

이방성을 갖는 해성점토 기초지반의 거동해석

Behaviour of Foundation Ground with Marine Clay in Anisotropy

김면수¹, 이강일^{2*}, 김찬기³, 윤중만⁴, 백원진⁵

Myeon-Su Kim¹, Kang-Il Lee^{2*}, Chan-Ki Kim³, Jung-Mann Yun⁴, Won-Jin Baek⁵

¹Non-Member, Chief, Youil Consultant & Engineering, 113 Burim-ro, Dongan-gu, Anyang-si, Gyeonggi-do, Republic of Korea

²Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Daejin University, 1007 Hokook-ro, Pocheon, Republic of Korea

³Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Daejin University, 1007 Hokook-ro, Pocheon, Republic of Korea

⁴Member, Professor, Dept. of Construction Information System, SinAnsan University, 135 Shinansandeahak-ro Danwon-gu, Ansan, Republic of Korea

⁵Member, Associate Professor, Department of Rural & Boisystems Eengineering, Chonnam National University, 77 Yongbong-Ro, Buk-gu, Gwangju, 500-757, Republic of Korea

ABSTRACT

This study aims at investigating of the behavioral characteristics of foundation ground subjected to a strip load in anisotropy. Using marine clays sampled at Shihwa area, a series of laboratory tests including triaxial compressive test, plane strain compressive and expansion tests that allows horizontal deformation only and zero strain (ϵ_2) in the direction of intermediate stress (σ_2) are conducted. In addition, a numerical analysis using parameters obtained from the tests is carried out. In the numerical analysis, Cam-clay model that simulates the behavior of natural deposited clay properly is adopted. The analysis results show that the vertical displacements of the plane strain compressive tests are relatively larger than those of triaxial compressive tests by 18–25%. Likewise, the horizontal displacements is 13–19% larger.

요 지

	(σ_2)	(ϵ_2)	0	
	가		Cam-clay	
18~25%	가	,	13~19%	가

Keywords : Strip load, Plane strain, Intermediate stress, Marine clay, Anisotropic, Triaxial compressive test

1. 서 론

지반내 흙의 요소는 3차원적인 응력 상태에 있으며, 기본적으로 모든 방향에서 변형이 발생하므로 파괴규준은 3

차원 응력조건하에서 취급되어야 할 것이다(Lade, 1978). 최근의 여러 연구에 의하면 중간주응력은 점성토나 사질 토의 응력-변형률 거동에 많은 영향을 주고 있음이 밝혀졌 으며, 이에 대한 중요성이 크게 인식되고 있다. 그러므로 해성점토의 거동특성을 정도 높게 예측하기 위해서는 서로 다른 세 주응력을 각기 조절할 수 있는 시험이 필요하다(Lee, 1995). 특히 댐, 제방, 또는 연속벽 기초등과 같이 대상형 하중이 작용하는 구조물의 기초지반은 중간주응력

Received 9 Jan. 2015, Revised 6 Mar. 2015, Accepted 9 Mar. 2015

*Corresponding author

Tel: +82-31-539-2024; Fax: +82-31-539-2020

E-mail address: kilee@daejin.ac.kr (K. I. Lee)

(σ_2) 방향의 변형률($\epsilon_2 = 0$)을 0으로 간주하는 평면변형률 상태로 2차원적인 응력상태로 해석되어야 할 필요가 있다. 이러한 평면변형률 상태는 실제 지반공학적인 문제에서 흔히 마주치게 되며, 많은 문제에 있어서 평면변형률 시험이 일반삼축압축 시험보다 실제 현상에 더 가까우므로 평면변형률 시험이 필요하게 된다.

평면변형률 상태의 현장 조건에 대한 지반의 거동을 해석하기 위해 이미 여러 학자들은 점성토 및 사질토에 대한 연구를 발표한 바 있다(Hong, 1988, 1989). Lee(1970)는 점성토 및 사질토에 대한 평면변형률 시험과 일반삼축압축 시험에서 얻어진 내부마찰각의 차이를 폭넓게 비교하였다. 또한 Lee & Shubeck(1971)는 평면변형률 조건하에서 다짐점토의 강도특성을 연구하였고, 댐 구조물과 같이 고압이 작용하는 하중조건에서 흙의 강도와 변형특성을 발표한 바 있다. Ladd(1971)는 보스톤 점토(Boston Blue Clay)를 이용한 평면변형률 시험을 통하여 주응력 방향을 90°회전시켰을 때 비배수 전단강도는 감소하고 최대전단응력에 도달하는데 필요한 변형률은 증가한다는 결론을 얻음으로써 점성토의 이방성을 입증하였다. 또한 비배수 전단강도의 이방성은 과압밀비(OCR)가 증가할수록 감소한다는 결과를 얻었다. Duncan & Seed(1996 a, b)도 샌프란시스코만에서 채취한 정규압밀점성토를 이용한 삼축시험을 통하여 유사한 결과를 얻음으로써 점성토의 이방적 특성을 확인하였다.

본 연구는 입방체형 삼축시험기를 개량한 평면변형률 시험기를 이용하여 시흥시 정왕동 시화호 내에서 대구경 형태로 채취한 불교란 해성 점성토를 이방성 시편으로 중간주응력 방향을 고정시킨 평면변형률 시험과 원통형 공시체를 사용한 일반삼축압축시험을 실시하고 각 시험에서 얻어진 시험 결과를 비교 분석하여 기초지반에 작용하는 응력-변형을 해석을 위한 자료로 활용하였다. 또한 평면변형률 조건의 하중이 실제 지반에 작용할 경우의 기초지반의 거동특성을 밝히고자 Cambridge 학파에 의해 제안된 Cam-Clay모델을 이용하여 기초지반의 거동해석을 실시하였다. 이 모델에 필요한 토질 매개변수는 일반삼축압축 시험과 평면변형률시험을 통하여 결정하였으며, 이는 평면변형률 조건의 대상형 하중이 작용하는 지반을 보다 정확하게 거동을 해석하고자 한 것이다.

2. 시화지구 해성점토의 특성

2.1 개요

본 연구에 사용된 시료는 경기도 시흥시 정왕동 시화호 내에서 채취한 해성점토이다. 시료채취 지역인 정왕동 일대는 선캠브리아기의 편마암류 및 편암류 등이 주로 분포하는 지체구조의 분할상 경기육괴에 해당하는 지역이다. 현장에서 채취한 시료는 해성점토의 불교란 시료로서 현장에서 HX($\phi=104\text{mm}$) 규격의 시추공으로 대구경 샘플러를 로드와 연결하여 점성토층의 연속적인 시료를 교란이 최소화 되도록 Full coring을 통하여 시료를 채취하였다. 채취된 불교란 시료는 튜브양단을 파라인으로 밀봉하고 완충 포장하여 실험실로 운반하였다.

2.2 물리적 특성

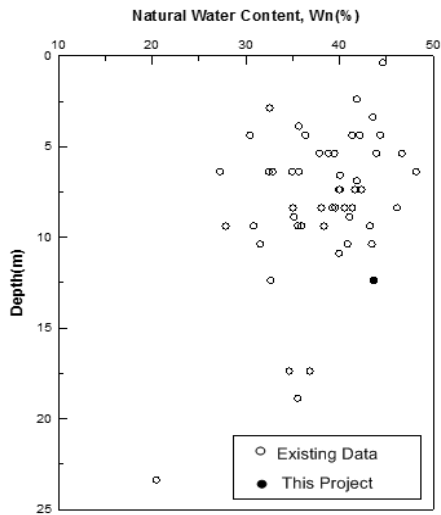
본 시험에 사용된 시료의 물리적 특성은 Table 1에 제시하였다. Fig. 1은 시화지구 인근지역의 물리적 특성을 제시한 것으로 심도에 따른 #200체 통과량은 50.1~99.7%의 범위를 나타내고 있으며, 함수비의 범위는 30~40%에 집중적으로 분포하고 있다. 또한 액성한계는 50%이하로 저소성 상태를 보이고 있으며, 비중은 2.64~2.69의 점토의 일반적인 범위에 분포하고 있다. 본 연구에 사용된 해성점토도 인접지역 점토의 물리적 특성과 유사함을 알 수 있다.

2.3 역학적 특성

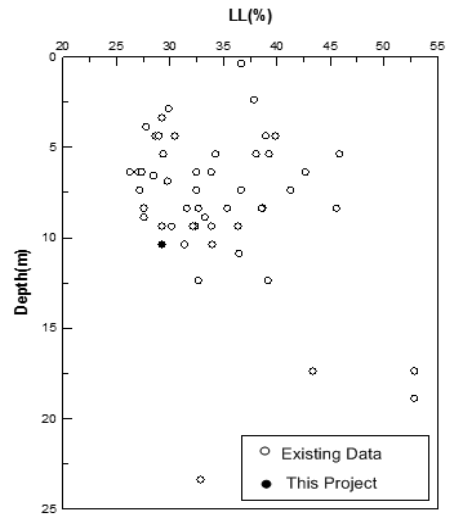
Fig. 2는 시화지구 인근지역의 연약 점성토 지반의 강도를 평가하기 위하여 일축압축시험 및 삼축압축시험(UU)을 통한 비배수 전단강도(S_u)의 특성을 제시한 것으로 일축압축시험에 의한 심도에 따른 비배수 전단강도($qu/2$)는 $0.9\sim 0.278\text{kgf/cm}^2$ 의 범위로 분포하고 있으며, 삼축압축 시험에 의한 비배수전단강도(C_u)는 $0.19\sim 0.342\text{kgf/cm}^2$ 의 범위에 분포하고 있다. 동일 심도 내에서 일축압축시험에 의한 비배수 전단강도는 삼축압축시험에 의한 결과보다 작게 나타나고 있음을 알 수 있으며 본 연구에 사용된

Table 1. Physical properties of marin clay used in the test

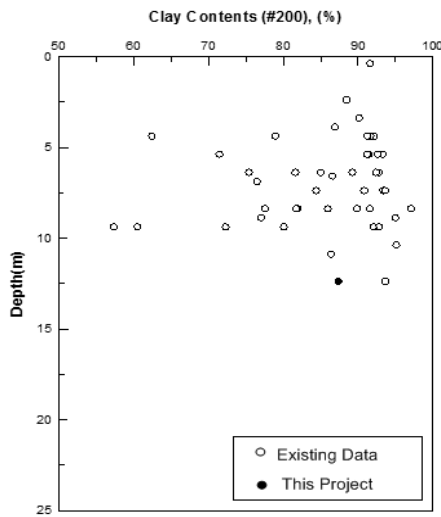
Gs	Wn(%)	LL(%)	Pl(%)	USCS	#200 Passing(%)
2,65	44,8	29,2	11,4	CL	93,7



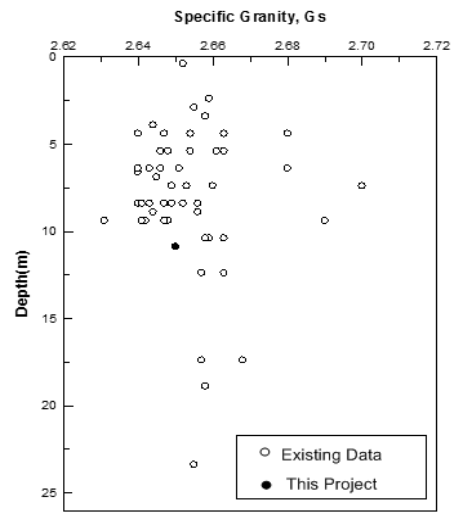
(a) Natural water content



(b) Liquid limit

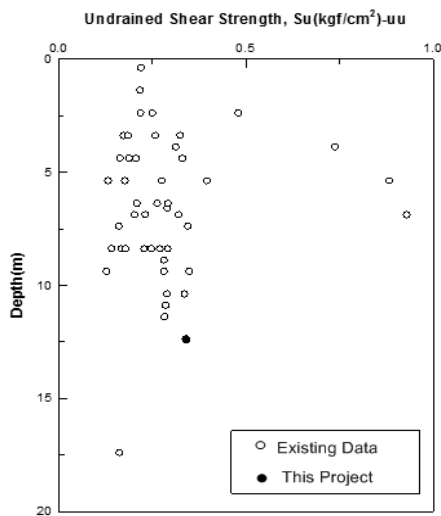


(c) #200 passing

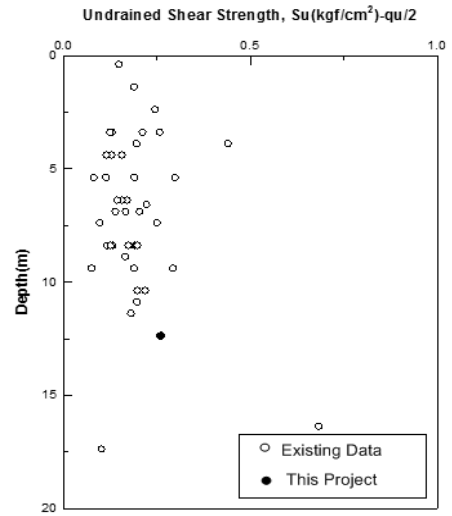


(d) Specific gravity

Fig. 1. Physical properties of the adjacent Shihwa areas



(a) UU-Test

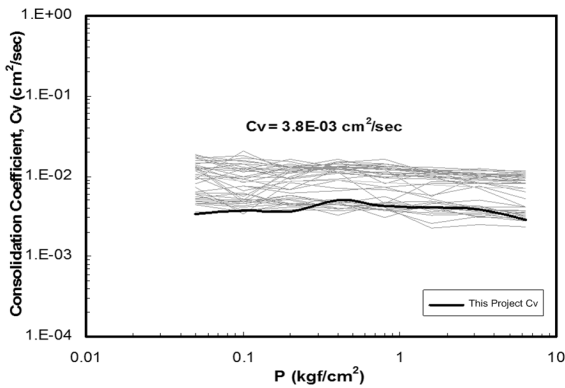


(b) Uniaxial Compression Test

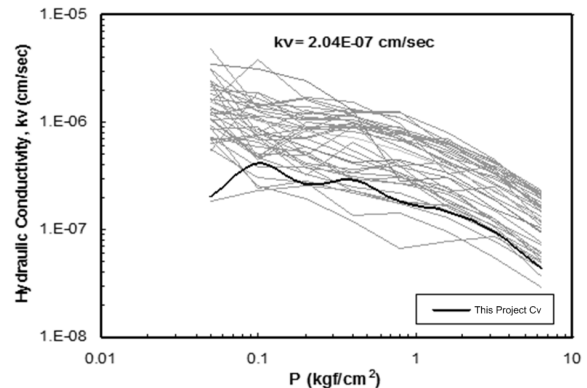
Fig. 2. Undrained shear strength of the adjacent Shihwa areas

Table 2. Test of standard consolidation

Wn (%)	eo	Pc (kgf/cm ²)	Cc	Cs
44,8	1,187	1,2	0,31	0,058



(a) Coefficient of consolidation (Cv)



(b) Hydraulic conductivity (k)

Fig. 3. Consolidation characteristics of the adjacent Shihwa areas

불교란시료도 인접지역의 강도 특성과 유사하였다.

2.4 압밀특성

시험시료로 표준압밀시험을 실시하여 e-logP 관계 곡선으로부터 선형압밀하중(Pc)와 압축지수(Cc) 및 팽창지수(Cs)를 산정하였으며 그 결과를 Table 2에 나타내었다.

흙의 압밀특성은 점성토 지반과 같이 투수계수가 작아 하중이 주어질 경우, 변형이 즉각 발생하지 않고 시간에 따라 서서히 발생하는 측면에서 압축성과 압축시간의 공학적 특성치가 중요한 인자이다. Fig. 3(a)는 표준압밀시험 결과로서 본 연구시료와 시화지구 인근지역의 압밀계수(Cv)를 나타낸 것으로서 하중이 증가함에 따라 압밀계수(Cv)가 다소 감소하는 경향을 보이고 있으며, 본 연구에 사용한 시료의 압밀계수는 $3.8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 정도이다. 또한 Fig. 3(b)는 본 연구시료와 시화지구 인근지역의 투수계수(k)를 나타낸 것으로서 하중이 증가함에 따라 투수계수(k)가 다소 감소하는 일반적인 경향을 보이고 있으며, 본 연구시료의 투수계수는 $2.04 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 정도를 나타내고 있다.

3. 평면변형을 시험장치 및 시험방법

3.1 시험장치

Lade는 각기 독립적으로 세 주응력을 제어할 수 있는 입방체 삼축시험기(Cubical Triaxial Apparatus)를 개발하

여 흙의 3차원적 거동을 연구한 바 있다. 본 시험에서는 Lade형 입방체 삼축시험기를 개량하여 중간주응력비를 달리한 시험을 수행하도록 하였으며, 특히 평면변형률(plane strain)조건의 시험을 할 수 있도록 제작 되었다. 본 시험기의 상세도는 Fig. 4와 같다. 공시체는 Fig. 5와 같이 상판(cap)과 저판(base) 및 멤브레인으로 둘러싸여 있으며 크기는 75mm×75mm×75mm인 정육면체이다. 상판내부에는 연직하중을 측정할 수 있는 로드 셀이 내장되어 있고, 상판과 저판의 크기는 공시체에 하중을 작용시켰을 때 약 30% 정도의 인장 변형을 허용할 수 있도록 100mm×

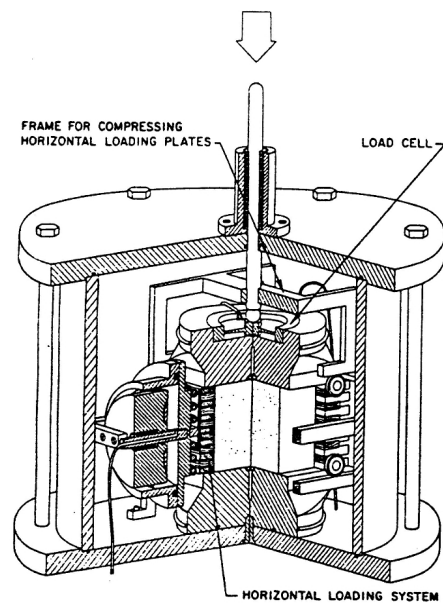


Fig. 4. Cubical triaxial apparatus (Lade, 1978)

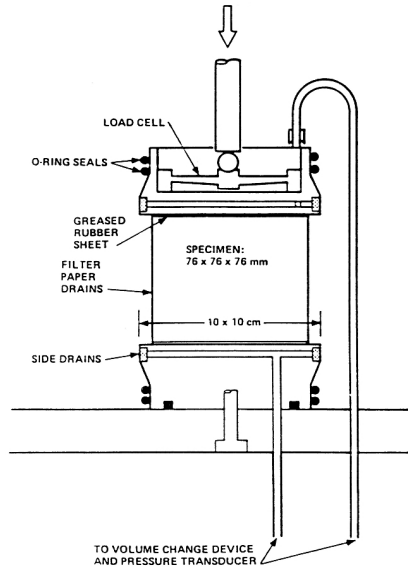


Fig. 5. Triaxial setup for clay specimen (Lade, 1978)

100mm로 되어있다. 또한 상판과 저판은 그 자체 무게가 공시체에 미치는 영향을 최소화시키기 위해 알루미늄으로 제작 되었으며, 공시체가 놓이는 저판은 삼축실 바닥에 고정되고 상판과 저판은 Filter Stone과 배수라인을 통해 공시체의 체적변형량과 간극수압을 측정할 수 있게 하였다(Nam et. al., 1993; Lee, 1995).

시료를 포함하여 상, 하판을 둘러싸고 있는 고무막은 물이나 공기의 유입을 완전히 차단시키기 위해 2개의 O-Ring으로 밀봉되어 진다. 여기에 사용되는 고무막은 0.3mm두께의 멤브레인을 사용하였다. 최소주응력은 수평방향으로 작용하도록 셀내의 액압으로 가하고, 연직하중은 변형률 제어방식으로 재하 한다. 최대주응력은 피스톤을 통해 연직방향의 축차응력을 측정하여 구한다. 중간 주응력은 Fig. 6에 나타난 최대주응력과 직교하게 설치된 수평방향 재하장치를 사용하여 응력제어방식으로 재하하며 수평방향 축차응력을 측정하여 구한다. 그리고 연직방향 변형률은 삼축실 외부의 재하 피스톤에 부착시킨 다이얼 게이지를 이용하여 측정하고 중간주응력 방향의 변형량과 최소 주응력 방향의 변형량은 공시체 양 측면에 부착시킨 클립 게이지형 LVDT를 이용하여 측정한다.

3.2 평면변형률 시험방법

시료제작용 몰드를 연직으로 올려놓고 추출 봉을 사용하여 제작된 시료를 모서리 부분의 시료에 미세한 균열이라도 생기지 않도록 세심한 주의를 기울여 진공성형상자

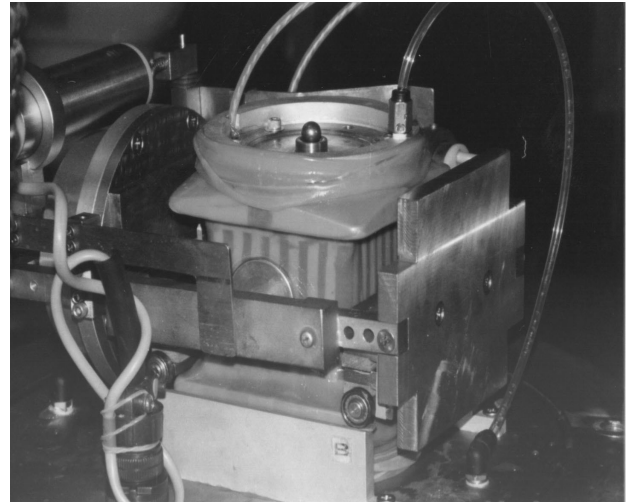


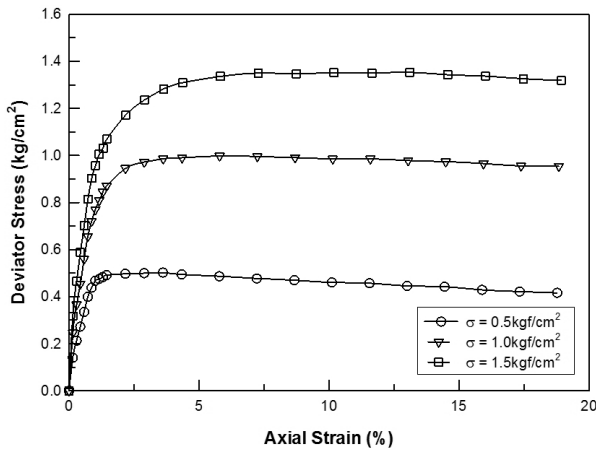
Fig. 6. Horizontal loading device (Lee, 1995)

안으로 균일하게 밀어 내린다. 이 때 상하면에 배수를 촉진시키기 위해 여과지를 부착한다. 다음으로 상부 상판을 시료 위의 중앙에 놓고 멤브레인을 상판 둘레에 고르게 펼쳐 씌운 후 두 개의 O-링으로 고무 멤브레인을 캡에 봉하여 부착시킨다. 그 다음 상부배수관을 상판에 연결시키고 시료의 형상을 유지할 수 있도록 Bubble실을 통해서 시료에 0.2kgf/cm²의 진공을 가한 후 생 고무액을 멤브레인 표면에 여러층 발라서 누수를 방지시킨다. 그리고 수평재하 장치와 LVDT를 설치하고 삼축실을 조립한 후 증류수를 가득 공급하고 시료의 진공을 제거함과 동시에 소요의 축압을 가한 후 CO₂ 가스를 시료하부 밸브로 주입시킨 후 증류수를 이용하여 포화를 시키고 소요 압밀응력으로 등방압밀을 실시한 후 0.01cm/min의 속도로 전단하였다. 한편, 일반삼축압축시험은 전단시험시 구속압력은 각각 0.5, 1.0, 1.5kgf/cm²으로 달리하여 비배수삼축압축 시험을 실시하였으며 이때 시료의 크기는 직경 35mm, 높이 70mm이며 전단속도는 평면변형률 시험과 동일하게 0.01cm/min이다(Lee, 1995).

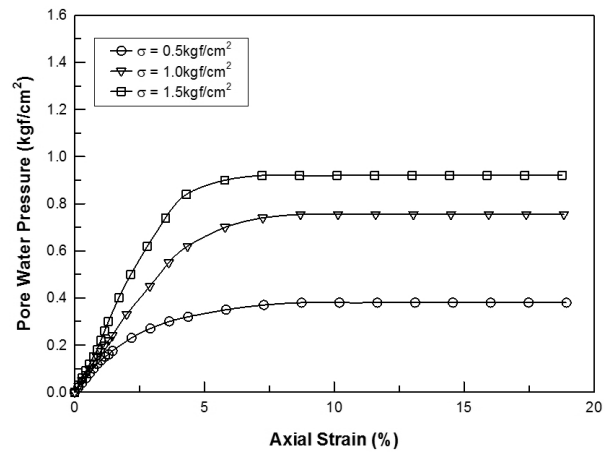
4. 삼축시험 결과

4.1 일반 삼축압축시험

Fig. 7은 일반삼축압축 시험결과를 축변형률에 대한 축차응력과 간극수압의 관계로 나타낸 것이다. 시험결과에 의하면 구속압력이 0.5kgf/cm²인 경우에는 축변형률이 증

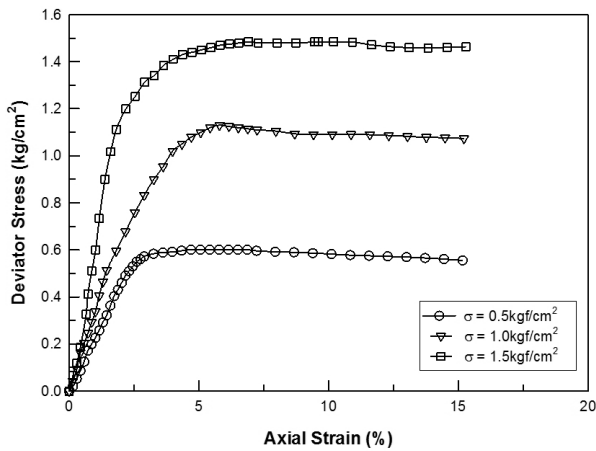


(a) Deviator stress-axial strain

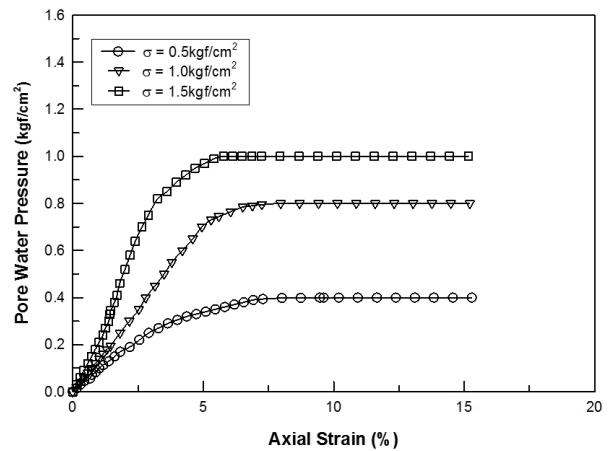


(b) Pore water pressure-axial strain

Fig. 7. Test of convention triaxial compression test



(a) Deviator stress-axial strain



(b) Pore water pressure-axial strain

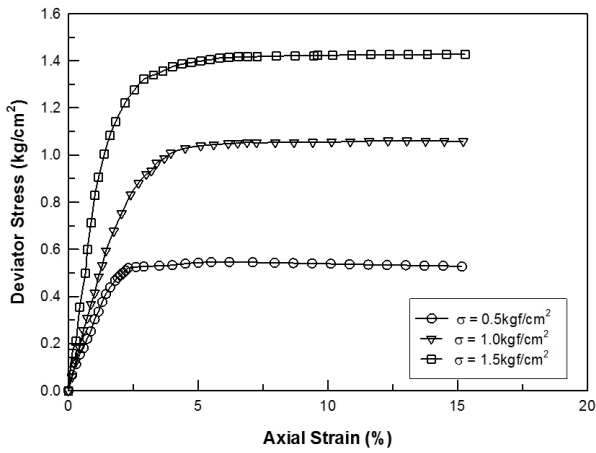
Fig. 8. Test of compression on the plane strain

가함에 따라 축변형률이 약 1.0~1.5%정도에서 축차응력이 최대치에 도달된 후 최대축차응력이 감소하는 경향이 보인다. 또한 구속압력이 1.0kgf/cm²인 경우는 축변형률이 약 2.5~3.0%정도에서 구속압력이 1.5kgf/cm²인 경우는 축변형률이 약 5.0~6.0% 경우에서 축차응력이 최대치(1.3kgf/cm²)에 도달된 후 최대축차응력이 감소하는 경향이 보인다. 또한 축변형률에 대한 간극수압은 축변형률의 증가에 따라 증가하다가 수렴하였으며, 구속압의 증가에 따라 작게 발생하였다.

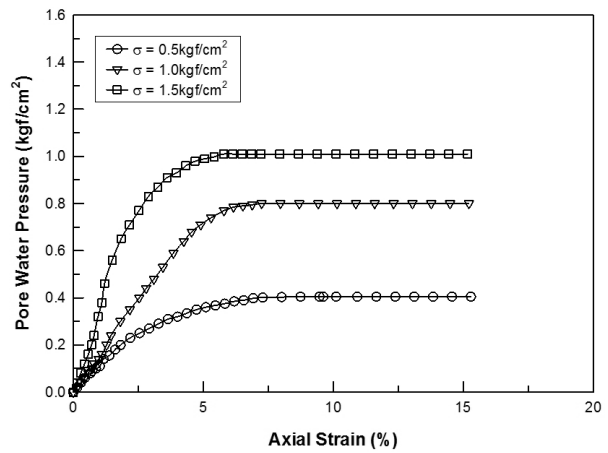
4.2 평면변형률 압축 및 신장시험

Fig. 8은 평면변형률 압축시험에 대한 결과를 나타낸 것으로서 구속압력이 0.5kgf/cm²인 경우에는 축변형률이 증가함에 따라 축변형률이 약 4.0~5.0%정도에서 축차응력

이 최대치(0.55kgf/cm²)에 도달한 후 최대축차응력이 감소하는 경향이 보인다. 구속압력이 1.0kgf/cm²인 경우는 축변형률이 약 4~6%정도에서 축차응력이 최대치(1.0kgf/cm²)에 도달한 후 최대축차응력이 감소하는 경향이 보이며, 구속압력이 1.5kgf/cm²인 경우는 일반삼축압축시험과 동일한 양상을 나타내고 있다. 축변형률에 대한 간극수압은 일반삼축압축시험과 유사한 경향을 나타내고 있다. Fig. 9는 평면변형률 신장시험에 대한 결과로서 구속압력이 0.5kgf/cm²인 경우에 축변형률이 증가함에 따라 축변형률이 약 5~7%정도에서 구속압력이 1.0kgf/cm²인 경우는 축변형률이 약 3~4%정도에서 구속압력이 1.5kgf/cm²인 경우에는 위의 두 시험과 동일한 양상을 나타내고 있다. 축변형률에 대한 간극수압은 위의 두 시험과 동일하게 나타나고 있다.



(a) Deviator stress-axial strain



(b) Pore water pressure-axial strain

Fig. 9. Test of expansion on the plane strain

5. 기초지반의 거동해석

5.1 해석프로그램

본 해석은 대상형 하중이 작용하는 지반위에 단계적으로 성토가 이루어질 경우 지반의 거동을 해석하기 위한 것으로 일반삼축압축시험과 평면변형률압축 및 신장시험 결과를 이용하여 각각의 매개변수를 산정하였으며, 적용된 구성모델은 Cam-clay모델이다. 본 해석에 사용된 프로그램은 SAGE-CRISP로서, 1975년 영국 캠브리지 대학의 연구자들에 의해서 개발된 프로그램이다. 1976년 Zylinski에 의해 처음으로 기록되었으며, 여기에는 유한요소 프로그램에서 극한상태의 모형(Critical State Models)들이 수록되어 있으며, 1977년 이래 Mike Gunn과 1980년 이래 Arul Britto가 John Carter, Nimal Seneviratn 및 Scoot Sloand에 의하여 대단히 많은 향상과 보완을 거듭해 왔다.

5.2 매개변수 결정

Cam-clay모델에 사용되는 매개변수는 λ , κ , m , G 그리고 ν 을 들 수 있다. 매개변수 λ , κ 의 값은 등방 또는 Ko

정규압밀 된 시료에 대한 고정령을 사용한 표준압밀시험에서 얻어지는데 시험결과를 e - $\log P$ 공간에 나타내었을 때 처녀압축곡선(virgin compression curve)과 팽창곡선(swelling curve)의 기울기에 의해 정의되는 값으로 구속응력이 클수록 그 값이 커지는 경향을 나타내며 각각 처녀압축곡선의 기울기 C_c 와 팽창곡선의 기울기 C_s 를 $\ln 10 (= 2.303)$ 으로 나눈 값(Table 2)으로 다음과 같은 식으로 구할 수 있다.

마찰상수(m)은 Fig. 10과 같이 여러 가지 응력경로로 행한 삼축시험의 한계상태에 의해 정의되는 값으로 한계상태곡선을 p - q 평면에 투영하여 $q = mp$ 의 관계로부터 구하였으며 더불어 Mohr-Coulomb의 전단 저항각과의 관계에서 다음 식으로부터도 찾을 수도 있다. 전단 탄성계수는 Fig. 7, 8, 9의 삼축시험의 초기곡선의 기울기인 탄성계수를 이용하여 구했으며 포아송비는 일반적인 점성토 값인 0.4를 적용하였다.

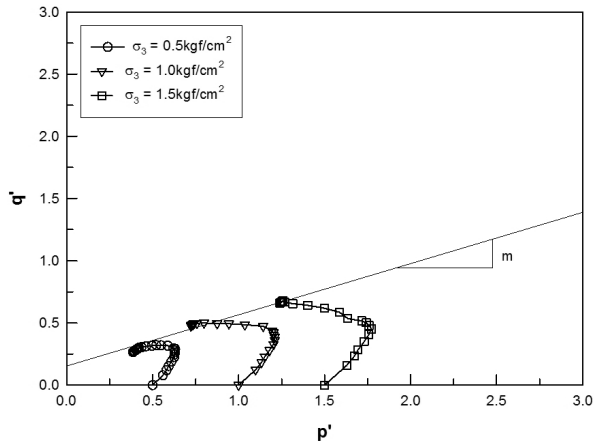
$$\lambda = \frac{C_c}{2.303} \quad \text{여기서, } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log P}$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2.303} \quad \text{여기서, } C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log P}$$

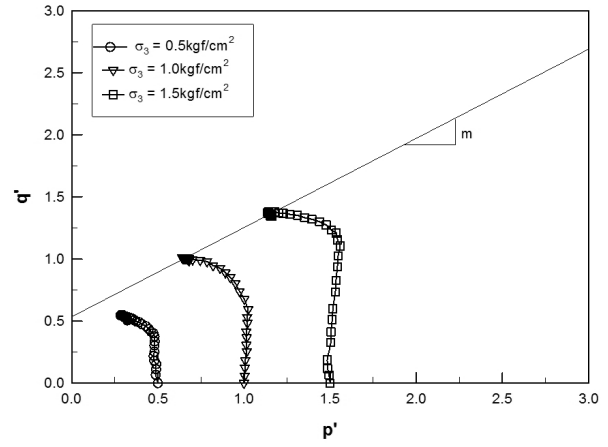
$$m = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{여기서, } \phi \text{는 전단 저항각이다.}$$

Table 3. Parameter λ , κ , m on Cam-clay model

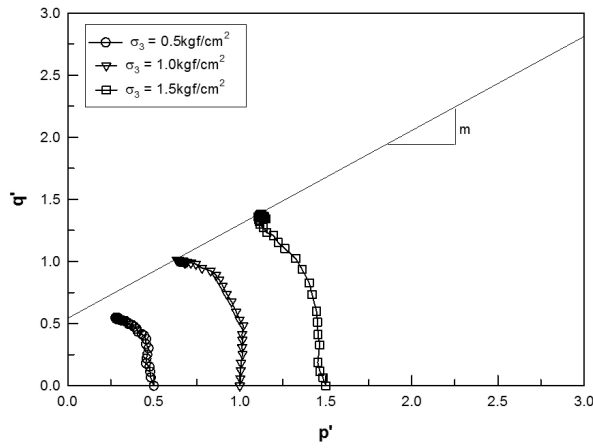
λ	κ	m		
		Convention triaxial compression test	Plane strain test (compression)	Plane strain test (extension)
0.136	0.025	0.53	0.63	0.67



(a) Conventional triaxial compression test



(b) Plane strain test (compression)



(c) Plane strain test (extension)

Fig. 10. Stress path on the triaxial tests

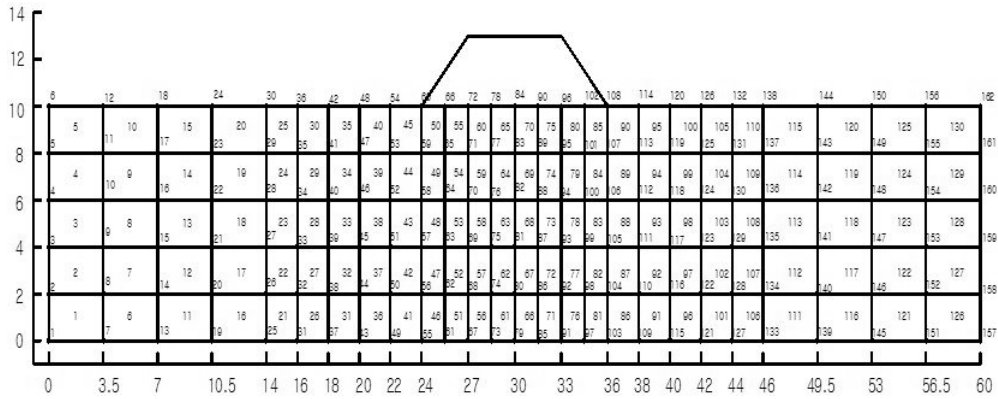


Fig. 11. FEM mesh condition

5.3 해석조건

해석모델링은 정규압밀점토층의 심도가 10m이고 제방을 6m 성토하는 단면으로 구성하였다. Fig. 11은 해석모델의 유한요소의 메쉬 생성을 나타내는 것으로 요소 메쉬는 162절점으로 짜여 졌으며, 성토하중을 직접적으로 접

하는 원지반 부분에 요소생성을 많이 하였다. 경계조건은 양측면의 경우 수직변위는 허용하고 수평변위는 구속하였으며 하단부는 수평 및 수직변위 모두를 구속하는 조건으로 가정한 것으로 측방유동의 영향은 성토 재하폭의 2배까지만 미친다고 가정하였다.

5.4 해석 결과 및 고찰

5.4.1 연직변위

Fig. 12(a)는 연약층의 심도에 따른 최대연직변위가 대상하중이 작용하는 제방 중앙부에 놓였을 경우의 침하량을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 일반삼축압축시험을 통하여 결정된 매개변수를 이용한 해석결과는 평면변형률 시험에 의한 해석결과에 비하여 심도 8m까지 18~25%의 연직변위 차이를 보이고 있다. Fig. 12(b)는 최대연직변위가 발생하는 지점을 대상하중이 작용하는 제방 선단에 놓였을 경우의 침하량으로서 일반삼축압축시험을 통하여 결정된 매개변수를 이용한 해석 결과가 심도 8m까

지 9~18%의 연직변위 차이를 보이고 있다. 그러나 평면변형률 압축시험과 신장시험에 의한 연직변위의 차이는 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다.

Fig. 13(a), (b)은 시간에 따른 침하량을 나타낸 것으로서 침하량 발생지점은 성토 중앙과 성토 선단에서 각각 선정하였으며, 그림에서 보는 바와 같이 시간의 경과에 따라 일반삼축압축시험을 통하여 결정된 매개변수를 이용한 해석결과는 평면변형률 시험에 의한 해석결과에 비하여 18~25%의 침하량 차이를 보이고 있다. 그러나 평면변형률 압축시험과 신장시험에 의한 침하량의 차이는 거의 발생하지 않는 것으로 나타나고 있다.

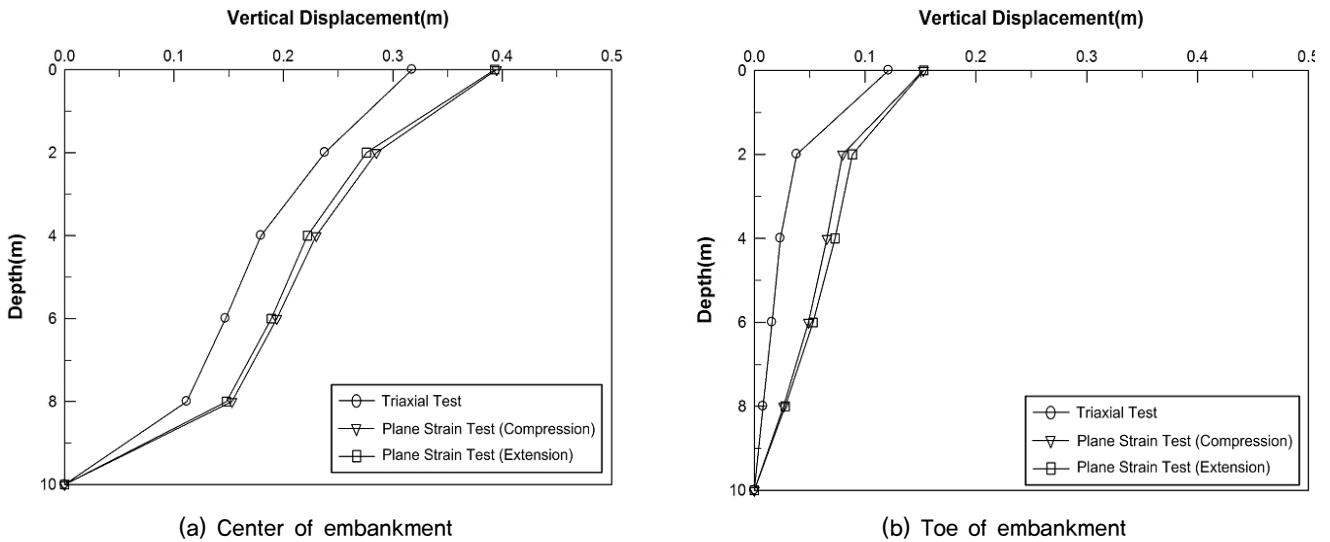


Fig. 12. Vertical strain according to depth

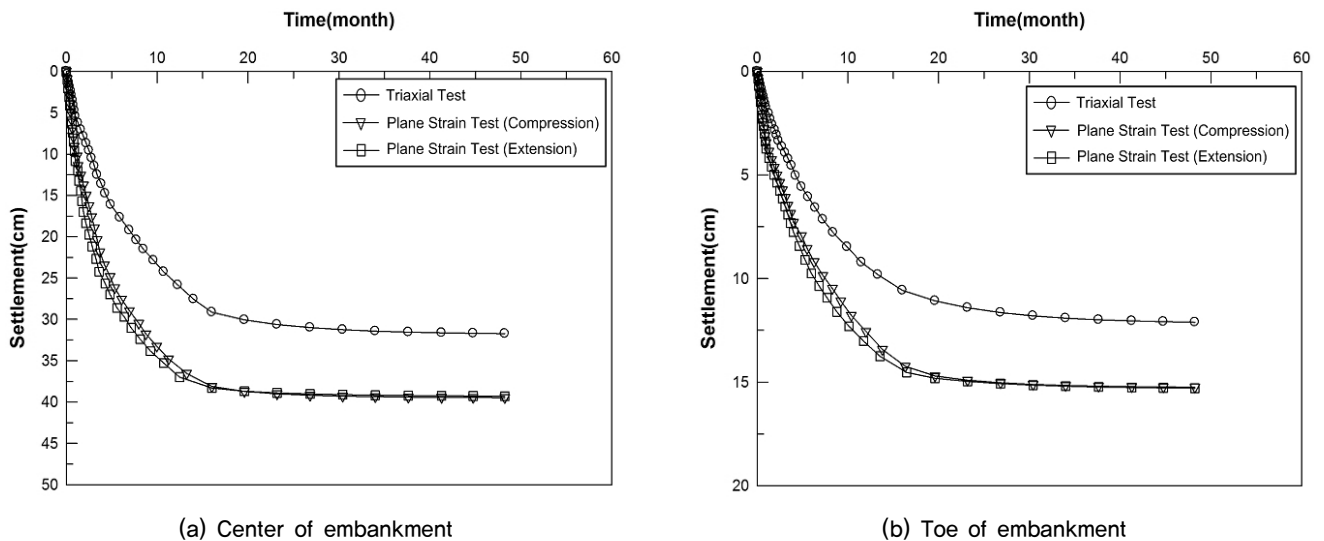
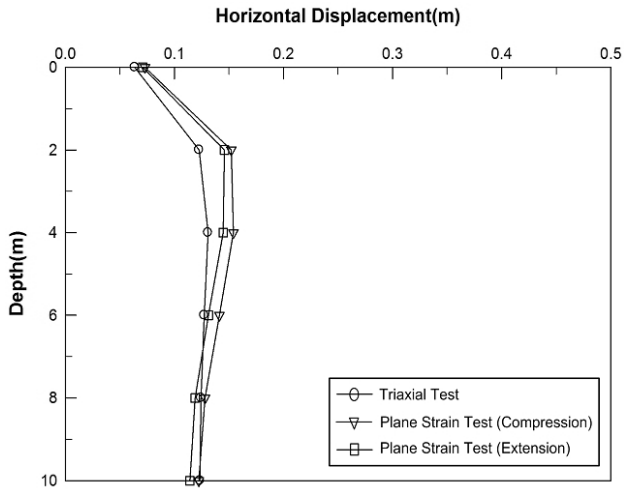
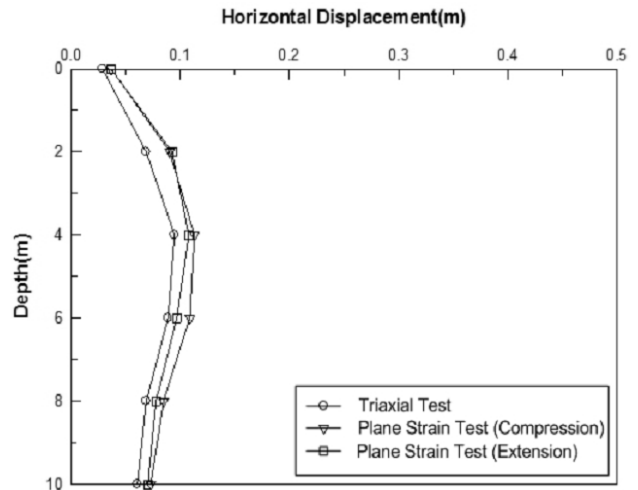


Fig. 13. Settlement according to time

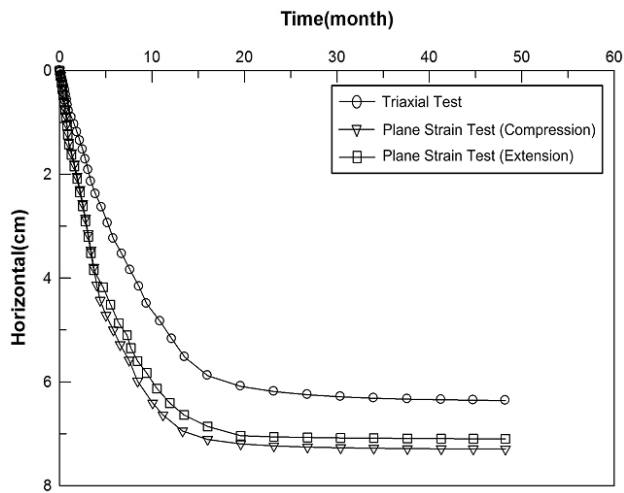


(a) Toe of embankment

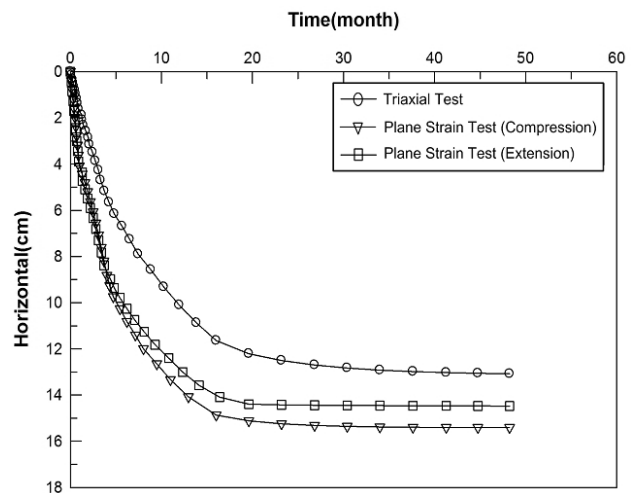


(b) 3 m away from the center in embankment

Fig. 14. Horizontal displacement according to depth



(a) Toe of embankment



(b) 3 m away from the center in embankment

Fig. 15. Horizontal displacement according to time

5.4.2 수평변위

Fig. 14(a), (b)는 연약층의 심도에 따른 최대수평변위를 나타낸 것으로서 (a)는 최대수평변위가 발생하는 지점을 대상하중이 작용하는 성토 선단부에 설정하였으며, 그림에서 보는 바와 같이 일반삼축압축시험을 통하여 결정된 매개변수를 이용한 해석 결과는 평면변형률 시험에 의한 해석결과에 비하여 심도 6m까지 13~19%의 수평변위 차이를 보이고 있으며 (b)는 최대연직변위가 발생하는 지점을 대상하중이 작용하는 성토부 중앙과 선단사이에 설정하였으며, 이 또한 일반삼축압축시험을 통하여 결정된 매개변수를 이용한 해석 결과가 심도에 따라 13~18%의 수평변위 차이를 보이고 있다. 그러나 평면변형률 압축시험과 신장시험에 의한 수평변위의 차이는 거의 발생하지 않

는 것으로 나타나고 있다.

Fig. 15(a), (b)는 시간에 따른 수평변위를 나타내고 있으며, 수평변위 발생지점은 성토 선단 및 성토 중앙과 선단사이에 각각 선정하였으며, 그림에서 보는 바와 같이 시간의 경과에 따라 일반삼축압축시험을 통하여 결정된 매개변수를 이용한 해석 결과는 평면변형률 시험에 의한 해석결과에 비하여 13~18%의 수평변위 차이를 보이고 있다. 그러나 평면변형률 압축시험과 신장시험에 의한 수평변위량의 차이는 거의 발생하지 않는 것으로 나타나고 있다.

이와 같이 연직변위 및 수평변위에서 두 시험법에 의한 결과에 차이가 거의 발생되지 않는 것은 시화지구가 지니고 있는 점토의 성질인 퇴적이력 즉, 육상부에 근접하여

지속적인 저압축성 실트성분유입 및 하중조건 변화 등이 존재하여 이방성의 영향을 덜 받고 있는 점토로 판단된다.

6. 결론

본 연구는 제방, 댐과 같이 대상형 하중이 작용하는 지반의 이방성에 대한 거동특성을 파악하고자 시화지구 해성점토를 이용하여 일반삼축 압축시험과 평면변형률 압축 및 신장시험을 실시하고 이로부터 기초지반해석에 필요한 토질매개변수를 결정하여 수치해석을 통해서 얻은 주요결론은 다음과 같다.

- (1) 파괴시 최대 축차응력에서의 축변형률은 일반삼축압축 시험인 경우가 평면변형률 시험보다 구속압력이 0.5kgf/cm^2 일 경우는 1.8배 구속압력이 1.0kgf/cm^2 일 경우는 2.2배 구속압력이 1.5kgf/cm^2 일 경우는 0.85배 정도 작게 나타났다.
- (2) Cam-clay 모델의 매개변수를 이용한 지반거동해석에서 연직변위는 평면변형률 압축시험이 일반삼축압축 시험에 비하여 18~25% 정도 변위가 크게 발생하였으며, 수평변위도 13~19% 정도 변위가 크게 발생하는 것으로 나타났다.
- (3) 평면변형률 압축 및 신장시험은 요소시험 및 유한요소 해석결과를 종합 비교검토 해본 결과 축차응력, 연직변위 및 수평변위 모두 그 차이가 미미한 것으로 나타났다. 이는 시화지구의 해성점토층이 비교적 이방성의 영향을 적게 받고 있는 것으로 평가된다.

References

1. Duncan, A.M. and Seed, H.B. (1996a), "Anisotropy and Stress Reorientation in Clay", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.92, No.SM5, pp.21-50.
2. Duncan, A.M. and Seed, H.B. (1996b), "Strength Variation along Failure Surfaces in Clay", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.92, No.SM6, pp. 81-104.
3. Hong, W.P. (1988), "Strength Characteristics of Anisotropic Overconsolidated Clay", Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.4, No.3, pp.35-42.
4. Hong, W.P. (1989), "Influence of the Intermediate Principal Stress on Behavior of Overconsolidated Clay", Journal of the Civil Engineering, KSCE, Vol.8, No.2, pp.99-107.
5. Ladd, C.C. (1971), "Strength Parameters and Stress-Strain Behavior of Saturated Clays." Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Research Report R pp.65-11.
6. Lade, P.V. (1978), "Cubical Triaxial Apparatus for Soil Testing", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.1, No.2, pp.93-101.
7. Lee, K.L. (1970), "Comparison of Plane Strain and Triaxial Tests of Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96, No.SM3, pp.901-923.
8. Lee, K.L., and Shubeck, R.T. (1971), "Plane-Strain Undrained Strength of Compacted Clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM1, pp.219-234.
9. Lee, K.I. (1995), "A Behavior of Undrained Clayey Foundation Using Single Failure Surface Constitutive Model", Ph.D, Thesis, Chonnam National University, pp.66-81.
10. Nam, J.M., Hong, W.P., (1993), "The Stress Strain Behavior of Sand in Cubical Triaxial Tests", Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.9, No.4, pp.83-92.