

## 연약지반에 성토시 발생하는 수평변위 억지를 위한 말뚝보강 효과에 대한 수치해석

### Numerical Analysis about Pile Reinforcement Effect for Restraint of Lateral Displacement Occurring in the Embankment on Soft Ground

김재홍<sup>1\*</sup> Kim, Jae-Hong

#### ABSTRACT

When an embankment is performed on the soft ground of the coastal with possibilities of lateral flow, lateral displacement occurs to the bottom of the surface of the ground. This lateral displacement can affect existing infra structures that are buried in the adjacent underground by causing a displacement in the nearby base foundation. Soft ground supporting piles and reinforced piles were applied as reinforcement remedies against the lateral displacement. And for the effect analysis, numerical analysis was performed under the classifications of non-reinforcement base and reinforced base. The result of the numerical analysis showed that the reinforced piles had more effects by 1.9 times than non-reinforced piles. Soft ground supporting piles showed better effects by 2.6 times than non-reinforced piles. Additionally, between the two reinforced remedies, soft ground supporting piles showed greater effects by 1.3-1.6 times than the reinforced piles.

#### 요 지

측방유동의 발생이 가능한 해안연약지반에 성토를 시행하면 지표면의 하부에는 수평변위가 발생한다. 이러한 수평변위는 인접 지반에 변형을 발생하여 인접 지하에 매설된 각종 기반시설에 영향을 미칠수 있다. 수평변위의 억지대책으로 성토지지말뚝과 억지말뚝을 적용하였고, 억지대책의 효과분석을 위해 무보강지반과 보강지반으로 구분하여 수치해석을 시행하였다. 수치해석 결과는 억지말뚝 보강시가 무보강시보다 1.9배의 효과가 있었다. 성토지지말뚝의 보강은 무보강시보다 2.6배의 효과가 있는 것으로 나타났다. 또한, 두 억지대책중 억지말뚝 보강보다 성토지지말뚝 보강이 1.3~1.6배의 효과가 있는 것으로 나타났다.

**Keywords** : Soft ground, Lateral flow, Lateral displacement, Stabilizing piles, Pile-supported embankment

#### 1. 서 론

최근까지 여러가지 목적으로 내륙지역의 부지는 상당 부분 개발이 완료되어 있는 관계로 새롭게 대단위 공업단지나 주택단지를 마련하기 위한 부지는 해안 연약지반을 매립하여 조성되는 추세이다(홍원표와 김재홍, 2010).

이런 연약지반에 성토를 시행하면 필히 연직변위와 수평변위가 발생하게 된다. 특히, 수평변위가 크게 발생할시에는 성토체 인접에 구조물이 존재할 경우 변형이나 파괴가 되는 피해가 발생한다. 이를 억제하기 위한 방법으로는

압밀축진공법, 지반개량공법, 보강토와 같은 지반강화 공법이 있고, 성토 본체의 측방부를 눌러 성토의 안정을 확보하는 압성토공법과 EPS 블록을 사용하여 상부하중을 저감하는 하중경감 공법이 있다(홍성훈, 1995).

본 연구에서는 연약지반에 성토를 시행후 발생할 수평변위를 억제시키기 위하여 억지말뚝과 성토지지말뚝 공법을 적용하여 수평변위에 대한 말뚝 보강효과를 확인하였다. 수행된 수치해석은 서해안 연약지반에 말뚝보강의 효과를 검증하기 위한 현장 시험시공의 선행 자료로서 추후, 연약지반 성토시에 수평변위를 억제할 필요가 있을 경우

<sup>1\*</sup> 정회원, 한국수자원공사 Kwater 연구원 기반시설연구소 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Infrastructure Technology Center, Kwater, E-mail: kjhpmk@kwater.or.kr)

설계 및 참고자료로 활용이 본 연구의 목적이다.

## 2. 말뚝 역지공에 대한 기존 연구

### 2.1 성토지지말뚝 공법

성토지지말뚝시스템에서는 성토지반의 아칭현상에 의하여 대부분의 성토하중이 말뚝 혹은 말뚝캡으로 전달된다. 그러나 지반아칭현상이 말뚝의 간격, 캡의 크기, 성토고 및 성토재료의 물성치 등에 따라 영향을 받기 때문에, 성토하중의 비율이 얼마인지 정확한 예측을 하는 것이 대단히 어려운 문제이다.

경험적으로 볼 때 연약지면부의 10.6% 면적을 가진 단독캡 공법에서 아칭현상으로 인해 전체 상부하중의 82%를 담당하게 된다는 것이 보고된 바 있다(Reid and Buchanan, 1983). Terzaghi(1943)는 지반아칭현상을 흙의 파괴영역에서 주변지역으로의 하중전달이라고 정의했다. 작은 trap door를 가지고 있는 판위에 모래를 놓았을 때 이 trap door를 저면으로 조금 이동시키면 door에 작용하는 압력은 상당히 감소하는 반면 인접부근의 압력이 증가되는 경향을 보이게 된다. 이러한 현상은 trap door부근 모래의 이동으로 인해 인접부에 위치한 이동이 없는 모래층과의 전단력 효과 때문이다. 즉 trap door의 압력이 인접부의 모래로 이동하였음을 보여주는 것이며 이러한 현상을 Terzaghi는 “지반아칭현상”이라고 불렀다.

성토지지말뚝 시스템의 원리는 성토지반속에 발생하는 아칭현상에 의하여 성토하중을 말뚝으로 전이시켜 직접 지지층에 전달함으로써 연약지반의 측방유동과 활동파괴 및 잔류파괴를 억제하는 것이다.

연약지반상 성토의 시공은 성토자체의 안정성과 함께 침하에 대한 안정성을 동시에 고려해야만 한다. 두 가지 조건중 어느 한가지라도 만족되지 못하면 구조물의 안정성을 보장할 수 없기 때문이다. 연약지반상의 성토에 있어 말뚝을 사용하는 것은 북유럽 및 동남아시아 지역에서는 보편화되어 있는 시공법이다. 1938년 The code of practice of the national Swedish road board에서는 연약층이 6m를 넘게 될 경우 성토지지말뚝의 사용을 추천하였다(Flodin and Broms, 1977). Terzaghi(1943)가 지반아칭현상을 정의한 이후, 터널이나 사면 등 지반공학분야에서 아칭이론을 이용하여 많은 이론들이 제안되어 왔다(Ito and Matsui, 1975; Ito 등, 1982). 성토지지말뚝시스템에서는 연약지반에 작용하는 연직응력이 성토압( $\gamma H$ )보다 작을 때 및 말뚝 캡에 작용하는 연직응력이 성토압보다 클 때 지반아칭현상이 발생되었다고 평가할 수 있다(여기서  $\gamma$ : 성토재 단위중량,  $H$ : 성토고). 연약지반으로의 응력이 감소하고 말뚝으로의 응력이 증가하는 이유는 연약지반이 말뚝에 비해 상대적으로 강성이 작고, 압축성이 크기 때문으로 설명된다. 지반아칭의 정도를 가늠하는 정수로서 효율(Efficiency)과 응력감소비(Stress reduction ratio)를 사용하며, 각각 식으로 표현하면 식 (1) 및 식 (2)와 같다(Hewlett and Randolph, 1988; Horgan and Sarsby, 2002).

$$\text{Efficiency}(E) = \frac{P_v}{A \gamma H} \times 100\% \quad (1)$$

$$\text{Stress reduction ratio}(SRR) = \frac{\sigma_s}{\gamma H} \quad (2)$$

그림 1은 각각 말뚝캡보와 단독캡 형태의 성토지지말뚝

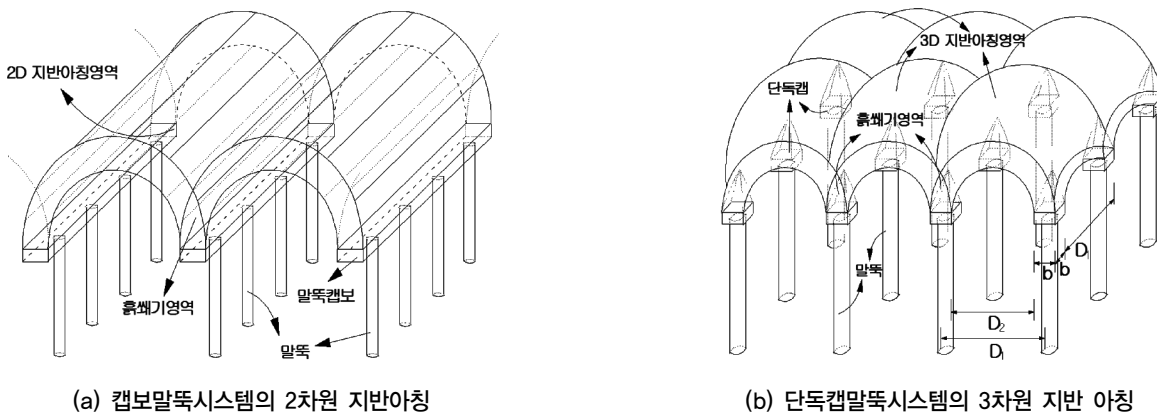


그림 1. 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭 형상(홍원표와 이광우, 2002)

시스템에 대한 지반아치 형상을 나타낸 것이다. 그림 1에서 알 수 있듯이 두 공법에서 각각 다른 형태로 발생하는 지반아치형상의 차이는 그 형태가 말뚝캡보의 경우 터널과 같이 2차원적이고 단독캡에서는 돔의 형상과 유사하게 3차원적이다. 따라서 이 두 경우의 지반아치로 인한 성토 지지말뚝의 하중분담효과에 관한 이론도 각각 다르게 유도되어야 한다.

성토지지말뚝시스템의 원리는 성토지반속에 발생하는 아칭현상에 의하여 성토하중을 말뚝으로 전이시켜 직접 지지층에 전달함으로써 연약지반의 측방유동과 활동파괴 및 잔류파괴를 억제시키는 것이다. Terzaghi(1943)가 지반아칭현상을 정의한 이후, 터널이나 사면 등 지반공학분야에서 아칭이론을 이용하여 많은 이론들이 제안되어왔다 (Ito and Matsui, 1975; Ito 등, 1982).

## 2.2 역지말뚝 공법

통상적으로 역지말뚝은 줄말뚝(혹은 무리말뚝)으로 설치된다. 엄밀하게 말하면 이 줄말뚝과 말뚝주변 지반사이의 상호작용은 3차원적이며 여러 요인 즉 말뚝의 변형특성 및 지반의 변형·강도특성 등에 영향을 받는다. 따라서, 역지말뚝의 설계시에는 이와 같은 복잡한 현상을 단순화시키는 것도 필요하지만, 역지효과를 충분히 발휘시킬 수 있도록 합리적인 설계를 하여야 한다.

줄말뚝에 작용하는 측방토압의 산정식을 유도하는 경우에 특히 고려하여야 할 점은 말뚝간격 및 말뚝주변지반의 소성상태의 설정이다. 말뚝간격에 대하여는 말뚝이 일렬로 설치되어 있을 경우는 단일말뚝의 경우와 달리 서로 영향을 미치게 되므로 말뚝간격의 영향을 반드시 고려하여야 한다. 말뚝간격의 영향을 고려하기 위해서 측방토압 산정식을 유도할 때부터 말뚝사이의 지반을 함께 고려함으로써 가능하게 된다. 말뚝주변지반의 소성상태에 대하여는 일반적으로 말뚝에 부가되는 측방토압은 활동토괴가 이동하지 않는 경우의 0인 상태에서부터 활동토괴가 크게 이동하여 말뚝주변의 지반에 수동파괴를 발생시킨 경우의 극한치까지 큰 폭으로 변화한다. 말뚝주변지반의 소성상태의 설정에 대하여서는 만약 말뚝주변지반에 수동파괴가 발생한다고 하면 그때에는 활동이 진행되어 파괴면의 전단저항력도 저하하고 말뚝에 작용하는 측방토압은 크게 되어 말뚝자체의 안정이 확보되지 못할 염려가 있는 등 불안한 요소가 많다. 따라서, 설계에 사용되어야 할 말뚝의

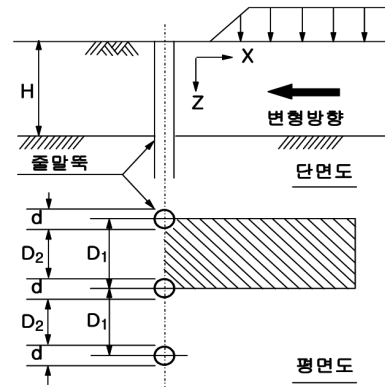


그림 2. 측방변형지반속의 역지말뚝 설치도

측방토압은 지반변형의 진행에 의한 파괴면상의 전단저항력의 저하가 거의 없는 상태까지의 값을 사용하는 것이 가장 합리적일 것이다.

조건을 만족하는 측방토압의 최대치를 산정하려면 말뚝사이의 지반이 Mohr-Coulomb의 항복조건을 만족하는 소성상태에 있다고 가정되어야 한다. 이 가정은 사면전체의 평형상태를 거의 변화시키지 않으면서 말뚝에 부가되는 측방토압을 산정하는 것을 의도한다는 점에서 중요한 의미를 가진다.

일렬의 말뚝이 그림 2와 같이 H두께의 소성변형지반속에 설치되어 있을 경우, 측방토압산정시 고려하여야 할 부분은 그림 2중에 빗금친 말뚝사이의 지반이다. 즉, 말뚝주변의 아칭현상에 의한 실질적인 파괴는 아칭영역중 외부아치의 천정부에서 발생하는 정상파괴(Crown-failure)가 가장 먼저 일어난다. 이 때의 측방토압을 산정하기 위하여 극좌표를 사용한 해석이 이루어졌다. 말뚝주변의 지반아칭영역중에서 지반파괴의 형태는 크게 정상파괴와 캡파괴가 있다. 캡썰기부에서의 파괴형태를 캡파괴라 하고, 천장부에서 시작되는 파괴를 정상파괴라 한다. 캡파괴시 측방토압은 캡썰기부에서의 마찰저항에 의해 유도되며 한계평형이론으로 유도된다. 반면, 정상파괴시의 측방토압은 지반아칭 영역중 외부아칭의 천장부에서 유도되며, 원주공동확장이론을 적용한다.

## 3. 해석 조건

본 해석의 조건은 현장 시험시공의 배경이 된 경기도 안산시 매립현장의 현장과 동일하게 원지반 상단에 인천 앞바다에서 준설한 해사를 매립한 지층과 원지반 하부로 실트질 모래층, 점토섞인 실트층으로 구분한다. 배수조건

표 1. 해석 물성치

| 구 분              | Material Model     | 탄성계수 E(kN/m <sup>2</sup> ) | 단위중량 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 포아송 비 (v) | 점착력 c(kN/m <sup>2</sup> ) | 마찰각 $\phi$ (°) | 두께 (m) |
|------------------|--------------------|----------------------------|------------------------------------|-----------|---------------------------|----------------|--------|
| 지층1<br>(해사-준설패립) | Mohr<br>-Coulomb   | 250                        | 15.75                              | 0.45      | 10                        | 10             | 1.5    |
| 지층2<br>(실트질 모래)  | Mohr<br>-Coulomb   | 2,600                      | 18                                 | 0.3       | 15                        | 30             | 5.0    |
| 지층3<br>(점토섞인 실트) | Mohr<br>-Coulomb   | 10,000                     | 18                                 | 0.25      | 25                        | 35             | 5.0    |
| 콘크리트             | Linear<br>-Elastic | 20,000,000                 | 23                                 | 0.25      | -                         | -              | 0.5    |

은 비배수 조건으로 하였고, Mohr-Coulomb의 파괴규준 모델을 사용하였다. 해석에 사용한 물성치는 동 현장의 지반조사 보고서(한국수자원공사, 2003)를 참고하였으며 표 1과 같다.

### 3.1 적용 프로그램

본 연구에 사용한 프로그램은 연약지반 해석으로 현재 많이 사용되고 있는 유한요소해석 범용 프로그램인 PLAXIS 8.2를 이용하였다(PLAXIS, 2002). PLAXIS 8.2는 네덜란드 PLAXIS사에서 개발한 2차원 지반공학 전용 유한요소 해석 프로그램이다. PLAXIS 8.2는 연약지반의 압밀거동 뿐만 아니라 과압밀 점토 그리고, 사질토 및 암반지반에도 적용이 가능한 다양한 재료모형을 갖고 있다. 본 프로그램은 매우 낮은 전단강도의 지반에 굴착 또는 성토하는 경우에 지반의 붕괴를 포함한 변형해석이 가능할 뿐만 아니라 압밀침하 등의 복잡한 지반변형을 계산할 수 있다.

### 3.2 해석 과정

본 연구는 서론에서 밝힌 바와 같이 시험성토를 한 후 말뚝보강에 의한 수평변위 억제효과를 판단하기 위한 시험시공의 수치해석으로 무보강 및 보강대책으로 구분하여 비교하였고, 보강대책은 성토지시말뚝공법과 억지말뚝공법을 적용하여 보강효과를 비교하는 것으로 하였다. 또한, 두 보강대책별로 억제효과를 비교하기 위하여 성토지시말뚝과 억지말뚝을 말뚝 본수, 직경 및 타설깊이를 동일하게 적용하였다. 단, 말뚝 길이는 말뚝비를 고려하여 각각의 길이를 달리하여 타설하는 것으로 계획하였다.

말뚝과 지반의 경계조건은 경계면(interface)을 고려하지 않았고, 메쉬 생성과정에서 말뚝은 강성으로 지반은 표 1의 지반 물성치를 고려하여 모델링하였다. 이와 같은 사

유는 본 해석의 말뚝은 일반적인 말뚝해석에서 적용하는 부마찰력을 고려하지 않고 무보강과 보강에 따른 억제효과를 해석하기 위해 지지력만 받는 것으로 가정하였기 때문이다.

무보강, 성토지시말뚝, 억지말뚝의 해석 모델링은 하부 지반을 포함한 전체지반의 경계를 현장조건과 동일하게 자유로 하였다. 해석 지점은 성토사면 끝단에서 지표면 하부 10m로 시행하였고, 이격거리에 따른 변위여부를 확인하기 위하여 성토체 3m 앞 지점에서 지표면 하부 10m 까지 수평변위에 대해서 해석하였다. 성토체 상재 하중은 90kN/m<sup>2</sup>로 가정하였다.

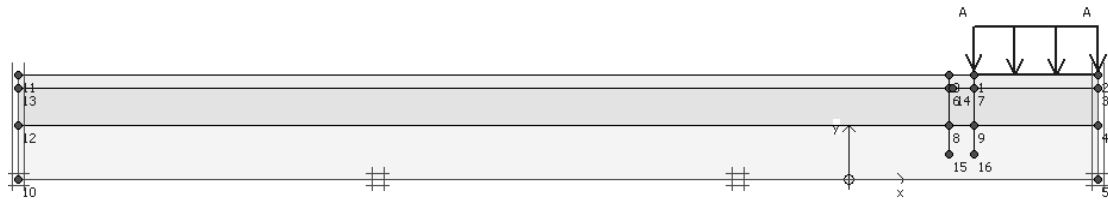
또한, 억지대책인 성토지시말뚝 및 억지말뚝에 대해서 공히 Cap Con'c를 타설하는 것으로 가정하였다. 성토는 시험시공이 3일간 급속성토로 시공한 사유로 급속성토로 재하하는 것으로 가정하였다.

## 4. 변위 해석결과

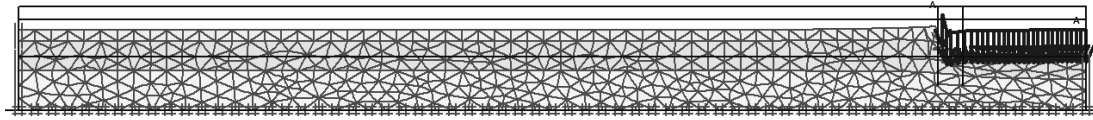
### 4.1 무보강 지반

인접에 급속성토나 고성토시 억지대책이 고려되지 않은 상태에서 수평변위 발생현황 분석을 위해 해석하는 것으로 하였다.

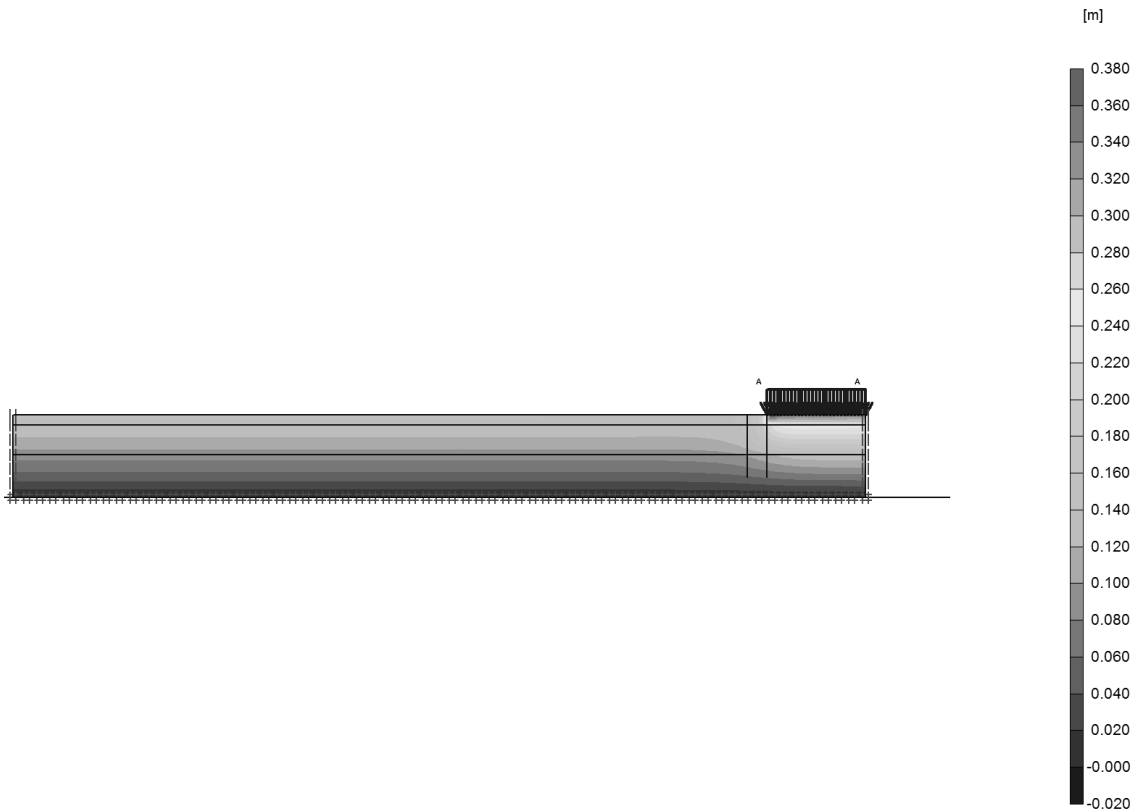
그림 3(a)는 무보강지반 해석의 모델링이다. 표 1과 같이 원지반에 준설패립을 1.5m의 두께로 매립하였고 원지반 하부는 5m 실트질 모래층과 그 하부로 5m 두께의 점토섞인 실트층을 모델링하였다. 실제 현장에서는 말뚝과 지반이 3차원으로 거동하나, 본 연구에서는 현장 시험시공에 따른 사전 설계개념의 수치해석으로 해석을 단순화하기 위하여 평면변형율(plane-strain) 조건으로 해석하였다. 무보강지반외에 다른 지반에도 동일하게 적용하였다. 그림 3(b)의 변위분포도를 확인하면 무보강지반에서는 성토



(a) 무보강지반 해석 모델링



(b) 변위분포도



(c) 응력 분포도

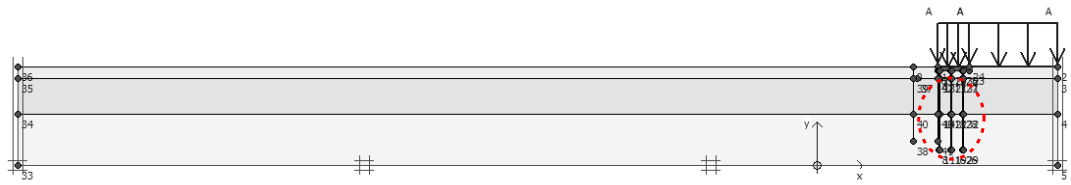
그림 3. 무보강지반 해석 결과

를 가하면 상당한 연직변위와 수평변위가 발생하였고, 수평변위의 경우 성토체 끝단에서 3m 이격지점까지 변위의 영향이 크게 발생한 것으로 나타났다. 그림3(c)는 무보강지반의 응력분포도이다. 성토단면 하부의 응력이 크고, 응력이 전단면에 대하여 발생하나 성토체에서 이격될수록 감소하는 것으로 나타났다.

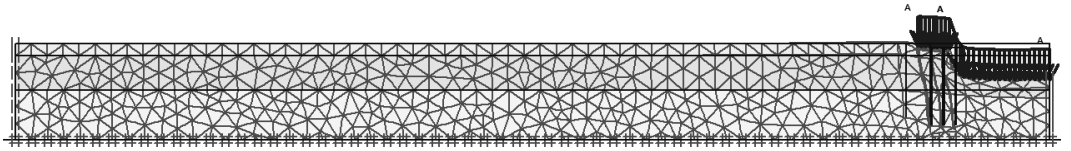
## 4.2 성토지지말뚝 보강지반

그림 4(a)는 측방유동 억지대책으로 성토지지말뚝으로

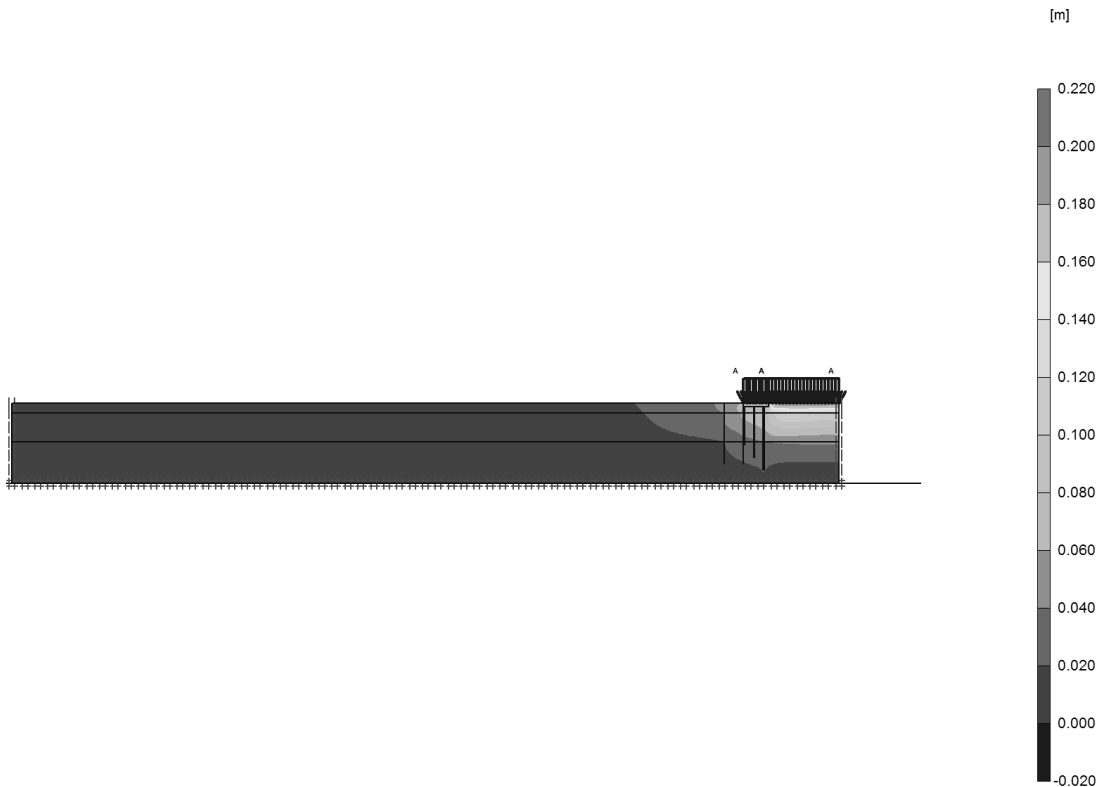
보강한 지반의 해석 모델링으로 빨간 점선이 성토지지말뚝이다. 모든 경계조건은 그림 3(a)와 동일하나 성토지지말뚝이 타설된 모습이다. 성토지지말뚝으로 보강하였을 때 측방유동의 억지효과를 살펴보기 위해 말뚝을 3 × 3열로 배치 관입하였다. 말뚝 간격은 가로 × 세로 1.5m이며 말뚝 길이는 6~10m로 결정하였다. 말뚝 타설후 억지효과를 극대화하기 위하여 캡보 Con'c를 타설하는 것으로 가정하였다. 그림 4(b)의 변위결과를 확인하면 말뚝보강이 이루어진 부위에서는 침하가 거의 발생하지 않았으나, 보강이 없는 구간은 확연하게 연직변위가 발생한 모습이다.



(a) 성토지지말뚝보강지반 해석 모델링



(b) 변위 분포도



(c) 전체 응력 분포도

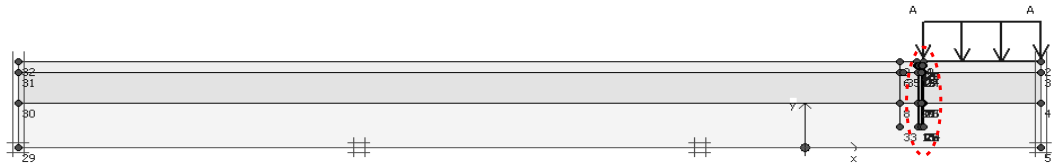
그림 4. 성토지지말뚝보강지반 해석 결과

그림 3(b)와 차별화 되는 것은 연직변위도 차이가 있지만, 무보강 지반에서는 전체 지반이 연직으로 변위가 발생하던 것이 성토지지말뚝 보강지반에서 성토하중 부위에서만 연직변위가 발생하였다. 그림 4(c)는 성토지지말뚝 보강지반의 응력분포도로 응력분포가 말뚝을 중심으로 저감하는 결과를 나타내고 있다.

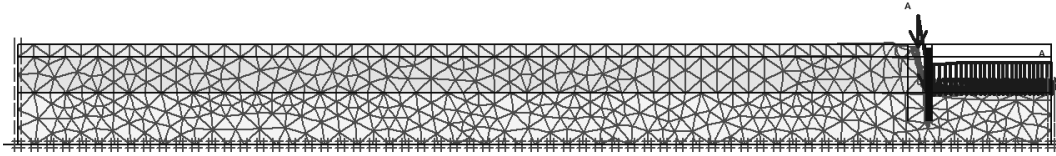
### 4.3 억지말뚝 보강지반

그림 5(a)는 억지말뚝을 측방유동 억지대책으로 적용한

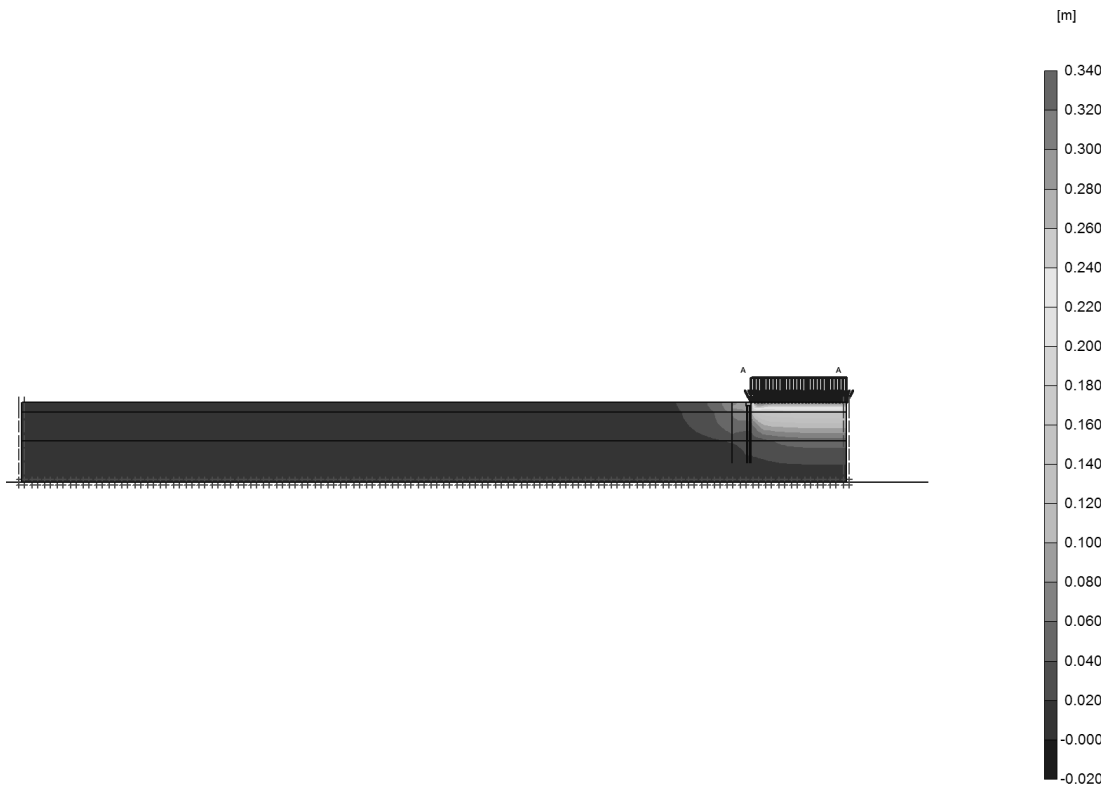
해석모델링으로 빨간 점선이 억지말뚝이다. 대부분 억지말뚝의 경우 절개사면의 안정대책 억지말뚝을 사용하지만 해안 연약지반에 성토시 측방유동을 방지하기 위하여 성토체 사면 끝단에 억지말뚝을 설치하여 억지효과를 확인한다. 말뚝배치는 재하성토체 측으로 5분을 외측 방향으로 4분을 설치하였고 말뚝길이는 5~10m로 하였다. 말뚝간격은 열간격과 횡간격을 모두 1m씩 하였고 어긋나게 (zigzag)로 배치하였다. 억지말뚝보강 역시 성토지지말뚝처럼 말뚝 타설후 캡보 Con'c를 타설하는 것으로 하였다. 그림 5(b)는 성토지지말뚝을 측방유동 억지대책으로 적용



(a) 역지말뚝보강 지반 해석 모델링



(b) 변위 분포도



(c) 전체 응력도

그림 5. 역지말뚝보강지반 해석 결과

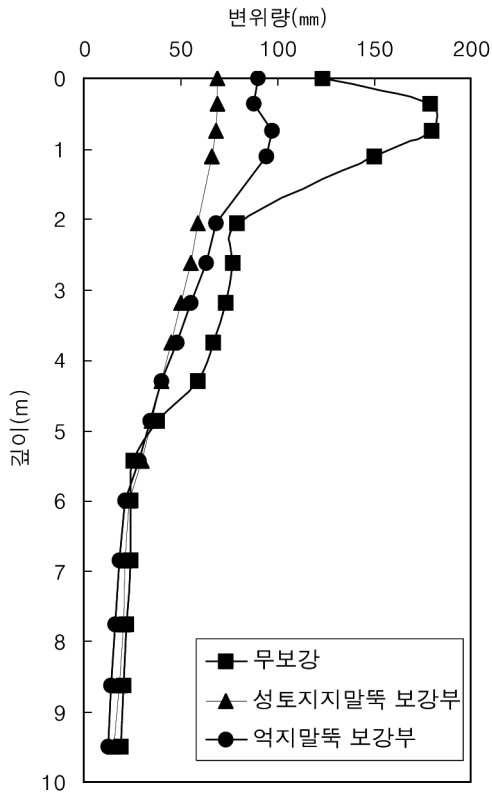
한 경우 전체적인 변위 해석결과이다. 또한, 성토체 끝단에서 수평변위 발생한 것으로 나타났다. 역지말뚝 타설구간외에는 연직으로 변위가 발생하였고, 변위발생 부위도 성토지지말뚝보다 크게 발생한 것으로 해석되었다. 그림 5(c)는 역지말뚝보강 지반의 응력분포도로서 그림 4(c)의 성토지지말뚝 보강 효과와 비교하면 연직변위가 크게 발생한 것으로 나타났다.

그림 6과 표 2는 상기 해석결과를 정리한 것이다. 성토체 끝단과 성토체 끝단에서 3m 를 이격한 지점의 변위를 나타내었다.

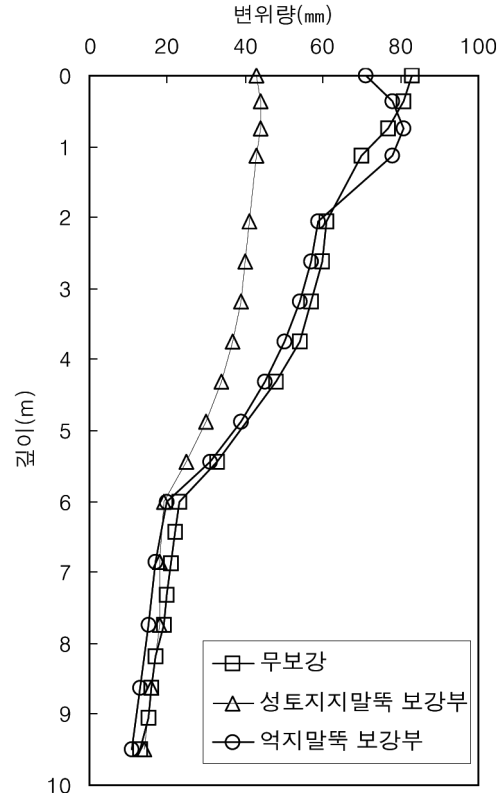
표 2. 수평변위 해석 결과

| 구 분       | 성토체 끝단 (mm) |     | 성토체 끝단 3m 이격지점(mm) |    |
|-----------|-------------|-----|--------------------|----|
|           | 최소          | 최대  | 최소                 | 최대 |
| 무보강       | 14          | 180 | 13                 | 83 |
| 성토지지말뚝 보강 | 15          | 69  | 14                 | 43 |
| 역지말뚝 보강   | 12          | 97  | 11                 | 81 |

무보강 지점의 경우 성토체 끝단에서는 14~180mm의 수평변위가 성토체 끝단에서 3m 이격지점은 13~83mm의 수평변위가 발생하였다. 성토지지말뚝 보강지반은 성토체



(a) 성토체 끝단 지점



(b) 성토체 끝단에서 3m 이격지점

그림 6. 수평 변위결과

끝단에서는 15~69mm의 수평변위가 발생하였고 성토체 끝단에서 3m 이격지점에서는 14~43mm의 변위가 발생하였다. 또한, 역지말뚝 보강지반은 성토체 끝단에서는 12~97mm의 수평변위가 발생하였고 성토체 끝단에서 3m 이격 지점은 11~81mm의 변위가 발생하였다. 변위분포 확인 결과 무보강의 경우 성토에 의한 수평변위가 가장 크게 나타나고, 역지말뚝, 성토지지말뚝 보강 순으로 나타났다. 또한, 성토체 끝단이나 끝단에서 3m 이격지점에서 모두 지표 하부에서는 효과가 발휘되지 않은 것으로 나타났고, 지표면  $0.6Z/H$  지점에서 지표면까지 말뚝보강에 대한 역지효과가 있는 것으로 분석되었다.

## 5. 해석 고찰

### 5.1 최대측방변위

해석결과를 바탕으로 지중에서 최대측방변위가 발생한 위치를 확인하였다. 그림 7과 같이 연약층 두께에 지표면으로부터 깊이를 나누어 최대측방변위가 발생한 위치를 살펴보면 표 3과 같이 성토체 끝단이나 3m 이격지점에서

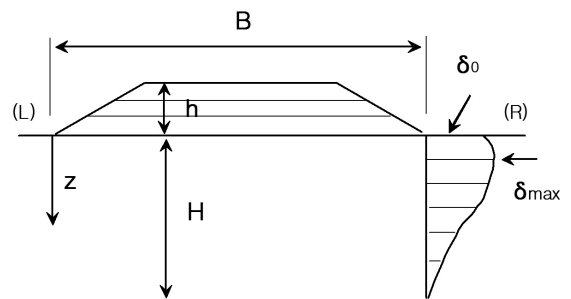


그림 7. 해석결과 분석을 위한 단면도

표 3. 최대측방변위 발생 위치

| 구 분(Z/H)     | 성토체 끝단 | 3m 이격지점 |
|--------------|--------|---------|
| 무보강 지점       | 0.08   | 0.02    |
| 성토지지말뚝 보강 지점 | 0.08   | 0.08    |
| 역지말뚝 보강 지점   | 0.04   | 0.04    |

최대측방변위가 발생한 위치는  $0.02Z/H \sim 0.08Z/H$ 로 나타났다. 이는 이광우 등(2009)의 측방유동 실내실험에서 제시한  $0.15Z/H$ 와 서로 근접한 결과를 나타내고 있다.

여기서, B : 성토폭



표 4. 지표면 최대측방변위 차이

| 구 분                       | 무보강    |                | 역지말뚝 보강 |                | 성토지지말뚝 보강 |                |
|---------------------------|--------|----------------|---------|----------------|-----------|----------------|
|                           | 성토체 끝단 | 성토체 끝단 3m 이격지점 | 성토체 끝단  | 성토체 끝단 3m 이격지점 | 성토체 끝단    | 성토체 끝단 3m 이격지점 |
| $\delta_o$                | 123    | 83             | 90      | 71             | 69        | 43             |
| $\delta_{max}$            | 180    | 83             | 97      | 81             | 69        | 44             |
| $\delta_o / \delta_{max}$ | 0.68   | 1.00           | 0.93    | 0.88           | 1.00      | 0.98           |

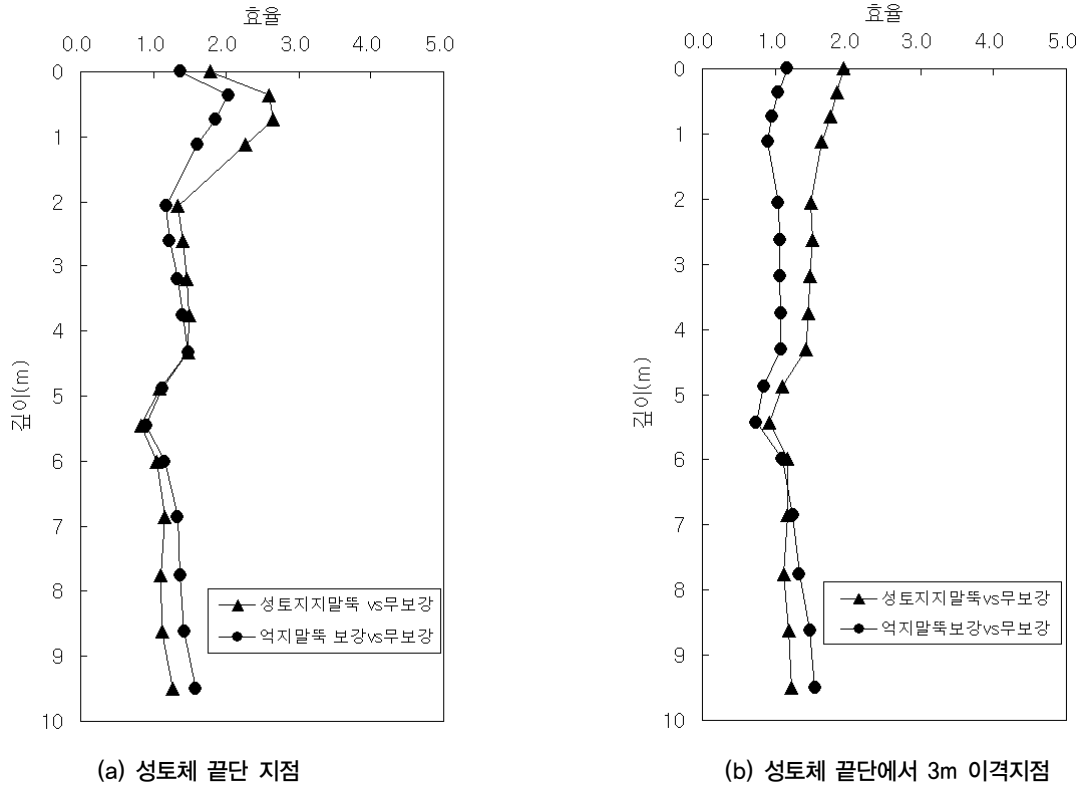


그림 8. 무보강과 보강대책에 따른 효율

- h : 성토고
- H : 연약층 두께
- Z : 지표면으로부터 깊이
- $\delta_o$  : 지표면(사면선단) 수평변위
- $\delta_{max}$  : 지중 최대수평변위

지표면(사면선단)에서 발생한 수평변위와 지중 최대수평변위와의 관계를 확인하였다. 표 4와 같이 성토체 끝단을 기준으로 무보강지점에서는 지표면보다 최대측방변위 지점에서 약 1.47배의 차이가 있고 말뚝 보강이 있을 경우 지표면의 측방변위와 지중 최대측방변위는 유사한 것으로 나타나, 무보강시 지표면과 최대측방변위와의 차이가 큰 것을 알 수 있다.

### 5.2 보강 효율

성토지지말뚝과 역지말뚝과의 보강에 따른 효율을 분석하기 위하여 무보강시 발생한 변위와 역지대책 적용시 발생한 변위를 비교한 결과는 그림 8과 같다. 성토체 끝단에서 성토지지말뚝보강과 무보강과의 효율은 최대 2.6배의 효율이 있었고, 역지말뚝과 무보강과의 효율을 비교하면 최대 1.9배 정도의 효과가 있는 것으로 나타났다. 또한, 성토체 끝단에서 3m 이격된 지점의 효율을 성토지지말뚝이 약 1.93배, 역지말뚝이 약 1.17배 효과가 있는 것으로 판단되었다. 성토체 끝단이나 3m 이격된 지점 모두 하부  $0.6Z/H \sim 1.0Z/H$ 에서는 성토지지말뚝보다 역지말뚝이 보강효과가 있는 것으로 나타났으나 지중 하부보다는 지표면 가까에서 성토지지말뚝 보강의 효율이 뛰어난 것으로 해석되었다.

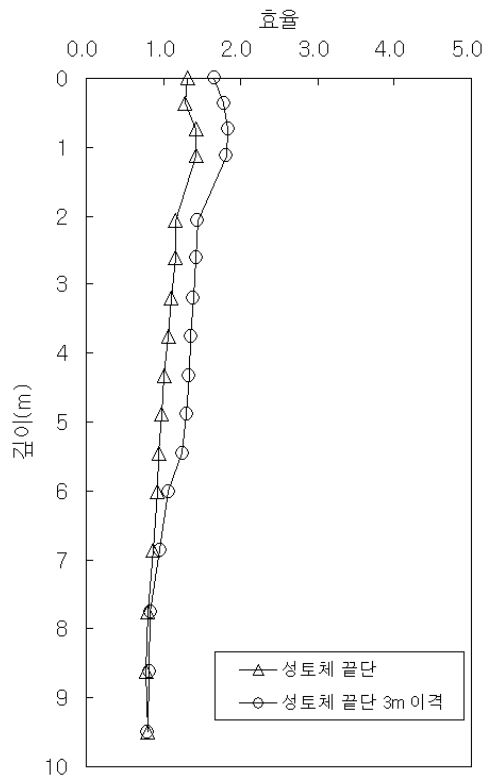


그림 9. 보강별 효율

또한, 억지대책인 성토지지말뚝 보강과 억지말뚝 보강에 대해서도 상호보강 효율을 분석한 결과를 살펴보면 그림 9와 같다. 억지말뚝보다 성토지지말뚝이 1.3~1.6배 효과가 있으며, 성토체에서 이격될수록 억지말뚝보강보다 성토지지말뚝 보강의 효과가 있는 것으로 나타났다.

## 6. 결론

연약지반에 성토시 발생하는 지중 수평변위를 억지시키기 위해 보강대책으로 억지말뚝과 성토지지말뚝을 적용하여 무보강과의 수평변위 억지효과를 분석한 수치해석의 결론은 다음과 같다.

- (1) 연약지반 성토시 하부지반 수평변위가 대부분 0.1Z/H 이내에서 발생하는 것으로 나타났다. 무보강시에는 지표면과 최대측방변위 차이가 성토지지말뚝이나 억지말뚝 보강보다 상대적으로 큰 것을 알 수 있다.
- (2) 억지말뚝보강보다 성토지지말뚝보강이 1.3~1.6배 효

과가 있어 전체적으로 성토지지말뚝이 억지말뚝보다 효과가 있는 것으로 판단된다.

- (3) 지표면 부근에서는 성토지지말뚝이 보강효과가 뛰어난 것으로 나타났고, 성토체에서 거리가 이격될수록 억지말뚝보다 성토지지말뚝의 보강효과가 뛰어난 것으로 나타났다.

## 참고문헌

1. 이광우, 홍원표, 조삼덕 (2009), “성토하부 연약지반의 변형거동에 관한 모형실험”, *한국지반공학회논문집*, 제25권, 제5호, pp.17-28.
2. 홍성훈 (1995), *지반의 측방유동*, 건설도서, 서울. pp.63-95.
3. 홍원표, 김재홍 (2010), “연약지반의 측방유동으로 인하여 매설관에 작용하는 측방토압”, *한국지반환경공학회 논문집*, 제11권, 제9호, pp.27-38.
4. 홍원표, 이광우 (2002), “성토지지말뚝의 연직하중 분담효과에 관한 연구”, *한국지반공학회논문집*, 제18권, 제4호, pp.285-294.
5. 한국수자원공사 (2003), *○○ 조성공사 지반조사보고서 제1권*, pp.20-24.
6. Flodin, N. O. and Broms, B. B. (1977), “Historical development of civil engineering in soft clay”, *International Symposium on Soft Clay*, Bangkok.
7. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), “Analysis of piled embankments”, *Ground Engineering*, London England, Vol. 21, No.3, pp.12-18.
8. Horgan, G. J. and Sarsby, R. W. (2002), “The Arching Effect of Soils over Voids and Piles incorporating Geosynthetic Reinforcement”, *Proc. of the 7th Inter. Conf. on Geosynthetics*, France, pp.373-378.
9. Ito, T. and Matsui, T. (1975), “Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles”, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.4, pp.43-59.
10. Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P. (1982), “Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide”, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.1-13.
11. PLAXIS (2002), *Plaxis 2D-Version8 User's manual*.
12. Reid, W. M. and Buchannan, N. W. (1983), “Bridge approach support piling”, *Proc., International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment*, London, pp.267-274.
13. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York, pp.66-75.

(논문접수일 2011. 8. 25, 심사완료일 2011. 11. 19)