

# SIP 공법의 지지력 특성에 관한 연구

## Bearing Capacity Characteristics of SIP Piles

박 종 배\*<sup>1</sup> Park, Jong-Bae  
김 정 수\*<sup>2</sup> Kim, Jung-Soo  
정 형 식\*<sup>3</sup> Chung, Hyung-Sik

### Abstract

As piling works in urban area are increasing, SIP which has low noise & vibration piling method takes the place of driven pile which has good bearing characteristics and is economical. Although SIP has been used for more than 15 years and it's use is increasing year by year, accurate analysis of bearing mechanism of SIP is not enough. So the design of SIP is much more conservative than driven pile. This paper is aimed at analysing the bearing characteristics of 103 SIPs constructed in Korea to give rational design criteria. Research result shows that bearing capacity of SIP is 40% lower than that of driven pile and conservative Meyerhof( $20 \bar{N}_b, A_b$ ) method produced closer result to load test results than any other design method. And this result shows that in order to use optimised design criteria for the economical SIP design, quality control criteria must be settled down to produce high bearing capacity.

### 요 지

최근 도심지 및 주택지에서의 기초공사가 증가하면서 저소음·저진동 공법인 SIP가 지지력 및 경제성이 우수한 항타말뚝을 많이 대체하고 있는 실정이다. SIP가 국내에 사용된지가 15년이 지났고 해마다 사용량이 증가하고 있지만 SIP의 지지 메카니즘에 대한 정확한 규명이 부족하여 항타말뚝에 비하여 설계가 보수적인 실정이다. 본 논문에서는 국내 지반 및 시공조건에서 시공된 103본의 현장 SIP의 지지력을 분석하여 지지특성을 파악하고 적합한 설계법을 찾고자 하였다. 분석결과 SIP의 지지력이 항타말뚝에 비하여 40% 이상 작게 나타났으며 보수적인 Meyerhof( $20 \bar{N}_b, A_b$ ) 방법으로 구한 지지력이 현장 재하시험결과에 제일 근접하였다. 보수적인 설계를 탈피하여 보다 경제적인 최적설계를 이룩하기 위해서는 품질관리법을 국내 실정에 맞게 정립하여 시공하중을 높이는 선행과정이 필요한 것으로 분석되었다.

**Keywords :** Bearing capacity, Load test, Design criteria, SIP(Soil-Cement Injected Precast Pile)

### 1. 서 론

건설환경 기준이 엄격한 유럽과 미국등지에서는 말뚝공사중 발생하는 소음과 진동을 줄이고자 1970년대 부터 현장타설 말뚝을 매우 활발하게 사용하여 왔다.

국내에서는 직경 600mm 이하의 소구경 말뚝에 있어서 현장타설 말뚝을 거의 시공하고 있지 않고 있으며 매입말뚝형태의 SIP 공법으로써 소음과 진동에 따른 각종 민원에 대응하고 있다.

SIP(Soil-Cement Injected Precast Pile)는 현장타설

\*1 대한주택공사 주택도시연구원 선임연구원 (Senior Researcher, Housing & Urban Research Institute, Korea National Housing Co., jbpark@jugong.co.kr)

\*2 정회원, 한양대학교 대학원 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ.)

\*3 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ.)

말뚝의 품질관리의 어려움을 극복하고자 일본 기초기술연구소가 1968년에 개발하였고 국내에서는 1987년 한강변 아파트에 최초로 적용된 이후 최근에 도심 재건축·재개발 사업의 증가로 적용량이 급격히 증가하고 있다. SIP 공법이 개발된지 오랜 시간이 흘렀지만 일본과 국내에서만 사용되고 있어 관련연구가 충분치 않고 더구나 국내 여건에 맞게 시공방법이 변형된 관계로 국내 여건에 맞는 SIP 공법의 설계법에 대한 연구가 필요하다.

일본과 국내는 Meyerhof(1976) 방법을 조금 수정하여 SIP 말뚝의 설계에 사용하고 있으나 이 방법은 선단부의 시공방법에 따라서 설계값과 많은 차이를 나타내고 마찰지지력은 항타말뚝과 동일하게 산정하는 문제점이 있다. 이에 SIP의 지지력 특성을 분석하고 국내조건에 적합한 지지력 식을 찾기 위하여 12개 현장에 시공된 103개의 SIP에 대한 정재하시험 결과를 분석하였다. 비교분석에 이용된 지지력 공식은 Meyerhof(1976) 방법과 SPT-CPT 전환법 및 NAVFAC DM-7 방법이다.

## 2. SIP의 시공 및 설계현황

SIP 공법은 연속오거에 의해 지반을 천공한 후에 시멘트 밀크와 기성말뚝을 삽입하고 최종타격하는 공법으로 국내에서 저소음·저진동 공법으로 많이 사용되고 있다. 소음과 진동은 항타말뚝에 비해 작지만 SIP 공법은 천공중 공벽강도 약화등의 문제로 지지력면에서 다소 불리하다. 항타말뚝의 경우 설계지지력이 말뚝재료허용하중의 57~73%에 달하는 반면 SIP 말뚝은 설계지지력이 재료허용하중의 45~64% 수준에 머물고 있어 항타말뚝에 비해 다소 과다한 설계가 이루어지고 있다(대한주택공사, 2001). 말뚝의 재료허용하중에 가깝게 설계할수록 경제성을 높일 수 있으며 이를 위해서는

현장에 시공된 SIP 말뚝의 지지력(=시공하중)도 설계에서 목표한대로 발휘되어야 한다.

SIP 말뚝의 설계하중이 현장에서 어느 정도 획득되는지 파악하기 위하여 그림 1에서 설계하중과 시공하중의 관계를 분석하였다. 분석에 사용된 103본의 SIP 말뚝은 다양한 SIP 시공법 중 가장 기본적인 연속오거 굴착후 최종경타하는 공법에 의해 시공된 것이다. 말뚝의 허용 지지력은 SIP 말뚝에 대한 정재하시험결과를 Stability Plot 방법에 의해 극한지지력을 판정하고 이를 안전율(3.0)로 나눈 것이다.

그림 1에서 현장에 시공된 SIP에 대한 재하시험결과(시공하중)와 설계하중을 비교한 결과 시공하중/설계하중의 평균값이 100.4%로 나타나 수치적으로는 설계에서 목표로 한 지지력을 현장에서 100% 다 달성하는 것처럼 보이지만 시공하중이 설계하중을 만족시키는 경우가 41%이고 그렇지 않은 경우가 59%로 상당수 말뚝의 시공하중이 설계하중을 만족시키지 못하는 것으로 나타났다. 이는 기성말뚝 주변에 주입된 시멘트 페이스트의 성형상태와 말뚝선단의 굴착바닥과의 밀착여부와 같은 시공상태에 따라 지지력의 편차가 매우 크기 때문이며 보다 확실한 기준에 의한 시공관리가 필요함을 보여준다.

그림 2에서는 현장 SIP 말뚝의 지지력(=시공하중)이 재료허용하중의 어느 정도에 해당하는지를 분석하였다. 분석에서 시공하중/재료허용하중 비율은 주로 40~90%에 분포하며 평균은 69%로 나타났다. 항타시공된 콘크리트 말뚝에 대한 조사(대한주택공사, 2000)에서는 시공하중/재료허용하중 평균이 110%로 SIP 말뚝(=69%)에 비해 40% 이상 높게 나타나 SIP 공법이 항타말뚝에 비해 시공관리가 어려움을 알 수 있다.

이상과 같이 SIP 말뚝의 설계와 시공하중과의 관계를 분석한 결과 SIP의 설계하중/재료허용하중 비율을 높여

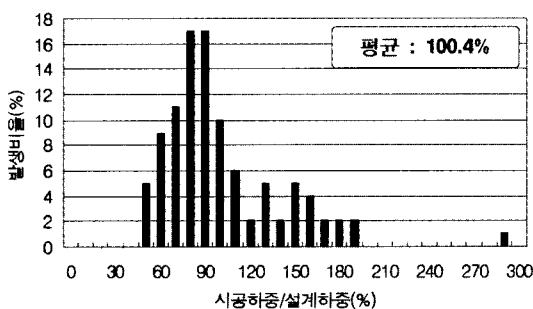


그림 1. SIP 말뚝의 설계하중 대비 시공하중

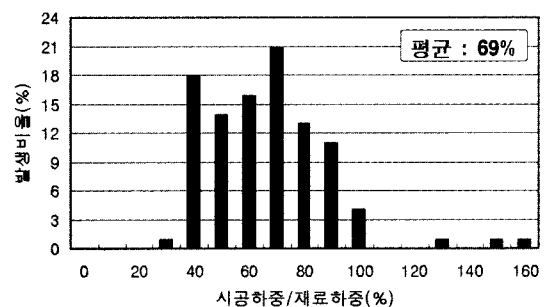


그림 2. SIP 말뚝의 재료허용하중 대비 시공하중

서 최적설계를 하기 위해서는 확실한 시공관리를 통하여 시공하중을 높여야 하는 것으로 나타났다.

### 3. 이론적 지지력 산정

#### 3.1 Meyerhof 방법

현재 국내에서 SIP 지지력 설계시 사용하고 있는 방법은 Meyerhof가 1976년도에 제안한 방법으로 항타말뚝의 설계법을 근간으로 하고 있으며 기본식으로는 아래 식을 사용하고 있다.

$$Q_u = 30\overline{N}_b' A_b + (0.2\overline{N}_{\text{모래}}' L_{\text{모래}} + 0.5\overline{q}_u L_{\text{점토}}) \times P \quad (1)$$

여기서,

$\overline{N}_b'$  : 선단이하 1D와 이상 4D 범위에서의 수정 평균 N값  $\leq 50$

$A_b$  : 말뚝선단부의 단면적 =  $\pi D^2/4$

$\overline{N}_{\text{모래}}'$  : 사질지반의 수정평균 N값,  $0.2\overline{N}_{\text{모래}}' \leq 10t/m^2$

$L_{\text{모래}}$  : 모래층의 깊이

$\overline{q}_u$  : 점토층의 평균일축압축강도 =  $1.25\overline{N}_{\text{점토}}' \leq 10t/m^2$

$L_{\text{점토}}$  : 점토층의 깊이

$P$  : 말뚝의 둘레 길이 =  $\pi D$

일본의 각종 기준에 명시된 주면마찰력은 식 (1)과 크게 다르지 않으나 선단부의 시공방법에 따라서 선단지지력 계산식이  $20 \sim 30 \overline{N}_b' A_b$ 로 변한다. 즉 최종항타공법일 경우에는  $30 \overline{N}_b' A_b$ , 최종경타공법은  $25 \overline{N}_b' A_b$ 이며 시멘트풀 주입공법인 경우에는  $20 \overline{N}_b' A_b$ 이다. 국내는 주로 최종경타공법이 사용되고 있는데 선단지지력 식으로는  $20 \overline{N}_b' A_b$ 를 사용하고 있어 일본의  $25 \overline{N}_b' A_b$ 보다 작게 설계하고 있다. 더구나 일본에서는 N값의 한계를 60으로 하고 있고 국내는 N값의 한계를 50으로 하고 있기 때문에 똑같은 지반조건에서도 선단지지력을 일본에 비해 33% 작게 계산하여 매우 보수적인 설계를 하고 있다. 또한 국내는 일본과 같이 선단근고액과 주면근고액을 구분하여 주입하지 않기 때문에 보다 확실한 선단부의 시공을 위해 굴착 바닥면 이하까지 최종타격하는 현장이 많으며 이럴 경우 최종항타공법에 가까운 지지거동을 나타내기 때문에 선단지지력을  $30 \overline{N}_b' A_b$ 로 계산하는 것이 타당함에도  $20 \overline{N}_b' A_b$  식을 사용하는 경우가 많다. 이러한 설계동향은 시공품질에 따라 SIP 말

뚝의 지지력이 많은 차이를 나타내어 설계자들이 안전측의 설계를 선호하기 때문이다. 그동안 국내에서 SIP 공법의 품질을 개선하기 위하여 많은 노력을 하여 왔으므로 본 연구에서는 SIP 말뚝에 대한 재하시험 결과와 설계 선단지지력( $30 \overline{N}_b' A_b$  및  $20 \overline{N}_b' A_b$ )과 비교하여 국내 실정에 적합한 지지력 산정식을 찾고자 하였다.

#### 3.2 SPT-CPT 간편법

Meyerhof(1976) 방법은 원래 항타말뚝용으로 만들어졌기 때문에 현장타설 말뚝과 비슷한 거동을 보이는 SIP 공법의 마찰지지특성을 잘 표현하기는 한계가 있다. 따라서 본 논문에서는 현장타설 말뚝설계 경험이 많은 유럽의 설계공식을 검토하기로 하였다. 유럽의 설계방법 중 SPT-CPT 간편법은 SPT N값을 CPT  $q_c$  값으로 전환하여 지지력을 계산하며 CPT 결과에 대한 복잡한 정규화 과정이 없어 사용이 간편하며 마찰지지력 산정에 있어서 신뢰성이 높은 것으로 알려져 있다(Van Impe, 1991).

N값을  $q_c$ 값으로 전환하는 방법에는 Burland & Burbidge(1985)와 Robertson & Campanella(1983) 등이 제안한 방법이 있으며 이중 후자의 방법이 수치전환시 보다 명확한 기준에 의하기 때문에 보다 신뢰성이 높을 것으로 판단된다. Robertson & Campanella(1983)의  $q_c/N$  관계는 그림 3과 같으며 입도분석결과 통과중량 백분율이 50%에 해당하는 입자크기( $D_{50}$ )에 대한  $q_c/N$  관계를 도표로 나타낸 것이다.

SPT-CPT 간편법에 의해 말뚝의 극한선단지지력 계

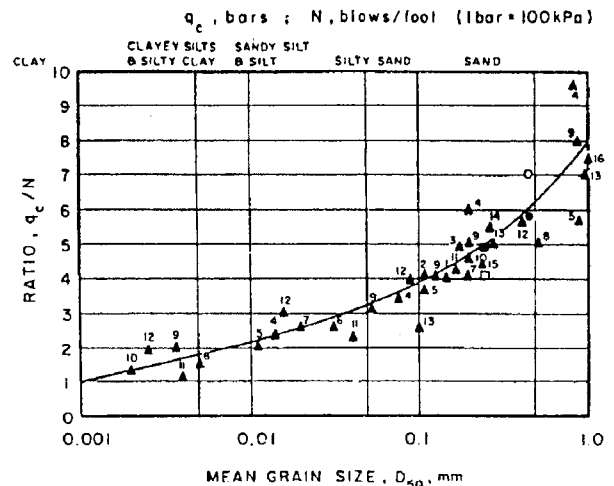


그림 3.  $q_c/N$ (Robertson and Campanella, 1983)

표 1. 마찰계수( $\eta$ )의 범위(Van Impe, 1991)

토질의 종류	선단 지지력( $q_c$ )의 범위 $\text{kg/cm}^2$	마찰계수( $\eta$ )
실트질 점토 및 느슨한 모래	$30 < q_c < 50$	1/30
적당한 굳기의 점토 ( $0.3 < IL < 0.6$ )	$20 < q_c < 80$	1/85
굳은점토 ( $IL \geq 0.8$ )	$q_c > 20$	1/80
단단한 실트	$q_c > 50$	1/100
사질토	$q_c \leq 150$	1/200
사질토	$q_c > 150$	1/300

산은 그림 3의 관계에 의해 전환된  $q_c$  값에 말뚝의 선단 면적을 곱하여 구한다(식 (2) 참조).

$$Q_{u, \text{선단}} = (A_{\text{선단}} \times q_c) \quad (2)$$

여기서,

$A_{\text{선단}}$  : 말뚝선단의 면적

$q_c$  : N치로부터 전환된 선단지지력

극한 주변마찰력( $Q_{u, \text{주변}}$ )은  $q_c$ 에 표 1의 마찰계수( $\eta$ )와 말뚝주변 면적을 곱하여 구한다(식 (3) 참조).

$$Q_{u, \text{주변}} = (P \times \sum q_{\text{주변}} \times L) \quad (3)$$

여기서,  $P$  : 말뚝의 둘레 ( $\pi \times D$ )

$q_{\text{주변}}$  : 마찰지지력 =  $q_c \times \eta$

$\eta$  : 마찰계수, 표 3 참조

$L$  : 지중의 말뚝길이

### 3.3 NAVFAC DM-7

NAVFAC DM-7(1982) 방법은 균질한 사질토 지반과 점성토에서 단말뚝의 극한지지력을 계산하며 “말뚝 선단과 주변의 저항은 연직 유효응력에 비례하여 증가하다가 한계깊이 이상에서는 더 이상 증가하지 않는다”는 Vesic(1977)의 이론을 기본가정으로 하고 있다. 이때, 한계깊이는 토질의 상대밀도와 지하수위에 따라 달라지며 말뚝직경의 10배에서 40배 사이이다.

NAVFAC DM-7 방법은 균일한 지반조건을 전제로 하고 한계깊이를 정하고 있지만 국내의 지반조건은 다양한 선단강도 특성을 가진 여러개의 층으로 이루어져

있고 깊이에 따라 강도가 증가하는 경향을 나타내기 때문에 한계깊이 개념은 국내지반조건과 맞지 않다. 그러므로 한계깊이에 상관없이 각 지층의 강도특성을 고려하여 지지력을 산정하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

NAVFAC DM-7 방법에서는 지지력 계수( $N_q$ )와 토압 계수( $K_o$ )를 항타말뚝과 현장타설 말뚝에 달리 적용하고 마찰력 계산에 있어서 말뚝의 재질에 따른 마찰특성을 고려하도록 하고 있다.

#### (1) 사질토

사질토에 시공된 말뚝의 극한지지력은 다음 식과 같다.

$$Q_u = p_b N_q A_b + \sum_{L=L_o}^{L=L_o+\Delta L} K_o p_o (s) \tan \delta \quad (4)$$

여기서,

$p_b$  : 선단부에서의 유효응력

$N_q$  : 지지력계수

$A_b$  : 선단면적

$L$  : 말뚝길이

$K_o$  : 시공조건에 따른 토압계수

$p_o$  : 말뚝 주변에서의 유효응력

$\delta$  : 말뚝과 흙사이의 마찰각

$s$  : 단위길이당 말뚝의 표면적

항타말뚝과 현장타설 말뚝의 지지력계수 및 토압계수는 각각 표 2 및 표 3과 같고 말뚝재질별 흙과 말뚝사이의 마찰각은 표 4와 같다. SIP는 천공에 따른 지반의 이완정도와 지지력거동이 현장타설 말뚝과 비슷하기 때문에 계산에 필요한 각종 계수의 적용은 현장타설말뚝과 같이 한다.

표 2. 흙의 내부마찰각과 지지력계수( $N_q$ )의 관계

$\phi(^{\circ})$	$N_q$	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
		항타말뚝	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120
	현장타설말뚝	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

표 3. 말뚝종류에 따른 토압계수( $K_0$ )

말뚝종류	$K_0$
항타말뚝	1.0 ~ 1.5
현장타설 말뚝 ( $d=600\text{mm}$ 이하)	0.7

표 4. 흙과 말뚝 사이의 마찰각

말뚝재질	$\delta$
강재	$20^\circ$
콘크리트	$\frac{3}{4}\phi$
나무	$\frac{3}{4}\phi$

(2) 점성토에서의 극한지지력

점성토에 시공된 말뚝의 극한지지력은 식 (5)로 계산한다. 점성토에서는 사질토와 달리 식에서 유효응력항을 고려치 않으므로 점성이 변하지 않는 한 지하수의 위치는 극한지지력에 영향을 미치지 않는다고 가정한다.

$$Q_{ult} = c_u N_{cs} \pi r^2 + c_a 2\pi r d_b \quad (5)$$

여기서,

- $c_u$  : 비배수 점착력
- $c_a$  : 부착력
- $N_{cs}$  : 지지력계수
- $r$  : 말뚝의 반지름
- $d_b$  : 말뚝의 지지층 근입깊이

그림 4는 부착력과 점착력의 비율( $c_a/c_u$ )을 나타낸 것이며 그림 5는 말뚝폭에 대한 근입깊이 비와 지지력계수( $N_c$ )와의 관계를 나타낸 것이다.

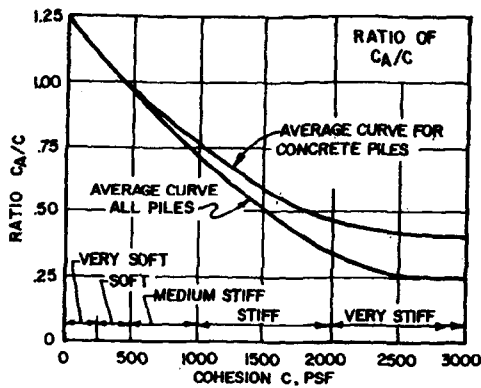


그림 4.  $c_a/c_u$ 비(Tomlinson, 1954)

3.4 이론식에 의한 지지력 산정결과

이론식의 신뢰성을 분석하기 위해 재하시험을 실시한 SIP 말뚝의 지지력을 각각의 이론식으로 계산하였다. 해석에 이용된 지지력식은 앞에서 소개한 Meyerhof (1976), SPT-CPT 전환법 및 NAVFAC DM-7 방법이다. Meyerhof 방법으로 계산시 최종항타공법의 선단지지력 식인  $30 \bar{N}_b' A_b$ 와 국내에서 최종경타공법의 선단식으로 사용하고 있는  $20 \bar{N}_b' A_b$ 식으로 각각 지지력을 구하여 비교하였다.

표 5에서는 각 계산식의 산정결과를 요약하였다. 계산결과 SPT-CPT 전환법이 최대값과 최소값의 차이가 작은 경향을 보이면서 평균값이 262.4ton으로 가장 크게 나타났다. Meyerhof 방법은 선단지지력을  $30 \bar{N}_b' A_b$  또는  $20 \bar{N}_b' A_b$ 으로 계산하느냐에 따라 평균지지력이 28%의 차이를 나타내었다.

DM-7 방법은 평균지지력이 142.9ton으로 세 방법중 가장 작아 다른 방법에 비해 지지력을 작게 평가하는 것으로 나타났으나 말뚝길이가 긴 말뚝에서 해석된 최대 지지력이 다른 해석법 보다도 크게 나타났다. DM-7 방법이 최대지지력과 최소지지력간에 편차가 큰 것은 지지력이 말뚝길이에 따라 영향을 크게 받기 때문이다. 즉 주면뿐만 아니라 선단지지력도 근입 위치에서의 유효상재하중에 비례하기 때문에 이 값에 의하여 지지력 값이 크게 달라진다. 유효상재하중은 말뚝의 근입깊이, 토질의 단위중량 및 지하수위에 의해서 영향을 받는다.

다른 해석법은 선단지지력 계산시 지반의 선단강도를 제한하고 있기 때문에  $N_{cs}$  50 이상의 지반에 시공된 말뚝의 경우 선단지지력이 말뚝의 길이에 영향을 받지 않고 일정한 값을 나타내었다.

그림 6~7에서는 각 이론식에 의해 계산된 SIP의 극

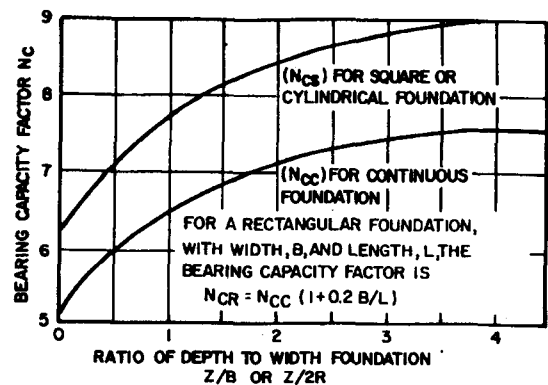


그림 5. 지지력계수(Skempton, 1951)

표 5. 이론식에 의한 극한지지력 산정결과 요약

구분		극한지지력 (ton)			극한 단위마찰력 (t/m <sup>2</sup> )			극한 단위선단력 (t/m <sup>2</sup> )		
		최대	최소	평균	최대	최소	평균	최대	최소	평균
Meyer-hof	선단=N×30	365.1	156.9	257.3	9.91	3.16	6.58	1,500	794.2	1,394.2
	선단=N×20	300.0	123.6	200.3				1,000	529.5	904.1
SPT-CPT		333.5	224.0	262.4	7.86	2.79	5.87	1,500	1,262.2	1,496.3
DM-7		378.7	65.8	142.9	4.91	1.29	2.77	1,650.6	442.3	804.3

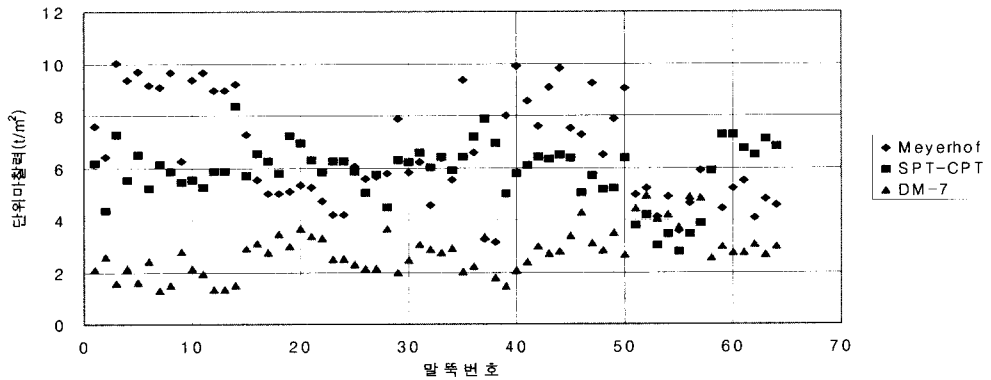


그림 6. 각 이론식에 의해 계산된 극한 단위주면마찰력 분포

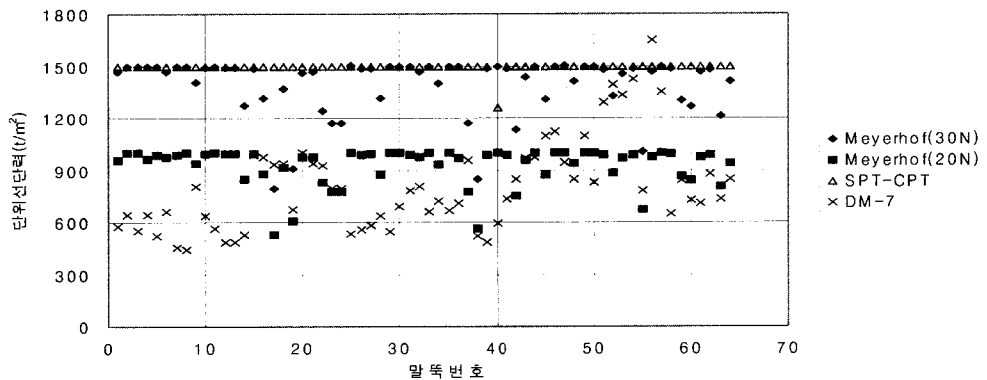


그림 7. 각 이론식에 의해 계산된 극한 단위선단력 분포

한 단위마찰력과 극한 단위선단력을 나타내었다.

극한 단위마찰력은 Meyerhof 방법이 6.58t/m<sup>2</sup>의 평균값으로 가장 크게 나타났고 SPT-CPT 전환법(5.87t/m<sup>2</sup>), DM-7(2.77t/m<sup>2</sup>)의 순으로 나타났으며 각 이론식에서 계산된 극한 단위마찰력이 Meyerhof(1976)가 제시한 한계값인 10t/m<sup>2</sup>을 넘지 않았다.

극한 단위선단력은 Meyerhof(30  $\bar{N}_b' A_b$ ) 및 SPT-CPT 전환법이 한계값인 1,500t/m<sup>2</sup> 부근에 분포하고 있는데 이는 시공된 SIP 말뚝의 선단이 N값 50 이상의 풍화암에 근입되어 있고 이럴 경우 설계에서는 N값을 50으로 일률화시키기 때문이다. 부분적으로 Meyerhof(30  $\bar{N}_b' A_b$ ) 방법에 의해 계산된 값이 1,500t/m<sup>2</sup> 보다 작은 것은 선단부가 N값이 50 이상의 지반에 시공되었지만 선단에

서 위로 4D, 아래로 1D의 범위의 N치 평균값이 50 보다 작을 수 있기 때문이다. Meyerhof(20  $\bar{N}_b' A_b$ )은 Meyerhof(30  $\bar{N}_b' A_b$ )과 같은 이유로 1,000t/m<sup>2</sup> 부근에 극한 단위선단력이 분포하고 있다.

DM-7 방법은 선단부의 유효상재하중에 비례하여 선단력이 증가하기 때문에 다른 방법과 달리 극한 단위선단력이 말뚝 길이에 비례하였다.

#### 4. 현장 지지력 실측

SIP 공법의 지지력 특성을 분석하기 위하여 현장에 시공된 103본의 SIP 말뚝에 대해 정재하시험을 실시하고 다음과 같이 지지력을 분석하였다.

#### 4.1 Stability Plot 분석법

통상적인 정재하시험은 설계하중의 2배의 하중만 시험말뚝에 재하하기 때문에 말뚝의 극한하중은 물론이고 항복하중도 구하기 어렵다. 본 해석에 이용된 103개의 SIP 말뚝에 대한 정재하시험결과도 시공이 불량한 일부 말뚝을 제외하고는 기존의 지지력 판정법으로는 항복하중 및 극한하중을 거의 판정할 수 없었다.

재하하중이 작은 정재하시험 자료로부터 극한지지력을 산정하기 위하여 본 연구에서는 Stability Plot 방법을 사용하였다. 이 방법은 작은 재하하중으로도 극한지지력을 구할 수 있는 장점이 있을 뿐 아니라 선단과 주면의 극한지지력을 구분하여 해석할 수 있는 장점이 있다. Stability Plot 방법은 기존의 Chin(1970) 방법이 극한하중을 과대평가하는 것을 Chin & Vail(1973)이 수정한 것이다. Roscoe(1983)와 Neely(1991)는 현장재하시험결과와 각종 이론식의 비교분석 결과를 토대로 Stability Plot 방법이 신뢰성이 있다고 하였다.

또한 박종배(2000)는 27본의 소구경 현장타설 콘크리트 말뚝의 정재하시험결과를 Stability Plot 방법과 영국의 BS Code에서 채택하고 있는 Vesic(1977)의 10% D(D : 말뚝직경) 판정기준에 의해 극한지지력을 분석한 결과 Vesic의 방법이 극한지지력을 평균 13% 정도 크게 해석하여 두 방법의 해석차이가 크지 않은 것으로 나타났다. 이상과 같은 결론으로부터 설계하중의 2배만 재하된 SIP 말뚝의 정재하시험결과를 Stability Plot 방법을 이용하여 분석하기로 하였다.

Stability Plot 방법의 지지력 산정절차는 그림 8과 같이 Y축을 침하량/하중으로, X축을 침하량으로 하여 재하시험 데이터를 정리한다. 이때 하중-침하곡선이 2개의 직선으로 나누어지고 두 직선 중에서 첫 번째 직선 기울기의 역수가 극한 주면마찰력이다(식 (6) 참조). 전체 극한지지력은 식 (7)에 의해 구하며 전체 극한지지력에서 극한 주면마찰력을 뺀 값이 극한 선단지지력이다.

$$Q_{u, \text{주면}} = \frac{1}{m_1} \quad (6)$$

여기서,  $Q_{u, \text{주면}}$  : 극한주면지지력  
 $m_1$  : 첫 번째 직선의 기울기

$$\frac{A}{Q_{u, \text{전체}}} = m_2 \cdot \Delta + c_2 \quad (7)$$

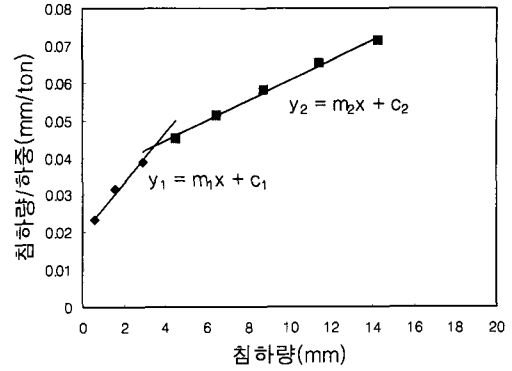


그림 8. Stability Plot 방법

여기서,  $Q_{u, \text{전체}}$  : 전체극한지지력

$m_2$  : 두 번째 직선 기울기

$\Delta$  : 말뚝직경의 10% 침하량

$c_2$  : 두 번째 직선의 침하량/하중축과의 절편

#### 4.2 현장 재하시험 분석결과

현장에 시공된 SIP 말뚝 103본에 대한 정재하시험결과를 Stability Plot 방법으로 분석한 결과 75본의 말뚝의 분석결과가 유효하였으며 극한지지력은 최소 105.04ton에서 최대 523.56ton을, 평균은 184.45ton을 나타내었다.

Stability Plot 방법에 의해서 분리해석된 극한 주면마찰력과 극한 선단지지력을 각각 말뚝의 주면면적과 선단면적으로 나누어 그림 9와 그림 10에 단위지지력으로

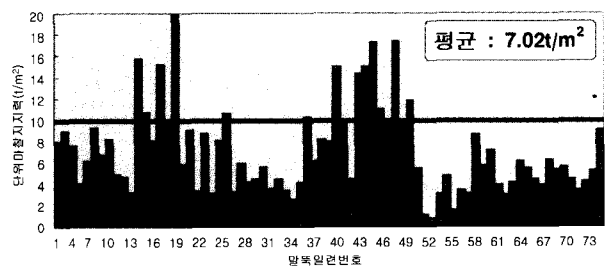


그림 9. SIP 말뚝의 극한 단위주면마찰력(재하시험값의 분석값)

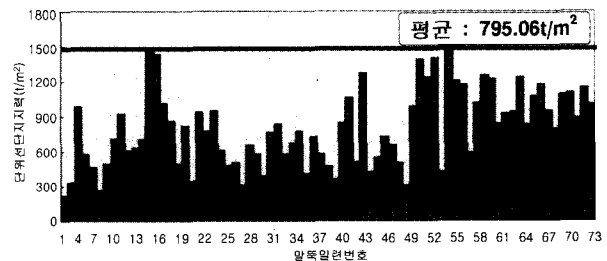


그림 10. SIP 말뚝의 극한 단위선단지지력(재하시험값의 분석값)

나타내었다.

그림 9의 극한 단위주면마찰력 분석결과를 보면 Meyerhof 방법에서는 단위주면마찰력을  $10 t/m^2$  이하로 제한하고 있지만 일부 재하시험 결과는 최대 약  $20 t/m^2$ 의 값을 나타내어 이론식의 한계 극한단위마찰력보다 큰 값을 나타내었다. SIP 말뚝의 극한 단위주면마찰력 평균은  $7.02 t/m^2$ 을 나타내었다.

국내의 말뚝 설계시에는 토질에서의 선단저항값의 한계로  $1,500 t/m^2$ 로 제한하고 있다. 그림 10에서 거의 모든 말뚝의 극한 단위선단지지력은  $1,500 t/m^2$  이하인 것으로 나타나 국내의 토질에서 SIP 말뚝의 극한 한계 선단지지력은  $1,500 t/m^2$ 이 타당한 것으로 나타났다. 극한 단위선단지지력의 평균은  $795.06 t/m^2$ 을 나타내었다.

## 5. 지지력 신뢰성 분석

### 5.1 마찰지지력

현행 국내의 말뚝설계는 선단말뚝 개념으로 하고 있으나 마찰지지력을 잘 활용하면 말뚝길이를 줄여 보다 경제적인 설계를 할 수 있다. 다음에서는 정재하시험결과를 Stability Plot 방법을 이용하여 분리해석된 극한마찰지지력을 각 이론식의 계산값과 비교하여 마찰지지

표 6. 마찰지지력에 대한 이론식의 신뢰도

구 분	Meyerhof 방법	SPT-CPT 전환법	DM-7
$Q_{skin계산}/Q_{skin시험}$ 의 평균	1.25	1.11	0.65
$Q_{skin계산}/Q_{skin시험}$ 의 표준편차	0.963	0.775	0.912

력을 가장 정확하게 해석하는 방법을 찾고자 하였다. 신뢰성 분석결과는 그림 11 및 표 6과 같다.

신뢰성 분석결과 SPT-CPT 전환법의  $Q_{skin계산}/Q_{skin시험}$  값이 1.11로 신뢰성이 가장 좋았으며 표준편차도 0.775로 가장 작아 계산의 일관성도 좋은 것으로 나타났다. Meyerhof 방법의  $Q_{skin계산}/Q_{skin시험}$ 은 1.25를 나타내어 비교적 정확하였고 DM-7 방법은 0.65의 값을 나타내어 신뢰도가 가장 낮았다.

### 5.2 선단지지력

마찰지지력과 마찬가지로 Stability Plot 방법에 의하여 정재하시험결과로부터 극한 선단지지력을 분리해석하여 각 이론식과 비교하였다. 신뢰성 분석결과는 그림 12 및 표 7과 같다.

극한 선단지지력에 대한 이론식의 신뢰성 분석결과는 DM-7 방법의  $Q_{point계산}/Q_{point시험}$ 의 평균값이 1.24로

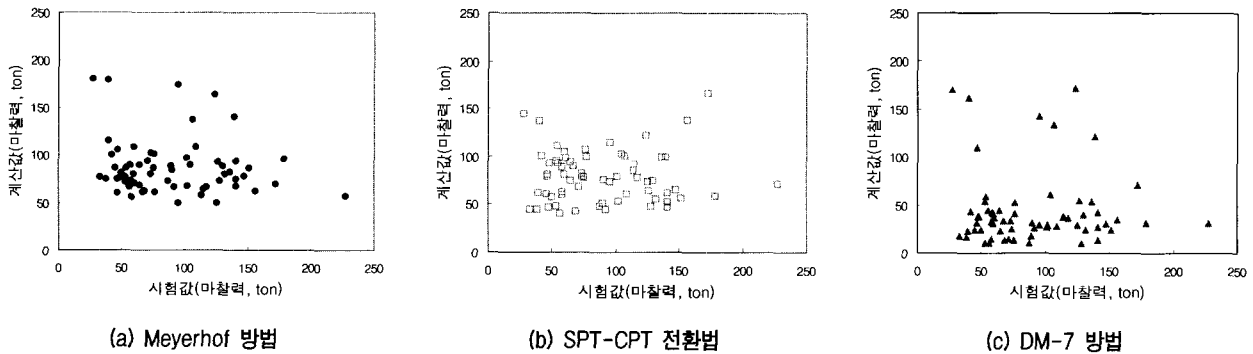


그림 11. 마찰지지력에 대한 각 방법의 신뢰도 분석

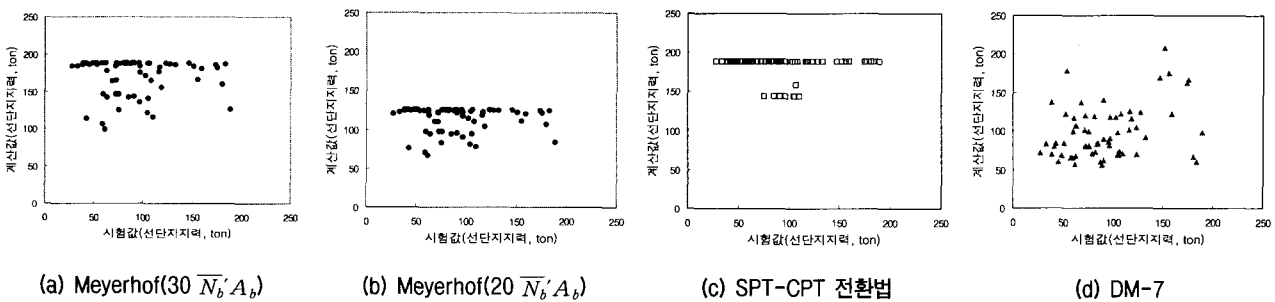


그림 12. 선단 지지력에 대한 각 방법의 신뢰도 그림



표 7. 선단지지력에 대한 이론식의 신뢰도

구 분	Meyerhof 방법		SPT-CPT 전환법	DM-7
	30 $\overline{N}_b'A_b$	20 $\overline{N}_b'A_b$		
$Q_{point}$ 계산/ $Q_{point}$ 시험의 평균	2.26	1.50	2.43	1.24
$Q_{point}$ 계산/ $Q_{point}$ 시험의 표준편차	1.186	0.785	1.213	0.630

계산값이 시험값에 가장 가까웠고 표준편차도 0.63으로 가장 작아 계산의 일관성도 좋은 것으로 나타났다. DM-7 방법의 선단지지력 산정결과가 양호한 것은 지지력 계산시에 유효응력을 고려하여 지반의 강도뿐만 아니라 말뚝길이에 따른 영향을 적절히 고려할 수 있기 때문인 것으로 판단된다.

SIP 말뚝의 선단지지력을 과소하게 산정하는 것으로 예상되었던 Meyerhof( $20 \overline{N}_b'A_b$ ) 방법의  $Q_{point}$ 계산/ $Q_{point}$ 시험의 평균값이 1.50으로 DM-7 방법 다음으로 계산값과 시험값의 차이가 작았지만 표준편차가 커서 계산값과 시험값의 비례관계는 좋지 않았다.

Meyerhof( $30 \overline{N}_b'A_b$ ) 방법과 SPT-CPT 전환법은  $Q_{point}$ 계산/ $Q_{point}$ 시험의 평균이 2.26 및 2.43으로 계산값이 시험값의 2배를 넘는 과대한 값을 나타내었고 표준편차도 매우 커서 계산의 일관성이 많이 떨어졌는데 이는 Meyerhof ( $20 \overline{N}_b'A_b$ ) 방법과 마찬가지로 극한선단지지력 계산시 지반의 강도가 한계값을 넘으면 강도 및 유효상재하중등의 조건에 상관없이 일률화된 선단지지력을 계산하기 때문이다.

DM-7 방법을 제외한 나머지 방법들이 선단지지력을 매우 과대하게 산정하는 것으로 나타났지만 시공관리가 충분치 못하여 선단지지력이 제대로 발휘되지 못한 것으로도 생각할 수 있다.

그림 2의 SIP의 설계하중 대비 시공하중 관계에서 현장의 시공하중이 설계하중을 만족시키지 못하는 경우가

상당수 있는 것으로 나타났는데 위의 분석결과와 연계해 보면 설계에서 목표로 하는 선단지지력을 시공에서 얻지 못하였기 때문에 다수의 말뚝의 시공하중이 설계하중을 만족시키지 못하였다고 생각할 수 있다.

이상의 분석결과를 종합해 보면 SIP 말뚝의 선단부 시공시 보다 확실한 시공관리가 필요한 것으로 판단된다. 일본은 선단부 시공시 강도가 큰 별도의 근고액을 사용하기 때문에 굴착면에서 말뚝을 일정 간격 이격시켜 구근을 형성시키는 것이 선단지지력을 얻는데 유리하지만 국내는 주면과 같은 묽은 시멘트 페이스트를 주입하기 때문에 말뚝을 굴착면에서 이격시키면 선단지지력의 약화 원인이 된다. 즉, 국내와 같은 시공조건에서는 최종 타격에 의하여 말뚝선단을 굴착바닥면 이하로 확실하게 관입시키는 것이 지지력 획득에 유리할 것으로 판단된다.

### 5.3 전체지지력

각 이론식에 의해 산정된 극한 지지력을 Stability Plot 방법에 의해 구한 현장 극한 지지력을 비교한 결과는 표 8 및 그림 13과 같다.

그림 13과 표 8의 총지지력에 대한 신뢰성 분석에서 선단지지력을  $20 \overline{N}_b'A_b$ 으로 계산할때의 Meyerhof 방법의  $Q_{total}$ 계산/ $Q_{total}$ 시험 평균이 1에 가장 가까워 정확성이 높은 것으로 나타났다. Meyerhof( $30 \overline{N}_b'A_b$ ) 방법과 SPT-CPT 방법은 지지력을 과대하게 평가하고 있으며

표 8. 전체지지력에 대한 이론식의 신뢰도

구 분	Meyerhof 방법		SPT-CPT 전환법	DM-7
	30 $\overline{N}_b'A_b$	20 $\overline{N}_b'A_b$		
$Q_{total}$ 계산/ $Q_{total}$ 시험의 평균	1.52	1.17	1.53	0.79
$Q_{total}$ 계산/ $Q_{total}$ 시험의 표준편차	0.483	0.364	0.394	0.269

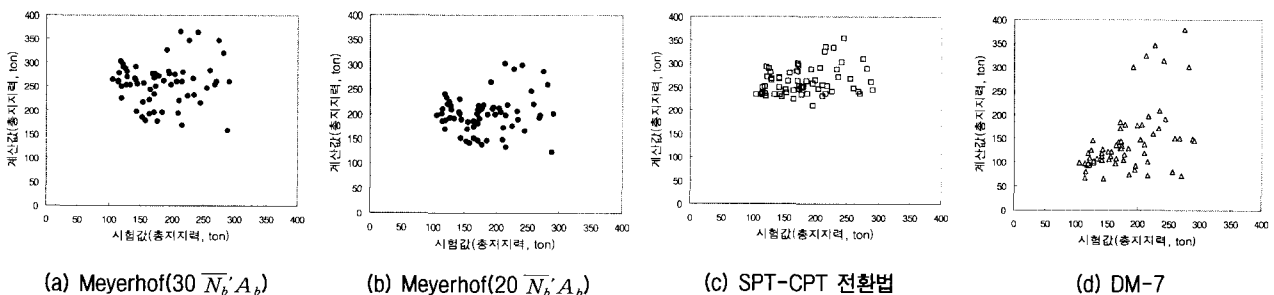


그림 13. 전체 지지력에 대한 각 방법의 신뢰도 그림

DM-7 방법은 지지력을 약 21% 과소하게 평가하는 것으로 나타났다. Meyerhof( $20 \overline{N}_b' A_b$ ) 방법의 계산결과가 수치상 가장 정확한 것으로 나타났지만 DM-7 방법의 계산결과가 표준편차가 가장 작아 일관성이 좋은 것으로 나타났으며 그림 13에서도 DM-7 방법이 시험값과 계산값의 비례성이 가장 좋은 것으로 나타나고 있다.

지지력에 대한 신뢰성 분석결과 보수적인 Meyerhof ( $20 \overline{N}_b' A_b$ ) 방법이 현장에 시공된 SIP의 재하시험값에 가장 가까워 당초 예상과 다른 결과를 나타내었다. 이는 분석에 사용된 SIP의 상당수가 시공시 선단부가 천공바닥 선에 완전히 근착되지 않았기 때문인 것으로 판단되며 선단지지력 신뢰성 분석에서도 시험값이 설계값에 크게 못 미치는 것으로 나타나 이를 뒷받침한다. 결국 말뚝의 재료 하중을 보다 많이 활용하는 최적 설계를 위해서는 국내 실정에 맞는 SIP 시공법의 정립이 필요하고 이에 따라 철저한 품질관리가 선결되어야 함이 본 연구결과 나타났다.

## 6. 결론

SIP 공법의 지지력 특성을 파악하고 적합한 지지력 산정식을 찾기 위하여 현장에 시공된 총 103개의 SIP 말뚝에 대하여 지지력을 분석한 결과 다음과 같은 결론에 도달할 수 있었다.

- (1) SIP 말뚝에 대한 정재하시험결과를 분석한 결과 재하시험에서 구한 허용지지력은 재료 허용하중의 69% 정도인 것으로 나타났으며 이는 항타말뚝이 110%인 것에 비해 크게 낮은 값이다.
- (2) SIP 말뚝의 재하시험결과와 설계하중을 비교한 결과 시공하중/설계하중의 평균값이 100.4%로 나타났으나 시공하중이 설계하중을 만족하는 경우가 41%에 그쳐 보다 철저한 품질관리에 의해 시공품질을 높여야 하는 것으로 나타났다.
- (3) Stability Plot 방법에 의해 정재하시험결과를 선단과 주면으로 분리 해석한 결과 SIP 말뚝의 극한 단위선단력은 평균  $795.06 t/m^2$ 을 나타내었으며 Meyerhof의 한계값인  $1,500 t/m^2$ 을 넘지 않았다. 극한 단위마찰력은 평균  $7.02 t/m^2$ 을 나타내었으며 일부 말뚝이 Meyerhof의 한계 극한단위마찰력( $10 t/m^2$ )을 초과하였다.
- (4) SIP 말뚝 재하시험결과와 이론식에 의한 지지력을 비교분석한 결과 총 지지력 값에서는 보수적인

Meyerhof( $20 \overline{N}_b' A_b$ ) 방법이 가장 신뢰성이 있는 것으로 나타났다. 주면지지력에 대한 분석결과는 SPT-CPT 전환방법이, 선단지지력은 DM-7 방법이 가장 신뢰성이 있는 것으로 나타났다.

- (5) 지지력 신뢰성 분석에서 보수적인 Meyerhof( $20 \overline{N}_b' A_b$ ) 방법의 신뢰성이 높은 것으로 나타나 SIP의 경제적인 설계를 위해서는 보다 철저한 시공관리에 의하여 시공하중을 높이는 작업이 선결되어야 함이 본 연구결과 나타났다.

## 참고 문헌

1. 대한주택공사(2001), *SIP 공법의 품질개선방안과 지지력 산정법 제안에 관한 연구*, 서울, pp.16-19.
2. 대한주택공사(2000), *말뚝의 최적타격력 및 항타종료시기 결정에 관한 연구*, 서울, pp.3-6.
3. 박종배(2000), *비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 지지력 특성*, 박사학위논문, 한양대학교, pp.114-120.
4. Burland, J.B., and Burbidge, M.C.(1985), "Settlement of foundations on sand and gravel", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, U.K., Part 1, pp.1325-1381.
5. Chin, F.K.(1970), "Estimation of the Ultimate Load of Piles not carried to Failure", *Proceedings 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Singapore, pp.81-90.
6. Chin, F.K., and Vail, A. J.(1973), "Behavior of Piles in alluvium", *Proc. Eighth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Moscow, Soviet Union, pp.47-52.
7. Meyerhof, G.G.(1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation", *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Vol.102, No.GT 3, March 1976, pp.197-228.
8. NAVFAC(1982), *Soil Mechanics Design Manual*, Department of the Navy Facilities Engineering Command, pp.7.2.192-7.2.196.
9. Neely, W. J.(1991), "Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.117, No.2, pp.331-345.
10. Skempton(1951) - Skempton, A.W.(1951), "The Bearing Capacity of Clays", *Building Research Congress*, pp.180-189.
11. Robertson, P.K., Campanella, R.G.(1983), "SPT-CPT correlations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.109, No.11, pp. 1449-1459.
12. Roscoe, G. H.(1984), "The behaviour of flight auger bored piles in sand", *Piling and Ground Improvement*, pp.241-250.
13. Tomlinson, M.F.(1957), "The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils", *4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.66-71.
14. Van Impe, W. F.(1991), "Developments in pile design", DFI-Conference, Stresa, pp.1-31.
15. Vesic, A. S.(1977), "Design of Pile Foundations", NCHRP No. 42, Transportation Research Board, National Research Council.

(접수일자 2002. 7. 6, 심사완료일 2003. 1. 30)