부천대학교 토목과

기 초 공 학

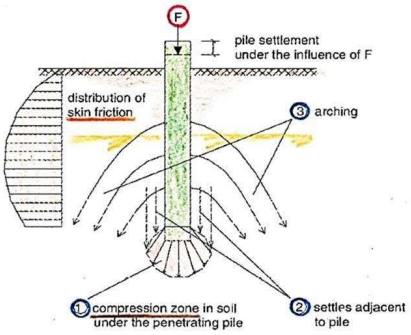
조 성 하 (토질 및 기초 기술사)
(shacho88@gmail.com / 010-5351-1751)

제5장 말뚝 기초

5.1 개 요

5.1.1 말뚝기초의 정의

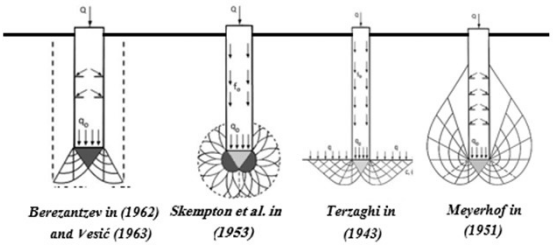
- 지표 근처의 지반이 지지층으로 부적당할 때 구조물의 하중을 상대적으로 깊은 지지층에 전달하기 위한 수단으로 사용되는 기초
- 말뚝 근입깊이 (D_f)가 3m 이상 또는 직경의 3배 이상

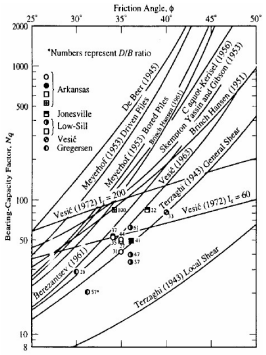


5.1 개 요

5.1.1 말뚝기초의 정의

- 말뚝 선단부 쐐기 형태 파괴에 이은 주변 지반으로 응력 확대
- 말뚝 깊이가 직경의 4배 이상(L/d>4)일 때에는 일반적으로 펀칭 파괴가 발생
- 선단부의 지지력 특성과 주변 지반의 마찰저항 발휘 정도에 따라 하중 전달 체계가 달라짐



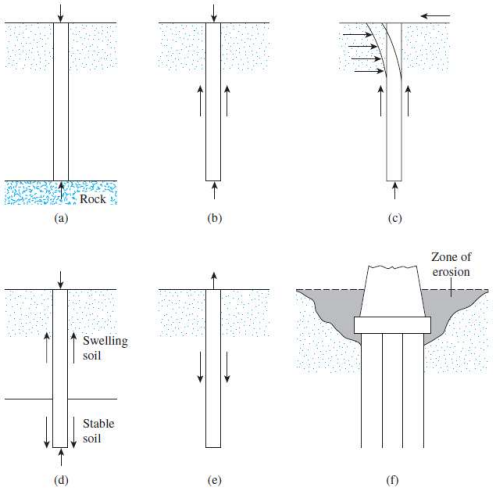


선단부 강도에 따른 N_q

5.1 개 요

5.1.1 말뚝기초의 정의

a. 느슨 또는 연약한 지층을 통과하여 견고한 지지층에 관입된 경우(선단지지)
b. 선단부가 견고하지 못해 관입 지층의 마찰저항으로 지지(마찰지지)
c. 수평하중이 작용되는 경우
d. 팽창성 지반이 상부에 위치하여 마찰지지 방향이 반대로 작용하는 경우
e. 상향력(인발하중, 수압 등)을 받는 말뚝기초
f. 교량기초와 같이 상부지층이 세굴될 수 있는 경우



말뚝 기초 재하 조건(Vesic, 1977)

5

5.1.2 말뚝기초의 종류

재질에 의한 말뚝기초 분류

- 기성말뚝
  - 강말뚝
    - 강관말뚝
    - H형강말뚝
  - 콘크리트말뚝
    - 제작방법 : RC말뚝, PC말뚝, PHC말뚝
    - 성형모양 : 삼각, 사각, 육각, 원형말뚝
  - 합성말뚝
    - SC말뚝 (콘크리트강관합성말뚝)
    - 강관합성말뚝
- 현장타설 콘크리트말뚝

시공법에 의한 깊은 기초 분류

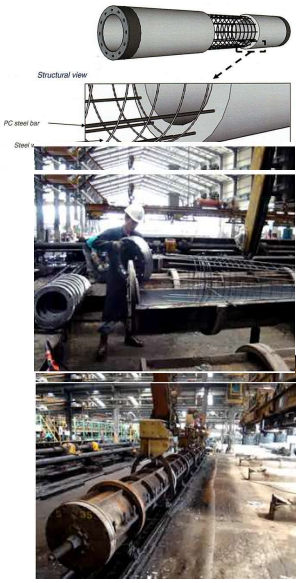
- 말뚝기초공법
  - 타입말뚝
    - 직타공법
    - 선굴착후 직타공법
  - 매입말뚝
    - SIP공법, SAIP공법, PRD공법, COREX공법
  - 현장타설 콘크리트말뚝
    - 대구경공법 – All-Casing공법, RCD공법, Earth-Drill공법, Barette 말뚝공법
    - 소구경공법 – Omega공법, Fundex공법, Atlas공법, CIP,

6

5.1.2 말뚝기초의 종류

해설 표 5.2.1 PHC 말뚝의 장기 허용압축하중(2008)

직경 (mm)	두께 (mm)	단면적 (m^2)	구분	유효 프리스트레싱 (MPa)	허용 축하중 (kN)	비고
350	60	0.0547	A종	4.2	900	
			B종	7.8	920	
			C종	9.9	910	
400	65	0.0684	A종	4.2	1,120	
			B종	7.9	1,150	
			C종	10.4	1,130	
450	70	0.0836	A종	4.2	1,370	콘크리트 압축강도(MPa) : A종 : 80 B · C종 : 85
			B종	8.2	1,410	
			C종	10.4	1,380	
500	80	0.1056	A종	4.2	1,730	
			B종	7.8	1,780	
			C종	10.0	1,750	콘크리트 허용압축응력 (MPa): A종 : 20 B · C종 : 21.3
600	90	0.1442	A종	4.1	2,360	
			B종	7.9	2,430	
			C종	10.2	2,390	
700	100	0.1885	A종	4.2	3,090	
			B종	8.2	3,180	
			C종	10.3	3,120	
800	110	0.2385	A종	4.2	3,910	
			B종	8.2	4,020	
			C종	10.4	3,950	

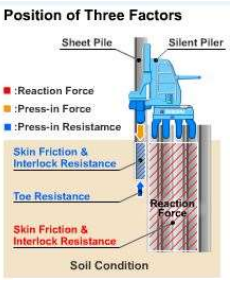


말뚝 시공법

(a) 타입(driven) 말뚝

(b) 매입(pre-boring) 말뚝

(c) 현장타설(cast in situ) 말뚝

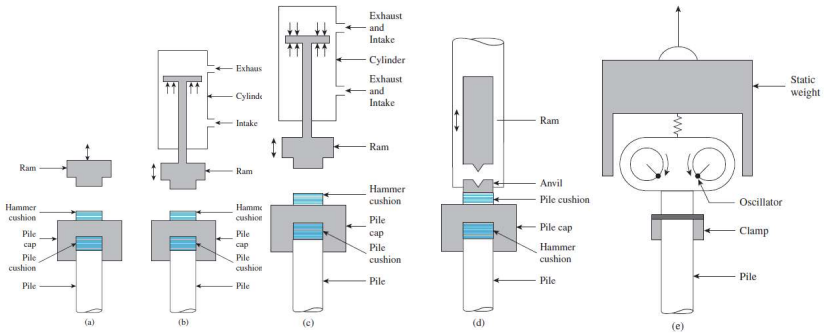


(d) 관입(penetration) 말뚝

타입공법의 특징

공법	장점	단점	시공관리 난이도	특징
타입말뚝	• 시공이 유리하다 • 개개의 지지력을 체크할 수 있다 • 동일직경의 말뚝에서는 지지력이 가장 크다	• 진동 소음이 크다 • 대구경 말뚝의 시공이 어렵다	비교적 용이하다	• 지반이 경사진 경우, 말뚝의 파손, 구부러짐이 생긴다 • 선단폐쇄 말뚝에는 리바운드가 큰 비중(세사 · 실트)을 차지하므로 관입이 곤란하다 • 전석층 또는 호박돌층이 있는 지반에서는 말뚝이 파손될 가능성이 있다

(a) Drop Hammer
(b) 단동(Single acting)햄머
(c) 복동 햄머
(d) 디젤 햄머
(e) 진동 햄머

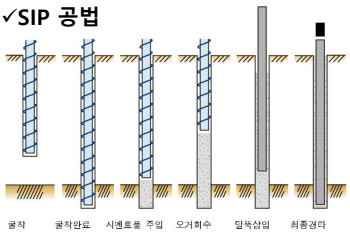


9

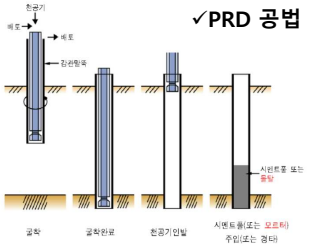
매입공법의 특징

공법	장점	단점	시공관리 난이도	특징
매입말뚝	• 진동 소음이 비교적 적다 • 작은 직경부터 큰 직경(1 m 전후)까지 시공 가능하다	• 시공방법과 시공자에 의한 지지력의 차이가 크다 • Slurry의 처리가 곤란하다 • 비교적 새로운 공법으로 숙련자가 적다 • 단위면적당 지지력이 작다 • 지반조건에 따른 시공방법을 바꿀 필요가 있다	어렵다	• 피압수를 가진 모래층에서는 보일링 발생 가능성이 있다 • 전석층 또는 호박돌층이 있는 지반에서는 굴착에 시간이 걸리며 시공이 불가능한 경우도 많다

✓SIP 공법



✓PRD 공법



10

현장타설공법의 특징

공법	장점	단점	시공관리 난이도	특징
현장타설 콘크리트말뚝	• 진동 소음이 비교적 적다 • 큰 직경 말뚝의 시공이 가능하다 • 말뚝길이 변경이 용이하다	• 시공자에 의한 품질 차이가 크다 • 단위면적당 지지력이 작다 • Slurry의 처리가 곤란하다 • 말뚝체에 결손이 발생할 수가 있다 • 지반조건에 따른 시공방법을 바꿀 필요가 생긴다	어렵다	• 피압수를 가진 모래층에서는 보일링 발생 가능성이 있다 • 수위가 낮은 모래자갈층에서는 Slurry가 유출하여 공벽이 붕괴될 수 있다 • 경사진 지반에서는 말뚝이 휠 수 있다 • 전석층, 호박돌이 있는 지반에서는 굴착에 시간이 걸린다 • 지하수류가 있는 지반에서는 시멘트풀이 유출될 수 있다

11

현장타설공법

12

시공방법에 따른 매입말뚝과 현장타설 콘크리트말뚝공법의 특징

공법	시공방법	장점	단점
SIP공법 (Soil-cement Injected Precast)	• 오거로 굴착하고 오거인발 후 말뚝을 삽입하고 최종 항타하거나 선단고정액 주입 후 말뚝을 삽입하는 공법이다	• 소음, 진동을 줄일 수 있다	• 지반이 불량할 경우 공벽 붕괴가 있을 수 있다 • 시멘트 함량에 따라 지지력 편차가 있을 수 있다
SAIP공법 (Special Auger and Soil-cement Injected Precast)	• SIP공법을 보완하여 자갈층, 모래층에서 공벽붕괴를 방지하기 위해 큰 직경의 강관케이싱에 나선형 비트를 부착해 굴착하고 시멘트풀 주입 후 케이싱 내부로 말뚝을 설치하는 공법이다	• 소음, 진동을 줄일 수 있다 • 붕괴성 지반에 적용성이 크다	• 케이싱 인발 시 불완전한 선단부 조성 가능성이 있다 • 말뚝의 수직도 유지 문제를 고려해야 한다
PRD공법 (Percussion Rotary Drill)	• 강관말뚝선단에 비트를 부착하고 강관 내부의 관내토를 제거하면서 회전에 의해 설치하는 말뚝기초공법이다	• 굴착 중 공벽붕괴가 없다 • 큰 자갈지반에 적합하다	• 강관말뚝만 가능한 시공법이다
COREX공법	• 연속날개가 아닌 교반 날개로 굴착하고 공벽붕괴를 막기 위해 굴착액을 주입하고 선단부와 주면부 고정액을 주입한 후 말뚝을 회전사키면서 설치하는 공법이다	• 소음, 진동을 해결 할 수 있다 • 지지력 비교적 양호하다	• 말뚝선단위치, 고정액 품질관리에 따라 지지력의 편차가 생길 수 있다
All-Casing 공법	• 케이싱을 360도 회전에 의해 설치하고 해머그래브로 굴착 후 철근망 삽입과 콘크리트타설로 말뚝을 형성하는 공법이다	• 암반층에 적용성이 크다 • 공벽붕괴가 없다	• 장비가 대형이다 • 공사비가 비싼 편이다

13

시공방법에 따른 매입말뚝과 현장타설 콘크리트말뚝공법의 특징

공법	시공방법	장점	단점
RCD공법 (Reverse Circulation Drill)	• 정수압으로 공벽을 유지하면서 지반을 굴착하고 파이프를 통해 굴착토를 배출하고 철근망 삽입과 콘크리트를 타설하여 말뚝을 형성하는 공법이다	• 토사, 암반굴착이 모두 가능하다 • 수상 시공 및 장대말뚝시공이 가능하다	• 굴착 중 보일링, 히빙, 공벽 붕괴의 우려가 있다
Earth-Drill 공법	• 슬러리액으로 공벽을 유지하면서 earth drill로 굴착하고 철근망 삽입과 콘크리트를 타설하여 말뚝을 형성하는 공법이다	-	• earth drill이 가능한 지반에만 시공이 가능해 호박돌, 암반층의 시공은 곤란하다
Omega공법	• 중공부가 있는 오거를 사용하여 지지층까지 굴착한 후 오거중공부로 콘크리트 주입하면서 오거를 인발하는 공법이다	• 최종항타가 불필요하다 • 말뚝길이에 유연히 대처할 수 있다	• 시공경험이 많지 않다
CIP공법 (Cast in Place)	• 소구경 현장타설말뚝으로 오거나 시추기로 천공하고 철근 삽입 후 콘크리트를 타설하는 공법이다	• 다른 소구경현장타설말뚝공법인 MIP, PIP공법보다 지지력이 상대적으로 크다	• 공벽붕괴 및 슬라임처리에 주의 해야 한다

14

5.2 설계 일반

- 말뚝의 허용 지지력은 말뚝재료의 허용하중과 지반의 허용 지지력을 각각 계산 후 이 두 가지 값을 비교하여 작은 값 이하
- 말뚝의 축방향 변위는 상부 구조물의 허용 변위량 이내
- 말뚝재료의 허용하중에 상당하는 지반조건까지 말뚝을 시공하여 말뚝재료를 최대한 활용

축방향 허용지지력, $q_{all} \leq$ min. of (말뚝재료의 허용하중, 지반의 허용지지력)

축방향 변위(침하), $\delta \leq$ 상부 구조물의 허용변위량

15

5.2.1 말뚝본체의 축방향 허용압축하중

❖ **기성콘크리트 말뚝의 장기 허용압축하중**
- RC말뚝 : 콘크리트 압축강도의 최대 25%
- PC, PHC말뚝 : 350~800mm 생산, 허용축하중 900~4,000kN
- 장경비, 이음에 대한 지지하중 감소 고려

❖ **강말뚝**
- 허용압축응력(SKK400-140MPa, SKK490-190MPa, SKK590-235MPa)에 유효단면적을 곱한 값
- 장경비, 이음에 대한 지지하중 감소 고려
- 해상말뚝인 경우 최소 2mm(1년 0.02mm 100년 고려), 육상 최소 1mm 고려

❖ **현장타설말뚝**
- 콘크리트와 보강재로 구분하여 허용압축하중 산정
- 콘크리트는 압축강도의 최대 25%(≤8.5MPa), 보강재는 항복강도의 40%

16

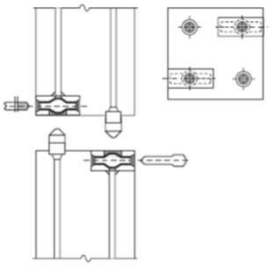
5.2.2 말뚝본체의 허용압축하중 산정 시 고려사항

1. 말뚝이음에 따른 영향

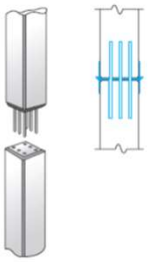
- 강말뚝 및 기성말뚝 등은 운반 등의 이유 때문에 공장에서 충분한 길이의 말뚝 제작 불가
- 이음부의 위·아래 말뚝의 접촉면이 불균질하고 변화에 의한 응력집중의 가능성
- 철물의 부식, 휨 강성의 감소 및 이음부에서 휨거동 발생

이음방법	용접이음	볼트식이음	충전식이음
감 소 율	5%/개소	10%/개소	최초 2개소 20%/개소 3개소 째 30%/개소

(a) 용접 이음



(b) 볼트식 이음



(c)충전식 이음

말뚝이음

2. 세장비(장경비)에 따른 영향

- 세장비가 커질 경우 편심 혹은 휨이 일어날 가능성
- 장대 말뚝은 타입 시 타격에너지가 크게 되어 말뚝재질에 손상을 입히기 쉬움
- 현장타설콘크리트말뚝은 말뚝이 길면 콘크리트 단면 및 품질의 균질성 등 여러 요인이 말뚝 허용응력의 감소요인

$$\mu = \mu_1 + \mu_2$$

$$\mu_1 = (L/D - n)$$

$$\mu_2 = m \times 5 \quad \text{: 용접이음의 경우}$$

$$= m \times 10 \quad \text{: 볼트이음의 경우}$$

말 뚝 종 류	n	세장비의 상한값*
RC말뚝	70	90
PC말뚝	80	105
PHC말뚝	85	110
강관말뚝	100	130
현장타설 콘크리트말뚝	60	80

* 주 : 세장비에 의한 말뚝재료의 허용응력 감소를 감안하더라도, 세장비의 상한값 이상의 긴말뚝은 설계하지 않는 것이 좋다.

여기서, μ = 재료허용 하중감소율(%)

μ_1 = 세장비에 의한 말뚝의 허용응력 감소율(%)

μ_2 = 현장용접이음에 대한 감소율(%)

L / D = 말뚝길이/말뚝직경=세장비

n = 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/D의 상한값

m = 이음 개수

예제) 말뚝기초의 허용 설계하중

외경이 0.35m, 두께가 0.06m, 길이가 30m인 PC말뚝이 있다. 말뚝 본체의 재료 허용하중이 12500kN/m²이고, 근입된 지반의 허용지지력이 650kN/m²이라고 할 때, 말뚝의 축방향 설계하중은 얼마인가? 단 말뚝 1본은 15m이고 용접으로 이어진다.

풀이)

1) 말뚝의 선단 단면적 $A_b = \frac{\pi}{4}(0.35^2 - 0.23^2) = 0.05m^2$

2) 재료의 허용하중 감소율 $\mu = \mu_1 + \mu_2$

세장비에 의한 감소율 $\mu_1 = \left(\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{D}} - \mathrm{n}\right) = \frac{30}{0.35} - 80 = 5.7\%$

이음에 대한 감소율 $\mu_2 = 5\%$ (용접 이음)

재료의 허용응력이 10.7% 감소하므로 $\sigma_{allow} = 12500 \times 0.05 \times (1 - 0.107) = 558\ kN/m^2$

따라서 지반의 허용지지력 650kN/m²보다 말뚝 재료의 허용 하중이 더 작으므로 허용 설계하중은 558kN/m²

19

5.2.3 지반의 축방향 허용압축지지력

- ✓ **정적지지력 공식, 원위치 시험값 활용법, 파동이론 분석법, 항타공식에 의한 방법, 정동적 재하시험에 의한 방법**
- ✓ **지반의 극한지지력 산정 방법의 한계**
  - 말뚝지지력 산정을 위하여 개발된 각종 이론적, 경험적 방법들은 많이 있으나, 이중에서 모든 지반조건에 사용할 수 있는 범용성 있는 것은 없음
  - 말뚝을 항타공법(pile driving method)으로 시공하는 경우, 말뚝재료-지반-시공장비의 3가지 조건으로 결정되는 항타시공관입성(driveability)을 필수적으로 고려
  - 파동이론 분석(wave motion analysis)을 제외한 항타공식을 이용하는 방법 등에서는 이를 고려할 수 없으며 따라서 실제 말뚝의 지지력과는 차이가 있을 수밖에 없음
  - 파동이론 분석을 실시할 경우 말뚝의 항타시공관입성을 검토할 수 있기 때문에 다른 방법들에 비하면 신뢰도가 높은 것은 사실이지만, 항타장비효율의 가변성 문제와 시간 경과에 따른 말뚝지지력 변화 문제는 해결할 수 없어 실제 말뚝지지력과는 차이가 있음
  - 매입말뚝 공법의 경우 굴착공벽붕괴여부 및 그로 인한 선단지지력 변화와 시멘트풀 주입효과로 기대할 수 있는 주면마찰력 값은 실제 시공을 하지 않고서는 예측이 거의 불가능함
  - 현장타설 콘크리트말뚝에서 소켓팅부의 주면마찰력 산정에 관한 각종 제안식들 및 선단지지력 산정공식들의 경우, 공식에 따라 그 변화폭이 10배 이상 차이가 남

20

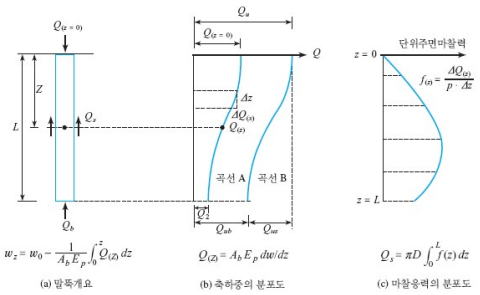
5.3 단독말뚝의 축하중 지지력과 침하

5.3.1 하중전이기구

- 지지력(bearing capacity)이란 말뚝체에 작용하는 하중이 주변지반으로 전이(transfer)되는 능력을 말하며 이는 말뚝-지반의 상호작용(pile-soil interaction)과 말뚝이 근입된 지반의 특성에 따라 결정
- 말뚝은 상부 하중이 작용함에 따라 주변지반에 대해 상대적인 침하가 발생되며, 이와 같은 말뚝의 하향 움직임은 말뚝선단에서의 선단지지력과 말뚝 주면에서 주면마찰력으로 나타남

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)}$$

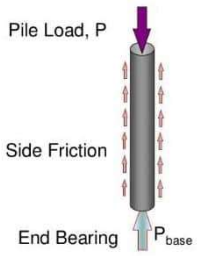
여기서, p = 말뚝 단면의 둘레(perimeter)길이
$f_{(z)}$ = 단위면적당 주면마찰력
Δz = 두 지점간의 전이된 마찰저항
$\Delta Q_{(z)}$ = 두 점의 하중차

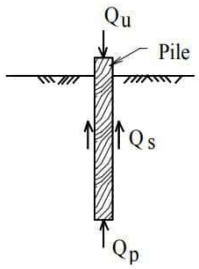


5.3.2 정역학적 지지력

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + f_s A_s$$

여기서, Q_u = 극한지지력
Q_b, Q_p = 선단지지력
Q_s = 주면마찰력
q_b = 단위면적당 극한선단지지력
f_s = 단위면적당 극한주면마찰력
A_b = 말뚝선단부 단면적
A_s = 말뚝의 주면면적





$Q_u = Q_p + Q_s$

1. 사질토 지반의 선단지지력

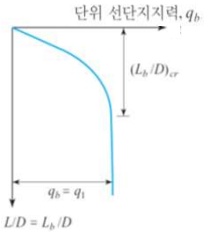
Meyerhof(1976)의 사질토 지반(c=0)에 설치된 말뚝의 선단지지력식 제안

균질한 사질토 지반에 설치된 말뚝의 단위 선단 지지력(q_b)는 말뚝 폭(D)에 대한 지지층 근입깊이(L_b)의 비가 클 수록 증가하여 임계근입비$(L_b/D)_{cr}$일때 최대값에 도달

$$Q_b = A_b q_b = A_b q' N_q^* \le A_b q_l$$ 여기서, $q_l = 50 N_q^* \tan\phi \, (kN/m^2)$

ϕ = 지지층 흙의 마찰각

N_q^* = 지지력 계수

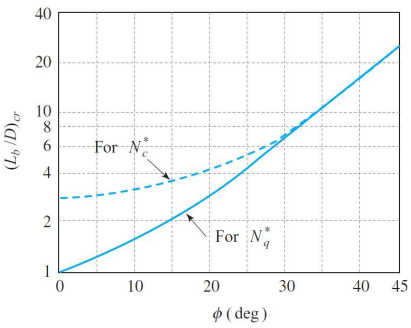


균질한 지반에서
단위 선단 지지력 변화 양상

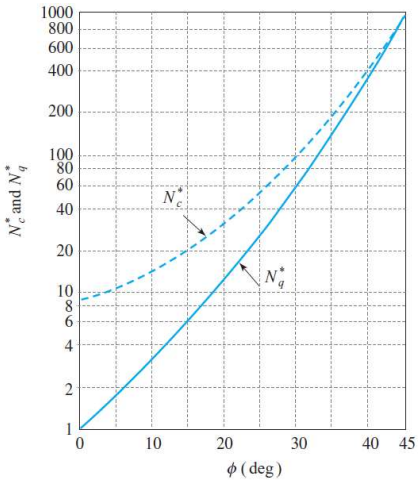
① 흙의 마찰각(Φ)을 결정
② 말뚝의 근입비 L_b/D 를 결정
③ 그림에서 $(L_b/D)_{cr}$ 을 결정
④ 그림에서 $[L_b/D]/[(L_b/D)_{cr}]$를 사용하여 N^*_q산정
⑤ 과정 ④에서 계산된 N_q^* 값을 사용하여 위 식으로 Q_b를 산정

Φ(°)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N^*_q (타입말뚝)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N^*_q (현타말뚝)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

23



흙의 마찰각에 따른 $(L_b/D)_{cr}$ 분포
(Meyerhof, 1976)

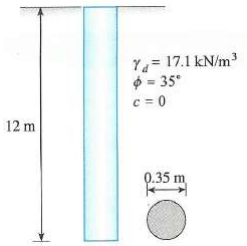


흙의 마찰각에 따른 N_c^* 과 N_p^* 최대값의 분포
(Meyerhof, 1976)

24

예제) 말뚝기초의 극한 지지력

외경이 0.35m, 길이가 12m인 말뚝이 균질한 사질토 지반($c = 0$)에 타입되어 있다. Meyerhof 방법으로 말뚝의 극한 지지력을 산정하라. 단 사질토의 건조단위 체적중량은 17.1 kN/m³이다.



풀이)

$(L_b/D)_{cr} \fallingdotseq 10$ $(L_b/D) = \left(\frac{12}{0.35}\right) = 34.3 > (L_b/D)_{cr}$ 이므로 $N_q \fallingdotseq 120$

$A_b = \pi \times D^2/4 = \pi \times 0.35^2/4 = 0.096\text{m}^2$

$q' = \gamma \times L = (17.1)(12) = 205.2\ kN/m^2$

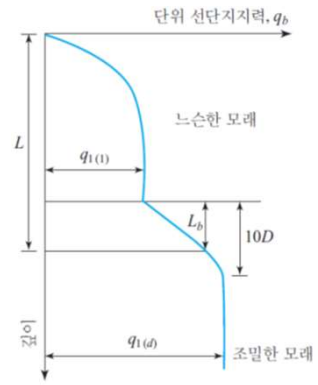
$Q_b = A_b q' N_q^* = (0.096)(205.2)(120) = 2363.9\ kN$

$Q_b = A_b q_b = A_b q' N_q^* \le A_b q_l = A_b(50N_q^*)tan\phi = (0.096)(50 \times 120)(tan35) = 403.3\ kN$

$\therefore\ Q_b = 403.3\ kN$

- Meyerhof(1976)는 느슨한 모래층을 관통하여 조밀한 층에 선단지지되는 말뚝의 단위 선단지지력을 산정

$$q_b = q_{l(l)} + \frac{[q_{l(d)} - q_{l(l)}]L_b}{10D} \le q_{l(d)}$$



층을 이룬 모래층에서의 단위 선단 저항력의 변화

여기서, $q_{l(l)}$ = 느슨한 모래의 최대값과 Ø값을 사용한 한계 단위 선단지지력

$q_{l(d)}$ = 조밀한 모래의 최대값과 Ø값을 사용한 한계 단위 선단지지력

L = 말뚝길이

D = 말뚝직경

L_b = 조밀한 모래층으로의 근입 깊이

- Vesic(1977)은 공동팽창이론(cavity expansion theory)에 기초하여 현장시험결과를 토대로 말뚝선단이 말뚝직경의 10~25% 정도의 상대변위가 발생되어야 극한선단지지력이 발현

2. 점성토 지반의 선단지지력

비배수 조건($\Phi=0 \rightarrow N^*_c=9,\ N^*_q=0$)에서 포화된 점성토 지반에 선단부가 위치한 말뚝의 경우

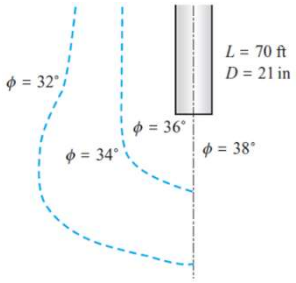
$$q_b = 9c_u$$

여기서, c_u= 비배수 점착력

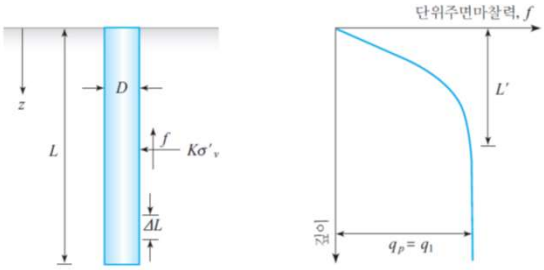
27

• 주면마찰력 Q_s

1. 사질토 지반
   - 타입말뚝에서는 말뚝 타입에 의한 진동이 말뚝 근처 흙의 밀도를 증가시킴(Meyerhof,1961)
   - 말뚝 둘레의 사질토가 조밀해진 부분은 말뚝 직경의 약 2.5배 정도
   - 동일한 깊이에서의 단위주면마찰력 : 천공식·분사식 말뚝 < 타입말뚝



타입말뚝 주변 사질토의
다짐현상 (Meyerhof, 1961)



사질토 지반에 근입된 말뚝의 단위 주면마찰력

28

- 한계 깊이 L'까지는 말뚝의 단위 주면마찰력이 거의 선형적으로 증가
- 한계 깊이 L'은 말뚝직경(D)의 15~20배 정도
- δ=(0.5~0.8)Φ 범위 내에서 선정

$$f = K\sigma'_v \tan\delta \qquad (0 \sim L') \qquad\qquad f = f_{z=L'} \qquad (L' \sim L)$$

여기서 K = 유효토압계수

σ'_v = 고려하는 깊이에서의 유효연직응력

δ = 지반-말뚝간 마찰각

해설 표 5.2.7 말뚝주면마찰력 산정을 위한 토압계수 K_s

말뚝 형태	K_s	
	느슨한 모래	촘촘한 모래
타입 H말뚝	0.5	1.0
타입치환말뚝	1.0	1.5
타입치환 쐐기형말뚝	1.5	2.0
타입사수말뚝	0.4	0.9
굴착말뚝($B \leq 1500$mm)	0.7	

해설 표 5.2.8 말뚝표면과 흙의 마찰각 δ(Aas, 1966)

말뚝 재료	δ
강말뚝	20°
콘크리트말뚝	$(3/4)\phi$
나무말뚝	$(3/4)\phi$

2. 점성토 지반

1) α method

- Tomlinson(1971)이 제안
- 말뚝의 단위면적당 극한 주면마찰력은 지반의 비배수전단강도에 비례한다는 개념

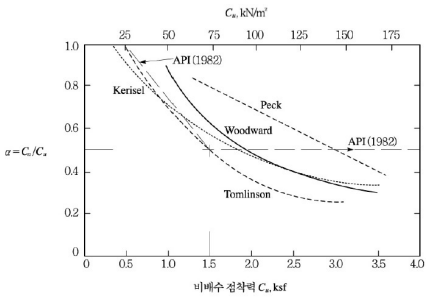
$$f_s = c_\alpha = \alpha c_u$$

여기서, c_u = 점성토 지반의 비배수 점착력

c_α = 말뚝과 지반간의 단위면적당 부착력

α = 경험적 부착력계수

f_s = 단위면적당 극한 주면마찰력



해설 그림 5.2.2 타입말뚝의 부착력 계수 α

2) β method (Burland,1973)

- 주면마찰력 산정방법들의 상대오차를 최소화하기 위하여 유효응력으로 표현되는 점성토와 사질토의 주면마찰력 산정
- 말뚝이 포화된 점성토 지반에 타입되면 주변 흙의 간극수압이 증가
- 정규압밀점토의 과잉간극수압은 점차 소산
- 말뚝의 단위 면적당 주면마찰력을 재성형된 상태(c=0)에서의 점토의 유효강도정수를 사용

$$f_s = \beta\sigma'_v = K\tan\phi_R\sigma'_v$$

여기서, σ'_v = 주면마찰력을 계산하는 위치에서의 유효연직응력

K = 횡방향 토압계수

ϕ_R = 재성형된 점토의 배수마찰각

31

β	흙의 종류
0.02	역청재로 코팅된 말뚝
0.05	벤토나이트로 채운 말뚝
0.20	세립의 연약지반 혹은 유기질 지반에 타입된 말뚝 개단말뚝에서는 0.15 적용
0.15	세립의 연약지반 혹은 유기질 지반에 굴착 타설된 말뚝
0.10	세립의 연약지반 혹은 유기질 지반에 타설된 말뚝 (케이싱 존재)
0.20	세립의 단단한 ~ 매우 단단한 지반에 타설된 말뚝
0.15	세립의 단단한 ~ 매우 단단한 지반에 타설된 말뚝(케이싱 존재)
0.10	세립의 예민(sensitive)한 지반에 타입된 말뚝
0.35	느슨한 모래, 자갈층
0.45	중간정도 조밀한 모래, 자갈층
0.5~1	매우 조밀한 모래, 자갈층

추천 β 값(NCHRP, 1996)

말뚝 및 실험	K
H형 말뚝	1.4~1.9
강관말뚝	1.2~1.3
기성콘크리트 말뚝(정사각형)	1.45~1.6
나무말뚝	1.25
인발시험	0.4~0.9

추천 K값 (Mansur, Hunt, 1970)

32

5.3.3 표준관입저항치 N값에 의한 말뚝의 축방향 극한지지력

1. 타입말뚝

- Meyerhof(1976)는 균질한 사질토 지반에서 SPT와 CPT의 경험적인 관계로부터 말뚝 선단부근의 N값을 이용하여 **선단지지력** 공식 제안

$$q_0 = 40N(\frac{L_b}{D})(kPa) \le 400N(kPa)$$

여기서, N =말뚝 선단부 상부 8D, 하부 3D의 평균 N값

- Meyerhorf(1959,1960)는 SPT의 N값과 단위주면마찰력 관계로부터 극한주면마찰력 산정식 제안

$$f = 2\overline{N}'(kPa) \le 100(kPa)$$

여기서, $\overline{N}'$ =말뚝이 관입된 사질토 지반의 평균 N값 (수정한 N값)

33

5.3.3 표준관입저항치 N값에 의한 말뚝의 축방향 극한지지력

2. 매입말뚝과 현장타설 말뚝

해설 표 5.2.9 매입말뚝 및 현장타설 콘크리트말뚝의 지지력 산정방법

구분	단위면적당 극한선단지지력 q_p(kN/m²)	단위면적당 극한주면마찰력 f_s(kN/m²)	비고
매입말뚝	$200N(\le 12,000)$(사질토) $6c_u(\le 12,000)$(점성토)	$2.5N(N \le 50)$(사질토) $0.8c_u(c_u \le 125)$(점성토)	도로교설계기준해설 (2008) 및 건축기초구조설계 기준(2005)
	$250N(N \le 60)$	$2.0N_s$(사질토) $5.0q_u$(점성토)	주택공사, 말뚝기초 설계개선지침(2008)
현장타설 콘크리트 말뚝	$57.4N$(미보정 $N \le 75$) 4309.2(미보정 $N > 75$) (극한값 또는 선단 직경의 5% 침하량에서의 값)	$f_s = \beta\sigma_v'$ (미보정 $N \ge 15$) $\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{Z}$, $0.25 < \beta < 1.20$ Z, σ_v'은 각각 임의토층 중앙부 위치의 깊이 및 유효응력, f_s의 한계값은 200kPa	O'Neill & Reese(1999)
	$q_p = 100\overline{N}$(사질토) $\overline{N}$: 말뚝선단에서 아래로 D, 위로 D 사이의 평균 N값 (D : 말뚝지름) $q_p = 6c_u$(점성토)	$f_s = 3.3N$ (상한 N=50)(사질토) $f_c = c_u$ (상한 c_u =1000)(점성토)	건축기초 구조설계지침 (일본건축학회, 2004)
	N : SPT N값, c_u : 비배수전단강도(kPa), q_u : 일축압축강도(kPa)		

34

말뚝 기초 지지력 산정 예

1. 설계조건

적용시추공	설계하중(kN/본)	파일규격	말뚝상단 Level FH,m	말뚝선단 Level FH,m	
H-1	1900	PHC Φ600	75.35	61.45	L=13.9

2. 말뚝재료의 허용지지력 검토

1) 말뚝재료의 허용응력 검토

▌Φ600 PHC Pile의 허용압축하중 : 2360 kN/본 (한국 원심력콘크리트공업 협동조합, 2008)

▌말뚝이음에 의한 지지하중 감소에 대한 검토 (구조물 기초설계기준 해설, 한국지반공학회 P.299~300)

이음방법	용접이음	볼트식이음	충전식이음	※ 단, 말뚝을 타입하지 않고 미리 구멍을 뚫고 받은 경우에는 말뚝이음
감소율	5%/개소	10%/개소	최초 2개소 20%/개소	부의 손상이 없기 때문에 허용하중을 반으로 줄일 수 있다. 그러나
			3개소째 30%/개소	본 현장의 경우 최종 경타 방식이므로 타입공법과 동일하게 적용.

∴ 말뚝길이가 13.9 m 이므로, 말뚝의 개수는 1 개 이며, 이음부분의 감소율은 0.0% 이다.

▌장경비에 의한 지지하중 감소에 대한 검토 (구조물 기초설계기준 해설, 한국지반공학회 P.300~301)

$$\mu = \frac{L}{d} - n$$

μ : 장경비에 의한 말뚝의 허용응력 감소율 (%)

말뚝종류	n	장경비의 상한계	L/d : 말뚝길이 / 말뚝직경 = 장경비
PHC Pile	85	110	n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d의 상한값

∴ L : 13.9 m d : 600 mm n : 85 이므로, μ = 0.0% 이다.

2) 말뚝재료의 허용지지력

말뚝재료의 허용지지력 = 말뚝재료의 허용응력 - 말뚝이음에 의한 지지하중 감소 - 장경비에 의한 지지하중 감소

= 2360 - (2360 × 0.00) - (2360 × 0.0) = 2360 kN/본

35

말뚝 기초 지지력 산정 예

3. 지반의 허용지지력 검토

$$Q_a = [\, 250 \cdot N \cdot A_d + U \times \sum(L_i \cdot f_i) \,] \div Fs$$

Q_a : 지반의 허용지지력 (kN/본)

N : 말뚝 선단하부 1D, 상부 4D의 평균 N값

A_d : 말뚝 선단면적 (m^2)

U : 말뚝의 둘레길이 (m)

L_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께(m)

f_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝길이 (m)	말뚝선단지반 N값	q_d / N	q_d (kN/m^2)	A_d (m^2)	U (m)	최대주면마찰력 fi (kN/m^2)				
						퇴적층A	퇴적층B	풍화토A	풍화토B	풍화암
13.9	60	250	15000.0	0.283	1.885	0.0	22.0	42.0	94.0	100.0
						지층별 심도 Li (m)				
						퇴적층A	퇴적층B	풍화토A	풍화토B	풍화암
						0.00	1.20	5.00	7.00	0.50

Q_u = [250 · N · A_d + U × ∑(L_i · f_i)]

= 15000 x 0.283

+ [(0 x 0.0) + (22 x 1.2) + (42 x 5.0) +(94 x 7.0) +(100 x 0.5)] x 1.885

= 4245.0 + 1780.1 = 6025.1 kN

Q_a = Qu / Fs = 6025.1 / 3 = 2008 kN/본

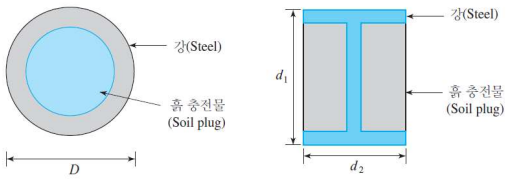
4. 검 토 결 과

말뚝종류	말뚝시공법	설계하중(kN/본)	말뚝길이(m)	허용지지력(kN/본) 재료	허용지지력(kN/본) 지반	검토결과
PHC Φ600	천공후경타	1900.0	13.9 m	2360.0	2008.0	O.K

36

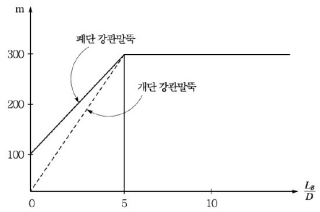
5.3.4 극한선단지지력 산정시 폐색효과

- 개단 말뚝이 지반에 타입될 때 말뚝의 선단부가 막힌 것과 흡사한 효과를 발휘하기 때문이며 이를 개단 말뚝의 폐색효과(plugging effect)라 함
- 개단 강관말뚝이나 H형 강말뚝이 지지층 속으로 직경의 5배 이상 관입된 경우에는 말뚝의 단면적 A_b나 둘레길이 p를 계산할 때 패쇄면적을 고려함



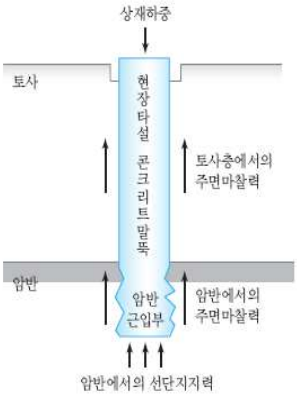
(a) 개관 말뚝 단면 (b) H형 말뚝 단면

강말뚝의 선단부의 흙마개



해설 그림 5.2.4 지지층 내의 근입비와 극한선단지지력의 관계

5.3.5 암반에 근입된 말뚝의 극한지지력



암반에 근입된 말뚝기초

- 암반에 근입된 말뚝 설계 시, 토사층 주면마찰력은 무시
- 극한지지력=(암반층) 주면마찰력+선단지지력

$$f_{maz} = (2.3 \sim 3)\sqrt{q_u} \qquad D>40cm$$

$$f_{maz} = (3 \sim 4)\sqrt{q_u} \qquad D<40cm$$

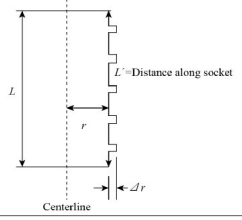
q_u=암석의 일축압축강도

- 현장타설말뚝은 극한지지력을 발현하기 위해서 다른 공법에 비해 더 큰 주면과 선단변위량이 요구

$$Q_a = \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{5}\right) q_u A_b$$

5.3.5 암반에 근입된 말뚝의 극한지지력

해설 표 5.2.11 암반에 근입된 현장타설 콘크리트말뚝의 극한지지력

구분	제안자	경험식
단위 면적당 선단 지지력	Rowe and Armitage(1987)	$q_p = 2.7q_u$
	Zhang and Einstein(1998)	$q_p = 4.83q_u^{0.51}(\mathrm{MPa})$
	Canadian Foundation Engineering Manual (2006)	$q_p = 3q_u K_{sp} d$ $K_{sp} = \dfrac{3 + s_d/D}{10\sqrt{1 + 300\, t_d/s_d}}$ 공내재하시험의 한계압 이용 $q_p = K_b(p_l - p_0) + \sigma_v$
단위 면적당 주면 마찰력	NAVFAC(1982)	$f_s(\mathrm{kPa}) = (6.0 - 7.9) f_w'^{0.5}$: 말뚝직경>400mm $f_s(\mathrm{kPa}) = (7.9 - 10.5) f_w'^{0.5}$: 말뚝직경<400mm
	FHWA(1999)	$f_s = 0.65 p_a \left(\dfrac{q_u}{p_a}\right)^{0.5} \le 0.65 p_a \left(\dfrac{f_c'}{p_a}\right)^{0.5}$: 매끈한 소켓 $f_s = 0.8\left[\dfrac{\Delta r}{r}\left(\dfrac{L'}{L}\right)\right]^{0.45} q_u$: 거친 소켓 
	Canadian Foundation Engineering Manual (2006)	$f_s = \mu p_a \left(\dfrac{q_u}{p_a}\right)^{0.5}$, $f_s = 0.05 f_c'$

주) q_u : 암석의 일축압축강도, p_a : 대기압, f_w' : 암석과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값,
f_c' : 콘크리트 28일 압축 강도, μ : 마찰계수(매끈한 소켓=0.63, 중간 소켓=1.42, 거친소켓=1.9)

39

5.3.6 침하량 산정

1. 단독말뚝의 침하량

- Vesic(1997)은 단독말뚝의 두부 침하량(S)에 대해 3가지의 침하 요소로 구분하여 반 경험적인 산정식을 제안

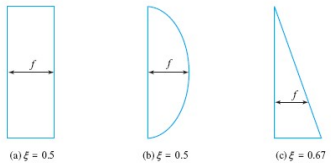
$$S_t = S_s + S_b + S_{bs}$$

여기서, S_s, S_b, S_{bs}= 말뚝의 탄성변형량, 선단전이하중에 의한 선단침하량, 주면전이하중에 의한 선단침하량

- 탄성변형에 의한 침하량, S_s (Vesic, 1977)

$$S_s = \frac{(Q_{wb} + \xi Q_{ws})L}{A_b E_p}$$

여기서,
Q_{wb} = 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단하중
Q_{ws} = 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면하중의 합
L = 말뚝길이, A_b = 말뚝의 단면적, E_p = 말뚝의 탄성계수,
ξ = 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수



주면전이하중의 분포 형상에 따른 ξ (Vesic, 1997)

40

- 선단전이하중에 의한 선단침하량, S_b (Vesic, 1977)

$$S_b = \frac{q_{wb} D}{E_s}(1-\nu^2) I_{wb}$$

여기서, q_{wb}=사용하중 작용시의 단위선단저항력

D= 말뚝직경, E_s= 선단지반의 탄성계수

ν_s= 선단지반의 포아송비

I_{wb}=영향계수(연성기초: 0.5, 강성기초: 0.78정도의 범위)

- 주면전이하중에 의한 말뚝 선단의 침하량, S_{bs}

$$S_{bs} = \left(\frac{Q_{ws}}{C_p L}\right)\frac{D}{E_s}(1-\nu_s^2) I_{ws}$$

여기서, C_p=말뚝의 주면장

I_{ws}=영향계수$(2+0.35\sqrt{L/D})$

41

말뚝 기초 침하량 검토 예

1. 설계조건

적용시추공	설계하중(kN/본)	파일규격	말뚝상단 Level EL(±) ,m	말뚝선단 Level EL(±) ,m
H-1	1900	PHC Φ600	75.35	61.45

2. 말뚝자체의 길이방향 변형, (S_s)

$$S_s = \frac{(Q_{pa} + \alpha_s \times Q_{fa}) \times L}{A_b \times E_p}$$

S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형 (cm)

Q_{pa} : 설계하중 × (선단지지력÷극한지지력) (tonf/본)

Q_{fa} : 설계하중 × (주면마찰력÷극한지지력) (tonf/본)

L : 말뚝 길이 (m)

A_b : 말뚝의 선단폐쇄 면적 (m^2)

E_p : 말뚝의 탄성계수 (tonf/m^2)

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수

{균등분포, 포물선분포 α_s=0.5, 삼각형 분포 αs=0.67 사용 (Vesic, 1977)}

Q_{pa} (kN/본)	Q_{fa} (kN/본)	말뚝길이 L, (m)	말뚝 단면적 A_b, (m^2)	분포 계수 α_s	탄성계수 E_p, (kN/m^2)	길이방향 변형 S_s, (cm)
1339.0	561.0	13.9	0.283	0.67	39,200,000	0.21

3. 말뚝선단부 침하량, (S_p)

$$S_p = \frac{C_p \times Q_{pa}}{B \times q_b} \times 감소율$$

C_p : 흙의 종류와 말뚝 시공법에 따른 경험계수

Q_{pa} : 설계하중 × (선단지지력÷극한지지력) (kN/본)

B : 말뚝의 직경 (cm)

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력 (kN/m^2)

▮흙의 종류와 지반에 따른 경험계수, (C_p) [구조물 기초설계기준 해설, 한국지반공학회 P.315]

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18

※ 선단 지지층이 풍화암층이며 굴착말뚝에 해당하므로 0.09 를 적용함.

▮S_p 감소율 적용 [Design of Pile Foundation, ASCE, 1993]

※ 만약 말뚝선단과 암반층과의 거리가 말뚝의 직경(B) 10배 이하가 되면 경험계수 C_p를 적절히 감소시킬 수 있다. ASCE 규정에 따르면 말뚝선단 하부에 말뚝의 직경 5B 이내의 암반층이 존재하는 경우 S_p는 88% 값을 사용할 수 있으며, 1B 이내에 존재하는 경우에는 S_p의 51% 값을 사용할 수 있다.

경험계수 Cp	Q_{pa} (kN/본)	선단부 직경 B	면적당 극한선단지지력 q_b, (kN/m^2)	감소율	말뚝선단부 침하량 S_p, (cm)
0.09	1339.0	Φ600	15,000	1.00	1.34

42

말뚝 기초 침하량 검토 예

4. 주면마찰력에 의한 말뚝 선단부 침하량, (S_{ps})

$$S_{ps} = \frac{C_s \times Q_{fa}}{L_b \times q_b}$$

C_s : $\left\{0.93 + 0.16 \times \sqrt{\frac{L_b}{B}}\right\} \times C_p$

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝 길이 (m)

Q_{fa} : 설계하중 × (주면마찰력÷극한지지력) (tonf/본)

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력 (tonf/m^2)

C_s	Q_{fa} (kN/본)	묻힌 말뚝 길이 L_b, (m)	면적당 극한선단지지력 q_b, (kN/m^2)	주면마찰력 침하량 S_{ps}, (cm)
0.15	561.0	13.9	15,000	0.04

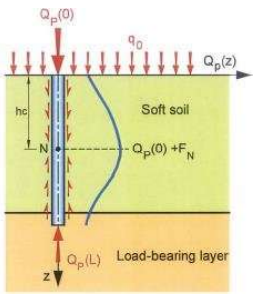
5. 검 토 결 과

말뚝종류	말뚝시공법	말뚝길이 (m)	침하량 검토 (cm)			총 침하량 S_t, (cm)	허용침하량 (cm)	검토결과
			S_s	S_p	S_{ps}			
PHC Φ600	천공후경타	13.9	0.21	1.34	0.04	1.59	2.5	O.K

43

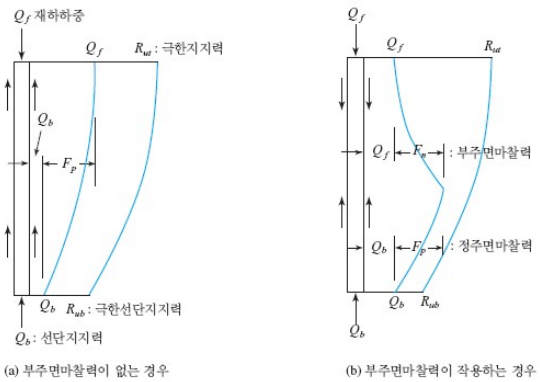
5.3.7 부주면마찰력

- 느슨한 토층에 추가로 하중이 재하되거나 지하수위가 저하되면 이미 시공된 말뚝에 대해서 하향의 마찰력을 유발시켜 말뚝에 하향의 하중**(Negative skin friction)**으로 작용
  - 압밀침하가 발생할 수 있는 연약지반 하부에서 지하수를 양수하는 경우
  - 말뚝이 설치된 지반에 주변에서 지하수위 저하공법을 적용하는 경우
  - 연약지반이 처리된 지층에 말뚝을 항타함으로써 유발된 과잉간극수압이 소산되는 경우
  - 연약지반에서 1차압밀이 완료되었으나 2차압밀에 의해 침하가 발생하는 경우



44

- 부주면마찰력은 지반의 극한상태 전에 허용응력상태에서 발생하는 문제
- 말뚝과 주변지반간의 부등침하로 인하여 말뚝에 작용하는 최대하중의 크기와 작용위치가 달라지는 문제
- 크기는 중립점의 위치, 압밀침하지반의 특성, 말뚝재료 특성을 고려하여 산정



부주면마찰력이 작용하는 말뚝의 수직하중 분포

1. 중립점

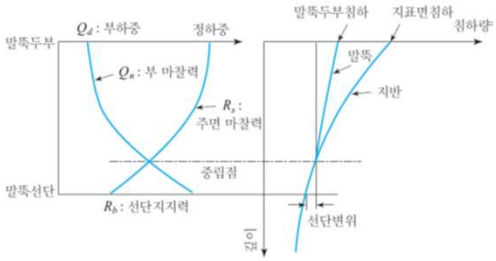
- 압밀층내에 지반침하와 말뚝의 침하가 같아서 상대적 이동이 없는 위치
- 말뚝에 작용하는 최대하중 작용위치
- 말뚝 손상가능성이 가장 큰 위치

$L_N = 0.8L_a$: 마찰말뚝이나 불완전지지말뚝의 경우

$L_N = 0.9L_a$: 보통의 모래, 모래자갈층에 지지된 경우

$L_N = 1.0L_a$: 암반이나 굳은 지층에 완전 지지된 경우

여기서, L_a = 압밀층의 두께



하향력 분포 및 침하량의 비교

2. 단독말뚝에 작용하는 부주면마찰력의 크기

- 말뚝의 부주면마찰력 산정방법으로는 최대전단강도법, 탄성 또는 탄소성 해석법
- 점토와 점토질 실트의 단기거동 해석시에는 α방법 적용
- 점성토나 사질토의 장기거동 해석 시에는 β방법을 적용

$$Q_{ns} = f_{ns} A_s$$

여기서 A_s = 부주면마찰력이 작용하는 부분의 말뚝주면적

3. 말뚝의 허용하중

- 부주면마찰력이 작용할 경우 말뚝침하량은 부주면마찰력이 작용하지 않을 때에 비하여 크게 나타나 말뚝의 허용하중은 대부분 말뚝의 허용 침하량에 의해 지배
- 상부구조물에 손상을 주지 않는 침하량 이내로 말뚝의 침하가 발생하는지 검토 필요

$$Q_a = \frac{Q_p + Q_{ps} - Q_{ns}}{F_s}$$

여기서, Q_p = 극한선단지지력

Q_{ps} = 중립점 아래에 작용하는 극한 정주면마찰력

Q_{ns} = 중립점에 작용하는 부주면마찰력

F_s = 안전율(극한지지력 : 3.0, 항복지지력 : 2.0)

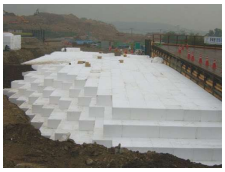
47

4. 부주면마찰력을 줄이는 공법

- 선행하중을 가하거나 성토하중을 저하시켜 지반침하를 미리 감소시키는 방법
- 표면적이 작은 말뚝(H말뚝 등)을 사용하는 방법
- 말뚝을 박기 전에 말뚝직경보다 큰 구멍을 뚫고 벤토나이트 등의 슬러리를 채운 후 말뚝을 박아서 마찰력을 감소시키는 방법
- 말뚝직경보다 약간 큰 케이싱, 슬리브를 추가하여 부주면마찰력을 차단하는 방법
- 말뚝표면에 역청재를 도장하여 부주면마찰력을 감소시키는 방법

말뚝 주면 도장

말뚝 주면 슬리브



경량 성토

48

❖연습문제 – 말뚝기초 부마찰력

연약한 점성토층을 관통하여 철근콘크리트 말뚝을 설치할 때 부마찰력은 얼마인가? (단 지반의 일축압축강도, $q_u = 2\,t/m2$ 말뚝직경은 50cm, 관입깊이는 10m)[기사 12, 14, 16]

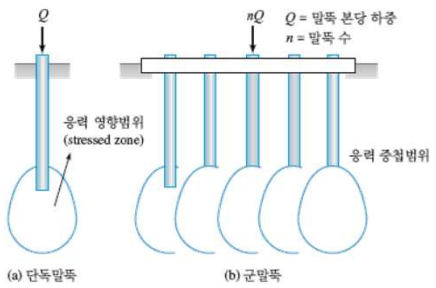
① 15.7 t ② 18.53 t ③ 20.82 t ④ 24.24 t

Sol.) 말뚝의 부주면 마찰력 : $R_{nf} = fnAs = \frac{1}{2}q_u \pi Dl = (0.5)(2)(\pi)(0.5)(10) = 15.7t$

5.4 군말뚝의 축하중 지지력과 침하

5.4.1 하중전이기구

- 실제 현장에서의 말뚝기초 시공은 대부분 일정한 간격으로 근입되는 군말뚝으로 시공
- 성토의 경우 교란효과로 인해 단독말뚝의 지지력의 합보다 작아짐.
- 사질토의 경우 다짐 효과가 발생한다면 단독말뚝의 지지력의 합보다 커짐



군말뚝의 지반응력 상호작용

✓ 말뚝중심간격에 따른 단독말뚝과 군말뚝의 거동양상은 말뚝이 타입되는 지반에 따라 크게 좌우

✓ 말뚝 근입 시, 지반의 교란을 피하기 위해 말뚝직경의 3~3.5배를 사용

말뚝 간격	말뚝 거동
$3D \sim 7D$	군말뚝
$7D$ 이상	단독말뚝

말뚝 간격에 따른 말뚝의 거동

해설 표 5.4.2 무리말뚝 효과에 의한 지지력 감소 방지를 위한 연직말뚝의 최소간격

말뚝길이	선단지지말뚝 사질토층의 마찰말뚝		점성토층의 마찰말뚝	
	원형	정방형	원형	정방형
10m 이하	3d	3.4B	4d	4.5B
10m~25m	4d	4.5B	5d	4.5B
25m 이상	5d	5.6B	6d	6.8B
모든 경우의 말뚝중심간 거리≥0.8m				

51

5.4.2 그룹효과와 정역학적 지지력 공식

✓ 그룹효과는 말뚝간격이 어느 한계 이내가 되어 각각의 말뚝 상호간의 간섭에 의하여 말뚝의 지지력과 변형의 형태가 단독말뚝의 경우와 다르게 되는 현상

✓ 단독말뚝의 전체 지지력에 대한 축하중을 받는 군말뚝의 극한지지력의 비는 그룹효과, G_e에 의해 정의됨

$$G_e = \frac{(Q_u)_g}{n \times (Q_u)_s}$$

여기서, $(Q_u)_g$ = 군말뚝의 극한지지력

$(Q_u)_s$ = 단독말뚝의 극한지지력

n = 말뚝개수

52

1. 사질토 지반

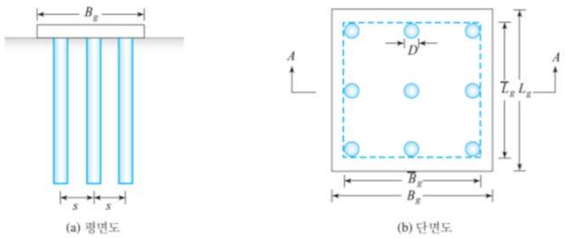
✓사질토에서 군말뚝의 정역학적 극한 선단지지력은 단독말뚝의 극한 선단 지지력의 합

$$(Q_b)_g = nQ_b$$

여기서, $(Q_b)_g$ = 군말뚝의 극한 선단지지력

Q_b = 단독말뚝의 극한 선단지지력

n = 말뚝의 수



사질토 지반에 근입된 군말뚝의 지지력 산정

53

2. 점성토 지반

✓점성토에서 군말뚝의 극한지지력은 단독말뚝의 지지력의 총합과 다름

$$(Q_u)_g \neq nQ_u$$

여기서, $(Q_u)_g$ = 군말뚝의 극한지지력

Q_u = 단독말뚝의 극한지지력

n = 말뚝의 수

✓ 점성토에 근입된 군말뚝의 극한지지력은 단독말뚝과 군말뚝 거동으로 나누어 산정한 값 중 작은 값을 선택하여 사용

54

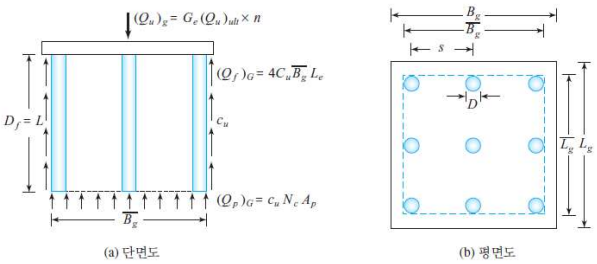
✓ Terzaghi 와 Peck(1967)과 Meyerhof(1976)는 모서리 말뚝들을 연결한 윤변과 선단을 갖는 Block기초로 보고 군말뚝의 극한지지력제안

$$(Q_u)_g = c_u N_c \overline{B}_g \overline{L}_g + 4c_u \overline{B}_g L_e$$

여기서, L = 말뚝근입깊이, L_e = 유효말뚝길이

c_u = 근입 지반의 비배수 강도

N_c = 지지력 계수= $5(1+L_e/5\overline{B_g})(1+\overline{B_g}/5\overline{L_g})$



(a) 단면도 (b) 평면도

점성토 지반에 근입된 군말뚝의 지지력 산정시 단면

유효말뚝길이 (L_e)

말뚝 종류	L
타입말뚝 및 현장타설말뚝	L (depth of seasonal variation)
저면확대말뚝	L (depth of seasonal variation +2 x pile shaft diameter)

55

❖연습문제 – 무리 말뚝기초 지지력

10개의 무리말뚝기초에서 효율이 0.8, 단말뚝 1개의 허용지지력이 100kN일 때 무리말뚝의 허용지지력은 얼마인가?[산업 12, 13, 15, 20 기사 08]

① 500 kN ② 800 kN ③ 1,000 kN ④ 1,250 kN

Sol.) 무리말뚝의 합성 지지력 : $R_{avg} = ENRa = (0.8)(10)(100) = 800$ kN

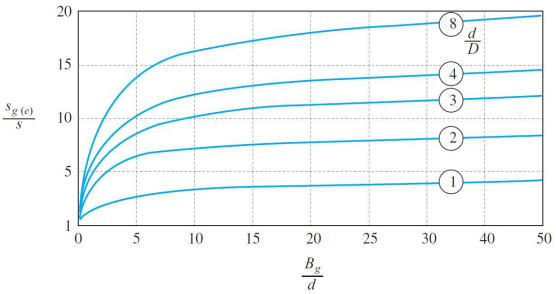
56

5.4.3 침하량 산정

1. 사질토

✓ 군말뚝의 침하량은 군말뚝의 폭(B_g)과 말뚝 중심 간 간격(d)에 따라 증가

✓ Vesic은 식 7.50과 같이 사질토에서의 군말뚝 침하량을 제안



사질토에 설치된 무리말뚝의 침하량(Meyerhof, 1961)

$$S_g = S_0\sqrt{\frac{B_g}{B}}$$

여기서, S_g = 군말뚝의 침하량

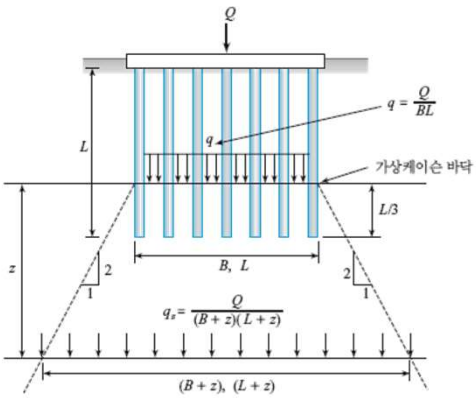
S_0 = 단독말뚝의 침하량

B_g = 말뚝무리의 폭

B = 단독말뚝의 직경(D)

2. 점성토

✓ 2:1 method



균질한 점토층에서의 군말뚝에 의한 지중응력발생 추정(Terzaghi 와 Peck, 1967)

✓ 하중(Q_g)는 말뚝 상부에서 2L/3에 해당하는 깊이에서부터 지반으로 전달된다고 가정

✓ 하중 (Q_g)는 수직 방향으로 2, 수평방향으로 1인 선을 따라 분산됨

✓ 응력증분

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

여기서, Δp_i = 지층 i의 중심에서의 응력증분

L_g, B = 군말뚝의 길이와 폭

z_i = 0~i번째 점성토층 중심까지의 거리

✓ 압밀침하량

$$\Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}}\right] H_i$$

여기서, Δs_i = 지층 i에서의 압밀침하량

Δe_i = 지층 i에서의 응력증분에 따른 간극비 변화량

e_o = 지층 i의 초기간극비

H_i = 지층 i의 두께

✓ 무리말뚝의 총 압밀침하량

$$\Delta s_g = \sum \Delta s_i$$

59

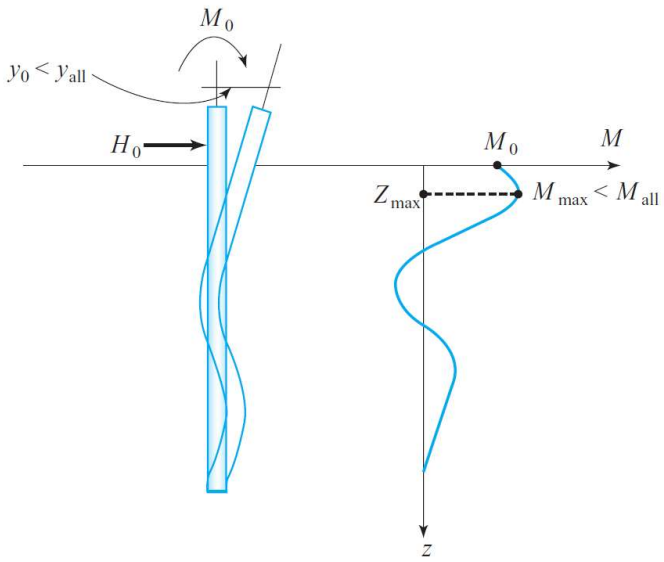
5.5 수평방향 지지력과 변위

5.5.1 하중전이기구

1. 수평재하 말뚝 : 수평 하중이 재하되거나, 모멘트가 발생하는 말뚝
2. 두 가지 설계 방법
   - 말뚝의 허용 변위량 (y_{all})
   - 말뚝의 허용 휨모멘트 (M_{all})
3. 말뚝의 수평방향 허용지지력 : 두 가지 기준을 동시에 만족하는 선에서 결정

   1) 말뚝머리의 수평 변위량(y_0) $\leq$ 상부구조에서 정해지는 허용 수평변위량(y_{all})
   2) 말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트 (M_{max}) $\leq$ 말뚝재료의 허용 휨모멘트(M_{all})
4. 수평 방향 지지력 : 허용지지력은 말뚝두부 변위와 말뚝응력으로 정함

60



수평재하 말뚝의 설계 기준

61

5.5.2 단독말뚝 해석방법

- 수평력과 모멘트가 작용하는 말뚝의 해석과 설계는 말뚝두부의 구속 조건(자유 또는 회전구속), 지반조건(사질토 또는 점성토), 말뚝의 거동조건(강성 또는 연성) 등에 따라 다른 방법과 이론을 적용

단독 말뚝의 수평력을 추정하는 방법

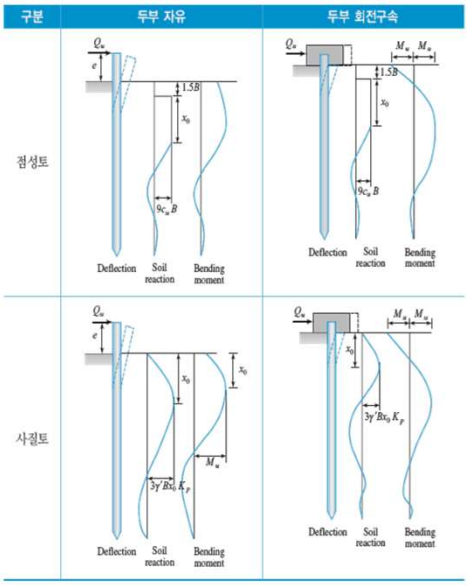
해석 방법	특징
수평방향재하시험	장점: 단독말뚝의 거동을 실제와 가장 유사하게 추정 단점: 시험조건에 따라 결과에 큰 편차를 나타낸다
해석적 방법	대표적으로 극한평형법과 지반반력법이 있다
프레셔미터 시험	수평 저항력 산정시 말뚝의 휨응력이 고려되지 않으며 짧은 말뚝에 적용 가능하다

62

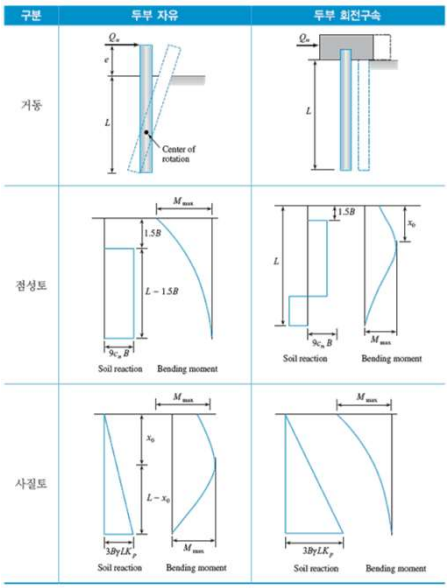
1. 극한 평형법

(1) Broms의 방법

- 사질토 및 순수 점토지반에 설치된 단독말뚝의 최대 휨 모멘트와 극한 저항력 산정
- 장점
  1) 긴 말뚝과 짧은 말뚝으로 나누어 파괴형태 가정 (그림 7.28~29)
  2) 말뚝본체와 주변지반의 파괴 가능성을 모두 고려
  3) 흙의 전단강도, 토압계수를 사용하므로 실용적
- 지반 : 점성토, 사질토
- 말뚝길이 : 긴 말뚝, 짧은 말뚝
- 말뚝두부 구속조건 : 자유단, 회전구속 조건



긴 말뚝에서 두부상태에 따른 지반반력및 휨모멘트 분포도



짧은 말뚝에서 두부 상태에 따른 변형모드, 지반반력 및 휨모멘트 분포도

Broms 방법의 설계 순서

- 1 단계 - 지반의 종류를 결정 (사질토 또는 점토 지반)

- 2 단계 - 수평 방향의 지반반력계수(k_{h0}) 결정

① 점성토 : $k_{h0} = \dfrac{n_1 n_2 80 q_u}{D}$

여기서, q_u = 점성토 지반의 일축압축강도 (kPa)
D = 말뚝의 직경(m)
n_1 과 n_2 = 경험적 계수 (표 7.14 참조)

② 사질토 : 표에서 적합한 k_h 를 선택함

65

압축강도(kPa)	n_1
48 kPa 이하	0.32
48 - 191 kPa	0.36
191 kPa 이상	0.40
말뚝 재질	n_2
강관	1.00
콘크리트	1.15
목재	1.30

압축강도에 따른 점성토의 n_1과 n_2 값 (Broms, 1964)

상대밀도	k_h(kN/m^3)	
	지하수위 위	지하수위 아래
느슨	1900	1086
중간	8143	5429
조밀	17644	10857

모래지반에서 k_h의 추천 값 (Terzaghi, 1955)

66

• 3 단계 - 지반상태와 하중에 따라 산정된 k_h 값을 조정

가. 사질토, 반복하중(cyclic load)의 경우

$k_h = \frac{1}{2} k_{h0}$ (중간-조밀 정도의 지반)

$k_h = \frac{1}{4} k_{h0}$ (느슨한 지반)

나. 점성토, 정적하중(static load)의 경우

$k_h = \left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{3}\right) k_{h0}$ (연약 점토 지반)

$k_h = \left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}\right) k_{h0}$ (견고한 점토 지반)

67

• 4 단계 - 말뚝과 관련된 계수들을 결정

(말뚝 항복모멘트, 탄성계수, 형상계수, 단면계수)

말뚝의 항복 모멘트= $M_y = SF_y$

여기서, S=말뚝 단면의 단면계수, F_y=재료의 항복응력

• 5 단계 – 점성토의 β, 사질토의 η 값을 결정하고 길이 특성 계수를 산정

가. $\beta = \sqrt[4]{k_h D / 4EI}$

$\eta = \sqrt[5]{k_h D / zEI}$

나. 길이 특성 계수 산정

BL (점성토 지반)

ηL (사질토 지반)

68

• 6 단계 – 짧은 말뚝과 긴 말뚝을 결정

가. 점성토

$BL > 2.25$ (긴 말뚝)

$BL < 2.25$ (짧은 말뚝)

나. 사질토

$\eta L > 4.0$ (긴 말뚝)

$\eta L < 4.0$ (짧은 말뚝)

해설 표 5.3.1 긴말뚝과 짧은말뚝의 구별

구분	점성토	사질토
짧은말뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L < 2.0$
중간말뚝	–	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴말뚝	$\beta L > 2.25$	$\eta L > 4.0$

69

• 7 단계 – 말뚝 근입 길이에 따른 다른 지반 계수들을 산정

가. Rankine 정지 토압 계수

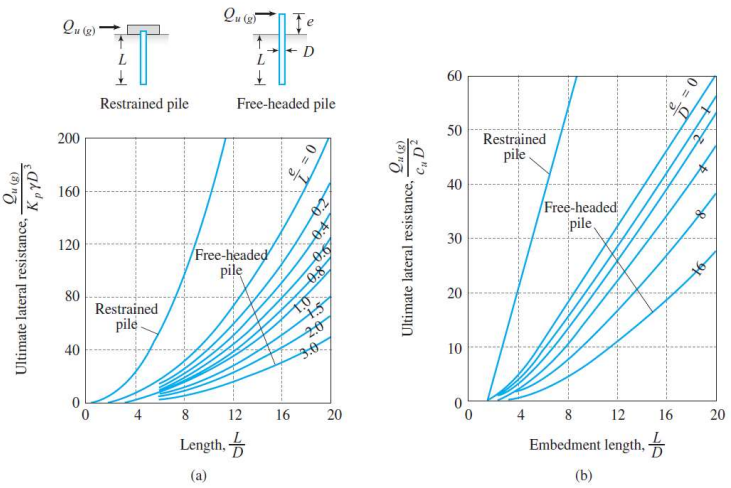
$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

나. 지반의 유효단위 체적중량, $\gamma^{`}(kN/m^3)$

다. 비배수점착력, c_u = 압축 응력의 1/2 값

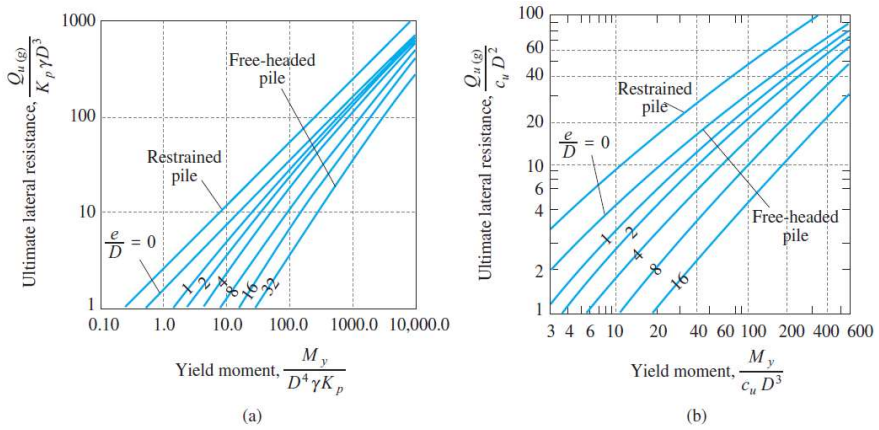
• 8 단계 – 수평방향 극한 저항력, Q_u 를 산정

70



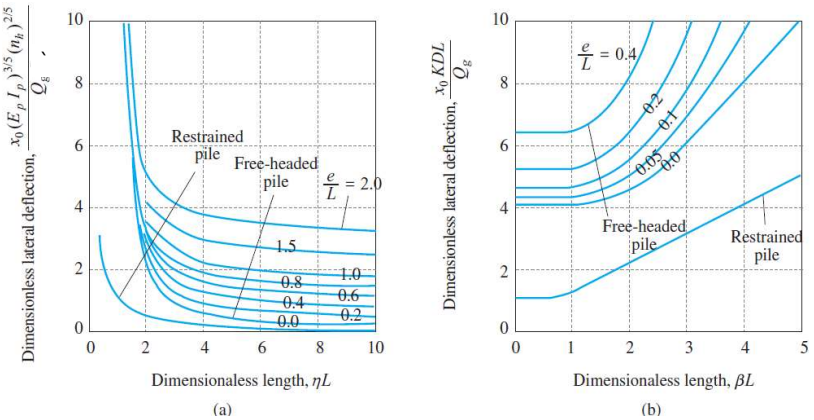
짧은 말뚝의 극한 수평방향 저항력에 대한 Broms의 해

71



긴 말뚝의 극한 수평방향 저항력에 대한 Broms의 해

72



말뚝머리의 변위 추정을 위한 Broms의 해

- 9 단계 – 최대 허용 사용 하중 Q_m 을 산정함

$$Q_m = \frac{Q_u}{2.5}(kN)$$

- 10 단계 - 사용 하중 $Q_z(kN)$ 을 결정함

Q_z와 x_0가 주어지지 않았을 경우, step 9에서 산정한 Q_m을 Q_z로 대신하여 사용하여 x_0계산

가. 사질토에 근입된 말뚝의 경우

그림 7.32(a)에서 ηL값을 x축에 대입하고 두부조건, $\frac{e}{L}$ 를 이용하여 y축 $\frac{x_0(EI)^{3/5}(k_h)^{2/5}}{Q_z}$ 의 Q_z 값이나, 변위량 x_0 를 산정함

나. 점성토에 근입된 말뚝의 경우

그림 7.32(b)에서 BL 값을 x축에 대입하고 두부 구속조건, $\frac{e}{L}$ 를 이용하여 y축 $\frac{x_0KLD}{Q_z}$ 의 Q_z 값이나, 변위량 x_0 를 산정함

- 11 단계 – Q_z 와 Q_m 값을 비교함

  가. $Q_z > Q_m$ 이면, Q_m 값 사용하고 변위량은 최대 사용하중(Q_m)일 때의 변위량 사용

  나. $Q_z < Q_m$ 이면, Q_z 값 사용하고 변위량은 최대 x_0 를 사용함

  다. Q_z 와 x_0 가 주어지지 않은 경우에는 Q_m과 이때의 변위량을 사용

75

1. 극한 평형법

(2) **Brinch Hansen의 방법**

- 하중 작용점에서 모든 힘의 모멘트 평형을 취함으로써 회전 중심의 위치를 구한 후 수평력의 합이 0이 되는 방정식으로부터 극한 저항력을 구하는 방법
- 장점 : 균질 지반이나 다층토 지반 모두에 적용 가능
- 단점 : 말뚝 두부의 조건에 따른 해석을 할 수 없음
- 단기하중 조건 : 비배수 전단강도 c_u를 해석에 적용
- 장기지속하중 조건 : 유효강도 c' 및 ϕ' 를 해석에 적용
- 임의의 깊이에서 지반의 극한저항력

$$P_{xu} = \sigma_{vx} K_q + cK_c$$

76

① 사질토 지반

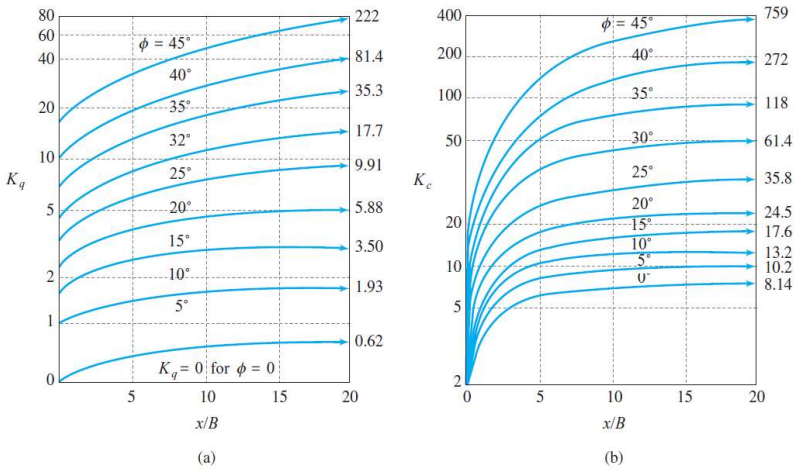
사질토(c=0) 지반의 경우, 임의의 깊이에서 지반의 극한 저항력은 아래와 같음있음

$$P_{xu} = \sigma_{vx} K_q$$

② 점성토 지반

$\phi = 0,\ c = c_u$ 인 점성토 지반의 경우, $\varphi = 0$면 K_q=0 이므로 임의의 깊이에서 지반의 극한 저항력은 다음과 같음

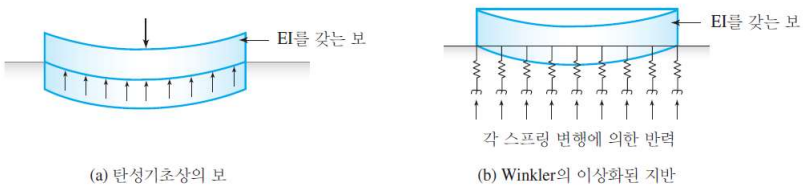
$$P_{xu} = c_u K_c$$



계수 K_q와 K_c (Brinch-Hansen, 1961)

5.5.3 지반반력 해석법

- 흙을 분리된 여러 개의 선형탄성 스프링으로 가정 (Heteny, 1946)
- 한 지점에서 반력은 그 지점에서의 말뚝의 변위만의 함수



(a) 탄성기초상의 보 (b) Winkler의 이상화된 지반

탄성지반상의 보

- 말뚝을 탄성지반에 지지된 보라고 가정

$$EI\frac{d^4y}{dz^4}+P=0$$

여기서, z = 말뚝축에 따라 측정한 지표면으로부터 깊이
y = 말뚝의 수평변위
E = 말뚝재료의 탄성계수
I = 말뚝의 단면 2차모멘트
P = 수평지반반력
P = $n_h \cdot z \cdot y$ (k_h 가 깊이에 따라 일정할 때)
P = $k_h \cdot D \cdot y$ (k_h 가 깊이에 따라 선형적으로 증가할 때)
k_h= 수평지반반력계수
n_h = 수평지반반력상수
D = 말뚝의 직경

- 탄성론에 근거하여 해석할 경우, 말뚝에 하중이 작용될 때의 흙의 강성을 말뚝기초의 수평방향 지반반력계수(E_{py}) 로 나타낼 수 있음

$$E_{py} = p/y\ (kN/m^2)$$

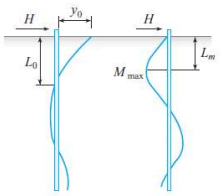
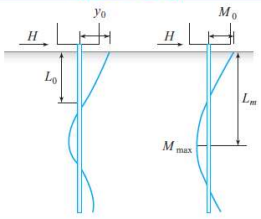
여기서, p = 말뚝의 단위깊이당 임의 깊이에서의 흙의 반력(kN/m)
y = 앞의 임의점에서의 변위(m)

- 말뚝기초의 수평방향 지반반력계수(E_{py})와 수평방향 지반반력계수(k_h) 와의 관계는 다음과 같음

$$K_h = E_{py}\left(\frac{X}{L}\right)^n$$

여기서, E_{py}= (z=L)일 때 말뚝선단에서의 k_h
z= 말뚝의 임의점까지의 깊이
n= 계수 (n≥0)

81

말뚝머리 조건	자유 (핀)	회전구속 (고정)
$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$ k_h : 수평지반반력계수 D : 말뚝의 폭 EI : 말뚝의 휨강성		
말뚝의 휨모멘트 M_0	0	$\frac{H}{2\beta}$
지중부의 최대휨모멘트 M_{max}	$-0.3224\frac{H}{\beta}$	$-0.104\frac{H}{\beta}$
M_{max}의 발생깊이 L_m	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
말뚝머리의 변위 y_0	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{k_h B}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{k_h B}$
지표면위치의 변위 y_{GL}	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$

수평력을 받는 긴말뚝의 응력과 변형의 이론적 해석 (지중에 근입된 말뚝)

82

흙의 종류	n_h 값
조립토	$n_h \fallingdotseq 2.77 \sim 27.7\ (\mathrm{kN/m^3})$
유기질 실트	$n_h \fallingdotseq 0.11 \sim 0.83\ (\mathrm{kN/m^3})$
이토	$n_h \fallingdotseq 0.55\ (\mathrm{kN/m^3})$
점성토	$E_{py} \fallingdotseq 47C_u\ (\mathrm{kN/m^3})$

말뚝기초의 수평방향 지반반력계수 $E_{py},\ n_h (E_{py} = n_h \cdot z)$

상대밀도	느슨	중간	조밀
1. Terzaghi (1955) $n_h\ (\mathrm{kg/cm^3})$	0.72~0.75 (정적 또는 반복하중)	2.13~7.20 (정적 또는 반복하중)	7.20~14.12 (정적 또는 반복하중)
2. Reese 등 (1974) $n_h\ (\mathrm{kg/cm^3})$	5.54	16.61	34.6

수중 모래의 n_h 값

83

5.5.4 군말뚝의 수평방향 지지력과 그룹효과

- 각 말뚝에 의하여 지반에 전달되는 응력이 중복되는 경우가 많음
- 군말뚝의 지지력과 침하는 단독말뚝과 다르며, 수평하중을 받는 경우에도 다른 거동

수평하중을 받는 군말뚝의 해석순서

- 1 단계 - 단독말뚝 지지력 산정식을 이용하여 개개의 말뚝에 작용하는 수평방향 지지력을 산정함
- 2 단계 - 설계하려는 군말뚝의 배열 상태를 고려하여 표를 통하여 그룹 효과 감소계수를 산정함
- 3 단계 - 산정된 감소계수를 토대로 군말뚝의 극한지지력을 산정함

84

말뚝 간격 (S/D)	군말뚝 효과 G_e
3	0.50
4	0.60
5	0.68
6	0.70

점토층에서의 군말뚝 효과 G_e(Prakash와 Saran, 1967)

말뚝간격 (S/D)	군말뚝 효과 G_e		
	2×2 배열	3×3 배열	제안값
3	0.42	0.39	0.40
4	0.57	0.44	0.50
5	0.63	0.48	0.55
6	-	-	0.65
8	-	-	1.00

유사토층에서의 군말뚝 효과 G_e(Oteo, 1972)

$$G_e = \frac{(Q_n)_G}{N(Q_u)_S}$$

여기서, G_e = 수평방향 그룹 효과

$(Q_u)_G$ = 수평방향 하중을 받는 군말뚝의 극한지지력

$N(Q_u)_S$ = 단말뚝들의 수평방향 지지력 합

N = 군말뚝 내의 단말뚝 수

5.6 말뚝시공 관입성 분석

5.6.1 개요

- 타입말뚝의 항타 시공 시 항타 장비의 선정은 말뚝 지지력 결정에 중요한 요소
- 항타 시 말뚝재료의 손상 및 설계 지지력 확보 문제

  ➔ 정확한 동적 지지력 산정 필요 → 항타 에너지와 관입량 측정으로 예측
- 말뚝의 지지력 예측: 에너지보존법칙(항타 공식이용) → 파동이론에 근거한 동적 해석방법

87

✓ **항타공식**

$$e_{iv} e_f WH = \xi \frac{1}{2} \frac{R_u^{\,2} L}{A E_p} + R_u s$$

여기서, e_{iv} = 항타효율 e_f = 해머효율

W = 해머의 무게 L = 말뚝의 길이

E_p = 말뚝의 탄성계수 A = 말뚝 단면적

R_u = 말뚝의 극한 지지력 s = 항타시의 최종관입량

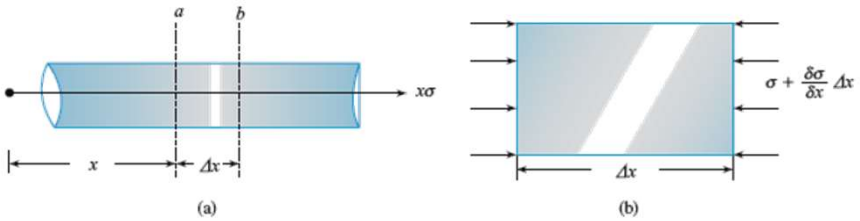
ξ = 흙과 쿠션의 허용 탄성 압축량을 감안한 계수

- 그러나 항타공식은 긴 말뚝을 집중질량으로 간주하는 원칙적인 문제점이 있음
- 말뚝내의 응력을 고려하지 않았기 때문에 신뢰도가 떨어짐
- ∴1차원 파동방정식(one-dimensional wave equation) 적용

88

5.6.2 파동이론의 이론적 배경

- 자유공간에 떠있는 탄성봉에 충격을 가하면 봉 선단에서 응력파 발생→끝단으로 전파
- 탄성봉 내에는 시간에 따라 관성력 및 변위가 발생



탄성봉 내에서의 응력파

- 탄성봉 내의 힘과 변위의 관계는 다음과 같이 유도됨

$$-\sigma A+\left(\sigma+\frac{\delta\sigma}{\delta x}\Delta x\right)A=\rho A\Delta x\frac{\delta^2 w}{\delta t^2}$$

- 여기서, w는 변위이다. 또한, 윗 식은,

$$\frac{\delta\sigma}{\delta x}=\rho\frac{\delta w^2}{\delta t^2}$$

- Hooke의 법칙 ($\sigma=\varepsilon E$)과 ($\varepsilon=\delta w/\delta x$)를 식에 대입

$$\frac{\delta\sigma}{\delta x}=E_p\frac{\delta w^2}{\delta x^2}$$

- 이를 위 식에 대입하여 정리하며 다음과 같은 파동방정식을 얻을 수 있음

$$\frac{\delta w^2}{\delta t^2}=\frac{E_p}{\rho}\frac{\delta^2 w}{\delta x^2}$$

여기서, w = 탄성봉(말뚝)의 축방향 변위

E_p = 탄성봉(말뚝)의 탄성계수

ρ = 탄성봉(말뚝)의 밀도

t = 시간

x = 진행파의 위치

- 파동방정식을 이용한 말뚝은 자유공간이 아닌 지반 속에 관입되므로 말뚝의 선단 및 주면지반의 저항값을 고려하여 다음 식과 같이 수정된 식을 사용함

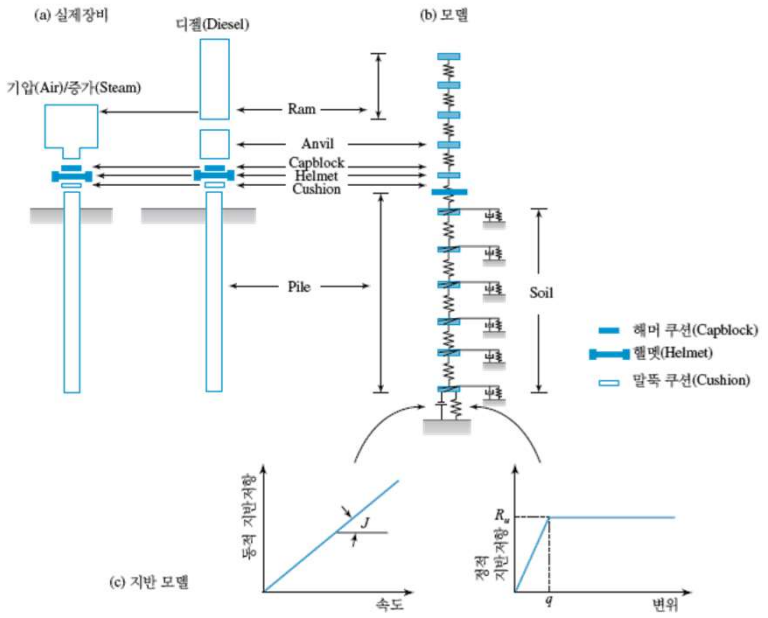
$$\frac{\delta w^2}{\delta t^2} = \frac{E_p}{\rho}\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \pm R$$

여기서, R = 흙의 저항값

91

- 이와 같은 파동방정식은 실제의 경우 복잡한 인자들로 인해 이론적으로 말뚝의 파동방정식을 해석하는데는 상당한 어려움이 있음
- 그러므로 파동방정식을 해석하는 방법으로 적용되고 있는 것은 극한지지력에 대한 최종 관입량 등을 컴퓨터를 사용해서 해석하는 소위 수치해석 방법임
- 지표면 이하의 요소에 대해서는 기초지반의 저항을 나타내는 지반스프링(soil spring)과 동적저항 즉 흙의 감쇠(damping)효과를 나타내는 대쉬포트(dashpot)를 합하여 저항값 R로 표시됨

92



파동방정식의 수치해석 기본모델

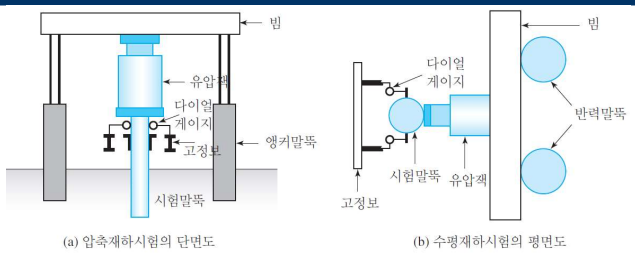
93

5.7 말뚝재하시험

5.7.1 정재하시험의 종류와 방법 ★

1. 압축재하시험(정재하 시험)

- 신뢰성이 높아 실제 말뚝지지력의 기본값으로 여겨짐
- 하지만 재하시간, 재하형식이 실제와 약간 다름
- 시험비가 고가이고 요구 지지력이 큰 경우 현장의 많은 말뚝에 적용하기가 곤란
- 지지력의 시간효과에 적절히 대처하기가 어려움

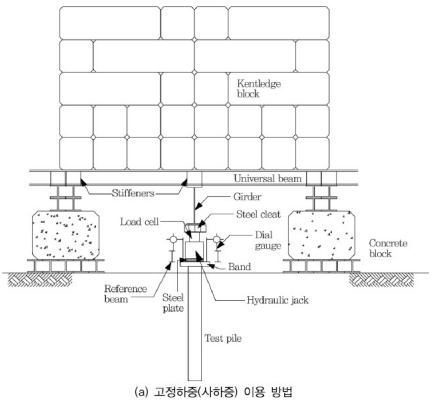


정재하시험 모식도

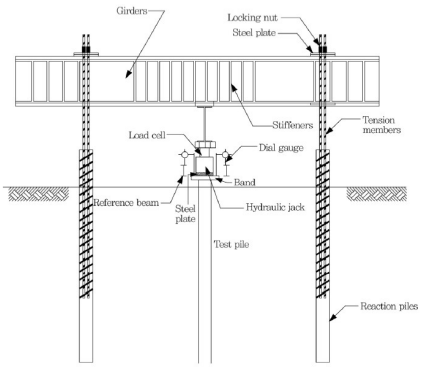
94

5.7 말뚝재하시험

5.7.1 정재하시험의 종류와 방법



(a) 고정하중(사하중) 이용 방법



(b) 반력말뚝 이용 방법

95

말뚝 정재하시험

96

5.7 말뚝재하시험

2. 인발시험

- 신뢰성이 높아 실제 말뚝지지력의 기본값으로 여겨짐
- 군말뚝 조건에서 지진하중을 고려할 수 있어 최근 설계 개념에서 더욱 중요
- 하중 작용방향을 제외하면 압축재하시험과 유사

3. 수평재하시험

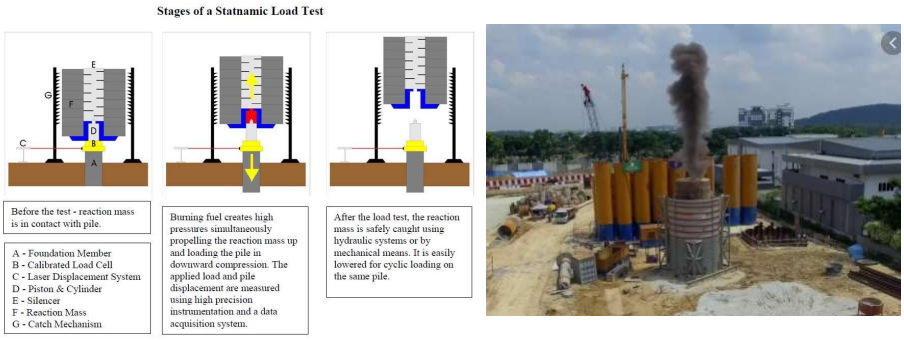
- 말뚝에 작용하는 하중에 대하여 말뚝의 내력 및 변형거동 측정
- 설계 및 해석에 필요한 수평거동(p-y 곡선 등)을 결정하거나 확인하기 위한 것임

97

4. 기타재하시험

(1) Statnamic Test (Middendorp 등, 1992)

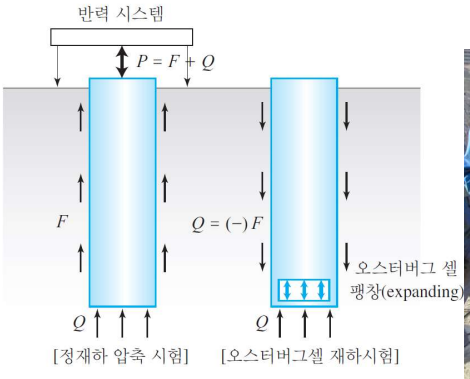
- 가스폭발력을 이용하며, 장약이 폭발하는 순간의 가속도를 이용, 말뚝에 하중을 재하
- 하중재하시간이 짧으며 결과는 동적 재하시험 보다 신뢰성이 큼



98

(2) Osterberg Cell Test (Osterberg, 1989)

- 기존의 시험과 달리 압축력을 말뚝 상부가 아니라 말뚝의 선단부에 가함
- 선단지지력이나 주면마찰력이 극한에 도달할 때까지 재하



Osterberg cell 재하시험의 시험원리

5.7.1 정재하시험의 종류와 방법

해설 표 5.4.3 각종 정적 압축재하시험 절차의 비교

항목 / 시험법	하중단계	재하하중유지	종료하중	제하하중	관련기준	비고
완속재하 시험법	8단계(설계하중의 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175%, 200%)	최소 30분 유지 후 말뚝머리 침하율이 시간당 0.25mm 이하(최대 2시간)	설계하중의 200%에서 침하율이 시간당 0.25mm 이하 시 12시간, 그 이상인 경우 24시간 유지	시험하중의 25%씩 단계별로 1시간씩 간격을 두어 제하	ASTM D 1143	KS F 2445
완속재하 방법의 초과하중재하	완속재하시험까지는 설계하중의 50%씩, 이후 최대시험까지는 설계하중의 10%	완속재하시험의 최대하중까지는 완속재하시험을 따르고 이후 최대시험하중까지는 20분씩	최대 요구하중 또는 파괴(말뚝지름의 15%) 시까지, 파괴 안 될 경우 2시간 유지	시험하중의 25%씩 단계별로 20분씩 간격을 두어 제하	ASTM D 1143	KS F 2445
일정시간간격 재하법	설계하중의 20%씩 8단계 재하	각 하중단계당 1시간씩 유지	설계하중의 200%에서 1시간 유지	설계하중의 20%씩 제하하되 각 단계별 1시간씩 유지	ASTM D 1143 (optional)	KS F 2445
일정침하율 시험법	단계별로 일정침하율(0.25~2.5mm/분내)이 된 후 다음 단계 재하	점성토 : 0.25~1.25mm/분 사질토 : 0.75~2.5mm/분	최종 시험하중 또는 총 침하량 50~75mm, B의 15%	총 하중제하, 제하 후 1시간 기록	ASTM D 1143 (optional), N. Y. DOT, Swedish Pile Commission	KS F 2445 B는 말뚝의 직경 또는 대각선 길이
일정침하량 시험법	침하량이 B의 1% 정도 되는 하중을 각 단계별 하중으로 결정	소정의 침하량이나 재하하중 변화율이 시간당 총 재하하중의 1% 미만에 이를 때	총 침하량이 B의 10%에 도달할 때 또는 시험하중	4번 정도 나누어 제하하되 각 단계의 리바운드율이 B의 0.3% 이내가 된 후 제하	ASTM D 1143 (optional)	KS F 2445, B는 말뚝의 직경 또는 대각선 길이
반복하중 재하 시험법	완속재하방법과 동일	50, 100, 150% 하중단계에서 1시간씩 하중을 유지시키고 나머지 하중단계에서는 20분 유지하면서 재하하중이 완전히 재하되면 50%씩 단계제하하되 20분씩 유지하면서 제하	완속재하방법과 동일	완속재하방법과 동일	ASTM D 1143 (optional)	KS F 2445
급속재하 시험법	각 단계의 하중이 설계하중의 10~15%	각 단계별 2.5~15분(보통 5분) 유지하고, 2~4차례 침하량 기록	극한하중 또는 허용범위까지 재하 후 2.5~15분(보통 5분) 유지	4번 정도 나누어 5분씩 유지하면서 제하	New York State DOT, FHWA ASTM D 1143	KS F 2445

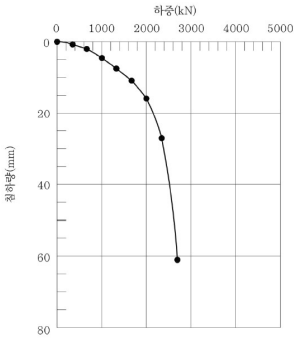
5.7.2 정재하 시험 결과의 해석

- 말뚝기초의 극한하중에 일정한 값의 안전율을 감안하여 허용하중을 결정하기 위해서는 극한하중을 알아야 함
- 하중 재하시 발생하는 침하량만을 기준으로 하여 극한하중 또는 설계 하중을 결정하는 방법이 폭넓게 사용됨

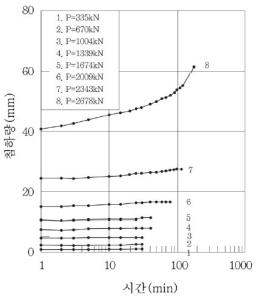
해석방법		판정기준
전침하량 기준		인위적인 전침하량 기준에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 판정
순침하량 기준		탄성 침하량을 뺀 잔류 침하량을 구한 후 순침하량 기준과 비교 후 판정
항복하중 판정법	P-S 분석법	각 곡선의 잔류침하의 변곡점을 통하여 판정 (3.6.3절 참조)
	log P-log S 분석법	
	S-log t 분석법	
	dS/d(log t)-P 분석법	
극한하중 판정법	Chin 곡선법	좌표 변환을 통해 하중-침하 곡선의 좌표를 표시한 후, 그 점들의 최적 직선기울기의 역수를 통하여 판정
	Davisson 곡선법*	P-S곡선과 말뚝머리 잔류 침하량을 조합하여 판정
	Brinch-Hansen법	임의로 선정한 하중시의 침하량과 그 하중의 90%인 때의 침하량의 비가 두 배가 되면 그 임의의 하중을 극한하중으로 판정
	De Beer법	하중-침하 곡선을 대수용지에 도시하였을 때 대략 두 개의 직선이 나타나는데 그 직선의 교점을 통하여 판정

각종 말뚝지지력 판정법

5.7.2 정재하 시험 결과의 해석



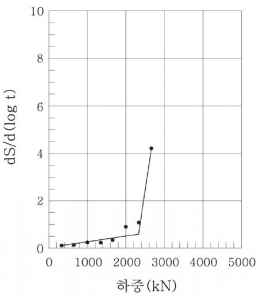
해설 그림 5.4.16 하중－침하량 곡선



해설 그림 5.4.17 S－logt 분석법

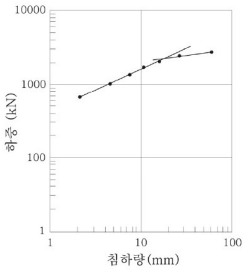
2,343kN의 하중부터 직선이 아닌 선이 나타나므로 2,343kN를 항복하중으로 판정할 수 있다.

5.7.2 정재하 시험 결과의 해석



해설 그림 5.4.18 dS/d(log t)－P 분석법

그림에서 표시한 것과 같이 측점을 연결하면 2,340kN 정도에서 직선이 급격히 변하게 된다. 따라서 이 2개의 직선이 교차하는 곳, 즉 2,340kN 정도를 항복하중으로 판정할 수 있다.



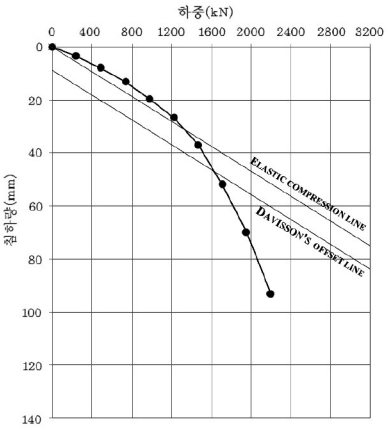
해설 그림 5.4.19 logP－logS 분석법

그림과 같이 시험결과를 2개의 직선으로 나타낼 수 있다. 이 2개의 직선이 교차하는 곳 즉, 2,200kN 정도를 항복하중으로 판정할 수 있다.

5.7.2 정재하 시험 결과의 해석

DIN 4026
말뚝 직경의 2.5%에 해당하는 순침하량에 도달하였을 때 하중을 극한하중으로 보고, 안전율 2.0을 적용하여 허용지지력 결정

Davisson 판정법
말뚝의 탄소성 거동을 판정할 수 있는 기법
탄성거동선과 Davisson 판정선을 그리고 P-δ가 판정선과 교차하는 하중을 극한지지력으로 추정한 후 안전율 2.0 적용하여 허용지지력 결정



해설 그림 5.4.20 Davisson의 허용지지력 판정법

5.7.3 동재하시험 및 결과해석

1. 동재하시험 개요

- 동재하시험의 목적
  - (1) 말뚝의 정적지지력 산정
  - (2) 말뚝 항타과정에 있어서의 말뚝과 지반간의 거동측정
  - (3) 항타장비의 성능 검증
- 동재하시험의 특징
  - 시험소요시간이 매우 짧음
  - 말뚝관입 도중의 어느 시점에서도 말뚝지지력을 확인
  - 또한 말뚝타격시에 발생하는 말뚝의 파괴 여부와 위치를 확인
  - 깊이별 저항력 분포를 확인

105

5.7.3 동재하시험 및 결과해석

1. 동재하시험 개요

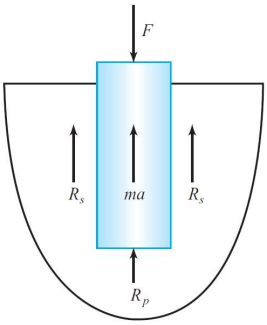
- 전체 말뚝의 1% 범위로 시험
- 초기(EOID) 동재하시험 : 시공 중 단기 극한 지지력, 관입성 등 확인
- 재항타(Restrike) 동재하시험 : 시간 경과에 따른 지반강도 회복 효과를 고려하는 지지력 확인

106

2. 동재하시험 결과의 분석

(1) Case 방법

- 말뚝 두부 밑에 변형률계와 가속도계를 설치→말뚝의 극한 지지력을 예측
- 두부에서 측정된 가속도 α와 힘 F를 사용
- 말뚝은 질량 m을 갖는 탄성체로 가정
- 지반의 전체 정적저항력 R_t는 Newton 법칙 사용, **R_t=F-(m)a**



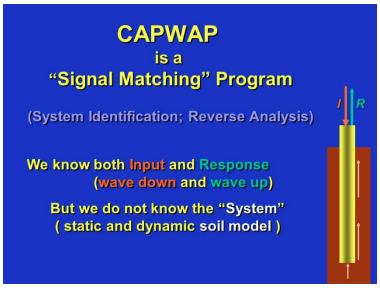
$R_t = F - ma$

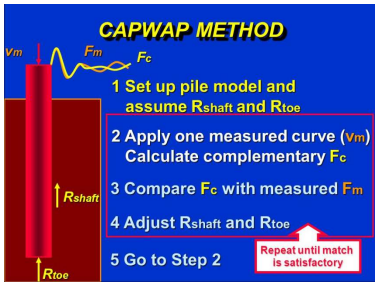
여기서,
R_t : 지반의 전체지지력
F : 말뚝에 작용하는 힘
m : 말뚝의 질량
a : 말뚝의 가속도
R_p : 극한선단지지력
R_s : 극한주면마찰력

CASE 방법에 의한 정적지지력 추정

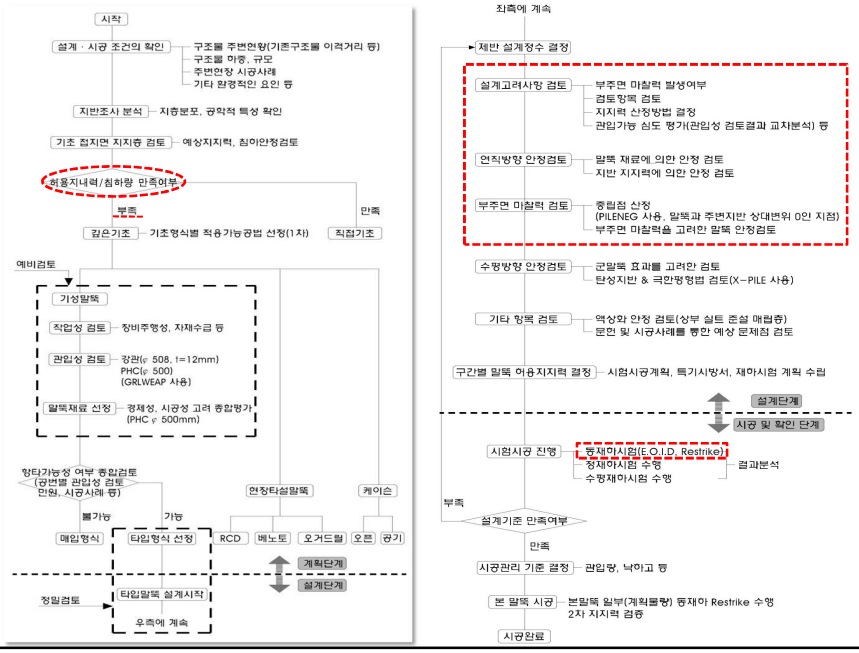
(2) CAPWAP 방법

- 말뚝두부에서 측정된 힘과 시간, 가속도와 시간과의 관계를 이용하여 지지력을 예측
- 항타분석기로부터 얻어진 힘과 속도를 이용
- 말뚝에 작용하는 힘과 말뚝의 변위를 정량화하여 시행착오법에 의한 signal matching 과정을 통해 말뚝의 경계조건 즉, 말뚝의 지지력, 지반저항력의 분포, quake 및 damping특성 등을 결정하는 방법임





말뚝기초 설계와 시공 관리



109

제6장 현장타설말뚝과 케이슨 기초

6.1 현장타설말뚝의 개요

1. 현장타설말뚝(cast-in-place pile)은 지반을 먼저 굴착한 후 현장에서 콘크리트를 타설하여 지중에서 양생 제작하는 콘크리트 말뚝
2. 소구경부터 대구경(750~3000mm)에 이르는 다양한 직경을 가지고 있으며, 무근과 철근 콘크리트 모두 사용이 가능
3. 현장조건에 따라 시공 중에 굴착공 주위의 흙이 무너지지 않도록 케이싱(casing) 또는 흙막이판(lagging)을 사용하기도 함
4. 굴착피어(drilled pier), 굴착지주(drilled shaft), 천공말뚝(bored pile), 피어기초(drilled pier), 굴착케이슨(drilled caisson)등과 같이 여러 가지 용어로도 불림

111

6.1 현장타설말뚝의 개요

■ 장점

1. 큰 지지력을 가지므로 말뚝의 소요 개수가 적어지고, 큰 수평하중이나 휨모멘트에 저항할 수 있음
2. 조밀한 모래나 자갈층에서 기성말뚝보다 쉽게 설치
3. 소음 및 진동이 적어 도심지 공사에 적합
4. 말뚝 선단이 위치하는 지지층을 직접 확인할 수 있고 선단지반과 콘크리트를 잘 밀착시켜 선단지지력을 확보하는데 용이
5. 선단부를 확장할 수 있어 인발력에 대한 저항력을 증가시킬 수 있음

112

6.1 현장타설말뚝의 개요

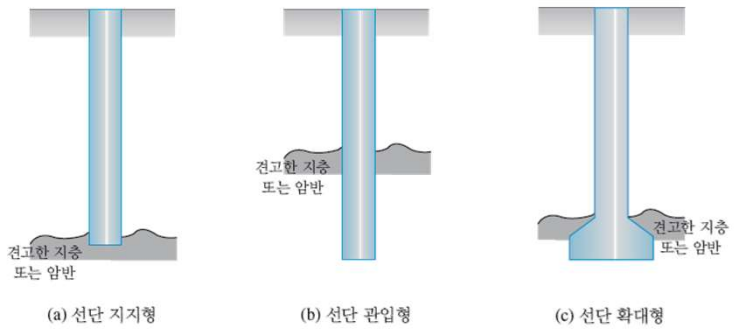
■ 단점

1. 깊은 굴착으로 인한 주변지반의 이완 및 유실로 지반침하와 인접 구조물의 피해를 유발할 가능성이 다른 형식의 기초에 비해 큼
2. 시공 후 품질검사가 어려우므로 철저한 시공관리가 요구 됨
3. 굴착 후 말뚝저부와 지지층 사이의 침전물(slime)을 처리하는데 어려움

113

6.2 현장타설말뚝의 종류

1. 선단 지지형은 견고한 지층 또는 암반부 상부에 설치
2. 선단 관입형은 견고한 지층 또는 암반층까지 굴착하여 설치. 지지력 계산에서는 선단지지력과 말뚝 주면과 암반 접촉면 사이에 발생하는 전단저항력 고려
3. 선단 확대형은 선단지지력 또는 인발력 증가를 위해 선단부를 확대



현장타설말뚝의 종류

114

6.3 현장타설말뚝의 시공

6.3.1 시공 방법

공법	굴착기구	배토방법	공벽 보호공법	공내수
올케이싱	해머그래브	굴착기구 사용	케이싱튜브 삽입	없음
어스드릴	회전 버킷	굴착기구 사용	벤토나이트	벤토나이트
리버스 써큘레이션(RCD)	회전 비트	순환수와 함께 빨아올림	수두압	자연수

현장타설말뚝공법의 종류

1. 올케이싱공법(all casing method, Benoto method)

굴착구멍의 전체 길이에 케이싱 튜브(casing tube)를 요동 압입하면서 해머그래브(hammer grab)로 토사를 집어 올려 지상에 직접 배출하고 소정의 깊이까지 콘크리트를 타설하는 공법으로, 베노토공법(Benoto nethod)이라고도 함

115

6.3.1 시공 방법

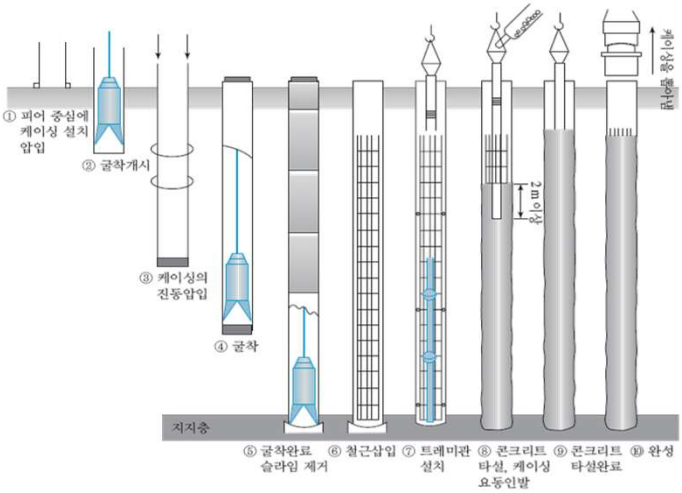
1. 올케이싱공법(all casing method, Benoto method)

■ 단계별 시공순서

1. 현장타설말뚝 중심에 케이싱 설치, 최초 굴착
2. 절삭날이 부착된 길이 6m정도의 케이싱을 진동(15 정도 회전 반복)하여 압입
3. 해머그래브를 낙하하여 굴착, 베토
4. 소정의 깊이까지 굴착 후 슬라임(slime) 제거
5. 철근망 삽입 / 트래미(tremie)관 설치
6. 콘크리트 타설 (트레미관 2m이상 삽입 유지)
7. 케이싱 진동 인발
8. 안정액이나 토사의 혼합 등으로 불량해진 최상부 콘크리트(50~80cm) 제거 / 완성

116

1. 올케이싱공법(all casing method, Benoto method)



올케이싱공법의 시공과정

6.3.1 시공 방법

2. 어스드릴공법(earth drill method)

1. 절삭날(cutting edge)을 갖는 굴착버킷을 부착한 오거를 흙속에 관입 회전시켜 굴착하는 공법
2. 오거는 켈리(kelly)라고 하는 정사각형 축의 끝에 부착되고 지층에 관입하면서 회전

6.3.1 시공 방법

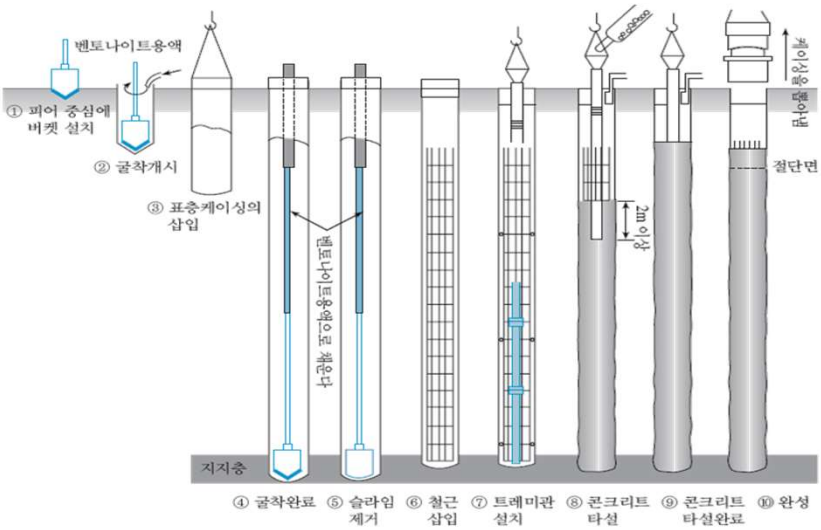
2. 어스드릴공법(earth drill method)

■ 단계별 시공순서

1. 켈리 축을 말뚝중심에 맞추고 굴착 버켓 설치, 최초굴착
2. 표층 케이싱 삽입
3. 벤토나이트 안정액을 공급하면서 일정깊이까지 굴착 후 슬라임 1차 제거
4. 철근망 삽입 / 트래미(tremie)관 설치 후 슬하임 2차 제거
5. 콘크리트 타설 (트레미관 2m이상 삽입 유지)
6. 케이싱 인발
7. 안정액이나 토사의 혼합 등으로 불량해진 최상부 콘크리트(50~80cm) 제거 / 완성

119

2. 어스드릴공법(earth drill method)



어스드릴공법의 시공과정

120

6.3.1 시공 방법

3. 리버스써큘레이션공법(reverse circulation drilling method, RCD)

1. 현장지반에 적합한 비트를 회전시켜 지반을 굴착하고 굴착된 토사는 굴착된 토사는 굴착파이프를 통해 물과 함께 배출시키는 공법
2. 배출된 토사 섞인 물은 지상의 슬러리 탱크에서 토사를 침전시키고 물만 다시 구멍 속으로 되돌리는 순환방식을 사용
3. 굴착로드와 공벽 사이로 물을 보내고 굴착로드 내부를 통해 토사 섞인 물을 배출하므로 다른 공법과는 반대의 순환방식이어서 역순환(reverse circulation)이라고 함

121

6.3.1 시공 방법

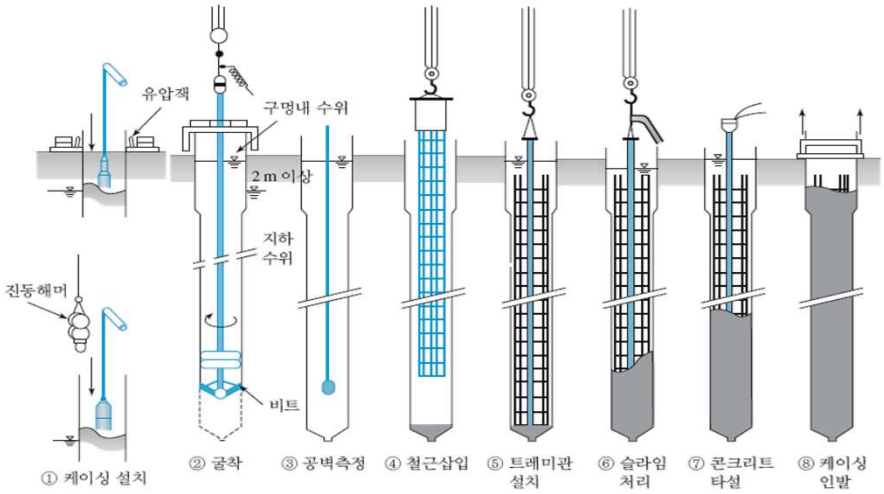
3. 리버스써큘레이션공법(reverse circulation drilling method, RCD)

■ 단계별 시공순서

1. 진동해머나 유압잭을 사용하여 상부 케이싱 설치, 해머그래브로 케이싱 내 굴착
2. 굴착비트를 회전하여 굴착하고 굴착파이프 통해 순환
3. 소정의 깊이까지 굴착 후 초음파 등을 이용하여 공벽 측정
4. 철근망 삽입 / 트레미관 설치
5. 슬라임 제거
6. 콘크리트 타설 (트레미관 2m이상 삽입 유지)
7. 케이싱 인발
8. 안정액이나 토사의 혼합 등으로 불량해진 최상부 콘크리트(50~80cm) 제거/완성

122

3. 리버스써큘레이션공법(reverse circulation drilling method, RCD)



RCD공법의 시공과정

6.3.2 지반/지상조건에 따른 현장타설말뚝공법 선정

1. 구조물의 종류와 시공하는 장소에 따라 지반 및 지하수 조건 등을 고려
2. 지하수나 지반조건이 잘 파악되지 않은 경우나, 공법선정 또는 시공관리가 적절하지 않은 경우 여러 가지 문제가 발생할 수 있음
3. 대표적인 문제로 굴착 불능과 공벽 붕괴를 들 수 있음

공 법 / 조 건	올케이싱	어스드릴	RCD
시가지, 주택지 등	△	○	○
지하수위 높음	△	○	○
지지층 깊음	△	△	○
중간층 옥석 섞임	○	×	△

* ○적당 △시공에 주의하면 적당 × 곤란

현장타설말뚝의 선정

6.4 현장타설말뚝의 지지력

1. 부재의 허용력과 지반의 지지력에서 작은 값으로 결정

2. 말뚝의 허용지지력을 구하는 정역학적 지지력 공식이나 SPT와 같은 현장 시험치를 사용하는 경험식을 사용하여 허용지지력을 산정할 수 있으나, 공사 초기에 시험시공 및 재하시험을 실시하여 설계값을 확인하는 것이 바람직함

125

6.4 현장타설말뚝의 지지력

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + A_s f_s = A_b q_b + f_s p L_1$$

여기서 Q_u = 극한지지력
Q_b = 선단지지력
Q_s = 주면마찰력
q_b = 단위면적당 극한선단지지력
f_s = 단위면적당 극한주면마찰력
A_b = 말뚝선단부 단면적
A_s = 말뚝의 주면면적
p = 현장타설말뚝의 둘레길이 ($p = \pi D$)
L_1 = 현장타설말뚝 직선부의 길이
D = 현장타설말뚝 직선부의 직경

126

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + A_s f_s = A_b q_b + f_s p L_1$$

단위 면적당 극한선단지지력은 다음 식을 통하여 구할 수 있음

$$q_b = cN_c^* + q' N_q^*$$

단위면적당 극한주면마찰력은 지반의 종류에 따라 아래의 식으로 구함

$$f_s = K\sigma'_v \tan\delta \quad \text{(사질토)}$$

$$f_s = \alpha c_u \quad \text{(점성토)}$$

여기서, K = 유효토압계수
σ'_v = 고려하는 깊이에서의 유효연직응력
δ = 지반-말뚝간 마찰각
α = 경험적 부착력계수

127

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + A_s f_s = A_b q_b + f_s p L_1$$

- 극한하중 상태에서 현장타설말뚝의 주면마찰력은 말뚝의 주면마찰력 산정 공식과 유사함
- 현장타설말뚝의 경우, 현장타설말뚝의 직선부 길이만을 고려. 지반의 종류에 따라 다음 식으로 구함

$$Q_s = \int_0^{L_1} p f_s dz \quad \text{(사질토)}$$

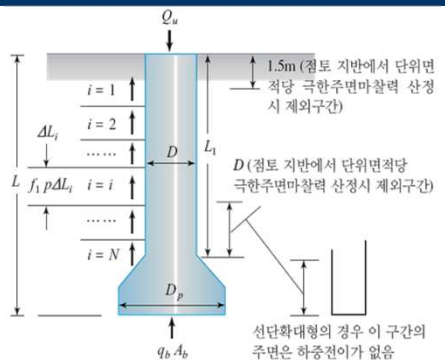
$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha c_u p \Delta L \quad \text{(점성토)}$$

여기서, p = 말뚝의 둘레길이
f_s = 단위면적당 극한주면마찰력
c_u = 점성토지반의 비배수점착력
α = 경험적 부착계수

128

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

말뚝의 직경, 종형 선단부의 길이, 현장 표준관입저항값 등이 변하는 조건에서의 현장 재하시험 결과를 바탕으로 허용 변위 조건에서의 지지력 산정 과정을 제안



Reese 와 O'Neill(1989)의 현장타설말뚝의 지지력 산정 시 고려사항

129

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**

$$Q_u = \sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L + q_b A_b$$

여기서, f_i = i층에서의 극한단위 주면마찰력
p = 말뚝의 둘레길이
q_b = 단위 선단지지력
A_b = 선단부의 면적

130

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**

$$Q_u = \sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L + q_b A_b$$

위 식 중 사질토를 모래와 자갈층으로 분리하여 f_i 를 다음과 같이 제안

$$f_i = \beta \sigma'_{vzi}$$

여기서, σ'_{vzi} = i층 중간에서의 유효연직응력

$\beta = 1.5 - 0.245 z_i^{0.5} (0.25 \le \beta \le 1.2)$: 사질토

$\beta = 2.0 - 0.15 z_i^{0.75} (0.25 \le \beta \le 1.8)$: 자갈

또한 사질토의 경우 단위면적당 극한선단지지력을 다음 식으로 제안

$$q_b = 57.5 N_{SPT} \le 2.9 MPa$$

131

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**

■ 사질토에 설치된 현장타설 말뚝의 침하량 기준 허용지지력 산정 과정

① 침하량을 결정하고 침하량과 말뚝 직경의 비를 산정

② $\sum_{i=1}^{n} f p \Delta L_i$ 및 $q_b A_b$ 를 계산

③ ① 항에서 산정된 침하량과 말뚝 직경의 비를 이용 그림에서 정규화된 주면마찰력과 선단지지력을 산정

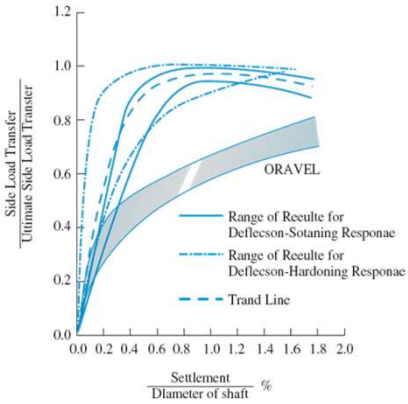
④ ② 항에서 계산된 $\sum_{i=1}^{n} f p \Delta L_i$ 및 $q_b A_b$과 ③항에서 산정된 값을 곱하여 주면마찰력과 선단지지력을 산정

⑤ ④항에서 산정한 지지력을 합하여 총 허용지지력을 산정

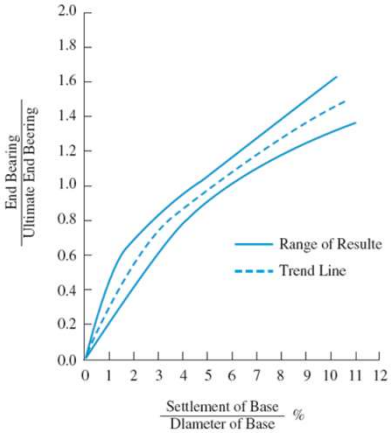
132

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**



사질토에서의 침하량과 정규화된 주면 전이 하중의 관계
(O'Neill 과 Reese, 1999)



사질토에서의 침하량과 정규화된 선단 전이 하중의 관계
(O'Neill 과 Reese, 1999)

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**

점토 지반의 경우 극한지지력 산정 공식은 식 8.8과 같은 식을 사용하고 주면마찰력과 선단지지력은 다른 식들을 사용

$$Q_u = \sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L + q_b A_b$$

단위면적당 극한주면마찰력

$$f_i = \alpha c_{u(i)}$$

여기서, $\alpha = 0.55$ (**상부** $1.5D_s$**와 하부** $1D_s$**의 경우** $\alpha = 0$)

$c_{u(i)}$ = **i층에서의 비배수점착력**

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**

점토지반에 타설된 현장타설말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력을 비배수점착력과 말뚝 선단의 근입깊이에 따라서 다음과 같이 제안

비배수점착력이 96kPa보다 크고 근입깊이가 3D보다 큰 경우

$$q_b = 9c_u$$

비배수점착력이 96kPa보다 작고 근입깊이가 3D보다 큰 경우

$$q_b = \frac{4}{3}\left[\ln\left(I_r + 1\right)\right]c_u = N_c^* c_u$$

여기서, I_r = 강성지수($I_r = E_s/3c_u$)

N_c^* = 표 8.3에 나타난 값

근입깊이가 3D보다 작은 경우

$$q_b = \frac{2}{3}\left[1 + \frac{1}{6}\left(\frac{L}{D}\right)\right]N_c^* c_u$$

6.4.1 정역학적 지지력공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Reese 와 O'Neill (1989)**

C_u	$E_s/3C_u$	N_c^*
24 kPa	50	6.5
48 kPa	150	8.0
≥ 96 kPa	250 - 300	9.0

비배수점착력, 강성지수 및 N_c^*의 관계

6.4 현장타설말뚝의 지지력

6.4.2 원위치시험 결과를 이용한 현장타설말뚝의 지지력 산정

■ **Meyerhof (1976)**

사질토 지반에서의 표준관입시험(SPT) 결과를 이용하여 단위면적당 극한선단지지력을 산정

$$q_b = 40N\frac{L_b}{D}(kPa)$$

여기서, N은 말뚝 선단부근(말뚝 선단 상부 8D깊이에서 선단 하부 3D깊이까지)의 평균관입저항값
L_b은말뚝의 선단 지지층내 근입깊이

콘관입시험 결과를 이용한 선단지지력 산정

$$q_b = 0.5q_c$$

6.4 현장타설말뚝의 지지력

6.4.3 암반에 설치된 현장타설말뚝의 지지력의 산정

암반에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이기구는 매우 복잡하여 이러한 공식들을 적용하는 방법, 즉 설계가정에 대한 제시는 분명하지 않은 경우가 대부분

구 분	경 험 식	제 안 자
선단 지지력	$q_b = 3q_u$	Coates (1967)
	$q_b = 58q_u$	Teng (1962)
	$qb = 2.7qu$	Rowe와 Armitage (1967)
	$q_b = 4.5q_u < 10$	ARGEMA (1992)
	$q_b = 4.83q_u^{0.51}$	Zhang과 Einstein (1998)
	$f_s = 4.406q_u^{0.367}$	Williams 등. (1980)
주면 마찰력	$f_s = 4.757q_u^{0.3}$: 매끈한 소켓 $f_s = 6.365q_u^{0.3}$: 거친 소켓	Rowe와 Armitage (1987)
	$f_s = 2.198q_u^{0.3}$	Horvath와 Kenney (1979)
	$f_s = 2.067q_u^{0.3}$	Carter와 Kulhawy (1988)
	$f_s = 0.3q_u$	Reynolds와 Kaderabek (1987)
	$f_s = 0.2q_u$	Gupton과 Logan (1984)
	$f_s = 0.15q_u$	Reese와 O' Neill (1987)

암반에 근입된 현장타설 말뚝의 지지력

6.5 현장타설말뚝의 설계와 시공시 품질관리

6.5.1 설계일반

- 지반을 굴착하여 현장에서 콘크리트 기둥을 만드는 형식이므로 시공특성상 주변 토층지반을 이완시키는 경향이 있어 항타말뚝 등의 비배토 방식의 말뚝기초와 비교할 때 하중-변위곡선의 강성도 낮고 지지력도 저하
- 여러 가지 요소를 고려하게 되는데 그 중에서 가장 큰 주요 요소는 지지력 이외에도 작용하는 하중의 크기, 최대 작용하중이 작용할 때의 기초 및 구조물의 허용변위, 지층 형상, 지반 조건, 그리고 지반정수의 불확실성, 선단지지력 계산방법 및 설계안전율, 구조물의 시공성, 장비의 가용성 및 소음과 진동 등의 공해유발 요인 등을 고려

139

6.5 현장타설말뚝의 설계와 시공시 품질관리

6.5.2 현장타설말뚝의 품질검사

구분	문제 종류	문제 발생 요인
굴착	공벽 붕괴	• 표면케이싱의 관입부족 • 공벽의 내측수위가 다른 말뚝시공에 의한 상승 • 보링조사와 다른 토질조건
	굴착 불능 능률 저하	• 지반조사에 제시되어 있지 않은 큰 입경의 전석 등이 존재 • 지지층의 경사 • 중간층에 경질의 각력층 존재
	굴착공의 휨, 편심 및 굴곡	• 이완된 지반으로 기울어짐 • 장애물, 호박돌에 닿음 • 케이싱 튜브의 처짐과 마모 • 다져진 중간모래층 무리한 굴착
말뚝본체	콘크리트의 품질불량	• 콘크리트의 품질 불량 • 슬라임 처리 부족 • 좁은 철근간격 및 철근망의 편심 • 콘크리트의 유동성 부족 및 트레미관 이음부 누수
	단면형상의 변화	• 연약층 혹은 느슨한 지반에서 콘크리트 측압에 의해 확대 • 연약지반에서의 공벽의 부풀음

현장타설말뚝 시공 시 문제점

140

6.5 현장타설말뚝의 설계와 시공시 품질관리

6.5.2 현장타설말뚝의 품질검사

구분	문제 종류	문제 발생 요인
철근망	철근망의 공사	• 철근망의 편심, 휨, 좌굴 • 철근과 케이싱 간에 콘크리트의 재료분리 등에 의한 자갈존재 • 이어붓기에 따른 시간 지연으로 콘크리트 경화 • 콘크리트의 타설 속도가 빠름
	철근망의 변형	• 주철근이 용접에 의해 단면 결손 • 콘크리트의 유동압에 의한 하부철근 좌굴 • 지반이 철근망의 중량을 지지할 수 없어서 침하
지지력	지지력 부족	• 응력해방에 의한 지반의 이완 • 지지층 요철로 일부 말뚝이 지지층에 도달하지 않음 • 선단에 슬라임 퇴적 • 지지층의 두께가 지반조사 결과보다 얇음

현장타설말뚝 시공 시 문제점(계속)

141

6.5 현장타설말뚝의 설계와 시공시 품질관리

6.5.2 현장타설말뚝의 품질검사

항목		대책 방안
굴착시 공벽붕괴		• 공벽붕괴 우려가 없는 풍화암 이하 1m까지 케이싱 사용
말뚝본체 불량	형상불량	• 트레미관을 통한 콘크리트 타설 속도 조절 • 건전도 시험실시
	정착불량	• 수중에서 재료분리가 발생하지 않도록 수중 불분리성 콘크리트 사용 • 말뚝 선단에 매설된 관을 통한 압력 그라우팅 실시
철근망의 변형		• 뒤틀림 방지 계획을 수립하여 운반 및 콘크리트 타설시 변형방지 • 선단부 스페이서를 설치하여 지반과 주철근의 직접적인 접촉방지
지지력 부족		• 선단정착부 압력 그라우팅 실시 • 재하시험에 의한 지지력 확인

현장타설말뚝 시공 시 문제발생 대책방안

142

6.6 케이슨기초의 개요

수상이나 지상에서 미리 제작한 속이 빈 콘크리트 또는 강재구조물을 자중이나 적재하중을 가하여 지지층까지 침하시킨 후 그 바닥을 콘크리트로 막고 모래, 자갈, 또는 콘크리트 등으로 속채움을 하여 설치하는 기초

143

6.6 케이슨기초의 개요

■ 특징

1. 수직방향, 수평방향의 하중에 대하여 비교적 신회성이 높은 지지력을 보임. 하지만 경사지에서 시공 시 편압에 주의를 요함
2. 지지층을 확인할 수 있어 확실한 시공이 가능
3. 지지력에 대해서 단면치수, 근이 깊이 등을 조절할 수 있어 유연한 설계가능
4. 연약한 지반이나 수심이 깊은 곳에서도 시공이 가능. 그러나 연약한 곳에서는 초기 침하에 주의
5. 시공 시 진동이나 소음이 작음
6. 시공 시 인접구조물에 대한 영향은 양압력에 의한 경우가 많음
7. 공기는 비교적 길지만 우기 시 시공이 가능하므로 합리적인 공정관리가 가능
8. 노동집약적 시공이므로 안전관리에 각별한 주의를 기울여야 함
9. 관련설비가 고정식이 많아 경비가 높고 소규모 기초에는 비경제적

144

6.7 케이슨기초공법

6.7.1 오픈케이슨(open caisson)

상하부가 열려있는 콘크리트 통을 사전에 구축하여 구체 저면의 흙을 내부에서 굴착, 배출시키면서 케이슨을 침하시키고 이런 구축과 굴착침하의 작업을 반복하여 소정의 깊이까지 도달시키는 공법

145

6.7 케이슨기초공법

6.7.1 오픈케이슨(open caisson)

■ 단점

1. 굴착위치가 부정확하게 되어 치우친 굴착을 할 가능성 존재
2. 기초지반의 토질상태를 직접 확인할 수 없고, 큰 전석 등의 장애물이 있을 시 공사가 어려워짐
3. 수중 타설한 저부 콘크리트 품질에 문제가 생길 수 있음
4. 주변지반의 융기(heaving)나 분사(boiling)현상이 발생하기 쉬움
5. 케이슨 저부에 발생하는 슬라임을 깨끗이 제거하기 어려움

■ 장점

1. 시공 깊이에 제한이 없으며, 기계설비가 비교적 간단
2. 공사비가 뉴메틱케이슨기초에 비하여 상대적으로 저렴

146

6.7 케이슨기초공법

6.7.1 오픈케이슨(open caisson)

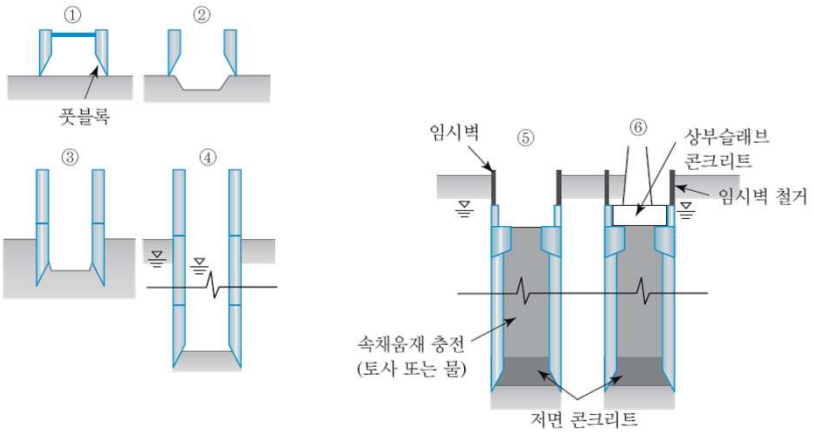
■ 단계별 시공순서

1. 지표면 정지작업, 지지력이 부족한 경우 모래등을 깔아 지반개량
2. 케이슨 슈와 거푸집을 설치하고 콘크리트를 타설하여 제1구체 구축
3. 케이슨 내 흙을 그래브버킷, 크람셸, 펌프 등으로 굴착하면서 케이슨을 침하 시킴
4. 구체 구축과 굴착 반복하여 지지층까지 시공
5. 케이슨 하부에 수중콘크리트 타설하고, 양생과정을 거친 후 펌프로 남은 물을 양수하고 속채움 실시
6. 상부슬래브를 타설하고 임시벽 철거

147

6.7 케이슨기초공법

6.7.1 오픈케이슨(open caisson)



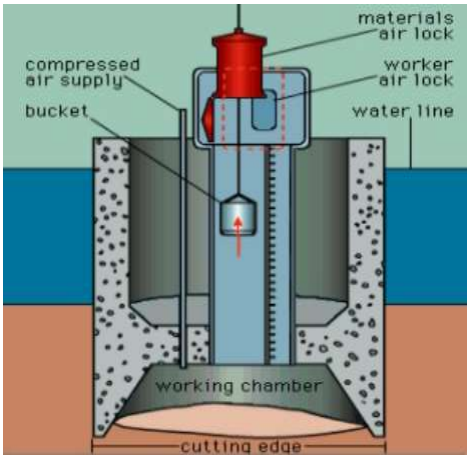
오픈케이슨 시공과정

148

6.7 케이슨기초공법

6.7.2 뉴메틱케이슨(pneumatic caisson)

- 대형구조물의 기초시공을 위한 공법의 한 종류로서 육상에서 제작한 케이슨을 해상위치에 설치
- 케이슨 선단 부분의 천장을 막아서 아래에 작업공간을 확보
- 작업실 내부에 압축공기를 보내어 지하의 수압에 대응하는 압력의 공기를 보내고, 건조한 상태의 실내로 작업원이 들어가 토사를 굴착, 배토하여 케이슨을 지지기반에 침하시키는 공법



149

6.7 케이슨기초공법

6.7.2 뉴메틱케이슨(pneumatic caisson)

■ 장점

1. 지지지반을 직접 확인할 수 있어 신뢰성이 높음
2. 어떠한 지반상태에서도 굴착이 가능하여 공사기간을 준수하기가 용이
3. 주위의 지하수위를 변동시키지 않고 작업이 가능
4. 침매하중의 증감이 쉽고 오픈케이슨에 비하여 중심위치가 낮아 기울어짐이 적음
5. 수중콘크리트를 사용하지 않아 콘크리트 품질 측면에서 신회성이 높음

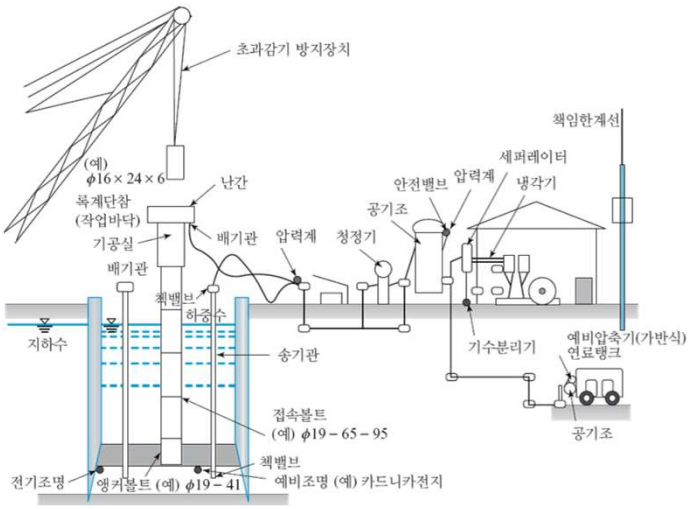
■ 단점

1. 전력, 기계설비를 사용하므로 공사비가 많이 듬
2. 고기압 상태에서 작업하므로 숙련된 경험자가 시공하여야 하기 때문에 노무비가 비쌈

150

6.7 케이슨기초공법

6.7.2 뉴메틱케이슨(pneumatic caisson)



뉴메틱케이슨의 구조

6.7 케이슨기초공법

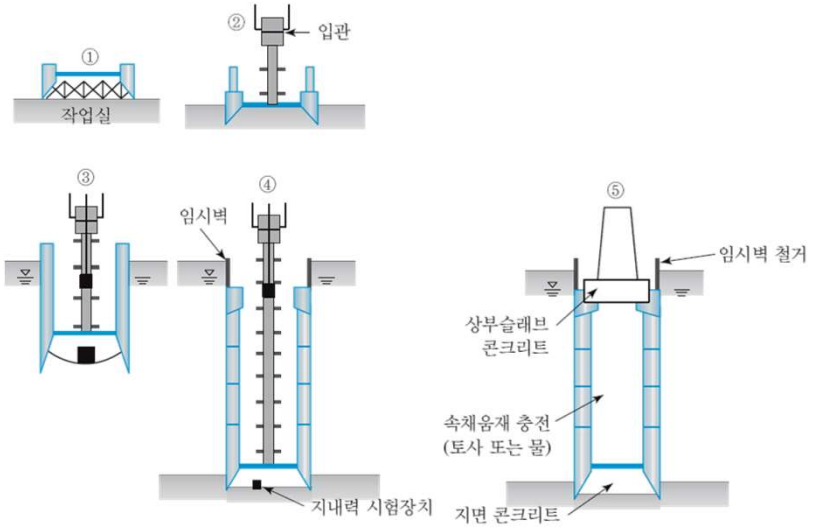
6.7.2 뉴메틱케이슨(pneumatic caisson)

■ 단계별 시공순서

1. 지표면 정지작업 및 케이슨 슈를 설치하고 작업실 구축을 위한 동바리와 거푸집 설치 후 콘크리트를 타설하여 제1구체를 구축
2. 기공실과 세로관 설치
3. 압축공기 주입하고 굴착
4. 구체 구축과 굴착을 반복하여 지지층까지 시공 후 지지력 시험을 실시
5. 작업실에 속채움 콘크리트 주입
6. 양수 후 케이슨 속채움을 완료하고, 상부슬래브에 콘크리트를 타설한 다음 임시벽 철거

6.7 케이슨기초공법

6.7.2 뉴메틱케이슨(pneumatic caisson)



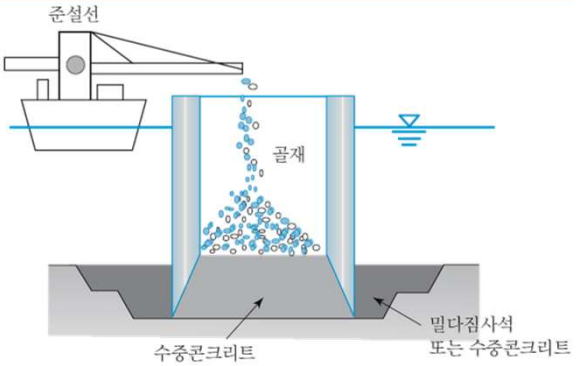
뉴메틱케이슨의 시공과정

153

6.7 케이슨기초공법

6.7.3 박스케이슨(box caisson)

육상에서 제작한 저면이 폐단면인 케이슨을 해상에서 예인하여 미리 수평하게 정지된 지지층에 거취하고 박스의 내부를 모래, 자갈, 콘크리트, 또는 물로 채워 침하시키는 공법



박스케이슨의 구조

154

6.7 케이슨기초공법

6.7.3 박스케이슨(box caisson)

■ 단계별 시공순서

1. 해저면을 그래브 준설선등을 이용하여 수평하게 굴착
2. 육상에서 케이슨을 제작
3. 케이슨을 크레인 또는 예인선으로 운반
4. 케이슨 내부에 속채움 실시하여 침설
5. 케이슨 주변을 사석이나 수중 콘크리트로 밑다짐

155

6.8 케이슨기초의 연직지지력

6.8.1 개요

- 케이슨기초 지반의 허용연직지지력은 토질조사 결과를 이용하여 정역학적 또는 경험적 공식에 의해 산정하거나 평판재하시험결과에 기초한 크기효과를 반영하여 계산하기도 함
- 일반적으로 케이슨은 말뚝이나 현장타설말뚝에 비하여 치수가 매우 크므로 직접 재하시험을 실시하기에는 많은 제약조건이 따름
- 케이슨기초는 주로 연약한 지층 아래 설치되며 조밀한 모래층에 시공된 경우에도 굴착 시 주변지반 이완효과가 크기 때문에 주면마찰력을 무시하는 것이 일반적

얕은 강체기초 (직접기초)	깊은 강체기초 (케이슨)	깊은 탄성체 기초(말뚝기초)	
D/B≤0.5	D/B>0.5	유한길이의 말뚝	반무한길이의 말뚝
	0<β·D<1	1<**β**·D<2	**β**·D<3

기초의 설계상 분류

156

6.8 케이슨기초의 연직지지력

6.8.2 정역학적 공식으로 지지력을 산정하는 법

$$q_{all} = q_u / FS + \gamma_1 D_f$$

$$q_u = \left[\alpha c_d N_c + \gamma_1 D_f (N_q - 1) + \frac{1}{2} \beta B \gamma_2 N_r \right] \Big/ FS + \gamma_1 D_f$$

여기서, q_u = 극한지지력 = $\alpha c_d N_c + \gamma_1 D_f (N_q - 1) + \frac{1}{2} \beta B \gamma_2 N_r$

α, β = 케이슨 저면형상계수(표8.9참조)

c_d = 케이슨 저면지반의 점착력

γ_1 = 케이슨 저면 윗부분 흙의 단위중량

γ_2 = 케이슨 저면 아래 부분 흙의 단위중량

D_f = 케이슨 관입깊이

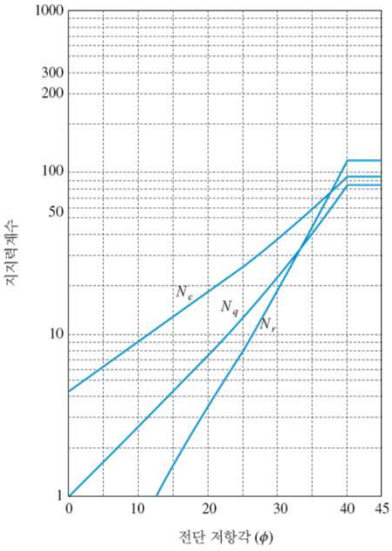
B = 케이슨 최소폭(원형인 경우 직경)

FS = 안전율(평상시 3, 지진시 2)

N_c, N_q, N_r = 지지력계수

6.8 케이슨기초의 연직지지력

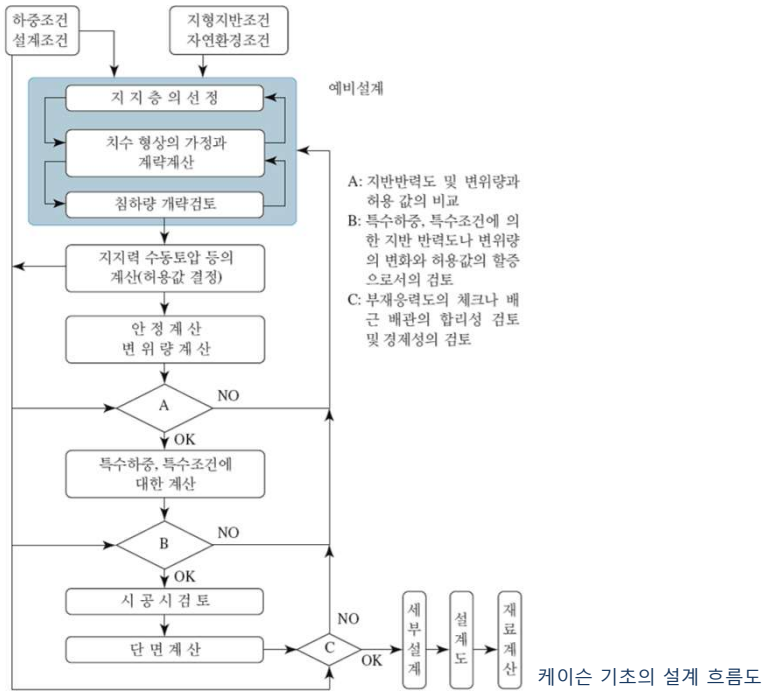
6.8.2 정역학적 공식으로 지지력을 산정하는 법



지지력 계수 (도로교표준시방서, 2005)

케이슨 저면형상	띠형	정사각형	직사각형	원형
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3
β	1.0	0.6	1-0.4B/L	0.6

케이슨 저면의 형상계수(구조물 기초설계기준 해설, 2003)



케이슨 기초의 설계 흐름도

159

6.8 케이슨기초의 연직지지력

6.8.3 평판재하시험으로 지지력을 산정하는 방법

뉴메틱케이슨의 경우, 작업실 내에서 케이슨의 자중을 이용하는 평판재하시험이 가능하여 그 결과를 가지고 아래와 같이 지반의 허용연직지지력을 구할 수 있음 (구조물 기초설계기준 해설, 2003)

$$q_{all} = q_u / FS + \gamma_1 D_f$$
$$q_u = \left[q_t + \gamma_1 D_f (N_q - 1)\right] / FS + \gamma_1 D_f$$

여기서, q_u = 극한지지력 = $q_t + \gamma_1 D_f (N_q - 1)$

q_t = 평판재하시험에서 얻어진 극한지지력

실제로 케이슨이 지지력을 발휘하는 단계의 상태는 평판재하시험 때와 매우 다르기 때문데 적절한 보정 필요

160

6.8 케이슨기초의 연직지지력

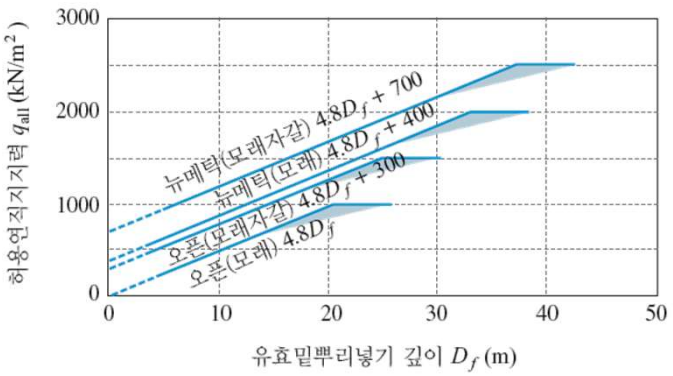
6.8.3 평판재하시험으로 지지력을 산정하는 방법

평판재하시험 결과를 사용할 때, 극한지지력은 다음 세 가지 값에서 가장 작은 값을 사용할 수 있음

1. 하중-침하 곡선이 침하축에 평행하게 되는 곳의 하중
2. logP-logS 곡선에서 구한 항복하중의 1.5배
3. 최대시험하중의 1.5배

6.8 케이슨기초의 연직지지력

6.8.3 평판재하시험으로 지지력을 산정하는 방법



평상시 케이슨 저면지반의 허용연직지지력의 상한치(도로교표준시방서, 2005)

6.9 케이슨기초의 허용수평지지력

1. 전면지반의 허용수평지지력

전면 지반의 혀용수평 지지력 P_{pc}는 지반의 수동토압을 안전율로 나눈 값으로 다음 식으로 같이 산정

$$P_{pc} = P_p / FS = \left[\frac{1}{2}\gamma H^2 K_p - 2c_u H\sqrt{K_p}\right] / FS$$

여기서, H = 케이슨의 높이
K_p = 수동토압계수
γ = 지반의 단위중량
c_u = 지반의 점착력

163

6.9 케이슨기초의 허용수평지지력

2. 전면지반의 허용전단저항력

전면지반의 허용전단저항력은 케이슨의 저면과 지반 사이에 작용하는 저항력을 안전율로 나눈 값으로 산정. 이때 케이슨의 저면 저항력은 부착력과 마찰에 의한 저항력의 합으로 다음 식과 같음

$$H_a = \left[c_B A + V \tan\phi_B\right] / FS$$

여기서, H_a = 허용전단저항력
V = 케이슨 저면에 작용하는 연직력
A = 케이슨 저면의 유효 재하면적
c_B = 케이슨 저면과 지반 사이의 부착력
φ_B = 케이슨 저면과 지반 사이의 마찰각

164

6.10 케이슨기초의 지반반력과 침하

6.10.1 케이슨기초의 지반반력

케이슨 저면의 지반반력은 케이슨 저면지반에 작용하는 연직하중과 케이슨저면적의 비로 산정. 케이슨 주면지반의 마찰 저항력은 자기지속하중에 대해서는 서서히 감소하는 경향이 있으므로 무시하는 것이 일반적

$$q_p = \frac{V_p}{A_p} = \frac{1}{A_p}(V + W - U)$$

여기서, q_p = 케이슨 저면의 지반반력
A_p = 케이슨 저면적
V_p = 케이슨 저면 지반에 작용하는 연직하중
V = 케이슨 상단에 작용하는 연직하중
W = 케이슨 본체하중,속채움 재료 포함
U = 케이슨 저면에 작용하는 부력

165

6.10 케이슨기초의 지반반력과 침하

6.10.1 케이슨기초의 지반반력

케이슨 상단의 전 침하량은 깊은 기초의 침하량 산정법과 동일

$$s = s_i + s_c + s_s$$

여기서, s_i = 케이슨 저면지반의 침하량
s_c = 케이슨 본체의 탄성변위에 의한 침하량
s_s = 케이슨 주면마찰력에 의한 침하량

주면마찰력에 의한 침하량은 상대적으로 작을 뿐 아니라 대개 주면마찰저항력을 무시하므로 고려하지 않는 것이 일반적

166

6.10 케이슨기초의 지반반력과 침하

6.10.1 케이슨기초의 지반반력

케이슨 본체의 탄성변위에 대한 침하량

$$s_c = \frac{1}{A_c E_c}\left(V + \frac{W}{2} - \frac{U}{2}\right)$$

여기서, L = 케이슨 본체길이
A_c = 케이슨 본체의 콘크리트 단면적
E_c = 케이슨본체의 콘크리트 탄성계수

167

6.10 케이슨기초의 지반반력과 침하

6.10.1 케이슨기초의 지반반력

케이슨 저면지반의 침하량은 사질토 지반의 탄성침하와 점성토 지반의 압밀 침하가 있음. 또한 점성토 지반일 경우, 크리프 변위도 있으나 작은 값으로 일반적으로 고려하지 않음. 사질토와 점토 지반의 탄성침하량의 계산은 말뚝기초 침하량 산정 방식과 동일

$$s_i = C_s q B\left(\frac{1-\nu^2}{E}\right)$$ (사질토의 탄성침하)

여기서, C_s = 영향계수 (3장 표 3.9참조)
q = 케이슨 저면지반반력
B = 기초의 재하 폭
E = 지반의 탄성계수(비배수 조건)
ν = 지반의 포아송비

$$s_i = \int \frac{\Delta e}{1+e_0} dz$$ (점성 토의 압밀침하)

여기서, e_0 = 점토층의 초기 간극비
Δe = 간극비의 변화량

168