

## 포화된 정규압밀 점성토에서 비배수 공극수압의 거동(I) - 등방재하시험에 의한 분석 -

### The Behavior of Undrained Pore Water Pressure in Normally Consolidated and Saturated Clay(I) - Analysis by Isotropic Loading Test -

임 성 훈\* · 이 달 원\*\*

Eam, Sung Hoon · Lee, Dal Won

#### Abstract

The B value on the saturated soil is commonly known as the amount of 1. Usually this concept is consistent with the condition that effective stress is equal to zero, but it was reported in some literatures that the B value was less than 1 in spite of saturated condition in the test of very stiff material such as rock and quasi-stiff material on which the stiffness can be mobilized because of effective stress not equal to zero

In this study the B value was measured on various effective stress conditions on normally consolidated clay. The test results in the B value less than 1 in spite of perfect saturation. The measured excessive pore water pressure was not only smaller than the change of the total stress, but also the function of time on clay.

*Keywords : Pore water pressure, B value, Effective stress, Secondary consolidation*

#### I. 서 론

흙의 응력에 따른 변형거동에서 흙은 수많은 토립자들이 서로 접촉되어 있으므로 응력이 작용하였을 경우 일부는 공극수에 전달되고 나머지는 접촉면을 통하여 다른 토립자에 응력을 전달하게 된다.

Terzaghi(1923)는 외부에서 흙에 작용하는 전응력은 흙 내부에서 토립자들 사이에 작용하는 유효응력과 흙 속의 공극수에 작용하는 공극수압으로 구분할 수 있다고 하였다. 그러나 토립자들이 실제로 받고 있는 응력을 측정하는 것은 곤란하기 때문에 공극수압을 측정하여 간접적으로 유효응력을 산출한다. 토립자들의 접촉면에서 받고 있는 유효응력은 흙의 강도특성에 중요한 역할을 한다. Casagrande(Jürgenson, Leo 1934)는 흙의 강도는 외부에서 작용하는 전응력보다는 Terzaghi에 의해서 정의된 유효응력에 의해서 흙의 강도가 발

\* 농업기반공사 농어촌연구원  
\*\* 충남대학교 농업생명과학대학  
\* Corresponding author. Tel.: +82-31-400-1782  
fax: +82-31-400-1897  
E-mail address: geotechkor@komet.net

휘된다고 하였다. 또한 압밀해석에 있어서 하중에 의한 공극수압의 초기발생량에 중요한 영향을 미친다. Crawford(1964)는 실내시험에서 정규압밀영역에서 증가된 하중의 80~85%만이 즉시 공극수압으로 발생한다고 하였다. 따라서 비배수 공극수압의 거동을 분석하는 것은 단순히 포화도를 확인하는 경우 이외에도 매우 중요하다.

포화된 흙에서 비배수 상태에서의 공극수압거동은 하중이 가해진 직후, 즉 시간  $t=0$ 인 초기조건에서 외부응력의 변화량만큼 발생되고 유효응력의 변화는 없는 것으로 인식되어 왔기 때문에 포화된 흙의 응력-변형과 압밀거동에서  $\Delta\sigma_3 = \Delta u$ , 즉 공극수압계수  $B=1$ 로 적용되고 있다. 그러나 유효응력을 받고 있는 정규 압밀된 점토와 강성이 매우 큰 암석에 대한 몇몇 연구자들의 연구결과에서 공극수압계수가 1보다 작게 측정된 경우들이 발표되어 있다. (Wissa et al., 1965; Lee et al., 1969; Mesri et al., 1976) 그동안 연구자들의 연구결과에서도 공극수압계수가 1이 되지 않는 원인은 토립자의 구조, 변형속도, 교란영향, 온도 등이 중요한 인자라고 하였다. 그러나 포화된 흙의 비배수 상태에서 응력이 작용하였을 경우 공극수압의 거동은

유효응력을 변화시키기 때문에 공극수압이 어떠한 거동을 하는가는 압밀현상을 해석하는데 중요하게 다루어져야 한다.

본 연구에서는 포화된 정규압밀 점성토에서 다양한 유효응력 상태에서 시간에 따른 비배수 공극수압 거동을 측정하고, 표준적인 방법으로 측정된 공극수압으로부터 점성토의 2차 압밀의 영향을 분리하여 비교 분석하고자 한다.

## II. 재료 및 방법

### 1. 재료의 물리적 특성

시험에 사용된 시료는 홍성-보령 대단위 농업종합개발사업지구 방조제 축조현장으로부터 내륙쪽으로 약 1 km 지점에서 외경 76 mm, 시료유입부의 내경 73 mm, 및 길이 800 mm이고 면적비가 8.4%인 불교란시료채취관을 압입하여 심도 1.0~1.5 m에서 채취하였다. 시료의 입도분포곡선과 물리적 특성은 Fig. 1 및 Table 1과 같다. ASTM D2487 Section 11.3.2에 의하면 노건조 공시체의 액성한계가 자연 상태 액성한계의 75%보다 크게

Table 1 The physical properties of the soil comprised in the specimens

Specimen No.	Disturbance	Size(mm) (diameter × height)	Water content (%)	Dry unit weight (gf/cm <sup>3</sup> )	Void ratio	Degree of saturation(%)
No.1	undisturbed	50×100	46.62	1.193	1.264	99.58
No.2	remolded	75×150	110.26	0.679	2.976	100.02
No.3	undisturbed	50×100	42.69	1.245	1.168	98.66
Specific gravity G <sub>s</sub>						2.70
Liquid Limit on condition of natural state(%)						40.49
Plastic index on condition of natural state(%)						14.85
Liquid Limit on condition of the oven dried state(%)						31.97
Plastic index on condition of the oven dried state(%)						12.78
Penetration percent of sieve number 200(%)						94.64
Classification according to USCS						CL

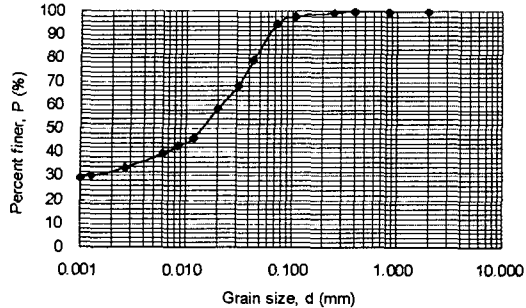


Fig. 1 The grain size distribution curve of the soil used

나타났으므로 유기질토로 분류되지는 않지만 이 차이는 시험의 오차한계에 들어갈 수 있는 아주 작은 값이므로 유기질이 많이 함유된 흙으로 판단된다.

## 2. 시험방법

본 연구에서는 동일 지점에서 채취한 2개의 불교란 공시체와 같은 시료로 재성형한 1개의 공시체를 사용하여 시험을 실시하였다. 첫 번째 공시체는 불교란 시료로 인위적으로 포화시키는 과정이 없이 시료장착 후 곧바로 유효응력이 0 인 조건에서 공극수압계수를 측정하였다. 두 번째 공시체는 완전 포화된 공시체를 성형하기 위해서 "KS F 2308 : 2001 흙의 밀도 시험 방법"에 착안하여 시료를 증류수와 혼합하고 교반하여 슬러리 상태로 만들고 약 45분 동안 100℃로 가열한 후에 24시간동안 상온으로 냉각시켜 재성형 하였다.

측정에 사용된 삼축압축시험기의 차분압력센서(differential pressure transducer)는 격막(diaphragm)의 최대 변형각도가 0.0015" 로써 최대압력 225 kgf/cm<sup>2</sup>에서의 체적변화량은 4.65 × 10<sup>-5</sup> cm<sup>3</sup>로 매우 작은 값이다. Bishop(1973)은 수은 마노미터에 의한 압력측정과정에서 나타나는 배수량을 상쇄시키기 위해서 수은의 압력을 증가시키는 방법을 사용하였고, Mesri 등(1976)은 공극수압계수가 1이 되지 않는 원인은 압력측정과정에서

서 나타나는 배수 때문이라고 하였다. 센서의 변형량이 크면, 점토의 경우 투수계수가 매우 작기 때문에 시간지연효과(time-lag, Gibson, 1963)를 나타낼 수 있으나 시험에 사용된 것과 같은 전기식 센서들은 이러한 영향을 무시할 수 있다.

공시체 No. 1에 대한 시험과정은 다음과 같다. 공시체 장착 직후  $\sigma_3 = u = 50 \text{ kPa}$ 인 비배수 상태에서  $\Delta\sigma_3 = 10 \text{ kPa}$ 를 가하여 공극수압계수를 측정하고 주어졌던  $\Delta\sigma_3$ 를 제거하여 압력상태를  $\sigma_3 = u = 50 \text{ kPa}$ 로 회복시키고 다시 좀더 증가된  $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ 를 가하여 공극수압계수를 측정하였다. 이와 같은 과정을  $\Delta\sigma_3 = 30 \text{ kPa}$ ,  $\Delta\sigma_3 = 40 \text{ kPa}$ , 및  $\Delta\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$ 인 경우에 대해서 반복하였다. 이 때 공시체는 항상 비배수 조건으로 유지되었다.

공시체 No. 2는 상온 냉각 후 함수비 약 110%의 슬러리 상태인 시료를 내경 7.5 cm, 높이 15 cm의 스플릿몰드에 부어서 공시체를 성형 장착한 후 몰드를 제거하고  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$ 로 등방 압밀시켰다. 시간에 따른 체적변형곡선으로부터 압밀도 100%에 도달한 것으로 판단한 시점에서 배수밸브를 잠그고  $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ 를 가하여 발생하는 공극수압거동을 측정하였다. 공극수압계수가 1이 된 것으로 판단한 후에 주어졌던  $\Delta\sigma_3$ 를 제거하여 다시  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$ 가 되도록 한 후에 배수밸브를 열어 공극수압계수 측정과정에서 발생한 공극수압을 24시간동안 소산시키고  $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ 로 다시 압밀시킨 후에  $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ 로 공극수압계수를 측정하였다. 이와 같은 과정을 하중 증가율이 1이 되도록  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ 와  $400 \text{ kPa}$ 인 경우에도 반복 실시하였다.

공시체 No. 3는 장착 후 처음에 back pressure = 200kPa를 가한 상태에서  $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$ 로 24시간동안 압밀시켰다. Eigenbrod 등(1990)은 경험상 200 kPa의 back pressure는 점성토를 포화시키기에는 충분한 압력이라고 하였다. 비록 불교란 시

Table 2 Scheme of test on clay

Specimen No.	u at B value check (kPa)	$\sigma_3'$ and $\Delta\sigma_3$ at B value check					
		Step No.	①	②	③	④	⑤
No. 1	$\sigma_3 = u = 50\text{kPa}$	$\sigma_3'$ (kPa)	0	0	0	0	0
		$\Delta\sigma_3$ (kPa)	10	20	30	40	50
		Step No.	①	②	③	④	⑤
No. 2	u = 0kPa	$\sigma_3'$ (kPa)	50	100	200	400	
		$\Delta\sigma_3$ (kPa)	20	20	20	20	
		Step No.	①	②	③	④	
No. 3	Back pressure = 200kPa	$\sigma_3'$ (kPa)	100	200	300	400	
		$\Delta\sigma_3$ (kPa)	-	0	0	0	
		Step No.	-	②'	③'	④'	
		$\sigma_3'$ (kPa)	-	200	300	400	
		$\Delta\sigma_3$ (kPa)	-	20	20	20	
		Step No.	-	②	③	④	

료일 경우에도 시료채취과정에서의 교란, 지중에서 공기 증으로 노출되는 과정에서 나타나는 응력이 완, 시료장착과정에서의 교란 등의 영향이 있었을 것으로 판단되어 그 영향을 상쇄시킬 수 있도록 압밀시키는 안정화 과정을 실시하였다. 압밀이 종료된 후에 back pressure = 200 kPa를 유지한 상태에서  $\sigma_3 = 400$  kPa로 높이고 24시간동안 압밀시켰다. 압밀 종료 후에 공시체의 배수밸브를 잠가서 비배수 조건으로 만들고 공시체 내부의 시간에 따른 공극수압의 변화를 약 24시간동안 측정하였다. 측정이 완료된 후 공시체를 배수조건으로 만들고 24시간동안 방치하여 비배수 조건에서 발생한 공극수압이 소산되어 압밀 종료 직후와 같은 조건이 되도록 하였다. 이 과정에서 2차 압밀에 의한 공시체 공극비의 감소가 발생하지만 그 양이 미미하므로 그 영향을 고려하지 않았다. 다시 공시체를 비배수 조건으로 만들고  $\sigma_3 = 420$  kPa, 즉  $\Delta\sigma_3 = 20$  kPa로 공시체 내부의 시간에 따른 공극수압의 변화를 약 24시간동안 측정하였다. 측정이 완료된 후에 전과 같은 back pressure 상태에서  $\sigma_3 = 500$  kPa로 압력을 높인 후 24시간동안 압밀시

키고,  $\sigma_3 = 400$  kPa인 경우와 같은 과정을 반복하였다.  $\sigma_3 = 600$  kPa인 경우에도 전과 같은 과정을 반복하였다. Table 2는 공시체의 각 단계별 압력 상태를 나타낸 것이다.

### 3. 공극수압계수에 대한 분석방법

Bruggeman 등(1939)은 흙 골격구조의 체적탄성계수와 물의 체적 탄성계수를 이용하여 외부의 압력변화에 대한 공극수압의 발생량을 정량화하였다.

Bishop 등(1950)은 습윤 상태의 흙에서 외부의 하중이 가해질 때 내부에서 발생하는 과잉공극수압을 흙 구조의 압축성, 공극을 채우고 있는 물과 공기의 압축성으로부터 외부압력에 대한 내부발생공극수압의 비  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$  를 다음과 같이 유도하였다.

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{C_v \cdot n}{C_c}} \dots \dots \dots (1)$$

여기서  $C_v$  : 공시체에서 공극 구성물질의 압축계수

$C_c$  : 흙의 압축성

위 식은 Bruggeman의 식과 같은 식이 되고, Skempton(1954)은 식(1)의 좌변을 공극수압계수  $B$  라고 하였다. 또한 Bishop 등(1973)은 토립자의 압축성을 고려하여 식(1)를 확장 수정한 식을 제안하였다.

Skempton(1954)은 식(1)에서 완전 포화된 흙에서는 공극구성물질의 압축성( $C_v$ )은 물의 압축성( $C_w$ )과 같게 되고, 흙의 압축성( $C_c$ )은 물에 비해 매우 크기 때문에  $C_w/C_c \approx 0$ 이 되어  $B \approx 1$ 이 된다고 하였다. Terzaghi 등(1996)에 의하면 물의 체적탄성계수  $K_w (=1/C_w) = 2,100$  MPa, 흙의 체적탄성계수  $K_c (=1/C_c)$ 는 조밀한 모래에서는 30 MPa이하이고, 연약점토에서는 3 MPa이하라고 하였다. 이러한 조건들을 식(1)에 적용하면 비록 공극률의 변화에 대해서  $B$ 는 0.986에서 1까지의 범위에서 나타나기는 하지만 그 경향은 공극률이 감소함에 따라  $B$ 는 점점 커지게 된다. Wissa(1969)는 고결된 흙의 삼축압축시험으로부터 얻은 축차응력-변형률 곡선의 초기 접선탄성계수(10~5000 MPa)와 공극수압계수(0.5~1)의 관계는 접선탄성계수가 커질수록 공극수압계수는 작아진다고 하였다. 비록 식(1)에서 나타나는  $B$ 값의 범위는 실험의 오차한계에 들어갈 정도로 작지만 초기 접선탄성계수는 공극비가 작아서 굳은 흙일수록 더 커진다는 점을 고려할 때 그 경향은 Wissa의 실험결과와 상호 대치된다.

Bishop(1950)에 의하면 식(1)은 다음과 같은 과정으로 유도되었다.

토립자가 받는 유효응력 증분  $\Delta\sigma_3'$ 는

$$\Delta\sigma_3' = \Delta\sigma_3 - \Delta u \dots\dots\dots (a)$$

공시체의 체적변화량  $\Delta V_c$ 는

$$\Delta V_c = -C_c \cdot V \cdot (\Delta\sigma_3 - \Delta u) \dots\dots\dots (b)$$

공극의 체적 변화량  $\Delta V_v$ 는

$$\Delta V_v = -C_v \cdot n \cdot V \cdot \Delta u \dots\dots\dots (c)$$

토립자 자체의 체적압축량은 매우 작기 때문에 이를 무시한다면  $\Delta V_c = \Delta V_v$ 가 되고 이 조건으로부터 식(1)이 유도되었다.

여기서  $\Delta u$  : 공극수압의 증분

$V$  : 공시체의 초기체적

$n$  : 공극률(%가 아님)

$\Delta\sigma_3$ : 공시체 외부 등방압력의 증분

위 과정에서 식(b)에서 모순이 발생한다. 식(1)의 유도과정과 같은 개념이 적용되기 위해서는 공시체의 체적변화량은 다음과 같이 수정되어야 한다.

$$\Delta V_c = -C_c' \cdot V \cdot \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (d)$$

여기에서  $C_c'$ 는 공극구성물질의 압축계수  $C_v$ 와 토립자의 체적압축계수  $C_c$ 가 공극률  $n$ 에 대해서 가중 평균된 값으로 나타나야 된다. 식(b)에서  $C_c$ 는 등방압밀시험으로부터 얻은 압축지수로부터 얻은 값을 사용한다. 압밀시험의 압축지수는 유효응력과 공극비의 관계로부터 얻어지므로 식(b)의 우변에 유효응력  $\Delta\sigma_3'$ 를 사용한 것이 타당한 것으로 보여지지만 압밀시험에서는 완전배수조건으로 공시체는 소성변형이 크고 공극수압계수를 측정하는 비배수 조건에서는 탄성에 가까운 변형을 하게 되므로 두 경우는 구분되어야 한다.  $C_c$  또한 공극이 하나의 성분으로 구성되어 있다면 그 성분에 대한 값으로 나타나겠지만 예를 들어 물과 공기로 이루어져 있다면 물과 공기에 대한 체적압축계수의 각 구성성분의 체적비율에 대한 가중평균값으로 나타날 것이다. 유효응력  $\Delta\sigma_3'$ 는 토립자들의 접촉면에서 각각의 토립자들이 상호간에 받는 힘이므로 식(1)이 유도되는 과정에서 무시된 토립자의 체적변화를 일으키지만 이것도 단독으로 작용하는 것은 아니고 하나의 토립자에 접촉되어 있는 면적의 합

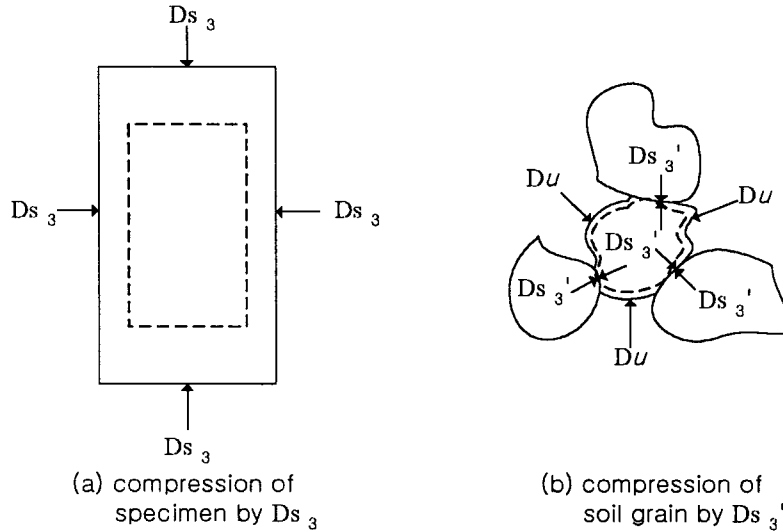


Fig. 2 Diagram of compression on specimen and soil grain

과 그 이외의 부분에 작용하는 공극수압에 의해서 결정된다. 이와 같은 개념은 Fig. 2의 (a)와 (b)로부터 보다 직관적으로 알 수 있다. Fig. 2(b)에서 토립자 외부에서 작용하는  $\Delta u$ 에 대응하는 만큼 토립자가 압축되면서 내부에서도  $\Delta u$ 만큼의 반작용력이 발생되지만 간결함을 위해서 생략되었다. 공시체 내부의 공극수압 거동이 식(1)의 적용을 받기 위해서는 토립자들의 접촉면적이 0 이어야 한다. 이러한 조건과 근접한 응력상태는 토립자들의 접촉면적이 영향을 미치지 않는 유효응력이 0 인 경우와, 공극률이 매우 커서 토립자 접촉면적을 무시할 수 있는 경우이다. 점성토의 형상은 판상이고 비표면적이 매우 크기 때문에 느슨한 점토의 경우 흙의 전체 구조는 면과 모가 접촉하여 이러한 조건이 가능할 것으로 생각할 수 있다. 따라서 식(1)이 실제의 공극수압 발생기구와는 다르다고 판단됨에도 불구하고 위 두 가지 경우에 대해서 공극수압계수가 1에 근접한 값이 나타나는 것과, 몇몇 문헌들에서 공시체의 강성이 큰 경우에 공극수압계수가 1보다 작은 값이 나타나는 원인도 개념적 설명이 가능하다.

Kytömaa 등(1997)은 완전한 구형 입자들이 격자망을 이루고 있고, 포화되어 있는 재료에서 등방압축에 대한 공극수압의 영향을 분석할 수 있는 식을 제안하였다.

$$B = 1 - \frac{n_0 \cdot c_n (1 - 2\nu) (\epsilon_d + 3) \epsilon_d^{1/2}}{6\pi(1 - \nu^2)(1 - \epsilon_d)^2} \dots\dots\dots (2)$$

여기서  $\epsilon_d$  : 등방압축에서 구조의 선형 변형률

$$\epsilon_d = \frac{(2R_0 - d)}{2R_0}$$

$R_0$  : 입자의 초기 반지름

$d$  : 접촉되어 있는 두 입자가 압축된 후의 입자 중심간 거리

$n_0$  : 초기 공극률(%가 아님)

$c_n$  : 접촉면의 수

$\nu$  : 고형 입자의 포아송 비

이 식에서 공극률이 0 이 아니고 선형변형률이 0 이 아닌 경우에는 공극수압계수  $B$ 는 재료의 선형변형률에 관한 함수로, 항상 1보다 작은 값을 나타내게 된다.

Eigenbrod 등(1990)은 사질 실트와 실트질 점

도로 이루어진 호상점토에서 압밀 후에 공극수압계수를 측정된 결과 1보다 훨씬 작은 값들이 나타났다고 하였다. 또한 이와 같이  $B$ 값이 1보다 훨씬 작게 나타나는 원인이 공시체의 호상구조에 있다고 하였다.( Eigenbrod et al.,1999)

일반적으로 공극수압계수에 대한 Skempton (1954)의 제안이 널리 받아들여지고 있으나 Bishop 등(1950)의 식은 재료의 일반적인 특성과는 반대되는 근본적인 모순점을 가지고 있고, 오히려 Kytömaa 등(1997)의 식이 많은 근사화 과정이 있지만 좀더 타당성이 있다. Eigenbrod 등(1990)의 실험결과는 Bishop(1950)의 식보다는 Kytömaa 등(1997)의 식에 더 가까운 결과를 나타내고 있다. Skempton(1954)은 유효응력이 0인 상태에서 실험하였고, Eigenbrod 등(1990)은 공극수압이 0인 상태에서 실험한 조건상의 차이점이 있다.

### III. 결과 및 고찰

#### 1. 유효응력이 0인 상태에서 공극수압의 거동

Fig. 3은 공시체 No. 1에 대한 시험결과이다. 측정된 공극수압계수는 모두 짧은 시간 내에  $\Delta\sigma_3$ 의 크기에 관계없이 1에 근접한 값으로 수렴하고 있다. 이 표준적인 방법에 의한 시험결과는 앞 절에서 언급된 내용과 일치하고 있다.

#### 2. 비배수 정규압밀 상태에서 공극수압의 거동

##### 가. 재생형 공시체에서의 공극수압의 거동

Fig. 4는 공시체 No. 2에 대한 시험결과를 나타낸 것이다. 등방압밀압력 50, 100, 200 및 400 kPa에 대해서 압밀 종료 후의 공극비는 각각 1.111, 0.979, 0.868 및 0.810이다. 유효응력이 증가할수록 혹은 공극비가 감소할수록, 보통 축척에서 곡선의 변곡점이 나타나는 때의 공극수압계수는 적은 값을 나타내었고, 변곡점 이후의 변화속도

는 증가하였다. 슬러리 상태에서 50 kPa의 등방압밀압력에 의해서 발생한 체적변화율이 46.9%로 매우 심하게 수축이 되어 이 시험으로부터 공극수압 거동의 세부적인 부분들에 대해서 고찰하는 것은 곤란하고, 완전히 포화되었다고 판단할 수 있는 시료에 대해서 유효응력을 받고 있는 경우에는 공극수압계수의 거동이 일정한 상수값이 아니고 시간에 따라서 변화한다는 것을 알 수 있다.

#### 나. 불교란 공시체에서의 공극수압의 거동

Fig. 5, 6 및 7은 각각 유효응력이 200, 300 및 400인 경우 각각에 대해서 전응력 증분  $\Delta\sigma_3=0$  kPa와 20 kPa인 경우에 측정된 시간에 따른 공극수압의 변화를 나타낸 것이다.  $\Delta\sigma_3=0$  kPa

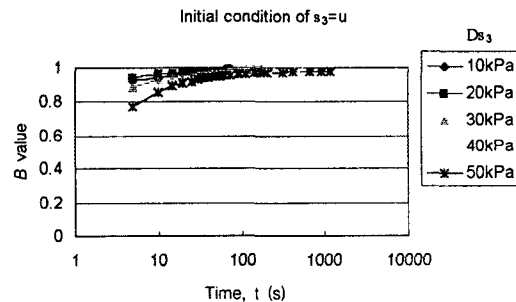


Fig. 3 The test results of pore water pressure at  $\sigma_3' = 0$  kPa, with log scale of abscissa on Specimen No. 1

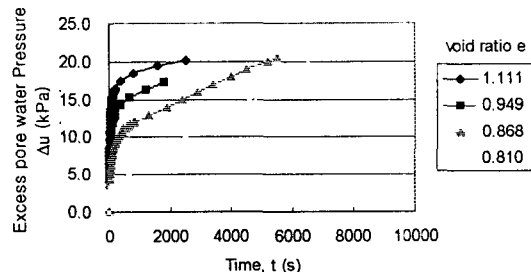


Fig. 4 The test results of pore water pressure at  $u = 0$  kPa, with normal scale of abscissa on Specimen No. 2

인 경우는 정규압밀 비배수 조건에서 2차 압밀의 영향에 의해서 공극수압이 상승한다는 것을 나타내고 있다.  $\Delta\sigma_3 = 20\text{kPa}$ 인 경우는 공시체의 공극수압 상태가 정규압밀 상태라는 것을 제외하면 일반적인 공극수압계수  $B$ 를 측정할 때와 같은 조건에서 측정된 공극수압으로, 점진적으로 증가하다가 주어진  $\Delta\sigma_3$ 보다도 크게 나타났다. 이것은 공극수압계수  $B$ 가 1보다 커지는 모순적인 상황이다. 유효응력이 증가할수록  $\Delta\sigma_3$ 가 있는 경우와 없는 경우의 차이는 작아지고, 시간이 경과하여도 비록 작은 오차는 있으나 그 차이가 대략적으로 일정하게 유지된다는 것을 알 수 있다.

공극수압계수는 시간에 따라서 변화하지 않고 포화도에 따라서 일정하게 유지되는 상수값으로 알려져 있다. Eigenbrod(1990)는 측정시간이 대략적으로 15분 내외에서 일정해진다고 하였다. 그러나 그림에서 나타난 바와 같이 공극수압 또는 공극수압계수는 시간에 따라서 변화하는 값이라는 것을 나타내고 있다. Fig. 5에서는 재하 후 약 200초 내외에서 공극수압이  $\Delta\sigma_3 = \Delta u$ 인 20kPa에 도달하였고, 그 이후의 상승값은 2차 압밀의 영향으로 해석할 수 있다. 유효응력이 보다 큰 Fig. 6과 7에서  $\Delta\sigma_3 = \Delta u$ 에 도달하는 시간은 더 길어진다. 이러한 현상을 정리하면 포화된 점성토임에도 불구하고 재하 직후의 공극수압계수는 1보다 작은 값이 나타나고 유효응력이 200, 300, 400kPa로 증가할 때  $\Delta\sigma_3 = \Delta u$  (또는  $B=1$ )에 도달하는 시간은 200, 2000, 20000초 내외로 증가되어 log관계가 있음을 알 수 있다. 그 이후에는 공극수압계수가 1보다 큰 모순적인 상황이 되므로 공극수압의 상승에는 명백하게 2차 압밀의 영향도 있음을 알 수 있다. 공극수압계수가 1보다 커지는 원인이 장착된 공시체의 누수의 영향으로 볼 수도 있으나 Fig. 8에 나타난 바와 같이 압밀곡선은 전형적인 형태를 나타냈다. 이와 같이 1차 압밀 종료 후 2차 압밀단계를 나타내는 것으로 볼 때 공시체의 누수는 만일 발생

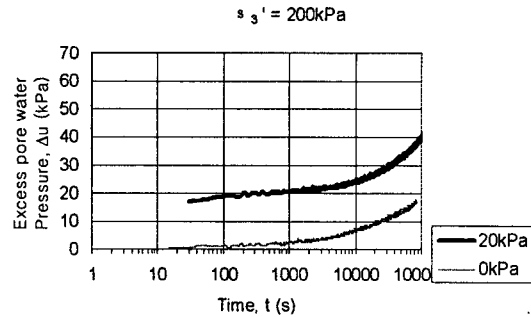


Fig. 5 The test results of pore water pressure at  $\sigma_3 = 400\text{ kPa}$ , back pressure = 200 kPa with log scale of abscissa on specimen No. 3

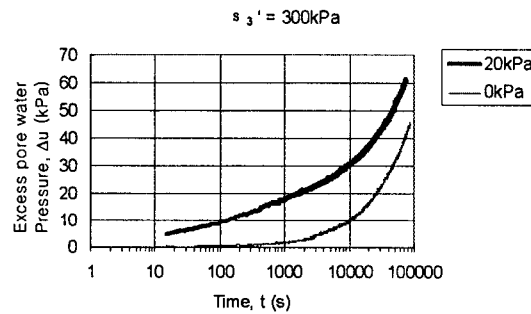


Fig. 6 The test results of pore water pressure at  $\sigma_3 = 500\text{ kPa}$ , back pressure = 200 kPa with log scale of abscissa on specimen No. 3

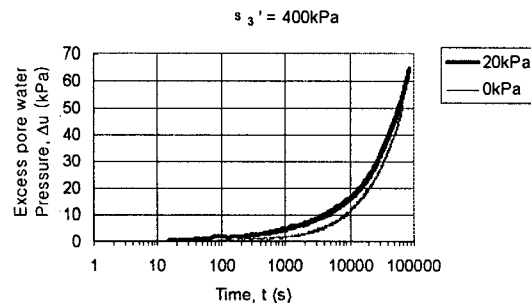


Fig. 7 The test results of pore water pressure at  $\sigma_3 = 600\text{ kPa}$ , back pressure = 200 kPa with log scale of abscissa on specimen No. 3

하였어도 매우 작은 양일 것으로 판단된다. 공극수압계수가 1보다 커진 원인에 대한 실험상의 실수로 생각해볼 수 있는 또 다른 경우는 1차 압밀이 완전



히 종료되지 않은 상태에서 공극수압계수를 측정할 경우이다. 유효응력이 200 kPa인 경우에 대해서는 Fig. 8과 같이 1차 압밀이 종료된 것으로 판단할 수 있으나 유효응력이 300 kPa와 400 kPa인 경우에는 하중증가율이 1보다 작기 때문에 시간에 따른 압밀곡선은 3개의 직선 구간을 갖는 전형적인 형태로 나타나지 않는다. 따라서 이 자체만으로는 1차 압밀 종료를 판단할 수 없다. 그러나 유효응력 100, 200, 300 및 400 kPa인 경우에 등방압밀 종료 후의 공극비는 각각, 0.921, 0.825, 0.772, 0.693이었고 이 값으로부터 등방 압축지수를 계산하면 0.379이다. 동일 시료에 대해서 표준압밀시험을 실시한 결과 압축지수는 0.344이었다. 일반적으로 정지토압상태에 가까운 표준압밀시험에 의한 압축지수보다 종방향 압축과 횡방향 압축을 함께 받는 등방압축지수가 좀 더 큰 값을 나타내는데 이러한 경향이 일치하고, 등방압축에서의 공극비와 유효응력에 대한 반대수 상관관계는 결정계수( $r^2$ )가 0.976으로 직선적인 분포를 나타내어 유효응력 300 kPa와 400 kPa인 경우에도 충분히 압밀시간이 경과하여 1차 압밀이 종료된 것으로 간접적으로 판단할 수 있다. 표준압밀시험의 과압밀비는 약 1.14로 정규압밀상태에 근접하게 나타났다. 선행 압밀하중은 0.25 kgf/cm<sup>2</sup>로 공시체 No. 3에서 첫 번째 압밀압력 200 kPa보다 현저하게 적은 값으로 공시체는 모두 정규압밀상태에서 시험이 실시되었다고 판단된다.

점성토의 투수계수는 수평투수계수( $k_h$ )보다 수직 투수계수( $k_v$ )가 일반적으로 더 작다. 보다 작은 투수계수를 사용하여 시료높이 10 cm의 시료에 대해서 back pressure 지속시간 48시간이 충분한 기간이었는지를 평가할 수 있다. 표준압밀시험에 의한 평균압밀계수  $C_v = 1.64 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ 로 나타났다.

48시간 경과 후에 유효응력이 200 kPa가 된 것으로 하면

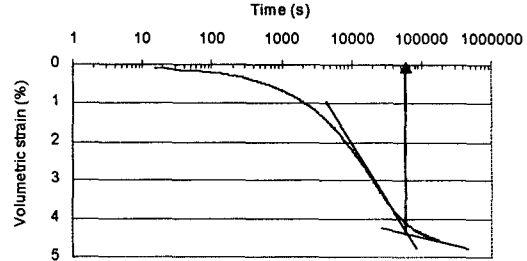


Fig. 8 The consolidation curve when effective stress was increased 200 kPa from 100 kPa on specimen No. 3

$$\begin{aligned} \text{압축계수 } a_v &= \Delta e / \Delta p = (1.168 - 0.825) / 200 \\ &= 1.715 \times 10^{-3} (\text{kPa}^{-1}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{체적압축계수 } m_v &= \frac{a_v}{1 + e} = \frac{1.715 \times 10^{-3}}{1 + \frac{(1.168 + 0.825)}{2}} \\ &= 8.59 \times 10^{-4} (\text{kPa}^{-1}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} kv &= C_v \times m_v \times \gamma_w = \\ &= 1.64 \times 10^{-3} (\text{cm}^2/\text{s}) \times 8.59 \times 10^{-4} (\text{kPa}^{-1}) \\ &= 1.41 \times 10^{-6} (\text{cm}^2/\text{s}/\text{kPa}) \end{aligned}$$

back pressure는 200 kPa로 유효응력 100 kPa로 압밀시킬 때 28시간, 200 kPa로 압밀시킬 때 24시간이 주어졌고 공시체의 배수거리는 양면 배수조건으로써 5 cm이므로 동수경사  $i$ 의 최소 값은

$$\begin{aligned} i &= \frac{200 \text{ kPa}}{5 \text{ cm}} = 40 \text{ kPa}/\text{cm} \\ v &= k \cdot i = 1.41 \times 10^{-6} (\text{cm}^2/\text{s}/\text{kPa}) \cdot 40 (\text{kPa}/\text{cm}) \\ &= 8.87 \times 10^{-4} \text{ cm}/\text{s} \end{aligned}$$

$$\therefore t = h/v = 5 (\text{cm}) / 8.87 \times 10^{-4} (\text{cm}/\text{s}) \approx 24.6 \text{ h}$$

시료가 체적압축을 일으키지 않고 공극은 완전히 공기로만 이루어져 있는 경우에 48시간 동안 200 kPa의 back pressure를 받는다는 열악한 조건으로 가정한 경우 back pressure에 의해서 시료의 상단과 하단으로부터 시료의 중심까지 공극수의 흐름이 도달하는데 걸리는 시간이 약 24.6h이므로 이보다 양호한 실제 공시체에서 48시간의 부압은 충분한 것으로 판단된다.

Lee 등(1969)은 치밀한 모래와 다져진 점토에서 공극수압계수는 1보다 작은 값이 측정되었고, 압축성이 작을수록 공극수압계수도 작고, 점토에서는 압축성이 상대적으로 큼에도 불구하고 공극수압계수 측정치는 작게 나타났다고 하였다. Mesri 등(1976)은 4가지 종류의 암석에 대해서 공극수압계수를 측정 한 결과, 유효등방압력이 커질수록 공극수압계수는 1보다 작게 나타났다고 하였다. 이러한 결과로부터 점성토에서 공극수압계수를 측정하는 것은 지금까지 알려진 바와 같이 단순하지 않고 매우 복잡하고, 시간과 유효응력에 따른 함수로 나타나는 것으로 판단된다. 혹은 유효응력은 공극비와 관련되므로 시간과 공극비에 관한 함수로 고려할 수도 있다.

### 3. 비배수 정규압밀 상태에서 순공극수압의 거동

위 실험결과로부터 점성토에서의 비배수 공극수압 거동은 2차 압밀의 영향을 고려할 필요성이 있는 것으로 판단되었다. 저자 등은 표현의 간편성을 위해서 2차 압밀을 고려하지 않은 경우의 공극수압을 “겉보기 공극수압”으로 호칭하였다. 겉보기 공극수압으로부터  $\Delta\sigma_3 = 0\text{kPa}$ 인 경우에 측정된 공극수압을 뺀 결과를 Fig. 9에 나타내었다. 이 때 동일한 공극비에서 측정이 되어야 한다는 전제조건이 있으나 실험방법에서 언급된 것과 같이 이 조건을 충족시키는 것은 매우 어렵다. 본 연구에서는 동일 시료를 반복적으로 측정하는 과정에서 공극비가 변화하였으나 이 때의 공극수압의 소산과정은 2차 압밀에 해당하는 부분으로 그 영향은 매우 작은 것으로 판단하였다. Fig. 9에서 측정된 각각의 곡선들에 미세한 파형이 나타나는 것은 차감 계산되는 과정에서 실험에 사용된 signal conditioner와 센서의 오차가 두 배로 확대된 결과이다. 겉보기 공극수압으로부터 동일한 공극비에서  $\Delta\sigma_3 = 0\text{kPa}$ 인 경우의 공극수압을 감하여 2차압밀의 영향을 상쇄한 값을 “순공극수압”이라고 하면, Fig. 9에서 유효응

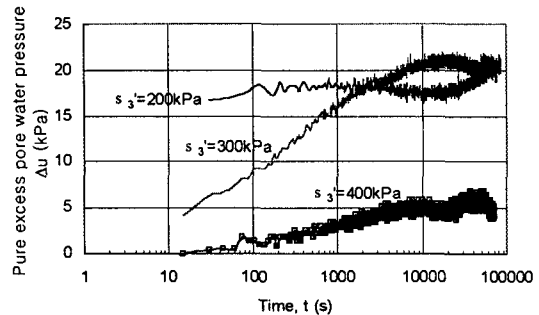


Fig. 9 The behavior of pure excess pore water pressure according to effective stress

력이 200 kPa와 300 kPa인 경우에는 순공극수압은 최종적으로  $\Delta\sigma_3 = \Delta u$ 에 근접하게 나타났으나 400kPa인 경우에는  $\Delta\sigma_3$ 의 약 1/4의 값에서 일정해졌다.

## IV. 결 론

포화된 정규 압밀 점성토에 대하여 여러 가지 응력상태에서 비배수 공극수압을 측정하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 포화된 정규 압밀 점성토에서 공극수압계수는 포화도에 따라서 정해지는 상수값이 아니고, 각각의 유효응력에서 시간에 따라서 변화하는 값으로 나타났고, 유효응력이 증가할수록 겉보기 공극수압계수가 1보다 커지기까지의 경과시간은 지수적으로 증가하였다.

2. 재하 직후의 순공극수압의 크기는 유효응력의 크기가 커질수록 작아지는 것으로 나타났고, 시간의 경과에 따라서 점진적으로 증가하다가 특정시간 이후에는 일정해지는 것으로 나타났다.

3. 비배수 공극수압을 단순히 유효응력 증분이 주어진 경우에 측정된 값으로 나타내었을 경우 2차 압밀의 영향으로 공극수압계수가 1보다 큰 모순된 값이 나타나게 되므로 유효응력이 없는 경우에도 비배수 공극수압 거동을 측정하여 2차 압밀의 영향을 분리하여 나타내어야 할 것으로 판단되었다.

References

1. ASTM. 1992. D2487-90 Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes. *Annual Book of ASTM Standards* 04.08.
2. Bishop, A. W., and A. K. G. Eldin. 1950. Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the geeneral theory of shear strength. *Géotechnique* 2(1) : 13-32.
3. Bishop, A. W. 1973. The influence of an undrained change in stress on the pore-pressure in porous media of low compressibility. *Géotechnique* 23(3) : 435-442.
4. Bruggeman, J. R., C. N. Zanger, and J. H. A. Brahtz. 1939. Memorandum to Chief Designing Engineer : notes on analytical soil mechanics. *US Department of the Interior Technical Memorandum* No.592. quoted by Bishop, A.W. 1973.
5. Crawford, C. B. 1964. Interpretation of the Consolidation Test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 90(SM5) : 87-102.
6. Eigenbrod, K. D., and J. P. Burak. 1990. Measurement of B-Values Less Than Unity for Thinly Interbedded Varved Clay. *Geotechnical Testing Journal* 13(4) : 370-374.
7. Eigenbrod, K. D., and W. H. Wurmnest. 1999. Pore-Water Pressure Response during Undrained Isotropic Load Changes in Layered Soils. *Canadian Geotechnical Journal* 36(3) : 544-555.
8. Gibson, R. E. 1963. An Analysis of System Flexibility and Effect on Time-Lag in Pore-Water Pressure Measurements. *Géotechnique* 13(1) : 1-11.
9. Jürgenson, Leo. 1934. The Shearing Resistance of Soils. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. quoted by Wissa, A.E.Z. 1969
10. Korea Standard Association. 2001. Test Method for Density of Soil Particles. (in Korean)
11. Kytömaa, H., M. Kataja, and J. Timonen. 1997. On the effect of pore pressure on the isotropic behavior of saturated porous media. *Journal of Applied Physics*. 81(11) : 7148-7152.
12. Lee, K. L., and R. A. Morrison. 1969. A Note on the Pore Pressure Parameter B. *Proc. of the 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Vol. I 231-238.
13. Mesri, G., K. Adachi, and C. R. Ullrich. 1976. Pore-pressure response in rock to undraind change in all-round stress. *Géotechnique*. 26(2) : 317-330.
14. Skempton, A. W. 1954. The Pore Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*. 4(4) : 143-147.
15. Terzaghi, K. 1923. Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der Hydrodynamischen Spannungserscheinungen. Sitz. Akademie der Wissenschaften. Mathematisch-Naturwissenschaftliche. Klasse. Vienna. Austria. Part IIa 132. 125-138. quoted by Terzaghi, K., R. B. Peck, and G. Mesri. 1996.
16. Terzaghi, K., R. B. Peck, and G. Mesri. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition. New York.: John Wiley & Sons.
17. Wissa, A. E. Z. 1969. Pore Pressure Measurement in Saturated Stiff Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 95(SM4) : 1063-1073.
18. Wissa, A. E. Z., and C. C. Ladd. 1965. Shear Strength Generation in stabilized Soils. *Research Report No. 65-17. Department of Civil Engineer, Massachusetts Institute of Technology, Boston*, quoted by Wissa, A. E. Z. 1969.