

# 직경 600mm PHC 매입말뚝의 동재하시험을 통한 허용 지지력 평가

## Evaluation of Allowable Bearing Capacity of 600 mm Diameter Preboring PHC Piles Using Dynamic Load Test

우 규 성 <sup>1</sup>	Woo, Gyu-Seong	박 종 배 <sup>2</sup>	Park, Jong-Bae
서 미 정 <sup>1</sup>	Seo, Mi-Jeong	이 중 섭 <sup>3</sup>	Lee, Jong-Sub

### Abstract

For the construction of high-rise structures and the optimized foundation design, the use of the large-diameter PHC pile has increased. Especially, the use of the 600 mm diameter PHC pile has significantly increased. In this study, for the evaluation of the suitability of the current design practice, the 46 dynamic pile load tests, which were carried out in the 600 mm diameter preboring PHC pile, are analyzed. The end bearing capacity is obtained from the end of initial driving test and the shaft capacity is estimated from the restrike test. The allowable capacities estimated by the dynamic load test are compared with those based on the current design practice. The analyses show that the allowable end bearing capacity evaluated by the dynamic pile load test is greater than the design practice in most piles. The allowable shaft capacity, however, is smaller than the design practice in many piles. The higher end bearing capacity and the smaller shaft capacity may result from the improvement of the drilling equipment and the increase in the penetration depth. Thus, the portion of the end bearing capacity in the total capacity increases.

### 요 지

구조물의 고층화가 진행됨과 동시에 효율적인 기초 설계를 위해 대구경 PHC 말뚝의 사용이 증가하고 있으며, 특히 600mm PHC 말뚝의 사용량이 급증하고 있다. 본 연구에서는 현재 사용되고 있는 설계법의 적정성을 평가하기 위하여, 직경 600mm PHC 매입말뚝에 대하여 수행된 46본의 동재하시험 결과를 분석하였다. 선단지지력은 초기항타시험의 결과를 이용하였으며 주면마찰력은 재항타시험 결과를 이용하여 각각의 허용지지력을 산정하였다. 동재하시험으로부터 산정된 허용지지력을 현재 사용되는 설계법으로 평가된 허용지지력과 비교하였다. 분석결과, 동재하시험으로 산정된 허용선단지지력은 대부분의 말뚝에서 설계기준보다 컸지만, 허용주면마찰력은 많은 말뚝에서 설계기준보다 작게 산정되었다. 이와 같은 큰 선단지지력과 작은 주면마찰력은 천공장비의 성능 향상 및 굴착 깊이의 증가 때문이며 이로 인해 전체지지력에서 선단지지력이 차지하는 비율이 높아졌기 때문이다.

**Keywords :** Allowable bearing capacity, Dynamic load test, End bearing capacity, Preboring piles, Safety factor, Shaft capacity

1 정회원, 고려대학교 건축사회환경공공학부 석사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)  
2 정회원, 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원 (Member, Research Associate, Housing & Urban Research Institute, LHI, Tel: +82-42-866-8428, Fax: +82-42-866-8431, [jbpark@lh.or.kr](mailto:jbpark@lh.or.kr), Corresponding author, 교신저자)  
3 정회원, 고려대학교 건축사회환경공공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)  
\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2017년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

매입말뚝은 저소음, 저진동 공법으로 1968년 일본 기초기술연구소에서 개발된 이래 한국에서 널리 사용되고 있다. 매입말뚝의 시공은 천공장비를 사용하여 선굴착한 지반의 굴착공에 시멘트 풀을 주입하고 말뚝을 삽입한 후 경타로 마무리하는 순으로 이루어진다. 매입말뚝의 지지 매커니즘은 선단부의 경우 말뚝을 지지층에 안착시킬 수 있을 정도로 말뚝을 항타하여 선단지지력이 발휘하도록 하며, 주변부는 천공된 지반과 말뚝 사이의 공벽을 시멘트 풀로 충전함으로써 말뚝 두부에 재하된 하중을 주변지반으로 전이시켜 마찰지지력을 발휘하도록 하는 것이다.

매입말뚝의 지지력은 지반조건, 굴착방법, 시멘트 풀의 배합비와 양생조건 등의 영향을 받는다. 매입말뚝 공법이 국내에 도입된 이후 국내에서의 매입말뚝 시공법은 일본과 상이하여 일본의 설계기준을 따르기에는 무리가 있었으나 국내 실정에 맞는 설계기준이 없어 일본의 설계기준을 준용하는 수준에 그치고 있었다(Park et al., 2004a). 또한 설계 및 시공이 미흡하여 말뚝의 재료 하중을 충분히 사용하지 못하는 등의 문제점이 있었다.

한국토지주택공사에서는 매입말뚝의 설계와 시공을 개선하기 위한 연구를 수행해 왔으며 이를 통해 국내 매입말뚝의 설계지지력과 시공품질이 향상되었고 한국토지주택공사에서 제안한 상향된 설계지지력 산정식은 구조물기초 설계기준(2009)에 채택되었다(Park et al., 2008). 그러나 현재까지 수행된 대부분의 연구는 직경 400mm와 450mm PHC 말뚝에 대해 수행된 것으로 직경 600mm PHC 말뚝을 주로 사용하는 현재 상황에 맞는 새로운 연구가 필요하다.

본 논문은 국내 공동주택 건설현장에 시공된 직경 600mm PHC 말뚝의 동재하시험 결과를 분석하였다. 초기 항타(EOID: End Of Initial Driving)시험의 선단지지력 결과와 재항타(REs: Restrike)시험의 주변마찰력 결과를 설계기준의 극한지지력과 허용지지력 측면에서 비교하였다. 또한 동재하시험으로 평가한 직경 600mm 매입말뚝의 지지력을 바탕으로 말뚝의 대구경화에 따른 시공조건 변화가 시공품질에 미치는 영향을 고찰하였다.

## 2. 매입말뚝 설계기준 및 동재하시험 특성

### 2.1 매입말뚝 시공개요

매입말뚝 공법은 시공 중 발생할 수 있는 소음과 진

동을 줄이기 위해 개발된 공법으로 지반을 선굴착하고 기성말뚝을 삽입하는 과정으로 이루어진다. 먼저 주변 마찰력에 영향을 미치는 시공과정은 다음과 같다. 지반을 선굴착함으로써 인해 발생하는 지반과 말뚝 사이의 공벽을 채우기 위해 시멘트 풀이 주입되며, 이 과정에서 시멘트 풀의 주입과 양생이 원활하지 않거나 주입된 시멘트 풀이 유실되는 경우가 발생할 수 있다. 시멘트 풀은 일반적으로 높은 물-시멘트 비인 83%로 배합되며 모래질 지반의 경우 현장의 지하수위에 따라 시멘트 풀의 유실이 발생할 수 있다. 또한 지반천공 및 오거의 인발 시 공벽이 붕괴될 수 있으며 이 경우 시멘트 풀에 토사가 혼합되어 강도가 저하되므로 주변마찰력이 충분히 발휘되지 않을 수 있다(Lim et al., 2005). 이와 같이 매입말뚝 주변이 제대로 보강되지 않으면 매입말뚝의 지지력은 선단지지력에 의존하게 되며 이 경우 지지력 확보를 위하여 선단지지력의 충분한 발휘가 요구된다.

매입말뚝의 지지 매커니즘 상 선단지지력은 말뚝이 시공되는 지반의 지지층까지 천공되고 말뚝 선단부가 지지층에 안착되는 경우에 완전히 발휘된다. 그러나 대부분의 경우 지반의 천공은 오거를 사용하여 수행되며 배토되는 흙과 장비의 부하 상태를 통해 지반 상태 및 지지층 여부를 확인하므로 신뢰성이 부족하다. 천공 후 선단부 고정액을 주입하고 말뚝을 삽입하는데 말뚝 낙하 전 오거를 상하로 수 회 이동시키며 선단부 고정액과 지반을 교반시킨다. 말뚝 삽입이 완료되면 말뚝 선단부가 파괴되지 않고 지지층에 안착할 수 있을 정도의 적절한 항타에너지를 가진 해머로 최종 경타한다. 이 때 선단부 슬라임이 과다하면 말뚝의 선단부가 지지층에 안착하지 못하므로 선단지지력이 충분히 발휘되지 않을 가능성이 높아진다(Lim et al., 2004).

### 2.2 설계기준 및 허용값

국내외의 매입말뚝에 대한 단위 극한선단지지력과 단위 극한주변마찰력의 설계기준과 제안식을 Table 1~4에 정리하였다. Table 1, Table 3에 나타난 국내의 매입말뚝 설계기준에 따르면 사질토 지반의 단위 극한선단 지지력은 12,000~15,000kN/m<sup>2</sup>, 단위 극한주변마찰력은 100~125kN/m<sup>2</sup>로 설계되고 있다.

본 연구의 분석에 사용된 매입말뚝의 극한설계지지력  $Q_u$ 와 허용설계지지력  $Q_a$ 의 산정식을 각각 식 (1), 식 (2)에 나타내었다.

Table 1. Design standard of preboring pile for ultimate end bearing capacity

Construction method	Type	$q_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	Pile end Ground condition	Remark
Preboring pile (Light driving)	Korean highway bridge design code (2008)	200N <sub>b</sub> (cohesiveness soil)	N <sub>b</sub> ≤ 60	
	Building foundation structure design code (2005)	6c <sub>u</sub> (cohesive soil)		
	Pile design guidance of LH (2008)	250N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 60	
Cement paste grouting	Japan Ministry of Construction notice standard	200N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 50	
Preboring cement paste	Japan Ministry of Construction recognized method	250N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 60	
Preboring driving		300N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 60	
Preboring light driving		250N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 60	

$q_b$ : Ultimate unit end bearing capacity, N<sub>b</sub>: Bottom 1D of pile end, N value average of top 4D (D: pile diameter)

Table 2. Suggested formula for ultimate end bearing capacity of bored pile

Construction method	Type	$q_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	Pile end condition	Remark
Preboring pile (Light driving)	Lee, Won Jae (2000)	235N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 50	
	Kim, Jung Soo (2003)	200N <sub>b</sub>		
SDA (Press fitting, Light driving)	Hong etc. (2005)	200N <sub>b</sub>	N <sub>b</sub> ≤ 50	

$q_b$ : Ultimate unit end bearing capacity, N<sub>b</sub>: N value of pile end

Table 3. Design standard of preboring pile for ultimate unit skin friction capacity

Construction method	Type	$f_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	Pile skin Ground condition	Remark
Preboring pile (Light driving)	Korean highway bridge design code (2008)	2.5N <sub>s</sub> (Cohesiveness soil)	N ≤ 50 c <sub>u</sub> ≤ 125	
	Building foundation structure design code (2005)	0.8c <sub>u</sub> (Cohesive soil)		
	Pile design guidance of LH (2008)	2.0N <sub>s</sub> (Cohesiveness soil) 0.5q <sub>u</sub> (Cohesive soil)	N ≤ 50	
Cement paste grouting	Japan Ministry of Construction notice standard	2.0N <sub>s</sub> (cohesiveness soil) 0.5q <sub>u</sub> (cohesive soil)	N ≤ 25 q <sub>u</sub> ≤ 125N q <sub>u</sub> ≤ 100	
Preboring cement paste	Japan Ministry of Construction recognized method	2.0N <sub>s</sub> (cohesiveness soil) 0.5q <sub>u</sub> (cohesive soil)	N ≤ 25 q <sub>u</sub> ≤ 100	
Preboring driving		2.0N <sub>s</sub> (cohesiveness soil) 0.5q <sub>u</sub> (cohesive soil)	N ≤ 25 q <sub>u</sub> ≤ 100	
Preboring light driving		24 (cohesiveness soil) 9 (cohesive soil)		

$f_s$ : Ultimate unit skin friction capacity, q<sub>u</sub>: Average uniaxial compression strength (kN/m<sup>2</sup>), N<sub>s</sub>: Average of pile skin N value

Table 4. Suggested formula for ultimate skin friction capacity of bored pile

Construction method	Type	$f_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	Remark
Preboring pile (Light driving)	Lee, Won Jae (2000)	1.5N <sub>s</sub>	Weathered layer of granite
	Kim, Jung Soo (2003)	2.0N <sub>s</sub> (≤ 100)	
SDA (Press fitting, Light driving)	Hong etc. (2005)	6+1.4N <sub>s</sub> (Cohesive soil) 25+1.3N <sub>s</sub> (Cohesiveness soil) 70+0.4N <sub>s</sub> (Weathered soil) f <sub>s</sub> ≥ 120 (Weathered rock)	

$f_s$ : Ultimate skin friction capacity, q<sub>u</sub>: Average uniaxial compression strength, N<sub>s</sub>: Average of pile skin N value

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_{up} + Q_{us} = q_b A_p + f_s A_s \\
 &= 250N_b A_p + 2.0N_s A_s \\
 &\leq 15,000 \left( \frac{kN}{m^2} \right) A_p + 100 (kN/m^2) A_s \quad (1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_{ap} + Q_{as} = \frac{1}{SF} Q_u = q_a A_p + f_a A_s \\
 &= 83.33N_b A_p + 0.67N_s A_s \\
 &\leq 5,000 \left( \frac{kN}{m^2} \right) A_p + 33.3 (kN/m^2) A_s \quad (2)
 \end{aligned}$$

여기서  $Q_{up}$ 는 극한선단지지력,  $Q_{us}$ 는 극한주면마찰력,  $Q_{ap}$ 는 허용선단지지력,  $Q_{as}$ 는 허용주면마찰력을 의미한다. 말뚝 선단의 N값인  $N_b$ 는 D가 말뚝의 직경일 때 말뚝의 선단이 위치하는 지점의 상부 방향으로 4D, 하부 방향으로 1D인 구간의 N값들의 평균으로 계산되며 상한은 60이다.  $N_s$ 는 지반에 매입된 말뚝의 주면에 해당되는 구간에 대한 N값들의 평균이며 상한은 50이다.  $A_p$ 와  $A_s$ 는 각각 말뚝의 선단부 면적, 주면부 면적이다.  $q_b$ 는 단위 극한선단지지력으로 상한은  $15,000\text{kN/m}^2$ 이며,  $q_a$ 는 단위 허용선단지지력으로 상한은  $5,000\text{kN/m}^2$ 이다.  $f_s$ 는 단위 극한주면마찰력으로 상한은  $100\text{kN/m}^2$ 이며,  $f_a$ 는 단위허용주면마찰력으로 상한은  $33.3\text{kN/m}^2$ 이다. SF는 안전율로서 설계 시 3을 적용한다.

### 2.3 매입말뚝에서의 동재하시험

매입말뚝의 지지력을 평가하기 위하여 주로 정재하시험과 동재하시험이 수행된다. 정재하시험은 실제 구조물의 하중조건에 가까운 결과를 얻을 수 있으나 시간이 많이 소요되며 시험으로 확인할 수 있는 품질관리 항목이 지지력 뿐이므로 시공단계별 품질관리에 한계가 있다. 동재하시험은 도입 초기에 비하여 시험 결과의 신뢰도가 향상되었고(Likins et al., 1996), 지지력 외에 말뚝의 건전도 등과 같이 추가적인 품질관리 항목을 얻을 수 있으므로(Likins, 2004) 매입말뚝에 동재하시험을 수행하는 것이 보편화되었다(Lim et al., 2004).

매입말뚝에 수행하는 동재하시험은 말뚝 시공 시 수행하는 초기항타시험(EOID: End Of Initial Driving)과 시멘트 풀 양생 후 수행하는 재항타시험(RES: Restrike)으로 나누어진다(ASTM, 2000). 주입한 시멘트 풀이 경화하기 전에 수행되는 초기항타시험에서는 말뚝의 전체지지력에서 주면마찰력이 차지하는 비율은 10% 이하이므로 주로 선단지지력을 평가하게 된다(Park et al., 2004b). 재항타시험에서는 시멘트 풀이 경화되었으므로 시험에서 평가된 말뚝의 전체지지력에서 주면마찰력이 차지하는 비율이 증가한다. 재항타시험 시 항타에너지가 부족하면 말뚝하부의 주면마찰력과 선단지지력의 발휘가 미미하여 측정하기 어려우며, 타격에너지가 충분히 큰 경우 말뚝하부의 주면마찰력 뿐만 아니라 선단지지력까지 측정할 수 있다. 초기항타시험은 주면마찰력이 완전히 발휘되기 전이므로 전체지지력이 작기 때문에 항타에너지가 적은 시공용 드롭해머로도 말뚝의

지지력이 충분히 발휘된다. 그러나 재항타시험에서 시공용 드롭해머를 사용하면 항타에너지가 부족하여 말뚝의 지지력이 충분히 발휘되지 않아 측정이 어려울 수 있다(Cho, 2010).

### 2.4 동재하시험의 안전율과 허용지지력

구조물기초설계기준해설(2009)에서 말뚝기초의 허용지지력을 산정할 때 일반적으로 극한지지력에 안전율 3을 적용한다. 그러나 말뚝의 극한지지력을 산정하는 방법에 따라 적용하는 안전율 값에 차이가 있다. 재하시험을 수행하지 않고 지반조사 결과를 이용하는 경험공식이나 정역학적 지지력공식을 사용하는 경우의 안전율로는 비교적 큰 값인 3이 적용된다. 재하시험이 수행된 경우 지반의 극한파괴 발생이 명확하여 말뚝의 극한지지력을 산정하였다면 안전율 3, 극한지지력은 산정할 수 없었지만 항복하중을 산정한 경우 안전율 2를 사용하기를 제안하고 있다. 그러나 지반의 극한파괴 발생이 명확한 경우에도 시험조건과 하중침하곡선을 검토하여 3보다 작은 안전율을 적용할 수도 있다.

동재하시험을 수행하고 지지력을 산정하기 위하여 정밀분석 프로그램인 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program)이 이용된다. 동재하시험의 경우 정재하시험에 비하여 지반과 말뚝의 변위가 적게 발생하기 때문에 CAPWAP 분석으로 평가되는 말뚝의 지지력은 정재하시험 결과보다 적을 가능성이 높다. 동재하시험 결과에서 CAPWAP 분석을 수행하여 말뚝의 극한지지력을 평가하는 방법은 크게 두 가지이다. 첫 번째는 CAPWAP으로 재하시험이 수행된 지반과 말뚝의 성질에 관한 인자들의 값을 산정한 후 프로그램 상에서 정재하시험을 모사하여 하중침하곡선을 재현하는 것이며, 두 번째는 CAPWAP 분석을 수행하여 산정한 하중침하곡선에서 최대저항력  $R_u$ 값을 극한지지력으로 평가하는 것이다. 말뚝의 극한지지력을 평가하는 방법과 말뚝의 거동에 따라 상이한 안전율을 적용한다.

일반적으로 국내에서는 CAPWAP 분석 시 모사된 하중침하곡선을 이용하여 극한지지력을 산정하는 경우 Davisson 기준을 적용한다(Davisson, 1972). 그러나 동재하시험의 특성상 재현한 하중침하곡선에서 극한파괴상태가 나타나는 경우는 많지 않다. 이 때문에 허용지지력 산정을 위하여 안전율 3을 적용하는 것은 말뚝의 지지력을 과소평가하게 되므로 하중침하곡선의 거동에 따라

상이한 안전율을 적용해야 한다(Hong et al., 1995). 이와 같은 이유로 PDI(Pile Dynamics, Inc.)사에서는 CAPWAP으로 산정된 최대저항값  $R_u$ 에 안전율을 적용하여 허용 지지력을 구하는 것을 추천한다.

동재하시험 시 산정된 최대저항력  $R_u$ 값을 극한지지력으로 보는 경우 국내의 설계기준을 따르면 안전율이 3이지만 U.S. Army Corps of Engineers(1991)의 Design of Pile Foundation에서는 지지력을 산정하는 방법에 따라 안전율을 상이하게 규정하고 있다. 정재하시험을 수행하여 말뚝의 지지력을 산정한 경우 안전율 2, 동재하시험으로 말뚝의 지지력을 산정한 경우 안전율 2.5를 적용하는데 이는 국내의 기준인 3보다 작은 값이다. 또한 재하시험을 수행하지 않고 지지력공식 등을 통해 산정한 지지력에 대해서는 국내의 기준과 동일한 안전율 3을 적용하며 이는 지지력공식이 근거로 하는 지반조사 결과의 불확실성을 감안하기 위함이다. Park(2000)은 다양한 방법으로 동재하시험의 허용지지력을 산정하고 이를 정재하시험의 허용지지력과 비교하는 연구를 수행한 결과, 정재하시험의 허용지지력과 가장 유사한 결과를 얻을 수 있는 동재하시험의 허용지지력 산정방법은  $R_u$ 값에 U.S. Army Corps of Engineers(1991)의 안전율 2.5를 적용하는 것이라고 제시한 바 있다. 또한 CAPWAP 분석으로 재현한 하중침하곡선은 극한파괴상태가 나타나지 않아 Davisson 방법을 통해 극한지지력을 산정하고 안전율 2를 적용하여 허용지지력을 구하였으나 이는 정재하시험의 허용지지력에 비해 큰 값을 나타냈다.

### 3. 동재하시험 수행 현장

#### 3.1 현장 개요

본 논문의 분석에 사용된 매입말뚝은 국내 공동주택 현장인 P, K, S 3개 현장에 시공되었다. 모든 현장의 지반은 지반 상부로부터 매립층, 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층 순으로 구성되는 모래질 지반이다. 말뚝이 시공될 지반에 표준관입시험을 수행한 결과, 풍화암 지지층의 N값은 모두 50, 관입량은 현장에 따라 상이하지만 15cm 미만이다. 모든 말뚝의 시공은 풍화암층까지 굴착 하여 말뚝의 선단부가 풍화암 지지층에 완전히 안착할 수 있도록 하였으며 굴착 후 기성 PHC 말뚝을 삽입하고 최종경타를 수행함과 동시에 초기항타시험을 수행하여 선단지지력을 평가하였다. 추가적으로 현장에서 동재하시

험 시 CASE 방법으로 선단지지력을 산정하여 선단지지력이 충분히 발휘되었는지를 판단하였고(Rausche et al., 1985) 이를 통해 말뚝의 선단부가 지지층에 안착하였는지 여부를 판정하였다. 또한 시공 후 5일~15일이 경과한 시점에서 재항타시험을 수행하여 주변마찰력을 평가하였다. 분석을 위한 말뚝의 극한선단지지력 및 극한주면마찰력은 CAPWAP 분석결과의 선단지지력  $R_b$ 와 주면마찰력  $R_s$  값을 사용하였으며 재현한 하중침하곡선을 이용하여 산정된 지지력 값은 고려하지 않았다.

#### 3.2 지반조건

각 현장의 지반조사 결과는 Fig. 1과 같다. Fig. 1과 같이 표준관입시험으로 측정된 N값은 상부로부터 0~5m의 구간에서는 10~20, 5~10m 구간에서는 20~40의 값을 나타낸다. 풍화토층에서의 표준관입시험 N값은 얇은 깊이에서 50 이하이나 풍화암 지지층에 가까워질수록 50 이상으로 증가한다. 이 때 관입량이 30cm 미만인 경우 관입량과 타격횟수가 비례한다고 가정하여 관입량이 30cm인 경우의 N값을 계산하였으며 이 값을 환산 N값으로 하였다. 풍화토층의 환산 N값은 깊이에 따라 편차가 크며 50에서 150사이의 분포를 가지고 있다. K현장과 S현장에서 풍화암 지지층은 지표로부터 10~25m 떨어진 구간이며 평균적으로 15m 깊이에 지지층이 위치하고 있다. P현장의 풍화암 지지층은 지표로부터 7~14m 떨어진 구간이며 평균적으로 10m 깊이에 지지층이 위치하고 있다. 풍화암층에 표준관입시험을 수행한 결과, N값이 50일 때 관입량은 15cm 미만이며 이를 관입량이 30cm 일 때로 환산한 환산 N값은 150~750의 분포를 가진다.

#### 3.3 매입말뚝 및 타격해머 제원

46본의 말뚝에 대해 초기항타시험이 수행되었고, 재항타시험은 22본의 말뚝에 대해 수행되었다. 분석에 사용된 말뚝의 시공은 풍화암 지지층까지 지반을 굴착하고 말뚝의 선단부를 안착시켰으므로 말뚝의 관입 깊이는 지반조사 결과에서의 풍화암 지지층 깊이와 거의 동일하다. 동재하시험을 수행한 말뚝 규격은 직경 600mm인 PHC Pile(A-type, 강도 80MPa)로 목표 설계지지력은 1,600kN이다. 말뚝의 시공은 모두 최종 경타로 마무리 되었으며 경타용 해머의 종류는 드롭해머로 램 중량은

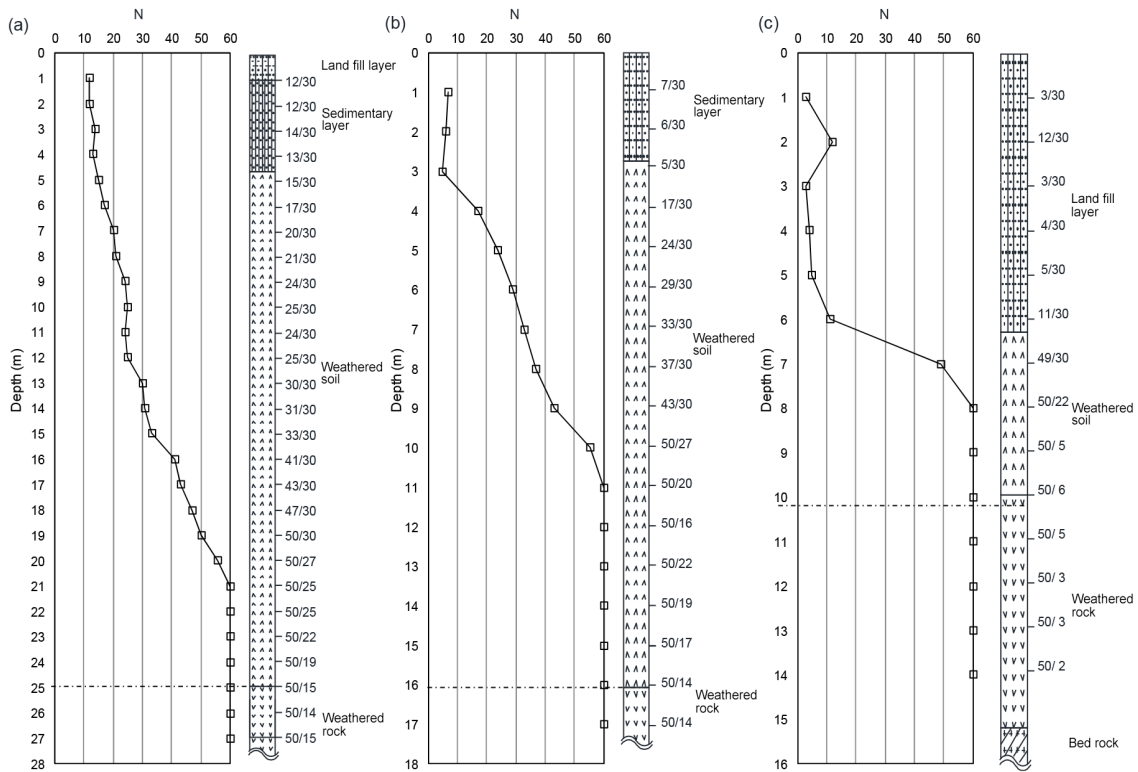


Fig. 1. Result of site survey: (a) K Site; (b) S Site; (c) P Site

50~60kN이며 낙하고는 1.0~4.0m로 조절되었다. 초기 항타시험과 재항타시험 시 사용된 해머는 동일하다.

#### 4. 동재하시험 결과 분석

##### 4.1 단위 선단지지력

본 연구에서는 동재하시험이 수행된 말뚝의 초기항타시험 시 산정된 선단지지력을 분석하였다. 초기항타시험에서 산정된 단위 극한선단지지력  $q_b$ 와 말뚝 선단이 위치한 지점의  $N$ 값인  $N_b$ 를 비교하였으며, 이 때  $N_b$ 는 말뚝의 선단이 위치하는 지점의 상부 방향으로 4D, 하부 방향으로 1D인 구간의  $N$ 값들의 평균이다. Fig. 2에 나타난  $q_b$ 의 평균은  $14,520\text{kN/m}^2$ 이고 식 (1)의 상한인  $15,000\text{kN/m}^2$ 을 만족하지 못하는 말뚝은 총 46본 중 28본이며 그 중 24본이 K현장에 시공된 말뚝이다. 그러나 설계한계값이  $12,000\text{kN/m}^2$ 인 도로교설계기준해설(2008)에 따르면 분석에 사용된 말뚝들의  $q_b$ 는 대부분 설계치를 만족하는 것으로 나타났다.

Fig. 2에 나타난  $q_b$  중  $11,000\text{kN/m}^2$  이하의 값을 가지는 K 현장의 202동 166번, 202동 369번 말뚝의 경우 항타 횟수가 각각 66회, 27회이다. 두 말뚝의 관입깊이는

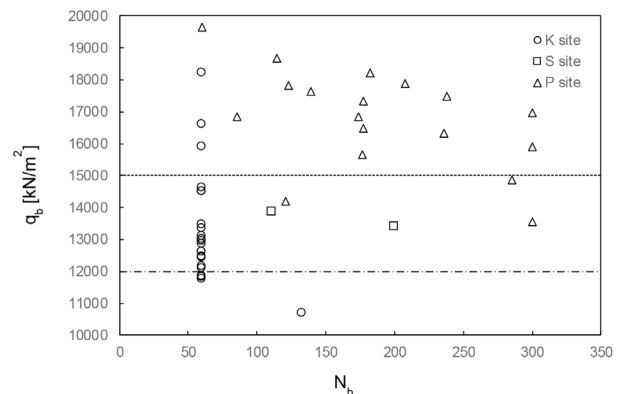


Fig. 2. Comparison of ultimate unit end bearing capacity ( $q_b$ ) by E.O.I.D test and  $N_b$

20m로 상대적으로 깊은 편이므로 말뚝 선단부가 올바르게 시공되지 않았거나 항타에너지가 말뚝 선단부에 전달되지 않았을 가능성이 높다. 이로 인해  $q_b$ 가 작게 측정되어 충분한 지지력 발휘를 위해 반복 타격하였으리라 추정된다.

현장 시공된 말뚝에 동재하시험을 수행하여 산정한 선단지지력의 단위 허용설계지지력 만족 여부를 판단하였다. 식 (2)와 같이  $250N_b$ 로 계산되는 단위 극한선단지지력에 안전율 3을 적용하므로 단위 허용선단설계지지력은  $83.33N_b$ 로 나타낼 수 있다. 설계기준에서  $N_b$ 의

상한은 60이며 모든 현장의  $N_b$ 는 60 이상이므로 단위 허용선단설계지지력은  $5,000\text{kN/m}^2$ 으로 동일하다.

Fig. 2에 나타난  $q_b$ 에 설계기준과 동일한 안전율 3을 적용하여 단위 허용선단지지력  $q_a$ 를 산정한 결과, 단위 허용선단설계지지력  $5,000\text{kN/m}^2$ 을 만족하지 못하는 말뚝의 본 수는 단위 극한선단설계지지력  $15,000\text{kN/m}^2$ 을 만족하지 못하는 말뚝 본 수와 동일한 28본이다. 동재하시험 시 마무리 경타에 시공용 드롭해머를 이용하는 경우 말뚝의 극한상태를 유발하는 것이 어려우므로 극한 지지력을 과소평가할 가능성이 크다. 따라서 과소평가된  $q_b$ 에 안전율 3을 적용하여 허용지지력을 산정한다면 이는 말뚝의 실제 지지력을 과소평가하게 될 가능성이 높다. 지지력의 과소평가를 막기 위하여 안전율 3을 적용하지 않고 U.S. Army Corps of Engineers에서 제안하는 안전율 2와 2.5를 각각 적용하여 계산한 단위 허용선단지지력  $q_a$ 를 Fig. 3에 나타내었다. Fig. 3에 단위 허용선단설계지지력  $5,000\text{kN/m}^2$ 을 점선으로 나타내고 산정

된 단위 허용선단지지력을 비교한 결과, 안전율 2를 적용한 경우는 1본, 안전율 2.5를 적용한 경우는 9본의 말뚝을 제외하고  $5,000\text{kN/m}^2$  이상의 허용지지력이 산정되었다.

초기항타시험으로 평가된  $q_b$ 가 단위 극한선단설계지지력  $15,000\text{kN/m}^2$ 에 미치지 못하는 원인으로서는 경타 시 말뚝의 극한지지력을 충분히 발휘시키지 못하였기 때문으로 추정되며, 이는 지반조건과 시공조건, 항타에너지와 관련이 있다. CAPWAP 분석을 통하여 구한 항타에너지와  $q_b$ 의 관계를 Fig. 4에, 말뚝 선단부에 전달된 에너지와  $q_b$ 의 관계를 Fig. 5에 나타내었다. Fig. 4와 Fig. 5에 나타내었듯이 항타에너지 및 말뚝 선단부에 전달된 에너지가 증가하면 지지력이 감소하는 경향을 보이는데, 이러한 경향은 매입말뚝의 시공과정과 연관이 있다고 생각된다. 초기재하시험을 수행할 때 CASE 지지력을 현장에서 구할 수 있으므로 이 값으로 말뚝 선단부의 지지층 안착 여부를 판정하게 된다. 굴착이 지지층까지 완전히 이루어지고 말뚝 선단부가 지지층에 안착하였

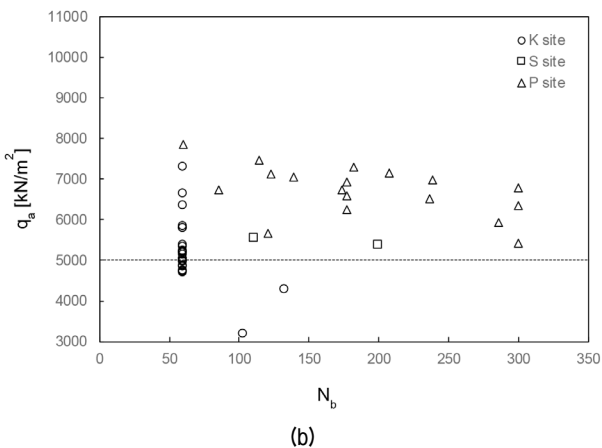
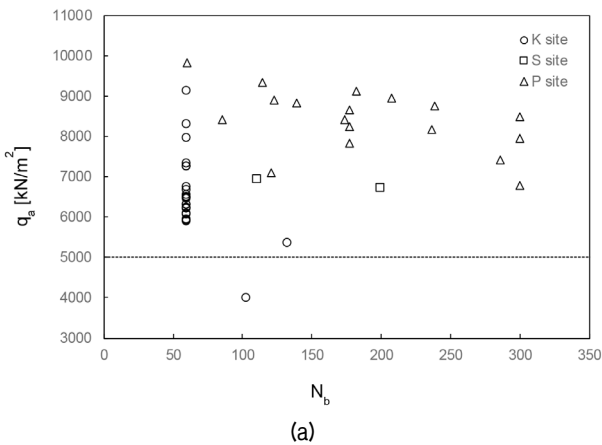


Fig. 3. Comparison of allowable unit end bearing capacity ( $q_a$ ) by E.O.I.D test and  $N_b$ : (a) Safety Factor = 2; (b) Safety Factor = 2.5

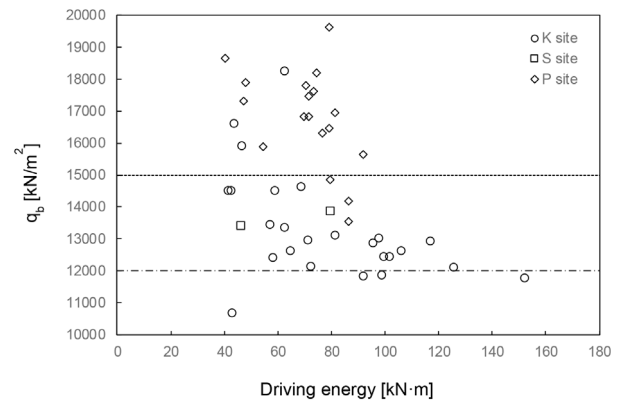


Fig. 4. Comparison of ultimate unit end bearing capacity and pile driving energy

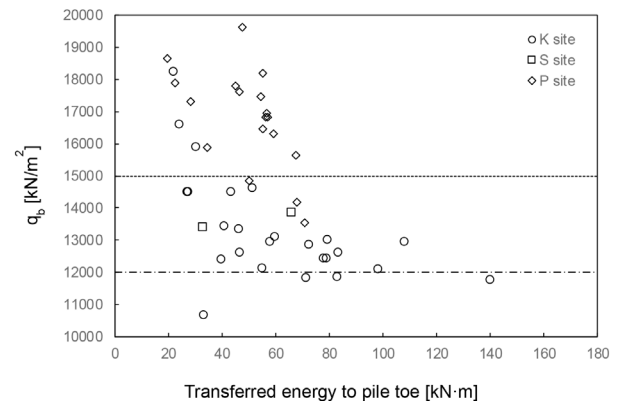


Fig. 5. Comparison of ultimate unit end bearing capacity and transferred energy

다면 작은 항타에너지로 항타를 수행하여도 충분한 값의 CASE 지지력을 얻을 수 있다. 그러나 말뚝 선단부가 지지층에 안착하지 않았거나 공벽 붕괴 또는 과도한 슬라임 때문에 선단부의 침전물이 존재하는 경우 충분하지 않은 항타에너지로 경타를 수행하면 CASE 지지력이 작게 측정될 것이다. 따라서 초기항타시험 시 기준을 만족하는 CASE 지지력 값을 얻기 위하여 항타에너지를 증가시킨 경우 CAPWAP 분석결과의  $R_u$ 가 작게 평가될 수 있다.

Fig. 4에서 항타에너지가 40~80kN·m일 때 단위 극한선단지지력  $q_b$ 는 대부분 도로교설계기준해설(2008)의 설계값인 12,000kN/m<sup>2</sup> 이상이다. 또한 Fig. 5에서 선단부 전달에너지가 20~60kN·m인 경우  $q_b$ 의 대부분은 12,000kN/m<sup>2</sup> 이상으로 나타났다. 즉, 말뚝의 선단부가 지지층에 완전히 안착하고 굴착공 바닥의 침전물이 존재하지 않는 경우에는 초기항타시험의 항타에너지가 적어도 충분한  $q_b$ 가 평가된다고 볼 수 있다. 만약 선단부의 시공에 문제가 있는 경우에도 그 정도가 심각하지 않다면 초기항타시험의 항타에너지를 증가시킴으로써 말뚝 선단부를 지지층에 안착시킬 수 있고 충분한  $q_b$ 를 얻을 수 있을 것이다.

#### 4.2 단위 주면마찰력

말뚝의 주면마찰력을 평가하기 위하여 말뚝의 재항타시험 시 산정된 주면지지력을 분석하였다. CAPWAP 분석결과에서 말뚝과 관입깊이 별 구간에 따라 단위 극한주면마찰력 값을 구할 수 있으므로 말뚝을 5 m 간격으로 분할하여 각 구간의 단위 극한주면마찰력  $f_s$ 와 말뚝 주면 구간의 N값인  $N_s$ 를 비교하였다. 관입깊이 0~

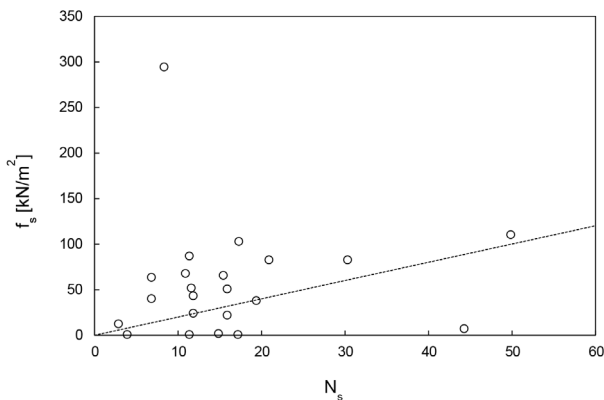


Fig. 6. Comparison of ultimate unit skin friction capacity ( $f_s$ ) by restrike test and  $N_s$  (0-5 m section)

5m 구간을 Fig. 6, 5~10m 구간을 Fig. 7, 10~15m 구간을 Fig. 8, 15m 이상인 구간을 Fig. 9에 각각 나타내었으며 비교를 위해 주면마찰력 설계기준인  $2.0N_s$ 를 점선으로 표시하였다. 이 때 국내 설계기준의 상한에 따라  $N_s \leq 50$ 으로 제한하였다. 관입깊이 0~5m 구간의  $N_s$ 와  $f_s$ 를 나타낸 Fig. 6을 보면 대부분의 경우  $N_s$ 와 관계없이  $f_s$ 은

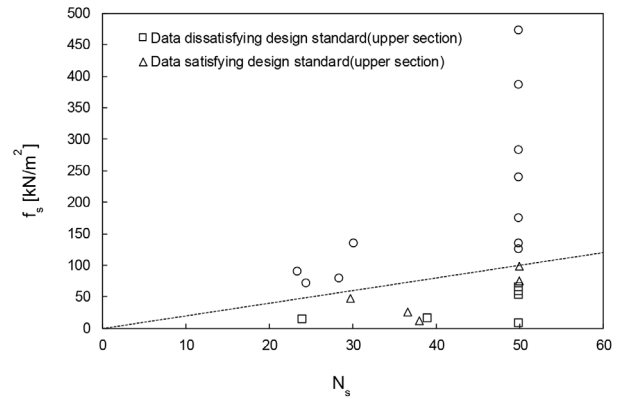


Fig. 7. Comparison of ultimate unit skin friction capacity ( $f_s$ ) by restrike test and  $N_s$  (5-10 m section)

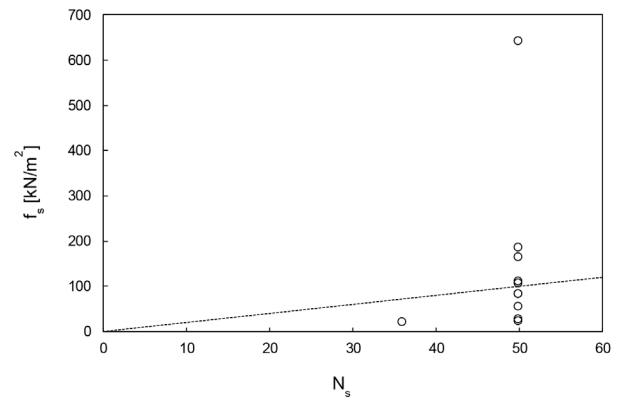


Fig. 8. Comparison of ultimate unit skin friction capacity ( $f_s$ ) by restrike test and  $N_s$  (10-15 m section)

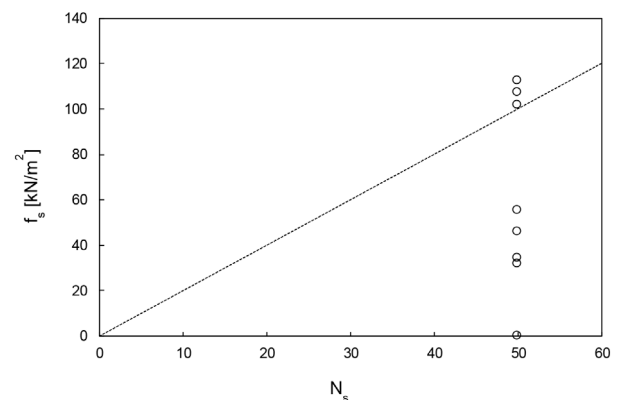


Fig. 9. Comparison of ultimate unit skin friction capacity ( $f_s$ ) by restrike test and  $N_s$  (Below 15 m section)



설계기준 이상을 만족한다.  $N_s$ 값에 상관 없이  $f_s$ 가 0에 가까운 일부 말뚝의 경우는 시멘트 풀의 주입 및 양생상태가 양호하지 못하기 때문으로 생각된다.

Fig. 7을 보면 관입깊이가 5~10m인 경우  $f_s$ 가 설계기준을 만족하지 않는 경우가 다수 발생하였는데 원인은 두 가지로 추정할 수 있다. 해당 경우의  $f_s$ 가 관입깊이 0~5m인 상부 구간에서도 설계기준을 만족하지 않은 경우, 이는 관입깊이 0~10m 구간에서 주면마찰력이 발휘되지 않은 것이므로 시멘트 풀의 유실이 발생하였을 가능성이 높다. 이와 달리 관입깊이 0~5m 구간에서는  $f_s$ 가 설계기준을 만족하였으나 5~10m 구간에서 설계기준을 만족하지 않은 경우는 공벽 붕괴로 인하여 시멘트 풀과 토사가 혼합되어 시멘트 풀의 양생강도가 저하된 것으로 추정된다(Park, 2004).

관입깊이가 10m 이상인 구간을 나타낸 Fig. 8과 9를 보면,  $N_s$ 는 대부분 50 이상의 값을 가지나 많은 경우 주면마찰력  $f_s$ 가 설계기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 이와 같이 관입깊이 10m 이상에서  $f_s$ 가 설계기준보다 작은 경우는 시멘트 풀의 양생강도가 저하되었거나 항타에너지가 부족하여 말뚝 하부에 충분한 변위가 발생하지 않아 말뚝 하부의 주면마찰력이 제대로 발휘되지 않았다고 생각된다.

말뚝을 관입깊이 별로 나누지 않고 말뚝 주면 전체에 대하여  $N_s$ 와  $f_s$ 를 비교한 결과를 Fig. 10에 나타내었다. 모든 말뚝의  $N_s$ 와  $f_s$ 를 나타낸 Fig. 10(a)에서는 22본의 말뚝 중 10본이 단위 주면마찰력 설계기준인  $0.2N_s$ 를 만족하지 못하였다. 이는 말뚝 선단부가  $N_s$ 값이 50 이상으로 큰 풍화토층과 풍화암에까지 관입되어  $N_s$ 가 큰 것에 비하여 재항타시험의 항타에너지가 적기 때문에 말뚝 하부 주면마찰력의 확인이 어려워 지지력이 과소평가된 것으로 판단된다. 관입깊이 0~10m의 상부 구간에서 주면마찰력이 설계기준을 만족하지 못하는 것은 시멘트 풀의 주입 및 양생상태 등이 불량한 경우인 것으로 사료된다. 이 경우를 제외한  $N_s$ 와  $f_s$ 의 관계를 Fig. 10(b)에 나타내었으며 Fig. 10(b)는 Fig. 10(a)와 비교하였을 때 점선으로 표현된 주면마찰력 설계기준을 만족하는 경우가 증가한 것으로 나타났다. 이와 같이 재항타시험을 수행할 때 말뚝 상부에 비하여 하부에 상대적으로 적은 변위가 발생하여 하부구간의 주면마찰력 발현이 어렵기 때문에 산정된 주면마찰력 중 상부구간의 주면마찰력이 차지하는 비중이 크기 때문이라 할 수 있다. 그러므로 매입말뚝의 시공 시 상부구간의

시멘트 풀의 주입 및 양생에 각별히 주의하여 말뚝 주면 상부의 주면마찰력이 충분히 발현될 수 있도록 해야 한다.

동재하시험으로 산정한 말뚝의 주면마찰력을 허용지력 측면에서 평가하기 위하여 주면마찰력의 단위 허용설계지력과 비교하였다. 식 (2)와 같이 국내 설계기준에서 안전율 3이 적용되므로 주면마찰력의 단위허용설계기준은  $0.67N_s$ 이며  $N_s$ 의 상한은 50이다. 재항타시험이 수행된 말뚝 중 1본을 제외한 나머지 경우는  $N_s$ 값이 50 이하였다. Fig. 10(a)에 나타낸  $f_s$ 에 설계기준의 안전율 3을 적용하여 산정된 단위 허용주면마찰력  $f_a$ 가 허용설계기준인  $0.67N_s$ 를 만족하지 못하는 말뚝의 본수는 주면마찰력의 설계기준  $2.0N_s$ 를 만족하지 못하는 말뚝 본 수와 동일한 10본이다. 선단지지력에 대하여 수행한 분석과 동일하게 U.S. Army Corps of Engineers (1991)에서 제안하는 안전율 2와 2.5를 적용하여 구한  $f_a$ 를 Fig. 11에 나타내었으며 허용설계기준  $0.67N_s$ 를 점선으로 나타내었다. 안전율 2가 적용된  $f_a$ 를 나타낸 Fig.

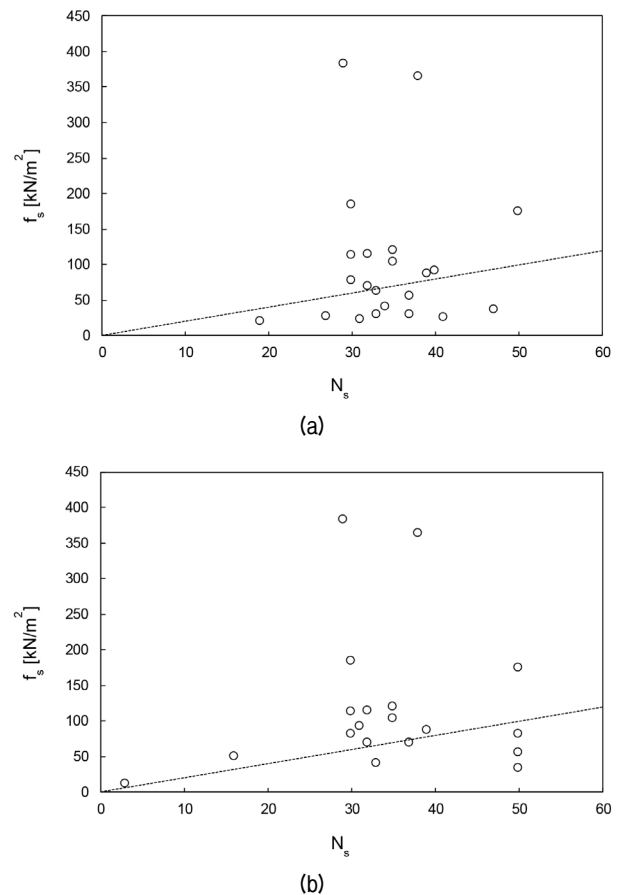


Fig. 10. Comparison of ultimate unit skin friction capacity ( $f_s$ ) by restrike test and  $N_s$  (All section): (a) All test data; (b) Test data normally quality controlled

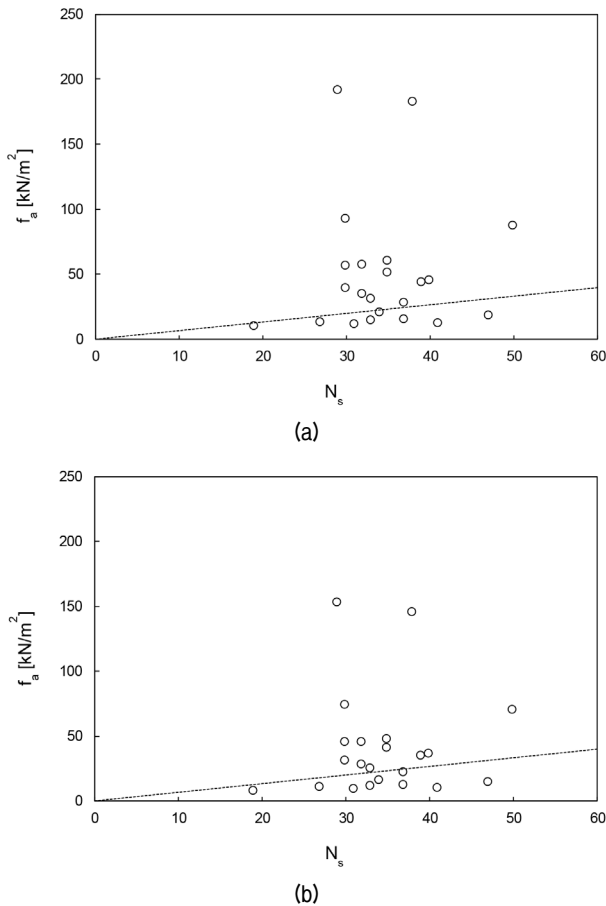


Fig. 11. Comparison of allowable unit skin friction capacity by restrrike test of pile and  $N_s$ : (a) Safety Factor = 2; (b) Safety Factor = 2.5

11(a)에서는 8본, 안전율 2.5가 적용된  $f_a$ 를 나타낸 Fig. 11(b)에서는 9본의 말뚝이 허용 설계기준을 만족하지 못하였다.

재항타시험으로 평가된  $f_s$ 는 설계기준  $2.0N_s$ 에 미치지 못하는 경우가 많았으며, 안전율 2와 2.5를 적용한  $f_a$  역시 허용설계기준  $0.67N_s$ 에 미치지 못하는 경우가 다수 발생하였다. 재항타 시험 시 충분한 항타에너지를 가지는 항타장비를 사용해야 말뚝 하부의 주면마찰력까지 발휘되며 제대로 된 주면마찰력의 평가가 가능하다. 또한 선단지지력과 달리 주면마찰력은 시멘트 풀 시공 상태의 영향을 받는다. 시멘트 풀의 주입 및 양생은 지반조건과 시공조건에 쉽게 영향을 받기 때문에 주면마찰력의 발현은 선단지지력에 비하여 어렵다고 할 수 있다. 이와 같이 항타에너지 부족과 시멘트 풀 시공 불량 등의 문제 때문에 동재하시험 결과에 설계기준보다 작은 안전율을 적용하였음에도 불구하고 이를 만족하지 못했다고 판단된다.

주면마찰력만 분석한 결과에서는 설계기준을 만족하

지 못하는 경우가 있었지만, 선단지지력의 경우 대부분 설계기준보다 큰 값을 갖기 때문에 선단지지력과 주면마찰력을 합한 전체지지력은 대체로 목표 설계지지력을 만족하는 것으로 나타났다.

## 5. 결론 및 제언

### 5.1 요약 및 결론

본 논문에서는 국내 공동주택 건설현장에서 수행한 직경 600mm PHC 말뚝의 동재하시험으로 평가된 선단지지력 및 주면마찰력이 직경 400mm 및 450mm PHC 말뚝을 근거로 하는 기존의 국내 매입말뚝 설계기준을 만족하는지 여부를 분석하였다. 이 때 국내 매입말뚝 설계기준의 단위 허용선단지지력  $q_a$ 는  $83.33N_b$ , 단위 허용주면마찰력  $f_a$ 는  $0.67N_s$ 로 산정되었으며  $N_b$ 는 선단부의  $N$ 값 평균,  $N_s$ 는 주면부의  $N$ 값 평균이다.

3개 현장에 시공된 총 46본의 말뚝에 대하여 동재하시험을 수행하였으며 초기항타시험으로 선단지지력, 재항타시험으로 주면마찰력을 산정하였다. 산정된 극한지지력에 안전율 2.5와 2를 적용하여 허용지지력을 산정하고 이를 허용 설계기준과 비교한 결과, 선단지지력의 경우 안전율 2.5를 적용할 시 9본, 안전율 2를 적용할 시 1본의 말뚝을 제외한 경우 허용설계기준을 만족하는 것으로 나타났다. 이는 안전율 3을 적용할 시 28본의 말뚝이 허용설계기준을 만족시키지 못하는 것에 비해 크게 감소한 수치이다. 그러나 주면마찰력의 경우 안전율 3을 적용할 시 허용설계기준을 불만족하는 말뚝 본 수가 10본임을 고려할 때 안전율 2.5를 적용할 시 9본, 안전율 2를 적용할 시 8본의 말뚝이 허용설계기준을 불만족하여 작은 안전율을 적용하였음에도 불구하고 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. 이처럼 동재하시험으로 얻은 결과에 안전율 3을 적용하는 것은 말뚝의 지지력을 작게 평가하므로 허용지지력 측면에서 안전율 3은 과다하다고 생각된다.

매입말뚝의 지지력은 지지 매커니즘 상 시공조건에 크게 영향을 받는다. 안전율 3을 적용한 허용지지력이 허용설계기준을 만족하지 못하는 원인에는 안전율이 과다한 것 외에도 시공조건이 변한 것도 포함된다. 이전에 사용되던 직경 400mm, 450mm PHC 말뚝에 비하여 비교적 대구경인 600mm PHC 말뚝이 사용되며 동재하시험 시 항타에너지 부족, 시멘트 풀 시공 불량 등의 문제

가 발생하고 있다. 이는 동재하시험으로 평가되는 말뚝의 지지력, 특히 주면마찰력에 큰 영향을 미친다.

## 5.2 제언

직경 600mm PHC 말뚝에 동재하시험을 수행할 때 목표지지력을 보다 안정적으로 획득할 수 있는 방안을 정리하면 다음과 같다.

### (1) 충분한 에너지로 타격

초기항타시험 시 사용되는 시공용 드롭해머의 용량과 항타에너지가 부족하였을 가능성은 낮다. 그러나 재항타시험 시 초기항타시험 시와 동일한 해머를 사용하는 현상이 대다수이므로 해머의 용량과 항타에너지가 부족할 가능성이 있다. 이로 인해 말뚝 상부의 주면마찰력은 발휘되었지만 하부의 주면마찰력은 제대로 발휘되지 못하여 주면마찰력을 과소평가했을 가능성이 높다. 따라서 매입말뚝의 충분한 지지력 측정을 위해서는 충분한 항타에너지를 가지는 해머를 사용하는 것이 요구된다.

### (2) 말뚝과 굴착공 간의 충전공간 증대

직경 600mm PHC 말뚝의 사용으로 인한 시공조건의 변화 중 가장 큰 것은 말뚝과 굴착공 간의 간격이 감소하였다는 것이다. 이전에 주로 사용되던 직경 400mm, 450mm PHC 말뚝은 일반적으로 굴착공의 직경이 550mm로 공벽과 말뚝 간에 50mm 이상의 공간을 확보할 수 있었다. 이는 KS F 7001 원심력 콘크리트 말뚝 시공 표준(2002)의 “오거 직경은 말뚝 지름의 +100mm로 한다”는 기준 또한 만족한다. 그러나 직경 600mm PHC 말뚝은 일반적으로 시공되는 굴착공의 직경이 650mm 이하로 공벽과 말뚝 간에 공간이 협소하며 주면부의 시멘트 풀 주입이 양호하지 못하므로 주면마찰력이 감소할 가능성이 높다.

또한 이전에 주로 사용되던 직경 450mm PHC 말뚝은 설계지지력이 작기 때문에 말뚝의 선단을 지지층까지 관입시키지 않아 말뚝의 전체지지력에서 주면마찰력이 차지하는 비중이 컸다. 그러나 직경 600mm PHC 말뚝은 설계지지력이 증가하여 관입깊이가 증가하였고 말뚝 선단을 풍화암 이상의 지지층에 안착시키기 때문에 말뚝의 전체지지력에서 주면마찰력의 비중이 감소하였다. 이로 인해 시공과정에서 주면마찰력의 발현과 측정에 주의가 약화되었다고 판단된다.

시공조건이 변하였고 말뚝의 전체지지력에서 주면마찰력이 차지하는 비중이 감소하였기 때문에 동재하시험을 통해 평가되는 말뚝의 지지력은 사용되는 말뚝 직경의 대구경화에도 불구하고 지지력 증가율은 크지 않다. 굴착장비의 성능향상으로 인해 선단지지력에 의존하여 지지력을 증가시킬 수도 있으나 시멘트 풀의 유실 방지, 시멘트 풀 충전 공간 확대 등의 주면마찰력 증가를 위한 노력을 통하여 경제적·기술적으로 목표지지력을 획득하는 것 또한 가능하다고 사료된다.

## 참고문헌 (References)

1. ASTM D 4945-00 (2000), “Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles”, *ASTM International*, West Conshohocken, 10p.
2. Cho, C. W. (2010), “Piling Engineering Practice”, *Engineer Book*, Seoul, 744p.
3. Davisson, M. T. (1972), “High capacity piles”, *Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, pp. 81-112.
4. Rausche, F., Goble, G., and Likins, G. (1985), “Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements”, *Case Western Reserve Univ.*, Cleveland, 76p.
5. Hong, H. S., Lee, W. J., Kim, S. H., and Lee, M. H. (1995), “Study on an evaluation of pile bearing capacity using dynamic test”, *1995 Spring Geotechnical Engineering Conference*, pp.43-53.
6. Korean Geotechnical Society (2015), “Foundation Structure Design Code”, *CIR*, Seoul, pp.291-292.
7. Lim, H. S., Park, Y. B., and Kim, J. S. (2004), “A Research for the Modification of Bearing Capacity Estimation on SIP Pile”, *Housing & Urban Research Institute*, Daejeon, 51p.
8. Likins, G., Rausche, F., Thendean, G., and Svinikin, M. (1996), “CAPWAP Correlation Studies”, *The Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Florida, pp. 447-464.
9. Likins, G. (2004), “Pile Testing – Selection and Economy of Safety Factors”, *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations*, pp.239-252.
10. Lim, H. S., Park, Y. B., Park, J. B., and Kim, W. C. (2005), “A Research for the Modification of End Bearing Capacity on SIP Pile”, *Proceedings of Korean Geo-Environmental Society*, Seoul, Sep 30, pp.217-225.
11. Ministry of Knowledge Economy KATS (2002), *KS F 7001: Standard practice for execution of spun concrete piles*, 45p.
12. Park, J. B. (2004), “Strength and Friction Behavior of Cement Paste Poured in the Bored Pile”, *Journal of the Korean Geoenvironmental Society*, Vol.5, No.3, pp.31-39.
13. Park, J. B., Kim, J. S., and Lim, H. S. (2004a), “Estimation of Bearing Capacity of SIP Pile Installed by Improved Criteria”, *Journal of the Korean Geoenvironmental Society*, Vol.5, No.3, pp. 5-15.
14. Park, J. B., Kim, J. S., Lim, H. S., and Park, Y. B. (2004b), “Estimation of Bearing Capacity of SIP Pile by Static & Dynamic

- Load Tests”, *Korean Society of Civil Engineers Conference*, pp. 2356-2361.
15. Park, J. B., Lim, H. S., and Park, Y. B. (2008), “Design and Load Test Criteria of SIP at Korea National Housing Corporation”, *2008 Fall Geotechnical Engineering Conference*, Gyeongju, Oct 10-11, pp.533-540.
16. Park, Y. H. (2000), “The Behavior of Bearing Capacity for the Precast Piles”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.16, No.1, pp.107-116.
17. U.S. Army of Corps of Engineers (1991), *Design of Pile Foundation*, EM1110-2-2906, 185p.

Received : September 6<sup>th</sup>, 2016

Revised : October 18<sup>th</sup>, 2016

Accepted : November 16<sup>th</sup>, 2016