

## 횡하중을 받는 말뚝의 Beam-Column 해석 A Beam-Column Analysis of Laterally Loaded Piles

이상원<sup>1)</sup>, Lee, Sang Won, 정상섭<sup>2)</sup>, Jeong, Sangseom, 김수일<sup>3)</sup>, Kim, Soo Il

<sup>1)</sup> 연세대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

<sup>2)</sup> 연세대학교 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

<sup>3)</sup> 연세대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

**SYNOPSIS** : In this study, a computer program to predict the behavior of laterally loaded single pile and pile groups was developed by using a beam-column analysis in which the soils are modeled as nonlinear springs by a family of p-y curves for subgrade modulus. The special attention was given to the lateral displacement of a single pile and pile groups due to the soil condition and the cap rigidity. The analysis considering group effect was carried out for 2 x 2 and 3 x 3 pile groups with the pile spacing 3.0B, 4.0B and 5.0B. Based on the results obtained, it is found that the overall distributions of deflection, slope, moment, and shear force in a single pile give a reasonable results irrespective of cap connectivity conditions. It is also found that even though there are some deviations in deflection prediction compared with the observed ones, the prediction by present analysis simulates much better the general trend observed by the centrifuge tests than the numerical solution predicted by PIGLET.

### 1. 서 론

말뚝기초에서의 축하중과 횡하중에 의한 말뚝거동특성은 상호 무관하지 않으나 종래에는 주로 축하중 작용시의 지지력이나 침하량 산정에 중점을 두어 설계와 시공을 수행하여 왔다. 그러나 요즘 국내시방서에서도 고층건물, 철도구조물, 도로교 등의 설계에 내진설계가 포함되어 말뚝설계에서도 횡하중이 중요한 요소로 등장하고 있다. 횡하중을 고려한 설계에 있어서 국내의 기존연구 결과를 살펴보면 횡하중에 의한 단독 말뚝의 거동에 중점을 두고 있다. 그러나 대부분 말뚝들은 군말뚝으로 시공되고 있고 횡하중에 의한 군말뚝의 말뚝-지반-말뚝 상호관계의 영향에 대해서는 단독말뚝에 비해 연구가 미진한 실정이다. 현재 지진과 같은 수평방향으로 작용하는 동하중에 대한 군말뚝의 해석은 매우 복잡하므로 대부분의 실제 설계에서는 의사-정적해석을 사용하고 있는데 이 방법은 동하중을 등가 정하중으로 환산하고 지반시스템의 변형, 지지력 특성 또한 등가 정적거동으로 해석하는 것이다.

이와 같은 배경에서 본 연구에서는 횡하중 작용시 지반의 선형 및 비선형 지지조건을 고려할 수 있는 지반의 하중-변위곡선을 산정하여 이를 토대로 beam-column 및 매트릭스 해법을 이용한 단독말뚝 및 군말뚝 거동분석을 위한 해석기법을 개발하고자 한다. 말뚝의 거동분석을 위하여 등가정적횡하중이 말뚝머리에 작용했을 때 단독말뚝의 횡변위, 처짐각 그리고 말뚝에 유발되는 단면력분포를 결정하고 이를 기초로 그룹말뚝의 경우에 군효과를 고려한 말뚝머리의 횡변위를 말뚝이 근입된 지반 조건, 말뚝머리의 구속 조건에 따라 분석 평가하는데 본 연구의 목적이 있다.

### 2 하중-변위 관계식

#### 2.1 말뚝의 p-y 곡선

##### (1) 사질토

1970년 Matlock은 실제 발생하는 말뚝의 변위형상에 대하여 임의지점에서의 지반반력은 반드시 그 지점에서의 말뚝변위에만 의존한다는 가정하에 지반을 하중-변위특성을 갖는 일련의 분리된 탄소성 스프링으로 대체한 beam-column 해석법을 제안하였다.<sup>4)</sup> 이를 토대로 본 연구에서는 1980년 Bogard와 Matlock에 의하여 작성된 하중-변위곡선(p-y curve)<sup>1)</sup>을 이용하여 지반반력계수를 산정하였으며 그 과정을 살펴보면 다음과 같다. 먼저 단위 폭당 극한 횡지지력을 식 (1)과 식 (2)로 부터 산정한다.

$$p_{u1} = (c_1x + c_2x)\gamma'x \quad , \quad kN/m \quad (1)$$

$$p_{u2} = c_3B\gamma'x \quad , \quad kN/m \quad (2)$$

여기서,  $x$ 는 지표면 아래 깊이,  $B$ 는 말뚝직경,  $\gamma'$ 는 지반의 수중 단위중량이고  $c_1, c_2, c_3$ 는 사질토에 대한 무차원 결정 상수이다. 극한 횡지지력을 이용하여 식 (3)으로 부터 설계 극한지지력을 계산한다.

$$p_u = A \cdot \text{Min}(p_{u1}, p_{u2}) \quad (3)$$

여기서  $A$ 는 보정 상수이며  $A = 3 - 0.8 \frac{x}{B} \geq 0.9$  이다. 본 연구에서는 하중-변위곡선의 초기접선 변형계수( $E_i$ ) 및 임계 변위( $y_c = p_u/E_i$ )를 구하고 식 (4)와 같은 쌍곡선 함수형태로 최적곡선을 이용한 하중( $p$ )-변위( $y$ )곡선을 산정하였다.

$$p = p_u \frac{y/y_c}{1 + y/y_c} \quad , \quad kN/m \quad (4)$$

## (2) 점성토

본 연구에서는 1970년 Matlock에 의하여 작성된 하중-변위곡선<sup>4)</sup>을 이용하였는데 그 과정을 살펴보면 다음과 같다. 지반의 극한 횡지지력계수,  $N_c$ 는 지표면 밑의 깊이에 대한 함수이며, 말뚝주위지반의 평면변형파괴시 한계값에 도달한다. (식 (5), 식 (6)참조)

$$N_c = 3 + \frac{\gamma x}{c_u} + \frac{Jx}{B} \quad x < x_r \quad (5)$$

$$N_c = 9 \quad x \geq x_r \quad (6)$$

여기서,  $x$ 는 지표면 밑 깊이,  $x_r = \frac{6B}{\gamma B/c_u + J}$ ,  $B$ 는 말뚝 직경이며  $J$ 는 경험상수이다.

이를 토대로 지반의 극한지지력은 식 (7)로 부터, 이에 상응하는 말뚝의 임계변위는 식 (8)로 부터 산정한다. 이 때  $\epsilon_c$ 는 비압밀비배수 삼축압축시험에서 최대축차용력의 1/2에 해당하는 변형율로 정의된다.

$$p_u = c_u N_c B \quad (7)$$

$$y_c = 2.5\epsilon_c B \quad (8)$$

여기서,  $p_u$ 는 말뚝 단위길이당 흙의 극한 지지력,  $y_c$ 는 말뚝의 임계변위이다. 본 연구에서는 하중-변위곡선을 식 (9)를 토대로 산정하였으며 이 곡선으로 부터 지반반력계수를 구하였다.

$$p = 0.5p_u(y/y_c)^{1/3} \quad (9)$$

## 2.2 말뚝의 t-z, q-z 곡선

수직하중을 받는 말뚝의 거동은 말뚝의 수직강성과 말뚝주면에서의 전단전달 특성(t-z 곡선) 및 말뚝선단에서의 하중전달 특성(q-z 곡선)에 크게 좌우된다. 말뚝-지반의 전달 특성은 현장 재하실험이나 실내 말뚝모형실험으로부터 파악될 수 있으나 전달곡선의 형태를 탄소성곡선과 쌍곡선으로 간단화 시킬 수 있으며 본 연구에서 사용한 전달곡선은 식 (10)과 같은 1972년 Vijayvergiya가 사용한 전달곡선<sup>11)</sup>이다.

$$t = t_{\max} (2\sqrt{z/z_{\max}} - z/z_{\max}) \quad (10)$$

여기서,  $t$ 는 변위  $z$ 를 발생시키는 말뚝주면에서의 단위 마찰력,  $t_{\max}$ 는 단위최대 주면마찰력이고  $z_{\max}$ 는  $t_{\max}$ 를 발생시키는 말뚝의 변위이다. 이 때  $z_{\max}$ 의 추천값은 0.5 cm이다. 말뚝선단지지력  $q$ 는  $z \leq z_{\max}$ 에서 발생하며 식 (11)과 같다.

$$q = \left( \frac{z}{z_{\max}} \right)^{1/3} q_{\max} \quad (11)$$

여기서,  $q_{\max}$ 는 단위최대 선단지지력이고  $z_{\max}$ 는  $q_{\max}$ 를 발생하는 말뚝선단 변위이다. 본 연구에서는  $z_{\max}$ 의 추천값으로 말뚝직경에 0.05를 곱한 값을 사용하였다.

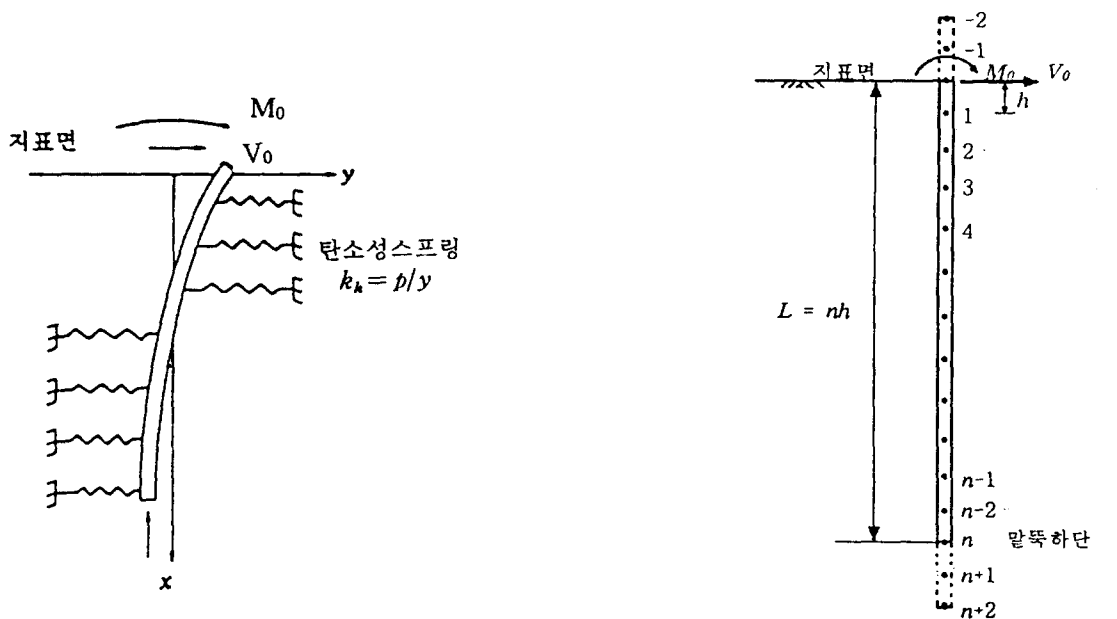
### 3. 말뚝 해석이론

#### 3.1 기본 미분방정식 및 행렬의 유도

횡하중을 받는 말뚝해석의 기본 미분방정식은 식 (12)와 같다. 기존 연구에서는 탄소성지반상의 보 이론과 기초지반을 탄성스프링으로 간주한 Winkler해법을 적용하여 해석하였으나 본 연구에서는 말뚝을 보요소로 지반을 탄소성 스프링으로 모델화하였는데 깊이 방향으로 지반강성의 변화를 고려한 해법인 지반반력 해석과 수평하중말뚝의 유한차분해석을 동시에 하였다.(그림 1 참조) 따라서 식 (12)로부터 말뚝머리가 자유단일 때에는 식 (13)과 같은 행렬식을 구하였으며 말뚝머리가 고정단일 경우에는 말뚝머리의 처짐각이 0이 되도록 강성도매트릭스를 변환하여 식 (14)와 같이 구하였다.

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - p(x) = 0 \quad (12)$$

여기서,  $p(x) = -ky(x)$ 이고  $k$ 는 지반 스프링 계수이다.



(a) 스프링에서 횡하중을 받는 말뚝

(b) 수평하중 말뚝의 차분해석도

그림 1 횡하중을 받는 말뚝의 거동

$$\begin{bmatrix}
-1 & 2 & 0 & -2 & 1 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
1 & -4 & m_{3,3} & -4 & 1 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
0 & 1 & -4 & m_{4,4} & -4 & 1 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
0 & 0 & 1 & -4 & m_{5,5} & -4 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 1 & -4 & m_{n+3, n+3} & -4 & 1 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & -1 & 2 & 0 & -2 & 1
\end{bmatrix}
\begin{pmatrix}
y_{-2} \\
y_{-1} \\
y_0 \\
y_1 \\
y_2 \\
y_3 \\
\vdots \\
y_n \\
y_{n+1} \\
y_{n+2}
\end{pmatrix}
=
\begin{pmatrix}
2V_0h^3/EI \\
M_0h^2/EI \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
\vdots \\
0 \\
0 \\
0
\end{pmatrix}
\quad (13)$$

여기서,  $m_{3,3} = 6 + \frac{k_0h^4}{EI}$ ,  $m_{4,4} = 6 + \frac{k_1h^4}{EI}$   
 $m_{5,5} = 6 + \frac{k_2h^4}{EI}$ ,  $m_{n+3, n+3} = 6 + \frac{k_nh^4}{EI}$   
 $EI$  : 말뚝의 강성  $h$  : 절점사이의 간격  
 $M_0$  : 말뚝상단에서의 모멘트  $M_n$  : 말뚝하단에서의 모멘트  
 $V_0$  : 말뚝상단에서의 전단력  $V_n$  : 말뚝하단에서의 전단력

$$\begin{bmatrix}
-1 & 2 & 0 & -2 & 1 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
0 & -1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
1 & -4 & m_{3,3} & -4 & 1 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
0 & 1 & -4 & m_{4,4} & -4 & 1 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
0 & 0 & 1 & -4 & m_{5,5} & -4 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 1 & -4 & m_{n+3, n+3} & -4 & 1 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & -1 & 2 & 0 & -2 & 1
\end{bmatrix}
\begin{pmatrix}
y_{-2} \\
y_{-1} \\
y_0 \\
y_1 \\
y_2 \\
y_3 \\
\vdots \\
y_n \\
y_{n+1} \\
y_{n+2}
\end{pmatrix}
=
\begin{pmatrix}
2V_0h^3/EI \\
2M_0h/EI \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
\vdots \\
0 \\
0 \\
0
\end{pmatrix}
\quad (14)$$

### 3.2 균말뚝 말뚝머리의 강성도

횡하중을 받는 말뚝의 하중-변위곡선으로 부터 자유단과 고정단 말뚝머리가 단위변형을 일으킬 때의 힘(F)인  $K_x$ ,  $K_y$ , Vijayvergiya의 전달곡선을 이용하여  $K_z$ 를 각각 산정하여 각 말뚝에서 말뚝머리의 강성매트릭스를 식 (15)와 같이 구하였다.

$$[K] = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{bmatrix} \quad (15)$$

여기서,  $K_x$ ,  $K_y$ 는 횡방향 말뚝머리-지반 강성도이고  $K_z$ 는 축방향 말뚝-지반 강성도이다. 위의 결과에서 산출한 각 말뚝의 강성 매트릭스를 이용하여 말뚝들 간의 간격, 말뚝 위치 등을 이용한 균말뚝의 강성 매트릭스를 구하였다. 균말뚝의 강성 매트릭스를 식 (16)을 통하여 균말뚝머리에 일정한 횡하중이 작용했을 경우의 균말뚝머리의 변위를 구하고 이때 각 말뚝이 받는 힘을 방향별로 계산하였다.

$$[K][Y] = [F] \quad (16)$$

여기서,  $[K]$ 는 균말뚝머리의 강성도,  $[Y]$ 는 균말뚝머리의 변위,  $[F]$ 는 균말뚝머리에 작용하는 힘이다.

이를 토대로 횡하중을 받는 단독말뚝과 균말뚝을 해석하는 전산 프로그램을 개발하였으며 해석의 근간이 되는 알고리즘의 흐름도는 그림 2와 같다.

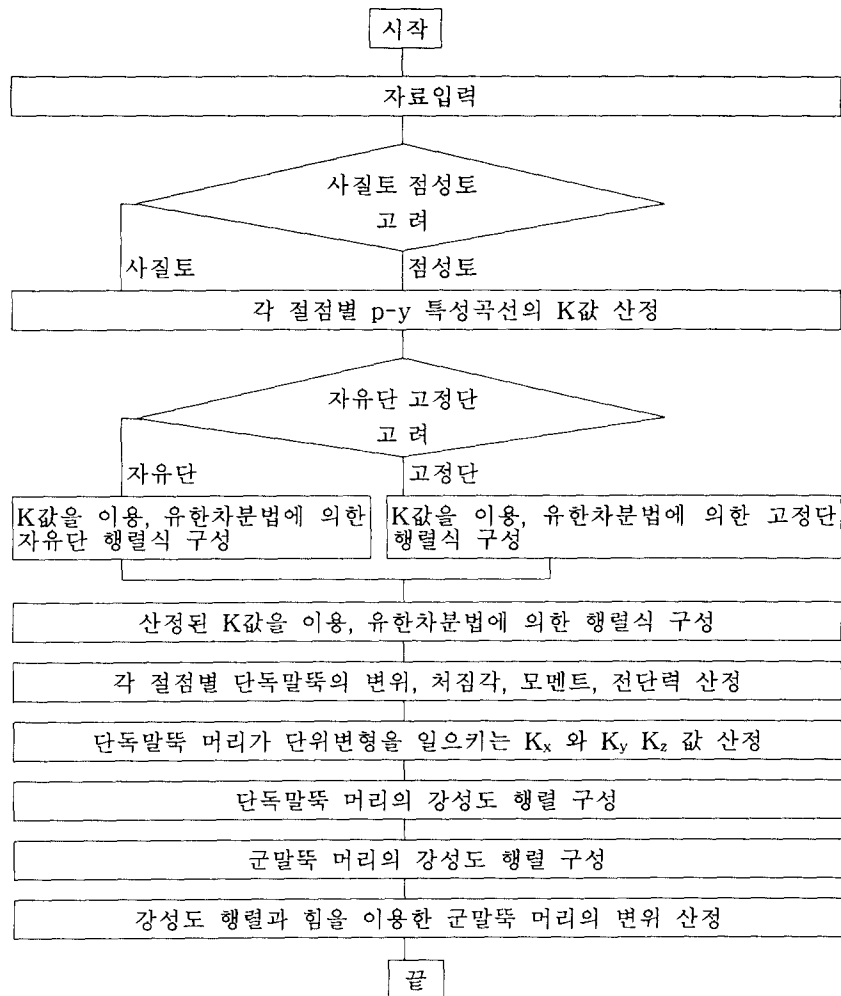


그림 2 전산 프로그램의 해석 흐름도

#### 4. 말뚝 해석 및 거동 분석

본 연구에서는 단독말뚝의 경우에는 1981년 Matlock등에 의해서 개발되어 현재 많이 사용하고 있는 프로그램 BM76<sup>9)</sup>와 비교하여 말뚝의 단면력 분포등을 해석하였다. 한편 본 연구에서 개발한 단독말뚝 프로그램은 BM76와는 달리 직접 횡하중을 받는 말뚝의 거동을 나타내는 미분방정식을 유한차분으로 근사화하고 연속된 beam요소로 분리하여 말뚝 상하단에서의 경계조건을 적용하여 부재에 작용하는 수평처짐, 모멘트, 전단력, 처짐각을 구할 수 있는 프로그램으로 실제 지반의 물성으로 부터 하중-변위관계를 나타내는 p-y curve의 개발로 실제 말뚝과 지반의 상호작용을 적절히 고려할 수 있다. 따라서 단독말뚝의 해석결과에 의해 산정되는 말뚝두부에서의 수평지반반력계수를 기초로 군말뚝 내의 군효과를 이용하여 군말뚝의 거동을 분석하는 프로그램을 개발하여, 1980년 Randolph가 개발한 군말뚝 해석 프로그램 PIGLET<sup>10)</sup>과 비교분석하여 본 프로그램의 신뢰성을 검토하였다. 신뢰성 검토시 군말뚝 해석모델은 2 x 2군말뚝, 3 x 3군말뚝의 2가지 경우를 대상으로 하였으며 그때 말뚝중심간의 거리를 말뚝직경의 3배, 4배 그리고 5배를 기준으로 하였다. 말뚝이 근입하는 지반은 균일한 사질토와 점성토로, 말뚝머리 구속조건은 자유단과 고정단으로 구분하여 군효과가 있을 때 군말뚝의 거동의 차이를 해석하였다. 그리고 군말뚝에 있어서 횡하중에 의한 횡변위의 변화를 파악하기 위하여 3 x 3군말뚝을 느슨, 조밀한 사질토의 2종류의 지반을 대상으로 말뚝중심간격이 말뚝직경의 3배, 5배로 구분한 실험값과 비교분석하였다.

#### 4.1 단독말뚝

##### (1) 사질토

본 연구에서는 단독말뚝의 재질과 지반조건 및 하중조건을 적용하여 말뚝머리 구속 조건에 따라 단독말뚝의 횡변위, 처짐각 그리고 말뚝의 몸체에 유발되는 단면력분포를 계산하였다.(그림 3, 표 1 참조) 2가지 프로그램으로 부터 산정된 결과를 비교하면 사질토에 시공된 말뚝두부가 자유단인 단독말뚝의 경우 본 프로그램으로 구한 처짐, 처짐각, 단면력 분포는 BM76의 값과 거의 일치하는 것으로 나타났다.(그림 4 참조) 그러나 말뚝두부가 고정단인 경우는 모멘트와 전단력 두 값의 차이가 상단부분에서 매우 큰 것을 제외하고는 거의 일관된 결과를 나타내고 있다.(그림 5 참조) 그러나 고정단의 경우 말뚝상단에서 모멘트와 전단력 분포가 서로 다른 것은 처짐각을 구하는 과정에 있어 2가지 프로그램의 서로 다른 알고리즘에 의한 정량적인 차이로 인하여 발생한 것으로 판단된다.<sup>5)</sup>

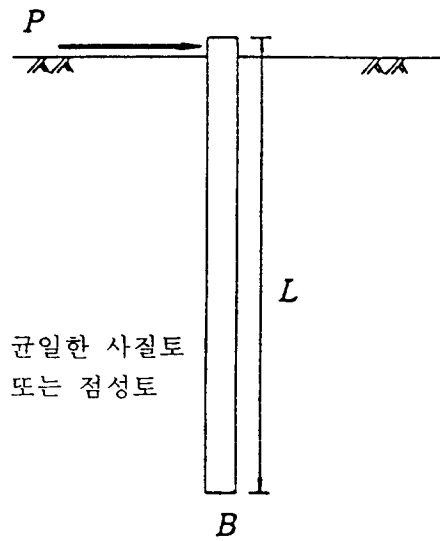
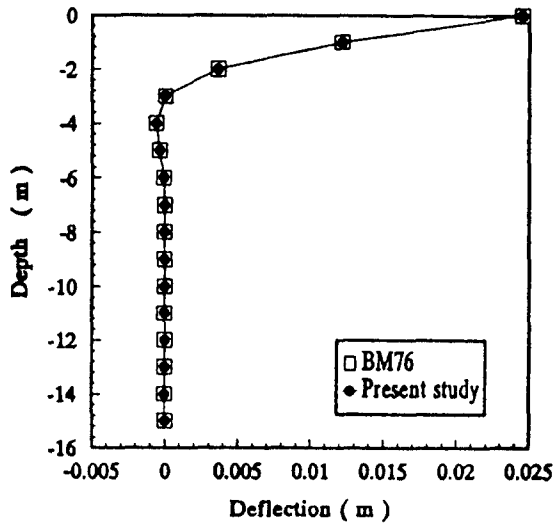


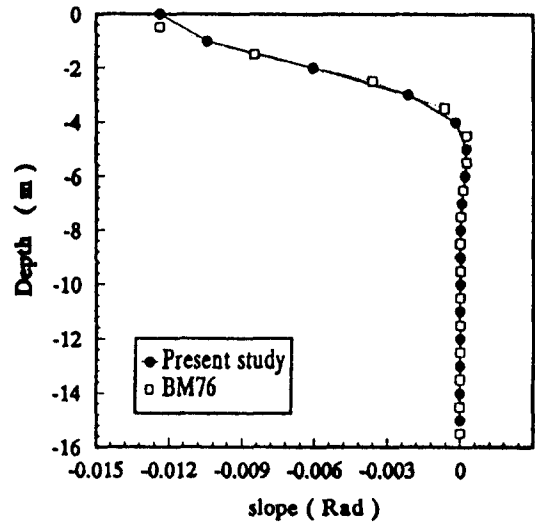
그림 3 단독말뚝의 해석모형

표 1 말뚝 해석 조건(사질토)

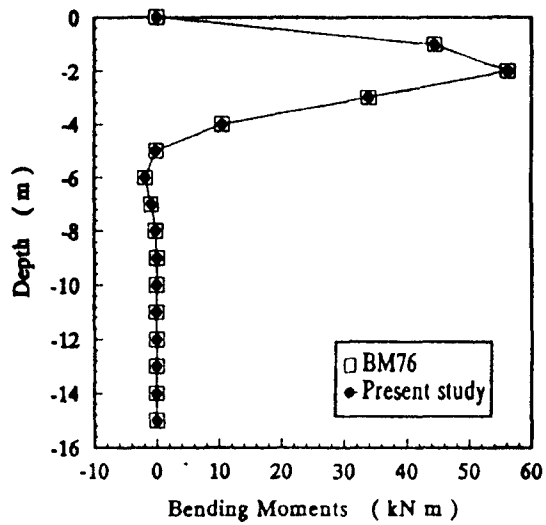
말뚝 길이( $L$ )	15 m
말뚝 직경( $B$ )	0.3 m
말뚝 $EI$	11479 kN·m <sup>2</sup>
마찰각, $\phi$	35 °
단위체적중량, $\gamma$	17.85 kN/m <sup>3</sup>
횡하중( $P$ )	44.48 kN



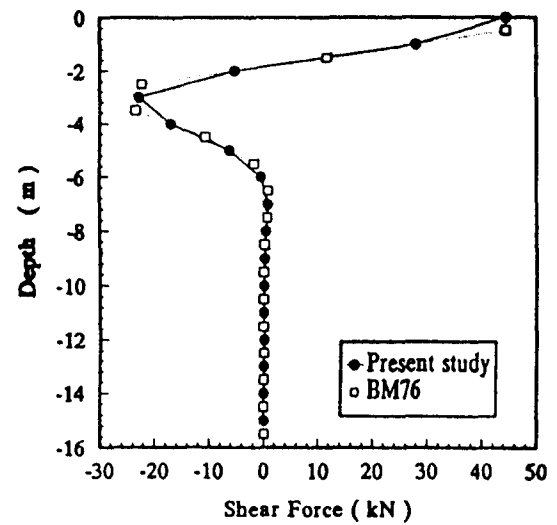
(a) 변위(처짐)



(b) 처짐각

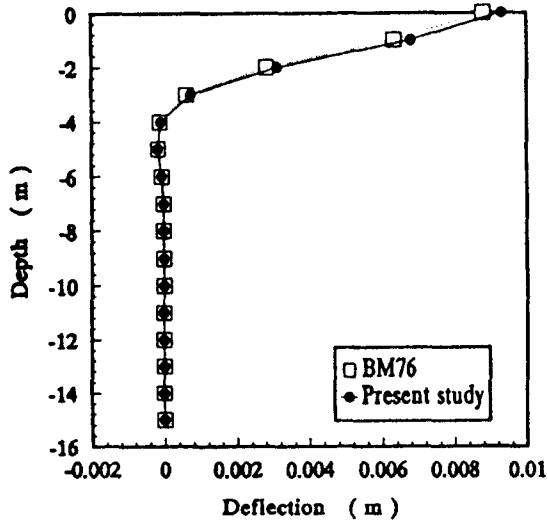


(c) 휨모멘트

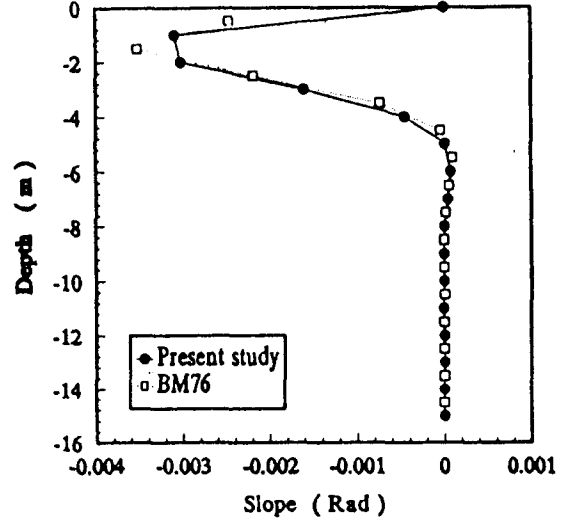


(d) 전단력

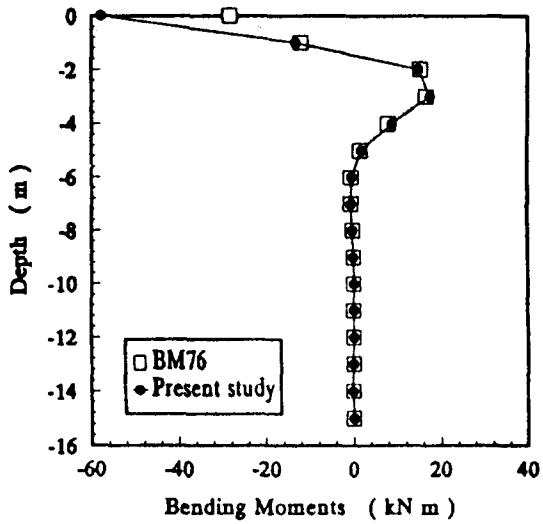
그림 4 자유단일 경우의 단독말뚝의 거동(사질토)



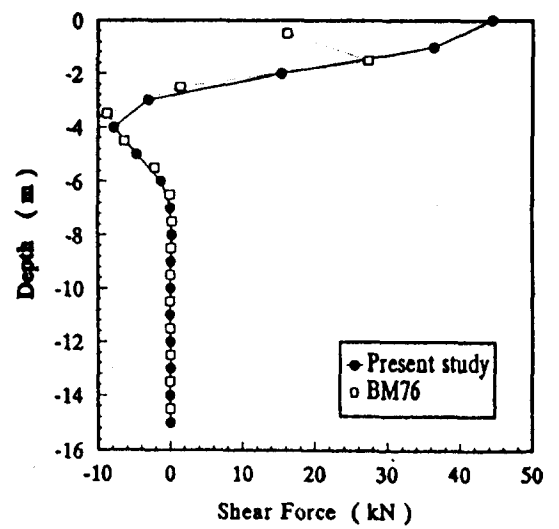
(a) 변위(처짐)



(b) 처짐각



(c) 휨모멘트



(d) 전단력

그림 5 고정단일 경우의 단독말뚝의 거동(사질토)



(2) 점성토

본 연구에서는 단독말뚝의 재질과 지반조건 및 하중조건을 적용하여 말뚝머리 구속 조건에 따라 단독말뚝의 횡변위, 처짐각 그리고 말뚝의 몸체에 유발되는 단면력분포를 계산하였다.(그림 3, 표 2 참조) 산정된 결과를 비교하면 점성토에 시공된 말뚝두부가 자유단인 단독말뚝의 경우 본 프로그램으로 구한 처짐, 처짐각, 단면력 분포는 BM76의 값과 거의 일치하는 것으로 나타났다.(그림 6 참조) 그러나 말뚝두부가 고정단인 경우는 모멘트와 전단력 두 값의 차이가 상단부분에서 매우 큰 것을 제외하고는 거의 일관된 결과를 나타내고 있다.(그림 7 참조) 그러나 고정단의 경우 사질토에 시공된 단독말뚝의 경우와 같이 말뚝상단에서 모멘트와 전단력 분포가 서로 다른 것은 처짐각을 구하는 과정에 있어 2가지 프로그램의 서로 다른 알고리즘에 의한 정량적인 차이로 인하여 발생한 것으로 판단된다.<sup>5)</sup>

표 2 프로그램 해석 조건(점성토)

말뚝 길이(L)	15 m
말뚝 직경(B)	0.6 m
말뚝 EI	602586 kN·m <sup>2</sup>
전단 강도, c <sub>u</sub>	24 kN/m <sup>2</sup>
단위체적중량, γ	16.1 kN/m <sup>3</sup>
횡하중(P)	445 kN

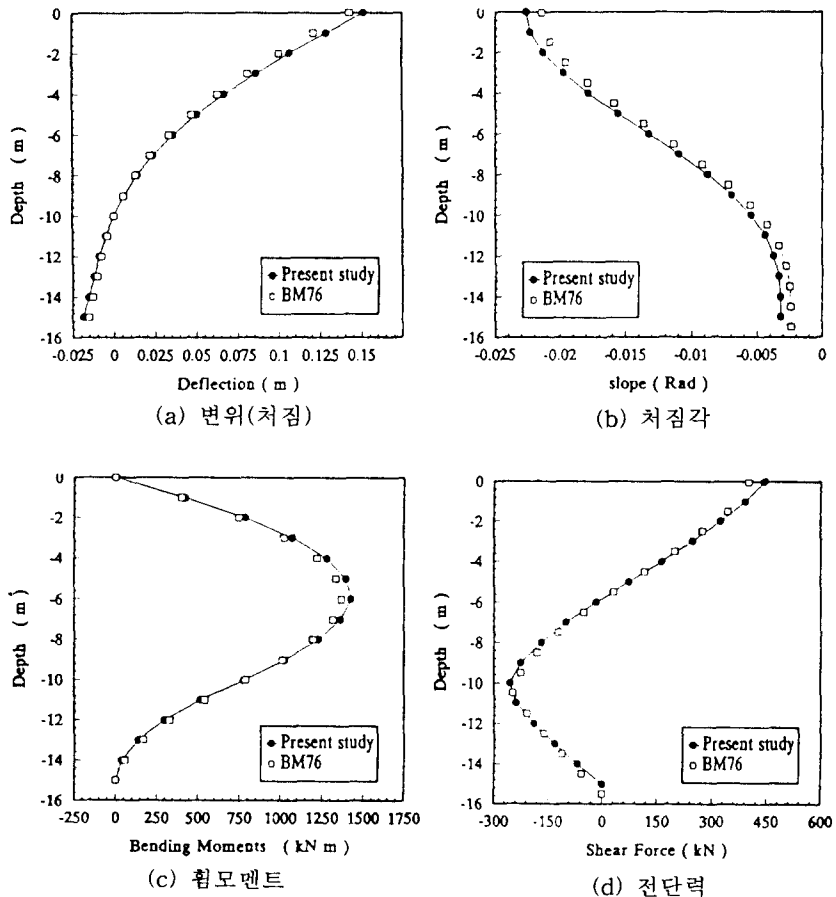


그림 6 자유단일 경우의 단독말뚝의 거동(점성토)

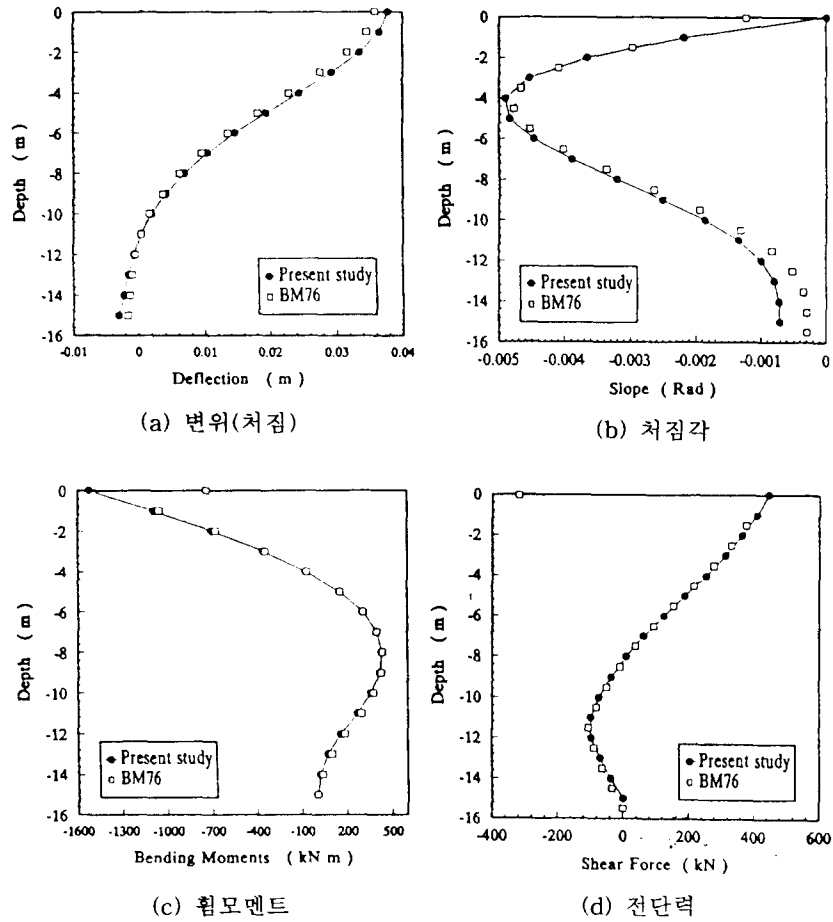


그림 7 고정단일 경우의 단독말뚝의 거동(점성토)

## 4.2 균말뚝

사질토의 경우에는 1972년 Oteo가 연구한 균말뚝시험에서 산정한 균효과값<sup>8)</sup>을 본 프로그램에 적용하였고, 점성토의 경우에는 1967년 Prakash와 Saran의 연구에서 제안한 균효과값<sup>9)</sup>을 사용하였다.(표 3 참조) 여기서 산정된 균효과값들은 말뚝중심간격 및 균형상에 따른 현장시험을 통하여 결정된 값들이다. 말뚝의 근입깊이는 15m, 균말뚝머리에 작용하는 횡하중은 100kN 그리고 말뚝중심간의 거리를 말뚝직경의 3배, 4배, 5배로 변환하여 균말뚝머리의 변위를 구하였다.(그림 8 참조)

표 3 사질토, 점성토에서의 균효과  $G_e$

말뚝 간격	사질토(Oteo)	점성토(Prakash와 Saran)		
		$G_e$		
S/B	$G_e$	2 x 2 group	3 x 3 group	추천값
3	0.50	0.42	0.39	0.40
3.5	-	0.50	0.42	0.45
4.0	0.60	0.57	0.44	0.50
4.5	-	0.61	0.47	0.55
5.0	0.68	0.63	0.48	0.55
6.0	0.70	-	-	0.65
8.0	-	-	-	1.00

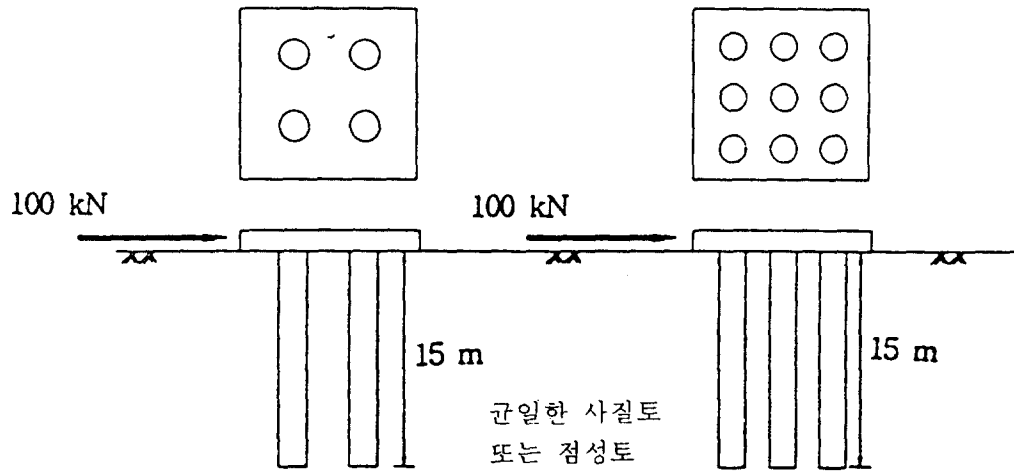


그림 8 균말뚝에서의 해석모형

(1) 사질토

말뚝머리조건을 자유단과 고정단으로 나누었으며 이 때 균말뚝머리의 변위를 구하였다. 본 프로그램에 적용한 말뚝과 지반의 물성은 표 1의 경우와 같다. PIGLET에서 적용한 지반 물성치는 본 프로그램에 적용한 지반의 물성치, 즉 표 1을 비교적 적절히 대변할 수 있도록 내부마찰각  $35^\circ$ 에 해당하는 수평지반반력계수로 지하수위 상부 상태에서  $3.74\text{kg/cm}^3$ 를 적용하였다.<sup>7)</sup> 일반적으로 횡하중이 작용할 때 말뚝배면에 저항하는 지반반력은 말뚝직경의 2.0~2.5배를 적용<sup>14)</sup>하고 있으나 본 연구에서는 하한치로써 말뚝직경의 2.0배를 곱하여 지반의 탄성계수  $E_s$ 는  $224\text{kg/cm}^2$ 으로 산정하였다. 지반의 포아송비,  $\nu$ 를 산정하기 위해 Jaky의 정지토압계수인  $k_0=1-\sin\phi'$ 을 사용하였으며  $k_0$ 는 탄성지반의  $\nu/(1-\nu)$ 에 해당하므로 이로부터 포아송비  $\nu$ 는 0.29로 산정하였다. 전단계수  $G_s$ 는  $E_s/2(1+\nu)$ 로부터 산정하였다. 이러한 조건하에서 2가지의 프로그램을 실행하여 균말뚝머리의 변위를 구하였으며 그 결과는 표 4에 나타나 있다.

표 4 사질토에서의 균말뚝머리의 변위

말뚝 형태	말뚝 간격	구속조건	본프로그램에서의 균말뚝머리변위 (m)	PIGLET에서의 균말뚝머리 변위(m)
2 x 2 균말뚝	3.0B	자유단	$9.287 \times 10^{-2}$	$4.993 \times 10^{-2}$
		고정단	$3.764 \times 10^{-2}$	$2.828 \times 10^{-2}$
	4.0B	자유단	$7.740 \times 10^{-2}$	$4.643 \times 10^{-2}$
		고정단	$3.137 \times 10^{-2}$	$2.503 \times 10^{-2}$
	5.0B	자유단	$6.829 \times 10^{-2}$	$4.431 \times 10^{-2}$
		고정단	$2.768 \times 10^{-2}$	$2.302 \times 10^{-2}$
3 x 3 균말뚝	3.0B	자유단	$4.130 \times 10^{-2}$	$2.859 \times 10^{-2}$
		고정단	$1.975 \times 10^{-2}$	$1.675 \times 10^{-2}$
	4.0B	자유단	$3.442 \times 10^{-2}$	$2.546 \times 10^{-2}$
		고정단	$1.696 \times 10^{-2}$	$1.423 \times 10^{-2}$
	5.0B	자유단	$3.037 \times 10^{-2}$	$2.359 \times 10^{-2}$
		고정단	$1.491 \times 10^{-2}$	$1.283 \times 10^{-2}$

표 4에 의하면 PIGLET으로 구한 균말뚝머리의 변위가 본 프로그램으로 구한 것보다 자유단, 고정단 모두 과소한 경향으로 나타났다. 이것은 2가지 프로그램에서 지반을 선형탄성, 비선형탄소성으로 해석하는데서 발생하는 차이가 영향을 준 것으로 판단된다. 본 프로그램이나 PIGLET을 통한 자유단과 고정단의 변위 차이는 약 50%이상 자유단이 더 발생되는 것으로 나타났다.

(2) 점성토

말뚝머리조건을 자유단과 고정단으로 하여 군말뚝머리의 변위의 변화를 산정하였다. 본 프로그램과 프로그램 PIGLET에서 말뚝과 지반의 물성은 단독말뚝의 점성토에서 사용한 표 2와 같다. PIGLET에서 적용한 지반 물성치는 본 프로그램에 적용한 지반의 물성치를 비교적 적절히 대변할 수 있도록 탄성계수,  $E_s$ 는 말뚝의 p-y 곡선의 깊이에 따른 평균 기울기( $E_s$ )에 해당하는  $200c_u$ 로 산정하였고, 포아송비,  $\nu$ 는 0.40로 하였다. 전단계수  $G_s$ 는  $E_s/2(1+\nu)$ 로부터 산정하였다. 이러한 조건하에서 2가지의 프로그램을 실행하여 구한 군말뚝머리의 변위는 표 5와 같다. 표 5에 의하면 PIGLET으로 구한 군말뚝머리의 변위가 본 프로그램으로 구한 것보다 자유단, 고정단 모두 과소한 경향으로 나타났다. 이것은 2가지 프로그램에서 지반을 선형탄성, 비선형탄소성으로 해석하는데서 발생하는 차이가 영향을 준 것으로 판단된다. 본 프로그램을 통한 자유단과 고정단의 변위 차이도 사질토와 마찬가지로 약 50%이상 자유단이 더 발생하는 것으로 나타났다.

표 5 점성토에서의 군말뚝머리의 변위

말뚝 형태	말뚝 간격	구속조건	본프로그램에서의 군말뚝머리 변위(m)	PIGLET에서의 군말뚝머리 변위(m)
2 x 2 군말뚝	3.0B	자유단	$6.387 \times 10^{-2}$	$1.400 \times 10^{-2}$
		고정단	$2.096 \times 10^{-2}$	$9.454 \times 10^{-3}$
	4.0B	자유단	$4.706 \times 10^{-2}$	$1.260 \times 10^{-2}$
		고정단	$1.544 \times 10^{-2}$	$7.993 \times 10^{-3}$
	5.0B	자유단	$4.258 \times 10^{-2}$	$1.176 \times 10^{-2}$
		고정단	$1.397 \times 10^{-2}$	$7.087 \times 10^{-3}$
3 x 3 군말뚝	3.0B	자유단	$3.057 \times 10^{-2}$	$1.176 \times 10^{-2}$
		고정단	$1.003 \times 10^{-2}$	$5.884 \times 10^{-3}$
	4.0B	자유단	$2.710 \times 10^{-2}$	$7.502 \times 10^{-3}$
		고정단	$8.893 \times 10^{-3}$	$4.930 \times 10^{-3}$
	5.0B	자유단	$2.484 \times 10^{-2}$	$6.759 \times 10^{-3}$
		고정단	$8.151 \times 10^{-3}$	$4.317 \times 10^{-3}$

4.3 현장 모형실험값과의 비교

본 연구 결과를 1995년 McVay등에 의해 연구된 군말뚝의 현장 모형실험값(centrifuge test)<sup>6)</sup>과 비교하기 위해 말뚝이 근입된 지반이 느슨, 조밀한 2종류의 사질토, 말뚝머리 구속조건이 고정단, 말뚝중심간격이 말뚝직경의 3배, 5배인 군말뚝에 대하여 본 연구에서 개발된 프로그램에 의한 해석을 실시하였다.(그림 9 참조) 본 연구에서 고려한 말뚝과 지반의 물성치는 표 6과 같다.

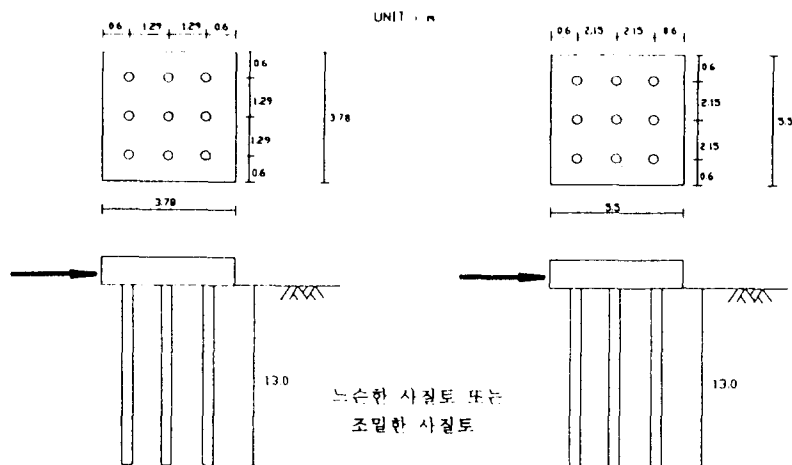


그림 9 현장에서의 군말뚝의 해석모형

표 6 지반과 말뚝의 물성치

항목 분류	느슨한 사질토	조밀한 사질토
말뚝 길이	13 m	13 m
말뚝 직경	0.43 m	0.43 m
말뚝 EI	72100 kN·m <sup>2</sup>	72100 kN·m <sup>2</sup>
마찰각, $\phi$	34 °	39 °
단위체적중량, $\gamma$	14.51 kN/m <sup>3</sup>	15.18 kN/m <sup>3</sup>

PIGLET에서 적용한 지반 물성치는 본 프로그램이 적용한 지반의 물성치를 비교적 적절히 대변할 수 있도록 내부마찰각 34° 에 해당하는 수평지반반력계수로 지하수위 상부 상태에선 3.35kg/cm<sup>3</sup>를 사용하였다.<sup>7)</sup> 일반적으로 횡하중이 작용할 때 말뚝매면에 저항하는 지반반력은 말뚝직경의 2.0~2.5배를 적용<sup>14)</sup>하고 있으나 본 연구에서는 하한치로써 말뚝직경의 2.0배를 곱하여 지반의 탄성계수  $E_s$ 는 288kg/cm<sup>2</sup>으로 구하였다. 지반의 포아송비,  $\nu$ 를 산정하기 위해 Jaky의 정지토 압계수인  $k_0=1-\sin\phi'$  을 사용하였으며  $k_0$ 는 탄성지반의  $\nu/(1-\nu)$ 에 해당하므로 이로부터 포아송비  $\nu$ 는 0.31로 산정하였다. 전단계수  $G_s$ 는  $E_s/2(1+\nu)$ 로부터 산정하였다. 내부마찰각 39° 인 경우도 이러한 방법으로 구하면 지반의 탄성계수  $E_s$ 는 528kg/cm<sup>2</sup>, 포아송비  $\nu$ 는 0.27이다. 이러한 말뚝과 지반조건에 대하여 횡하중이 증가함에 따른 횡변위의 변화를 그림 10~그림 13과 같이 비교 도시하였다. 그림 10~그림 13의 균말뚝의 횡변위에 있어서는 본 프로그램이나 PIGLET 이 현장 모형실험값보다 과소하게 나타났으며, 본 해석에 의한 것이 현장 실측값에 보다 가까운 것으로 나타났다. 조밀한 사질토일수록, 말뚝간의 간격이 증가할수록 그 변위차이는 더 커지는 것으로 나타났다. 일반적으로 설계지지력은 극한하중상태의 1/2~1/3의 안전율을 고려하는 점을 감안한다면 본 프로그램에 의한 계산치가 일반설계에서 사용되는 작은 변형상태에서는 PIGLET보다 현장 모형실험치에 더 가까운 결과가 산정됨을 알 수 있었다.

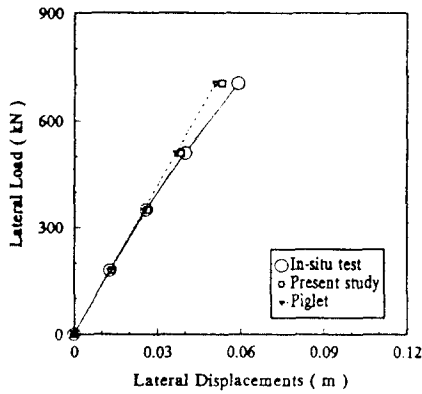


그림 10 균말뚝의 횡하중과 횡변위의 관계 (느슨한 사질토, 말뚝간격 3B)

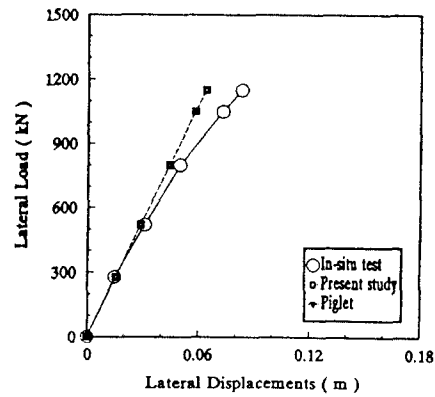


그림 11 균말뚝의 횡하중과 횡변위의 관계 (느슨한 사질토, 말뚝간격 5B)

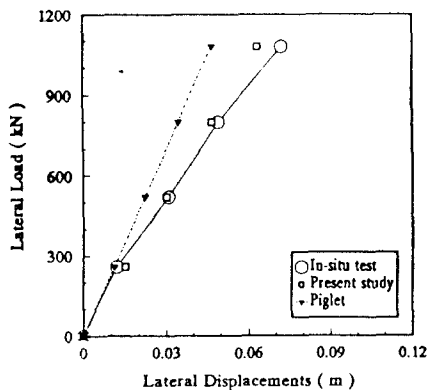


그림 12 균말뚝의 횡하중과 횡변위의 관계 (조밀한 사질토, 말뚝간격 3B)

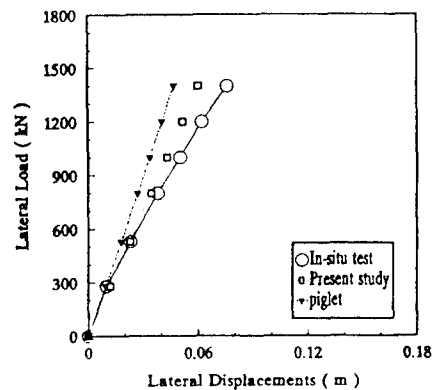


그림 13 균말뚝의 횡하중과 횡변위의 관계 (조밀한 사질토, 말뚝간격 5B)

## 5. 결 론

본 연구에서는 횡하중을 받는 단독말뚝과 군말뚝에 적용할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 이를 토대로 이론적인 해석과 수치해석을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 본 프로그램을 단독말뚝에 적용한 결과 사질토와 점성토의 자유단, 고정단인 경우에 말뚝 깊이에 걸쳐 처짐, 처짐각, 모멘트, 전단력의 산정값이 매우 신뢰성이 있음을 알 수 있었으며 군말뚝의 경우에도 작은 변위에서는 비교적 적절히 실측값을 예측할 수 있었다.
- 2) 사질토에 근입된 군말뚝의 거동은 지반을 비선형탄소성체로 해석한 본 프로그램으로 산정한 군말뚝머리의 변위가 지반을 선형탄성체로 해석한 PIGLET의 경우보다 현장 모형실험값에 더 가까운 경향으로 나타났다. 따라서 해석지반을 탄성지반으로 가정하여 해석한 결과보다는 탄소성 해석이 더 타당한 결과를 갖는 것을 알 수 있었다.

## 6. 참고 문헌

- 1) Bogard, D., and Matlock, H., "Simplified Calculation of p-y Curve for Laterally Loaded Piles in Sand", *In House Report*, The Earth Technology Corporation, April, 1980.
- 2) Briaud, J. L., *The Pressuremeter*, A.A. Balkema, 1992, pp.132-164.
- 3) Federal Highway Administration, *Seismic Design of Highway Bridge Foundations Vol. II : Design Procedures and Guidelines*", FHWA, June, 1986.
- 4) Matlock, H., "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Proceeding Offshore Technology Conference*, Houston, TX, Paper OTC 1204, 1970.
- 5) Matlock, H., Bogard, D., and Lam, I. P., *BMCOL76 : A Computer Program for the Analysis of Beam-Columns under Static Axial and Lateral Loading*, Ertec, Inc., June, 1981.
- 6) McVay, M., Casper, R., and Shang, T. I., "Lateral Response of Three-Row Groups in Loose to Dense Sands at 3D and 5D Pile Spacing", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.121, No. 5, May, 1995, pp.436-441.
- 7) O'Neill, M. W., and Murchison, J. M., "An Evaluation of p-y Relationships in Sands", *A Report to the American Petroleum Institute(PRAC 82-41-1)*, May, 1983.
- 8) Oteo, C. S., "Displacements of a Vertical Pile Group Subjected to Lateral Thrust", *Proceedings 5th European Conference of Soil Mech. and Found. Eng.*, Madrid, Vol. 1, 1972, pp.397-405.
- 9) Prakash, S., and Saran, H. D., *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., 1990, pp.332-474.
- 10) Randolph, M. F., "PIGLET : A Computer Program for the Analysis and Design of Pile Groups under General Loading Conditions", *Soil Report TR91*, CUED/D. Cambridge Univ., England, 1980.
- 11) Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A. Jr., "A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay", *Offshore Technology Conference Paper 1718*, Fourth Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1972
- 12) 김수일, 정상섭, 장범수, "p-y 특성곡선의 Coupling을 고려한 토류벽의 거동해석", 대한토목학회논문집, 제14권, 제3호, 1994, pp.553-563.
- 13) 김수일, 정상섭, 정성용, "연약지반에 시공된 말뚝의 주변마찰력 산정간편법", 대한토목학회논문집, 제14권, 제1호, 1994, pp.171-178.
- 14) 안종필, 홍원표, "측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구", 한국지반공학회지, 제10권, 제2호, 1994, pp.25-40.