

말뚝의 설계하중 결정방법에 대한 비교

Comparison of the methods used in determining the pile design load

이명환*1

윤성진*2

Abstract

The estimation of pile bearing capacity is important since the design details are determined from the result. There are numerous ways of determining the pile design load, but only few of them are chosen in the actual design. According to the recent investigation in Korea, the formulae proposed by Meyerhof based on the SPT N values are most frequently chosen in the design stage. During construction pile driving formulae are used and sometimes the pile loading tests are performed. In this paper the three methods are studied and compared. It is concluded that except the estimation made by pile loading test, the reliability of estimation is very poor. And the analysis of pile loading test would involve serious errors unless the end bearing capacity is measured separately from the skin friction capacity. It is thus suggested that the separate measurement of end bearing capacity and skin friction capacity is the most reliable way of determining the pile design load.

요 지

말뚝의 지지력 결정은 그 결과로 부터 설계내역이 결정되기 때문에 중요하다. 말뚝의 지지력 결정방법에는 수많은 방법들이 있지만 실무에는 극히 일부분만이 적용되고 있다. 최근 국내 실태조사에 의하면 SPT N 값을 기준으로 한 Meyerhof 공식이 거의 모든 설계에서 적용되고 있으며, 시공중에는 항타공식과 때로는 말뚝 재하시험도 실시되고 있다. 본 논문에서는 이들 3 가지 방법들을 분석 비교하였다. 분석결과 말뚝재하시험 이외에는 그 신뢰도가 극히 불량하였다. 그리고 말뚝 재하시험 결과의 분석에 있어서, 선단지지력과 주변마찰력을 분리측정하지 않으면 결정적인 오차를 유발할 수 있는 것으로 밝혀졌다. 따라서 선단지지력과 주변마찰력의 분리측정에 의한 말뚝재하시험이 가장 신뢰도가 높은 말뚝지지력 결정방법으로 추천할 수 있다.

*1 : 고려대학교 생산기술연구소

*2 : (주)삼성종합건설 기술연구소

1. 서론

말뚝기초는 우리나라에서 직접기초와 더불어 가장 폭 넓게 사용되는 기초공법이다. 자료에 의하면 1991년도에 2백만개 이상의 원심력 콘크리트 말뚝이 국내에서 건설되었다. 여기에 강관말뚝 및 현장타설 콘크리트 말뚝까지를 감안할 때, 말뚝기초 건설이 전체 건설업계에서 차지하는 비중은 무시할 수 없는 수준이 될 것이다.

이와같은 말뚝건설 수요의 증가는 주로 대규모 지하굴착을 필요로 하지 않는 아파트 건설의 확대와 밀접한 관계가 있는 것으로 추측된다. 기초형식이 말뚝인 아파트 건설시 말뚝기초 공사비는 총 공사비의 4~5%이며, 따라서 말뚝의 설계하중 결정은 전체 공사비에 지대한 영향을 미치는 물론 건물의 안정성에도 중요한 변수가 된다.

말뚝기초의 허용지지력을 결정하는 방법에는 정역학적인 방법, 항타공식등 동역학적인 방법, 현장 원위치 시험에 의한 방법, 경험식에 의한 방법과 말뚝재하시험에 의한 방법등이 있다. 여러가지 예측방법에 의한 말뚝지지력과 말뚝재하시험 결과와의 비교 연구결과들에 의하면 말뚝재하시험에 의하는 방법이외에는 그 신뢰도가 극히 낮을 뿐만아니라, 말뚝지지력에 대한 현재의 기술수준에도 문제가 있는 것으로 나타나고 있어 건설되는 구조물의 안전성, 경제성을 동시에 만족시키기 위해서는 말뚝재하시험이 필수적이라 할 수 있다. 이에 따라 많은 나라에서는 말뚝재하시험을 의무화 하고있으며, 시험결과의 해석에도 상당한 연구노력이 집중되고 있다.

국내의 경우 말뚝기초의 설계 및 시공과 관련된 문제점 조사 연구결과에 의하면 말뚝의 허용지지력 결정에는 표준관입시험 결과를 이용한 Meyerhof⁽²¹⁾ 공식이 거의 모든 설계에서 적용되는 것으로 나타나고 있다.⁽⁷⁾⁽⁸⁾ 일부 기관에서는 항타공식에 의한 말뚝지지력 계산을 시방규정에 포함하고 있으나, 말뚝재하시험을 의무 규정

한 경우는 전무한 실정이다.

최근 20층이상의 초고층 아파트 건설이 일반화 됨에 따라 일부 건설회사를 중심으로 말뚝지지력 확인 요구가 대두되면서, 말뚝재하시험의 실시도 증가되는 추세에 있다.

본 논문에서는 국내에서 적용되는 이들 세 가지 말뚝지지력 결정방법에 대하여 각각의 방법들이 갖고 있는 문제점들을 알아보고 대책을 제시하고자 한다.

2. 표준관입시험 결과로부터 말뚝지지력을 결정하는 방법

표준관입시험 결과로부터 말뚝의 지지력을 결정하는 데는 두 가지 방법이 있다. 첫째 N 값으로부터 지반의 토질상수를 도출한 후, 정역학적 공식에 의하여 말뚝지지력을 계산하는 방법과, 둘째 N 값으로부터 직접 말뚝지지력을 계산하는 방법이 있다.

N 값으로부터 말뚝지지력 산정에 필요한 토질상수인 흙의 내부마찰각(ϕ)을 도출하는 과정에서는 그림 1 과같은 상대밀도와 내부마찰각의 관계에 의존하고 있다. 이 과정에서 제기되는 문제점으로는 측정된 N 값의 신뢰도 문제와 N 값과 ϕ 관계식의 신뢰도가 문제시 된다.

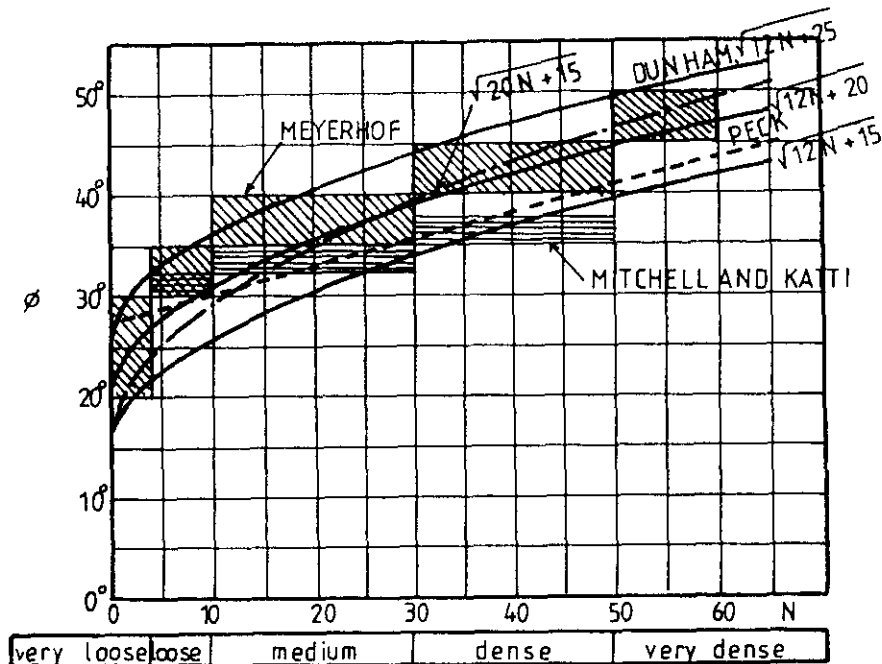


그림 1 N값과 ϕ 의 관계

표준관입시험 결과는 시추공의 크기, 지하수위, 사용장비 등 다양한 요인들에 영향을 받는 것으로 알려져 있다.⁽³⁾⁽²⁴⁾ 이들 요인들의 복합적인 결과는 타격에너지 효율로 표시되는데, 국제 토질기초 공학회(ISSMFE)에서도 기술위원회(Technical Committee)의 심의를 거친 후 현재는 에너지 효율이 이론값의 60% 수준인 N_{60} 을 기준값으로 사용하도록 권장하고 있다.⁽²⁶⁾ 즉 지역별로 큰 차이를 보이는 N 값 측정과정을 에너지 효율로 평가하여 적절한 보정이 필요함을 인정하고 있다. 제 4 장 말뚝재하시험에 의한 말뚝지지력 결정 과정에서도 상세한 설명이 되겠지만, 우리나라의 각종 설계기준 설정에 결정적인 영향을 미치고 있는 일본에서의 에너지 효율은 78% 정도가 되는 점은 우리나라에서 시행되는 표준관입시험 결과 해석시 간과할 수 없는 부분이 될 것이다.⁽⁴⁾⁽²⁴⁾

국제 토질기초 공학회에서도 이부분의 중요성을 강조하기 위하여 표준시험과정(IRTP, International Reference Testing Procedure)⁽²⁶⁾ 상에 각 지역별 표준에너지 수준 측정의 필요성을 강조하고 있으나 우리나라에서는 이부분에 대한 연구실적이 극히 저조한 실정이다. 실측에 의한 hammer 의 낙하 속도 분석으로부터 계산한 우리나라의 타격에너지 수준은 약 53% 정도인 것으로 나타나고 있어⁽⁴⁾ 이 결과를 적용할 경우 N 값은 일본에서 적용되는 N 값에 비해 약 30% 이상 과대 평가하고 있는 셈이다. 따라서 국내에서 측정되는 N 값은 보다 많은 실측을 통해 보정되어야 할 것이며, 그때까지는 적절한 보정을 감안하던가 아니면 안전율을 높여줄 수 밖에 없을 것이다.

측정된 N 값으로부터 내부마찰각을 도출하는 과정에서도 그림 1 에서 보는 것처럼 각 해석법간에 10° 까지의 차이가 있음을 알 수 있다. Stroud 는 이와같은 차이가 발생하는 원인을 각 관계식이 제안된 흙의 특성이 상이한 때문으로 분석하고 있다.⁽²⁵⁾ Bolton 에 의하면 내부마찰각은 전단시 체적변화가 없는 상태에서의 성분(ϕ_{cv})과 체적변화를 수반한 성분($\phi - \phi_{cv}$)으로 구성되며, 여러가지 사질토의 특성은 체적변화가 없는 상태에서의 내부마찰각 성분(ϕ_{cv})에만 영향을 미친다는 것을 17가지 모래에 대한 전단시험 결과를 분석하여 밝혀내고,⁽¹¹⁾ 상대밀도와 $\phi - \phi_{cv}$ 의 관계는 모래의 종류와 무관하다고 주장하였다.⁽²⁵⁾ Bolton 의 연구결과를 이용하여 Stroud 는 N 값과 $\phi - \phi_{cv}$ 값의 관계를 제안하였으나, 이를 국내에 적

용하기 위해서는 선행연구가 수행되어야 하며 이를 실무에 적용하기에는 아직도 많은 문제가 있다.

이상의 과정으로 내부마찰각 값이 결정되면 Terzaghi, Berezantsev 등 또는 Meyerhof 관계식을 이용하여 말뚝의 선단지지력을 결정하게 되는데, 그림 2 에 나타나고 있는 것처럼 이들 관계식들간에는 큰 차이가 있다.

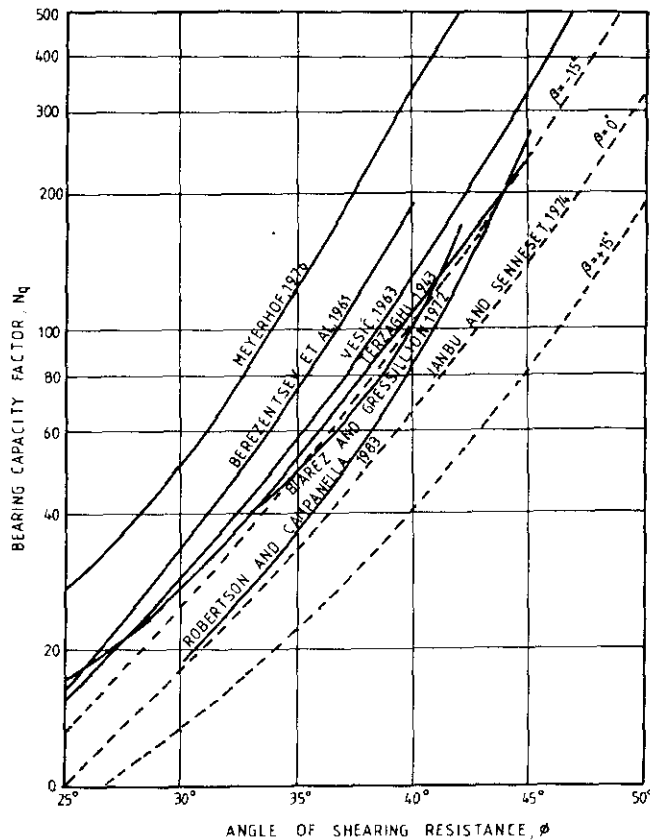


그림 2 ϕ 와 지지력계수 N_q 와의관계

결론적으로 표준관입시험 결과로부터 토질상수를 도출하고 그로부터 정역학적 공식을 적용하는 데에는 위에 언급한 세 가지 오차 요인을 내재하고 있으며 그 신뢰도는 문제가 있다.

이상의 문제점 때문에 국내의 경우 이 방법은 극히 제한적인 적용외에는 거의 사용되지 않고 있으며 표준관입시험 결과로부터 말뚝의 지지력을 직접 계산하는 아래와 같은 Meyerhof의 공식이 대부분 적용되고 있다.⁽²¹⁾

$$q_b = 40 \cdot N_b \quad \text{ton/m}^2 \quad (1)$$

$$f_s = \overline{N} \cdot N \quad \text{kg/cm}^2 \quad (2)$$

여기서 q_b = 선단지지력(단위면적당)

N_b = 선단부에서 N 값

f_s = 주면마찰력(단위면적당)

\overline{N} = 말뚝주면의 N 값의 평균

위의 식(1)이 성립하기 위해서는 말뚝선단부가 지지층 내에 말뚝직경의 10 배 이상 근입되는 조건을 만족시켜야 한다. 지지층내의 근입장이 10 미만이 되는 경우에는 근입장의 비율대로 감소시켜야 하며, 10 이상이 되는 경우에는 $40N_b$ 를 쓰도록 하고 있다. 이는 말뚝관입으로 인한 지반내의 변형형태 형성과 관계되며 한계관입깊이를 실제에 적용한 것이다.

윗 식들은 각종 계산방법에 의한 지지력과 재하시험에 의한 실측값과의 비교 연구에서도 신뢰도가 극히 낮은 것으로 보고되고 있으며, Canada 의 설계지침에서는 다른 방법을 적용할 때 3.0의 안전율을 쓰지만 윗 식들을 쓸 때에는 4.0의 안전율을 쓰도록 규정하고 있다.⁽¹⁵⁾ 일본에서는 다른 어떤 지지력 계산방법들 보다 윗 식들의 적용이 가장 보편화되어 있으나 그 신뢰도에 대해서는 낮은 평가를 하고 있다.⁽¹⁰⁾ 식(1)에서 사용된 $40N_b$ 의 값을 항만설계에서는 사용하고 있으나, 건축과 철도에서는 $30N_b$ 를 적용하고 있다. Malaysia 에서도 $40N_b$ 대신 $30N_b$ 를 현장 타설말뚝에 적용하고 있음으로 보아 윗 식들의 신뢰도를 평가해볼 필요성이 제기 된다.

Meyerhof 공식의 신뢰도를 평가하기 위하여, 국내 지표면의 60% 정도를 차지 하는 풍화 화강암 및 편마암 토층에서의 SPLT 시험결과를 분석하였다. 재하시험에 사용된 말뚝들은 직경 406 mm 의 강관말뚝들이며, 극한 선단지지력은 SPLT 2 단계인 축소선단부 재하시 측정된 값을 사용하였다. 본 분석에는 3개 지역에서

실시한 12개의 재하시험 결과를 사용하였으며 말뚝길이는 최저 4.5 m 에서 최고 13.8 m 까지이며 대부분 10 m 내외의 관입깊이를 가지고 있다.

시험말뚝들은 N 값이 50 이상되는 풍화토층에 1~1.5 m 근입되었다. 실제 N 값들은 50 이상으로 측정되었으나 Meyerhof 공식의 상한치인 50을 적용하였고, 따라서 N 값 측정과 관련한 낙하에너지 효율의 문제는 본 해석에 해당되지 않을 것으로 사료된다. 또한 지지층 내의 근입장은 실제말뚝으로 보면 2.5~4 정도에 불과하여 한계관입깊이 보정이 필요하지만, 본 분석에서는 직경 120 mm 의 축소된 선단부 재하시험인바 상대관입깊이가 8.3~12.5 정도가 된다. 한계관입깊이의 적용에도 Meyerhof는 10을 제안한 반면 일본에서는 5를 실무에 적용하고 있는 점을 감안하여 측정된 선단지지력을 수정없이 분석하기로 하였다.

분석결과는 그림 3 에 나타난 바와 같이 Meyerhof의 식(1)은 선단지지력을 과대 평가하고 있는 것으로 나타난다. I1 은 계산값의 50% 미만인 경우이며 25% 이상의 오차 발생 건수도 3건에 이른다. 반면 계산값보다 크게 측정된 결과는 2건이며 전체적으로 보아 $40N_b$ 는 선단지지력의 상한한계인 것으로 판단된다. 본 연구에서 분석한 결과는 시험 개소 수가 충분하지 않아 향후 보완되어야 하겠으나, 이 결과들만으로 판단하면 일본의 건축과 철도에 적용하고 있는 $30N_b$ 의 적용이 보다 합리적인 것으로 결론지을 수 있겠다.

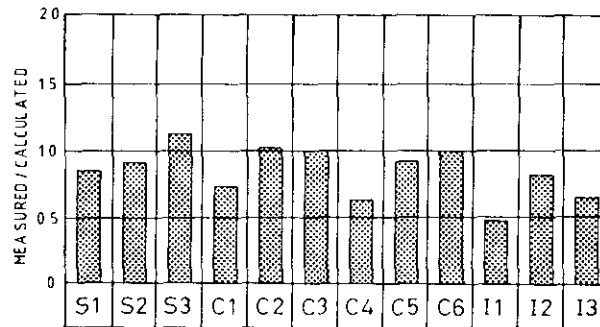


그림 3 선단지지력 예측의 신뢰도

주면마찰력 계산을 위한 식(2)에 대하여는 상세한 분석과정은 참고문헌(2)에

설명되어 있으며, 분석결과는 그림 4와 같다. 그림에서 나타난 것과 같이 Meyerhof의 식(2)는 말뚝의 주변마찰력을 과소 평가하는 것으로 나타나고 있다. 재하시험 결과 모두가 계산값보다는 큰 주변마찰력이 측정되었다. 따라서 주변마찰력 계산에는 참고문헌(2)에서 제시한 방법을 사용하는 것이 바람직할 것으로 사료되며 Meyerhof 공식은 하한값으로서의 의미가 있다고 할 수 있겠다.

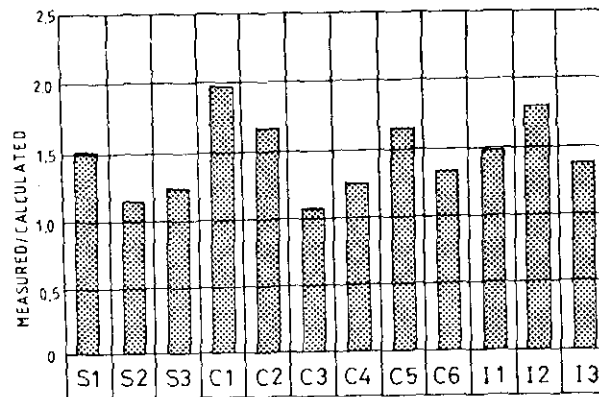


그림 4 주변마찰력 예측의 신뢰도

이상에서 살펴본 것과 같이 표준관입시험 결과로부터 말뚝의 지지력을 결정하는 데에는 그 신뢰도가 문제됨을 알 수 있다. 실제 공식의 신뢰도와 더불어 현장의 지반조건을 한정된 지반조사 결과로부터 유추하는 실질적인 과정이 더욱 문제가 된다. 특히 지반의 가변성이 심한 경우 또는 식(1)의 적용시 근입장 확인은 Meyerhof 공식의 적용시 문제가 되는 부분으로 이 부분에 대한 연구가 계속되어야 할 것으로 사료된다.

3. 항타공식에 의한 말뚝지지력 결정방법

항타공식에 의한 말뚝지지력 결정은 시공현장에서 항타장비의 낙하에너지와 관입량 등 간단한 측정만으로 말뚝의 지지력을 예측할 수 있는 장점이 있어 시공과정에서 많이 채택되고 있다. 그리고 일부 기관에서는 시공관리 목적으로 항타공식을 시방서에 규정하거나 설계지지력 확인 방법으로 이를 이용 할 수 있게한 경우도 있다.

최근에는 파동이론과 항타측정 분석장치(PDA, Pile Driving Analyser), CAPWAP 등 해석 프로그램을 이용하여 보다 과학적인 지지력 확인이 개발·적용되고 있으나 그의 적용에는 고가의 장비와 전문요원이 필요하여 국내에서의 적용은 거의 이루어지지 못하고 있다. 이같은 상황은 국내 뿐만아니라 항타측정 분석장치의 보급이 확산된 미국의 경우에도 파동이론 적용상의 문제로 간편한 항타공식의 적용성 연구가 계속되고 있는 실정이다.

Lawton 등은 문헌상 나타난 항타공식의 적용성 연구 결과를 취합하여 총 600개 정도의 재하시험결과를 비교하였다.⁽²⁰⁾ 비교결과 Hiley, Janbu, Gates 공식들이 우수한 것으로 나타나며 ENR 공식은 거의 모든 비교연구에서 가장 열등한 결과를 주는 것으로 보고하고 있다. 결론적으로 각 지역의 토질특성에 적합한 항타공식의 규명이 연구되어야 할 것으로 권장하고 있다. 그림 5 는 Chellis 가 수집한 45개 말뚝에 대한 재하시험결과와 Hiley, Pacific Coast, Canadian National, Engineering New(이하 EN 으로 표기) 등 8 개 항타공식에 의한 극한지지력을 비교한 것이다.⁽¹⁶⁾ 분석결과 Hiley 공식은 (계산값/실측값)의 평균이 1.077이며 $\pm 25\%$ 오차범위에 전체자료의 66.7%가, $\pm 50\%$ 오차범위내에는 100%가 포함된 것으로 나타나 가장 우수한 것으로 평가된다. 이 밖에 Pacific Coast, Canadian National 공식들도 신뢰도가 있는 것으로 평가되나 EN 공식등 5 개의 공식은 극히 불량한 것으로 나타나고 있다.

Ramey and Johnson은 총 153 개의 목재말뚝, H 형강말뚝, 강관말뚝, PC 말뚝의 재하시험결과와 항타공식에 의한 극한지지력을 비교, 분석하였는데, 그 결과는 Chellis 의 분석과는 상이하다. 분석에 적용된 항타공식은 EN 공식, 수정 EN 공식(이하 MEN 으로 표기), Hiley 공식, Danish 공식과 Gates 공식의 5 가지였으며 표 1 에는 공식의 개요를 소개하였다.⁽²³⁾

표 2 에는 이들 결과를 말뚝의 종류별, 공식별로 구분하여 평균값, 최대오차 발생범위, 25% 및 50% 범위내에서 오차발생을 그리고 100% 이상의 오차발생을 등으로 비교하였다.

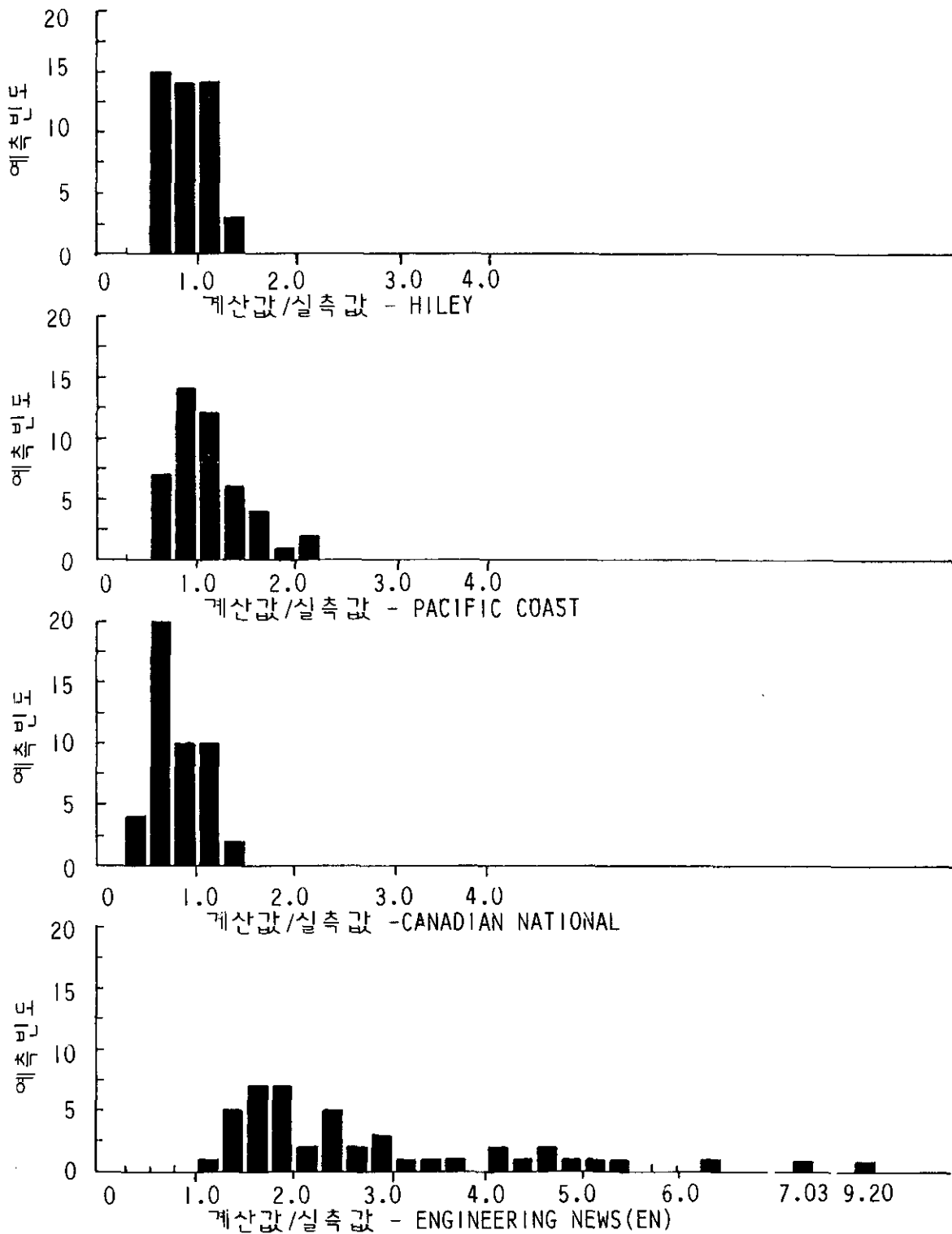


그림 5 항타공식의 계산값과 실측값 비교 (1)

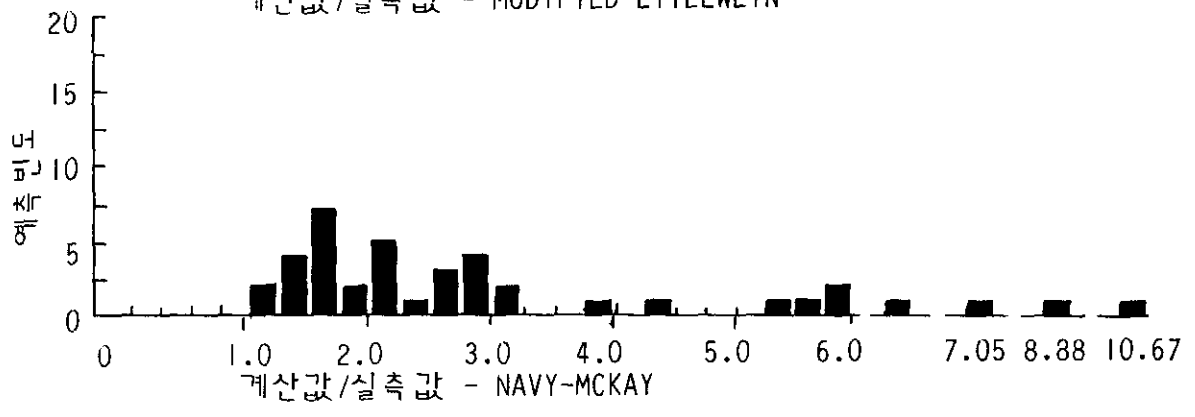
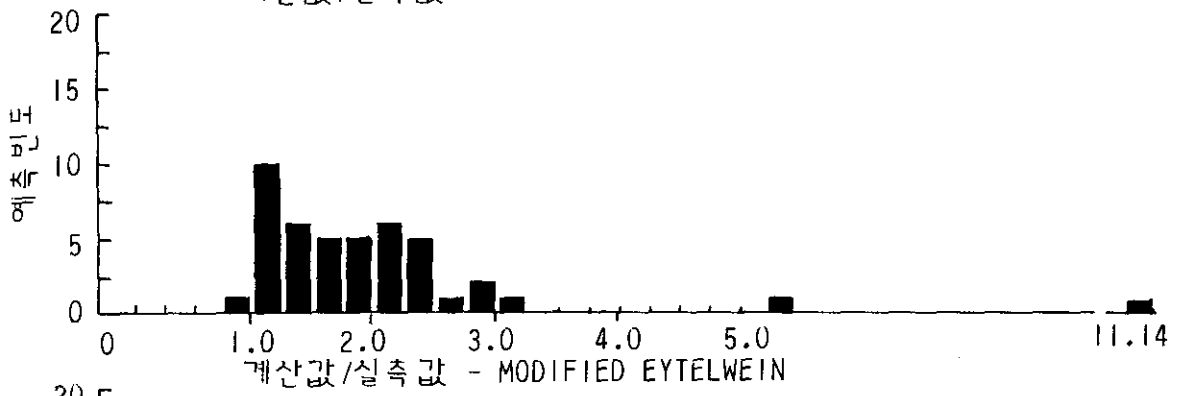
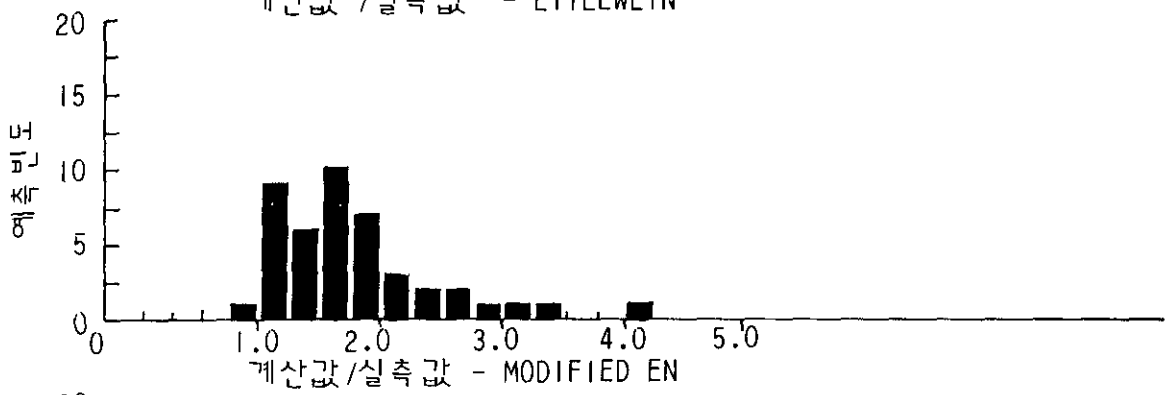
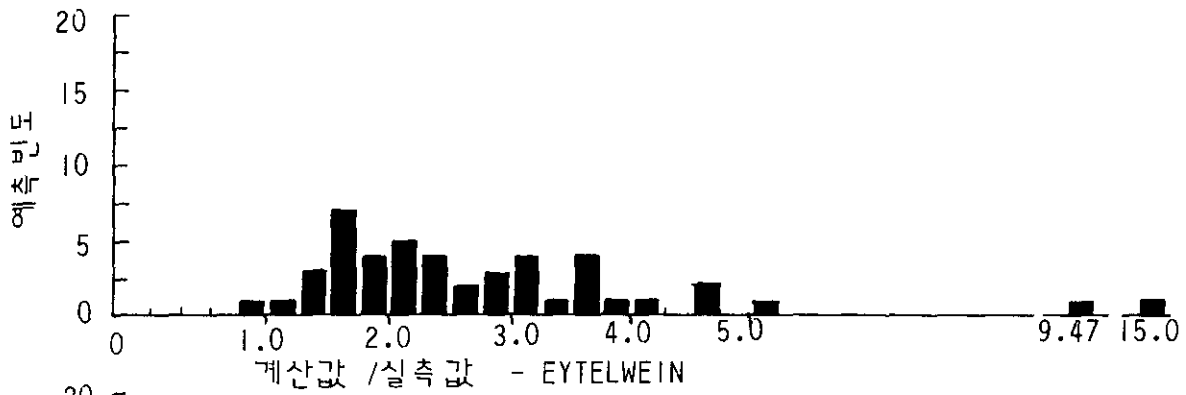


그림 5 항타공식의 계산값과 실측값 비교 (11)

표 1 비교에 사용한 항타공식의 개요

Eq. name	Predicted pile capacity†	Comments‡
Engineering News (EN)	$P_{EN} = \frac{e_h E_n}{S + C}$	C = 1.0 for drop hammers C = 0.1 for all other hammers
Modified Engineering News (MEN)	$P_{MEN} = \frac{e_h E_n}{S + C} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p}$	for this study, e ² = 0.25 for steel piles e ² = 0.10 for concrete piles e ² = 0.07 for timber piles
Hiley (H)	$P_H = \frac{e_h E_n}{S + 0.5(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p}$	for this study, e ² = same as indicated above C1 = 0.08 for steel piles C1 = 0.25 for concrete piles C1 = 0.12 for timber piles C2 = 0.007L for steel piles C2 = 0.004L for concrete piles C2 = 0.008L for timber piles C3 = 0.10 for all piles
Danish (D)	$P_D = \frac{e_h E_n}{S + \sqrt{\frac{e_h E_n L}{2AE_L}}}$	
Gates (G)	$P_G = 5.6 \sqrt{e_h E_n} \left\{ \log \frac{10}{S} \right\}$	$\log \left\{ \frac{10}{S} \right\}$ is the logarithm to the base 10

† Equations are for pile failure loads, not design loads.

‡ Values shown are those commonly recommended in the literature^{4,6} and are the ones used in this study.

Notation

The following symbols are used in this Paper.

- E_n = Manufacturer's maximum rated energy (in tons) (weight of ram x height of fall for drop hammers)
- e_h = Efficiency of hammer
 $e_h = 1.0$ drop and diesel hammers
 $e_h = 0.8$ single, double and differential hammers
- S = Set or final penetration (in/blow) (generally average value over last foot)
- P = Predicted ultimate pile capacity (tons)
- C = Empirical factor to account for hammer speed and energy losses
- e = Coefficient of restitution of pile
- W_p = Weight of pile (tons)
- W_r = Weight of ram (tons)
- C_1 = Temporary compression of pile head and cap (in)
- C_2 = Temporary compression of pile (in)
- C_3 = Temporary compression of soil (in)
- L = Length of pile (in)
- A = Cross-sectional area of pile (in²)
- E_L = Modulus of elasticity of pile (tons/in²).

표 2 말뚝종류, 항타공식별 계산값/실측값 비교

말뚝	구분	EN	MEN	HILEY	GATES	DANISH
H말뚝	평균	1.975	1.653	1.171	0.977	1.518
	최저 예측	0.62	0.45	0.21	0.27	0.34
	최고 예측	5.41	4.76	2.76	2.30	3.30
	25%이내	14.6%	25.0%	18.8%	27.1%	27.1%
	50%이내	31.3%	52.8%	43.8%	68.8%	54.2%
	100%이상	33.3%	35.4%	18.8%	6.3%	31.3%
목재말뚝	평균	1.988	1.617	1.055	0.908	0.941
	최저 예측	0.30	0.22	0.19	0.30	0.25
	최고 예측	4.87	4.01	2.35	1.93	2.12
	25%이내	20.0%	28.6%	20.0%	54.3%	37.1%
	50%이내	34.3%	42.9%	60.0%	88.6%	77.1%
	100%이상	42.9%	40.0%	8.6%	0	2.9%
PC말뚝	평균	3.269	1.122	0.636	0.764	1.864
	최저 예측	1.24	0.42	0.24	0.30	0.97
	최고 예측	8.13	2.43	1.54	1.36	4.07
	25%이내	3.1%	40.6%	15.6%	37.5%	21.9%
	50%이내	3.1%	65.6%	56.3%	75.0%	25.0%
	100%이상	78.1%	6.3%	0	0	34.4%
강관말뚝	평균	1.883	1.478	0.814	0.637	1.127
	최저 예측	0.25	0.22	0.22	0.14	0.25
	최고 예측	5.43	4.58	2.23	1.22	2.88
	25%이내	23.7%	26.3%	13.2%	28.9%	47.4%
	50%이내	39.5%	36.8%	63.2%	73.7%	63.2%
	100%이상	36.8%	31.6%	2.6%	0	10.5%
전체	평균	2.256	1.490	0.943	0.832	1.361
	최저 예측	0.25	0.22	0.19	0.14	0.25
	최고 예측	8.13	4.76	2.76	2.30	4.07
	25%이내	15.7%	29.4%	17.0%	35.9%	33.3%
	50%이내	28.1%	49.0%	54.9%	75.8%	55.6%
	100%이상	45.8%	29.4%	8.5%	2.0%	20.3%

H 형강말뚝에 있어서는 Gates 의 공식이 가장 우수하며 Hiley 공식도 비교적 좋은 결과를 나타내 준다. 반면 EN 공식, MEN 공식, Danish 공식들은 상당히 큰 오차를 나타내고 있다. 목재말뚝의 경우에는 Gates 공식, Danish 공식, Hiley 공식들이 비교적 신뢰도가 높은 반면 EN 공식과 MEN 공식은 큰 오차를 발생시키고 있다. PC말뚝에 있어서는 MEN 공식이 비교적 좋은 결과를 주며 EN 공식과 Danish 공식이 불량하다. 강관말뚝에 있어서는 Hiley 공식과 Danish 공식이 비교적 우수하며 EN 공식, MEN 공식은 높은 오차를 나타내고 있다.

이들 4 가지 말뚝 종류를 모두 고려한 종합평가를 하면 평균값에 있어서는 Hiley 공식이 가장 좋은 것으로 나타나며 오차 발생비율로 보면 Gates 공식이 양호하다. 반면 EN 공식은 모든 종류의 말뚝에서 가장 불량한 것으로 나타나고 있어 Lawton 등의 분석과도 일치한다.

그림 6 에는 153 개 말뚝시험에 대한 오차발생 빈도수를 도시하였다. 분석결과 비교적 우수한 것으로 판명된 Hiley 공식에 있어서도 (계산값/실측값)이 50% 미만인 경우가 전체의 1/4 정도가 되며 150% 이상인 경우도 30% 가 된다. Gates 공식도 50% 미만인 경우가 19.6% 이며 150% 이상인 경우는 12.4% 이다. 즉 Hiley 공식에 있어서는 55% 정도의 계산값이 실측값에 비하여 50% 이상의 오차가 발생하고 있으며, Gates 공식에서는 32% 정도가 50% 이상의 오차를 발생시킬 수 있다는 것이다. EN 공식은 50% 미만의 오차발생 비율은 4.6% 에 불과하나 (계산값/실측값)이 150% 이상인 경우는 74.5% 에 달하고 있어 말뚝지지력을 과대평가하고 있음을 알 수 있다.

이와같은 오차발생 가능성에 대비하여 항타공식을 적용하여 설계하중을 결정할 경우, 정역학적 공식 또는 재하시험 결과로부터 설계지지력을 계산할 때 적용하는 안전율 2.0~3.0 을 수정한 안전율을 적용하기도 한다. 표 3 은 Michigan Pile Test Program 에서 사용된 각 공식별 안전율들이다.⁽¹²⁾ Lawton, Chellis, Ramey and Johnson 의 분석에서 가장 열등한 평가를 받은 EN 공식의 안전율이 가장 낮은 것으로 나타나는 문제점 외에도 제시된 안전율의 범위가 넓어 실무에 적용하기에는 문제가 있다.

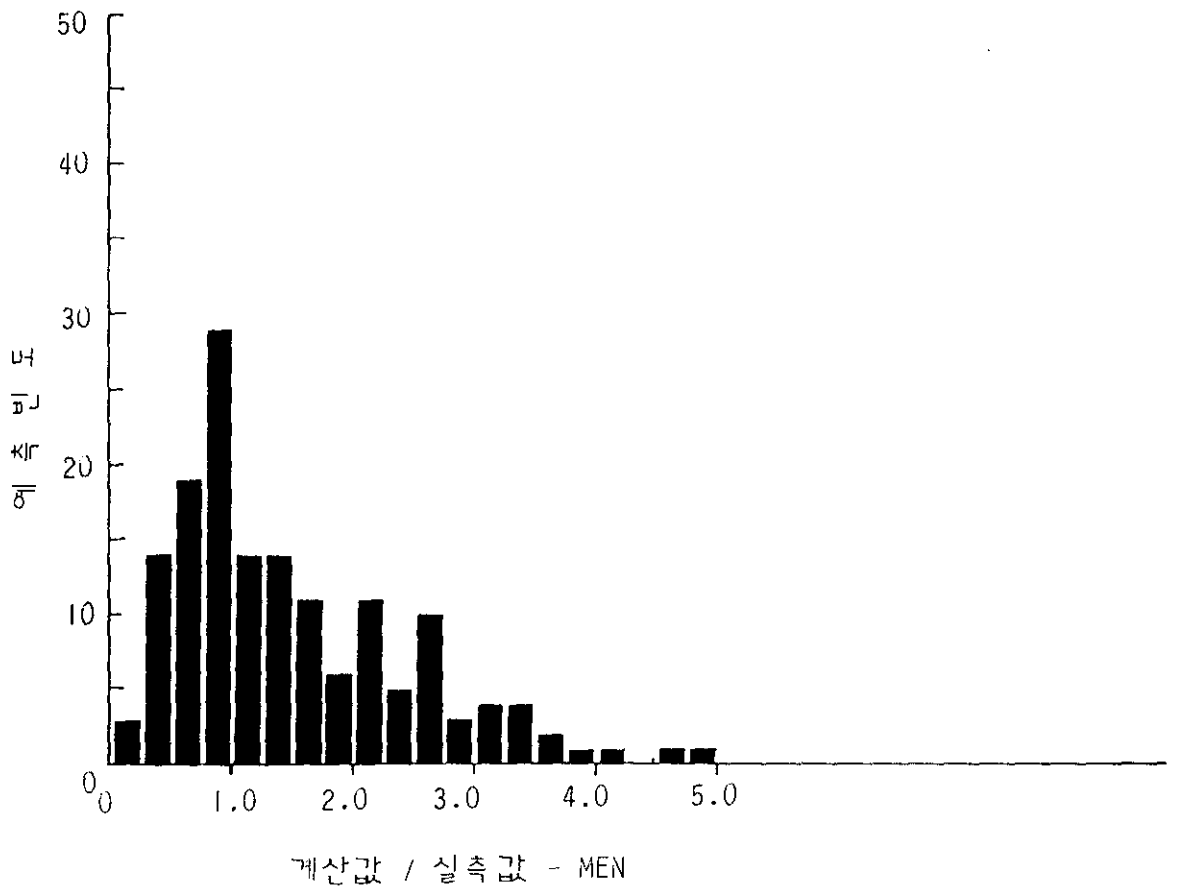
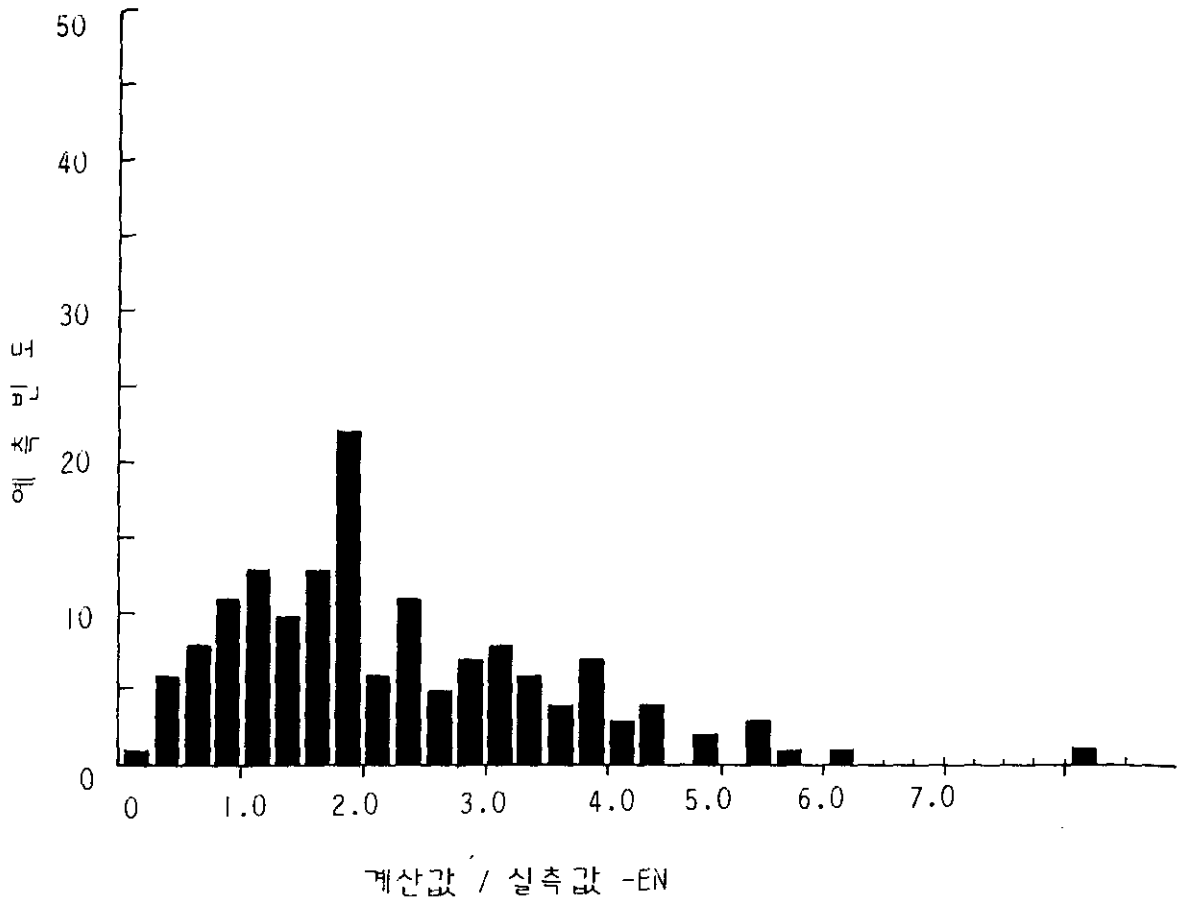


그림 6 항타공식의 계산값과 실측값 비교 (111)

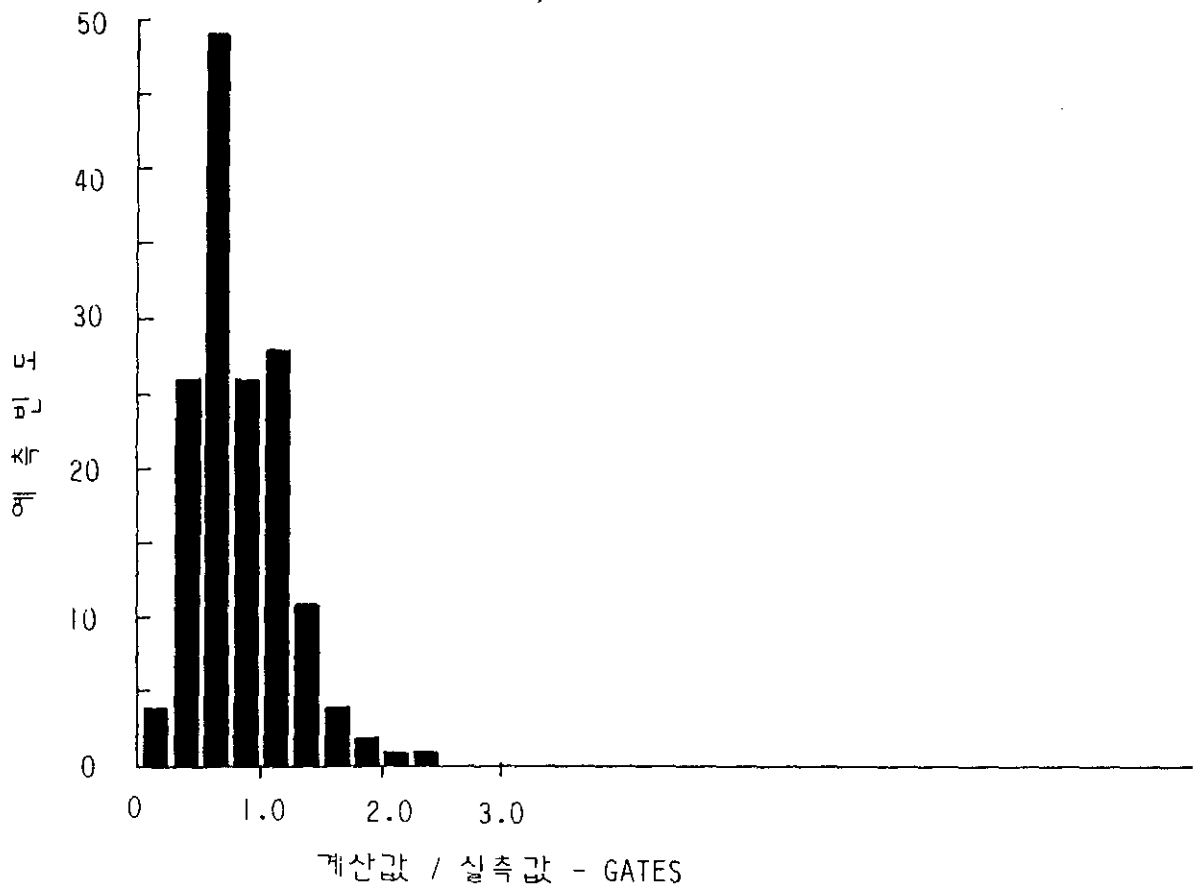
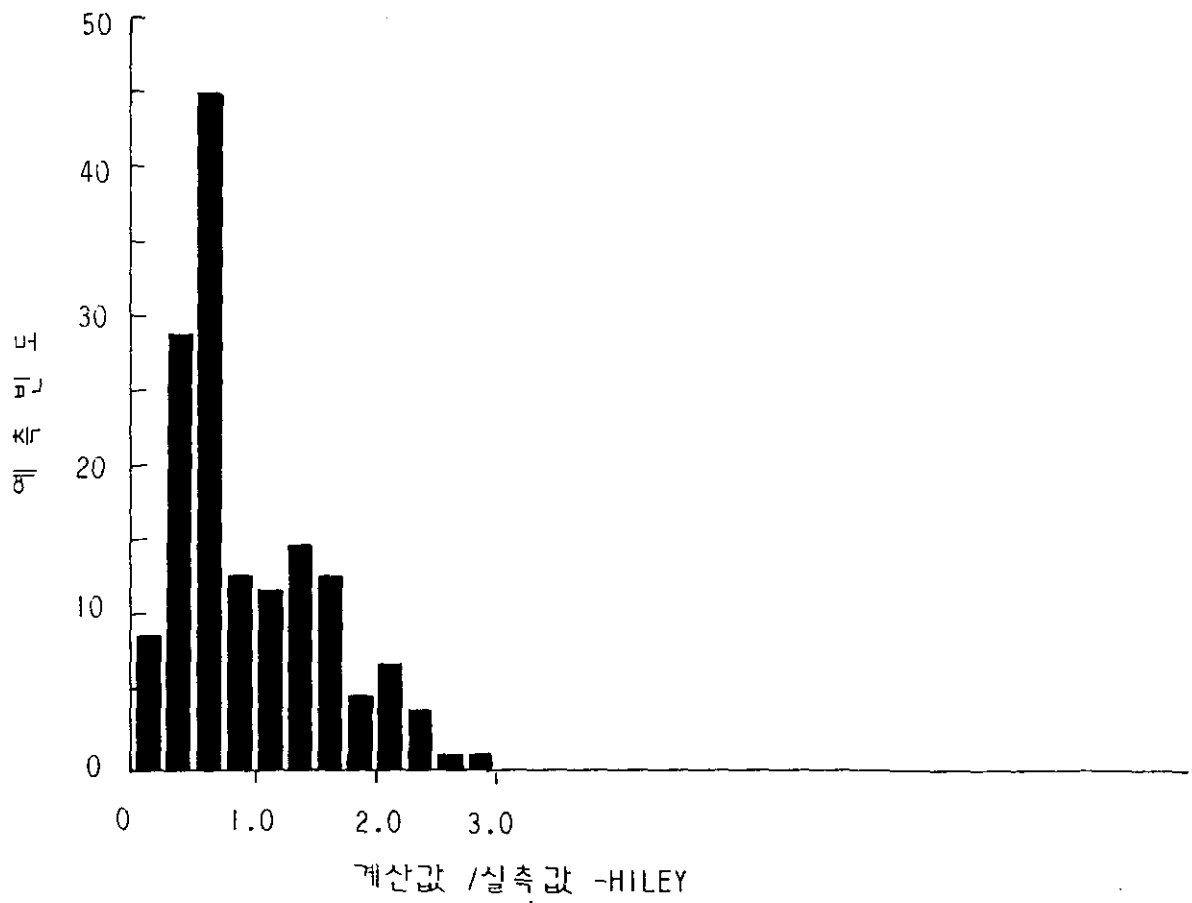


그림 6 항타공식의 계산값과 실측값 비교 (IV)

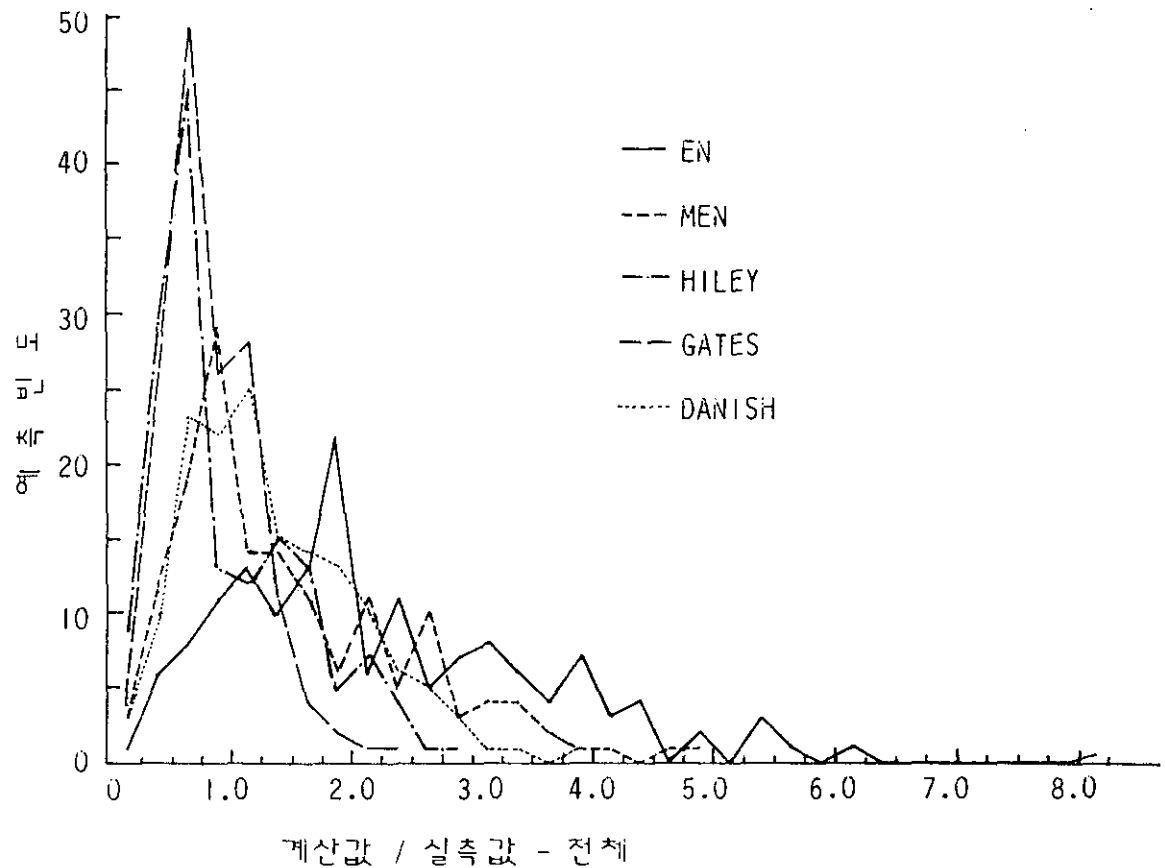
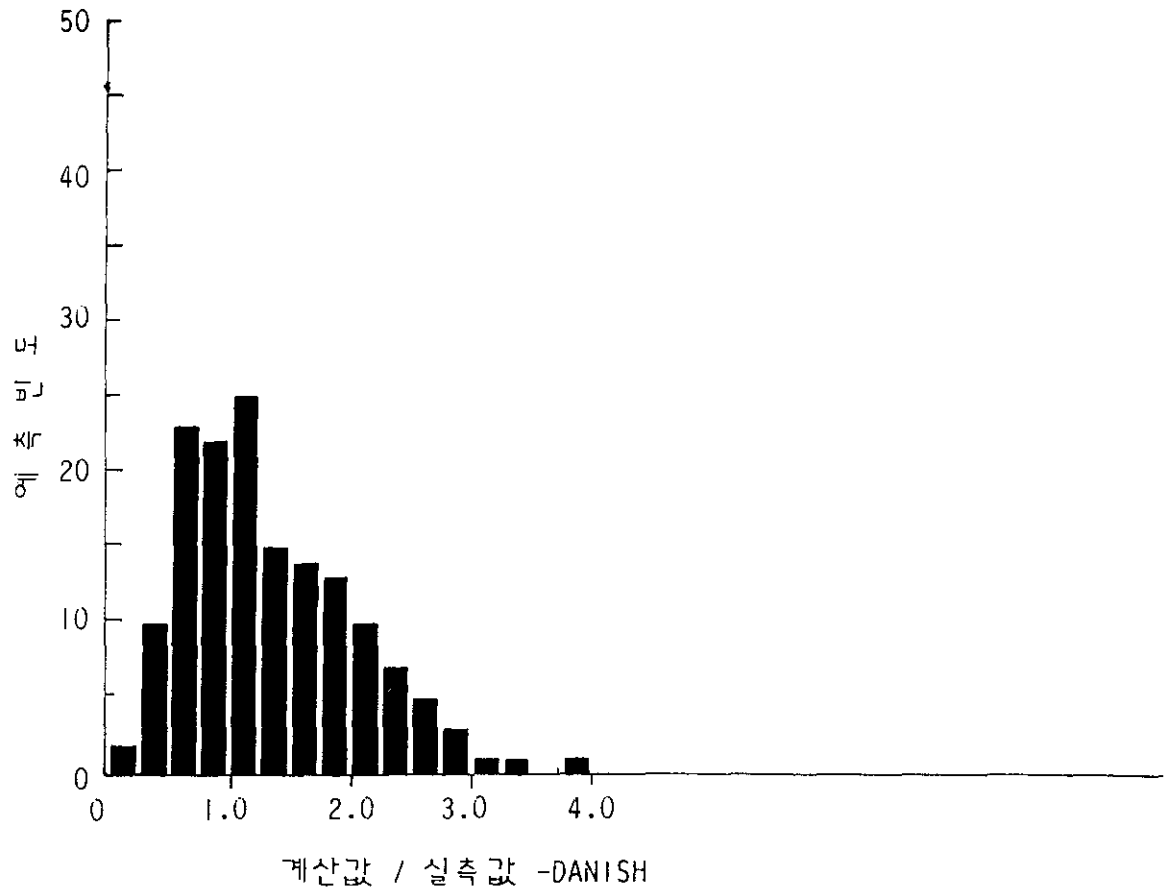


그림 6 항타공식의 계산값과 실측값 비교(V)

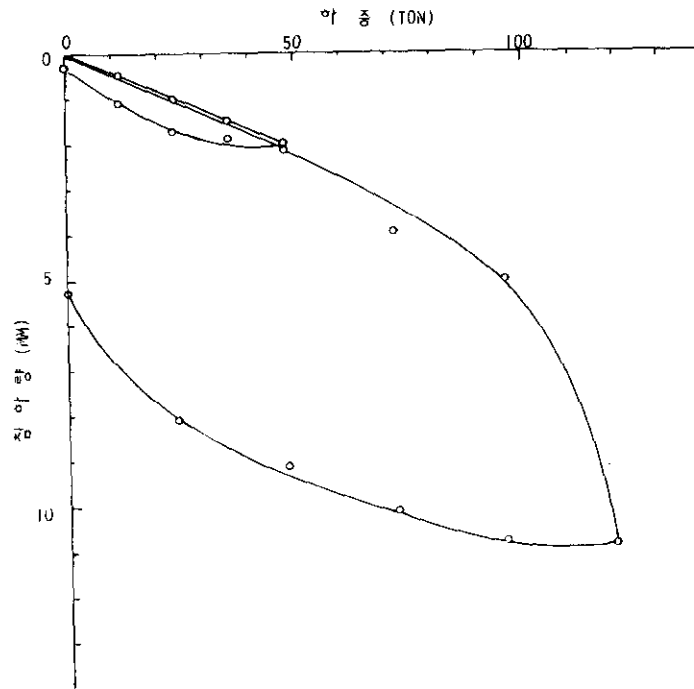
표 3 Michigan Pile Test Program 에서 사용 된 안전율

공 식	Ultimate capacity (kips)		
	0-200	200-400	400-700
Engineering News	1.1-2.4	0.9-2.1	1.2-2.7
Hiley	1.1-4.2	3.0-6.5	4.0-9.6
Pacific Coast Uniform Building Code	2.7-5.3	4.3-9.7	8.8-16.5
Redtenbacher	1.7-3.6	2.8-6.5	6.0-10.9
Eytelwein	1.0-2.4	1.0-3.8	2.2-4.1
Navy-Mckay	0.8-3.0	0.2-2.5	0.2-3.0
Rankine	0.9-1.7	1.3-2.7	2.3-5.1
Canadian National Building Code	3.2-6.0	5.1-11.1	10.1-19.9
Modified Engineering News	1.7-4.4	1.6-5.2	2.7-5.3
Gates	1.8-3.0	2.5-4.6	3.8-7.3
Rabe	1.0-4.8	2.4-7.0	3.2-8.0

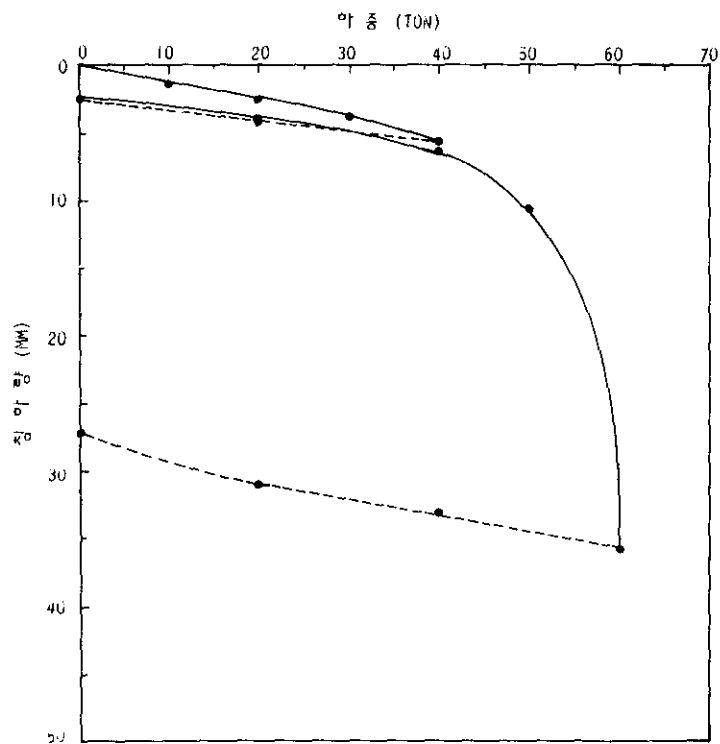
이처럼 항타공식에 의한 말뚝의 극한지지력 계산에는 표 2 에 나타난 것과 같은 극단적으로 큰 오차가 발생할 수 있다는 점을 간과하여서는 안된다.

그림 7 에는 최근 실시한 2 건의 말뚝재하시험 결과를 비교하였다. 말뚝은 모두 PC 말뚝으로 직경은 350 mm 이고 말뚝 #1 은 관입깊이 12.0 m, 말뚝 #2 는 관입깊이 4.5 m 이다. #1 현장의 항타관리 기준은 최종 타격당 20 mm 이내의 관입 기준으로 시험말뚝의 경우는 15 mm 의 최종 타격당 관입이 되었다. 현장 #2 에서는 6~10 mm 의 항타관리 기준이 적용되었으며 시험말뚝은 8 mm 정도의 수준에서 항타되었다. 두 현장 모두에서 항타장비는 K25 디젤함마를 사용하였다.

이상의 자료를 근거로 하여 말뚝지지력을 계산하면 말뚝 #2 의 극한지지력은 말뚝 #1 의 거의 2 배에 가까운 값을 갖게 된다. 그러나 재하시험 결과는 그림 7 에 나타난 것과 같이 말뚝 #1 이 말뚝 #2 보다 거의 2 배이상 극한지지력이 큰 것으로 측정되었다. 이같은 차이가 발생한 원인은 현재 규명작업을 위한 연구가 진행되고 있지만, 말뚝의 주변마찰력의 크기 차이에 기인하는 것이 아닌가 추측된다.



(a)말뚝 #1 의 재하시험 결과

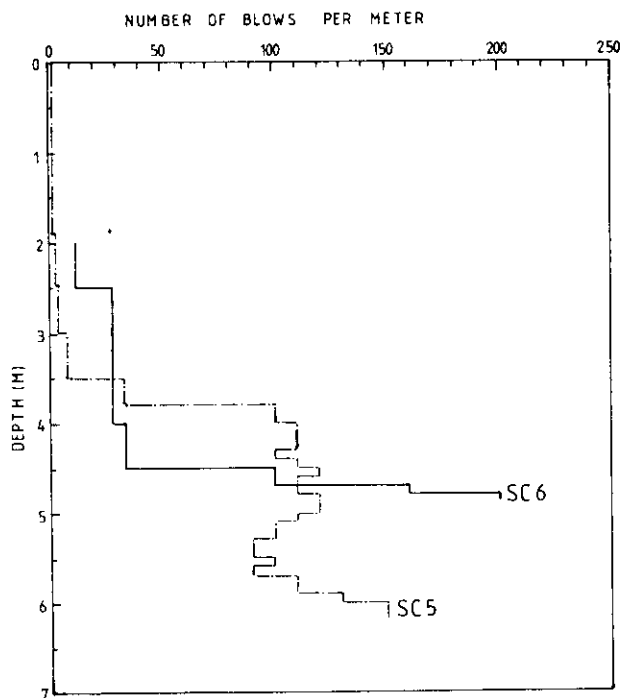


(b)말뚝 #2 의 재하시험 결과

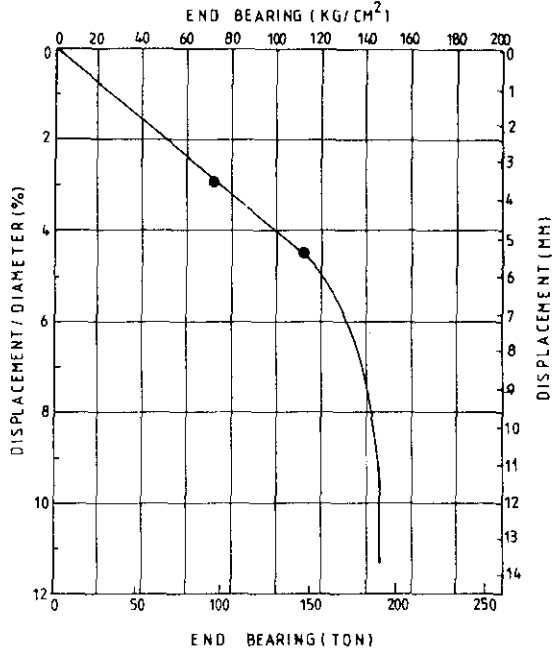
그림 7 최종 타격당 관입량이 상이한 2개 말뚝의 지지력 비교

그림 8 에는 동일지역에서 실시한 2 개의 SPLT 시험결과와⁽⁶⁾ 항타기록을 보여주고 있다. 말뚝은 직경 406 mm x 9 mm 의 강관말뚝을 사용하였으며 축소된 선단부는 직경 120 mm 를 사용하였다. 항타는 K25 디젤함마를 사용하였으며 그림 8(a)에 나타난 것과 같이 말뚝 SC 6 은 매립토층을 관통하여 풍화암과 경계면까지 항타되었다. 최종 타격당 관입량은 5 mm 이며 말뚝 SC 5 는 매립토층 관통 후 약 2.5 m 두께의 풍화토층 아래의 풍화암 상단까지 항타되어 최종 타격당 관입량은 6.7 mm 를 기록하였다.

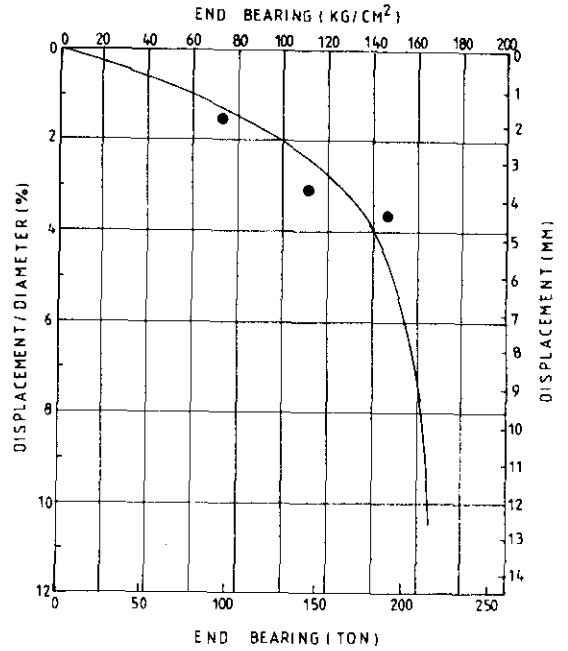
최종 타격당 관입량만을 기준으로 하는 항타공식에 의하면 말뚝 SC 6 의 극한 지지력은 말뚝 SC 5 보다 크게 되어야 한다. 그림 8(b) 에는 두 말뚝의 선단지지력 시험결과(SPLT 2 단계)를 비교하였다. 항타공식에서 예측한 것과 같이 말뚝 SC 6 의 극한 선단지지력이 말뚝 SC 5 보다 큰 것으로 나타나고 있다. 그러나 말뚝의 지지력은 선단지지력과 주변마찰력으로 구성되어 있는 바, 그림 8(c)에 비교한 주변마찰력(SPLT 1 단계) 결과를 함께 고려하여야 한다.



(a) 항타기록

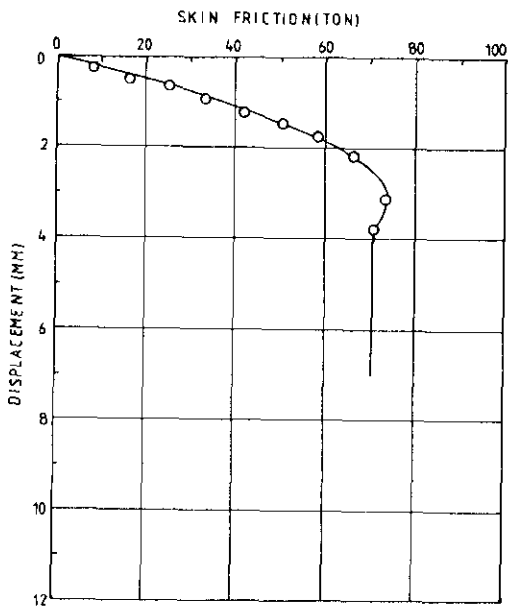


PILE SC5

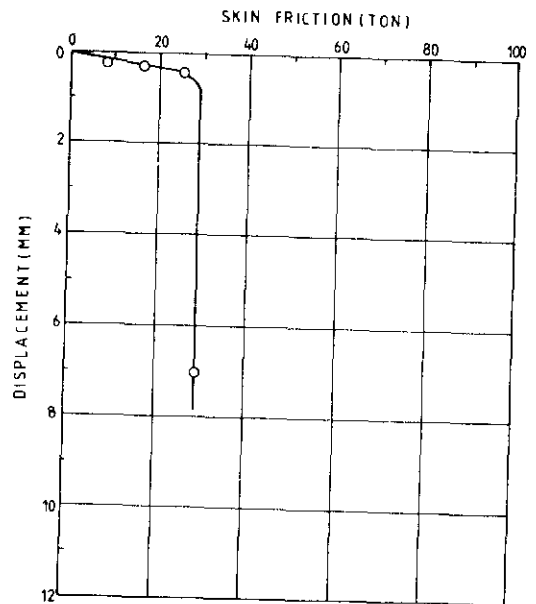


PILE SC6

(b) 선단지지력 비교



PILE SC5



PILE SC6

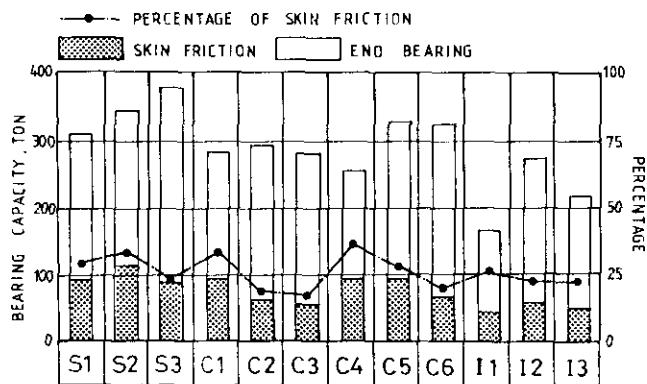
(c) 주변마찰력 비교

그림 8 항타이력이 상이한 2개 말뚝의 지지력 비교

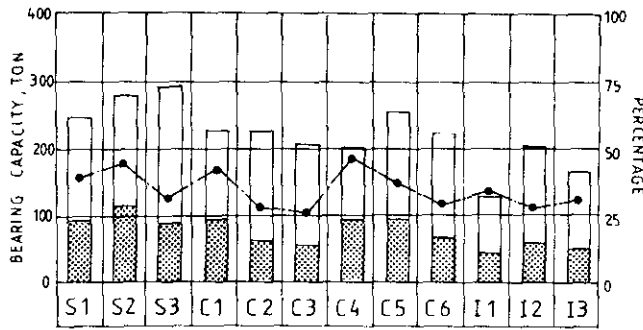
그림 8(c)에 나타난 것과 같이 말뚝 SC 5 는 약 70 ton의 주변마찰력을 갖는 반면 말뚝 SC 6 은 30 ton 에 불과하다. (선단지지력 + 주변마찰력)인 전체 지지력을 비교하면 항타공식의 예상과는 정반대로 말뚝 SC 5 의 극한지지력이 말뚝 SC 6 보다 크게된다.

위의 예들에서 알 수 있는 것처럼 항타공식으로부터 전체 지지력을 예측하는데에는 한계가 있다고 결론을 지을 수 있겠다. 즉 항타공식에서 감안하는 최종 타격당 관입량외에 항타이력에 대한 고려 및 주변마찰력 예측이 선행되어야 한다. 이같은 견해는 일찌기 Chellis 에 의해서도 언급된 바 있으며,⁽¹⁶⁾ 이를 합리적으로 예측하기 위해서는 주변마찰력과 선단지지력을 분리 측정 한 재하시험결과와 연관하여 항타공식을 재검토할 필요가 있다.

그림 9 에는 국내에서 시행된 12 개의 SPLT 결과를 선단지지력과 주변마찰력 구성비율을 알아보기 위하여 분석하였다. 본 분석에는 우리나라 국토의 60% 를 차지하는 풍화토층대의 결과만을 비교하였다. 그림 9(a) 는 축소된 선단부의 극한 선단지지력을 치수효과 보정없이 비교하였으며⁽⁵⁾ 그림 9(b) 는 치수효과 보정을 실시한 결과이다. 그림 9(b) 에서 나타나고 있는 것처럼 풍화토층에 항타된 말뚝의 경우, 주변마찰력은 전체 지지력의 1/3 정도를 차지하는 바, 이를 고려하지 않은 항타공식의 신뢰도는 그 만큼 낮아질 것으로 사료된다.



(a) 치수효과 보정 이전



(b) 치수효과 보정

그림 9 주변마찰력과 선단지지력의 비율

4. 말뚝재하시험에 의한 말뚝 지지력의 결정

근래에 들어 20층 이상의 초고층 아파트 건설이 보편화됨에 따라 기초의 안전성을 확인하기 위한 말뚝재하시험이 증가되는 추세에 있다.

사하중을 재하하는 재래식 말뚝재하시험인 경우 말뚝두부정리, 재하틀 제작, 설치 그리고 사하중의 설치등 많은 시간과 경비가 소요되어 대부분의 경우 설계하중의 2.0배까지만 시험을 실시하고 있으며 일부에서는 2.5 배까지의 재하도 실시되고 있다.

구조물의 기초를 설계하는 데에는 파괴에 대하여 안전할 것과 허용된 침하범위 이상의 침하가 발생하지 말아야 할 것 등 두가지 기준에 의함은 주지하는 것과 같다. 파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력(bearing capacity) 개념의 설계에서는 파괴를 유발하는 극한지지력(ultimate bearing capacity) 을 구하고 비교적 높은 2.0~3.0 의 안전율을 적용한다. 지지력 개념의 설계는 따라서 극한 지지력의 확인에 의하는 것이 가장 바람직하며, 이 개념은 우리나라 건설부 제정 "구조물 기초설계 기준"에도 명시되어 있다.⁽¹⁾ 또한 각종 문헌에서도 극한지지력을 기준으로 할 것을 제안하고 있으나 전술한 재하시험 실시 과정의 어려움 때문에 말뚝 재하시험으로부터 극한지지력을 확인하는 것은 극히 어려운 실정이다.⁽¹⁹⁾⁽²²⁾⁽²⁷⁾

극한상태의 정의는 하중의 증가없이 침하량이 무한대로 증가하는 상태이지만 대부분의 말뚝 재하시험에서는 이와같은 이론적인 극한지지력 확인이 되지 않는다. 따라서 인위적인 침하량에 도달하면 그 때의 하중을 극한하중으로 인정하는

방법이 보다 폭넓게 적용되고 있다. BS 규정에서는 말뚝직경의 10% 침하량을 기준으로 하며 Terzaghi and Peck 이 제안한 25 mm 의 기준도 많이 채택되고 있다. 인위적인 기준값은 말뚝의 설치방법과도 밀접한 관계에 있어 De Beer 는 항타말뚝의 경우에는 말뚝직경의 10%, 현장타설 콘크리트 말뚝에서는 말뚝직경의 30% 침하를 기준 값으로 할 것을 제안하고 있다.⁽¹⁸⁾

침하량을 허용범위 이내로 제한하는 침하량 기준은 극한지지력 확인이 곤란한 지지력 기준에 비하여 보다 실용적이라 할 수 있다. 극한지지력과는 무관하게 규정된 침하량 이상의 침하만을 방지하는 개념은, 따라서 각 국의 실무 설계기준에서 많이 채택되고 있다.

침하량 기준은 전침하량(total settlement) 기준과 순침하량(net settlement) 기준으로 구분된다. 순침하량은 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류침하량을 기준으로 하여 지반의 특성을 보다 잘 반영한다 하여 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 대표적인 기준으로는 DIN 의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform Building 기준에서 채택한 0.01 inch/ton 의 순침하량 기준이 있다.⁽¹⁷⁾ 전침하량기준으로는 Singapore 지하철 설계기준에서 규정한 설계하중에서 6~9 mm, 설계하중의 1.5배 하중에서 9~20 mm 와 같은 엄격한 기준에서부터,⁽¹³⁾ 일본 토질공학회의 25 mm,⁽¹⁰⁾ 소련에서 적용되는 40~80 mm 등 광범위한 기준들이 있다.

지지력 기준과 침하량 기준 외에 말뚝에 하중이 재하되었을 때의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 거동특성에 의하여 소위 항복(yield)하중을 구하여 설계하는 방법이 있다. 여기에는 P-S 곡선 분석, log P-log S 곡선 분석, S-log t 분석, S-log P 분석, P-log S 분석, P-ds/d(log t) 분석등 다양한 방법이 있다. 건설부 제정 “구조물 기초설계 기준” 해설편에서는 “극한하중이 확인되면 문제없으나” 그렇지 못할 경우 항복하중에 의하도록 하고 ① S-log t 분석 ② dS/d(log t)-P 분석 ③ log P-log S 분석과 ④ 잔류침하량 측정에 의한 log P-log S 방법을 권장하고 있다. 아울러 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 가정하지만 이 방법에 의한 극한 하중이 실제 극한하중보다 크지 않도록 주석을 두고 있어 항복하중에 의한 분석을 안전하게 하는 장치를 하고 있다.⁽¹⁾

이와 같은 극한하중의 2/3 정도가 항복하중이 된다는 가정은 Fleming 등에서도 확인하고 있으며⁽¹⁹⁾ 홍 원표 등에서도 확인 되었다.⁽⁹⁾ 국내에서 시행되는 말뚝재하시험의 거의 대부분은 위에서 열거한 극한 지지력 기준, 침하량 기준, 항복하중 기준 방법중 항복하중분석에 의한 해석만이 되고 있다.

항복하중분석에 의한 해석은, 그러나 극한하중을 낮게 평가한다는 지적도 있다. Canada 의 설계기준에서도 도해법에 의한 항복하중의 판정은 semi-elastic 영역과 semi-plastic 영역의 중간에서 결정되는 경우가 많으며 극한지지력을 과소 평가할 수 있음을 지적하고 있다.⁽¹⁵⁾

항복하중 판정은 전술한 바와 같이 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 거동특성으로부터 이루어 진다. 따라서 보다 신뢰도 높은 항복하중 판정을 위해서는 재하에 의한 말뚝의 거동을 합리적으로 분석할 필요가 있다.

말뚝에 하중이 재하되면 재하된 하중은 말뚝의 주면마찰력으로 저항되며, 주면마찰의 침하가 된 결과는 선단부에 하중전달 및 선단부 침하를 유발하게 된다. 따라서 하중재하 초기에는 대부분의 하중은 주면마찰로 저항되며 선단부에는 하중이 거의 전달되지 않거나 극히 일부의 하중만이 전달 된다. 재하하중이 증가하여 극한 주면마찰력 이상의 재하상태가 되면 말뚝주면부는 극한상태에 도달하게 되어 (재하하중-극한 주면마찰력)이 선단부에만 전달되게 된다.

그림 10 에는 주면마찰력, 선단지지력 및 전체 침하량에 대한 하중-침하량을 나타내었다. 주면마찰력이 작은 경우에는 전체 지지력의 하중-침하량 관계는 선단지지력에 대한 관계와 크게 상이하지 않으나, 주면마찰력 성분이 큰 경우에는 하중-침하량 관계곡선을 아래 3 가지 구간으로 나누어 고려하여야 한다.

제 1 구간 : 하중재하 초기의 단계로 주면마찰 특성이 위주가 된다.

제 2 구간 : 주면마찰의 극한을 초과하여 증가된 하중이 선단지지력으로만 저항된다. 그러나 선단지지력의 항복상태까지는 도달하지 않은 하중구간까지이므로 급격한 침하는 발생하지 않는다.

제 3 구간 : 선단지지력의 항복하중을 초과하여 전체 하중-침하량 곡선은 전형적인 극한상태와 유사한 관계를 나타내어 준다.

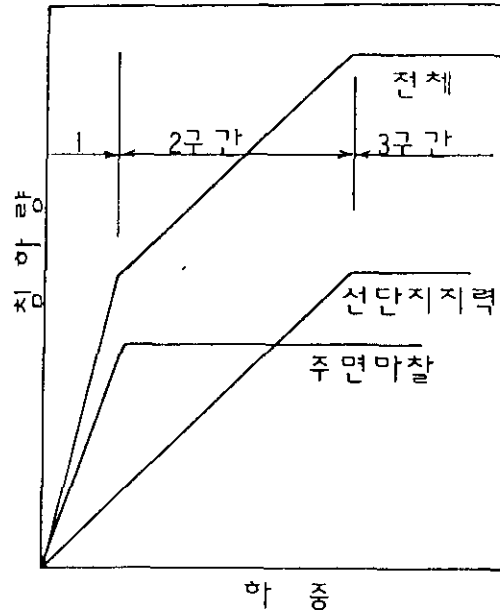


그림 10 하중-침하량 관계

말뚝의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 관계는 주면마찰 성분과 선단지지 성분에 있어 그 특성이 상이하다. 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 측정하는 재하시험 결과에 의하면 주면마찰력은 하중증가에 거의 정비례하는 침하량을 보여주며, 말뚝직경과 관계없이 대부분 4~6 mm의 침하량에 도달하면 극한 상태가 된다. 반면 선단 지지력은 Vesic 의 구분과 같이 general shear failuer, local shear failure, punching shear failuer 의 조건에 따라 하중-침하량 관계가 다양하게 나타난다.

일정한 하중재하 상태에서 시간 경과에 따른 침하량-시간 관계에 있어서도,

주면마찰의 경우 재하후 비교적 짧은 시간에 안정되는 특성과 극한 상태에서는 비교적 급격한 침하량 증가를 나타내어 극한하중 판단에 어려움이 없다. 반면 선단지지력은 재하하중의 크기가 증대할수록 침하속도가 안정되는데 많은 시간을 요하는 특성이 있으며, 항복하중에서는 시간경과에 따라 침하속도(semi-log 관계)가 증가하는 관계를 나타내 준다.

실제로 말뚝에 제 1 구간에 해당되는 하중이 재하되면 침하량-시간관계도 주면마찰의 특성이 위주가 된다. 극한 주면마찰력을 초과하는 하중상태인 제 2 구간에서는 선단저항의 침하량-시간 관계가 위주가 되어 S-log t 관계가 변화하게 된다. 제 3 구간에서는 선단저항의 침하량-시간 관계만이 나타나게 되며, S-log t 관계가 변하게 된다.

S-log t 분석으로 항복하중을 판정할 때, 주면마찰력의 비율이 높은 경우에는 제 1 구간과 제 2 구간의 경계부와 항복하중의 2 가지 하중에서 요형상태가 판정되기도 하여 항복하중 판정이 애매해 질수도 있다.

같은 이유에서, 제 3 구간까지 재하를 하지 않고 말뚝재하시험을 중단하면 S-log t 분석은 물론 S-P 분석, log S-log P 분석은 진짜 항복하중이 아닌 주면마찰 특성과 선단지지 특성의 교차점인 가항복하중만을 분석할 가능성도 있다.

이상을 실제 재하시험과 연관하여 분석하기 위하여 근래에 실시된 17 개의 말뚝 재하시험 결과를 대상으로 하여 분석하였다. 표 4 에는 7 가지 방법에 의하여 계산된 극한 또는 항복하중을 안전율 2.0 으로 하여 구한 설계하중들이 표시되어 있다. 분석에 적용한 항복하중판정 방법은 아래와 같다.

1. 전침하량이 25 mm 일때의 재하하중
2. S-P 분석법
3. log P-log S 분석법
4. 순침하량이 말뚝직경의 2.5% 일때의 재하하중

5. 순침하량이 재하하중 x 0.01 inch/ton (19 mm 미만) 일때의 재하하중
6. S-log t 분석법
7. 전침하량이 12 mm 일때의 재하하중

※ 표 4 에서 ↑ 표시는 재하시험 결과만으로는 그 이상의 해석이 불가능하지만 계산된 값보다는 충분히 크다는 확신이 되는 설계하중임.

위의 7 가지 해석을 비교하기 위하여 각각의 경우의 평균값을 계산하여 평균값에 대한 비율로 계산한 결과를 표 5 에 나타내었다. 표 5 에 나타난 것과 같이 항복하중 판단법인 P-S 분석은 평균 0.91의 비율로 나타났고 최고 26%의 오차가 발생하였다. log P-log S 분석은 평균 0.87의 비율과 최고 37%의 오차가 나타나며, S-log t 분석은 평균 0.96의 비율과 최고 18%의 오차가 나타나고 있다.

본 분석에서 고려한 전기 3 가지 방법은 국내 말뚝 재하시험시 채택되는 방법들이라 계산이 용이하였으나 순침하량 기준 또는 전침하량 기준의 경우에는 재하시험 자료 및 하중, 침하량 변위가 이들을 고려할 만큼 충분치 못하여 실제보다 낮게(↑표로 표시) 판정되었다. 따라서 실제로 표 5의 비율보다도 항복하중 분석법의 평균값은 낮아질 것이다.

결론적으로 항복하중 판정에는 주변마찰력의 영향으로 판정상 분명하지 못한 부분이 많이 있다. 따라서 말뚝 재하시험시 주변마찰력의 분리측정이 필수적이라 할 수 있겠다. 주변마찰력을 분리 측정할 경우 국내에서도 선진외국에서 그 개념이 정립되고 있는 부분 안전을 적용이 가능하게 되고 보다 안정하고 경제적인 설계가 될 수 있을 것이다. 분리측정이 되지 못할 경우에는 침하량 기준으로 판정할 수 있는 다 cycle 재하시험이 될 수 있도록 하여, 항복하중 판정의 신뢰도를 평가하는 과정이 이루어져야 할 것이다.

표 4 여러가지 해석법에 의한 설계하중 결정 비교

	1	2	3	4	5	6	7	평균
1	40.0 [↑]	40.0 [↑]	-	40.0 [↑]	40.0 [↑]	40.0 [↑]	40.0 [↑]	40.0
2	37.5	33.0	34.0	40.0 [↑]	40.0 [↑]	35.0	35.9	36.5
3	30.0	28.5	30.0	22.5	30.0 [↑]	29.0	22.5	27.5
4	28.5	21.0	18.5	23.5	27.0	25.0	24.0	23.9
5	71.0	46.5	55.0	65.0 [↑]	65.0 [↑]	-	58.5	60.2
6	69.0	53.5	49.0	69.5	75.0 [↑]	55.0	63.0	62.0
7	55.9	44.3	49.5	50.0 [↑]	53.4 [↑]	40.0	50.0	49.0
8	75.0 [↑]	51.5	45.0	53.5 [↑]	75.0 [↑]	50.0	59.0	58.4
9	60.0 [↑]	42.5	35.5	50.0 [↑]	60.0 [↑]	40.0	53.0	48.7
10	53.5	48.0	49.0	40.0 [↑]	52.0 [↑]	50.0	45.0	48.2
11	50.0	51.0	50.0	50.0 [↑]	62.5 [↑]	50.0	50.0	51.9
12	80.0 [↑]	80.0 [↑]	70.0	80.0 [↑]	80.0 [↑]	70.0	80.0 [↑]	77.1
13	-	57.0	46.0	70.0 [↑]	70.0 [↑]	50.0	70.0	60.5
14	87.5 [↑]	65.0	70.0	87.5 [↑]	87.5 [↑]	62.5	55.0	73.6
15	40.0 [↑]	-	23.5	40.0	40.0 [↑]	40.0 [↑]	40.0 [↑]	37.3
16	56.0	42.5	33.0	37.5 [↑]	56.0 [↑]	45.0	34.0	43.4
17	112.5 [↑]	71.5	80.0	112.5 [↑]	112.5 [↑]	110.0 [↑]	75.0	96.3

주 1: 전침하량이 25MM일때 기준

2: S - P 관계

3: LOG S - LOG P 관계

4: 잔류침하량이 말뚝직경의 2.5%일 때 기준

5: 잔류침하량이 0.01"/TON 일때 기준

6: S - LOG T 관계

7 전침하량이 12MM일때 기준

표5 각 해식법 간의 평균값과의 비율

	1	2	3	4	5	6	7
1	1.0 ↑	1.0 ↑		1.0 ↑	1.0 ↑	1.0	1.0 ↑
2	1.03	0.90	0.93	1.10↑	1.10↑	0.96	0.98
3	1.09	1.04	1.09	0.82	1.09↑	1.05	0.82
4	1.19	0.88	0.77	0.98	1.13	1.13	1.00
5	1.18	0.77	0.91	1.08↑	1.08↑	-	0.97
6	1.12	0.86	0.79	1.12	1.21↑	0.89	1.02
7	1.14	0.90	1.01	1.02↑	1.09↑	0.82	1.02
8	1.28↑	0.88	0.77	0.92↑	1.28↑	0.86	1.01
9	1.23↑	0.87	0.73	1.03↑	1.23↑	0.82	1.09
10	1.11	1.00	1.02	0.83↑	1.08↑	1.04	0.93
11	0.96	0.98	0.96	0.96↑	1.20↑	0.96	0.96
12	1.04↑	1.04↑	0.91	1.04↑	1.04↑	0.96	1.04↑
13	-	0.94	0.76	1.16↑	1.16↑	0.83	1.16
14	1.19↑	0.88	0.95	1.19↑	1.19↑	0.85	0.75
15	1.07↑	-	0.63	1.07	1.07↑	1.07↑	1.07↑
16	1.29	0.98	0.76	0.86↑	1.29↑	1.04	0.78
17	1.17↑	0.74	0.83	1.17↑	1.17↑	1.14	0.78
평균	1.13	0.91	0.87	1.02	1.14	0.96	0.96

5. 결 론

본 연구를 통하여 아래와 같은 결론을 얻었다.

첫째, 표준관입시험 결과로부터 말뚝 지지력을 계산할 경우에는 선단지지력의 경우 Meyerhof 공식의 $40N_b$ 대신 본 논문에서 제안한 $30N_b$ 를 적용하는 것이 바람직하다. 그러나 본 공식에서도 상당한 오차가 내재되어 있는 바, 말뚝 재하시험을 통하여 설계지지력을 확인하여야 한다.

둘째, 본 논문에서 분석한 것처럼 항타공식의 신뢰도는 극히 낮다. 말뚝의 설계 지지력은 말뚝 재하시험을 실시하여 결정하여야 하며, 항타공식은 현장의 시공관리 목적이상으로 적용하는 것은 큰 오차를 발생시킬 수 있다.

셋째, 말뚝의 재하시험에는 반드시 주면마찰력을 분리측정할 필요가 있으며, 분리측정되지 않은 항복하중 판정은 말뚝의 극한지지력을 과소평가할 수 있다.

참고문헌

1. 건설부(1986), "구조물 기초 설계기준"
2. 윤성진, 김대영, 이상헌, 이명환(1991), "풍화 잔류토 지반에 항타된 말뚝의 주변마찰 특성", 대한토목학회 1991년도 학술발표회, pp. 641 ~ 645.
3. 이명환(1991), "표준관입시험 결과의 표준화", 대한토질공학회지, Vol.7, No.1, pp. 69 ~ 85.
4. 이명환, 강인탁, 이원제, 김영진(1991), "실측에 의한 표준관입시험 함마의 낙하속도 분석", 대한토목학회 1991년도 학술발표회, pp. 689 ~ 692.
5. 이명환, 김대영, 윤성진, 이상헌(1991), "하중작용방향(압축과 인발)과 말뚝의 직경이 말뚝지지력에 미치는 영향", 한국지반공학회지, Vol.7, No.3, pp. 51 ~ 62.
6. 이명환, 이원제, 이장덕, 백세환, 김대영, 윤성진(1990), "간편한 말뚝재하시험(SPLT)의 개요와 적용", 대한토질공학회지, Vol.6, No.4, pp. 53 ~ 64.
7. 이명환, 이원제, 이장덕, 나경준(1991), "항타진동과 말뚝-흙의 상호작용", 한국건설기술연구원 연구보고서, 91-GE-111, 116 pp.
8. 이명환, 이장덕(1989), "말뚝기초의 설계 및 시공관리 개선방안", 한국건설기술연구원 연구보고서, 89-GE-113, 277 pp.
9. 홍원표, 양기석, 이장오, 성안제, 남정만(1989), "관입말뚝에 대한 연직재하시험시 항복하중의 판정법", 대한토질공학회지, Vol.5, No.1, pp. 7 ~ 18.
10. 日本土質工學會(1982), "杭基礎の設計法とその解説"
11. Bolton, M.D.(1986), "The strength and dilatancy of sands", Geotechnique, Vol.36, No.1, pp.65-78.
12. Bowles, J.E.(1988), "Foundation analysis and design," 4th edition, McGraw Hill Book Co..

13. Broms, B.B., Chang, M.F. & Goh, A.T.C. (1988), "Bored piles in residual soil and weathered rocks in Singapore," Proc. Deep foundations on Bored and Auger Piles, Rotterdam, A.A. Balkema, pp.17-34.
14. Burland, J.B. & Cooke, R.W. (1974), "The design of Bored piles in stiff clay," Ground Engineering, Vol. 7, No.4, pp.28-30, 33-35.
15. Canadian Geotechnical Society (1985), "Foundation Engineering Manual," 2nd edition, 456 pp.
16. Chellis, R.D. (1961), "Pile Foundation," McGraw-Hill Book Co., Inc., pp. 704.
17. Crowther, C.L. (1988), "Load testing of deep foundation," John Wiley & Sons, New York, pp. 233.
18. De Beer, E. (1988), "Different behavior of bored and driven piles," Proc. Deep foundations on Bored and Auger Piles, Rotterdam, A.A. Balkema, pp.47-82.
19. Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. & Elson, W.K. (1985), "Piling Engineering," Surrey University Press.
20. Lawton, E.C., Frigaszy, R.J., Higgins, J.D., Kilian, A.P. & Peters, A.J. (1986), "Review of methods for estimating pile capacity," Transportation Research Record 1105, pp.32-40.
21. Meyerhof, G.G. (1956), "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils," Jour. of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 82, SM 1, pp.1-19.

22. Peck, R. B., Hanson, W. E. & Thornburn, T. H. (1974), "Foundation Engineering," 2nd edition, John Wiley & Sons.
23. Ramey, G. E. & Johnson, R. C. (1979), "Relative accuracy and modification of some dynamic pile capacity prediction equations," Ground Engineering, Vol. 12, September, pp.47-52.
24. Skempton, A. W. (1986), "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation," Geotechnique, Vol. 36, No.3, pp.425-447.
25. Stroud, M. A. (1988), "The Standard Penetration Test-its application and interpretation," Introduction to papers 1-9, Proc. Penetration testing in the U.K., ICE, Birmingham, pp.29-49.
26. Technical Committee on Penetration Testing of soils - TC16 (1989). "International Reference Test Procedure," 12th ICSMFE, Rio De Janeiro.
27. Tomlinson, M. J. (1986), "Foundation design and construction," 5th edition, Longman Publisher.