

이방압밀이 흙의 강도에 미치는 영향

Effects of Anisotropic Consolidation on Strength of Soils

강병희, Byung-Hee, Kang

인하대학교 공과대학 건설공학부 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Inha University

SYNOPSIS : Anisotropic consolidation, shear, a transportational component during or after deposition each may produce anisotropic fabrics, which result in the anisotropic properties of soils. Nevertheless, the isotropically consolidated compression triaxial tests are commonly used in practice to determine the strength of the anisotropically consolidated soils because of their practicality and simplicity. In this paper the effects of anisotropic consolidation on the strength properties of soils are discussed. For the sandy soils consolidated under a constant vertical consolidation pressure, the deformation modulus decreases with decreasing consolidation pressure ratio ($\sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$), but the liquefaction resistance increases. For the saturated cohesive soils, both the undrained shear strength and undrained creep strength decrease with decreasing the consolidation pressure ratio. When the in-situ strength properties of the anisotropically and normally consolidated soils are determined by the isotropically consolidated tests, the undrained shear strength and creep strength of saturated cohesive soils as well as the deformation modulus of sandy soils are measured to be higher than the rear in-situ values. This, therefore, could lead to a dangerous judgement in stability analysis

Key words : anisotropy, consolidation pressure ratio, deformation modulus, liquefaction resistance, undrained shear strength, undrained creep strength

1. 흙의 이방성

흙의 이방성(soil anisotropy)은 하중을 받아 변형하기 이전부터 가지고 있던 본래의 고유이방성(inherent anisotropy)과 이후의 재하에 의한 후천적 응력유도이방성(stress induced anisotropy)으로 구분된다. 흙 입자가 퇴적된 후 오랜 시간에 걸쳐 자중 및 일차원적 재하에 의해서 흙의 조직(fabric)은 부분적 또는 전체적으로 토립자가 주로 수평방향으로 배열되는 조직이방성(fabric anisotropy)을 나타낸다. 특히 점토의 경우는 방향성 퇴적과 점토입자간의 전기적 결합에 의해서 점토의 이방 변형특성을 나타낸다(Sadda, 1969). 이러한 점토의 미세적인 조직이방성(microfabric anisotropy)은 균질한 이방성 조직을 보인다. 그러나 퇴적지반은 퇴적시기에 따른 거시적 조직이방성(macrofabric anisotropy)를 보이는데 세립토가 번갈아 퇴적되어 형성된 줄무늬점토(varved clay)와 견고 균열점토(stiff fissured clays) 지반과 같은 퇴적점토지반을 예로 들 수 있다.

흙의 고유이방성은 시료를 퇴적방향으로부터 각도를 변화시켜 준비한 공시체에 의해서 측정할 수 있다. 사질토는 입자의 모양에 따라 차이는 있으나 느슨한 상태의 경우 퇴적방향과 이와 직각되는 방향의 전단강도와의 차이는 약 40% 정도이다. 그리고 이 차이는 상대밀도가 증가할수록 감소되며 약 90%가 되면 거의 같게 된다(Mahmood와 Mitchell, 1974). 점토의 고유이방성은 과압밀정도에 따라 차이가 있으며 정규압밀점토의 경우 수평방향의 비배수전단강도는 연직방향의 약 80% 정도이다. 그러나 비배수전단

강도에 대한 주응력면 회전의 영향은 점토의 예민비가 클수록, 그리고 소성지수가 작을수록 증가되는 경향을 보인다(Ladd, 1971).

한편 넓은 수평지반내 한 지점의 토립자 조직은 K_0 -이방압밀응력에 의해서, 또한 경사지반의 경우 이와 다른 응력체계의 압밀응력에 의해서 응력유도이방성을 지니고 있다. 이와같이 응력유도 이방성은 압밀시와 재하에 의한 전단응력 작용시의 응력체계(stress system)로 인해서 발생하는 이방성을 뜻한다. 따라서 응력유도 이방성은 압밀시 압밀응력의 크기 및 방향에 따른 이방압밀에 의해서 결정될 뿐만 아니라 전단시 작용하는 응력체계 즉 주응력면의 회전과 중간 주응력의 상대적인 크기에 의해서 크게 달라진다.

따라서 원위치지반의 흙의 공학적 성질을 정확하게 측정하기 위해서는 고유이방성과 응력유도이방성을 모두 포함하는 복합이방성(combined anisotropy)을 고려한 시험을 시행해야 한다. 예를 들어 수평지반토의 비배수 전단강도는 K_0 -압밀비배수시험(CK_0U)에 의해서 결정하며 파괴시의 응력체계에 따라 삼축압축시험(CK_0U-C), 삼축신장시험(CK_0U-E) 및 직접단순전단시험(CK_0U-DSS)등을 시행해야 한다.

본 논문에서는 이방압밀응력, 즉 압밀응력비가 사질토와 점성토의 강도에 미치는 영향에 관해서만 논하고자 한다.

2. 사질토

2.1 사질토의 변형계수

사용한 시료는 10번체를 모두 통과하고 100번체에 거의 대부분이 남는 건조한 한강모래로서 D_{50} 은 0.6mm, D_{10} 은 0.33mm, 균등계수 1.88, e_{max} 및 e_{min} 은 각각 0.9 및 0.42이고, 비중은 2.67이다. 이 시료를 상대밀도가 33%인 비교적 느슨한 공시체를 준비한 후 압밀응력비가 1.0, 0.75, 0.55, $K_0(0.4)$ 및 0.33인 상태에서 정규압밀 시키고 삼축압축시험을 시행하여 변형계수를 구하였다.

응력-변형률 곡선으로부터 구한 변형계수(deformation modulus), E_d 는 식(1) 같이 나타낼 수 있다.

$$E_d = m \sigma_{mc}'^n \quad (1)$$

여기서, E_d : 변형계수 (kg/cm^2)

σ_{mc}' : 평균압밀응력 (kg/cm^2)

변형계수 E_i 및 E_{50} 은 식(1)과 같이 평균 압밀응력으로 나타내어지며 지수 n 및 계수 m 은 압밀응력비의 크기에 따라 일정한 경향을 나타낸다. 즉, 압밀응력비의 크기와 n 및 m 값과의 관계는 표 1 및 그림 1에 나타낸 바와 같다.

표 1에서 볼 수 있는 바와같이 지수 n 값은 압밀응력비의 크기에 따라 차이는 있으나 어떤 일정한 경향은 보여주지는 않는다. E_{50} 및 E_i 의 경우 n 값은 각각 0.63-0.92 범위 및 0.56-0.67 범위 내 있다. 등방압밀의 경우 Lambe와 Whitman(1969)은 E_i 에 대한 n 값이 0.4-1.0 범위 내 있다고 한 것과 일치된다. 또한 계수 m 값은 E_i 및 E_{50} 경우 모두 압밀응력비가 증가할수록 증가함을 그림 1에서 볼 수 있다. 또한 변형계수는 그림 2에서와 같이 압밀응력비가 증가함에 따라 증가한다.

Table 1 Values of m and n for different consolidation pressure ratios

E_d (kg/cm ²)	K_c	n	m
E_{50}	1.0	0.787	286
	0.75	0.634	248
	0.55	0.896	214
	$K_o(0.4)$	0.920	149
E_i	1.0	0.674	486
	0.75	0.675	521
	$K_o(0.4)$	0.671	209
	0.33	0.562	116

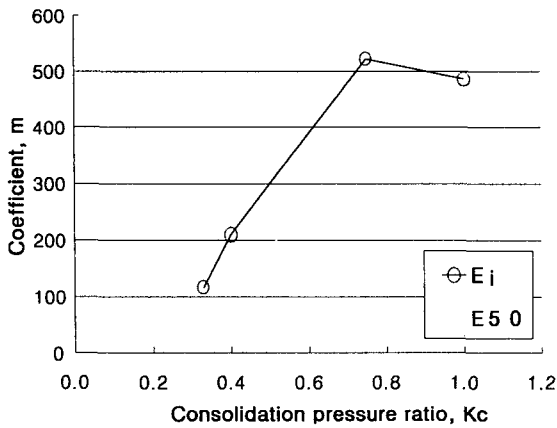


Fig. 1 Variation of coef. m with consolidation pressure ratio ($\sigma_{3c}' = 0.3 \text{ kg/cm}^2$)

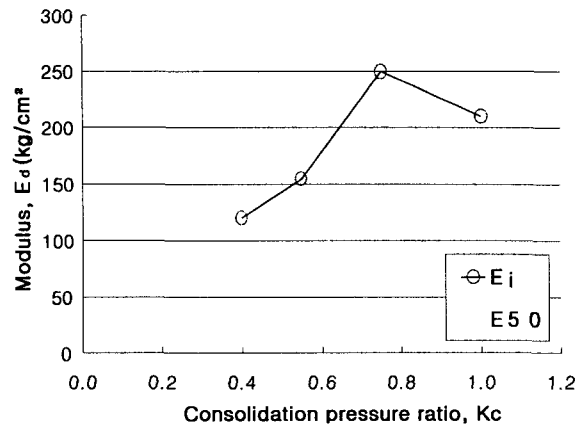


Fig. 2 Deformation moduli versus consolidation pressure ratio ($\sigma_{3c}' = 0.3 \text{ kg/cm}^2$)

2.2 실트질 모래의 액상화 거동

완전히 포화된 사질토의 등방압밀공시체에 비배수상태에서 반복하중을 가하면 그림 3에서와 같이 과잉간극수압은 꾸준히 증가되어 유효구속응력과 같아지게 되어 초기액상화(initial liquefaction)상태에 도달하게 된다. 그러나 이방압밀공시체의 경우는 그림 4에서와 같이 반복응력(σ_d)이 초기정적응력(q_s)보다 적기 때문에 반복재하시 응력반전이 되지 않으므로 초기액상화는 일어나지 않는다. 즉 과잉간극수압은 초기에는 급하게 증가하나 어느 반복횟수 이후에는 더 이상 증가하지 않고 최대치에 수렴하는 경향을 나타내고 이 최대과잉간극수압은 유효구속응력에 미치지 못한다. 또한 축변형률에 있어서는 등방압밀의 경우와는 달리 양진폭 반복변형률은 대단히 미소하나 영구변형률은 계속해서 증가한다. 이는 반복하중으로 인해서 과잉간극수압이 발생함에 따라 공시체 내에 이미 작용하고 있는 초기 정적응력에 의해서 변형이 계속되기 때문이다. 이러한 현상은 본 논문에서는 제시하지 않았으나 압밀응력비가 0.7 및 0.55

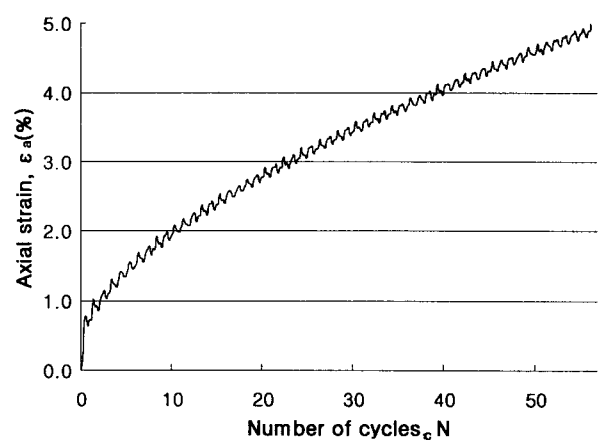
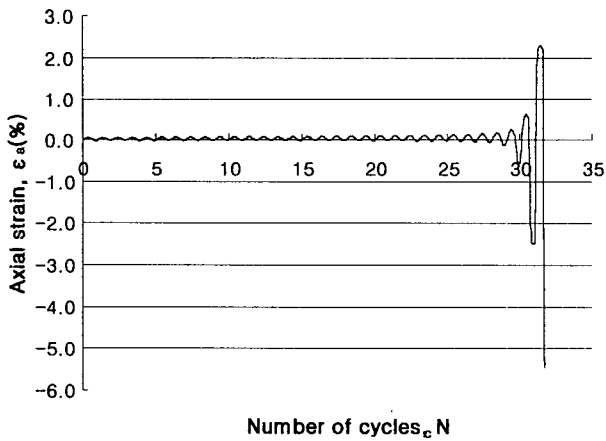
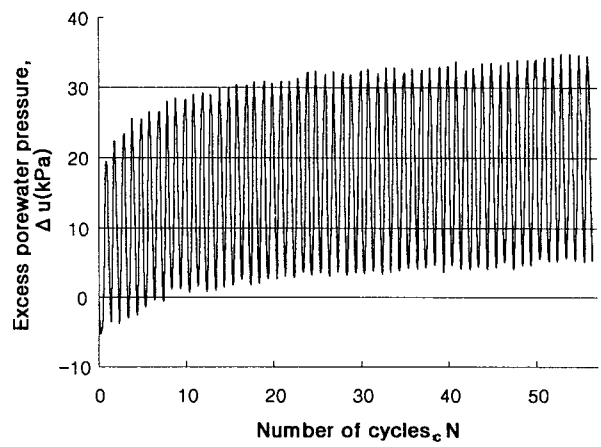
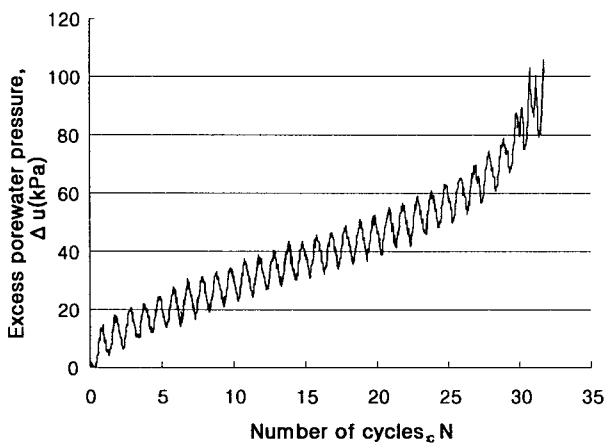
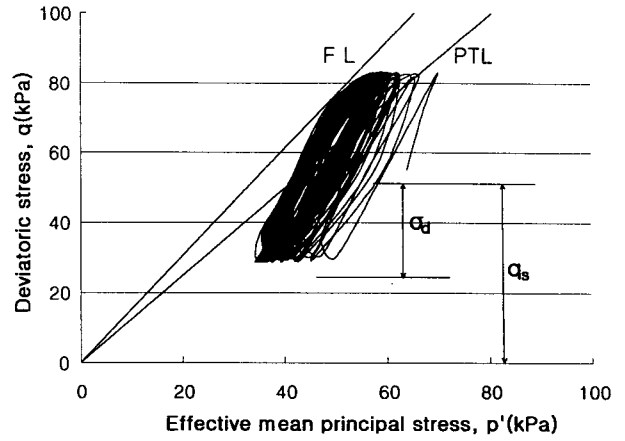
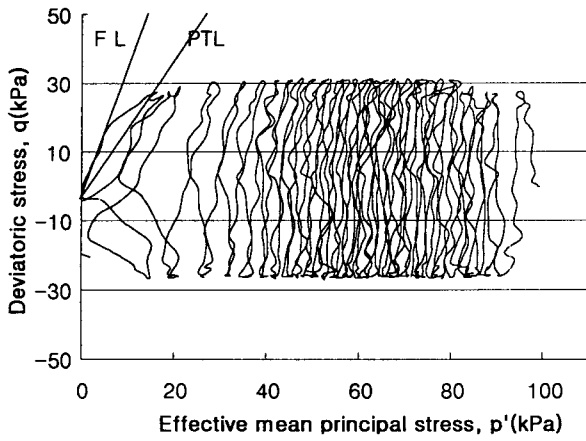


Fig. 3 Typical results of the cyclic triaxial tests for isotropic consolidation
 ($\sigma'_{vc}=100\text{kPa}$, $\sigma_d/2\sigma'_{vc}=0.14$, $\sigma_d = \pm 30\text{kPa}$)

Fig. 4 Typical results of the cyclic triaxial tests for K_0 -anisotropic consolidation
 ($\sigma'_{vc}=100\text{kPa}$, $\sigma_d/2\sigma'_{vc}=0.14$,
 $\sigma_d = \pm 30\text{kPa}$, $K_0=0.45$)

인 경우에도 동일하게 발생하였다. 그러나 이방압밀공시체의 경우라도 응력반전이 일어난 경우($\sigma_d > q_s$)에는 반복변형률이 영구변형률보다 크게 되어 공시체는 반복변형률에 의해서 파괴된다.

반복재하에 의한 최대과잉간극수압 $\max. \Delta u$ 은 Vaid와 Chern(1983)에 의해서 아래식과 같이 나타내어진다.

$$\max \Delta u = \sigma_{3c}' \left(1 - \frac{1 - K_c}{2 K_c} \cdot \frac{1 - \sin \phi'}{\sin \phi'} \right) \quad (2)$$

여기서, σ_{3c}' : 압밀최소주응력

K_c : $\sigma_{3c}' / \sigma_{1c}'$

ϕ' : 유효응력내부마찰각

그림 5에서 상대밀도가 50%인 실트질 모래 공시체에 압밀응력비가 1.0, 0.7, 0.55, $K_0(0.45)$ 인 상태로 구속시킨후 0.1Hz의 주파수로 비배수 반복재하를 가했을 때 발생한 최대과잉간극수압을 평균압밀응력(P_c')으로 정규화하여 나타내었다. 최대과잉간극수압 $\max. \Delta u / P_c'$ 은 압밀응력비가 감소할수록 감소한다. 즉 이 값은 초기정적 전단응력이 클수록 감소한다. 또한 Vaid와 Chern(1983)이 제시한 식(2)에 의해서 계산한 값과 측정치는 비교적 잘 일치함을 보여준다.

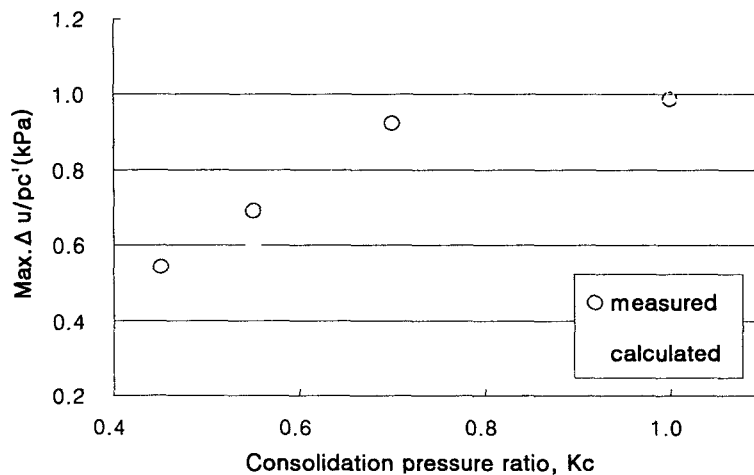


Fig. 5 Normalized maximum excess porewater pressure, $\max. \Delta u / p_c'$ versus consolidation pressure ratio ($\sigma_d / 2\sigma_{vc}' = 0.15$)

그림 6과 그림7은 등방압밀의 경우 양진폭 반복변형률이, 이방압밀의 경우 영구변형률이 각각 5% 일 때를 액상화 발생기준으로 보았을 때 액상화저항을 나타낸 그림이다. 이들 그림에서 액상화저항은 연직 압밀응력이 동일한 경우 압밀응력비가 증가할수록 감소함을 볼 수 있다.

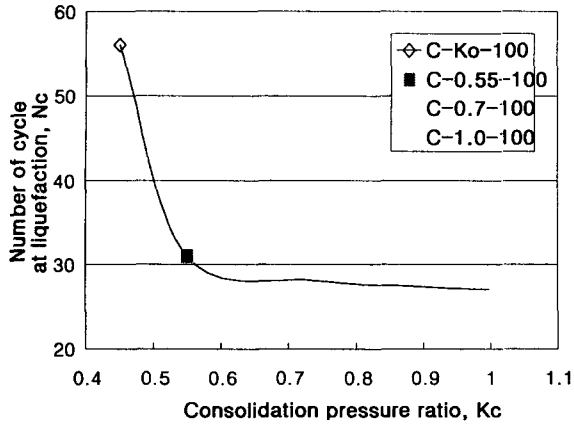


Fig. 6 Relationship between number of cycle at liquefaction and consolidation pressure ratio ($\sigma_d/2\sigma_{vc}'=0.15$)

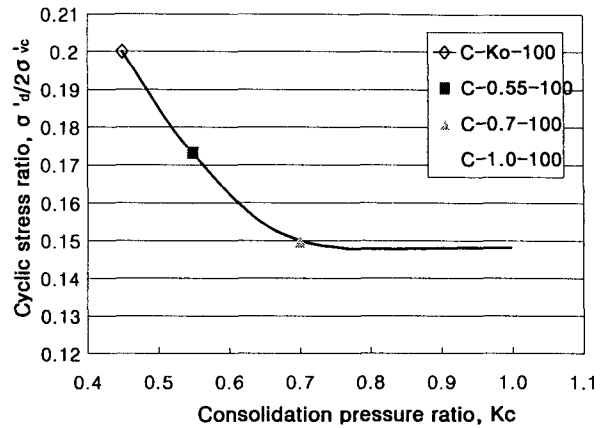


Fig. 7 Relationship between cyclic stress ratio for liquefaction and consolidation pressure ratio ($N_c = 20$)

3. 점성토

3.1 비배수 전단강도

Sivakugan 등 (1988)이 포화점토의 비배수전단강도를 식(3)과 같이 나타내었다. 식중 압밀응력비, K_c 를 이용하여 등방압밀삼축시험(CIU-시험)에 의해서 K_0 -이방압밀지반의 비배수전단강도를 간단하게 추정할 수 있다.

$$\left(\frac{S_u}{\sigma_{lc}'} \right)_{CAUC} = \frac{\sin\Phi' [A_{fkc} (1 - K_c) + K_c]}{1 + (2 A_{fkc} - 1) \sin\Phi'} \quad (3)$$

여기서, A_{fkc} : 압밀응력비 K_c 인 경우 파괴시의 Skempton A계수

상기식이 모든 이방압밀응력비에 대해서 적용할 수 있는지를 확인하기 위하여 점토함유량 ($< 2\mu\text{m}$)이 36%이고, 액성한계 및 소성지수는 각각 52% 및 31%인 포화점토(CH)시료로서 삼축압축시험(\overline{CU} -시험) 수행하였다. 이 점토시료의 K_0 는 0.39이고 \overline{CU} -시험에 의한 유효내부마찰각은 36.4° 이며, 적용 압밀응력비는 1.0, 0.7, 0.5 및 K_0 로서 시험결과는 표 2와 같다.

파괴시 간극수압계수 A_f 는 연직압밀응력의 크기에 관계없이 거의 일정한 값을 나타내며(유강현, 1998) 크기는 표 2에서와 같이 압밀응력비가 클수록 증가한다. 그림 8에서 연직압밀응력으로 정규화한 비배수 전단강도 S_u/σ_{vc}' 는 압밀응력비가 증가할수록 증가한다. 이는 동일한 연직압밀응력하에서 압밀응력비가 클수록 평균압밀응력이 증가되기 때문이다. 그러나 평균압밀응력으로 정규화한 비배수전단강도 S_u/σ_{mc}' 는 압밀응력비가 증가할수록 오히려 감소한다. 이러한 현상은 압밀단계에서 압밀응력비가 작을수록 연직방향의 축차응력이 더 크게 작용하여 전단저항이 이방적으로 발달되었기 때문이다.

Table 2 Test results for \overline{CU} tests with different consolidation pressure ratios ($\sigma_{vc}'=200\text{KPa}$)

K_c	σ_{mc}'	A_f	Φ' (degree)	S_u (KPa)	S_u/σ_{vc}'	S_u/σ_{mc}'
1.0	200	0.615	36.5	103.5	0.52	0.52
0.7	160	0.578	35.2	98.4	0.49	0.62
0.5	133.3	0.566	35.6	86.0	0.43	0.65
$K_0(0.39)$	117.3	0.475	35.2	81.3	0.41	0.69

그림 9에서 압밀응력비의 크기에 따른 등방압밀 비배수전단강도와 이방압밀 비배수전단강도의 비를 측정치와 Sivakugan(1988)의 제안식에 의한 계산치를 비교하여 나타내었다. 이 전단강도비는 압밀응력비가 클수록 증가하며 계산치와 측정치는 비교적 잘 일치함을 보여주므로서 모든 압밀응력비에 대해서 Sivakugan등이 제안한 식에 의해서 모든 이방압밀 비배수전단강도는 비교적 정확하게 계산할 수 있음을 확인할 수 있다.

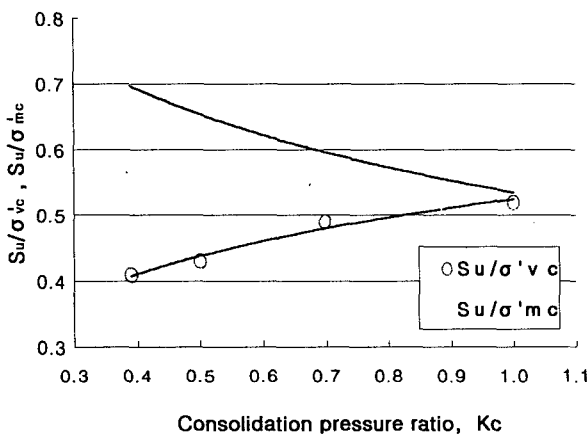


Fig. 8 Relationships between normalized shear strength and consolidation pressure ratio

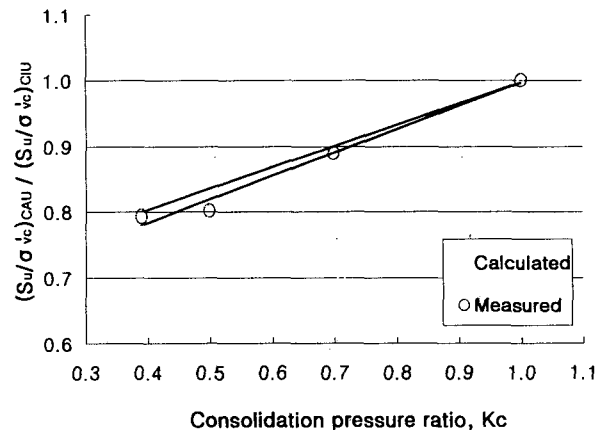


Fig. 9 Relationships between normalized strength ratio $(S_u/\sigma_{vc}')_{CAU} / (S_u/\sigma_{vc}')_{CIU}$ and consolidation pressure ratio

3.2 정규압밀점토의 비배수 크리프 파괴거동

점토는 일반적인 비배수시험에서 구한 침투강도보다 낮은 지속적인 크리프응력하에서도 파괴가 일어날 수 있으며 이를 크리프파괴(Creep rupture)라고 한다. 그 크기는 비배수침투강도의 약 50%까지 줄어들 수 있다(Campanella와 Vaid, 1974). 크리프가 진행되는 동안 일어나는 크리프에 의한 강도손실은 비배수상태의 연약점토와 배수상태의 과압밀점토의 경우 대단히 중요하며 전자는 시공직후의 연약점토의 안정성 문제에, 그리고 후자는 장기안정문제에서 고려되어야 한다.

그림 10에서와 같이 변형률속도와 경과시간과의 관계곡선, $\log \dot{\epsilon} - \log t$ 곡선은 시간의 경과에 따라 선형적으로 감소하는 모양을 보이며 응력수준이 커지면 관계직선은 윗쪽으로 이동하며 기울기 m 은 거

의 일정하다. 그러나 응력수준이 어느 수준 이상으로 커지게 되면 m 값이 1보다 작아지게 되어 크리프를 통하여 강도가 소실되어 결국에는 파괴에 이르게 된다. 그림 11과 같이 파괴에 이르기 전까지는 변형률 속도는 처음에는 감소하다가 어느 최소치에 이르면 다시 급격히 증가하며 파괴에 도달한다. 이때 크리프응력이 감소할수록 이 최소변형률속도는 감소하고 파괴에 이르는 경과시간 즉 파괴수명(rupture time)은 증가한다. 이 최소변형률속도 ($\dot{\epsilon}_{min}$)와 파괴수명(t_f)과의 관계는 대수눈금상 ($\log t_f - \log \dot{\epsilon}_{min}$)에서 선형적인 관계를 나타낸다. 따라서 파괴수명은 응력수준에 의해서 좌우되며 어떤 한계응력수준 이하에서는 파괴수명이 무한히 길어져서 파괴가 발생하지 않게 된다. 이 한계응력을 Murayama와 Shibata(1961)는 상한항복응력(upper yield stress)라 했으며 Finn과 Shead(1973)는 아래식(4)와 같이 나타내었다.

$$\sigma_d = \sigma_{uy} + k \dot{\epsilon}_{min}^{(1/n)} \quad (4)$$

- 여기서, σ_d : 크리프 축차응력
 σ_{uy} : 상한항복응력
 $\dot{\epsilon}_{min}$: 최소변형률속도
 n, k : 상수

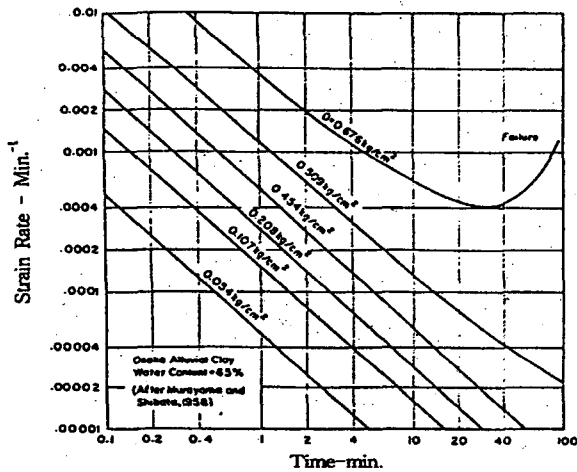


Fig. 10 Strain rate versus time relationships during undrained creep of Osaka alluvial clay (Murayama and Shibata, 1961)

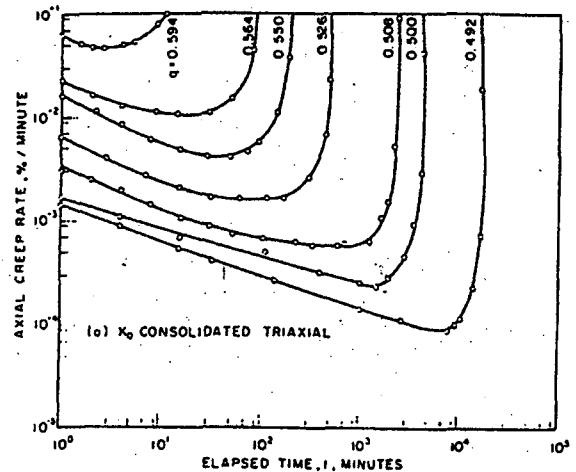


Fig. 11 Creep rate behavior of K_0 -consolidated Haney Clay under axially symmetric loading (Campanella & Vaid, 1974)

이상의 비배수크리프파괴거동이 정규압밀점토의 이방압밀에 의해서 어떤 영향을 받는지를 검토하기 위하여 삼축압축 크리프시험을 행하였다. 액성한계와 소성지수가 각각 51.7% 및 25.2%이고 함수비가 54%인 불교란점토시료에 압밀응력비가 1.0, 0.7, 0.5, 0.4인 조건하에서 연직압밀응력 200KPa를 가한 후 비배수 크리프파괴시험을 수행하였다.

크리프파괴가 일어나기 이전의 크리프 매개변수 m 과 크리프 응력과의 관계를 압밀응력비별로 그림 12에 나타내었다. 그림에서 m 값은 크리프 응력이 클수록 감소하며 동일한 크리프 응력에 대해서는 압밀

응력비가 클수록 크다. 이는 동일한 응력하에서도 압밀응력비가 작을수록 m 값이 감소되어 크리프 파괴의 가능성이 높다는 사실을 나타낸다. Singh과 Mitchell(1968)은 그들의 크리프방정식에서 m 값은 재료의 특성치로서 시험조건에 영향을 받지 않는 상수로 고려했었다.

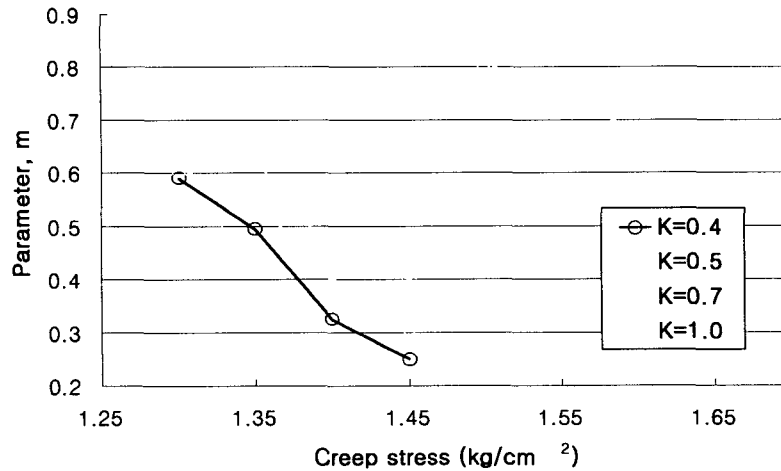


Fig. 12 Parameter m -creep stress relationship for different consolidation stress ratio

그림 13에서 최소변형률 속도와 경과시간과의 관계를 압밀응력비별로 나타내었다. 변형률속도-경과시간으로 나타낸 크리프곡선이 그림에 나타낸 최소변형률속도-경과시간 관계직선과 교차하게 되면 반드시 파괴에 이르게 되고 교차하지 않고 이 직선 아래에 존재하면 아무리 시간이 경과해도 크리프 파괴는 일어나지 않는다. 그림에서 압밀응력비가 감소할수록 어떤 일정한 최소변형률 속도에 이르는 경과시간은 감소한다. 따라서 K_0 -이방압밀상태에 있는 원위치의 크리프파괴 거동은 등방압밀상태의 크리프 파괴시험에 의해서 예측한다면 크게 위험하게 평가하게 된다.

한편 최소변형률 속도에 이른 이후 파괴까지의 여유시간과 가속되는 변형률속도에 관한 자료를 회귀 분석한 결과를 압밀응력비별로 그림 14에 나타내었다. 가속해서 증가되는 변형률속도가 커질수록 크리프 파괴 발생까지의 여유시간이 짧아짐을 볼 수 있다. 어느 일정한 가속변형률 속도에 대한 파괴까지의 여유시간은 압밀응력비가 작을수록 짧아지는 경향을 보인다. 따라서, K_0 -이방압밀 지반에 대한 크리프 파괴까지의 여유시간을 등방압밀 공시체의 크리프파괴 거동에 의해서 예측하는 것은 대단히 위험하다는 사실을 그림 14에서 보여준다.

크리프 파괴가 발생하지 않는 최대응력 즉, 크리프 강도를 나타내는 상한항복응력은 압밀응력비와 관계없이 CU-시험에서 구한 최대축차응력의 약 90% 정도이며 압밀응력비가 증가할수록 증가하나 평균압밀 주응력 (σ_m')으로 정규화한 상한항복응력 ($\sigma_1 - \sigma_3 / \sigma_m'$)은 압밀응력비가 증가할수록 감소함을 그림 15에서 볼 수 있다.

크리프 파괴가 시작되는 변형률 즉, 최소변형률속도에서의 변형률인 한계변형률(critical strain)은 크리프 응력의 크기에 관계없이 일정하다(Campanella와 Vaid, 1974). 그러나 그림 17에서와 같이 한계변형률은 압밀응력비가 클수록 증가한다.

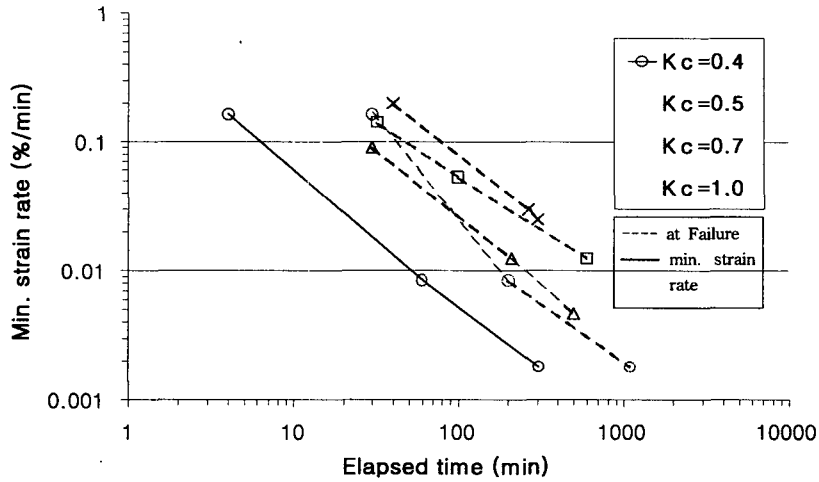


Fig. 13 Relationships between strain rate and elapsed time for min. strain rate and at failure

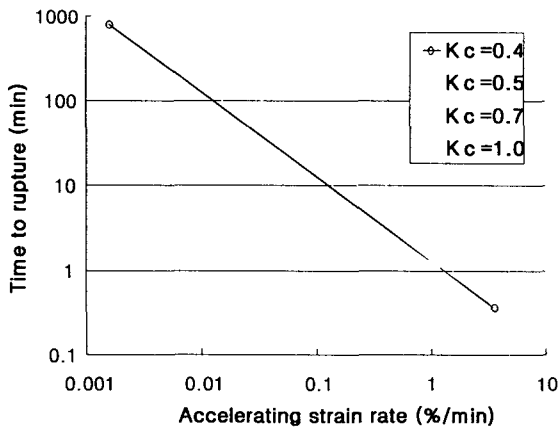


Fig. 14 Time to creep rupture versus accelerating strain rate by consolidation pressure ratio

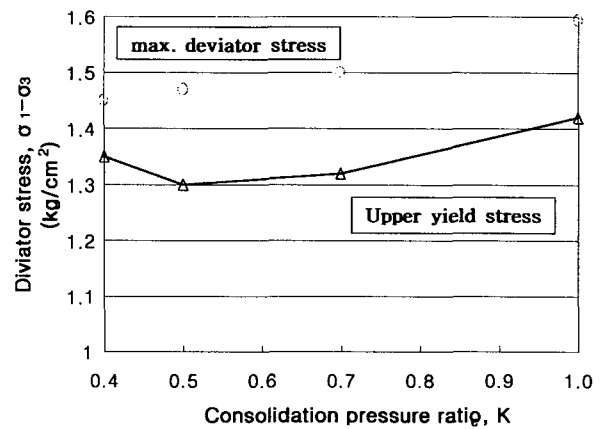


Fig. 15 Creep upper yield stress for different consolidation pressure ratio

4. 결론

원위치에서의 높은 고유이방성과 응력유도이방성으로 인하여 역학적인 이방성을 가지고 있으며 특히 정규압밀된 수평지반인 경우는 압밀응력비가 1.0보다 작은 K_0 -이방압밀 상태에 있다. 이방압밀지반과 등방압밀지반의 강도특성을 비교하기 위하여 여러 가지의 압밀응력비로서 압밀시킨 삼축압축공시체에 대하여 시행한 시험자료를 검토하였다. 특히 사질토에 대한 변형계수 및 액상화거동과 점성토의 비배수 강도 및 비배수크리프파괴 거동에 관해서 검토하였다.

사질토의 변형계수는 동일한 연직압밀응력하에서 압밀응력비가 감소할수록 감소하나 액상화저항은 증가한다. 그러나 액상화거동은 등방압밀과 이방압밀의 경우 서로 크게 다르다. 점성토의 비배수전단강도와 비배수크리프강도는 모두 동일한 연직압밀응력하에서 압밀응력비가 감소할수록 감소한다.

따라서 K_0 -이방압밀상태의 원위치 지반의 강도 및 변형거동을 편의상 등방압밀시험에 의해서 추정하게 될 경우 점성토의 비배수전단강도 및 크리프파괴강도뿐만 아니라 사질토의 변형계수를 크게 측정하게 되므로 이 값을 이용하여 지반안정해석을 하게되면 위험한 결과를 초래할 수 있다.

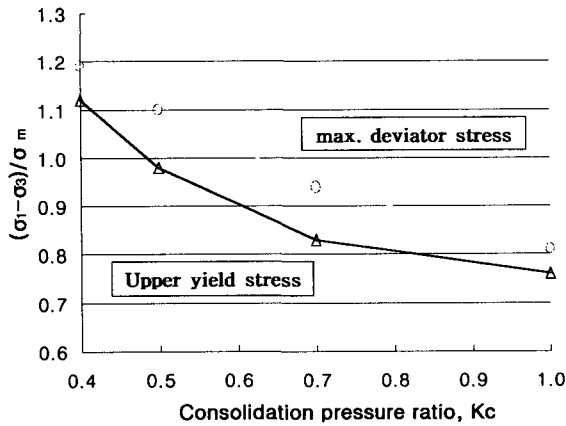


Fig. 16 Upper yield stress normalized by mean principle stress versus consolidation pressure ratio.

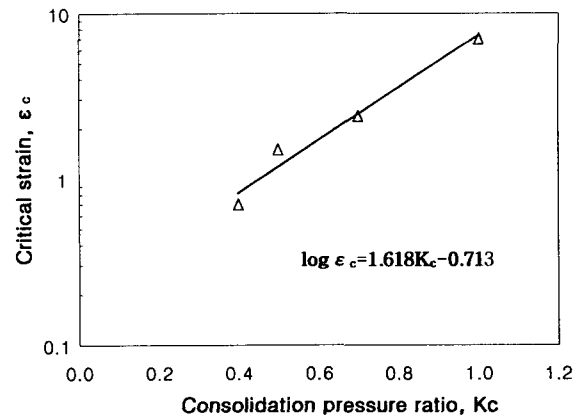


Fig. 17 Variation of critical strain for different consolidation pressure ratios.

참고문헌

1. 강병희, 박근보, 서명하(2000), “실트질 모래의 액상화 후 반복하중에 의한 동적거동”, 한국지반공학회 논문집, 제 16권, 제 5호, 게재예정
2. 강병희, 오선호(1996), “이방과압밀점토의 비배수 크리프파괴”, 한국지반공학회지, 제 12권, 제 6호, pp.153-162
3. 강병희, 윤호창(1994), “정규압밀점토의 비배수 전단강도에 대한 이방압밀효과”, 한국지반공학회지, 제 10권, 제 1호, pp.63-69
4. 강병희, 정인준(1983), “초기응력이 모래의 변형에 미치는 영향”, 대한토목학회지, 제 3권, 제 2호, pp.65-72
5. 강병희, 홍의(1993), “이방정규압밀점토의 비배수크리프파괴”, 한국지반공학회지, 제 9권, 제 4호, pp.55-63
6. 김현민(1999), “이방성을 고려한 포화점토의 비배수 전단강도에 대한 연구”, 인하대학교 대학원 석사학위논문
7. 유강현(1998), “이방압밀이 정규압밀점토의 압축 및 신장비배수전단강도에 미치는 영향”, 인하대학교 대학원 석사학위논문
8. Campanella, R. G. and Vaid, Y. P.(1974), “Triaxial and Plane Strain Creep Rupture of an Undisturbed Clay”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 11, No. 1, pp.1-10
9. Finn, W. D. L. and Shead, D.(1973), “Creep and Creep Rupture of an Undrained Sensitive Clay”, *Proc. 8th ICSMEF*, Vol 1-1, pp.135-142
10. Ladd, C. C.(1971), “Strength Parameters and Stress-Strain Behavior of Saturated Clays”, MIT

Special Summer Program

11. Mahmood, A. and Mitchell, J. K.(1974), "Fabric-Property Relationships in Fine Granular Materials" , **Clay and Clay minerals**, Vol 22, Nos. 5/6, pp.397-408
12. Murayama, S. and Shihata, T.(1961), "Rheological Properties of Clay" , **Proc. 5th ICSMFE**, Paris, Vol. 1, pp.269-273
13. Satta, A. S. and Zamani, K. K.(1969), "The Mechanical Behavior of Cross Anisotropy Clay" , **Proc. 7th ICSMFE**, Vol. 1, pp 351-359
14. Selig, E. T. and Chang, C. S.(1981), "Soil Failure Modes in Undrained Cyclic Loading" , **Journal of Geotechnical Eng. Division**, ASCE, Vol. 107, GT5, pp.539-551
15. Sivakugan, N., Holtz, R. D. and Chameau, J. L.(1988), "CK₀UC Shear Strength of Normally Consolidated Clays from CIUC Tests" , **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol. 114, No. 3, pp.284-295
16. Vaid, Y. P. and Chern, J. C.(1983), "Effects of Static Shear on Resistance to Liquefaction" , **Soils and Foundations**, Vol. 23, No. 1, 1983, pp.47-60