

포화된 정규압밀 점성토에서 비배수 공극수압의 거동(II) - 점탄성 해석 모델 -

The Behavior of Undrained Pore Water Pressure in Normally Consolidated and Saturated Clay(II) - Visco Elastic Analysis Model -

임 성 훈*

Eam, Sung Hoon

Abstract

The initial condition of $\Delta\sigma_3 = \Delta u$ is used for analyzing the time dependent behavior of ground. This is based on the concept that the coefficient of pore water B is the unity on the condition of saturation. but some measured consolidation data in the field showed that the pore water pressure was not dissipated as time elapsed but it was maintained constant value or it's dissipation rate was slower than that of the predicted. and so the measured data of pore water pressure was not consistent with that of settlement.

In this study, the rheological model for the pore water pressure behavior on undrained condition was induced and compared with the experiment data of the literature. The result showed that the suggested model was consistent well with the result of experiment. but the suggested model could not explain the effect of the decrease of void ratio according to consolidation.

Keywords : Pore water pressure, B value, Effective stress, Rheological model

I. 서 론

Terzaghi(1923)에 의해서 제안된 유효응력 개념은 흙의 응력-변형 해석이 실제 현상과 근접한

결과를 얻을 수 있도록 하였다. 유효응력 개념은 흙의 소성거동에 대한 한계평형 해석에서 큰 기여를 하였다. 유효응력 개념에 의한 시간 의존적인 변형해석에서는 재하 조건에 초기조건이 필요하게 된다. 현재까지는 포화된 경우의 재하 직후 초기조건은 전응력 증분 전체가 공극수압 증분으로 작용하는 것으로 설정하여 해석하고 있다. 이러한 방법은 Bruggeman 등(1939), Bishop 등(1950) 및 Skempton(1954) 등에 의해서 확립된 공극수압계

* 농업기반공사 농어촌연구원
Tel.: +82-31-400-1782
fax : +82-31-400-1897
E-mail address: geotechkor@kornet.net

수가 포화도에서는 1이라는 것을 근거로 하고 있다. 또한 점성토에서 배압법(back pressure saturation)에 의한 흙의 포화도를 간접적인 확인하는 방법으로도 사용되고 있다. 배압법에 의한 포화에서 공극수압계수를 측정할 경우 많은 경우에 1로 나타났으므로 포화도에서 재하 직후의 공극수압증분은 전응력 증분과 같게 된다는 것이 널리 받아들여졌다. 배압법에 의한 측정에서는 공극수압계수가 유효응력이 0인 상태에서 측정된다. 그러나 실제의 현장조건에서 유효응력이 0이면서도 안정적인 상태는 존재할 수 없으므로 유효응력을 받고 있는 정규압밀상태 또는 과압밀상태에서 측정된 공극수압계수로부터 시간의존적 응력변형해석의 초기조건을 설정하는 것이 실제의 조건에 보다 유사하다. Crawford(1964)는 실내시험에서 정규압밀영역에서 증가된 하중의 80~85%만이 즉시 공극수압으로 발생한다고 하였다. 이는 공극수압계수가 0.80~0.85라는 것을 의미한다. 이 외에도 정규압밀 점성토나 강성이 큰 암석 등에서 측정된 공극수압계수가 1보다 작은 경우들이 발표되었다. (Wissa et al., 1965; Wissa 1969; Lee et al., 1969; Mesri et al., 1976; Eigenbrod et al., 1990, Eam et al., 2003). Kytömaa 등(1997)은 공극수압계수에 대한 해석식을 제안하였는데 이 식에서는 원칙적으로 포화도에 관계없이 공극수압계수가 1이 될 수 없다.

본 연구에서는 Eam 등(2003)에 의해 실험된 포화된 정규압밀 점성토에서의 공극수압 측정 결과를 분석하고, 정규압밀 점성토에서 비배수 공극수압거동을 정량적으로 해석할 수 있는 점탄성모델을 제시하고 실험결과와 비교하고자 한다.

II. 해석자료 및 비배수 공극수압거동 모델링

1. 해석자료

Fig. 1~3은 계산상 포화도 98.66%이고 통일분

류법상 CL로 분류되는 정규압밀 불교란 점성토에 대해서 삼축압축시험기에서 200, 300 및 400 kPa

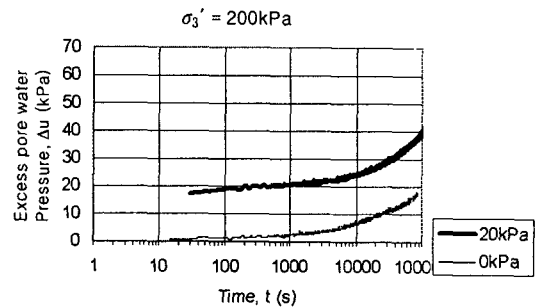


Fig. 1 The test results of pore water pressure at $\sigma_3 = 400$ kPa, back pressure = 200 kPa with log scale of abscissa on specimen No. 3. After Eam et al., 2003

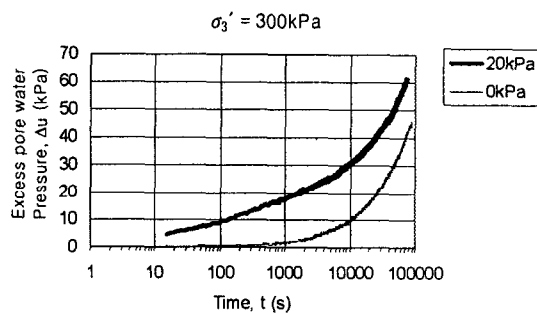


Fig. 2 The test results of pore water pressure at $\sigma_3 = 500$ kPa, back pressure = 200 kPa with log scale of abscissa on specimen No. 3. After Eam et al., 2003

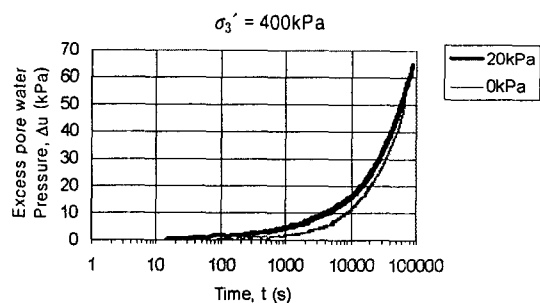


Fig. 3 The test results of pore water pressure at $\sigma_3 = 600$ kPa, back pressure = 200 kPa with log scale of abscissa on specimen No. 3. After Eam et al., 2003

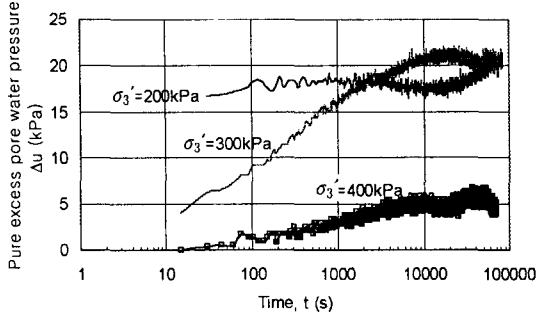


Fig. 4 The behavior of pure excess pore water pressure according to effective stress. After Eam et al., 2003

로 1차 압밀이 종료된 후에 각각 전응력 증분 $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ 와 0 kPa 일 때 Eam 등(2003)에 의해서 비배수 상태에서 측정된 공극수압을 나타낸 것이다. Fig. 4는 $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ 일 때 측정된 공극수압에서 $\Delta\sigma_3 = 0 \text{ kPa}$ 일 때 측정된 공극수압을 뺀 순공극수압이다. 실험결과에 대한 보다 상세한 내용들은 Eam 등(2003)에 나타나 있다.

2. 비배수 공극수압거동에 대한 점탄성 해석 모델의 유도

점토의 압밀은 외부하중(전응력)에 대한 공극수압의 소산으로 정의된다. 그러므로 외부하중에 대해서 공극수압이 어떠한 거동을 할 것인가 하는 문제는 압밀에서 매우 중요한 문제이다. Terzaghi는 점토의 압밀현상에 대한 해석적 접근을 시도하면서 토립자의 압축성과 접촉면적, 물의 압축성은 무시하고 재하 즉시 공극수압이 재하량만큼 발생하는 것으로 고려하였다.

흡에서 응력에 따른 변형거동에 대한 구조적 모델은 Terzaghi와 같이 선형탄성체로 해석한 모델로부터 점차적으로 좀더 실제의 거동에 근접한 유동모델(rheological model)로 발전하였다. 유동모델의 구성요소는 크게 탄성 스프링과 점성 dashpot로 구성되고 이러한 구성요소가 소위 Terzaghi pot로 불리는 구조 속에 포함된 system으로 해석된다. 탄성스프링 요소와 dashpot는 선형에서 점차로 비선형으로 발전하였고 또한 탄성스프링과 dashpot가 결합된 Maxwell체나 Kelvin체가 중첩

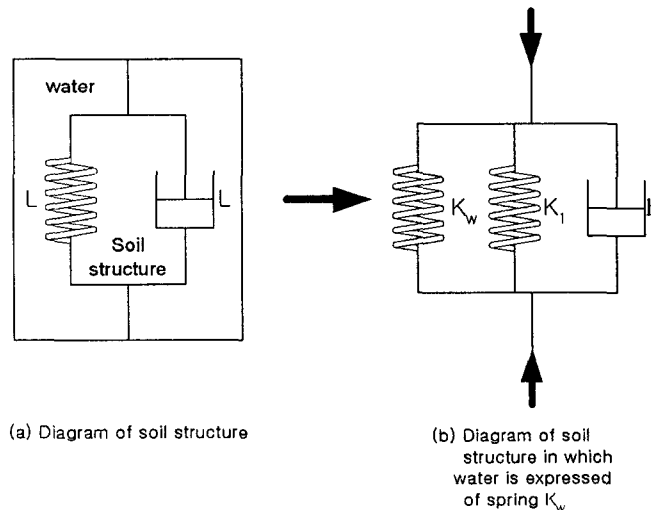


Fig. 5 Rheological model of soil structure on condition of undrained state

된 형태의 모델들이 제시되었다. 그러나 중첩된 형태의 모델들은 수학적으로 양함수 형태를 갖추는 것이 어렵고, 또한 연속적인 중첩은 결과론적으로 계측된 결과와 일치시킬 수는 있지만 예측단계에서는 몇 번을 중첩시킬 것인가 하는 문제가 제기되므로 공학적인 실용성은 떨어진다. 구성요소의 비선형성은 과거에는 공학적인 문제에 있어서 가능한 피해야 될 성질로 인식되었으나 최근에는 해석 기술의 발달, 결정론적 철학에 관한 반성과 자연현상에 대한 보다 성숙된 관점에 의해서 보편적인 원리로 받아들여지고 있으나(Gleick, J, 1998) 여전히 정량적 해석의 어려움이 남아있다.

공극수압은 시간의 경과에 따라서 점진적으로 증가하다가 결국에는 일정한 값으로 수렴하는 것으로 생각하면 유동학적인 구성요소는 한 개의 스프링과 한 개의 dashpot가 필요하다. 이 때 구성요소들이 선형인지 비선형인지는 판단할 수 없고 비선형인 경우는 해석이 복잡하게 되므로 선형으로 가정한다. 비배수 상태이므로 공시체 내부의 공극수도 하나의 선형 탄성 스프링으로 표현할 수 있다. Fig. 5에 이러한 구조를 개략적으로 나타내었다.

흙 구조의 탄성스프링이 받는 유효응력을 σ_{s1}' , 점성 dashpot가 받는 응력을 σ_{d2}' 라면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{s1}' = K_1 \cdot \epsilon_1 \dots\dots\dots(1)$$

$$\sigma_{d2}' = \eta \cdot \frac{d\epsilon_2}{dt} \dots\dots\dots(2)$$

여기서 K_1 는 흙 구조의 탄성계수, ϵ_1 은 비배수상태에서의 변형량, η 는 흙 구조 dashpot의 점성계수, ϵ_2 은 dashpot의 변형량이다.

균형상태로부터 변화된 전응력 증분 $\Delta\sigma$ 를 공극수가 받는 응력 Δu 라 하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta u = K_w \cdot \epsilon_3 \dots\dots\dots(3)$$

여기서 K_w 는 물의 탄성계수, ϵ_3 은 물의 변형량 위 세 식은 병렬연결이므로 $\epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon_3 = \epsilon$ 이고, 모델의 균형상태로부터 외부에 추가된 압력 $\Delta\sigma = \sigma_{s1}' + \sigma_{d2}' + \Delta u$ 이다.

그러므로 $\Delta\sigma$ 는 다음과 같이 된다.

$$\Delta\sigma = K_1 \cdot \epsilon + \eta \cdot \frac{d\epsilon}{dt} + K_w \cdot \epsilon = (K_1 + K_w)\epsilon + \eta \cdot \frac{d\epsilon}{dt} \dots\dots\dots(4)$$

$$\eta \cdot \frac{d\epsilon}{dt} = \Delta\sigma - (K_1 + K_w) \cdot \epsilon \dots\dots\dots(5)$$

$$\frac{d\epsilon}{dt} + \frac{(K_1 + K_w)}{\eta} \epsilon = \frac{\Delta\sigma}{\eta} \dots\dots\dots(6)$$

식(6)을 dashpot의 초기조건 $t=0$ 일 때 $\epsilon=0$ 에 대해서 풀면 다음과 같다.

$$\epsilon = \frac{\Delta\sigma}{K_1 + K_w} \cdot \left(1 - e^{-\frac{(K_1 + K_w)}{\eta} \cdot t}\right) \dots\dots\dots(7)$$

공극수압 $\Delta u = K_w \cdot \epsilon$ 이므로 공극수압계수 B 는 다음과 같다.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma} = \frac{K_w \cdot \epsilon}{\Delta\sigma} = \frac{K_w}{K_1 + K_w} \cdot \left(1 - e^{-\frac{(K_1 + K_w)}{\eta} \cdot t}\right) \dots\dots\dots(8)$$

위 식의 우변의 괄호 안에서 e 의 지수는 음수(-)이므로 $t=0$ 인 경우에는 $B=0$ 이 되고 그 이외의 경우에는 t 가 증가함에 따라서 괄호 안의 값은 1에 가까워지고 $t=\infty$ 이면 1이 된다. 괄호 밖의 계수는 $K_1=0$ 인 경우에 1이 되고 0보다 크면 항상 1보다 작게 된다. 따라서 유도된 식은 항상 1보다 작은 값을 나타내게 되고 흙의 압축은 탄성계수 K_1 에 의해서 정지할 것이라는 것을 의미한다. 2차 압밀을 일으키는 creep 거동은 오랜 시간동안 진행되므로 Fig. 5에서의 η 보다는 더 큰 점성계수 또는 슬라이더에 의한 이원화된 구조가 필요하다.

그러므로 식(8)은 전체 공극수압 거동 중에서 creep거동을 제외한 경우에 성립되므로 Fig. 4에 나타난 순공극수압에 적용될 수 있다. 그러나 식(8)에서 K_1 과 K_w 에는 재하면적에 대한 고려가 되어 있지 않다. 외부에서 작용한 $\Delta\sigma$ 는 일부는 흙 구조가 받고 일부는 공극수가 받는데 여기서 재하면적이 중요한 역할을 하게 되지만 식(8)에는 이러한 부분들에 대한 변수가 없다. 따라서 K_1 과 K_w 및 n 는 엄밀한 의미로는 탄성계수와 점성계수라 할 수 없고, 흙 구조와 공극수의 탄성과 점성에 재하면적에 대응하는 공극비의 영향이 포함된 변수이다.

III. 결과 및 고찰

1. 순공극수압의 거동분석

Eigenbrod(1990)는 약 15분 동안 측정하고 공극수압계수를 흙의 특성에 따라서 일정해지는 상수 값으로 고려하였으나, 정규압밀 점성토에서 비교적 적은 전응력 증분에 대한 공극수압의 변화속도는 매우 느리기 때문에 장시간동안 실험을 하여 수렴하는 것을 확인하여야 한다. 일반적인 방법으로 측정이 되는 겉보기 공극수압은 전응력 증분과 유효응력의 영향을 동시에 받아서 나타나는 값으로 이 값을 분석하기 위해서는 전응력 증분에 의한 영향과 유효응력에 의한 영향을 동시에 고려하여야 하므로 복잡하게 된다. 유효응력에 의한 2차 압밀의 영향을 제거한 순공극수압은 Fig. 4에 나타난 바와 같이 시간에 따라서 점진적으로 변화하다가 일정한 값으로 수렴하는 것으로 나타났다. Crawford 등(1990)은 사례연구를 통해서 건물축조에 의해서 발생한 공극수압이 빠르게 소산되다가 지반의 선행 압밀하중 상태에서 장기간 동안 일정하게 유지되고 30년이 지난 이후에서야 다시 소산되기 시작하였다고 하였다. 이러한 현상은 위 실험결과로 볼 때 간극수압이 점진적으로 상승하는 영향과 압밀 배수

에 의해서 소산되는 영향이 서로 상쇄된 것으로 판단된다. 이러한 현상은 Jeong 등(1999)에 의한 양산물금지구 시험시공현장에서 측정된 공극수압측정 결과로부터도 알 수 있다.

점성토가 비배수 조건에서 점탄성적인 성질을 갖는 것으로 고려한다면 순공극수압이 최종적으로 일정해지는 값으로부터 탄성적 성질의 크기를 알 수 있고, 순공극수압이 0으로부터 점진적으로 증가한다는 것과 일정한 값으로 수렴하기 시작하는 시간으로부터 점성적 성질을 알 수 있다. 이러한 특성을 복합적 영향을 받아서 혼합된 결과로서 나타나는 겉보기 공극수압을 직접 분석하는 것은 곤란하다.

Fig. 1~3에 나타난 겉보기 공극수압이 시간이 경과하면서 $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ 보다도 더 증가하는 것으로부터, 완전히 포화되지 않은 점성토의 유효응력이 0인 상태에서 재하 직후에는 공극수압계수가 1이 되지 않지만, 장시간동안 공극수압계수를 측정한다면 1에 도달할 것으로 생각할 수 있다. 그러므로 공극수압계수를 측정함에 있어서 유효응력이 0인 상태에서는 단기간 동안 측정하여 포화도를 확인할 수 있고, 유효응력이 0이 아닌 정규압밀상태에서 장기간동안 측정하여 비배수 조건에서 점성토의 점탄성적인 특성을 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

2. 제안된 해석 모델의 적용

Fig. 6은 실험으로부터 얻은 순공극수압(Fig. 4)을 전응력 증분($\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$)으로 나누어 공극수압계수로 나타내고 식(8)을 적용한 것이다. 요철이 있는 가는 실선이 측정된 순공극수압을 공극수압계수로 나타낸 것이고 굵은 실선은 각각의 공극수압계수에 대해서 식(8)에 적절한 변수들을 사용하여 계산된 결과를 나타낸 것이다. 식(8)에 쓰인 K_1 , K_w , n 의 값들은 Table 1에 나타나 있다. 전술한 바와 같이 식(8)은 그 형태상 B 값이 1보다 클 수는 없으나 Fig. 4에서 $\sigma_3' = 300 \text{ kPa}$ 일 경우에는

Table 1 The values of input parameters on the equation

Effective stress (kPa)	K_1 (MPa)	K_w (MPa)	η (kPa·s)
200	180	2,100	50,000
300	1,000	2,100	600,000
400	7,000	2,100	8,000,000

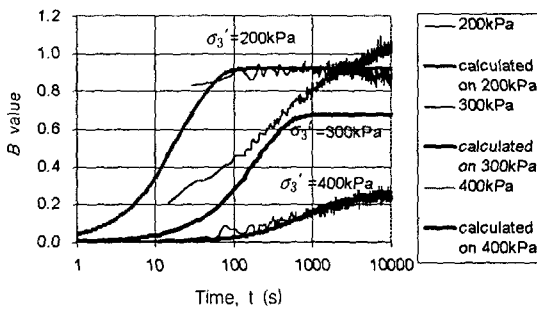


Fig. 6 Comparison the measured and the calculated pure pore water pressure coefficient

순 공극수압계수가 지속적으로 증가하여 식(8)을 적용할 수 없다. 이것은 실험의 오류로 생각하고 이 때 사용된 변수값들은 $\sigma_3' = 200$ kPa와 $\sigma_3' = 400$ kPa에 사용된 변수값들을 고려하여 임의적으로 선정하였다. Table 1에서 공극수의 체적탄성계수인 K_w 는 Terzaghi 등(1996)에 의한 상수값으로 고려하여 2,100 MPa를 사용하였다. K_1 과 η 는 각각 흙 구조의 탄성과 점성을 나타내는 값으로 순공극수압계수가 수렴하는 평균적인 값으로부터 K_1 을 선정하고 수렴하기 시작하는 시간으로부터 η 를 선정하였다. 이 값들은 유효응력이 증가함에 따라서 매우 급격하게 증가하고 유효응력 400 kPa인 경우에는 흙 구조의 탄성계수가 공극수의 체적탄성계수보다도 더 커지는 결과를 나타낸다. Terzaghi 등(1996)에 의하면 토립자 자체의 체적탄성계수는 36000~69000 MPa 정도로 매우 큰 값을 나타내지만 흙 구조의 탄성계수는 조밀한 모래에서는 30 MPa, 연약점토에서는 3 MPa정도라고 하였다. 시

험에 사용된 공시체는 유효응력 200~400 kPa로 압밀이 되었으므로 상당히 조밀한 점토이지만 사용된 K_1 과 비교하면 역시 K_1 이 매우 큰 값이라고 할 수 있다. 이러한 원인은 압밀이 진행됨에 따라서 공시체에서 공극수의 체적비율은 감소하고 토립자의 체적비율은 증가하지만 제안된 식(8)에서는 이러한 효과를 나타낼 수가 없기 때문에 판단된다. 따라서 Fig. 6에 나타난 결과를 볼 때 포화된 정규압밀 점성토의 비배수 공극수압 거동을 유동학적 모델로 표현하는 것이 가능하고 제안식(8)은 K_1 , K_w , η 항 모두에 압밀의 진행에 따른 공극비 감소의 영향을 포함할 수 있도록 보다 정밀하게 표현된다면 좋은 결과를 얻을 수 있을 것이다.

현재까지 흙의 시간의존적 변형거동에서 재하직 후의 초기조건을 $\Delta\sigma_3 = \Delta u$ 로 하고 있으나 초기조건에서 제안식과 같은 유동학적 모델이 사용된다면 해석이 매우 복잡한 비선형 거동으로 나타나고 이러한 조건에 대한 해석 기법이 해결되어야 할 과제로 나타난다.

IV. 결 론

포화된 정규 압밀 점성토에서 비배수 공극수압 거동에 대한 실험결과에 유동학적인 모델을 사용하여 해석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 공극수를 선형 탄성체로, 흙 구조를 점탄성체로 고려한 제안식은 순 공극수압에 대한 실험결과와 비교할 때 비교적 좋은 결과를 나타내어 이러한 접근법은 타당성이 있는 것으로 판단된다.
2. 순 공극수압에 대한 모델링에서 공극비 상태에 대한 영향이 포함된다면 비배수 상태에서 흙의 점탄성적 성질에 대한 보다 많은 인자들을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

References

1. Bishop, A. W., and A. K. G. Eldin. 1950.

- Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Géotechnique* 2(1) : 13-32.
2. 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.
 3. Crawford, C. B. 1964. Interpretation of the Consolidation Test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 90(SM5) : 87-102.
 4. Crawford, C.B., and M. Bozozuk. 1990. Thirty Years of Secondary Consolidation in Sensitive Marine Clay. *Canadian Geotechnical Journal* 27(3) : 315-319.
 5. Eam, Sung Hoon, and Dal Won Lee. 2003. The Behavior of Pore Water Pressure on Normally Consolidated Clay which is saturated. *Journal of the Korean Society of Agricultural Engineers* 45(4) : 126-136. (in Korean)
 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. Gibson, R. E. 1963. An Analysis of System Flexibility and Effect on Time-Lag in Pore-Water Pressure Measurements. *Géotechnique* 13(1) : 1-11.
 8. Gleick, J. 1998. Chaos: Making a New Science, reprint edition, 352p. : Penguin USA.
 9. Jeong, H. I. 1999. The Study on Consolidation Characteristics of Soft Clay Gound · II, 895-902. Songnam Kyonggi. : Korea Land Corporation.
 10. 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.
 11. 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.
 12. Mesri, G., K. Adachi, and C. R. Ullrich. 1976. Pore-pressure response in rock to undrained change in all-round stress. *Géotechnique*. 26(2) : 317-330.
 13. Skempton, A. W. 1954. The Pore Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*. 4(4) : 143-147.
 14. Terzaghi, K. 1923. Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der Hydrodynamischen Spannungsercheinungen. *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.
 15. Terzaghi, K., R. B. Peck, and G. Mesri. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition. New York. : John Wiley & Sons
 16. Wissa, A. E. Z. 1969. Pore Pressure Measurement in Saturated Stiff Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM4) : 1063-1073.
 17. 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.