

# **현장타설말뚝의 설계**

## **Design of Drilled Shafts**

1. 서론
2. 허용지지력 산정(국내 시방서)
3. 허용지지력 산정 (국외의 경우)
4. FHWA에서의 허용지지력

김명학

Myung-Hak Kim

인제대학교 토목공학과 교수

Professor, Dept. of Civil Engineering, Inje Univ

김원철

Won-Chul Kim

두우엔지니어링 이사

Doowoo Engineering Inc.

# 현장타설말뚝의 설계

## Design of Drilled Shafts

김명학<sup>1)</sup>, Myung-Hak Kim, 김원철<sup>2)</sup>, Won-Chul Kim

<sup>1)</sup> 인제대학교 토목공학과 교수

Professor, Dept. of Civil Engineering, Inje Univ.

<sup>2)</sup> 두우엔지니어링 이사

Doowoo Engineering Inc.

### 개요(SYNOPSIS)

A drilled shaft is a deep foundation that is constructed by placing fluid concrete in a drilled hole. Reinforcing steel can be installed in the excavation, if desired, prior to placing the concrete. Drilled shafts provide excellent foundation systems for civil structures. In order to utilize them effectively, it is essential that designers have a clear understanding for how drilled shafts are constructed and also understand the basis for design methods. This paper describes standard design methods for drilled shafts.

**Key Words** : Drilled Shafts, End Bearing Capacity, Side Resistance

## 1. 서론

### 1.1 개요

타입말뚝은 가장 경제적이고 지지력을 확실하게 얻을 수 있는 말뚝으로 국내에서 널리 사용되고 있다. 그러나 타입말뚝은 항타시 발생하는 소음과 진동으로 인하여 도심지와 인구 밀집 지역이 인접해 있는 경우에는 많은 민원이 발생하므로 그 사용이 제한되고 있는 실정이다.

이러한 항타에 따른 소음과 진동 문제를 해결하기 위하여 여러 선진국에서는 일찍부터 현장타설말뚝을 사용해 왔다. 현장타설말뚝(Drilled Shaft)은 천공된 구멍(Drilled Hole)에 콘크리트를 타설함으로써 만들어진다. 특히 타입말뚝의 시공이 불가능하거나 용이하지 않은 지반 조건 즉 자갈, 전석층 또는 풍화암 등으로 이루어져 있을 때는 원하는 지지력을 확보할 수 있는 가장 확실한 방법으로 엔지니어들은 현장타설말뚝을 다음과 같은 여러 가지 용어로 나타낸다.

- Drilled Shafts      - Piers      - Drilled Pier      - Bored Pile
- Cast-in-place Pile   - Caisson      - Drilled Caisson

일반적으로 현장타설말뚝의 장단점은 다음과 같다.

### 장점

- 1) 하나의 현장타설말뚝으로도 큰 하중을 지지할 수 있어 일반적으로 말뚝의 캡(Cap)이 필요없다.
- 2) 현장타설말뚝은 일반적인 항타 말뚝 시공시 발생하는 소음이나 진동이 적어 도심지 공사에 적합하다.
- 3) 현장타설말뚝은 여러 종류의 지반 조건에 대해서 적용 가능하다. 예를 들어 항타 말뚝 시공시 조약돌(Cobbles) 층에서는 휨(Deflection)이 발생하나 현장타설말뚝을 이용하면 시공이 가능하다. 또한 동토(Frozen Ground)에 대해서도 시공이 가능하다.
- 4) 천공하는 동안 주위 지반에 가해지는 교란을 최소화시켜 지반 교란(Soil Disturbance)에 의한 압밀침하량(Consolidation Settlement)을 줄여 준다.
- 5) 큰 휨모멘트(Bending Moment)를 견딜 수 있도록 현장타설 말뚝의 상부를 확장시키기가 쉽다.

### 단점

- 1) 시공절차가 현장타설말뚝의 품질에 주요한 영향을 미치므로 세심한 주의가 필요하다.
- 2) 기초저부에 피압대수층이 존재하여 현장타설말뚝에 의하여 피압대수층이 파괴가 될 가능성이 있거나 초연약지반이 있을 경우에는 적용할 수 없다.
- 3) 각 사이트마다 시공방법이 제시되어야 한다.

선단지지 말뚝을 선호하는 국내의 말뚝 시공 관례에 따른 설계는 일반적으로 너무 과다한 설계의 양상을 보인다. 그러나 유럽이나 미국에서는 말뚝의 선단과 주면에 전이된 하중과 말뚝 침하 거동을 함께 분석함으로써 경제적인 설계를 유도하고 있다. 특히 미국에서는 1960년에서 1970년 사이에 현장타설말뚝에 대한 광범위한 연구가 수행되었고(Whitaker and Cooke, 1966; Reese, 1978; O'Neill and Reese, 1999), 보다 향상된 설계법들과 시공법들이 개발되었다.

## 1.2 현장타설말뚝(Drilled Shaft)의 적용 분야

현장타설말뚝(Drilled Shaft)은 무거운 하중을 지지하고 침하량을 최소화하여 상향이나 횡방향 하중을 지지하는데 사용된다. 다양한 시공법 때문에 여러 종류의 지반 조건에 대해서 시공이 가능하다. 연약하거나 붕괴 또는 공동이 생기기 쉬운 지반에서는 효율적인 시공을 위해 케이싱이나 벤토나이트 슬러리가 사용된다.

큰 지지력을 가진 현장타설말뚝은 항타된 군말뚝 대신에 하나의 큰 직경을 가진 현장타설말뚝으로 대체가 가능하다. 현장타설말뚝의 크기와 보강 등은 지반의 조건, 하중상태, 그리고 현장타설말뚝이 수행하여야 하는 조건 등에 의해서 결정된다. 만약 횡방향의 힘에 저항하려 한다면, 휨응력에 저항하기 위해 구조적인 강성(Structural Stiffness)을 변화시켜야 한다. 인장 응력이 가해지면 일반적으로 현장타설말뚝의 주면 마찰력(side friction)에 의해서 지지된다. 이런 인장 저항력을 유발(Mobilize)시키기 위해서 기초로부터 상부 구조물에 직접 보강(Reinforcement)하여 확장할 수도 있다. 다리의 교대와 같이 현장타설말뚝을 이용한 옹벽은 횡방향의 토압(Lateral Earth Pressure)에 저항하는데 사용 가능하다.

현장타설말뚝은 또한 사면파괴에 대한 안정성을 높여 주는데 쓰일 수 있다(Wilson, 1964). 이 경우에는 구해진 해의 효율성을 검증하기 위해 미끄러짐(Slide)과 안정해석(Stability Analysis)을 수행하여야 한다.

현장타설말뚝의 다른 적용 예로는 타이백 벽체의 앵커리지, 피어를 보호하는 시스템, 계선주(Breasting and Moring Dolphins) 등에 사용된다. 현장타설말뚝의 다양한 적용 예가 그림1.1에 나타나 있다.

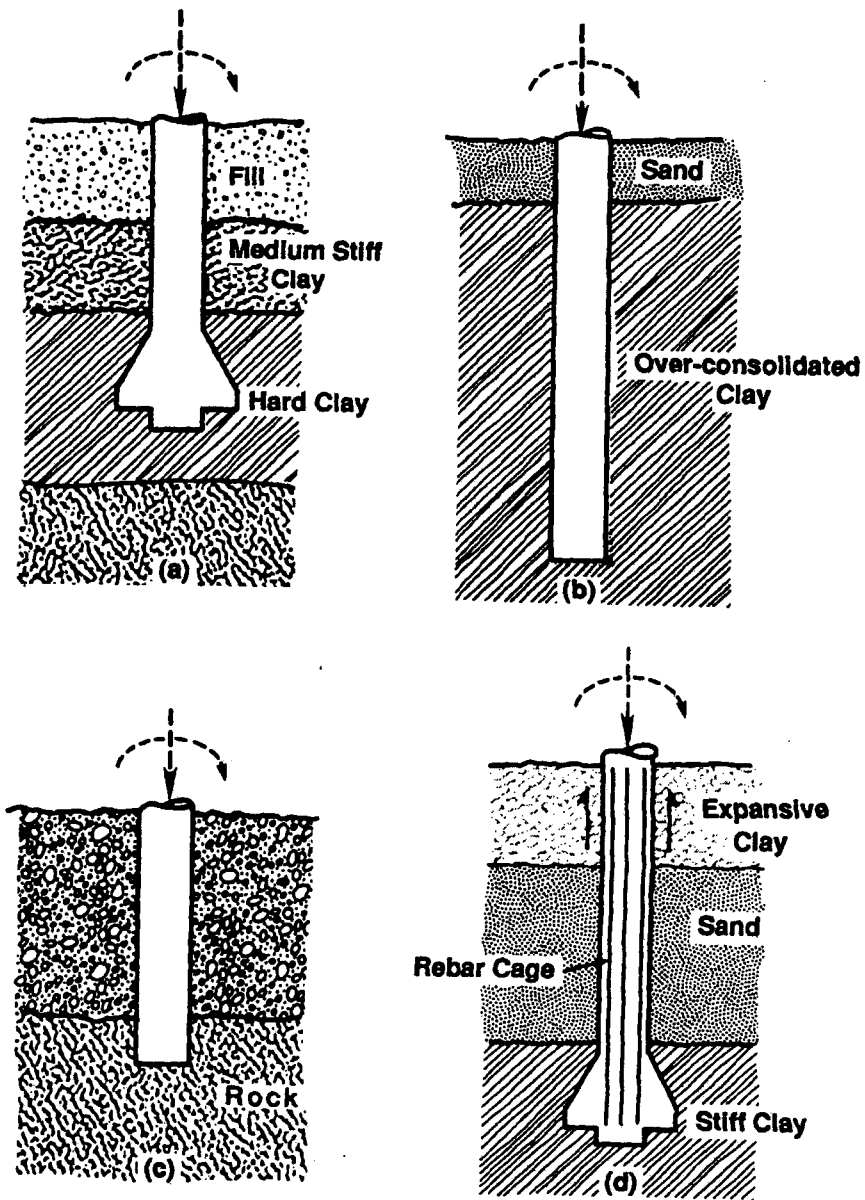


그림 1.1 현장타설말뚝의 적용: (a) 단단한 점성토에 설치, (b) 주변마찰력에 의한 지지, (c) 암반에 근입, (d) 팽창성점토에 설치 (계속)

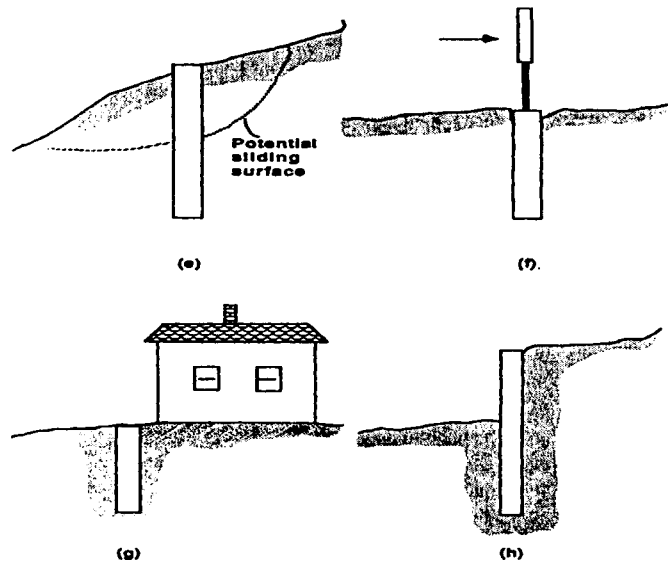


그림 1.1 현장타설말뚝의 적용: (e) 사면의 안정, (f) 표지(간판)의 기초, (g) 기존 건축물에 인접한 기초, (h) 타이백 벽체의 켄틸레버

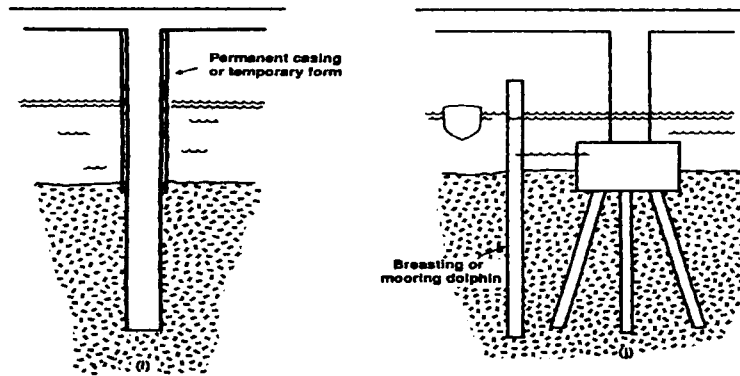


그림 1.1 현장타설말뚝의 적용: (i) 해안구조물의 기초, (j) 피어 프로텍션

## 2. 허용지지력 산정(국내 지방서)

### 2.1 도로교 지방서

도로교 표준 지방서에 제시한 식을 사용하여 허용지지력을 산정하였다.

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i \quad (2.1)$$

여기서,  $R_u$  = 축방향 극한지지력 (t)

$q_d$  = 말뚝 선단의 극한지지력 ( $t/m^2$ )

$A$  = 말뚝 선단면적 ( $m^2$ )

$U$  = 말뚝 둘레 길이 (m)

$l_i$  = 주면마찰력을 고려하는 층의 두께 (m)

$f_i$  = 층의 최대 주면마찰력 ( $t/m^2$ )

## 2.2 구조물 기초 설계기준

1) 표준관입시험에 의한 지지력 산정

사질토에 박힌 현장타설말뚝에 대한 Meyerhof의 지지력 공식은

$$Q_u = mN_b A_b + nNA_f \quad (2.2)$$

여기서,  $m = \frac{4L_b}{B} \leq 15$

$n = 0.1$  ( $0.1N \leq 5 t/m^2$ )

$L_b$  = 지지층에 근입된 말뚝의 길이 (m)

$B$  = 말뚝의 직경 (m)

$N_b$  = 말뚝 선단부의  $N$ 치

$N$  = 사질토층의 평균  $N$ 치

$A_b$  = 말뚝의 선단 지지면적 ( $m^2$ )

$A_s$  = 말뚝의 겉면적 ( $m^2$ )

단, 표준관입시험의 결과를 사용할 때는 현장측정  $N$ 치에 대한 보정을 해야 한다.

2) 정적관입시험에 의한 극한지지력

정적관입시험은 느슨 내지 조밀한 모래 지반에 사용하기에 적당한 시험이며 매우 조밀한 모래층이나 자갈층에 는 사용하기가 곤란하다.

$$\text{선단지지력 : } q_b = \frac{1}{2} q_c \quad (2.3)$$

$$\text{주면마찰력 : } f_s = f_c \quad (2.4)$$

여기서,  $q_c$  = 말뚝 선단부(선단 아래로 직경  $B$ 만큼 떨어진 부분부터 선단 위로  $4B$ 만큼 떨어진 부분)의 평균 관입저항치

$f_c$  = 관입시험기 외측 측면에서 측정된 마찰 저항치

## 2.3 도로교설계기준 (하부구조편, 2001)

1) 선단지지력

(1) 점성토

비배수조건에서 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 선단지지력은 식 (2.5)를 사용하여 구할 수 있다.

$$Q_B = q_B \cdot A_B = N_c \cdot S_{UB} \cdot A_B \quad (2.5)$$

여기서,  $N_c = 6.0[1 + 0.2(L/B_B)]$ ;  $N_c \leq 9$

단위 선단지지력  $q_B$ 의 한계값은 80 ksf이다. 평균 비배수 전단강도( $S_{UB}$ )의 값은 말뚝 선단 아래로부터  $2D$  (여기서,  $D$  : 말뚝의 직경) 이내의 깊이에서 구하여야 하며, 원위치시험이나 비교관시료에 대한 실내시험으로 구하여야 한다. 만약, 말뚝선단으로부터  $2D$  이내의 지반이 연약하다면  $N_c$ 의 값은 1/3 만큼 줄여야 한다.

말뚝 선단부의 직경  $B_B$ 가 2 m보다 크고 현장타설말뚝의 침하가 평가되지 않은 경우에는  $q_B$ 의 값은 다음 식에 의해  $q_{BR}$ 로 감소되어야 한다.

$$q_{BR} = F_r \cdot q_B = (2.5/[a \cdot B_B/12 + 2.5b]) \cdot q_B; \quad q_{BR} \leq 80ksf \quad (2.6)$$

여기서,  $a=0.0071+0.0021(L/B_B)$ ;  $a \leq 0.015$

$$b = 0.45(S_{UB})^{0.5}; \quad 0.5 \leq b \leq 1.5$$

$L$  = 말뚝의 관입 깊이

(2) 사질토

사질토에 시공된 현장타설말뚝의 경우나 점성토에 시공된 현장타설말뚝의 유효응력해석을 해야 할 경우, 극한선단지지력은 식 (2.7)에 의해 예측할 수 있다.

$$Q_B = q_B \cdot A_B \quad (2.7)$$

$q_B$ 의 값은 말뚝선단으로부터  $2B$ 이내에서 보정하지 않은  $N$ 치를 사용하여 구할 수 있으며  $q_B$ 에 대한 추천값을 표 2.1에 나타내었다.

표 2.1 사질토에서  $q_B$ 의 추천값\* (Reese & O'Neill, 1988)

| 비보정 $N$ 치 | $q_B$ 값 |
|-----------|---------|
| 0 ~ 75    | $1.20N$ |
| 75 이상     | 90      |

\* 극한값 또는 선단 직경의 5 % 침하량에서의 값

$B_B$ 가 1.3 m보다 크고 침하량을 예측할 수 없다면  $q_B$ 의 값은 다음 식에 의해  $q_{BR}$ 로 나타내어야 한다.

$$q_{BR} = (50/12B_B)q_B \quad (2.8)$$

(3) 암반

암반소켓 현장타설말뚝의 극한선단지지력 계산에는 암반 불연속면의 영향을 고려하여야 하며, 식 (2.9)에 의해 구할 수 있다.

$$Q_{BR} = N_{ms} \cdot C_o \cdot A_B \quad (2.9)$$

$N_{ms}$ 는 암석의 극한지지력을 평가하기 위한 계수이며 표 2.2를 사용한다. 여기서,  $C_o$ 값은 말뚝 선단 아래  $2D$  이내에서 채취된 암석코아에 대한 일축압축강도이며, 실내실험으로 결정해야 한다. 이 구간내에서 암석의 강도가 크게 달라지게 되면 최소값을 사용해야 한다. 또 다른 방법으로는  $C_o$ 에 대한 개략적인 지침으로 표 2.3을 사용할 수 있다.

표 2.2 파쇄나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한  $N_{ms}$  계수,  
Hoek(1983)의 자료 수정

| 암반<br>등급 | 일반 사항  | RMR<br>등급 | NGI<br>등급 | RQD<br>(%) | $N_{ms}$ *             |       |       |       |       |
|----------|--|-----------|-----------|------------|------------------------|-------|-------|-------|-------|
|          |  |           |           |            | A                      | B     | C     | D     | E     |
| 우수       | 절리간격 3 m 이상의 신선암                                       | 100       | 500       | 95<br>-100 | 3.8                    | 4.3   | 5.0   | 5.2   | 6.1   |
| 매우<br>양호 | 절리간격 0.9-3 m이며, 절리면이<br>거칠며 치밀하게 밀착되어 있고<br>풍화되어 있지 않음 | 85        | 100       | 90<br>-95  | 1.4                    | 1.6   | 1.9   | 2.0   | 2.3   |
| 양호       | 절리간격 0.9-3 m이며, 절리면이<br>약간 교란되고 풍화된 신선암                | 65        | 10        | 75<br>-90  | 0.28                   | 0.32  | 0.38  | 0.40  | 0.46  |
| 보통       | 절리간격 0.3-0.9 m의 여러<br>세트의 적당히 풍화된 절리를<br>가진 암석         | 44        | 1         | 50<br>-75  | 0.049                  | 0.056 | 0.066 | 0.069 | 0.081 |
| 불량       | 절리간격 2-50 cm의 약간의<br>충전물이 있으며 풍화된 절리를<br>가진 암석         | 23        | 0.1       | 25<br>-50  | 0.015                  | 0.016 | 0.019 | 0.020 | 0.024 |
| 매우<br>불량 | 5 cm 보다 작은 간격의 수없이<br>많은 풍화된 절리를 가진 암석                 | 3         | 0.01      | <25        | 상용하는 사질토의<br>극한지지력을 사용 |       |       |       |       |

\*  $N_{ms}$ 는 암석의 종류에 따라 정해지는 값으로, 표 2.2에 따른다.

표 2.3 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적인 범위

| 암석분류 | 일반 사항                     | 암석명   | $C_o$                 |
|------|---------------------------|-------|-----------------------|
|      |                           |       | kgf / cm <sup>2</sup> |
| A    | 잘 발달된 결정질 벽개를<br>가진 탄산염암  | 돌로마이트 | 336 - 3150            |
|      |                           | 석회암   | 245 - 2940            |
|      |                           | 대리석   | 385 - 2450            |
| B    | 점토질암                      | 규질점토암 | 294 - 1470            |
|      |                           | 점토암   | 14 - 84               |
|      |                           | 이회암   | 532 - 1960            |
|      |                           | 천매암   | 245 - 2450            |
|      |                           | 미사암   | 98 - 1190             |
|      |                           | 셰일    | 70 - 357              |
|      |                           | 점판암   | 1470 - 2100           |
| C    | 강한 결정과 약한 벽개를<br>가진 사질 암석 | 역암    | 336 - 2240            |
|      |                           | 사암    | 679 - 1750            |
|      |                           | 규암    | 630 - 3850            |
| D    | 세립질의 화성암 결정질<br>암석        | 안산암   | 980 - 1820            |
|      |                           | 휘록암   | 217 - 5810            |
| E    | 조립질의 화성암과<br>변성암의 결정질 암석  | 각섬암   | 1190 - 2800           |
|      |                           | 반려암   | 1260 - 3150           |
|      |                           | 편마암   | 245 - 3150            |
|      |                           | 화강암   | 147 - 3430            |
|      |                           | 석영섬록암 | 98 - 980              |
|      |                           | 편암    | 98 - 1470             |
|      |                           | 섬장암   | 1820 - 4340           |



## 2)주면마찰력

### (1) 점성토

비배수조건에서 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력은 식 (2.10)에 의해 계산할 수 있다.

$$Q_s = \pi B \sum_{i=0}^N \alpha_i \cdot f_{si} \cdot \Delta Z_i \quad (2.10)$$

임의 깊이에서 극한 단위 외주면마찰저항  $f_{si}$ 의 한계값에 대한 지침을 표 2.4에 나타내었다.

표 2.4  $\alpha$ 와  $f_{si}$ 의 추천값 (Reese & O'Neill, 1988)

| 위                  | 치 | $\alpha_i$ | 하중전이의 한계값<br>$f_{si}$ (ksf) |
|--------------------|---|------------|-----------------------------|
| 지표면으로부터 5 ft* 깊이까지 |   | 0          | -                           |
| 말뚝선단으로부터 1D 이내     |   | 0          | -                           |
| 그 외의 말뚝부분          |   | 0.55       | 5.5                         |

\* 팽창토에 설치된 경우나 수평하중이 작용하여 지반변위가 크게 발생한 경우에는 더 깊어질 수도 있음.

환경적인 요인, 장기재하요인, 건설적인 요인으로 인하여 지표면으로부터 1.5 m까지의 마찰력은 고려하지 않아야 하며, 말뚝 선단으로부터 1D (여기서, D : 말뚝의 직경) 까지의 마찰력도 고려하지 않아야 한다.

### (2) 사질토

사질토층에 설치된 현장타설말뚝의 경우나 배수재하조건에서 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 유효응력해석을 할 경우, 축하중이 재하된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력은 식 (2.11)을 이용하여 구할 수 있다.

$$Q_s = \pi B \sum_{i=0}^n (\gamma_i \cdot Z_i) \beta_i \cdot \Delta Z_i \quad (2.11)$$

여기서,  $\beta_i = 1.5 - 0.135\sqrt{Z_i}$ ;  $\beta > 0.25$

$Z_i$ 는 임의 토층의 중앙부 위치까지의 깊이이며,  $\gamma_i$ 는  $Z_i$ 위치의 유효 단위중량으로 비교란시료를 채취하여 구하거나 SPT나 다른 원위치시험법들과의 상관관계로부터 구하여야 한다. 임의 깊이에서의 단위 극한 외주면 마찰응력  $f_{si}$ 는  $\beta_i$ 와  $\sigma_{vi}$ 의 곱과 같으며,  $f_{si}$ 의 한계값은 4 ksf이다.

### (3) 암반

암반에 소켓된 말뚝의 극한주면마찰력은 식 (2.12)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR}) \quad (2.12)$$

여기서,  $B_r$  = 소켓부의 직경

$D_r$  = 소켓부의 길이

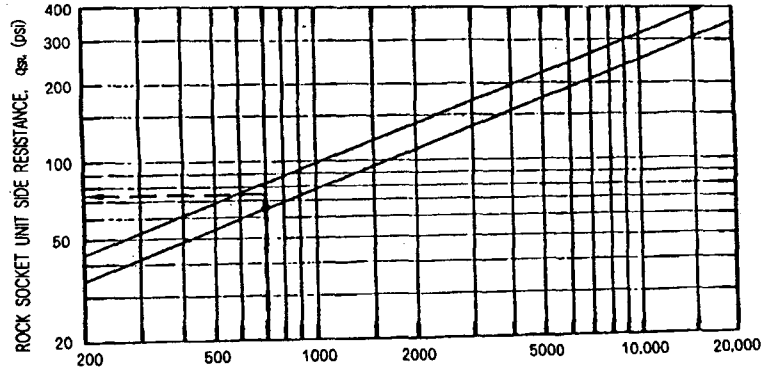
$q_{SR}$  = 소켓과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰응력 (그림 2.2 참조)

암반소켓의 극한인발력은  $0.7Q_{SR}$ 로 제한되어야 한다.

암반의 일축압축강도( $C_m$ )나 콘크리트의 일축압축강도( $\sigma_c$ )중 약한 것에 기초하여 암반소켓을 설계하여야 하며,  $C_m$ 은 식 (2.13)에 의하여 구할 수 있다.

$$C_m = \alpha_E \cdot C_o \quad (2.13)$$

여기서,  $\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15$



UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF ROCK OR CONCRETE, WHICHEVER IS WEAKER,  $f_c$  (psi)

그림 2.2 벽면 거칠기가 부드러운 암반소켓말뚝의 평균 단위 주면마찰응력을 구하는 절차

### 3. 허용지지력 산정 (국외의 경우)

#### 3.1 점성토

##### 1) 선단지지력 (End Bearing)

(1) Reese and O'Neill (1988)

축하중을 받는 점성토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 선단극한지지력 ( $q_d$ )

$$q_d = N_c c_u \leq 430.6 \quad (\text{t/m}^2) \quad (3.1)$$

$$N_c = 6[1 + 0.2(L/B_b)] \leq 9 \quad (3.2)$$

여기서,  $B_b$  = 말뚝저면부의 지름

$L$  = 천공말뚝의 관입 깊이

$c_u$  = 비배수 전단강도

비배수 전단강도는 천공말뚝의 선단으로부터 말뚝 직경의 2배만큼 떨어진 깊이 이내의 위치에서 시행한 현장시험결과나 이 깊이에서 채취한 비교란 시료를 사용한 실내시험의 결과로부터 결정한다. 만약  $c_u \leq 2.4 \text{ t/m}^2$ 의 경우에는  $N_c$ 를 1/3만큼 줄여준다.

$c_u$ 가  $9.6 \text{ t/m}^2$  이상인 점토 지반에 설치된 직경 1900 mm 이상이고 침하량이 산정되지 않은 천공 말뚝의 경우에는

$$q_{br} = q_b F_r \quad (3.3)$$

$$F_r = \frac{2.5}{a \cdot B_b(\text{in}) + 2.5b} \leq 1.0 \quad (3.4)$$

여기서,  $a = 0.0071 + 0.0021 \frac{L}{B_b} \leq 0.015$

$b = 0.45 [c_u(\text{ksf})]^{0.5}$  이고  $0.5 \leq b \leq 1.5$

$B_b$  = 말뚝저면부의 직경

$c_u$  = 비배수전단강도

이 식들은 Reese와 O'Neill(1988)이 제안한 것들이다.  $q_b$ 나  $q_{br}$ 의 한계값인  $430.6 \text{ t/m}^2$ 은 이론적으로 도출된 값이 아니라 지금까지 측정된 값 중에서 가장 큰 값이다. 만일 재하시험 결과가 뒷받침된다면 더 큰 극한지지력을 사용할 수도 있다.

(2) Braja M. Das (1999)

$$Q_p = A_p c_u N_c^* \quad (3.5)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단극한지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단면적

$c_u$  = 비배수 점착력

$N_c^*$  = 지지력 계수, 대부분의 현장타설말뚝의 경우 상수 9를 사용 (확대선단 말뚝의 경우 선단에서 말뚝 직경의 20 % 침하를, 굳은 말뚝의 경우는 10~15 % 침하를 고려한 것임)

(3) Joseph E. Bowles (1996)

$$Q_p = A_p c N_c = 9s_{up} A_p \quad (3.6)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단극한지지력

$s_{up}$  = 말뚝 선단부의 평균 비배수 전단강도

(말뚝 선단 위  $0.5B$ 로부터 선단 아래  $3B$ 까지)

$A_p$  = 말뚝의 선단면적

$B$  = 말뚝 저부의 지름

## 2) 주면마찰력 (Side Friction)

(1) Reese and O'Neill (1988)

현장타설말뚝의 최대주면마찰력은  $\alpha$ 법을 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_i = \alpha c_u \quad (3.7)$$

여기서,  $c_u$  = 평균 비배수 전단강도

$\alpha$  = 부착력 계수 (표 3.1 참조)

그림 3.1에 나타난 바와 같이, 현장타설말뚝의 다음 부분들은 주면 마찰저항력이 발휘되지 않는 것으로 간주해야 한다.

- 현장타설말뚝의 머리로부터 최소한 1500 mm까지의 부분
- 굳은 현장타설말뚝의 경우 선단으로부터 위쪽으로 현장타설말뚝의 지름만큼
- 확대선단 말뚝의 경우 확대선단의 주면
- 확대선단 말뚝의 경우, 확대선단의 상부끝에서 위쪽으로 확대선단부 지름만큼

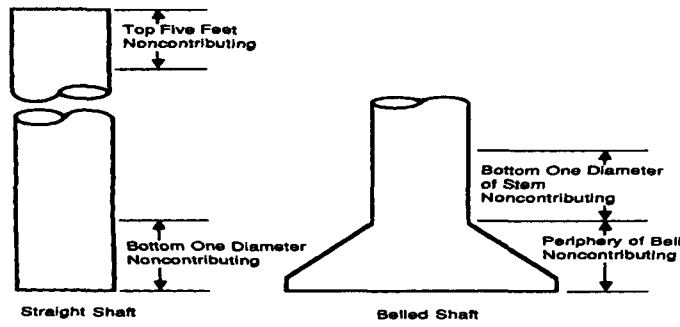


그림 3.1 주면 저항력을 계산할 때 고려하지 않는 현장타설말뚝의 각 부분에 대한 설명 (Reese and O'Neill, 1988)

표 3.1 점성토 지반에서 주면 저항력 결정을 위한  $\alpha$  값

| $c_u$ ( $t/m^2$ ) | $\alpha$ |
|-------------------|----------|
| < 20              | 0.55     |
| 20 - 30           | 0.49     |
| 30 - 40           | 0.42     |
| 40 - 50           | 0.38     |
| 50 - 60           | 0.35     |
| 60 - 70           | 0.33     |
| 70 - 80           | 0.32     |
| 80 - 90           | 0.31     |
| > 90              | 암으로 취급   |

(2) Braja M. Das (1999)

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha c_u p \Delta L \quad (3.8)$$

여기서,  $c_u$  = 평균 비배수 점착력

$L_1$  = 주면마찰력 산정시 고려되는 말뚝의 길이

$p$  = 말뚝의 둘레 길이

$\alpha$  = 통상적으로 0.4를 사용

$\Delta L$  = 비배수 점착력에 따른 말뚝의 구간별 길이

(3) Joseph E. Bowles (1996)

$$\sum Q_{si} = \sum \alpha s_{us} p' \Delta L \quad (3.9)$$

여기서,  $\sum Q_{si}$  = 극한주면마찰력

$\alpha$  = 감소계수 (표3.2 사용)

$s_{us} = \Delta L$  구간의 평균 비배수 전단강도

$p' = \Delta L$  구간에서 평균 말뚝의 둘레 길이

$\Delta L = s_{us}$ 에 따른 말뚝의 구간별 길이

표 3.2 점성토에서 현장타설말뚝의 주면마찰력을 평가하기 위한 평균  $\alpha$  값  
(Reese et al., 1976)

| Method of pier construction   | Limiting $f_s^*$ |     |
|---|------------------|-----|
|   | $\alpha^\dagger$ | kPa |
| Dry or using lightweight drilling slurry  | 0.5              | 90  |
| Using drilling mud where filter cake removal is uncertain   | 0.3              | 40  |
| Belled piers on about same soil as on shaft sides by dry method   | 0.3              | 40  |
| Belled piers on about same soil as on shaft sides using drilling mud where filter cake removal is uncertain | 0.15             | 25  |
| Straight or belled piers resting on much firmer soil than around shaft                                      | 0                | 0   |

\*  $f_s = \alpha S_u \cong f_{s(\text{limiting})}$

† For soil-concrete; use values of 0.25 to 0.1 for cased piers where adhesion is to the steel shell. Use higher values for driven casing. After Reese et al. (1976)

### 3.2 사질토

#### 1) 선단지지력 (End Bearing)

(1) Meyerhof (1971)

$$q_d \text{ (t/m}^2\text{)} = \frac{1.3N_{corr}D_b}{D_p} \quad (3.10)$$

모래의 경우 :  $q_d < 13N_{corr}$

비소성 실트의 경우 :  $q_d < 9.6N_{corr}$

여기서,  $N_{corr}$  = 상대하중에 대하여 보정한 표준관입시험 타격 횟수 (회/300mm)

$$= [0.77 \log_{10}(188.16/\sigma'_v)]N$$

$N$  = 정정하지 않은 표준관입시험 타격횟수 (회/300mm)

$D_p$  = 천공말뚝의 선단지름

$D_b$  = 천공말뚝이 모래 지지층에 관입된 길이

$\sigma'_v$  = 유효수직응력 ( $\text{t/m}^2$ )

Meyerhof (1976) 방법에 의한 선단극한지지력은 말뚝 지름의 10배에 해당되는 관입 깊이까지 선형적으로 증가하고 그 이상에서는 증가하지 않는 것으로 한다.

(2) Reese and Wright (1977)

|                           |             |          |
|---------------------------|-------------|----------|
|                           | $N \leq 60$ | $N > 60$ |
| $q_a$ (t/m <sup>2</sup> ) | 6.4N        | 380      |

$N$  = 보정하지 않은 표준관입시험 타격횟수 (회/300mm)

(3) Braja M. Das (1999)

$$Q_p = A_p q' (N_q^* - 1) \quad (3.11)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단극한지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단면적

$q'$  = 말뚝 선단 깊이에서의 유효연직응력

$N_q^*$  = 지지력 계수 (그림 3.2)

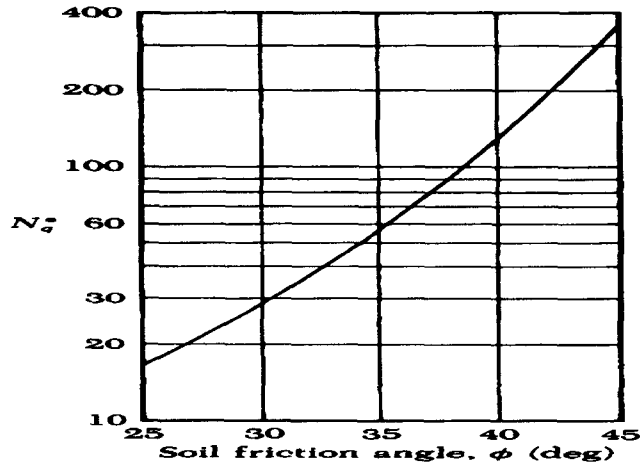


그림 3.2 깊은 기초에 대한 Vesic의 지지력 계수,  $N_q^*$

(4) Joseph E. Bowles (1996)

$$Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p \quad (3.12)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단 면적

$\alpha_p$  = 선단부의 한계 침하량 25 mm에 대한 base reduction factor = 2.0B (m) or 0.6B (ft)

$B$  = 말뚝저부의 지름

$q_p$  = maximum point pressure

| 상 태   | $q_p$ (ksf) | $q_p$ (kPa) |
|-------|-------------|-------------|
| 느 슨   | 0           | 0           |
| 중간 조밀 | 32          | 1600        |
| 조 밀   | 80          | 4000        |

(5) Reese and O'Neill (1988)

|                           |             |          |
|---------------------------|-------------|----------|
|                           | $N \leq 75$ | $N > 75$ |
| $q_d$ (t/m <sup>2</sup> ) | $7.5N$      | 430      |

$q_d$  = 말뚝 선단의 극한지지력 (t/m<sup>2</sup>)

$N$  = 보정하지 않은 표준관입시험 타격횟수 (회/300mm)

2) 주면마찰력 (Side Friction)

(1) Meyerhof (1971)

$$f_i = 0.096N \quad (3.13)$$

$N$  = 표준관입시험에서 보정하지 않은 해머 타격횟수 (회/300mm)

(2) Quigos와 Reese (1971)

$$f_i = 0.25N < 19\text{t/m}^2 \quad (3.14)$$

$N$  = 표준관입시험에서 보정하지 않은 해머 타격횟수 (회/300mm)

(3) Touma와 Reese (1974)

$$f_i = K \sigma'_v \tan \phi_f < 24\text{t/m}^2 \quad (3.15)$$

여기서,  $K$  = 하중전달계수

$$K = 0.7 \text{ for } D_b \leq 7500\text{mm}$$

$$K = 0.6 \text{ for } 7500 < D_b \leq 12000\text{mm}$$

$$K = 0.5 \text{ for } D_b > 12000\text{mm}$$

$\sigma'_v$  = 유효 수직응력

$\phi_f$  = 모래의 마찰각 (deg)

$D_b$  = 천공말뚝이 모래 지지층에 근입된 깊이

(4) Reese and Wright (1977)

$N \leq 53$ 일 때

$$f_i = 0.28N \quad (3.16)$$

$53 < N \leq 100$ 일 때

$$f_i = 0.021(N - 53) + 15 \quad (3.17)$$

$N$  = 표준관입시험에서 보정하지 않은 해머 타격횟수 (회/300mm)

(5) Reese and O'Neill (1988)

$0.25 \leq \beta \leq 1.2$ 일 때

$$f_i = \beta \sigma'_v \leq 19\text{t/m}^2 \quad (3.18)$$

여기서,  $\beta = 1.5 - 0.135 \times 10^{-3} \sqrt{\text{하중전달계수}}$

$\sigma'_v$  = 유효 수직응력

$z$  = 지표로부터의 깊이 (mm)

(6) Braja M. Das(1999)

$$Q_s = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^{L_1} \sigma'_v \tan \delta dz \quad (3.19)$$

여기서,  $Q_s$  = 말뚝의 주면마찰저항력

$D_s$  = 말뚝의 직경

$\phi$  = 흙의 내부마찰각 (deg)

$L_1$  = 주면마찰력 산정시 고려되는 말뚝의 길이

$\sigma'_v$  = 심도  $z$ 에서의 흙의 유효연직응력 ( $\sigma'_v$ 는  $15 D_s$ 의 심도까지는 증가하나 그 이상에서는 고정된 값을 사용한다)

$\delta$  = 말뚝과 흙 사이의 마찰각 (deg)

(7) Joseph E. Bowles (1996)

$$\sum Q_{si} = \sum K p_o \tan \delta (p' \Delta L) \quad (3.20)$$

여기서,  $\sum Q_{si}$  = 극한주면마찰력

$K$  = 현장타설말뚝의 횡방향 토압계수

$p_o$  =  $\Delta L$ 의 중간 높이에서의 평균 유효 상재 하중

$p'$  = 현장타설말뚝의 둘레 길이

$\delta$  =  $\phi$  (사질토에 설치된 현장타설말뚝의 경우)

$\Delta L$  = 말뚝의 구간별 길이

| Depth to base (m) | $K$ |
|-------------------|-----|
| $\leq 7.5$        | 0.7 |
| $7.5 < L \leq 12$ | 0.6 |
| $> 12$            | 0.5 |

### 3.3 암 반

(1) Canadian Geotechnical Society (1985)

암반에서 말뚝 선단의 극한지지력( $q_d$ )를 결정하는 방법으로는 공내재하시험 결과를 이용하는 것으로써 암반에 근입된 천공말뚝의 선단저항값을 다음과 같이 산정한다(Canadian Geotechnical Society, 1985).

$$q_d = K_b (p_1 - p_o) + \sigma_v \quad (3.21)$$

여기서,  $p_1$  = 공내재하시험으로부터 구한 한계 압력을 말뚝선단의 위쪽과 아래쪽으로 지름의 2배 거리에 걸쳐 평균한 값

$p_o$  = 말뚝선단 위치에서 측정된 정지수평토압

$\sigma_v$  = 말뚝선단 위치에서의 전체수직응력

$K_b$  = 소켓깊이에 대한 소켓지름의 비( $H_s/D_b$ )에 따른 무차원계수(표 3.3)

$H_s$  = 암반에 근입된 깊이

$D_b$  = 현장타설말뚝의 지름



표 3.3 소켓깊이와 소켓지름의 비에 따른 무차원계수,  $K_b$

|             |     |     |     |     |     |     |
|-------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $H_s / D_b$ | 0   | 1   | 2   | 3   | 5   | 7   |
| $K_b$       | 0.8 | 2.8 | 3.6 | 4.2 | 4.9 | 5.2 |

암반에 근입된 천공말뚝의 주변저항력은 다음과 같이 결정한다. 암반의 조건은 선단지지에서 거론된 것과 동일하다.

암의 일축압축강도가 280 psi 이하일 경우의 단위 주변저항력( $f_i$ )은 다음 식(Carter & Kulhawy, 1988)으로 구한다.

$$f_i = 0.15 q_u \quad (3.22)$$

여기서,  $q_u$ : 암의 일축압축강도 (psi)

만일 천공말뚝의 콘크리트의 일축압축강도와 암의 일축압축강도 중에 작은 쪽이 280 psi보다 큰 경우, 단위 주변저항력( $f_i$ )은 다음 식(Horvath & Kenney, 1979)으로 구한다.

$$f_i = 2.1 \sqrt{q_u} \quad (3.23)$$

여기서  $f_i$ 와  $q_u$ 의 단위는 psi이다.

(2) Peck, Hanson and Thornburn

암반에서의 허용지지력을 다음과 같이 나타내었다.

표 3.4 조인트된 암반의 허용접지압력,  $q_a$

| RQD | $q_a$ (t/ft <sup>2</sup> ) | $q_a$ (lb/in <sup>2</sup> ) |
|-----|----------------------------|-----------------------------|
| 100 | 300                        | 4170                        |
| 90  | 200                        | 2780                        |
| 75  | 120                        | 1660                        |
| 50  | 65                         | 970                         |
| 25  | 30                         | 410                         |
| 0   | 10                         | 140                         |

주) 만약 테이블의  $q_a$ 값이 암반 시편의 일축압축강도  $q_u$ 값보다 크다면, 일축압축강도값을 허용지지력으로 구한다( $q_a = q_u$ ).

#### 4. FHWA에서의 허용지지력

축하중을 받는 현장타설말뚝을 설계하기 위해서 여러 가지 사항을 고려해야 한다. 그러나, 가장 중요한 두 가지 고려 사항은 극한 하중(ultimate load)의 계산과 작용하는 하중하의 침하량을 계산하는 것이다. 고려해야 하는 여러 다른 요소는 다음과 같다.

- ① 하중의 크기와 성질 (횡방향 하중 포함)
- ② 지반의 층상구조와 지반 정수
- ③ 붕괴 하중(collapse load)의 계산 값 (편칭 파괴 혹은 과도한 침하량)
- ④ 바람직한 안전율 값

- ⑤ 상부 구조가 허용할 수 있는 전체 침하량 그리고 부등침하량
- ⑥ 기초의 장기 거동 (건설 재료 파괴에 대한 가능성도 포함)
- ⑦ 현장타설말뚝의 구조적 설계
- ⑧ 하중재하시험을 수행하는 장비의 효율성
- ⑨ 기초나 상부 구조의 진동에 대한 규제 사항
- ⑩ 미적인 고려

위의 고려 사항을 그림 4.1과 같이 나타낼 수 있다. 그림에서 두 개의 곡선이 있는데 하나는 점성토에, 다른 하나는 사질토에 대한 축하중과 침하량의 관계를 제공한다. 두 개의 곡선 다 작은 크기의 하중에 대해선 선형이고, 곡선의 초기 부분은 아주 작은 침하량을 보인다. 곡선의 초기 부분에서 하중이 제거된다면 어떤 영구 침하량이 거의 발생하지 않을 것이다. 영구 침하량(permanent settlement)은 하중의 크기가 증가함에 따라 증가할 것이다.

점성토에서 현장타설말뚝의 전형적인 하중 침하량 곡선을 그림에 보인 바와 같이 plunging 파괴를 나타내고 사질토에 대한 전형적인 곡선은 침하량이 점진적으로 증가함에 따라 파괴가 점진적으로 일어남을 알 수 있다. 하중-침하량 곡선으로부터 극한 하중을 정의하기 위해 여러 가지 방법이 제안되었지만, 이 책에서 사용된 절차는 점성토에 대해서는 plunging load를 사질토에 대해서는 선단 직경의 5%에 해당하는 임의의 침하량에서의 값을 사용하였다.

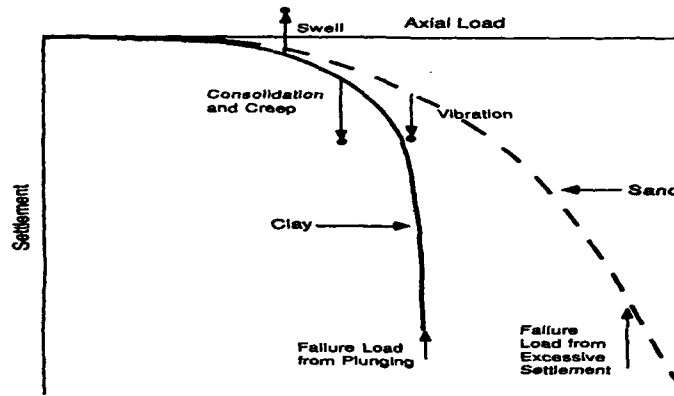


그림 4.1 축하중 하의 현장타설말뚝 설계에 대한 개념

위의 그림 4.1에서 설계자의 세심한 배려가 필요하다. 이 그림은 점성토의 팽창(swell)이나 압밀(consolidation) 그리고 크리프 거동과 사질토에서 진동 때문에 생기는 침하의 가능성을 모두 포함하고 있다.

#### 4.1 사질토 (Cohesionless Soil)

##### 1) 선단지지력 (End Bearing)

사질토를 굴착할 때 발생하는 응력이완(stress relaxation) 때문에, 굴착 저면의 사질토가 약간 느슨해지는 경향이 있다. 또한 침하가 일어날 때는 현장타설말뚝의 저면 아래의 사질토가 약간 조밀해진다.

현장타설말뚝 저면에서의 실험에 의해 구해진 하중-침하량 곡선(load-settlement curves)은 위의 개념과 잘 일치하는 양상을 보인다. 어떤 현장 시험에서는 말뚝 저면 직경의 15% 이상의 침하량이 발생할 때까지 하중이 증가한다. 이런 큰 침하량을 대부분의 구조물은 견딜 수 없기 때문에 조립토에서의 현장타설말뚝에 대한 극한지지력의 상한값을 재하시험에 의해 결정할 수 있다.

선단지지력  $q_b$ 의 값이 수정되지 않은 현장에서의 표준관입시험 계측치인  $N_{SPT}$ 의 함수로서 표 4.1에 나타나 있다.

표 4.1 사질토에 대한 선단지지력값

| $N_{SPT}$ | $q_b$ (t/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|---------------------------|
| 0~75      | 6.46 $N_{SPT}$            |
| 75이상      | 484                       |

그러나 큰 직경을 가진 현장타설말뚝에 대해서 식 (4.1)과 같이 표 4.1의 값을 줄여주어야 한다. 저면부의 직경이 127 cm 보다 클 때, 감소된 선단지지력( $q_{br}$ )은

$$q_{br} = \frac{127}{B_b} q_b \quad (4.1)$$

여기서,  $B_b$  = 현장타설말뚝의 저면 직경 (cm)

그러나 위의 식들을 국내 설계에 적용할 때는 일반적인 국내 표준관입시험의 타격 효율은 55 %이나, 리오테자네 이로 제 12회 ISSMF에서 최종안은 타격 효율을 60 %로 보정하도록 되어 있으며 미국도 이를 따르고 있다. 따라서 위의 식들을 이용하여 지지력을 구하고자 한다면 타격 효율을 보정하여  $N$ 치를 산정하고 이 보정된  $N$ 치를 이용하여 지지력을 구해야 한다.

표 4.1에서 저면 직경의 5 %의 침하량에서 선단지지력의 하중 전이의 극한값을 484 t/m<sup>2</sup>로 제안하였다. Florida의 현장에서의 저면 직경의 4 %에 해당하는 침하량에서 624 t/m<sup>2</sup>의 값이 관측되어졌다(Owens and Reese, 1982).

## 2) 주변마찰력 (Side Friction)

사질토의 전단강도는 입자와 그 배열의 특징에 따라 내부마찰각에 의해 연관지어질 수 있다. 점착력은 0으로 가정되어진다. 콘크리트와 지반 사이의 접촉면에서의 마찰각은 지반 자체의 마찰각과는 다르다. 현장타설말뚝이 아래로 밀 때 주변마찰력은 접촉면에서의 연직 유효 상재 하중과 접촉면 마찰각과 밀접한 관계를 가진다.

굴착이 종료되었을 때 현장타설말뚝과 주변 지반 사이의 접촉면에서의 연직 응력은 상대적으로 낮을 것이다. 따라서 시공 절차와 콘크리트의 성질의 콘크리트-지반 접촉면에서의 횡방향 응력에 큰 영향을 미칠 것이다. 더욱이, 접촉면 주위 지반의 내부 마찰각은 시공의 세부 사항에 의해 영향을 받을 것이다. 이런 관점에서 볼 때, 주변마찰력의 하중 전이를 계산하는 방법은 이론적인 합리성 이외에도 현장 실험의 결과에 의해 구해야 한다.

설계를 위해서 아래 식들이 제안되었다.

$$f_{sz} = K \sigma'_z \tan \phi_c \quad (4.2)$$

여기서,  $f_{sz}$  = 깊이  $z$ 에서의 사질토의 주변마찰력

$K$  = 횡방향 압력계수(lateral pressure coefficient)와 상관계수 (correlation factor)를 결합한 변수

$\sigma'_z$  = 깊이  $z$ 에서의 지반의 연직 유효 응력

$\phi_c$  = 콘크리트와 지반의 접촉면의 마찰각

식 (4.2)이 계산에서 사용될 수도 있지만, 만약  $K$ 와  $\tan \phi_c$ 가 결합된다면 보다 간단한 형태인 식 (4.3)가 될 것이다.

$$f_{sz} = \beta \sigma'_z \leq 21.5 \text{ t/m}^2 \quad (4.3)$$

여기서,  $\beta = K \tan \phi_c$

식 (4.3)의 주변마찰력의 상한치는 이론적인 극한값이 아니라 실험에 의해 측정된 최대의 값이다(Owens and Reese, 1982).  $\beta$ 는 사질토에 설치된 소구경 현장타설말뚝의 하중 전이를 다룬 O'Neill과 Reese(1978)의 제안에 의한 것이다. 여기서  $\beta$ 에 대해서는 다음과 같은 값을 제안하였다.

(1) 모래 (sands)

$$N_{60} \geq 15 \text{ 일 때, } \beta = 1.5 - 0.245z^{0.5}, \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (4.4)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 일 때, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245z^{0.5}), \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (4.5)$$

(2) 자갈질모래 또는 자갈 (gravelly sands or gravels)

$$N_{60} \geq 15 \text{ 일 때, } \beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}, \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.8 \quad (4.6)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 일 때, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (2.0 - 0.15z^{0.75}), \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.8$$

여기서,  $z$  = 지표면 아래의 깊이 (m)

$N_{60}$  = 표준관입시험에서 타격효율에 의해 보정한 해머 타격횟수

$\beta$ 값은 내부마찰각( $\phi$ )에 무관한데 천공과 응력 이완이 보어홀 벽면의 사질토 내에서 큰 전단 변형율을 유발시키고 사질토의 내부마찰각이 한계 상태에 해당하는 어떤 특정 값으로 수렴하기 때문이다. 따라서  $\beta$ 값은 횡방향 압력 계수  $K$ 에 따라 선형적으로 변하며 실험에 의해 지반이나 콘크리트의  $\beta$ 값이 깊이에 따라 감소함을 알았다. 실험과 계산에서 구해진 현장타설말뚝의 지지력을 비교해 본 결과  $\beta$ 값은 잘 일치하거나 약간 보수적인 경향을 보였다.

3) 단기침하량 (Short-term Settlement)

현장타설말뚝에 실험을 통해 얻어진 결과를 분석하여 하중 전이를 단기침하량의 함수로 나타내었다. 그림 4.2은 주변마찰력의 하중 전이를, 그림 4.3은 선단지지의 하중 전이를 나타낸다.

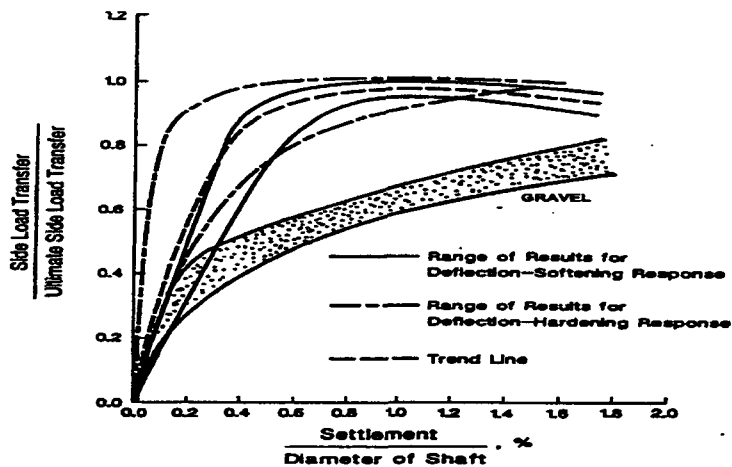


그림 4.2 사질토에서의 현장타설말뚝에 대한 정규화된 주변마찰력과 침하량 사이의 하중 전이 메커니즘

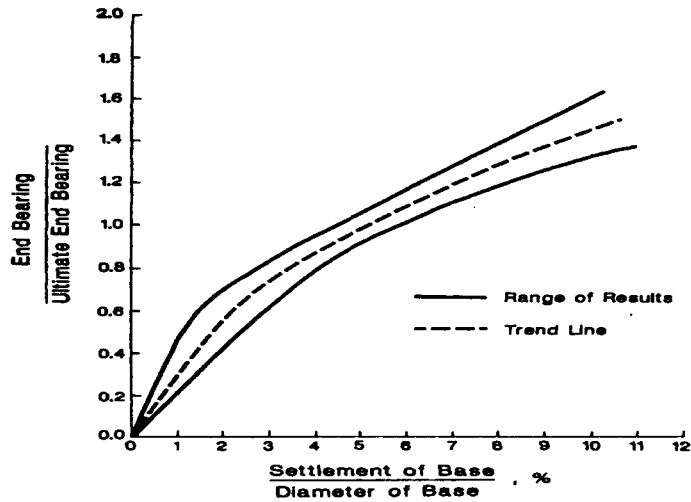


그림 4.3 사질토에서의 현장타설말뚝에 대한 정규화된  
선단지지력과 침하량 사이의 하중 전이 메커니즘

이 곡선들은 전체 침하량이나 부등 침하량이 설계에 문제가 될 때 엔지니어에게 좋은 지침서가 될 수 있다. 일반적으로 이 곡선을 이용하는 경우, 적절한 안전율이 사용될 때 단기 침하량이 2.54 cm보다 작은 값으로 한정 될 것이다.

여러 현장시험에 대한 선단지지의 하중 전이에 대한 곡선에서 극한 단위 선단지지력(ultimate unit end bearing)을 정의하는데 사용되는 값인 선단부 직경 5%위의 변위에서 침하량에 따라 하중이 증가하는 것을 보여준다. 설계를 할 때 엔지니어는 이 사실을 고려해야한다.

## 4.2 점성토 (Cohesive Soil)

### 1) 선단지지력 (End Bearing)

점성토에서 비배수 전단강도를 이용한 깊은기초의 선단지지력의 계산은 주변마찰력을 계산하는 것보다 불확실성이 적다.

Skempton(1951)을 위시한 여러 연구자들은 상당히 신뢰성 있는 공식을 개발하였다. 그리고 이런 Skempton의 공식은 일반적인 저부 파괴(general base failure)가 일어나는 곳에 설치된 현장타설말뚝의 여러 실험 결과로부터 상당한 정확성 하에서 검증을 거쳤다. 포화된 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 선단지지력  $q_b$ 는 식 (4.7)과 같다.

$$q_b = N_c c_{ub}, \quad q_b \leq 430.6 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (4.7)$$

$$\text{여기서, } N_c = 6.0[1 + 0.2(L/B_b)], \quad N_c \leq 9_b \quad (4.8)$$

$c_{ub}$  = 점성토의 평균 비배수 전단강도(선단부  $1D$  (여기서,  $D$ 는 말뚝의 직경)에서  $2D$  깊이에 걸쳐서 구해진 평균적인 값, 그러나 전단강도 값이 깊이에 따라 많이 변할 경우에는 공학자의 판단이 요구된다)

$L$  = 관입깊이

$B_b$  = 말뚝 저면부의 직경

식 (4.7)에서의  $q_b$ 의 상한값은 어떤 이론적인 값이 아니라 단지 점성토에서 측정된 선단지지력의 상한값이다 (Engeling and Reese, 1974). 만약 설계자가 이 상한값보다 큰 선단 지지력 값을 사용하고자 한다면 반드시 재시험을 수행하여야 한다.

2) 주면마찰력 (Side Friction)

점성토에 설치된 현장타설말뚝의 주면마찰력을 계산하는 기본적인 방법은  $\alpha$  법이다. 점성토의 비배수 전단강도,  $c_{uz}$ 를 이용하여 지표면 아래 깊이  $z$ 에서의 하중 전이값은 식 (4.9)을 이용하여 구한다.

$$f_{sz} = \alpha_z c_{uz} \tag{4.9}$$

여기서,  $f_{sz}$  = 깊이  $z$ 에서의 주면마찰력의 하중 전이값

$c_{uz}$  = 깊이  $z$ 에서의 비배수 전단강도

$\alpha_z$  = 깊이  $z$ 에 따라 변하는 경험 계수

현장타설말뚝에 대한 재하시험 결과  $\alpha_z$ 는 일정한 값이 아니고 깊이에 따라 변하는 값을 알았다. 표 4.2은 현재 설계에 쓰이고 있는  $\alpha_z$ 값을 나타내고 있다. 그림 4.4는  $\alpha_z$ 가 0으로 가정된 구간을 보여주고 있다.

표 4.2 점성토에 설치된 현장타설말뚝에서의  $\alpha$  값

| 위 | 치                             | $\alpha_z$ | $f_{sz}$ 의 상한값 |                     |
|---|-------------------------------|------------|----------------|---------------------|
|   |                               |            | (tsf)          | (t/m <sup>2</sup> ) |
|   | 지표면에서 현장타설말뚝을 따라 1.5 m 깊이까지   | 0          | -              | -                   |
|   | 저면으로부터 1D 혹은 벨(bell)의 상단부의 1D | 0          | -              | -                   |
|   | 위의 두 위치를 제외한 현장 타설 말뚝의 모든 점   | 0.55       | 2.75           | 29.6                |

\* 현장 타설 말뚝이 팽창성 점토에 설치되거나 횡하중에 의해 지표면의 처짐이 있을 때는 깊이 1.5 m 기준에 대해서는 수정시켜 적용시켜야 한다.

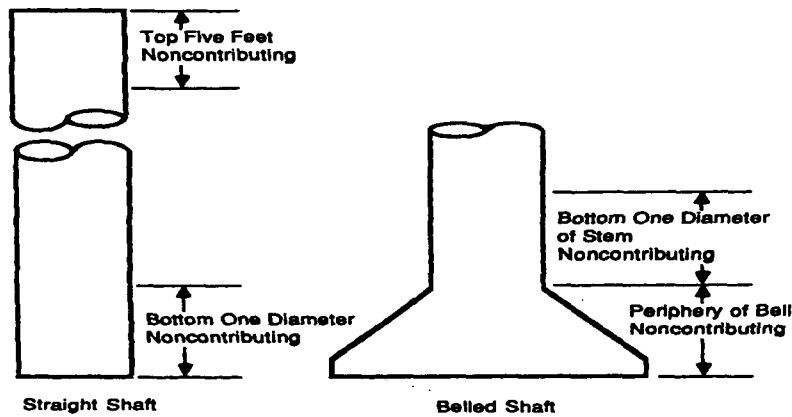


그림 4.4 주면마찰력을 계산할 때 고려되지 않은 영역

3) 단기 침하량 (Short-term Settlement)

주면마찰력과 선단지지력을 침하량의 함수로 나타내기 위해서 많은 시험을 수행하였다. 이러한 여러 경우의 결과가 주면마찰력에 대해서는 그림 4.5에 선단지지에 대해서는 그림 4.6에 나타나 있다.

이 곡선은 전체 침하량이나 부등 침하량이 너무 커 보이는 경우 허용 하중을 산정하고 단기 침하량을 계산하는데 설계자에게 매우 유용하다. 주면마찰력의 하중 전이 메커니즘에 관해서, 이 곡선의 결과들이 특정 깊이에서 측

정된 것이며 현장타설말뚝의 탄성압축량도 고려했음에 주의해야 한다. 길이가 상대적으로 짧은 현장타설말뚝에 대해서, 탄성압축량은 말뚝의 거동에 거의 영향을 미치지 않는다. 그러나 상대적으로 길이가 긴 현장타설말뚝에 대해서, 엔지니어는 현장말뚝 두부의 침하량을 계산하는데 탄성압축량을 고려해야 할 것이다.

장기 거동 하중에 대한 침하량은 압밀 이론을 통해 부지별로 계산되어야 하며 일반화 시킬 수는 없다. 여하튼, 점성토가 매우 과압밀된 여러 현장에서는 장기 침하량이 중요하지는 않을 것이다. 현장타설말뚝은 압밀에 의한 침하량이 중요한 요소인 정규압밀점토에서는 잘 시공되지 않는다.

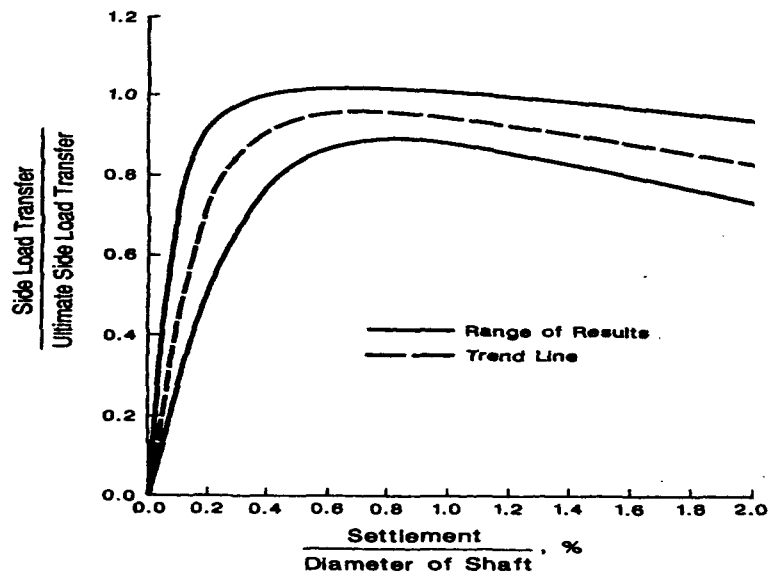


그림 4.5 점성토에서의 현장타설말뚝에 대한 정규화된 주면마찰력과 침하량 사이의 하중 전이 메커니즘

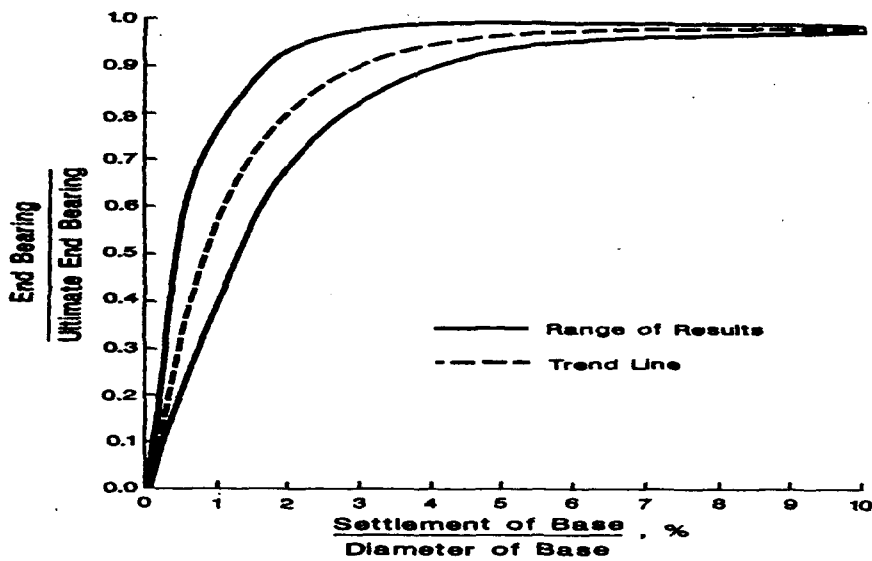


그림 4.6 점성토에서의 현장타설말뚝에 대한 정규화된 선단지지력과 침하량 사이의 하중 전이 메커니즘

### 4.3 해석과 시험결과와의 비교 검토

많은 재하 시험의 결과가 문헌에 기록되어 있다. 이런 데이터들을 통해서 설계식을 통해서 구한 결과와 실측치를 비교할 수 있다.

그림 4.7은 현장이나 실내시험에서 구한 전단강도를 구한 경우 해석과 시험의 결과를 비교한 것이다. 점성토 지반에 대해서 21개의 시험들이 수행되었다. 그림에서 결과들이 25 % 보수적이거나(즉 계산된 값이 실험치보다 작은 경우) 또는 25 % 과다 산정(즉 계산된 값이 실험치보다 큰 경우)된 영역의 값임을 알 수 있다. 즉, 해석치와 현장에서 구한 값들이 상당히 잘 일치함을 알 수 있다.

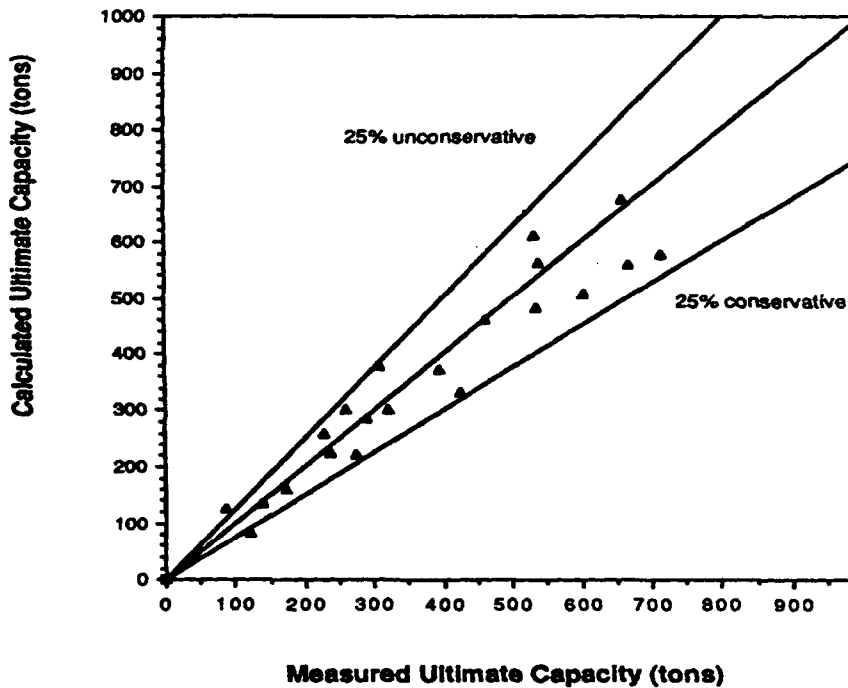


그림 4.7 실내와 현장시험에서 지반의 전단강도를 구할 경우 해석값과 실험치와의 비교

그림 4.8은 전단강도를 동적관입시험(dynamic penetration test)의 관입치(blow count)에 연관시키거나 실내시험의 결과와 연관시키는 경우의 해석치와 실측치와의 비교를 나타낸다. 어떤 경우, 점성토에서는 단지 표준관입시험의 결과만이 유효하다.

그림 4.8에 보인 바와 같이, 하나의 시험에서 나온 결과는 unconservative side, 여섯 개의 시험은 good agreement, 그리고 다른 13개의 시험은 conservative side이다. 따라서 그림 4.8에서 제안된  $\beta$  값도 보수적인 값으로 볼 수 있다. 이런 과소 평가는 조립토에서의 cementation과 유동 콘크리트의 횡압력을 예측하기가 어렵기 때문에 바람직하다.



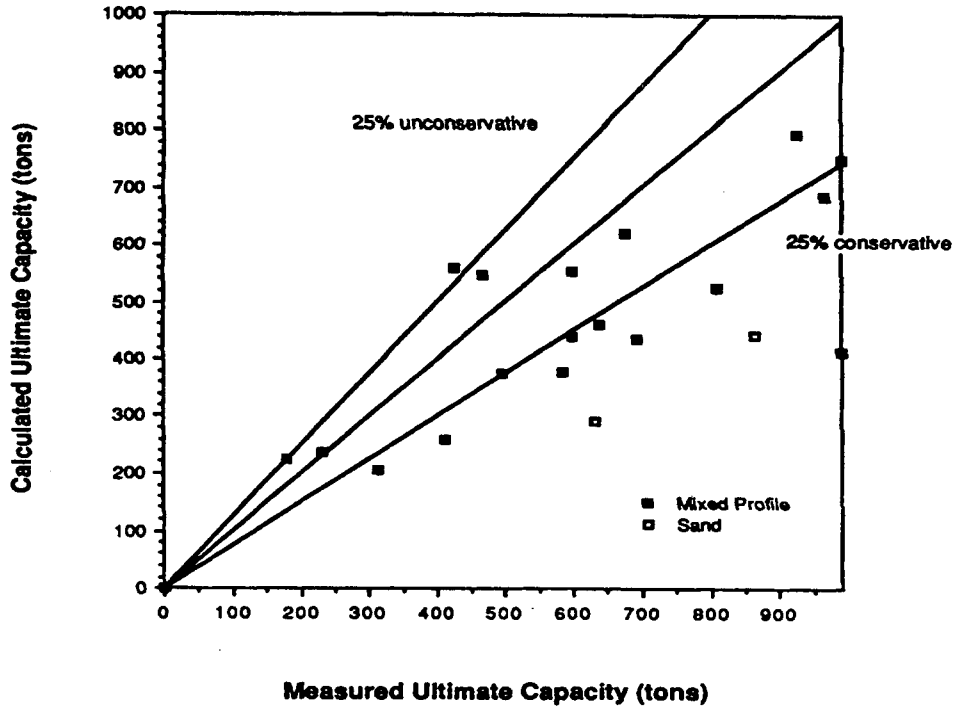


그림 4.8 모래지반(2 tests)과 다층지반(18 tests)에서의 해석값과 실험치와의 비교

모든 시험 결과에 대해 분석한 결과가 그림 4.9에 나타나 있다. 점성토의 전단강도가 어떤 허용값 이내에 들 때 해석법의 결과는 훌륭한 결과를 제공한다. 모래와 다층지반에서 동적콘관입시험으로 토질정수를 구한 결과는 일반적으로 보수적이다.

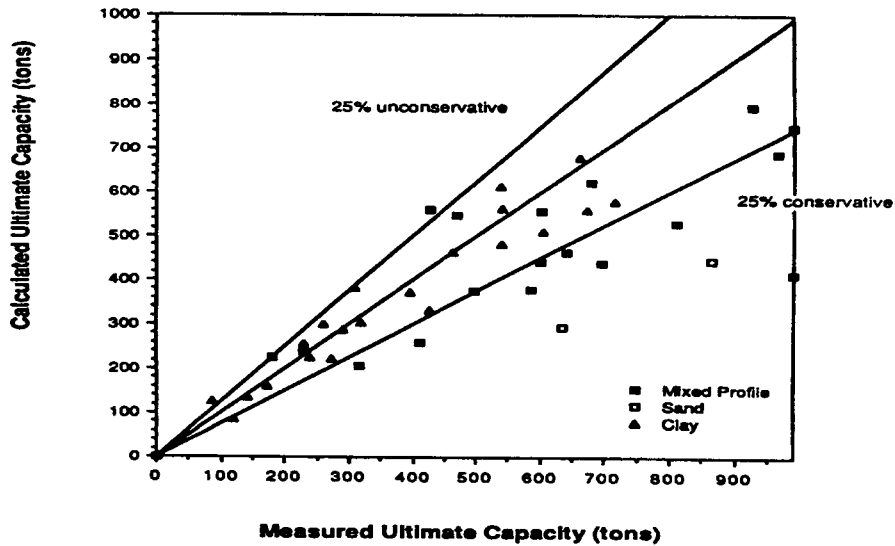


그림 4.9 모든 시험(41 tests)에서의 해석값과 실험치와의 비교

어떤 특정 지역에서 현장타설말뚝 설계시 합당한 안전율을 선택하기 위해서는 다음의 사항을 고려해야 한다.

- 1) 현장에서의 하중재하시험은 조심스럽게 행해져야 한다.
- 2) 여러 현장에서 재하시험을 바탕으로 많은 연구가 이루어지고 있으므로, 새로운 결과를 설계에 도입하여 적용할 수 있다.

- 3) 현장의 규모가 작아 재하시험을 하지 않는 경우, 소수의 현장타설말뚝 시공시에는 안전율을 보수적으로 선택한다.
- 4) 다수의 현장타설말뚝 시공시에는 한번 또는 그 이상의 재하시험을 실시해야 한다. 또한 비용분석을 통해 재하시험으로 얻어지는 잠재적인 비용절감효과(예, 안전율 감소)를 산출함으로써 재하시험의 실효성을 알 수 있다.

#### 4.4 암반

국내의 경우 현장타설말뚝은 기반암층에 대부분 지지되므로 그 해석을 위해 암반의 하중전이 함수를 개발해 내는 것이 필요하다. FHWA에서는 여러 재하시험의 결과를 이용하여 설계 방법을 다음과 같은 절차로 제안하였다.

**STEP 1.** 적절한 주면마찰력을 이용하여 주어진 축방향 하중에 대해서 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 관입 깊이를 구한다.

Horvath와 Kenney(1979)는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력의 하중 전이에 관한 광범위한 연구를 수행하였다. 아래의 식은 “best fit”곡선과 잘 일치하였다.

$$f_s = 2.5(q_u)^{0.5} \quad (4.10)$$

여기서,  $f_s$  = 극한 주면마찰력 (psi)

$q_u$  = 암반이나 콘크리트 중에서 작은 일축압축강도 (psi)

Carter와 Kulhawy(1987)도 또한 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 연구를 수행하여 연약암반(weak rock)에 대해서 다음의 식을 제안하였다.

$$f_s = 0.15q_u \quad (4.11)$$

일축압축강도 280 psi까지는 식 (4.11)를 이용하여 주면마찰력을 구하고 일축압축강도 값이 280 psi보다 클 경우에는 식 (4.10)을 사용하도록 제안하였다.

FHWA에서 주어진  $f_s$ 에 대한 식들을 설계에 적용하기 위해서, 일축압축강도가 250 psi이상인 지반 재료를 암반(rock)이라 정의하였다. 또 점성토는 일축압축강도가 56 psi와 같거나 작은 경우의 지반 재료로 정의한다. 암반과 점성토 사이의 중간적 성질의 재료(intermediate geomaterials)의 경우 주면마찰력은 점성토의 주면마찰력 56 psi와 암반의 주면마찰력 280 psi 사이의 보간(interpolation)값을 사용한다.

**STEP 2.** 전체 하중이 현장타설말뚝의 저부에 걸린다고 가정해서 선단지지를 일으키기 위한 침하량에 탄성 수축량(Elastic Shortening)을 더함으로써 현장타설말뚝 두부의 침하량을 계산한다(안정축 설계).

현장타설말뚝의 치수와 콘크리트의 강성을 이용하여 현장타설말뚝의 탄성 수축량(Elastic Shortening)  $\rho_c$ 를 다음과 같이 계산하였다.

$$\rho_c = \frac{Q_{ST}L}{AE_c} \quad (4.12)$$

여기서,  $L$  = 소켓(socket)의 관입 깊이

$Q_{ST}$  = 소켓(socket) 두부의 하중

$A$  = 소켓(socket)의 단면적

$E_c$  = 철근의 보강(steel reinforcement) 효과를 고려한 소켓(socket) 내의 콘크리트의 등가 탄성 계수

암반이 탄성적으로 거동할 것이라 가정할 때의 현장타설말뚝 저부의 침하량(settlement)을 다음 식으로 구한다.

$$w = \frac{Q_{ST}I_p}{B_b E_m} \quad (4.13)$$

여기서,  $w$  = 현장타설말뚝 저부의 침하량

$Q_{ST}$  = 소켓(socket) 두부의 하중

- $I_p$  = 영향계수
- $B_b$  = 현장타설말뚝의 직경
- $E_m$  = 현장 암반의 탄성계수
- $E_c$  = 콘크리트의 탄성계수

그림 4.10 (Donald et al., 1980)을 이용하여  $I_p$ 의 값을 구한다.

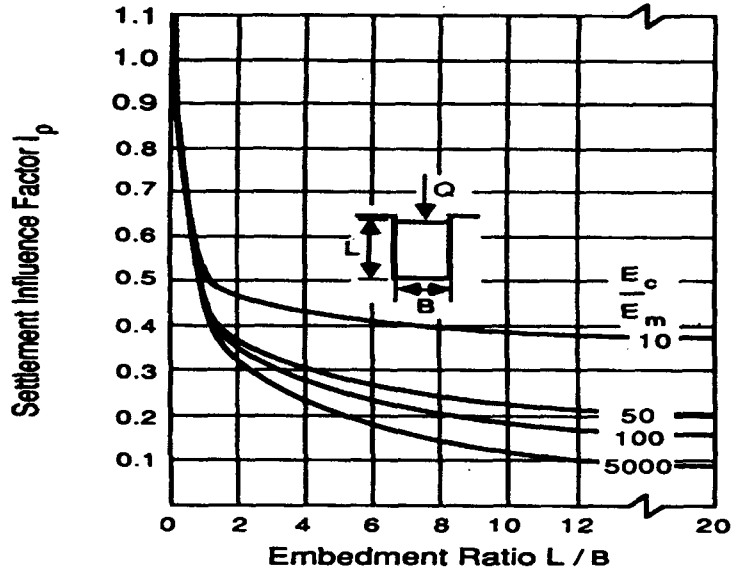


그림 4.10 탄성 침하 영향계수  $I_p$   
(after Donald, Sloan and Chiu, 1980)

STEP 3. STEP 2에서 계산된 침하량이 약 1 cm보다 작다면 주변마찰력이 지배적이어서 기초의 저면에 이르는 하중이 거의 없다.

STEP 4. STEP 2에서 계산된 침하량이 약 1 cm보다 크면, 근입된 부분 중 주변의 접합이 깨어져서 선단지지가 지배적이 된다.

암반에서의 선단지지는 Canadian Geological Society(1978)에서 제안된 다음 식에 의해서 계산된다.

$$q_b = K_{sp} q_u \quad (4.14)$$

$$K_{sp} = \frac{9 + \frac{3C_s}{B_b}}{10(1 + 300\delta/C_s)^{0.5}} \quad (4.15)$$

여기서,  $q_b$  = 극한 선단지지력

$K_{sp}$  = 절리의 불연속면에 관계된 경험계수

$q_u$  = rock core의 평균 일축압축강도

$C_s$  = 절리의 간격

$\delta$  = 개별 절리의 두께

$B_b$  = 소켓의 직경

식 (4.14)은 절리 간격이 30.5 cm 이상, 절리의 두께가 0.5 cm보다 작고 기초의 폭이 30.5 cm보다 큰 경우의 암반에 유용하다.

## 참 고 문 헌

- 1) 대한토목학회(1996), 도로교표준시방서, 제IV편 하부구조편, 제 9장.
- 2) 한국지반공학회(1997), 구조물 기초 설계기준, 제 4장.
- 3) 한국지반공학회(1997), 현장타설말뚝의 조사, 설계, 시공 제 7장
- 4) 대한토목학회(2001), 도로교설계기준 해설, 제 5장.
- 5) 박연홍 (1998), "충격반향기법을 이용한 깊은 기초의 건전도 평가", 한국과학기술원 토목공학과 석사학위 논문.
- 6) 우제윤 (1995), "비파괴 시험기법을 이용한 지반조사와 토건구조물의 안전진단 및 품질관리: 비파괴 시험기술을 이용한 현장타설 말뚝의 품질관리", 한국지반공학회 전문가 초청 학술 세미나.
- 7) Bowles, J. E.(1996), *Foundation Analysis and Design*, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York, pp. 1065-1070.
- 8) Canadian Geotechnical Society(1985), *Canadian Foundation Engineering Manual*, 2nd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa, 456 pp.
- 9) Cater, J. P., and Kulhawy, F. H.(1987), "Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock," *Research Report 1493-4*, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York, January.
- 10) Das, B. M.(1999), *Principles of Foundation Engineering*, Fourth Edition, Books/Cole, pp. 683-702.
- 11) Engeling, D., and Reese, L. C.(1974), "Behavior of Three Instrumented Drilled Shafts under Short Term Axial Loading," *Research Report No. 176-3*, Project 3-5-72-176, conducted for the Texas Highway Department, in cooperation with the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, May, 116 pp.
- 12) Horvath, R. G., and Kenny, T. C.(1979), "Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers," in *Proceedings*, Symposium on Deep Foundations (Fuller, ed.), ASCE, Atlanta, October, pp. 182-214.
- 13) O'Neill, M. W., and Reese, L. C.(1978), "Load Transfer in a Slender Drilled Pier in Sand," American Society of Civil Engineers, ASCE Spring Convention and Exposition, Pittsburgh, Pennsylvania, Preprint 3141, April, 30 pp.