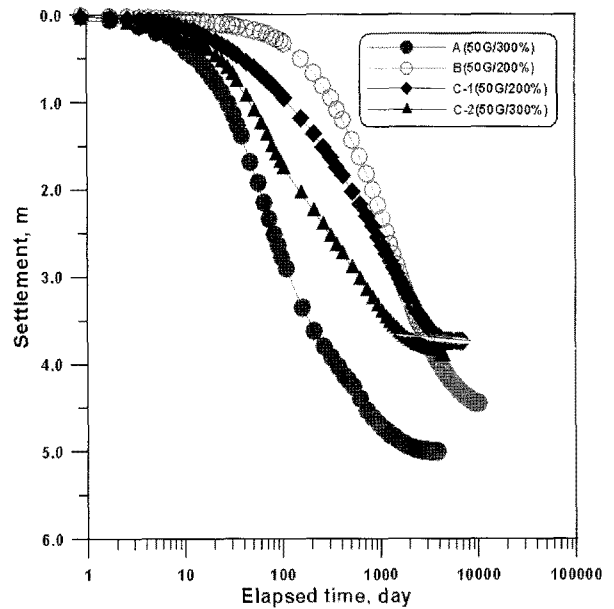


Fig. 6. Settlement curves with times

함수비 300%인 A와 C-2의 경우와 함수비 200%인 B와 C-2의 경과시간 100일 후의 침하량을 비교하여 보면 함수비가 큰 A와 C-2의 초기압밀침강이 더욱 활발하게 발생하여 B와 C-2에 비하여 침하량이 더 크게 발생한다.

4.1.2 함수비, 간극비 및 유효응력

함수비와 간극비의 결과에서 보듯이 경험식에 의한 지반의 평균유효응력을 식 (1)을 사용하여 산정한 결과, 0.11~0.15kgf/cm² 값을 보이고 있으며 전체적인 수치는 Table 6과 같은 결과를 구할 수 있었다.

$$\gamma' = \sigma' / H_c = (G_s - G_w) / (1 + e) \times \gamma_w \quad (1)$$

Table 5. Test results of self weight consolidation with geocentrifuge

Test soil	G-Level	ω _i (%)	e _o	Initial height(m)	Settlement(m)	Rate of compression(%)
A	50	300	8.10	8.6	5.00	58.02
B	50	200	5.40	10.0	4.45	44.50
C-1	50	200	5.38	8.1	3.72	45.66
C-2	50	300	8.07	7.9	3.88	48.90

Table 6. Summary of water content and void ratio

Test soil	G-Level	Effective stress kgf/cm ²	Water content, %		Void ratio	
			ω_i	ω_f	e_o	e_f
A	50	0.11	300	113.5	8.10	3.07
B	50	0.15	200	100.1	5.40	2.70
C-1	50	0.11	200	101.2	5.38	2.72
C-2	50	0.12	300	118.6	8.07	3.19

1) 함수비

원심모형 실험결과 실험 종료 후 지반 하부와 상부 사이의 함수비 분포는 A는 48.55~234.0%, B는 85.6~122.7%, C-1은 79.0~157.2%, C-2는 70.8~230.3%로 나타났으며, 최종 평균함수비의 크기는 비슷하지만 심도별 함수비의 분포는 지반 하부와 상부 간에 큰 차이를 보인다.

따라서 고함수비 지반일수록 자중압밀 후 지반개량을 위해서는 상부를 효과적으로 개량할 수 있는 공법이 우선 선행되어야 한다.

또한 초기함수비가 300%인 A와 C-2의 경우, 함수비가 200%인 B와 C-1에 비하여 상부의 함수비는 크고 하부의 함수비는 작은 경향을 나타낸다. 이는 함수비와 간극의 크기에 따른 투수계수의 차이로 인해 배수가 더욱 빨리 일어남으로서 하부의 함수비는 작아지고 상부 일면배수의 영향으로 준설토 상부에 배출수가 유입되어 차이가 발생하는 것으로 판단된다.

2) 간극비

원심모형 시험결과 지반의 간극비 분포는 Fig. 8 및

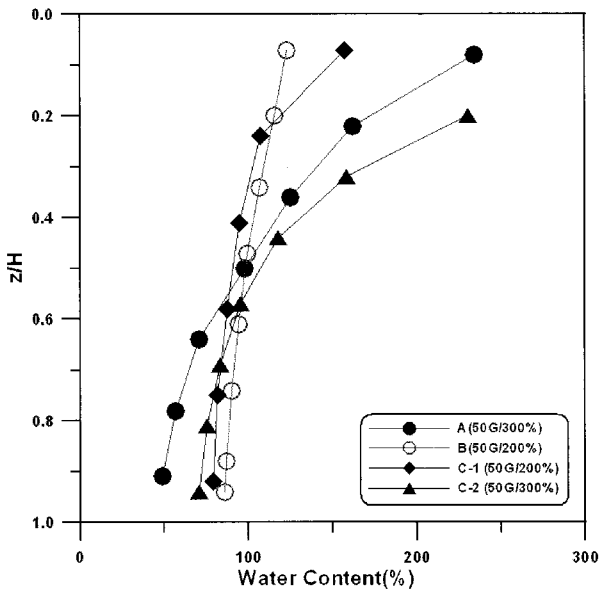


Fig. 7. Distributions of water contents with normalized depth

Fig. 10과 같은 경향을 나타내고 있으며, 각 구역별 간극비의 분포는 깊이에 따른 간극비에 대한 유효응력을 계산하여 도시하였다. 심도별 간극비의 분포는 함수비의 분포와 유사하게 나타나는데 자중압밀 시험 후 지반의 평균 간극비의 크기는 비슷하지만 심도별 분포는 지반 하부와 상부 간에 큰 차이를 보인다.

동일한 중력장에 대하여 초기함수비가 큰 시료에 대한 간극비 및 유효응력의 분포는 함수비의 분포와 마찬가지로 상부에서 큰 편차를 보이고 있다.

3) 유효응력 분포

자중압밀 종료 후 깊이에 따른 유효응력의 변화는 Fig. 9~Fig. 10과 같은 분포를 나타내고 있으며, 유효응력의 변화는 Table 6과 같이 간극비의 변화와 유사한 경향을 보이고 있다.

이러한 실험결과를 통하여 간극비-함수비-유효응력의 분포는 상호 유기적인 관계를 나타내며, 고함수비 지반의 강도특성을 파악하고 예측하는데 이용될 수 있고 재료의 구성관계에 대한 수치해석에 적용할 수 있음을

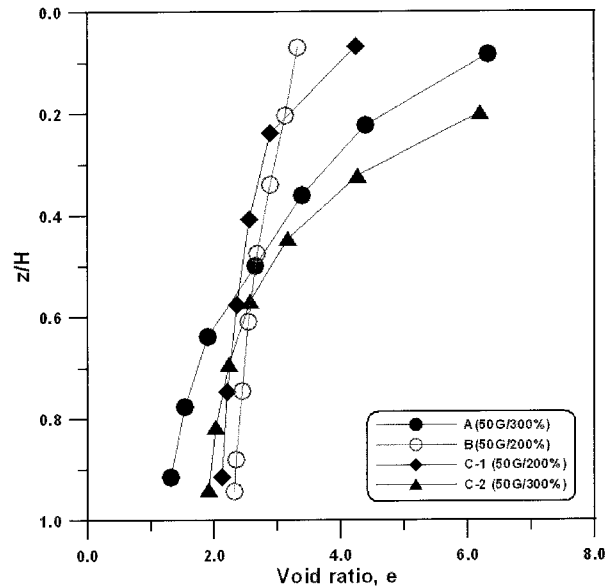


Fig. 8. Distributions of void ratios with normalized depth

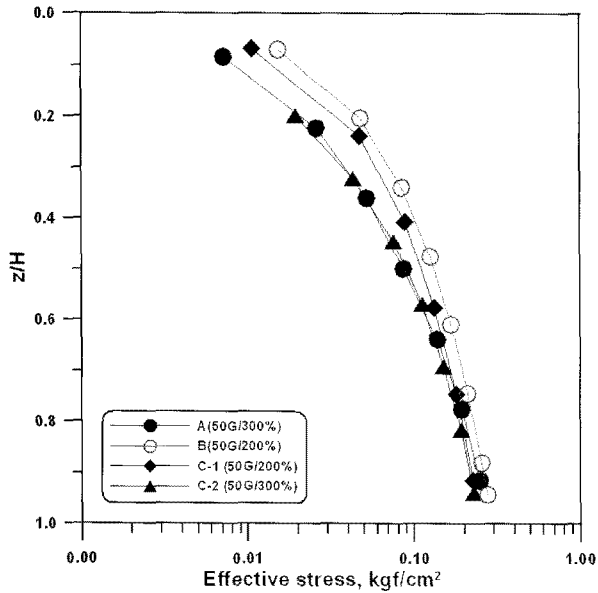


Fig. 9. Distributions of effective stresses with normalized depth

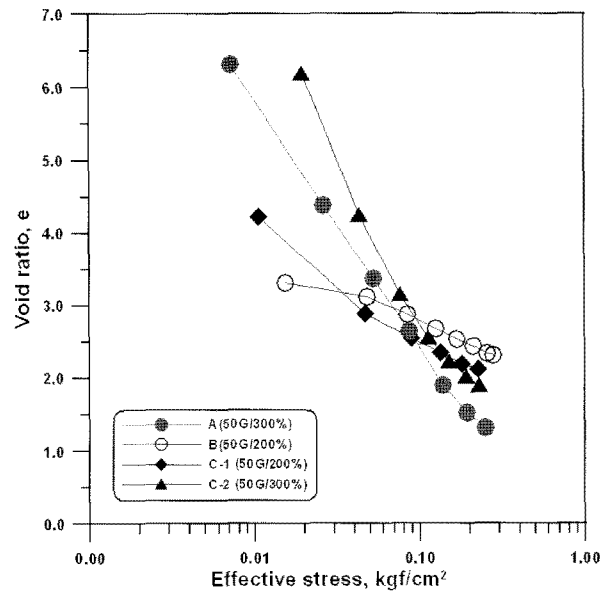


Fig. 10. Distributions of void ratios with normalized depth

보여주고 있다. 원심모형시험기에 의한 자중압밀 종료 후에도 상부지반은 여전히 높은 함수비를 보유하므로 함수비에 따른 전단강도의 분포를 바탕으로 상부층의 지반에 대한 개량방법과 개량효과를 제시할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 수치해석

5.1 수치해석 기법

5.1.1 수학적 모델

PSDDF 프로그램은 미국 일리노이 대학의 Timothy D. Stark와 Juan M. Imery 교수가 1991년 Stark가 완성한 PCDDF 89의 기능을 더욱 향상시켜 소개한 것으로 해석에 이용되는 모델로서는 자중압밀, 이차압축, 표면 건조 모델로 크게 대별할 수 있다.

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

여기서, γ_s : 흙의 단위중량

γ_w : 물의 단위중량

e : 간극비

$k(e)$: 간극비 함수로서의 투수계수

z : 물질좌표

σ' : 유효응력

t : 시간

자중압밀의 과정해석을 위한 지배방정식으로 Gibson 등이 1차원 유한변형을 압밀이론을 사용하였다. 본 지배방정식은 자중압밀, 압밀기간중의 투수계수의 변화, 유효응력과 간극비의 비선형, 대변형 조건 등을 고려할 수 있는 준설매립층과 같은 초연약지반의 압밀을 해석하는데 적합한 방정식이다. 또한, Mesri와 Godlewski(1977)에 의해서 C_a/C_c 개념이 2차 압축해석을 위하여 사용되었다. Mesri와 Choi(1979)는 2차압축이 시작되는 시간은 일차압밀이 종료시간 t_p 로 알려져 있고, t_p 로부터 임의의 시간(t) 증분동안의 2차압축 기간동안 C_a 가 일정하다는 가정을 이용하였다.

5.1.2 재료의 구성관계

1) 유효응력-간극비 관계

Gibson 등(1967)에 의해 처음으로 소개된 비선형 유한변형을 압밀이론은 각 유효응력 단계별 압축성과 투수성의 변화를 고려한 것이었다. Gibson 등(1981)은 간극비와 유효응력의 관계를 일정한 함수형태로 나타내는 대신에 비선형 계수 $g(e)$, $\lambda(e)$ 를 통해 간극비와 유효응력의 관계를 압밀해석에 도입하였다. 그러나 이러한 비선형 계수 역시 고정된 상수가 아니라 유효응력 단계에 따라 변화하는 변수이므로 간극비와 유효응력 간의 비선형성을 압밀예측에 충분히 반영하기 위해서

는 간극비-유효응력의 관계를 일정한 함수형태로 표현하는 것이 필요하다. 간극비-유효응력의 관계에 대한 기존의 연구결과를 살펴보면 다음과 같다. Koppula(1970) and Koppula and Morgenstern(1982)은 유효응력과 간극비의 관계를 식 (3)과 같이 정의하였다. 또한 Somogyi(1980)는 식 (4)와 같은 누승형태의 관계식을 이용하여 비선형을 다루었고, Carrier, Beckman(1984)은 식 (5)와 같이, Sunara(1984)는 식 (6)과 같은 간극비-유효응력의 관계를 제안하였다.

$$\frac{de}{d\sigma'} = \left(\frac{de}{d\sigma'}\right)_0 \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right)^p \quad (3)$$

여기서, $\left(\frac{de}{d\sigma'}\right)_0$: 임의의 초기 값
 p : 경험적 상수 (0~-1)

$$e = A \sigma'^B \quad (4)$$

여기서, A, B : 상수

$$e = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma'}{P_0}\right)^\beta + \varepsilon \quad (5)$$

여기서, A : 활성화도
 $\alpha, \beta, \varepsilon$: 경험상수

$$e = \frac{A + B(\ln\sigma')}{1 + C(\ln\sigma') + D(\ln\sigma')^2} \quad (6)$$

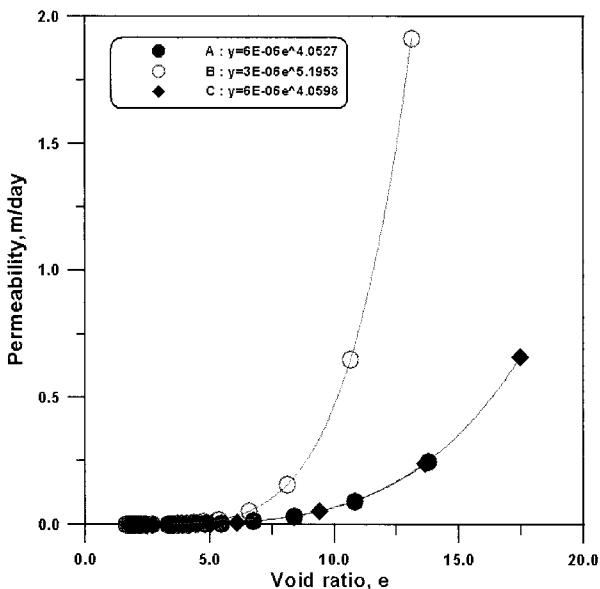


Fig. 11. Relationships between void ratio and permeability

여기서, A, B, C, D : 회귀분석 상수

또한 Gibson 등(1981)은 유효응력과 간극비의 관계를 구하기 위하여 다양한 실내시험을 실시하여, 그 결과를 회귀분석하여 지수형태로 이들의 관계를 표현하는 것이 가장 근사적으로 이들의 비선형적 관계를 표현하는 것임을 식 (7)과 같이 제안하였다.

$$e = (e_{00} - e_{\infty}) \exp(-\lambda \cdot \sigma') + e_{\infty} \quad (7)$$

여기서, e_{00} : 압밀 시작 전 간극비

e_{∞} : 압밀 종료 시 간극비

본 연구에서는 초연약 준설점토가 경험하게 될 자중 압밀단계의 유효응력-간극비의 관계를 침투압밀과 침투압밀 종료 후 실시된 표준압밀 시험결과를 바탕으로 Curve fitting하여 식 (7)과 같은 누승함수를 따르는 Figs. 11~12와 같은 구성관계를 얻을 수 있었다.

2) 간극비-투수계수의 관계

간극비-유효응력의 관계가 유일한 함수의 형태로 표현될 수 있다면 투수계수와 간극비 및 유효응력의 관계도 유일한 함수형태로 표현될 수 있다. 간극비-투수계수 관계에 대한 연구결과를 살펴보면 간극비-유효응력 관계와 같이 Koppula(1970), Koppula & Morgenstern(1982) 등에 의해 식 (8)과 같이, Somogyi(1980)에 의해 식 (9)와 같이 제안되었다.

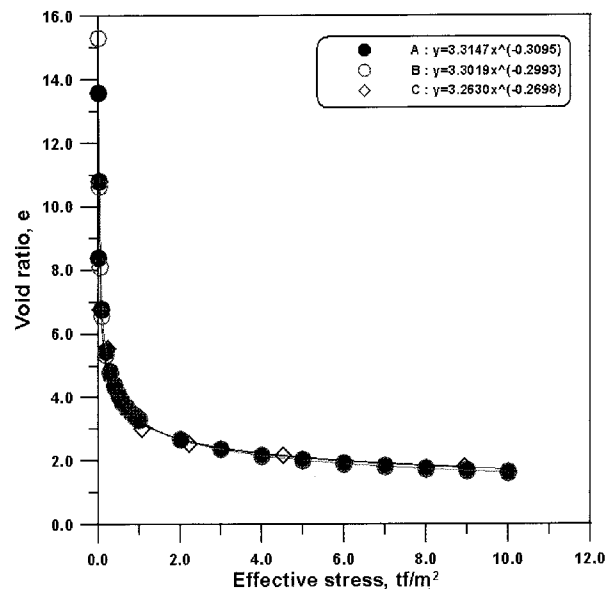


Fig. 12. Relationships between void ratio and effective stress

$$\frac{k}{1+e} = \left(\frac{k}{1+e} \right)_0 \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)^p \quad (8)$$

$$e = C \sigma'^D \quad (9)$$

여기서, C, D : 상수

본 연구에서 구역별로 실험결과를 바탕으로 Somogyi (1980)의 식과 같은 누송함수를 이용하여 Curve fitting 하여 간극비-투수계수의 관계곡선을 Fig. 11과 같이 얻을 수 있었다.

3) 유효응력-간극비-투수계수의 관계

원심모형실험 결과에 대하여 프로그램 해석을 위해 저응력 압밀시험을 실시해서 구한 슬러리 지반의 유효응력-간극비, 그리고 간극비-투수계수의 상관관계를 나타내면 Table 7과 같다.

5.1.3 입력 데이터

프로그램을 실행하기 위한 기본적인 물성치는 실내

Table 7. Results of void ratio-effective stress and void ratio-permeability relationships for low stress tests

Test soil	Effective stress-Void ratio	Void ratio-Permeability
A	$e = 3.3147\sigma'^{-0.3095}$	$k = 6E-06e^{4.0527}$
B	$e = 3.3019\sigma'^{-0.2993}$	$k = 3E-06e^{5.1953}$
C	$e = 3.2630\sigma'^{-0.2698}$	$k = 6E-06e^{4.0598}$

Table 8. Input parameters of dredged material for PSDDF program

Dredged fill	Value			
	A	B	C-1	C-2
Plasticity index, %	20.68	45.32	32.30	32.30
Specific gravity	2.70	2.70	2.69	2.69
Initial void ratio	8.10	5.40	5.38	8.07
Initial thickness of first dredged fill layer, m	8.60	10.00	8.14	7.93
C_a/C_c	0.04	0.04	0.04	0.04
C_r/C_c	0.145	0.145	0.145	0.145
Number of sublayers	1	1	1	1
Time periods after which desiccation starts, days	10,000	10,000	10,000	10,000

Table 9 Input parameters of incompressible foundation for PSDDF program

Incompressible foundation	Value			
	A	B	C-1	C-2
Elevation at top of Incompressible-foundation, m	8.60	10.00	8.14	7.93
Length of vertical drainage path, m	10	10	10	10
Unit weight of water, t/m^3	1.0	1.0	1.0	1.0
Coefficient of Permeability(k), m/day	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030

시험을 통하여 구하여 산정하였으며, 원심모형에 의한 자중압밀 완료시점과 동일한 조건으로부터 건조수축이나 creep 거동에 대한 2차 압축에 대해서는 고려하지 않고 1차 압밀종료시점까지의 최종침하량을 산정하는 것으로 해석하였다.

수치해석을 위해서는 침하량 산정에 필요한 상부지반과 하부 불투수층 지반을 구분하였으며, 주요 입력변수는 Table 8~Table 9와 같다. 압축지수의 비, C_a/C_c 와 C_r/C_c 값을 구하기 위하여 실시한 표준압밀시험을 실시한 결과 압축지수, C_c 는 0.60~0.62의 분포를 보였으며, C_a 는 0.024~0.025를 구하였다. 한편, 재압축지수, C_r 는 0.087~0.090의 분포를 이루며 평균치를 고려하여 C_a/C_c 는 0.04, C_r/C_c 는 0.145로 산정하였다.

5.2 수치해석 결과분석

각 구역별 대표단면에 대한 지반정수와 저응력 침투 압밀 시험을 통하여 구한 유효응력-간극비-투수계수의 관계를 이용하여 PSDDF 프로그램으로 수치해석 한 결과, Table 10과 같이 결과를 얻을 수 있었다. 최종침하량은 원심모형시험기에 의한 자중압밀 실험결과와 비교해서 과소 평가되었지만 유사한 결과를 보였다.

Table 10과 같이 원심모형실험 결과보다 다소 작게 산정되었는데 이것은 비교적 간극수압의 범위가 큰 지반에서의 저응력 압밀시험에 의한 유효응력-간극비, 간

Table 10. Compared results of centrifuge test with numerical analysis

Test soil	G-Level	G_s	ω_i (%)	e_o	Initial height (m)	Settlement (m)	
						PSDDF	Centrifuge
A	50	2.70	300	8.10	8.60	3.860	4.999
B	50	2.70	200	5.40	10.00	4.187	4.448
C-1	50	2.69	200	5.38	8.14	3.467	3.715
C-2	50	2.69	300	8.07	7.93	3.545	3.875

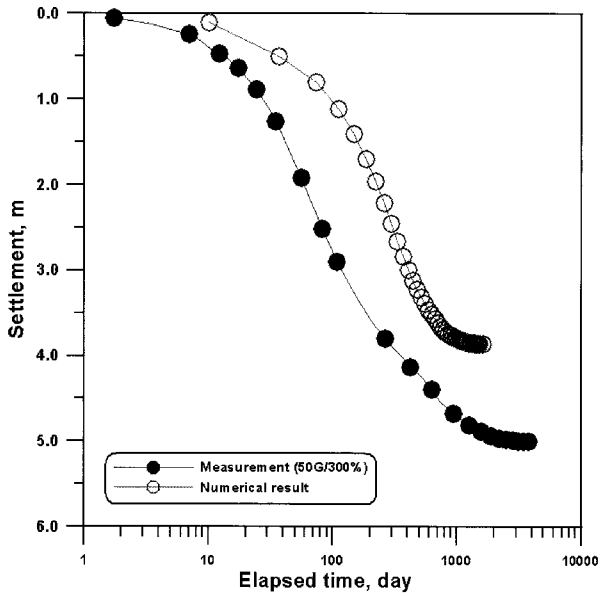


Fig. 13. Compared settlement result of centrifuge test with numerical analysis for A

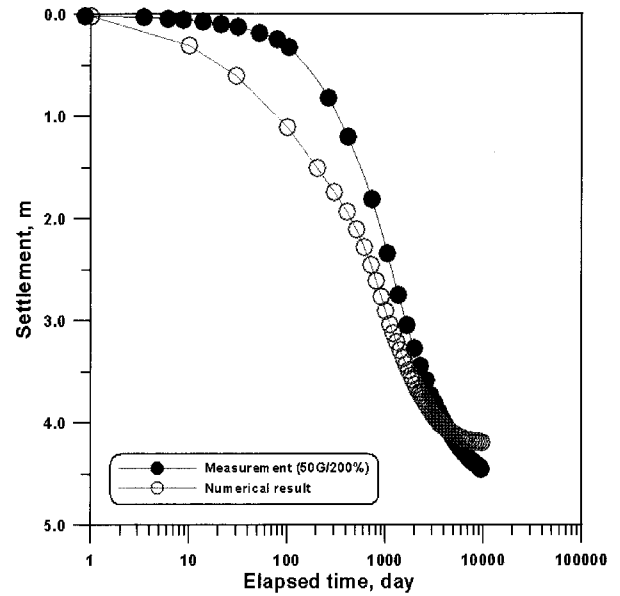


Fig. 14. Compared settlement result of centrifuge test with numerical analysis for B

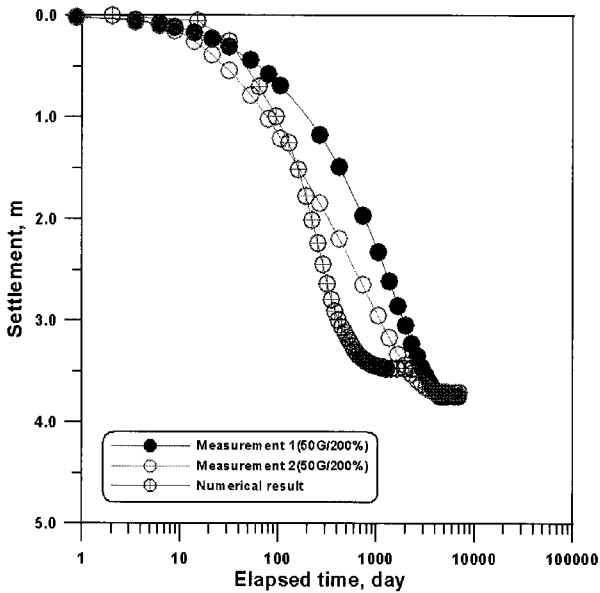


Fig. 15. Compared settlement result of centrifuge test with numerical analysis for C-1

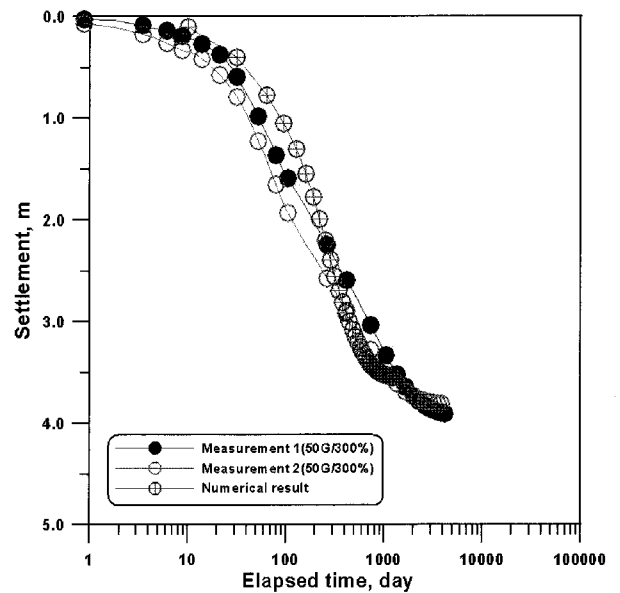


Fig. 16. Compared settlement result of centrifuge test with numerical analysis for C-2

극비-투수계수 사이 관계식에 대한 산정값의 차이에 기인한 것으로 판단되며 이러한 차이는 저응력 압밀시험과 달리 원심모형시험은 실제 지반의 응력 상태를

위한 높은 원심 가속도장을 적용으로 인하여 발생한다.

Figs. 13~16에서 나타난 프로그램 해석에 의한 압밀 침하량의 결과를 보면 원심모형시험에 의한 침하량보

다 다소 작은 결과를 보이고 있다. 보다 정밀한 결과를 얻기 위해서는 다양한 응력조건을 통한 침투압밀시험을 통하여 간극비-유효응력 그리고 간극비-투수계수 관계에 대하여 시행착오에 의한 회귀분포식을 산정하여 적용해야 할 것으로 판단된다. 하지만 현장의 응력상태를 바탕으로 실시된 원심모형실험 결과와는 침하시간이나 침하량의 크기는 보수적으로 나왔지만 적용함에 있어 앞에서 산정한 구성관계에 대한 방정식은 광양지역의 슬러리 지반에서는 적용에 추천할 수 있을 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 우리나라 남해안 광양지역의 준설시료에 대한 고함수비 지반의 거동특성을 분석하기 위하여 원심모형실험을 통한 자중압밀실험을 실시하여 자중압밀특성 그리고 저응력 침투해석에 의하여 모형지반의 구성관계를 산정하였으며 수치해석을 실시한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 침강퇴적단계 보다는 자중에 의한 압밀침강단계가 시작되는 거동특성을 보이는 원심모형 실험결과 압밀침하량에 대한 지반의 변형률은 동일한 조건에 대하여 초기함수비가 높을수록 압축률이 큰 것으로 나타났으며 함수비의 차이에 따라 하부지반과 상부지반의 함수비가 역전하는 현상이 나타났다.
- (2) 원심모형 시험결과 지반의 심도별 간극비와 유효응력의 분포는 심도별 함수비의 분포와 유사한 거동을 보이며 자중압밀 실험 후 각 실험조건 지반의 평균 간극비는 비슷하지만 심도별 간극비의 분포는 상·하부간에 큰 차이를 나타냈다.

- (3) 산정된 구성관계식을 이용하여 수치해석 한 결과, 최종침하량은 원심모형 시험기에 의한 자중압밀 실험결과와 유사한 경향을 보이고 있었으며, 원심모형 실험결과보다 다소 작게 산정되었다. 이것은 간극수압의 범위가 큰 지반에서의 저응력 압밀시험에 의한 유효응력-간극비, 간극비-투수계수 사이의 구성관계식에 대한 산정값의 차이에 기인한 것으로 판단된다.

이상과 같이 원심모형 실험결과가 현상에서의 1G 중력장 실험결과보다 압밀초기의 응력집중으로 인한 원심력장 때문에 실험결과 수치가 상대적으로 커지는 경향을 나타낸다는 것을 고려한다면 원심모형 실험결과를 수치해석 결과에 적용성이 있는 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. 김홍석 (2006), “원심모형시험에 의한 준설매립지반의 거동 연구”, 서울시립대학교 박사학위논문.
2. Fulgsang, L. D., Kerbs Ovesen N. (1988), “The application of the theory of modelling to centrifuge studies”, *Danish Engineering Academy*, pp.119-138.
3. Gibson, R. E., England, G. L. and Hussey, M. J. L. (1967), “The theory of one dimensional consolidation of saturated clays ; I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers”, *Geotechnique*, Vol.17, No.3, pp.261-273.
4. Gibson, R. E., Schiffman, R. L. and Cargill, K. W. (1981), “The theory of one dimensional consolidation of saturated clays ; II. Finite non-linear consolidation of thick homogeneous layers”, *Can. Geotech. J.*, Vol. 18, No. 2, pp. 280-293.
5. Koppula, S. D., and Morgenstern, N. R. (1982), On the consolidation of sedimenting clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 19, pp.260-268
6. Somogyi, F. (1981), Large-strain consolidation of fine-grained slurries, Project Report, Department of Civil Engineering, Wayne State University, Detroit, Mi.
7. Koppula, S. D. (1970), The Consolidation of soil in two dimensions and with moving boundaries, Ph. D., dissertation, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Aita.

(접수일자 2008. 4. 29, 심사완료일 2008. 10. 8)