

# 자연점토의 변형률속도 의존적인 압밀거동의 해석

## Modeling Strain Rate-dependent Behavior in Consolidation of Natural Clay

김 윤 태\*<sup>1</sup>  
Kim, Yun-Tae

Leroueil, S.\*<sup>2</sup>  
Leroueil, S.

---

---

### Abstract

In order to analyze effects of strain rate on consolidation of natural clay, this paper presents a nonlinear elasto viscoplastic model in which viscoplastic behavior is modeled by a unique effective stress-strain-strain rate relationship  $\dot{\sigma}_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$ . The predicted values using numerical analysis are compared with measured ones in several laboratory tests such as creep test, multistage load test, and relaxation test for Berthierville clay. It is possible to estimate consolidation behavior of natural clay with reasonable accuracy using the proposed nonlinear viscoplastic model.

### 요 지

본 연구에서는 자연점토의 압밀에 대한 변형률속도의 영향을 해석하기 위하여 비선형 점탄소성 모델을 제안하였다. 연약지반의 점소성 거동은 유일한 유효응력-변형률-변형률속도( $\dot{\sigma}_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$ )의 관계식으로부터 구할 수 있다. Berthierville 점토에 대한 크리프실험, 다단계 하중실험, Relaxation 실험과 같은 실내실험결과와 수치해석결과를 비교하였다. 제안된 점탄소성 모델을 사용하여 자연점토의 압밀거동을 비교적 정확히 예측할 수 있다.

**Keywords** : Consolidation, Soft clay, Strain rate, Viscoplastic strain, Relaxation

---

\*1 정희원, LG 건설 토목엔지니어링 토질 및 기초팀 과장

\*2 Laval University 토목공학과 교수

## 1. 서론

연약점토는 일반적으로 정규압밀영역이나 과압밀영역에서 크리프(creep) 거동, 비배수 상태에서 유효응력의 완화(relaxation), 변형률속도(strain rate)에 의존하는 비배수 전단강도 및 선행압밀하중 등과 같은 다양한 시간의존적인 거동특성을 나타낸다. 크리프나 항복(yielding)은 성형된 시료보다는 자연점토에서 더욱 확실히 보여지고 크리프는 과압밀된 점토보다 정규압밀점토에서 많이 유발된다.

Mesri와 Choi(1985a, b)는 일차압밀끝(end of primary consolidation, EOP)에서 변형은 유일하다고 보고하였다. 즉 크리프는 과잉간극수압이 완전히 소산된 후에 유발된다고 가정하고, 점토의 거동을  $e - \log \dot{\sigma}_v$  관계식으로 표현하였다. 또한  $C_c / C_e$ 는 주어진 점토에 대하여 일정하다고 생각하였다. 그러나 Kabbaj 등(1988)은 실험실에서 구한 EOP 곡선은 현장침하량을 과소평가하고, EOP 응력변형관계는 유일하지 않고 일차압밀기간에 의존한다고 보고하였다. 즉 점성거동(viscous deformation)은 압밀 전과정 동안에 유발된다. Ladd 등(1977)과 Jamiolkowski 등(1985)에 의해서 전자는 Hypothesis A(Leonards, 1972, 1977; Ladd 등, 1977; Jamiolkowski 등, 1985; Mesri & Choi, 1985a, b)로 불려지고, 후자는 Hypothesis B(Suklje, 1957, 1969, 1982; Bjerrum, 1967; Crawford, 1986; Leroueil, Kabbaj, Tavenas & Bouchard, 1985; Leroueil & Kabbaj, 1987)로 불려진다.

그림 1에서와 같이 Hypothesis A에서 시료두께는 EOP압축곡선의 위치에 영향을 주지 않는다. 또한 선행압밀하중의 크기에 영향을 미치지 않고,  $e - \log t$ 곡선은 배수거리의 제곱에 비례해서 위치한다. 따라서 과잉간극수압이 거의 소멸된 후에 재재하(reloading)를 하는 압밀실험(oedometer test)

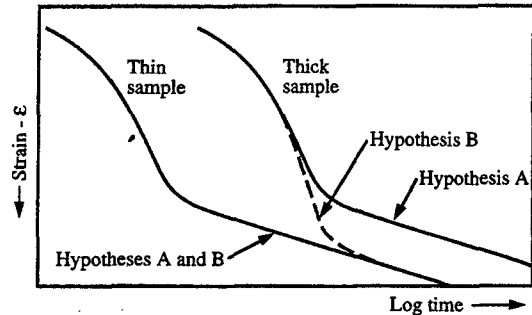
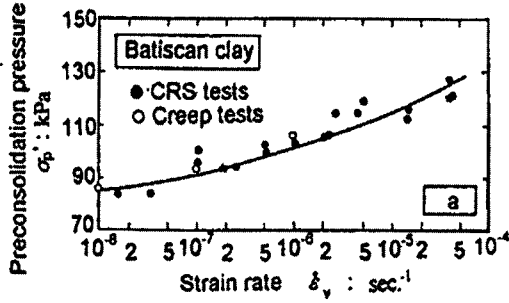


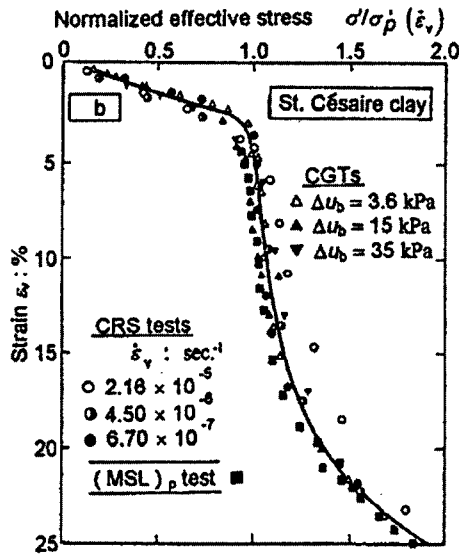
그림 1. Ladd 등(1977)과 Jamiolkowski 등(1985)에 의한 Hypothesis A와 B

으로부터 구한 응력-변형 곡선이 현장의 거동을 대표한다. 반면 Hypothesis B에서 EOP 응력-변형률 곡선은 시료두께에 의존하고, 일차압밀동안에도 크리프변형이 유발된다. 또한 선행압밀하중의 크기는 압밀속도에 의존한다. 따라서 현장에서 구한 응력 변형거동과 압밀실험에서 구한 응력변형 거동이 차이나며, 현장침하량은 실내압밀실험에서 예측한 침하량보다 크다.

점토에 대한 시간 및 변형률속도의 영향은 수십년 동안 연구되어 왔다(Taylor 1942; Crawford, 1965; Bjerrum, 1967). Leroueil 등(1985)은 일차압밀끝에서( $MSL_p$ ) 혹은 24시간 후에( $MSL_{24}$ ) 재하중을 가하는 다단계 하중실험, 일정변형률속도실험(constant rate of strain(CRS) test), 동수경사제어실험(controlled gradient test), 크리프실험(long-term creep test) 등을 통하여 일차원 압밀하에서 자연점토의 거동을 유효응력-변형률-변형률속도( $\sigma_v - \epsilon_v - \dot{\epsilon}_v$ )로 표현하였다. 이것은 일차압밀동안에 크리프거동이 유발된다는 Hypothesis B와 일치한다. 응력-변형률-변형률속도 모델은 그림 2에 나타난 것과 같이 두 가지 중요한 특성을 가진다. 첫째, 선행압밀하중은 재하중동안에 유발되는 변형률 속도에 의존한다(그림 2a). 둘째, 다양한 변형률 속도에서 얻어진 응력-변형률곡선은 선행압밀하중에 대해서 정규화되었



(a) 변형률속도의 함수인 선행압밀하중



(b) 선행압밀하중으로 정규화된 유효응력-변형률 곡선  
 그림 2. Leroueil 등(1985)에 의한 실험결과

을 때 유일(unique)하다(그림 2b). 이와 같은 특성을 수식으로 표현하면 식(1) 및 (2)와 같다.

$$\sigma'_{pc} = f(\epsilon_v^{ip}) \quad (1)$$

$$\sigma'_{v1} \sigma'_{pc}(\epsilon_v^{ip}) = g(\epsilon_v^{ip}) \quad (2)$$

유효응력-변형률-변형률속도( $\sigma'_v - \epsilon_v - \dot{\epsilon}_v$ ) 관계식에 대한 검증은 그림 3에서와 같은 두개의 특별한 CRS 실험을 통해 확인되었다(Leroueil 등, 1985). SP1 test는 변형률 속도를  $\dot{\epsilon}_{v1} \rightarrow \dot{\epsilon}_{v2} \rightarrow \dot{\epsilon}_{v1} \rightarrow \dot{\epsilon}_{v2}$ 의

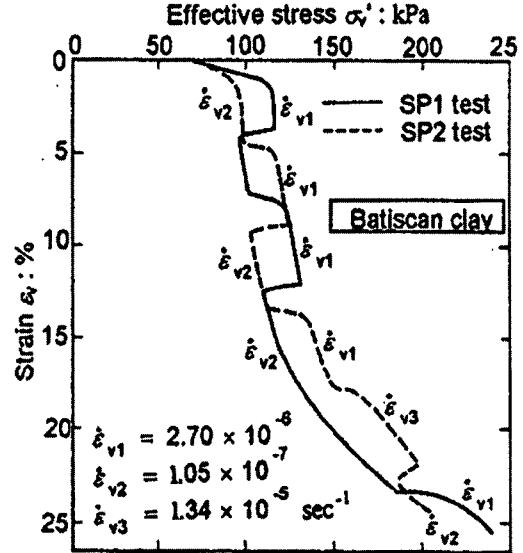
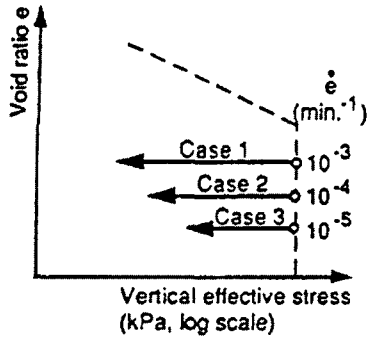


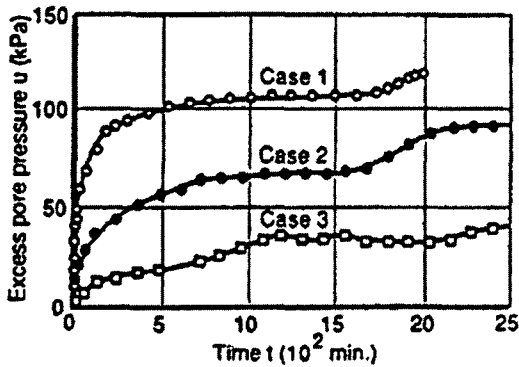
그림 3. 압밀과정에 대한 변형률속도의 영향  
 (Leroueil 등, 1985)

로 서로 교환하여 실험하고, SP2 test는 변형률 속도를  $\dot{\epsilon}_{v2} \rightarrow \dot{\epsilon}_{v1} \rightarrow \dot{\epsilon}_{v2} \rightarrow \dot{\epsilon}_{v1}$ 으로 서로 교환하여 실험함으로써 유효응력-변형률 관계가 변형률속도에 의해 결정되어짐을 알 수 있다. 따라서 점토의 압축거동은 유효응력-변형률-변형률속도로 표현할 수 있다. 선행압밀하중은 일반적으로 전단 변형률속도의 로그 사이클당 7-15%정도 변하고, 성토하중아래에서 관측되는 현장 변형률속도는 실험실에서 수행되는 변형률속도보다 일반적으로 2-4계(order) 작다(Leroueil 등, 1996).

Chang(1981), Becker 등(1985) 및 Kabbaj 등(1988)은 하중재하후 과잉간극수압이 소멸되기 전에 과잉간극수압의 증가를 보고하였다. 이 간극수압의 증가는 유효응력의 감소를 의미한다. Kabbaj 등(1988)은 Bertierville test site에서 성토후 현장유효응력이 선행 압밀하중에 도달된 후에 간극수압이 증가되고 유효응력이 감소되는 현상을 보고하였다. 이와같이 전응력이 일정한 상태에서 간극수압이 증가되는 원인을 크리프에 의한 소성변형(plastic strain)으로 설명하였다.



(a)



(b)

그림 4. Relaxation test 동안의 과잉간극수압 생성 (Yoshikuni et al., 1994)

즉 성토가 완료된 후에도 과잉간극수압이 증가되는 것은 전응력이 일정한 상태이므로 유효응력이 감소되는 것, 즉 응력완화(stress relaxation)를 의미한다. 외부하중만에 의하여 과잉간극수압이 생성되고 압밀과정에 의하여 과잉간극수압이 소산된다는 탄성이나 탄소성 이론의 관점으로는 자연점토에서 점소성변형(viscoplastic straining)에 의하여 유발되는 과잉간극수압의 생성을 설명하기가 어렵다.

Yoshikuni 등(1994, 1995)은 과잉간극수압은 외부하중 뿐만 아니라 응력완화에 의해서도 유발된다는 것을 실험적으로 검증하기 위하여 배수밸브를 열고(consolidation) 닫음(relaxation)을 반복함

으로써 압밀동안에 간극수압의 소멸(dissipation)과 생성(generation)을 관찰하기 위한 특별한 실험을 수행하였다. 즉 일정한  $\sigma_v = 313.6 \text{ kPa}$ 에서 서로 다른  $\dot{\epsilon}$ 를 가지는 시료에 대한 relaxation 실험에서 간극수압의 생성을 각각 측정하였다(그림 4). 변형률속도가 커질수록 간극수압이 많이 생성된다. 이것은 변형률속도가 감소함에 따라 크리프 경향도 같이 줄어들음을 나타낸다.

Yoshikuni 등(1994, 1995)의 이론에 의하면 과잉간극수압은 외부하중 뿐만 아니라 응력완화에 의해서도 유발된다. 즉 압밀은 과잉간극수압의 단순한 소산과정이 아니라 배수에 의한 소산(dissipation)과 점소성 변형에 의한 생성(generation)의 복합적인 과정이다.

본 연구에서는 Leroueil 등(1985)이 제안한 응력-변형률-변형률속도 관계식을 바탕으로 자연점토의 압밀에 대한 변형률속도의 영향과 점소성 거동 효과를 해석하기 위하여 일차원 비선형 점탄소성 해석모델을 제안하였고, 이를 이용한 압밀해석 결과와 실내 실험결과를 비교하여 검증하였다.

## 2. 비선형 점탄소성 모델

### (Nonlinear Elasto Viscoplastic Model)

#### 2.1 구성방정식(Constitutive Equation)

어떤 응력상태 ( $\sigma_v, \epsilon_v$ )에서 유발되는 전체 변형률 속도(rate of total strain)는 탄성변형률 속도( $\dot{\epsilon}_v^e$ )와 시간의존적인 점소성 변형률속도( $\dot{\epsilon}_v^{ip}$ )의 합으로 표현할 수 있다.

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^{ip} \quad (3)$$

탄성변형률 속도는 Cam-clay 모델(Roscoe와 Burland, 1968)을 사용하여 식 (4)로부터 구할 수 있다.

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{K}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v}{\sigma_v} \quad (4)$$

여기서,  $K$ 는 팽창계수(recompression index),  $e_0$ 는 초기간극비,  $\dot{\sigma}_v$ 는 유효응력을 나타낸다. 시간의존적인 점소성 변형률은 Leroueil 등(1985)에 의해 제안된 응력-변형률-변형률속도 모델로부터 구할 수 있다. 식 (1) 및 (2)로부터 변형률속도의 방정식은 (5)와 같이 유효응력과 변형률의 함수로써 정의된다.

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} = f^{-1}[\dot{\sigma}_v / \{g(\epsilon_v^{vp})\}] \quad (5)$$

많은 실내실험결과로부터 식 (1) 및 (2)는 주어진 변형률속도와 변형률에 대하여 식 (6) 및 (7)과 같이 표현가능하다

$$\log \dot{\sigma}_{pc} = \Gamma + C_p \log \dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (6)$$

$$\log(\dot{\sigma}_v / \dot{\sigma}_{pc}) = \epsilon_{oi} + C_\epsilon \dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (7)$$

여기서  $\dot{\sigma}_{pc}$ 는 선형압밀하중이고  $\Gamma$ 는  $\dot{\epsilon}_v^{vp} = 10^0$ 에서의  $\log \dot{\sigma}_{pc}$ 의 값,  $C_p$ 는 선형압밀하중지수로서 그림 5a에서와 표시된 것과 같이  $\log \dot{\sigma}_{pc}$ 과  $\log \dot{\epsilon}_v^{vp}$  그래프의 기울기이다.  $C_\epsilon$ 는 압축지수로서 그림 5b의  $\log(\dot{\sigma}_v / \dot{\sigma}_{pc})$ 와  $\dot{\epsilon}_v^{vp}$  그래프의 기울기를 나타낸다.  $\epsilon_{oi}$ 는 절편(intercept)으로서  $\dot{\epsilon}_v^{vp} = 0$ 일 때의  $\log(\dot{\sigma}_v / \dot{\sigma}_{pc})$  값이다.  $\Gamma$ ,  $C_p$ ,  $C_\epsilon$  및  $\epsilon_{oi}$ 는 주어진 변형률속도와 변형률에서 상수값이다. 식 (7)로부터  $\log(\dot{\sigma}_v / \dot{\sigma}_{pc})$ 과  $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ 의 그래프는 절편( $\epsilon_{oi}$ )과 압축지수( $C_\epsilon$ )로서 표현된다는 것을 알 수 있다. 현장 점토의 응력-변형률 관계는 비선형이므로 몇 개의 직선으로 표현할 수 있으며, 각각의 직선은 절편( $\epsilon_{oi}$ )과 압축지수( $C_\epsilon$ )로서 각각 나타낼 수 있다.

많은 비유기점토에 대하여 변형률속도에 대한 선

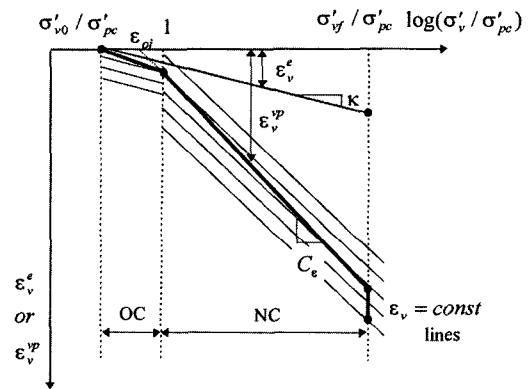
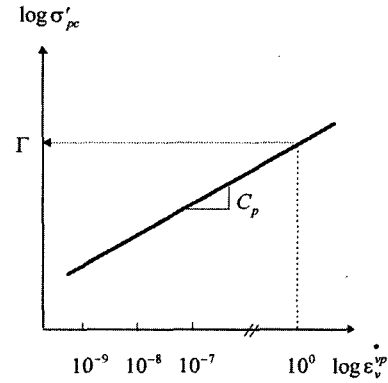


그림 5. 비선형 점탄소성모델의 개요

행압밀하중의 변화는 로그 사이클당 7~15%로서 매우 비슷하고(Leroueil 등, 1985; Leroueil, 1996),  $C_p$ 값은 Mesri 등(1995)이 언급한 0.03~0.06 사이의  $C_{ae} / C_c$ 값과 거의 같다.  $C_{ae} / C_c$ 와 마찬가지로  $C_p$  값도 주어진 점토에 대하여 상수이다. 식 (7)을 식 (6)에 대입하면 시간의존적인 점소성변형률(time-dependent viscoplastic strain) 속도를 구할 수 있다

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} = 10^{[(\log \dot{\sigma}_v - \Gamma - \epsilon_{oi} - C_\epsilon \dot{\epsilon}_v^{vp}) / C_p]} \quad (8)$$

식 (4)와 (8)로부터 전체 변형률속도는 식 (9)와 같이 탄성변형률속도와 점소성 변형률 속도의 합으로 표현된다.

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{K}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v}{\sigma_v} + 10^{[(\log \sigma_v - \Gamma - C_e \epsilon_{oi} - C_e \epsilon_v^p) / C_e]} \quad (9)$$

식 (9)를 시간에 대하여 적분하면 전체 변형률을 구할 수 있다.

$$\epsilon_v = \int \dot{\epsilon}_v dt \quad (10)$$

그림 5b에 도시하였듯이, 압밀과정동안의 전체 변형률은 탄성변형률과 점소성변형률로부터 구해진다. 점소성 변형은 과압밀영역과 정규압밀영역에서 동시에 유발되지만, 정규압밀영역에서의 점소성변형이 과압밀영역보다 크다. 정규압밀영역에서 변형률은  $\dot{\epsilon}_v$  = 상수선보다 약간 큰 기울기를 가지면서  $\log \sigma_v$ 에 거의 선형적으로 증가된다. 또한 변형률속도는 변형률이 증가함에 따라 감소한다. 간극수압이 완전히 소산된 후, 즉 일정한 유효응력하에서 압축은 점소성변형(이차압밀)만으로 유발된다. 압밀시 유발되는 변형률 속도에 의존하여 선행압밀하중이 결정되어지며, 응력-변형률 속도 변형률 속도에 의존한다.

침하량의 계산은 일차원 압밀하에서 횡변형이 무시된다는 가정하에서 식 (10)을 사용하여 구할 수 있다. 식 (10)에서는 응력-변형률-변형률속도에 대한 온도의 영향이 무시되었으며, 이를 고려하기 위해서는 수정이 필요하다.

## 2.2 연속방정식(Continuity Equation)

질량보존의 법칙과 Darcy 법칙으로부터 압밀과정동안의 연속방정식은 식 (11)과 같이 표현된다(Berry와 Poskitt, 1972; Mesri 등, 1974).

$$-\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \frac{1+e_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (11)$$

여기서  $t$ 는 시간,  $z$ 는 깊이,  $\epsilon_v$ 는 연직 변형률,  $u$ 는 과잉간극수압,  $e_0$ 와  $e$ 는 초기 및 현재 간극비,  $k$ 는 투수계수,  $\gamma_w$ 는 물의 단위중량이다

유효응력, 간극수압 및 상재하중의 관계 ( $\sigma'_v = \gamma'z + L - u$ )로부터 시간에 대한 유효응력의 속도는 식 (12)와 같이 표현된다.

$$\dot{\sigma}'_v = \dot{L} - \dot{u} \quad (12)$$

여기서  $\gamma'$ 는 점토의 단위중량,  $L$ 는 상재하중,  $\dot{L}$ 는 주어진 시간에 대한 상재하중 속도이다. 식 (9), (11) 및 (12)로부터 시간에 대한 과잉간극수압은 식 (13)과 같이 정리된다.

$$\dot{u} = \dot{L} + \frac{(1+e_0)\dot{\sigma}'_v}{k} \left\{ \frac{(1+e_0)}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + 10^{[(\log \sigma'_v - \Gamma - \epsilon_{oi} - C_e \epsilon_v^p) / C_e]} \right\} \quad (13a)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right)_{\text{Loading}} + \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right)_{\text{Dissipation}} + \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right)_{\text{Viscous-straining}} \quad (13b)$$

여기서,  $\log k = \log k_0 - (e_0 - e) / C_k$ ,  $C_k$ 는  $e - \log k$  곡선에서 투수계수 변화선의 기울기이다. 처음항은 외부하중에 의한 간극수압의 증가를 나타내고, 두번째항은 Darcy 법칙에 의한 간극수압의 소산, 마지막항은 점소성 변형에 의한 간극수압의 생성을 나타낸다. 유효응력의 완화(relaxation)는 간극수압의 소산보다 간극수압의 생성이 더 클 경우에 유발되며, 유효응력과  $C_p$ 의 값이 클수록  $\Gamma$ ,  $\epsilon_{oi}$ ,  $C_e$ ,  $e_0$ ,  $k$  및  $\epsilon_v^p$ 의 값이 작을수록 크다.

제안된 연속방정식은 압밀과정동안의 투수계수 감소와 응력-변형률의 비선형 관계를 고려할 수 있고, 하중재하직후 과잉간극수압의 증가를 산정할 수 있다. 주어진 경계조건과 초기조건을 이

용하여 식 (9)와 (13)에 유한차분법을 적용하여 시간에 대한 변형률과 간극수압의 변화를 수치적으로 구할 수 있다.

현장지반은 여러층으로 되어 있는 경우가 많기 때문에 개발된 프로그램을 다층지반에 적용하기 위해 인접층사이에서 간극수압과 흐름속도에 대한 다음 조건식 (14)를 만족(Mesri 등, 1985)할 수 있도록 보완하였다.

$$u_i^j = u_i^{j+1} \quad (14a)$$

$$\left( \frac{1+e_0}{1+e} k_v \frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^j = \left( \frac{1+e_0}{1+e} k_v \frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{j+1} \quad (14b)$$

### 2.3 유효응력완화 (Effective Stress Relaxation)

크리프는 일정한 응력하에서 유발되고, 유효응력완화(relaxation)는 일정한 간극비하에서 유발되므로 변형률속도( $\dot{\epsilon}_v$ )는 영이다. 이것은 그림 6에서와 같이 점소성변형 증가량( $\Delta \epsilon_v^{sp}$ )과 탄성변형 감소량( $\Delta \epsilon_v^e$ )이 같다는 것을 의미한다. 일정한 체적과 전응력하의 응력완화상태에서 유효응력의 감소는 간극수압의 증가를 의미한다. 시간에 대한 간극수압의 증가는 시간의존적인 전체 변형

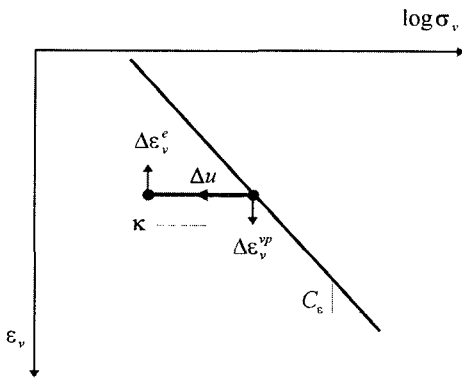


그림 6. 유효응력의 Relaxation (after Leroueil et al., 1996)

률 속도식 (9)를 이용하여 구할 수 있다. 과잉간극수압의 증가속도는 유효응력과 간극비 및 점소성 모델계수를 사용하여 표시할 수 있다.

$$\frac{du}{dt} = \frac{(1+e_0)\dot{\sigma}_v}{k} 10^{[(\log \sigma_v - \Gamma - \epsilon_{\alpha} - C_k \epsilon_v^p) / C_s]} \quad (15)$$

### 3. 실내실험결과와 비교

제안된 비선형 점탄소성 모델을 검증하기 위하여 Berthierville 점토에 대하여 행한 실내실험들(Creep,  $MSL_p$ ,  $MSL_{24}$  및 Relaxation Test)의 결과(Kabbaj, 1985)와 비교 검토를 수행하였다. 자연점토의 압밀특성을 조사하기 위하여 두께 약 3.2m의 연약점토지반위에 지름 29m의 시험성토가 행해졌다(그림 7). 상부토 10~20cm와 약 2m정도의 fine-to medium sand층 아래에 3.2m 두께를 가지는 연약한 회색 실트점토(soft gray silty clay)층이 있다. Berthierville 점토는 매우 균질하다. 연약지반의 깊이에 대한 성토재

표 1. Berthierville 점토지반의 물성치

Depth(m)	$\dot{\sigma}_{vo}$ (kPa)	$\epsilon_0$	$k_{vo}$ (m/sec)	$C_k$	$k$
3.0 - 3.9	39	1.73	$3.2 \times 10^{-9}$	0.865	0.001

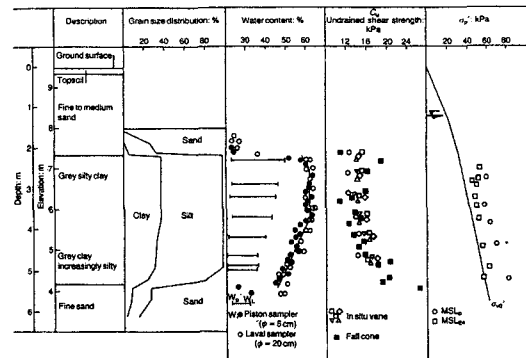


그림 7. Berthierville 점토의 지반특성

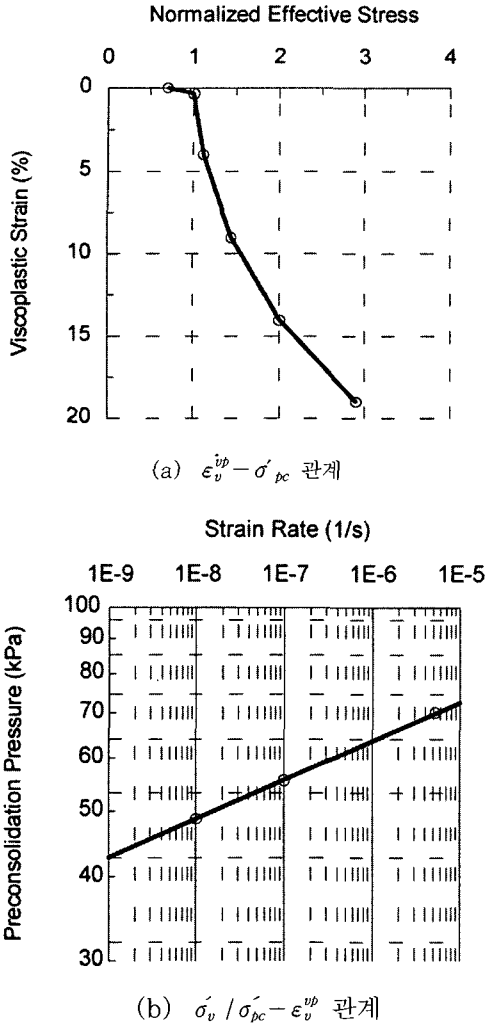


그림 8. Berthierville clay에 대한  $\dot{\epsilon}_v^{vp} - \sigma_{pc}'$  와  $\dot{\sigma}_v / \sigma_{pc}' - \dot{\epsilon}_v^{vp}$  관계

직경의 비가 9이므로 압밀은 일차원으로 일어난다고 생각할 수 있다. 과압밀정도를 알 수 있는  $\sigma_{pc}' - \sigma_{wo}'$ 은 그림과 같이  $MSL_{24}$  실험으로부터는 약 8kPa,  $MSL_p$  실험으로부터는 약 22kPa 정도이다(Leroueil 등, 1988; Kabbaj 등, 1988). 본 연구에서는 깊이 3.0~3.9m에서 200mm 직경의 Laval 시료 채취기(La Rochelle 등, 1981)로부터 채취된 양질의 시료에 대한 실험결과가 사용되

었다. 해석에 사용된 점토지반의 물성치는 표 1과 같다. 투수계수지수값은 Tavenas 등(1983)과 Leroueil 등(1988)에 의해서 취합된 자료들에 의해서  $e_0$ 가 0.8~3.0 범위에 있는 점토에 대하여  $C_k \approx 0.5e_0$ 이라는 관계식으로부터 도출되었다. 점토시편은 10개의 절점을 가지는 요소로 구성되었으며, 하부 경계층은 불투수층이고 상부로부터 배수가 유발된다. 해석에 사용된  $\dot{\epsilon}_v^{vp} - \sigma_{pc}'$  그래프와  $\dot{\sigma}_v / \sigma_{pc}' - \dot{\epsilon}_v^{vp}$  그래프는 그림 8에 도시되어 있다. 그림 8(a)는 CRS,  $MSL_p$ ,  $MSL_{24}$  등에서 계측된 변형률 속도와 선행압밀하중으로부터 구할 수 있다. 그림 8(a)로부터  $\Gamma = 2.10$ ,  $C_p = 0.056$ 이다. 그림 8(b)는 실험으로부터 구한  $\dot{\sigma}_v / \sigma_{pc}' - \dot{\epsilon}_v^{vp}$  그래프에서 총  $\dot{\epsilon}_v$ 에서 탄성변형률을 뺀 부분이 소성변형률( $\dot{\epsilon}_v^{sp}$ )이라고 가정하여 구할 수 있다. 응력-변형률의 비선형관계를 고려하기 위하여 다섯개의 직선으로 이루어진  $\dot{\sigma}_v / \sigma_{pc}' - \dot{\epsilon}_v^{sp}$  관계가 그림 8(b)와 같이 좌표점으로 프로그램에 입력되면 각 곡선의 기울기( $C_e$ ) 및 절편( $\epsilon_{oi}$ )는 프로그램에서 직접 구해진다.

수치해석에 필요한 모델계수값들은 일정변형률속도 실험(CRS), 다단계하중 실험( $MSL_p$ ,  $MSL_{24}$ ), 크리프(creep) 실험 등으로부터 구할 수가 있다.

### 3.1 Creep Test

Berthierville 점토에 대한 장기 크리프 실험들이 행해졌다(Kabbaj, 1985, 그림 9에서 점들). 그림과 같이 수치해석으로 예측된 결과(실선)는 실험실에서 계측된 결과와 비교적 잘 일치한다. 작은 응력증가 실험에서는 과압밀 상태에 있기 때문에 일차압밀량이 적고, 이차압밀(secondary consolidation)에 의한 변형이 지배적이다.  $\epsilon - \log t$  곡선에서 변곡점이 관측되지 않았다. 그러나 큰 응력증가 실험에서는 일차압밀(primary consolidation)이 확연히 보여지고



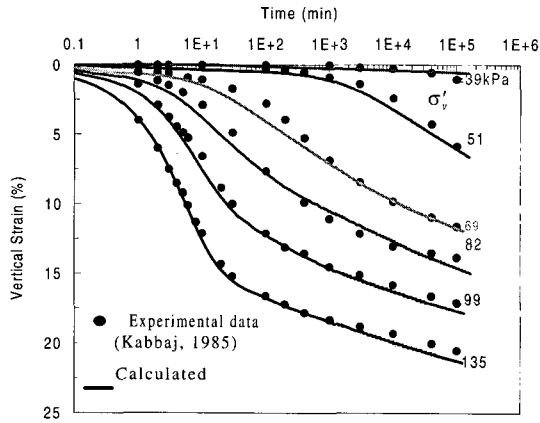


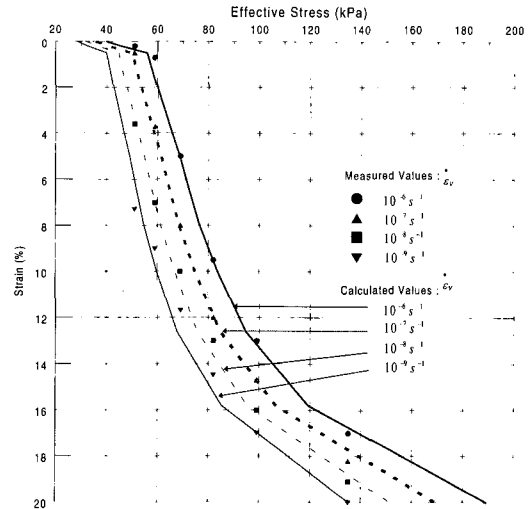
그림 9. Creep 실험결과와 계산결과 비교

$\epsilon - \log t$  곡선은 고전적인 S형태를 가진다. 이 결과는 Whals(1962)의 실험결과와 일치한다.

크리프 실험에서 유발되는 변형률 속도와 유효 응력을 해석함으로써 일정한 변형률속도( $10^{-6}$ ,  $10^{-7}$ ,  $10^{-8}$ ,  $10^{-9} s^{-1}$ )에서 유효응력과 변형률관계를 유도할 수 있다(그림 10). 수치해석으로 계산된 응력-변형률관계와 실험결과는 비교적 잘 일치한다. 그림에서 알 수 있듯이 일정한 변형률에서 변형률속도가 커짐에 따라 선행압밀하중과 유효응력은 커진다. 즉 지반의 응력-변형률 관계는 유발되는 변형률 속도에 크게 의존함을 알 수 있다.

### 3.2 다단계 하중실험(Multiple Stage Loading Test)

일차압밀끝에서 하중을 재하하는  $MSL_p$ 와 24시간 후에 하중을 재하하는  $MSL_{24}$ , 즉 두 종류의 압밀실험(oedometer test)이 행해졌다(Kabbaj, 1985). 실내실험 결과와 수치해석 결과가 그림 11에 도시하였다. 실험결과로부터 같은 유효응력하에서  $MSL_{24}$  실험에서 유발된 변형률은  $MSL_p$ 에서 관측된 변형률보다 크다는 것을 알 수 있다. 흙 시료의 다양성을 고려하면 계산된 결과는 실험결과와 비교적 잘 일치한다. 또한 괄호안의 계산된 변



10. Creep 실험으로부터 유도된 일정한  $\epsilon_v$  곡선

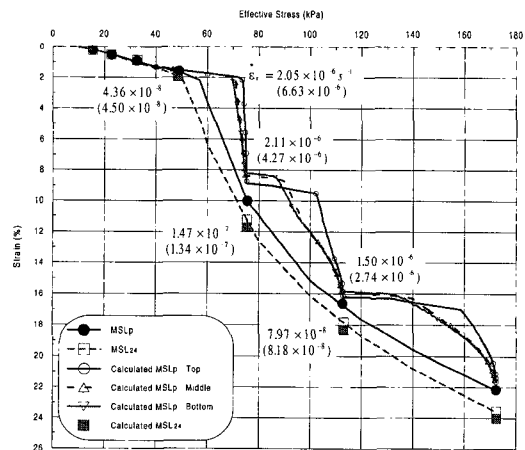


그림 11.  $MSL_p$  및  $MSL_{24}$  실험에서의 유효응력-변형률 (괄호안의 값은 계산된 변형률 속도)

형률속도와 예측된 변형률속도도 비교적 일치함을 알 수 있다. 그림 11에 도시된  $MSL_p$ 의 해석결과와 같이 응력-변형률 곡선은 절점위치와 변형률속도에 의존한다. 배수층경계의 변형률속도(TOP)는 큰 동수경사에 의해 불투수층 근처(BOTTOM)의 변형률속도보다 크다. 변형률속도가 커짐에 따라 유효응력도 커진다. 그림에서와 같이 유효응력

은 하중재하후에 빠른 속도로 증가하고 변형이 증가함에 따라 점차 증가속도가 감소한다. 간극수압이 완전히 소산되고 유효응력이 최종응력에 도달한 후에 탄성변형률 증가는 영이고 점소성변형은 무한한 시간동안 감소하는 비율로 유발된다.

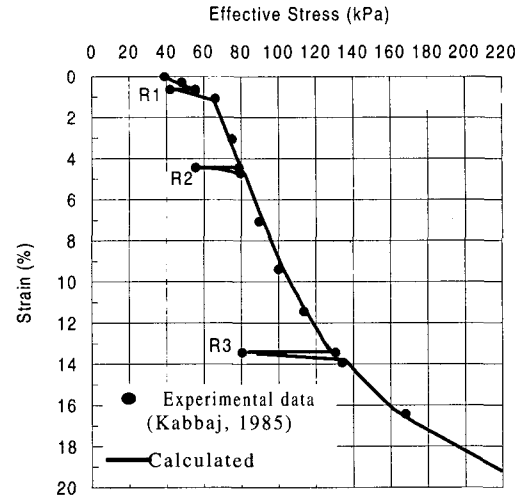
### 3.3 응력완화(relaxation) 실험

CRS 실험동안에 수행한 응력완화실험은 그림 12에 표시하였다. R1, R2 및 R3는 각각 1300, 900 및 7300분 동안의 비배수상태이다. 과잉간극수압이 R1, R2 및 R3 비배수상태 동안에 각각 유발되었고, 이 유발된 간극수압에 의해서 일정한 간극비에서 유효응력이 완화되었다. 비배수 상태동안에 유효응력의 감소량은 비교적 잘 예측하였지만 간극수압의 증가속도는 예측된 속도보다 다소 빨랐다. 그러나 초기값보다 약 3배 큰  $k$ 값을 사용하면 유효응력의 시간에 대한 변화량을 비교적 잘 예측할 수가 있다. 이것은 흙구조(structure)가 파괴된 후의  $k$ 값은 초기  $k$ 값보다 크다는 것을 나타낸다.

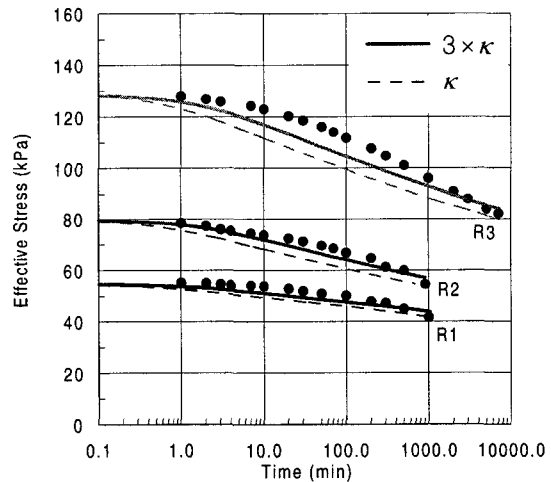
### 4. 결론

자연점토의 압밀에 대한 변형률 속도의 영향을 고려하기 위하여 비선형 점탄소성 모델이 제안되었다. 제안된 수치해석 프로그램은 압밀동안에 유발되는 변형률속도에 의존하는 응력-변형거동을 묘사할 수 있고, 계산된 변형률속도는 예측된 변형률 속도와 비교적 잘 일치한다. 또한 일정한 간극비 상태에서 유발되는 간극수압의 증가량도 잘 예측할 수 있다.

지반의 응력-변형률 거동은 유발되는 변형률 속도에 크게 의존함을 알 수 있다. 현장지반에서 압밀시 유발되는 변형률 속도는 실내실험에서 수행된 변형률 속도보다 일반적으로 작으므로 현장지반의 압밀해석시에 변형률속도의 영향을 고려



(a) 유효응력-변형률관계



(b) 시간에 대한 응력완화

그림 12. CRS 실험동안의 응력완화(stress relaxation)실험

할 필요가 있다. 본 해석은 실내실험결과와 비교하였으며 추후 현장의 예측결과와 비교연구가 필요하다.

### 참고 문헌

1. Becker, D.E., Jefferies, M.G., Shinde, S.B., and Crooke, J.H.A. (1985). "Porewater pressures in

- clays below caisson islands." In Proceeding of Arctic '85: Civil Engineering in the Arctic Offshore, San Francisco. pp. 75-83.
2. Berry, P.L., and Poskitt, T.J.(1972). "The Consolidation of Peat." *Geotechnique*, Vol. 22, No. 1, pp. 27-52.
  3. Bjerrum, L. (1967). "Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlements of buildings," *Geotechnique*, Vol. 17, No. 2, pp. 83-119.
  4. Chang, Y.C.E.(1981). "Long term consolidation beneath the test fill at Vasby, Sweden." Swedish Geotechnical Institute, Report 13, Linkoping, Sweden.
  5. Crawford, C.B. (1965). "The resistance of soil structure to consolidation." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2(2), pp. 90-97.
  6. Crawford, C.B. (1986). "State of the Art: Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation Tests." *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892, Philadelphia, pp. 378-404.
  7. Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancelotta, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils," General report, Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp 57-153.
  8. Kabbaj, M.(1985). "Aspects rheologiques des argiles naturelles en consolidation." Ph.D thesis, Laval University, Ste-Foy, Canada
  9. Kabbaj, M., Tavenas, F. and Leroueil, S.(1988). "In situ and laboratory stress-strain relationships." *Geotechnique* 38, No.1, pp 83-100.
  10. La Rochelle, P., Trak, B., Tavenas, F., Roy, M. and Leroueil, S. (1981). "Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18(1), pp. 52-66.
  11. Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.J. (1977). "Stress-deformation and strength characteristics," Proc. 9<sup>th</sup> ICSMFE, Tokyo, pp 421-494.
  12. Leonards, G. A. (1972). Discussion on shallow foundations, Proc. Specialty Conf., Performance of Earth and Earth-supported structures, Purdue University, West Lafayette 3, pp. 169-173.
  13. Leonards, G. A. (1977). Discussion. Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng. Tokyo 3, pp. 384-386.
  14. Leroueil, S. and Marques M.E.S.(1996). "Importance of Strain Rate and Temperature effects in Geotechnical Engineering: State of the Art." ASCE Convention Washington, D.C.
  15. Leroueil, S., and Kabbaj, M.(1987). "Discussion on settlement analysis of embankments on soft clay," *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 113(9), pp 1067-1070.
  16. Leroueil, S., and Kabbaj, M., and Tavenas, F. (1988). "Study of the validity of a  $\sigma_v - \epsilon_v - \dot{\epsilon}_v$  model in in situ conditions." *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 3, 13-25.
  17. Leroueil, S., and Kabbaj, M., and Tavenas, F., and Bouchard, R. (1985). "Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of natural sensitive clays." *Geotechnique*, 35(2), 159-180.
  18. Mesri, G. and Choi, Y. K. (1985a), "Settlement Analysis of Embankments on Soft Clay." *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 111(4), pp 441-464.
  19. Mesri, G. and Choi, Y. K. (1985b), "The uniqueness of end of primary (EOP) void ratio effective stress relationship." Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco, pp 587-590.
  20. Mesri, G. and Rokhsar, A.(1974), "Theory of consolidation of soils", *J. Soil Mech. Found. Eng.*, ASCE, Vol. 100, GT8, pp. 889 ~ 904.
  21. Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968). "On the generalized stress-strain behavior of wet clay." *Symp. on Plasticity*, Cambridge, pp. 535-610.
  22. Suklje, L. (1957). "The analysis of the consolidation process by the isotache method." Proc. 4<sup>th</sup> ICSMFE, London, Vol. 1, pp 200-206.
  23. Suklje, L. (1969). *Rheological aspects of soil mechanics*. London: Willy
  24. Suklje, L. (1982). On some controversial effects of the viscous structural resistance of soils. *Acta Geotech.* No. 84.
  25. Taylor, D.W.(1942). "Research on consolidation of clays." Series 82, MIT, Cambridge, Mass.
  26. Whals(1962), H.E.(1962), "Analysis of primary and secondary consolidation." *J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol. 22.
  27. Yin, J. H., Graham, J., Clark, J. I. and Gao, L. (1994), "Modelling unanticipated pore-water pressures in soft clays." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp. 773-778.

28. Yoshikuni H., Kusakabe O. and Okada M.(1995),  
"Mechanism of one-dimensional consolidation",  
Compression and Consolidation of Clayey Soils,  
Balkema, pp. 497-504.
29. Yoshikuni H., Nishiumi H., Ikegami S. and Seto  
K.(1994), "The creep and effective stress

relaxation behavior on one-dimensional  
consolidation (in Japanese)." 29<sup>th</sup> Japan  
National Conf. on Soil Mechanics and Found.  
Engrg., Vol. 29, pp. 269-270.

(접수일자 1998. 11. 23)