

# 현장계측에 의한 연약지반 성토의 안정관리 기법

## Stability Evaluation Methods of Soft Clay under Embankment by Field Monitoring

강 예 목\* · 이 달 원\* · 김 지 훈\*  
Kang, Yea Mook · Lee, Dal Won · Kim, Ji Hoon  
김 태 우\* · 임 성 훈\*  
Kim, Tae Woo · Lim, Seong Hun

### Abstract

A series of field tests were performed to suggest a rational method for the stability evaluation of soft clay. The behavior of settlement-displacement obtained by field monitoring system was used to compare and analyze with various stability evaluation methods, and to investigate the applicability of the methods for stability evaluation of soft clay. The limit equilibrium method, numerical analysis and field monitoring methods were used to analyze the stability evaluation.

The horizontal displacement was abruptly increased when physical properties of soft clay reached its maximum values and therefore, the values of these properties could be used to the fundamental data for stability evaluation. The evaluation of the stability of clay embankment was suggested to use the inclination of curve rather than critical line, and the minimum safety factor of 1.2 or larger for natural clay was recommended. Therefore, the evaluation of short term stability of soft clay could be effectively performed with the hyperbolic model and the field monitored data.

### I. 서 론

경제성장과 더불어 공업용지 및 주거용지의 수요가 급증하고 있으나, 지반 조건이 양호한 지역의 개발이 고갈됨에 따라 개발여건이 열악한 연약지반으로의 전환이 불가피하므로 이에 대한 적극적인 대처방안이 요구되고 있고, 경제적으로 수요자의 욕구를 충족시킬수 있는 해안용지의 개발에

필요성이 증가되고 있다. 연약지반은 성토나 구조물의 하중에 따라서 전단파괴 및 압밀침하 등의 안정상 문제가 발생하기 때문에 이들 문제해결과 안전하고 경제적인 설계 및 시공관리를 위하여 연약지반의 공학적 성질을 정확히 분석하여 필요한 대책을 강구하여야 하며, 안정관리의 검토결과에 따라 성토시공속도 및 후속공사의 착수시기를 결정하여 시공관리방안을 제시하여야 한다.<sup>14,24)</sup>

\*충남대학교 농과대학

키워드 : 연약지반처리공법, 안정관리방법, 현장계측, 수평변위, 과잉간극수압, 극한평형법, 침하량, 수치해석

그러나 안정관리는 지반의 변형과 파괴 모두에 관계된 문제이므로 현재로서는 설계에 적용할 수 있는 예측법이 아직 확립되어 있지 않아 더욱 더 큰 문제점으로 남아 있고, 설계시의 예측과는 달리 갑자기 성토체가 파괴되는 경우가 발생하여 구조물에 큰 영향을 미치고 있다.<sup>5,15)</sup>

이러한 문제점을 해결하기 위한 가장 합리적인 방법은 수평변위와 침하량 및 과잉간극수압 등의 현장계측 자료를 이용하여 실제 지반 내의 거동을 파악하고 설계에 직접 반영하므로써 현장시공의 최적화를 도모하는 계측관리이다.<sup>19)</sup> 연약지반에서의 안정관리 기준치를 설정하여 안정성 평가의 기준으로 사용할 수 있다면 현장시공에 많은 도움이 될 것으로 판단되지만, 연약지반의 복잡한 물리·역학적특성으로 인하여 정확하게 기준값을 설정하는 것보다는 여러 연구자 등이 제안한 방법과 현장실측치의 자료를 통하여 비교분석한 결과를 기준으로 적절한 적용범위를 제시하는 것이 합리적이라고 생각된다.

따라서 본 연구에서는 합리적인 안정관리의 판단기준을 수립하기 위하여 현재 시공중인 사업부지를 선정하여 연약지반에 성토시 침하와 수평변위의 거동이 성토구조물의 안정성에 미치는 영향을 현장계측결과를 기초로 기존의 안정관리방법 등에 의하여 비교분석하고, 성토에 따른 안정성의 판단기준을 구명하여 연약지반의 안정관리기법의 문제점을 해결하기 위한 기초자료를 제공하고자 한다.

## II. 분석 및 시험방법

연약지반의 안정관리는 栗原방법,<sup>17)</sup> 松尾방법,<sup>19)</sup> 岳永방법,<sup>21)</sup> 과잉간극수압에 의한 방법 등을 이용하였고, 극한평형법<sup>10)</sup>과 수치해석에 의한 파괴활동면의 분포형태를 현장계측에 의한 실측치와 비교 분석하였다.

## 1. 현장시험 및 안전관리

현장시험 및 실내시험용 시료채취를 위한 시험 위치는 택지개발사업이 진행되고 있는 경남 양산시 동면 양산물금 2단계 사업지구내에 위치하고 있으며, 지형은 낙동강 하류지역으로 삼각주의 총적평야가 발달되어 있고, 지질은 몇종류의 암과 점성토 및 미세한 모래가 혼재되어 있는 제4기의 총적층으로 형성되어 있다.

연약지반의 분포특성과 역학적 특성을 파악하기

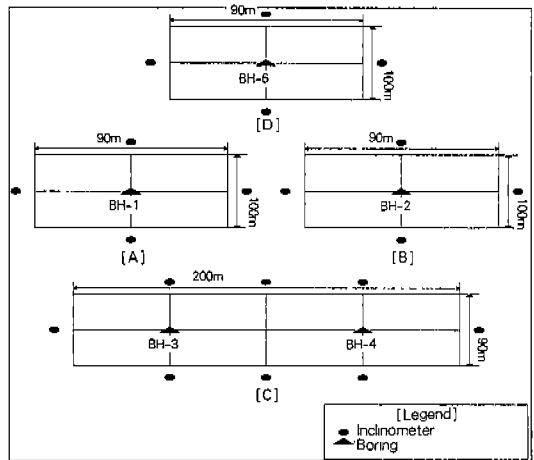


Fig. 1. Location of soil investigation

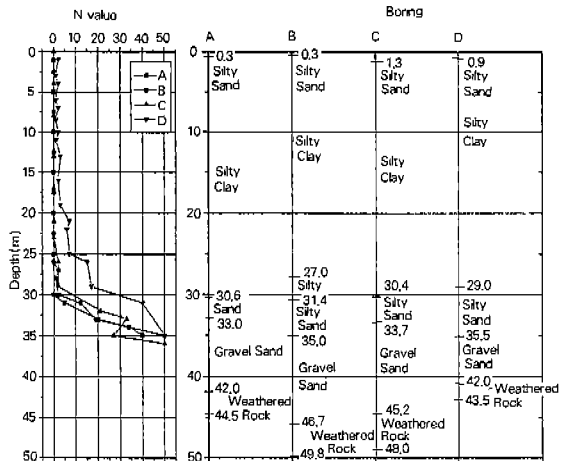


Fig. 2. Result of the standard penetration test

위하여 Fig. 1과 같이 시추조사와 자연시료를 채취하여 실내시험을 실시하였다. 또한 지층의 구조 및 조밀한 정도의 상대치(N치)를 구하기 위하여 시추조사와 병행하여 표준관입시험을 실시한 결과, Fig. 2와 같이 N치는 A, B, C지역에서는 0~30m까지 거의 0에 가까운 매우 연약한 지층으로 나타났고, D지역에서는 0~20m까지는 2~3정도이고 20m 이상에서는 점차로 증가함을 나타냈다.

### 2. 실내시험

현장지반의 물리적, 역학적 및 압밀특성을 파악하기 위하여 불교란 시료를 채취하여 실내시험을 실시한 결과, 지반상수의 범위는 Table 1과 같다. 실내시험 결과 이 지역의 No.200 체 통과량은 거의 90% 이상으로 세립분의 함유량이 매우 높은 점토로 구성되어 있다.

물리적 특성중에서 자연함수비(Wn)는 Fig. 3(a)와 같이 40~80%의 범위로 분포되어 있으며, 지표면에서는 낮고 심도가 깊어지면서 증가하여 G-10.0m 부분에서 최대치를 나타내고 그 후는 심도가 깊어짐에 따라 점차로 감소하는 경향을 보여 주고 있다. 그리고 액성한계(WL)의 범위는 30~55%이고 심도에 따른 분포특성은 자연함수비와 유사한 경향을 나타냈으며 액성한계와 자연함수비의 관계는  $W_L = (0.6 \sim 0.9)W_n$ 로 나타났다. 역학적 특성 중 삼축압축시험으로부터 구한 비배수 전단강도(Su)는 Fig. 3(b)와 같이 A지역에서는 심도에 따라 약간씩 증가함을 나타냈고, B, C, D지역에서는 심도에 따라 분산폭이 너무 커서 심도와의

상관성을 파악하기가 어려우나 최대 및 최소치를 제외하면 0.1~0.3kgf/cm<sup>2</sup>의 범위로 나타났다. 이와 같은 현상은 일축압축시험에서도 유사한 경향을 보였으며 전체적인 일축압축강도(q<sub>u</sub>)의 범위는 0.1~0.6kgf/cm<sup>2</sup>로 나타났다.

그리고 압밀계수(C<sub>v</sub>)는  $2.0 \times 10^{-4} \sim 2.0 \times 10^{-3}$ cm<sup>2</sup>/s의 범위로 분포되어 있으며 지표면에서는 크게 나타나고 점차적으로 일정한 값을 나타내다가 G-20.0m부터 증가하고 있다. 압밀침하량을 결정하는데 중요한 상수인 압축지수(C<sub>c</sub>)와 액성한계의 관계식은  $C_c = 0.0156W_L - 0.047$ 로 나타났다.

### 3. 성토시공 및 계층

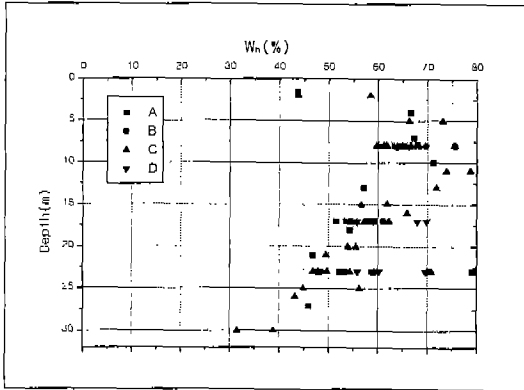
현장에 적용한 연약지반 처리공법과 재하성토의 시공기간을 인용하면 다음과 같다.

연약지반은 처리한 지역과(A공법 : Menard drain method, B공법 : Pack drain method, C공법 : Plastic board drain method), 무처리한 지역(D공법 : Preloading method)으로 나누어 시공하였다.

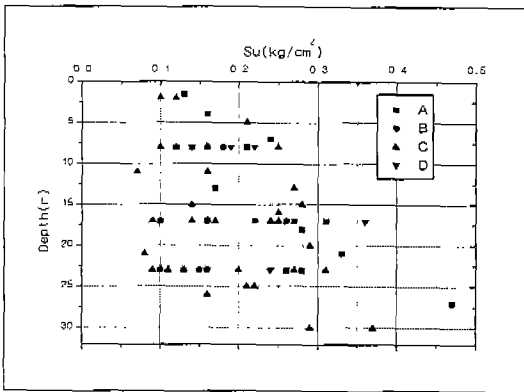
성토시공속도는 10cm/day를 기준으로 안정관리분석과 병행하여 실시하였고 안정관리상 불안정으로 판단되었을 경우는 방치기간을 두어 성토속도와 성토고를 조절하면서 약 70일 동안 5.0m까지 실시하였다. 성토기간 중 약 125일경에 성토고 3.9~4.3m에서 B공법 구간에서 불안정으로 나타나서 계속 성토할 경우 지반파괴가 예상되어 약 133일까지 8일간의 방치기간을 두고 성토시공속도를 5cm/day로 변경하여 시공하였다. 또한 무처리

Table 1. Geotechnical properties at various site

Site	Wn (%)	e <sub>n</sub>	q <sub>u</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Su (kgf/cm <sup>2</sup> )	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	OCR	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
A	45~70	1.265~1.796	0.22~0.95	0.12~0.47	0.460~0.891	0.05~0.08	0.49~1.70	$1.43 \times 10^{-3} \sim 3.47 \times 10^{-4}$
B	40~70	1.137~1.893	0.12~0.55	0.10~0.27	0.50~0.852	0.05~0.10	0.37~1.47	$1.19 \times 10^{-3} \sim 3.53 \times 10^{-4}$
C	38~70	1.196~1.892	0.15~0.93	0.07~0.37	0.515~0.967	0.05~0.12	0.55~1.72	$1.05 \times 10^{-3} \sim 3.43 \times 10^{-4}$
D	56~70	1.532~1.944	0.05~0.56	0.14~0.36	0.670~0.940	0.11~0.14	0.26~1.39	$1.60 \times 10^{-4} \sim 3.20 \times 10^{-4}$



(a) Natural water content



(b) Undrained shear strength

Fig. 3. Variation of natural water content and undrained shear strength with depth

지역에서는 약 177일~181일경에 성토고 4.4~4.7m에서 성토하중 증가와 강우로 인한 성토체의 단위중량의 증가로 전단변형이 발생되었다. 단계 성토시 성토하중 증가에 따른 수평변위를 측정하기 위하여 성토사면 선단부터 약 5.0m떨어진 위치에 매설된 경사계와 층별침하계의 계측자료를 이용하였고, 안정관리분석은 각각의 공법중에서 가장 위험성이 있었던 구간을 선정하여 분석하였다.

### III. 결과 및 고찰

#### 1. 수평변위속도에 의한 안정성 평가

수평변위속도에 의한 안정성 평가는 栗原<sup>17)</sup>에

의하여 제안된 방법으로서 성토사면 선단부의 수평변위속도가 어느 한계치를 넘지 않도록 시공관리하는 방법으로서 1일당 변위속도  $\Delta\delta/\Delta t$ 의 한계치에 대한 값이 안정성 판단의 가장 큰 요소가 되지만, 일반적으로 연약지반에 대한 안정관리 판단기준은  $\Delta\delta/\Delta t \leq 2\text{cm/day}$ 로 선정하고 있다.

Fig. 4는 재하성토에 따른 각 공법별 안정관리 분석 결과이다.

A공법과 C공법에서는 안정관리 판단기준치내에 포함되므로 안정성 문제가 발생되지 않는 것으로 나타났고, B공법에서는 성토시공중에 수평변위가 급격하게 증가하여 안정관리의 판단기준치를 초과하는 기간도 있었지만 전반적으로 안정하게 나타났다.

D공법구간은 무처리지역으로서 타공법구간과 비교하여 상대적으로 침하보다는 변형가능성이 높은 구간으로 안정관리 판단기준치를 상당히 초과하여 불안정한 상태로 나타났다.

그러나, 이 방법은 성토단계마다 안정관리 기준치에 민감하게 반응하므로 안정과 불안정을 판단하는데 변화폭이 너무 커서 어느 정도의 방치기간 후에 성토를 해야 하는지를 결정하는데는 어려움이 있고, 성토시에 중장비의 주행으로 인한 이상 데이터를 확인하여 안정관리를 하여야 한다.

일본의 東名高速道路에서 실시한 시험성토의 파괴시험 결과<sup>15)</sup>에서도 시공중의 평균수평변위속도는 크게 나타났지만, 평균 10시간 정도의 방치기

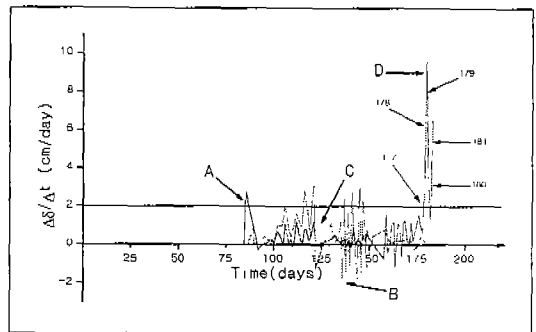


Fig. 4. Stability evaluation methods by Kurihara

간을 두고 성토하였을 때의 변위속도는 현저하게 감소함을 나타냈다. 따라서 방치기간 동안에는 수평변위속도가 압밀현상으로 인하여 줄어들기 때문에 연약층이 깊은 경우에는 이와 같은 변화요소를 고려하여 안정관리를 해야 한다고 하였다.

Fig. 5는 무처리공법에서 성토하중 증가에 따른 심도별 수평변위량을 나타낸 것으로 재하성토를 10cm/day 기준으로 성토를 실시하던 중 약 177일~181일에서 성토고 4.4m에서 4.7m의 성토하중 증가( $\Delta P=0.54\text{tf/m}^2$ )와 강우로 인한 성토체의 단위 중량의 증가로 최대수평변위량은 17cm에서 35cm로 급격하게 증가하여 GL-10m 부분에서 전단변형이 발생된 것으로 판단된다.

심도에 따른 수평변위의 분포형태를 보면 최

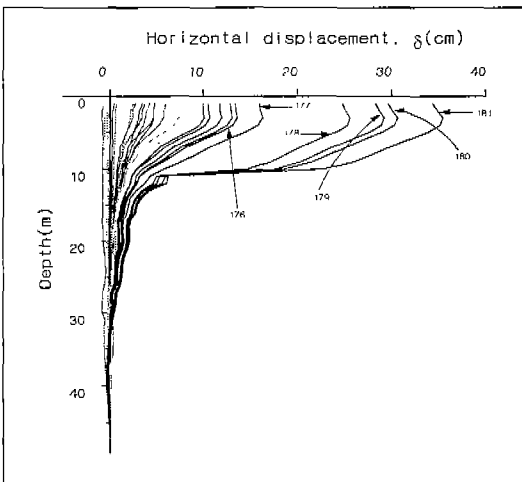
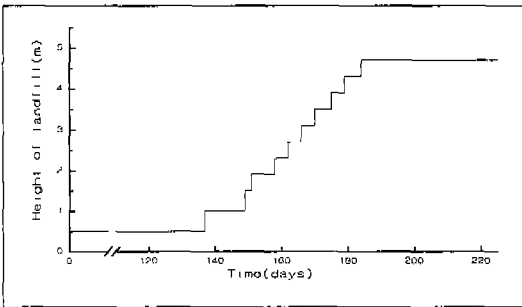


Fig. 5. Variations of horizontal displacement according to depth at D site.

대수평변위가 발생한 부분은 지표면이지만 전단변형은 수평변위량의 차가 가장 큰부분인 심도 GL-10m 부분에서 발생되어 경사계 매설시에도 경사계 연결부분의 적정한 허용길이를 결정하는데에도 적용할 수 있을 것으로 판단되며, 이와 같은 현상은 연약지반을 처리한 지역에서도 유사한 경향을 나타냈다.

전체적으로 각공법의 수평변위의 변화 요인은 지반의 물리적특성과도 밀접한 관계를 나타내는데 사면합수비(Fig.3 (a))가 최대치에 도달한 후 점차로 감소하는 GL-10m 부분에서 수평변위가 급증함을 알 수 있다. 따라서 성토의 안정관리는 각 토층의 경계부분에서 가장 불안정한 상태로 나타나므로 분석시 가장 우선적으로 검토하여야 한다.

연약지반상에서 실시한 시험성토를 통하여 수평변위의 분포형태를 비교한 결과,<sup>15,18)</sup> 수평변위가 가장 크게 발생하는 부분은 빨과 같은 형태의 초연약층이 존재하는 부분에서 발생되기 때문에 안정관리상 신중하게 검토하여야 하고, 특히 점토층 위에 고압축성의 이탄층이 존재하는지 또는 강성이 큰 매립층이 존재하는지에 따라 수평변위의 형태가 상당히 달라진다고 하였다.

현장에서 측정된 전체침하량은 수평변형으로 인한 침하량을 제외한 순수침하량을 가지고 분석하여야 하는데 이와 같은 수평변형으로 인한 침하량은 경사계에 의한 계측자료로부터 구할 수 있다.

Suzuki(1988)<sup>11)</sup>는 시험성토중에 침하량과 수평변위와의 관계를 실측하고 최대수평변위량( $\delta_m$ )과 침하량(S)은  $\delta_m = 0.208 \cdot S$ 의 관계를 나타낸다고 하였다. Tavenas등(1979)<sup>12)</sup>도 최대수평변위량( $\delta_m$ )과 침하량(S)의 관계는  $\delta_m = \alpha \cdot S$ 로 나타낼 수 있고, 실험결과  $\alpha$ 값은 시공 초기에는 0.18, 시공 중은 0.16, 시공완료후에는 0.41의 값을 나타낸다고 하였다.

柴田등<sup>20)</sup>은 단계성토시 수평변위계수( $\Delta h/\Delta \delta$ )와 성토고(h)와의 관계를 이용하여 한계성토고( $H_c$ )를 예측할 수 있고, 시험성토 결과를 栗原방법과 비교한 결과, 균열발생시 측방변위계수와 1일당 수평변위량은 유사한 관계를 나타내서 안정관리의

기준으로 적용할 수 있다고 하였다.

위와같은 결과를 기초로 수평변위속도에 의한 안정성 평가방법은 파괴가능성을 미리 예측하는데 상당히 효율적인 방법이라고 판단되었고, 전단파괴가 발생된 심도 GL-8.0~8.8m에서 불교탄시료를 채취하여 강도성수를 구하고 Terzaghi 수정지지력공식에 의하여 한계성토고( $H_c$ )를 계산한 결과,  $H_c=5.4m$ (단,안전율:1.2, 점착력: $2.2tf/m^2$ , 습윤단위중량: $1.797t/m^3$ )로 나타났지만 전단파괴는 성토고 4.7m에서 발생되었다. 전단파괴시의 성토고에서 안전율을 역산한 결과 1.38로 나타나서 무치리지반에서의 안전율의 기준은 처리지반보다도 신중하게 선정하여야 하고, 안전율을 1.2로 적용하였을 경우에는 현장계측자료를 이용한 안정관리 검토결과에 따라 성토시기를 조절하면서 시공하여야 할 것으로 판단된다. 또한, 전단변형 발생시 성토하중과 비배수 전단강도와외의 관계를 역산하면  $3.84 \cdot c$ ( $c$ =점착력)로 작게 나타나서 지지력공식을 적용할 때도 신중한 검토가 요구된다.

## 2. 침하량과 수평변위/침하량에 의한 안정성 평가

松尾등(1978)<sup>19)</sup>에 의하여 제안된 방법으로 성토 중앙부의 침하량(S)에 대해서 성토사면부의 수평변위( $\delta$ )를 이용하여  $S-\delta/S$  관계를 도식하고 시공중  $S-\delta/S$  관계가  $\delta/S \geq 0.6$  이상이거나, 파괴기준선( $Q/Q_f=0.6\sim 1.0$ )에 근접하면 파괴가 발생되고 멀어지면 안정한 상태를 나타낸다.

Fig. 6은 각 공법별  $S-\delta/S$  관계를 나타낸 것으로 지반의 안정관리의 판단기준을  $Q/Q_f=0.85$ 로 선정하였을 경우, A공법에서의 안정관리분석은 G.L.-10m 부분에서 최대수평변위가 23cm 정도이고 침하량이 약 190cm일때 파괴기준선인  $Q/Q_f=0.85$ 에 접근하였으나 실제 성토체는 안정하게 나타났다.

B공법에서의 안정관리분석은 GL-10m 부분에서 수평변위가 55cm까지 증가하여 파괴기준선을 초과하고 있고,  $Q/Q_f=0.85$ 를 초과하여 0.90에 접

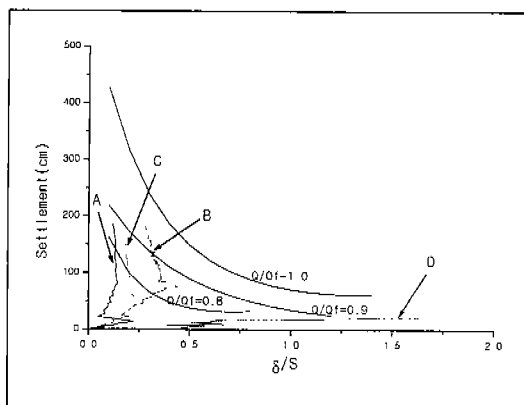


Fig. 6. Stability evaluation methods by Matsuo

근하는 불안정한 상태로 판단되어 성토시공을 중지하였다. 약 8일간을 방치한 후에도 파괴기준선을 초과하고 있지만, 곡선의 기울기는 점차로 안정측으로 변하고 있음을 알 수 있다.

C공법에서의 안정관리분석은 GL-10m 부분에서 최대수평변위가 30cm 정도이고 침하량이 약 160cm 정도 일때 파괴기준선인  $Q/Q_f=0.90$ 에 근접하고 있지만, 곡선의 기울기는 안정한 상태이고 실제 성토체도 안정하게 나타났다.

이상과 같이 A와 C공법에서는  $S-\delta/S$  관계에서 곡선의 기울기가 거의 직선적으로 증가하고 있는 현상을 나타내고 있는데 이는 수평변위와 점토층의 상대침하량은 거의 같은 비율을 유지하면서 증가하고 있기 때문에 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

그러나 B공법에서와 마찬가지로 파괴기준선인  $Q/Q_f=0.85$ 를 초과하여 위험지에 접근하는 부분도 있었으나 성토체는 안정한 것으로 확인되어 파괴기준선으로 안정성을 판단하는 것보다는 곡선기울기의 변화형상으로 판단하는 것이 합리적이라고 생각한다.

이 방법을 이용하여 SCP(sand compaction pile) 공법으로 시공된 지반의 안정관리분석에 적용할수 있는지를 파악하기 위하여 시험성토의 파괴시험을 실시한 결과, 성토가 진행됨에 따라서 파괴기준선  $Q/Q_f=0.9$ 를 초과하여 1.0에 거의 근접할때 성토

체는 파괴되어 점토지반의 안정관리도 적합하게 적용할 수 있음을 확인하였다.<sup>24)</sup>

D공법은 순수한 Pre-loading으로서 타공법과 비교하여 상대적으로 침하보다는 변형가능성이 높기 때문에 불안정하다. 성토하중과 강우로 인한 성토체의 단위체적중량의 급격한 증가에 따른 최대수평변위량은 17cm에서 35cm로 나타났고, 파괴기준선인  $Q/Q_f=0.85$ 를 상당히 초과하고, 불안정 판단의 한계치인  $\delta/S \geq 0.6$ 을 초과하여 파괴가 발생되었다. 그러나 각공법 중 다른구간에서는 표토층에서도 압축성이 큰 점토층이 존재하여 수평변위가 크게 나타났고, 표토층에 압축성이 작은 경우는 수평변위가 성토체방향으로 끌려들어가는 부(-)의 변위가 발생하는 부분도 나타났다.

이와 같은 현상으로 파괴기준선  $Q/Q_f=0.85$ 로 선정하여 안정관리기준을 정하였으나 성토진행에 따라 파괴기준선을 초과하여 위험치에 도달하였어도 곡선의 양상이 안정적으로 나타나면 성토체는 전반적으로 안정한 것으로 판단된다. 그러나 수평변위량보다 침하량이 상당히 클 경우에 안정성 문제가 발생되지 않을 수도 있기 때문에 성토고가 큰 경우에는 신중한 검토를 요한다.

또한 갑작스러운 전단변형의 발생은 어떠한 방법을 선택하더라도 예측하기가 상당히 어렵지만, 이 방법은 성토초기에는 파괴기준선에 접근하지 않기 때문에 초기에 성토체의 안정을 판단하는데는 약간의 무리가 있다고 판단된다.

松尾방법과 같이 현장계측에 의하여 성토시공중에 얻을 수 있는 정보는 시공중의 곡선의 궤적이 파괴기준선을 초과하면 파괴된다는 사실뿐만 아니라, 어느정도의 성토고(H1)까지 시공해도 안전한가와 다음에  $H1+\Delta H$ 까지 성토하면 파괴한다는 시공정보를 구할 수 있다. 또한 각 시공단계에서  $H1+\Delta H$ 에 대응하는 최적의 방치기간을 계산하여 파괴를 미리 예측하는 단계시공을 계획할 수 있다고 하였다.<sup>23)</sup>

### 3. 침하량과 수평변위에 의한 안정성의 평가

富永등(1974)<sup>21)</sup>은 성토진행에 따라 S(침하량)

-  $\delta$ (수평변위량)의 관계를 표시하여 안정관리를 하는 방법을 제안하였다. S- $\delta$ 의 관계는 S축에 대하여 임의의 기울기( $\alpha = \delta/S$ )로 나타낼 수 있는데, 성토가 파괴에 근접하면 S의 증가에 비하여  $\delta$ 의 증가가 현저하므로 이때 직선의 변곡점까지의 침하량( $S_1$ ) 및 수평변위량( $\delta_1$ )의 기울기  $\alpha_1$ 과 변곡점이후의 침하량( $S_2$ ) 및 수평변위량( $\delta_2$ )의 기울기  $\alpha_2$ 의 관계를 고려하여, 파괴기준은 기울기의 크기가  $\alpha_2 \geq 0.7$  또는  $\alpha_2 \geq \alpha_1 + 0.5$ 이면 불안정하다고 판단하는 방법이다.

A공법에서의 심도에 따른 수평변위분포는 GL-10m 부분에서 최대수평변위는 23cm 정도로 침하량이 약 190cm까지 S- $\delta$ 의 곡선의 기울기가 완만한 상태로 나타났다. B공법에서의 안정관리분석은 GL-10m 부분에서 수평변위가 35cm이고 침하량이 약 80cm일 때 파괴기준인 기울기의 크기는  $\alpha_2 = 1.3 \geq 0.7$ 과  $\alpha_2 \geq 0.9$ 로 불안정하게 나타나서 위험치에 접근하는 부분도 있었으나 약 8일간의 방치기간 후에는 기울기는 점차로 안정적으로 변하고 있음을 알 수 있다. 따라서 안정관리상 파괴기준으로 불안정을 판단하는 것보다는 곡선의 기울기로 판단하는 것이 합리적이라고 생각한다. C공법에서의 안정관리분석은 GL-10m 부분에서 수평변위가 약 30cm이고 침하량이 약 170cm 정도

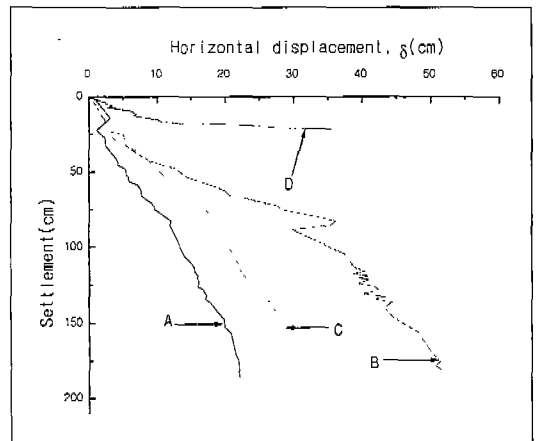


Fig. 7. Stability evaluation methods by Tominaga

에서 S- $\delta$ 의 곡선의 기울기가 완만하고 A공법과 유사하게 안정한 상태로 나타났다.

무처리인 D구간에서의 수평변위와 침하량과의 관계를 나타낸 결과, 파괴기준인 기울기의 크기는  $\alpha_2=2.5 \geq 0.7$ 과  $\alpha_2 \geq 0.8$ 로 나타났고, 성토하중의 증가와 강우로 인한 성토체의 단위체적중량의 급격한 증가에 따른 최대수평변위량의 증가로(17cm에서 35cm) 곡선의 기울기가 급격하게 변하여 가장 민감하게 전단변형을 예측할 수 있었다.

富永 등<sup>21)</sup>은 초기직선의 기울기  $\alpha_1$ 와 직선기울기의 비( $\alpha_1/\alpha_2$ )의 관계를 이용하면 성토의 파괴 발생 여부를 파악하여 성토시공속도를 조절하는데 적용할 수도 있다고 하였다.

처리지반에서의 수평변위와 침하량을 변위량이 가장 큰 심도(5~10m)에서 비교하면, B공법의 초기부분을 제외하고는 지반의 수평변위와 상대침하량은 거의 같은 비율을 유지하면서 증가함을 알 수 있다. 지반의 수평변위는 처리지반의 경우 시간이 지남에 따라서 성토 바깥쪽을 향하여 증가하는 불안정한 상태를 나타내다가 다시 안정한 상태로 접근하고, 무처리지반의 경우는 성토기간중 부분배수가 작고 변형이 커서 불안정한 상태가 되기 때문에 전단변형이 발생된 것으로 판단된다.

이상과 같은 3가지 방법을 비교분석한 결과, 栗原방법은 성토단계마다 안정과 불안정을 판단하는데 변화폭이 너무 커서 적절한 방치기간을 결정하는데는 어려움이 있고, 松尾방법은 성토초기에는 파괴기준선에 접근하지 않기 때문에 초기에 성토체의 안정을 판단하는데는 무리가 있다. 따라서 전반적인 안정관리기준을 파괴기준선으로 판단하는 것보다는 곡선의 기울기로 판단하는 것이 합리적이라면 침하량과 수평변위곡선의 기울기로 안정성을 판단하는 富永방법은 다른 방법보다는 효과적이라고 판단된다.

#### 4. 과잉간극수압에 의한 안정성의 평가

과잉간극수압의 발생은 등방응력에 의하여 발생될 뿐만 아니라, 정규압밀점토에서는 전단변형과

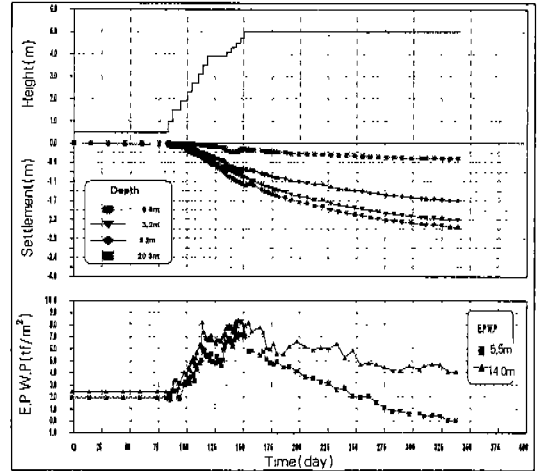


Fig. 8. Distribution of excess pore water pressure at B site

함께 증가하는데<sup>4,14)</sup> 성토높이가 한계성토고를 초과하면 과잉간극수압은 급격하게 증가되어 불안정한 상태가 되므로 성토의 시공속도를 조절하는데 판단기준으로 이용할 수 있다.

Fig. 8은 성토체 중앙부분에 설치한 간극수압계로부터 측정된 B공법에서의 과잉간극수압 변화를 나타낸 것이다. 성토후 약 83일부터 약 150일까지 급격한 증가현상을 나타냈고, 경사계에 의한 수평변위와의 안정관리를 栗原방법을 기준으로 수평변위가 2cm/day를 초과하면 과잉간극수압은 급격하게 상승하면서 불안정한 상태가 되고, 과잉간극수압과 수평변위량의 움직임은 거의 일치하고 있는 것으로 판단된다. 따라서 과잉간극수압은 수평변위에 상당한 영향을 미치므로 과잉간극수압을 누적시키지 않는 것이 변위를 억제하고 성토를 안정시키는 방법으로 판단된다.

성토완료 후 심도별 과잉간극수압의 분포경향은 지표면에 가까울수록 소산이 빠르고(5.5m), 깊어질수록(14m) 늦어지는 경향을 나타냈고, 그 크기는 설치심도 5.5m에서는 약 5.0tf/m<sup>2</sup>, 14.0m에서는 약 5.5tf/m<sup>2</sup>로 나타났으며, 그 이후는 완만하게 소산되는 경향을 나타냈다.

이와 같은 현상은 하부층에서는 드레인 배수 저항이 증가하므로 상부층에 비하여 과잉간극수압



의 소산속도가 약간 느린 경향이 있고, 현장에서 재하성토는 단계하중으로 재하되므로 시공중에 과잉간극수압의 발생과 소산이 동시에 발생되기 때문에 성토하중에 의한 과잉간극수압의 크기가 이론치보다 작게 나타난다고 생각된다.

5. 수치해석에 의한 수평변위량의 거동

연약지반의 안정성의 판단은 극한평형상태에서의 안전율을 기준으로 평가하는 방법이 주로 이용되어 왔으나, 최근에는 파괴상태 뿐만 아니라 변형과정의 해석에도 폭넓게 적용시킬 수 있는 유한요소법등과 같은 수치해석방법이 이용되고 있다.<sup>2)</sup>

연약지반에서의 현장계측치에 의한 수평변위의 거동을 비교분석하기 위하여 Duncan 등에 의하여 제시된 쌍곡선 모델과,<sup>3)</sup> 한계상태이론을 기초로 하여 Roscoe 등이 제안한 수정 Cam Clay (MCC) 모델을<sup>1)</sup> 이용하여 연약지반의 거동을 분석하였다. 유한요소해석에 사용된 프로그램은 흙의 선형 및 비선형과 응력-변형특성을 분석할 수 있는 SIGMA/W를 이용하였고, 연약층의 두께는 3개의 토층으로 구분하여 요소수 383개, 절점수 1,078개인 평면변형조건으로 해석하였으며 모델에 적용된 파라미터는 심도별로 채취된 불교란시료에 대하여 실내 삼축압축시험을 실시하여 구하였고 평균값은 Table 2와 같다.

Fig. 9는 지반의 수평변위를 현장에 매설된 경사계에서의 현장계측치를 기준으로 쌍곡선 모델과 수정 Cam Clay 모델을 이용하여 전반적인 거동을 비교분석하였다. 현장계측된 수평변위의 최대치를 공법별로 나타내면 A:22cm, B:53cm, C:30cm, D:35cm이다. 수평변위량이 최대가 되는 부분은 경사계의 위치가 성토체의 최상부와 사면중간부 및 선단부에 따라 다르게 나타나기 때문에 수평변위량의 최대치를 결정하는데 명확하지 않고, 또한 대부분 현장에서도 이를 고려하지 않고 분석하고 있기 때문에 분석자에 따라서 많은 오차를 나타내고 있다.

쌍곡선 모델에서는 성토체의 선단에서 가장 크고 점차적으로 작아지는 경향을 나타냈고, 0-5m

Table 2. Parameters for FEM

Parameter	Unit	Clay	Embankment	Remarks
Unit weight	$\gamma_f$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.640	1.887	
Hyperbolic constant	$K$	88	1142	
Hyperbolic constant	$n$	0.637	0.128	
Failure ratio	$R_f$	0.90	0.840	
Cohesion	$c$ (tf/m <sup>2</sup> )	2.18	2.20	0(MCC)
Angle of internal friction	$\phi$ (°)	0	26	36(MCC)
Coefficient of earth pressure	$K_0$	0.411	0.557	
Poisson's ratio	$\nu$	0.49	0.36	0.391(MCC)
Overconsolidation ratio	OCR	1.49		
Lambda	$\lambda$	0.227		
Gamma	$\Gamma$	3.041		
Kappa	$\kappa$	0.041		
Mu	M	1.451		

(MCC : Modified Cam Clay Model)

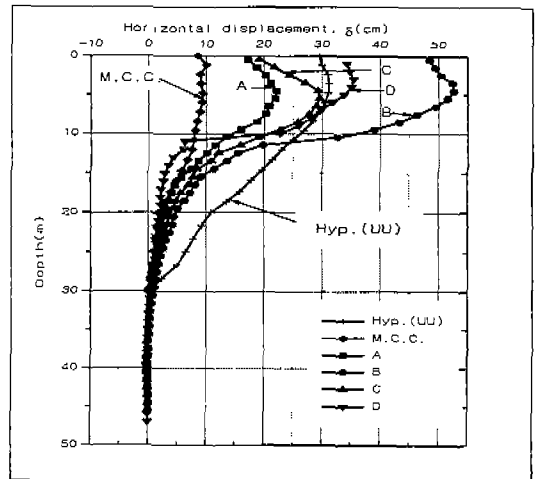


Fig. 9. The distribution of horizontal displacement with measured data and FEM

인 지점에서의 수평변위는 약 30cm 정도로 나타나서 실측치와 유사한 경향을 나타냈다. 수정 Cam Clay 모델에서는 쌍곡선 모델과 유사하게 성토체의 선단에서는 크고 점차적으로 작아지는 일

반적인 경향을 나타냈으나 변위값은 약 10cm 정도로 실측치보다 상당히 작게 나타났다.

이와 같은 결과를 기초로 수치해석에 의하여 전반적인 수평변위의 거동을 파악할 수 있으며, 본 연구대상지역에서 현장 실측치를 기초로 성토하중에 의한 연약지반의 단계적인 안정성을 파악하여 본 결과, 수정 Cam Clay 모델보다 쌍곡선 모델을 적용하는 것이 적합하다고 판단된다.

또한, 수평변위량이 최대가 되는 부분은 성토체의 선단부의 하부에서 가장 크게 나타나서 안정성 평가에 민감하게 작용하고, 사면선단에서 0~5m인 지점에서의 수평변위는 이론치에서는 10~30cm 정도, 실측치에서는 20~50cm 정도의 변위가 발생되었지만, 큰 변위의 발생으로 경사계가 파손되어 작동불능의 가능성이 있으므로 성토시공 완료후까지 문제가 발생되지 않도록 적절한 간격을 두어 설치하는 것이 합리적이라고 판단된다.

Ladd 등(1994)<sup>6)</sup>은 연약지반에서 성토중의 수평변위를 수정 Cam clay 모델과 MIT 모델을 사용하여 각 심도별로 실측치와 비교분석한 결과, 수평변위는 심도별로 각각 다르게 나타나므로 수평변위를 가장 신뢰성 있게 예측하기 위해서는 적합한 모델링을 선정하는 것이 가장 중요하다고 하였다. 또한 성토시공 중과 시공 후에 관측된 변형비(최대수평변위/최대침하량)는 성토단계별로 적용된 모델 모두 과대 또는 과소평가되는 경향을 나타낸다고 하였다.

연약지반상에 대상하중이 가해지면 침하 뿐만 아니라 측방유동이 발생되어 인접구조물에 영향을 미치기 때문에 미리 활동범위를 알 수 있다면 구조물의 피해를 최소화시킬 수 있을 것이다. 따라서 성토하중에 의한 수평변위의 영향범위를 극한평형해석에 의한 활동면과 유한요소법에 의한 변위상태를 비교하면 Fig. 10과 같다.

재하성토에 따른 각 공법별 안정관리 분석 결과, 각 공법별로 심도에 따른 최대수평변위의 분포형태는 점토층 GL-10m 부분에서 가장 크게 발생되어 극한평형해석(LEM) 결과에서 나타난 임계원의 파괴활동형상과 유사하게 나타났다. 수평

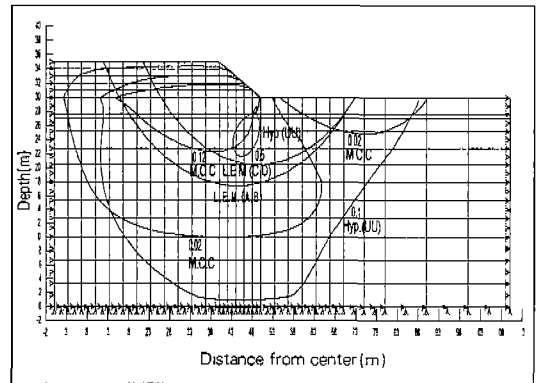


Fig. 10. The distribution of horizontal displacement by LEM and FEM

변위의 영향범위(L)는 연약층의 두께(H)와 활동면의 깊이(H<sub>f</sub>)에 따라 다르게 나타나는데, 쌍곡선 방법에서의 영향범위는 성토체의 선단으로부터 수평으로 약 40m 범위까지 10~50cm 정도이고 관계식은  $L=1.3H$ ,  $L=1.4H_f$ ,  $H_f=0.9H$ 로 나타났으며, 최대수평변위는 성토체의 선단하부 10m 지점에서 전체깊이의 H/3 지점에서 발생하였다. 수정 Cam Clay 모델에서는 사면선단으로부터 약 40m인 범위까지 2~12cm 정도로 변위값이 작고, 관계식은  $L=1.4H$ ,  $L=2H_f$ ,  $H_f=0.7H$ 로 나타났다. 극한평형법에 의한 영향범위는 사면선단으로부터 약 22m 범위까지 임계원을 형성하고 있고, 관계식은  $L=0.7H$ ,  $L=1.8H_f$ ,  $H_f=0.4H$ 로 나타났다. 또한 최대수평변위는 성토체의 선단하부 GL-10~GL-12m 지점으로 전체연약층깊이(H)의 약 1/3 지점에서 발생하였다.

여러 연구자들<sup>7,13)</sup>에 의하면 극한평형해석에서는 성토체선단에서 활동면까지의 범위는  $L=(0.5\sim 2.0)H$ ,  $L=(0.9\sim 2.0)H_f$ ,  $H_f=(0.4\sim 1.0)H$ 의 범위를 나타낸다고 하였다. 임의 심도에서의 수평변위 분포는 지반의 유효응력조건에 영향을 받으므로 최대수평변위가 발생하는 깊이는 현장의 지반조건에 따라 지표부근이나 지반의 중심부에서 발생할 수 있다.

Tavenas 등(1979)<sup>12)</sup>은 연약지반에서의 최대수평변위는 전체연약층두께(H)의 1/3 심도에서 최

대값을 나타낸다고 하였다. 그리고 간극수압을 고려하였을 경우 성토에 의하여 영향을 받지 않는 범위는 성토체 선단으로부터  $H/2$ ( $H$ =연약층의 두께) 이상이라고 하였다.

이상과 같이 수평변위의 영향범위는 유한요소해석에서는  $L=(1.3\sim 1.4)H$  범위로 나타났고, 극한평형법에서는  $L=0.7H$  범위로 나타났으며, 최대수평변위는 성토체의 선단하부 약 GL-10m 지점으로 전체연약층깊이( $H$ )의 약 1/3 지점에서 발생하였다.

#### IV. 결 론

본 연구는 합리적인 안정관리의 판단기준을 수립하기 위하여 현재 시공 중인 사업부지를 선정하여 연약지반에 성토시 침하와 수평변위의 거동이 성토구조물의 안정성에 미치는 영향을 현장계측결과를 기초로 기존의 안정관리방법 등에 의하여 비교분석하고, 성토에 따른 안정성의 판단기준을 구명하여 연약지반의 안정관리기법의 문제점을 해결하기 위한 기초자료를 제공하고자 한 것으로 본 연구대상지역에서 얻은 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 물리적 성질이 심도별로 최대치를 나타내는 부분에서 수평변위가 급증하여 위험가능성이 있으므로 안정관리분석시 기초자료로 이용할 수 있고, 수평변위량의 차가 가장 큰 부분에서 전단변형이 발생되었다.

2. 단계성토에 따른 계측자료를 이용하여 성토체의 안정성을 비교분석한 결과, 파괴기준선을 초과하여 위험치에 접근하는 부분도 있었으나 성토체는 안정한 것으로 확인되어 松尾와 富永방법에 의하면 안정관리상 파괴기준선으로 안정성을 판단하는 것보다는 곡선의 기울기로 판단하는 것이 합리적이라고 생각된다.

3. 처리지반에서의 수평변위와 상대침하량은 거의 같은 비율을 유지하면서 증가하며, 무처리 지반에서 Terzaghi 수정지력공식을 사용할 경우의 전단변형은 성토하중과 비배수전단강도와와의 관계

를 고려하고 안전율은 1.2보다 큰 값을 사용하여야 할 것으로 판단된다.

4. 수치해석에 의하여 전반적인 수평변위의 거동을 파악할 수 있으며, 현장 실측치를 기초로 성토하중에 의한 본 연구대상지역에서 연약지반의 단기적인 안정성을 파악하는 데는 쌍곡선 모델을 적용하는 것이 적절하다.

5. 수평변위의 영향범위( $L$ )는 성토체의 선단으로부터 전체연약층( $H$ )의  $L=(0.7\sim 1.4)H$  범위까지 미치는 것으로 나타났으며, 최대수평변위는 성토체의 선단하부 G.L.-10m지점으로 전체 연약층 깊이의 1/3지점에서 발생하였다.

이 논문은 1997년도 한국학술진흥재단의 공모과제 연구비에 의하여 연구되었음.

#### 참 고 문 헌

1. Atkinson, J. H. and P. L. Bransby, 1977, The mechanics of soils, An introduction to critical state soil mechanics, McGraw-Hill.
2. Desai, C. S. and J. T. Christian, 1977, Numerical methods in geotechnical engineering, McGraw-Hill.
3. Duncan, J. M. and C. Y. Chang, 1970, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, J. Soil. Meth. and Found. Eng. Div., ASCE, 96(5), pp. 1629-1653.
4. Hansbo, S., 1960, Preconsolidation of soft compressible subsoil by the use of prefabricated vertical drains, GEOTECH 92, Applied ground improvement techniques, Vol. 2, pp. 1~11.
5. Houslyby, G. T. and A. N. Schofield, 1992, Predictive soil mechanics, Proceedings of the Wroth Memorial Symposium held at St Catherine's College, Oxford.
6. Ladd, C. C., A. J. Whittle and D. E.

- Legaspi, 1994, Stress-deformation behavior of an embankment on Boston blue clay, Geotechnical Special Publication No. 40, Vol. 2-2, pp. 1730-1759.
7. Loganathan, N., A. S. Balasubramaniam and D. T. Bergado, 1993, Deformation analysis of embankments, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(8), pp. 1185-1206.
8. Onoue, A., 1992, Precompression and vertical drain designs, GEOTECH 92, Applied ground improvement techniques, Vol. 2, pp. 1~78.
9. Onoue, A., 1988, Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration, Soils and Foundations, 2(4), pp. 165~174.
10. Schmertmann, J. H., 1975, Measurement of in-situ shear strength, Precedings of the specialty conference on in-situ measurement of soil properties, ASCE, Vol. 2, pp. 57-138.
11. Suzuki, O., 1988, The lateral flow of soil caused by banking on soft clay ground, Soil and Foundation, 28(4), pp. 1-18.
12. Tavenas, F., C. Mieussens and F. Bourges, 1979, Lateral displacement in clay foundation under embankments, Canadian Geotechnical Journal, 16(3), pp. 532-550.
13. Yeung, A. T. and G. Y. Felio, 1994, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE Geotechnical special publications.
14. 藤田圭一, 1995, 軟弱地盤對策工法總技術, 東和技術編輯部譯.
15. 稻田信徳, 1994, 軟弱地盤の土質工學, 鹿島出版社.
16. 海野陸藏, 垂水尙志, 1993, 地盤工學, コロナ社.
17. 栗原則夫, 持永龍一郎, 1978, 岩見尺試驗盛土における軟弱地盤の舉動の測定結果, 土と基礎, 26(7), pp. 11-17.
18. 栗原則夫, 高橋朋和, 1984, 泥炭性地盤における盛土の安定と沈下の實態土と基礎, 32(3), pp. 53-58.
19. 松尾 稔, 川村國夫, 1978, 軟弱地盤上の盛土施工に關する施工管理圖, 土と基礎, 26(7), pp. 5-10.
20. 柴田 徹, 關口 秀雄, 1980, 盛土基礎地盤の彈・粘塑性舉動解析と破壊豫測, 日本土木學會論文報告集, 301, pp. 93-104.
21. 富永眞生, 橋本正治, 1974, 側方變位の現場計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, 22(11), pp. 43-51.
22. 土質工學會編, 1979, 盛土の調査設計から施工まで, 現場技術者のための土と基礎シリーズ.
23. 土質工學會編, 1990, 現場計測計劃の立て方, 現場技術者のための土と基礎シリーズ 17.
24. 土質工學會編, 1992, 軟弱地盤の理論と實際, 土質基礎工學ライブラリ-37.