

연약지반에서 예측 거동과 계측 결과 분석

Prediction and Measurement of Behaviour of Soft Soil Deposits

김윤태, Yun-Tae Kim

부경대학교 해양공학과 조교수, Assistant professor, Dept. of Ocean Engineering, Pukyong National Univ.

SYNOPSIS : Predicted behaviour of a soft clay deposit in design stage is sometimes different from in-situ settlement and pore pressure measured during and after construction. In this paper, characteristics of settlement and pore pressure occurred in soft soil deposits were investigated briefly in order to get a better understanding of time-dependent viscoplastic behaviour and prevent geotechnical problems resulted from long-term settlement, differential settlement, etc.

Keywords : Soft clay deposit, Settlement, Pore pressure, Time-dependent behaviour

1. 서론

일반적으로 연약지반이란 상부구조물을 지지할 수 없는, 즉 변위가 많이 유발되는 혹은 강도가 약한 지반으로 정의된다. 지반에 전달되는 구조물 하중에 의해서 지반변형이 과대하게 유발되거나, 전단력이 지반이 견딜 수 있는 전단저항보다 크게 유발될 경우 전단파괴 등과 같은 지반공학적인 문제가 유발될 우려가 있다.

특히 전단강도가 매우 약하고 압축성이 큰 연약지반위에 항만구조물, 도로, 비행장 등을 시공하는 경우에 설계 당시에 예측거동과 계측거동이 상이한 경우가 빈번히 발생한다. 이때 가장 빈번히 대두되는 지반공학 문제로는 시간 의존적인 압밀(time - dependent consolidation) 침하에 기인한 부등침하 문제이다. 이와 같은 부등침하로 인하여 기인된 지반침하의 대표적인 예는 그림 1.1과 같은 피사의 사탑에서 볼 수 있다. 피사의 사탑은 하부 연약한 점토층에서 유발된 침하로 인하여 약 5도 정도 기울어졌다.

현재까지 다양한 실내 및 현장조사 방법의 발전과 복잡한 자연점토의 거동특성을 해석할 수 있는 수치해석기법의 발전에도 불구하고 연약지반의 침하량 및 간극수압과 같은 거동예측에 대한 신뢰성은 아직 만족할 만한 수준이라고 할 수는 없다. 따라서 연약지반 위에 구조물을 설계 및 시공하고자 할 때 연약지반의 거동에 대한 정확한 이해를 바탕으로 지반공학적인 문제점을 사전에 예측하여 방지할 수 있도록 해야 한다. 본 논문은 성토 구조물 시공 시 연약지반에서 관측된 압밀거동, 즉 간극수압 및 침하 특성을 조사함으로써 연약지반의 거동 분석에 대한 기초 자료를 제공하고자 하였다.

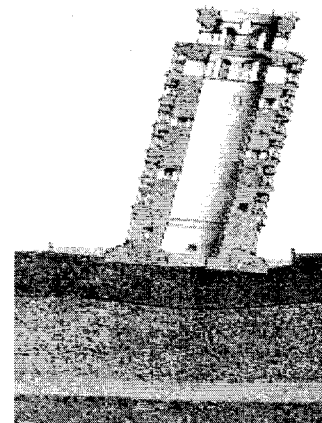


그림 1.1 The Leaning Tower of Pisa

2. 예측 거동과 계측 거동의 비교 분석

2.1 간극수압

일반적으로 연약지반으로 구성된 점토는 투수계수가 작기 때문에 상부 구조물 하중이 작용하면 시각 $t=0$ 에서 전응력 증가량 $\Delta\sigma$ 은 연약지반 전체 깊이에 대해서 과잉 간극수압의 증가량과 같고($\Delta\sigma = \Delta u$) 유효응력의 증가량은 없다($\Delta\sigma' = 0$)고 가정한다. 시간이 경과함에 따라 유발된 과잉 간극수압은 배수층으로 소산되며, $t = \infty$ 에서 과잉 간극수압은 완전히 소산되어 점토층의 유효응력은 구조물 하중만큼 증가하게 된다($\Delta\sigma' = \Delta\sigma$).

그러나 현장 시공시 관측된 과잉 간극수압의 실제 거동 특성은 이론적인 거동 특성과 다른 경우가 종종 있다. 그림 2.1에는 Saint Alban 지역의 시험성토시 성토체(embankment) 하부 연약지반에서 계측된 간극수압과 지표면에 가해진 성토하중의 관계를 보여주고 있다. 깊이 2.5m 및 5.0m 깊이에서 계측된 간극수압은 시공초기에는 성토하중보다 작게 발생되다가 한계성토 하중에 해당하는 각각 $\gamma H = 25$ kPa 및 48 kPa 이후에는 가해진 성토하중만큼 간극수압이 발생하였다. 그러나 G3, T4 위치에서는 주어진 하중보다 작은 간극수압이 생성되었다.

성토하중이 작용하는 초기상태를 비배수 상태라고 가정하여 해석할 경우, 그림 2.1과 같이 팔면체의 법선응력(octahedral normal stress) 증가량($\Delta\sigma_{oct}$)이나 성토하중 증가량($\Delta\sigma_v = \gamma H$)만큼 간극수압이 증가해야 한다. 그러나 실제 자연점토에선 예측된 간극수압보다 훨씬 작은 간극수압이 일반적으로 생성된다. 이와 같은 이유로는 큰 압밀계수를 가지는 초기 과압밀 지반에서 성토시공 동안에 유발되는 부분적인 배수(압밀)와 초기 자연지반의 불완전한 포화(incomplete saturation) 상태에 부분적으로 기인하는 것으로 판단된다. 성토시공 동안에 일어나는 압밀에 대한 근거는 그림 2.1(b)의 과잉 간극수압의 깊이별 분포로부터 시공 중에도 부분적인 압밀을 유발된다는 것을 알 수 있다. 또한 성토 시공 동안에 계측된 연직 체적량과 횡 체적량의 관계에서 침하와 관련된 연직 체적 변형량이 횡 체적 변형량보다 크다는 것으로부터 초기 점토 지반은 완전 포화상태가 아닐 뿐만 아니라 성토하중에 대하여 비배수 거동을 하지 않음을 알 수 있다.

현재 대부분의 건설 프로젝트에서 침하판이나 간극수압계를 사용하여 연약지반의 거동을 관리 및 예측하고 있다. 그러나 실제 간극수압 계측자료는 침하자료보다 지반정보를 얻거나, 설계 압밀도를 확인하기 위한 자료로서 비교적 덜 사용 되어지고 있는 실정이다. 이와 같은 이유로는 현장에서 계측되는 간극수압의 거동이 설계 시 고려된 비배수 거동과 상이하게 나타나는 경우가 많기 때문이다.

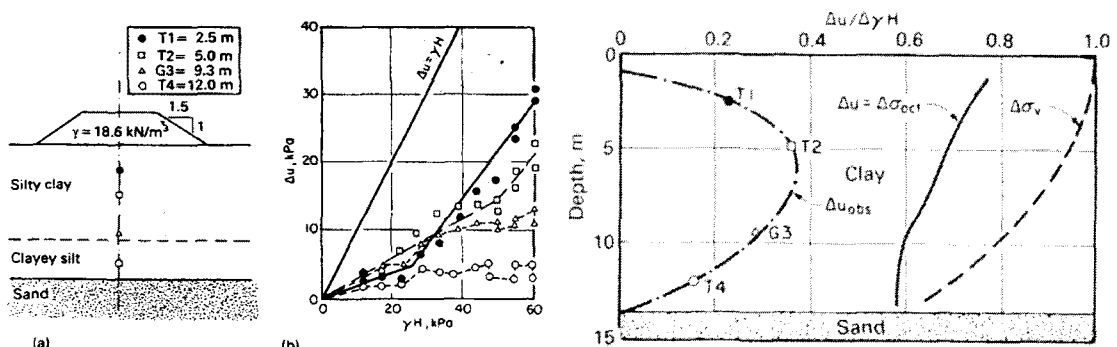


그림 2.1 Saint Alban의 시험성토:(a) piezometer 설치위치 (b)성토하중에 대한 계측된 과잉간극수압(Leroueil et al. 1978)

A 현장에서 계측된 과잉간극수압의 시간에 따른 변화를 그림 2.2에 각 계측 지점별로 도시하였다. 전반적으로 연약지반에 시공된 성토하중에 대한 과잉간극수압의 증가는 깊이에 따라 다른 양상을 보인다. 연약지반의 중심부근인 DL-22.2m, DL-24.22m 깊이에서는 성토하중의 증가와 과잉간극수압의 발생 경향이 거의 유사하며 $\Delta u/\Delta \sigma$ 는 약 1정도이다. 그러나 상부 및 하부 부근 깊이에서는 성토하중보다 작은 과잉간극수압이 유발되었다.

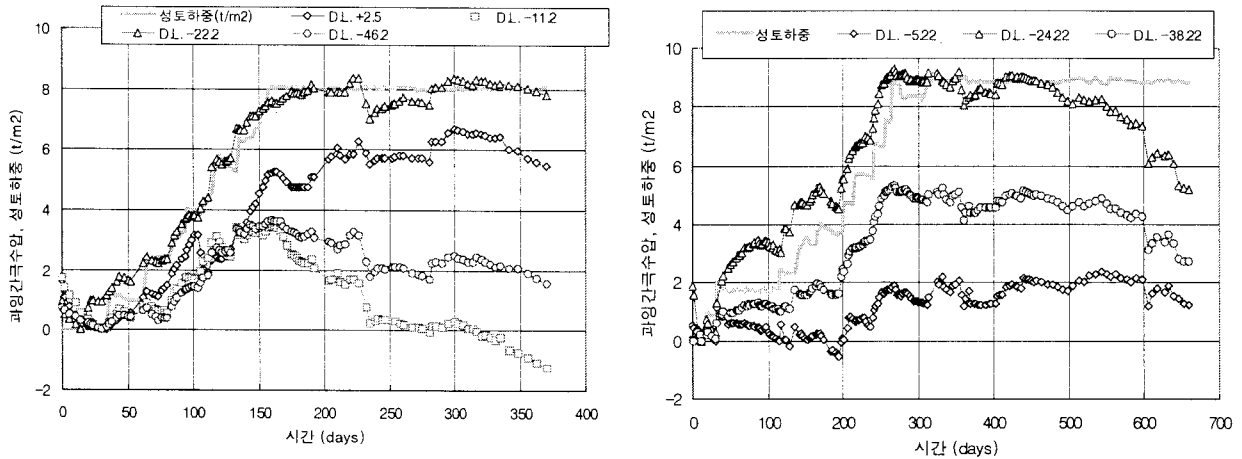


그림 2.2 시간에 따른 성토하중과 과잉간극수압 계측결과

2.2 침하

연약지반에서 유발되는 침하는 재하순간에 지반이 탄성적으로 압축되어 일어나는 즉시침하, 시간이 지남에 따라 지반 내 간극의 물이 빠져나가면서 간극의 부피가 감소하여 일어나는 압밀침하, 유효응력의 증가 없이 일어나는 크리프(creep)에 의한 2차 압축침하의 합으로 표현된다.

연약지반에서 수행된 각종 건설공사에서 설계시 예측 침하량과 시공시 계측 침하량을 비교해 본 결과, 표 2.1에서와 같이 계측침하량이 설계침하량보다 1.5-3 배를 초과하여 유발되는 경우가 종종 발생하였다 (Kim, 1999).

표 2.1 연약점토에 대한 설계 및 계측침하량 비교

Site	Thickness of soft clay(m)	Ground improvement method	Height of Embankment (m)	Settlement at design stage (cm)	Measured settlement(cm)
M	15.2-21.2	Pack Drain + Preloading (D=25m)	5.4 5.0-10.0 5.9	106.0 106.0 116.0	171.1 62.2-97.9 82.8-240.9
S	21.0-33.5	Pack Drain + Preloading (D=30m)	2.9-4.6	45.2-124.6	172.6-318.2
N	1.4-59.8	PBD+ Preloading (D=28m)	4.3-10.5	70-220	90-450
Y	22.2-34.0	PBD+ Preloading (D=28m)	0.9-3.0	218.5	389.5
B1	Upper clay 30 Lower clay 20-30	PBD(PCD)+ Preloading (D=40m)	6.0 - 8.0	810-890	500-650
B2	10-40	PBD+ Preloading (D=40m) Double core PBD+ Preloading	9.0 9.0	500 380	350-400 350-400

그러나 최근에 설계되어 공사중인 B1 현장과 B2 현장의 경우 계측침하량은 설계시 예측 침하량 보다 작게 유발되었다. 특히 B1 현장의 경우 설계시 침하량은 약 8.1m ~ 8.9m 범위로 평가되었으나 계측침하량은 약 5m ~ 6.5m 범위로 유발되었다. 즉 계측 침하량은 설계 침하량에 비해 크게 과소 평가되었음을 알 수 있다. 그림 2.3은 B2 현장의 계측 및 설계침하량의 결과를 보여주고 있다. B1 현장 보다는 예측 및 계측 침하량의 차이는 크지는 않지만 설계 침하량이 계측침하량보다 큼을 알 수 있다.

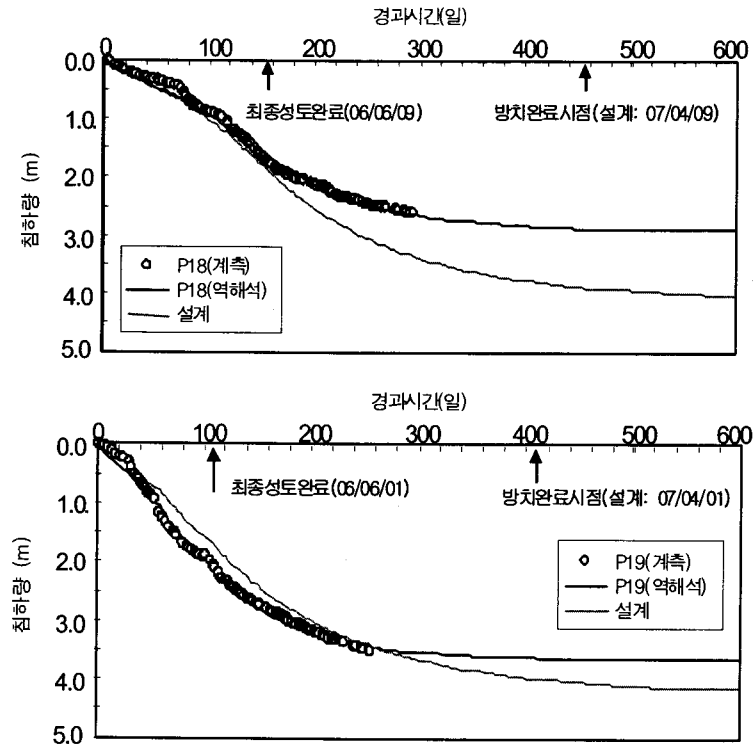
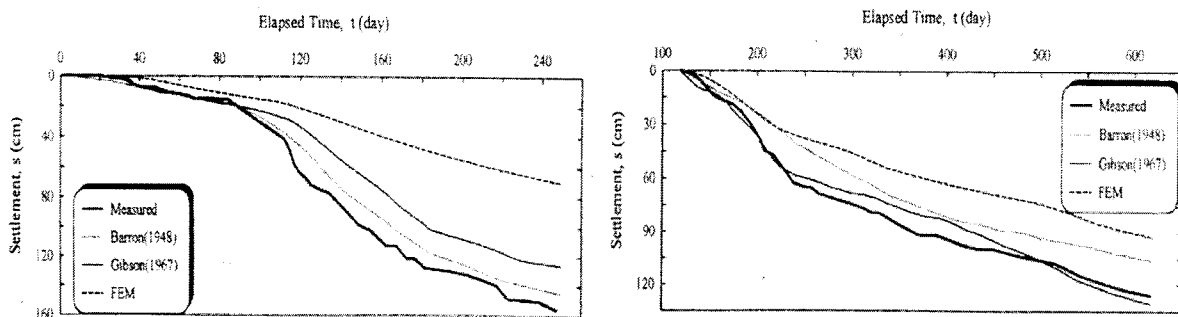


그림 2.3 00현장의 설계침하량 및 계측침하량의 비교

그림 2.4에는 양산과 서천지역에서 건설공사 중에 계측된 침하량과 설계시 예측 침하량을 서로 비교하여 도시하였다. 예측 침하량은 시공이전에 수행된 지반조사 자료를 이용하여 Barron의 횡방향 압밀이론, Gibson의 유한변형을 압밀이론 및 유한요소해석을 적용하여 구하였다. 이들 장소 외에도 다수의 점성토층 분포 지역에 대한 분석결과에 의하면, 유한요소해석에 의한 비선형 압밀해석은 대부분의 지점에서 전체 침하량과 침하속도를 과소평가하는 경향을 나타냈다. Barron과 Gibson의 압밀이론에 의한 예측곡선은 그 형태가 유사하고 예측 침하량은 실측값과 다소 차이가 있으나 대체로 일관되게 실측 곡선에 근접하는 경향을 보인다(조성민 등, 2007)



(a) 양산

(b) 서천

그림 2.4 설계침하량 및 계측침하량의 비교(조성민 등, 2007)

그림 2.5는 칸사이 국제공항의 Pleistocene clay에서 예측 및 계측된 침하량의 시간에 대한 변화를 나타낸다. 칸사이 국제공항은 18m의 연약한 충적층(soft alluvial clay) 아래에 수백 m에 달하는 약간 과압 밀된(OCR=1.4) Pleistocene 점토층이 존재하며, 이 층에 부분적으로 얇은 모래나 자갈층이 협재한다. 상부 충적층은 모래배수재로 개량되어 약 6개월 이내에 침하가 완료되었다. 공항시공이 완료된 1991년 11월부터 공항이 가동된 1994년 9월까지의 예측된 값과 계측된 값이 거의 일치하는 것으로 보이나(1994년 9월 침하량 4.5m) 하부층에 잔류하는 과잉간극수압으로 인하여 침하가 계속 유발되어, 현재 예측 침하량보다 더 큰 침하량이 발생되고 있다.

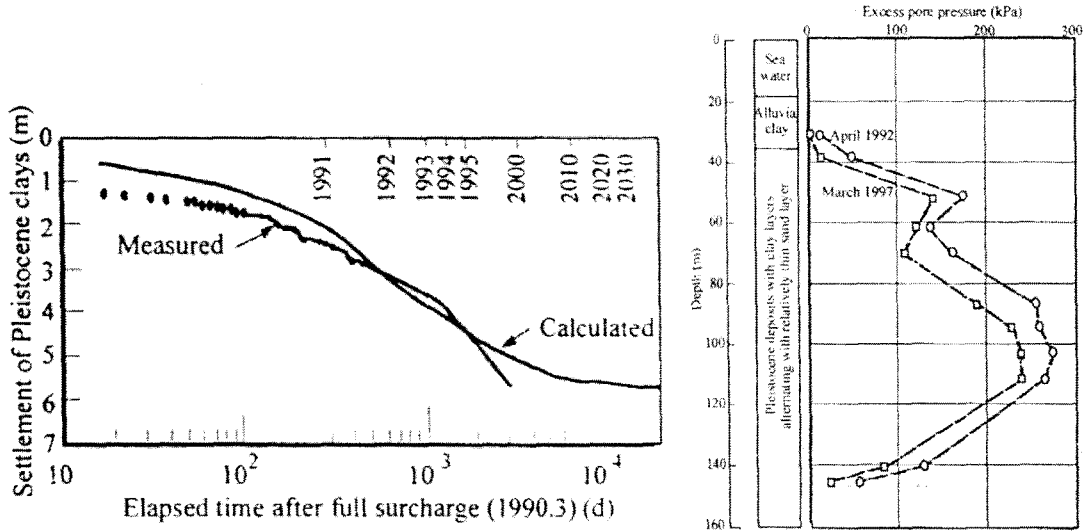


그림 2.5 Kansai 국제공항의 Pleistocene clay에서 예측 및 계측된 침하량과 간극수압(Akai and Tanaka, 1999)

3. 보다 정밀한 거동 예측을 위한 제언

수치해석 기법의 발전과 물성치 추정을 위한 각종 실내 및 현장시험의 발달에도 불구하고 이와 같이 예측된 거동이 실제 관측된 거동과 매우 상이하게 나타나게 되는 연유는 여러 가지가 있을 수 있으나 크게 다음과 같은 사실들로부터 기인한다고 할 수 있다.

- ① 현장지반을 대표하는 지반물성치에 포함된 오차 : 시료 교란, 불균질성, 이방성 등
- ② 해석대상 지반에 대한 해석 시스템에 포함된 오차 : 연약지반의 모델링, 비선형성

3.1 현장지반을 대표하는 지반물성치

아무리 정확한 해석방법이 적용된다 하더라도 연약지반 자체뿐 아니라 관련 지반구조물의 거동예측에 필수적으로 요구되는 지반물성치들을 정확히 추정하는 것은 매우 어렵다. 특히 지반의 압밀거동과 관련된 대표적인 압밀계수의 경우 표 3.1과 같이 채취된 시료의 교란, 연약지반의 이방성 및 불균질성 등으로 인하여 실내 실험결과와 계측결과로부터 추정된 값이 서로 크게 차이난다.

특히, 지반정수 값들에 불확실성이 포함될 경우에는 현장 침하량을 예측한다는 것은 거의 불가능하다고 할 수 있다. 일반적으로 현장시료를 채취하여 실내실험을 통하여 지반정수를 산정할 경우에는 시료채취, 운반, 성형과정에서 시료교란이 유발되며, 교란의 정도가 클수록 처녀압밀곡선의 기울기가 감소하게 된다. 즉 교란된 점토의 경우 이미 상당부분 입자 간 전단이 유발되어 압축성이 작아지며 실제 압축곡선보다 완만한 곡선을 얻어 압축계수 값을 과소평가한다. 따라서 시료교란이 포함된 경우에 압축지수, 팽창지수, 이차압밀계수 및 선형압밀하중 값을 정확히 산정한다는 것은 매우 어렵다. 그러나 초기 간극비, 초기 유효응력 및 최종 유효응력은 시료교란의 영향을 크게 받지 않는다.

표 3.1 실내실험결과와 성토침하량으로부터 계산된 압밀계수값 (Leroueil, 1988)

Site	$C_{v\text{lab}}$ (M^2/s)	$C_{v\text{in situ}}$ (m^2/s)	$\frac{C_{v\text{in situ}}}{C_{v\text{lab}}}$	Reference
Skå-Edeby IV	5.0×10^{-9}	1.0×10^{-7a}	20	Holtz and Broms (1972)
Oxford (1)			4-57	Lewis <i>et al.</i> (1975)
Donnington			4-7	Lewis <i>et al.</i> (1975)
Oxford (2)			3-36	Lewis <i>et al.</i> (1975)
Avonmouth			6-47	Lewis <i>et al.</i> (1975)
Tickton			7-47	Lewis <i>et al.</i> (1975)
Over Causeway			3-12	Lewis <i>et al.</i> (1975)
Melbourne			200	Walker and Morgan (1977)
Penang	1.6×10^{-8}	1.1×10^{-6}	70	Adachi and Todo (1979)
Cubzac B	2.0×10^{-8}	2.0×10^{-7a}	10	Magnan <i>et al.</i> (1983a)
Cubzac C	1.4×10^{-8}	4.3×10^{-7a}	31	Leroueil <i>et al.</i> (1985)
A-64	7.5×10^{-8}	2.0×10^{-6a}	27	Leroueil <i>et al.</i> (1985)
Saint-Alban	1.0×10^{-8}	8.0×10^{-8a}	8	Leroueil <i>et al.</i> (1985)
R-7	6.0×10^{-9}	2.8×10^{-7a}	47	Leroueil <i>et al.</i> (1985)
Matagami	8.0×10^{-9}	8.5×10^{-8a}	10	Leroueil <i>et al.</i> (1985)
Berthierville		4.0×10^{-8a}	3-10	Kabbaj (1985)

^a c_v estimated with Asaka's method.

시료교란의 영향을 최소화하여 현장지반의 압밀침하 특성을 정확히 산정하기 위해서는 양질의 현장시료 (high quality sample)를 채취하여 실내실험을 수행해야 한다. 실내시험시 일반적인 압밀시험 (conventional oedometer test)에만 의존하지 말고, 일정변형률 압밀(CRS)시험, Rowe cell 압밀시험 등과 같은 보다 정교한 압밀시험을 수행하는 좋다. 일반적으로 CRS 시험으로부터 구한 선형압밀하중은 oedometer test에서 구한 선형압밀하중보다 일반적으로 1.25배, 부산점토의 경우 1.36배 크다. 또한 CPTU, DMT, PMT, Field Vane Test, 물리탐사 등과 같은 현장실험결과와 비교 검토가 요구된다.

3.2 해석대상 지반에 대한 해석 시스템

3.2.1 연약지반 모델링

고도로 발전된 수치해석 방법에도 불구하고 실제 현장 시스템을 수치해석 기법을 적용하여 모델하고자 할 때 적용성에 문제가 있는 것으로 사료된다. 예를 들면 성토하중으로 인한 시간 의존적인 거동을 예측하고자 할 때도 문제의 복잡성을 피하기 위하여 성토과정에는 완전 비배수 상태로 가정하고, 성토가 완료된 후 이 성토하중으로 인하여 연약지반 내에 유발된 과잉간극수압이 소멸되며 변형이 유발된다고 가정하여 해석하는 것이 일상적인 관례로 되어 있다. 그러나 실제 성토하중으로 인하여 지반내에 최대로 유발되는 과잉 간극수압은 전체 성토하중에 의해 유발되는 과잉간극수압에 비해 현저히 작게 유발되는 것으로 관측되고 있으므로(Tavenas와 Leroueil, 1980) 이후에 나타나는 시간 의존적인 거동은 아무리 고도로 발전된 수치해석 기법을 적용하더라도 그릇되게 예측될 수밖에 없다.

뿐만 아니라 모래배수재(sand drain)나 기타 각종 배수재(vertical drain 등)와 같은 배수공법이 적용된 연약지반의 경우에는 배수재들의 설치로 인해 유발되는 교란효과(smear effect)나 배수재 자체의 통수능력(discharge capacity)에 의해 좌우되는 배수저항 효과(well resistance effect) 등을 정확히 고려하는 것이 거의 불가능하므로 이로 인한 오차 또한 유발될 수 있다.

연약지반의 압밀거동은 Terzaghi의 압밀이론 발표 이후 현재까지 많은 지반공학자의 주관심사가 되어 왔다. 실제 연약지반의 거동특성은 응력-변형관계의 비선형성, 압밀시 투수계수의 변화, 비등방성, 크리프(creep) 거동 등과 같이 Terzaghi의 가정사항과 일치되지 않은 경우가 발견됨에 따라 Terzaghi의 압밀이론을 보완한 많은 압밀이론이 개발되어 왔다.

Terzaghi는 지반의 압축성과 투수계수가 일정한 것으로 가정하여 압밀계수를 나타내었으나 그림 3.1과 같이 응력-변형률 관계는 일반적으로 비선형이며, 응력이 변화함에 따라 압밀계수나 투수계수는 비선형적으로 변화한다.

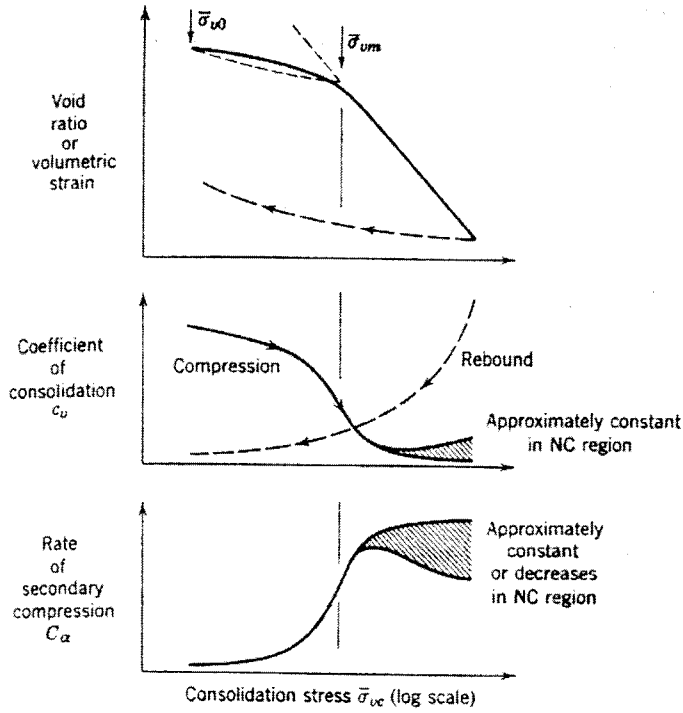


그림 3.1 압밀응력에 대한 압밀계수와 2차 압축지수의 변화

또한 2차 압축지수 값도 과압밀 영역 혹은 정규압밀 영역과 같은 응력수준에 따라 비선형적으로 변화한다. 부산 신항만 건설현장 및 화전 지역에서 채취된 시료에 대한 장기압밀실험 연구결과에 의하면 정규압밀 영역에서 이차압축지수와 압축지수의 관계는 그림 3.2와 같이 선형적이다. C_{α}/C_c 는 평균 0.0363으로서 Mesri와 Castro(1987)가 제안한 비유기질 점토에 대한 값 $C_{\alpha}/C_c=0.04\pm 0.01$ 과 유사한 결과를 나타낸다. 정규압밀지반의 C_{α}/C_c 의 개념과 동일하게 과압밀영역의 이차압축지수와 재압축지수(또는 팽창지수)의 관계도 선형적이며 $C_{\alpha(oc)}/C_s$ 는 0.051의 값을 가진다. 또한 $C_{\alpha(oc)}/C_c$ 는 0.006의 값을 가진다(김윤태 등, 2006). 따라서 연직배수 공법과 선행하중 공법을 연약지반에 적용할 경우 선행하중에 의하여 하부 연약지반은 과압밀 상태가 되므로 2차 압축침하량은 과압밀 영역에서 구한 $C_{\alpha(oc)}$ 값을 가지고 산정해야 한다.

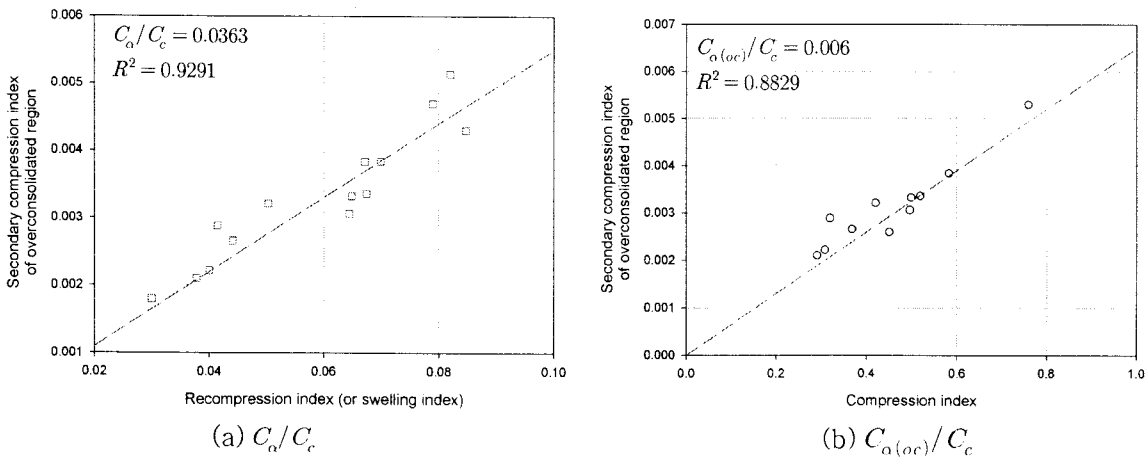


그림 3.2 부산 신항만 건설현장 및 화전 지역의 C_{α}/C_c 및 $C_{\alpha(oc)}/C_c$ (김윤태 등, 2006)

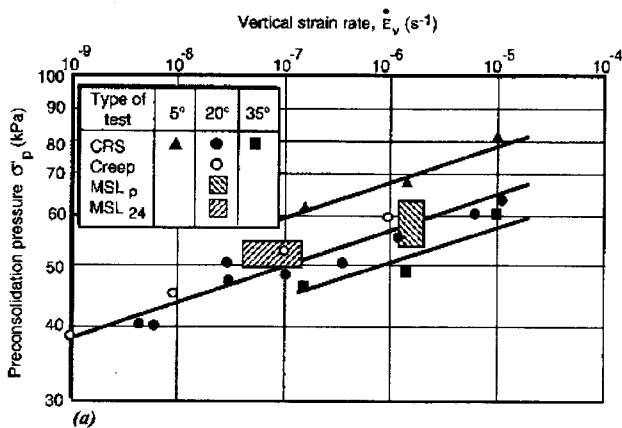
또한 연약지반 해석시 간극비 변화에 따른 지반의 압축성 및 투수계수의 변화를 고려해야 한다. 다음 식 (3.1)은 투수계수와 압축성이 간극비에 따라 변화하는 경우에 적용 가능한 압밀 지배방정식을 나타내고 있다.

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{(1+e_0)^2}{1+e} \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial \sigma'_v}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right) = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.1)$$

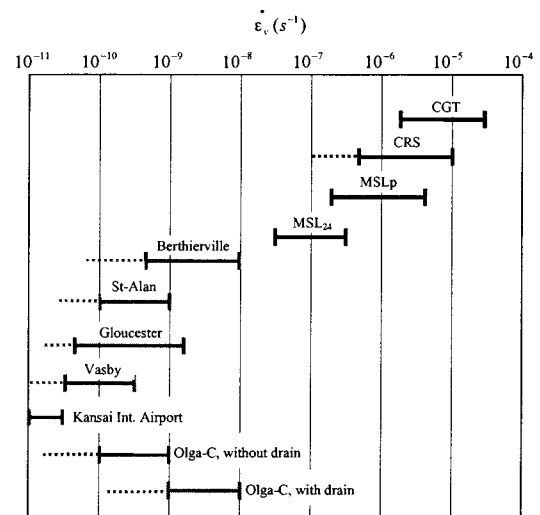
이와 같은 압밀지배방정식에 대한 해석적인 해는 직접 구하기가 어려우므로 유한차분법이나 유한요소법 등을 이용하여 해를 구한다. 이때 간극비 변화에 따른 투수계수 변화는 다음 식과 같이 고려해야 한다.

$$k = k_0 \exp\left(\frac{e_0 - e}{C_k}\right) \quad (3.2)$$

시간의존적인 압밀침하가 현장 지반에서 유발되는 변형률 속도에 의존하는 점소성 거동특성을 나타낸다. 또한 연약지반에서 유발되는 선형압밀하중은 그림 3.3(a)와 같이 압밀기간 동안에 유발되는 변형률 속도에 의존한다(Leroueil 등, 1985). 실험실과 현장에서 일반적으로 유발되는 변형률 속도는 그림 3.3(b)에 나타내었다. 현장에서 유발되는 변형률 속도는 지반의 투수계수, 배수거리 등과 관련된 압밀특성에 의존하며, 일반적으로 $10^{-9}/\text{sec}$ 보다 작다. 그러나 실내 시험시 유발되는 변형률 속도는 일반적으로 $10^{-7}/\text{sec}$ 보다 크다. 따라서 현장과 실험실의 변형률 속도는 차이는 평균 2-4계(order) 정도이다(Leroueil 등, 1996; Kim, 2000). 따라서 실험실(lab.)에서 구한 거동특성과 물성치를 바탕으로 실시공시 유발되는 현장(in-situ) 거동특성을 보다 정확히 예측하기 위해서는 실험실과 현장 거동사이의 변형률 속도 차이를 고려할 필요가 있다.



(a) 변형률 속도에 의존하는 선형압밀하중 (Leroueil 등, 1985)



(b) 실험실 및 현장에서 일반적으로 유발되는 변형률 속도의 범위 (Kim, 2000)

그림 3.3 변형률 속도에 의존하는 거동특성

3.2.2 압밀침하 해석 관점

압밀침하량을 계산하기 위한 방법에서 가장 중요하면서도 의견이 분분한 사항은 2차압축 침하를 어떻게 산정할 것인가에 있다. 2차압축량을 산정하는 방법에 따라 압밀침하 해석방법은 표 3.2와 같이 가정 A(Hypothesis A)와 가정 B(Hypothesis B)로 나뉘어 진다(Ladd 등, 1977; Jamiolkowski 등, 1985; 김 등, 1999).

표 3.2 가정 A와 B의 비교

구 분	Hypothesis A	Hypothesis B
· 크리프 변형 유발시점	· 1차압밀이 완료된 후 2차압축 유발	· 압밀 전과정 (1차압밀 동안에도 유발)
· 응력-변형률 관계	· EOP 유효응력-변형률 곡선은 일정함	· 2차압축으로 인해 압밀기간 (시료두께)에 의존
· 침하량 계산	· 전체침하량=1차압밀 침하량+ 2차 압축 침하량(식 3.3)	· 전체 변형률 속도 = 탄성 변형률 속도 + 시간의존적인 점소성 변형률속도 $\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^vp$, $\epsilon_v = \int \dot{\epsilon}_v dt$ · 수치계산 필요(AXICON)

가정 A에서는 1차압밀(primary consolidation)이 끝난 후에 2차압축이 일어난다고 가정하고, 1차압밀과 2차압축을 구분하여 침하량을 개별적으로 산정한다. Mesri 등(1985a, b)는 일차압밀 종료시(end of primary consolidation, EOP)의 변형은 유일하다고 보고하였다. 즉 2차압축은 과잉간극수압이 완전히 소산된 후에만 유발된다고 가정하고, 점토의 거동을 $e - \log \sigma'_v$ 관계식으로 표현하였다. 또한 C_α / C_c 는 주어진 점토에 대하여 일정하다고 생각하였다.

반면 가정 B에서 2차압축은 1차압밀과 관계없이 압밀 전체 과정 동안에 일어난다고 가정하여 압밀침하량을 계산한다. EOP 응력-변형률 곡선은 시료두께에 의존하고, 일차압밀 동안에도 2차압축 변형이 유발된다. 또한 선행압밀하중의 크기는 압밀속도에 의존한다. 따라서 현장에서 구한 응력-변형거동과 압밀실험에서 구한 응력-변형 거동이 차이이며, 현장침하량은 실내압밀실험에서 예측한 침하량보다 일반적으로 크다. Leroueil 등(1985)은 실험실에서 구한 EOP 곡선은 현장침하량을 과소평가하고, EOP 응력변형관계는 유일하지 않고 일차압밀기간에 의존한다고 보고하였다.

가정 A와 B에 대한 $\epsilon - \log t$ 곡선을 비교하여 그림 3.4에 도시하였다. 그림에서와 같이 가정 A에서 시료 두께는 EOP 압축곡선의 위치에 영향을 주지 않는다. 또한 $\epsilon - \log t$ 곡선은 배수거리의 제곱에 비례해서 위치한다. 따라서 과잉간극수압이 거의 소멸된 후에 재재하(reloading)를 하는 압밀실험으로부터 구한 응력-변형 곡선이 현장의 거동을 대표한다. 그러나 가정 B에서는 시료 두께에 따라 실험실(thin sample)과 현장(thick sample)의 2차압축량이 다르므로 $\epsilon - \log t$ 곡선이 차이남을 알 수 있다.

가정 A에 바탕을 둔 압밀해석에서 전체 침하량은 1차압밀 침하량과 2차압축 침하량의 합으로 표현되며 식 3.3을 이용하여 침하량을 구할 수 있다. 2차 압축침하량은 식 3.3b와 같이 1차압밀이 종료된 후(EOP)에 비로소 유발된다. 가정 A에 바탕을 둔 압밀침하량은 계산 과정이 간단하므로 대부분의 설계회사에서는 이 방법을 많이 사용하고 있다

$$S_{total} = S_{primary} + S_{secondary} \tag{3.3a}$$

$$S_{total} = \begin{cases} U S_f & \text{for } t < t_{EOP} \\ S_f + \frac{C_\alpha}{1 + e_{EOP}} H \log\left(\frac{t + t_{EOP}}{t_{EOP}}\right) & \text{for } t > t_{EOP} \end{cases} \tag{3.3b}$$

여기서 S_f 는 Terzaghi 압밀이론에 바탕을 둔 최종 침하량, U 는 압밀도, C_α 는 2차 압축지수(recompression index), e_{EOP} 는 1차압밀 종료시의 간극비, t 및 t_{EOP} 는 시각 및 일차압밀 종료시의 시각을 각각 나타낸다. 일반적으로 $C_r / C_c = 0.1 \sim 0.2$, $C_\alpha = 0.001 \sim 0.15$, $C_\alpha / C_c = 0.01 \sim 0.05$ 의 범위에 있다 (Mesri 등 1975).

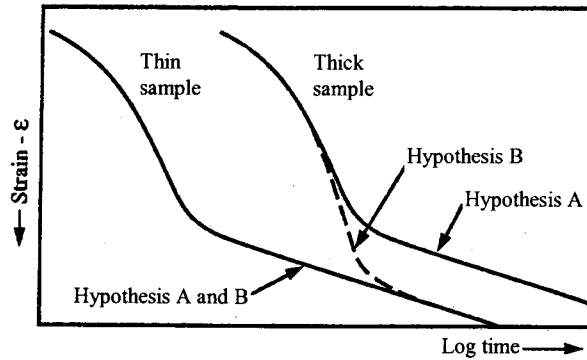


그림 3.4 Ladd 등(1977)과 Jamiolkowski 등(1985)에 의한 가정 A와 B

최근 연약지반에 대한 활발한 연구를 바탕으로 연약지반에서 1차압밀과 2차압축이 동시에 유발된다는 것이 국제 지반공학회에서 인정되고 있으므로 1차 압밀동안에 일어나는 2차압축을 동시에 고려한 비선형 압밀해석을 수행하는 것이 바람직하다.

양질의 시료에 대한 단계별 재하압밀시험에서 얻어진 EOP(end-of -primary) 압축곡선과 현장에서 구한 응력-변형률 곡선에 대한 비교는 그림 3.5에 도시하였다. 그림에서 알 수 있듯이 주어진 유효응력에서 현장의 변형률(혹은 침하)이 EOP 곡선으로부터 추정된 변형률보다 훨씬 크다는 것을 알 수 있다. 또한 어떤 변형률 상태에서 계측된 간극수압은 예측된 값보다 클 수 있다는 것을 그림 3.5로부터 알 수 있다. 또한 현장의 응력-변형률 곡선은 실험실의 압축곡선보다 아래에 있다는 것을 알 수 있다. 이와 같은 거동 특성은 현장의 변형률 속도가 실내압밀시험의 변형률 속도보다 훨씬 적고, 이로 인해 유발되는 점소성 거동특성(viscous behavior) 때문인 것으로 판단된다.

가정 A와 B에 근거하여 구한 시간에 따른 침하량과 압밀도의 변화는 그림 3.6에 도시하였다. 압밀과정 동안에 2차압축 거동을 포함한 가정 B에 의해서 계산된 침하량이 그림 3.6(a)에서와 같이 가정 A에 의한 결과보다 크음을 알 수 있다. 이와 같은 이유는 1차압밀 동안에 발생하는 크리프 변형이 가정 A에서 무시되었기 때문이다. 실제 현장지반의 경우 오랜 압밀과정 동안에 점소성 변형에 의해 크리프 변형이 유발되므로(Leroueil & Margues, 1996), 가정 A에 의해 계산된 침하량이 현장침하량보다 일반적으로 작다는 것을 의미한다. 시간에 따른 평균 압밀도는 그림 3.6(b)에서와 같이 가정 A가 가정 B보다 빨리 증가됨을 알 수 있으며, 이와 같은 경향은 Yin(2003)의 결과와 일치한다.

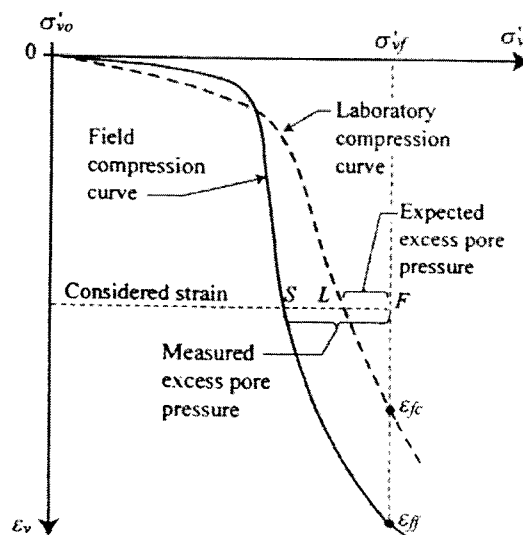
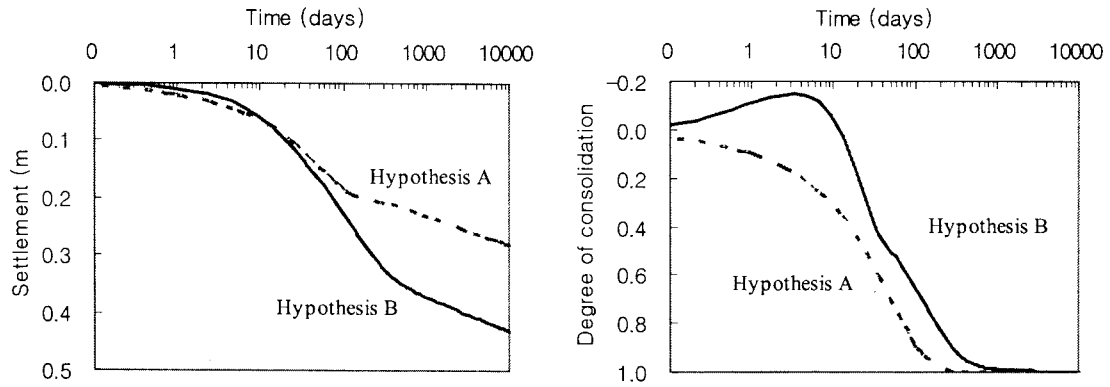


그림 3.5 실험실과 현장에서의 압축곡선(Leroueil, 2002)



(a) 침하량 (b) 압밀도
 그림 3.6 가정 A와 B에 의한 침하량 및 압밀도 비교(김윤태, 2005)

4. 결론

수치해석 기법의 발전과 물성치 추정을 위한 각종 실내 및 현장시험의 발달에도 불구하고 설계시 예측된 거동과 시공시 계측된 거동이 차이나는 이유는 현장지반을 대표하는 지반물성치에 포함된 오차, 해석대상 지반에 대한 해석 시스템에 포함된 오차 등에 기인할 수 있다.

따라서 연약지반의 거동예측에 필수적으로 요구되는 지반물성치들을 정확히 추정하는 것은 매우 중요하다. 뿐만 아니라 과압밀 영역, 정규압밀 영역과 같은 응력수준에 따라 비선형적으로 변화하는 2차압축지수와 같이 설계시 지반물성치를 산정하고자 할 때 현장에서 시공으로 인해 유발되는 응력수준을 고려해야 한다. 또한 시간의존적인 압밀침하는 연약지반의 점소성 거동특성 때문에 유발되므로 점소성 거동특성을 고려할 수 있도록 해야 한다. 연약지반의 거동 해석시 1차 압밀동안에 일어나는 2차압축을 동시에 고려한 비선형 압밀해석을 수행하는 것이 바람직하다. 실제 현장지반의 경우 압밀과정 동안에 점소성 변형에 의해 2차압축 변형이 유발되므로, 가정 A에 의해 계산된 침하량은 현장 계측 침하량보다 일반적으로 작다.

참고문헌

1. 김윤태, S. Leroueil(1999), 자연점토의 변형률속도 의존적인 압밀거동의 해석, 한국지반공학회 논문집 제 15권 6호
2. 김윤태(2005), 배수재가 설치된 연약지반의 2차압축을 고려한 축대칭 비선형 압밀해석, 한국지반공학회, 제 21권, 제3호, pp.133-140.
3. 김윤태, 조상찬, 박현일, 황대진(2006), 부산점토의 과압밀 및 정규압밀영역의 응력상태에 따른 장기압밀특성, 대한토목학회 가을학술발표회 논문집, pp. 38-41.
4. 정성교(1999), 낙동강 하구 점토의 압밀특성, 연약점토에 관한 국제 심포지움, 동아대학교
5. 정성교, 광정민, 장우영, 김덕곤 (2002) 낙동강 하구점토의 압축특성에 관한 연구, 한국지반공학회 논문집, 제18권 4호, pp. 295-307.
6. 조성민, 김주형, 김명모 (2007), 연립배수재를 설치한 점성토 지반의 변형거동, 한국지반공학회 논문집, 제27권 3C호, pp. 211-219.
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. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp 57-153
8. Kim, S. K. (1999), "Large consolidation settlement occurred during reclamation works in the Nakdong river mouth", Proceeding of '99 Dredging and Geoenvironmental Conference, Seoul, Korea, pp. 35-48.
9. Kim, Y.T(2000), "Comparison of strain rate-dependent consolidation behaviors of Olga-C embankment with and without vertical drains." J. of the Korean Geotechnical Society, Vol. 16, No. 3, pp. 39-46.

10. Kim, Y.T. and Leroueil, S. (1999), Modeling Strain rate-dependent Behaviors in Consolidation of Natural Clay. *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol. 15, No. 6, pp. 17-28.
11. Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.J. (1977). "Stress-deformation and strength characteristics," *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo*, pp 421-494.
12. 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.
13. Leroueil, S.(2002), "Well known aspects of soil behavior so often neglected", International workshop ISSMGE-TC36 Foundation Engineering in difficult soft soil conditions, Mexico city, pp. 20-35.
14. Leroueil, S., and Kabbaj, M., and Tavenas, F. (1988). "Study of the validity of a model in in situ conditions." *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 3, 13-25.
15. 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.
16. Leroueil, S., Tavenas, F., Trak, B. La Rochelle, P. and Roy, M.(1978), "Construction Pore Pressures in Clay Foundations under Embankments, Part I: the Saint-Alban Test Fills", *Canadian Geotechnical J.*, Vol. 15(1), pp. 54-65
17. Tavenas, F. and Leroueil, S.(1980). "The behavior of embankment of clay foundation", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17(2), pp. 236-260.
18. Y.T. Kim and S. Leroueil. Modeling the viscoplastic behavior of clays during consolidation: application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions. *Canadian Geotechnical J.*, Vol. 38, No. 3, June 2001. pp. 484-497.
19. Yin, J. H. (2003) "A simplified method for calculation of settlements of soils with creep based on Hypothesis B", 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol.1, pp. 681-684