

## 배수재가 설치된 연약지반의 2차압축을 고려한 축대칭 비선형 압밀해석

### Axisymmetric Nonlinear Consolidation Analysis for Drainage-installed Deposit Considering Secondary Compression

김 윤 태<sup>1</sup> Kim, Yun-Tae

#### Abstract

In order to accelerate the rate of consolidation settlement and gain a required shear strength for a given soft clay deposit, vertical drain method combined with a preloading technique has been widely applied. In this paper, a theory of axisymmetric nonlinear consolidation for drainage-installed deposit, which considers secondary compression (or creep) during primary consolidation, as well as the variations of compressibility and permeability during the consolidation process, has been developed. A computer program named AXICON based on Hypothesis B for the analysis of axisymmetric nonlinear consolidation was developed by adopting finite difference method. The results of AXICON were compared with Hansbo's solution based on Hypothesis A, as well as in-situ settlements and pore pressures measured in test embankment of Ska-Edeby. The results indicated that Hypothesis A usually underestimated the in-situ settlement and Hypothesis B was considered to be logically correct. It was also shown that one may be able to appropriately predict the real in-situ behaviors using the proposed program.

#### 요 지

연약지반에서 압밀속도를 가속화시키고 설계 전단강도를 얻기 위하여 선행압밀공법과 병행된 연직배수공법이 널리 사용되어 왔다. 본 연구에서는 배수재가 설치된 연약지반에서 압밀과정 동안에 간극비의 감소로 인한 압축성과 투수계수의 변화를 고려할 뿐만 아니라 1차압밀 동안에 유발되는 2차압밀(혹은 크리프)을 고려할 수 있는 축대칭 비선형 압밀이론이 개발되었다. 축대칭 비선형 압밀해석을 위한 수치해석 프로그램, AXICON은 가정 B를 바탕으로 유한차분법을 적용하여 개발되었다. 가정 A를 바탕으로 한 Hansbo의 해석적인 해와 AXICON 해석결과를 비교·분석하였다. 또한 Ska-Edeby 시험성토 현장지반에서 관측된 침하량과 간극수압의 측정자료와 비교하였다. 해석결과에 의하면 가정 A는 현장침하량을 일반적으로 과소 평가하며, 가정 B가 논리적으로 타당하다. 또한 제안된 해석 프로그램을 사용하면 실제 현장의 거동을 잘 예측할 수 있다.

**Keywords :** Consolidation, Hypothesis A and B, Secondary consolidation, Vertical drain

#### 1. 서 론

연약지반의 압밀거동은 1923년 Terzaghi의 압밀이론 발표 이후 현재까지 많은 지반공학자의 주 관심사가 되

어 왔다. 실제 연약지반의 거동특성은 응력-변형관계의 비선형성, 압밀시 투수계수의 변화, 비등방성, 크리프(creep) 거동 등과 같이 Terzaghi의 가정사항과 일치하지 않은 경우가 발견됨에 따라 Terzaghi의 압밀이론

<sup>1</sup> 정회원, 부경대학교 해양공학과 조교수 (Member, Dept. of Ocean Engrg., Pukyong National Univ., yuntkim@pknu.ac.kr)

표 1. 부산점토에 대한 예측 및 계측침하량 비교(정성교, 1999)

Site	Thickness of soft clay (m)	Ground improvement method	Height of Embankment (m)	Settlement at design stage (cm)	Measured settlement (cm)
Myungji	15.2-21.2	Pack Drain + Preloading (D=25m)	5.4	106.0	171.1
			5.0-10.0	106.0	62.2-97.9
			5.9	116.0	82.8-240.9
Shinho	21.0-33.5	Pack Drain + Preloading (D=30m)	2.9-4.6	45.2-124.6	172.6-318.2
Noksan	1.4-59.8	P.B.D. + Preloading (D=28m)	4.3-10.5	70-220	90-450
Yangsan	22.2-34.0	P.B.D. + Preloading (D=28m)	0.9-3.0	218.5	389.5

을 보완한 많은 압밀이론이 개발되어 왔다.

그러나 다양한 실내 및 현장 조사방법의 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. 특히 전단강도가 매우 약하고 압축성이 큰 연약지반 위에 항만구조물, 도로, 비행장 등을 시공하는 경우에 설계 당시에 예측한 거동과 시공시 계측된 거동이 서로 상이한 경우가 빈번히 발생한다. 이와 같은 예는 표 1에서 알 수 있다. 표 1에서와 같이 낙동강 유역 부산점토지역에서 계측침하량이 설계시 예측침하량보다 1.5배, 최대 3배까지 크게 관측됨을 알 수 있다(정성교, 1999). 이와 같이 설계 예측치와 시공 계측치가 차이나는 이유는 시료교란에 의한 압축지수 값의 과소평가와 같은 지반 물성치의 부정확성에 부분적으로 기인한다. 또 다른 원인으로는 침하량 계산시 1차압밀과 2차 압축침하(크리프 변형)를 어떻게 고려하느냐에 대한 해석방법에 기인한다고 할 수 있다.

본 연구에서는 배수재가 설치된 연약지반의 압밀해석시 1차압밀 동안에 유발되는 크리프 변형을 고려할 수 있는 축대칭 비선형 점소성 해석모델을 제안하였고, 이를 이용한 압밀해석결과와 Hansbo의 해석적인 결과 및 Ska-Edeby 시험성토 현장계측결과와 비교하여 검증하였다.

## 2. 압밀침하 해석 방법 : 가정 A(Hypothesis A)와 가정 B(Hypothesis B)

압밀침하량을 계산하기 위한 방법에서 가장 중요하면 서도 의견이 분분한 사항은 2차압축 침하를 어떻게 산정 할 것인가에 있다. 2차압축량을 산정하는 방법에 따라 압밀침하 해석방법은 표 2와 같이 가정 A(Hypothesis A)와 가정 B(Hypothesis B)로 나뉘어 진다(Ladd 등, 1977; Jamiolkowski 등, 1985; 김운태 & Leroueil, 1999).

가정 A에서는 1차압밀(primary consolidation)이 끝난 후에 2차압축이 일어난다고 가정하고, 1차압밀과 2차 압축을 구분하여 침하량을 개별적으로 산정한다. Mesri & Choi(1985a, b)는 일차압밀 종료시(end of primary consolidation, EOP)에서 변형은 유일하다고 보고하였다. 즉 크리프는 과잉 간극수압이 완전히 소산된 후에만 유발된다고 가정하고, 점토의 거동을 간극비( $e$ )와 유효 응력( $\sigma_v'$ )에 대한  $e-\log\sigma_v'$ 의 관계식으로 표현하였다. 또한 압축지수( $C_c$ )에 대한 2차압축지수( $C_a$ )의 비( $C_a/C_c$ )는 주어진 점토에 대하여 일정하다고 생각하였다.

반면 가정 B에서 2차압축은 1차압밀과 관계없이 압 밀 전체 과정 동안에 일어난다고 가정하여 압밀침하량을 계산한다. EOP 응력-변형률 곡선은 시료두께에 의존 하고, 일차압밀 동안에도 크리프 변형이 유발된다. 또한 선형압밀하중의 크기는 압밀속도에 의존한다. 따라서

표 2. 가정 A와 B의 비교

구 분	Hypothesis A	Hypothesis B
크리프 변형 유발 시점	1차압밀이 완료된 후 2차압축 유발	압밀 전과정(1차압밀 동안에도 유발)
응력-변형률 관계	EOP(end of primary consolidation)에서 유효응력-변형률 곡선은 일정함	압밀기간(시료두께)에 의존
침하량에 대한 시료두께의 영향	없음	시료두께가 커지면 침하량 커짐
침하량 계산	전체침하량=1차압밀 침하량+2차 압축 침하량	수치계산 필요

현장에서 구한 응력-변형거동과 압밀실험에서 구한 응력-변형 거동이 차이되며, 현장침하량은 실내압밀실험에서 예측한 침하량보다 일반적으로 크다. Leroueil 등 (1985)은 실험실에서 구한 EOP 곡선은 현장침하량을 과소평가하고, EOP 응력변형관계는 유일하지 않으며 일차압밀기간에 의존한다고 보고하였다.

가정 A와 B에 대한 변형률( $\epsilon$ )과 시간( $t$ ) 곡선을 비교하여 그림 1에 도시하였다. 그림에서와 같이 가정 A에서 시료두께는 EOP 압축곡선의 형태에 영향을 주지 않는다. 즉 실험실(thin sample)과 현장(thick sample)의  $\epsilon$ - $\log t$  곡선은 배수거리의 제곱에 비례해서 위치한다. 따라서 과잉 간극수압이 거의 소멸된 후에 재재하(reloading)를 하는 압밀실험(oedometer test)으로부터 구한 응력-변형 곡선이 현장의 거동을 대표한다. 그러나 가정 B에서는 시료 두께에 따라 실험실과 현장에서 유발되는 2차 압축량이 다르므로  $\epsilon$ - $\log t$  곡선이 형태가 다를 수 있다.

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

$$S_{total} = S_{primary} + S_{secondary} \quad (1a)$$

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

여기서  $S_f$ 는 Terzaghi 압밀이론에 바탕을 둔 최종 침하량,  $U$ 는 압밀도,  $C_\alpha$ 는 2차 압축지수(recompression index),

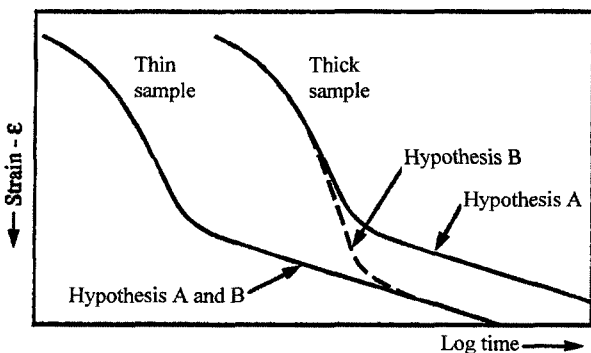


그림 1. Ladd 등(1977)과 Jamiolkowski 등(1985)에 의한 가정 A와 B

$e_{EOP}$ 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, 1974).

### 3. 2차압축을 고려한 축대칭 비선형 압밀해석

#### 3.1 압축성(compressibility) 방정식

흐름에 대한 연속방정식과 혼합(coupled)되어 있는 흙 요소의 압축성 방정식에서 전체 변형률 속도(rate of total strain,  $\dot{\epsilon}_v$ )는 탄성 변형률 속도( $\dot{\epsilon}_v^e$ )와 시간의존적인 점소성 변형률속도( $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ )의 합이라는 가정으로부터 구할 수 있다.

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (2)$$

탄성변형률 속도는 정규압밀상태와 과압밀 상태로 각각 구분하여 식 (3)으로부터 구할 수 있다.

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{0.434 C_r}{1+e_o} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \quad \text{for } \sigma'_v < \sigma'_{pc} \quad (3a)$$

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{0.434 C_c}{1+e_o} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \quad \text{for } \sigma'_v \geq \sigma'_{pc} \quad (3b)$$

여기서,  $C_r$ 는 팽창계수(recompression index),  $C_c$ 는 압축 지수(compression index),  $e_o$ 는 초기 간극비,  $\sigma'_v$ 는 연직 유효응력,  $\sigma'_{pc}$ 는 선행압밀하중을 나타낸다. 시간의존적인 creep 변형률은 2차 압축지수를 사용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} = \frac{0.434 C_\alpha}{1+e_{EOP}} \frac{1}{t+t_o} \quad (4)$$

여기서,  $C_\alpha$ 는 2차 압축지수(recompression index),  $t$ ,  $t_o$ 는 현재 시각 및 기준 시각을 각각 나타낸다. 식 (3)과 (4)로부터 전체 변형률속도는 식 (5)와 같이 탄성 변형률속도와 점소성 변형률 속도의 합으로 표현된다.

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{0.434 C_r}{1+e_o} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} + \frac{0.434 C_\alpha}{1+e_{EOP}} \frac{1}{t+t_o} \quad \text{for } \sigma'_v < \sigma'_{pc} \quad (5a)$$

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{0.434 C_c}{1+e_o} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} + \frac{0.434 C_\alpha}{1+e_{EOP}} \frac{1}{t+t_o} \quad \text{for } \sigma'_v \geq \sigma'_{pc} \quad (5b)$$

식 (5)를 시간에 대하여 적분하면 전체 변형률을 다음

식과 같이 구할 수 있다.

$$\varepsilon_v \int \dot{\varepsilon}_v dt \quad (6)$$

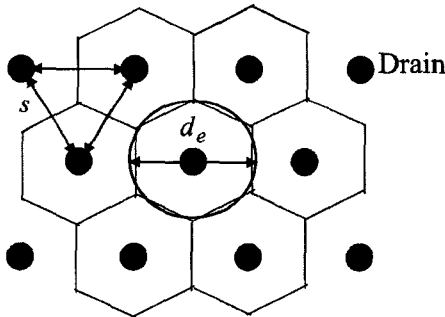
### 3.2 연속(continuity) 방정식

배수재는 일반적으로 그림 2와 같이 삼각형이나 사각형의 격자 형태로 설치된다. 이때 그림 2에서 하나의 배수재가 영향을 미칠 수 있는 영역을 그림 3과 같이 하나의 실린더로 생각하여 해석을 수행할 수 있다. 실린더내의 임의의 부피요소를 통과하는 물은 수평방향의 흐름과 연직방향의 흐름을 동시에 갖는다고 가정하였다.

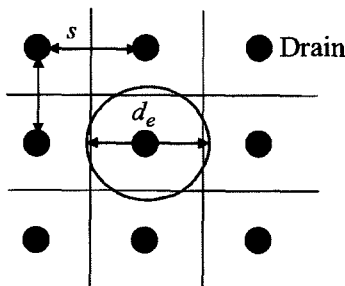
질량보전의 법칙과 Darcy 법칙으로부터 배수층으로의 연직흐름과 연직배수재로의 반경흐름을 동시에 고려한 축대칭 연속방정식은 식 (7)과 같이 표현된다(Lo, 1991).

$$-\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{1+e_o}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{1+e}{(1+e_o)\gamma_w} \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \left( k_h \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_h}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \quad (7)$$

여기서  $t$  = 시간;  $z$  = 깊이;  $r$  = 반경;  $\varepsilon_v$  = 연직변형률;



$$d_e = 1.05s$$



$$d_e = 1.13s$$

그림 2. 배수재가 설치되는 일반적인 형태와 영향반경

$u$  = 과잉 간극수압;  $e_o, e$  = 초기 및 현재 간극비;  $k_v, k_h$  = 간극비에 의존하는 연직 및 수평 투수계수를 나타낸다.

유효응력, 간극수압 및 상재하중의 관계( $\sigma'_v = \gamma'z + L - u$ )로부터 시간에 대한 유효응력의 속도는 식 (8)과 같이 표현된다.

$$\dot{\sigma}'_v = \dot{L} - \dot{u} \quad (8)$$

여기서  $\gamma'$ 는 점토의 단위중량,  $L$ 는 상재하중,  $\dot{L}$ 는 주어진 시간에 대한 상재하중 속도이다. 식 (5), (7) 및 (8)로부터 시간에 대한 과잉 간극수압의 변화량은 식 (9)와 같이 정리된다.

$$\dot{u} = \dot{L} + \frac{(1+e_o)\sigma'_v}{0.434C_r} \left[ \frac{(1+e_o)}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{1+e}{(1+e_o)\gamma_w} \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \left( k_h \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_h}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \right] + \frac{C_\alpha}{C_r} \frac{\sigma'_v}{t+t_o} \quad (9a)$$

for  $\sigma'_v < \sigma'_{pc}$

$$\dot{u} = \dot{L} + \frac{(1+e_o)\sigma'_v}{0.434C_c} \left[ \frac{(1+e_o)}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{1+e}{(1+e_o)\gamma_w} \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \left( k_h \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_h}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \right] + \frac{C_\alpha}{C_c} \frac{\sigma'_v}{t+t_o} \quad (9a)$$

for  $\sigma'_v > \sigma'_{pc}$

여기서  $\log k = \log k_o - (e_o - e)/C_k$ ,  $C_k$ 는 그림 4와 같이  $e$ - $\log k$  곡선에서 투수계수 변화선의 기울기이다. 식 (9)의 처음 항은 외부하중에 의한 간극수압의 증가를 나타내고, 두번째 항은 Darcy 법칙에 의한 간극수압의 소산, 마지막 항은 점소성 변형에 의한 간극수압의 생성을 나타낸다. 제안된 연속방정식은 압밀과정 동안에 간극비의 감소로 인한 투수계수의 변화와 응력-변형률의 비선형 관

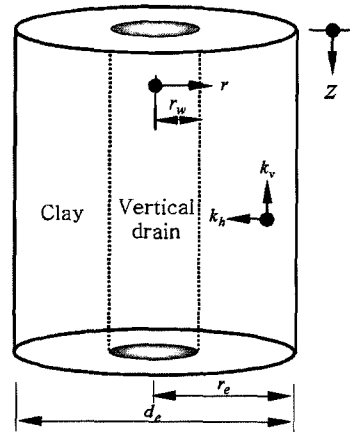


그림 3. 하나의 배수재가 영향을 주는 실린더 지반

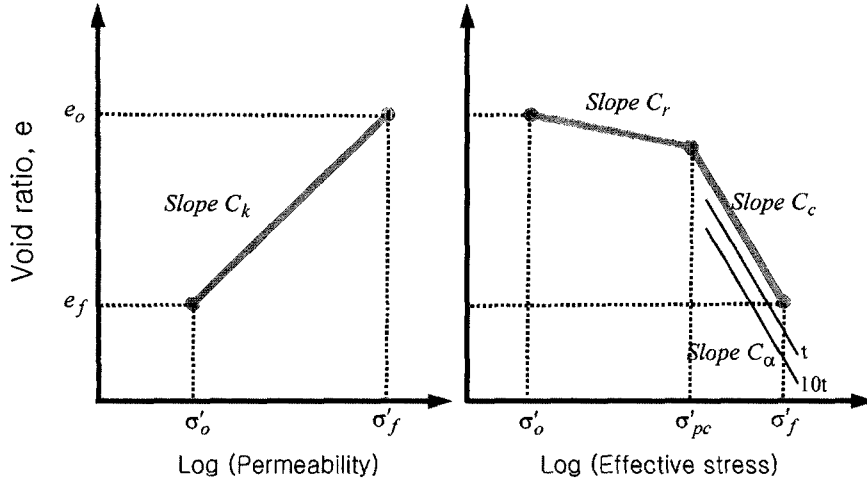


그림 4. 투수계수와 간극비 및 유효응력의 관계

계를 고려할 수 있고, 하중재하직후 과잉 간극수압의 증가를 고려할 수 있다. 주어진 경계조건과 초기조건을 이용하여 식 (6)과 (9)에 유한차분법을 적용하여 시간에 대한 변형률과 간극수압의 변화를 수치적으로 구할 수 있다.

현장지반은 여러 층으로 되어 있는 경우가 많기 때문에 개발된 프로그램을 다층지반에 적용하기 위해 인접 층 사이에서 간극수압과 흐름속도에 대한 다음 조건 식 (Mesri & Choi, 1985a)을 만족하도록 보완하였다.

$$u_i^j = u_i^{j+1} \quad (10a)$$

$$\left( \frac{1+e_o}{1+e} k_v \frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^j = \left( \frac{1+e_o}{1+e} k_v \frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{j+1} \quad (10b)$$

#### 4. 축대칭 비선형 해석결과의 비교

1차압밀 동안에 2차압축이 유발된다는 가정 B를 바탕으로 개발된 AXICON 프로그램에 의한 해석결과와 가정 A에 근거한 Terzaghi 및 Hansbo의 고전적인 압밀해를 비교·분석 하였다. 이를 위해서 해석에 사용된 지반 물성치는 표 3과 같다. 연직 배수재가 설치된 지반의 경우 배수재 설치간격은 1.5m이고 삼각형 형태로 타설 되었다고 가정하였다.

표 3. 해석에 사용된 지반 물성치

$C_r$	$C_c$	$C_\alpha$	$e_o$	$k_{vo}$ (m/sec)	$k_{ho} / k_{vo}$	$C_{kt}, C_{kv}$	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)
0.11	0.75	0.025	1.45	$4.0 \times 10^{-9}$	1.0	0.6	100	120.0

#### 4.1 압밀해석 가정 A와 비교

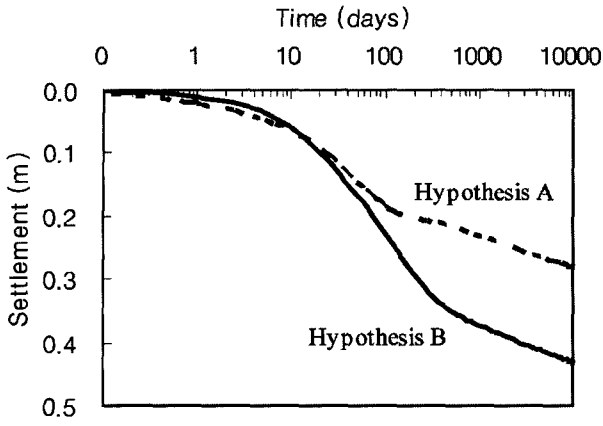
연직배수재가 설치되지 않은 무처리 구간에 대한 시간에 따른 침하량과 압밀도의 변화를 그림 5에 도시하였다. 압밀과정 동안에 크리프 거동을 포함한 가정 B에 의해서 계산된 침하량이 그림 5(a)에서와 같이 가정 A에 의한 결과보다 큼을 알 수 있다. 이와 같은 이유는 1차압밀 동안에 발생하는 크리프 변형이 가정 A에서 무시되었기 때문이다. 실제 현장지반의 경우 오랜 압밀과정 동안에 점소성 변형에 의해 크리프 변형이 유발되므로(Leroueil & Margues, 1996), 가정 A에 의해 계산된 침하량이 현장침하량보다 일반적으로 작다는 것을 의미한다. 시간에 따른 평균 압밀도는 그림 5(b)에서와 같이 가정 A가 가정 B보다 빨리 증가됨을 알 수 있으며, 이와 같은 경향은 Yin(2003)의 연구 결과와 일치한다.

#### 4.2 Hansbo의 해석적인 해

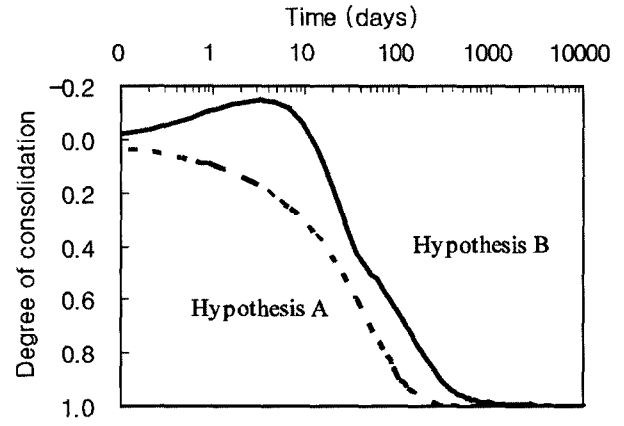
연직배수재가 설치된 지반에 대하여 비선형 압밀해석 결과와 Hansbo의 해석적인 해를 비교하였다. 그림 6(a)에서와 같이 압밀과정동안에 크리프 거동을 포함한 (가정 B) 침하량이 Hansbo의 해석적인 결과(가정 A)보다 크게 발생됨을 알 수 있다. 따라서 배수재가 설치된 지반에서 가정 A을 바탕으로 계산된 침하량은 1차압밀

동안에 발생하는 크리프 변형을 무시하기 때문에 현장 침하량을 일반적으로 과소평가한다. 그러나 압밀도의 경우 그림 6(b)에서와 같이 가정 B가 가정 A를 바탕으로 계산된 Hansbo의 해석적인 해보다 크음을 알 수 있다.

이와 같은 이유는 축대칭 비선형 압밀해석에서는 연직 방향의 배수효과가 고려된 반면, Hansbo 해석적인 해에서는 연직방향의 배수효과가 무시되었기 때문인 것으로 사료된다.

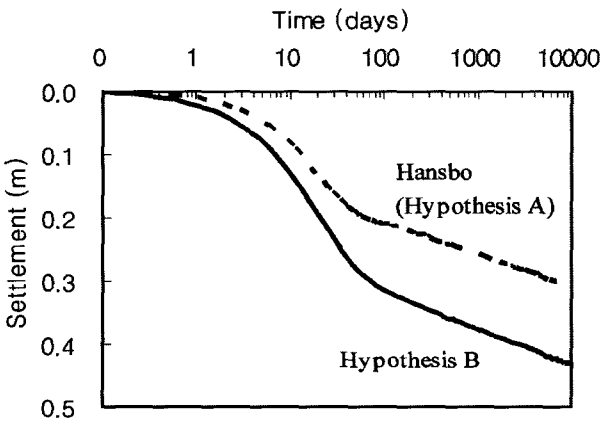


(a) 침하량

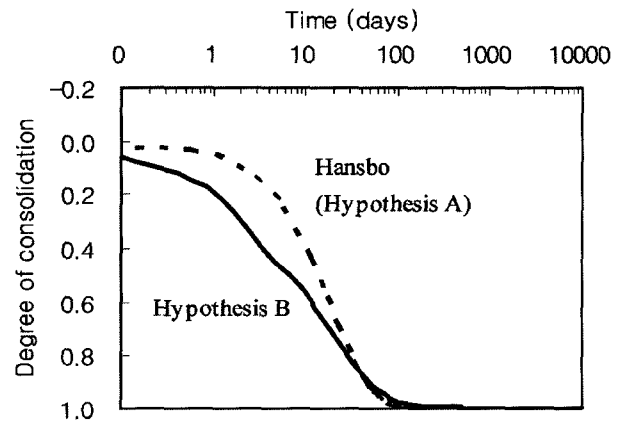


(b) 압밀도

그림 5. 가정 A와 B에 의한 침하량 및 압밀도 비교(무처리 지반)

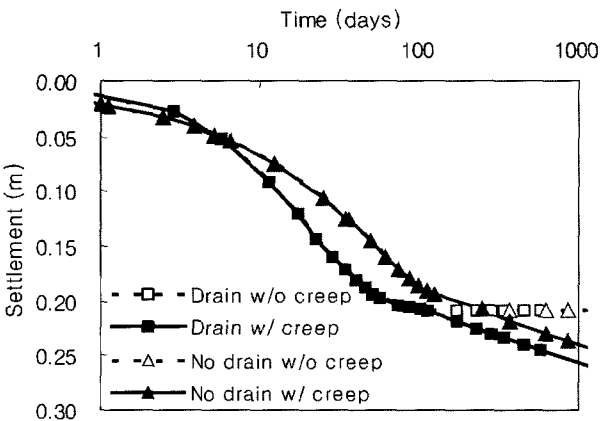


(a) 침하량

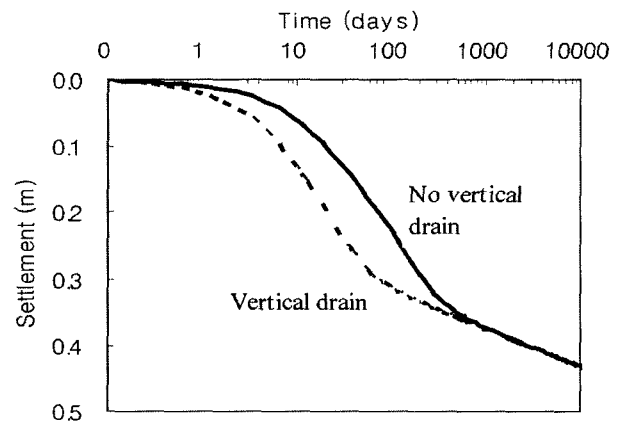


(b) 압밀도

그림 6. 가정 A와 B에 의한 침하량 및 압밀도 비교(연직배수재 설치지반)



(a) 가정 A



(b) 가정 B

그림 7. 연직배수재가 설치된 지반과 무처리 지반에서 침하량 비교

연직 배수재가 설치된 지반과 무처리 지반에서 유발되는 침하량을 그림 7에 도시하였다. 그림 7(a)에서와 같이 2차압축(creep) 변형을 고려하지 않은 경우에 최종 침하량은 연직배수재 설치유무에 관계없이 같다. 그러나 2차압축을 고려하는 경우에는 2차압축 변형은 1차압밀이 종료된 후에 비로소 유발되므로(가정 A) 2차압축을 계산하는 시점 차이로 인하여 연직배수재가 설치된 지반의 침하량이 항상 무처리 지반의 침하량보다 크을 알 수 있다.

한편 가정 B를 바탕으로 계산된 침하량은 그림 7(b)에서와 같이 과잉 간극수압이 완전히 소산된 이후에 연직배수재 설치유무에 관계없이 동일함을 알 수 있다. 즉 연직배수재의 강성효과를 무시하는 경우에 연직배수재의 설치유무는 압밀속도에만 영향을 주고 전체 침하량에는 영향을 주지 않음을 알 수 있다.

#### 4.3 실제 현장 계측치와의 비교

개발된 축대칭 비선형 압밀해석 프로그램을 검증하기 위하여 Ska-Edeby 시험성토 자료(Hansbo, 1960; Lo, 1991; Mesri 등, 1994)와 비교하였다. 해석에 사용된 장소는 Area II 지역이고, 이 지역에 대한 설명과 사용된 물성치는 표 4와 같다. 실제 지반에서는 그림 8(a)와 같이 1.5m 높이의 성토체 하중이 재하되고(점선) 배수재는 며칠뒤에 설치되었으나, 해석시에는 배수재가 설치되어 있다는 가정아래 초기에 전 해석영역에 대하여 성토하중이 균등하게 영향을 준다고 가정하였다(실선).

그림 8(b)에서 계측이 이루어진 약 1100일까지의 침하량 결과를 비교하여 볼 때 압밀이 진행됨에 따라 7.5m 깊이에서 유발된 침하량은 다소 과다하게 예측하나 지표면과 2.5m, 5.0m의 깊이에서의 침하량은 비교적 잘 예측한다. 과잉 간극수압의 소산은 현장의 계측자료

보다 더 빨리 소산되는 경향을 보인다. 이것은 배수재 타설시 유발된 교란에 의해 현장 투수계수가 감소하므로 현장지반에서 계측된 간극수압은 수치해석 결과보다 늦게 소산되는 것으로 사료된다.

#### 5. 결론

지반재료의 비균질성, 비등방성, 비선형성뿐만 아니라 지반 물성치에 대한 불확실성 등으로 인하여 구조물 시공시 혹은 시공이 끝난 후의 거동특성을 설계단계에서 정확히 예측한다는 것은 매우 어려운 실정이다. 특히 연약지반의 침하는 시간의존적인 거동특성을 나타내며,

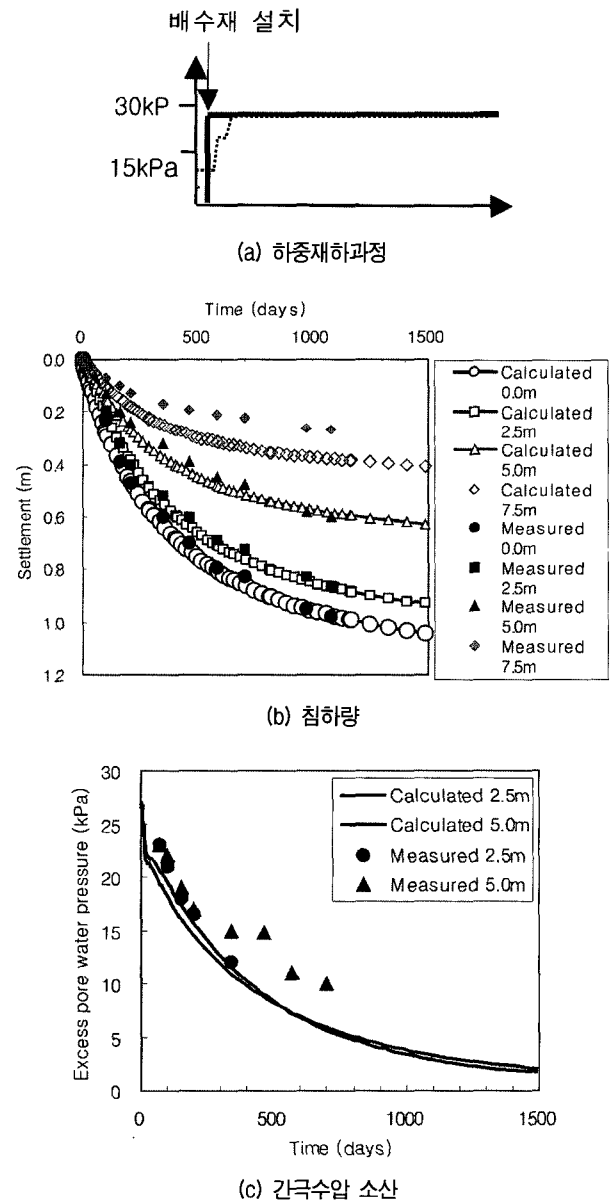


그림 8. Area II에 대한 수치해석결과와 계측된 침하량 및 간극수압

표 4. SKA-EDEBY 시험성토(Area II)에 대한 지반 물성치

구분	해석에 사용된 지반 물성치
층 1 깊이 : 0-2m	$C_c=1.5, C_r=0.17, C_a/C_c=0.05$ $k_{v0}=1.3 \times 10^{-4} \text{ m/day}, k_{v0}/k_{h0}=1, C_{kv}=1.3, C_{kh}=1.3$ $e_0=2.6, \sigma'_v=10.0 \text{ kPa}, \sigma'_{pc}=80.0 \text{ kPa}$
층 2 깊이 : 2-4m	$C_c=1.75, C_r=0.17, C_a/C_c=0.05$ $k_{v0}=1.04 \times 10^{-4} \text{ m/day}, k_{v0}/k_{h0}=1, C_{kv}=1.2, C_{kh}=1.2$ $e_0=2.5, \sigma'_v=25.5 \text{ kPa}, \sigma'_{pc}=30.0 \text{ kPa}$
층 3 깊이 : 4-12m	$C_c=1.54, C_r=0.17, C_a/C_c=0.05$ $k_{v0}=8.64 \times 10^{-5} \text{ m/day}, k_{v0}/k_{h0}=1, C_{kv}=0.7, C_{kh}=0.7$ $e_0=1.8, \sigma'_v=50.0 \text{ kPa}, \sigma'_{pc}=55.0 \text{ kPa}$

과잉 간극수압의 소멸로 인한 변형과 토립자 구조의 점성(혹은 creep)으로 인한 변형이 동시에 복합적으로 유발되는 특징을 가진다. 따라서 본 연구에서는 1차압밀 동안에 유발되는 크리프 변형을 포함하는 가정 B의 압밀침하 거동을 비교적 정확히 예측할 수 있는 축대칭 비선형 압밀해석 모델을 팽창지수( $C_c$ ), 압축지수( $C_r$ ) 및 2차 압축지수( $C_\alpha$ )를 사용하여 제안하였다. 본 연구에서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 일반적으로 가정 A에 의해 계산된 침하량은 현장의 계측 침하량보다 일반적으로 작다. 본 연구에서는 논리적으로 타당한 가정 B를 적용한 수치해석 방법을 이용한 유한차분 프로그램을 개발하였다.
- (2) 가정 A의 경우, 침하량은 2차압축을 고려하는 시점 차이로 인하여 배수재가 설치된 지반의 침하량이 항상 무처리 지반의 침하량보다 크음을 알 수 있다. 그러나 가정 B를 바탕으로 계산된 침하량은 과잉 간극수압이 모두 소산된 이후에는 배수재 설치유무에 관계없이 동일함을 알 수 있다. 따라서 연직 배수재의 강성도를 무시하는 경우 가정 B를 바탕으로 해석한 결과가 타당하다.
- (3) 개발된 축대칭 비선형 압밀해석 프로그램을 검증하기 위하여 Hansbo의 해석적인 결과 및 Ska-Edeby 시험성도 현장계측결과와 비교 검증을 실시하였으며, 비교적 현장의 거동과 일치하는 결과를 얻었다.

### 감사의 글

본 연구는 2003년도 부경대학교 기성희 학술연구비에 의하여 연구되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

### 참고 문헌

1. 김윤태, Leroueil, S. (1999), 자연점토의 변형률속도 의존적인 압밀거동의 해석, 지반공학회 논문집, 제15권 제6호, 1999년 12월, pp.17-28.
2. 정성교 (1999), 낙동강 하구 점토의 압밀특성, 연약점토지반에 관한 국제 심포지움, 동아대학교.
3. Hansbo, S. (1960), "Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains", *Proc. Swedish Geotechnical Institute*, No.18, 160pp.
4. 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.
5. 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.
6. 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.
7. 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.
8. Leroueil, S. and Kabbaj, M., Tavenas, F., and Bouchard, R. (1985), "Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of natural sensitive clays", *Geotechnique*, 35(2), 159-180.
9. Lo, D. O. K (1991), "Soil Improvement by vertical drains", Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, pp.1-279.
10. Mesri, G. and Rokhsar, A. (1974), "Theory of consolidation of soils", *J. Soil Mech. Found. Eng., ASCE*, Vol.100, GT8, pp.889-904.
11. Mesri, G. and Choi, Y. K. (1985a), "Settlement Analysis of Embankments on Soft Clay", *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 111(4), pp.441-464.
12. Mesri, G. and Choi, Y. K. (1985b), "The uniqueness of end of primary (EOP) void ratio effective stress relationship", *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, pp.587-590.
13. Mesri, G., Lo, D. O. K. and Feng, T. W. (1994), "Settlement of Embankments on Soft Clays", *Geotechnical Special Publication*, No.40, pp.8-56 .
14. 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.

(접수일자 2004. 11. 30, 심사완료일 2005. 3. 10)