

## 연약지반 굴착시 지반파괴 저감을 위한 억지말뚝의 간격비 평가

### Evaluation of Pile Spacing Ratio of Stabilizing Piles for Ground Destruction Reduction at the Time of Soft Ground Excavation

김 재 홍<sup>1</sup> Kim, Jae-Hong

#### Abstract

In the case of excavating ground backfilled with soft ground, ground destruction occurs owing to the discharge of groundwater from excavated back ground in spite of earth retaining wall. To minimize this, indoor model test was implemented applying stabilizing pile as a solution for ground destruction. The unreinforced case was compared with the reinforced case and the comparison demonstrated that the ratio of the gap in settlement of the two cases is about three to one, which proves the reinforcement effect (Kim, 2014). This study has carried out the evaluation of appropriate pile spacing ratio, according to the confirmed effect of stabilizing pile. In the evaluation test the case with pile spacing ratio of 0.66 (5 stabilizing piles) was compared with that of 0.76 (3 stabilizing piles), and it has been shown that applying stabilizing pile has effect on ground destruction reduction, but may rather work as load when pile spacing ratio is narrower than a certain interval. So it was found that adjustment for appropriate pile spacing ratio is required at the stage of design. This study has shown that the pile spacing ratio is appropriate at around 0.7~0.8, which reduces ground destruction and does not function as the load of excavated back ground.

#### 요 지

연약지반을 매립한 지반에 굴착을 시행할 경우 흙막이 벽체를 설치하더라도 굴착에 따른 굴착배면 지반의 지하수 유출로 배면지반에 지반파괴가 발생한다. 이를 최소화하기 위해 지반파괴 저감 대책으로 억지말뚝을 적용한 실내모형 실험을 시행하여 무보강일 경우와 억지말뚝 보강시를 비교하여 침하량이 약 3배 정도 차이가 발생하는 보강효과를 확인하였다(Kim, 2014). 금번 연구에서는 이런 억지말뚝의 보강효과 확인에 따른 적절한 억지말뚝 간격비의 평가를 시행하였다. 말뚝 간격비를 0.66(억지말뚝 5개)과 0.76(억지말뚝 3개)로 구분하여 실험한 결과 억지말뚝 적용이 굴착시 지반파괴 저감에 대하여 효과는 있으나 일정간격 이상 좁은 경우 오히려 하중으로 작용할 수 있어 설계시 적절한 간격비의 조정이 필요함을 알 수 있었으며, 본 연구에서는 지반파괴의 저감효과가 있으면서 굴착배면의 하중으로도 작용하지 않는 적정 간격비는 0.7~0.8 정도가 적합하다고 판단되었다.

**Keywords** : Stabilizing pile, Space ratio, Model test, Soft ground, Excavation

<sup>1</sup> 정회원, 한국수자원공사 K-water연구원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Infrastructure Research Center KIWE, K-water, Tel: +82-42-870-7623, Fax: +82-42-870-7619, [kjhpmk@kwater.or.kr](mailto:kjhpmk@kwater.or.kr))

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2017년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

근래에는 대부분 건축물이 대형화되면서 지하주차장이나 기타 지하공간 활용을 위한 지하터파기가 대심도로 이루어지고 있다. 특히, 해안 연약지반을 매립하여 대단위 택지를 개발하는 현재 국내 상황에서 지하터파기는 필수적인 공종이다. 대규모 터파기 공사시 흙막이 벽체의 안정성을 향상시키고자 많은 연구가 진행되고 있으나 최근 들어서도 여전히 흙막이 벽체의 붕괴가 빈번하게 발생하고 이로 인한 배면 지반파괴도 많이 발생하고 있다.

지반굴착에 따른 주변지반의 침하에 대한 계측결과는 Peck(1943)에 의하여 처음 보고되었으며, Caspe(1966)은 흙막이벽체의 수평변위로부터 주변 침하를 계산하는 방법을 제시하였고, 많은 학자들에 의해 수치해석과 병행하여 현장계측과 비교한 연구(Goldberg et al., 1976; Mana and Clough, 1981; Clough and O'Rourke, 1990; Clough and Tsui, 1974; Broms, 1994; Femandes et al., 1994; Hashash and Whittle, 1996)가 진행되었다.

흙막이 벽체의 붕괴시 배면지반의 도로 및 상하수도 같은 도시기반시설 파괴뿐만 아니라 이로 인한 입주자의 생활 불편 및 민원등 많은 문제점을 발생한다. 이에 대해 연약지반 굴착시 흙막이 벽체의 변형으로 인한 굴착 배면지반의 파괴를 최소화 하고자 지반파괴 저감대책으로 억지말뚝을 적용하기로 하였다. 무보강시와 억지말뚝으로 보강할 경우를 구분하여 실내에서 모형 토조를 이용한 일련의 실험을 시행하여 억지효과를 검증하였다(Kim, 2014).

억지말뚝에 대해서는 Heyman and Boersma, 1961; D'Appolonia et al., 1967; Kitazima and Kishi, 1967; Leussink and Wenz, 1969; Nicu et al., 1971; De Beer and Walleys, 1972; Ito and Matsui, 1975; Oakland and Chameau, 1984; Hong and Han, 1996; Hong et al., 1997; Poulos and Chen, 1997; Kourkoulis et al., 2009; Zhou et al., 2014a; Li et al., 2015 등의 연구가 있다.

그렇다면, 이 억지말뚝의 간격비는 어떤 것이 합리적인가에 대한 평가도 필요하다. 점성토지반에 굴착으로 인해 자연 생성된 절토사면의 설계에 서해안 연약지반에 굴착을 시행하고 생성된 사면에 대해 H-형강 억지말뚝을 설치하여 실험한 결과 말뚝 간격비가 감소할수록 사면의 안전율이 증가하다 일정 간격비(0.5) 이하에서는 감소하는 것으로 나타났다(Hong et al., 1999). 사면

에 억지말뚝을 설치된 말뚝에 변형률계를 설치하여 실내모형실험과 이를 검증한 원심모형실험에서 말뚝 간격비가 좁아짐에 따라 말뚝에 최대휨모멘트가 감소하는 것을 제시하였다(Jeong et al., 2001). 또한, 억지말뚝의 근입깊이 및 배치간격에 따른 사면 안전율 변화에 대해 말뚝 간격이 너무 좁거나 넓을 경우 토괴의 성상에 따라 기초 파괴나 이동 파괴가 빠져나가는 경우가 있어 말뚝의 간격이 넓어질수록 사면안전율이 감소하여 보강효과를 극대화시키기 위하여 말뚝이 조밀한 것이 좋다고 분석하였다(Lee, 2005).

본 연구에서는 연약지반 굴착시 흙막이 벽체를 설치하더라도 빈번하게 발생하는 지반파괴를 저감코자 굴착배면 지반에 억지말뚝의 간격비를 0.66과 0.76로 구분하여 동일조건에서 실내 모형실험을 하여 지반파괴 저감대책에 적절한 억지말뚝의 간격비를 평가하였다.

# 2. 억지말뚝

## 2.1 기본 가정

소성변형 지반속 줄말뚝에 작용하는 측방토압의 해석을 아칭영역중 외부아치의 천장부에서 발생하는 정상파괴(Crown-failure)시를 기준으로 하였다. 이 때의 측방토압을 산정하기 위하여 극좌표를 사용한 해석이 이루어졌다.

기본가정은 우선적으로 이론해석시 다음과 같은 기초를 둔다(Fig. 1).

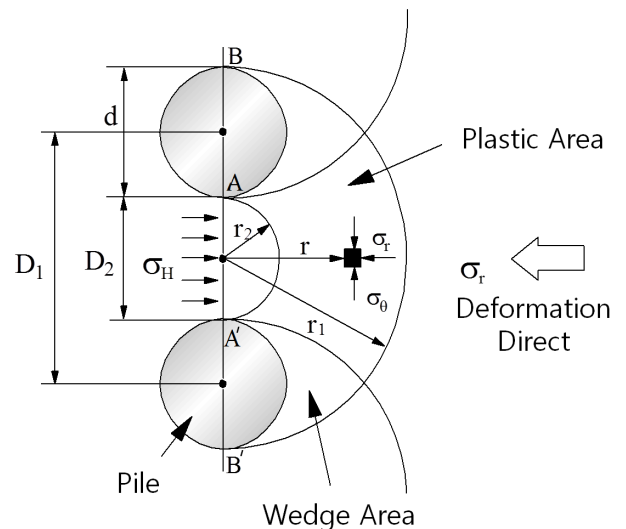


Fig. 1. Plastic state of pile around to analysis model of crown failure

- (1) 외부아치 전체에 작용하는 토압( $\sigma_r$ )은 균일하게 분포한다.
- (2) AA'면에 작용하는 수평토압( $\sigma_H$ )은 최소값을 평균치로 한다.
- (3) Mohr-Conlomb의 항복조건을 만족하는 소성상태는 오직 말뚝주위의 토괴 ABB'A'에서만 일어난다. 그러면, 지반은 내부마찰각  $\phi$  와 점착력  $c$  를 갖는 소성(고)체로 표현된다.
- (4) 지반은 깊이방향으로 평면변형을 조건에 있다.
- (5) 말뚝은 강체이다.

## 2.2 축방토압 산정식

지반아칭에서 아칭천정부의 한 요소를 해석하기 위해 극좌표평행방정식(Timoshenko, 1970)을 이용하였다. 아칭천정부에서는 수평방향만을 고려하며 아칭밴드내의 응력을 모두 동일하다고 하면  $\tau_\theta = 0$  으로 간주할 수 있다. 또한,  $\sigma_r$  방향의 물체력을 zero로 볼 수 있다. 이러한 가정으로 다시 정리하면 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

위의 식에서 Mohr의 소성이론에 근거하면  $\sigma_\theta = N_\phi \cdot \sigma_r + 2cN_\phi^{1/2}$ 로 가정할 수 있다. 따라서, 일반적인 해는 식 (2)와 같다.

경계조건 1)  $r=r_2$  일 때  $\sigma_r = \sigma_H$  2) 외부아치천정부에서의 응력  $\sigma_r$  을  $r=r_1$  을 이용하여 정리한 후 단위깊이당 한 개의 말뚝에 작용하는 축방토압  $p$  를 구하면 식 (3)과 같다.

반면에, 점착력이 있는 점성토인 경우에는 내부마찰각  $\phi$  는 무시된다. 내부마찰각  $\phi$  를 0으로 놓고 다시 유도하면  $N_\phi = 1$  이 된다. 이것을 Mohr의 소성이론에 근거한  $\sigma_\theta = N_\phi \cdot \sigma_r + 2cN_\phi^{1/2}$  에 대입하여 식을 정리하면 식 (4)가 된다.

경계조건 1)  $r=r_2$  일 때,  $\sigma_r = \sigma_H$  2) 외부아치천정부에서의 응력  $\sigma_r$  을  $r=r_1$  을 이용하여 정리한 후 단위깊이당 한 개의 말뚝에 작용하는 축방토압  $p$  를 구하면 식 (5)와 같다.

이와 같이 구한 식 (3)과 식 (5)를 소성변형이 발생한 지반의 두께 H에 대하여 적분하면 전축방토압  $P$  는 다음과 같이 구할 수 있다(식 (6)).

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

여기서,  $\sigma_r$ : 반지름방향수직응력( $t/m^2$ ),  $\sigma_\theta$ : 법선방향수직응력( $t/m^2$ ),  $\gamma$ : 단위중량( $t/m^3$ )

$$\sigma_r = A \cdot r^{N_\phi - 1} - \frac{2cN_\phi^{1/2}}{N_\phi - 1} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} p &= p_{BB} - p_{AA'} = \sigma_{r_1} \cdot D_1 - \sigma_H \cdot D_2 \\ &= \sigma_H \left[ \left( \frac{D_1 + d}{D_2} \right)^{N_\phi - 1} \cdot D_1 - D_2 \right] \\ &\quad + \left[ \frac{2cN_\phi^{1/2}}{N_\phi - 1} \left\{ \left( \frac{D_1 + d}{D_2} \right)^{N_\phi - 1} - 1 \right\} \right] \cdot D_1 \end{aligned} \quad (3)$$

여기서,  $\sigma_H$ : Rankine의 주동토압,  $N_\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ ,  $c$ : 점착력

$$\sigma_r = 2c \ln r + C' \quad (C': \text{적분상수}) \quad (4)$$

$$\begin{aligned} p &= p_{BB} - p_{AA'} = \sigma_{r_1} \cdot D_1 - \sigma_H \cdot D_2 \\ &= \sigma_H (D_1 - D_2) + 2c \ln \frac{D_1 + d}{D_2} \cdot D_1 \end{aligned} \quad (5)$$

여기서,  $\sigma_H$ : Rankine의 주동토압,  $c$ : 점착력

$$P = \int_0^H p \, dz \quad (z: \text{지표면에서부터의 깊이}) \quad (6)$$

## 3. 실내모형 실험

### 3.1 모형 토조 및 모형 지반 조성

금번 실내 모형실험을 수행하기 위한 모형 토조는 100cm × 80cm × 40cm의 규격에 외벽은 아크릴 15mm로 제작하였다. 실험 중 모형 토조의 변형을 방지하고자 강제프레임을 설치하였고 누수방지를 위하여 이음부는 실리콘으로 처리하였다(Fig. 2). 모형토조 측면에는 지하수위 유지 물탱크를 설치하였다. 모형 토조와 물탱크에 밸브를 설치하여 지반안정화 과정에서 발생하는 간극수 배출이 가능하도록 하였고, 점토 충전 후 모형지반 안정화를 목적으로 사용할 하중 재하판(80cm × 40cm)과 이를 제어 가능한 Control Panel이 장착되어 있다.

굴착모형 실험에 사용할 흙막이벽체는 stainless 재질



(a) Chamber

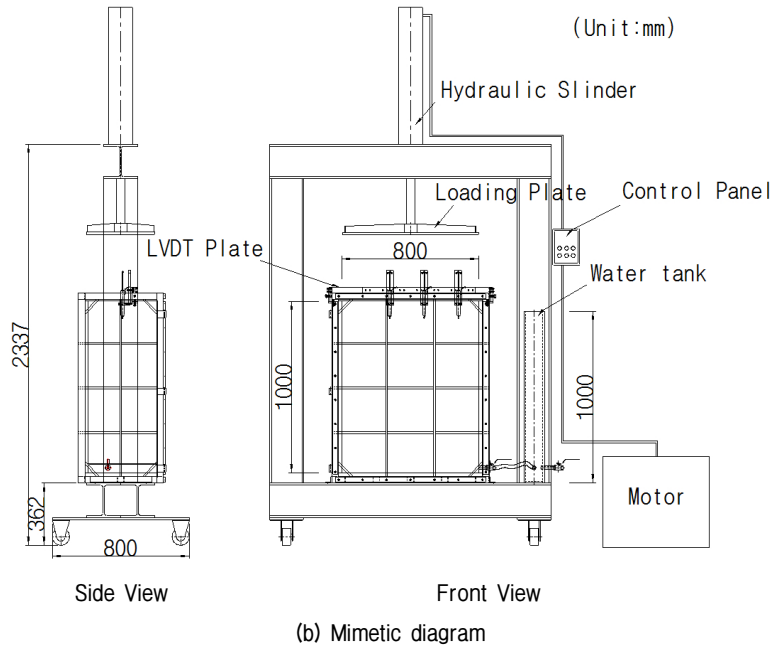


Fig. 2. Chamber concept

Table 1. Result of laboratory soil tests

Wn (%)	Gs	Atterberg limits		Grain Size Distribution %, Finer than				Unconfind Comp. Strength			UU	Consolidation test		U.S.C.S
		LL (%)	PL (%)	#4	#10	#40	#200	qu (kPa)	qr (kPa)	St	Cuu (kPa)	Pc (kPa)	Cc	
34.6	2.70	35.5	16.2	100.0	100.0	91.2	77.8	62.0	-	-	32.1	97.0	0.234	CL
31.1	2.71	45.1	27.5	100.0	100.0	99.6	96.3	87.7	-	-	45.9	170.0	0.183	CL

( $t=0.5\text{mm}$ )로  $60\text{cm} \times 40\text{cm}$ 의 규격으로 제작하여 토조 벽체에서  $20\text{cm}$  이격하여 설치하였다. 억지대책 효과를 재현할 억지말뚝은 흙막이 벽체와 동일한 재질로 직경 1인치( $2.54\text{cm}$ ), 두께  $0.5\text{mm}$ , 길이  $60\text{cm}$ 의 중공단면으로 제작하였다. 단, 어스앵커나 버팀보는 금번 실내모형 실험의 한계 상 재현하지 않았다.

모형 토조내 인공지반을 조성하고자 사용된 시료는 경기도 안산지역의 연약점토를 채취하여 사용하였다. 현장에서 시료를 채취한 후 실험실에서 물성과 역학실험을 수행하였고 그 결과는 Table 1과 같다.

### 3.2 계측장치

Fig. 3은 금번 실내실험을 위한 모형토조내 계측기 설치 현황이다. 굴착에 따른 모형지반의 거동을 분석하기 위하여 미소변위계(LVDT)를 흙막이벽체에서  $8\text{cm}$ ,  $28\text{cm}$ ,  $48\text{cm}$  이격한 위치에 총 3개소를 설치하였다. 측정범위는  $0\sim 100\text{mm}$ 이며, 분해능은  $0.01\text{mm}$ 이다. 모형토조 상

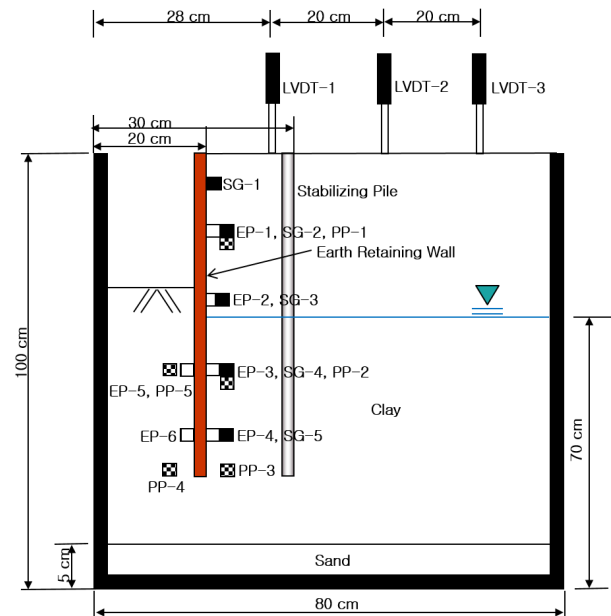


Fig. 3. Measuring instrument

단에 거치대를 이용하여 설치하였으며, 10분 간격으로 데이터를 측정하였다.

굴착에 따른 토압의 변화를 확인하고자 흙막이벽체 후면(굴착배면)에 흙막이벽체 최상단으로 부터 10cm, 25cm, 40cm, 50cm 위치에 4개소, 흙막이벽체 전면(굴착면)에는 흙막이벽체 최상단으로 부터 40cm, 50cm의 위치에 토압계 2개소를 흙막이벽체에 접착하여 설치하였다. 토압계를 부착할 위치에는 사포를 이용하여 표면을 정리 후 전용 접착제를 이용하여 부착하였다. 모형지반 내 수분의 영향으로 데이터에 노이즈가 포함될 수 있으므로 방수테이프를 붙여 1차로 실링하였고 최종적으로 청테이프를 붙였다. 측정범위는 0~200kPa이며, 케이블의 길이는 5.0m로 하였다.

흙막이 벽체의 거동을 파악하고자 Strain Gauge를 설치하였다. 토압계와 같이 흙막이 벽체 후면에 상단에서 5cm, 10cm, 25cm, 40cm, 50cm 위치에 5개소를 설치하였다. 일본의 Sokki Kenkyujo사의 제품을 이용하였고, 게이지 타입은 FLA-5-11-3L이며 길이는 5mm, 게이지 팩터는 2.13±1%, 게이지 저항은 119.6±0.5Ω이다. 계측기 설치후 데이터로거(CR1000)에 연결하여 10 분 간격으로 데이터를 측정하였다.

또한, 간극수압의 영향을 확인하고자 간극수압계를 설치하였다. 토압계와 달리 흙막이 벽체에 부착하지 않고 흙막이 벽체를 기준으로 전후면에 10cm 이격하여 굴착배면측은 모형지반 상단에서 20cm, 40cm, 60cm 위치에 3개소, 굴착측은 모형지반상단으로 부터 50cm, 60cm의 위치에 2개소를 설치하였다. 측정범위는 0~200kPa이며, 데이터로거(CR1000)에 연결하여 10분 간격으로 데이터를 측정하였다. 간극수압계는 모형지반에 직접 설치하면 측정이 잘 되지 않고 반복실험을 수행하면 망

실될 수 있다. 이러한 문제를 해결하고자 섬유망과 주문진 표준사를 이용하여 센서를 보호하였다. 모형지반에 설치하기 전에 기포를 제거하기 위해 24시간 수침시켜 사용하였다. 굴착시 계측기의 단선 우려와 원활한 굴착을 위해 굴착면측은 굴착계획선(토조상단에서 40cm) 하부에만 설치하였다.

### 3.3 실험방법

모형실험은 다음과 같은 순서로 시행하였다.

- (1) 토조 하부에 간극수압 배출을 위한 주문진 표준사를 5cm 포설하고 상단에 부직포를 설치한다.
- (2) 토조 벽면의 마찰을 최소화하기 위하여 토조 내부 벽면에 오일을 도포하고 비닐 랩을 부착한다.
- (3) 현장에서 채취한 점토시료를 토조내에 충전 한다. 이 때, 점토 충전과 다짐으로 토조 벽체에 변형이 발생하지 않도록 최소한의 두께로 충전하고 다짐을 시행한다.
- (4) 모형 토조내 인공지반을 조성하면서 흙막이 벽체를 병행하여 설치한다.
- (5) 흙막이 벽체는 상기와 같이 굴착에 따른 거동분석을 위한 토압계가 부착되어 있기 때문에 모형지반을 조성후 압입하기가 불가능하여 모형 토조내 점토를 충전하면서 설치한다. 이때, Strain Gauge와 간극수압계도 같이 설치한다.
- (6) 고정용 합판과 각목은 소정의 위치까지 점토를 충전한 후 제거한다.
- (7) 모형 토조 상단까지 인공지반을 조성한 뒤 상단면



(a) Stabilizing pile : 5EA ( $D_1/D_2 = 0.66$ )



(b) Stabilizing pile : 3EA ( $D_1/D_2 = 0.76$ )

Fig. 4. Scene of test

의 계측선을 정리한 후 상재 하중판(80cm×40cm)을 이용하여 100Kpa 압력을 10분 단위로 하중재하와 제하를 반복하여 50시간을 다짐한다.

- (8) 가압판을 이용한 다짐을 완료 후 상부표면을 정리하고 미소변위계(LVDT)를 설치하고 토압계, Strain Gauge 계측선을 데이터로거에 연결한다.
- (9) 지반안정화를 위하여 다시 50시간의 예비압밀을 실시한다.
- (10) 예비압밀과정에서는 모형 토조와 탱크에 연결된 밸브를 열어 간극수를 배출한다.
- (11) 굴착과정에서는 물통의 밸브를 잠그고 수위를 흠막이 벽체의 중앙부분(모형토조 상단에서 30cm 하단)까지 채워 지하수위를 유지하고 역지말뚝을 설치한다.
- (12) 굴착을 시행하면서 굴착에 따른 굴착배면 지반의 침하, 토압, 흠막이 벽체 변위, 간극수압을관찰한다.

### 3.4 실험 계획

실험 방법은 1단계를 10cm 씩 굴착하는 것으로 가정하여 총 4단계 굴착을 하는 것으로 계획하였다. 굴착은 흠막이벽체의 영향이 최소화되도록 시행하였고, 1단계 굴착시간은 20여분으로 하였다. 단계별 굴착 유지시간은 24시간으로 계획하였다.

역지말뚝은 흠막이벽체에서 배면지반 측으로 10cm 이격하여 간격비 0.66(역지말뚝 5개)과 간격비 0.76(역지말뚝 3개)의 역지말뚝을 흠막이 벽체와 동일한 방향으로 배치하는 것으로 하였다.

서론에서 언급된 역지말뚝 간격비 기존 연구 대부분이 약 0.4~0.8의 간격비를 적용하여 본 연구에서는 기존 연구를 바탕으로 모형토조의 폭(40cm)과 역지말뚝

의 직경(1")을 고려하여 역지말뚝의 간격비를 0.66과 0.76로 적용하였다.

## 4. 실내 모형실험 결과

### 4.1 침하량

sFig. 6은 굴착에 따른 배면지반 침하량 결과이다. 흠막이 벽체와 역지말뚝 사이에 위치한 LVDT 1의 경우 간격비 0.66의 실험결과 초기에는 2차 굴착시까지는 침하가 적게 발생하였으나 3차 굴착시에는 오히려 침하가 더 많이 발생하여 49mm 부터는 LVDT 측정범위 초과로 측정이 불가하게 나타났다. 이는 역지말뚝 개수가 많은 것이 초기에는 침하에 유리하나 굴착이 진행되고 흠막이 벽체가 변형됨에 따라 오히려 하중으로 작용할 수 있음을 의미하는 것으로 간격비 0.76에서는 0.66과 같이 흠막이 벽체가 전도되지는 않았지만, 이 역시 시간경과에 따라 흠막이 벽체의 거동으로 침하가 급격히 발생한 것으로 나타났다.

흠막이 벽체에서 30cm 이격된 LVDT 2의 경우 역지말뚝 간격비 0.66의 경우 침하량은 33.93mm, 간격비 0.76(역지말뚝 3개)의 침하량은 27.53mm로 나타나 간격비 0.66(역지말뚝 5개)이 약 1.23배 정도 침하가 크게 발생하였고, 흠막이 벽체에서 50cm 이격된 LVDT 3의 결과는 역지말뚝 간격비 0.66의 경우 침하량은 31.47mm, 간격비 0.76의 경우 침하량은 22.0mm로 나타나 간격비 0.66의 역지말뚝 배치가 약 1.43배 침하가 크게 발생하였다.

### 4.2 토압

Fig. 7은 간격비 0.66과 간격비 0.76의 토압계 측정결

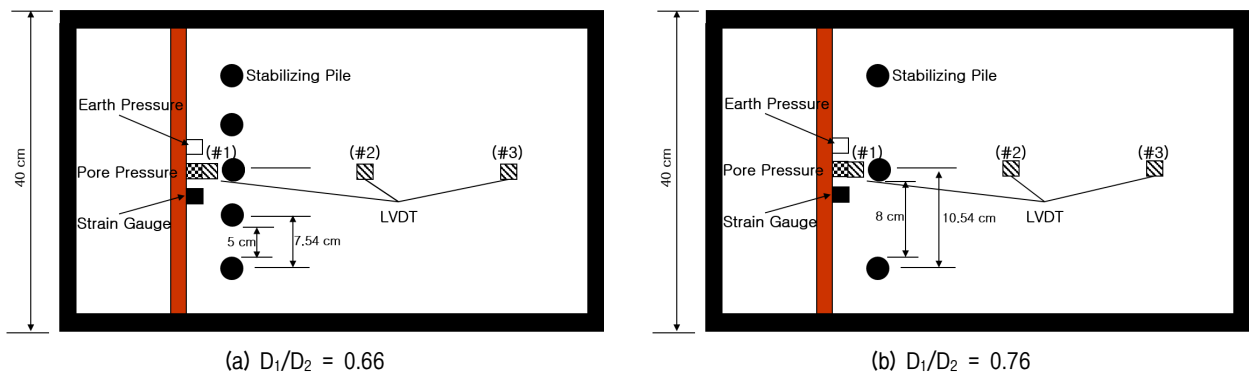
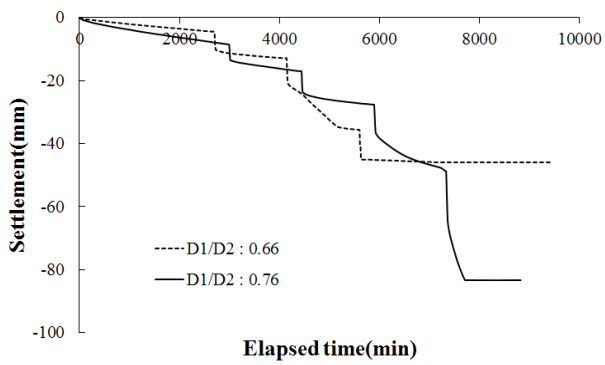
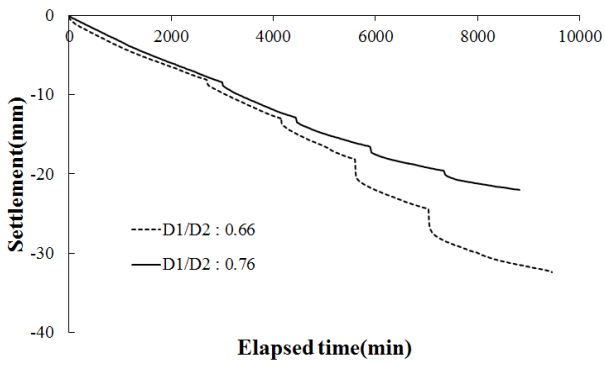


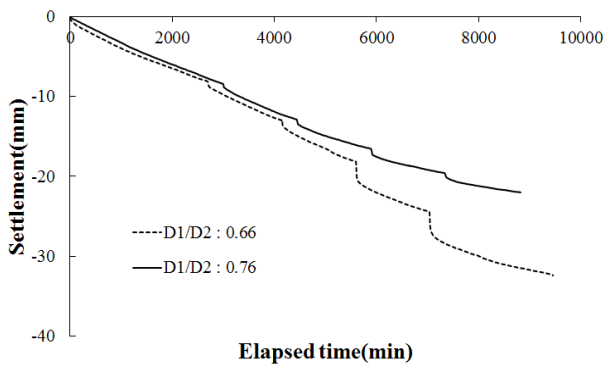
Fig. 5. Stabilizing pile array (Scale : None)



(a) LVDT (#1)



(b) LVDT (#2)



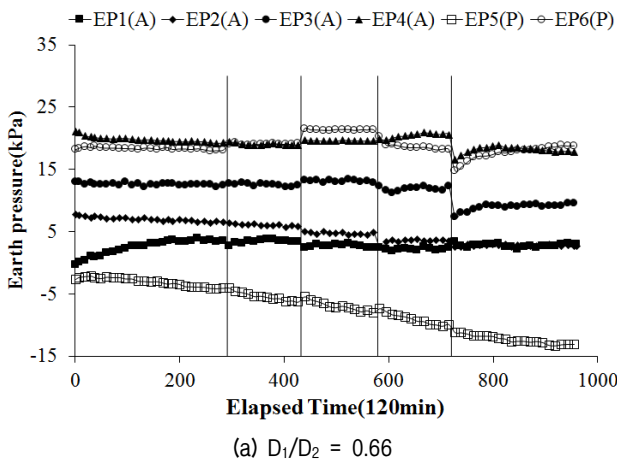
(c) LVDT (#3)

Fig. 6. Result of settlement

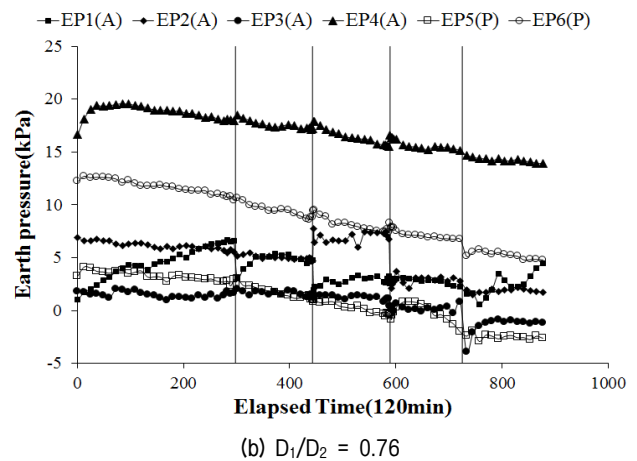
과이다. 역지말뚝 간격비에 따른 토압분포의 차이점은 간격비 0.66의 배치에서는 굴착배면은 후면 최하단 토압(EP4)이나 굴착면 최하단 토압(EP6)이 거의 유사한 크기로 작용하였지만, 간격비 0.76에서는 굴착배면 최하단 토압(EP4)보다 굴착측 최하단 토압(EP6)이 적게 발생하였다. 토압의 범위는 두 실험 모두 약 25Kpa대로 유사한 범위를 보이고 있다. 굴착에 따라 하단에 위치한 토압계의 토압이 크고 설치 위치별로 차이가 발생하였다. 역지말뚝 보강 효율에 따른 것으로 간격비 0.76의 역지말뚝이 배면토압의 거동을 더 크게 부담하여 굴착측으로 하중전이(Heaving)를 저감하는 결과를 가지고 오는 것으로 즉, 굴착배면의 침하를 저하한 것을 의미한다. 0.66 간격비와 0.76 간격비 두 실험에서 배면토압의 영향이 없는 부분이 굴착측 상단 토압(EP5)인 것으로 나타나 굴착으로 인한 배면토압 거동을 적게 받은 것으로 판단되었다. 이는 역지말뚝 보강과 무보강에 따른 실험(Kim, 2014)의 경우 굴착면 최하단 토압(EP6)이 가장 높게 나왔던 결과와 연계하면 역지말뚝 설치로 굴착시 보강효과를 확인하였고 효과적인 말뚝 설치 간격을 파악할 수 있다.

### 4.3 흙막이 벽체 거동

Fig. 8은 흙막이 벽체 거동결과이다. 굴착시 심도별 수평변위를 연속적으로 측정하여 굴착에 따른 측방유동에 대한 안정성을 판단코자 현장에서는 흙막이 벽체의 거동을 경사계를 이용하여 측정하나 본 실험에서 실내실험 한계상 경사계 설치가 불가하여 이를 유사하게 재현하기 위하여 Strain Gauge를 흙막이 벽체에 부착하

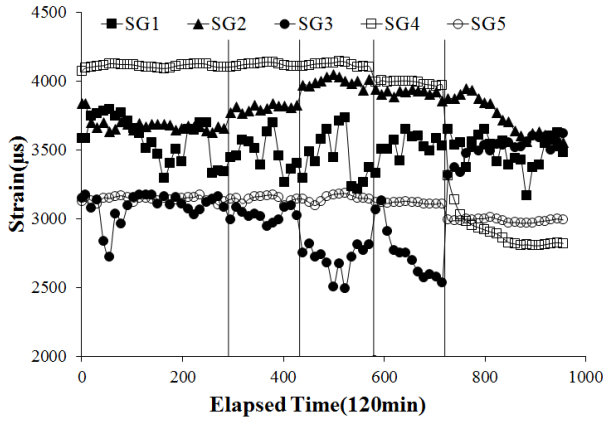


(a)  $D_1/D_2 = 0.66$

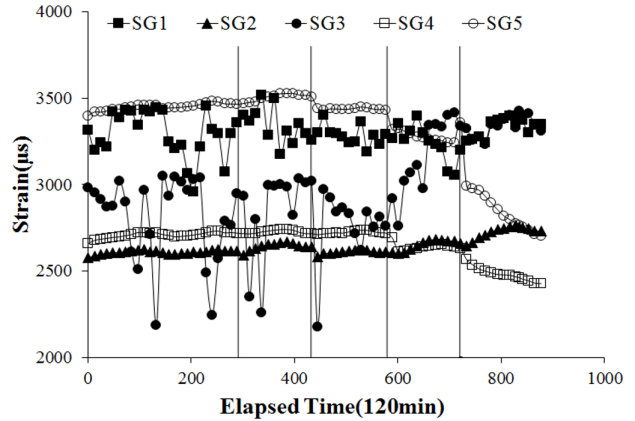


(b)  $D_1/D_2 = 0.76$

Fig. 7. Result of earth pressure

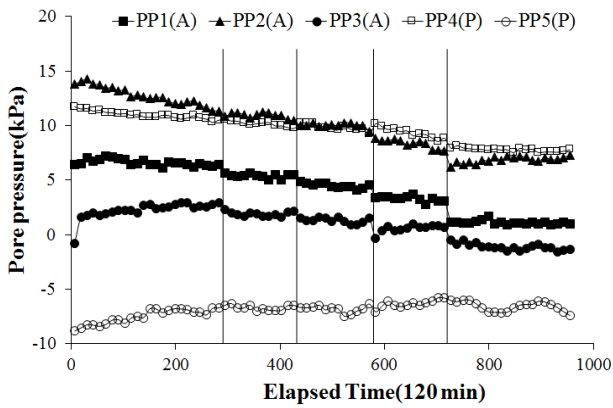


(a)  $D_1/D_2 = 0.66$

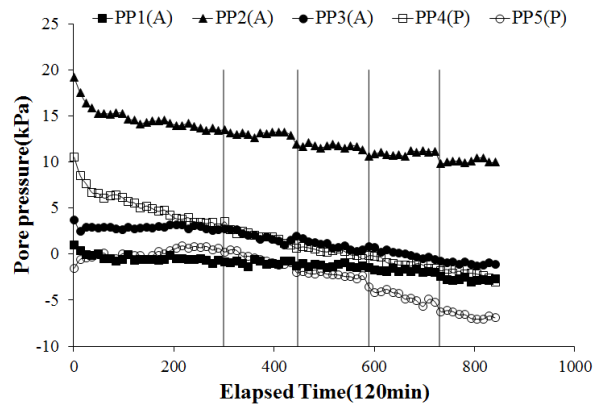


(b)  $D_1/D_2 = 0.76$

Fig. 8. Result of strain gauge



(a)  $D_1/D_2 = 0.66$



(b)  $D_1/D_2 = 0.76$

Fig. 9. Result of pore pressure

여 측정하였다.

간격비 0.66이나 간격비 0.76의 배치 모두 SG 1, 3의 경우 응력의 변화가 심하였으나 SG 2, 4, 5의 경우 응력의 크기가 차이 날 뿐 응력의 변화는 크지 않았다. 단, 흙막이 벽체 변형은 간격비 0.66에서는 약 4,100 $\mu$ s에서 2,500 $\mu$ s 범위에 있고 간격비 0.76에서는 약 3,500 $\mu$ s에서 약 2,100 $\mu$ s 범위에 있어 두 실험 모두 약 1,500 $\mu$ s 차이가 발생하였으나 0.66에서 변형값이 높게 발생한 것으로 나타났다. 흙막이 벽체가 상단은 굴착방향으로 거동하나 하단부분에서 굴착배면 방향으로 거동하는 가장 일반적인 흙막이 벽체 거동과 유사한 측정결과라 할 수 있다.

#### 4.4 간극수압

Fig. 9는 간극수압 측정결과이다. 간극수압은 간격비 0.66이나 간격비 0.76 모두 가장 간극수압이 크게 발생하는 지점과 작게 발생하는 지점의 간극수압이 약 20Kpa

크기로 분포하고 있으며 실험시간 경과에 따라 점점 소산하는 경향이다.

토조 상단에서 30cm 하단부위에 지하수위를 재현하고 있어 지하수위보다 높은 지점에 위치한 PP 1가 지하수위 직하단 PP 2 간극수압보다 적게 발생하였고, 다음으로 굴착면의 PP 4가 간극수압이 크게 발생하였다. 굴착면의 PP 5가 두 실험에서 모두 가장 적게 발생하였다.

나머지 간극수압계 설치 높이에 따라 간극수압의 변동은 있지만 실험도중 대부분 5kpa 정도로 감소하는 경향을 나타내고 있다. 이로써, 역시말뚝 간격비에 따른 간극수압의 영향은 적은 것으로 판단된다.

#### 5. 고찰

##### 5.1 지반굴착에 의한 벽체배면 침하분포

Peck(1969)은 Chicago와 Oslo의 굴착현장에 대한 계



측자료로 부터 굴착 깊이에 대한 침하 분포곡선을 제시하였는데 지반의 조건에 따라 3개 영역으로 나누어 예상침하량과 영향범위를 제시하고 있다. 사질토 지반에서 최대침하량 ( $\delta_{v,m}$ )은 굴착 깊이(H)의 1%, 침하의 영향거리 (D)는 굴착 깊이의 2배이다. 또한 점성토지반에서는 안정수(stability number, Nb)에 따라서 최대 침하량과 영향거리는 각각 2%H 및 4H 이내 또는 그 이상인 것으로 규정하였다.

Fig. 10은 간격비 0.66과 간격비 0.76의 지반굴착에 따른 백채배면의 침하분포의 결과이다. 굴착에 따른 영향거리는 굴착깊이의 최대 4~5배 정도이며 최대 침하량은 간격비 0.76이 1.5배, 간격비 0.66이 2.3배로 나타나 간격비가 좁을수록 지반의 침하분포가 연약한 지반에 해당하는 범위에 분포하여 지반파괴가 많이 발생한 경향을 나타내고 있다.

## 5.2 최대 침하와 최대 수평변위

Mana and Clough(1981)는 San Francisco, Oslo, Chicago 지역의 계측결과를 이용하여 최대침하와 최대수평변위

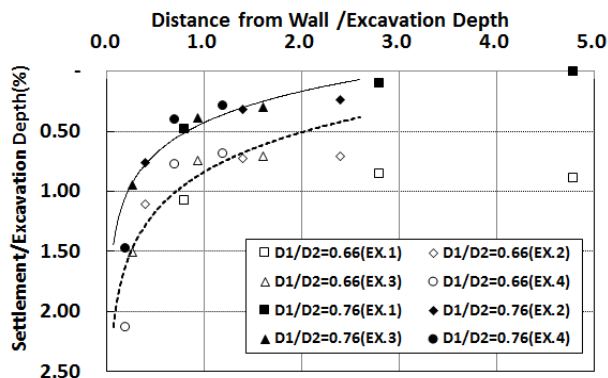


Fig. 10. Settlement range of back ground by excavation

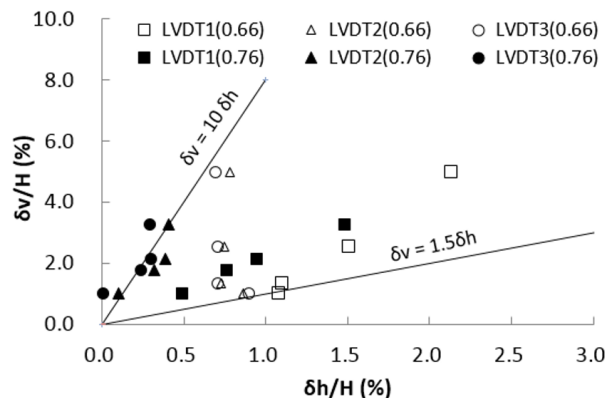


Fig. 11. Settlement to horizontal displacement

의 관계를 제시하였는데 지반의 최대침하는 최대수평변위의 0.5~1.0배 범위인 것 같다고 하였으며,  $\delta_{h,m} = \delta_{v,m}$ 으로 하면 안전측의 설계를 할 수 있을 것이라고 하였다.

Fig. 11은 최대 침하와 최대 수평변위를 나타내었다. 역시말뚝으로 보강한 결과 최대 침하는 수평변위의 약 1.5~10배에 있는 것으로 나타나 역시말뚝 적용이 수평변위 보다는 침하 저감에 유리하고 말뚝 간격비가 넓은 경우가 좁은 경우보다 침하 저감에 효과적인 것을 알 수 있다.

## 6. 결론

연약지반 굴착시 배면지반의 파괴를 저감하기 위하여 역시말뚝을 적용하여 보강효과를 확인한 후 급변 실험에서는 역시말뚝의 경제적이고 신뢰성 있는 최적의 말뚝 간격비를 평가하고자 역시말뚝 간격비를 0.66(역시말뚝 5개 적용)과 0.76(역시말뚝 3개 적용)로 구분하여 연구한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 침하량은 역시말뚝 간격비가 좁은 (간격비 0.66) 배치가 간격비가 넓은 배치보다 약 1.43배의 침하가 크게 발생하였다. 굴착시 작용하는 토압도 흙막이 벽체를 기준으로 간격비 0.66에서는 하부 지점의 토압이 굴착배면과 굴착면 모두에서 비슷하게 발생하였으나 간격비 0.76에서는 굴착면 측의 토압이 적게 발생하고 굴착배면에서 크게 발생하여 굴착배면에서 굴착에 따른 토압을 많이 부담하는 즉, 굴착으로 인한 굴착배면의 지반파괴 방지에 유리한 결과를 나타내었다.
- (2) 굴착에 따른 흙막이 벽체의 거동은 간격비 0.66이나 간격비 0.76의 배치 모두 굴착 공사시 흙막이 벽체가 상단은 굴착방향으로 거동하나 하단부분에서 굴착배면 방향으로 거동하는 가장 일반적인 흙막이 벽체 거동과 유사하였으며, 간극수압은 굴착비와 크게 상관없는 것으로 판단되었다.
- (3) 급변 연구로 굴착에 따른 배면지반의 지반파괴 방지를 위해 적용하는 역시말뚝은 일정 간격비 이상이면 오히려 하중으로 작용하여 지반파괴를 초래할 수 있으므로 적정 간격비를 0.7~0.8 정도를 제안하지만 실제 현장 적용시에는 각 현장마다 지반특성, 굴착여건 등에 따라 적정 간격비가 얼마든지 달라질 수 있다. 실제 기 연구자의 적용 간격비도 상이

하듯이 향후 좀 더 많은 설계 적용으로 경험적 제안이 필요한 실정이다.

## 감사의 글

본 연구는 K-water 연구원 “해안연약지반 압밀침하 관리 및 굴착에 의한 기반시설 보호대책” 연구과제비로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고문헌 (References)

1. Broms, B. B. (1994), “Design and Construction of Structured and Anchored Sheet Pile Walls in Soft Clay”, *Proce. of the KGS Fall '94 Nat. Conference*, pp.1-59.
2. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D. (1990), “Construction Induced Movements of In-situ Walls”, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, GSP, No.25, ASCE, pp.439-470.
3. Clough, G. W. and Tsui, Y. (1974), “Performance of Tie Back Walls in Clay”, *J. of Geotechnical Eng. Div., ASCE*, Vol.100, No. GT12, pp.1259-1274.
4. D'Appolonia, E., Alperstein, R., and D'Appolonia, D. J. (1967), “Behaviour of Colluvial Slope”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93, pp.447-473.
5. De Beer, E. E. and Wallays, M. (1972), “Forces Induced in Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soil Round the Piles”, *Proc., 5th Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, I*, Spanish Society for Soil Mechanics and Foundation, Madrid, Spain, pp. 325-332.
6. Fernandes, M. A., Cardoso, A. J. S., Trigo, J. F. C., and Marques, J. M. M. C. (1994), “Finite Element Modelling of Supported Excavations”, *Soil Structure Interaction : Numerical Analysis and Modelling - Chapter 9, Ed. by Bull, E & FN SPON*, pp.315-358.
7. Goldberg, D. T., Jaworski, W. E., and Gordon, M. D. (1976), *Lateral Support Systems and Underpinning, Reports No. FHWA-RD-75-128, 129 and 130(vol I, II, III), FHA*, Washington D.C.
8. Hashash, Youssef M. A. and Whittle, Andrew J. (1996), “Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay”, *J. of Geotechnical Engineering*, Vol.122, No.6, pp.474-486.
9. Heyman, L. and Boersma, L. (1961), “Bending Moment in Piles due to Lateral Earth Pressure”, *Proc., 5th ICSMFE*, 2, pp.425-429.
10. Hong, W.P. and Han, J.G. (1996), “The behavior of Stabilizing Piles Installed in Slopes”, *Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides*, Rotterdam, pp.1709-1714.
11. Hong, W.P., Han, J.G., and Nam, J.M. (1997), “Stability of a Cut Slope Reinforced by Stabilizing Piles”, *Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 1319-1322.
12. Hong, W. P., Han, J. G., and Song, Y. S. (1999), “The use of Piles to Cut Slopes Design in Cohesive Soils”, *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.15, No.5, pp.157-170.
13. Ito, T. and Matsui, T. (1975), “Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles”, *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil mechanics and Foundation Engineering*, Vol.15, No.4, pp. 43-60.
14. Jeong, S. S., Won, J. O., Park, J. B., and Kim, S. Y. (2001), “Simplified Design Method for Stabilizing Piles and its Application”, *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.17, No.12, pp.5-14.
15. Kim, J. H. (2014), “Model Test of Stabilizing Measures for Ground Failure Due to Soft Ground Excavation”, *J. of the Korean Society of Civil Engineering*, Vol.34, No.3, pp.907-917.
16. Kitazima, S. and Kishi, S. (1967), “An Effect of Embedded Pipes to Increase Resistance Against Circular Slides in Soft Clay Foundation”, *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*, 29, pp. 63-94.
17. Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., and Gazetas, G., (2009), “Slope Stabilizing Piles and Pile-groups: Parametric Study and Design Insights”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.137, No.7, pp.663-677.
18. Mana, A. I. and Clough, G. W. (1981), “Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay”, *J. of Geotechnical Eng. Div., ASCE*, Vol.107, GT 6, pp.759-777.
19. Nicu, N. D., Antes, D. R., and Kesslerr, S. (1971), “Field Measurements on Instrumented Piles under an Overpass Abutment”, *Highway Research Record*, Washington, DC.
20. Lee, S. H. (2005), “A Study on Slope Safety Factor Variation by Pile Construction Depth and Space”, *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.21, No.2, pp.115-121.
21. Leussink, H. and Wenz, K. P. (1969), “Storage Yard Foundations on Softcohesive Soils”, *Proc., 7th ICSMEE*, 2, pp.149-155.
22. Li, C., Wu, J., Tang, H., Wang, J., Chen, F., and Liang, D. (2015), “A Novel Optical Plane Arrangement of Stabilizing Piles based on Soil Arching Effect and Stability Limit for 3D Colluvial Landslides”, *Engineering Geology*, Vol.195, pp.236-247.
23. Oakland, M.W. and Chameau, J. L. A. (1984), “Finite-element Analysis of Drilled Piers used for Slope Stabilization”, *Laterally loaded deep foundations: Analysis and performance*, ASTM, West Conshohocken, PA. pp.182-193.
24. Peck, R. B. (1969), “Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground”, *7th ICSMFE. State-of-Art*, Vol.108, pp.1008-1058.
25. Timoshenko (1970), *Theory of Elasticity 3/e*, Mcgraw-Hill.
26. Poulos, H.G. and Chen, L.T. (1997), “Pile Response due to Excavation-induced Lateral Soil Movement”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.123, No.2, pp.94-99.
27. Zhou, C., Shao, W., and van Westen, C. (2014), “Comparing Two Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles for a Landslide in the Three Gorges Reservoir, China”, *Engineering Geology*, Vol.173, pp.41-53.

Received : May 18<sup>th</sup>, 2016

Revised : July 1<sup>st</sup>, 2016

Accepted : July 8<sup>th</sup>, 2016