SIP공법의 지지력 특성에 관한 연구

Bearing Capacity Characteristics of SIP

1. 서 론

2. SIP의 시공 및 설계현황

3. 이론적 지지력 산정

4. 현장 지지력 실측

5. 지지력 신뢰성 분석

6. 결 론

박종배

Jong-Bae Park

대한주택공사 주택도시연구원 선임연구원

Senior Researcher, Housing & Urban Research Institute, KNHC

임해식

Hae-Sik Lim

대한주택공사 주택도시연구원 과장

Deputy Manager, Housing & Urban Research Institute, KNHC

박용부

Yong-Boo Park

대한주택공사 주택도시연구원 선임연구원

Senior Researcher, Housing & Urban Research Institute, KNHC

SIP공법의 지지력 특성에 관한 연구

Bearing Capacity Characteristics of SIP

박종배[1], Jong-Bae Park, 임해식[2], Hae-Sik Lim, 박용부[1], Yong-Boo Park

[1] 대한주택공사 주택도시연구원 선임연구원, Senior Researcher, Housing & Urban Research Institute, KNHC

[2] 대한주택공사 주택도시연구원 과장, Deputy Manager, Housing & Urban Research Institute, KNHC

SYNOPSIS : As piling works in urban area increasing, SIP which is low noise & vibration piling method is taking place of driven pile which has good bearing charateristics and economics. Since SIP has been used for more than 15 years and it's application is increasing year by year, however, 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 to analyse the bearing charateristics 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($20\ \overline{N_b}' A_b$) method produced closer result to load test results than other design method. And this result show that to use optimised design criteria for the economic SIP design, quality control criteria must be settled down to produce high in-situ bearing capacity.

Key words : SIP, design criteria, field load test

1. 서 론

건설환경 기준이 엄격한 유럽과 미국등지에서는 말뚝공사중 발생하는 소음과 진동을 줄이고자 1970년대부터 현장타설 말뚝을 매우 활발하게 사용하여 왔다. 국내에서는 직경 600mm 이하의 소구경 말뚝에 있어서 현장타설 말뚝을 거의 시공하고 있지 않고 있으며 매입말뚝형태의 SIP로써 소음과 진동에 따른 각종 민원에 대응하고 있다.

SIP(Soil-Cement Injected Precast Pile)는 현장타설 말뚝의 품질관리의 어려움을 극복하고자 일본 기초기술연구소가 1968에 개발하였고 국내에서는 1987년에 한강변 아파트 현장에 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 국내에서는 국내의 시공여건에 맞게 변경된 공법이 사용되어 있어 국내 여건에 맞는 SIP공법의 설계법에 대한 연구가 필요하다.

일본과 국내는 Meyerhof(1976) 방법을 조금 수정하여 SIP의 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

시공기술이 뛰어난 선진외국에서는 말뚝재료하중의 거의 100%를 설계에 활용하므로써 경제성을 높이고 있지만 SIP의 경우 국내는 설계하중이 재료하중의 55 ~ 75% 수준에 머물고 있어 선진국에 비해 과다한 설계가 이루어지고 있다. 합리적 설계와 시공이 정착될 경우 말뚝재료의 허용하중 보다는 높은 지반의 허용지지력을 달성할 수 있고 이 경우 말뚝의 설계하중은 지반지지력 보다는 말뚝재료의 허용하중에 의해 결정되는 최적화된 설계를 할 수 있다. 이에 재료하중 대비 설계하중을 높이기 위한 기초작업으로서 실제로 시공된 말뚝의 허용지지력과 재료하중을 비교하였으며 그 결과는 그림 2.1과 같다. 분석을 위해 총 103본의 SIP에 대한 정재하시험결과를 이용하였으며 정재하시험 결과를 Chin & Vail(1973)이 제안한 Stability Plot 방법에 의해 극한지지력을 구하고 안전율(=3)로 나누어 허용지지력을 구하였다.

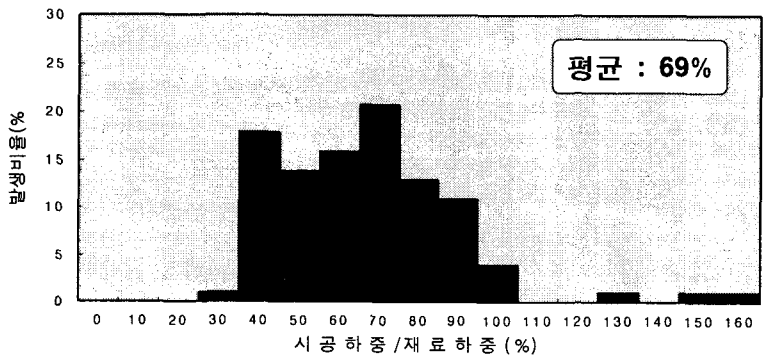


그림 2.1 SIP의 말뚝재료하중 대비 시공하중

그림 2.1의 분석에서 시공하중/재료하중 비율은 주로 40 ~ 80%에 분포하며 평균은 69%로 나타났다. 항타시공된 콘크리트 말뚝에 대한 조사(조천환)에서는 시공하중/재료하중 평균이 110%로 SIP의 69%에 비해 40% 이상 높게 나타났으며 SIP가 항타말뚝에 비해 시공기술이 많이 낙후되어 있음을 알 수 있다. 즉, SIP의 설계하중/재료하중 비율을 높여서 최적설계를 하기 위해서는 확실한 시공관리를 통하여 시공지지력을 높여야 하는 것으로 나타났다.

그림 2.2에서는 실제 시공된 SIP에 대한 재하시험결과와 설계하중을 비교하여 현장에서 설계하중 획득비율을 검토하였다. 검토결과 시공하중/설계하중의 평균값이 100.4%로 나타나 수치적으로는 설계에서 목표로 한 지지력을 현장에서 100% 다 달성하는 것처럼 보이지만 시공하중(=허용하중)이 설계하중을 만족하는 경우가 41%이고 시공하중이 설계하중 보다 작은 경우가 59%인 것으로 나타나 시공지지력이 설계지지력을 만족시키지 못하는 경우가 상당히 나타났다. 이는 SIP의 시멘트 페이스트의 성형정도 및 강도와 말뚝선단부의 굴착바닥과의 밀착여부등의 시공여건에 따라 지지력의 편차가 매우 크기 때문이며 보다 확실한 기준에 의한 시공관리가 필요함을 보여준다.

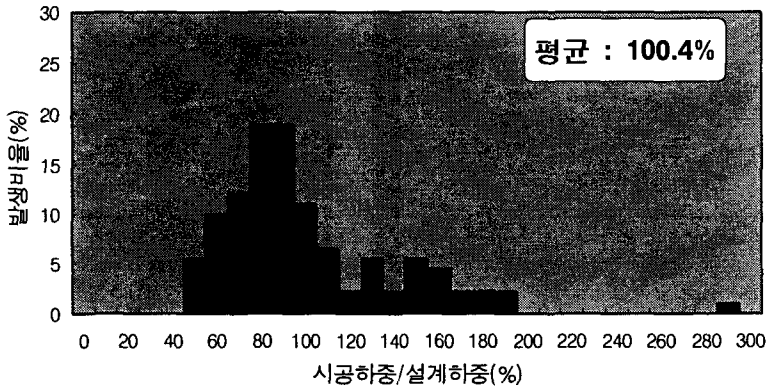


그림 2.2 SIP의 설계하중 대비 시공하중

3. 이론적 지지력 산정

3.1 Meyehof 방법

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

$$Q_u = 30\overline{N_b}' A_b + (0.2\overline{N_{모래}}' L_{모래} + 0.5\overline{q_u} L_{점토}) \times P \quad (1)$$

여기서, N_b' : 선단이하 $1D$와 이상 $4D$ 범위에서의 수정 평균 N값 ≤ 50

A_b : 말뚝선단부의 단면적 $= \frac{\pi D^2}{4}$

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

$L_{모래}$: 모래층의 깊이

$\overline{q_u}$: 점토층의 평균일축압축강도 $= 1.25\overline{N_{점토}}' \leq 10t/m^2$

$L_{점토}$: 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 ~ 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 선단지지력식으로는 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 조건에서도 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 설계 및 시공상의 차이를 잘 이해하지 못하였기 때문이며 본 연구에서는 현장에 시공된 SIP에 대한 재하시험 결과와 설계 선단지지력(30 $\overline{N_b}'A_b$ 및 20 $\overline{N_b}'A_b$)과 비교하여 국내 실정에 적합한 선단력 계산식을 찾기로 하였다.

3.2 SPT-CPT 간편법

Meyerhof(1976) 방법은 원래 항타말뚝용으로 만들어졌기 때문에 현장타설 말뚝과 비슷한 거동을 보이는 SIP의 마찰지지특성을 잘 표현하기는 한계가 있다. 따라서 본 논문에서는 현장타설 말뚝설계 경험이 많은 유럽의 설계공식을 검토하기로 하였다. 그러나 유럽의 말뚝 설계법은 대부분 콘관입시험결과를 이용하기 때문에 표준관입시험에 절대적으로 의존하고 있는 국내에 설계여건과 맞지 않다.

유럽의 말뚝설계방법중 SPT-CPT 간편법은 SPT N값을 CPT qc 값으로 전환하여 지지력을 계산하

며 CPT 결과에 대한 복잡한 정규화 과정이 없어 사용이 간편하며 마찰지지력 산정에 있어서 신뢰성이 높은 것으로 알려져 있다(Van Impe, 1991).

본 설계법의 신뢰성을 확보하기 위해서는 N값을 qc 값으로 정확히 전환해야 하는데 Burland & Burbidge(1985)와 Robertson & Campanella(1983) 등이 제안한 방법이 있으며 이중 후자의 방법이 수치전환시 보다 명확한 기준에 의하기 때문에 보다 신뢰성이 높을 것으로 것으로 판단된다. Robertson & Campanella(1983)의 qc/N 관계는 그림 2.1과 같으며 입도분석결과 통과중량 백분율이 50%에 해당하는 입자크기(D50)에 대한 qc/N 관계를 도표로 나타내었다.

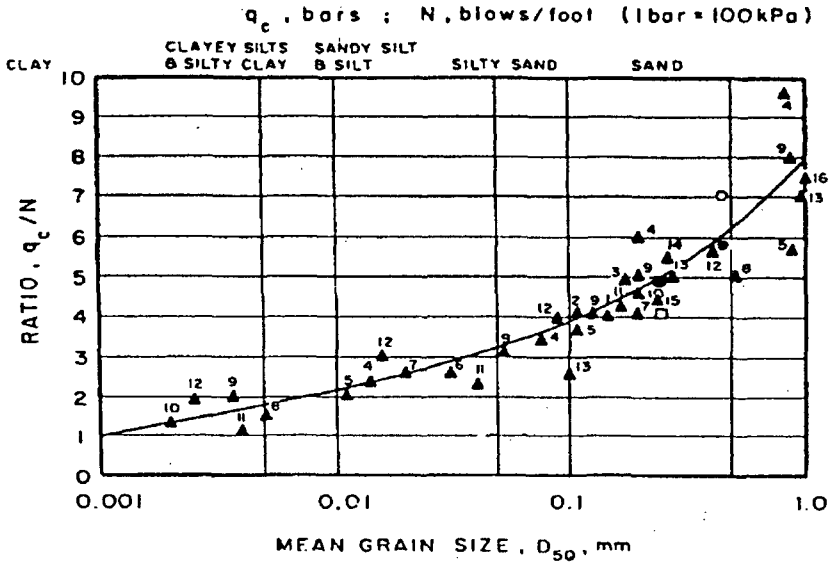


그림 3.1 q_c/N(Robertson and Campanella, 1983)

SPT-CPT 간편법에 의해 말뚝의 선단지지력 계산은 그림 2.1의 관계에 의해 전환된 qc 값에 말뚝의 선단단면적을 곱하여 구한다(식 2 참조).

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

여기서, A_{end} : 말뚝선단의 면적

q_c : N치로부터 전환된 선단지지력

주면 마찰력($Q_{u,\text{주면}}$)은 q_c에 표 3의 마찰계수(η)를 곱하여 구한다(식 3 참조).

$$Q_{u,\text{주면}} = (P \times \Sigma q_{shaft} \times L_{depth}) \tag{3}$$

여기서, P : 말뚝의 둘레($\pi \times D$)

q_{shaft} : 마찰지지력 $= q_c \times \eta$

η : 마찰계수, 표 3. 참조

L_{depth} : 지중의 말뚝길이

표 3.1 마찰계수(η)의 범위(Van Impe, 1991)

토질의 종류	선단 지지력(q_c)의 범위 kg/cm^2	마찰계수(η)
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≥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

3.3 NAVFAC DM-7

NAVFAC DM-7 방법은 균질한 사질토 지반과 점성토에서 단말뚝의 극한지지력을 계산한다. 이 방법은 점성토에서의 말뚝의 극한지지력을 Skempton 방법과 Tomlinson이 제안한 부착력 관계를 근간으로 하고 있다.

현장관찰에 의하면 선단 및 주면의 저항은 연직 유효응력 po에 비례하여 증가하다가 한계깊이 이상에서는 더 이상 증가하지 않는다. 한계깊이는 토질의 상대밀도와 지하수위에 따라 달라지며 말뚝직경의 10배에서 40배 사이이다.

NAVFAC DM-7 방법은 균일한 지반조건을 전제로 하고 한계깊이를 정하고 있지만 국내의 지반조건은 다양한 전단강도 특성을 가진 여러개의 층으로 이루어진 경우가 많고 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 방법의 지지력 계수(Nq)와 토압계수(Ko)를 항타말뚝과 현장타설 말뚝에 달리 적용하고 마찰력 계산에 있어서 말뚝의 재질에 따른 마찰특성을 고려토록 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 주면에서의 평균 유효응력

δ : 말뚝과 흙사이의 마찰각

s : 단위길이당 말뚝의 표면적

항타말뚝과 현장타설 말뚝의 지지력계수 및 토압계수는 각각 표 3.2, 표 3.3과 같고 말뚝재질별 흙과 말뚝사이의 마찰각은 표 3.4와 같다. SIP는 천공에 따른 지반의 이완정도와 지지력거동이 현장타설 말뚝과 비슷하기 때문에 계산에 필요한 각종 계수의 적용은 현장타설말뚝과 같이 한다.

표 3.2 흙의 내부마찰각과 지지력계수(N_q)의 관계

$\phi(^\circ)$		26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q	항타말뚝	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
	현장타설말뚝	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

표 3.3 말뚝종류에 따른 토압계수(K_o)

말뚝종류	K_o
항타말뚝	1.0 ~ 1.5
현장타설 말뚝 (d=600mm 이하)	0.7

표 3.4 흙과 말뚝 사이의 마찰각

말뚝재질	δ
강재	20°
콘크리트	$\frac{3}{4}\phi$
나무	$\frac{3}{4}\phi$

(2) 점성토에서의 극한지지력

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

국내에서는 말뚝이 점성토 지반에 시공되더라도 선단은 주로 풍화토 이상의 단단한 층에 지지하도록 하며 점성토에 선단을 지지하는 경우가 거의 없다. 그러므로 위의 식에서 선단지지력을 계산하는 식을 사질토의 선단지지력 계산식으로 대체하여야 한다.

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

여기서, c_u : 비배수 점착력

c_a : 부착력

N_{cs} : 지지력계수

r : 말뚝의 반지름

d_b : 말뚝의 지지층 근입깊이

그림 3.2는 점착력과 부착력과의 비율(c_a/c_u)을 나타낸 것이며 그림 3.3은 말뚝폭에 대한 근입깊이 비와 지지력계수(N_c)와의 관계를 나타낸 것이다.

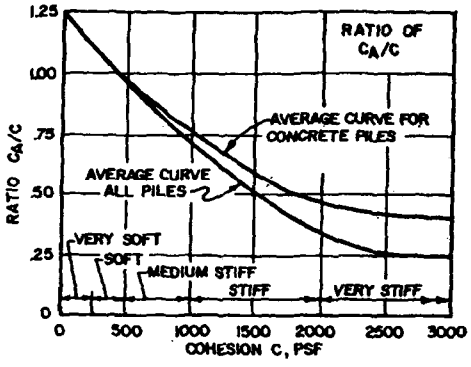


그림 3.2 c_a/c_u비(Tomlinson,1954)

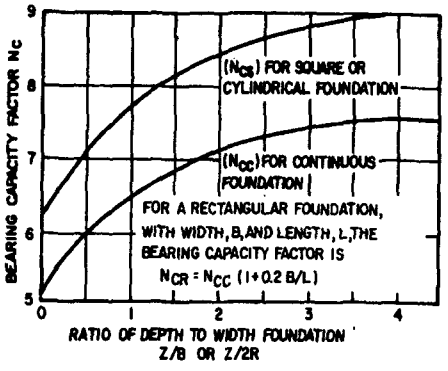


그림 3.3 지지력계수(Skempton,1951)

3.4 이론식에 의한 지지력 산정결과

현장 재하시험을 실시한 동일 SIP에 대해 이론식에 의한 지지력 해석을 실시하였다. 해석에 이용된 지지력식은 앞에서 소개한 Meyerhof(1976), SPT-CPT 전환법 및 NAVFAC DM-7 방법이다. Meyerhof 방법으로 계산시 최종항타공법의 선단지지력식인 $30\overline{N_b}'A_b$와 국내에서 최종경타공법의 선단식으로 사용하고 있는 $20\overline{N_b}'A_b$식으로 각각 지지력을 구하여 비교하였다.

표 3.5에서는 각 계산식의 산정결과를 요약하였다. 계산결과 SPT-CPT 전환법이 최대값과 최소값의 차이가 작은 경향을 보이면서 평균값이 262.4ton으로 가장 크게 나타났다. Meyerhof 방법은 선단지지력을 $30\overline{N_b}'A_b$ 또는 $20\overline{N_b}'A_b$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 선단지지력을 계산할때에도 근입 위치에서의 유효상재하중에 비례하기 때문에 이 값에 의하여 지지력값이 크게 달라진다. 유효상재하중은 말뚝의 근입깊이에 가장 영향을 크게 받으며 토질의 단위중량 및 지하수에 의해서도 영향을 받는다.

다른 해석법은 선단지지력 계산시 지반의 한계선단강도를 제한하고 있기 때문에 N값 50 이상의 지반에 시공된 말뚝의 경우 선단지지력이 말뚝의 길이에 영향을 받지 않고 일정한 값을 나타낸다.

표 3.5 이론식에 의한 지지력 산정결과 요약

구 분		지지력(ton)			단위마찰력(t/m²)			단위선단력(t/m²)		
		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

표 3.5 및 그림 3.4 ~ 3.5에서는 각 이론식에 의해 계산된 SIP의 단위마찰력과 단위선단력을 나타내었다.

단위마찰력은 Meyerhof 방법이 6.58t/m²의 평균값으로 가장 크게 나타났고 SPT-CPT 전환법(5.87t/m²), DM-7(2.77t/m²)의 순으로 나타났으며 각 이론식에서 계산된 단위마찰력이 Meyerhof(1976)가 제시한 한계단위마찰력인 10t/m²을 넘지 않았다.

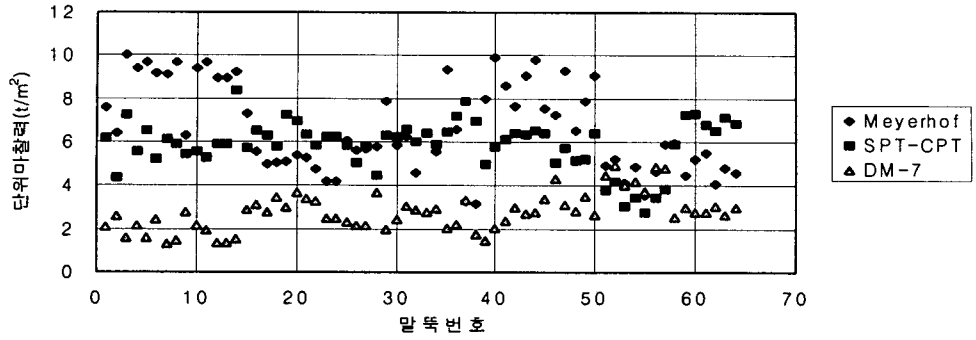


그림 3.4 각 이론식에 의해 계산된 단위주면마찰력 분포

단위선단력은 Meyerhof(30 $\overline{N_b}' A_b$) 및 SPT-CPT 전환법이 한계값인 1,500t/m^2 부근에 분포하고 있는데 이는 설계상에서 SIP의 선단이 N값 50 이상의 지반에 근입하고 있기 때문이다. 부분적으로 Meyerhof(30 $\overline{N_b}' A_b$)이 1,500t/m^2 보다 작은 것은 선단부가 N값이 50 이상의 지반에 시공되었지만 선단에서 위로 4D, 아래로 1D의 범위의 N값 평균이 50 보다 작기 때문이다. Meyerhof(20 $\overline{N_b}' A_b$)은 Meyerhof(30 $\overline{N_b}' A_b$)과 같은 경향으로 1,000t/m^2 부근에 단위선단지지력이 분포하고 있다.

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

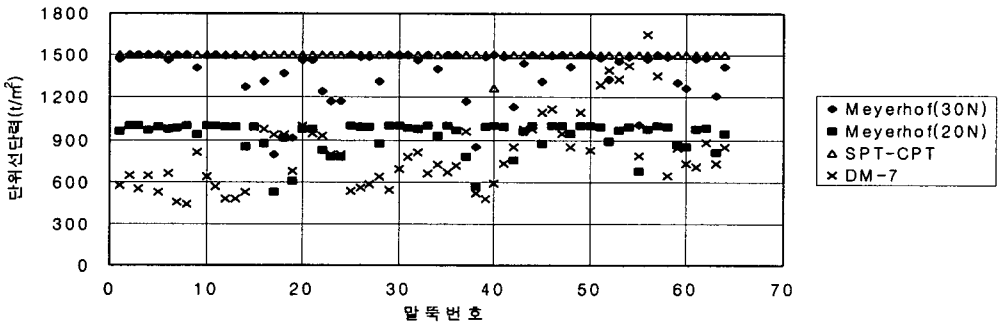


그림 3.5 각 이론식에 의해 계산된 단위선단지지력 분포

4. 현장 지지력 실측

SIP의 지지력 특성을 분석하기 위하여 현장에 시공된 103본의 실제 SIP에 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 SIP에 대한 정재하시험결과도 시공이 불량한 일부 말뚝을 제외하고는 기존의 지지력 판정법으로는 항복하중도 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 있어 기존의 해석법과 차별화 된다. Stability Plot 방법은 기존의 Chin(1972) 방법이 극한하중을 과대평가하는 것을 Chin & Vail(1973)이 수정한 것으로 극한 침하량을 말뚝직경의 10%로 제한하였다. Roscoe(1983)와 Neely(1991)는 이 방법이 신뢰성이 있다고 하였다.

지지력 판정법은 그림 4.1과 같이 Y축을 침하량/하중으로 X축을 침하량으로 하여 재하시험 데이타를 정리하면 하중-침하곡선이 2개의 직선으로 나누어진다. 두 직선 중에서 첫 번째 직선의 기울기를 역으로 계산한 값이 극한 주면마찰력이다(식 6 참조). 전체 극한지지력은 식 7에 의해 구하며 전체 극한지지력에서 극한 주면마찰력을 뺀 값이 극한선단지지력이다.

$$Q_{u,\text{주면}} = \frac{1}{m_1} \tag{6}$$

여기서, $Q_{u,\text{주면}}$: 극한주면지지력

m_1 : 첫번째 직선의 기울기

$$\frac{\Delta}{Q_{u,\text{전체}}} = m_2 \cdot \Delta + c_2 \tag{7}$$

여기서, $Q_{u,\text{전체}}$: 전체극한지지력

m_2 : 두번째 직선 기울기

Δ : 말뚝직경의 10% 침하량(10%, D)

c_2 : 두번째 직선의 침하량/하중축과의 절편

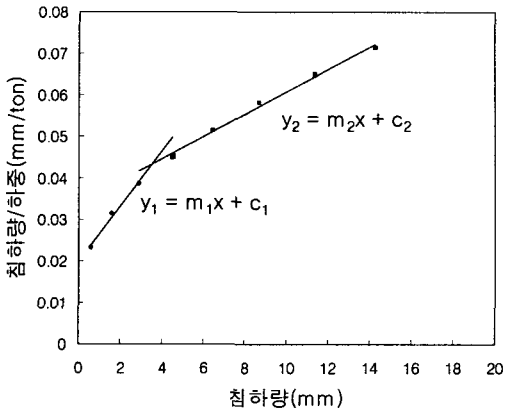


그림 4.1 Stability Plot 방법

4.2 현장 재하시험 분석결과

현장에 시공된 SIP 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 주면마찰력과 선단지지력을 각각 주면면적과 선단면적으로 나누어 그림 4.2와 그림 4.3에 단위지지력으로 나타내었다.

그림 4.2의 단위주면마찰력 분석결과를 보면 Meyerhof 방법에서는 단위주면마찰력을 10 t/m^2 이하로 제한하고 있는데 일부 SIP의 재하시험값은 10 t/m^2을 초과하는 경우가 발생하고 있으며 최대 약 20 t/m^2의 값을 나타내어 이론식의 한계 단위마찰력 보다 큰 값을 나타내었다. SIP의 단위주면마찰력 평균값은 7.02 t/m^2을 나타내었다.

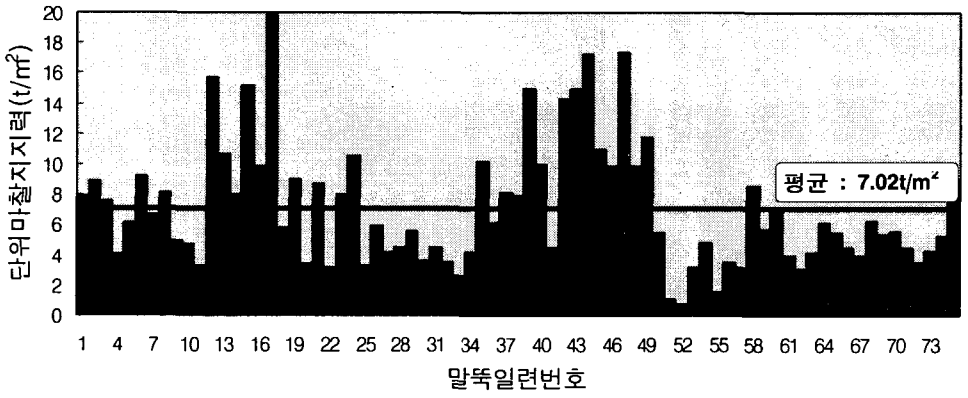


그림 4.2 SIP의 단위주면마찰력(재하시험값의 분석값)

국내의 말뚝 설계시에는 토질에서의 선단저항값의 최대 한계로 1,500 t/m^2로 제한하고 있다. 그림 4.3의 SIP의 단위선단지지력을 보면 하나의 말뚝의 단위선단지지력이 1,503.66 t/m^2을 나타내었지만 다른 말뚝들은 한계값을 넘지 않았기 때문에 국내의 토질에서 SIP의 한계선단지지력은 1,500 t/m^2이 타당한 것으로 나타났다. 평균값은 795.06 t/m^2을 나타내었다.

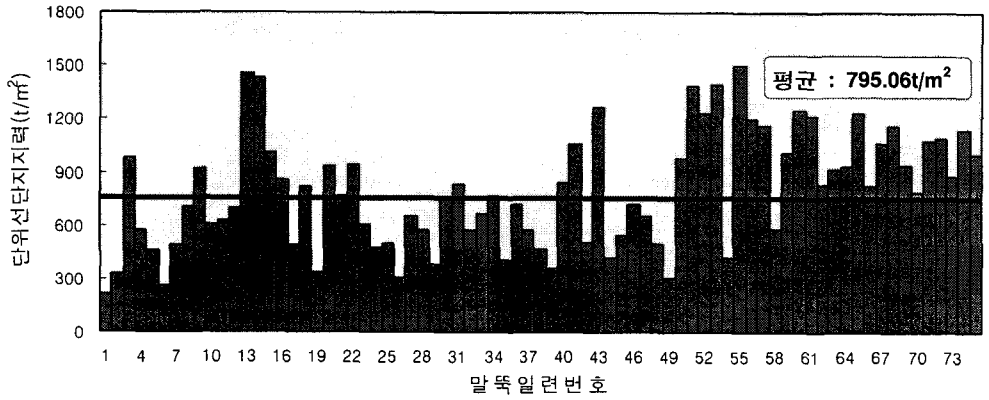
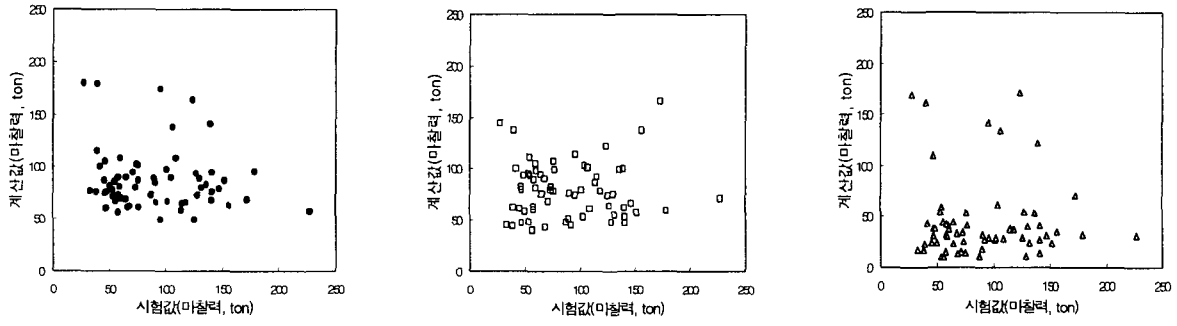


그림 4.3 SIP의 단위 선단지지력(재하시험값의 분석값)

5. 지지력 신뢰성 분석

5.1 마찰지지력

현재의 국내 말뚝설계는 선단말뚝 개념으로 하고 있으나 마찰지지력을 잘 활용하면 말뚝길이를 줄여 보다 경제적인 말뚝설계를 할 수 있다. 다음에서는 Stability Plot 방법으로부터 극한마찰지지력을 분리하여 각 이론식의 계산값과 비교분석하여 마찰지지력을 가장 정확하게 해석하는 방법을 찾고자 하였다. 신뢰성 분석결과는 그림 5.1 및 표 5.1과 같다.



(a) Meyerhof 방법 (b) SPT-CPT 전환법 (c) DM-7 방법

그림 5.1 마찰지지력에 대한 각 방법의 신뢰도 그림

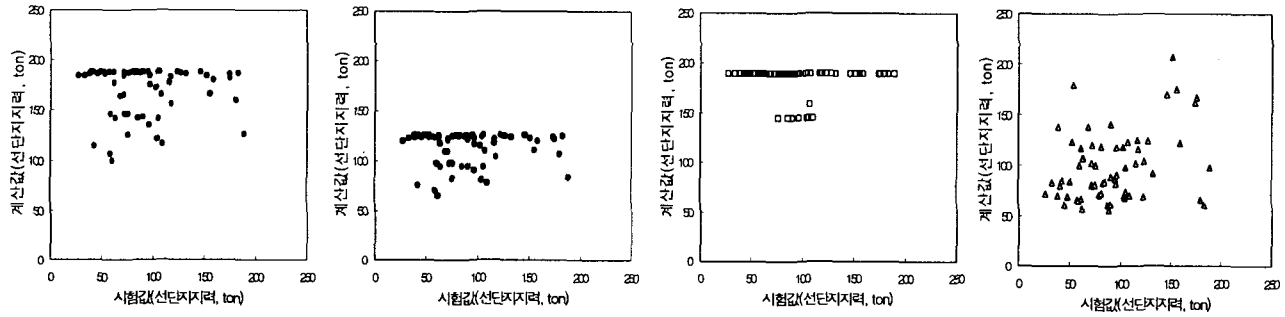
표 5.1 마찰지지력에 대한 이론식의 신뢰도

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

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 가장 낮은 신뢰성을 나타내었다.

5.2 선단지지력

마찰지지력과 마찬가지로 Stability Plot 방법에 의하여 정재하시험결과로부터 선단지지력을 분리해석하여 각 이론식과 비교하였다. 신뢰성 분석결과는 그림 5.2 및 표 5.2와 같다.



(a) Meyerhof(30 $\overline{N_b}'A_b$) (b) Meyerhof(20 $\overline{N_b}'A_b$) (c) SPT-CPT 전환법 (d) DM-7

그림 5.2 총 지지력에 대한 각 방법의 신뢰도 그림

표 5.2 선단지지력에 대한 이론식의 신뢰도

구 분	Meyerhof 방법		SPT-CPT 전환법	DM-7
	30 $\overline{N_b}'A_b$	20 $\overline{N_b}'A_b$		
Qpoint계산/Qpoint시험의 평균	2.26	1.50	2.43	1.24
Qpoint계산/Qpoint시험의 표준편차	1.186	0.785	1.213	0.630

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

Meyerhof(30 $\overline{N_b}'A_b$)과 SPT-CPT 전환법은 $Q_{point계산}/Q_{point시험}$의 평균이 2.26 및 2.43으로 계산값이 시험값의 2배를 넘는 과대한 값을 나타내었고 표준편차도 매우 커서 계산의 일관성도 많이 떨어졌는데 이는 선단지지력 계산시 지반의 강도가 한계값을 넘으면 강도 및 유효상재하중등의 설계조건에 상관없이 고정된 선단지지력을 계산하기 때문이다.

Meyerhof(30 $\overline{N_b}'A_b$) 방법으로 계산된 선단지지력의 일부가 한계선단지지력 보다 작은 값을 나타낸 것은 Meyerhof 방법이 말뚝선단 부근의 N값 평균이 50을 넘지 않을 수도 있기 때문이다. 반면 SPT-CPT 전환법은 말뚝 선단에서의 N값만 사용하기 때문에 선단부의 N값이 50을 이상인 말뚝은 모두 한계선단지지력을 나타내어 시험값과의 차이가 제일 크게 나타났다. SPT-CPT 전환법도 Meyerhof 방법과 같이 말뚝 선단에서 일정영역의 N값을 평균하여 지지력을 계산하는 것이 좋을 것으로 판단된다.

Meyerhof(20 $\overline{N_b}'A_b$) 방법은 $Q_{point계산}/Q_{point시험}$ 평균값이 1.50을 나타내어 비교적 정확하였으나 Meyerhof(30 $\overline{N_b}'A_b$)와 동일한 양상으로 특정값(125ton, 96ton)이 집중적으로 분포하는 것으로 나타나 시험값과의 비례적인 관계는 좋지 않았다.

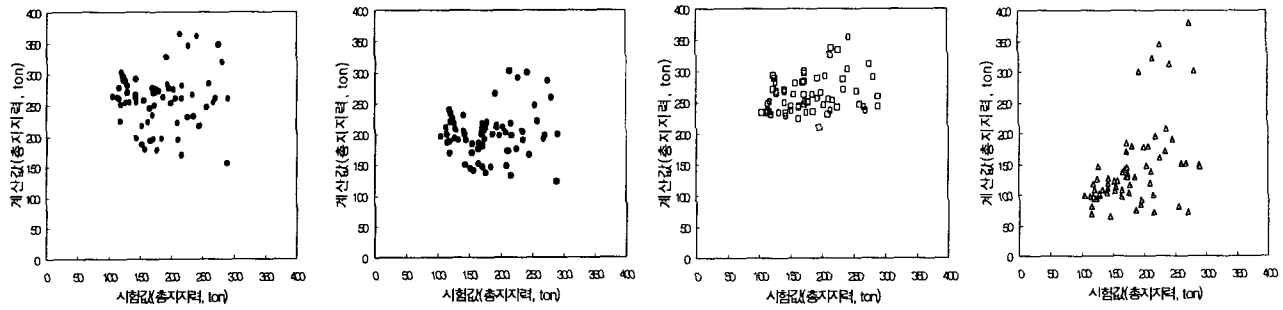
DM-7 방법을 제외한 나머지 방법들이 선단지지력을 매우 과대하게 산정하는 것으로 나타났지만 시공관리가 충분치 못하여 선단지지력이 제대로 발휘되지 못한 것으로도 생각할 수 있다.

그림 2.2의 SIP의 설계하중 대비 시공하중을 보면 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 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 페이스를 주입하기 때문에 말뚝을 굴착면에서 이격시키면 선단지지력의 약화 원인이 된다. 즉, 국내와 같은 시공조건에서는 최종 타격에 의하여 말뚝선단을 굴착바닥면 이하로 확실하게 관입시키는 것이 지지력 획득에 유리함이 본 신뢰성 분석결과 나타났다.

5.3 총지지력

각 이론식에 의해 산정된 극한 지지력을 Stability Plot 방법에 의해 구한 현장 극한 지지력을 비교한 결과는 표 3.17 및 그림 3.61과 같다.



(a) Meyerhof(30 $\overline{N_b}'A_b$) (b) Meyerhof(20 $\overline{N_b}'A_b$) (c) SPT-CPT 전환법 (d) DM-7

그림 5.3 총 지지력에 대한 각 방법의 신뢰도 그림

표 5.3 총지지력에 대한 이론식의 신뢰도

구 분	Meyerhof 방법		SPT-CPT 전환법	DM-7
	30 $\overline{N_b}'A_b$	20 $\overline{N_b}'A_b$		
$Q_{total계산}/Q_{total시험}$의 평균	1.52	1.17	1.53	0.79
$Q_{total계산}/Q_{total시험}$의 표준편차	0.483	0.364	0.394	0.269

그림 5.4와 표 5.4의 총지지력에 대한 신뢰성 분석에서 선단지지력을 20 $\overline{N_b}'A_b$으로 계산할때의 Meyerhof 방법의 $Q_{total계산}/Q_{total시험}$ 평균이 1에 가장 가까워 정확성이 높은 것으로 나타났다. Meyerhof 방법과 SPT-CPT 방법은 지지력을 과대하게 평가하고 있으며 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 값의 일관성이 좋은 것으로 나타났으며 그림에서도 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 천공바닥선에 완전히 근착되지 않았기 때문인 것으로 판단되며 선단지지력 신뢰성 분석에서도 시험값이 설계값에 크게 못미치는 것으로 나타나 이를 뒷받침한다. 결국 말뚝의 재료하중을 보다 많이 활용하는 최적 설계를 위해서는 국내 실정에 맞는 SIP 시공법의 정립이 필요하고 이에 따라 철저한 품질관리가 선결되어야 함이 본 연구결과 나타났다.

6. 결 론

SIP의 지지력 특성을 파악하고 적합한 지지력 산정식을 찾기 위하여 현장에 시공된 총 131개의 SIP에 대하여 지지력을 분석한 결과 다음과 같은 결론에 도달할 수 있었다.

1. SIP에 대한 정재하시험결과를 분석한 결과 재하시험에서 구한 허용지지력은 재료 허용하중의 69% 정도인 것으로 나타났으며 이는 항타말뚝이 110% 인 것에 비해 크게 낮은 값이다.

2. SIP의 재하시험결과와 설계하중을 비교한 결과 시공하중/설계하중의 평균값이 100.4%로 나타났으나 시공하중이 설계하중을 만족하는 경우가 41%에 그쳐 보다 철저한 품질관리에 의해 시공질을 높여야 하는 것으로 나타났다.

3. Stability Plot 방법에 의해 정재하시험결과를 선단과 주면으로 분리 해석한 결과 SIP의 단위선단지지력은 평균 795.06 t/m^2을 나타내었으며 Meyerhof의 한계선단지지력 1,500 t/m^2을 넘지 않았다. 또한 단위주면지지력은 평균 7.02 t/m^2을 나타내었으며 일부 말뚝이 Meyerhof의 한계주면지지력(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 보다 경제적인 최적설계를 위해서는 보다 철저한 시공관리에 의하여 시공하중을 높이는 작업이 선결되어야 함이 본 연구결과 나타났다.

7. 참고문헌

1. 건설교통부, "이형 선굴착 시멘트풀주입 말뚝공법의 모형실험 연구", (서울, 건설교통부, 1998)
2. 김명학, "저소음 저진동 말뚝기초의 지지력 산정법", 한국지반공학회 2001 기초기술위원회 워크샵, pp2 ~ 6, (서울, 한국지반공학회, 2001)
3. 대한주택공사, "SIP 공법의 품질개선방안과 지지력 산정식 제안에 관한 연구", (서울, 대한주택공사, 2001.9)
4. 대한주택공사, "말뚝의 저소음·저진동 시공법에 관한 연구", (서울, 대한주택공사, 1996)
5. 박종배, "비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 지지력 특성", 박사학위논문, pp20~45, 129~141, 2000.8
6. 이명환, "저공해 말뚝공법의 지지력 특성 및 시공관리", 토지개발기술 봄호, pp34 ~ 45, (서울, 한국토지개발공사, 1994)
7. NAVFAC(1982), "Soil Mechanics Design Manual", Department of the Navy Facilities Engineering Command, pp.7.2.192-7.2.196
8. Neely, W. J.(1991), "Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.117, No.2, pp.331-345
9. Roscoe. G. H.(1984), "The behaviour of flight auger bored piles in sand", Piling and ground improvement, pp.241-250
10. Tomlinson, M., J.(1987), "Pile Design and Construction Practice, 3rd edition", A Viewpoint Publication, pp378
11. Van Impe, W. F., "Developements in pile design", DFI-Conference, (Stresa: 1991), pp.1-31