

교량 말뚝기초 해석기법의 적용성 분석

Application and Verification of Coupled Analysis of Piled Piers

원진오¹ Won, Jin-Oh

정상섭² Jeong, Sang-Seom

Abstract

A coupled three-dimensional pile group analysis method (*YSGroup*) was developed considering nonlinear pile head stiffness matrices and compared with other analytical methods (*elastic displacement method*, *Group 6.0* and *FBPier 3.0*). In this method, a pile cap was modelled by four-node flat shell element, a pier was modelled using 3 dimensional beam element, and individual piles were modelled as beam-column elements. Through the comparative studies on a piled pier subjected to lateral loads in linear soil, it was found that present method (*YSGroup*), *elastic displacement method* and *Group 6.0* gave similar results of lateral pile head displacement, but *FBPier 3.0* was estimated to show somewhat larger displacements than those from the three methods. Displacements of superstructure (pier), including nonlinear soil behavior, could be estimated by present method (*YSGroup*) and *FBPier 3.0* because these two methods modelled the superstructure directly by finite element techniques. It was found that pile groups in pinned pile head condition had a tendency to cause excessive rotation of the pile cap.

요지

비선형 말뚝두부강성을 고려한 3차원 군말뚝기초 해석기법(*YSGroup*)을 개발하였으며 이를 기타 해석기법들(탄성 변위법, *Group 6.0*, *FBPier 3.0*)과 비교·분석하였다. 본 해석기법은 말뚝캡을 평면셀요소로, 교각은 3차원 보요소로, 그리고 개개 말뚝들은 보-기둥요소로 모델링 하였다. 교각 상단에 수평하중을 받는 2×2배열 군말뚝기초에서 지반을 선형으로 가정한 경우를 대상으로 탄성변위법, *Group 6.0*, *FBPier 3.0*, 그리고 본 해석기법(*YSGroup*)을 이용하여 해석한 결과, 본 해석기법과 탄성변위법, *Group 6.0*은 서로 유사한 말뚝두부변위가 산정되었으나 *FBPier 3.0*은 다소 큰 변위가 산정되었다. 지반의 비선형성이 고려된 상부구조물(교각)의 변위는 본 해석기법(*YSGroup*)과 *FBPier 3.0*을 통해 산정 가능하였는데, 이는 본 해석기법과 *FBPier 3.0*은 유한요소법을 이용하여 상부구조물을 직접 모델링하였기 때문이다. 말뚝두부조건이 힌지조건인 경우의 군말뚝은 말뚝캡의 과도한 회전이 발생할 가능성이 큼을 알 수 있었다.

Keywords : Displacement, *FBPier 3.0*, *Group 5.0*, Nonlinear pile head stiffness matrices, Pile group, Pile head condition, Soil nonlinearity, *YSGroup*

1. 서론

군말뚝의 거동은 개개 말뚝과 말뚝캡간의 결합조건과 말뚝배열에 따른 다양한 그룹효과 등으로 인하여 단

독말뚝과는 전혀 다른 복잡한 형태를 나타낸다. 이러한 군말뚝기초의 복잡한 거동특성은 단독말뚝에서의 비선형 말뚝-지반 상호작용 뿐만 아니라, 군말뚝 내의 그룹효과와 말뚝-캡 상호작용 등을 모두 고려할 수 있

1 정희원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., wjo20@yonsei.ac.kr)

2 정희원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

는 해석기법을 통해서만 그 거동예측이 가능하다. 선진 국에서는 지금까지 유한요소해석(Yang, 2003; Desai, 1980), 탄성해법(Poulos, 1989, 1971; Banerjee, 1979), 종합적(hybrid)해석(Chow, 1987; O'Neill 등, 1977; Focht and Koch, 1973; Kriger, 1980) 등의 기법들이 개발되어, 균말뚝 거동 예측에 많은 발전이 이루어져 왔다. 현재는 상용 프로그램인 *Group 6.0*(Reese and Wang, 2004)이나 *FBPier 3.0*(Hoit 등, 1996) 등을 이용하여 지반의 비선형 하중전이곡선(t-z, q-z, p-y곡선)과 그룹효과, 말뚝-캡간 상호작용을 고려한 해석 및 설계가 이루어지고 있다. 그러나 국내에서는 최근에 일부 장대교량의 기초 설계시 *FBPier 3.0*을 이용한 사례가 있으나, 아직도 대부분의 균말뚝 설계시 도로교설계기준 해설(하부구조편) (2001)에 제시된 탄성변위법에 의해 해석 및 설계되고 있는 실정이다. 앞으로의 설계가 말뚝의 항복 이후 극한까지 이르는 비선형 거동을 포함한 설계가 점차 중요하게 대두되고 있는 실정이므로 비선형 지반특성을 고려한 균말뚝 해석기법의 개발 및 기존 탄성해석기법과의 비교 분석이 필요하다고 할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 균말뚝기초의 비선형 하중전이곡선, 그룹효과, 말뚝-캡 상호작용이 고려되고 상부구조물과의 일체해석이 가능한 균말뚝 해석기법(*YSGroup*)을 개발하였으며, 이에 대한 적용성 분석을 수행하였다. 본 해석기법은 상용프로그램인 *FBPier 3.0*과 *Group 6.0*의 중간단계에 해당하는 것으로, 말뚝캡은 4절점 평면 쉘요소로, 교각은 3차원 보요소로, 개개 말뚝은 보·기둥 요소로, 그리고 지반은 비선형 하중전이곡선을 이용하여 모델링하였으며, 3차원 유한요소 해석기법에 의해 해를 산정하였다. 본 해석기법과 기타 해석기법들의 특징은 표 1과 같다. 탄성변위법은 그림 1과 같이 말뚝기초를 2차원의 구조물로 간단히 형상화하여 개개 말뚝의 축방향 및 축직각방향 스프링정수 산정을 통해 균말뚝 해석을 수행한다. 연직방향 말뚝만을 고려할 경우($\theta_i = 0$), 말뚝캡에 작용하는 외력, 즉 수직하중(V_0), 수평하중(H_0), 모멘트(M_0)와 개개 말뚝의 스프링정수($c_1 \sim c_4, k_v$)를 이용하여 식 (1)과 같은 행렬식을 구할 수 있다. 이 행렬식을 풀어 말뚝캡의 변위($\delta_x, \delta_y, \alpha$)를 산정할 수 있으며, 또한 개개 말뚝두부에 작용하는 하중과 말뚝의 부재력을 간단한 수식에 의해 구할 수 있다. 탄성변위법은 매우 간편하게 균말뚝기초 해석을 수행할 수 있는 장점이 있으나, 지반의 비선형 하중전이곡선과 말뚝캡의 강

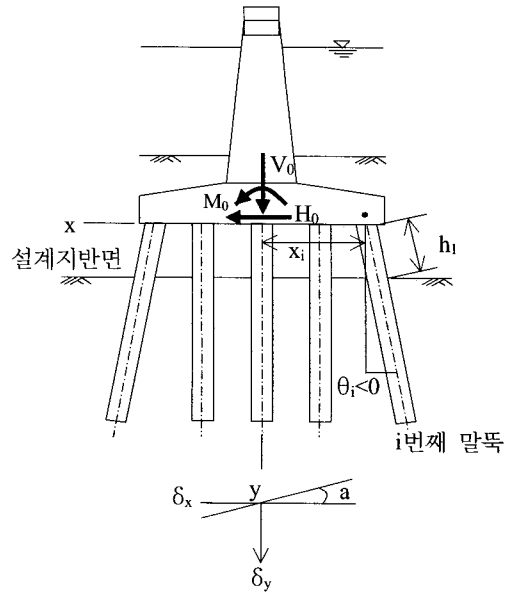


그림 1. 탄성변위법을 사용할 때의 계산좌표

성을 고려할 수 없고 상부구조와의 일체해석도 수행할 수 없는 단점이 있다.

$$\begin{pmatrix} c_1 & 0 & -c_2 \\ 0 & k_v & x_i k_v \\ -c_3 & x_i k_v & x_i^2 k_v + c_4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_0 \\ V_0 \\ M_0 \end{pmatrix} \quad (1)$$

반면 *Group 6.0*과 *FBPier 3.0*, 그리고 본 해석기법은 비선형 하중전이곡선(t-z, q-z, p-y곡선)이 고려 가능하며 3차원 해석이 가능한 장점이 있다. 특히 *FBPier 3.0*과 본 해석기법은 말뚝캡의 강성이 고려되며 상부구조와의 일체해석이 가능한 장점이 있다. *FBPier 3.0*은 말뚝기초 전체를 3차원 요소로 모델링하는 구조해석 측면에 초점이 맞추어진 프로그램이며, 본 해석기법(*YSGroup*)은 말뚝을 기존 해석에 사용되어 왔던 보·기둥(*beam-column*) 요소로 비교적 간단하게 모델링하여 축방향, 횡방향 해석을 수행한 후 말뚝 두부에서의 강성행렬을 이용하여 균말뚝 해석을 수행한다는 점에서 차이점이 있다(원진 오 등, 2004; 정상섭 등, 2002).

본 논문은 선형탄성 지반과 비선형 지반에 설치된 균말뚝을 대상으로 본 해석기법의 탄성변위법, *Group 6.0*, *FBPier 3.0*과의 비교·검토 내용을 중심으로 기술하였다.

2. 균말뚝기초 거동 비교·분석

균말뚝은 말뚝-지반의 비선형 하중전이특성과 그룹

표 1. 해석기법들의 비교

| 비교대상 | 탄성변위법 | Group 6.0 | FBPier 3.0 | 본 해석기법 (YSGroup) |
|--------------|---------------------|-----------------------------|------------|-----------------------------|
| 해석 차원 | 2차원 해석 | 2 또는 3차원 해석 | 3차원 해석 | 3차원 해석 |
| 비선형 해석 가능 여부 | 불가능 | 가능 | 가능 | 가능 |
| 캡강성 고려여부 | 불가능 | 불가능 | 가능 | 가능 |
| 상부구조와의 일체해석 | 불가능 | 불가능 | 가능 | 가능 |
| 축방향 하중전이곡선 | 고려 안됨 | 고려됨 | 고려됨 | 고려됨 |
| 횡방향 하중전이곡선 | 고려 안됨 | 고려됨 | 고려됨 | 고려됨 |
| 두부조건 | 고정, 힌지 | 고정, 힌지, 탄성구속 | 고정, 힌지 | 고정, 힌지 |
| 말뚝의 모델링 | 탄성해에 기초한 말뚝두부 스프링정수 | 보·기둥 요소에 의한 축방향, 횡방향 비선형 해석 | 3차원 절편요소 | 보·기둥 요소에 의한 축방향, 횡방향 비선형 해석 |

효과 등에 따라 그 거동이 크게 변화한다. Group 6.0, FBPier 3.0, 그리고 본 해석기법(YSGroup)은 이런 영향 인자들이 고려 가능하므로 다양한 지반조건, 말뚝배열 등에 따라 나타나는 다양한 군말뚝 거동이 예측 가능하다. 반면 탄성변위법은 오직 선형탄성의 지반물성만을 고려할 수 있고 군말뚝 효과 등을 고려할 수 없다. 본 논문은 해석기법간의 비교·분석이 목적이므로, 먼저 동일한 선형탄성지반에 설치된 군말뚝을 대상으로 해석 결과를 비교·검토한 후, 비선형 지반에서 본 해석기법과 기타 해석기법들과의 비교·검토를 수행하였다.

2.1 선형탄성지반

해석대상 군말뚝기초는 그림 2와 같이 사질토 지반에 설치된 2x2 배열의 군말뚝기초이며, 말뚝캡 중심부에 교각이 위치하고 있으며, 말뚝두부 구속조건은 고정단 조건이다. 군말뚝의 제원 및 물성치는 표 2와 같으며, 본 해석기법과 FBPier 3.0에 입력된 선형지반의 축방향 및 횡방향 지반상수는 그림 3과 같다. 축방향 해석시 주변지반상수(K_v)는 그림 3(a)에 나타난 바와 같이 모든 깊이에서 동일한 $2,000\text{kN/m}^2$ 을 사용하였으며, 이는 도로교설계기준 해설(하부구조편)(2001)에 나타난 $E_0=28\text{N(kg/cm}^2)$ 으로 계산한 경우 $N=9$ 에 해당하는 비교적 느슨한 사질토지반이며, 지반반력계수를 산정한 후 말뚝의 주변장을 곱해준 값이다. 선단부의 축방향 지반상수(K_v)는 $10,000\text{kN/m}^2$ 을 사용하였으며, 동일하게 $E_0=28\text{N(kg/cm}^2)$ 으로 계산한 경우 $N=40$ 에 해당하는 값이다. 선단부의 인장에 관한 지반의 저항력은 무시하였다. 횡방향 지반상수(K_h)는 사질토지반이므로 깊이에 따라 증가한다는 가정 하에, 지표면에서는 0, 선단부에서는 $100,000\text{kN/m}^2$

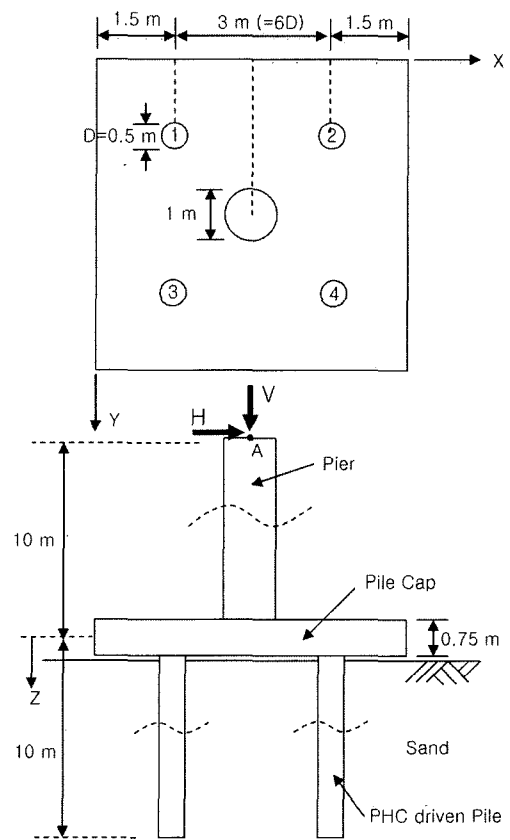


그림 2. 해석대상 군말뚝기초의 모식도

을 사용하였으며, 그 중간 깊이에서는 선형보간 하였다.

각 해석기법들의 거동 예측결과를 비교하기 위하여 외부 하중은 최대한 단순화시켜 교각 상단에 수직하중만이 작용하는 경우와 교각 상단에 수평하중만이 작용하는 경우로 나누어 해석을 수행하였다.

(1) 교각 상단에 수직하중 작용시

수직하중 작용시 군말뚝의 거동은 개개 말뚝의 축방향 스프링정수(k_v)에 의해 좌우된다. 도로교설계기준 해

표 2. 구조물 및 지반의 물성

| | | |
|---------------|---|----------|
| 교각(Pier) | 탄성계수(E), MPa | 40,000 |
| | 단면이차모멘트(I _x , I _y), m ⁴ | 0.04909 |
| | 단면적(A), m ² | 0.7864 |
| | Polar moment of inertia(J), m ⁴ | 0.09817 |
| 말뚝캡(Pile cap) | 탄성계수(E), MPa | 40,000 |
| | 포아손비(ν) | 0.18 |
| | 두께(t), m | 0.75 |
| 말뚝(PHC Pile) | 탄성계수(E), MPa | 48,000 |
| | 단면이차모멘트(I _x , I _y), m ⁴ | 0.003068 |
| | 단면적(A), m ² | 0.19635 |
| 지반 | 수직, 수평방향 지반상수 | 그림 3 참조 |

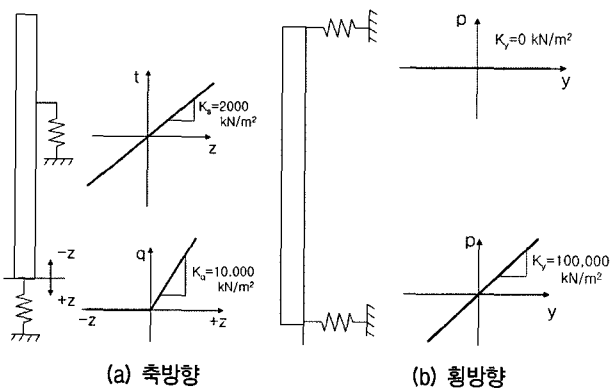


그림 3. 말뚝의 축 및 횡방향 선형지반

설(하부구조편)(2001)에는 축방향 스프링정수 산정방법으로 기존의 연직재시험에 기초한 추정식을 이용하는 방법, 토질시험 결과를 이용하는 방법, 그리고 연직재시험을 통해 구한 하중-침하량 곡선으로부터 구하는 방법들이 제안되어 있다. 그 중 국내의 군말뚝 해석시 대부분 깊이별 하중전이곡선을 사용하지 않고 식 (2)의 추정식을 통해 축방향 스프링정수를 산정하고 있다.

$$k_v = \frac{a \times A \times E}{L \times 1000} \times \frac{1}{10} \quad (2)$$

여기서, a는 경험상수, A는 말뚝의 순단면적, E는 말뚝

의 탄성계수, 그리고 L은 말뚝의 길이이다. 식 (2)에 나타난 바와 같이 말뚝의 축방향 스프링정수는 지반의 N치와 무관하게 말뚝의 직경, 탄성계수, 길이, 그리고 말뚝시공조건과 말뚝재료에 따라 값이 달라지는 경험상수 a에 의해서만 결정된다. 본 해석대상 말뚝의 경험상수 a는 0.87로, 축방향 스프링정수 k_v는 903,511kN/m로 산정되었다.

교각 상단 A지점에 수직하중 1000kN을 작용시켰을 때, 탄성변위법, *FBPier 3.0*, 그리고 본 해석기법을 이용한 해석결과는 표 3과 같다. 탄성변위법은 *FBPier 3.0* 과 본 해석기법과 비교하여 매우 작은 침하량이 산정되었는데 이는 식 (2)에 의해 지반조건이 제대로 고려되지 못한 과도한 축방향 스프링정수가 적용되었기 때문이다. 동일한 말뚝 및 지반물성을 입력한 경우 *FBPier 3.0* 과 본 해석기법은 표 3과 그림 4에 나타난 바와 같이 거의 동일한 값이 예측됨을 알 수 있었다.

(2) 교각 상단에 수평하중 작용시

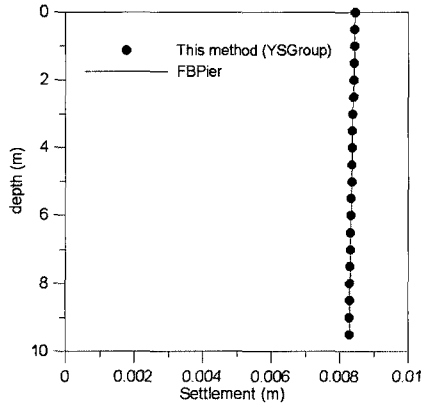
도로교설계기준 해설(하부구조편)(2001)에는 횡방향 해석시 Chang의 방법(1937)에 의해 1/β 깊이에서의 N를 이용하여 축직각방향 스프링정수(c₁ ~ c₄)를 산정하도록 제안되어 있다. 설계기준에 제안된 방법에 의해 축직각방

표 3. 축하중을 받는 군말뚝의 변위 및 하중

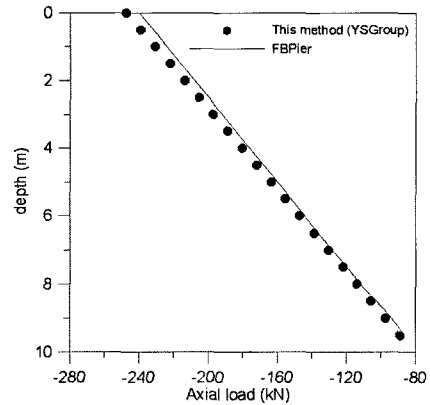
| | 검토 항목 | 탄성변위법 | <i>FBPier 3.0</i> | 본 해석기법 |
|----|------------|--------|-------------------|---------|
| 변위 | A 수직변위 | - | 8.89mm | 8.88mm |
| | 1번 말뚝 수직변위 | 0.27mm | 8.46mm | 8.46mm |
| | 교각하단 수직변위 | 0.27mm | 8.55mm | 8.56mm |
| 하중 | 1번 말뚝 축하중 | 250kN | 244.7kN | 247.7kN |
| | 교각하단 축하중 | - | 1000kN | 1000kN |

표 4. 단독말뚝의 스프링정수

| | c_1 (kN/m) | c_2 (kN·m/m) | c_3 (kN/rad) | c_4 (kN·m/rad) | k_v (kN/m) |
|--------|--------------|----------------|----------------|------------------|--------------|
| Case 1 | 39,548 | 50,252 | 50,252 | 127,700 | 903,511 |
| Case 2 | 31,435 | 49,971 | 49,971 | 128,492 | 19,610 |



(a) 깊이별 침하량 분포



(b) 깊이별 축하중 분포

그림 4. 1번 말뚝의 깊이별 침하량 및 축하중 분포

향 스프링정수를 산정하는 경우(case 1), 그림 3(b)의 선형적으로 증가하는 지반조건을 모사하기 어려우므로 $N=9$ 인 지반으로 가정하여 해석을 수행하였다. 이 경우 $1/\beta=2.54\text{m}$ 이며, 축직각방향 스프링정수는 $c_1=39,548\text{kN/m}$, $c_2=c_3=50,252\text{kN}\cdot\text{m/m}$ (또는 kN/rad), $c_4=127,700\text{kN}\cdot\text{m/rad}$ 이며, 축방향 스프링정수는 앞서 산정한 바와 같이 $k_v=903,511\text{kN/m}$ 로 산정되었다. 또한 그림 3의 하중전이곡선을 적용하여 본 해석기법내 하중전이 해석방법을 통해 산정한 축직각방향 스프링정수(case 2)는 $c_1=31,435\text{kN/m}$, $c_2=c_3=49,971\text{kN}\cdot\text{m/m}$ (또는 kN/rad), $c_4=128,492\text{kN}\cdot\text{m/rad}$ 이었으며, 축방향 스프링정수는 $k_v=19,610\text{kN/m}$ 로 산정되었다. Chang의 방법(case 1)은 다양한 층별 지반조건을 고려한 것이 아닌 $1/\beta\text{m}$ 깊이 이내의 N 만으로 고려하므로 층별 지반조건을 고려할 수 있는 하중전이법(case 2)과 많은 차이가 발생할 수 있으나, 본 대상 말뚝에서의 축직각방향 스프링정수($c_1\sim c_4$)는 표 4에 나타난 바와 같이 서로 유사하게 산정되었다. 축방향 스프링정수(k_v)는 앞서 언급한 바와 같이 식 (2)를 사용하여 산정하는 경우 매우 크게 산정되었는데, 이를 통해 다양한 공식들, 하중전이해석 또는 재하시험을 통해 적절한 축방향 스프링정수를 산정하는 것이 필요함을 알 수 있었다.

교각상단 A지점에 x축 방향으로 수평하중 1000 kN을 작용시켰을 때 군말뚝 해석결과를 표 5에 나타내었다. 이때 탄성변위법과 Group 6.0은 교각을 모델링할 수 없으므로 말뚝캡 중심부에 수평하중과 등가의 모멘트

를 작용시키는 것으로 하여 해석을 수행하였다. 표 5에 나타난 탄성변위법 I과 탄성변위법 II는 앞서 설명한 바와 같이 말뚝의 스프링정수 입력시 각각 설계기준에 제안된 방법을 통해 산정된 값(case 1)과 본 해석기법을 통해 산정된 값(case 2)으로 입력한 경우이다. 두 경우는 축직각방향 스프링정수($c_1\sim c_4$)는 유사한 반면, 축방향 스프링정수(k_v)는 탄성변위법 I의 경우 46배가 크게 입력되었다. 표 5에 나타난 바와 같이 동일한 하중에 대하여 탄성변위법 I은 탄성변위법 II에 비하여 수평변위는 0.14배, 수직변위는 0.04배, 회전각은 0.04배로 매우 작게 산정되었다. 이를 통해 도로교설계기준 해설(하부구조편)(2001)에 제안된 방법을 적용할 경우, 단독말뚝의 축방향 스프링정수(k_v)가 과다하게 산정될 가능성이 있으며 이는 곧 군말뚝 해석시 수평변위 및 수직변위량을 과소하게 예측하게 되므로 주의가 필요함을 알 수 있었다. 말뚝두부에 배분되는 하중은 축방향 스프링정수(k_v)가 큰 경우 수직하중은 크게, 모멘트는 작게 배분되었으며, 수평하중은 모두 동일하게 250kN이 배분되었다.

본 해석기법을 통해 산정된 축방향 스프링정수(k_v)를 입력한 탄성변위법 II는 표 5에 나타난 바와 같이 Group 6.0, FBPier 3.0, 그리고 본 해석기법과 비교하여 개개 말뚝두부에서 유사한 침하량, 수평변위, 회전각이 산정되었다. 그 중 FBPier 3.0이 다른 해석기법에 비하여 약 22% 정도 크게 산정되었는데, 이는 FBPier 3.0은 개개 말뚝을 3차원의 절편요소(discrete element)로 모델링하

나, 나머지 해석기법들은 말뚝두부에서의 강성행렬을 이용하여 모델링한 차이 때문인 것으로 판단된다. 말뚝두부에서 분배되는 하중은 본 해석기법이 FBPIer 3.0에 비하여 수직하중은 다소 작게, 모멘트는 다소 크게 산정되었으나 그 차이는 크지 않았다. 수평하중은 5개의 해석기법 모두 총 수평하중 1000kN의 1/4에 해당하는 250kN이 분배되었다. 일반적으로 하중작용 방향으로 각 열에 감소계수(p-multiplier)가 적용되면 각 열에 분배되는 수평하중은 달라지게 되나, 본 대상말뚝은 말뚝중심 간격이 6D(D:말뚝직경)이므로 감소계수는 1이 적용되어 모두 동일한 수평하중이 분배되었다.

본 해석기법과 FBPIer 3.0의 해석결과 중 인발하중을 받는 1번 말뚝의 깊이별 축하중, 모멘트 및 전단력 분포

를 그림 5에 나타내었다. 본 해석기법과 FBPIer 3.0의 해석결과는 앞서 수직하중을 받는 군말뚝기초의 경우와 달리 횡하중을 받는 경우에는 다소 차이가 있었다. 개개 말뚝두부에서의 축하중은 FBPIer 3.0 결과가 약간 크게 산정되었으며, 최대 휨모멘트와 전단력은 본 해석기법의 결과가 다소 크게 산정되었다. 그림 6은 1번 말뚝의 깊이별 축방향 및 횡방향 변위를 나타내며 본 해석기법이 FBPIer 3.0에 비해 변위가 다소 작게 산정되었다.

이상을 통해 도로교설계기준 해설(하부구조편)(2001)에 제안된 탄성변위법을 적용하는 경우, 말뚝의 스프링정수($c_1 \sim c_4, k_v$)를 적절히 산정한다면 선형지반에서의 군말뚝기초 거동을 적절히 예측할 수 있으나, 스프링정수가 과대 혹은 과소하게 산정될 경우 큰 문제가 발생할

표 5. 횡하중을 받는 군말뚝의 변위 및 하중

| | 검토 항목 | 탄성변위법 ¹⁾ | 탄성변위법 ²⁾ | Group 6.0 ³⁾ | FBPIer 3.0 | 본해석기법 |
|----------------|-------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|------------|---------|
| 변위 | A 수평변위 (mm) | - | - | - | 553.4 | 510.9 |
| | A 수직변위(mm) | - | - | - | -9.2 | -8.53 |
| | 1,3번 말뚝 수평변위(mm) | 8.0 | 57.4 | 53.4 | 68.0 | 52.9 |
| | 1,3번 말뚝 수직변위(mm) | -2.0 | -46.6 | -51.2 | -56.1 | -51.4 |
| | 1,3번 말뚝 회전각(°) | -0.0012 | -0.0311 | -0.0285 | -0.0304 | -0.0283 |
| | 2,4번 말뚝 수평변위(mm) | 8.0 | 57.4 | 53.4 | 68.0 | 52.9 |
| | 2,4번 말뚝 수직변위(mm) | 2.0 | 46.6 | 34.3 | 37.7 | 34.2 |
| 2,4번 말뚝 회전각(°) | -0.0012 | -0.0311 | -0.0285 | -0.0304 | -0.0283 | |
| 하중 | 1,3번 말뚝 수평하중(kN) | 250 | 250 | 250 | 250 | 250 |
| | 1,3번 말뚝 수직하중(kN) | -1821 | -915 | -1000 | -1080 | -1008 |
| | 1,3번 말뚝 모멘트(kN·m) | -231 | -1128 | -968 | -830 | -993 |
| | 2,4번 말뚝 수평하중(kN) | 250 | 250 | 250 | 250 | 250 |
| | 2,4번 말뚝 수직하중(kN) | 1821 | 915 | 1000 | 1091 | 1003 |
| | 2,4번 말뚝 모멘트(kN·m) | -231 | -1128 | -1020 | -830 | -993 |

비고; 1) 말뚝 스프링정수($c_1 \sim c_4, k_v$)에 case 1의 값 적용($k_v=903,511$ kN/m)
 2) 말뚝 스프링정수($c_1 \sim c_4, k_v$)에 case 2의 값 적용($k_v=19,610$ kN/m)
 3) 말뚝의 스프링정수 중 축방향 스프링정수(k_v)만 case 2의 값 적용, p-y곡선은 직접 입력

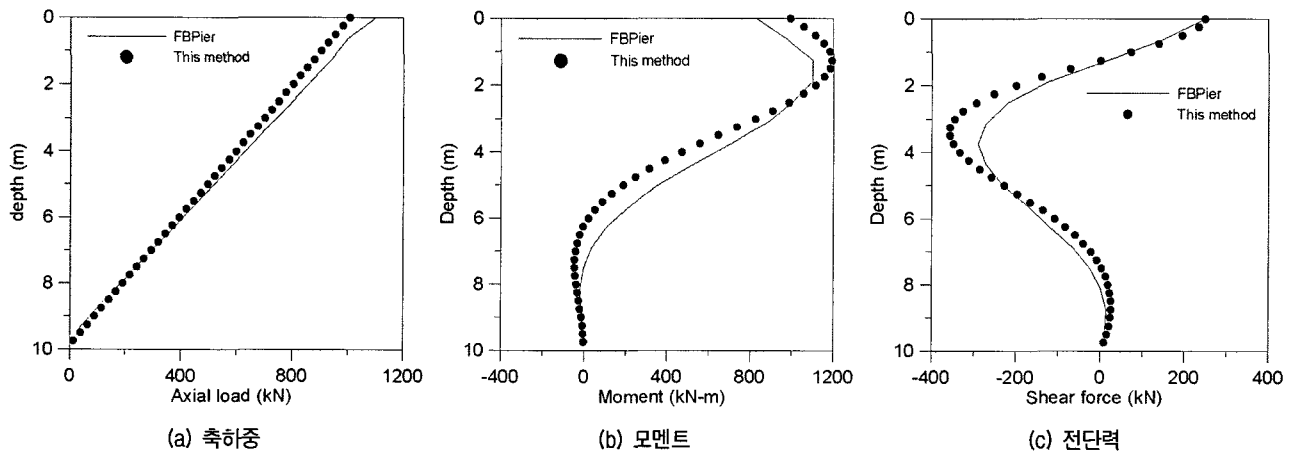
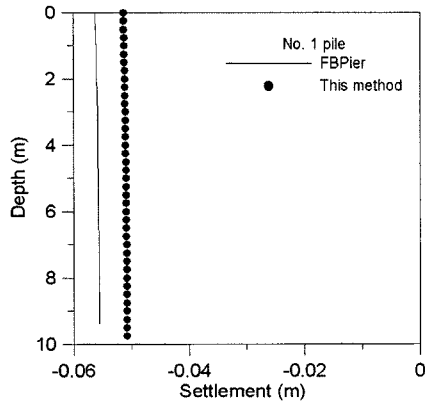
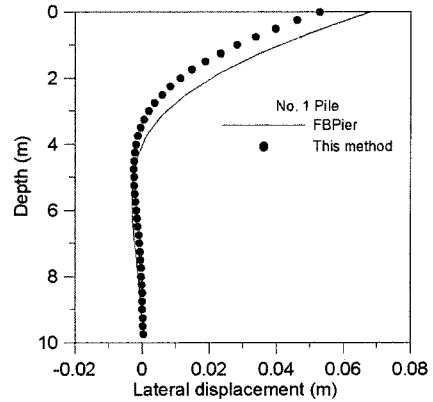


그림 5. 말뚝의 깊이별 말뚝의 부재력



(a) 축방향 변위



(b) 횡방향 변위

그림 6. 깊이별 축방향 및 횡방향 말뚝변위

수 있으며, 특히 지반 조건이 고려되지 않는 축방향 스프링정수(k_v) 적용에는 주의가 필요함을 알 수 있었다. 본 해석기법은 지반이 선형인 경우 3차원 상용 프로그램인 *FBPier 3.0*과 유사한 결과값을 예측함을 알 수 있었다.

2.2 비선형지반

앞서 선형지반을 대상으로 비선형 해석기법들(*Group 6.0*, *FBPier 3.0*, 본 해석기법)과 선형지반인 경우만 적용 가능한 탄성변위법과의 비교·분석을 수행하였다. 선형지반의 경우 하중상태와 무관하게 말뚝두부 강성행렬이 유사하게 산정된다면 모든 해석기법들이 서로 유사한 결과값을 산정함을 알 수 있었다. 그러나 일반적인 말뚝기초는 하중에 따라 비선형의 하중-변위 관계를 나타내며 특히 수평방향의 경우 그 비선형성이 더욱 큰 것으로 알려져 있다. 따라서 연약한 지반에 설치된 군말뚝기초의 경우 비선형 군말뚝기초 해석기법을 통해 그 거동을 예측하는 것이 필수적이라 할 수 있다.

본 논문에서는 선형해석과 동일한 그림 2의 교각기초를 대상으로 지반을 비선형 하중전이곡선을 이용하여

모델링하여 비교·분석을 수행하였다. 군말뚝은 사질토 지반에 10m 향타시공된 PHC 말뚝 4본으로 구성되어 있으며, 말뚝간 간격은 6D이므로 감소계수(p -multiplier)는 고려하지 않았다. 지반은 N치가 각각 7, 20, 40인 느슨, 중간, 조밀한 사질토 지반을 대상으로 하였으며, 축방향 하중전이곡선(t - z , q - z 곡선)은 McVay(1989)식을, 횡방향 하중전이곡선(p - y 곡선)은 API(O'Neill, 1983)모델을 적용하였다. 군말뚝 및 교각의 제원 및 물성치는

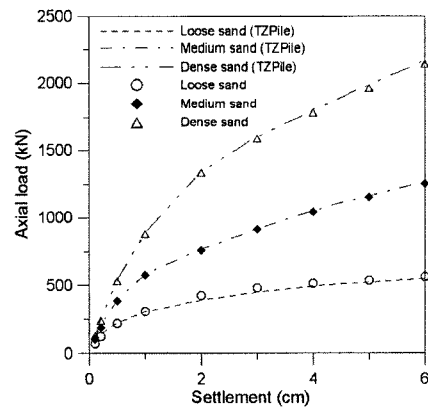


그림 7. 하중-침하량 곡선

표 6. 하중전이곡선 산정시 사용한 물성치

| 내용 | | 느슨한 사질토 | 중간 사질토 | 조밀한 사질토 |
|------------------------------|---|---------|--------|---------|
| N치 | | 7 | 20 | 40 |
| t-z, q-z 곡선 (McVay, 1999) | 극한 주면마찰력, τ_f (kPa) | 14 | 40 | 80 |
| | 초기 전단계수, G_s (kPa) | 6,000 | 8,000 | 10,000 |
| | 포아송 비, ν | 0.35 | 0.32 | 0.30 |
| | 극한 선단지지력, Q_u (kN) | 549.8 | 1570.8 | 3141.6 |
| p-y 곡선 (O'Neill, 1983) | 초기 내부마찰각, ϕ (°) | 26.6 | 31.8 | 38.0 |
| | 유효 단위중량, γ' (kN/m ³) | 14.8 | 16.6 | 20.0 |
| | p-y modulus, k (kN/m ³) | 6,800 | 24,400 | 61,000 |

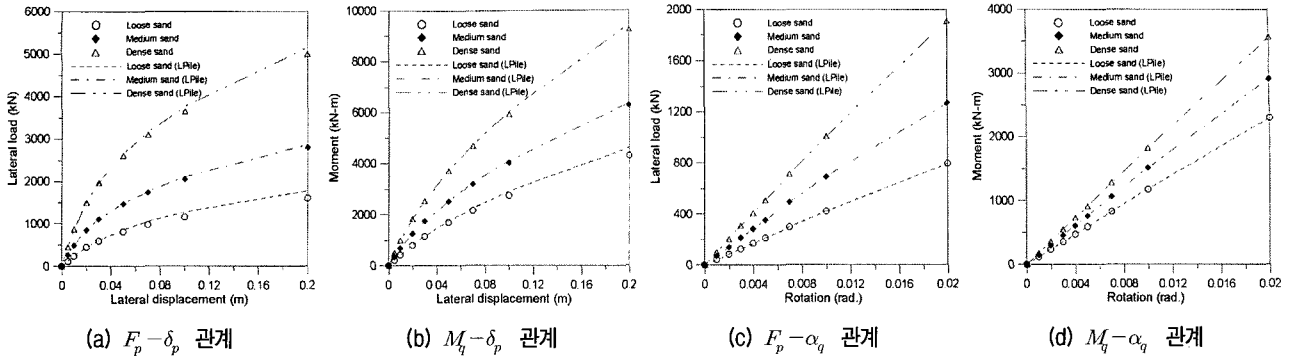


그림 8. 횡방향 해석결과 비교

표 1과 같으며, 지반의 물성치는 표 6과 같다. 표 6에서 주변마찰력(τ_f)과 선단지저력(q_u)은 Meyerhof에 의해 제안된 식 $\tau_f = 2N(\text{kPa})$ 와 $Q_f = 400NA(\text{kN})$ 을 통해 산정하였다. 선단부 지반의 전단계수 G_s 는 Zhang 등(1999)의 해석에 사용된 느슨, 중간, 조밀한 지반의 전단계수를 적용하였다. 표 6에서 횡방향 하중전이곡선(p-y곡선)에 사용되는 내부마찰각은 N치를 이용한 Dunham식과 Peck식의 평균값을 적용하였으며, p-y계수(k)는 LPILE 프로그램에서 제안한 값을 적용하였다.

비선형지반의 군말뚝 거동특성은 단독말뚝 해석결과에 직접적인 영향을 받으므로 단독말뚝 해석결과와의 비교가 선행되어야 한다. 따라서 단독말뚝의 해석기법으로 널리 사용되는 TZPile 1.0(Reese and Wang, 1996)과 LPILE Plus 4.0(Reese and Wang, 2000)을 이용하여 본 해석기법을 먼저 비교, 검증하였다. 그림 7과 같이 축방향 하중이 증가함에 따라 침하량은 비선형으로 증가하였으며, 본 해석기법이 TZPile 1.0 결과와 동일함을 확인하였다. 횡방향 해석은 Reese 등(1970)이 제안한 말뚝두부에서의 하중-변위 관계를 통해 그림 8과 같이 비교하였으며, 본 해석기법이 LPILE을 통해 예측한 값과 동일한 값을 산정함을 알 수 있었다.

(1) 교각 상단에 수직하중 작용시

군말뚝기초의 교각 상단에 수직하중이 작용한 경우 각 해석기법을 통해 산정한 말뚝두부 A지점에서의 하중-침하량 곡선은 그림 9와 같다. 해석결과 본 해석기법과 FBPIER 3.0은 거의 동일한 해석결과를 나타낼 수 있었다.

(2) 교각 상단에 수평하중 작용시

군말뚝기초의 교각 상단에 수평하중이 작용한 경우

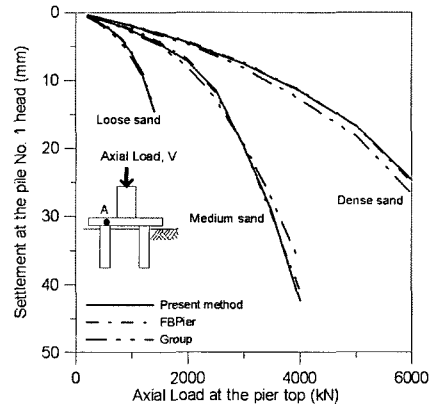


그림 9. 축하중을 받는 군말뚝 해석 결과

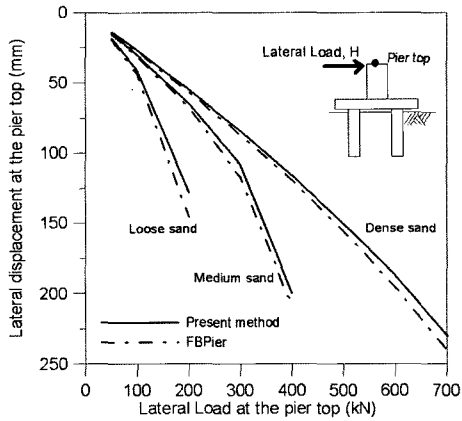
각 해석기법을 통해 산정한 교각 상단, 개개 말뚝두부에서의 변위분포를 그림 10에 나타내었다. 교각상단 수평변위는 FBPIER 3.0과 본 해석기법을 통해 산정할 수 있었으며, 그림 10(a)에 나타난 바와 같이 수평하중이 증가함에 따라 상당히 큰 변위가 발생하였고 두 해석기법이 서로 유사한 값을 산정하였다. 그림 10(b),(c),(d)는 각각 A번 말뚝에서의 수평변위, 수직변위, 그리고 B번 말뚝의 수직변위를 도시한 그림으로, 본 해석기법은 수평변위 산정에 있어 FBPIER 3.0에 비하여 다소 작게, Group 6.0과 유사한 값을 산정하였다. 이는 표 4에서 언급한 바와 같이 말뚝의 모델링기법의 차이 때문으로 FBPIER 3.0은 개개말뚝을 3차원 절편요소(discrete element)로 모델링하나, 본 해석기법과 Group 6.0은 말뚝두부 강성행렬에 의해 개개 말뚝의 거동을 나타내기 때문이다. 느슨, 중간 사질토지반에서 수평하중이 100, 300kN에서 A번 말뚝의 인발변위와 B번 말뚝의 침하량이 급격히 변화되었는데 그 이유는 A번 말뚝의 주변저항력이 극한에 도달하여 인발변위가 급격하게 증가하였기 때문이다.

조밀한 사질토지반을 대상으로 말뚝두부조건이 고정

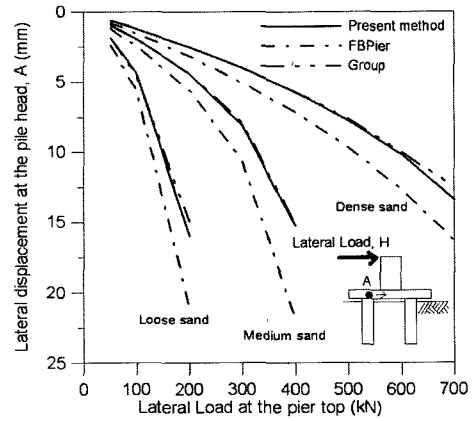
단과 힌지인 경우 해석결과를 그림 11에 함께 도시하였다. 교각상단 수평변위는 두부조건이 힌지인 경우 고정단에 비하여 변위가 다소 크게 산정되었으며 수평하중 500kN에서 변위가 급격하게 증가하였다. 이는 그림 11(c)의 A번 말뚝의 인발변위가 급격히 증가하였기 때문이다. A번 말뚝의 수평변위는 그림 11(b)과 같이 두부

조건이 힌지의 경우가 고정단조건보다 오히려 더 작게 산정되었다. 해석결과 수평하중을 받는 군말뚝기초는 두부구속조건에 큰 영향을 받음을 알 수 있었다.

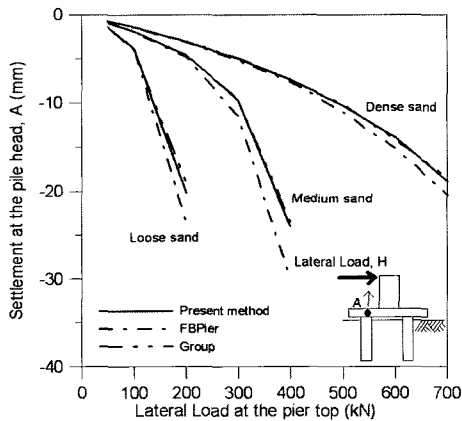
(3) 교각 상단에 수직하중 및 수평하중 작용시 군말뚝기초의 교각 상단에 수직 및 수평하중이 동시



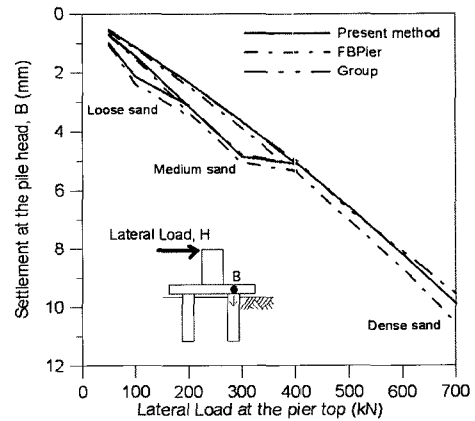
(a) 교각상단의 수평변위



(b) A번 말뚝의 수평변위

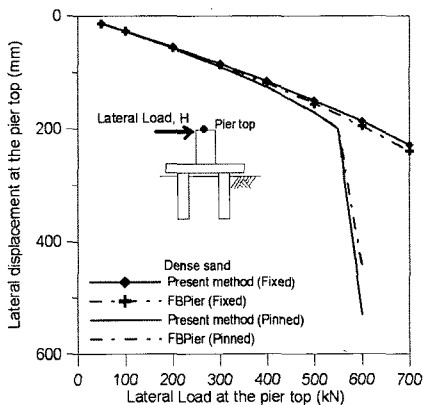


(c) A번 말뚝의 인발 변위

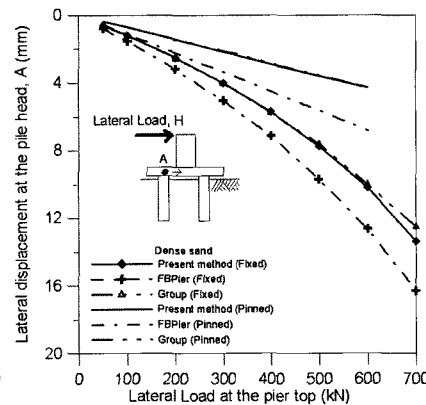


(d) B번 말뚝의 침하량

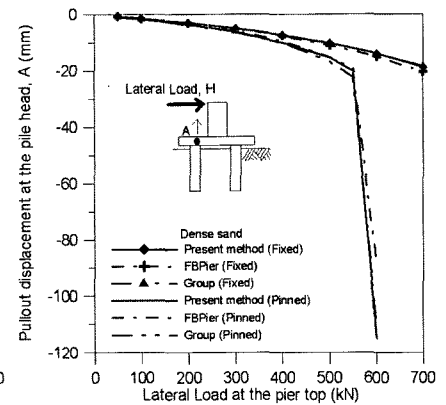
그림 10. 횡하중을 받는 군말뚝기초의 해석결과



(a) 교각 상단 수평변위



(b) A번 말뚝의 수평변위



(c) A번 말뚝의 인발변위

그림 11. 말뚝두부구속조건에 의한 영향

에 작용한 경우 균말뚝의 거동특성을 분석하였다. 대상 지반은 조밀한 사질토지반으로, 두부구속조건은 고정단과 힌지조건을 각각 고려하였다. 수직하중은 그림 9에서 선형거동형태를 나타내는 1000kN과 항복이 일어나는 5000kN, 그리고 그 중간값인 3000kN으로 결정하였으며, 각각의 수직하중이 작용된 상태에서 수평하중을 100kN에서 100kN씩 증가시켜 600kN까지 작용시켰다. 해석결과 교각 상단의 수평, 수직 변위와 개개 말뚝 두부에서의 수평 및 수직변위를 산정하였으며, 이를 그림 12와 그림 13에 도시하였다.

그림 12는 말뚝두부 구속조건이 고정단인 경우로, 교각 상단이나 말뚝 두부에서의 수평변위에 미치는 수직하중의 영향을 살펴보면, 수직하중이 클수록 더 큰 수평변위가 발생하는 것으로 나타났다. 이는 말뚝 A는 수평하중에 의하여 수직하중이 감소되며, 말뚝 B는 수평하중에 의하여 수직하중이 증가되는데, 수직하중이 클수록 말뚝 B에 과도한 수직하중이 작용하게 되며 이때 항복에 도달함에 따라 큰 침하량이 발생하였으며 이것이

교각 상단의 수직변위 및 수평변위에도 영향을 미쳤기 때문이다.

그림 13은 말뚝두부조건이 힌지인 경우로 하여 동일한 해석을 수행한 결과이다. 힌지의 경우 교각 상단에서의 수직 및 수평변위는 그림 13(a), (b)를 볼 때 고정단의 경우에 비하여 일찍 항복에 도달하였다. 말뚝두부에서의 수평변위는 그림 13(c)에 나타난 바와 같이 고정단에 비하여 오히려 작게 산정되었다. 힌지의 경우 전체적인 균말뚝기초의 거동을 살펴보면 고정단에 비하여 말뚝 캡에서의 수평변위는 작게 발생하였지만 수직변위가 크게 발생하였기 때문에 말뚝캡이 과다하게 회전할 가능성이 많음을 알 수 있었다.

이상 수직 및 수평하중을 받는 균말뚝 기초의 경우, 수직 변위는 본 해석기법과 *FBPier 3.0*은 거의 유사한 값이 산정되었지만, 말뚝두부에서의 수평변위는 본 해석기법이 *FBPier 3.0*에 비해 다소 작게 산정되었다. 이는 앞서 언급한 바와 같이 본 해석기법은 *Group 6.0*과 동일하게 말뚝을 말뚝두부 강성행렬로 모델링하는데

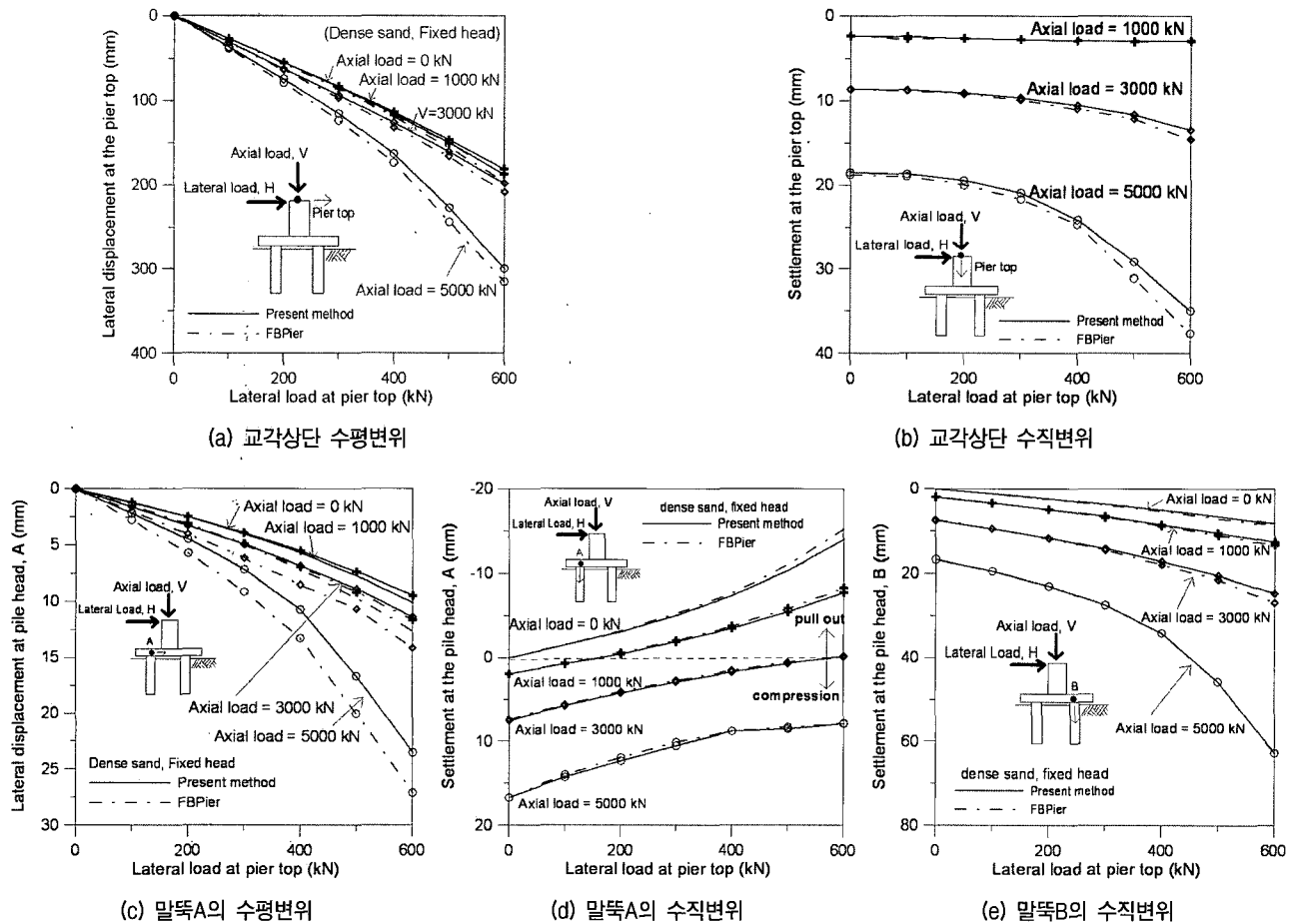
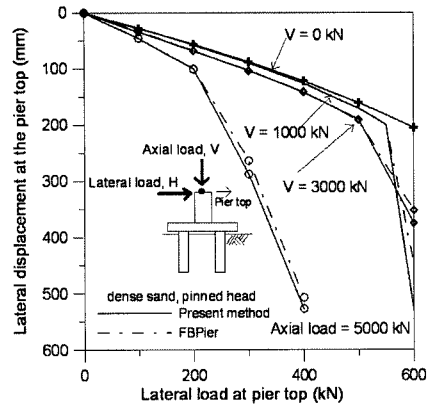
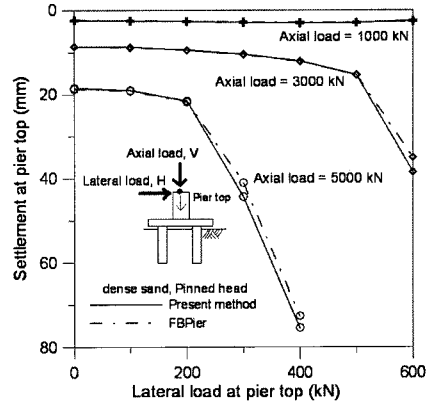


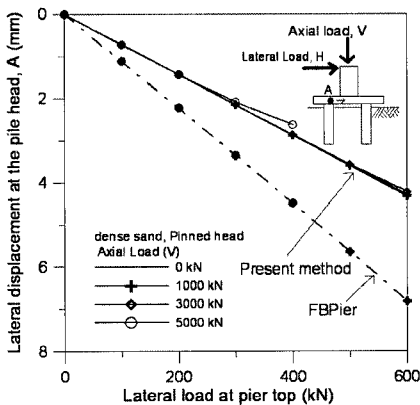
그림 12. 수직 및 수평하중을 받는 균말뚝의 변위(두부조건: 고정단)



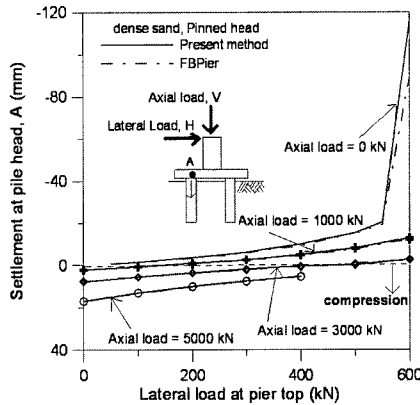
(a) 교각상단 수평변위



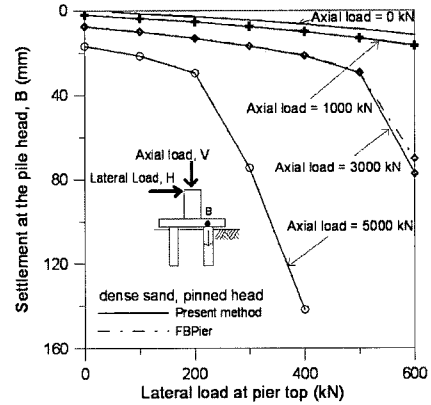
(b) 교각상단 수직변위



(c) 말뚝A의 수평변위



(d) 말뚝A의 수직변위



(e) 말뚝B의 수직변위

그림 13. 수직 및 수평하중을 받는 균말뚝의 변위(두부조건: 힌지)

반하여, *FBPier 3.0*은 3차원 말뚝요소를 사용하였기 때문인 것으로 판단된다. 전체적으로 본 해석기법이 균말뚝기초의 비선형 거동특성을 적절히 예측함을 알 수 있었다.

3. 결론

본 연구에서는 말뚝두부의 비선형강성행렬을 고려하고 상하부구조물의 일체화된 해석이 가능한 균말뚝기초의 3차원 해석기법인 *YSGroup*을 기타 해석기법(탄성변위법, *Group 6.0*, 그리고 *FBPier 3.0*)과의 비교를 통해 적용성을 검토하였으며, 균말뚝기초의 거동특성을 분석하였다. 본 연구의 결론은 다음과 같다.

(1) 도로교설계기준 해설(하부구조편)(2001)에 제안된 방법으로 균말뚝기초 해석을 수행할 경우, 적절한 말뚝의 스프링정수($c_1 \sim c_4, k_v$)를 산정한다면 선형지반에서의 균말뚝기초 거동을 적절히 예측할 수 있

었다. 그러나 말뚝의 스프링정수 중 특히 지반 조건이 고려되지 않은 축방향 스프링정수(k_v)의 적용에는 주의가 필요함을 알 수 있었으며, 과대한 축방향 스프링정수 적용시 균말뚝기초의 과소한 변위량이 산정될 수 있음을 알 수 있었다.

(2) 수평하중을 받는 균말뚝기초에서 지반을 선형으로 가정하여 탄성변위법, *Group 6.0*, *FBPier 3.0*과 본 해석기법(*YSGroup*)을 이용하여 해석한 결과, 본 해석기법은 탄성변위법, *Group 6.0*과 유사한 말뚝두부 변위가 산정되었으나 *FBPier 3.0*에 비해서는 다소 작게 산정되는 것으로 나타났다.

(3) 본 해석기법과 *FBPier 3.0*은 상부구조물을 직접 모델링함에 따라 지반의 비선형 거동이 포함된 상부구조물(피어)의 변위를 산정할 수 있었으며, 수직하중이 작용한 경우 두 해석기법은 거의 일치하였으나 수평하중이 작용한 경우는 본 해석기법이 *FBPier 3.0*에 비하여 변위가 다소 작게 산정되는 것으로 나타났다.

(4) 본 해석기법은 구조해석 프로그램인 *FBPier 3.0*에 비하여 말뚝을 간단히 모델링 하면서도, *FBPier 3.0*과 유사하게 상·하부 구조물의 일체해석이 가능하였으며, 말뚝캡의 강성, 말뚝의 배열, 그리고 비선형 지반특성이 고려된 교각기초 해석이 가능함을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원 기본사업인 “Bridge 200 교량기초 장수명화 기술개발 과제”의 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 도로교설계기준 해설(하부구조편) (2001), 대한토목학회, pp.268-272.
2. 원진오, 정문경, 광기식, 정상섭(2004), “홍수시 충격하중 및 유수압을 고려한 교량기초 해석”, 대한토목학회지, 제24권, 제1C호, pp.49-55.
3. 정상섭, 서정주, 원진오(2002), “Analysis of Piled Piers Considering Riverbed Scouring”, 한국지반공학회 논문집, 제18권, 3호, pp.43-50.
4. Banerjee, P. K. and Davies, T. G. (1979) “Analysis of Some Reported Case Histories of Laterally Loaded Pile Groups”, *Institution of Civil Engineers (ICE). Numerical Methods in Offshore Piling*, London, pp.83-90.
5. Chang, Y. L. (1937), “Discussion of Lateral Pile Loading Tests by Feagin”, *Transactions of ASCE*, Vol.102, pp.272-278.
6. Chow, Y. K. (1987) “Three-Dimensional Analysis of Pile Groups”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.113, No.6, pp.59-79.
7. Desai, C. S. and Kuppusamy, T. (1980), “Application of a Numerical Procedure for Laterally Loaded Structures”, *Institution of Civil Engineers (ICE). Numerical Methods in Offshore Piling*, London, pp.93-99.
8. Focht, J. A. and Koch, K. J. (1973), “Lateral Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups”, *Proceedings of the 5th Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, pp.701-708.
9. Hoit, M. I., McVay, M., Hays, C., and Andrade, P. W.(1996),

“Nonlinear Pile Foundation Analysis using Florida-Pier”, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.1, No.4, pp.135-142.

10. Kriger, G. A. (1980), “Modeling of Piled Foundations”, *Proceedings, Proceedings of the 12th Offshore Technology Conference*, Vol.II, pp.117-128.
11. McVay, M. C., Townsend, F. C., Bloomquist, D. G., O'Brien, M., and Caliendo, J. A.(1989), “Numerical Analysis of Vertically Loaded Pile Groups.” *Proc. Found. Engrg.: Current Principles and Practices*, Vol. 1, ASCE, New York, pp.675-690.
12. O'Neill, M. W. and Murchison, J. M. (1983), *An evaluation of p-y relationship in sands*, A report to the American Petroleum Institute, PRAC 82-41-1. University of Houston, Texas.
13. O'Neill, M. W., Ghazzaly, O. I., and Ha, H. B. (1977), “Analysis of Three-Dimensional Pile Groups with Non-Linear Soil Response and Pile-Soil-Pile Interaction”, *Proceedings of the 9th Offshore Technology Conference*, Vol.II, Houston, TX.
14. Poulos, H. G. and Lee, C. Y. (1989) “Behavior of Grouted Pile in Offshore Calcareous Sand”, *12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, pp.955-958.
15. Poulos, H. G. (1971) “Behavior of Laterally Loaded Piles: Part II-Group Piles”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM5), pp.711-731.
16. Reese, L. C., and Wang, S. T. (2004) “Analysis of a Group of Piles Subjected to Axial and Lateral Loading.” *Group 6.0*, Ensoft, Inc., Austin, Tex.
17. Reese, L. C. and Wang, S. T. (2000), “A program for the analysis of piles and drilled shafts under lateral loads”, *LPILE Plus 4.0*, Ensoft, Austin, Tex.
18. Reese, L. C. and Wang, S. T. (1996), “Analysis of load versus settlement for an axially loaded deep foundation”, *TZPILE 1.0*, Ensoft, Austin, Tex.
19. Reese, L. C., O'Neill, M. W. and Smith, R. E.(1970), “Generalized Analysis of Pile Foundations” *Journal of Geotechnical Engineering*, *ASCE*, Vol. 96, No. SM1, pp.235-250.
20. Yang, Z. and Jeremic, B. (2003) “Numerical Study of Group Effects for Pile Groups in Sands”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.27, pp.1255-1276.
21. Zhang, L., McVay, M. C., and Lai, P.(1999), “Numerical analysis of laterally loaded 3x3 to 7x3 pile groups in sands”, *Journal of Geotechnical Engineering*, *ASCE*, Vol.125, No.11, pp.936-946.

(접수일자 2005. 3. 5, 심사완료일 2005. 5. 13)