

강도증가율을 고려한 연약점토지반 위의 성토의 안정해석

Stability Analysis of Embankment on Soft Clay considering the Rate of Strength Increase

임 종 철 ^{*1}	강 연 익 ^{*2}
Im, Jong - Chul	Kang, Yeoun-Ike
공 영 주 ^{*3}	유 상 호 ^{*3}
Kong, Yeoung-Joo	Yoo, Sang - Ho

Abstract

In conventional stability analysis of embankment on soft clay ground, an averaged undrained shear strength(s_u) for the depth of clay layer is usually used. Also, all applied load is assumed to an immediate load for simplicity of analysis. The load in the field, however, increases gradually. Undrained shear strength increases during loading due to consolidation of clay ground.

In this study, the stability analysis program(RSI-SLOPE) is developed. By using this program, it is possible to consider the rate of strength increase according to the elapsed time of consolidation and the depth of clay ground. And the rested duration for consolidation and gradually increased load can also be considered. Using the examples of some embankments, the critical embankment heights calculated by RSI-SLOPE program are compared with those by PCSTABL without the considerations of gradually increased load and rate of strength increase. In addition, this study contains analysis and comparison about the influence of coefficient of consolidation(c_v) and drainage distance(H_{DR}) in the embankment design. RSI-SLOPE program may be useful for more effective and accurate embankment design.

요 지

연약점토지반 위의 성토사면에 대해 안정해석을 수행할 경우, 종래에는 해석의 간편성 때문에 하중재하 형태를 순간재하로 가정하고, 점토층 깊이에 대해 평균적인 비배수전단강도(s_u)를 적용하여 해석해 왔

*1 정희원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 부교수
*2 정희원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 석사과정
*3 정희원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

다. 그러나 실제 현장의 하중재하 형태는 성토하중의 점증적 증가와 방치가 단계적으로 반복수행되는 형태이므로 점토지반의 압밀진행에 따른 비배수전단강도의 증가가 발생하게 된다. 본 연구에서는 정규압밀 상태인 연약점토지반 위의 점증성토와 방치기간을 고려할 수 있고, 또한 압밀경과시간과 점토지반의 깊이 에 따른 강도증가율을 고려할 수 있는 안정해석 프로그램(RSI-SLOPE)을 개발하였다. 이 프로그램을 이용하여 임의로 가정한 해석단면에 대하여 성토설계를 수행하였고, 한계성토고에 대해서 강도증가율을 고려 않는 종래의 안정해석 프로그램의 결과와 비교하였다. 또한, 성토설계시 압밀계수(c_v)와 배수거리 (H_{dr})의 영향을 비교·분석하였다. 본 연구에서 개발된 강도증가율을 고려한 안정해석 프로그램(RSI-SLOPE)을 이용하면 계획된 성토고까지 최소허용안전율을 만족하면서 성토할 수 있는 성토완료기간을 구할 수 있기 때문에 효과적인 성토계획 및 설계가 가능할 것으로 생각된다.

Keywords : Undrained shear strength, Rate of strength increase, Embankment design, Gradually increased load

1. 서 론

연약한 점토지반 위에 지반의 강도를 증대시키기 위해 선행재하공법(preloading method)이 행해지고 있다. 연약한 점토지반은 구조물의 기초지반으로서 지지력이 작고 압축성도 크기 때문에 성토에 의해 미리 압밀을 유발시켜 지반의 강도를 증대시키지 않으면 안된다. 이 때 성토에 의해 기초지반에 압밀과 전단이 동시에 발생하고 이 때문에 활동파괴가 일어날 우려가 높은 것으로 알려져 있다. 따라서 선행재하공법을 설계할 경우 계획된 성토고까지 활동파괴에 대한 안정성을 확보하면서 성토할 수 있는 성토완료기간을 구하는 문제가 중요하게 된다.

연약지반 위의 성토는 성토 완료시의 안전율이 가장 낮아지는 단기안정문제이므로, 보통 안정계산에 사용되는 강도정수는 비배수전단강도(s_u)이다. 하지만 종래의 사면안정해석시에는 하중재하 형태를 순간재하의 경우로 가정하여 해석해왔기 때문에 압밀에 따른 강도의 증가를 기대할 수 없으므로 깊이에 대해 평균적인 비배수전단강도를 해석에 적용해 왔다. 그러나 실제 현장에서의 성토에 의한 하중재하는 순간재하가

아닌 점증하중에 의한 단계적 재하이기 때문에 점증성토후 방치기간에 따라 압밀이 진행되어 비배수전단강도는 증가하고 이것을 점토의 강도증가율로서 평가해 왔다.

압밀진행에 의한 비배수전단강도의 증가를 현장에서 원위치시험을 통하여 평가할 수 있지만 성토지반 하부의 위치에 따라 비배수전단강도의 증가가 다르기 때문에 이를 모두 고려하는 것은 현실적으로 어려움이 크고, 현장조건에 맞는 성토 안정관리 및 설계가 어려운 실정이다.

따라서 본 연구에서는 정규압밀상태인 연약점토지반 상의 점증성토와 방치기간을 고려할 수 있고, 또한 압밀경과시간과 지반의 깊이에 따른 강도증가율도 고려할 수 있는 안정해석 프로그램인 RSI-SLOPE를 개발하였다. 또한 이 프로그램을 활용하면 계획된 성토고까지 성토사면의 안정성을 확보하면서 성토할 수 있는 성토완료기간을 구할 수 있다.

2. 강도증가율

2.1 정규압밀점토의 강도증가율 특성

강도증가율($\frac{s_u}{\sigma_v}$) (Terzaghi 등, 1996)은 연직

압밀압력(σ_v')과 비배수전단강도(s_u)의 비를 나타내는 것으로 완속 시공이나 선행재하(preloading) 등 압밀에 의한 지반개량시의 중요한 설계 정수이다. 이를 식으로 나타내면 식 (1)과 같다.

$$\frac{s_u}{\sigma_v'} = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{\sigma_v'} \quad (1)$$

점토에서 정규압밀상태가 유지되는 한 유효수직응력의 증가로 인해 간극비가 감소하더라도 내부마찰각(ϕ')은 일정하고 $c' = 0$ 이기 때문에 결국 강도증가란 유효수직응력(σ')의 증가로 인한 전단강도의 증가에 의해 발생한다고 할 수 있다.

그림 1에서 한계상태선의 기울기 M 가 일정하므로 정규압밀점토의 유효내부마찰각(ϕ')이 초기 또는 파괴시(또는 한계상태시)의 간극비에 관계없이 일정하다는 것을 알 수 있다. 그림 1의 한계상태선을 나타내는 두 가지 식은 식 (2)와 같다 (Atkinson 등, 1968).

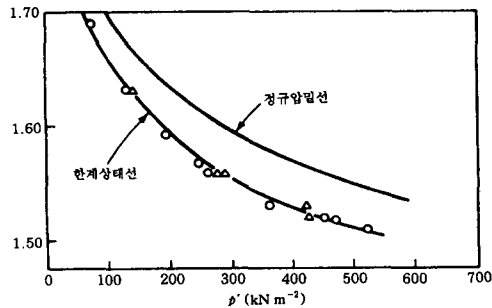
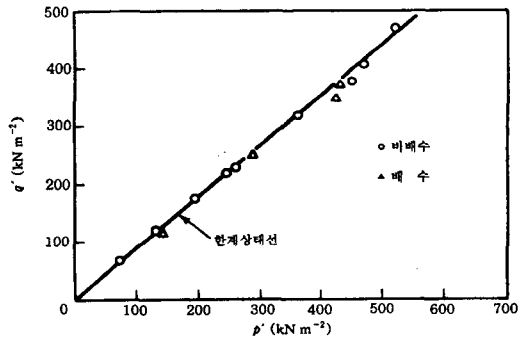


그림 1. Weald점토의 정규압밀된 시료에 행한 배수 및 비배수시험에 대한 파괴점 (Atkinson, 1968)

$$q_f = Mp_f', \quad v_f = \Gamma - \lambda \ln p_f' \quad (2)$$

여기서, M 는 한계상태선의 기울기이고 Γ 는 $v: \ln p'$ 평면에서 $p' = 1.0 \text{ kNm}^{-2}$ 일 때 한계상태선의 v 의 값이다. 또한, λ 는 동일 평면에서의 한계상태선의 기울기이고 M 와 내부마찰각(ϕ')과의 관계는 식 (3)과 같다.

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3)$$

2.2 정규압밀점토의 강도증가율 산정방법

본 연구에서 개발된 RSI-SLOPE 프로그램에서는 설계시의 여건과 설계자의 판단에 따라 다음에 제안되어 있는 다섯 가지 방법중 한 가지를 선택하여 강도증가율을 결정할 수 있도록 되어 있다.

$$(i) \quad \frac{s_u}{\sigma_v'} = 0.11 + 0.0037 \times \text{PI} \quad (4)$$

(여기서, PI는 소성지수)

$$(ii) \quad \frac{s_u}{\sigma_v'} = \frac{[K + (1 - K)A_f] \sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \quad (5)$$

$$(iii) \quad \frac{s_u}{\sigma_v'} = 0.22 \quad (6)$$

$$(iv) \quad \frac{s_u}{\sigma_v'} = \frac{M}{2} \exp \left[- \left(1 - \frac{x}{\lambda} \right) \right] \quad (7)$$

(v) 삼축압축시험(CIU 또는 CK_0U)에서 구함

(i)의 방법은 Skempton이 제안한 것으로 강도증가율과 소성지수(PI) 사이의 통계적인 관계를 나타낸 것이다.

(ii)의 방법은 파괴시의 과잉간극수압(Δu_f)과 정규압밀점토의 모아원의 기하학적 관계로부터 Skempton에 의해 유도된 식으로 이방압밀된 점토의 강도증가율을 구할 경우 사용한다. 즉 강도증가율은 유효응력에 관한 내부마찰각(ϕ'), 압밀

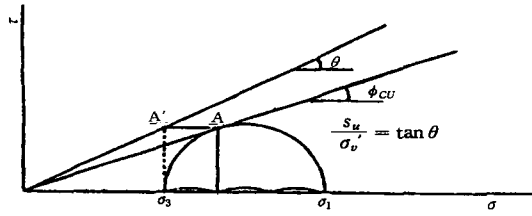


그림 2. CIU 또는 CK₀U 시험에서 강도증가율을 구하는 방법

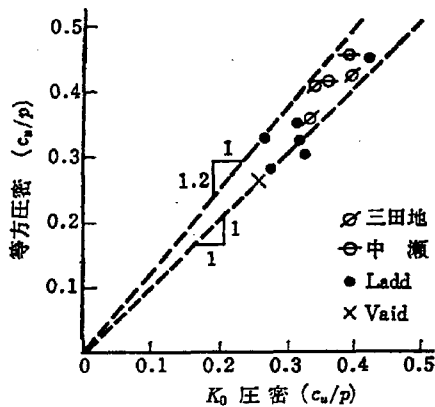


그림 3. 등방압밀시료와 K₀ 압밀시료의 강도증가율 비교

이력을 나타내는 응력비($K = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}$), 흙의 구조를 나타내는 파괴시의 과잉간극수압계수(A_v)의 함수로써 정의된다. 특히 식 (5)는 전단과정에서의 유효응력의 변화도 고려된 것이다.

(iii)의 방법은 Mesri(1975)에 의해 제안된 것으로 Mesri는 강도증가율이 소성지수에 관계없는 일정한 값이라고 주장하였다.

(iv)의 방법은 Schofield(1968) 등이 등방압밀 응력(σ_v')을 받아서 압밀이 완료된 점토의 강도증가율을 Cam-clay 모델에 근거해서 제안한 식이다.

(v)의 방법은 삼축압축시험중 압밀비배수(CIU 또는 CK₀U)시험을 실시하여 그림 2에서 제안된 방법으로 강도증가율을 구한다. A점은 모아원의 직경을 3등분해서, 원점에 가까운 3등분점의 바로 위의 점이며 이 점의 위치가 평균주응력면상의 응력을 나타내고, 실제의 파괴면에 가깝

표 1. 압밀조건에 따른 강도증가율의 차이 비교

구 분	Wroth (1984)	Mayne (1985)	Sivakugan & Holtz (1988)	권 등 (1995)
$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vc}'}\right)_{CK_0U}$	0.81	0.75 ~ 1.0	0.96	0.77 ~ 0.89
$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vc}'}\right)_{CIU}$				

기 때문에 이 방법으로 강도증가율을 평가하는 것이 합리적이라고 생각된다.

또한, 현장의 압밀조건(K₀ 압밀)과 실내시험시의 압밀조건(등방압밀)과의 차이를 보정하기 위해 그림 3과 표 1을 참고해서 식 (8)을 사용했다.

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_v'}\right)_{CK_0U} = 0.9 \times \left(\frac{s_u}{\sigma_v'}\right)_{CIU} \quad (8)$$

2.3 압밀에 따른 점토의 비배수전단강도의 증가

연약점토지반은 성토하중에 의한 압밀진행에 따라 전단강도가 증가하므로 압밀에 의한 강도 증가를 고려하여 단계시공을 하는데 이 때 증가된 비배수전단강도는 식 (9)로 구한다.

$$s_u = s_{u0} + \left(\frac{s_u}{\sigma_v'}\right) \times [\sigma_{w0}' + U_{\sigma'} \cdot \Delta\sigma_v] \quad (9)$$

여기서, s_u : 압밀도가 $U_{\sigma'}$ 인 시점의 비배수 전단강도

s_{u0} : 초기 비배수전단강도

$\frac{s_u}{\sigma_v'}$: 강도증가율, σ_{w0}' : 유효토피압

$U_{\sigma'}$: 유효응력 압밀도

$\Delta\sigma_v$: 성토하중에 의한 전응력 증가량

3. 점증하중 작용시의 유효응력 압밀도($U_{\sigma'}$)

압밀진행에 따른 전단강도의 증가는 유효수직

응력의 증가($\Delta\sigma'$)에 의해 발생하므로 전단강도의 증가를 평가하기 위해서는 유효응력 압밀도(U_σ)(梅崎健大 등, 1994a,b)를 구하는 것이 중요하게 된다. 식 (9)의 유효응력에 의한 압밀도는 식 (10)과 같다.

$$U_\sigma = 1 - \left(\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} \right) = \frac{\sigma_v' - \sigma_{v0}}{\sigma_{v1} - \sigma_{v0}} \quad (10)$$

여기서, Δu : 압밀응력증분($\Delta\sigma_v = \sigma_{v1} - \sigma_{v0}$)에 의해 생긴 과잉간극수압의 잔류분

σ_{v0}, σ_{v1} : 각각 응력증가전·후의 압밀전 응력

σ_v' : 임의의 압밀시간에 있어서의 압밀유효응력

그림 4의 (a)에 나타난 바와 같이 $e - \log \sigma$ (여기서 σ 는 유효연직압밀응력)의 관계는 직선이지만 그림 4의 (b)에서는 $e - \sigma$ 의 관계가 곡선이므로 일반적으로 변형률 압밀도($U_\varepsilon = \frac{S}{S_f}$)보다 유효응력 압밀도(U_σ)가 늦게 진행된다. 따라서, 압밀진행에 대한 전단강도의 평가는 유효응력 압밀도(U_σ)로써 평가해야 한다.

또한, 식 (9)의 네 번째항 $U_\sigma \cdot \Delta\sigma_v$ 는 식 (10)의 U_σ 의 정의에 의해 식 (11)과 같이 나타내어진다.

$$U_\sigma \cdot \Delta\sigma_v = \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} \right) \cdot \Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v - \Delta u = \Delta\sigma_v' \quad (11)$$

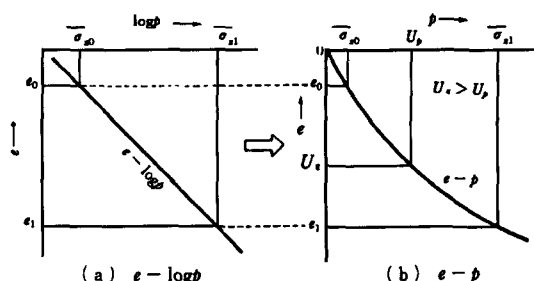


그림 4. 변형률 압밀도와 유효응력 압밀도의 관계

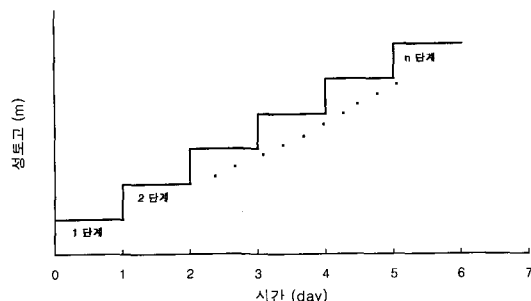


그림 5. 1일 간격의 단계하중으로 근사된 점증하중의 증가

현장에서의 성토의 시공이 점증재하에 의해 진행되므로 점증재하에 의한 성토사면의 안정해석을 수행하기 위해서는 가상 원호활동면상의 유효응력에 의한 압밀도를 구해야 하고, 결국 이 문제는 식 (11)에 의해 점증재하에 의한 과잉간극수압의 변화를 계산하는 문제가 된다. 본 프로그램에서는 점증재하를 그림 5와 같이 1일 간격의 단계재하로 근사시켰으며, 점증재하에 의한 과잉간극수압을 구하기 위해 식 (12)를 사용하였다.

시간의 경과에 따라 성토고가 그림 5와 같이 일정하게 증가할 경우 시간에 따른 과잉간극수압은 식 (12)와 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} t=0 &: (\Delta u_1)_{t=0} \\ t=1 &: (\Delta u_1)_{t=1} + [(\Delta u_{1+2})_{t=0} - (\Delta u_1)_{t=0}] \\ &\cdot \\ &\cdot \\ t=n &: (\Delta u_1)_{t=n} + [(\Delta u_{1+2})_{t=n-1} - (\Delta u_1)_{t=n-1}] + \dots \\ &\dots + [(\Delta u_{1+\dots+(n+1)})_{t=0} - (\Delta u_{1+\dots+n})_{t=0}] \quad (12) \end{aligned}$$

여기서, Δu 의 첨자는 어떤 시각에 재하된 성토층의 각 단계를 의미한다. 그리고, 압밀층의 어떤 깊이 z 에서의 과잉간극수압을 Terzaghi의 일차원 압밀이론에 의해 나타내면 식 (13)과 같다.

$$\Delta u_z = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right] \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (13)$$

여기서, m : 정수, $M = \frac{\pi}{2}(2m+1)$

u_0 : 초기 과잉간극수압,

H_{dr} : 배수거리

4. 강도증가율을 고려한 안정해석 프로그램(RSI-SLOPE)

4.1 RSI-SLOPE의 순서도

RSI-SLOPE 프로그램의 순서도는 그림 6과 같고 사면안정해석의 방법은 절편법의 일종인 비습의 간편법(Anderson 등, 1987)을 사용하였다.

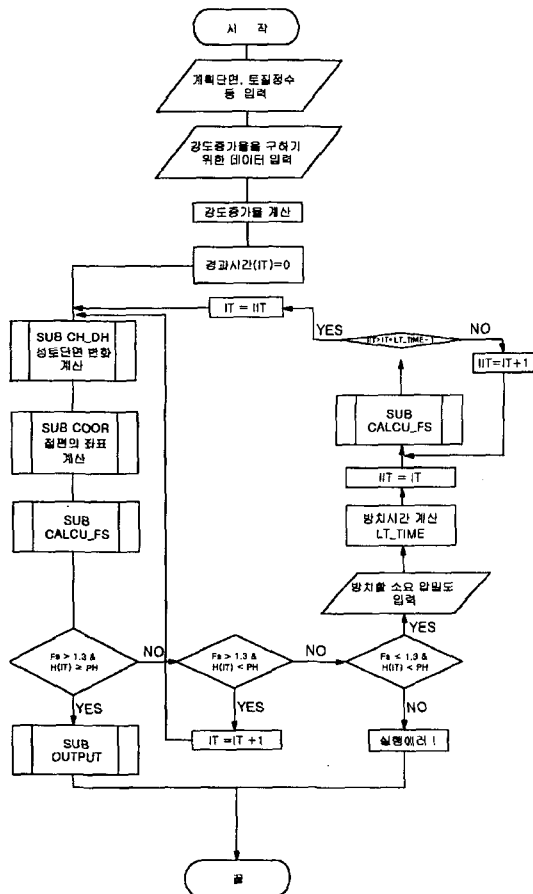


그림 6. RSI-SLOPE 프로그램의 순서도

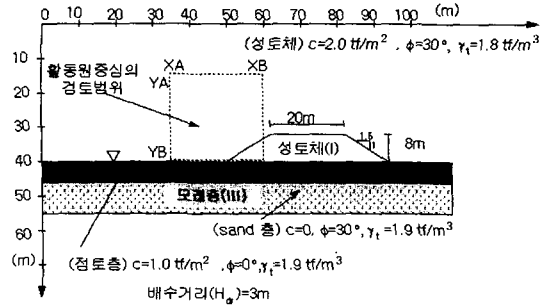


그림 7. 해석단면

4.2 입력 데이터 작성법

그림 7의 해석단면에 대한 RSI-SLOPE 프로그램의 입력데이터 작성방법은 다음과 같다. 성토단면의 형상은 계획성토고에 대한 좌표값을 입력한다.

6 (지표면 절점수) 3 (지층수) 110 (절편수)

0.0 50.0 62.0 82.0 94.0 95.0 (지표면 절점의 x좌표)

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 (지표면 절점구간의 상재하중)

2.0 (점착력(tf/m²)) 30.0 (내부마찰각) 1.8 (단위중량(tf/m³)) .. (I층의 토질정수)

40.0 40.0 32.0 32.0 40.0 40.0 (I층의 y좌표)

1.0 (점착력(tf/m²)) 0.0 (내부마찰각) 1.8 (단위중량(tf/m³)) .. (II층의 토질정수)

40.0 40.0 40.0 40.0 40.0 40.0 (II층의 y좌표)

0.0 (점착력(tf/m²)) 35.0 (내부마찰각) 1.9 (단위중량(tf/m³)) .. (III층의 토질정수)

46.0 46.0 46.0 46.0 46.0 46.0 (III층의 y좌표)

40.0 40.0 40.0 40.0 40.0 40.0 (지하수위의 y좌표)

0.1 (1일 성토고(m)) 1.5 (사면 기울기) 72.0 (성토체 중심의 x좌표)

2.0 (배수조건) 3.0 (배수거리(m))

0.005 (c_v (m²/day)) 1.0 (초기 비배수전단강도(tf/m²))

1.3 (최소허용안전율) 50.0 (방치소요 평균압밀도)

35.0 65.0 15.0 39.5 (가상활동원 중심 검토범위)

4.3 출력 결과

Elapsed Time	Embank Height	Fs
0	.1	51.475
1	.2	29.360

2	.3	18.656
3	.4	13.981
4	.5	11.246
5	.6	9.784
6	.7	8.042
7	.8	6.577
8	.9	5.864
.	.	.
.	.	.
.	.	.
757	5.7	1.581
758	5.7	1.582
759	5.7	1.582
760	5.7	1.582
761	5.7	1.582
762	5.7	1.583
763	5.8	1.387
764	5.9	1.465
765	6.0	1.450
766	6.1	1.554

로 이루어지고 이 기간동안 점토지반에 발생되는 압밀과정과 이로 인한 비배수전단강도의 증가가 발생하게 된다.

따라서 강도증가율 고려여부에 따른 한계성토고의 변화 그리고, 강도증가율을 고려할 경우 압밀계수(c_v)와 성토 재하속도가 한계성토고에 미치는 영향을 살펴본다.

해석단면은 그림 7과 같고, 본 연구에서의 최소허용안전율(Duncan, 1992)은 Duncan이 성토 완료직후와 다단계성토의 경우에 사용하도록 제안한 1.3의 값을 사용하였다.

5.1 강도증가율 고려여부에 따른 한계성토고(H_{cr}) 비교

강도증가율을 고려하지 않는 경우에 대해서는 사면안정해석에서 일반적으로 이용되는 프로그램인 PC-STABL을 사용하여 해석하였고, RSI-SLOPE 프로그램으로 해석시에는 강도증가율을 고려하는 경우와 하지 않는 경우로 나누어서 해석하였다. 해석결과는 표 2에 나타난 바와 같다.

5. 한계성토고 비교

연약지반 위에 성토 설계를 할 경우 방치기간 없이 성토 가능한 최대높이가 얼마인가를 결정해야 한다. 이 최대높이를 한계성토고(H_{cr})라고 하는데 종래에는 순간재하로 성토하중이 일시에 재하되었을 때, 최소허용안전율을 만족하는 최대높이를 한계성토고로 추정하였다.

그러나 실제 현장에서는 하중재하가 점중재하

5.2 강도증가율 고려시의 한계성토고

5.2.1 압밀계수(c_v)의 영향

강도증가율을 고려하여 한계성토고를 구할 경우 압밀계수의 변화에 따른 영향을 살펴보기 위해 압밀계수를 0.02~0.002 m^2/day 로 변화시켜서 해석하였다. 해석결과는 표 3과 같고, 그림 8은 압밀계수 변화에 따른 한계성토고와 강도증가율

표 2. 강도증가율 고려여부에 따른 한계성토고

해석 프로그램	하중재하 type	강도증가율	한계성토고 (H_{cr})	비 고
PC-STABL	순간재하	고려 안함	2.8m	
	순간재하	고려 안함	3.0m	
RSI-SLOPE	점중재하 (0.1 m/day)	0.25	4.7m	배수거리(H_{DR}) = 3m $c_v = 0.005 m^2/day$

표 3. 압밀계수 변화에 따른 한계성토고 비교

c_v (m ² /day)	강도 증가율	배수거리 (H_{DR})	재하속도 (m/day)	한계성토고 (H_{cr})
0.02	0.25	3m	0.1	5.2m
0.008	0.25	3m	0.1	4.8m
0.005	0.25	3m	0.1	4.7m
0.002	0.25	3m	0.1	4.7m

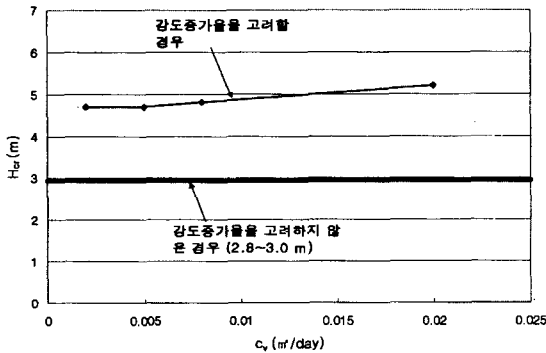


그림 8. 압밀계수의 변화에 따른 한계성토고

을 고려하지 않은 한계성토고를 비교한 것이다.

5.2.2 성토하중 재하속도의 영향

현장에서의 성토하중 재하속도(단위시간에 대한 성토하중)는 현장여건이나 작업능력에 따라 달라질 수 있으므로 이에 대한 영향을 살펴보기 위해 성토하중 재하속도를 0.1~0.3 m/day로 변화시켜서 해석하였다. 해석결과는 표 4와 그림 9와 같다.

6. RSI-SLOPE 프로그램을 이용한 성토설계 예

6.1 해석조건

해석단면은 그림 7과 같고 해석조건은 표 5에 나타난 바와 같이 압밀계수 변화에 따른 경우 (CASE I~III)와 배수거리 변화에 따른 경우 (CASE I, IV~VI)로 나누어서 해석하였다.

표 4. 성토하중 재하속도 변화에 따른 한계성토고 비교

재하속도 (m/day)	강도 증가율	배수거리 (H_{DR})	c_v (m ² /day)	한계성토고 (H_{cr})
0.1	0.25	3m	0.02	5.2m
0.15	0.25	3m	0.02	5.1m
0.2	0.25	3m	0.02	4.8m
0.25	0.25	3m	0.02	4.75m
0.3	0.25	3m	0.02	4.5m

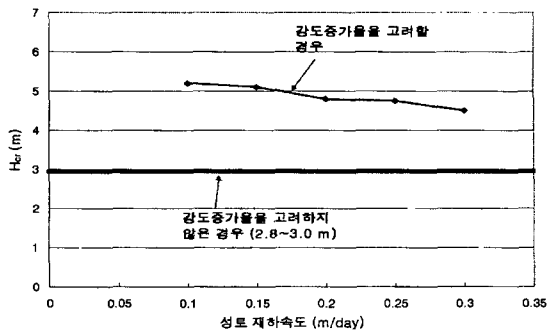


그림 9. 성토 재하속도 변화에 따른 한계성토고

표 5. 해석조건

구 분	조 건	c_v (m ² /day)	배수거리 (H_{DR})	강도 증가율		재하속도 (m/day)
				증가율	재하속도	
c_v 의 변화	CASE I	0.02	3m	0.25	0.1	
	CASE II	0.008	3m	0.25	0.1	
	CASE III	0.005	3m	0.25	0.1	
배수거리의 변화	CASE IV	0.02	4m	0.25	0.1	
	CASE V	0.02	5m	0.25	0.1	
	CASE VI	0.02	6m	0.25	0.1	

6.2 해석결과

RSI-SLOPE 프로그램을 실행시키면 경과시간에 대한 성토고와 안전율이 얻어지고, 계획성토고까지 최소허용안전율을 만족하는 성토완료기간을 구할 수 있다. 표 5에 나타난 바와 같이 여섯 가지 CASE에 대한 해석결과 아래의 표 6과 같이 단계별 한계성토고와 단계별 방치기간, 그리고 성토완료기간을 구할 수 있었다.

표 5. 해석조건

구분	조건	c_v (m ² /day)	배수거리 (H_{DR})	강도 증가율	재하속도 (m/day)
c_v 의 변화	CASE I	0.02	3m	0.25	0.1
	CASE II	0.008	3m	0.25	0.1
	CASE III	0.005	3m	0.25	0.1
배수 거리 변화	CASE IV	0.02	4m	0.25	0.1
	CASE V	0.02	5m	0.25	0.1
	CASE VI	0.02	6m	0.25	0.1

표 6. RSI-SLOPE 프로그램의 해석결과

구분	조건	1차성	2차성	3차성	각 성토후의 방치기간*	성 토 완료기간 (day)
		토고 (m)	토고 (m)	토고 (m)		
c_v 의 변화	CASE I	5.2	6.8	7.8	88	344
	CASE II	4.8	5.7	7.8	220	740
	CASE III	4.7	5.7	7.8	353	1139
배수 거리 변화	CASE IV	5.2	5.7	7.8	157	551
	CASE V	5.2	6.3	7.8	245	815
	CASE VI	5.2	6.3	7.8	353	1139

* U = 50%에 이르는 시간

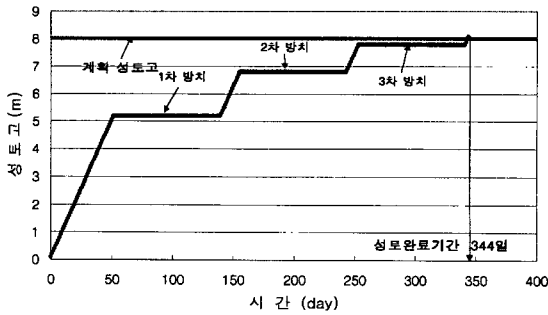


그림 10. CASE I의 경과시간에 대한 성토고

여기서, 단계별 방치기간은 평균압밀도(U)가 50%까지 증가하는데 소요되는 기간을 산정한 것으로 사용자의 공학적 판단에 따라 여러 가지 값으로 변화시킬 수 있고 각 단계별로 달리 입력하여 결정할 수 있다.

6.2.1 CASE I의 해석결과

Case I에 대하여 경과시간에 대한 성토고는

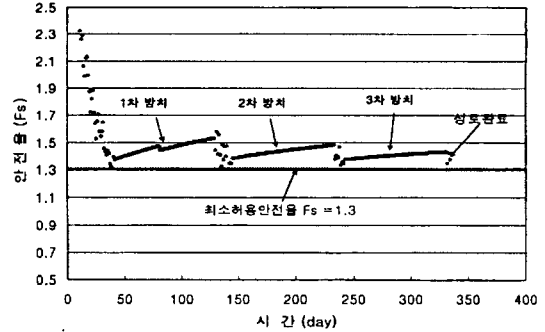


그림 11. CASE I의 경과시간에 대한 안전율 경로

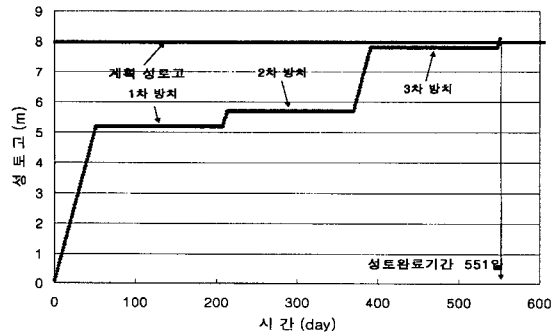


그림 12. CASE IV의 경과시간에 대한 성토고

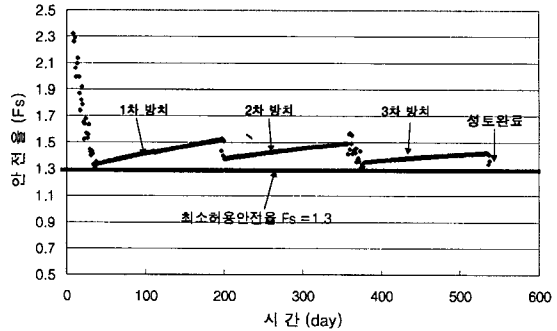


그림 13. CASE IV의 경과시간에 대한 안전율 경로

그림 10과 같고, 경과시간에 대한 안전율 경로는 그림 11과 같다.

6.2.2 CASE IV의 해석결과

Case IV에 대하여 경과시간에 대한 성토고는 그림 12와 같고, 경과시간에 대한 안전율 경로는 그림 13과 같다.

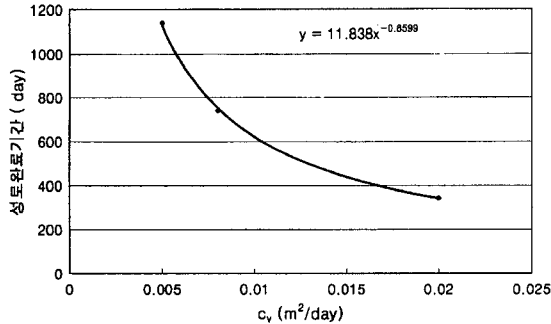


그림 14. RSI-SLOPE 해석에 의한 압밀계수와 성토완료시간의 관계

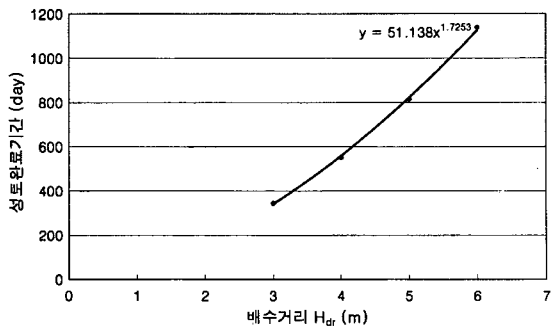


그림 15. RSI-SLOPE 해석에 의한 배수거리와 성토완료시간의 관계

6.2.3 CASE별 성토완료시간

그림 14는 압밀계수의 변화에 대한 성토완료시간을 근사식으로 추정한 것이고, 그림 15는 배수거리의 변화에 대한 성토완료시간을 근사식으로 추정한 것이다.

7. 결 론

본 연구에서는 정규압밀상태인 연약지반 위의 성토의 안정해석시 점증성토와 방치기간을 고려할 수 있고, 압밀경과시간과 지반의 깊이에 따른 강도증가율을 고려할 수 있는 프로그램(RSI-SLOPE)을 개발하였다. 이 프로그램을 사용하여 가정된 지반에 대해 성토설계를 실시한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 강도증가율 고려여부에 따른 한계성토고를

비교한 결과, 강도증가율을 고려한 한계성토고는 4.7m(성토 경과시간 46일, $c_v=0.005m^2/day$, H_{DR} (배수거리)=3m일 경우)이고, 강도증가율을 고려하지 않은 한계성토고는 2.8~3.0m이다.

- 2) RSI-SLOPE 프로그램을 사용하면 최소허용 안전율을 만족하는 성토완료시간과 방치기간을 구할 수 있기 때문에 점증재하와 방치기간의 적절한 조합에 의해 보다 효과적인 성토계획 및 설계가 가능할 것으로 생각된다.
- 3) RSI-SLOPE 프로그램을 이용하여 성토설계를 실시한 결과, 최소허용안전율을 만족하는 성토완료시간은 점토의 비배수전단강도와 압밀에 관한 토질정수(c_v , H_{DR} , U 등)에 따라 달라지기 때문에 대상지반에 대한 전단과 압밀거동의 특성을 정도 높게 평가하여 프로그램 해석에 반영해야 한다고 생각된다.
- 4) RSI-SLOPE 프로그램을 보다 실용화하기 위한 앞으로의 과제는 연직드레인이 타설된 경우와 매트로 보강된 경우에 대해서도 해석이 가능한 프로그램으로 발전시켜서, 시공현장의 실측자료와 비교할 수 있도록 하는 것이라고 생각된다.

참 고 문 헌

1. Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996), "Soil Mechanics in Engineering Practice", 3th edition, pp. 171-173
2. Atkinson, J. H. and Bransby P. L. (1968), "The Mechanics of Soils-An Introduction to Critical State Soil Mechanics", p.189.
3. Mesri, G. (1975), "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", ASCE, GT4, Vol. 101, pp. 409-412.
4. Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968), "Critical state soil mechanics", McHraw-Hill, London.
5. 日本土質工學會編, 土質試驗法, 第2回改訂板, pp. 6-4-1~6-5-35.
6. Wroth, C. P. (1984), "The interpretation of in-situ

- soil Tests”, Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.
7. Mayne, W. P. (1985), “Stress Anisotropy Effects on Clay Strength”, ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 358-366.
 8. Sivakugan, N., Holtz, R. D. and Chameau, J. L. (1988), “ CK_0UC Shear Strength of Normally Consolidated Clays from $CIUC$ Tests”, ASCE, Vol. 114, No. 3, pp. 284-295.
 9. 권오순 외 3인(1995), “정규압밀점성토의 이방성에 관한 연구,” 한국지반공학회지, Vol. 11, No. 1, p. 48.
 10. 梅崎健夫, 落合英俊, 林重德 (1994a), “ K_0 壓密・平面ひずみ状態における粘土の非排水強度特性,” 日本土木學會論文集, No. 505, III-29, pp. 257-265.
 11. 梅崎健夫, 落合英俊, 林重德 (1994b), “壓密過程における粘土の非排水強度特性の評価法,” 日本土木學會論文集, No. 505, III-29, pp. 307-317.
 12. Anderson, M. G. and Richard, K. S. (1987), “Slope Stability”, John Wiley & Sons, pp. 11-75.
 13. Duncan J. M. (1992), “Static stability and deformation analysis”, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 31, State-of-the-art, Proc, Vol. 1, p. 225.
- (접수일자 1998. 12. 4)