

편재하중을 받는 점토지반과 강널말뚝의 거동해석

A Behaviour Analysis on Clayey Ground and Steel Sheet Piles Subjected to Unsymmetrical Surcharges

이문수* · 이병구** · 정진섭** · 김찬기***

Lee, Moon Soo · Lee, Byoung Koo · Jeong, Jin Seob · Kim, Chan Kee

Abstract

In this paper, the comparisons between field measurements and numerical results were performed for the settlements, lateral displacement in Jinwol interchange works on the Honam express way whose site was improved by sand drain for the constructions of over bridges, piers and abutments. The computer program was developed by coupling Biot's equation with Sekiguchi's elasto-viscoplastic model under plane strain conditions. Steel pipe piles for piers were replaced into the equivalent steel sheet pile wall. The characteristics of behavior for both the soil foundations and the sheet piles wall were investigated with the variation of axial force on the wall, rigidity of the wall, supported condition of sheet pile into hard strata and the location of anchored point.

요 지

본 연구는 연약지반상에 sand drain을 타설하고 성토하여 교대 및 교각을 시공하는 진월 인터체인지에서 기초지반의 침하, 용기 및 이미 시공된 교각기초부분의 수평방향 변위를 측정된 실측치와 Sekiguchi의 탄·점소성모델을 Biot의 압밀방정식과 결합하여 2차원 평면변형율조건으로 유한요소해석한 결과를 비교·검토하였다. 이때 교각기초인 강관말뚝은 등가의 강널말뚝벽으로 환산하였다. 그리고 환산한 벽체에 축력의 변화, 강성의 변화, 지지조건 변화 및 고정점위치의 변화 등에 따른 기초지반의 거동과 강널말뚝벽체의 거동 특성을 밝혔다.

1. 서 론

연약지반상에 교량의 교대 등과 같이 비대칭으로 성토된 편재하중이 작용할 때 지반의 침하와 측방

변위를 억제할 목적으로 말뚝기초를 시공하고 그 위에 교대나 교각을 시설하게 된다. 이때 시간의존적인 압밀이 일어나면 기초말뚝에는 연직력과 수평력이 동시에 발생한다. 연직력은 말뚝에 코팅을 하므로써 감소시킬 수 있지만 수평력은 이와 같은 방법으로는 해결이 어렵다. 따라서 이러한 구조물을 설계할 때에 침하와 측방변위를 예측하여 그 대책을

* 정희원 · 전남대학교 농과대학 농공학과 교수

** 정희원 · 원광대학교 공과대학 토목공학과 교수

*** 정희원 · 원광대학교 대학원 박사과정

세우는 것은 매우 중요한 과제이다.

흙의 수평이동으로 인하여 측방항력을 받는 말뚝의 설계는 대부분 경험적이거나 또는 이론해석에 근거하고 있다. 통상적으로 활용할 수 있는 자료의 범위가 매우 제한되어 있고, 성토모형 또는 토질조건 변화로 인하여 자료가 복잡하고 정교하지 못하기 때문에 여러가지 기법에 의하여 추정된 거동과 실제 현장구조물에서 측정한 거동과는 큰 차이가 있다.^(1,2) 따라서 이와 같은 조건에서 말뚝에 발생하는 휨모멘트와 변위의 추정에는 많은 불확실성이 존재한다. 이러한 이유 때문에 흙의 측방유동으로부터 말뚝을 보호하기 위하여 케이슨을 사용하도록 설계하거나, 성토하중으로 인한 예상침하가 끝난 후에 말뚝을 타설하는 시공방법 등을 택한다. 흙의 수평이동으로 인한 균향의 측방항력을 검토하기 위하여 최근에는 일련의 원심분리모형시험이 수행되고 있다.^(3,4) 원심분리모형시험으로부터 얻은 자료는 연약점토지반의 말뚝기초위에 있는 교대의 거동을 명백하게 밝혀주었으며 수학적 해석기법의 평가를 가능하게 하였다.

유한요소해석기법은 축대칭, 3차원 및 평면변형율문제 등으로 분류할 수 있다.

Carter⁽⁵⁾는 축대칭 요소망의 중앙부에 있는 단항에 관한 유한요소해석을 수행하였다. 이때 비대칭 하중은 급수전개에서 분리조화항(uncoupling harmonic terms)을 사용하여 문제를 해결하였다. 띠하중은 비대칭 압력하중이 지표면에 작용하도록 하고 선형탄성모델로 해석하였다.

Springman⁽⁶⁾은 선형탄성모델을 사용하여 3차원 유한요소해석을 행하였다. 그러나 요소망이 매우 거칠어 해석결과는 원심분리모형시험 자료의 특성을 부분적으로만 재현할 뿐이었다. 이와 같은 해석에서 여러조건을 초기에 결정하기에는 매우 복잡해서 쉽게 설계에 응용될 수 없다. 그러나 이 해석은 개략적인 거동의 양상을 설명하고, 일반적인 경향을 파악하는데 매우 유용하다.

Randolph⁽⁷⁾는 말뚝을 흙과 말뚝의 평균강성을 갖는 등가의 널말뚝벽으로 대치하는 방법을 이용하여 평면변형율조건으로 기초지반을 해석하였다. 널말뚝벽은 유한요소망에서 등가의 강성을 갖는 요소로 하였고, 성토하중은 표면압력하중으로 작용시켰으며 수정 Cam-clay 모델을 사용하여 연약지반을

해석하였다. 그리고 Springman⁽⁸⁾은 Randolph 방법에 성토하중을 선형탄성 자중하중방법을 도입하여 평면변형율조건으로 해석하였으나 결과는 원심분리모형 시험결과와 잘 일치하지 않았다. 이러한 일련의 해석들은 유한요소망에서 균말뚝을 직접적으로 해석할 수 있도록 하였다.

또한 Naylor⁽⁹⁾는 연결요소를 도입 널말뚝벽을 흙과 결합하여 벽과 흙의 상대적 변위를 허용하는 방법으로 확장하였다. 그러므로 말뚝주변의 거동을 3차원적으로 더욱 접근시켰다. 그러나 이 방법도 연약층, 제방 및 연결요소가 선형모델로 표현되었기 때문에 흙과 벽체간의 극한하중을 설명할 수 없는 결점을 가지고 있다. 따라서 연결요소는 말뚝이 연성이거나 연약층이 매우 깊은 경우에는 이용할 필요가 없었다. 그러므로 3차원적 변형을 야기하는 지반을 정확하게 해석하기에는 큰 어려움이 따르게 되므로 오히려 이를 정교하게 2차원적으로 모델화하여 해석하는 것이 실용적이라 생각된다.

이 등^(10,11)은 강널말뚝의 이론적 해석과 3차이론에 의한 강널말뚝의 퍼지거동해석을 하였다.

본 연구는 N치 1 정도이고 깊이가 약 25~28 m에 이르는 연약지반을 sand drain으로 개량한 지반위에 10 m 정도의 노체를 성토하고 교대 및 교각을 시공하는 진월 인터체인지에서 성토로 인한 기초지반의 침하와 용기 및 이미 시공된 교각기초부분의 수평방향변위를 관측한 결과와 Sekiguchi의 탄점소성모델^(12,13)을 Biot의 압밀식⁽¹⁴⁾과 결합하여 저자들이^(15,16) 개발한 유한요소프로그램으로 2차원 평면변형율조건에서 해석한 결과를 비교·검토하였다. 그리고 교각에 사용된 강관말뚝을 등가의 강널말뚝벽으로 환산하였으며, 환산방법은 본 지반의 연약층이 매우 깊기 때문에 이에 적합한 Randolph 방법을 적용하였다.

강관말뚝을 등가의 강널말뚝으로 환산한 벽체에 축력의 변화, 강성의 변화, 지지조건의 변화, 고정점위치의 변화 등에 따른 기초지반 및 강널말뚝벽체의 거동특성을 밝혔다.

2. 압밀해석 프로그램

연약점토 지반의 다차원 압밀거동을 해석하기 위하여 압밀을 탄성거동으로 표현하고 있는 Biot의

압밀방정식에 Sekiguchi의 탄.점소성모델을 결합하고 여기에 널말뚝의 거동을 해석하기 위해 보기둥 (beam-column)요소를 도입한 다차원압밀 유한요소 해석 프로그램은 다음과 같이 유도된다.

변위중분($\Delta U_x, \Delta U_y$)을 성분으로 하는 변위벡터는 $\{U\}$ 로 표시하며, 평행방정식을 만족하는 전용력중분, $\{\Delta\sigma\}^T = \{\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}\}$ 에 대해 가상일의원리를 이용하여 다음 식을 얻는다.

$$\begin{aligned} \int_V \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma\} dV &= \int_V \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma'\} dV \\ &+ \int_V \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta P_w\} dV \\ &= \int_V \{\Delta U\}^T \{\Delta F_b\} dV \\ &+ \int_S \{\Delta U\}^T \{\Delta T_s\} dS \quad (1) \end{aligned}$$

여기서 $\{\Delta\varepsilon\}^T$ 는 $\{\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y, \Delta\gamma_{xy}\}$, $\{\Delta\sigma'\}^T$ 는 $\{\Delta\sigma'_x, \Delta\sigma'_y, \Delta\tau'_{xy}\}$, $\{\Delta P_w\}^T$ 는 $\{\Delta P_w, \Delta P_w, 0\}$, $\{\Delta F_b\}$ 는 물체력중분벡터, $\{\Delta T_s\}$ 는 표면력중분벡터이다.

요소내의 임의점에서 변위중분 $\{\Delta U\}$ 는 절점변위 중분 $\{\Delta U^*\}$ 으로부터 형상함수 $[N]$ 을 이용하여 다음과 같이 표현한다.

$$\{\Delta U\} = [N] \rightarrow \Delta U^* \quad (2)$$

식 (2)에 대응하는 요소내의 임의 점의 변형률중분 $\{\Delta\varepsilon\}$ 와 체적변형률중분 ΔV 는 절점변위중분과 관련 지을 수 있으며 다음과 같다.

$$\{\Delta\varepsilon\} = [B] \{\Delta U^*\} \quad (3)$$

$$\Delta V = \{B_v\}^T \{\Delta U^*\} \quad (4)$$

여기서 $[B]$ 는 절점변위중분을 요소내 임의점의 변형률중분으로 전환하는 형상함수이고, $\{B_v\}^T$ 는 절점변위중분을 요소의 체적변형률중분으로 전환하는 형상함수이다.

일반적인 과잉간극수압중분벡터 $\{\Delta P_w\}$ 는 요소 중심의 과잉간극수압중분치 δP_w^* 를 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{\delta p_w\}^T = \{1 \ 1 \ 0\} \Delta P_w^* \quad (5)$$

유효응력중분 $\{\Delta\sigma'\}^T$ 와 변형률중분 $\{\Delta\varepsilon\}^T$ 를 관련 지으면 다음과 같다.

$$\{\Delta\sigma'\} = [C^{ep}] \{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\sigma'\} \quad (6)$$

여기서 $\{\sigma'\}^T = \{\Delta\sigma'_x, \Delta\sigma'_y, \Delta\tau'_{xy}\}$ 는 완화응력중분 벡터이고, $[C^{ep}]$ 는 3행 3열의 대칭행렬이며 탄·점소성계수이다.

식 (2)에서, 식 (6)까지를 식 (1)에 대입하고 가상 변위를 임의로 선택한 것을 고려하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$[K] \{\Delta U^*\} + \{K_v\} \Delta P_w^* = \{\Delta Q\} \quad (7)$$

여기서 $[K]$, $\{K_v\}$ 와 $\{\Delta Q\}$ 는 각각 다음과 같다.

$$[K] = \int_V [B]^T [C^{ep}] [B] dV \quad (8)$$

$$\{K_v\} = \int_V \{B_v\} dV \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta Q\} &= \int_V [N]^T \{\Delta F_b\} dV + \int_S [N]^T \{\Delta T_s\} dS \\ &+ \int_V [B]^T \{\Delta\sigma'\} dV \quad (10) \end{aligned}$$

한편 연속방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho_w} \left[k_x \frac{\partial^2 P_w}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 P_w}{\partial y^2} \right] = 0 \quad (11)$$

식 (11)에서 계산된 체적변화량을 식 (4)에 대입하면 식 (7)과 식 (4)는 $\{\Delta U^*\}$ 와 P_w^* 를 미지수로한 연립방정식을 만든다. 그리하여 ΔV 를 계산하고 압밀진행과정에 따라 단계적으로 연립방정식을 풀면 압밀해를 얻을 수 있다. 식 (11)을 차분법으로 풀기 위해 과잉간극수압 P_w^* 는 다음과 같다.⁽¹⁷⁾

$$P_w^* = (1 - \theta) P_{wt} + \theta P_{wt + \Delta t} \quad (12)$$

이를 다시 풀어 쓰면 다음과 같다.

$$P_w^* = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 y^2 \quad (13)$$

여기서 P_{wt} 는 $t=t$ 일 때 과잉간극수압이고, $P_{wt + \Delta t}$ 는 $t=t + \Delta t$ 일 때 과잉간극수압이며, $\theta (0 \leq \theta \leq 1)$ 는 차분근사상수이다.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ 값은 그림 1에서와 같이 사변형 요소 i 와 이 요소를 둘러싸고 있는 j, k, l, m 의 요소에 의해서 결정 되어야 하는 미정계수이다.

요소 중앙점의 과잉간극수압벡터 $\{P_w^*\}$ 는 다음과 같다.

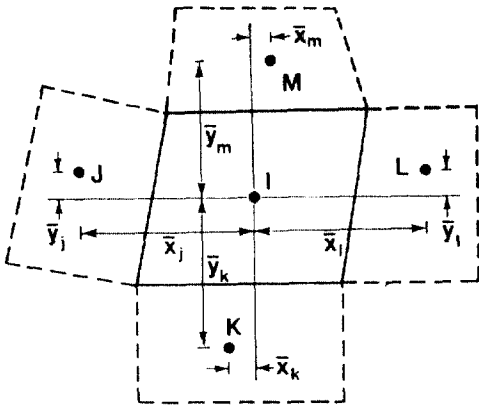


Fig. 1. Local coordination used in calculating rate of flow

$$\{P_w^*\} = \begin{bmatrix} P_w^*{}_j \\ P_w^*{}_j \\ P_w^*{}_k \\ P_w^*{}_i \\ P_w^*{}_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & \bar{x}_1 & \bar{y}_1 & \bar{x}_1^2 & \bar{y}_1^2 \\ 1 & \bar{x}_2 & \bar{y}_1 & \bar{x}_1^2 & \bar{y}_1^2 \\ 1 & \bar{x}_3 & \bar{y}_1 & \bar{x}_1^2 & \bar{y}_1^2 \\ 1 & \bar{x}_4 & \bar{y}_1 & \bar{x}_1^2 & \bar{y}_1^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \end{bmatrix} = [B]\{\alpha\} \quad (14)$$

그러면 $\{\alpha\}$ 는 다음 식과 같이 표현된다.

$$\{\alpha\} = [B]^{-1}\{P_w^*\} \quad (15)$$

식 (13)을 식 (11)에 대입하고 식 (15)를 고려하여 식 (11)을 변환하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} \Delta V &= -\frac{\Delta t V}{\gamma_w} (2k_x \alpha_4 + 2k_y \alpha_5) \\ &= -\frac{2\Delta t V}{\gamma_w} (k_x b_4^T + k_y b_5^T) \{P_w^*\} \\ &= -\{k_v\}^T \{P_w^*\} \end{aligned} \quad (16)$$

여기서 $\{k_v\}^T$ 는 $\frac{2\Delta t V}{\gamma_w} (k_x b_4 + k_y b_5)$, Δt 는 시간증분량.

V 는 요소체적 b_4 , b_5 는 $[B]^{-1}$ 의 4행과 5행벡터이다.

$P_w^* = P_w^*{}_{t+\Delta t} - P_w^*{}_t$ 의 관계를 이용하고 식 (13)에서 $\theta=1$ 로 하여 식 (7)을 차분식으로 전환하면 다음 식을 얻는다.

$$[K]\{\Delta U^*\}_j + \{K_v\} P_w^*{}_j = \{\Delta Q\} + [\{K_v\} P_w^*{}_{j-1}] \quad (17)$$

식 (16)을 식 (4)에 대입하여 변형하면 다음과 같다.

$$\{K_v\}^T \{\Delta U^*\}_j = -\{K_v\}^T P_w^*{}_{j-1} \quad (18)$$

여기서 요구되는 형식은 사변형요소이고 수치해석 과정에서 4개의 삼각형요소로 이루어진 4변형요소는 Wilson⁽¹⁸⁾이 제안한 방법을 이용하여 사변형요소의 중앙절점을 소거한다. 그러면 사변형요소 안에서 응력과 과잉간극수압은 일정한 값이 된다.

3. 사례연구

3.1 개 설

본 사례연구에서는 N치 1인 매우 연약한 지반으로 그 깊이가 약 25~28 m에 이르는 진월 인터체인지를 선택하였다. 그리고 기초지반의 성토부에는 sand drain이 25 m 정도 타설되어 있고 그 위에 P.P. mat가 포설되어있다. 시공 후 610일이 경과한 침하량은 최대 3.7 m, 약 0.3 m의 융기 및 성토부에서 6 m 떨어진 교각에 0.4 m의 수평 변위가 발생하여 당초 설계값을 초과하고 있어 문제점으로 제기된 바 있다.⁽¹⁹⁾

3.2 지반조건 및 유한요소 모델링

3.2.1 지반조건

현장의 전체적인 기초지반은 다소의 차이는 있으나 표 1에 나타난 바와 같이 $N=1$ 이하인 매우 연약한 점토지반이며 여기에 타설된 sand drain은 표 2와 같다.

3.2.2 보·기둥요소

본 지반에 축조된 교각의 기초 형상은 $4.5 \times 4.5 \times 1.5$ m인 정사각형 기초이고, 408 mm의 강관말뚝 16 (4×4)본이 약 28 m 깊이에 지지되어 있다.

이 강관말뚝은 등가의 강널말뚝벽체로 그림 2와 같이 Randolph 방법을 이용하여 환산하였다. 그리고 유한요소망에서 강널말뚝벽체는 9절점으로 되어 있으며 2차원 평면변형률조건으로 해석하였다.

3.2.3 유한요소 해석

1) 계산단면

현장의 성토단면을 살펴보면 성토 윗폭이 약 36 m, 아래폭 60 m, 성토높이 10 m에 sand drain이 평균 2.1 m 간격으로 배치되어 있다. 성토사면 하단부터 전방 6.26 m 거리에 교각 I, 교각 II의 기초가 각각 설치되어 있다.

Table 1. Soil properties for each layer on Jinwol I.C.

0.00 m	ML N=2	W _n =28.3%	G _s =2.58		
-0.50 m	CH N=1	W _n =28.3%	G _s =2.58	WL=61.9	e ₀ =1.79
-4.30 m	CH N=1	W _n =63.9%	G _s =2.56	WL=54.6	e ₀ =2.17
		PI=27	P _c =0.15 kg/cm ²		C _c =0.57
-10.30 m	CH N=1	W _n =62.7%	G _s =2.57	WL=51.4	e ₀ =1.51
		PI=25			
-17.30 m	CH N=1	W _n =57.4%	G _s =2.56	WL=50.8	
		PI=24			
-26.30 m	weathered rock		N>50		

Table 2. Summary of Sand Drain

직 경	50 cm	배치형태	정사각형
개랑깊이	연약층 전두께	배치간격	2.0~2.3 m
타설범위	성토부	타설식	Mendrel식

2) 해석 조건

경계조건은 밀면과 측면은 구속배수조건, 상부는 자유배수조건으로 하였으며, 재하단계는 현장의 시공일정과 성토높이를 총 5단계의 성토하중을 나누어 재하 하였다. 계산에 사용된 유한요소망은 280요소, 328절점으로 그림 3과 같다.

3.3 사례 해석결과

성토 초기부터 관측 현재(610일째)까지의 성토하중(시간)에 따른 침하 및 측방변위의 관측치와 강관말뚝을 강널말뚝으로 등가 환산하여 2차원 평면 변형을 조건으로 해석한 결과를 비교한다. 그림 4는 성토하중에 따른 침하관계를 관측치와 해석치를 서로 비교한 것으로서 그림에 나타난 바와 같이 해석치는 3.45 m로 실측치 2.99 m보다 크게 나타났다. 그러나 이때의 용기와 교각의 수평이동이 현장상태와 매우 유사하였다.

그림 5(a)는 지표면에서의 침하 및 용기를 나타낸 것으로 측방용기의 관측결과와 수치해석결과를 비

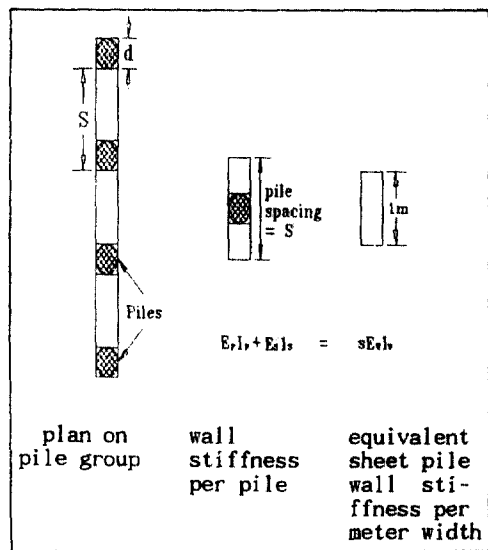


Fig. 2. Equivalent sheet-pile wall representation of piles for plane strain finite element analysis

교해 보면 관측치는 약 30 cm 미만으로 해석치와 유사한 값을 나타내고 있다. 성토하중의 증가에 따른 지반의 수평변위를 살펴보면 그림 5(b)와 같다. 노선에서는 지표면 아래 약 3m 정도 깊이에서 최대 수평변위가 1m 이상 발생하고 비탈끝, 교각 I, II에 근접 할 수록 수평변위는 점차 작아지고 있으며,

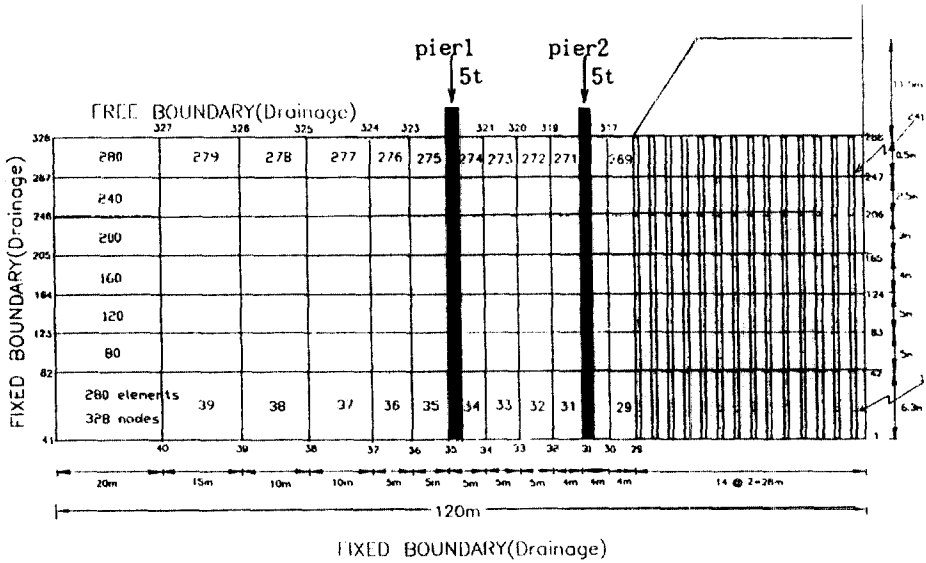


Fig. 3. Meshes used for finite element analysis

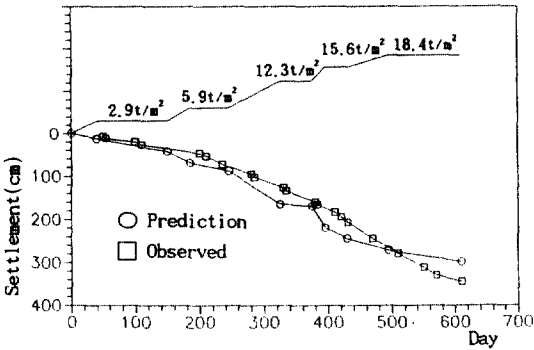


Fig. 4. Comparison between observed value and prediction value for settlement on Jin-Wall I.C

실제 교각 I, II의 이동량과 같다. 다만 실측치는 해당지점에 국한되고 있으며 연속적으로 나타낼 수 없어서 이 그림에 포함시키지 않았다.

4. 강널말뚝의 특성

이와 같은 실제 지반에 설치된 교각의 강널말뚝을 강널말뚝벽으로 환산하여 각 성토 하중단계에서 발생하는 기초지반의 침하, 용기, 축방변위 및 강널말뚝에 발생하는 휨모멘트의 변화 특성 등을 파악하고 축력의 변화, 두 교각에 같은 강성의 변화, 성토부

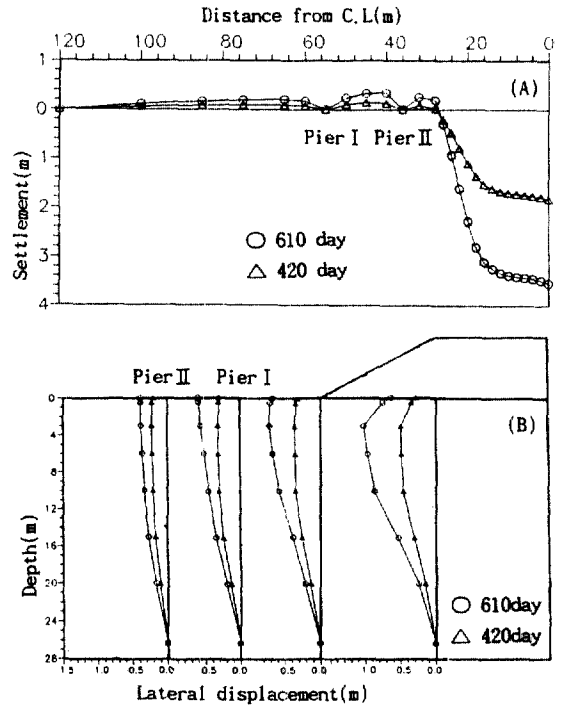


Fig. 5. Prediction value for settlement and lateral displacement on Jin-Wall I.C

앞측 교각의 강성에 따른 후방 교각의 변화 및 지지조건의 변화에 따른 기초지반의 거동과 강널말뚝의 거동특성을 파악한다.

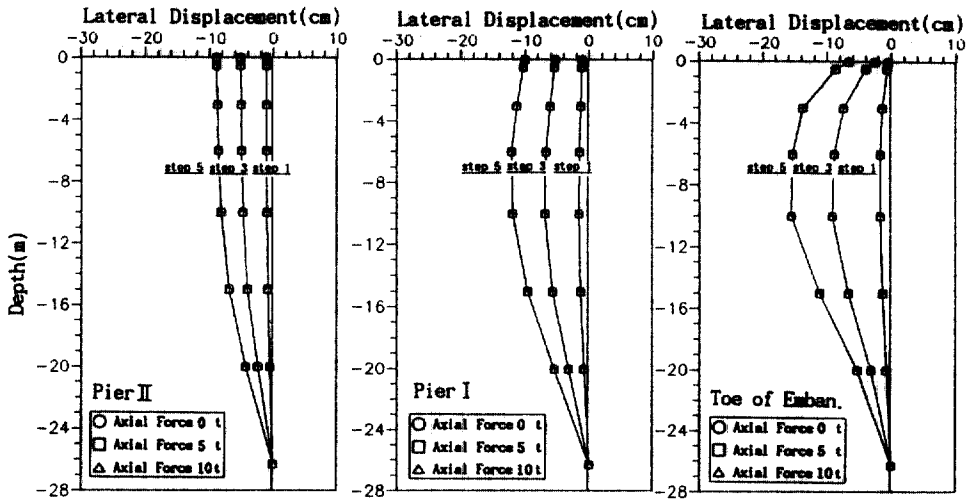


Fig. 6. Lateral displacement vs. depth with the variation of axial force on pier

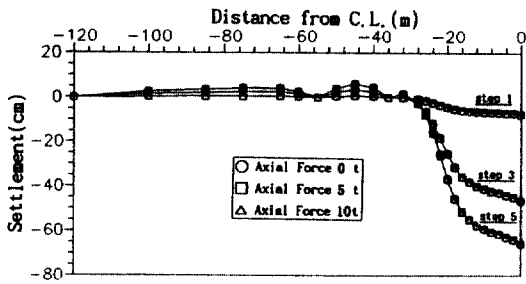


Fig. 7. Settlement vs. horizontal distance with the variation of axial force on pier

4.1 축력의 변화

성토하중 1단계(1.4t/m), 3단계(3.2t/m) 및 5단계(5.9t/m)에서 성토사면하부, 교각 I 및 교각 II를 지나는 연직면의 깊이에 따른 축방변위에 관하여 축방향 하중(교각에 작용하는 하중)을 0, 5, 10t으로 변화를 주어 나타낸 것이 그림 6이다. 그림에서와 같이 성토하중이 증가함(단계 1로부터 단계 3까지)에 따라 축방변위는 증가하지만 축력의 크기에 따른 변화는 발견되지 않는다. 따라서 축력이 증가(장차 교량의 주형과 슬래브 및 통과 차량하중)해도 축방 변위 억제효과는 작을 것으로 생각된다.

그림 7은 축력을 0, 5, 10t으로 증가시키면서 성 토하중 단계 1, 3 및 5에서의 지표면의 침하를 나타낸 것이다. 단계 1에서는 모든 지표면에 융기현상이 일어나지 않지만 단계 3 및 단계 5에서는 성토

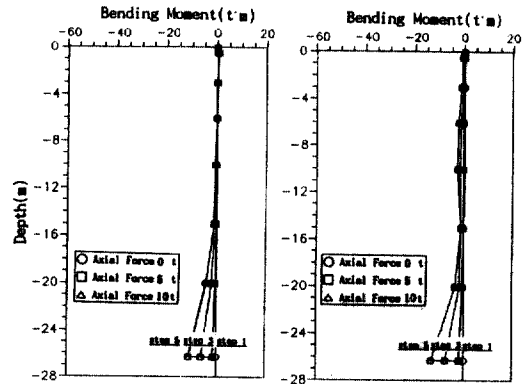


Fig. 8. Bending moment vs. depth with the variation of axial force on pier

사면하부의 바깥측에서 융기가 발생하고 있다. 또한 강널말뚝 타설 위치인 교각 I 및 교각 II 지점에서는 융기가 억제되고 있는데 강널말뚝과 점토와의 부착력에 기인된다고 판단된다. 축력의 변화는 침하량에 영향을 주지 못하고 있다.

그림 8은 축력의 변화에 따른 강널말뚝에 발생하는 휨모멘트를 깊이에 따라 하중 단계별로 나타냈다. 하중이 증가하면 모멘트는 비례하여 증가하지만 축력과는 무관하다.

따라서 위에서 살펴본 바와 같이 교각에 작용하는 축력의 변화는 지반의 침하, 축방변위, 강널말뚝의 휨모멘트에 영향이 거의 없음을 알았다.

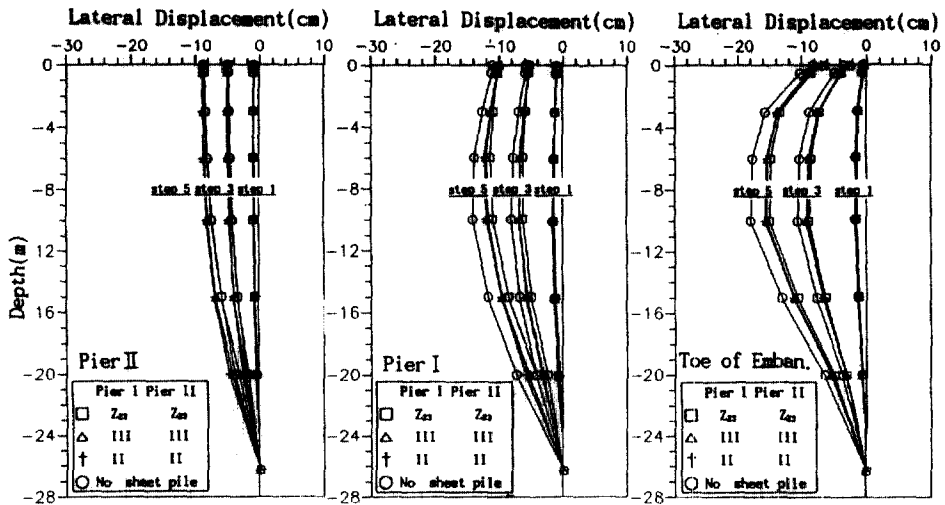


Fig. 9. Lateral displacement vs. depth with the variation of rigidity of two steel sheet piles

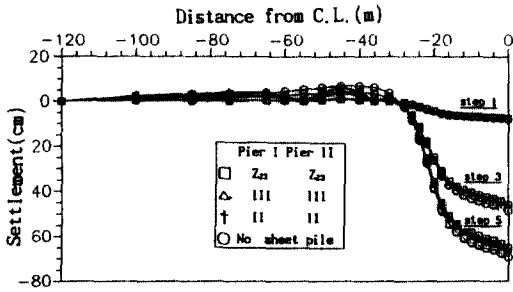


Fig. 10. Settlement vs. horizontal distance with the variation of rigidity of two steel sheet piles

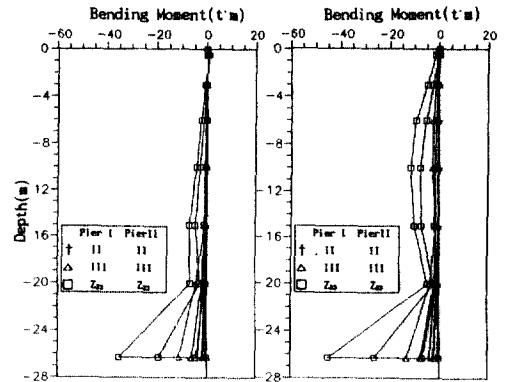


Fig. 11. Bending moment vs. depth with the variation of rigidity of two steel sheet piles

4.2 강성의 변화

두개의 강널말뚝의 강성을 동시에 변화하여 해석하고 깊이에 따른 축방변위를 그림 9에 나타내었다. 강널말뚝의 단면2차모멘트는 $3.1 \times 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$, $1.167 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$, $5.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$ 인 3종류의 형태로서 II형, III형, Z_{23} 형이다. 성토 단계 1에서는 어느 연직면이나 강성의 변화에 따른 차이가 보이지 않지만 단계 3에서는 강성의 효과가 서서히 나타나며, 단계 5에서는 강성이 축방변위를 억제시키는 지배적 요인임을 보여주고 있다.

그림 10에 강널말뚝으로 보강된 경우와 자연상태인 경우를 성토하중 단계별로 비교하여 지표면 침하를 각각 나타냈다. 그림에서와 같이 지반의 침하를 강널말뚝으로 보강할 경우, 그 차이는 발견할 수 없지만 무처리한 경우의 침하는 상대적으로 클

뿐만 아니라 지반의 용기도 상대적으로 크다. 이는 4.1에서 기술한 바와 같이 후자의 경우 부착에 의한 효과가 발현되지 않기 때문인 것으로 판단된다.

두 교각의 강성을 동시에 변화를 주면서 널 말뚝에 발생하는 휨모멘트의 변화를 성토하중 단계별로 나타낸 것이 그림 11이다. 축방변위량의 차이 때문에 모멘트의 변화가 나타난다. 성토하중이 증가함에 따라 더 큰 모멘트의 차이가 발생하고 있다.

4.3 근접 교각의 강성변화

성토사면 하부로부터 26 m 떨어진 교각 II의 강성은 III형으로 하고, 6 m 떨어진 교각 I을 II형, III형, Z_{23} 형으로 강성의 변화를 주어 성토하중 단계별 축

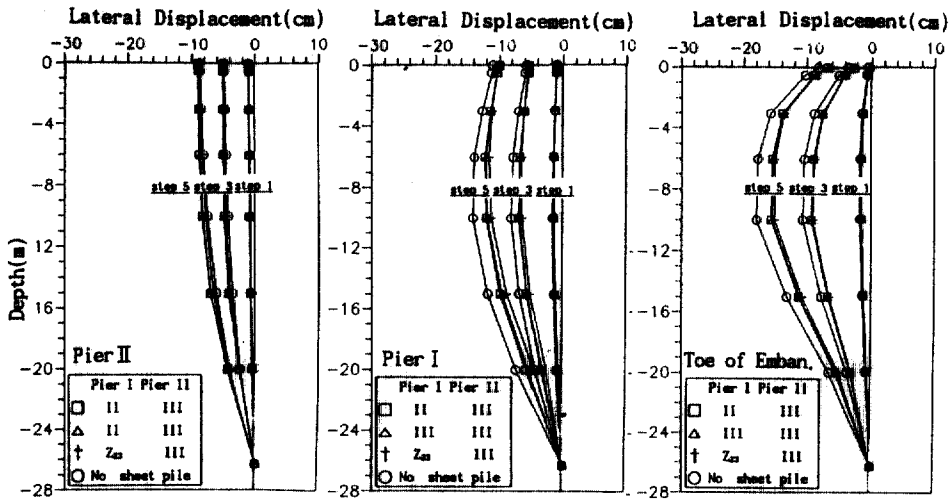


Fig. 12. Lateral displacement vs. depth with the variation of rigidity of only pier I

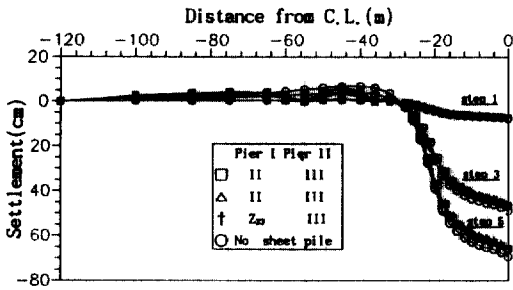


Fig. 13. Settlement vs. horizontal distance with the variation of rigidity of only pier I

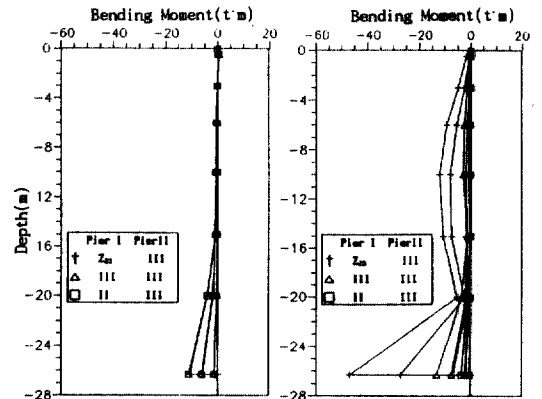


Fig. 14. Bending moment vs. depth with the variation of rigidity of only pier I

방향을 그림 12에 각각 나타내었다. 성토하중이 작을 때는 강성변화에 의한 측방변위 억제효과가 작을 것이라는 것은 예상된 일이지만, 하중이 증가하여도 측방변위의 억제효과가 크게 증대되지 않음은 주목할 만한 일이다. 그러므로 측방변위를 억제하기 위한 강널말뚝의 시공은 강성의 크고 작음에 관계없이 측방변위의 억제를 크게 기대할 수 없음이 입증되었다.

교각 I만의 강성에 변화를 주어 성토 단계별 지표면의 침하를 그림 13에 나타내었다. 여기에는 무처리 경우도 포함되어 있다. 하중이 증가하여도 강성변화에 따른 침하의 차이는 보이지 않는다. 다만 무처리일 때 교각지점의 융기가 발생은 부착에 의한 억제 효과가 없다는 것을 4.2에서 고찰한 바와 같다.

또한 이와 같은 조건으로 성토 단계에 따라 강

널말뚝에 발생한 휨모멘트의 변화를 나타낸 것이 그림 14이다. 교각 I의 모멘트와 깊이에 따른 분포는 강성과 바로 관련지어 나타나고 있음은 주목을 요한다. 교각 II의 모멘트 변화는 각 하중단계에서 미소량으로 나타나고 있는데 이는 교각 I에서 작용 하중의 대부분을 흡수하기 때문이라고 판단된다.

4.4 고정점 위치에 따른 변화

두 강널말뚝에 지표면과 지표면에서 3m 깊이의 지점에 고정점(앵커)을 각각 설치한 경우와 고정점이 없는 경우를 성토 단계별로 측방변위 및 침하를 검토한다.

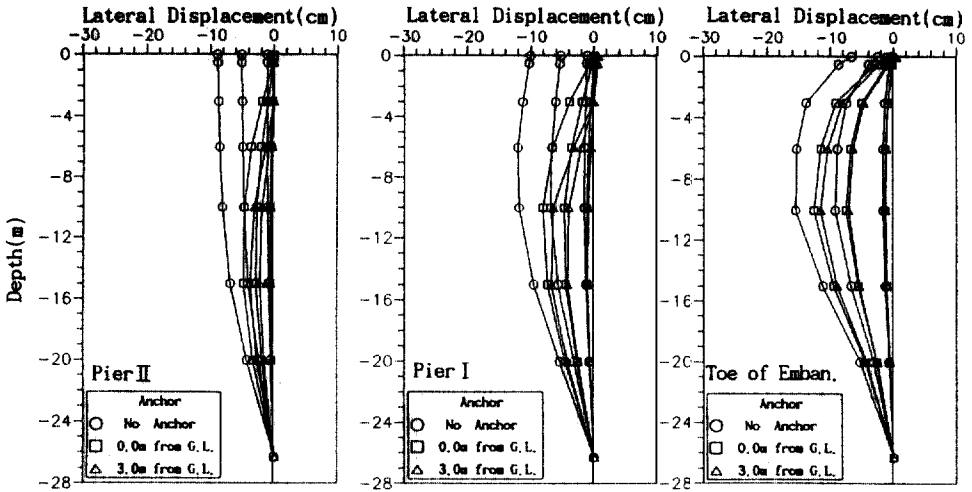


Fig. 15. Lateral displacement vs. depth with the variation of location of anchored point

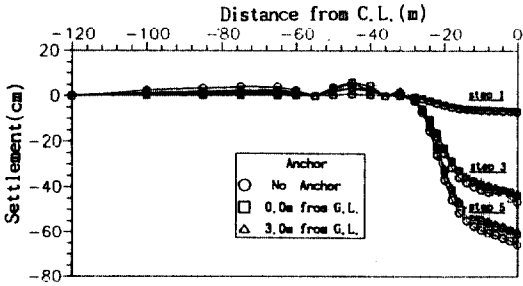


Fig. 16. Settlement vs. horizontal distance with the variation of location of anchored point

그림 15는 깊이에 따른 측방변위의 변화를 나타낸 것으로 그림에 나타난 바와 같이 성토 단계 1은 각각 미소한 차이를 보이고 있으나 성토 단계 3과 성토 단계 5에서는 성토부 끝의 측방변위는 고정점이 없는 것보다 고정점을 고려하므로써 측방변위를 크게 억제할 수 있으며, 고정점을 상단(지표면)에 설치하는 것 보다 지표면에서 3m 깊이에 설치한 경우가 측방변위의 억제 효과가 더 크게 나타났다.

그림 16은 고정점의 위치에 따른 성토단계별 침하량을 나타낸 그림이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 고정점이 없는 경우 보다는 고정력을 작용시킴으로서 침하량은 다소 감소하나 고정점의 위치에는 거의 영향이 없음을 알 수 있으며, 융기 역시 큰 억제효과는 없었다.

그러나 고정력을 작용시키면 미소하지만 융기를 억제할 수 있으며 고정력을 표면에 작용시킨 경우

보다는 -3m에 고정력을 작용시킨 편이 더 큰 융기 억제 효과가 있음을 알 수 있었다.

4.5 선단 지지조건의 변화

일반적으로 말뚝 선단 지지조건이 고정으로 되어 있으나 마찰말뚝을 가정하여 선단부에 힌지를 주어 해석하여 그림 17, 18에 각각 나타내었다.

그림에 나타난 바와 같이 성토하중의 증가에 따라 침하는 지지조건의 변화에 큰 차이가 나타나지 않는다. 이에 반하여 측방변위는 하중증가와 함께 증가하고 있으나 성토 초기단계에서는 무처리와 자유 및 고정조건 사이에 큰 차이가 없으나 성토하중의 증가에 따라 측방변위는 성토단부 연직면과 교각 I에서는 무처리가 가장 크고 자유, 고정 순으로 감소한다.

이상의 결과로 보아 성토구조물에 의해 발생하는 지반의 침하, 측방변위 및 융기를 억제하기 위한 대책공법으로 강널말뚝을 사용할 경우 강널말뚝에 작용하는 축력의 변화는 침하, 측방변위 및 융기에 대하여 영향이 거의 없으며, 강성의 변화 또한 변위 억제에 크게 기대할 수 없고, 강널말뚝의 고정점의 위치를 적절하게 선정함으로써 이들 변위의 억제효과가 다소 증가할 것이다.

또한 선단지지조건의 변화를 검토한 결과, 대상 지반조건과 같이 강널말뚝이 매우 긴 경우는 지지조건에 의한 지반의 침하, 측방변위 및 융기억제효

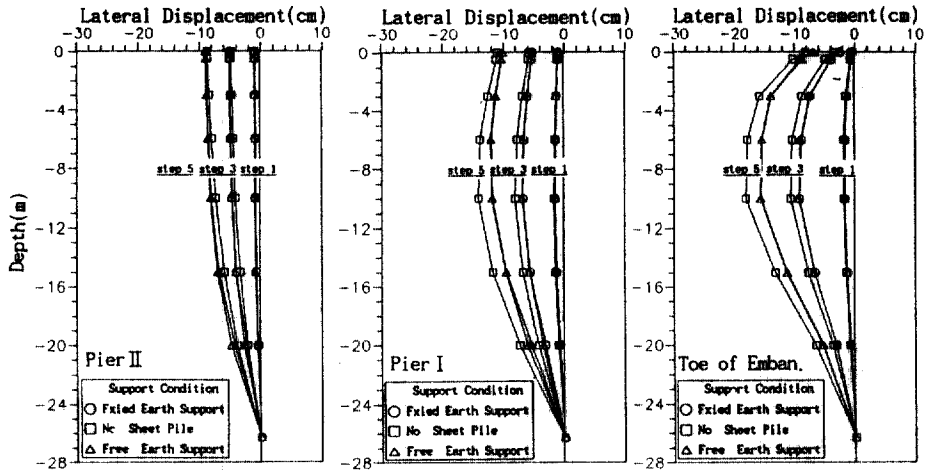


Fig. 17. Lateral displacement vs. depth with the variation of support condition

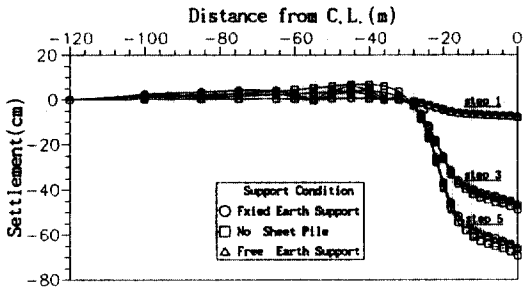


Fig. 18. Settlement vs. horizontal distance with the variation of support condition

과를 거의 기대할 수 없음을 알았다.

5. 결 론

이 논문은 sand drain으로 보강된 연약지반에 교대와 교각을 건설하는 실제의 인터체인지 시공현장에서 지반의 침하, 용기 및 교각 기초부분의 수평변위를 계측한 실측치와 이를 유한요소법으로 해석한 결과를 비교한 결과를 비교검토한 사례연구로 이 연구에서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 1) 지반의 측방변위 및 침하는 강널말뚝에 작용하는 축력의 변화에 거의 영향을 받지 않는다.
- 2) 강널말뚝의 강성이 증가하면 측방변위는 크게 억제되지만 말뚝에 발생하는 휨모멘트는 증가한다.
- 3) 강널말뚝 강성의 변화는 기초지반의 침하 및 지반용기에 대해 큰 억제효과가 없다.

- 4) 강널말뚝의 측방변위 억제효과는 선단지지조건, 강성증가, 고정력작용의 순으로 증가되고 있다.
- 5) 선단지지조건이 고정인 경우가 자유인 경우보다 더 작은 변위를 나타내고 있다.

감사의 글

이 논문은 1992년도 교육부 지원 한국학술진흥재단의 대학부설연구소 과제 학술연구조성비(과제명 : 3차이론에 의한 강널말뚝의 거동해석)에 의하여 연구된 논문 중 4번째 논문으로 연구비를 지급하여 준 재단 당국에 감사드립니다.

참고문헌

1. Poulos, H.G., "Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement", *JSMFE*, ASCE, Vol. 99, SM5, 1973, pp. 391-406.
2. Tan, Y.K., "Abutment Failures Associated with Approach Embankments on Soft Clay", *Proc. Stessok Geotech. Symp.*, Kuching, 1988, pp. 19-31.
3. Stewart, D.P., Jewell, R.J. and Randolph, M.F., "Physical Modelling of Piled Bridge Abutments on Soft Ground", *Submitted to J. Geotech. Eng.*, ASCE. 1993.
4. Stewart, D.P., Jewell, R.J. and Randolph, M.F., "Numerical Modeling of Piled Bridge Abutments on Soft Ground", *Computers and Geotechnics*, Vol. 15, No. 1, 1993, pp. 21-46.
5. Carter, J.P., "A Numerical Method for Pile Defor-

- mations due to Nearby Surface Loads”, *Proc. 4th ICONMIG*, Edmonton, Vol. 2, 1982, pp. 811-817.
6. Springman, S.M., “Lateral Loading of Piles due to Simulated Embankment Construction”, Ph.D Thesis, Engineering Department, Cambridge University, 1989.
 7. Randolph, M.F., “Pilot Study of Lateral Loading of Piles due to Soil Movement Caused by Embankment Loading”, Report for the Department of Transport, Engineering Department, Cambridge University, 1981.
 8. Springman, S.M., “Lateral Loading on Piles due to Embankment Construction”, MPhil. Thesis, Engineering Department, Cambridge University, 1984.
 9. Naylor, D.J., “Finite Element Study of Embankment Loading on Piles”, Report for the Department of Transport, Department of Civil Engineering, University College of Swansea. 1982.
 10. 이병구, 정진섭, 이문수, 오상진, “강널말뚝 거동의 이론적 해석”, *한국강구조학회 논문집*, 제 5권 제 1호, 1993, pp. 207-213.
 11. 이병구, 정진섭, 이문수, 오상진, “3차이론에 의한 강널말뚝의 퍼지거동해석”, *한국강구조학회논문집*, 제 6권 제 1호, 1994.
 12. Sekiguchi, H., “Rheological Characteristics of Clays”, *Proc. 9th ICSMFE*, Tokyo, 1977, pp. 289-292.
 13. Sekiguchi, H. and Ohta, H.C., “Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays”, *Proc. Speciality Session 9, 9th ICSMFE*, Tokyo, 1977, pp. 229-238.
 14. Biot, M.A., “General Theory of Three-Dimensional Consolidation”, *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, 1956, pp. 155-164.
 15. 박병기, 정진섭, 강병선, “복합연약지반의 변형해석에 관한 수치해석”, *대한토목학회지*, 제 1권, 제 2호, 1985, pp. 27-39.
 16. 박병기, 정진섭, 강병선, 이진수, “연약지반 개량공법에 이용될 범용프로그램의 Sand Drain 공법에의 적용”, *대한토질공학학회지*, 제 1권, 제 2호, 1985, pp. 17-25.
 17. Christian, J.T. and Boehmer, J.W., “Plane Strain Consolidation by Finite Element”, *JSMFE*, ASCE, No. 96, SM4, 1970, pp. 1435-1457.
 18. Sandhu, R.S. and Wilson, E.L. “Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media”, *J. Eng. Mech. ASCE*, Vol. 95, No. EM3, 1969, pp. 641-652.
 19. 박병기, 정진섭, 이재현, 이문수, “광양-하동간 진입도로 진월I.C. 교량구간 지반 변위에 대한 안전 검토 연구보고서”, *대한지반공학학회*, 1993.
(接受: 1994. 3. 17)