

## 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 거동분석 (II) - 측방유동 판정기준 -

### The Behavior of Piled Bridge Abutments Subjected to Lateral Soil Movements - Design Guidelines -

이진형\*<sup>1</sup> Lee, Jin-Hyung

서정주\*<sup>2</sup> Suh, Jung-Ju

정상섭\*<sup>3</sup> Jeong, Sang-Seom

장범수\*<sup>4</sup> Jang, Bhum-Soo

#### Abstract

In this study, practical guidelines to check the possibility of some lateral movement of piled abutment were investigated. In these tests, both the depth of soft clay and the rate of embankment construction are chosen to examine the effect on lateral soil movements. The depth of soft clay layer varies from 5.2 m to 11.6 m, and the rate of embankment construction has two types : staged construction(1m/30days, 1m/15days) and instant construction. Various measuring instruments such as LVDTs, strain gauges, pressure cells, and pore pressure transducers are installed in designed positions in order to clarify the soil - pile interaction and the short and long term behavior for piled bridge abutments adjacent to surcharge loads. The validity of the proposed guidelines by centrifuge test was compared with the observed performance by lateral movement index, F(Japan Highway Public Corporation) and modified I index(Korea Highway Corporation). Based on the results obtained, the critical values of F and modified I, as a practical guidelines, are proposed as 0.03 and 2.0, respectively.

#### 요 지

본 논문에서는 원심모형실험 결과와 국내·외 현장자료를 바탕으로 연약지반에 시공된 교대말뚝기초의 측방이동 발생 가능성을 판정할 수 있는 기준을 비교·검토하였다. 이를 위해 교대말뚝기초의 측방이동에 가장 중요한 영향을 미치는 변수로서 지반조건과 성토지반 시공속도를 선정하여 총 6 종류의 원심모형실험을 실시하였다. 본 실험에서는 점성토 지반의 과잉간극수압과 지표 침하량, 교대말뚝기초의 수평변위와 휨변형, 교대말뚝기초에 작용하는 측방유동 압을 성토하중 재하단계와 성토 후 80% 이상 압밀이 진행된 단계에서 측정하였으며 그 결과를 토대로 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준을 분석하였다. 또한 원심모형실험 결과와 더불어 국내·외 현장자료를 조사 및 수집하여 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준으로 일본 도로공단에서 제시한 측방이동지수(F)와 한국도로공사에서 제시한 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)에 대하여 그 타당성을 검토하였다. 그 결과 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준으로 측방이동지수(F)는 0.03, 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)는 2.00으로 한계값을 수정하는 것이 타당한 것으로 나타났다.

**Keywords :** Centrifuge model test, Lateral movement index, Lateral soil movement, Modified I index, Piled bridge abutment

\*1 연세대학교 공과대학 토목공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., icdij@yonsei.ac.kr)

\*2 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

\*3 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

\*4 정회원, 시설안전기술공단 기술개발지원실 차장 (Member, Manager, Korea Infrastructure Safety & Technology Corp.)

# 1. 서론

연약지반에 각종 토류구조물을 시공할 경우에는 지반침하, 지지력, 사면 활동파괴에 대한 안정성 평가가 주된 검토 대상이었으나 최근에는 배면지반의 뒷채움, 지반굴착시 발생하는 편재하중, 과도한 압밀침하, 급속한 절·성토 등에 의해서 발생하는 측방유동으로 인한 지반-구조물의 안정성 문제가 빈번히 발생하고 있다. 특히, 교대말뚝기초의 배면에 성토를 하는 경우에는 편차성토하중으로 인하여 주변지반에 변형이 나타나며 이러한 측방유동으로 인하여 기존 교대말뚝기초에 부가

적으로 발생하는 응력은 말뚝부재를 손상시키거나 상부 구조물 자체에 피해를 입힐 수 있다.

현재 국내에서도 연약지반의 활용이 증대됨에 따라 교대말뚝기초를 중심으로 측방유동 피해 사례가 증가하고 있는 추세이다. 표 1은 국내·외 설계시방서나 설계기준 등에서 제안하고 있는 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준 및 평가방법을 나타낸다.

이와 같이 국내·외 많은 학자들에 의해 측방유동 관련연구가 진행되어 왔지만 지층조건과 성토하중에 따른 측방유동압의 분포형태와 크기에 대한 연구는 아직 미흡한 상태이고 또한 현재 국내 설계시방서나 설계기준 등

표 1. 측방유동 판정기준

판정 기준	판정 방법	비고
Tschebotarioff 방법	상재하중 ( $P = \gamma \cdot H$ ) $P \geq 3 c_u$ : 전단변형 시작 $P = 5.14 c_u$ : 전단파괴 발생(띠기초) $P = 7.95 c_u$ : 전단파괴 발생(정방형기초)	$\gamma$ : 성토지반의 단위중량 $H$ : 성토높이 $c_u$ : 비배수 전단강도
FHWA 기준	· 상재하중 ( $P = \gamma \cdot H$ ) $P > 3 c_u$ : 측방유동 발생가능 · 교대구조물의 측방이동량(mm) $= 0.25 \times$ 배면 성토지반의 침하량(mm)	-
측방이동지수(F)에 의한 판정법 [일본 도로공단]	$F = \frac{c_u}{\gamma \cdot H \cdot D} < 0.04$ : 교대의 측방이동 가능성 있음	2.1절 참조
측방이동판정수(I)에 의한 판정법 [일본 건설성 토목연구소]	$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma H}{c_u} \geq 1.5$ : 교대의 측방이동 가능성 있음	2.2절 참조
수정 I지수( $M_I$ )에 의한 판정법 [한국도로공사]	$M_I = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \geq 1.5$ : 측방이동 가능성 있음	2.3절 참조
교대의 수직 및 수평변위를 이용한 방법 [캐나다]	$S_v > 100\text{mm}$ , $S_H > 50\text{mm}$ : 유지관리상 문제가 있음 $50\text{mm} \leq S_v \leq 100\text{mm}$ , $25\text{mm} \leq S_H \leq 50\text{mm}$ : 상당한 변형이 있음 $S_v < 50\text{mm}$ , $S_H < 25\text{mm}$ : 유지관리상 문제가 없음	$S_v$ : 교대의 수직 변위 $S_H$ : 교대의 수평 변위
원호활동에 대한 안전율( $F_c$ )과 압밀침하량( $\delta_s$ )에 의한 판정법 [일본 수도고속도로공단]	$F_c \geq 1.6$ & $\delta_s < 10\text{cm}$ : 교대의 측방이동 가능성 없음 $F_c < 1.2$ & $\delta_s > 50\text{cm}$ : 교대의 측방이동 가능성 있음	-
파괴에 대한 안전율( $F_r$ )과 교대의 예측이동량( $\delta$ )에 의한 판정법 [일본 도로공단]	$F_r \leq 3$ 또는 $\delta \geq 2\text{cm}$ : 교대의 측방이동 가능성 있음 $F_r \leq 3$ 또는 $\delta \geq 10\text{cm}$ : 교대의 측방이동 가능성 매우 높음	-
측방변위지수(R)에 의한 판정법 [Marche & Chapuis, 1973]	사면안전율(S.F)과 $R = \frac{\delta_h \cdot E_u}{\Delta q \cdot B}$ 의 관계 $S.F \leq 1.4$ : 사면변형 우려됨	$\delta_h$ : 성토사면 선단에서의 측방변위량 $E_u$ : 점토층의 비배수 변형계수 $\Delta q$ : 성토하중, $B$ : 성토 저면폭
연경도지수( $I_c$ )에 의한 판정법 [독일 시방서]	점성토의 $I_c = (w_L - w_n)/I_p$ 로부터 측방유동이 발생하지 않을 사면의 최소안전율 결정	$I_c$ : 연경도 지수
원호 활동에 대한 안전율(S.F)을 이용하는 방법 [일본 건설성 토목연구소]	사면안전율(S.F) < 1.0 : 교대의 측방유동 발생가능	-

에서는 측방유동을 정량적으로 평가할 수 있는 판정기준이나 평가방법 등이 구체적으로 규정되어 있지 않은 상태로 설계시방서나 기준에서도 확실한 지침이 주어지지 못한 상태이므로 이에 대한 연구가 필요한 실정이다.

이에 본 논문에서는 연약지반에 시공된 교대말뚝기초를 지반조건과 성토지반 시공속도에 따라 총 6 종류의 원심모형실험을 수행하였으며 실험결과와 함께 국내·외 현장자료를 조사 및 수집하여 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준으로 일본 도로공단에서 제시한 측방이동지수(F)와 국내 한국도로공사(1995)에서 제시한 수정 I 지수(MI)에 대하여 그 타당성을 검토하였다.

## 2. 측방이동 판정기준

연약한 점성토 지반에 시공된 건축물, 교대, 교각, 토류벽 등의 상부 구조물이 지반의 측방유동에 의하여 수평방향으로 이동하거나 변형되는 현상을 총칭하여 구조물의 측방이동(lateral movement)이라고 한다. 점성토 지반의 측방유동이 공학적으로 문제가 되는 이유는 이로 인하여 주변 구조물들에 많은 피해를 줄 수 있으며 이러한 피해는 현실적으로 복구하기가 어렵기 때문이다. 국내에서 지반의 측방유동으로 인한 피해가 가장 빈번하고 극명하게 나타나는 사례는 연약지반에 교대말뚝기초를 시공하고 배면에 성토지반을 조성하는 경우이다. 지반의 측방유동에 대한 고려 없이 시공된 교대가 배면 성토로 인하여 옆으로 밀리면서 교좌와 신축이음장치의 파손은 물론이고 교량 상판까지 손상되는 사례가 자주 발생하고 있다. 따라서 지반의 측방유동 문제는 점성토 지반에 시공된 교대 구조물의 측방이동과 관련지어 다루어지는 것이 현재의 추세이다.

국내 도로교 시방서(1997)에서는 측방유동판정수(I)를 이용하여 측방유동의 가능성을 판별하고 그의 Tschebotarioff법, 일본 건설성 토목연구소법, 일본 도로공단법을 사용하여 종합적으로 판단하도록 규정하고 있으나 현재 국내의 현장에서는 주로 측방이동지수(F)에 의한 판정법(일본 도로공단법)과 측방이동판정수(I)에 의한 판정법(일본 건설성 토목연구소법)을 많이 사용하고 있는 실정이다.

### 2.1 측방이동지수(F)

일본 도로공단에서는 1976년~1977년에 연약지반상

의 70여개 교대의 수평이동 정도를 파악하기 위하여 현장조사를 실시하였다. 교대 조사 결과, 주로 영향을 미치는 요소로는 지반의 강도(점성토의 비배수 전단강도), 연약지반의 두께, 그리고 성토높이를 들고 있으며, 이들 관계를 수식화하여 식 (1)과 같이 측방이동지수(F)를 제안하였다. 이 지수 값은 안정수 $\langle N=c_u/(\gamma H) \rangle$ 에 연약층 두께(D)의 역수를 곱한 값으로  $m^{-1}$ 의 차원을 갖고 있으며, 측방유동에 미치는 연약층의 두께의 효과를 많이 반영하고 있다( $F \geq 0.04$  ; 움직임 없음,  $F < 0.04$  ; 움직임 있음).

$$F = \frac{c_u}{\gamma \cdot H \cdot D} \quad (1)$$

여기서,  $c_u$ 는 점토층의 비배수강도( $t/m^2$ ), D는 점토층의 두께(m),  $\gamma$ 는 성토지반의 단위중량( $t/m^3$ ), H는 성토높이(m)를 나타낸다.

이 측방이동지수(F)는 현재의 판정법 중 측방유동 판정에 가장 많이 적용되고 있다. 그러나 교대구조물의 영향이 배제되었다는 문제점이 제기되어왔다(한국도로공사, 1996). 이는 실제 교대 공사에서 적용하려고 하는 교대 구조물의 이동을 검토하기에는 미흡하다는 것이다.

### 2.2 교대측방이동 판정수(I)

기존의 측방이동지수(F)에 의해서는 교대주변지반을 고려하는 관계로 교대규모와 연관성이 결여되어 있으므로 그 적합성이 충분하다고 할 수는 없다. 일본 건설성 토목연구소에서는 교대의 규모와 연관지어 교대측방이동 판정수를 제안하였다. 이것은 성토하중에 의해서 유동이 발생한 연약지반 중에 기초체가 위치하고 있고, 유동에 의한 토압을 크게 받는 기초일수록 이동이 크기 때문이다. 안정수(N)를 중심으로 연약층 깊이의 효과와 기초체의 저항폭, 여기에 교대의 길이의 효과에 의해서 이것을 보정한다는 판단에 근거하여 교대측방이동 판정수(I)를 식 (2)와 같이 제안하였고 교대측방이동 판정수(I)가 약 1.5를 경계로 비교적 정확하게 이동의 유무를 판별할 수 있다고 하였다( $I \geq 1.5$  ; 움직임 있음,  $I < 1.5$  ; 움직임 없음).

$$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma H}{c_u} \quad (2)$$

여기서,  $\mu_1$ 은 연약층 두께에 대한 보정계수(D/L),  $\mu_2$

는 말뚝자체의 저항쪽에 대한 보정계수( $\Sigma b/B$ ),  $\mu_3$ 는 교대 길이에 대한 보정계수( $D/A \leq 3.0$ ),  $\gamma$ 는 성토지반의 단위중량( $t/m^3$ ),  $H$ 는 성토높이(m),  $c_u$ 는 연약층의 평균 점착력( $t/m^2$ ),  $A$ 는 교축방향의 교대길이(m),  $B$ 는 교축 수직방향의 기초폭(m),  $\Sigma b$ 는 교축 수직방향의 말뚝 폭 합계(m),  $L$ 은 기초의 근입길이(m)를 나타낸다.

그러나 이 판정수는 연약층 두께에 대한 영향이  $\mu_1$  과  $\mu_3$ 에 중복되어 들어가 있어 다른 영향계수들이 비해 과도하게 적용되고 있고 측방이동지수(F)의 한계기준치와 많은 오차가 발생한다고 보고되었다(한국도로공사, 1996).

### 2.3 수정 I 지수( $M_I$ )

현재 국내에서 주로 사용하고 있는 측방유동 판정식들은 외국의 사례에 기초하여 제시된 기준으로 국내 상황에 그대로 적용하기에는 무리가 있다. 이에 한국도로공사(1995)에서는 국내 140여 개의 교대말뚝기초의 자료를 수집·분석하여 기존의 측방유동 판정식을 수정한 수정 I 지수( $M_I$ )를 그림 1에 나타낸 교대말뚝기초의

제원으로부터 식 (3)과 같이 제안하였다. 식 (3)에서  $c_u$ 는 연약한 점성토 지반의 평균 비배수 전단강도( $t/m^2$ ),  $\gamma H$ 는 성토지반 하중( $t/m^2$ ),  $\alpha$ 는 측방유동압을 받는 기초하부 면적에 대한 교대 면적비( $= (b \cdot D)/(B \cdot A)$ ),  $b$ 는 교축 수직방향으로의 말뚝폭의 합계(m),  $D$ 는 연약한 점성토 지반의 두께(m),  $B$ 는 교축 수직방향으로의 기초폭(m),  $A$ 는 교축방향으로의 기초폭(m)을 나타낸다.

$$M_I = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \quad (3)$$

한국도로공사에서 제안한 수정 I 지수( $M_I$ )는 안정수의 영향을 도입하면서도 교대구조물의 영향을 고려할 수 있도록 하였다. 또한 교대측방이동 판정수(I)에서 과 적용된 연약층의 깊이에 대한 부분을 조정하여 연약층 심도가 낮을 때에 생기는 오차를 줄일 수 있었다.

### 2.4 판정기준의 비교분석

본 연구에서는 124개의 한국도로공사(1996) 자료와 66개의 일본 건설성 토목연구소(1981) 자료를 이용하여

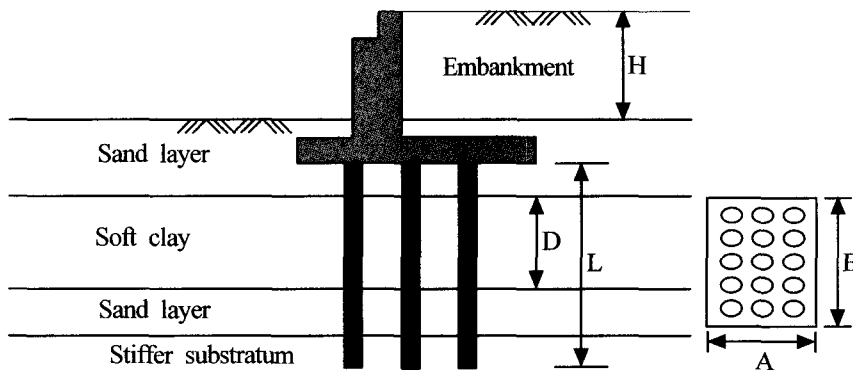


그림 1. 수정 I 지수( $M_I$ ) 산정시 교대말뚝기초 제원

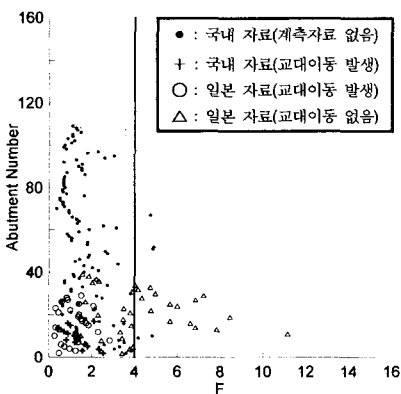


그림 2. 측방이동지수( $F \times 10^{-2}$ )

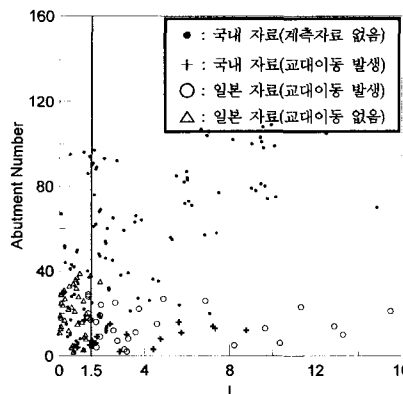


그림 3. 교대측방이동 판정수(I)

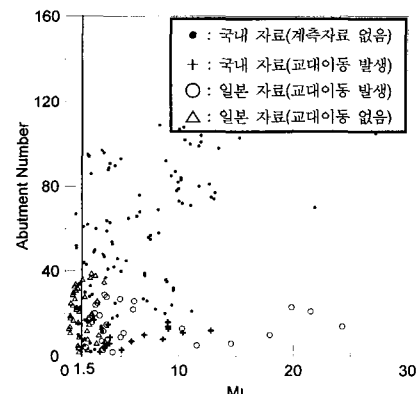


그림 4. 수정 I 지수( $M_I$ )

그림 2, 그림 3, 그림 4와 같이 비교분석을 수행하였다. 이 결과, 측방이동지수(F)와 수정 I 지수( $M_I$ )값은 국내 및 일본자료에 대해 교대측방이동 판정수(I)값에 비해 비교적 일치된 판정결과를 나타내었다. 따라서 본 연구에서는 측방이동지수(F)값과 수정 I 지수( $M_I$ )값이 판정기준으로 적절하다고 판단되었다. 또한 각 판정수에 대한 비교결과 연약지반의 비배수 전단강도와 연약지반의 두께가 공통적으로 각 판정값에 많은 영향을 미치므로 이에 대한 충분한 검토가 이루어져야만 신뢰성있는 판정값을 얻을 수 있으리라 판단되었다.

### 3. 원심모형실험

연약지반에 시공된 교대말뚝기초의 측방이동 발생 가능성을 판정할 수 있는 기준을 비교·검토하기 위해 인접 성토하중에 의한 측방유동을 받는 2 × 3 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 재현하였다. 본 실험에서는 교대말뚝기초의 측방유동에 가장 중요한 영향을 미치는 변수로서 지반조건과 성토지반 시공속도로 선정하여 총 6 종류의 원심모형실험을 실시하였다. 본 실험은 지반조건인 토층단면과 점성토 지반의 두께에 따라 표 2 및 그림 5와 같이 점성토 지반의 두께가 11.0~11.6m로 하부 사질토 지반보다 상대적으로 두꺼운 경우(deep

표 2. 원심모형실험의 종류

실험종류	지반조건	말뚝조건	성토하중 재하방식	성토하중 재하속도
case 1	deep clay ( $h_c=11.0\sim 11.6m$ )	2(열) × 3(행) $s_1/d_p=s_2/d_p=3.3$ 말뚝상단 : 회전구속 말뚝하단 : 고정단	press (그림 5 참조)	1m/30일
case 2				1m/15일
case 3				급속재하
case 4				1m/15일
case 5	shallow clay( $h_c=5.2m$ )			1m/15일
case 6	3-layer( $h_c=5.6m$ )			1m/30일

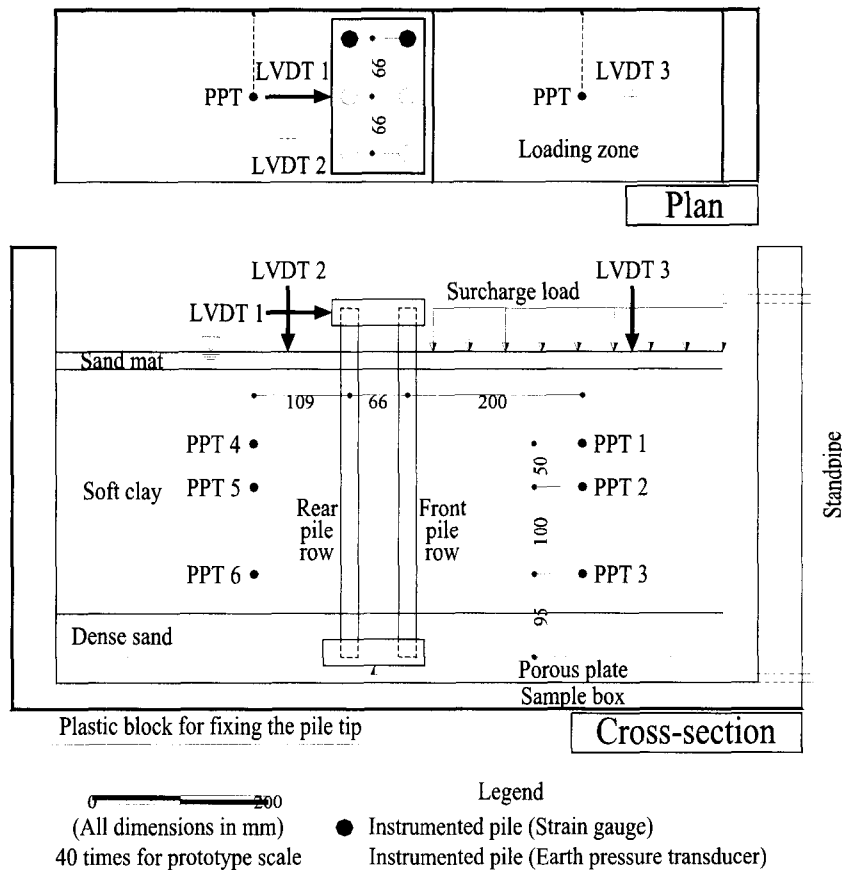


그림 5. 원심모형실험의 횡단면도 및 계측장비 설치위치도

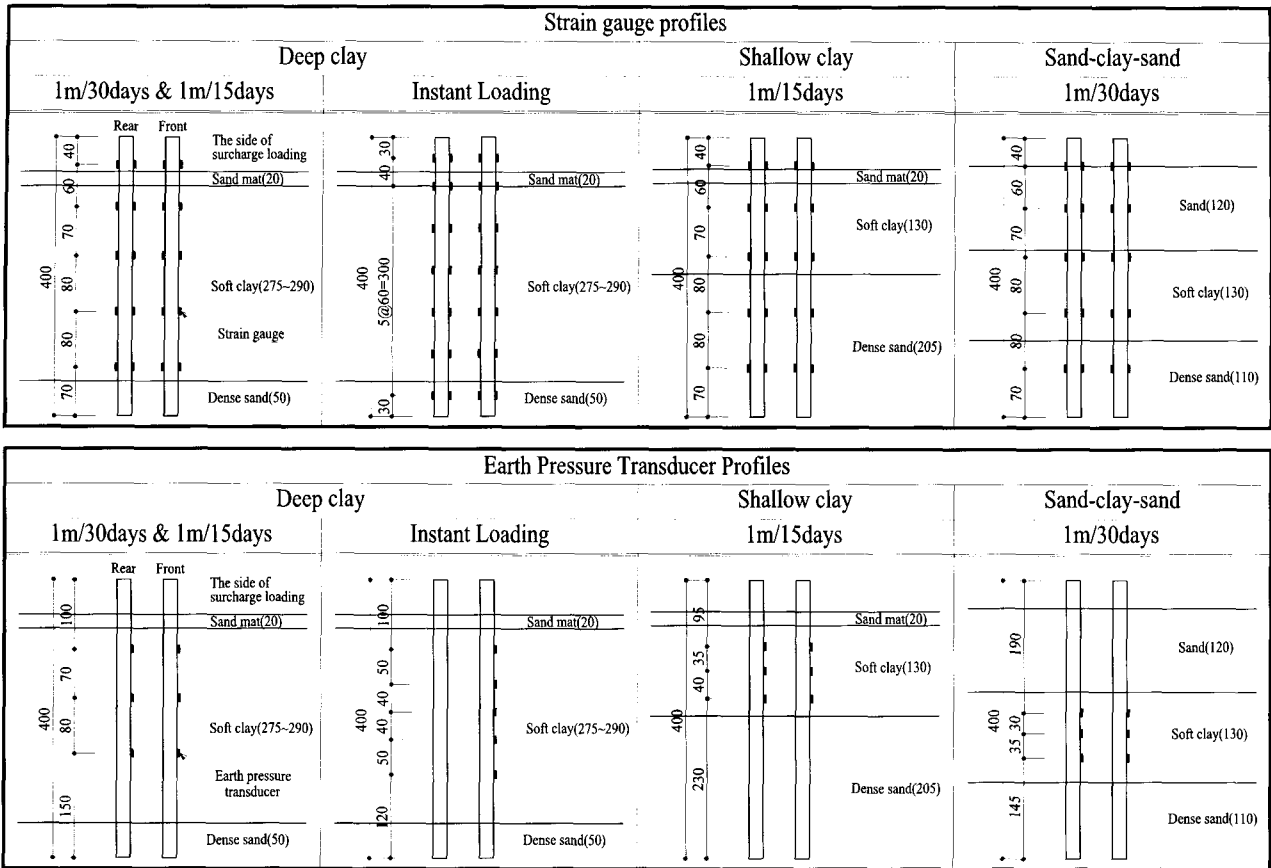


그림 5. 원심모형실험의 횡단면도 및 계측장비 설치위치도(계속)

clay)와 점성토 지반의 두께가 5.2m로 하부 사질토 지반 보다 상대적으로 얇은 경우(shallow clay) 그리고 점성 토 지반이 사질토 지반 사이에 위치한 경우(3-layer)로 구분할 수 있다. 그리고 성토지반 시공속도인 성토하중 재하조건은 한계성토고까지 단계적으로 재하하는 방법 (1m/30일, 1m/15일)과 한계성토고에 해당하는 하중을 순간재하하는 방법으로 구분하여 실험을 수행하였다.

그림 5는 본 연구에서 수행한 원심모형실험의 횡단면 도에 실험조건과 각종 계측기 설치위치를 나타낸다. 그림 5에 나타낸 바와 같이 본 실험에서는 점성토 지반의 과잉간극수압과 지표 침하량, 교대말뚝기초의 수평변위 와 휨변형, 교대말뚝기초에 작용하는 측방유동압을 성 토하중 재하단계와 성토 후 80% 이상 압밀이 진행된 단 계에서 측정하였다. 실험장비와 계측장비 그리고 실험 과정에 대한 자세한 설명은 서정주 등(2002)이 제출한 논문 에 나타나 있다.

#### 4. 측방이동 판정기준 검토 - 원심모형실험 결과

연약 점토층이 두꺼운 경우에 깊이별로 발생하는 측

방유동압은 단계별 성토에 따라 그림 6과 같이 나타났 다. 성토높이가 증가함에 따라 성토높이 3m 이전의 토 압 분포와 성토높이 4m 이후의 토압분포는 다른 양상 을 보이고 있었다. 이는 성토하중이 증가하여 점토층 의 한계하중을 넘어서게 되면서 발생하는 현상으로 보 여지며, 이를 바탕으로 성토높이 3m~4m 사이에서 측 방유동이 발생 가능하다고 보았으며 측방유동 발생징 후는 성토높이 3m에서 나타난다고 판단하였다.

본 원심모형 실험 결과를 토대로 기존에 제안된 측방

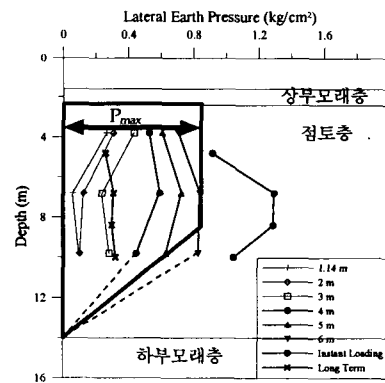


그림 6. 단계별 성토하중으로 인한 측방토압분포

유동 판정식들과 비교하여, 측방유동의 발생 가능성에 대한 판정기준을 검토하였다.

#### 4.1 성토하중과 교대말뚝 캡의 최대 수평변위( $S_H$ )

교대말뚝 캡에 설치한 LVDT를 이용하여 그림 7과 같이 성토하중 증가에 따른 교대말뚝 캡에서의 수평변위( $S_H$ ) 변화를 나타내었다. 실험 결과를 측방유동 발생 징후가 있는 성토 높이(3m)와 비교하면 그림 7과 같이 성토 높이 3m에서는 교대말뚝 캡의 수평변위( $S_H$ )가 25mm를 넘었다. 따라서, 대상 지반 조건에서 측방유동 발생 징후가 있는 교대구조물의 수평변위( $S_H$ )는 25mm라고 판정할 수 있었다.

#### 4.2 성토하중과 성토재하측 지표면 침하량( $\delta_v$ )

하중판 위에 설치한 LVDT를 이용하여 그림 8과 같이 성토하중 증가에 따른 성토재하측 지표면 침하량( $\delta_v$ )을 나타내었다. 실험 결과를 측방유동 발생징후가 있는 성

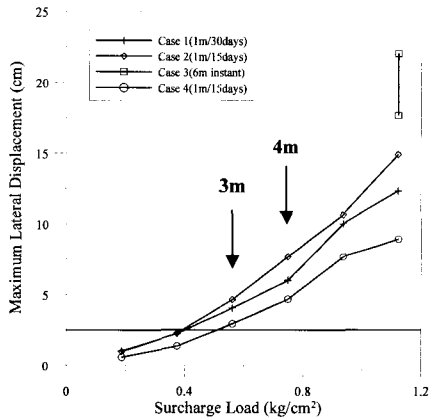


그림 7. 성토하중과 교대말뚝 캡의 최대수평변위 관계

토 높이(3m)와 비교하면 그림 8과 같이 성토 높이 3m에서는 지표면 침하량( $\delta_v$ )이 30cm를 넘었다. 따라서, 대상 지반 조건에서 측방유동 발생징후가 있는 성토하중 재하측 지표면 침하량( $\delta_v$ )은 30cm라고 판정할 수 있었다.

#### 4.3 비배수 전단강도와 성토하중과의 관계

표 3에서와 같이 지반의 비배수 전단강도( $c_u$ )와 성토하중( $\gamma H$ )과의 관계를 비교하였다. 본 실험의 점토층의 비배수 전단강도( $c_u$ ),  $0.16\text{kg/cm}^2$ 를 적용하면 표 3에서 보듯이 측방유동 발생징후가 있는 성토 높이 3m에서 비배수 전단강도( $c_u$ )와 성토하중( $\gamma H$ )과의 관계는 3.51 정도로, 성토하중( $\gamma H$ )이 비배수 전단강도( $c_u$ )보다 3배이상 크게 되면 측방유동 발생 가능성이 있다고 판단할 수 있었다.

#### 4.4 측방이동지수(F)

일본 도로공단에서 제안한 식 (1)과 같은 측방이동지수(F)와 비교한 결과는 표 4에 나타낸 바와 같다. 표 4에

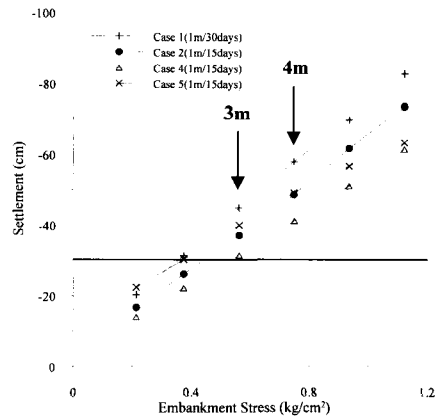


그림 8. 성토하중과 성토재하측 지표면 침하량

표 3. 성토 높이에 해당하는 성토하중

성토높이	1.14m	2m	3m	4m	5m	6m
성토하중 ( $\text{kg/cm}^2$ )	0.2134	0.3744	0.5616	0.7487	0.9358	1.1230
$\gamma H/c_u$	1.334	2.34	3.51	4.679	5.849	7.019

표 4. 측방이동지수(F)를 이용한 측방유동의 판정기준 제안

	D	1.14m	2m	3m	4m	5m	6m
Case 1	11.76m	0.06	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01
Case 2	11.40m	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01
Case 3	11.00m	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01
Case 4	10.76m	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01

서 보듯이 측방유동 발생징후가 있는 성토높이 3m에서 측방이동지수(F) 값은 0.025 정도로 나타났고, 이를 바탕으로 측방유동 발생 가능한 측방이동지수(F)의 한계 값은 0.03으로 판단되었다.

#### 4.5 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)

한국도로공사에서 제안한 식 (3)과 같은 수정 I 지수 (M<sub>I</sub>)를 실험 결과와 비교하여 표 5에 나타내었다.

표 5에서 보듯이 측방유동 발생징후가 있는 성토높이 3m에서 수정 I 지수(M<sub>I</sub>) 값은 2.50 정도로 나타났고, 이를 바탕으로 측방유동 발생 가능한 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)의 한계값은 2.00으로 판단되었다.

### 5. 측방이동 판정기준 검토 - 국내 · 외 현장자료

본 연구에서는 한국도로공사(1996) 자료와 일본 건설성 토목연구소(1981)의 자료를 이용하여 그림 9, 그림 10과 같이 원심모형 실험을 통한 판정기준과 같이 비교·분석하였다. 이 결과 측방이동지수(F)값이 가장 많은 경우 측방유동 발생 가능성을 판정하였고, 또한 수정 I 지수 값은 측방이동지수(F)값과 비교적 일치하였다.

그림 9에서 알 수 있듯이 측방이동지수(F)는 본 연구에서 원심모형실험을 통해 제안한 판정기준( $F \leq 0.03$ )

적용시 교대의 수평이동이 계측된 경우를 비교적 적절히 판정함을 알 수 있다. 또한 연약지반상의 교대에 대한 판정값이 대부분 0.02 이하에 밀집되어 있는 양상을 보였다.

수정 I 지수를 적용한 그림 10의 경우 보면 국내와 일본의 교대자료에 대하여 본 연구에서 원심모형실험을 통해 제안한 판정기준( $M_I \geq 2.0$ )을 기준으로 교대의 수평이동이 계측된 경우에 대하여 비교적 적절히 판정을 하였다.

따라서 각 판정식을 비교한 결과, 본 연구에서 원심모형실험을 통해 제안한 측방이동지수(F)와 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)의 판정기준은 적절하다고 판단되었다. 하지만 각 자료에 대한 비교결과 연약지반의 비배수 전단강도와 연약지반의 두께가 공통적으로 각 판정값에 매우 많은 영향을 미치므로 연약지반에 대한 검토시 사전에 이에 대한 충분한 검토가 이루어져야만 신뢰성있는 판정값을 얻을 수 있으리라 판단되었고, 특히 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)의 경우에는 교대구조물의 제원을 정확히 파악할 수 있을 때 적용해야만 판정값을 신뢰할 수 있으리라 판단되었다.

### 6. 결론

본 연구에서는 원심모형 실험을 수행하여 인접 성토

표 5. 수정 I 지수(M<sub>I</sub>)를 이용한 측방유동의 판정기준 제안

	$\alpha$	1.14m	2m		4m	5m	6m
Case 1	0.9	1.0	1.7		3.5	4.3	5.2
Case 2	0.9	1.0	1.7		3.4	4.3	5.1
Case 3	0.9	1.0	1.6		3.3	4.1	4.9
Case 4	0.9	0.9	1.6		3.2	4.0	4.8

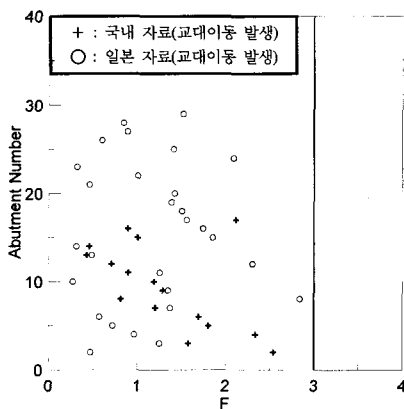


그림 9. 측방이동지수 판정결과비교( $F \times 10^{-2}$ )

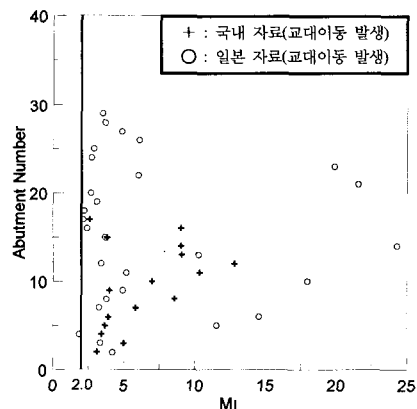


그림 10. 수정 I 지수 판정결과



하중으로 인해 발생하는 교대말뚝기초의 측방유동 현상에 대해 분석하였다. 말뚝기초는 대표적으로 2열×3행의 군말뚝을 선정하여 실험을 수행하였으며, 결과분석을 통해 측방유동 판정기준을 검토하여 기존의 측방유동 판정식의 적용성을 분석하였다. 이를 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 교대말뚝 캡의 수평변위( $S_H$ )가 25mm 이상, 성토하중 재하층의 지표면 침하량( $\delta_v$ )이 30cm 이상, 성토하중( $\gamma H$ )이 비배수 전단강도( $c_u$ )의 3배 이상이 되는 경우에 측방유동 발생 가능성이 있다고 판단할 수 있었다.
- (2) 원심모형 실험 결과를 토대로 기존의 판정기준을 검토한 결과, 측방이동지수  $F \leq 0.03$ 인 경우와 수정 I 지수  $M_I \geq 2.00$ 인 경우에 측방유동 발생 가능성이 있음을 판단할 수 있었다.
- (3) 원심모형 실험결과와 국내 및 일본 현장의 실측자료를 비교·분석한 결과, 측방이동지수(F)와 수정 I 지수( $M_I$ )의 경우 서로 일치하는 경향을 보인다는 것을 알 수 있었다.

### 감사의 글

본 연구는 시설안전기술공단에서 발주한 “측방유동을 받는 토류구조물의 안전진단기술개발” 연구과제의 일환으로 수행하였으며 귀 공단과 본 실험에 많은 도움과 협조를 해 주신 대우건설 기술연구소 관계자분들께 심심한 감사를 드립니다.

### 참고 문헌

1. 홍원표(1994), 수동말뚝, 이진출판사, 서울.
2. 이재훈, 홍성영(1995), 지반의 측방유동, 도서출판 건설도서, 서울.
3. 한국도로공사 도로연구소(1996), 교대변위 억제대책에 관한 연구(II), 도로연 96-46-12, 한국도로공사, 서울.
4. 한국지반공학회, 포항종합제철(주), 한국강관협회, 포스코 개발(주), (주)과일테크(1997), 강관말뚝의 최적설계·시공개선방안 연구보고서(1) - 개선된 강관말뚝의 설계와 시공, 포스코 개발(주), 서울.
5. 정상섭(1998), “수동말뚝의 해석기법”, ‘98 가을 학술발표회 논문집 II, 한국지반공학회, pp.86-89.
6. 서정주 등(2002), “측방유동을 받는 교대말뚝기초의 거동분석(I)-원심모형실험 연구”, 한국지반공학회, 논문심사 중.
7. 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室(1981), “橋台側方移動關研究”, 土木研究所資料 第1804号, 昭和56年 12月, 日本.
8. Jeong, S. S., and Kim, B. C.(2000), “Interaction factors of one-row pile groups subjected to lateral soil movements”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.16, No.3, pp.157-162.
9. Brown, D. A., and Shie, C.-F.(1991), “Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile”, *Technical Note, Computers and Geotechnics*, Vol.12, pp. 149-162.
10. Bolton, M. D., Sun, H. W. and Britto, A. M.(1993), “Finite element analysis of bridge abutments on firm clay”, *Computers and Geotechnics*, Vol.15, pp.221-245.
11. Federal Highway Administration. (1996). Design and Construction of Driven Pile Foundation. FHWA-HI-96-033, National Highway Institute.
12. Stewart, D. P., Jewell, R. J. and Randolph, M. F.(1993), “Numerical modelling of piled bridge abutments on soft ground”, *Computers and Geotechnics*, Vol.15, pp.21-46.
13. Stewart, D. P., Jewell, R. J., and Randolph, M. F.(1994), “Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements”, *Geotechnique*, Vol.44, No.2, pp.277-296.
14. Goh, A. T. C., Teh, C. I. and Wong, K. S.(1997), “Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, ASCE, Vol.123, No.9, September, pp.792-801.
15. Hibbit, Karlsson and Sorensen, Inc.(1998), *ABAQUS*, Ver. 5.8, U.S.A.
16. Tschebotarioff, G. P.(1973), *Foundation design and construction*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York, N.Y.

(접수일자 2002. 3. 7, 심사완료일 2002. 12. 10)