

3차원 수치해석을 이용한 점성토 지반의 p-y 곡선 산정

Evaluation of p-y Curves of Piles in Soft Deposits by 3-Dimensional Numerical Analysis

이 시 훈¹ Lee, Si-Hoon

김 성 렬² Kim, Sung-Ryul

이 주 형³ Lee, Ju-Hyung

정 문 경⁴ Chung, Moon-Kyung

Abstract

The p-y curve has been used to design pile foundations subjected to lateral loading. Although the p-y curve has a large influence on the pile lateral behavior, p-y curves have not been clearly suggested. In this study, the p-y curve of clay was evaluated for drilled shafts in marine deposits by using 3-dimensional numerical analyses. First, the optimization study was performed to properly determine boundary extent, mesh size, and interface stiffness. The numerical modeling in the study was verified by comparing the calculated and the pile loading test results. Then, the p-y curves of single and group piles were evaluated from the parametric study. The selected parameters were pile diameter, pile Young's modulus and pile head fixed condition for a single pile, and pile spacing for group piles. Finally, the p-multiplier was evaluated by comparing the p-y curves of a single pile and group piles. As a result, the p-multiplier at pile spacing of 3D was 0.83, 0.67 and 0.78 for the front, middle, and back row piles, respectively, and showed values similar to those of O'Neill and Reese (1999). For the pile group with pile spacing larger than 6D, the group effect can be ignorable.

요 지

수평하중을 받는 말뚝기초의 설계를 위하여 p-y 곡선을 이용한 해석법이 널리 사용되고 있다. 이 때, 토질 및 기초특성에 적합한 p-y 곡선의 선정이 중요함에도 불구하고 현재 p-y 곡선에 대한 연구는 매우 부족한 실정이다. 본 연구에서는 3차원 수치해석을 프로그램을 이용하여 점성토 지반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 p-y 곡선을 산정하였다. 먼저 현장재하시험으로부터 얻어진 단일말뚝의 p-y 곡선과 수치해석으로부터 얻어진 p-y 곡선을 비교하여 수치 모델링을 검증하였다. 그리고, 단일말뚝에 대하여 말뚝직경, 말뚝 탄성계수, 말뚝두부 구속조건, 그리고 무리말뚝에 대하여 말뚝 간격을 변화시키며 매개변수 연구를 수행하였다. 최종적으로, 단일말뚝과 무리말뚝의 p-y 곡선을 비교하여 무리말뚝 효과를 나타내는 p-multiplier를 산정하였다. 그 결과, 말뚝간격 3D의 p-multiplier 값은 첫 번째 열 0.86, 가운데 열 0.69, 마지막 열 0.77로서 기존에 제안된 O'Neill and Reese의 결과와 유사한 것으로 나타났다. 말뚝간격 6D 이상인 경우 무리말뚝 효과는 무시할 수 있는 것으로 나타났다.

Keywords : Drilled shafts, Group effect, Numerical analysis, P-multiplier, P-y curve

1 정회원, 동아대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph. D Candidate, Dept. of Civil Engrg., Dong-A Univ.)

2 정회원, 동아대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Dong-A Univ., sungryul@dau.ac.kr, 교신저자)

3 정회원, 한국건설기술연구원 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT)

4 정회원, 한국건설기술연구원 연구위원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

최근 대형 해상 교량 및 초고층 빌딩 등의 대형 구조물의 기초로 사용되는 대구경 현장타설말뚝은 조력, 풍력, 지진, 선박 충돌 가능성 등에 의해 일반적인 기초에 비하여 큰 횡하중이 작용할 수 있다.

수평하중을 받는 말뚝을 해석하는 방법으로는 지반 반력법, 탄성해 방법 등이 있다. 그러나, 이러한 방법들은 지반을 탄성체로 가정을 하고 있다. 반면에 현장재하시험을 이용하여 제안된 p-y 곡선법(Matlock, 1970; Reese 등, 1975; O'Neill과 Gazioglu, 1984)은 지반의 비선형 거동을 고려할 수 있으므로 큰 수평하중을 받는 말뚝기초의 해석 방법으로 적절하다고 할 수 있다. 그러나, 현재 사용되고 있는 기존의 p-y 곡선법은 국외에서 수행된 현장 재하시험을 통해 제안된 것으로 국내 지반 조건에 대한 신뢰성을 확인할 필요가 있다.

최근 연구결과에 따르면 지반을 탄성체로 가정하는 방법보다 p-y 곡선법이 지반의 비선형성과 연속성을 고려할 수 있으므로 대구경 말뚝의 해석방법으로 적절하

다고 제안된 바 있다(Kim 등, 2009). 그러나, p-y 곡선법은 지반의 저항력을 1차원적인 각 절점에 깊이별 독립된 스프링을 단순화시켜 해석하기 때문에 말뚝과 지반에 작용하는 3차원적인 힘의 전이작용을 고려하지 못하는 단점이 있다. Reese 등(1975), Ashour 등(1998), 김영호와 정상섭(2009)의 연구에서 이러한 말뚝과 지반의 연속성을 고려하기 위하여 입체적인 수동 썬기 파괴 형태를 통한 지반반력 산정법을 제안하여 기존 p-y 곡선법의 단점을 보완하고자 하였다.

대구경 말뚝의 횡방향 거동은 말뚝 재하시험을 수행하여 확인하는 것이 가장 바람직하다. 최근 국내에서 김영수와 김병탁(1999), 정상섭 등(2005)에 의해 횡방향 말뚝 재하시험이 수행된 바 있으나 연직재하시험에 비하여 그 자료가 매우 부족한 실정이다. 그러므로, 다양한 조건에 대한 말뚝의 횡방향 지지거동을 분석하기 위해서는 수치해석 방법 등을 이용하는 것이 필요하다.

그러므로, 본 연구에서는 3차원 유한차분 수치해석 프로그램을 이용하여 수치해석적 방법으로 p-y 곡선을 산정하고자 한다. 지반조건은 해상 연약 퇴적층을 가정하였다. 먼저, 최적화 연구를 수행하여 요소망 크기와 경계면 요소(interface) 강성값에 대한 최적값을 산정하였다. 그리고, 수치해석 결과와 국내 점성토 지반에서 수행된 현장재하시험 결과를 비교하여 모델링 기법을 검증하였다. 그리고, 단일말뚝과 무리말뚝에 대한 매개변수 연구를 수행하여 각각의 p-y 곡선을 산정하고, 최종적으로 단일말뚝과 무리말뚝의 p-y 곡선을 비교하여 무리말뚝 효과를 나타내는 p-multiplier를 산정하였다.

2. 해석 조건

본 연구에서는 지반공학 분야에서 널리 이용되고 있는 범용 3차원 유한차분 해석프로그램인 FLAC Ver 3.1

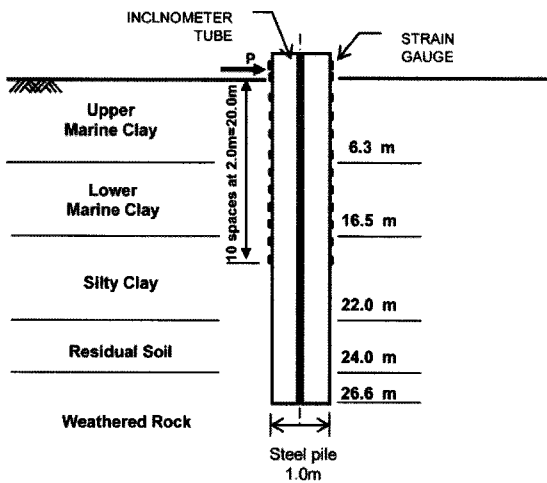


그림 1. 횡방향 말뚝재하시험의 말뚝단면 및 지층 구성(김영호 등, 2007)

표 1. 전체 해석개요

| 구분 | 해석목적 | 해석조건 |
|---------|-------------|--|
| 최적화 연구 | 요소망 최적화 | <ul style="list-style-type: none"> • 요소망 크기 • 경계면 요소 강성값 |
| 수치해석 검증 | 수치모델링 기법 검증 | <ul style="list-style-type: none"> • 현장재하시험 조건(김영호 등, 2007) 적용 |
| 매개변수 연구 | 단일 말뚝 | <p>p-y 곡선의 영향요소 연구</p> <ul style="list-style-type: none"> • 말뚝직경=1, 2, 3m • 말뚝 탄성계수=콘크리트 탄성계수(2.59×10¹⁰kPa)의 1, 10, 20배 • 말뚝 두부구속조건=회전구속, 회전자유 |
| | 무리 말뚝 | <p>p-multiplier의 산정</p> <ul style="list-style-type: none"> • 말뚝직경=1m • 3×3 무리말뚝 • 말뚝간격=3D, 6D, 8D(D=말뚝직경) |

(Itasca, 2006)을 이용하였다. 해석 지반조건은 기존의 현장재하시험 자료(김영호 등, 2007)를 이용하였는데, 본 지역은 인천의 해상 퇴적지역으로서 상부로부터 해성점성토(약 16m 두께), 실트층, 풍화토, 그리고 풍화암으로 구성되어 있다.

표 1은 본 연구에서 수행한 해석의 전체 개요를 보여준다. 먼저 최적화 연구를 수행하여 전체 요소망 크기와 경계면요소의 강성값 등에 대한 최적값을 결정하였다. 그리고, 기존의 현장재하시험 자료에서 얻어진 수평변위, 휨모멘트, 그리고 p-y 곡선 결과와 수치해석 결과를 서로 비교하여 본 연구에서 적용한 수치 모델링을 검증하였다. 최종적으로, 검증된 수치 모델링 기법을 적용하여 단일말뚝과 무리말뚝에 대한 매개변수 연구를 수행하고, 무리말뚝 효과를 나타내는 p-multiplier를 산정하였다.

표 2는 수치해석에 이용된 지반물성조건을 정리하였다. 지반의 구성모델은 탄성영역에서 선형탄성 모델을 적용하였고 소성 항복기준은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 점토층의 비배수 전단강도는 현장 및 실내물성 시험결과를 바탕으로 상부와 하부 점토층으로 구분한 후 각 층에서 깊이에 따라 선형 증가하도록 입력하였다. 점토층의 탄성계수는 구조물 기초 설계기준(2003)에서 제시된 관계를 적용하여 비배수 전단강

도의 500배를 적용하였다. 그리고, p-y 해석은 수치해석 결과와 기존의 p-y 해석법을 비교하기 위하여 적용된 입력값이다.

표 3은 해석에 이용된 말뚝제원으로서 선형 탄성모델을 적용하였다. 최적화 및 수치모델링 검증 연구에서 적용된 말뚝은 직경 1m의 강관말뚝으로서, 기존 말뚝 현장재하 시험자료(김영호 등, 2007)에 적용된 말뚝제원을 적용하였다. 매개변수 연구에 적용된 말뚝은 대구경 말뚝으로서 널리 이용되는 현장타설 콘크리트 말뚝을 적용하였다. 검증 연구에서는 강관말뚝, 매개변수 연구에서는 현장타설말뚝을 가정한 이유는 무리말뚝 해석과정에서 강관의 얇은 두께로 인하여 여러가지 오류가 발생하였기 때문이다. 본 연구의 말뚝은 탄성모델로 모사하였기 때문에 강관말뚝과 현장타설말뚝에 대하여 말뚝강성의 차이만 있으므로, 본 연구의 주목적인 p-y 곡선 산정결과에는 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다.

3. 최적화 연구

말뚝의 거동이 요소망 크기에 영향을 받지 않도록 해석범위를 크게 적용하고, 경계면 요소 강성값을 크게 입력하면 해석시간이 길어진다. 그러므로, 본 최적화 연구

표 2. 수치해석에 이용된 지반물성조건

| 구분 | Upper clay | Lower clay | Silt | Residual soil | Weathered rock | |
|----------|-------------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| 유한 차분 해석 | 항복모델 | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Elastic |
| | 깊이(m) | 0.0~6.3 | 6.3~16.5 | 16.5~22.0 | 22.0~24.0 | 24.0~30.0 |
| | Young 탄성계수(MPa) | 5~15.625 | 15.625~30 | 30 | 35 | 110 |
| | 수중단위중량(kN/m ³) | 7.5 | 7.5 | 7.8 | 8.0 | 10.2 |
| | 포아송비 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.25 |
| | 비배수 전단강도(kPa) | 0.0~31.25 | 31.25~60 | 0 | 0 | - |
| | 내부마찰각(°) | 0 | 0 | 28 | 34 | - |
| p-y 해석 | 모델 | Soft Clay (Matlock, 1970) | Soft Clay (Matlock, 1970) | Silt (cohesion-friction model) | API Sand (O'Neill, 1984) | Weak Rock (Reese, 1997) |
| | ϵ_{50} | 0.02 | 0.02 | 0.005 | - | - |
| | 수평지반 반력계수(kN/m ³) | - | - | 1591 | 1525 | - |
| | 암 일축압축강도(kN/m ²) | - | - | - | - | 6890 |
| | 곡선강성 관련 계수 k_{im} | - | - | - | - | 0.0005 |

표 3. 본 연구에 적용된 말뚝제원

| 적용범위 | 해석모델 | Young 탄성계수(kPa) | 포아송비 | 수중단위중량(kN/m ³) | 직경(m) | 근입길이(m) |
|------------------------|---------|-----------------------|------|----------------------------|---------|---------|
| • 최적화 연구 • 수치모델링 검증 | Elastic | 2.0×10^{11} | 0.2 | 68 | 1.0 | 27.6 |
| • 매개변수 연구 | Elastic | 2.59×10^{10} | 0.2 | 13 | 1.0~3.0 | 27.6 |

에서는 요소망 크기와 경계면 요소 물성값 등에 대한 최적값을 결정하였다.

그림 2는 본 해석에 적용한 해석요소망이다. 대칭조건을 고려하여 반단면만을 모델링하였다. 경계면 구속이 말뚝거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 말뚝 중심으로부터 좌우 경계면까지의 거리(B)를 말뚝직경(D)의 5D, 10D, 20D의 3가지로 변화시키고, 하중재하 직각 방향으로 경계면까지의 거리(L)를 5D, 10D로 증가시킨 후 하중-변위 계산결과를 비교하였다.

그림 3은 경계면 범위의 변화에 따른 수평방향 하중-변위 곡선을 비교한 결과로서, 재하방향 10D, 재하직각 방향 10D의 경우 이상인 경우에 하중-변위 곡선차이가 수렴되는 것으로 나타났다. 그러므로, 본 연구에서는 보

다 정확한 해석을 위하여 이 후 수행하는 모든 경우의 경계면 거리는 $B=10D$, $L=10D$ 를 적용하였다.

FLAC의 인터페이스 모델은 지반-구조물 사이의 미끄러짐과 분리현상을 모사할 수 있다. 미끄러짐의 경우 인터페이스에 발생하는 전단응력이 Mohr-Coulomb 전단강도보다 커지면 미끄러짐이 발생하며, 분리현상의 경우, 법선 인장 응력이 발생하면 지반-말뚝이 분리된다. 인터페이스 모델에서 전단방향과 법선방향에 대하여 지반과 구조물 요소를 이어주는 스프링 강성을 입력한다. 이 때, 경계면 요소의 강성값을 크게 적용하면 지반과 구조물 요소사이에 상대적인 변위가 발생하지 않아 보다 정확한 해석결과값을 얻을 수 있지만 해석시간이 오래 소요되는 단점이 있다. 반대로, 경계면 요소 강성값을 작게 적용하면 지반과 구조물 요소간에 상대변위(구조물 요소가 지반요소에 겹쳐지는 현상)가 발생하게 된다. Comodromos와 Pitilakis(2005)은 경계면 요소 강성값을 인접지반 강성의 10배 정도로 적용하도록 추천하고 있다.

그림 4는 경계면 요소의 강성값을 인접지반 강성의 1배, 5배, 10배, 20배로 변화시켰을 때의 수평방향 하중-변위 곡선이다. 그림 4를 보면 경계면 요소 강성값이 인접지반과 동일한 경우 지반과 구조물 요소간에 상대변위가 발생하면서 보다 큰 변위가 발생하게 된다. 경계면 요소 강성값이 인접지반 강성의 5배 이상인 경우에는 동일한 하중-변위 곡선이 얻어졌다. 그러므로, 경계면 요소 강성값은 Comodromos와 Pitilakis(2005)이 제안한 대로 인접지반 강성의 10배를 적용하였다.

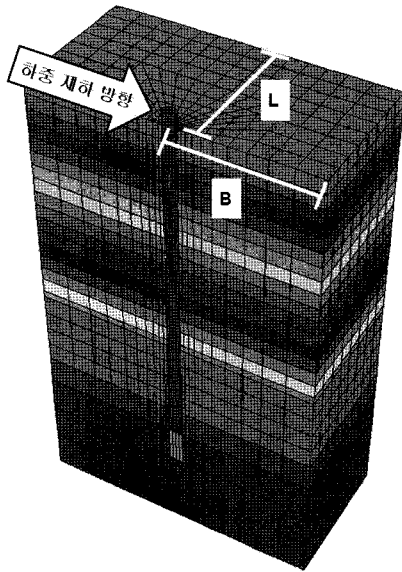


그림 2. 해석요소망

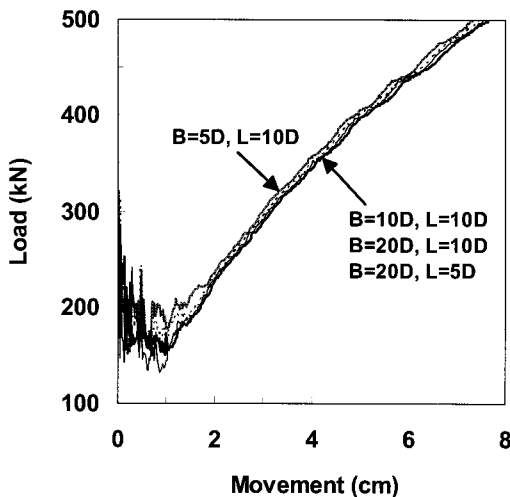


그림 3. 경계면 범위에 따른 수평하중-변위 곡선 비교

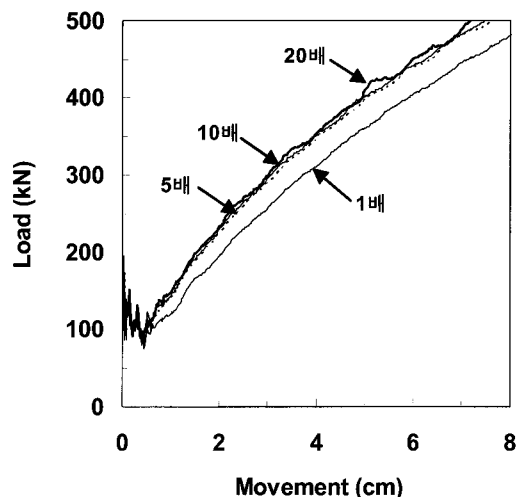


그림 4. 경계면 요소 강성값에 따른 수평하중-변위 곡선 비교

4. p-y 곡선을 이용한 수치 모델링 검증

4.1 p-y 곡선 산정법

본 연구에서는 말뚝과 지반사이의 인터페이스 절점에 작용하는 응력성분을 분석하여 지반반력, p 를 산정하였다. FLAC 3D 프로그램에서는 인터페이스의 각 절점에 발생하는 응력을 법선응력(normal stress)과 전단응력(shear stress)의 2가지 응력으로 나타낸다. 이 때, 각 절점에서의 법선방향 단위벡터의 x-방향(하중 재하 방향) 성분 v_x 와 법선응력값을 곱하여 법선응력의 x-방향 성분을 식 (1)과 같이 산정한다. 전단응력의 x-방향 성분 $\sigma_{x, shear}$ 은 FLAC 프로그램의 결과 출력옵션을 이용하여 직접 얻을 수 있다.

$$(\sigma_{x, normal})_i = (\sigma_{normal})_i \times (v_x)_i \quad (1)$$

여기서, $(\sigma_{normal})_i$ = 절점 i 에서의 법선응력

$(v_x)_i$ = 절점 i 의 법선 단위벡터의 x-방향 성분

인터페이스 절점 i 에서의 x-방향 응력과 해당 절점이 차지하는 말뚝면적 A_i 를 곱하고, 상·하부 절점사이의 말뚝길이를 나누어 주면 절점 i 에서의 지반반력 성분 p_i 가 식 (2)와 같이 얻어진다. 주어진 깊이에서의 말뚝 주변에 분포하고 있는 모든 인터페이스 절점에 대하여 동일한 절차를 반복하여 지반반력 성분을 산정하고 식 (3)과 같이 더하면 주어진 깊이에서의 지반반력 p 가 얻어진

다. 그리고, 말뚝 변위 y 값은 주어진 깊이에서의 말뚝의 x-방향 변위값으로 결정한다. 본 연구에서는 p-y 곡선을 산정하는 이러한 절차를 FLAC 프로그램에서 제공하는 FISH 함수를 이용하여 프로그램화하여 하중재하 과정 중에 자동적으로 계산되도록 하였다.

$$p_i = [((\sigma_{x, normal})_i + (\sigma_{x, shear})_i) \times A_i] / L \quad (2)$$

$$p = \sum_{i=1}^n p_i \quad (3)$$

여기서, p_i = 절점 i 가 분담하는 지반반력

$(\sigma_{x, normal})_i$ = 절점 i 에서의 x-방향 법선응력

$(\sigma_{x, shear})_i$ = 절점 i 에서의 x-방향 전단응력

A_i = 절점 i 가 차지하는 말뚝면적

L = 상·하부 절점사이의 말뚝길이

4.2 수치 모델링 검증

본 절에서는 기존의 현장재하시험 결과(김영호 등, 2007)와 수치해석 결과를 비교하여 수치 모델링을 검증하였다. 그림 5는 수평방향 하중이 200kN과 600kN일 때의 깊이별 수평변위와 휨모멘트 변화를 보여준다. 수치해석결과가 현장재하시험 결과를 잘 예측하는 것으로 나타났다.

그림 6은 현장재하시험과 수치해석에서 얻어진 p-y 곡선을 비교한 것이다. 현장재하시험의 p-y 곡선은 변형률계를 통하여 계측된 깊이별 휨모멘트를 2차 미분하여

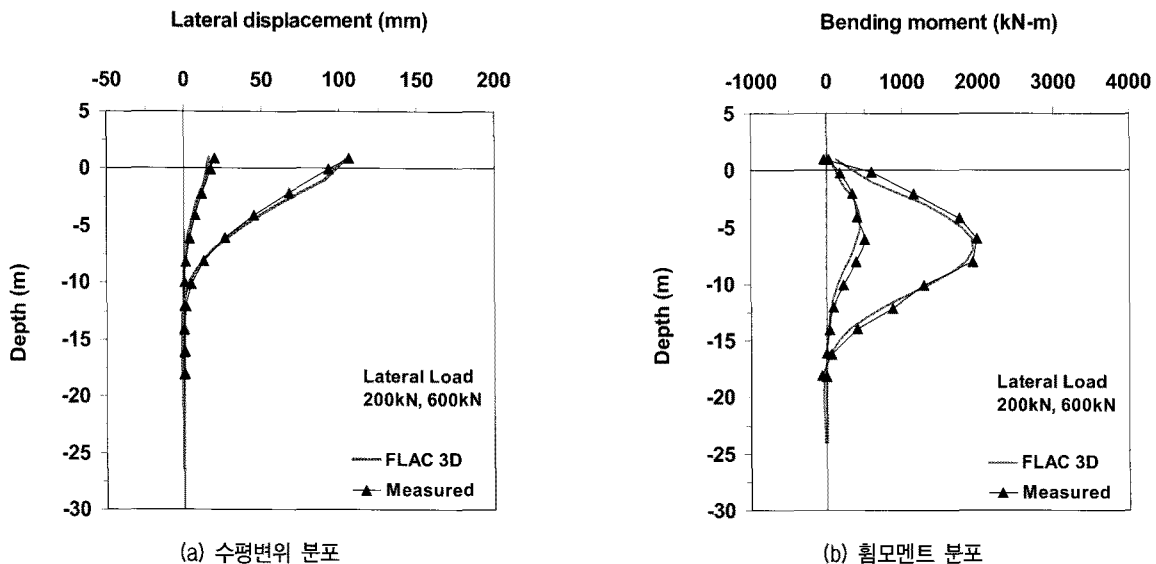


그림 5. 현장재하시험 결과와 수치해석 결과의 비교

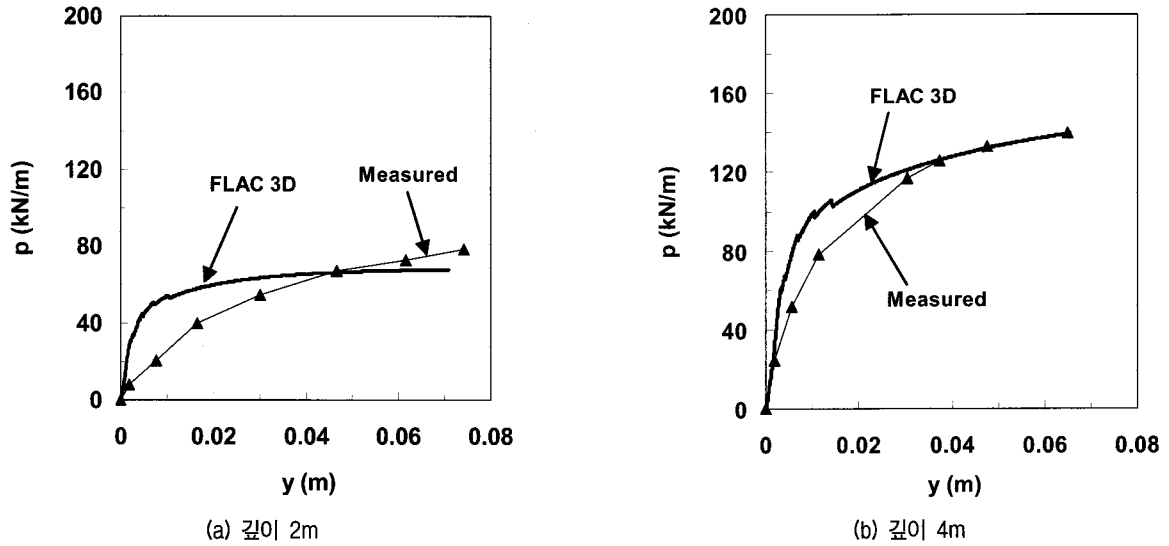


그림 6. 재하시험과 수치해석에서 얻어진 p-y 곡선의 비교

얻어진 지반반력(p)과, 경사계를 사용하여 산정한 깊이 별 수평변위(y)를 바탕으로 산정한 결과이다(김영호와 정상삼, 2010). 현장재하시험에서 얻어진 p-y 곡선과 수치해석에서 얻어진 p-y 곡선을 비교한 결과, 본 연구에서 산정한 p-y 곡선은 말뚝 시공조건에 따른 영향을 자세히 고려하기 어렵기 때문에 초기 기울기에서 차이를 보이지만, 극한수평저항력은 적절히 예측하는 것으로 나타났다.

5. 매개변수 연구

매개변수 연구에서는 단일말뚝에 대하여 말뚝직경,

말뚝 탄성계수, 말뚝두부 회전 구속조건을 변화시키며 각각의 변수가 p-y 곡선에 미치는 영향을 분석하였다. 그리고, 무리말뚝에 대하여 말뚝간격을 변화시키며 무리말뚝의 p-y 곡선을 산정한 후 단일말뚝의 p-y 곡선과 비교하여 횡방향 무리말뚝 효과를 나타내는 p-multiplier를 산정하였다.

5.1 단일말뚝

그림 7은 말뚝직경을 1m, 2m, 3m로 변화시켰을 때 말뚝직경이 p-y 곡선에 미치는 영향을 분석하였다. 해석 결과, 극한수평저항력 값이 말뚝직경에 비례하여 증가

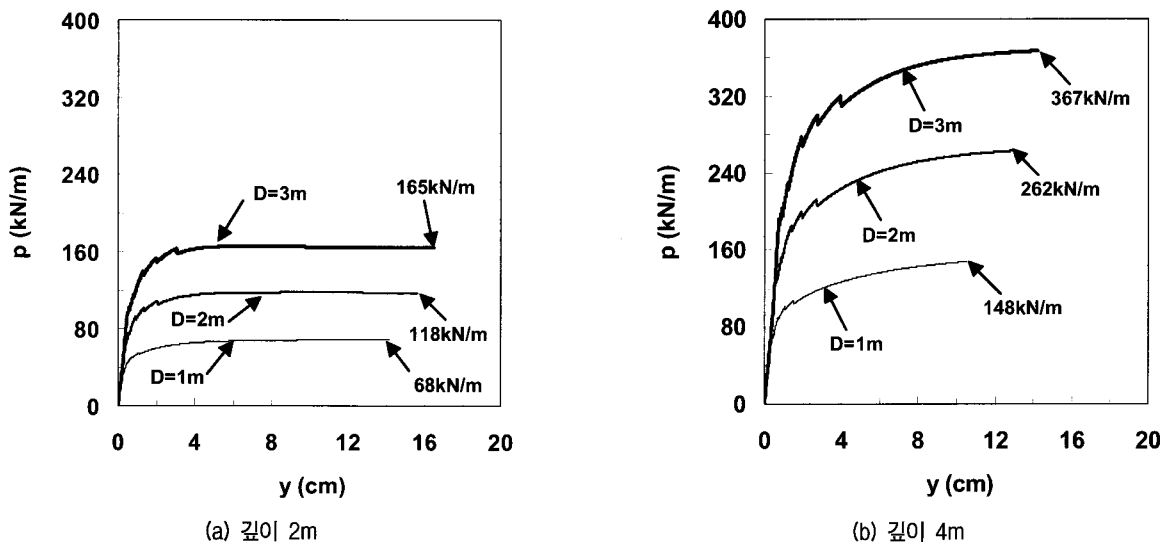


그림 7. 말뚝직경이 p-y 곡선에 미치는 영향

하는 것을 확인하였다.

그림 8은 말뚝재료의 탄성계수가 p-y 곡선에 미치는 영향을 분석한 결과이다. 재료 탄성계수값을 콘크리트 말뚝의 1배, 10배, 20배로 증가시켰을 때의 p-y 곡선을 산정해본 결과, 말뚝의 탄성계수에 의한 차이는 거의 없는 것으로 나타났다. 그러므로, 본 점성토 해석조건에서 말뚝 탄성계수는 p-y 곡선에 영향을 주지 않는 것을 알 수 있다.

그림 9는 말뚝두부에서 회전 구속조건과 회전 자유조건을 적용하여 두부구속조건이 p-y 곡선에 미치는 영향을 분석하였다. Ashour 등(2000)의 연구결과에 따르면, 말뚝두부 조건에 따른 p-y 곡선의 차이는 느슨한 모래나 연약점토에 비하여 조밀한 모래나 견고한 점토지반에서 더 큰 것으로 나타났다. 본 연구에 적용된 지반은 연약점토이므로 말뚝두부 조건에 따른 차이가 나타나

지 않은 것으로 판단된다.

말뚝직경에 따라 p-y 곡선이 다르게 나타났기 때문에 그림 10과 같이 본 수치해석 결과를 LPILE 해석 결과와 비교 분석하였다. LPILE 해석에 적용된 p-y 곡선은 Matlock이 제안한 Soft Clay p-y 곡선(1970)을 이용하였다. LPILE 해석의 수평지반저항력이 수치해석 결과의 약 40%로 과소평가 되는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 기존 p-y 곡선법의 수평지반저항력 산정과정에서 2차원적인 방법으로서, 3차원적인 힘의 전달작용을 고려하지 못하기 때문으로 판단된다. 그림 11은 LPILE 해석과 수치해석에서 얻어진 말뚝 직경에 대한 깊이별 수평변위 결과이다. 점토지반의 p-y 곡선의 극한저항력이 큰 차이를 나타내며도 불구하고 변위해석결과는 매우 유사한 것으로 나타났다.

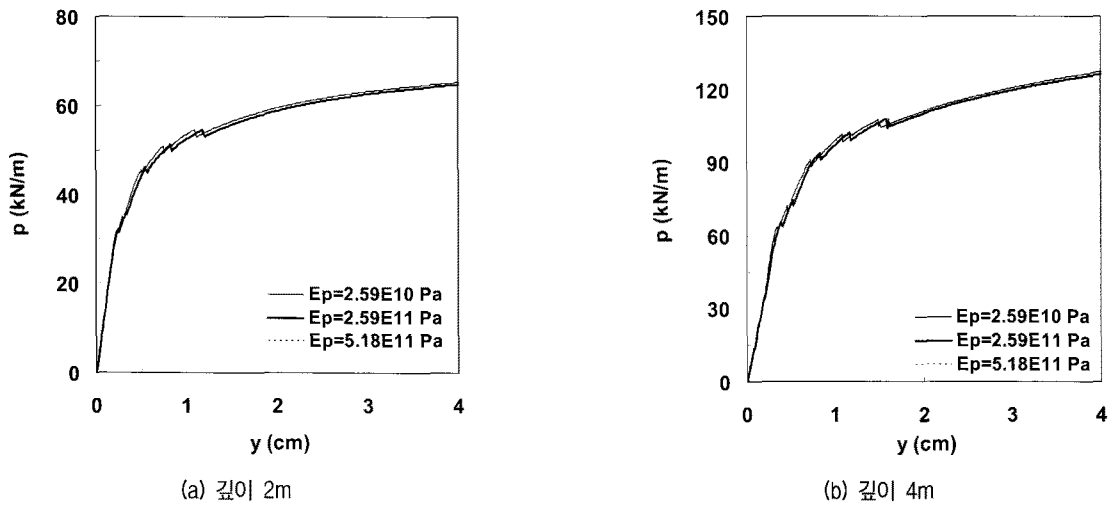


그림 8. 말뚝 탄성계수가 p-y 곡선에 미치는 영향

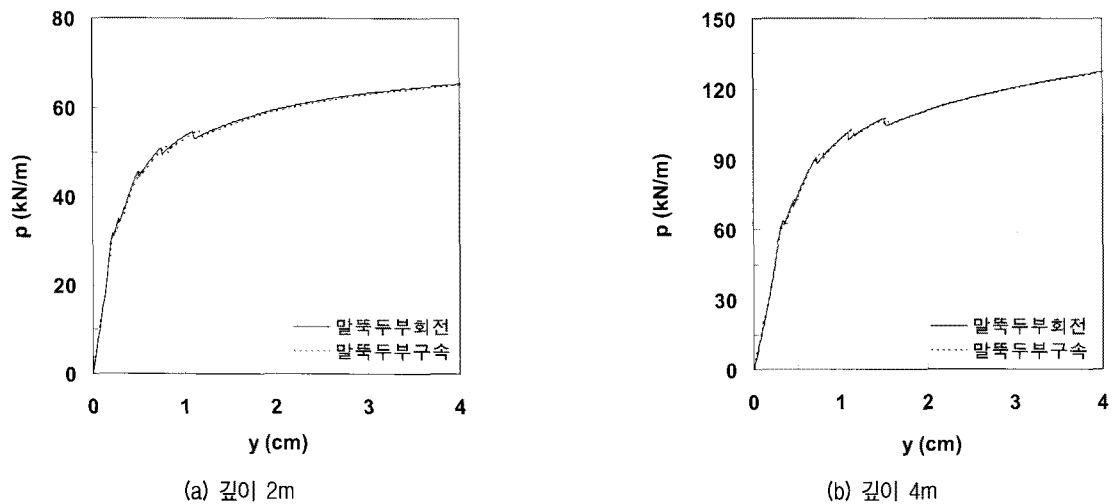
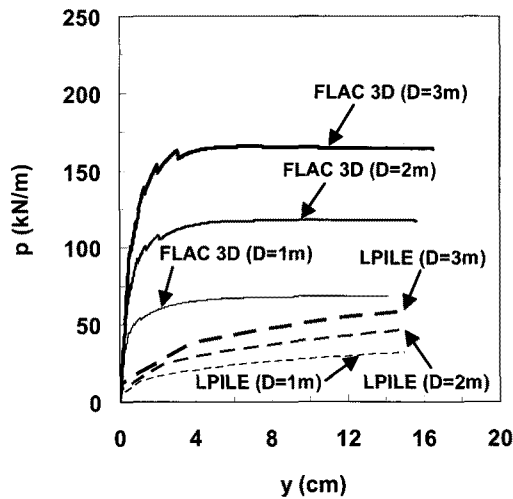
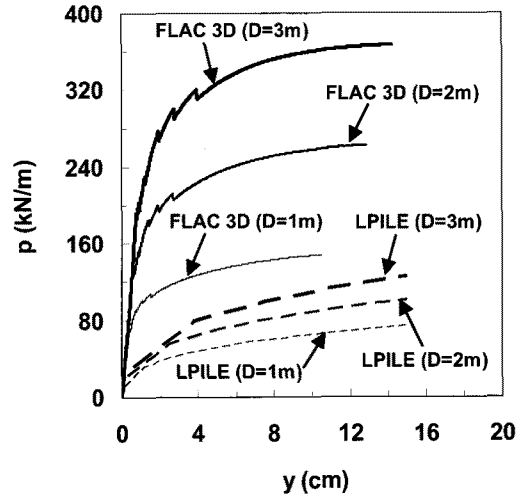


그림 9. 말뚝두부조건이 p-y 곡선에 미치는 영향



(a) 깊이 2m



(b) 깊이 4m

그림 10. LPILE과 수치해석에서 얻어진 p-y 곡선의 비교

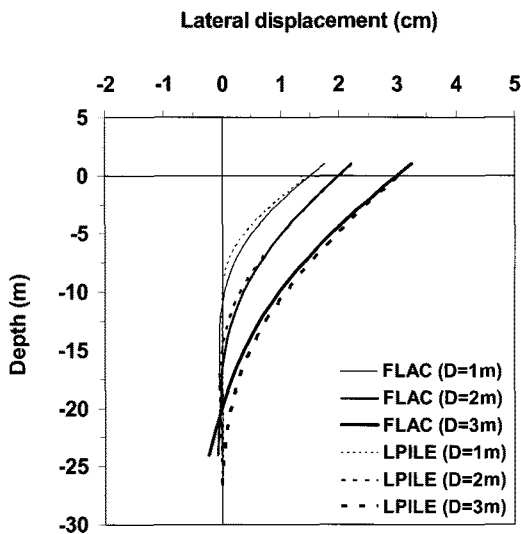


그림 11. LPILE과 수치해석에서 얻어진 말뚝 수평 변위 값의 비교

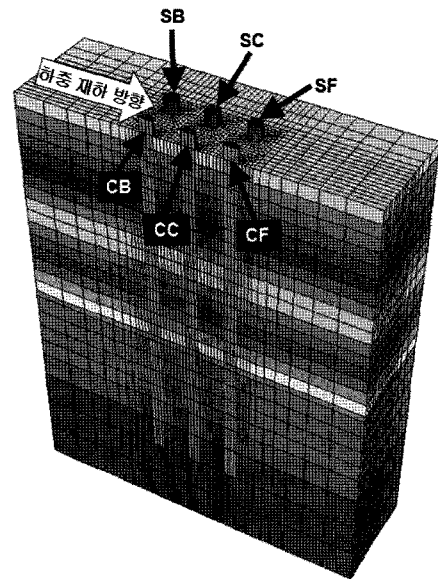


그림 12. 무리말뚝 해석요소망 및 말뚝 위치의 정의(SB:Side Back Pile, SC:Side Center Pile, SF:Side Front Pile, CB:Center Back Pile, CC:Center Center pile, CF:Center Front Pile)

5.2 무리말뚝

무리말뚝 해석은 직경 1m의 말뚝에 대하여 말뚝 중심간 간격을 3D, 6D, 8D(D=말뚝직경)로 변화시키면서 말뚝간격 및 말뚝위치가 p-y 곡선에 미치는 영향을 분석하였다. 그림 12는 무리말뚝 해석에 적용된 해석요소망 및 말뚝 위치에 대한 기호 정의를 보여준다.

그림 13은 말뚝중심간 간격 3D에서의 무리말뚝의 p-y 곡선이다. 비교를 위하여 단일말뚝의 p-y 곡선을 함께 나타내었다. 무리말뚝의 p-y 곡선은 단일말뚝의 p-y 곡선보다 기울기 및 극한저항력이 작았으며, 같은 무리말뚝에서 중앙에 위치한 말뚝(SC, CC 말뚝)의 저항력이 가장 작은 것으로 나타났다. 그 이유는 선행말뚝이 지반

을 변형시키면서 후행말뚝의 항복하중을 감소시키는 무리말뚝 효과 때문으로 판단된다.

그림 14는 말뚝중심간 간격이 8D인 경우의 무리말뚝의 p-y 곡선을 보여준다. 말뚝 간격 3D의 결과와 비교하여 저항력이 커지며, CB와 SB 말뚝의 p-y 곡선은 단일말뚝과 일치하는 것으로 나타났다. 이는 말뚝중심간 간격이 넓어지면서 무리말뚝 효과가 점차 감소하기 때문이다.

일반적으로, 무리말뚝의 횡방향 지지력은 각 말뚝의 상호간섭에 의한 무리말뚝 효과 때문에 단일말뚝에 비하

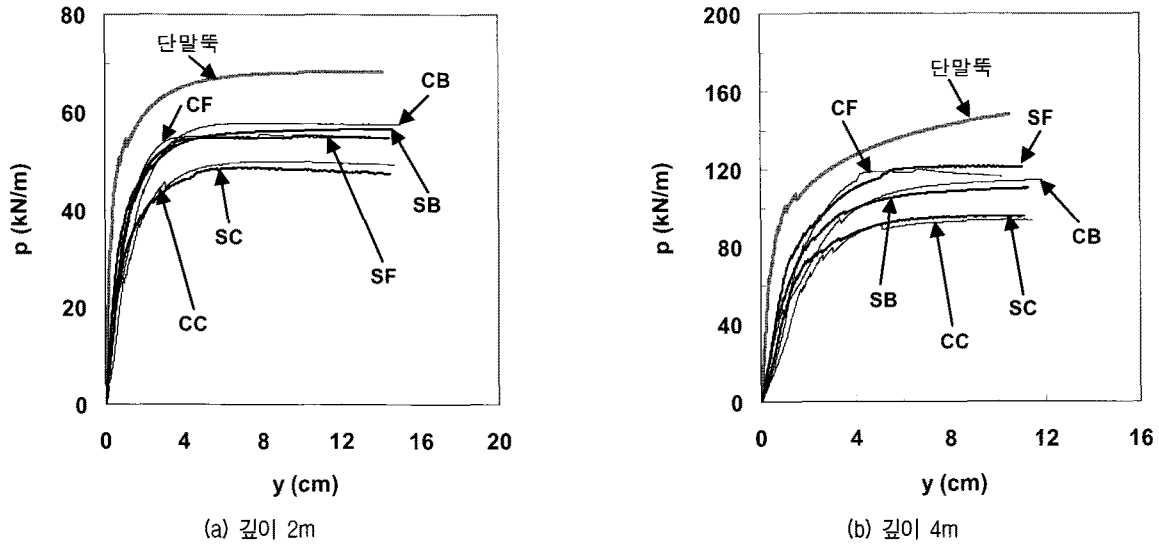


그림 13. 단일말뚝과 무리말뚝의 p-y 곡선 비교(말뚝중심간 간격=3D)

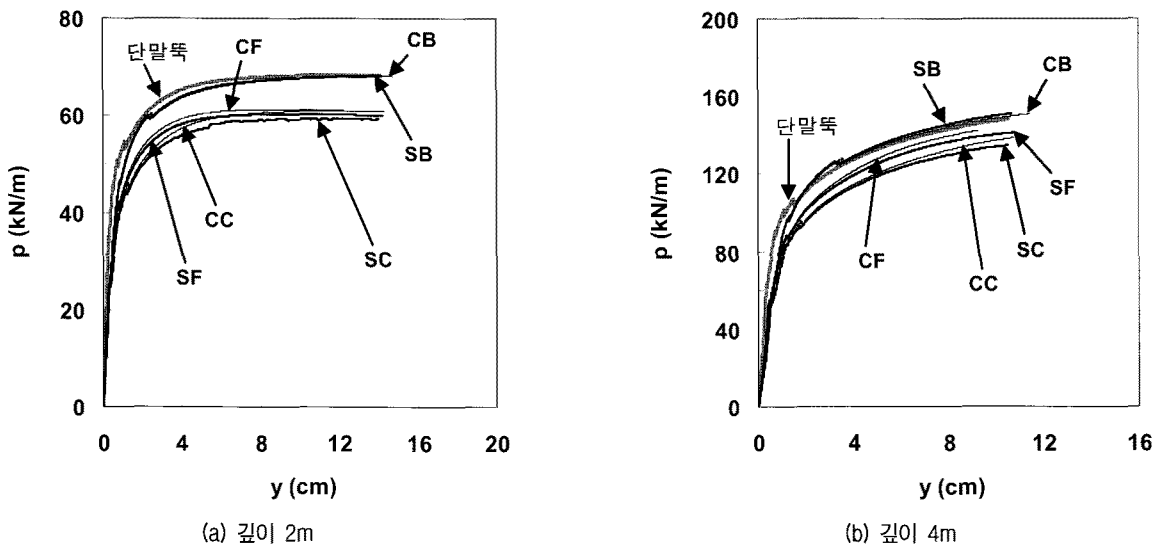


그림 14. 단일말뚝과 무리말뚝의 p-y 곡선 비교(말뚝중심간 간격=8D)

여 감소하게 된다. 그러므로, 이러한 무리말뚝 효과를 고려하기 위하여 일반 설계에서는 그림 15와 같이 Brown 등(1988)이 제안한 p-multiplier 개념을 적용하고 있다. 이 개념은 무리말뚝 효과에 의해 무리말뚝 저항력이 단일말뚝에 비하여 감소하는 효과를 고려하기 위하여 p-multiplier를 단일말뚝 p-y 곡선의 p값에 곱하는 개념이다. 그러므로, 본 연구에서는 말뚝중심간 간격과 지반 깊이에 따른 단일말뚝과 무리말뚝의 p-y 곡선을 비교하여 각각의 p-multiplier를 추정하고, 기존의 연구에서 제시한 대표적인 p-multiplier와 비교하였다.

표 5는 기존의 연구자(Brown 등, 1988; O'Neill과 Reese, 1999; Rollins와 Spark 2002)들이 제안한 3×3 무리말뚝에 대한 p-multiplier를 보여준다. 표 5의 p-multiplier를 보면

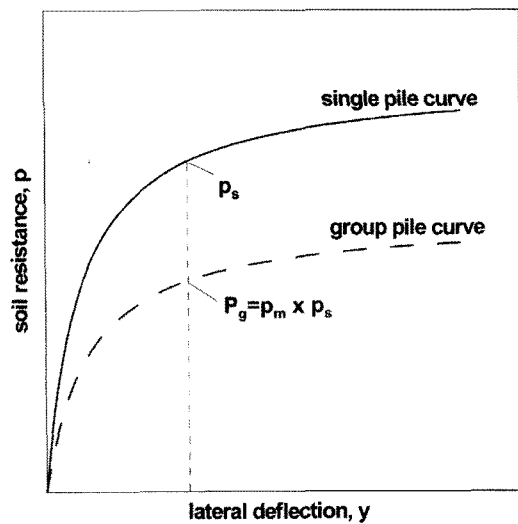


그림 15. p-multiplier 개념

첫째열의 값이 가장 크며, 가운데열의 값이 가장 작은 것으로 나타났다.

표 6은 본 수치해석 결과로부터 말뚝중심간 간격이 3D, 6D, 8D, 그리고, 지반깊이가 2m, 4m, 6m, 8m에서의 p-multiplier값을 산정한 결과이다. 말뚝중심간 간격 3D의 결과를 보면, 가운데 열에서 첫 번째 말뚝 0.83, 가운데 말뚝 0.67, 마지막 말뚝 0.78으로서 측면(side)에서의 p-multiplier값과 큰 차이가 없었다. 이 값은 사질토 및 점성토에 대하여 제안된 O'Neill과 Reese(1999)와 Rollins와 Spark(2002)의 값과 유사하며, 특히 O'Neill과 Reese(1999)가 제시한 0.90, 0.68, 0.72값과 매우 유사하다. 그

러므로, 본 수치해석에서 얻어진 p-multiplier의 신뢰성이 높으며, 실무에 적용 가능할 것으로 판단된다. 말뚝중심간 간격이 6D 이상인 경우에는 p-multiplier가 평균적으로 0.95로 무리말뚝 효과가 없는 것으로 나타났다.

6. 결론

본 연구는 현장재하시험에서 얻어진 p-y 곡선 결과를 이용하여 수치 모델링을 검증한 후, 단일말뚝과 무리말뚝의 p-y 곡선을 산정하고 수평방향 무리말뚝 효과를 나타내는 p-multiplier를 비교분석하여 다음과 같은 결

표 5. 기존에 제안된 대표적인 p-multiplier

| 구분 | 그룹 형상 | 지반 조건 | 말뚝중심 간격 | p-multiplier | | | 실험 조건 |
|-------------------------|-------|-----------|------------|--------------|------|------|-------|
| | | | | 첫째열 | 둘째열 | 마지막열 | |
| Brown 등(1988) | 3×3 | 사질토 | 3D | 0.8 | 0.4 | 0.3 | 현장시험 |
| O'Neill and Reese(1999) | 3×3 | 사질토 및 점성토 | 3D | 0.9 | 0.68 | 0.72 | 현장시험 |
| Rollins and Spark(2002) | 3×3 | 사질토 및 점성토 | 3D | 0.82 | 0.56 | 0.64 | 현장시험 |

표 6. 말뚝의 간격, 지반깊이, 말뚝 위치에 따른 p-multiplier의 산정 결과

| 말뚝 위치 | p-multiplier(3D) | | | | | 평균 |
|---------------|------------------|------|------|------|------|------|
| | 깊이 | | | | 평균 | |
| | 2m | 4m | 6m | 8m | | |
| Side-Front | 0.81 | 0.82 | 0.91 | 0.91 | 0.86 | 0.77 |
| Side-Center | 0.70 | 0.65 | 0.68 | 0.72 | 0.69 | |
| Side-Back | 0.83 | 0.75 | 0.75 | 0.73 | 0.77 | |
| Center-Front | 0.81 | 0.80 | 0.92 | 0.78 | 0.83 | 0.76 |
| Center-Center | 0.72 | 0.64 | 0.64 | 0.66 | 0.67 | |
| Center-Back | 0.85 | 0.77 | 0.76 | 0.74 | 0.78 | |
| 말뚝 위치 | p-multiplier(6D) | | | | | 평균 |
| | 깊이 | | | | 평균 | |
| | 2m | 4m | 6m | 8m | | |
| Side-Front | 0.87 | 0.95 | 0.97 | 0.97 | 0.94 | 0.94 |
| Side-Center | 0.86 | 0.90 | 0.88 | 0.89 | 0.88 | |
| Side-Back | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 1.00 | 0.99 | |
| Center-Front | 0.88 | 0.98 | 0.97 | 0.95 | 0.95 | 0.94 |
| Center-Center | 0.88 | 0.92 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | |
| Center-Back | 0.98 | 0.97 | 0.97 | 1.00 | 0.98 | |
| 말뚝 위치 | p-multiplier(8D) | | | | | 평균 |
| | 깊이 | | | | 평균 | |
| | 2m | 4m | 6m | 8m | | |
| Side-Front | 0.89 | 0.96 | 0.96 | 0.98 | 0.95 | 0.96 |
| Side-Center | 0.87 | 0.91 | 0.90 | 0.92 | 0.90 | |
| Side-Back | 1.00 | 1.02 | 1.02 | 1.05 | 1.02 | |
| Center-Front | 0.89 | 0.98 | 0.97 | 0.96 | 0.95 | 0.96 |
| Center-Center | 0.89 | 0.93 | 0.92 | 0.93 | 0.92 | |
| Center-Back | 1.00 | 1.01 | 1.02 | 1.05 | 1.02 | |

론을 도출하였다.

- (1) 본 연구의 수치해석 결과는 현장재하시험에서 얻어진 깊이별 수평변위 곡선, 휨모멘트 곡선, 그리고 p-y 곡선을 비교적 잘 예측하였다. 기존에 제안된 p-y 곡선은 수치해석 및 현장재하시험의 p-y 곡선과 비교하여 극한 수평저항력을 과소평가하였다.
- (2) p-y 곡선의 극한수평저항력 값은 말뚝직경에 비례하여 증가하였다. 그러나, 말뚝의 탄성계수와 연약 점성토 지반조건에서의 말뚝두부 구속조건은 p-y 곡선에 미치는 영향이 작은 것으로 나타났다.
- (3) 무리말뚝 효과를 분석하기 위해 p-multiplier를 산정한 결과, 말뚝 중심간 간격이 3D인 경우 p-multiplier는 첫 번째 말뚝 0.83, 가운데 말뚝 0.67, 마지막 말뚝 0.78의 값을 나타내며, 말뚝 중심간 간격이 6D 이상인 경우, p-multiplier는 평균적으로 0.95로 무리말뚝 효과가 없는 것으로 나타났다. 그리고, 말뚝중심간 간격이 3D인 경우, 수치해석의 p-multiplier가 기존에 제안된 O'Neill과 Reese의 제안값과 유사한 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원의 기관고유사업인 '고효율 하이브리드 대형 기초 공법 개발 (II)' 과제의 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김영수, 김병탁 (1999), "원심모형실험에 의한 사질토 지반의 p-y 곡선에 관한 연구", *대한토목학회논문집*, 제19권 3-1호, pp.105-115.
2. 김영호, 정상섭, 김정환, 이양구 (2007), "해상 현장타설말뚝의 p-y 곡선 산정을 통한 횡방향 상대 강성 분석", *한국지반공학학회논문집*, 제23권 6호, pp.37-51.
3. 김영호, 정상섭 (2009), "Wedge Failure Mode 형태의 반력을 이용한 수평재하 말뚝의 거동 분석", *한국지반공학학회논문집*, 제25권

- 6호, pp.59-72.
4. 김영호, 정상섭 (2010), "지반의 연속성을 고려한 말뚝의 수평지반 저항력 산정", *대한토목공학학회논문집* 제30권 4C호, pp.175-183.
5. 정상섭,곽동욱, 안상용 (2005), "Pile-Bent 구조물의 수평거동 분석", *대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집*.
6. 한국지반공학회 (2003), *구조물 기초설계기준*.
7. Ashour, M., Norris, G., and Pilling, P. (1998), "Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.4, pp.303-315.
8. Ashour, M. and Norris, G. (2000), "Modeling Lateral Soil-Pile Response Based on Soil-Pile Interaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.126, No.5, pp.420-428.
9. Brown, A.A., Morrison, C., and Reese, L.C. (1988), "Lateral Load Behavior of a Pile Group in Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.114(11), pp.1261-1276.
10. Comodromos, E.M. and Pitilakis, K.D. (2005), "Response Evaluation for Horizontally Loaded Fixed-Head Pile Groups Using 3-D Non-Linear Analysis", *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.29, pp.597-625.
11. Itasca (2006), *FLAC 3D ver. 3.1 User's Guide*.
12. Kim, Y.H., Jeong, S.S., and Won, J.O. (2009), "Effect of Lateral Rigidity of Offshore Piles Using Proposed p-y Curves in Marine Clay", *J. Marine Geosources and Geotechnology*, Vol.27, No.1, pp.53-77.
13. Matlock, H. (1970), "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Paper No. OTC 1204, Proceedings of Second Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol.1, pp.577-594.
14. O'Neill, M.W. and Gazioglu, S.M. (1984), "Evaluation of p-y Relationships in Cohesive Soils", *Proceedings of a Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE Geotechnical Engineering Division*, pp.192-213.
15. O'Neill M.W. and Reese, L.C. (1999), "Drilled shafts: Construction Procedures and Design Methods", *Publication No. FHWA-IF-99-025*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
16. Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1975), "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay", *Proceeding, Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper No.2312, pp.671-690.
17. Reese, L.C. (1997), "Analysis of Piles in Weak Rock", *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division*, American Society of Civil Engineering, Accepted for Publication, November.
18. Rollins, K. and Sparks A. (2002), "Lateral Resistance of Full-scale Pile Cap with Gravel Backfill", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.128(9), pp.711-723.

(접수일자 2011. 5. 20, 심사완료일 2011. 7. 15)