

비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 지지력 산정에 관한 연구

Bearing capacity Calculation of Displacement in-situ Concrete Pile

박종배¹⁾, Jong-Bae Park, 박태순²⁾, Tae-Soon Park

¹⁾ 대한주택공사 연구소 연구원, Researcher, Korea National Housing Corp. Research Institute

²⁾ 서울산업대학교 토목공학과 전임강사, Full Time Lecturer, Dept. of Civil Engineering, Seoul National Industry Univ.

SYNOPSIS : Europe and US which have more restrictive regulations than Korea about the noise and vibration during construction are using Auger-cast Pile to reduce the problem relating with noise and vibration. However Auger-cast Pile has problems like difficult quality control and low bearing capacity. In Europe, Displacement in-situ concrete Pile has been used to solve that problems since 1990s, and Korea has performed the test construction in 1997 and it has been used as the real structural foundation since 1998. Test and real construction results verified that the allowable capacity of the pile(diameter = 410mm) is between 70 and 100ton. Though De Beer & Van Impe design method utilizing CPT result is used to calculate the bearing capacity of the Displacement in-situ Pile, Korea is dependant upon the SPT as the sounding test, so design method utilizing SPT result is necessary to promote the application of the pile. To find out reasonable design method using SPT result, bearing capacity of the pile constructed in sand and clay in Korea was calculated using Meyerhof, SPT-CPT translation method, Nordlund, Douglas and DM-7 method, and the calculation results were compared to the load test result. Analysis result shows that SPT-CPT translation method is more reliable than others and economical design can be possible because it considers efficiently the friction capacity of Displacement in-situ Pile.

KEYWORDS : Displacement in-situ concrete pile, bearing capacity, design method

1. 서 론

국내에서 기초공법으로 가장 널리 사용되고 있는 말뚝 항타공법은 지지력이 우수하고 시공비 역시 다른 말뚝공법에 비해 저렴한 장점이 있다. 그렇지만 항타중 발생하는 소음과 진동 때문에 도심 및 주거 밀집지역에서는 공사가 불가능하다.

건설환경 규제가 우리나라 보다 더 엄격한 유럽에서는 소음과 진동 문제를 해결하기 위하여 1970년대부터 현장타설 말뚝이 널리 사용되어 왔다. cfa로 대변되는 현장타설 말뚝은 소음과 진동이 없지만 천공시 지반의 교란으로 인하여 항타말뚝에 비해 지지력이 작고 침하도 많이 발생하기 때문에 항타말뚝 보다 직경을 크게 하여 시공하여야 하는 단점이 있다.

현장타설 말뚝의 지지력 약화 문제를 개선하기 위하여 개발된 공법이 비배토 현장타설 말뚝으로 천공시 발생된 잔토를 지표밖으로 배출시키지 않고 공벽을 다지도록 오거를 설계

하여 천공후 공벽의 강도가 증가하므로 항타말뚝에 가까운 지지력특성을 나타내는 것으로 알려져 있다(Bottiau, 1996).

비배토 현장타설 말뚝이 널리 사용되고 있는 벨기에의 경우 CPT 결과를 이용한 Van Impe(1988)의 수정공식으로 지지력을 설계하며 오랜 설계경험과 축적된 기술력으로 인해 특수한 경우가 아니면 재하시험을 하지 않을 정도로 해석결과에 대한 신뢰도가 높다.

국내에서도 1997년에 비배토 현장타설 말뚝공법이 도입되어 공동주택의 기초로 활용되고 있으나 국내 지반여건에 맞는 지지력 설계법이 필요한 실정이다. 그 이유는 국내에서는 지반여건상 CPT가 일반화되지 않은 시험법이며 또한 설계과정이 복잡하여 관련 이론에 생소한 국내 기술자가 바로 설계에 적용하기는 어렵기 때문이다.

본 연구에서는 국내의 설계여건에 맞는 비배토 현장타설 말뚝의 지지력 설계법을 찾기 위하여 국내에 시공된 25본의 비배토 현장타설 말뚝에 재하시험을 실시하여 지지력특성을 파악하였다. 또한 재하시험결과를 국내에서 일반화된 SPT 결과를 이용하는 지지력 설계법인 Meyerhof(1976), SPT-CPT 전환 간략법, Nordlund(1963, 1979), DM-7 및 Douglas 방법에 의해 산정된 지지력과 비교하여 신뢰도를 분석하였다. 이 신뢰도 분석결과를 토대로 국내 지반조건에 가장 적합한 비배토 현장타설 말뚝의 지지력 설계법을 찾고자 하였다.

2. 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝

2.1 천공원리

비배토 현장타설 말뚝중 가장 대표적인 오메가 말뚝은 오거의 특수한 형상에 의하여 지반천공시 비배토 다짐작업이 이루어진다. 오메가 오거는 하단부의 오거팁, 스크류 플랜지부와 상단부의 다짐몸체 및 최상단의 역방향 스크류로 이루어져 있다. 오거는 시계방향으로 회전하면서 지반을 천공하는데, 하단부에서 상단부로 갈수록 날개간격은 증가하고 날개폭은 감소하여 오거 하단부에서 천공된 좁은 날개를 타고 상단부로 이동할수록 얇고 넓게 퍼진다(그림 2.1 참조). 오거 상단부의 날개가 없는 다짐몸체에서 얇고 넓게 퍼진 흙은 더 이상 상부로 이동하지 못하고 수평방향으로 다져진다. 다짐몸체 위에 위치한 역방향 스크류는 4개의 스크류가 하단부의 스크류 플랜지와 반대방향으로 45°의 각도로 겹쳐져 있다. 스크류 플랜지 아래에는 비트가 달린 오거팁이 있어 지반천공시 토사가 오거 내부로 유입되는 것을 방지하는 역할을 한다. 또한, 오거팁은 콘크리트 타설시 타설압에 의하여 오거에서 분리되어 선단지반에 박히게 되므로 천공도중 이완된 선단부의 지반을 보강한다.

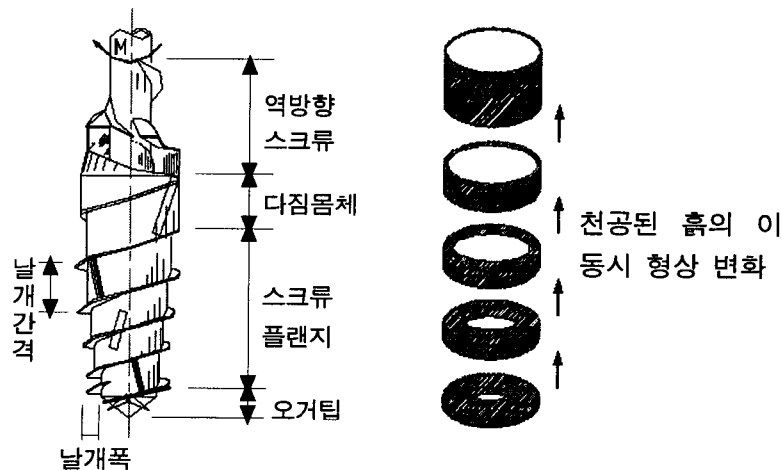
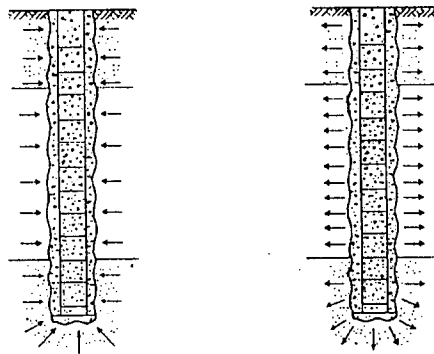


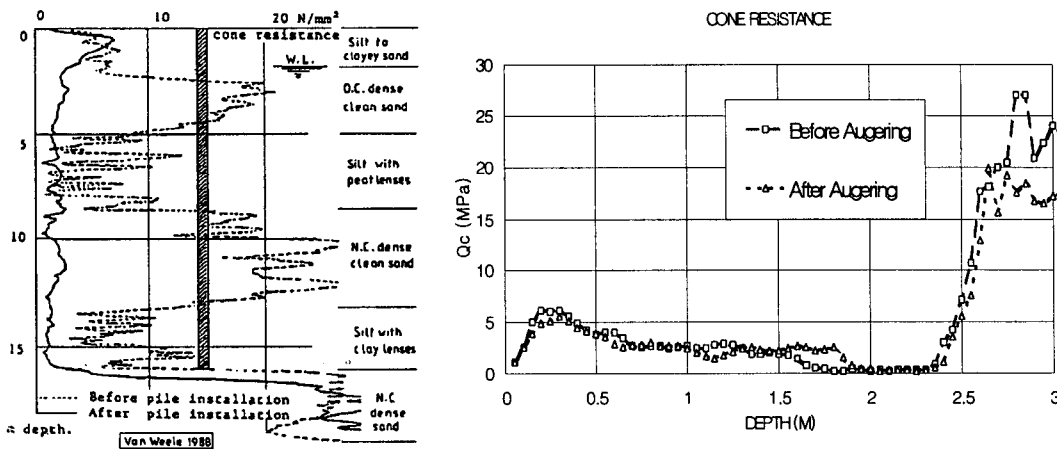
그림 2.1 비배토 현장타설 말뚝 오거 및 천공원리

2.2 지지력 특성

품질관리가 잘 이루어진 오메가 말뚝은 항타말뚝과 유사한 지지력을 발휘하는 것으로 알려져 있다(Van Impe, 1991). Bottiau는 cfa와 같은 배토형 말뚝이 오메가 말뚝과 동일한 지지력을 발휘하기 위해서는 말뚝의 단면적이 증가하여야 하며 전체적으로 콘크리트를 50% 더 타설하여야 한다고 하였다. 배토형 말뚝과 비배토 오메가 말뚝의 지지력 차이는 그림 2.2의 천공 후 흙의 이동방향과 그림 2.3의 천공 전후의 지반강도 변화에 의해 설명될 수 있다. 원지반 상태의 흙은 정지토압 상태인데 배토 천공에 의하여 천공홀 주변부의 토질은 주동토압 상태로 변한다. 주동토압의 방향이 굴착공쪽이기 때문에 흙은 인장상태가 되어 강도가 크게 감소한다(그림 2.2(a)). 그러나, 비배토 오메가 말뚝 천공에 의해서는 천공된 흙의 체적만큼이 공벽에 압착되므로 공벽 주위 지반의 강도가 오히려 증가한다(그림 2.2(b)). 그림 2.3(a)는 cfa 천공 전후에 실시한 콘시험 결과로 선단저항치가 천공후에 급격히 감소되었음을 볼 수 있다. 그림 2.3(b)는 평균 N값이 14 정도인 사질토 A지반에서 원지반 상태와 오메가 가 오거를 사용하여 천공한 후에 실시한 콘관입시험결과로 천공전이나 후의 콘선단저항치가 거의 유사한 것으로 나타났으며 이를 통하여 비배토 오메가 천공에 의한 다짐효과를 확인할 수 있었다.



(a) 배토 말뚝 (b) 비배토 말뚝
그림 2.2 지반천공후 토립자의 이동방향



(a) 배토 말뚝 (b) 비배토(오메가) 말뚝
그림 2.3 지반 천공 전후의 콘선단 저항치의 변화

3. 이론적 고찰

3.1 지지력 설계법

SPT를 이용한 직접법으로는 Meyerhof(1976) 방법, SPT-CPT 전환 간략법, Douglas 방법이 있으며 SPT 결과를 c , ϕ 등의 지반정수로 환산하여 구하는 간접법으로는 Nordlund 방법, DM-7 방법등이 있다. 유럽에서는 SPT 시험을 실시한 곳에서는 SPT-CPT 전환 간략법으로 지지력을 산정하며 미국의 FHWA에서는 개략 설계법으로 Meyerhof 방법을, 정밀해석법으로는 Nordlund 방법을 추천하고 있다.

3.1.1 Meyerhof 방법

본 방법은 SPT 시험결과를 활용한 경험적 방법으로 사질토 지반에 시공된 말뚝의 정적 지지력을 계산한다. 이 방법은 사질토 지반에서 수행된 많은 수의 재하시험결과의 분석으로부터 도출되었다. Meyerhof(1976) 방법은 쉽고 계산시간이 적게 소요되나 예비설계로써만 사용될 것을 전제하고 있다.

Meyerhof(1976)는 항타말뚝의 평균 단위 주면저항(f_s)은 다음과 같다고 하였다.

$$f_s = 0.2\bar{N} \leq 10t/m^2 \quad \text{식 3.1}$$

여기서, \bar{N} = 수정 N 값

지지층에 근입된 말뚝깊이가 $10D$ (D : 말뚝직경)일 때 한계 단위 선단저항값($= 40\bar{N}_B'$)이 발생한다. 균등한 사질토층에 시공된 항타말뚝의 경우, 단위 선단 저항값은 다음식으로 구할 수 있다.

$$q_t = \frac{4\bar{N}_B' D_B}{b} \leq 40\bar{N}_B' \quad \text{식 3.2}$$

국내에서 실시한 항타말뚝에 대한 재하시험 결과를 바탕으로 이명환(1994)은 국내지반에서의 극한 선단지지력이 $30\bar{N}_B'$ 를 초과하지 않는다고 하였다. Meyerhof는 비소성 실트층에 관입된 항타말뚝에 대해, 단위 선단저항값(q_t)은 $30\bar{N}_B'$ 보다 작아야 한다고 하였다.

3.1.2 Nordlund 방법

Nordlund(1963) 방법은 현장관측을 기본으로 하고 있으며 여러 가지 말뚝 재질에 대한 지반-말뚝의 마찰계수의 차이를 고려하며 사질토 지반에서 수행된 재하시험결과를 기초로 만들어졌다. Nordlund 방법은 직경 250 ~ 500mm인 말뚝의 재하시험결과로 설계곡선을 만들었으며 직경이 600mm 이상인 말뚝의 지지력을 과대 해석하는 경향이 있다.

$$Q_u = \sum_{d=0}^p K_\delta C_F p_d \sin(\delta) C_d \Delta d + \alpha_t N'_q A_t p_t \quad \text{식 3.3}$$

여기서, d : 깊이
 D : 말뚝 관입깊이
 K_δ : 깊이 d 에서의 수평토압계수
 C_F : $\delta \neq \phi$ 일때, K_δ 에 대한 계수
 p_d : 깊이 증가치, d 의 중간 깊이에서의 유효상재하중
 δ : 말뚝과 흙 사이의 마찰각
 ϕ : 흙의 내부마찰각
 C_d : 깊이, d 에서의 말뚝 주변길이
 Δd : 말뚝 절편의 길이
 α_t : 무차원 계수(말뚝 깊이-폭의 관계에 의존)
 N'_q : 지지력계수
 A_t : 말뚝 선단면적
 p_t : 말뚝선단에서의 유효상재하중

3.1.3 SPT → CPT 전환에 의한 지지력 산정

CPT 결과를 이용하여 오메가 말뚝의 지지력을 구하는 것은 여러 단계의 계산과 많은 경험을 필요로 하기 때문에 설계전문가의 공학적인 지식이 요구된다. 따라서, 설계 검토시에 간단하게 지지력을 추정 할 수 있는 방법을 기존의 자료를 이용하여 개발하였다. 이 방법은 영국, 벨기에의 일부 지역(표준관입 시험으로 지반조사를 실시하였을 경우), 네덜란드등지에서 오메가 말뚝 시공전에 설계 자료를 확보하기 위한 자료로 사용하고 있다.

- ① SPT N값을 국제적으로 표준으로 인정된 N_{55} 를 기준으로 하여 해머의 낙하에너지에 대해 보정한다.

$$N_{55} = N_m \times \frac{53}{55} \quad \text{식 3.4}$$

여기서, N_m : 현장에서 측정된 N값

- ② 그림 3.1에 의하여 $CPT/N_{보정}$ 를 구하여 $N_{보정}$ 를 각 깊이에 해당하는 q_c 값으로 전환한다.

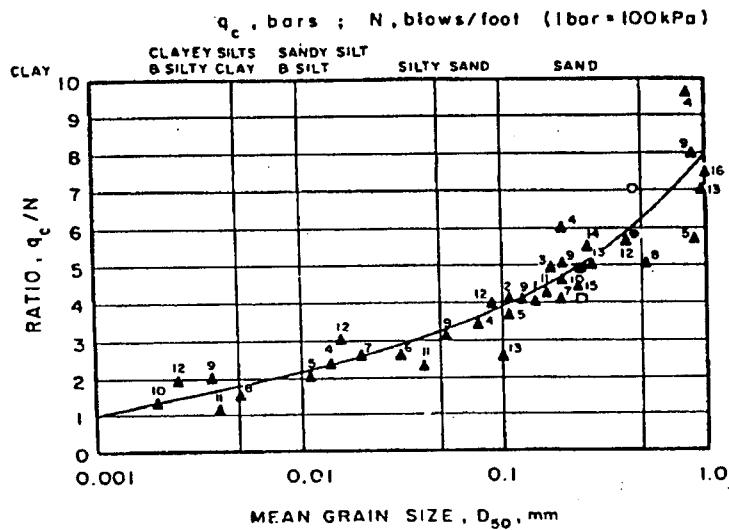


그림 3.1 SPT-CPT 관계(Robertson and Campanella (1983))

③ 선단 지지력 계산 (Q_{end} : kg/cm^2)

$$Q_{end} = A_{end} \times q_c \quad \text{식 3.5}$$

여기서, A_{end} : 말뚝선단의 면적(cm^2)
 q_c : 콘선단 저항력(kg/cm^2)

④ 주면 마찰력 계산 (Q_{shaft} : kg/cm^2)

$$Q_{shaft} = P \times \sum q_{shaft} \times L_{depth} \quad \text{식 3.6}$$

여기서, P : 말뚝의 둘레길이($\pi \times D$)
 q_{shaft} : 단위 주면마찰력(= $q_{c, average} \times \eta$)
 η : 마찰계수(표 3.1) 참조
 L_{depth} : 지반의 깊이

표 3.1 일반적인 콘시험 결과에 사용하는 마찰계수(η)의 범위

토질의 종류	말뚝의 종류	선단 지지력(q_c)의 범위 kg/cm^2	마찰계수(η)
실트질 점토 및 느슨한 모래	모든 종류의 말뚝	$30 < q_c < 50$	1/30
굳은 점토 $0.3 < IL < 0.6$	케이싱 보어드 말뚝 및 P.C 말뚝	$20 < q_c < 80$	1/85
	항타 및 비배토 현장타설 말뚝	$20 < q_c < 80$	1/60
점토 $IL \geq 0.8$	모든 종류의 말뚝	$q_c > 20$	1/80
단단한 실트	모든 종류의 말뚝	$q_c > 50$	1/100
사질토	케이싱 보어드 말뚝 및 P.C 말뚝	$q_c \leq 150$	1/200
	항타 및 비배토 현장타설 말뚝	$100 < q_c \leq 150$	1/100
	케이싱 보어드 말뚝 및 P.C 말뚝	$q_c > 150$	1/300
	항타 및 비배토 현장타설 말뚝	$q_c > 150$	1/200

3.1.4 Douglas 방법

Douglas(1983)은 사질토에 시공된 현장타설 말뚝에 대한 재하시험결과를 바탕으로 파괴는 말뚝선단부가 30mm 움직일 때 발생하며 이때 주면 마찰력이 전부 발휘됨을 발견하였다. Neely(1991)은 배토형 현장타설 말뚝에 대한 재하시험결과 지지력 계산결과가 평균 93%의 정밀도를 나타내었다고 하였다.

주면마찰력을 계산하기 위한 식은 다음과 같다.

$$f_s = p_o' k_s \tan \phi \quad \text{식 3.7}$$

Douglas는 유효상재하중(p_o')이 느슨한 사질토 층에서는 말뚝직경의 6배에서, 중간 조밀한 사질토층에서는 말뚝직경의 10배 깊이에서 한계값(Limiting Value)을 가진다고 하였다. 또한 k_s 는 지반에 상관없이 1.0의 값을 가진다고 하였는데 이는 말뚝주면의 응력이 그라우트의 유동압력(fluid pressure)에 의해 좌우되기 때문이라고 하였다.

선단지지력은 콘선단 저항값의 1/4과 같다고 하였다.

$$q_p = \frac{1}{4} q_c \quad \text{식 3.8}$$

여기서, q_c : 말뚝 선단부에서의 콘선단저항값

CPT 시험을 실시하지 않았으면 Robertson & Campanella의 SPT-CPT 관계를 이용하여 SPT 결과를 콘선단저항값으로 전환한다.

3.1.5 DM-7 방법

DM-7은 사질토 지반에서의 극한지지력 계산법은 Skempton 방법을 점성토에서의 말뚝과 지반의 부착력에 대해서는 Tomlinson 방법을 근간으로 하고 있다.

DM-7 방법은 균일한 지반조건을 전제로 하고 한계깊이를 정하고 있지만 국내의 지반조건은 다양한 전단강도 특성을 가진 다층으로 이루어진 경우가 많고 깊이에 따라 강도가 증가하는 경향을 나타내기 때문에 한계깊이 개념은 국내지반조건과 맞지 않다.

(1) 사질토

$$Q_{ult} = P_T N_q A_T + \sum_{H=H_o}^{H=H_o+D} K_{HC} P_o(s) \tan \delta \quad \text{식 3.9}$$

- 여기서, P_T = 선단부에서의 유효상재응력
 N_q = 지지력계수
 A_T = 선단면적
 K_o = 시공조건에 따른 토압계수
 P_o = 말뚝근입깊이에 대한 유효상재하중
 δ = 말뚝과 흙사이의 마찰각
 s = 단위길이당 말뚝의 표면적

항타말뚝과 현장타설 말뚝의 지지력계수 및 토압계수는 각각 표 3.2, 표 3.3과 같고 말뚝 재질별 흙과 말뚝사이의 마찰각은 표 3.4와 같다.

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	$\frac{3}{4} \phi$

(2) 점성토에서의 극한지지력

점성토에서는 점성이 변하지 않는한 지하수의 위치는 극한지지력에 영향을 미치지 않는다고 가정한다. 점성토에 시공된 말뚝의 극한지지력은 다음식으로 계산된다.

$$Q_{ult} = c (N_{cs}) \pi R^2 + c_A 2\pi R Z \quad \text{식 3.10}$$

여기서, c = 점착력
 c_A = 부착력
 N_{cs} = 지지력계수
 R = 말뚝의 반지름

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

3.2 재하시험 해석방법

국내의 재하시험 관례상 설계하중의 2배 정도만 재하하기 때문에 극한하중뿐만 아니라 항복하중도 제대로 판정할 수 없는 실정이다. 비배토 현장타설 말뚝의 극한하중을 판정하기 위하여 Vesic(1972)의 10%D(D : 말뚝직경) 기준과 Stability Plot 방법을 사용하였다.

3.2.1 Vesic의 10%D 기준

Vesic(1977)과 영국의 BS Code는 항타말뚝의 경우, 직경의 10% 침하할 때, 배토형 현장타설 말뚝은 30% 침하할때의 하중을 극한하중으로 간주하였다. 비배토 현장타설 말뚝의 지지력 특성은 항타말뚝과 비슷하기 때문에 본 연구에서는 직경의 10% 침하할때를 극한하중으로 간주하였다.

국내에 시공된 말뚝에 대한 재하시험에서는 최대 시험하중에서 극한침하량에 도달하지 않았기 때문에 하중-침하곡선을 통계적 방법으로 10%D 침하량까지 연장하여 극한침하량을 판정하는 방법을 사용하였다. 이때 하중-침하곡선은 식 3.11 ~ 3.13과 같이 2차 곡선, 지수 곡선 및 쌍곡선으로 가정하였다.

- 2차 곡선

$$y = ax^2 + bx + c \quad \text{식 3.11}$$

여기서, y : 침하량
 x : 하중
 a, b, c : 상수

- 지수곡선

$$y = a \cdot e^{bx} \quad \text{식 3.12}$$

- 쌍곡선

$$y = \frac{x}{(ax + b)} \quad \text{식 3.13}$$

3.2.2 Stability Plot 방법

Stability Plot 방법은 기존의 Chin(1972) 방법이 극한하중을 과대평가하는 것을 Chin & Vail(1973)이 수정한 것으로 극한 침하량을 10%D로 제한하였다. 이 방법은 기존 Chin 방법과 마찬가지로 재하시험에서 극한하중까지 재하지 않아도 극한하중을 판정할 수 있으며 선단지지력과 마찰지지력을 분리하여 해석할 수 있다는 장점이 있다. Roscoe(1983)와 Neely(1991)는 이 방법이 신뢰성이 있다고 하였다.

이 방법은 그림 3.2와 같이 Y축을 침하량/하중으로 X축을 침하량으로 하여 재하시험 데이터를 정리하면 하중-침하곡선이 2개의 직선으로 나누어진다. 두 직선 중에서 초기 직선의 기울기를 역으로 계산한 값이 극한 주변마찰력이며 말뚝의 전체 극한지지력은 식 3.14에 의해 구한다. 이 값에서 극한 주변마찰력을 빼면 극한 선단지지력을 구할 수 있다.

$$\frac{\Delta}{Q_{ult, total}} = m2 \cdot \Delta + c2 \quad \text{식 3.14}$$

여기서, $Q_{ult, total}$: 전체극한지지력
 $m2$: 두번째 직선 기울기
 Δ : 말뚝직경의 10% 침하량(10%, D)
 $c2$: 두번째 직선의 $\frac{\Delta}{Q_{ult, total}}$ 축과의 절편

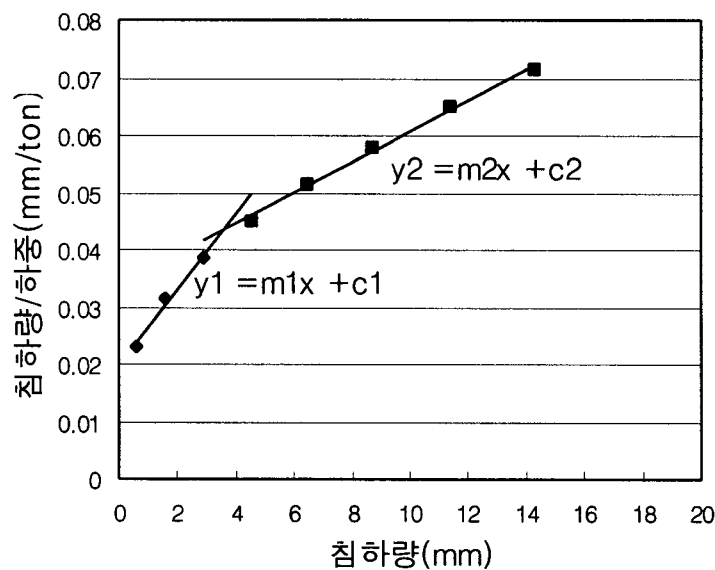


그림 3.2 Stability Plot 방법

4. 지지력 시험

비배토 현장타설 말뚝의 지지력특성을 확인하기 위하여 연직 정재하시험을 실시하였다. 시험하중은 실재하방식으로 200 ~ 240ton을 재하였다. A 지반은 모래 섞인 자갈층으로 이루어졌고 말뚝은 4.1 ~ 7.7m의 길이로 시공되었다. B 지반은 사질토 지반으로 말뚝길이가 4.1 ~ 5.0m로 가장 짧다. C 지반은 점성토로 이루어져 있고 말뚝길이는 10.5m 정도이다. 시공된 모든 말뚝의 직경은 410mm이었다.

표 4.1 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝 시공현황 및 시험내용

지반종류	말뚝번호	길이(m)	시험하중	지반종류	말뚝번호	길이(m)	시험하중
A지반 (사질토+자갈층)	1	4.9	200ton	A지반 (사질토+자갈층)	14	5.5	200ton
	2	6.1			15	4.5	
	3	6.9			16	6.7	
	4	7.2			17	5.6	
	5	6.4			18	4.8	
	6	7.7			19	4.1	
	7	6.3			20	5.0	
	8	6.6		B지반 (사질토)	21	5.0	240ton
	9	5.8			22	4.1	
	10	7.5			23	4.5	
	11	5.5		C지반 (점성토)	24	10.35	200ton
	12	5.2			25	10.5	
	13	4.8					

5. 정재하시험 결과

정재하시험 결과를 Vesic의 10%D 기준과 Chin & Vail의 Stability Plot 방법으로 극한지력을 해석하였다. 정재하시험에서 최대 시험하중(200 ~ 240ton)을 재하하였을때의 하중-침하곡선은 그림 5.1과 같고 작게는 8.83mm, 많게는 46.19mm의 침하량을 나타내었다. 46.19mm의 침하가 발생한 말뚝은 12번 말뚝이며 나머지 말뚝은 10%D 침하량(41mm) 보다 작은 침하가 발생하여 최대하중에서 극한상태에 도달하지 않은 것으로 나타났다.

최대시험하중을 재하하여도 10%D 보다 작은 침하가 발생한 말뚝에 대해서는 하중-침하곡선을 2차곡선, 지수곡선 및 쌍곡선으로 모델링하여 최대 시험하중 이후의 침하거동을 분석하여 극한하중을 판정하였다. 표 5.1은 각 하중-침하곡선을 통계적 방법으로 분석한 결과로 국내에 시공된 비배토 현장타설 말뚝은 지반의 종류에 상관없이 이차곡선의 형태를 나타내었다. 이는 전형적인 선단지지 형태의 말뚝 거동을 나타낸 것이다.

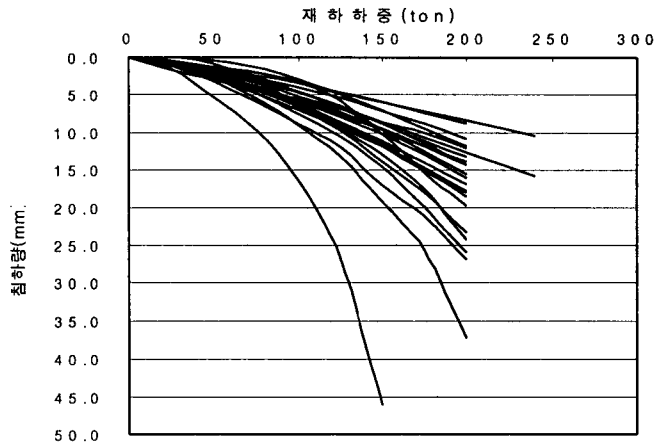


그림 5.1 하중-침하곡선

표 5.1 하중-침하곡선의 적합 모델링 곡선 산정

말뚝 번호	이차곡선		지수곡선		쌍곡선	
	적합식	R ²	적합식	R ²	적합식	R ²
1	$0.0001x^2+0.0477x+0.164$	0.9994	$1.56e^{0.0118x}$	0.9566	$x/(-0.0127x+17.42)$	0.5135
2	$0.0001x^2+0.0266x-0.0572$	0.9998	$0.6964e^{0.015x}$	0.9309	$x/(-0.1061x+37.598)$	0.906
3	$0.0003x^2+0.0064x+0.0742$	0.9993	$0.4507e^{0.0177x}$	0.9589	$x/(-0.203x+53.55)$	0.9495
4	$0.0003x^2+0.0188x-0.019$	1	$0.6202e^{0.0171x}$	0.9359	$x/(-0.1498x+40.467)$	0.8748
5	$0.0002x^2+0.0495x-0.1031$	0.9997	$1.2614e^{0.0146x}$	0.9258	$x/(-0.0548x+20.96)$	0.8882
6	$0.0002x^2+0.0298x-0.2067$	0.9904	$0.6451e^{0.0168x}$	0.924	$x/(-0.1434x+39.627)$	0.8484
7	$0.0002x^2+0.0421x-0.2599$	0.9993	$0.8784e^{-0.0167x}$	0.9056	$x/(-0.1094x+29.735)$	0.7578
8	$0.0005x^2+0.0424x-0.0839$	0.9993	$1.2374e^{0.0169x}$	0.9264	$x/(-0.0749x+20.593)$	0.8372
9	$0.0001x^2-0.0142x+0.5132$	0.9955	$0.8336e^{-0.0205x}$	0.9304	$x/(-0.1337x+28.429)$	0.7591
10	$8E-5x^2+0.0457x-0.2063$	0.9986	$0.9637e^{0.0141x}$	0.9015	$x/(-0.0668x+28.007)$	0.7598
11	$0.0003x^2+0.0259x-0.0438$	0.9999	$0.7683e^{0.0164x}$	0.9356	$x/(-0.1137x+33.126)$	0.8915
12	$0.0024x^2-0.0756x+1.2217$	0.9893	$1.1595e^{0.0256x}$	0.9662	$x/(-0.0916x+15.877)$	0.8796
13	$0.0002x^2+0.047x-0.2453$	0.9992	$0.9556e^{0.016x}$	0.891	$x/(-0.0958x+28.038)$	0.6937
14	$0.0003x^2+0.0318x-0.0415$	0.9999	$0.9366e^{0.0163x}$	0.9319	$x/(-0.0928x+27.331)$	0.7845
15	$0.0003x^2+0.0318x-0.0415$	0.9965	$0.942e^{0.0173x}$	0.9551	$x/(-0.095x+25.976)$	0.9381
16	$0.0005x^2+0.0163x+0.0334$	0.9997	$0.801e^{0.0184x}$	0.942	$x/(-0.1238x+30.297)$	0.8728
17	$9E-5x^2+0.0262x-0.027$	0.9999	$0.6955e^{0.0139x}$	0.930	$x/(-0.085x+38.28)$	0.9281
18	$0.0002x^2+0.0413x-0.1224$	0.9988	$0.9671e^{0.0148x}$	0.9086	$x/(-0.0771x+27.566)$	0.7882
19	$0.0002x^2+0.0341x+0.0766$	0.9996	$1.1238e^{0.0144x}$	0.9533	$x/(-0.0562x+23.282)$	0.9871
20	$0.0006x^2+0.0145x+0.3044$	0.9987	$1.0746e^{0.0171x}$	0.9515	$x/(-0.083x+22.967)$	0.9293
21	$7E-05x^2+0.0322x-0.4626$	0.9884	$0.4591e^{0.0149x}$	0.8566	$x/(-0.286x+77.773)$	0.6265
22	$8E-5x^2+0.0558x-0.3181$	0.9981	$1.5154e^{0.0111x}$	0.9118	$x/(-0.0469x+23.5)$	0.7599
23	$0.0003x^2+0.0505x-0.1866$	0.9976	$1.149e^{0.0167x}$	0.9419	$x/(-0.0838x+23.337)$	0.842
24	$0.0006x^2-0.03x+0.3661$	0.9942	$0.4476e^{0.0198x}$	0.9919	$x/(-0.2281x+52.589)$	0.9768
25	$0.0004x^2+0.0064x+0.1635$	0.9977	$0.4826e^{0.0209x}$	0.9631	$x/(-0.1756x+40.819)$	0.9774

2차 곡선의 적합식에 의하여 시험최대하중 이후의 거동예측에 의한 Vesic의 극한지지력 산정결과와 Stability Plot 방법에 의한 극한지지력 산정결과는 표 5.2와 같다.

표 5.2 정재하시험에 의한 지지력 해석결과

말뚝 번호	지반종류	시공길 이(m)	Vesic(10%D) 극한지지력(ton)	Stability Plot			
				극한지지력 (ton)	극한선단지 지력(ton)	극한마찰지 지력(ton)	마찰력 비율(%)
1	A지반 (사질토+자 갈층)	4.9	443.6	389.4	-	-	-
2		6.1	521.4	358.4	158.4	200.0	55.8
3		6.9	358.8	290.2	77.4	212.76	73.3
4		7.2	339.8	283.5	132.0	151.5	53.4
5		6.4	346.2	303.9	100.0	203.9	67.1
6		7.7	385.5	311.1	166.2	144.9	46.6
7		6.3	361.0	296.2	166.4	129.8	43.8
8		6.6	247.4	236.3	93.5	142.8	60.4
9		5.8	208.4	204.3	94.4	109.9	53.8
10		7.5	486.8	390.1	265.1	125.0	32.0
11		5.5	329.2	288.5	121.9	166.6	57.7
12		5.2	145.5	144.2	58.0	86.2	59.8
13		4.8	351.6	321.3	193.1	128.2	39.9
14		5.5	320.6	272.8	111.5	161.3	59.1
15		4.5	255.8	236.7	64.4	172.3	72.8
16		6.7	270.4	243.6	96.6	147.0	60.3
17		5.6	545.1	415.0	165.0	250.0	60.2
18		4.8	361.8	333.9	184.6	149.3	44.7
19		4.1	375.1	290.0	-	-	-
20		5.0	248.6	229.8	100.0	129.8	56.5
21	B지반 (사질토)	5.0	573.3	562.4	448.8	113.6	20.2
22		4.1	450.1	435.7	239.6	196.1	45.0
23		4.5	295.8	310.6	149.3	161.3	51.9
24	C지반 (점성토)	10.4	286.4	276.1	67.8	208.3	75.4
25		10.5	311.6	227.0	41.8	185.2	81.6
평 균			352.8	306.0	146.2	159.8	52.2

Vesic의 10%D 기준에 의해 해석된 극한지지력은 145.5 ~ 573.3ton을 나타내었고, Stability Plot 방법에 의해서는 144.2 ~ 562.4ton을 나타내었다. 평균으로는 Vesic 방법에 의한 극한지지력이 352.8ton을 나타내어 Stability Plot 방법에 의한 극한지지력 306ton 보다 약 15% 크게 나타났다.

Stability Plot에 의한 마찰지지력 해석결과 전체 지지력 대비 마찰지지력이 차지하는 비율이 20.2 ~ 81.6%(평균 52.2%)를 나타내었다. 점성토에 10.5m 정도의 길이로 시공된 말뚝의 마찰지지력 비율은 75.4 ~ 81.6%로 사질토 지반에 시공된 말뚝의 마찰력 비율의 평균인 50.9% 보다 훨씬 크게 나타났다.

Roscoe(1984)는 평균 N치가 18 정도인 사질토 지반에 배토형 현장타설 공법인 cfa 말뚝을 16.0 ~ 22.0m의 길이로 시공하고 재하시험 결과를 Stability Plot 방법으로 해석한 결과 파괴하중은 172ton ~ 344ton으로 나타났고 마찰력의 지지비율은 39 ~ 65%를 나타내었다고 보고하였다. 사질토 지반에 4.1 ~ 7.7m의 길이로 시공된 비배토 현장타설 말뚝의 마찰력 비율은 20.2 ~ 73.3%(평균 50.9%)를 나타내어 시공길이가 짧음에도 불구하고 Roscoe가 시험한 배토형 cfa 말뚝에 비해 마찰 지지특성이 더 우수한 것으로 나타났다.

6. 분석

표 6.1은 Meyerhof, SPT-CPT 전환 간편법, Nordlund, Douglas 및 DM-7 방법에 의한 비배토 현장타설 말뚝의 지지력 산정결과이다. 해석에서 Nordlund 방법을 제외한 나머지

방법들은 선단지지력의 최대한계값으로 국내에서 통용되고 있는 1,500t/m²(단면고려시 : 198ton)으로 제한하였다.

표에서 Nordlund 방법에 의한 지지력 평균값이 295.4ton로 가장 크게 나타났고, SPT-CPT 전환 간편법에 의해 275.1ton, Douglas, Meyerhof 및 DM-7에 의한 지지력 평균값은 각각 203.1ton, 191.5ton 및 184.9ton을 나타내었다. 마찰지지력은 SPT-CPT 전환 간편법으로 해석된 값이 가장 크게 나타났고 Nordlund, Meyerhof, DM-7 및 Douglas의 순으로 나타났으며 전체 지지력에서 차지하는 비율이 12.6~28% 정도인 것으로 해석되었다.

표 6.1 지지력 설계법에 의한 지지력 산정결과

말뚝 번호	Meyerhof		SPT-CPT 전환 간편법		Nordlund		Douglas		DM-7	
	주면	전체	주면	전체	주면	전체	주면	전체	주면	전체
1	36	190	70.3	268.3	53.3	253.5	22.1	220.1	14.0	167.2
2	41	305	110	308	95.5	408	32.8	230.8	39.5	237.5
3	32	185	54.7	252.7	70.6	362.5	29	227	27.0	187.8
4	49	233	104	302	77.1	358.2	34.9	232.9	36.2	216.1
5	44	190	71.3	269.3	61.1	328.3	26.9	207.6	28.1	191.6
6	44	153	57.8	255.8	58.0	342.4	32.3	172.3	33.9	208.9
7	40	163	52.8	250.8	45.7	207.6	21.9	145.1	22.2	168.3
8	44	194	66.9	264.9	59.2	319.2	27.5	225.5	28.6	187.9
9	30	137	53.7	251.7	43.2	271.6	18.1	198.1	20.3	157.7
10	23	131	55.8	253.8	46.6	284.2	24.6	197.6	26.4	169.6
11	31	171	70.7	268.7	51.0	300.5	23.4	221.4	24.3	176.9
12	26	131	49.3	247.3	35.3	248.4	17.6	192.5	18.3	149.1
13	25	168	63.4	261.4	46.5	280.5	19.6	215.5	17.2	160.0
14	57	260	92.4	290.4	67.4	326.6	25.7	206.4	26.6	183.0
15	40	179	56.7	254.7	50.6	262.4	18.8	146.0	21.2	174.5
16	54	234	119.4	317.4	77.1	354.2	31.0	204.0	31.5	201.3
17	41	189	70.3	268.3	58.1	313.6	23.9	169.4	17.0	170.8
18	44	188	64.5	262.5	44.8	263.4	18.0	178.3	18.6	151.8
19	35	210	65.8	263.8	72.1	218.0	33.2	231.2	34.2	217.2
20	28	140	39.4	237.4	47.1	133.7	17.2	129.2	18.3	145.1
21	40	251	91.5	289.5	53.3	233.5	21.1	219.1	21.0	164.9
22	37	233	84.3	282.3	45.9	221.1	18.5	216.5	18.3	155.1
23	35	217	77.1	275.1	38.9	210.6	16.0	214.0	14.8	144.5
24	45	198	139.4	337.3	103.2	441.0	39	237	69.4	267.4
25	46	209	144.9	342.9	110.5	455.9	41.8	239.8	71.4	269.4
평균	38.7	191.5	77.1	275.1	63.4	295.4	25.5	203.1	27.9	184.9
마찰 력비	20.2%		28.0%		21.5%		12.6%		15.1%	

각 해석방법에 의해 해석된 비배토 현장타설 말뚝의 지지력과 이들 말뚝에 대한 정재하 시험결과를 Vesic의 10% 및 Stability Plot 방법에 의해 해석된 지지력과 비교분석한 결과는 그림 6.1, 그림 6.2 및 표 6.1과 같다.

그림 6.1 및 그림 6.2는 지지력 설계법의 신뢰도를 분석하기 위해 X축에는 재하시험 데이터를 Vesic 및 Stability Plot 방법으로 해석한 지지력을 Y축에는 각 설계법에 의해 해석한 지지력을 정리한 것이다.

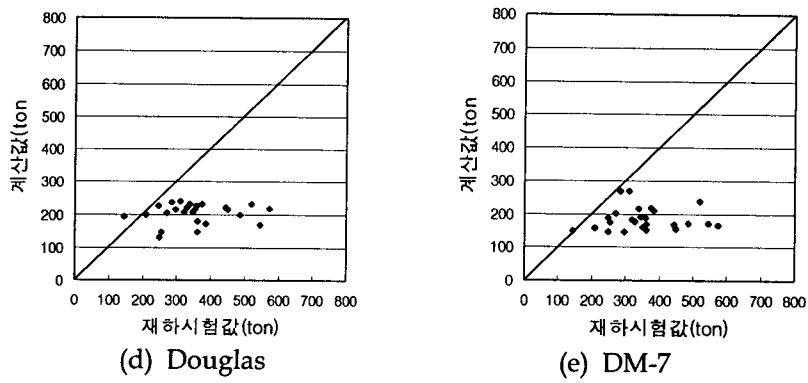
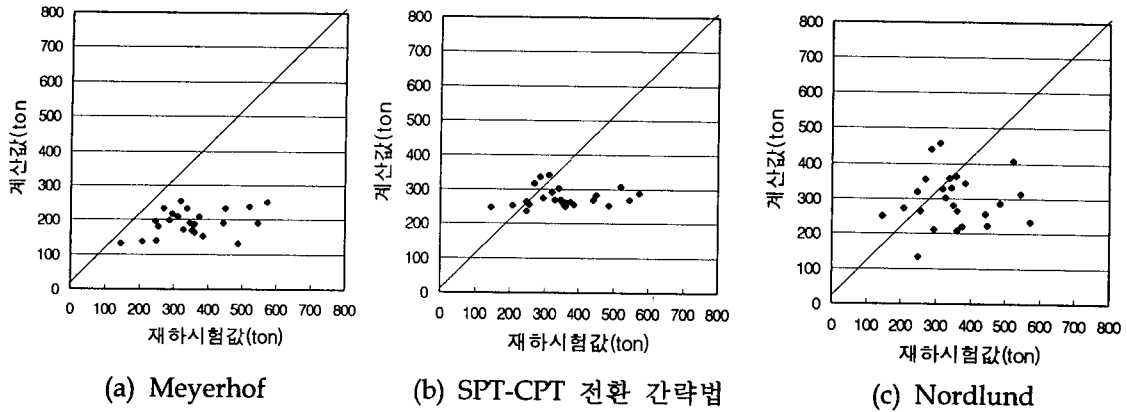


그림 6.1 Vesic의 10%D에 대한 지지력 해석법의 신뢰도

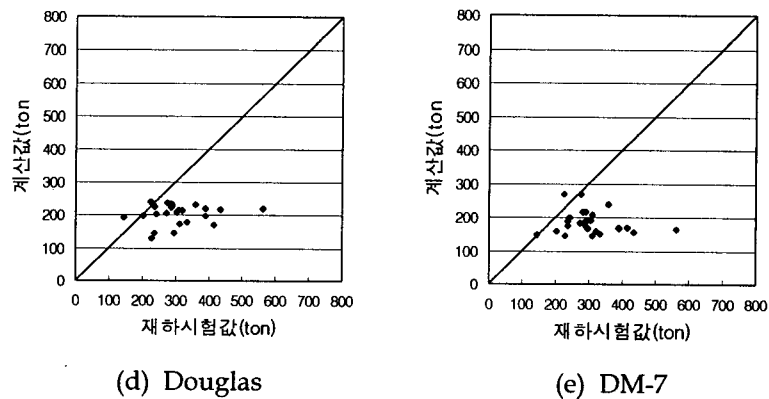
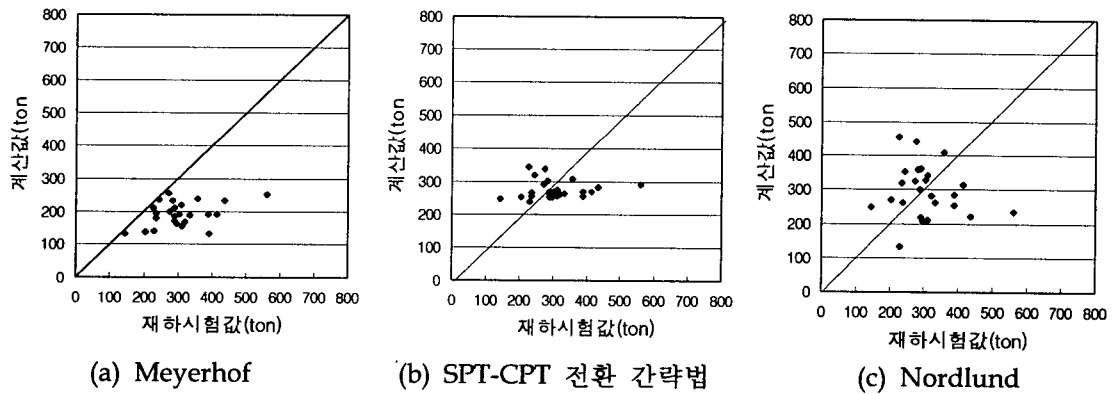


그림 6.2 Stability Plot 방법에 대한 지지력 해석법의 신뢰도

표 6.2에서 지지력 설계법의 신뢰도를 보다 구체적으로 분석하기 위해 계산에 의한 지지력(Q계산)과 정재하시험에 의한 지지력(Q시험)의 비를 계산하였다.

표 6.2 지지력 해석의 신뢰도

구분	Vesic의 10%D 기준					Stability Plot 방법				
	Meyer-hof	SPT-CP T간략법	Nordlund	Douglas	DM-7	Meyer-hof	SPT-CP T간략법	Nordlund	Douglas	DM-7
Q계산/Q시험의 평균	0.58	0.85	0.91	0.63	0.57	0.66	0.96	1.04	0.71	0.65
Q계산/Q시험의 분산	0.2020	0.0975	0.1307	0.1856	0.2210	0.1441	0.0764	0.1553	0.4693	0.1662
Q계산/Q시험의 표준편차	0.0408	0.0095	0.0171	0.0344	0.0488	0.0208	0.0058	0.0241	0.2203	0.0276

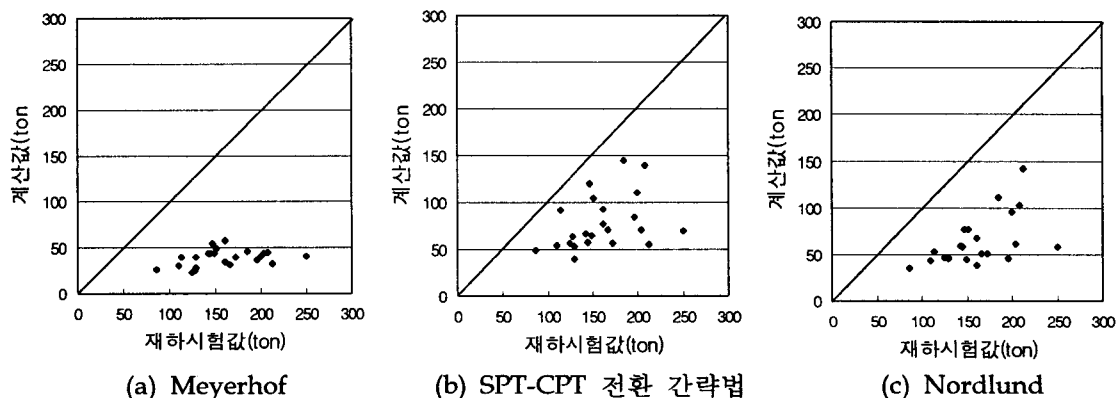
그림 6.1, 6.2 및 표 6.2에서 SPT-CPT 전환 간편법과 Nordlund 방법의 Q계산/Q시험의 평균값이 정재하시험을 Vesic 방법으로 해석한 경우는 각각 0.85와 0.96을, Stability Plot 방법으로 해석한 경우는 0.91과 1.04를 나타내어 다른 해석방법에 비해 신뢰도가 큰 것으로 나타났다. 이 중에서도 Q계산/Q시험의 수치상으로는 Nordlund 방법의 신뢰도가 큰 것으로 보이나 그림에서 Nordlund 방법의 산포도가 크기 때문에 신뢰도가 떨어지는 것으로 나타났다.

이를 분석하기 위해 표 6.1에서 Q계산/Q시험의 기대값을 1로 하여 분산을 해석한 결과 SPT-CPT 전환간편법은 재하시험 해석방법에 따라 0.097 및 0.0764을 나타내어 가장 편차가 작은 것으로 나타났다. Nordlund 방법에 대한 Q계산/Q시험의 분산값은 0.1307과 0.1553을 나타내어 SPT-CPT 전환법에 비해 편차가 약 2배 정도 크게 나타나 신뢰도가 떨어지는 것으로 해석되었다.

또한 Nordlund 방법은 재하시험 결과를 Stability Plot 방법으로 해석한 경우 Q계산/Q시험의 평균값이 1.04로 1보다 크고 그림에서도 다수의 말뚝이 시험값 보다 계산값이 상당량 크게 해석되어 과소설계의 가능성이 있는 것으로 나타났다.

국내에서 말뚝설계법으로 많이 사용하고 있는 Meyerhof 방법과 Douglas 및 DM-7 방법은 Q계산/Q시험의 평균값이 0.57 ~ 0.63으로 계산값이 시험값 보다 상당히 작게 나타나 과다설계의 경향이 있으며 분산도 0.1856 ~ 0.2210으로 편차도 큰 것으로 나타났다.

지지력 해석의 차이가 발생하는 원인을 분석하기 위해 각 지지력 해석법의 마찰력 계산값과 정재하시험결과를 Stability Plot 방법으로 구한 극한마찰력값과 비교하였다. 그림 6.3과 표 6.3은 마찰지지력의 신뢰도 해석결과이다.



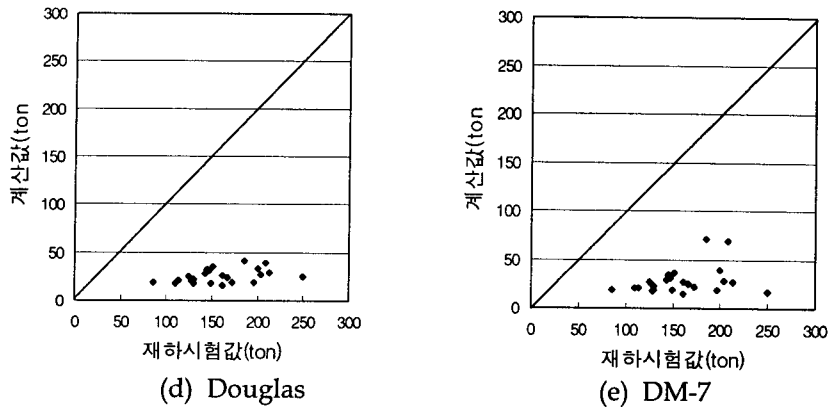


그림 6.3 Stability Plot 방법에 대한 마찰지지력 해석의 신뢰도

표 6.3 마찰지지력 해석의 신뢰도

구 분	Meyerhof	SPT-CPT 전환 간략법	Nordlund	Douglas	DM-7
Q_s 계산/ Q_s 시험의 평균	0.25	0.65	0.39	0.16	0.18
Q_s 계산/ Q_s 시험의 분산	0.5631	0.2780	0.3758	0.7029	0.6793
Q_s 계산/ Q_s 시험의 표준편차	0.3171	0.0773	0.1412	0.4941	0.4615

표 5.2에서 정재하시험결과 전체 지지력에서 마찰지지력의 비율은 20.2% ~ 81.6% 이었고 평균은 52.2%인 것으로 제시된바 있다. 표 6.1의 각 지지력 해석법에서 마찰지지력의 비율은 SPT-CPT 전환법이 평균 28%로 가장 크고 Nordlund(21.5%), Meyerhof(20.2%), DM-7(15.1%), Douglas(12.6%)의 순으로 해석되어 SPT-CPT 전환 간편법이 재하시험결과에 근접하였다.

그림 6.3과 표 6.3의 마찰지지력 신뢰도 분석에서도 SPT-CPT 전환 간편법이 계산값(Q_s 계산)과 재하시험(Q_s 시험)과 비율이 0.65로 가장 높았고 Q_s 계산/ Q_s 시험의 분산도 0.2780으로 다른 해석방법 보다 상당히 작아 SPT-CPT 전환 간편법이 가장 마찰지지력을 실제와 가깝게 해석하는 것으로 분석되었다.

Nordlund 방법은 표 6.1에서와 같이 전체 지지력이 가장 크게 해석되었으나 Q_s 계산/ Q_s 시험 평균값이 0.39로 마찰지지력을 과소 평가하고 선단지지력을 과다하게 산정하는 것으로 나타났다. SPT-CPT 전환 간편법, Meyerhof, Douglas 및 DM-7 방법들은 국내지반에서 선단지지력의 한계값을 $1,500\text{t/m}^2$ 으로 제한하였으나 Nordlund 방법은 N치 50 이상인 지지층에서의 선단지지력의 한계치로 $3,260\text{t/m}^2$ 로 제한하여 선단지지력을 과대하게 산정하는 것으로 판단된다.

7. 결론

소음과 진동에 의한 민원을 예방하고자 하는 목적으로 국내에서 사용되기 시작한 비배토

현장타설 말뚝의 적합한 설계법을 찾기 위하여 Meyerhof, SPT-CPT 전환 간편법, Nordlund, Douglas 및 DM-7 방법에 의해 해석된 지지력과 재하시험결과를 비교하여 이들 설계법의 신뢰도를 분석한 결과는 다음과 같다.

- 1) 국내 사질토 및 점성토 지반에 시공된 비배토 현장타설 말뚝에 대한 재하시험결과 하중-침하곡선이 2차 곡선의 형태를 나타내어 선단지지형의 말뚝거동을 나타내었다.
- 2) 정재하시험 데이터를 Vesic의 10%D 침하기준에 의해 해석한 결과 극한지지력이 평균 352.8ton을 나타내었고 Stability Plot 방법에 의해서는 평균 306ton을 나타내어 Vesic 방법이 Stability Plot 방법 보다 지지력을 15% 정도 크게 해석하는 것으로 나타났다.
- 3) 사질토 지반에 시공된 비배토 현장타설 말뚝의 정재하시험결과를 Stability Plot 방법으로 마찰지지력을 분리 해석한 결과 마찰력의 지지비율이 20.2 ~ 73.3%(평균 50.9%)를 나타내어 Roscoe가 시공한 배토형 cfa 말뚝의 마찰력 비율(39 ~ 65%) 보다 크게 나타나 비배토 현장타설 말뚝의 마찰지지 특성이 배토형 말뚝보다 우수함을 알 수 있었다.
- 4) 말뚝설계법중 직접법인 Meyerhof, SPT-CPT 전환 간편법, Douglas 방법과 간접법인 Nordlund, DM-7 방법으로 구한 지지력을 재하시험결과와 비교분석한 결과 SPT-CPT 전환 간편법의 $Q_{계산}/Q_{시험}$ 의 평균값이 재하시험 해석방법에 따라 0.85 및 0.96을 나타내어 계산값이 시험값에 근접하였고 분산도 재하시험 해석방법에 따라 0.097 및 0.0764의 가장 작은 값을 나타내어 신뢰도가 가장 높은 것으로 나타났다. 또한 마찰지지력의 계산에 있어서도 SPT-CPT 전환 간편법은 마찰지지력이 시험값의 65%로 해석되어 다른 설계방법에 의한 마찰지지력 값(16 ~ 39%) 보다 훨씬 시험값에 근접하는 것으로 나타났다.
- 5) 국내에서 많이 사용하고 있는 Meyerhof 방법은 마찰지지력을 시험값의 불과 25%로만 해석하며 전체 지지력도 시험값의 58 ~ 66%까지로만 해석하여 과다 설계의 경향이 있는 것으로 나타났다.
- 6) 미국 FHWA에서 추천하는 Nordlund 방법은 다른 설계법 보다 지지력을 가장 크게 해석하였으며 상당수의 말뚝에 대한 계산값이 재하시험 값 보다 크게 나타나 과소 설계의 가능성이 있는 것으로 나타났다. 이는 선단지지력의 한계값이 매우 커서 선단지지력을 과대하게 산정하기 때문인 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 대한주택공사(1997), "소구경 현장타설 콘크리트 말뚝(Omega) 공법의 현장적용 방안 연구", 대한주택공사 주택연구소, 서울, pp.86~193.
2. 박종배, 박태순, 정형식(1999), "비배토 현장타설 콘크리트(오메가)말뚝의 지지력 및 하중전이 특성에 관한 연구", 대한토목학회 논문집, 제 19권 제III-1호, pp.139~152

3. 박종배, 박태순, 정형식, 이명환(1998), "현장계측을 이용한 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 하중전이 특성에 관한 연구", 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.179~186.
4. 박종배, 박용부, 박태순, 김건성(1997), "비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 품질관리", 대한토목학회 가을학술발표회 논문집, pp.421~424.
5. 박태순, 박종배, 박용부(1997), "벨기에 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝시공 현장 방문기", 한국지반 공학회지, 제13권, 제6호, pp.181~186.
6. 대한주택공사(1998), "고강도 H형강 말뚝의 지지력특성 연구", 대한주택공사 주택연구소, 서울, pp.4-48
7. 이명환, 이인모(1994), "말뚝기초(VII)", 한국지반공학회지, 제10권, 제1호, pp.61-74.
8. 조천환, 이명환, 홍헌성, 엄재경(1997), "매입말뚝의 하중-침하량 곡선의 특성 및 분석 기법 연구", 97 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.39~46.
9. Bottiau, M., "Recent experience with OMEGA pile and new applications", Sixth International conference & Exhibition on piling and deep foundation DFI 96, pp.1.2.1~1.2.5.
10. G. H. Roscoe.(1984), "The behaviour of flight auger bored piles in sand", Piling and ground improvement, pp.241~250.
11. Impe, V.(1996), "Deep Foundations on Screw Piles", Preceedings of International Symposium on Pile Foundation, pp.111~151.
12. Neely, W. J.(1991), "Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.117, No.2, pp.331~345.
13. Rogel. J.M., Oteo. C.S. & Soriano. A.(1988), "Load Transfer along bored piles in stiff clays", Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, pp.245~251.
14. Van Impe, W., De Beer, E. & Lousberg, E.(1988), "Prediction of the single bearing capacity in granular soils out of CPT results", International Symposium on Penetration Testing(ISOPTI), Specialty session, pp1~34.
15. Vesic, A.S.(1977), Design of pile foundation, (Tranportation Research Board,1977), Ch2, pp.22~28.