

## 현장타설말뚝을 적용한 다주식 기초에서 말뚝과 캡의 강결합에 대한 분석

### Analysis on the Rigid Connections of the Drilled Shaft with the Cap for Multiple Pile Foundations

조 성 민<sup>1</sup> Cho, Sung-Min

#### Abstract

Piles of a bridge pier are connected with the column through the pile cap (footing). Behavior of the pile foundation can be different according to the connection method between piles and the pile cap. Connection methods between pile heads and the pile cap are divided into two groups : rigid connections and hinge connections. Domestic design code has been specified to use rigid connection method for the highway bridge. In the rigid connection method, maximum bending moment of a pile occurs at the pile head and this helps the pile to prevent the excessive displacement. Rigid methods are also good to improve the seismic performance. However, some specifications prescribe that conservative results through investigations of both the fixed-head condition and the free-head condition should be reflected in the design. This statement may induce an over-estimated design for the bridge which has high-quality structures with casing covered drilled shafts and the PC-house contained pile cap. Because the assumption of free-head conditions (hinge connections) is unreal for the elevated pile cap system with multiple piles of the long span sea-crossing bridges. On the other hand, elastic displacement method to evaluate the pile reactions under the pile cap is not suitable for this type of bridges due to impractical assumptions. So, full modeling techniques which analyze the superstructure and the substructure simultaneously should be performed. Loads and stress state of the large diameter drilled shaft and the pile cap for Incheon Bridge which will be the longest bridge of Korea were investigated through the full modeling for rigid connection conditions.

#### 요 지

다수의 말뚝을 캡(확대기초)으로 연결하여 하중을 지지하는 다주식 기초에 대하여 캡의 연결부를 강결합 조건과 힌지결합 조건으로 구분하여 말뚝 반력 해석의 합리성을 분석하였으며, 널리 사용 중인 탄성변위법과 라멘식 프레임 해석에 기반한 비선형 해석기법을 비교하여 검토하였다. 특히 실제 해상 장대교량의 조건을 대상으로 상부구조와 기초를 연계한 전체 구조계 해석 결과를 분석하여 말뚝머리 구속 조건에 대한 기초 부재 단면력 산정의 적정성을 파악하였다. 이를 위해 캡과 연결된 각 말뚝에서 발생하는 휨모멘트, 전단력, 압축력 등 반력을 산정하고 PM상관도 분석과 지지력 산정을 통해 말뚝 부재의 안정성을 검토하였다. 일반적인 규모의 교량, 또는 강성이 크지 않은 말뚝을 적용한 기초에서는 말뚝-캡 결합 조건에 따른 말뚝 단면 설계의 차이가 현저하지 않으나, 말뚝이 지면 위로 일정 길이 이상 돌출되는 다주식 기초의 해상교량에서는 말뚝머리를 힌지로 고려할 경우 지중부에서 매우 큰 휨모멘트와 전단력이 유발되며, 말뚝머리의 수평변위량이 극단적으로 증가하였다. 해상 장대교량에 대해서는 비현실적 가정조건에 기반한 탄성변위법 보다는 말뚝머리를 캡에 강결합하고 말뚝이 탄성판에 지지된 보로 간주하는 라멘(rahmen) 모델링을 통해 상부구조와 연계한 전체 구조계 해석을 수행하는 것이 바람직하다.

**Keywords :** drilled shaft, pile cap, footing, rigid connection, bridge

<sup>1</sup> 정회원, 한국도로공사 인천대교건설사업단 기술지원팀장, 공학박사 (Member, Director of Technical Advisory Team, Incheon Bridge Construction Office, Korea Expressway Corporation, chosmin@ex.co.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 개요

말뚝기초를 적용한 교량의 하부구조는 한 교각 위치에 다수의 말뚝을 시공하고, 이들을 캡, 또는 파일캡이라 부르는 확대기초(푸팅)로 연결하여 그 위에 교각을 세우는 방식이 일반적이다. 이 때 말뚝을 캡과 연결하는 방법에 따라 구조물의 거동이 달라지게 되므로, 이에 대한 고려가 설계상 중요한 변수가 된다. 반면에 파일캡과 말뚝 본체의 단면 설계를 구조공학 분야로 간주하는 경향이 있는 국내 관행상 지반공학 기술자들은 군말뚝을 엄밀하게 해석하는 기본적인 절차가 될 수도 있는 이 항목에 대한 진지한 검토가 부족한 측면이 있다.

말뚝 머리와 캡의 결합 방식은 강결합(rigid connection)과 힌지결합(hinge connection, pinned connection)으로 대별되며, 구조물의 형식과 기능, 파일캡의 형상과 크기 및 재료, 말뚝의 종류, 지반조건, 시공 난이도 등을 고려하여 적합한 방식을 선택하여야 한다. 국내외 설계기준에서는 교량 기초에 대하여 말뚝머리 고정, 즉 강결합 조건을 구현하도록 하고 있다(대한토목학회, 2001; AASHTO, 2004). 말뚝과 캡을 강결합시켜 말뚝머리를 고정인 조건으로 만들 경우에 말뚝머리에서 최대휨모멘트가 발생하므로 수평하중에 의한 과도한 변위를 방지하고 내진성을 향상시킬 수 있으며, 부정정 차수를 높여 구조계의 안정성을 상대적으로 증가시킬 수 있다. 그러나 국내 시방서(대한토목학회, 2001)에서는 강결합 설계 규정에도 불구하고, 결합부의 해석시에는 말뚝머리고정

(fixed-head, 강결합 상태) 조건 외에도 말뚝머리자유(free-head, 힌지결합 상태) 조건에 대해서도 각각 변위법으로 검토하여 안전측 결과를 반영하도록 하고 있어 논란이 제기되는 실정이다. 일반적인 경우 현장타설말뚝과 캡은 동일한 철근콘크리트 구조이므로 적절한 근입과 연속철근 배치를 통해 양자가 일체화된 거동을 보이게 되며, 내구성 설계를 적용하였거나 해상 거푸집 용도인 PC하우스를 설치한 경우 파일캡의 단면 손실이 거의 없으므로 매입된 콘크리트 말뚝의 단면 감소 위험이 없어 강결합된 연결부를 힌지조건으로 간주하는 것은 과다설계의 원인이 될 수 있다. 그림 1은 PC하우스를 설치하고 시공하는 파일캡 내부에서 현장타설말뚝 머리와 캡을 강결합하는 철근 배근 모습이다. 특히 상부 구조와 하부구조를 포함한 전체 구조계를 모델링하여 엄밀해석을 수행하는 최근의 장대교량 설계에서 실제 결합조건과 무관하게 간편법인 변위법 적용시를 기준으로 한 선언적 시방기준을 일방적으로 따를 경우에 말뚝 기초의 경제적 설계 및 최적화는 요원한 일이 될 수도 있을 것이며, 해상에서 해저면 위로 상당한 길이만큼 돌출되어 파일캡을 설치하는 경우의 일부에서는 힌지조건에 대한 말뚝 본체 단면의 구성이 어려워 말뚝 기초의 적용을 포기해야 할 수도 있다.

이 논문에서는 대구경 현장타설말뚝 그룹을 연결하는 지면 돌출형 파일캡을 가진 해상 다주식 기초 시스템에서 말뚝과 확대기초의 결합조건에 대한 해석 결과와 적용 실례를 분석하였으며, 특히 말뚝이 파일캡에 강결

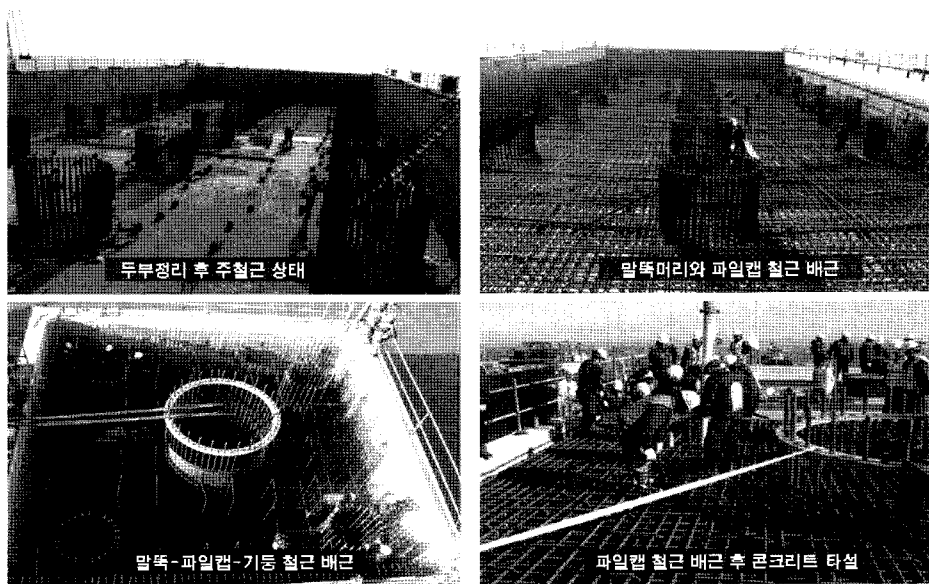


그림 1. 해상 다주식 기초에서 현장타설말뚝과 파일캡의 연결 시공 사진

된 라멘구조 모델로 간주한 엄밀해석을 통해 말뚝과 파일캡의 하중 및 응력 상태를 평가하였다. 이를 위해 사례 구조물에 대하여 하중조합에 따라 결정된 상부하중(사하중, 활하중, 온도하중, 지점 침하, 크리프, 건조수축, 풍하중, 지진하중 등)을 기준으로 전체계 해석을 통해 파일캡에 전달되는 연직력, 수평력, 모멘트를 산정하고 강결합 모델링을 통해 말뚝별 하중과 본체 응력 조건을 평가하였다.

## 2. 말뚝과 캡의 결합 방법

앞서 언급한 바와 같이 다수의 말뚝을 캡으로 묶는 다주식 기초에서 말뚝머리와 캡의 결합 방법은 강결합 조건과 힌지결합 조건으로 구분할 수 있다. 강결합은 말뚝머리와 캡을 일체화시키는 방법으로서, 우리나라 도로교설계기준(해설)에서는 그림 2와 같은 ‘방법 A’와 ‘방법 B’를 제시하고 있다(대한토목학회, 2001). 방법 A

는 말뚝머리를 그 직경 이상의 길이만큼 캡 내부로 매입하여 매입부가 말뚝머리에 작용하는 휨모멘트에 저항하도록 하며, 강관말뚝, PSC말뚝, PHC말뚝, RC말뚝에 주로 적용한다. 방법 B에서는 캡에 매입되는 말뚝의 길이를 최소한(보통 10cm)으로 하고, 보강철근을 설치하여 말뚝머리에 작용하는 휨모멘트를 철근이 저항하도록 하는데, 강관말뚝, PSC말뚝, PHC말뚝, RC말뚝, 현장타설말뚝에 적용할 수 있다. 그림 3은 현장타설말뚝에서 강결합 방법 B를 적용할 경우의 구조세목이다(대한토목학회, 2001).

힌지결합을 현장 조건에서 이상적으로 구현하는 것은 어렵는데, 실제 시공에서 말뚝머리와 캡 결합을 힌지 조건화하는 일반적인 경우의 사례는 그림 4와 같다. 힌지결합 조건으로 설계할 경우에는 말뚝머리부가 자유롭게 회전하도록 해야 하는데, 이를 위해 말뚝머리의 매입 길이는 10~15cm 정도로 한다. 매입부가 지나치게 길면 강결합과 유사한 조건이 되며, 과소할 경우는 횡방향

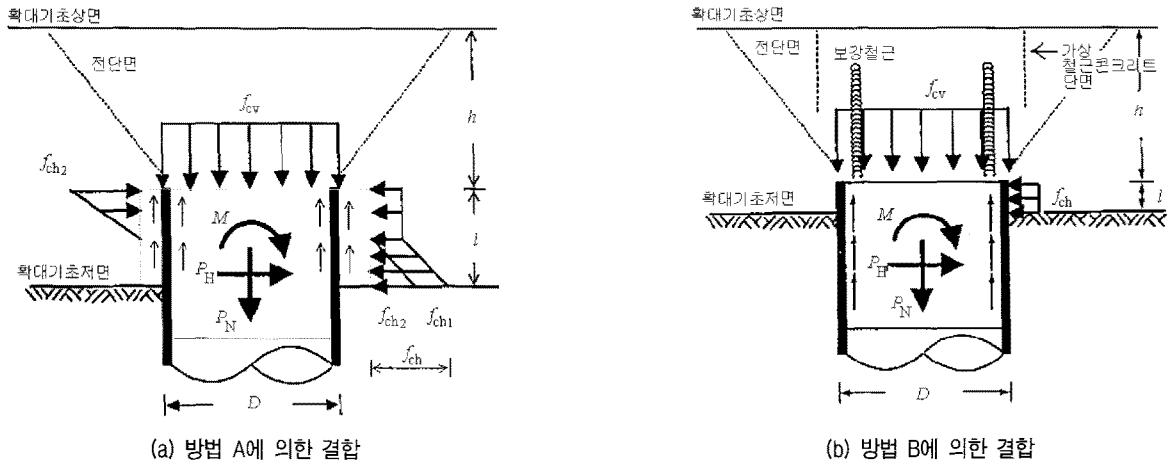


그림 2. 도로교설계기준에서 제시하는 말뚝머리와 파일캡의 강결합 방법(대한토목학회, 2001)

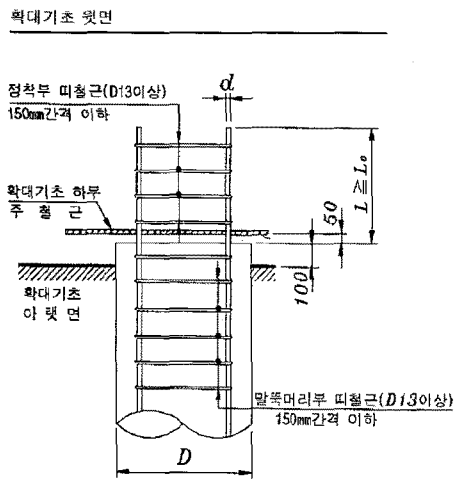


그림 3. 현장타설말뚝 강결합 방법-B의 구조세목

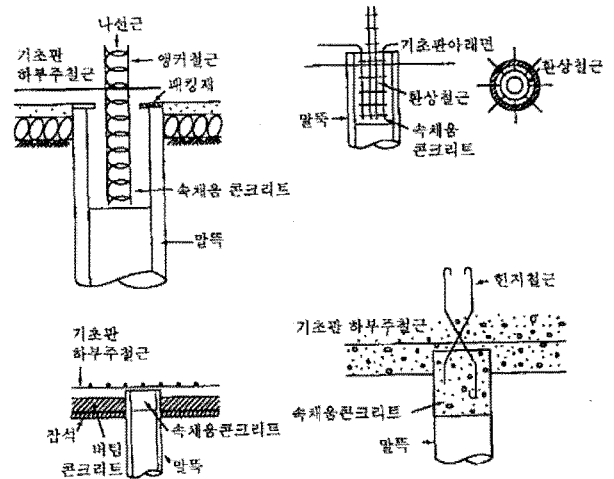


그림 4. 말뚝머리와 파일캡의 힌지결합 예

이동이 고정되지 않아 힌지의 역할을 할 수 없게 되는데, 그림 4와 같이 힌지철근을 넣는 경우도 있다. 또한 말뚝머리는 말뚝기둥의 끝이므로 힌지 조건에서 파손되기 쉬워 충분한 보강이 필요하다. 그러나, 이러한 고려에도 불구하고 결합부를 완전한 힌지로 만들기는 쉽지 않으며, 이 경우에 설계시 가정과 달리 말뚝머리 고정단 모멘트가 발생하게 된다.

현재 우리나라에서는 도로교의 말뚝머리는 캡과 강결합하여 설계하도록 규정하고 있으며, 이에 따라 설계 단면력은 말뚝머리를 강결합으로 한 경우에 대하여 말뚝머리의 휨모멘트, 수평력, 압입력, 인발력에 대해 저항할 수 있도록 한다(대한토목학회, 2001). 강결합으로 말뚝머리 고정 조건이 될 경우 횡방향 하중에 대한 말뚝머리 변위량이 상대적으로 작아 횡하중에 따라 설계가 지배되는 경우에 유리하며, 부정정차수가 늘어나게 되어 지진 및 바람 등의 큰 수평력이 작용할 경우 구조물의 안정성이 높아진다. 현장에서 결합조건을 쉽게 구현할 수 있다는 장점도 있다. 그러나 횡하중을 받는 조건에서 말뚝머리에 고정단 모멘트가 발생하며, 상부 구조물의 회전에 따라 말뚝머리 모멘트가 변화하게 된다. 이에 반하여 힌지결합조건은 역학적 해석면에서 간편하나, 부정정차수가 작아 상대적으로 안정성이 낮으며, 동일한 횡방향 하중에 대하여 말뚝머리의 변위량이 커지게 된다. 또한 현장에서 힌지결합 조건을 구현하기가 어렵다. 연직하중에 대해서는 두 방법 간의 차이가 없으나, 좌굴을 고려할 경우는 좌굴장이 짧아지는 강결합 조건이 유리하다(日本道路協會, 2002).

미국의 도로교 설계기준을 담고 있는 AASHTO LRFD 도로교시방서에서도 횡방향 하중을 받는 말뚝은 철근이나 스트랜드를 15cm 이상 파일캡에 매입하여 고정시키는 강결합 방식을 적용하도록 하고 있다(AASHTO, 2004). 일본 도로교시방서에서는 교량기초 설계시에 파일캡을 강체로, 말뚝머리는 캡에 강결합된 라멘구조로 모델링하도록 하고 있다.

### 3. 다주식 기초의 말뚝-캡 강결합 조건에 대한 설계기준 분석

말뚝머리와 캡을 강결합 조건으로 설계하도록 규정한 도로교설계기준은 결합부 해석시에는 캡을 강체로 간주하고 캡의 연직 및 수평 변위, 회전변위를 고려한 탄성해석법(변위법)으로 말뚝반력과 변위량을 산정하도록 하고 있다(대한토목학회, 2001).

록 하고 있다(대한토목학회, 2001). 이에 따라 말뚝기초 전체의 변위를 매트릭스를 매개로 하여 기초 전체에 작용하는 수평력, 연직력, 회전모멘트에 관해 평형방정식을 푸는 변위법으로 말뚝머리의 반력을 구한다.

변위법은 말뚝 반력을 산정하는 가장 일반적인 방법이지만, 몇가지 가정 조건을 필요로 한다. 먼저, 하나의 캡에 연결되는 모든 말뚝의 길이와 강성이 일정하며, 지층은 경사를 가지고 있지 않다고 전제한다. 이에 따라 말뚝의 축직각방향 스프링정수( $K_1, K_2, K_3, K_4$ )는 말뚝 길이가 모두 동일하다고 가정하여 하나의 값을 갖는다. 캡은 강체로 고려하며 무리말뚝의 도심을 중심으로 회전한다. 말뚝은 압축, 인장, 인발, 굽힘에 대해 선형탄성적 거동을 나타내며, 말뚝머리에서 축방향 및 축직각방향의 스프링 정수는 하중에 상관없이 일정하고 압축과 인발에 대하여 같은 값을 사용한다. 즉, 변위법에서는 말뚝 기초를 2차원 구조물로 해석한다. 따라서 두 방향의 휨모멘트를 고려할 필요가 없는 경우(3차원 해석이 필요 없는 경우)에 적용한다. 또한 수압, 파압 및 동수압을 고려할 필요가 없는 경우에 이용할 수 있다. 따라서, 변위법은 다양한 하중 조건에서 말뚝 기초와 파일캡의 전체 구조계에 대한 모델링을 기반으로 했다기보다는 복잡한 구조계를 단순화하기 위하여 많은 가정을 전제로 한 일종의 간편법이라고 할 수 있다. 파일캡 저면에 수평력  $H_0$ , 연직력  $V_0$ , 휨모멘트  $M_0$ 가 작용하는 경우 변위법 사용시 계산 좌표는 그림 5와 같으며, 이들 외력과

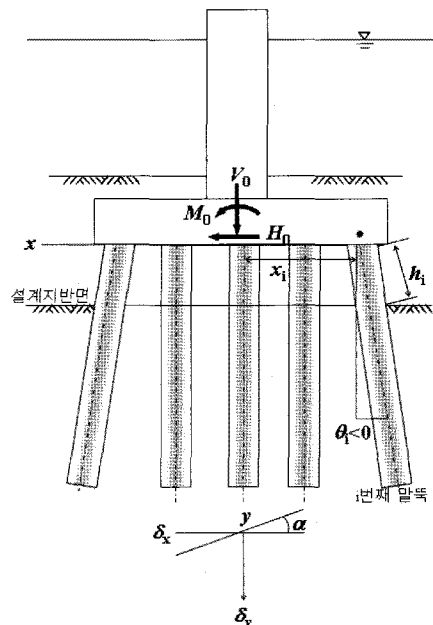


그림 5. 탄성변위법의 계산좌표

파일캡 변위( $\delta, \alpha$ )의 관계는 널리 알려진 식 (1)과 같이 표시한다(玉野). 여기서  $A_{xx}$  등은 스프링정수 등을 이용하여 계산되는 변수이다.

$$\begin{aligned} A_{xx}\delta_{xx} + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha}\alpha &= H_0 \\ A_{yx}\delta_{xx} + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha}\alpha &= V_0 \\ A_{\alpha x}\delta_{xx} + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_0 \end{aligned} \quad (1)$$

그런데, 도로교설계기준에서는 강결합 조건의 설계 규정에도 불구하고 한편으로는 말뚝 본체응력 해석시에 변위법에 따라 강결합 조건과 힌지결합 조건 모두에 대하여 휨모멘트를 검토하고 이 중에서 불리한 결과를 반영하도록 권장하고 있다(대한토목학회, 2001). 즉, 강결합으로 말뚝머리가 고정된 경우 말뚝머리의 휨모멘트가 설계 휨모멘트가 되는데, 이 조건에서 변위법으로 산정한 말뚝머리의 휨모멘트와 말뚝머리의 결함을 힌지로 고려한 지중부의 최대 휨모멘트 값을 비교하여 큰 값을 적용하도록 하는 것이다. 이에 따라 말뚝의 중간부는 말뚝머리가 강결합이라 하더라도 힌지결합으로 가정하고 계산한 휨모멘트와 비교하여 큰 값을 기준으로 설계하게 된다.

변위법을 적용하면 여러 가정조건을 통해 전체 구조계를 고려한 복잡한 해석 과정을 피할 수 있고, 또한 말뚝과 파일캡 결합부를 힌지로 간주할 경우 안전측 설계를 유도할 수 있다는 점에서 간편법인 변위법 적용과 말뚝머리 조건의 이중 검토는 국내에서 보편화된 절차가 되었다. 그러나 이는 간편법을 적용하여 해석의 편의성을 높이는 대신, 해석결과의 낮은 신뢰성 및 시공의 불확실성을 동시에 극복하기 위하여 강결합 설계 규정에도 불구하고 말뚝머리 구속 조건에 더불어 힌지로 거동하는 조건에 대해서도 검토하도록 하는 측면이 강하다. 더군다나 일반적인 규모와 형태의 교량 기초 형식에서는 두가지 조건에 대한 결과의 차이가 크지 않게 된다. 실제로, 말뚝의 직경이 크지 않거나, 파일캡이 지면이나 지중에 설치되는 경우에는 말뚝 머리 조건을 이중으로 검토하더라도 말뚝 본체의 설계가 특히 과다해지는 일이 드물다. 그림 6은 파일캡이 지면 위로 돌출되지 않고 현장타설말뚝에 비하여 강성이 작고 소구경인 강관말뚝을 기초로 사용한 두 교대(A, B)에 대하여 엄밀한 구조해석을 통해 말뚝머리 자유조건(힌지)과 고정조건(강결합)으로 말뚝 부재의 축력과 모멘트를 계산한 결과이다. 힌지 조건으로 산정한 모멘트는 지중부에서 발생한 최대값이며, 강결합 조건으로 계산한 모멘트는 두

부에서 발생한 최대값이다. 이를 근거로 각 말뚝 부재에 대하여 AISC(1999), AASHTO(2004)에서 제시하는 압축력과 힘을 받는 조건의 LRFD 검토식 (2)를 적용한 결과, 힌지조건의 경우가 상대적으로 부재응력이 불리한 것으로 나타났으나(A교대: 0.93>0.92, B교대: 0.78>0.76), 동일한 단면에서 큰 차이 없이 안정성을 확보하고 있음을 알 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{P_r} < 0.2 &\rightarrow \frac{P_u}{2.0P_r} + \left[ \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right] \leq 1.0 \\ \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2 &\rightarrow \frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left[ \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right] \leq 1.0 \end{aligned} \quad (2)$$

여기서,  $P_u, M_{ux}, M_{uy}$  : 축력 및 모멘트

$P_r, M_{rx}, M_{ry}$  : 저항계수를 곱한 저항력

그러나 말뚝의 직경이 매우 크거나, 수상교량과 같이 파일캡의 하단이 지면 위에 떠서 말뚝이 돌출되는 경우는 힌지조건으로 검토시 말뚝의 단면이 매우 과다해지거나, 말뚝머리에서 발생하는 변위가 비현실적인 값이 되어 부재를 정상적으로 설계하기 어려운 경우가 발생한다. 원진오 등(2005)은 파일캡이 지면에 있는 육상 조건에서 조밀한 사질토 지반의 균말뚝에 대해 탄성변위법과 비선형해석기법들을 비교 검토한 연구에서 말뚝머리 힌지 조건의 경우는 캡의 과다한 회전이 발생할 가능성이 크다고 하였다. 하물며 파일캡이 지면에서 돌출되고 유수압을 받는 해상 교량에서는 힌지 조건의 해석에서는 감당하기 어려운 변위가 발생할 수도 있다. 대

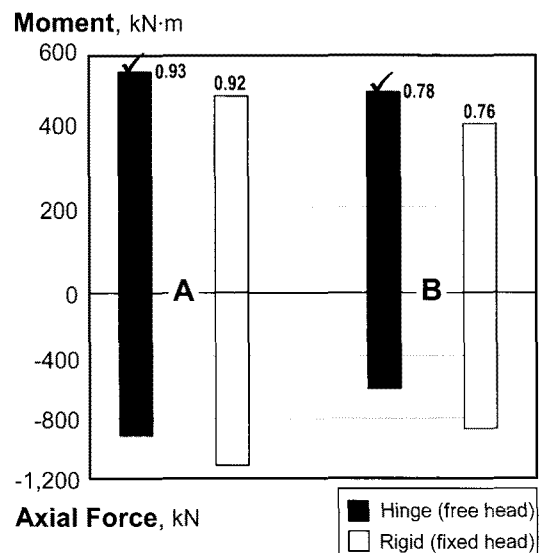


그림 6. 캡이 지중에 있는 강관말뚝 기초에서 말뚝머리 구속 조건에 따른 축력과 모멘트 비교

규모 해상교량에서 말뚝 기초를 채택할 경우는 직경이 큰 현장타설콘크리트 말뚝을 주로 사용하게 되는데, 대구경의 말뚝은 그 강성이 매우 커서 자연스럽게 강결합 상태로 거동을 하게 된다. 또한 장대교량의 경우 높은 수준의 품질관리가 수반되기 때문에 말뚝과 파일캡의 접합 시공의 정밀도가 높으며, 이는 교각 기둥과 피어헤드(코핑) 간의 접합부와 별 차이를 보이지 않는다.

해상장대교량에서는 지반면 위로 노출된 부분에 대하여 수압 및 파압, 동수압을 고려해야 하며, 하중의 작용이 3차원적인 특성을 갖게 되므로 2방향의 동시 재하 조건에 대하여 3차원 해석을 수행하여야 하고, 파일캡의 규모가 커지면서 위치에 따른 지층 구조에 차이가 많아 각 말뚝의 길이가 상이할 가능성이 높으며, 또한 지층면이 기울어져 있을 수 있다. 따라서 여러 가정조건이 필요하고 유수압을 고려할 수 없으며, 3차원 해석이 불가능한 변위법을 적용하는 것이 적절하지 않다. 그러므로 장대교량의 실제 구조적 특성과 중요도를 감안할 때 전체 구조계를 대상으로 보다 정밀한 수준의 모델링과 해석이 필요하게 된다. 이 경우 상부구조와 연계한 일체 해석이나 비선형 해석, 파일캡의 강성 반영 등 탄성변위법에서는 불가능한 엄밀 해석이 가능하다. 파일캡을 고려한 균말뚝 기초에 대한 비선형 해석에 대해서는 Hoit 등(1996), Yang 등(2003), Reese 등(2004)에 의해 많은 발전이 있었으며, 우리나라에서도 원진오 등(2005)이 비선형 말뚝머리 강성을 고려한 3차원 균말뚝 기초 해석기법을 개발하기도 하였다.

우리와 달리 일본에서는 말뚝 및 지반을 선형탄성체로 하는 경우의 계산법으로 파일캡을 강체로 가정한 말뚝 기초 전체의 변위(파일캡의 변위)를 말뚝머리의 스프링행렬로 표현하여 말뚝기초 전체에 적용하는 수평력, 연직력, 회전모멘트를 이용한 적합조건식을 푸는 방법, 즉 변위법 외에도 말뚝머리를 파일캡에 강결합하고, 말뚝이 탄성판에 지지된 보로 간주하여 라멘(rahmen) 모델로 해를 푸는 방법을 적용할 수 있도록 하고 있다

(日本道路協會, 2002). 또한 기초의 내진설계시 말뚝머리가 파일캡과 강결된 라멘구조로서 모델링하여 기초의 내력과 대변형시 거동을 평가하도록 명시하고 있으며, 철도구조물 설계기준에서도 프레임 라멘 모델의 적용을 규정하고, 극한상태의 검토가 필요없는 간단한 구조물에 한하여 변위법을 허용하고 있다. 변위법과 라멘식 프레임 모델링의 해석상 주요 특징을 표 1에 정리하였다.

한편, 말뚝머리의 고정 여부는 앞에서 언급한 결합 방법과 무관하게 말뚝의 직경과 강성 등의 함수인 식 (3), (4)로 표현되는 회전스프링정수( $K_R$ )의 크기에 따라 서로 평가할 수 있다.

$$k_v = \frac{E}{D(1-\nu^2)I_p} \quad (\text{tf/m}^3) \quad (3)$$

$$k_R = k_v \cdot I \quad (\text{tf} \cdot \text{m/rad}) \quad (4)$$

- 여기서, E : 파일캡 콘크리트의 단면강성 (탄성계수)
- $\nu$  : 파일캡 콘크리트의 프와송비
- D : 말뚝 직경
- I : 말뚝의 단면2차모멘트 ( $\pi \cdot D^4/64$ )

그림 7은  $K_R$ 과 파일캡의 수평변위, 휨모멘트의 관계를 나타내는 것으로서, 이상적으로는  $K_R$ 이 무한대의 값을 가질 때 말뚝머리와 캡은 완전한 강체 연결이 된다. 그러나 이 그림에서  $K_R$ 이 약  $1 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$  이상이 될 경우, 말뚝머리의 휨모멘트가 최대가 되면서 동시에 해당 말뚝 본체의 최대값이 되며, 지중부 휨모멘트와 수평 변위량은 최소값이 되는 것을 알 수 있다(日本道路協會, 1992). 즉, 이 크기 이상을 갖는  $K_R$  조건에서는 말뚝과 파일캡은 실제적으로 강결되어 고정 상태가 되는 것이다. 표 2는 직경이 각각 2.0m, 3.0m인 두 종류의 현장타설 콘크리트말뚝에 대하여 식 (3), (4)에 따라  $K_R$ 을 산정한 결과로서, 각 말뚝에 대하여 그 크기가  $1.45 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$ ,  $4.90 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$ 으로 나타났다. 이 범위를 그림 7에 사

표 1. 변위법과 라멘 모델링의 비교

구분	변위법 해석	전체 구조계 해석(라멘 모델링)
다차원 해석	기초를 2차원으로 해석함(3차원 불가)	구조계의 3차원 해석이 가능함.
말뚝 및 지반조건	하중, 말뚝 길이, 지층조건 차이와 관계없이 모든 말뚝에서 일정한 값을 가짐. 말뚝의 강성은 전 길이에 걸쳐 동일함	말뚝 길이, 지층구조가 다르면 상이한 스프링정수를 적용. 말뚝의 길이 방향 강성변화 고려함
파일캡 조건	파일캡은 강체로 해석하며 무리말뚝의 도심을 중심으로 회전함	파일캡은 강체로 해석하며 말뚝의 길이가 상이하므로 도심을 중심으로 회전하지 않음
유수압 조건	유수압을 고려할 수 없음	조류압, 파압, 동수압을 하중으로 고려함

표 2. 말뚝 직경별 머리부의 회전 스프링 크기

D (m)	E (tf/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$I_b$	I (m <sup>4</sup> )	$K_v$ (tf/m <sup>3</sup> )	$K_R$ (tf·m/rad)
2.0	$2.84 \times 10^6$	0.167	0.790(원형)	0.785	$1.85 \times 10^6$	$1.45 \times 10^6 > 1 \times 10^6$
3.0	$2.84 \times 10^6$	0.167	0.790(원형)	3.974	$1.23 \times 10^6$	$4.90 \times 10^6 > 1 \times 10^6$

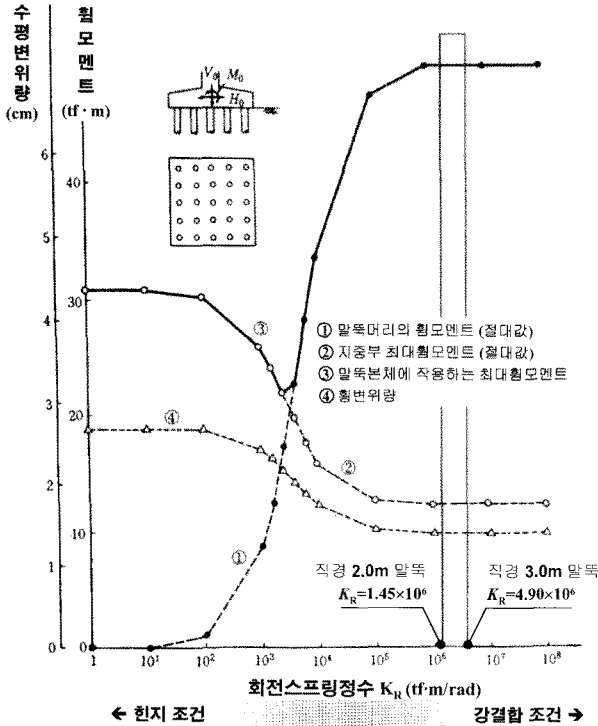


그림 7. 말뚝머리 연결 조건과 회전스프링정수의 관계

각형으로 표시하였으며, 이 조건에서 말뚝머리의 휨모멘트는 최대값이 되며, 지중부의 최대휨모멘트와 말뚝머리 회전위량은 최소가 되어 말뚝머리 구속 조건과 동일한 상태가 됨을 알 수 있다.

강결합으로 설계한 말뚝머리와 확대기초 연결부에 대하여 한지조건으로도 검토하는 것은 지진시 상황을 고려한 측면도 있으나, 이는 우리나라와 달리 지진이 매우 빈번한 일본의 설계기준에서 원용된 것이며, 또한 이 때 고려하는 지진도 말뚝의 단면을 결정하는 수준의 것이 아니고 그 이상의 지진에 대해서는 별도의 내진설계 기준을 적용하는 것이 바람직하다. 따라서 체계적인 내진설계법이 구축된 조건에서 회전강성이 매우 큰 대구경 현장타설말뚝을 적용한 다주식 해상장대교량의 기초를 한지조건에 대하여까지 안전하도록 해석하는 것은 불필요하게 매우 과다한 설계를 초래할 우려가 높다.

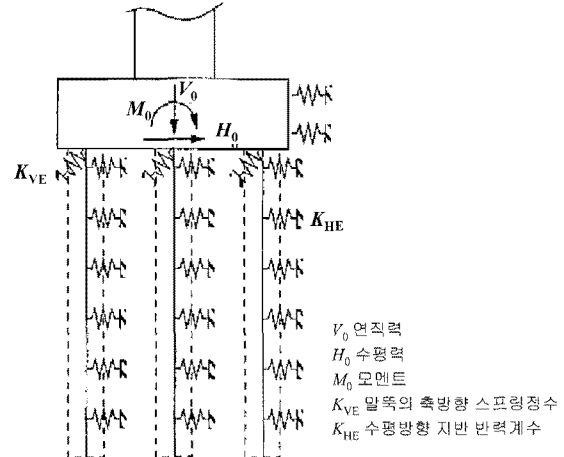


그림 8. 말뚝-파일캡 강결합의 라멘구조 해석 모델(日本道路協會, 2002)

#### 4. 캡-말뚝 결합을 고려한 전체계 해석

대구경 현장타설말뚝을 지면 위로 돌출된 확대기초에 연결한 교량 기초는 그림 8과 같이 캡을 강체로, 말뚝머리가 캡에 강결합된 라멘구조로서 모델링할 수 있다. 말뚝의 축방향 저항특성, 말뚝 주변과 캡 전면 지반의 수평저항특성은 그림 9에서와 같이 이중선형(bilinear) 관계를 가지며, 말뚝 본체는 재료의 종류에 따라 곡률에 대하여 삼중선형(trilinear), 또는 이중선형의 관계를 나타낸다.

이러한 라멘식 모델링을 바탕으로 그림 10과 같이 직경 3.0m의 현장타설말뚝 24본을 3×8 배열로 연결하는 파일캡 구조의 대형 다주식 기초를 가진 교량에서 말뚝기초와 파일캡, 상부구조(기둥)를 포함하는 전체계 해석을 수행하였다. 수심 20m 아래의 해저면에는 해성퇴적층인 실트질 점성토층과 풍화잔류토층인 사질토층, 그리고 기반암이 순차적으로 분포한다. 상부구조 해석에는 범용 유한요소해석 프로그램인 'MIDAS/CIVL'을 적용하였으며, 하부구조에 대해서는 지반에 대한 비선형 유한요소해석이 가능한 'FB-PIER' 프로그램(Hoit 등, 1996)을 사용하였다. 지반의 비선형 하중전이 특성과 말뚝-파일캡 상호작용을 고려할 수 있는 군말뚝 해석 프로그램인 'Group(Reese & Wang, 2004)'도 적용이 가능하다. 기둥

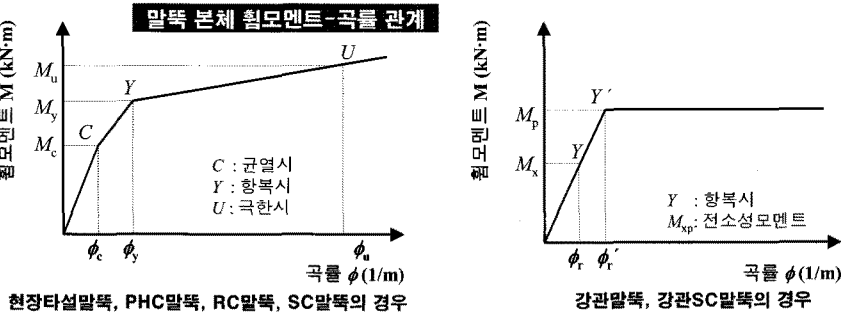
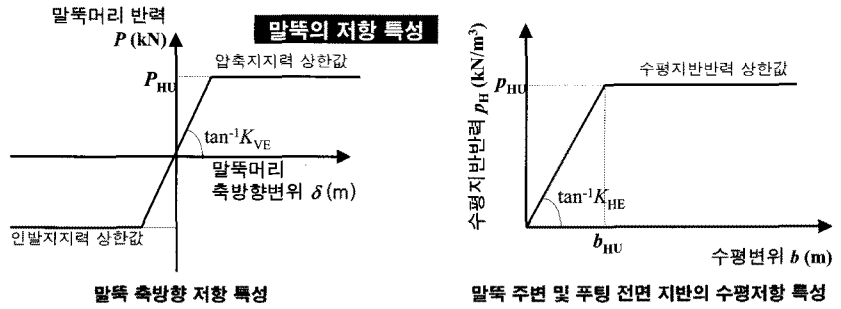


그림 9. 말뚝의 저항특성, 휨모멘트와 곡률 관계(日本道路協會, 2002)

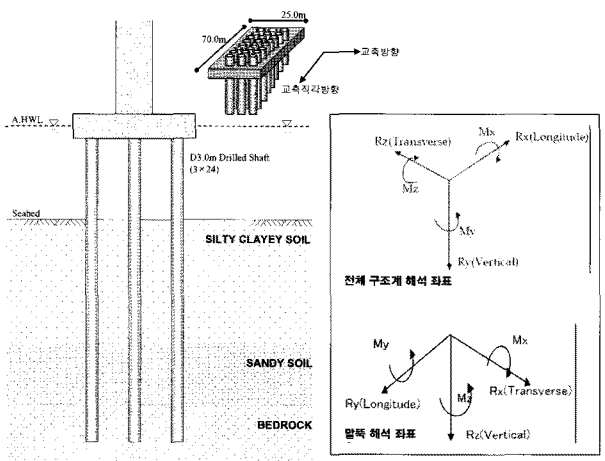


그림 10. 해석 대상 구조물 모식도 및 구조계별 해석 좌표

-캡-말뚝 구조계의 모델링 개념을 그림 11에 도해적으로 나타내었다.

이 기초 시스템에서 파일캡 이하 구조계의 외력(수평력) 조건과 이에 저항하는 기초의 모델링을 그림 12에 나타내었다. 캡의 상부에서는 사하중, 활하중, 온도하중, 지점 침하, 크리프, 건조수축, 팽하중 등이 작용하여 연직력, 수평력, 모멘트로 전달되며, 캡 하부에서는 파압(wave load), 유수압(hydraulic stream pressure), 관성력(inertia force), 동수압(hydrodynamic pressure) 등이 작용한다. 하중은 교축방향과 교축직각방향 두 방향에 동시에 작용하는데, 말뚝 단면에 대해서는 교축직각 방향이 지배적인 하중 조건이 된다. MIDAS/CIVIL을 이

용하여 파일캡 하단을 기준으로 LRFD 해석법에 따라 산정한 하중의 크기를 표 2에 정리하였다. 표에서 ‘평상시’는 LRFD의 강도한계상태(strength limit state)에 대한 것이며, ‘지진시’는 극한한계상태(extreme event state)를 기준으로 한 것이다. 관성력과 동수압은 지진시 작용하는 하중으로서, 이 중 관성력은 교축방향으로 지진력이 작용시에 LRFD 기준에 따라 교축직각방향 지진하중의 30%를 고려하였다. 교축직각방향으로 지진력 작용시의 관성력이 교축방향에 비해 약 3배가 크기 때문에 두 방향의 값은 결과적으로 유사하다. 파일캡은 강체로 간주하며, 이와 강결된 직경 3.0m의 현장타설말뚝 24본은 각각 길이방향으로 배근 조건을 4종류로 달리하여 강성이 변화하는 부재로 고려하였다. 또한 말뚝의 길이는 일정하지 않으며, p-y 해석법을 적용하여 비선형 스프링으로 모델링하였다. 말뚝체의 측면에서는 연직방향 전단지반저항( $k_{sv}$ ), 수평방향 전단지반저항( $k_{sh}$ )이 발생하며, 스프링지점으로 고려되는 하단부에서는 연직방향 지반저항( $k_v$ )이 발휘되어 하중을 지지한다.

상부구조와 하부구조를 연계한 전체 구조계 해석 절차를 요약하면 그림 13, 14와 같다. 먼저, 전체계 모델 파일캡 하단을 고정단으로 설정하고 MIDAS/CIVIL에 의한 구조해석을 실시하여 지반면의 반력( $R_1$ )을 산정한다. 산정된 지반면의 반력을 FB-PIER의 하중으로 입력하여 말뚝-지반 비선형 해석을 실시해서 6×6 강성행렬을 통해 스프링정수( $K_1$ )를 구한다. 다음으로 전체계 모



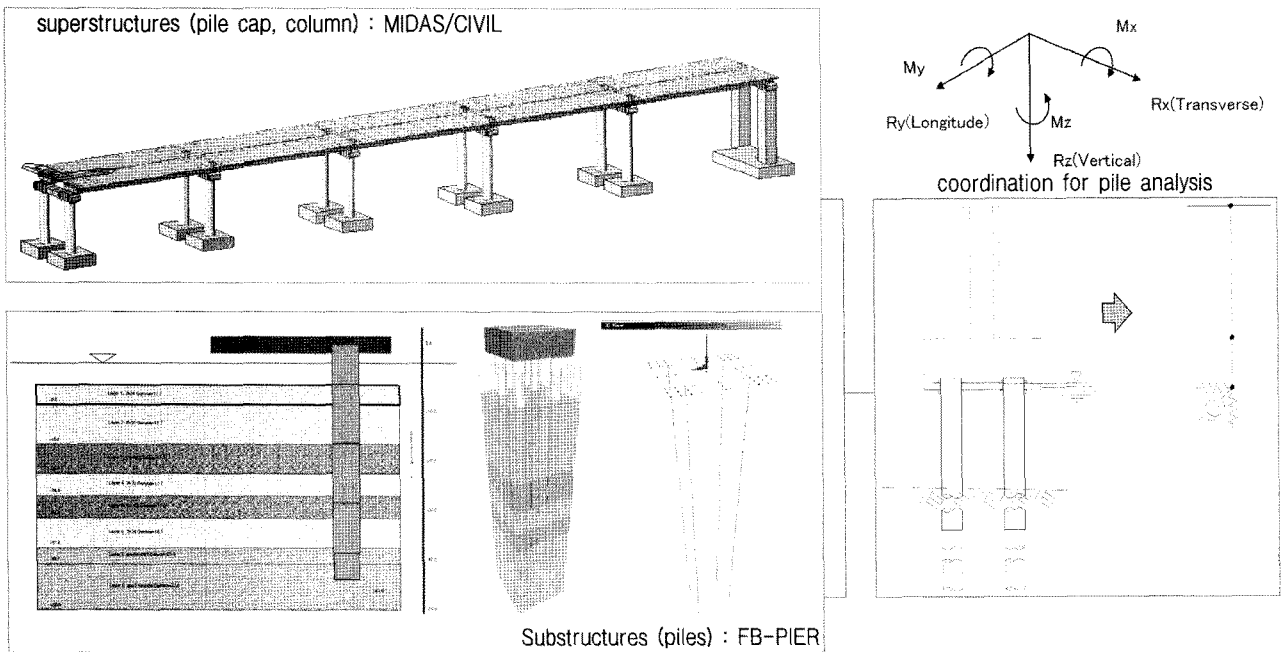


그림 11. 파일캡 기초 형식의 구조해석 모델링 개념

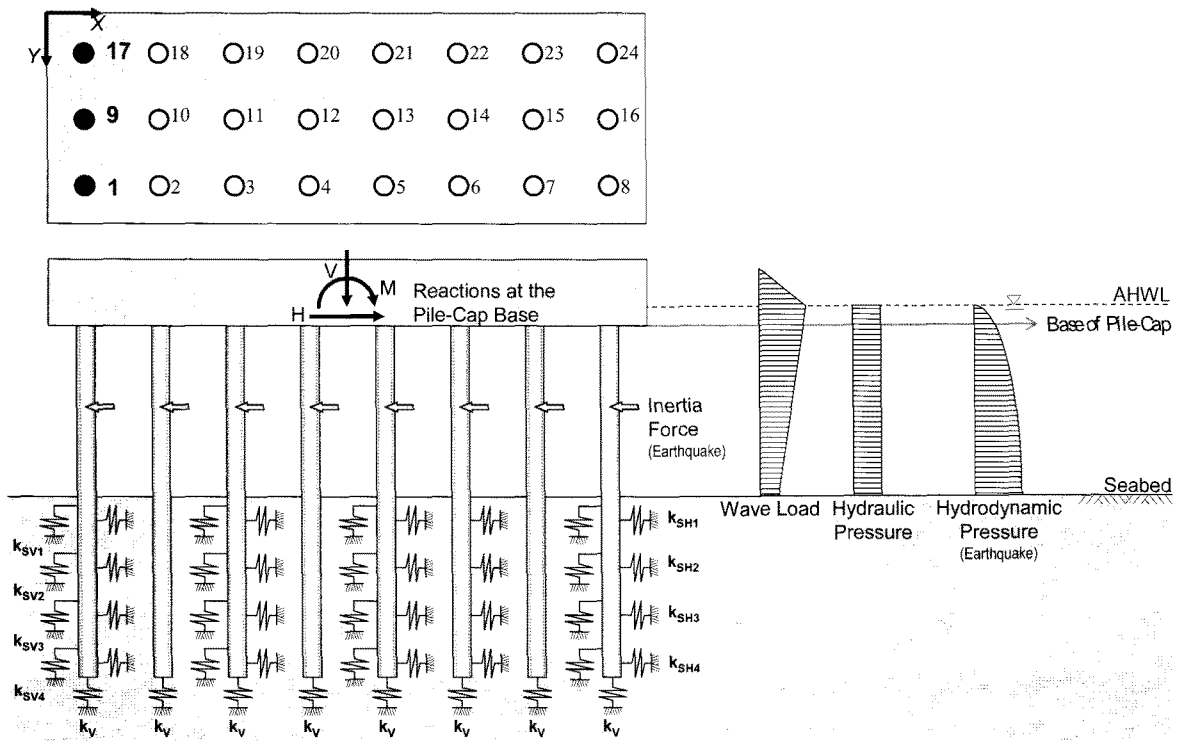


그림 12. 다주식 기초 구조계에 작용하는 외력과 기초의 모델링

표 2. 평상시(극한한계)와 지진시 파일캡 하단에서 산정된 하중

구분	축력 $R_y$ (kN)	수평력 $R_x$ (kN)	휨모멘트 $M_z$ (kNm)	수평력 $R_z$ (kN)	휨모멘트 $M_x$ (kNm)	비틀림모멘트 $M_y$ (kNm)
평상시 ①	987,623	3,996	492,325	60,088	-6,284,347	1,366
지진시 ②	987,995	16,158	780,566	70,764	-6,005,449	47,076
①/②	1.00	0.25	0.63	0.85	1.05	0.03

델 지반면의 경계조건을 이 스프링정수( $K_1$ )로 하고, 지반면의 반력( $R_2$ )을 다시 산정한다. 이 과정을 반복하여 하중, 또는 변위가 수렴되는 등가선형스프링상수( $K$ )를 결정하게 된다.

이러한 해석을 통해 다주식 파일캡 구조에서 상부에서 전달되는 하중과 파랑하중 등 수중부에서 가해지는 하중에 의하여 파일캡과 연결된 각 말뚝의 반력, 즉 휨모멘트, 전단력, 압축력 등 부재력을 산정하였다. 그 결과 파일캡의 최외측 말뚝(그림 12에서 1, 9, 17번)의 하중조건이 단면 설계를 지배하는 것으로 나타났는데, 표 3은

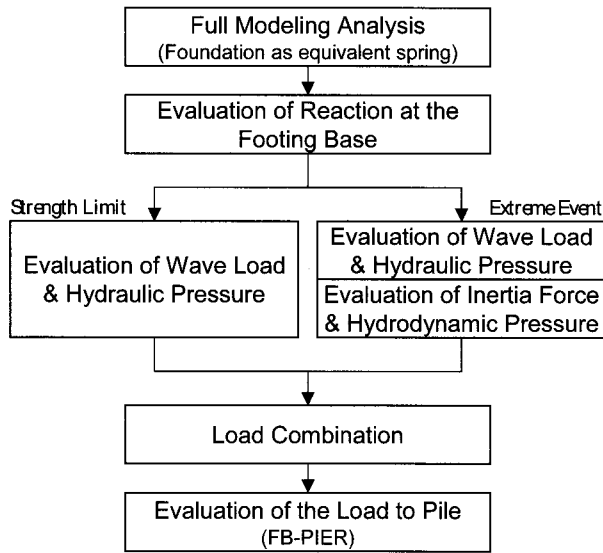


그림 13. 말뚝 하중 산정 절차

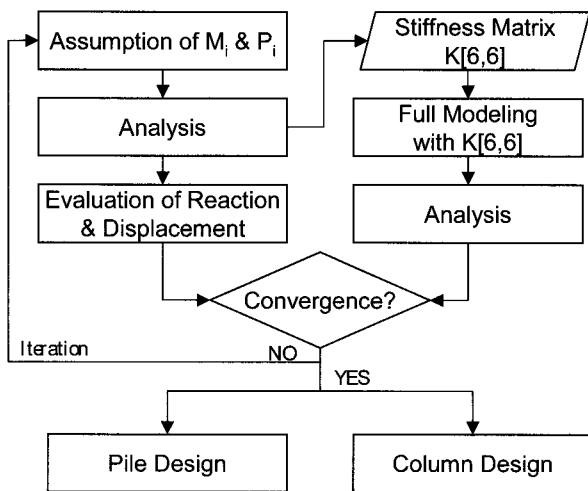


그림 14. 기둥-파일캡-말뚝 구조계 해석 흐름

평상시 조건, 지진시 조건을 각각 지배하는 말뚝에서 부재의 작용 전단력과 내력을 산정한 것이다. 이는 말뚝머리가 파일캡과 강결합된 조건으로 해석한 것이다.

해석 결과를 토대로 파일캡의 1번 위치의 말뚝에 작용하는 휨모멘트, 전단력, 축력(압축력)과 말뚝의 수평방향 변위의 길이 방향 분포를 그림 15, 16, 17에 나타내었다. 그림 15에서 moment 3은 교축방향 축주변의 회전모멘트, moment 2는 교축직각방향 축주변의 회전모멘

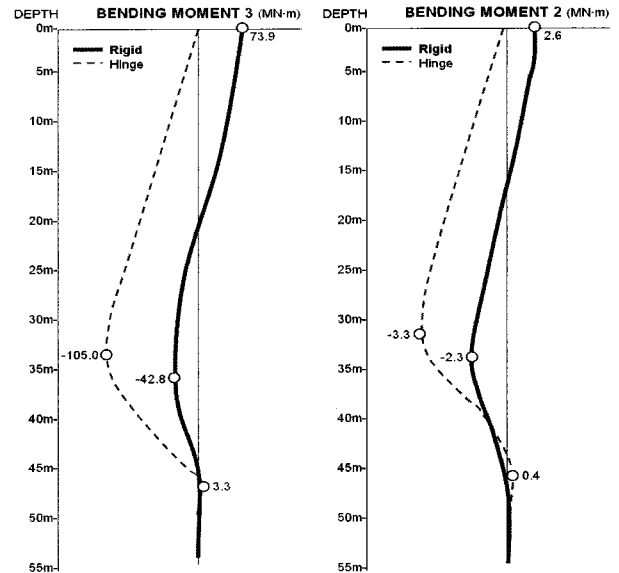


그림 15. 말뚝머리 구속 조건에 따른 깊이별 휨모멘트 분포

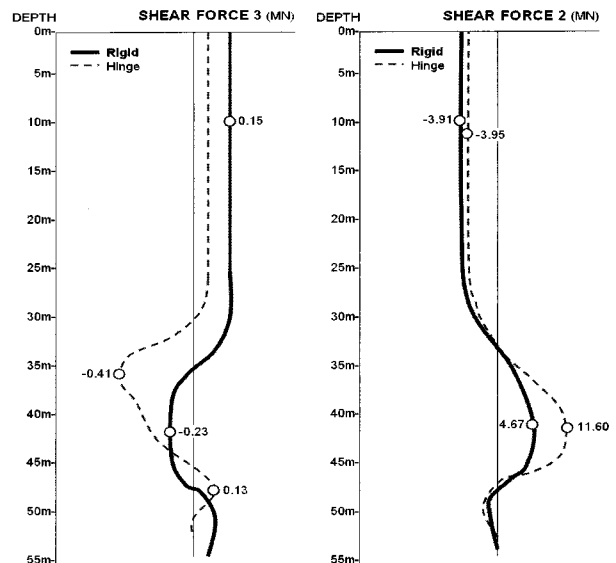


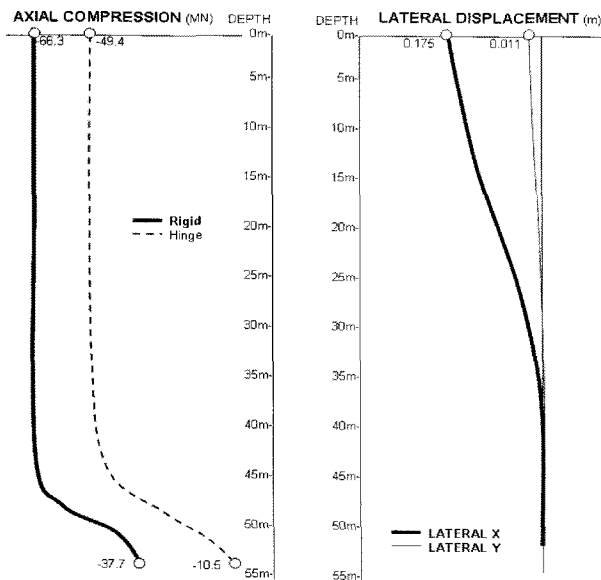
그림 16. 말뚝머리 구속 조건에 따른 깊이별 전단력 분포

표 3. 평상시와 지진시 단면설계를 지배하는 말뚝의 전단력 검토

구분	말뚝번호	말뚝직경(m)	전단력(kN)	압축력(kN)	단면력/내력 비
평상시	17번	3.0	5,198	12,160	0.427(OK)
지진시	9번	3.0	5,311	15,916	0.334(OK)

트이며, 그림 16에서 shear 3는 교축방향 전단력, shear 2는 교축직각방향 전단력을 의미한다. 그림 17(b)에서 lateral Y는 교축방향 변위, lateral X는 교축직각방향 변위이다.

단면력에 대해서는 동일한 조건을 기준으로 말뚝머리를 힌지로 간주하여 해석한 결과를 함께 도시하였다. 그림 15에서 강결합 연결시 말뚝 머리부에서, 힌지 연결시 지중부에서 최대의 모멘트가 발생하는 것을 알 수 있다. 그림 16에서 말뚝의 길이 방향에 대한 전단력은 모멘트와 달리 두 조건이 비교적 유사한 분포 경향을 보이나, 힌지 조건에서 최대전단력이 큰 것을 알 수 있



(a) 구속조건별 축방향 압축력 (b) 강결합 조건의 횡변위

그림 17. 말뚝 길이별 축력과 횡변위 분포

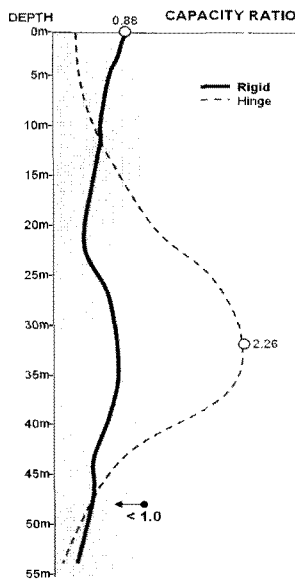


그림 18. 말뚝머리 구속 조건에 따른 부재 검토 결과

다. 그림 17(a)는 말뚝의 연직지지력 등 지반공학적 설계를 지배하는 축방향 압축력의 분포로서, 강결합 조건이 힌지 조건에 비하여 훨씬 크다. 그림 17(b)는 말뚝의 수평방향 변위로서, 말뚝머리가 구속된 강결합 조건에 대한 것이다. 힌지 조건에서는 구조계에서 감당하기 어려운 변위가 발생하는 것으로 나타나 합리적인 평가가 곤란하였다.

그림 18은 말뚝머리의 구속 조건을 기준으로 축력과 모멘트를 받는 말뚝 부재의 안정성을 식 (2)에 따라 검토한 결과로서, 강결합 조건인 경우에는 그 값이 전체 길이에 대하여 1.0 미만으로 나타나 단면이 충분한 내력을 가지고 있는 반면에, 힌지 연결 조건에서는 말뚝 중간부의 단면 내력이 매우 부족(안정값이 1.0을 크게 초과)하여 외력에 저항하지 못하는 것을 알 수 있다. 말뚝머리를 힌지로 해석하여 부재의 내력을 확보하기 위해서는 극단적으로 비경제적인 설계가 불가피하며, 이 경우에도 말뚝 수평변위량이 구조계에서 허용 가능한 값인지의 여부를 별도로 검토하여야 한다. 결론적으로,

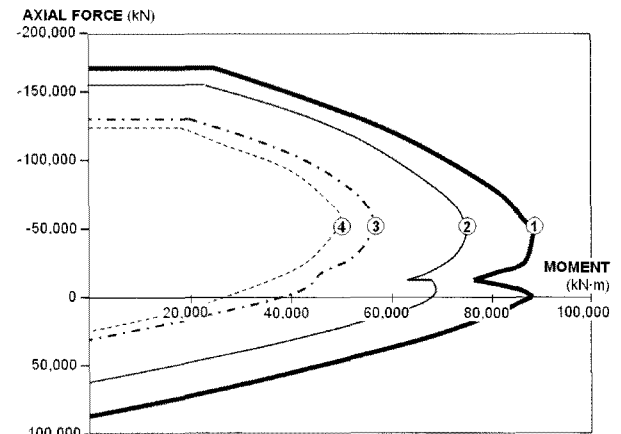


그림 19. 말뚝의 축방향 강성 변화에 따른 단면의 PM 상관도

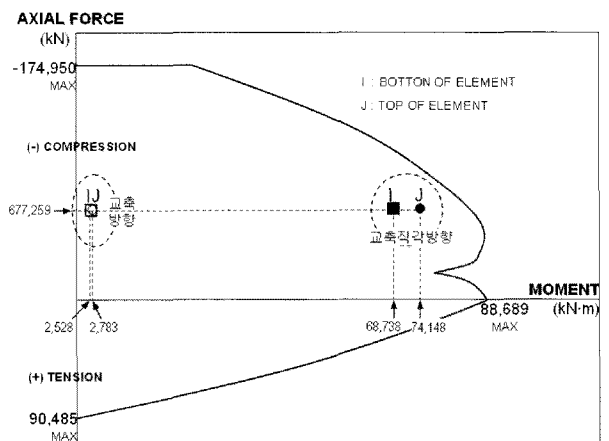


그림 20. 강결합된 말뚝머리에서 PM상관도와 단면력

3장에서 언급한 바와 같이 대구경 현장타설말뚝을 이용한 해상의 다주식 기초 시스템의 해석에 한지조건을 적용하는 것은 공학적으로 합리적이지 못하다.

그림 19는 머리부에서부터 암반에 근입시킨 선단까지 강성을 4단계로 감소시킨 말뚝의 배근 구간별 PM상관도이며, 그림 20은 강결합되어 휨모멘트가 최대가 되는 말뚝 머리부의 단면력 상태를 PM상관도(그림 19에서 ①)에 도시한 것으로서, 교축방향, 교축직각방향 모두 안정한 상태이다. 그림 20에서 교축직각방향의 하중이 말뚝의 단면설계를 지배함을 알 수 있다.

말뚝머리 구속 조건으로 산정한 개별 말뚝당 압축력과 각 말뚝의 연직지지력을 정리해보면 그림 21과 같다. 교축방향으로 파일캡의 외측에 배치된 말뚝들에서 축하중이 보다 크게 산정됨을 알 수 있다. 각 말뚝은 암반소켓의 길이와 지지되는 지층의 조건이 조금씩 상이하므로 지지력에 차이가 있게 된다. 17번 말뚝은 평상 조건에서, 9번 말뚝은 지진시에 가장 취약한 말뚝이다(표 3). 그림 22는 각 말뚝에서 연직방향의 하중/지지력 비를 평상시와 지진시로 구분하여 나타낸 것인데, 평상시 조건이 말뚝의 연직지지 거동을 지배함을 알 수 있다.

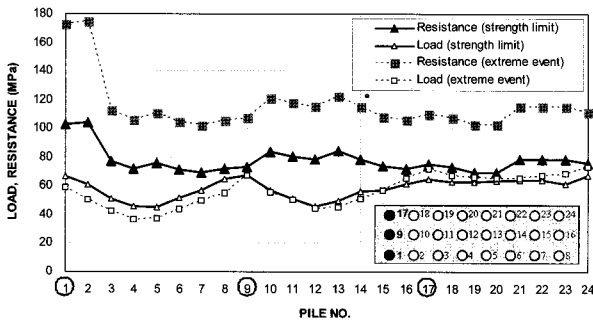


그림 21. 파일캡 하단 24개 말뚝의 연직하중과 연직지지력 비교

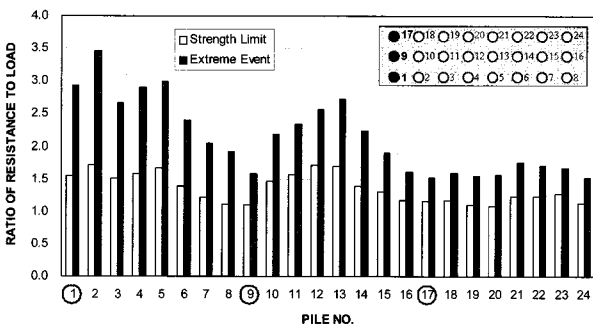


그림 22. 파일캡 하단 24개 말뚝의 하중/지지력 비 비교(평상시 및 지진시)

## 5. 결론

다수의 말뚝을 캡(확대기초)으로 연결하여 하중을 지지하는 다주식 기초에 대하여 캡의 연결부를 강결합 조건과 한지결합 조건으로 구분하여 말뚝 반력 해석의 합리성을 분석하였으며, 널리 사용 중인 탄성변위법과 라멘식 프레임 해석에 기반한 비선형 해석기법을 비교하여 검토하였다. 특히 실제 해상 장대교량의 조건을 대상으로 상부구조와 기초를 연계한 전체 구조계 해석 결과를 분석하여 말뚝머리 구속 조건에 대한 기초 부재 단면력 산정의 적정성을 파악하였다. 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 일반적인 규모의 교량, 또는 강성이 크지 않은 말뚝을 적용한 기초에서는 말뚝머리가 강결합된 조건과 한지결합된 조건에 대한 말뚝 단면 설계의 차이가 현저하지 않다. 파일캡이 지중에 위치한 강관말뚝 기초의 사례에 대해 비교해석을 실시한 결과, 말뚝에 작용하는 최대 휨모멘트의 위치와 크기, 축력의 크기에 차이가 있음에도 하중 조합에 대한 부재 단면의 검토식 적용 결과는 유사하게 나타났다.
- (2) 해상교량과 같이 파일캡이 수면, 또는 수중부에 위치하여 말뚝이 지면 위로 일정 길이 이상 돌출되는 다주식 기초에서는 말뚝머리를 한지로 고려할 경우 지중부에서 매우 큰 휨모멘트와 전단력이 유발되며, 말뚝머리의 수평변위량이 크게 증가하여 강결합 조건에 비해 단면 설계가 극단적으로 과도해질 수 있다. 3.0m 직경의 대구경 현장타설말뚝을 적용한 해상 다주식 기초에 대하여 하중에 대한 내력비를 산정한 결과, 강결합 조건에서는 그 값이 0.88(머리부)로서 1.0 미만인 기준을 만족하였으나, 한지 조건에서는 2.6배나 큰 2.26(지중부)이 되어 정상적인 단면 설계가 어려운 것으로 나타났다.
- (3) 회전스프링정수( $K_R$ )는 말뚝머리와 캡의 구속 조건과 밀접한 관련이 있는데, 직경 2.0m의 현장타설 콘크리트 말뚝의 경우에 그 값이  $1.45 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$ (3.0m 말뚝은  $4.90 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$ )으로 산정되었다. 말뚝의  $K_R$ 와 최대 휨모멘트, 수평변위의 관계에서  $K_R$ 이  $1.0 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$  이상인 조건에서 말뚝머리의 휨모멘트가 최대값이 되고, 동시에 지중부 최대휨모멘트와 머리부 수평변위량은 최소가 되어 말뚝머리 구속 조건과 사실상 동일한 상태가 되므로, 강성이 매우 큰 대구경

현장타설말뚝에 대하여 힌지조건을 적용하는 것은  
과다설계의 원인이 된다.

- (4) 해상 장대 교량은 파일캡의 규모가 커서 각 말뚝 길  
이가 다르거나, 지층 조건이 상이할 가능성이 많으  
며, 또한 파압과 유수압 등을 고려해야 하므로 널리  
사용 중인 탄성변위법은 적합하지 않다. 또한 파일  
캡과 말뚝의 강성 변화, 2방향 이상의 동시 재하에  
대한 3차원 비선형 해석이 필요하므로, 말뚝머리를  
캡에 강결합하고 말뚝이 탄성판에 지지된 보로 간  
주하는 라멘(rahmen) 모델링을 통해 상부구조와 연  
계한 전체 구조계 해석을 수행하는 것이 바람직하  
다. 점성토층, 사질토층, 암반층에 관입된 대구경 현  
장타설말뚝을 적용한 실제 조건의 해상 장대교량  
기초 시스템을 모델링하여 상부에서 전달되는 하중  
과 파랑하중 등 수중부에서 가해지는 하중에 의하  
여 파일캡과 연결된 각 말뚝에서 발생하는 휨모멘  
트, 전단력, 압축력 등 반력을 산정하고 PM상관도  
분석과 지지력 산정을 통해 말뚝 부재의 안정성을  
검토하였다. 또한 힌지조건에 대해서도 각 부재력을  
산정하여 강결합 조건에 대한 결과와 비교하였다.
- (5) 말뚝과 파일캡의 단면 설계 및 연결부 해석은 균말  
뚝 시스템을 합리적으로 해석하는 근간이 되며, 장  
대교량에서 경제적인 설계를 도모할 수 있는 중요  
한 요소임에도 불구하고, 국내에서는 지반공학 기  
술자들의 관심이 상대적으로 낮아 신뢰성 높은 엄  
밀해석 대신 변위법 등 기존의 간편법에 의존하여  
보수적인 설계를 실시하는 것이 일반적이다. 이 분  
야에 대한 참신한 해석기법 연구와 실무 적용을 위  
한 시방 규정 정비를 통해 초장대교량 건설을 위한  
요소기술을 확보하는 것이 시급하다.

## 참 고 문 헌

1. AASHTO (2004), LRFD Bridge Design Specifications : 3rd Ed., AASHTO, Washington DC, pp.(5)136, (5)166-170, (10)55.
2. AISC (1999), Load and Resistance Factor Design : LRFD Specification for Structural Steel Buildings and Commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. FHWA (1999), "Drilled Shaft ; Construction Procedures and Design Method".
4. Hoit, M.J., 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.
5. Reese, L.C. and Wang, S.T. (2004), "Analysis of a Group Piles Subjected to Axial and Lateral Loading", Group6.0, Ensoft Inc.
6. Yang, Zhaohui and Jeremi, BorisZ (2003), "Numerical study of group effects for pile groups in sands", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.27, Issue 15, pp.1255-1276.
7. Zhang H.H, and Small, J.C. (2000), "Analysis of Capped Pile Groups Subjected to Horizontal and Vertical Loads", *Computers and Geomechanics*, Vol.26, pp.1-21.
8. 대한토목학회 (2001), 도로교설계기준 해설 : 하부구조편.
9. 원진오, 정상섭 (2005), 교량 말뚝기초 해석기법의 적용성 분석, 한국지반공학회 논문집, 제21권 4호, pp.123-134.
10. 원진오, 정상섭 (2005), 교량 말뚝기초의 캡 강성을 고려한 비선형 3차원 해석, 한국지반공학회 논문집, 제21권 6호, pp.19-30.
11. 정상섭, 정상훈, 원진오 (2001), "Analysis of Pile Cap Interaction by Load Transfer Approach", 한국지반공학회 논문집, 제17권 3호, pp.95-102.
12. 玉野治光, 變位が制限される基礎の設計について, 第6回日本道路會議論文集.
13. 日本道路協會 (1992), 杭基礎 設計便覽.
14. 日本道路協會 (2002), 道路橋示方書・同解説.
15. 鐵道綜合技術研究所 (2000), 鐵道構造物等設計標準・同解説:基礎構造物・抗土壓構造物, 運輸省鐵道局 監修.
16. 淺間達雄 外 (1981), 杭頭部へおおよび合理的の水平變位量を考慮した杭基礎設計法, 土木研究所資料第1715号.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 25)