

# 계류식 돌핀구조물에 대한 지반-말뚝계의 비선형 지반반력 해석

Nonlinear Subgrade Reaction Analysis of the Soil-Pile System for Mooring Dolphin Structures

오 세 봉\*<sup>1</sup> 이 진 학\*<sup>2</sup>  
Oh, Se-Boong Yi, Jin-Hak  
이 상 순\*<sup>2</sup> 김 동 수\*<sup>3</sup>  
Lee, Sang-Sun Kim, Dong-Soo  
정 태 영\*<sup>4</sup>  
Chung, Tae-Young

---

## Abstract

The objective of BMP(Barge Mounted Plant) project is to construct plants on mooring floating structures at sea. To analyze the pile behavior under mooring dolphins, generally, axial or lateral behavior of soil-pile system is evaluated by using a nonlinear subgrade reaction method which models the pile as a structural element and the soil as series of nonlinear springs along the depth. As a result, load-displacement curves at pile head can be solved by finite difference method and the equivalent stiffness of bottom boundaries of dolphin structure is evaluated.

In this study off-shore site investigation was performed on the marine area of Koje Island and axial and lateral load transfer curves of the ground were modeled with depth. The subgrade reaction analysis was performed for piles under axial or lateral loadings, and the required penetration depth and section of the pile were determined. Subsequently, the spring boundaries under the dolphin structure could be modeled from the calculated load-displacement curve and then the dynamic response of the dolphin structure was analyzed reasonably by considering ground conditions. The analysis considering the stiffness of the soil-pile system has resulted in larger displacement amplitudes than those for rigid foundations. Furthermore, moment distributions of the casing were dependent on the soil-pile system so that deformable foundation induces the larger moment of top section of casing and the smaller moment of pile head.

## 요 지

현재 국내에서는 부유식 구조물을 이용하여 소각로 및 담수화 공장을 해상에 축조하는

- 
- \*1 정회원. 영남대학교 토목공학과 조교수
  - \*2 한국과학기술원 토목공학과 박사과정
  - \*3 정회원. 한국과학기술원 토목공학과 부교수
  - \*4 한국기계연구원 BMP사업 총괄 부장

BMP(Barge Mounted Plant) 시스템에 관한 연구를 수행중에 있다(한국기계연구원 1997). 본 논문에서는 이러한 BMP의 계류 돌핀(mooring dolphin) 구조물하부의 말뚝기초의 거동을 모델하는 기법에 관하여 다루었다. 지반-말뚝계의 축하중 및 횡하중에 대한 거동은 지반을 비선형 스프링으로 모델하고 말뚝을 일축부재 및 보로 모델하여 유한차분적으로 해를 구하는 비선형 지반반력해석을 수행한다. 이러한 말뚝두부에서의 하중-변위관계로부터 지반-말뚝계의 등가강성을 산정할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 거제도 주변 해역을 대상으로 지반조사를 수행하였고 이를 토대로 지반의 깊이에 따른 축방향 및 횡방향 하중전이 관계를 도출하였다. 그리고 돌핀하부의 말뚝에 대하여 축하중 및 횡하중에 대한 지반반력해석을 수행하였다. 이러한 해석과정을 통하여 대상지역에 적합한 말뚝의 관입깊이 및 단면을 합리적으로 산정할 수 있었다. 결국 말뚝두부에서의 하중-변위관계로부터 지반-말뚝계의 강성을 모델함으로써, 지반조건을 고려하여 돌핀구조물의 동적해석을 합리적으로 수행할 수 있었다. 해석결과 지반-말뚝계의 강성을 고려할 경우에는 강체로 고려한 경우에 비하여 변위 진폭이 상당히 크게 나타났다. 그리고 돌핀의 케이싱 상부의 모멘트가 더 크게 나타나고 해저지표 말뚝두부에 전달되는 모멘트는 더 작게 나타남을 알 수 있었다.

**Keywords:** Mooring dolphin, Subgrade reaction analysis, Load transfer, Pile foundation, Drilled shaft, Dynamic response

## 1. 서 론

최근 들어 해양공간에 산업시설이나 기반 구조물을 설치하기 위하여 부유식 구조물에 대한 연구가 활발하게 수행되고 있는 실정이다. 부유식 구조물은 대형구조물의 설치공간을 확보하고 수심에 큰 영향을 받지 않는 장점을 지니고 있어서 매우 경제적이고 합리적인 구조형식이라고 할 수 있다. 이러한 연구사업의 일환으로 국내에서는 소각로 및 담수화 공장을 해상에 축조하기 위한 BMP(Barge Mounted Plant) 프로젝트가 진행되고 있다(한국기계연구원, 1997).

BMP의 전체시스템은 플랜트가 설치되는 부유체와 계류 돌핀(mooring dolphin), 그리고 잔교(access bridge), 방파제 등의 부속시설로 이루어져 있다. 부유구조물의 운동에 의한 충격하중은 돌핀시스템의 펜더를 통하여 흡수되어 지반-돌핀구조계에 전달되고 역방향의 하중은 케이틀을 통하여 전달된다. 이 때 돌핀구조물의 정적 및 동적응답을 해석하기 위해서는 하부구조를 이루는 지반-말뚝계의 거동을 합리적으로 모델하는 것이 요구된다.

통상적인 돌핀 설계시에는 지중 말뚝의 가상

고정점 깊이를 산정하여 돌핀구조물에 대한 구조해석을 수행하거나 변위 형상에 상응하는 말뚝 두부의 탄성 스프링계수를 구하여 지반-말뚝계를 모델한다(대한토목학회, 1996). 이러한 기법으로는 지반-말뚝계의 비선형적인 거동을 고려하기가 곤란하고 실제로는 입력치를 도출하기 어려워서 경험적으로 추정해야 하는 문제가 발생한다.

본 연구에서는 이러한 해양구조물의 하부기초를 해석하거나 설계하기 위하여 지반-말뚝계의 거동에 대한 비선형 지반반력해석(Reese, 1983)을 유한차분적으로 수행하였다. 이로부터 구한 말뚝두부에서의 하중-변위관계로부터 등가강성을 산정한 후, 등가의 스프링요소로 치환하여 상부 돌핀시스템에 대한 해석을 수행할 수 있었다.

이를 위하여 거제도지역의 BMP 축조 대상 지반에 대하여 해상 지반조사를 수행하였으며, SPT(standard penetration test), PMT(pressuremeter test) 등의 현장시험 결과와 암시료의 일축압축시험 등 실내시험 결과를 바탕으로 재료계수를 도출하였다. 이러한 계수들을 이용하여 하중조건과 현장조건, 시공방법등을

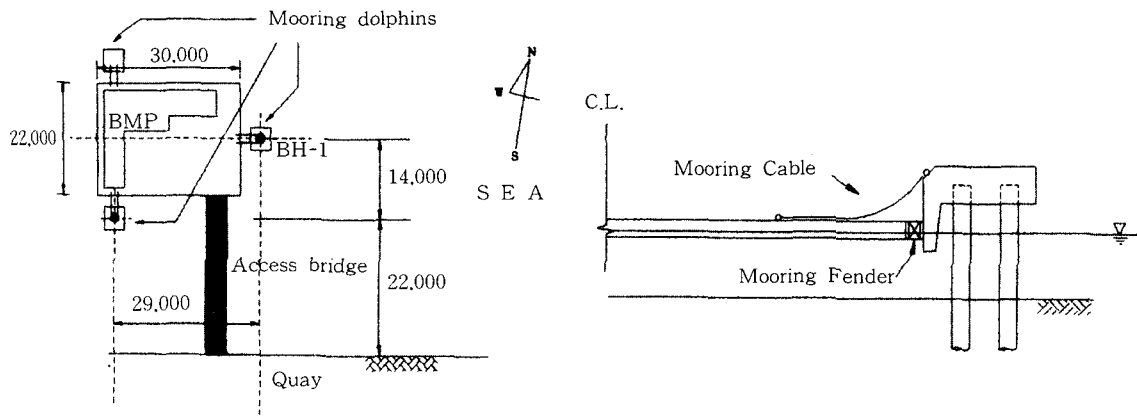


그림 1. BMP의 개략도 및 시추조사 위치

고려하여 말뚝지지형 돌핀에 대하여 축하중에 대한 말뚝의 지지력을 산정하였다. 또한 두부에서의 하중-변위 관계에 대한 지반반력해석을 수행하였다. 그리고 해양 구조물에서 핵심적인 역할을 하는 횡하중에 대한 말뚝의 거동을 유한차분해석하였다. 이러한 해석과정을 통하여 대상지역에 적합한 말뚝의 관입깊이 및 단면산정을 합리적으로 수행할 수 있었다. 더욱이 지반의 거동을 해석한 결과를 토대로 돌핀구조물의 동적응답 특성을 해석할 수 있었다.

## 2. 대상 문제

본 연구에서는 부유구조물인 한국기계연구원에서 계획하고 있는 BMP 현장실험실을 국내 해안에 계류하기 위하여 돌핀구조물 하부의 지반-말뚝계의 거동을 중점적으로 해석하였다. 해상 소각 및 담수화를 위한 BMP는 거제도 삼성중공업 인근 해상에 설치될 예정에 있으며, 부유구조물은 가로, 세로, 높이가 각각 30m, 22m, 2m의 직육면체의 형상을 띠고 있다. 그리고 계류 돌핀구조물은 강관 케이싱들과, 이들을 일체로 만드는 콘크리트 블럭(pile cap), 부유구조물로부터 주어지는 충격을 흡수하기 위한 펜더(fender)와 부유구조물을 잡아주기 위한 케이블

(mooring cable)로 구성되어 있다. 그림 1에서는 계획된 BMP를 개략적으로 설명하고 있다.

본 논문에서는 해저지표 하부의 말뚝과 지반으로 구성된 계를 **지반-말뚝계**로 정의하고, 강관 케이싱으로 이루어진 돌핀과 콘크리트 블럭을 함께 **계류 돌핀구조물**로 정의하였다. 그리고 계류돌핀구조물과 지반-말뚝계를 모두 포함한 계를 **지반-돌핀구조계**로 정의하였다.

이러한 지반-돌핀구조계를 해석하기 위해서는 지반-말뚝계의 거동을 합리적으로 모델하는 것이 필수적으로 요구된다. 말뚝의 변위를 구할 수 있는 지반-말뚝계 해석기법으로는 연속체역학에 입각한 응력해석을 수행하는 방법과 말뚝을 구조부재로 모델하고 지반반력을 스프링으로 치환하는 기법 등이 있다. 전자의 해석기법은 컴퓨터를 이용한 수치해석기법의 진보로 인하여 점점 관심이 높아지는 상태이지만 아직은 해양지반의 물성 입력치를 도출하기가 매우 까다롭고 지반의 비선형성을 고려하기가 용이하지 못한 실정이다.

한편 축하중 재하시 지반-말뚝계의 거동을 해석하기 위하여 말뚝을 일축부재로 모델하고 말뚝주면의 지반은 깊이에 따라 상이한 비선형 스프링으로 모델하여 수치적으로 해를 구할 수 있다. 또한 횡하중이 가해지는 지반-말뚝계도

이와 유사하게 말뚝을 보로 간주하고 지반을 스프링으로 모델하여 해를 구할 수 있는데 이를 통상적으로 지반반력해석(subgrade reaction analysis)이라고 한다(Reese, 1983). 본 연구에서는 축하중 및 횡하중에 대한 거동 해법이 모두 요구되며 편의상 각각 축하중에 대한 지반반력해석과 횡하중에 대한 지반반력해석으로 구분하였다.

지반-말뚝계를 지반반력해석을 통하여 해석하면 해저지표에서 수평, 수직 및 회전 에 대한 말뚝의 하중-변위 관계를 구할 수 있다. 이로부터 그림 2와 같이 지반-말뚝계를 수평, 수직 및 회전강성을 갖는 비선형 스프링요소로 치환하여 지반-돌핀구조계의 동적거동을 해석하고자 한다(이진학 등, 1998).

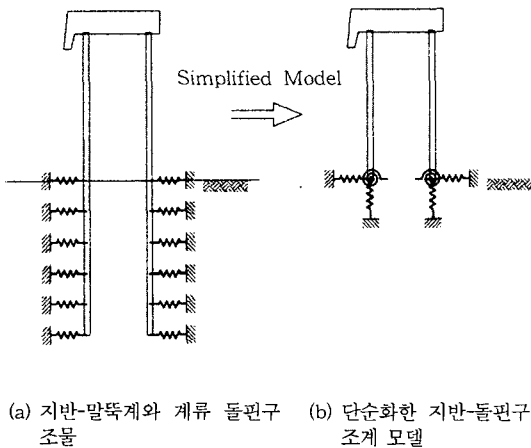


그림 2. 지반-말뚝계를 등가 스프링으로 치환한 지반-돌핀구조계 모델

### 3. 지반반력해석

축하중 재하시 말뚝-지반계의 거동을 모의하기 위하여 말뚝을 일축부재로 모델하여 탄성 스프링으로 고려할 수 있다. 그리고 말뚝주면의 지반은 깊이에 따라 상이한 비선형 스프링으로

모델하고 말뚝 선단 직하부의 지반거동은 또 하나의 비선형 스프링으로 모델할 수 있다. 이러한 주변지반의 스프링계수는 말뚝 경계로부터 무한영역까지 일어나는 지반반력의 합력으로 유발되는 전이하중과 상응하는 변위로부터 구할 수 있다.

축하중에 대한 지반반력 해석시에는 지반의 스프링계수가 변위나 깊이에 따라 변화하는 경우에는 미분방정식을 유한차분형태로 정식화하여 해를 반복적으로 구해야 한다. 따라서 지반의 강성이 입력되면 말뚝두부의 축하중-침하관계와 말뚝에 작용하는 축하중 분포를 구할 수 있다 (한국기계연구원, 1997).

이 때 핵심적인 역할을 하는 지반의 거동은 전단 전이력(shear transition or load transfer of friction)-말뚝변형 관계를 나타내는  $t-z$  곡선 및 선단 저항(load at pile tip)-변형간의 관계를 나타내는  $Q-z$  곡선으로 모델할 수 있다. 이러한 하중전이관계는 토사층에 대해서는 API에서 제시한 곡선으로 모델할 수 있다(API, 1993).

한편 FHWA(Federal Highway Administration: Reese & O'Neill, 1987)는 암반에 관입하는 천공 말뚝(drilled shaft)의 축하중에 대한 단위 주변 마찰 지지력을 제시하였다. 단위 주변마찰 지지력은 일축압축강도의 함수로 일축압축강도가 280psi보다 큰 경우에는 Horvath와 Kenney (1979)가 제안한 식 (1)을 적용하고 작은 경우에는 Carter와 Kulhawy(1988)가 제안한 식 (2)를 적용한다.

$$f_s = 2.5 (q_u)^{0.5} \quad (1)$$

$$f_s = 0.15q_u \quad (2)$$

여기서,  $f_s$  = 단위주변 마찰지지력(psi)

$q_u$  = 암석이나 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값(psi)

윗 식들에 의한 단위 마찰지지력은 암반 천공말뚝의 마찰지지력을 보수적으로 평가하게 된다(한국기계연구원, 1997). 본 논문에서의 암반에 관입하는 천공말뚝의 경우에는 횡하중에 대한 거동이 지배적인 역할을 하여 축하중에

대한 하중전이 해석은 다루지 않았으며, 다만 5절 예제해석에서는 식 (1)과 (2)에 의한 축하중에 대한 지지력만을 검토하였다.

횡하중이 가해지는 지반-말뚝계는 그림 3 (a) 및 (b)와 같이 말뚝을 보로 간주하고 지반을 스프링으로 모델하여 해를 구할 수 있다. 이러한 기법을 횡하중에 대한 지반반력해석이라고 한다. 앞에서 기술한 축하중에 대한 지반반력해석과 유사한 해법이지만 말뚝과 지반이 상이하게 모형화되어 지배방정식과 하중전이관계가 상이하게 된다.

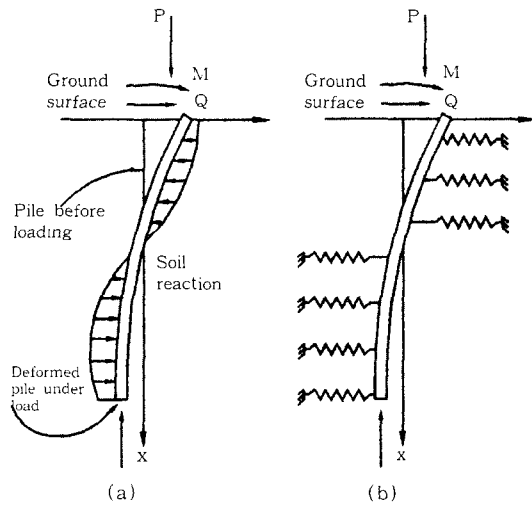


그림 3. 횡하중지지 말뚝에 대한 지반반력해석

지반의 스프링계수가 깊이와 변위에 따라 변화하는 경우, 횡하중에 대한 지반반력해석의 비선형 지배방정식과 말뚝두부와 선단의 경계조건은 유한차분식으로 변환하여 해를 반복적으로 구해야 한다. 이로부터 말뚝두부에서의 횡하중-횡변위 관계와 모멘트-각변위 관계를 구할 수 있으며 말뚝단면에 작용하는 모멘트와 전단력 분포를 계산할 수 있다. 본 연구에서는 기존의 공개 프로그램을 수정한 축하중 해석프로그램 KPILE\_a와 횡하중 해석프로그램 KPILE\_1을 이용하여 해석하였다. (한국기계연구원, 1997)

임의의 깊이에서 횡방향 지반반력  $p$ 는 말뚝으로부터 무한영역까지 나타나는 횡력의 총합으로 나타나는 말뚝 단위길이당 힘이다. 이때 말뚝의 수평변위  $y$ 에 따른 지반반력  $p$ 의 변화를  $p$ - $y$  곡선으로 정의할 수 있으며 깊이에 따라 상이하게 비선형적으로 고려할 수 있다.

본 연구에서는 API에서 제시한 바와 같이 토사층에 대한  $p$ - $y$  곡선은 점성토 지반에 대해서는 Matlock(1970)이 제안한 곡선을 적용하였으며 사질토에 대해서는 O'Neill과 Murchinson(1983)이 제안한  $p$ - $y$ 곡선을 적용하였다. 이에 대한 자세한 기술은 지면관계상 피하였다.

횡하중이 가해질 경우 암반에 설치된 말뚝(또는 천공말뚝)의 지반반력 거동에 대한 연구 및 정보는 매우 부족한 실정이지만, Reese와 Nyman(1978)은 석회암반에 설치한 천공말뚝에 대하여  $p$ - $y$  곡선을 도출하였다. 제시한  $p$ - $y$  곡선은 그림 4와 같은 3중 선형 관계로 변형계수가 각각  $E_s = 50q_u$ ,  $E_s = 1000q_u$ 으로 일축압축강도에 의하여 결정된다. 그리고 극한값  $p_{ult}$  이후에는 취성과파괴가 일어나는 것으로 보고하였으나 본 연구에서는 이 부분에 대한 정보를 획득할 수가 없어서 극한치가 일정하게 나타나는 것으로 간주하였다.

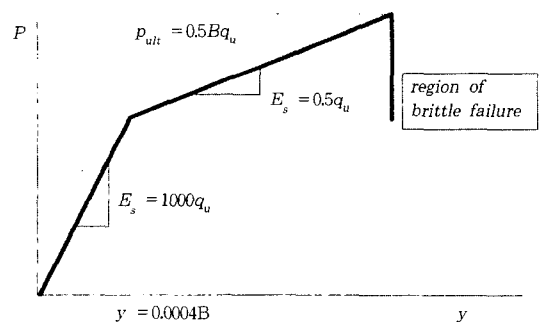


그림 4. 석회암반에서의  $p$ - $y$  곡선(Reese & Nyman, 1978)

한편 공내재하시험(PMT)은 현장에서 직접 응력-변형 관계를 얻을 수 있는 방법이며 시험

방법이 횡하중 재하 말뚝의 거동을 잘 묘사할 수 있다. 특히 현장에서 PMT를 수행하여 현장 조건에 적합한 곡선을 얻을 수 있는 장점이 있다. Menard 등은 공내재하시험을 이용한 3중 선형곡선을 개발하였으며 PMT 곡선으로부터 직접 도출한 항복압력과 한계압력으로부터 p-y 곡선을 구할 수 있다(Clarke, 1995).

#### 4. 지반-돌핀구조물계의 해석

계류돌핀구조물에 작용하는 외력 중에서 부유구조물의 운동에 의한 외력이 가장 지배적이라 할 수 있으므로, 본 연구에서는 계류돌핀 및 콘크리트블럭에 작용하는 파동력은 무시하였다. 이러한 경우에 지반-돌핀구조계의 운동방정식은 다음과 같다.

$$(M_{str} + M_a) \ddot{x} + (C_{str} + C_{hyd}) \dot{x} + r(x) = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix} f_b(t) \quad (3)$$

여기서  $M_{str}$ 와  $C_{str}$ 는 지반-말뚝계 및 돌핀구조물에 대한 질량행렬과 감쇠행렬이고,  $M_a$ 와  $C_a$ 는 돌핀구조물이 유체내부에서 운동할 때 발생하는 추가적인 관성력에 대한 부가질량행렬과 감쇠행렬이다.  $r(x)$ 는 지반의 복원력을 포함한 전체 구조물의 복원력 벡터이며,  $f_b(t)$ 는 BMP 부유체 자체의 운동에 의한 외력으로, 외력이 전달되는 요소에만 작용한다. 그리고,  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$ ,  $x$ 는 각각 구조물의 가속도, 속도, 변위벡터이다.

본 연구에서는 식 (3)과 같이 주어진 비선형 동적방정식을 가장 효과적인 수치적분알고리즘의 하나로 알려진 Newmark  $\beta$ 방법을 사용하여 해석하였으며, 지반-돌핀구조계의 지배방정식을 modified Newton-Raphson 방법을 사용하여 해를 구하였다(이진학 등, 1998). 그리고 상부구조인 돌핀구조물의 강관 케이싱은 보요소를 이용하여 모형화하였으며 단면의 2차 모멘트가 일정한 관형부재(tubular member)로 고려하였다.

지반-말뚝계의 거동은 자유도에 따라 해저지

표에서 나타나는 말뚝의 하중-변위관계들로부터 고려하였다. 이 때 하중-변위관계는 이중 선형관계로 모델하여 지반-말뚝계의 비선형적인 지반반력해석 결과를 단순화하였고, 선형관계로 모델할 경우에는 이중 선형관계의 초기부에서 강성을 추출하였다.

한편 계류돌핀구조물에 작용하는 외력으로는 BMP 본체의 운동으로부터 전달되는 외력이 가장 지배적이며, 이는 충격완충장치인 펜더와 케이블을 통하여 계류돌핀구조물에 전달된다. 이러한 최대외력은 펜더에 의하여 전달되며, 돌핀 1기당 100톤으로 결정되었다. 그리고 역방향의 운동시 케이블로부터 전달되는 최대외력은 펜더에 비하여 40% 수준으로 평가하여 40ton으로 산정하였다. 결국 펜더와 케이블로부터 전달되는 외력은 그림 5와 같이 삼각파의 형태를 가지는 것으로 고려하였다(이진학 등, 1998).

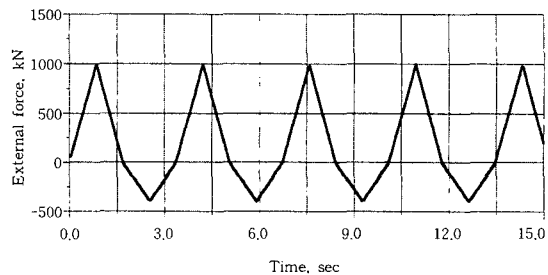


그림 5. 돌핀에 작용하는 외력

#### 5. 예제 해석

현재 계획중인 돌핀구조물은 총 3기로 부유구조물을 계류하고 있다(그림 1). 계류 돌핀구조물은 위치에 관계없이 일정한 형태로 설계되었으며, 돌핀구조물 1기당 4개의 강관 케이싱으로 구성되어 있다. 이 때 강관 케이싱은 해저면으로부터 10m인 경우와 15m인 경우를 고려한다. 그리고 콘크리트 블럭은 제원이 5m×5m×2m 로서 총질량이 115ton으로 산정하였다.

그리고 해저지표하부에 설치하는 말뚝은 지

반의 특성에 따라 강관말뚝이나 천공말뚝 (drilled shaft)을 설치하게 된다. 이러한 말뚝의 재원 및 지반-말뚝계의 거동특성은 다음 절에 기술한 예제에 따라 달리 결정되었으므로, 각 절에서 설명하기로 한다.

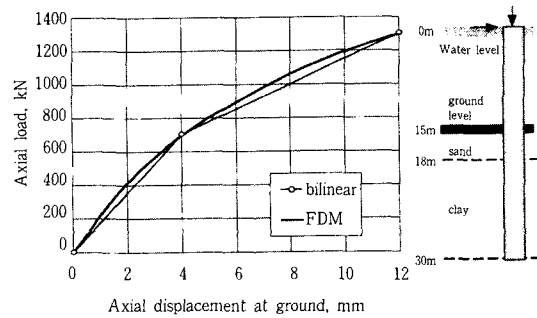
### 5.1 예제 1 : 토사지층에 대한 해석

거제도 연안의 기존의 지반조사 결과(동아지질, 1993)를 토대로 토사의 층후가 두꺼운 지역을 대상으로 예제해석을 수행하였다. 말뚝의 Young 계수  $E = 2.0 \times 10^8 \text{ kPa}$  이며 말뚝의 관입깊이는 그림 6 (a)와 같이 해저지표로부터 15m인 경우를 고려하였다. 이 때 주어진 말뚝의 길이에 대하여 말뚝 강관의 지름은 1200mm이고 두께는 40mm로 지반상부의 강관 케이싱보다 두껍게 설정하였다. 표준관입 시험 결과를 바탕으로 사질토층의 마찰각 및 스프링계수와 점토의 비배수 전단강도를 산정하였으며, 나머지 계수들은 표 1과 같이 도출하였다.

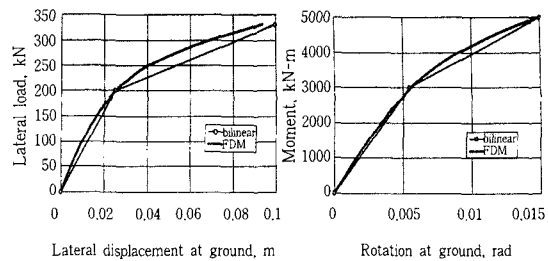
표 1. 깊이에 따른 지반물성

해저지표로부터 깊이	지층	N 치	지반정수
0-3m	사질토층	15	$\delta = 20^\circ$ $\psi = 30^\circ$ $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
3-7m	점토층	20이하	$c_r = 20 \text{ kPa}$ $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
7-15m		30이하	$c_r = 50 \text{ kPa}$ $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
15m	풍화토층	-	-

이러한 지반물성치를 토대로 축하중 지지 말뚝의 해석시 필요한 점성토 및 사질토에 대한  $t-z$  곡선을 도출하였다. 단 인발시의 거동을 고려하기 위하여 선단저항을 무시하였다. 따라서 지반반력해석을 위한 지반의 입력치로 적용할 수 있었다. 그리고 3절에서 기술한 바와 같이 프로그램 KPILE\_a를 이용하여 유한차분적으로 해석한 결과, 해저지표에서의 축방향 하중-변위관계가 그림 6 (a)에 나타났다.



(a) 말뚝-지반계 모델 및 축하중-변위 관계



(b) 횡하중-변위 관계

(c) 모멘트-회전각변위 관계

그림 6. 예제 1의 말뚝-지반계 모델 및 하중-변위 관계

돌핀에 횡하중이 가해진 경우에 대하여 프로그램 KPILE\_1을 이용하여 지반반력해석을 수행하였으며, 그 결과 그림 6 (b), (c)와 같이 하중-변위관계와 모멘트-회전각 변위 관계를 구하였다. 이러한 유한차분해석 결과로 나타난 비선형적인 하중 변위관계는 이중선형 관계와 선형관계(초기계수 이용)로 근사화하였고 이로부터 돌핀시스템의 동적해석시 지반의 거동을 해저지표에서의 스프링 경계조건으로 모델할 수 있다.

이와 같이 지반-말뚝계의 거동을 해저지표에서의 비선형 스프링으로 치환한 후, 그림 7에서 보여지듯이 돌핀구조물 상부에서의 수평변위에 대한 동적응답을 지반조건에 따라 구할 수 있었다. 강제기초로 고려한 경우 최대변위는 +0.074m, -0.040m이며, 선형탄성지반으로 가정한 경우 최대변위는 +0.133m, -0.055m, 그리고 비선

형특성을 고려한 경우 최대변위는 +0.154m, -0.057m이다. 즉, 강체기초로 해석한 결과에 비하여 선형동적해석을 수행한 결과는 1.7배 이상, 비선형동적해석을 수행한 결과는 2.0배 이상의 응답이 구하여짐을 알 수 있다. 이와 같이 비선형해석결과 (+) 방향으로 더 큰 응답을 보이는 것은 지반-말뚝계가 항복이 일어난 후 하중제거시 잔류변형이 존재하기 때문이다.

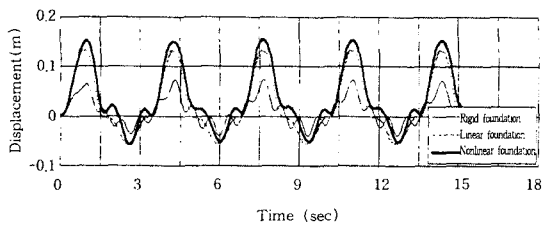


그림 7. 지반조건에 따른 상부 돌핀구조물의 수평변위

## 5.2 예제 2 : 거제도 대상지역 해석

### 5.2.1 지반조사결과 및 지반-말뚝계 모델

거제도 삼성중공업 인근 해상에 부유구조물을 제류할 목적으로 돌핀제류 시스템을 건설하기 위하여 해상 지반조사를 시행하였다(동아지질, 1997). 지반조사는 돌핀이 축조될 위치를 고려하여 그림 1에 나타난 바와 같이 2개소에서 실시하였고 표준관입시험과 암석 코어 채취, 암석 일축압축시험, 공내수평재하시험 (pressuremeter test) 등을 수행하였다. 수심은 BH-1이 14-14.5m 이고 BH-2가 9.8m로 조사되었다.

조사 결과 지층은 크게 다음과 같이 구분할 수 있었다. 상부퇴적층은 조사지역의 최상부에 분포하는 느슨한 지층으로 해저 지표(sea bed)로부터 2.1m(BH-2)에서 4.2m(BH-1) 두께로 분포한다. 표준관입시험결과 N치는 8-35정도(대표값 10)로 불규칙한 분포를 보였으며 이는 자갈이 함유된 영향으로 판단된다. 그리고 하부 깊은 두께로 존재하는 기반암층은 풍화를 거의 받지 않은 상태로 대체로 신선한 상태이며 부

본적으로 절리와 균열이 발생하였다. 각 시추공에서의 RQD를 조사한 결과 BH-1의 경우에는 깊이 5m 부근에서 1.5m 두께로 RQD가 11인 절리가 심하여 암질이 매우 불량한 층이 나타난다. 그리고 BH-2의 경우에는 깊이 4-6m 부근에서 1.5m 두께로 RQD가 30 정도로 절리가 다소 심한 상태인 층이 나타난다. 그외에는 암질이 양호한 것으로 판단된다.

지반 상부층의 느슨한 사질토층에 대하여 N치의 대표값이 10인 것을 고려하여 API규준에 따른 사질토의 하중전이관계를 산정하였으며 이 때 필요한 계수와 그값들이 표 2에 나타나 있다. 그리고 암반은 지반조사결과를 토대로 표 3과 같이 재료계수를 산정하였다(한국기계연구원, 1997).

표 2. 사질토의 물성

유효단위 중량, $\gamma$	흙마찰각, $\phi'$	말뚝 흙마찰각, $\delta$	주면마찰지 지력계수, K	횡하중 스프링 계수, k	정지토압 계수, $K_0$
9 kN/m <sup>3</sup>	30°	20°	0.8	8145kN/m <sup>3</sup>	0.4

표 3. 암반의 물성

구분	일축압축강도, $q_c$	단위중량	Young계수 (일축압축시험)	Young계수 (PMT)
BH-1	80 MPa	2.7 kN/m <sup>3</sup>	20 GPa	10 GPa
BH-2	50 MPa			

지반에 관입할 천공말뚝의 지름과 관입깊이에 따른 거동에 대한 모델을 BH-1과 BH-2에 대하여 그림 8과 같이 설정하였다. 이 때 말뚝의 두부는 실제로는 구속이 되지만 회전은 자유로운 조건으로 고려하여 하부구조에 대하여 보수적으로 해석하였다. 말뚝은 지름이 1200mm 이고 말뚝의 길이는 해저 지표로부터 14.5m로 충분히 길게하여 단면에 작용하는 하중 및 발생하는 변위로부터 소요되는 관입깊이를 결정하도록 하였다.



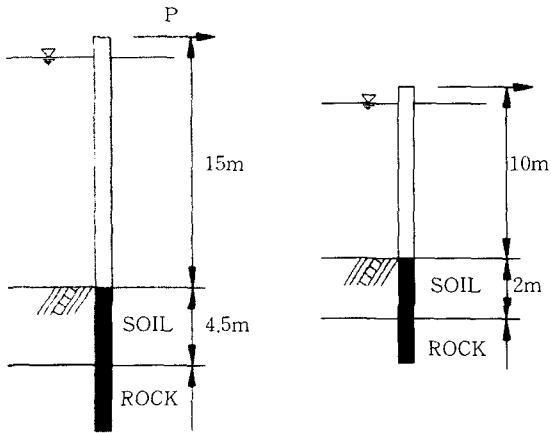


그림 8. 지반-말뚝계 모델

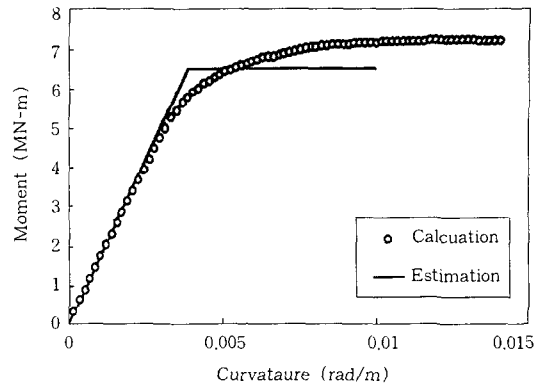


그림 9. 말뚝단면의 모멘트-곡률 관계

철근콘크리트 단면의 휨 강성은 축하중과 휨 모멘트에 의존하기 때문에 주어진 축하중 수준에 따른 모멘트-곡률 관계를 산정하는 것이 필요하다(Reese, 1983). 모멘트-곡률 관계를 계산하기 위해서는 콘크리트의 일축압축 응력-변형률 관계가 정의되어야 한다. 본 연구에서는 국내에서 비교적 널리 사용되는 Kim-Lee 모델(이태규, 1993)을 사용하여 모멘트-곡률 관계를 계산하는 프로그램을 개발하였다.

입력된 말뚝재료계수는 콘크리트의 압축강도가  $280\text{kg/cm}^2$ , 철근의 항복강도가  $4500\text{kg/cm}^2$ , 철근의 Young 계수가  $2040000\text{kg/cm}^2$ 이다. 그리고 피복두께는 철근의 중심까지 10cm이고 지름 41mm 철근을 30개를 설치하였다. 이러한 말뚝 단면에 대하여 사하중으로 인한 축하중이 30t 작용할 때 모멘트-곡률 관계는 그림 9와 같이 계산되었다.

그림에서 평가한 바와 같이 휨강성은  $1667\text{MNm}^2$ 으로 나타났고 공칭모멘트는  $6.5\text{MNm}$ 로 설정할 수 있었다. 따라서 극한모멘트는 강도감소계수 0.7을 곱하여  $4.55\text{MNm}$ 로 도출되었다(대한토목학회, 1996).

### 5.2.2 지반-말뚝계의 거동

말뚝의 지지력을 산정하기 위하여 선단지지력을 무시하고 마찰에 의한 지지력을 FHWA규

준에 의거하여 산정한 결과 말뚝을 암반선 하부 2m이상 관입하면 BH-1과 BH-2 지역에서 모두 10MN이상의 커다란 지지력을 나타낸다.

조사 암반은 일축압축강도가 50MPa이상으로 매우 견고한 기반암이므로 암석의 강도보다는 콘크리트의 강도와 말뚝과 암반사이의 부착력에 의하여 지지력이 좌우될 것이다. 하지만 대상 문제의 수직 압축하중은 돌핀과 돌핀을 연결하는 콘크리트 구조물의 중량과 상부말뚝에 의하여 발생하는 것으로 말뚝 1기당 약 2MN을 초과하지 않는다. 따라서 BMP에 의한 인발하중과 상부구조물의 중량에 의한 압축하중은 지지력에 비하여 미미할 것으로 예상되며 수직하중으로 인한 지지력 파괴는 우려할 필요가 없을 것으로 판단된다.

횡하중 재하시 말뚝 거동을 지반반력해석하기 위하여 p-y곡선은 일축압축강도를 이용한 Reese & Nymam(1978)이 제안한 관계와 PMT를 이용한 p-y곡선을 적용하였다. 다만 지반조사시 PMT 결과로부터 한계압력  $P_1$ 과 항복압력  $P_f$ 를 구할 수 없어서,  $P_1$ 을 Reese & Nymam의 극한값  $0.5Bq_u$ 로 가정하였고  $P_f$ 는  $P_1/1.7$ 의 관계를 이용하여 산정하였다(Clarke, 1995). 일축압축강도와 PMT 결과에서 구한 p-y 곡선을 그림 10에 나타냈다.

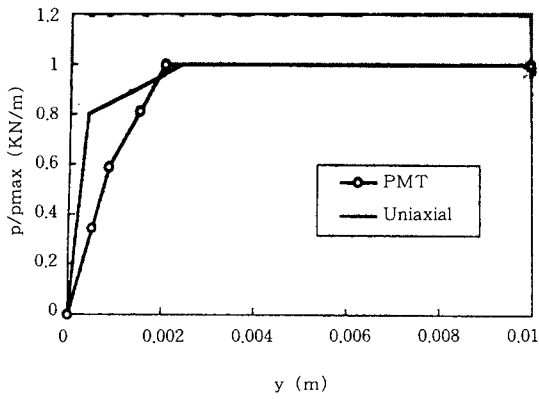
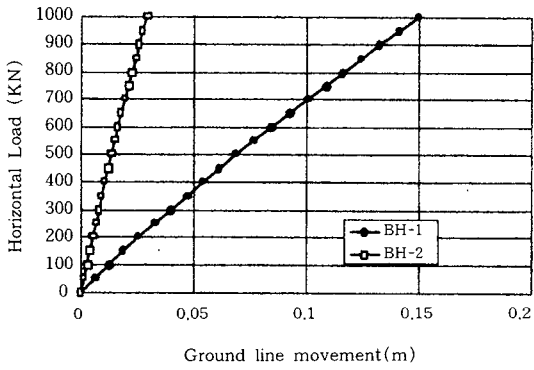
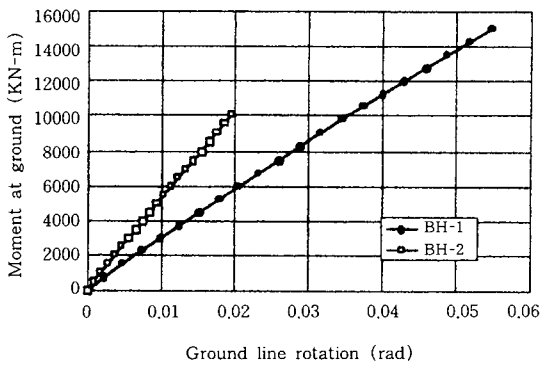


그림 10. BH-1 암반의 p-y 곡선



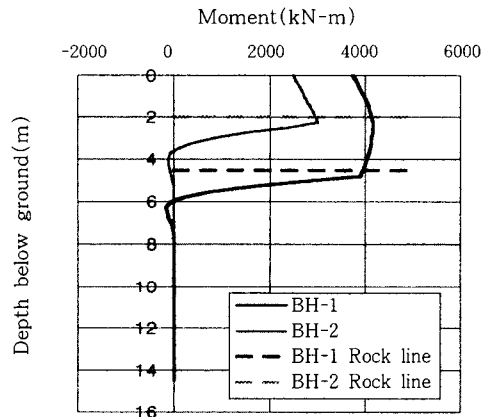
(a) 지표에서의 횡하중-횡변위 관계



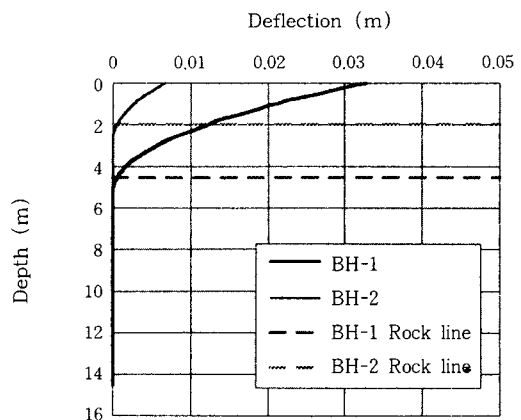
(b) 지표에서의 모멘트-각변위 관계

그림 11. 말뚝두부의 하중-변위 관계

지반반력해석 결과 나타난 말뚝두부에서의 하중-변위관계는 그림 11과 같이 거의 선형적인 관계를 나타냈다. 수평하중이 250kN(약 25t) 가해질 때 BH-1 지역 말뚝은 해저지표에서 수평변위가 약 3.3cm 발생하였고, BH-2 지역 말뚝은 해저지표에서 수평변위가 약 0.7cm 발생하였다. 반면 동일하중에 대한 곡률은 0.72°, 0.27° 정도씩 나타났다. 실제로, PMT에 의한 p-y곡선과 일축압축시험에 의한 p-y 곡선을 이용한 두 가지 해석 결과가 가시적인 차이가 없어서 그림 11에서는 일축압축시험에 의한 해석결과만을 나타냈다. 이는 암반의 강성이 콘크리트보다도 커서 암반 상부의 말뚝과 토사층에 의하여 하중-변위관계가 좌우된 때문이라고 판단된다.



(s) 모멘트 분포



(b) 횡변위 분포

그림 12. 횡하중 250kN이 작용할 때 단면력 및 변위 분포

그림 12에는 횡하중이 250kN 작용할 때 깊이 에 따라 발생하는 말뚝의 모멘트와 횡변위가 보여진다. 최대 단면모멘트는 암반선 부근에서 발생하였는 데, BH-1은 지표로부터 2.5m 깊이 에서 4.16MN·m이었고 BH-2는 2.3m 깊이에서 3.02MN·m였다. 이러한 단면 최대모멘트는 앞 절에서 구한 말뚝의 극한모멘트 4.55MN·m보다 작으므로 대상단면이 휨에 대하여 저항할 수 있다고 판단된다.

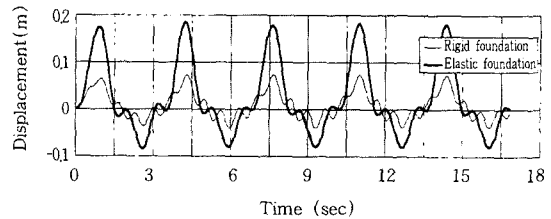
그리고, 말뚝의 변위는 암반선 상부 토사층에서 대부분 일어났다. 또 그림 12 (a)와 (b)에서 보여지듯이 암반선 하부 4m까지 천공말뚝이 관입하면 말뚝의 저항이 충분히 발휘되는 것을 알 수 있다. 실제로 더이상 깊이 관입하여도 횡 하중에 대한 거동에 대한 해석결과는 차이가 없었다.

본 해석과정에서는 BH-1의 경우에는 암반층 상부에 약 1.5m 두께로 존재하는 절리가 심한 불량 암층의 일축압축강도를 고려하지 않고 평균강도를 사용하여 해석한 결과 암반선 하부 4m까지 관입하면 하중전이가 충분히 일어나는 것으로 나타났다. 따라서 BH-1의 경우에는 불량암층의 두께를 고려하여 암반선 하부 약 5m 정도 관입하는 것이 적합할 것으로 판단된다.

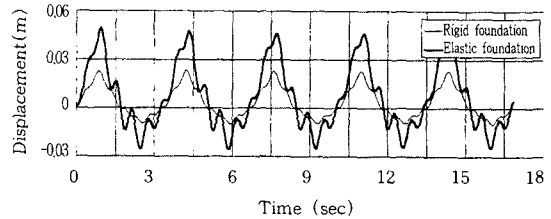
### 5.2.3 돌핀구조물 해석

본 예제 2의 지반-말뚝구조계의 거동특성을 살펴보면, 해저지표에서의 말뚝의 하중-변위 관계들이 비선형성을 거의 나타나고 있지 않고 있어서 선형으로 단순화하여, 지반-말뚝계의 말뚝두부에서의 회전강성 및 수평강성을 구하였다. 그림 13에서는 지반-말뚝계를 강체와 선형 모델로 설정하여 상부 돌핀구조물의 동적응답을 해석한 것이다. BH-1의 경우 수심이 15m로 수심 10m의 BH-2보다 깊기 때문에, 같은 외력 100톤에 대하여 모멘트를 더 많이 받게 되고, 또한 파일의 길이가 BH-2보다 길기 때문에 더 많은 변형이 발생하게 된다. BH-1의 경우 지반-말뚝계의 거동특성을 선형적으로 고려한 경우 최대변위는 0.185m로 강체기초로 고려한 경

우의 0.074m보다 2.5배 이상 크게 산정되었으며, BH-2의 경우 선형적으로 고려한 경우 최대변위는 0.049m로 강체기초로 고려한 경우의 0.023m보다 2배 이상 크게 산정되었다.



(a) BH-1



(a) BH-2

그림 13. 상부 돌핀구조물의 수평변위

한편 지반-말뚝계를 강체로 해석한 경우, 해저 지표면에서의 최대휨모멘트는 BH-1에서 2.8MN·m, BH-2에서는 1.7MN·m로 산정되었으며, 지반-말뚝계의 하중-변위관계를 선형적으로 고려한 경우의 최대휨모멘트는 BH-1에서 2.0MN·m, BH-2에서는 1.4MN·m로 산정되었다. 토사지층의 경우에서와 마찬가지로 지반-말뚝계의 거동을 선형적으로 고려한 경우, 최대휨모멘트는 강체기초로 가정한 경우보다 BH-1에서는 40%이상, BH-2에서는 20%이상 작게 산정하고 있다. 또한 이러한 동적하중에 의하여 말뚝에 전달되는 모멘트는 그림 12에 나타난 지반-말뚝계 해석시의 단면모멘트와 유사하거나 다소 작은 값으로 앞절에서 수행한 단면설계(횡하중 250kN이 작용하는 경우)가 합당함을 확인 할 수 있었다.

지반-말뚝계의 거동을 고려한 경우, 외력에

의한 모멘트는 해저지표 상부에 있는 돌핀 케이싱의 양 끝 강성이 상이하여 모멘트분배가 균등하게 이루어지지 않고, 강성이 큰 콘크리트상부 블럭-케이싱 접합부에 더 많은 모멘트가 분배되고 있다. 이를 케이싱 상단에서의 최대휨모멘트를 비교함으로써 확인할 수 있다. 케이싱 상단에서 지반-말뚝계의 거동을 선형적으로 고려한 경우의 최대휨모멘트는 BH-1에서  $3.0MN \cdot m$ ,

BH-2에서  $1.8MN \cdot m$ 로 강체기초로 고려한 경우의 BH-1에서 최대휨모멘트  $2.2MN \cdot m$ , BH-2에서 최대휨모멘트  $1.4MN \cdot m$ 보다 BH-1에서는 35% 이상 크게, 그리고 BH-2에서는 25% 이상 크게 산정되었다. 다음의 표 4는 BH-1과 BH-2에서의 파일상단에서의 최대변위 응답, 해저지표면 및 강관케이싱 상단에서의 최대휨모멘트를 정리한 결과이다.

표 4. 강관 케이싱에 작용하는 최대 변위(m) 및 최대휨모멘트(MN-m)

Location	foundation type	최대변위응답		최대 휨 모 멘 트			
		상 단		상 단		해저지표면	
		(+)방향	(-)방향	(+)방향	(-)방향	(+)방향	(-)방향
BH-1	Linear foundation	0.185	-0.084	1.37	-3.02	0.90	-1.98
	Rigid foundation	0.074	-0.040	1.18	-2.21	1.50	-2.78
BH-2	Linear foundation	0.049	-0.025	0.94	-1.83	0.70	-1.36
	Rigid foundation	0.023	-0.010	0.57	-1.38	0.72	-1.74

국내에서 통상적으로 적용하는 돌핀 설계시에는 말뚝의 가상 고정점 깊이를 산정하거나 말뚝 두부의 탄성 스프링계수를 구하여 지반-말뚝계를 모델하므로 지반-말뚝계의 비선형적인 거동을 고려하기가 곤란하고 실제로는 입력치를 도출하기 어려워서 경험적으로 추정해야 하는 문제가 발생한다. 따라서 말뚝을 보수적으로 설계하거나 실제의 변위를 과소평가할 우려가 있다. 또한 지반을 강체로 간주하고 상부구조를 해석하는 경우에는 말뚝의 단면력을 과대평가하여 실제의 거동을 엄밀하게 해석하기가 곤란하다.

이에 비하여 본 연구에서는 지반조사 자료로부터 깊이에 따른 축방향 및 횡방향에 대한 하중전이 관계를 도출하고 말뚝두부의 하중-변위 거동을 합리적으로 해석하였다. 그리고 지반-말

뚝계의 하중-변위관계를 이중선형관계나 선형관계로 자유도에 따라 모델하여 돌핀시스템에 대한 해석을 수행하였다. 따라서 지반-말뚝계를 합리적으로 고려하여 상부구조 해석을 수행하는 과정을 제시할 수 있었다고 판단된다.

## 6. 결 론

본 논문에서는 BMP의 계류 돌핀(mooring dolphin) 구조물의 하부를 구성하는 말뚝기초의 거동을 해석하였다. 지반-말뚝계의 축하중 및 횡하중에 대한 비선형적인 거동을 지반반력해석을 이용하여 유한차분적으로 해석하였고, 이로부터 구한 말뚝두부에서의 하중-변위관계로부터 등가강성을 산정한 후 상부 돌핀시스템에 대한 해석을 수행할 수 있었다.

1) 토사층에 대한 예제해석에서는 강관말뚝을 축조하였을 때를 가상하여 말뚝두부에서의 하중-변위관계를 산정할 수 있었다. 유한차분해석 결과 나타난 비선형적인 하중-변위관계는 이중선형 관계와 선형관계로 근사화하였고, 이로부터 돌핀시스템의 동적해석을 수행할 수 있었다. 돌핀구조물 상부에서의 수평변위에 대한 동적응답은 강제기초에 비하여 선형 동적해석을 수행한 결과는 최대변위가 1.7배 이상, 비선형 동적해석을 수행한 결과는 2.0배 이상의 응답이 구하여짐을 알 수 있다.

2) BMP 축조 대상지역인 거제도 해역 암반층에 대하여 지반조사를 수행하고, 이로부터 깊이 따른 하중전이관계를 도출하였다. 지반반력해석을 통하여 나타난 말뚝두부에서의 하중-변위관계는 선형적인 관계를 나타냈다. 그리고 작용하는 최대 단면모멘트는 말뚝의 극한모멘트보다 작으므로 대상단면이 휨에 대하여 저항할 수 있다고 판단하였다. 그리고 대상 말뚝의 변위는 암반선 상부 토사층에서 대부분 일어났으며 암반선 하부 4m까지 천공말뚝이 관입하면 말뚝의 저항이 충분히 발휘되는 것을 알 수 있었다.

3) 지반특성과 '외력을 고려하여 지반-돌핀계의 동적해석을 수행하였다. 지반을 강제로 모델한 경우에는 지반의 강성을 고려할 경우에 비하여 변위 진폭을 상당히 작게 평가하였다. 대상문제에서는 BH-1의 경우 지반-말뚝계의 거동특성을 선형적으로 고려한 경우 최대변위는 강제기초 경우에 비하여 2.5배 이상 크게 나타났으며 BH-2의 경우 2배 이상 크게 발생되었다.

4) 또한, 지반-말뚝계의 변위를 무시하는 경우에는 모멘트분배 효과를 적절히 고려하지 못하게 되므로, 지반-말뚝계의 강성을 고려하는 경우에 비하여 돌핀의 케이싱 상부에서의 모멘트를 과소평가하고 해저지표 말뚝두부에 전달되는 모멘트를 과대평가하게 된다. 즉 지반-말뚝계의 강성을 지반반력해석결과로부터 산정하였을 때, 해저지표면에서의 최대 휨모멘트는 강제기초로 가정한 경우보다 BH-1에서는 40%이

상, BH-2에서는 20%이상 작게 발생하였다. 그리고 케이싱 상단에서 최대휨모멘트가 BH-1에서는 35% 이상 크게, 그리고 BH-2에서는 25% 이상 크게 산정되었다. 이러한 결과들로부터 계류돌핀구조물을 해석시 지반-말뚝계의 거동특성을 합리적으로 반영하는 것이 필요함을 알 수 있었다.

본 연구의 해법의 타당성을 검증하기 위해서는 실측치와 비교하거나 기존의 연구결과와 비교하는 것이 요구되며, 추후 이와 관련된 연구를 수행할 계획에 있다. 또한 상부구조와 하부구조를 일체로 하여 해석하는 더욱 엄밀한 해법에 대한 연구도 유용하리라고 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 한국기계연구원으로부터 연구비를 지원받았으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참고 문헌

1. 대한토목학회 (1996), 건설교통부제정 도로교표준시방서, pp.73-81, pp.680-734
2. 동아지질 (1993), LBA 강재치장 안벽공사 및 의장안벽공사에 따른 지반조사 보고서.
3. 동아지질 (1997), 해상 담수/소각 복합 파일롯 플랜트 개발사업 관련 지반조사 보고서.
4. 이태규 (1993), 철근콘크리트 보와 골조의 비선형 파괴거동 해석, 박사학위논문, 한국과학기술원 토목공학과, pp.6-39.
5. 이진학, 오세봉, 윤정방, 홍섭, 김진하 (1998), "지반특성을 고려한 지반-돌핀구조계의 동적해석", 한국해양공학회지, 한국해양공학회, pp.19-30.
6. 한국기계연구원 (1997), 지반-돌핀시스템의 충격하중에 대한 거동해법연구, 위탁연구보고서.
7. American Petroleum Institute (1993), *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design*, API recommended practice 2A-WSD (RP2A-WSD), 12th Edition, pp.57-71.

8. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H. (1988), *Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock*, EPRI Report EI-5918. Electric Power Res. Inst., Palo Alto, Calif.
9. Clarke, B. G. (1995), *Pressuremeters in Geotechnical Design*, BA & P press, pp.254-255.
10. Horvath, R. G. and Kenney, T. C. (1979), "Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers," *Proc. Symp. on Deep Foundation*, ASCE, pp.182-214.
11. Matlock, H. (1970), "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," No. OTC1204, *Proceedings of Second Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol. 1, pp.577-594..
12. O' Neill, M. W. and Murchinson, J. M. (1983), *An Evaluation of p-y Relationships in Sands*, American Petroleum Institute.
13. Reese, L. C. (1983), *Behavior of Piles and Pile Groups under Lateral Loads*, U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.
14. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand," Paper No. OTC2080, *Proceedings of Fifth Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol. 2, pp.473-485.
15. Reese, L. C. and Nyman, K. J. (1978), *Field Load Tests of Instrumented Drilled Shafts at Islamorada Florida*, Girdler Foundation and Exploration Corporation, Florida.
16. Reese, L. C. and O' Neill, M. W. (1987), *Drilled shaft construction procedures and design methods*, Design manual, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

(접수일자 1998. 4. 6)