

# 계측관리를 통한 연약지반상 성토의 안정성에 대한 연구

## A Study on the Stability of Embankment on Soft Ground through Measure Control

박성재\*<sup>1</sup> ○조경태\*<sup>2</sup> 정경환\*<sup>3</sup>

---

---

### Abstract

The deformations of ground due to the embankment on the soft clay affect the stability of embankment. This study compares the result of Korea's measured values with foreign's results. And it examines the irregularity of the soil behavior depending on the characteristics of the ground, and the results can be used as the base data for studying the complex factors on the soft ground.

Meanwhile, several problems of applying the conventional methods to the domestic field are also discussed. The purpose of the study is to aid the regulations concerning the safety of the embankment on the soft clay.

Especially, consideration of depth of the soft ground, embankment height and stress history, etc. should be added to existing factors of correlation between the lateral displacement and the vertical displacement.

### 요 지

연약지반상 성토에 따른 지반의 변형은 성토체체의 안정성에 큰 영향을 미친다. 따라서, 지반의 여러가지 특성에 따른 거동에 대해 살펴보았으며, 이는 복합적인 요인을 가진 성토체체 안정성 분석의 기초자료로 삼을 수 있으리라 본다. 그리고, 이러한 영향에 대해 국내의 현장 계측결과와 외국사례의 경우를 비교하였다.

한편, 기존의 안정성 분석 방법에 대하여 국내의 현장 적용에 있어 몇가지 문제점들을 국내의 사례와 비교·검토하였다.

\*<sup>1</sup>정회원, 부산대학교 토목공학과 교수

\*<sup>2</sup>정회원, 부산대학교 토목공학과 박사과정

\*<sup>3</sup>정회원, (주) 동아지질, 품질관리부 부장

본 연구의 목적은 연약지반 성토시 제체의 안정성에 관한 기존의 방법들에 대한 검정과 보완을 하기 위해서이고 진행되는 연구의 일부에 해당한다. 특히, 종래의 방법들은 측방변형량과 연직침하량의 관계에 대해서만 의존하고 있으나, 이를 바탕으로 연약층의 심도, 성토높이, 응력이력 등 복합적인 요인들에 대해서도 면밀한 분석이 있어야 한다 것을 보였다.

---

## 1. 서론

연약지반상에 도로나 철도등의 건설을 위하여 성토를 실시할 때에는 토질 조사, 실험 및 설계의 과정을 거쳐 공사를 하게 되지만, 각각의 지반에 대한 토질역학적인 특성의 차이와 현장여건의 특수성등에 의해 설계 당시와 비교할때 예상대로 이루어지지 않는 경우가 상당히 있다. 그리고, 이와 더불어 연약점토의 거동에 관한 이해의 부족, 토성치에 대한 신뢰도, 토질조사의 미비로 인한 지반에 관한 정보 부족 등으로 인하여 위에서 언급한 바와 같이 예측한 지반의 변형과 실제의 변형량이 차이를 보인다.

따라서, 이러한 문제점들을 보완하기 위해 현장에서는 i) 계측관리를 통하여 축적된 자료의 분석, ii) 시험성토자료를 통한 연약지반의 설계 및 iii) 각 단계별 성토에 따른 확인조사와 토질실험 등을 통하여 재반영시키므로써 그 오차를 줄일 수 있도록 해야 한다. 하지만, 현장에서는 ii)와 iii)의 경우, 예산 부족등으로 인해 몹시 어려운 것이 현실이다. 이러한 현장여건을 감안할 때, 현장에서의 시공은 부득이 i)에 크게 의존하는 경우가 많다.

본 연구에서는 i)을 바탕으로 한 안정성 분석에 대한 연구를 수행하였다. 그런데, 실측치를 분석하는 안정성 분석방법들 가운데 현재 많이 사용하고 있는 안정성 분석방법들은 외국에서 제안되었기 때문에, 이 방법들을 우리나라의 지반에 적용하기 위해서는 반드시 검정을 거쳐야 될 것으로 생각된다. 안정성 분석의 경우, 연약한 지반이 널리 분포해 있는 캐나다를 비롯한 북아메리카와 노르웨이, 스웨덴, 영국, 프랑스등의 유럽과 말레이시아, 홍콩, 일본등 아시아 일대의 여러 나라에서 활발한 연구가 이루어져 왔으나, 반면에 우리나라에서는 아직까지 이렇다 할 연구성과가 없는 실정이다.

본 연구는 연약지반상에 성토시 현장에서의 성토제체의 안정성에 대하여 실제 계측 결과(한국도로공사 영남권 건설사업소 관내)를 중심으로 분석하고자 한다.

## 2. 연약지반 성토에 대한 안정성 분석

### 2-1. 안정성 분석방법

연약지반의 성토에 대한 안정성 분석방법은 크게 3가지로 분류할 수 있다.

#### ① 극한 평형법에 의한 분석방법

성토 제체의 활동에 대한 사면의 안정성을 검토하는 것으로 이미 제안 또는 개발되어 있는 기존의 사면안정해석 프로그램을 사용하면, 비교적 간단하게 해석할 수 있을 뿐만 아니라 실무에도 거의 정착되어 있다고 할 수 있다. 극한평형법의 안정해석은 비배수 단기안정 해석을 실시하는 것이 일반적이지만, 배수 및 부분배수를 고려한 성토 지반하부의 변형분제와 측방변위로 인

한 인접지역에의 영향까지 고려<sup>1)</sup>하고자 한다면, 이 해석만으로는 곤란할 것이다. 다시말하면, 극한평형법에 의한 해석결과는 연약지반의 성토에 대한 하부지반의 변형상태를 나타낼 수는 없고 정량적인 수치의 안전률만을 나타내므로 실제 시공시 현장에서의 안정성을 판별하는데에는 한계가 있다. 또한, 이러한 극한 평형법은 많은 가정들을 내포<sup>17)</sup>하고 있으므로, 실제 지반의 거동과는 큰 차이를 보일 수도 있으므로 극한 평형법에 의해 설계된 성토에 대해 시공시 이점에 대해서도 유의가 필요하다. 그림-1은 극한평형법에 의한 사면안정해석 결과시 안전률과 성토고의 상호관계를 나타낸 것이다. 여기서, FAILURE1은 외국사례<sup>10)</sup>에 대한 것이며, FAILURE2는 국내의 경우에 대한 파괴사례를 표시한 것이다.

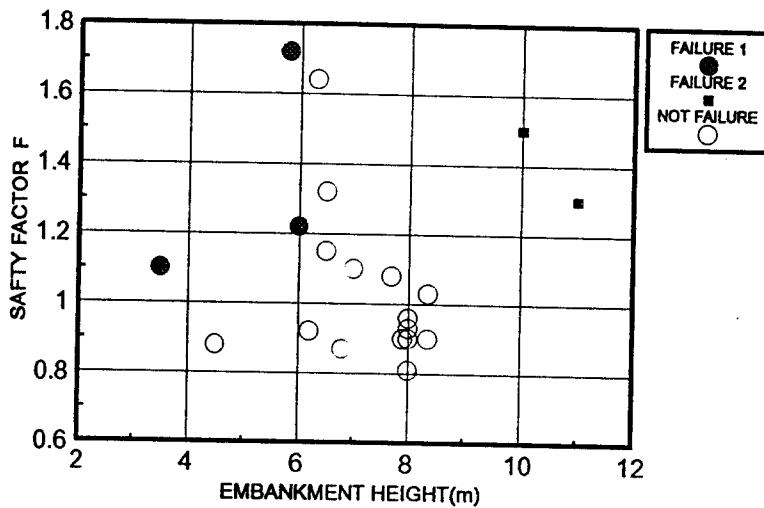


그림-1 극한평형법에 의한 안전률과 성토고의 관계

### ② 수치해석에 의한 방법

수치해석은 탄성해석과 탄소성해석 그리고 연약지반상의 하중 증분에 따른 하부 지반의 응력~변형률의 변화와 시간의 의존성을 시뮬레이션하는 Cam-Clay나 關口-太田 등의 모델들이 제안되어 있으나, 이 모델들은 실제 지반의 복잡한 지층구성과 토질시험에서 구해진 토질정수 선정이 그다지 쉽지가 않는 문제점을 안고 있다. 하지만, 이 방법은 지반의 변형을 미리 예측할 수 있는 장점이 있다.

본 연구에서는 탄성론에 의한 수치해석 결과에 대한 지반거동을 현장에 적용하여 실측치와 이론치를 비교·분석하였다.

### ③ 계측 관리를 통한 분석방법

연약지반인 경우 성토기간이 상당히 길어질 수 있으므로, 성토중 방치기간 사이의 부분적인 배수와 성토완료후의 지반의 크리프 효과(creep effect)등에 의한 변형뿐 아니라 해석에 사용되는 제반 토질정수 결정의 어려움등으로 인해 앞의 두가지 분석방법만으로는 한계가 있으므로 현장에서 보다 원활한 시공을 위해서는 이러한 한계를 극복할 수 있는 계측관리를 통한 분석 방법이 추가 보완되어야 할 것이다.

일반적으로 대표적인 안정성 분석 방법에는 ① 柴田 徹·關口秀雄(Sibata·Sekiguchi) 방법<sup>4)</sup>, ② 松尾·川村(Matsuo·Kawamura) 방법<sup>5)</sup>, ③ 富永·橋本(Tominaga·Hashimoto) 방법<sup>6)</sup>, ④ 栗原·一本(Kurihara·Ichimoto) 방법<sup>7)</sup>, ⑤ 福田光治(M.Hukuda) 방법과 ⑥ 지중의 과잉간극수압에 의한 방법(NGI)<sup>11)</sup> 및 ⑦ Silvestri 방법<sup>12)</sup> 이 있다. 이외에도 성토속도에 의한 방법, 하루당 수평

변형량에 의한 방법 및 Marche-Chapuis 방법 등이 있다. 이러한 안정성 분석방법 가운데 거의 대부분 방법들은, 일정한 시간 내에 연직침하량의 증분량( $\Delta Sv$ )보다 측방변형량 증분량( $\Delta Sh$ )이 크게 되면 성토체체가 불안정하다고 판단하는 것들이다. 그러므로, 이 방법들은 시간의 경과에 따른 연직 변형량과 측방변형량의 관계를 어떻게 표현하느냐에 따라 조금씩 차이를 달리했을 뿐 문제의 인식은 동일하다고 볼 수 있다. 하지만, ⑦의 Silvestri 방법은 지층의 두께와 성토 높이, 지층의 전단강도 등에 대한 상호관계를 이용한 것으로서 사면의 안정해석과 유사하다.

## 2-2 계측관리 방법에 의한 분석결과

그림-2는 EMMS 프로그램<sup>2)</sup>을 사용하여 위의 방법들 가운데 ②, ③, ④, ⑤에 대해 우리나라 고속도로 현장에서 발생한 파괴사례를 분석한 것이다.

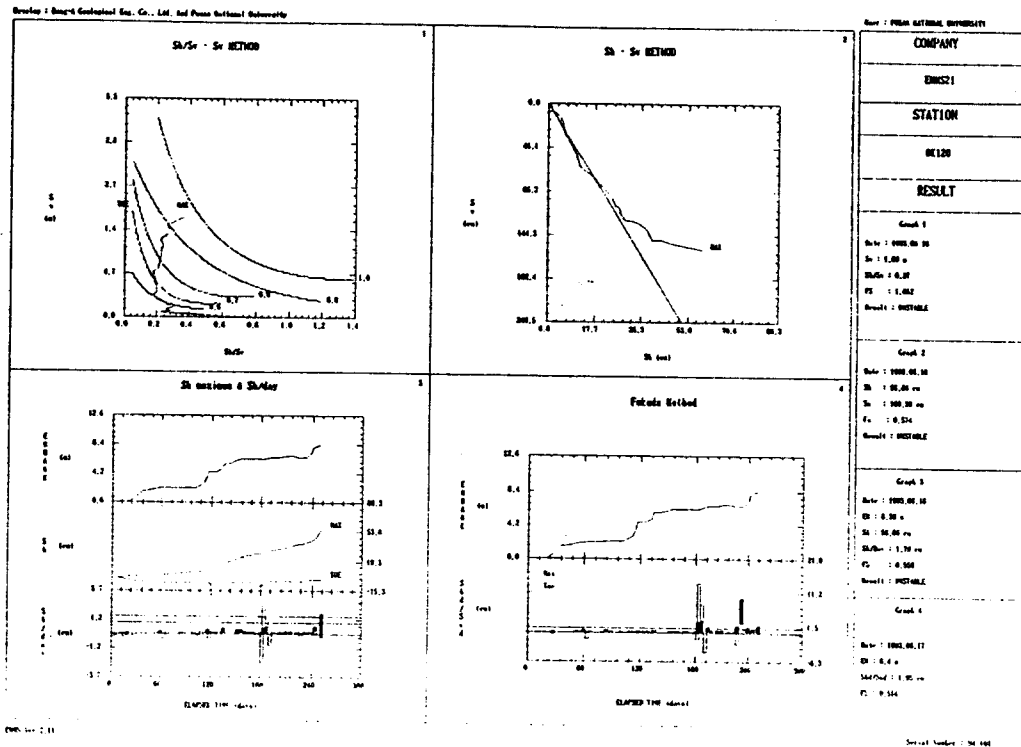


그림-2 EMMS 프로그램을 사용한 안정성 분석 결과

이 분석 결과는 전단 파괴되기 바로 직전의 결과로써 매우 흥미로운 결과를 불러 일으킨다. 이 결과후 지반은 전단파괴가 발생하였으며 결과적인 측면에서 계측결과에 의한 안정성 분석결과는 상당한 신뢰성이 있음을 확인할 수 있었다. 그런 기법을 총괄하여 개발한 프로그램인 EMMS는 성토시공 현장에서 안정적인 관리를 위하여 매우 유익한 프로그램이지만, 여기에는 몇가지 유의해야 할 사항이 있다.

첫째, EMMS에서 나타난 결과는 시공성 여부를 평가하는데 귀중한 자료가 된다. 하지만, 현장에서는 이 결과만을 단순하게 과신해서는 안되며 현장계측 결과를 토대로 지반공학적인 개념이 있는 현장 기술자의 판단이 필요하다.

둘째, EMMS프로그램은 어디까지나 경험적인 성격을 띠고 있으며, 현장 계측치와 지역성(locality)을 감안해야 하며 경험법의 규준도 이러한 요인들에 따라서 재설정되어야 한다(표-4-1, 4-2 참조).

암말 침하와 측방변형의 관계는 대체적으로 동일 단계내에서는 일정한 기울기를 가지는 것으로

나타났다(그림-3).

초기 성토시 지반의 상태는  $K_0$  압밀과 유사한 상태에 놓이므로 연직 침하에 비해 측방 변형은 상대적으로 매우 작을 것이다. 이후 성토시공이 계속 진행될 경우 성토하중의 증가로 선행압밀 응력( $p_v'$ )을 초과하는 시점에서 측방변형량이 급격히 증가하여 측방변형량과 압밀침하량의 비 ( $S_H/S_V$ )는 크게 나타나게 되고 이는 성토체 및 지반의 안정성이 저하됨을 나타낸다.

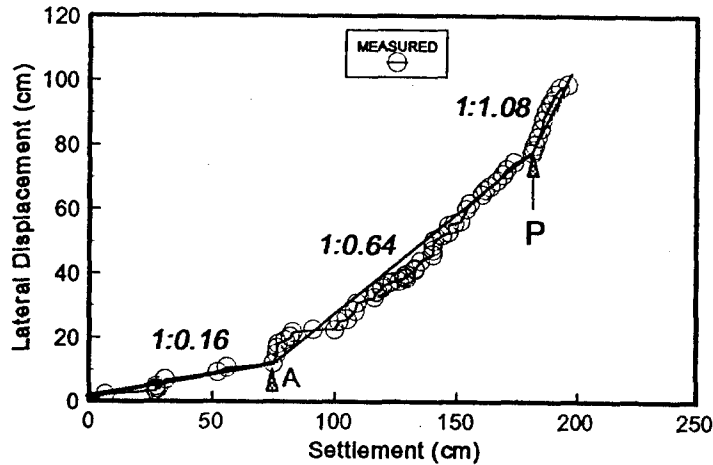


그림-3 성토에 따른 연직 침하와 측방변형의 관계

EMMS 분석 결과로 이러한 특징을 살펴볼 때, 초기 A지점 전후에서는 松尾·川村방법과 富永·橋本 방법 등이 안정한 것으로 나왔으며, P점 이후에서는 松尾·川村방법 및 富永·橋本 방법에 의한 결과가 불안정한 것으로 나왔다. 따라서, 성토 시공 후반에 갈수록 시공 관리에 보다 각별한 주의를 필요함을 알 수 있다.

### 3. FEM에 의한 변형해석

#### 3.1 유한요소에 의한 안정성 분석

지반의 변형해석은 해석치와 계측치를 비교분석하고 설계 및 시공관리에 도움을 주기 위해 필요한 것이다. 여기서, FEM에 의한 변형 해석은 빼놓을 수 없는 분석방법의 하나이다. 일반적으로 연약 지반 성토상의 지반거동에 대한 분석은 시험성토가 시행되지 못한 상태에서는 그 예측이 매우 힘들며 따라서, 예상하는 연직침하와 측방변형 문제에 대한 해석은 유한 요소법이나 유한 차분법에 의한 해석에 크게 의존하게 된다.

본 연구에서는 탄성론에 의한 유한요소법으로 실측치와 비교·분석하였다.

#### 3.2 낙동강 하구 퇴적토 해석에

본 연구에서 적용한 대상지반은 낙동강 하구 퇴적지반으로써, 92년 11월부터 현재까지 진행중에 있는 ○○ 고속도로 공사 구간이다.

이 지역은 실제로 성토 공사중에 전단파괴가 발생(93.8.)한 곳으로 수치해석의 결과와 계측치에 의한 결과의 비교사례로써 좋은 예가 될 것으로 사료되어 대표 단면으로 선정하였다(그림-4).

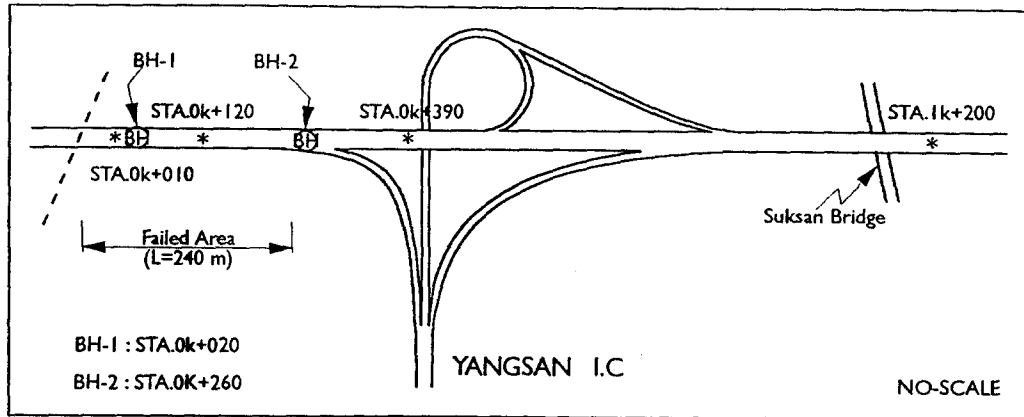


그림-4 ○○ 고속도로 현장 평면도

지반모델 형상은 연약지층두께는 약 25m이며, 성토고는 8.4m, 성토의 저부폭은 60m이다(그림-5 참조). 경계조건은 최하단을 x,y 양방향 고정절점으로, 양끝 측면은 x방향만 고정절점으로 처리하였으며 요소수는 총 287개를 절점수는 총 323개를 사용하였다.

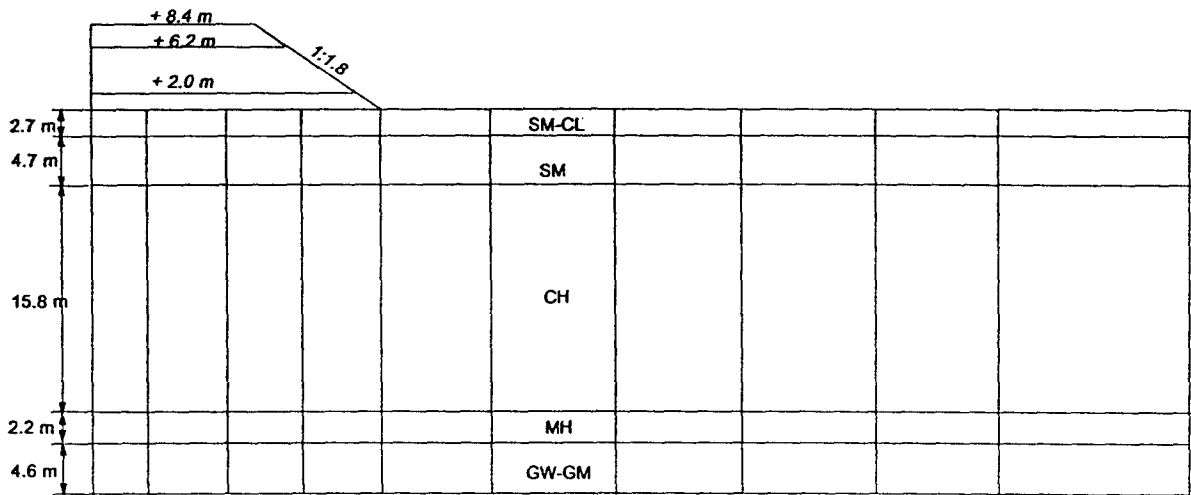


그림-5 FEM 해석에 사용된 지층구분

입력자료(토질절점수)는 시공당시 토질시험에서 구한 값을 중심으로 선정하였다(표-1 참조)<sup>3)</sup>. 성토에 관한 시공 일정은 단계 성토로써 총 10단계로 나누어 해석하였다(표-2 참조).

표-1 수치해석에 사용된 토질 매개변수

심도 (m)	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	E (t/m <sup>2</sup> )	k (cm/sec)	$\nu$	비고
0~ 2.7	1.85	200	1.0E-7	0.45	탄성
2.7~7.4	1.87	500	1.0E-4	0.3	탄성
7.4~12.0	1.65	70	0.15E-7	0.49	탄성
12.0~25.4	1.83	400	1.0E-6	0.45	탄성
25.4~30.0	1.9	3300	1.0E-3	0.3	탄성
성토재	1.8	1000	1.0E-4	0.3	탄성

\* 단, 드레인 처리 지반의 투수계수는 k=1.0E-5 cm/sec인 환산투수계수 사용함.

### 3.3 해석치와 계측치의 비교

현장 계측에 의한 안정성 분석방법의 사용을 감안하여 해석치와 계측치의 수평변형량은 성토의 선단직하부에서 가장 큰 값을 채택하였으며, 연직침하량은 동일하게 성토의 중앙직하부 지점의 값을 채택하였다.

표-2 수치해석에 사용된 단계성토와 기간(탄성인 경우)

단 계	성토고(m)	성토기간(일)	방치기간(일)	비고
1	1.0	30		
2	2.0	30		
3			50	
4	3.0	10		
5	4.0	10		
6	5.0	10		
7	6.2	14		
8			38	
9	7.0	20		
10	8.4	38		
계	8.4	162	88	총 250일

해석치와 계측치에 대한 차이가 클 것으로 예상하였으나, 검토이전의 예상보다 상당히 좋은 경향을 나타내었다(그림-6 참조). 연직침하량은 실측치가 1.6m이고 해석치가 1.28m로써 실측치보다 작게 나타났으며 측방변형량도 실측치가 58.9cm, 해석치가 54cm로서 실측치보다 약간 작게 나타났다. 대상지반을 드레인 처리한 구역과 무처리 구역으로 각각 나누어 실시하였으며 따라서 드레인 처리한 지반의 투수계수는 순수모래지반과 점토지반의 투수계수의 중간정도의 값인 k=1.0E-5 cm/sec으로 가정하였다.

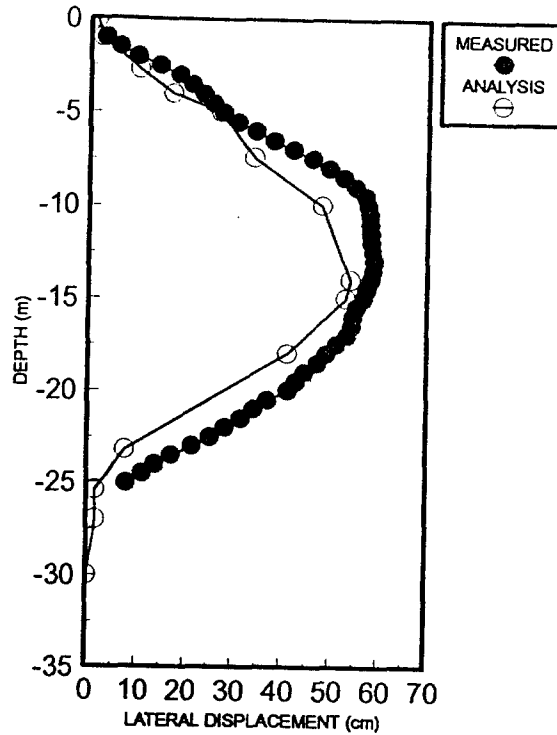


그림-6 성토사면 선단하부지반의 측방변위(OK120)

#### 4. 현장계측에 의한 안정성 분석 및 고찰

##### 4.1 柴田 撤·關口秀雄 방법<sup>4)</sup>

그림-7은 측방변형량의 증분( $\Delta Sh$ ) 및 성토하중증분( $\Delta q$  또는  $\Delta h$ )의 상호관계를 나타낸 것이다. 柴田 撤·關口秀雄이 제안한 이 안정성 분석방법은 측방변형량의 증분( $\Delta Sh$ ) 및 성토하중증분( $\Delta q$ )의 상호관계를 근거로 한 것이다. 이 방법의 원리는 비배수 조건하에서 일정한 단계성토로 시공할 때의 성토하중증분에 대한 측방변형량 증분의 거동을 나타낸 것이다.

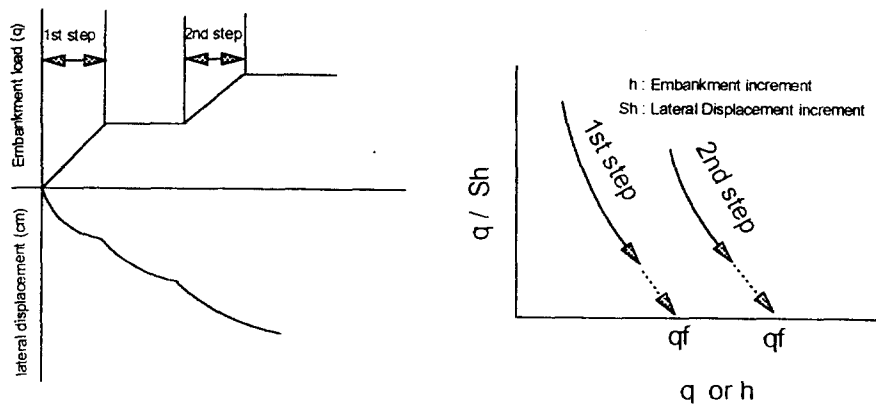


그림-7 성토에 따른 성토하중과 측방변형량의 관계<sup>4)</sup>

하지만, 본연구에서 사용한 실측치에서 얻은 값을 시간의 경과에 따른 성토와 측방변형에 대해 도식화한 결과 잘 맞지 않는 경향을 보였다(그림-8). 이 이유는 柴田 撤·關口秀雄방법이 일정한 재하 단계하의 점토지반은 비배수 상태를 가진다는 이론을 바탕으로 한 것이지만, 배수처리한



연약지반에서는 이와같은 거동을 기대하기는 다소 문제점이 있을 것으로 판단되고 또한 성토시 공중에 측정횟수가 빈번해야 사용할 수 있을 것 같다. 그림-8은 현장의 실측치를 柴田 撤・關口 秀雄방법으로 도식화한 것으로 실선과 같은 거동과는 큰 차이를 보이고 있다. 이는 현장에서 계측한 재하하중(=성토)의 증분에 비하여 측방변형량의 값이 상대적으로 크고 또한 방치기간 중에도 상당량의 측방변형이 발생하기 때문일 것으로 판단된다. 따라서, 현재까지의 분석결과로만 볼 때, 柴田 撤・關口 秀雄방법에는 다소의 검증이 필요하며 경우에 따라서는 보완·수정이 필요할 것으로 판단된다.

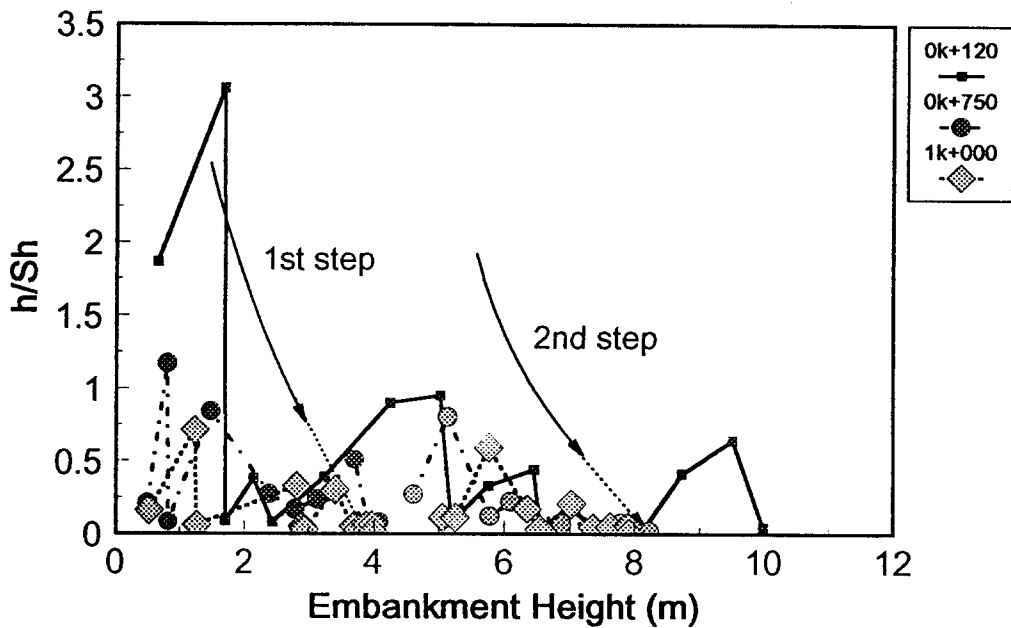


그림-8 현장 계측에 의한 성토 하중과 측방변형량의 관계

#### 4.2 기타 안정성 분석 방법

##### ① 松尾・川村(Matsuo・Kawamura) 방법<sup>5)</sup>

성토파괴된 성토사례를 토대로 측방변형량( $S_h$ )/연직침하량( $S_v$ )의 비에 대한 연직침하량의 관계에 의하여 안정성을 분석하였다. 이 관계가 그림-9처럼 거의 각각 독립된 하나의 곡선상에 오는 것을 제안하였는데 이 곡선을 파괴기준선이라 부른다. 파괴기준선에 대한 식은 다음과 같으며, 또한, 등치선은 크게 5개로 나누어지는데 각각의 값들은 표-3과 같다.

$$S_r = a \exp [ b(S_h/S_v)^2 + c (S_h/S_v) ] \quad \text{-----(1)}$$

표-3 등치선의 종류에 따른 매개변수의 값

$q/q_r$	a	b	c	$S_h/S_v$ 의 범위
1.0	5.93	1.28	-3.41	$0 < S_h/S_v \leq 1.1$
0.9	2.8	0.4	-2.49	$0 < S_h/S_v \leq 1.2$
0.8	2.94	4.52	-6.37	$0 < S_h/S_v \leq 0.8$
0.7	2.66	9.68	-9.97	$0 < S_h/S_v \leq 0.6$
0.6	0.98	5.93	-7.37	$0 < S_h/S_v \leq 0.6$

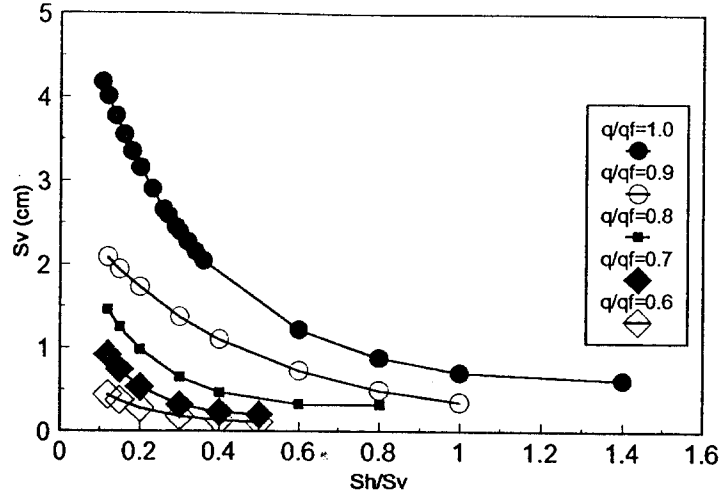


그림-9 연직침하량과 측방변형량의 관계를 나타낸 등치선<sup>5)</sup>

이 방법의 근본적인 원리는 동일한 시간에서 연직침하량에 비하여 측방변형량이 클 경우 성토제체가 불안정하다고 판정하는 것이다. 이 방법에서의 불안정 판단 기준은 다음의 세가지 방법에 의해 행해진다.

- i)  $\frac{S_h}{S_v} \geq 0.6$
- ii)  $S_h \geq 0.1$  에서  $\frac{P_j}{P_f} \geq 0.95$
- iii)  $\frac{P_j}{P_f} \geq 0.3$  에서  $-1 \leq \alpha < 1$

② 富永·橋本(Tominaga·Hashimoto) 방법<sup>6)</sup>

$S_h - S_v$  관계는 그림-10과 같이  $S_v$ 축에 대하여 임의의 기울기  $\theta$ 를 갖는 E직선상에 놓인다. 아래의 그림과 같이 각  $a_1, a_2$ 를 관찰할 수 있는데, 이 각들의 크기가  $a_2 \geq 0.7$  또는  $a_2 \geq a_1 + 0.5$ 이면 불안정으로 판단한다. 이것은 富永·橋本 제1방법이다. 이를 다소 보완한 것으로 원점으로부터 현재까지 측정된 1/3시점에서  $S_h - S_v$ 의 기울기  $\theta$ 와 판단하고자 하는 시점의 기울기를 비교하여 1.2이하이면 불안정하다고 판단하는 방법이 제2방법이다.

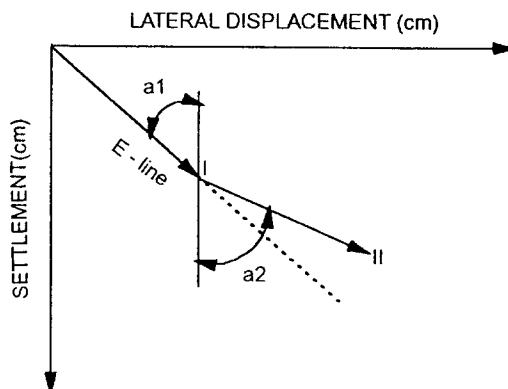


그림-10 富永·橋本 방법에 대한 연직침하량과 측방변형량의 관계

### ③ 栗原・一本( Kurihara, Ichimoto) 방법<sup>6)</sup>

栗原・一本 성토법면 선단부의 측방변형속도가 임의의 한계치를 넘지 않도록 시공관리하는 방법을 제안하였다. 이 방법에서는  $\frac{\Delta S_h}{\Delta t}$  의 한계치에 대한 값이 안정성 판단의 가장 큰 요소가 된다. 栗原는 이 한계치를 2cm/day로 설정하였으며 본 연구에서 사용된 하루당 측방변형량은 1~1.5cm/day이다.

### ④ 福田光治(M.Hukuda) 방법

福田光治는 경험적으로 연직침하량 증분과 측방변형량 증분의 비( $dS_h/dS_v$ )가 1.0을 초과할 경우 불안정하다고 판단하는 방법을 제안하였다.

본 연구에서는 현장 계측에 대한 결과를 이들 4가지 방법을 사용하여 표4-1및2 표4-2 에서와 같이 안정성을 분석하였다. 그 결과, 표4-1의 경우 YK-1구간에서는 富永・橋本 방법이 불안정한 판단으로 나타났으며, YK-2구간에서는 松尾・川村방법이 대체적으로 불안정으로 해석되었다. 표4-2에서는 비교적 계측이 잘 수행된 2공구에 대해서만 분석하였는데 松尾・川村방법과 富永・橋本 방법이 불안정하게 판단되었다. 松尾・川村방법이 불안정하게 나타난 이유는 현장에서 계측한 값이 앞에서 언급한 판단기준 세가지 중 하나에 포함되기 때문이며, 경우에 따라서는 판단기준을 여러 경험적인 실측데이터를 토대로 수정해야 할 것으로 본다. 이는, 많은 경험적인 자료의 축적과 아울러 지역성을 잘 고려해야 한다는 사실을 증명한 것이다.

富永・橋本 방법이 불안정측으로 가는 요인은 안정성 판단 기준이 원점에서 1/3인 지점의 기울기와 현재 시점에서의 기울기의 비가 1.2로써 주어져 있기 때문이며 연직침하량과 측방변형량이 불규칙적으로 크게 발생하는 지역에서는 이 비가 적정하게 수정되어야 할 것으로 판단되고 어떤 면에서는 수정된 방법이 종래의 방법보다 훨씬 불안정측으로 관리하도록 제안되었음을 알 수 있다.

또한 이 4가지 방법에 의한 안정성 분석 결과 안정하다고 나오는 지역에서도 성토제체상부에서 균열이 발생한 사례가 있는 것으로 보아 지반의 특성(=연약 심도, 지반내 토층의 분포 및 기타 조건)과 시공속도 및 강우강도 등을 감안하여 안정성에 대한 규준이 달라져야 한다.

표-4.1 연약지반 성토시공에 따른 안정성 해석 결과 94. 7.

공구 Yk -1	성토고(㎝)	연약심도(㎝)	Sv(m)	Sh(m)	Sh/Sv	DMS를 통한 안정성 해석 결과			
						松尾법	富永법	栗原법	福田법
0k10	10.46	25.5	1.46	0.63	0.432	불안정	불안정	불안정	불안정
0k300	8.75	23.8	2.25	0.03	0.015	안정	불안정	안정	안정
0k100	7.48	25.1	1.28	0.3	0.239	안정	불안정	안정	안정
0k120	10.0	26.0	1.60	0.59	0.367	불안정	불안정	불안정	불안정
0k800	6.91	22.8	1.71	0.04	0.026	안정	불안정	안정	안정
0k320	10.56	23.8	2.36	0.68	0.29	불안정	안정	안정	안정
0k820	6.04	22.8	1.84	0.31	0.168	안정	불안정	안정	안정
1k200	4.58	24.7	0.68	0.15	0.216	안정	불안정	안정	안정
1k250	4.31	24.7	0.71	0.09	0.132	안정	불안정	안정	안정
1k280R	9.59	24.7	2.38	0.17	0.073	안정	불안정	안정	안정
1k380	10.4	24.7	1.98	0.24	0.122	안정	불안정	안정	안정
J0K220	10.32	20.5	2.42	0.66	0.272	불안정	불안정	안정	안정
J0K200	10.55	20.5	2.25	0.12	0.053	불안정	불안정	안정	불안정
공구 Yk -2	성토고(㎝)	연약심도(㎝)	Sv(m)	Sh(m)	Sh/Sv	松尾법	富永법	栗原법	福田법
0k800	7.43	22.0	2.04	0.88	0.43	불안정	불안정	안정	불안정
0k900	7.93	22.0	2.12	0.74	0.348	불안정	안정	안정	안정
1k000	7.91	22.0	2.36	0.72	0.305	불안정	안정	안정	안정
1k100	7.36	23.0	2.12	0.93	0.437	불안정	불안정	안정	불안정
1k200	6.25	23.0	1.76	0.67	0.38	불안정	안정	안정	안정
1k300	6.2	23.0	1.89	0.61	0.323	불안정	안정	안정	안정
1k400	5.78	23.0	1.84	0.63	0.339	불안정	안정	안정	안정
1k500	6.3	23.0	2.77	0.87	0.313	불안정	안정	안정	안정
1k600	5.75	24.0	2.44	0.57	0.234	불안정	안정	안정	안정
1k700	5.16	24.0	2.16	0.59	0.275	불안정	안정	안정	안정
1k800	5.08	24.0	2.42	0.51	0.209	불안정	안정	안정	안정
1k900	4.69	23.0	2.43	0.37	0.153	안정	안정	안정	안정
2k000	4.99	22.0	2.34	0.41	0.175	안정	안정	안정	안정
2k100	4.59	22.0	1.85	0.30	0.16	불안정	안정	안정	안정
2k200	4.79	24.0	1.83	0.33	0.18	안정	안정	안정	안정
2k300	4.87	24.0	1.87	0.27	0.143	불안정	안정	안정	안정
2k400	5.81	29.0	2.23	0.46	0.205	안정	안정	안정	안정
2k500	6.77	29.0	1.93	0.38	0.198	안정	안정	안정	안정
2k600	7.09	29.0	2.00	0.62	0.306	불안정	안정	안정	안정
2k750	5.95	29.0	1.84	0.71	0.386	불안정	안정	안정	안정
2k850	6.30	29.0	1.94	0.65	0.337	불안정	안정	안정	안정

단, 점토의 연약층 심도는 N치 10이하를 기준함.

표-4.2 연약지반 성토시공에 따른 안정성 해석 결과 95. 2.

공구 YK -1	성토고(m)	연약심도(m)	Sv(m)	Sh(m)	Sh/Sv	EMMS를 통한 안정성 해석 결과			
						松尾법	富永법	栗原법	福田법
0k320	10.27	22.8	2.37	0.71	0.301	불안정	안정	안정	불안정
1k200	6.54	24.7	1.34	0.25	0.19	안정	불안정	안정	안정
1k250	7.16	24.7	1.46	0.25	0.17	안정	불안정	안정	안정
JOK220	11.38	20.5	2.58	0.73	0.283	불안정	불안정	안정	안정
공구 YK -2	성토고(m)	연약심도(m)	Sv(m)	Sh(m)	Sh/Sv	EMMS를 통한 안정성 해석 결과			
						松尾법	富永법	栗原법	福田법
0k800	9.36	22.0	2.14	1.14	0.53	불안정	불안정	안정	불안정
0k900	9.57	22.0	2.37	0.99	0.42	불안정	불안정	안정	불안정
1k000	9.47	22.0	2.77	0.94	0.34	불안정	불안정	안정	안정
1k100	8.74	23.0	2.44	1.12	0.46	불안정	불안정	안정	안정
1k200	8.07	23.0	2.07	0.90	0.434	불안정	불안정	안정	안정
1k300	7.74	23.0	2.24	0.82	0.366	불안정	불안정	안정	안정
1k400	8.27	23.0	2.27	0.88	0.388	불안정	불안정	안정	안정
1k500	8.83	23.0	3.13	1.07	0.341	불안정	불안정	안정	불안정
1k600	8.03	24.0	2.825	0.78	0.275	불안정	불안정	안정	안정
1k700	6.9	24.0	2.50	0.81	0.323	불안정	불안정	안정	불안정
1k800	6.95	24.0	2.845	0.64	0.225	불안정	불안정	안정	안정
1k900	6.13	23.0	2.705	0.495	0.183	불안정	불안정	안정	불안정
2k000	6.27	22.0	2.77	0.585	0.211	불안정	불안정	안정	불안정
2k100	6.39	22.0	2.49	0.47	0.19	안정	불안정	안정	안정
2k200	6.77	24.0	2.47	0.52	0.21	불안정	불안정	안정	안정
2k300	7.42	24.0	2.42	0.54	0.224	불안정	불안정	안정	안정
2k400	8.23	29.0	2.83	0.58	0.205	불안정	불안정	안정	안정
2k500	9.14	29.0	2.44	0.56	0.229	불안정	불안정	안정	안정
2k600	9.44	29.0	2.54	0.75	0.294	불안정	불안정	안정	안정
2k750	9.12	29.0	2.42	0.92	0.382	불안정	안정	안정	안정
2k850	8.51	29.0	2.51	0.85	0.338	불안정	불안정	안정	안정

단, 점토의 연약층 심도는 N치 10이하를 기준함.

### 4.3 성토에 따른 지반변형에 관한 국내와 외국 사례의 비교

그림-11은 외국의 성토에 따른 지반의 압밀 침하와 측방변형<sup>12)</sup>의 관계와 ○○고속도로 성토구간의 일부 자료를 비교한 것으로 대체로 비슷한 경향을 띄고 있다.

여기서, case1-case2는 외국의 점토지반에 대한 예이며, case3-case4는 현재 시공중인 ○○고속도로의 계측결과이다. 화살표로 표시된 지점에서는 갑자기 측방변형량이 증가함을 보여주는 것으로 현장계측시 이런 경향이 나올 경우 성토 시공에 신중을 기해야 할 것이다(그림-3참조).

○○고속도로 공사 1공구의 0K+010구간과 0K+120구간에서는 이런 경향을 보여 파괴의 우려가 매우 높았던 것으로 나타났다.

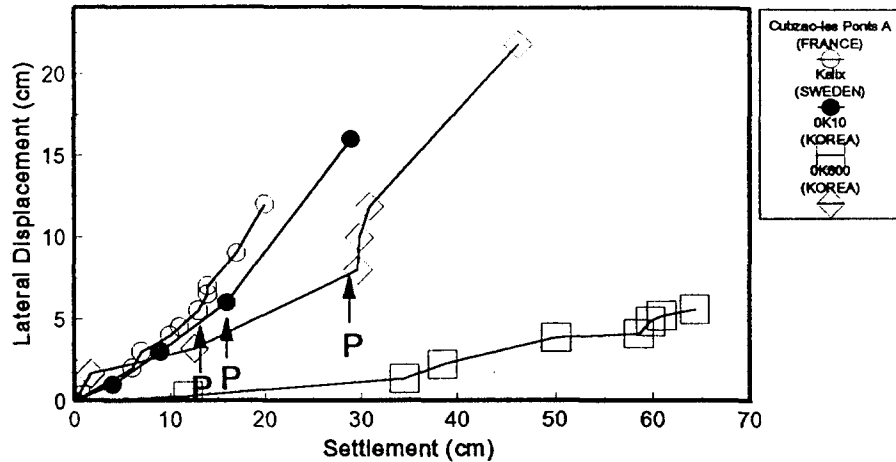


그림-11 초기 시간에 따른 연직침하와 측방변형 관계

#### 4.4 연약지반의 심도에 따른 측방변형량 변화

일반적으로 연약지반이라 함은 일축압축강도  $0.25 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ , N치가 4이하인 지반을 말하며 사질토 지반인 경우에는 N치가 약 10이하를 연약지반으로 판단한다.

그러나, 본 연구에서는 연약심도에 대한 평가를 기존의 토질주상도를 토대로 한 N치가 10이하인 경우에 대하여 측방변형량의 변화를 살펴보았다. 그 근거로는  $N \geq 10$ 인 지반에서는 경사계 측정결과 측방변형량이 상당히 작게 나타났고, 층별침하계에서도 침하가 상당히 작게 나타났기 때문이다. 연약지반의 안정성 분석에 있어 가장 중요한 요소 중 하나는 연약지반의 심도이다. 그림-12는 연약층 심도에 따른  $S_h/S_v$  상관관계를 나타낸 것이다.

그림-13은 예상연약심도와 일반적인 점토층 깊이에 대한 것이며, CASE2의 경우로 안정성을 분석할 경우 지반의 강도를 과다평가할 수 있음을 보여준 것이다. 따라서, 같은 점토지반이라 하더라도 N치가 큰 경우에는 지반의 측방변형이 거의 발생하지 않으므로 연약지층으로 분류하는 데는 상대적인 면이 있음을 알 수 있고 따라서 그 분류의 한계에 있어서 신중을 기해야 할 것으로 사료된다(그림-17참조).

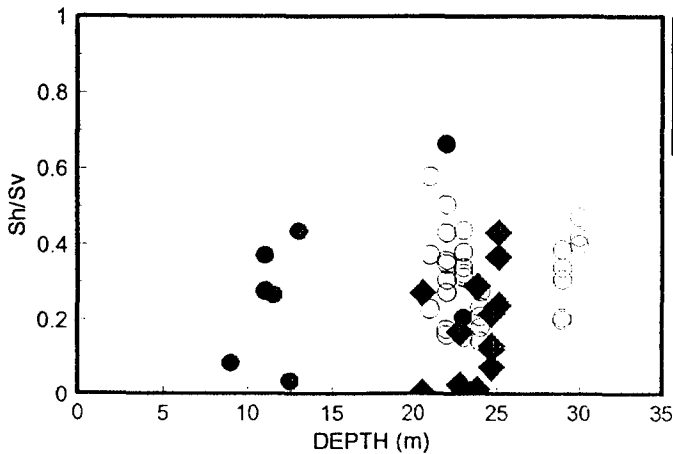


그림-12 연약층 심도와  $S_h/S_v$  관계

(단, N치 10이하 기준)

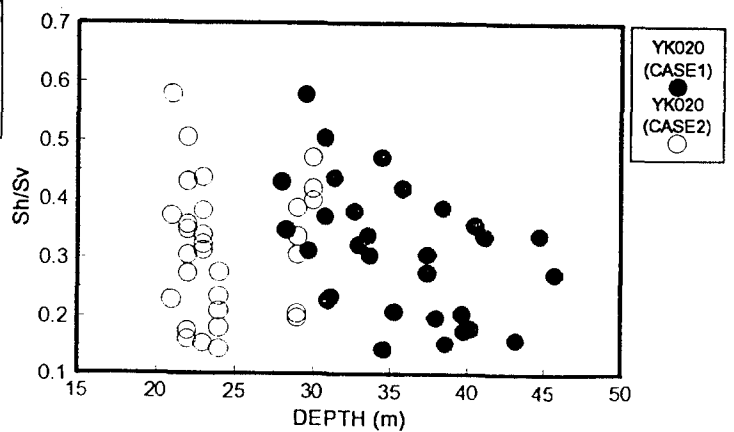


그림-13 점토층 및 연약 심도와  $S_h/S_v$  관계

연약심도에 대한 최대 측방변형량을 기준으로 한 측방변형량의 면적비를 도식화하여 상관관계를 살펴보았다. 그 결과, 각 공구별로 그 분포가 서로 다르며, 비교적 일정한 비로써 분포하고 있음을 알 수 있다(그림-14). 여기서,  $A_1$ 은 최대 측방변형량이 발생하는 지점의 상부 변형량에 대한 면적이고  $A_2$ 는 그 하부에 해당하는 값이다. 이는 각 구간별 연약층 깊이와 토성치의 차이일 것으로 사료되지만 대체로 상부의 값이 하부보다 작아서 지표면에 가까운 지역에 국한되어 변형이 발생함을 알 수 있다.

또한, 점토층의 두께가 약22~34m인 경우에 대한 측방변형량의 분포는 지표면으로부터 약6~15m에서 최대변위가 발생하였으며, 지반의 저면으로부터 약10m정도에서는 거의 측방변위가 발생하지 않았다(그림-15, 그림-17참조). 이 그림은 지표면의 선단에 발생하는 측방변형량이 토층의 구성요건에 따라 크게 달라질 수 있으며, 본 연구에서 검토한 구간의 경우 각 구간별로 사면 선단의 최대 측방변형량이 차이가 있음을 보여 주었다.

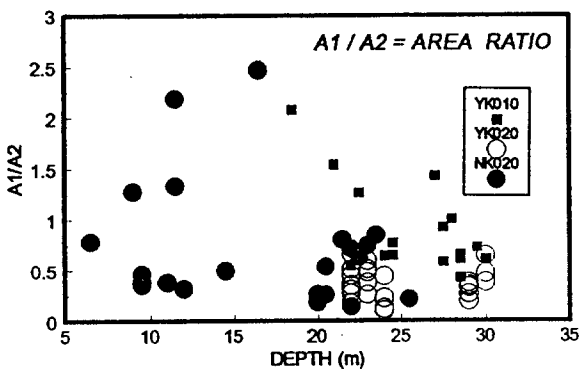


그림-14 연약층 심도와 면적비  $A_1/A_2$  관계

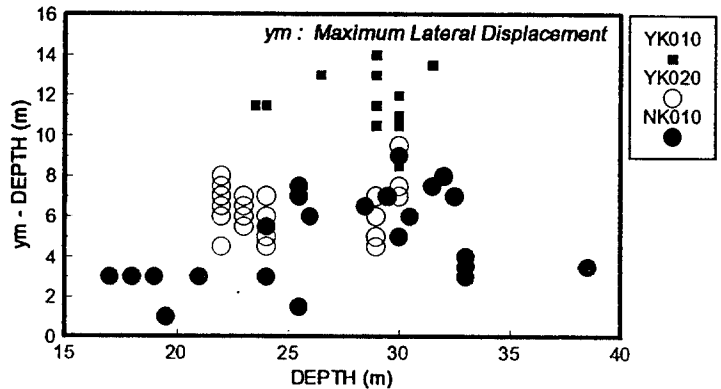


그림-15 연약층 심도와 최대측방변형량 발생심도

그림-16의 A, B, C형은 일본의 도로성토 시공에 따른 측방변형량의 분포<sup>9)</sup>를 나타낸 것이며, D, E형은 우리나라의 도로성토시공에 따른 측방변형량의 분포이다. 따라서 토질주상도에서 나타난 지층구성에 의해 측방변형량의 분포형태를 예상할 수 있으며 이는 지반조사의 중요성을 대변한다.

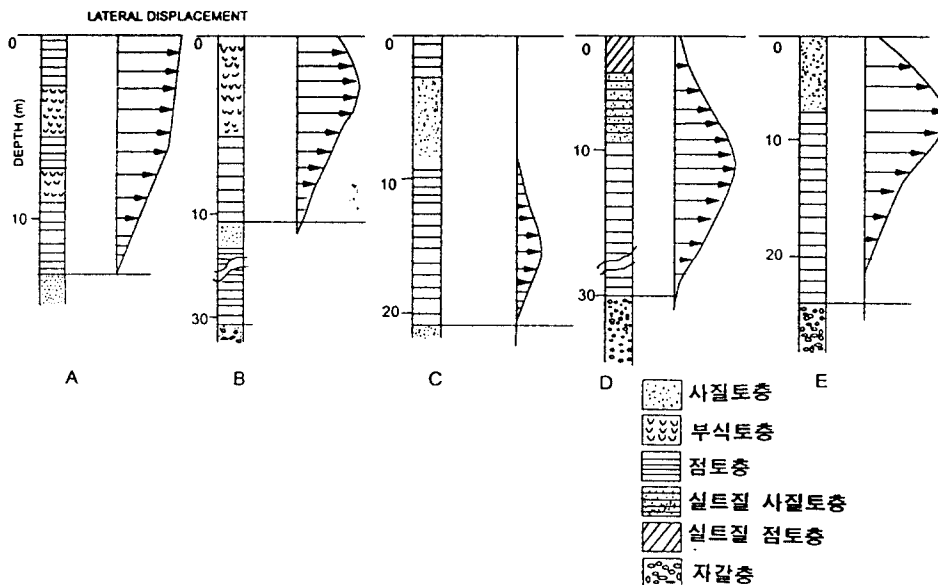


그림-16 지반 구성에 따른 측방변형 형태의 차이

지층구성에 따른 측방변형량의 분포를 예상한다면, 이는 대책 공법에 많은 도움을 줄 수 있다. 대부분의 경우 최대측방변형량이 심도 약6~14m부근에서 발생하기 때문에 대표적인 측방변형량을 억제하는 대책공법인 DJM공법이나 강널말뚝공법 또는 압성토 공법등을 시공할 경우에 이러한 분포도는 유익한 자료가 될 것으로 판단된다.

그림-16은 연약지반 성토에 따른 지반변형 해석이 특정한 규준에 얽매여서는 안되며, 철저한 지역성(locality)을 지니고 있다는 것을 보여 주는 좋은 예이다. 그러므로 지층 구성에 따라 어느 정도 측방변형 형태를 예측할 수 있으며, 이를 토대로 적절한 대책공법들을 적용할 수 있을 것이다.

이와 같은 사실은 본 연구 대상 지역인 ○○ 고속도로 1~2공구(YK010~YK020)의 현장 계측 결과에서도 나타났다(그림-17 )

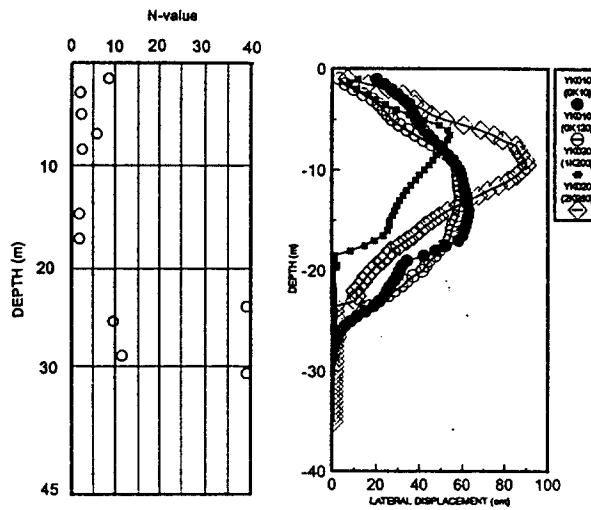


그림-17 지역성(locality)을 나타내는 심도에 따른 측방변형량 분포

#### 4.5. 성토고에 대한 지반 변형량

성토고의 증가와 시간경과에 따른 배수효과로 인한 측방변형량의 비( $A_1/A_2$ )가 사면선단 하부지반의 최대지점을 기준으로 하여 약간의 차이는 있으나, 거의 변하지 않았음이 나타났고, 이는 방치기간에서도 성토기간중과 거의 같은 흐름의 측방변형을 일으킴을 알 수 있다(그림-18). 이것은 외국의 사례<sup>12)</sup>와 우리나라 지반의 결과가 거의 일치함을 나타낸다.

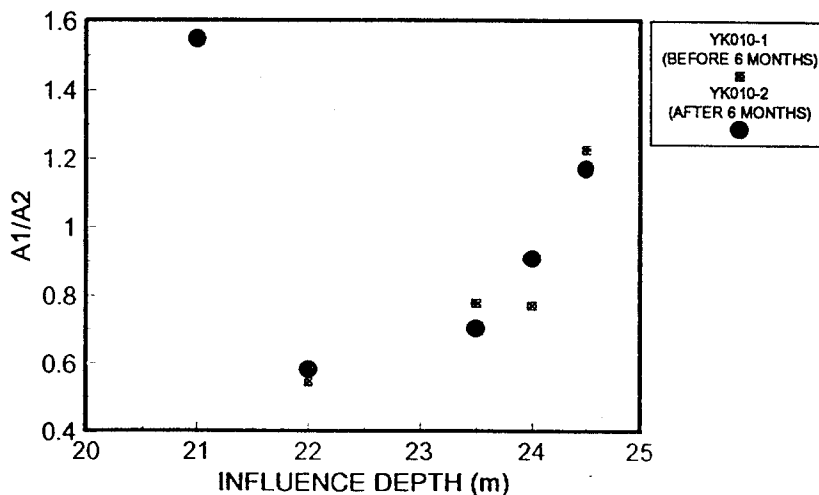


그림-18 시간경과에 따른 사면 선단하부 지반의 영향 심도에 대한 A1/A2 면적비



4.4에서 언급한 바와 같이 ○○고속도로 3개 공구에 대한 현재까지의 계측에 의한 연직침하와 측방변형의 관계를 나타낸 결과를 도식화한 결과 공구별로 변형량에 차이가 있음을 알 수 있다(그림-19). ○○ 공구 YK-020의 경우를 살펴보면, 성토고에 따른 연직침하량의 값이 비교적 높음을 알 수 있다(그림-20). 또한 연약층 심도와  $S_h/S_v$  관계에서도 YK-020의 경우가 다른 구간에 비하여 크게 나타남을 알 수 있다(그림-21).

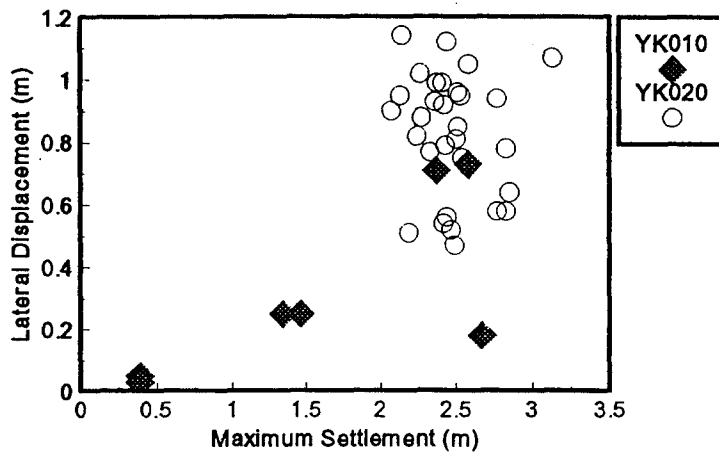


그림-19 연직침하와 최대 측방변형량의 관계

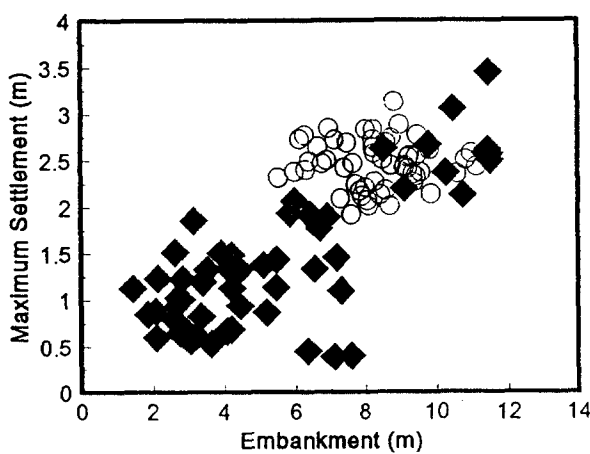


그림-20 성토고와 연직 침하량 관계

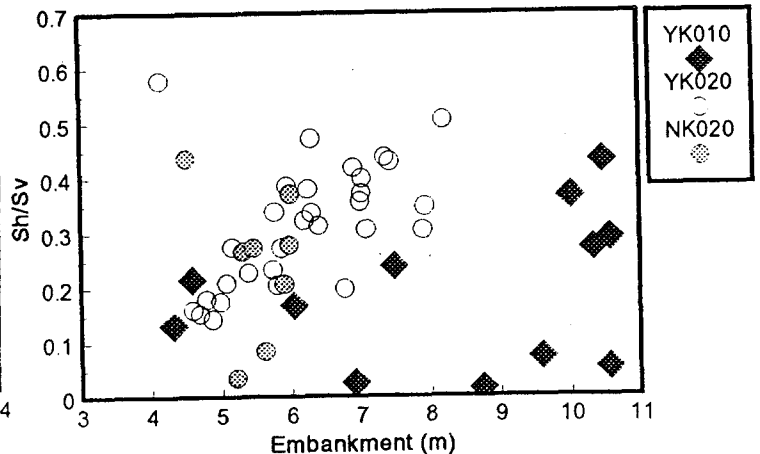


그림-21 성토고와  $S_h/S_v$  관계

한편, 안정성 분석에 있어서 측방변형량이 가장 많이 발생하는 심도는 성토사면 선단의 지표면이 아니라는 사실(앞의 그림 참조)로써 기존 안정성 분석의 기준이 사면 선단 지표면의 측방변형량보다는 사면선단 하부지만 가운데 최대 측방변형량을 일으키는 지점을 선정하여 관리하는 것이 타당할 것으로 사료된다.

그리고, 성토하부지반에서의 최대 측방변형은 사면 중앙 지점의 하부지반에서 발생함이 여러 연구에서 밝혀졌으며, 일반적으로 사면 선단중앙 하부지반과 사면 선단 하부지반의 최대측방변형량의 비는 약 75%이상으로 알려져 있다<sup>9)</sup>. 본 연구의 수치해석에서는 사면선단하부지점의 최대측방변형량과의 비가 약 84%로 나타났다(그림-22). 따라서, 성토사면 선단하부지점의 계측결과를 사용한 안정성 분석이 공학적인 측면에서 훨씬 타당할 것으로 사료된다.

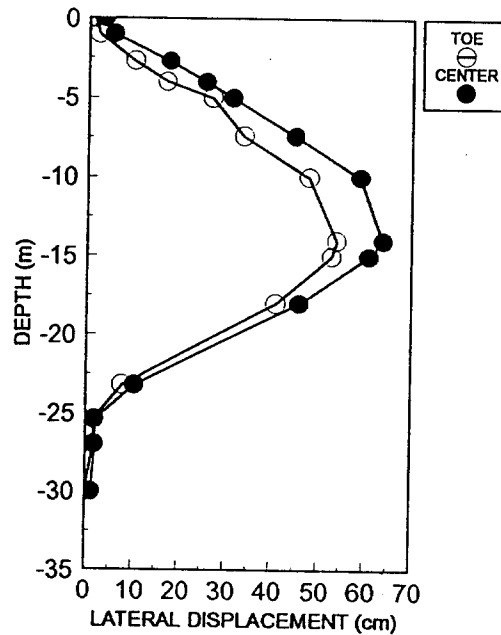


그림-22 FEM해석에 의한 사면선단중앙과 선단의 측방변위 비교

(단, 최대변형량은 선단인 경우=54cm, 중앙인 경우=64cm)

지층이 두꺼운 연약지반에 대한 성토 시공은 예상보다 큰 연직침하와 측방변형을 일으켰다. 본 연구에 의하면 지반조건에 따라 약간씩 차이는 있지만, 대체로 연약심도 약 25m 이상인 경우 8m 성토시 약 1~2m이상의 연직침하를 일으켰다. 심지어 4m 성토시 약 1m이상의 연직침하가 발생한 구간도 적지 않았다. 표-6은 ○○고속도로 2공구의 최근까지 계측한 연직침하량을 나타내고 있다. 여기서 주목할 점은 2구간의 2+400과 3구간의 2+950의 연직침하량에 대한 값이다. 연약층 심도는 거의 비슷하고 성토고는 3구간이 훨씬 높지만 연직침하량은 거의 같은 같은 상태를 나타내었다.

표-5. 현장계측에 의한 연약지반 심도와 성토고 및 침하량 관계

구분 (YK010)	위 치	성토고 (m)	연약심도 (m)	연직침하량(cm)	비 고 pack drain간격(m)
1구간	1+300	7.02	23.0	233.8	1.7
2구간	2+400	6.41	29.0	296.3	1.2
	2+500	6.61	29.0	264.5	1.2
3구간	2+950	9.56	30.0	303.1	1.2
	3+080	10.37	30.0	280.9	1.2
	3+250	8.84	30.0	263.5	1.2
4구간	3+350	10.14	21.0	284.6	1.8
	3+450	10.53	21.0	287.2	1.8
5구간	3+550	10.62	22.0	257.9	1.8
	3+650	12.18	22.0	261.3	1.8

단, 점토의 연약층 심도는 N치 10이하로 간주함.

## 5. 결론

이상에서 살펴본 바와 같이 연약지반은 자체에 불확실성을 많이 내포하고 있기 때문에, 부단한 자료의 수집이 필요하며 확신을 가질 수 있는 설계법과 현장관리 기법이 제안되기 위해서는 엄청난 시간과 노력이 소요될 것으로 보인다.

현재 진행중인 ○○ 고속도로 구간의 연약지반 성토시 실제 계측한 결과를 토대로 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 柴田 撤·關口秀雄 방법을 현장의 계측 데이터에 적용한 결과, 매우 흐트러진 경향을 나타내었다. 이는 안정성 분석에 대한 기존의 방법들에 대한 검토가 필요함을 암시한다.
- 2) 松尾·川村방법과 富永·橋本방법은 안정성 판단에 대한 한계치가 현재 시공중인 ○○ 고속도로 구간의 지반변형에 따른 안정성 분석에서 각 공구별로 잘 맞지 않는 경향을 나타내었다. 따라서, 이들 방법의 기준치에 대하여 재검토해야 될 것으로 사료된다.
- 3) 수치해석결과(=탄성해석)는 현장 계측결과와 유사하였다. 또한, 성토사면하부에서 계측한 값을 안정성 분석에 활용하여도 유효할 것으로 판단된다(그림-22참조). 드레인으로 처리한 비교적 깊은 심도의 연약층을 가진 지반에 대한 유한요소 해석의 탄성해석은 비교적 유사한 거동을 보였다.
- 4) ○○ 고속도로 구간의 연약지반 성토시공에 대한 계측 데이터를 분석한 결과 각 공구별로 지반에 따라 측방변형량 분포 및 지반의 변형량이 큰 차이가 나는 것을 알 수 있었다. 지반에 따른 연직 침하량과 사면선단에서의 최대 변형량 및 변위가 미치는 영향심도도 각각 달랐다.
- 5) 점토층의 두께가 약22~34m인 경우에 대한 최대 측방변형량은 지표면으로부터 약6~14m에서 발생하였으며, 이는 연약지반 대책공법을 적용시 유익할 것으로 사료된다
- 6) 표-5에서와 같이 6~10 m 성토고에 따른 연직침하량은 약 2.6~3.0 m, 측방변형량은 약 0.5~1m 이상으로 나타났으며 이는 외국사례에서는 찾아보기 힘든 큰 변형으로써 종래의 안정성 분석에 대한 기준을 수정해야 함을 암시하였다.

7) 따라서, 연약지반 성토시 안정성 분석에 대한 종래의 해석법과 그 기준치만으로는 안정성 여부를 판별하기는 매우 어려우며, 앞에서 언급한 바와 같이 보다 정확한 연약층의 심도, 성토고, 응력 이력(stress path)등 복합적인 요인들이 추가되어야 할 것으로 본다.

일반적으로 연약지반상의 안정성에 대한 해석에 있어서 연직 침하는 Terzaghi의 압밀이론과 이 이론을 보완한 압밀이론(수정  $c_v'$ ,  $m_v'$ )으로 현장에 근사한 예측이 가능하다. 하지만, 지반의 전단 파괴에 원인이 되는 측방변형량에 대한 예측은 이론적으로 매우 힘들다. 또한, 수치해석에 있어서의 측방변형량에 대한 신뢰성은 불투명함으로(M.T.Gunn) 정밀한 지반조사 및 토질조사를 바탕으로 경험적인 안정성 및 현장계측 결과에 의한 역해석만이 가장 확실한 해답을 줄 수 있을 것이다.

끝으로 본 연구를 위해 협조하여 주신 도로공사 임직원과 본연구에 관련된 일선 현장 기술자 여러분들께 감사드립니다.

### 참고 문헌

- 1)조경태:“연약지반 성토에 따른 근접구조물의 영향억제 대책에 관한 연구”, 석사학위논문, 부산대학교, pp.1-13, 1992
- 2)박성재, 정경환:“성토사면 안정관리와 프로그램(성토사면 파괴사례, 프로그램설명)”, 한국지반공학회 사면안전위원회 학술발표회집 제2집, pp.79-102, 1993.11
- 3)“양산-구포간 고속도로 제1공구 성토부 사면파괴에 따른 원인 검토와 대책방향”, 부산대학교 생산기술연구소, 1993.9.
- 4)柴田 撤:“建設技術者のために現場計測工法”,柴田 撤編著, 日刊工業新聞社, pp.35-63,1979
- 5)松尾, 川村:“軟弱地盤上盛土施工に關する施工管理圖”, 土と基礎, Vol.27, No.7, 1978
- 6)富永, 橋本:“側方變位の現地計測による盛土の施工管理”, Vol.22, No.11, pp.42-51, 1982.5
- 7)栗原則夫外4人:“道路土工(II)軟弱地盤處理”, 道路實務講座5, 山海堂, pp.220-232
- 8)稲田倍穂:“軟弱地盤の土質力學”, 庇島出版會, pp.1-52, 1994.6
- 9)土質工學會編:“地盤の側方流動”, 土質基礎工學 Library 38, pp.1-57, 1994.
- 10)土質工學會編:“軟弱地盤の理論と實際”, 土質基礎工學 Library 37, pp.45-69, 1994.
- 11)Hong.K., Andersland. O. B. and Rolfson. E. N.:“Under behaviour of quick clay under load tests at Asrum”, Geotechnique 19. No.1, pp.101-115(1969)
- 12)S.Leroueil et al:“Embankments on Soft Clays”, ELLIS HORWOOD, 1990. pp. 147-176, pp.186-195
- 13)E.W.BRAND & R.P BRENNER :“Soft Clay Engineering”, ELSEVIER, pp.311-414
- 14)Marche, R, and Chapuis, R.:“Contr’ole de la stabilite’ des remblais par la mesure des d’eplacements horizon taux”, Can. Geotech. J., Vol. 11, pp.182 - 201,1974
- 15)Asaoka, A.:“ Observational Procedure of Settlement Prediction”, Soils and Foundations, Vol. 18, No.4, pp.87-101, 1978
- 16)Moden, H.:“A New Time Fitting Method for the Settlement Analysis of Foundation on Soft Clay, Memoir Fac.Eng, Hiroshima Univ., Vol. 12, No.1, p.21, 1963
- 17)F.TAVENAS & B.TRAK AND S.LEROUEIL:“Remarks on the validity of stability analyses”, Can.Geotech.J., 17, 61-73, 1980