



기 초 공 학

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

제3장 얇은 기초



기본 개념

얕은 기초

영향깊이 최소 1/2
정도는 다짐처리

압력구근

영향깊이

압력구근 내
지반 압축거동

- 기초지반은 전단파괴가 발생하지 않아야 하며, 구조물 종류별 허용 침하량 이내에서 침하 조절 필요

- 지반공학적 고려 요소

작용하중 - 크기, 방향

허용지지력 - 단위중량, 흙의 전단강도(c , ϕ), 지하수 조건, 동결심도, 암반 불연속면 등

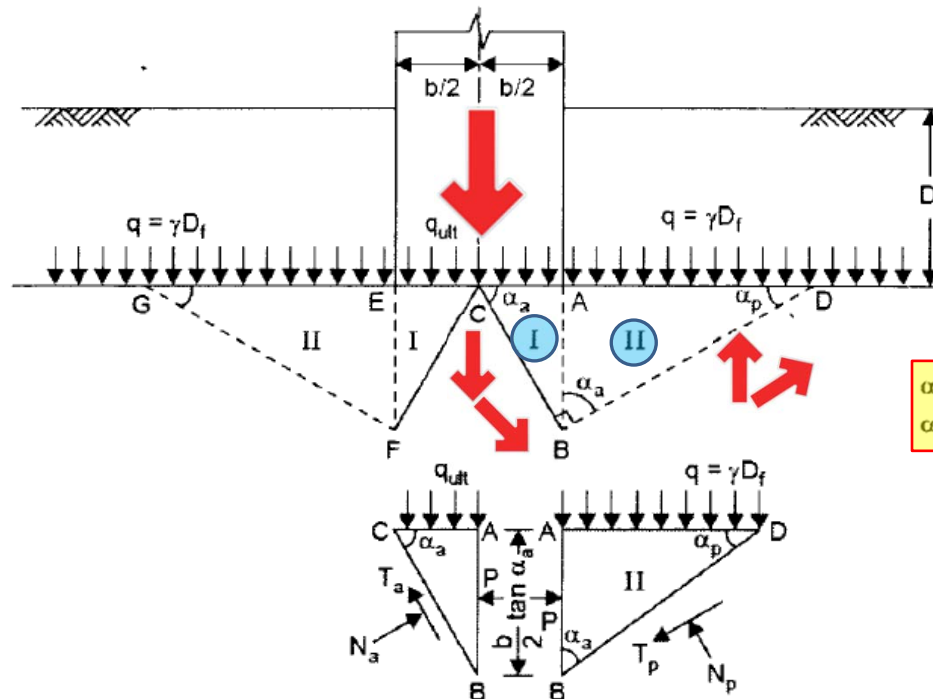
허용침하량 - 전침하량, 부등침하, 각변위

설계 순서

1. 기초에 작용하는 구조물 하중, 상재하중, 주수동 토압 산정
2. 지반조사결과를 토대로 기초지반의 공학적 특성 분석
3. 기초 위치와 심도, 규격 설정
4. 기초지반의 지지력 산정과 안정성 검토
5. 기초지반 예상 침하량 산정
6. 기초의 구조 설계(철근량, 배치 등)

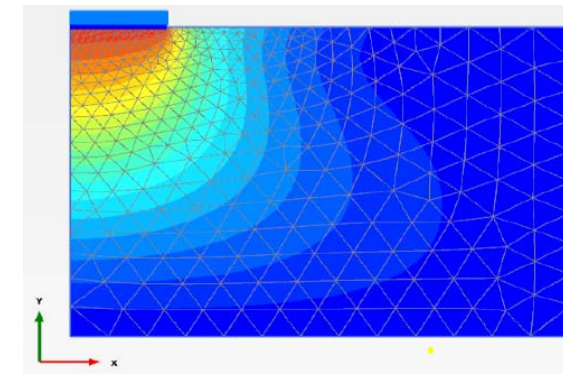
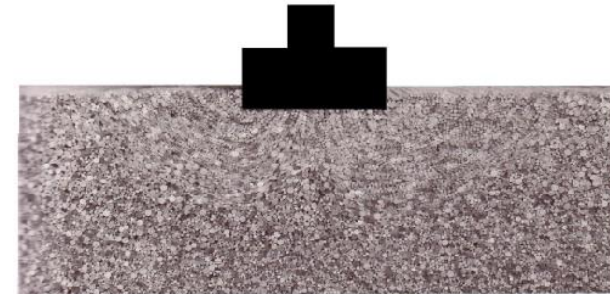


기본 개념



$$\alpha_a = 45^\circ + \phi/2$$

$$\alpha_p = 45^\circ - \phi/2$$



Rankine's method taking into account the size of the footing

• Bell(1915)

Rankine 지지력 개념[$\sigma = q_{ult} \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \phi/2)$]을 확장시켜 c, ϕ 를 갖는 점성토 지반의 기초 지반 거동 모사. 주동영역 I과 수동영역 II의 평형관계.

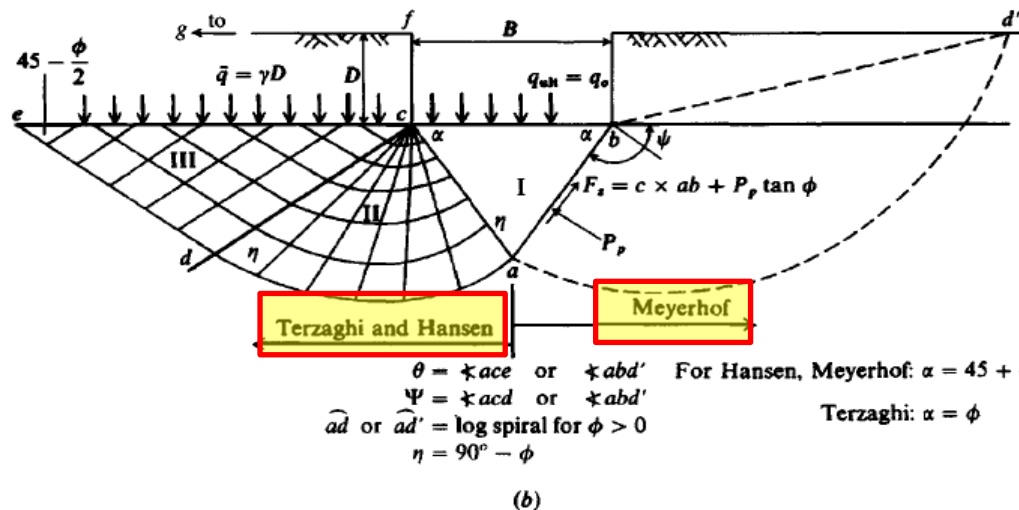
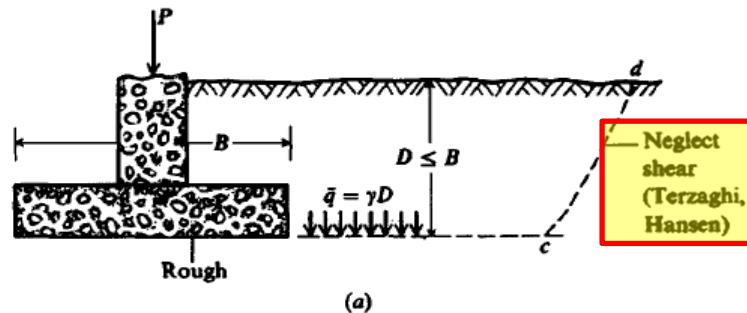
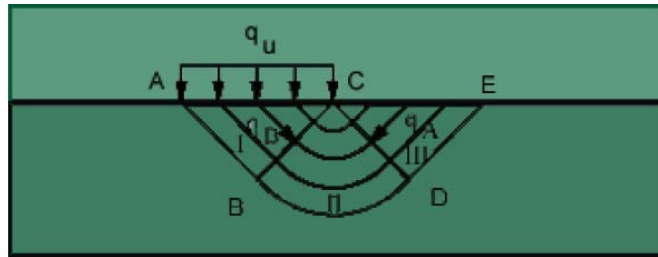
BD면을 따라 발생하는 저항력이 극한지지력, $q_{ult} = cN_c + (\gamma B/2)N_\gamma + \gamma D_f N_q$ (점착력, 기초 폭, 묻힘 깊이)

If, $\phi=0$ (순수한 점토), $q_{ult} = 4cN_c + \gamma D_f$ if, $D_f=0$ (지표면에 기초 위치), $q_{ult} = 4c$

결합 요인 ① 파괴면을 직선으로 가정 ② AB면을 따라 발생하는 전단응력 무시



기본 개념



- **Prandtl(1920)**

기초 직하부 주동영역에서 방사선 방향으로 전단응력 전파, 지표면 부근 접선상 수동영역 형성

- **Terzaghi(1943)**

쇄기형태의 주동 영역에서 대수나선 형태로 전단영역, 기초지반면에 $45-\phi/2$ 각도로 수동영역 형성(Hansen, 1970).

점성토 지반의 지지력 산정

사각형, 줄기초, 원형기초 별 보정계수

기초경사, 심도, 경사하중에 대한 보정계수 제시(Hansen, Vesic1973)

- **Meyerhof(1951)**

쇄기형태의 주동 영역에서 대수나선 형태로 전단영역, 지표면까지 응력 전달

s, d, i에 대한 보정계수

- 2가지 이상의 지지력 공식을 사용하여 극한 지지력을 산정하여 비교

지지력 계수

Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (1943). See Table 4-2 for typical values and for K_{py} values.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

For: strip round square

$$s_c = 1.0 \quad 1.3 \quad 1.3$$

$$s_\gamma = 1.0 \quad 0.6 \quad 0.8$$

Meyerhof (1963).* See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Inclined load: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Hansen (1970).† See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General:† $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14s_u(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vesic (1973, 1975).‡ See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

Use Hansen's equations above.

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

*These methods require a trial process to obtain design base dimensions since width B and length L are needed to compute shape, depth, and influence factors.

3.1 얇은 기초의 개요 및 시공일반

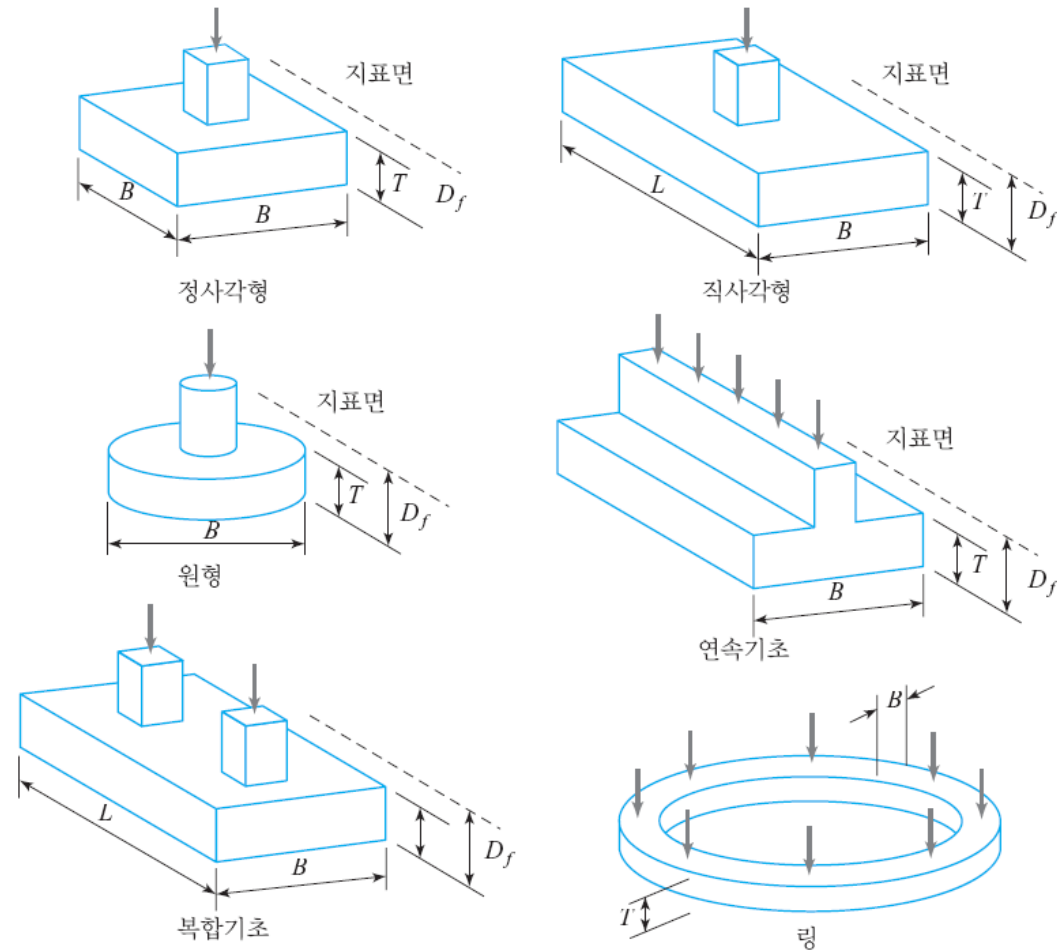
3.1.1 개요

- ① **얇은 기초(shallow foundation)** : 지표면 부근의 지반이 지반공학적인 측면에서 양호한 상태를 나타내고 있을 경우, 상부구조물에서 전달되는 하중을 확대된 단면을 통해 지표면 혹은 상부지층에 직접 전달시키는 형식의 기초구조물
- ② 기초 폭(B)과 근입깊이(D_f)의 비가 대체로 $1 \sim 4$ 인 경우 ($D_f/B \leq 4$)



얇은 기초의 분류

3.1.2 기초형식의 분류 및 선정요인

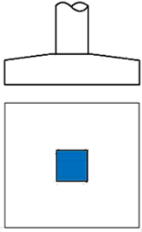
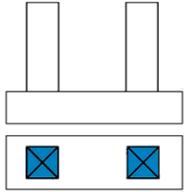
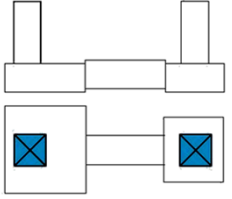
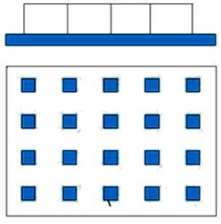


B : 기초의 폭, L : 기초의 길이, T : 기초의 두께, D_f : 근입깊이

확대기초

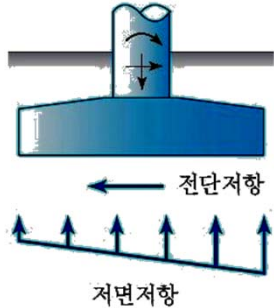
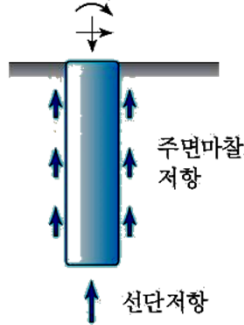
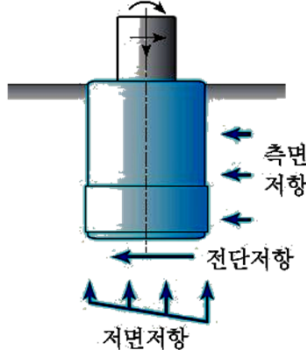
3.1.2 기초형식의 분류 및 선정요인

표 3.1 얽은 기초 형식 및 용도

기초형식		기초의 용도
확대기초		<ul style="list-style-type: none"> 가장 일반적인 직접기초 형태로 한 개의 기둥만을 지지하는 경우에 적용 정사각형 독립 확대기초는 정사각형 또는 원형의 기둥을 지지하는데 가장 경제적 직사각형기둥 또는 벽체에 대해서는 직사각형 기초가 경제적
	 <p>복합 확대 기초</p>	<ul style="list-style-type: none"> 2개의 기둥이 근접하고 있어 독립 확대기초를 2개 설치하기 힘든 경우 기둥이 용지경계선에 극히 접근하고 있어서 독립 확대기초가 인접지를 침범하지 않도록 설치하면 심한 편심이 생겨서 불리한 경우에 적용
	 <p>캔틸레버 확대 기초</p>	<ul style="list-style-type: none"> 기초지반의 지지력이 클 때에는 복합기초보다 캔틸레버식 또는 연결형식인 strap을 사용하는 것이 경제적 연결보인 스트랩이 큰 경우나, 스트랩을 깊은 위치에 시공하여야 하는 경우에는 복합 확대기초가 경제적
전면기초		<ul style="list-style-type: none"> 기초지반의 지지력이 작아서 개개의 확대기초를 하나의 큰 슬래브로 연결하여 지반에 작용하는 단위압력을 감소시키려는 경우에 적용 과도한 침하를 방지하기 위해 사질토 지반인 경우 N치 10이상인 경우에만 적용

3.1.2 기초형식의 분류 및 선정요인

얕은 기초와 깊은 기초의 특성 비교

기초형식	얕은 기초	깊은 기초	
		말뚝 기초	케이슨 기초
하중지지개념			
	<ul style="list-style-type: none"> • 연직력 : 저면반력 • 수평력 : 기초저면의 전단저항 (마찰저항) 	<ul style="list-style-type: none"> • 연직력 : 선단저항 및 주면마찰저항 • 수평력 : 말뚝 휨강성 및 주변지반의 수동저항 	<ul style="list-style-type: none"> • 연직력 : 저면반력 • 수평력 : 측면반력 및 전단저항 (마찰저항)
적용기준	<ul style="list-style-type: none"> • 심도 : 최대 6.0m 내외 • 연직하중 : 제한없음 • 터파기 영향권내 장애물이 없고 시공 중 배수처리가 곤란하지 않을 것 	<ul style="list-style-type: none"> • 심도 : 6~12 m • 말뚝 1본당 연직하중 기성말뚝 : 1,000kN 내외 현장타설말뚝 : 5,000kN 내외 • 현장 및 하중조건에 따라 기성말뚝과 현장타설말뚝으로 나누어 적용 	<ul style="list-style-type: none"> • 심도 : 6~30 m 정도가 일반적 30m 이상의 대심도에서도 적용가능 • 연직하중 : 15,000 kN 이상 • 지하수 영향 큰 지역, 하상, 수상 등 특수지역
공법별 구분	<ul style="list-style-type: none"> • 독립확대기초 • 복합확대기초 • 연속확대기초 • 켄틸레버확대기초 • 전면기초 	<ul style="list-style-type: none"> • 항타말뚝 • 매입말뚝 • 속파기말뚝 • 현장타설말뚝 	<ul style="list-style-type: none"> • 오픈케이슨 • 공기케이슨 • 특수케이슨 • 강관널말뚝웰

3.1.3 시공 일반

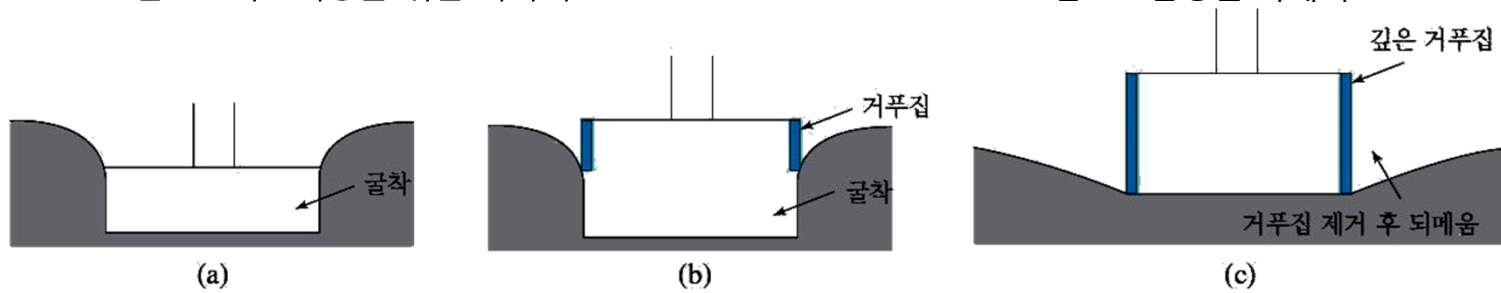
- 얇은 기초의 사용 : 굴착 가능한 저심도 부근에 양질의 지지층이 존재하는 경우
- 시공 순서 : 흙막이 → 굴착 → 본체 시공 → 되메우기



그림 3.3 기초시공을 위한 터파기



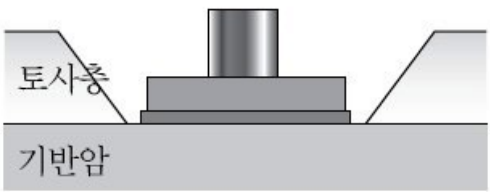
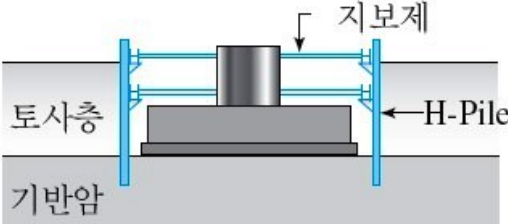
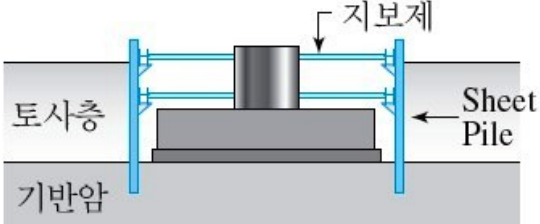
그림 3.5 완성된 확대기초



기초 콘크리트 타설 방법

3.1.3 시공 일반

얕은 기초의 시공방법

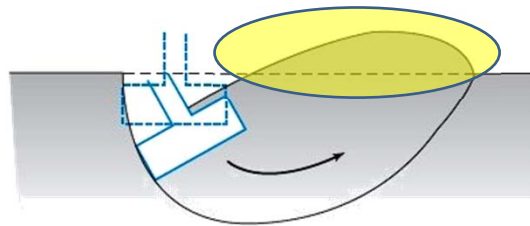
기초형식	오픈컷공법	H형말뚝 + 토류판공법	쉬트파일공법
개념도			
개요	<ul style="list-style-type: none"> • 자연기울기로 터파기 	<ul style="list-style-type: none"> • H형말뚝 항타+굴착+토류판 	<ul style="list-style-type: none"> • 쉬트파일 항타+굴착
장점	<ul style="list-style-type: none"> • 공정이 단순, 소음진동이 작음 • 공사비 저렴, 공기가 짧음 	<ul style="list-style-type: none"> • 터파기량이 적어 부지활용이 용이 • 강성이 커 인근벽체 변위 억제 	<ul style="list-style-type: none"> • 터파기량이 적어 부지활용이 용이 • 벽체 및 차수검용
단점	<ul style="list-style-type: none"> • 지하수 및 우수에 의한 붕괴우려 • 지수효과가 적고 차수공법 필요 • 연약지반 굴착 시 붕괴우려 	<ul style="list-style-type: none"> • 지수효과가 적고 차수공법 필요 • 항타 시 소음, 진동이 크게 발생 • 공사비 및 공기측면에서 불리 	<ul style="list-style-type: none"> • 항타 시 소음 진동발생 • 자갈 및 전석층에 시공곤란 • 공사비 및 공기 측면에서 불리
대상지역	<ul style="list-style-type: none"> • 지하수위가 낮고 굴착심도가 깊지 않은 구간 • 부지여유가 많은 경우 	<ul style="list-style-type: none"> • 오픈컷 공법이 불가한 경우 • 굴착심도가 깊고, 지하수위가 낮은 곳 	<ul style="list-style-type: none"> • 오픈컷 공법이 불가한 경우 • 굴착심도가 깊고, 지하수위가 깊은 곳



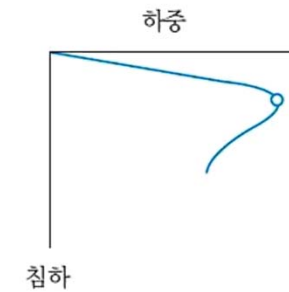
3.2 얇은 기초의 극한지지력

3.2.1 파괴 형태

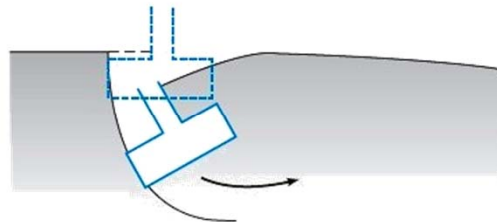
회전 거동
지표면 부풀음



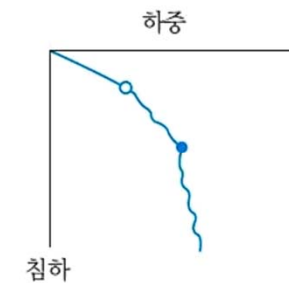
(a) 전반 전단파괴



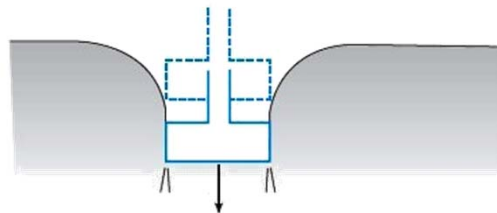
침하 회전 거동



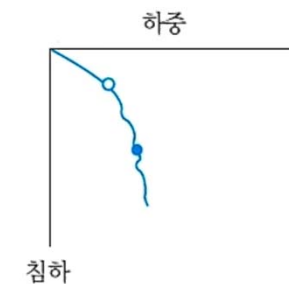
(b) 국부 전단파괴



침하 거동

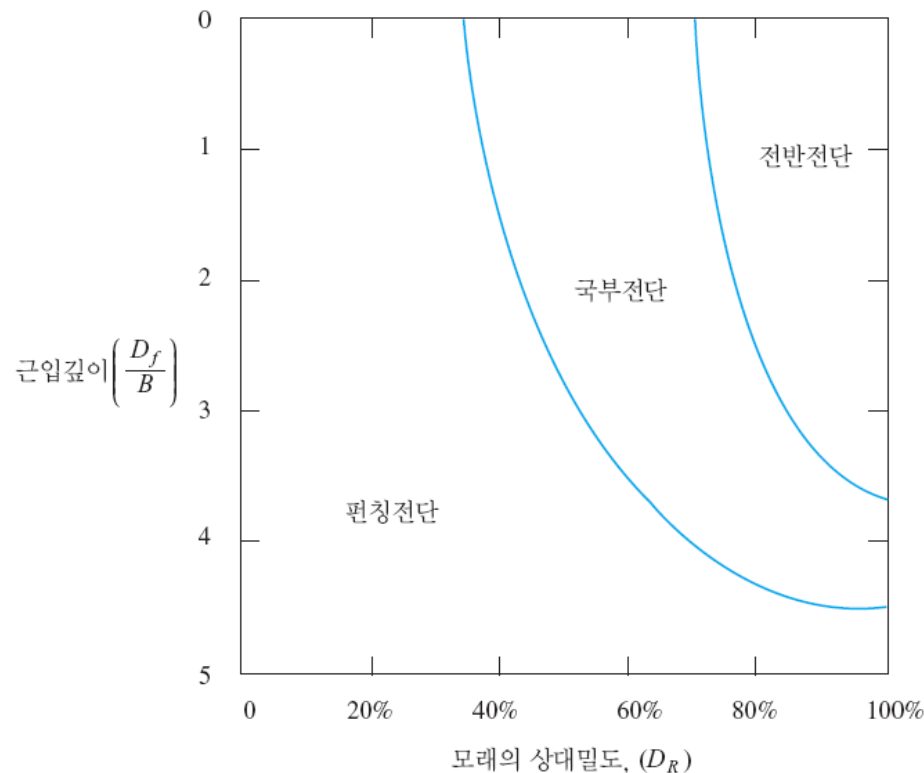


(c) 펀칭 전단파괴



3.2.1 파괴 형태

◆ Vesic(1973)의 모래질 지반에서의 재하 시험 결과

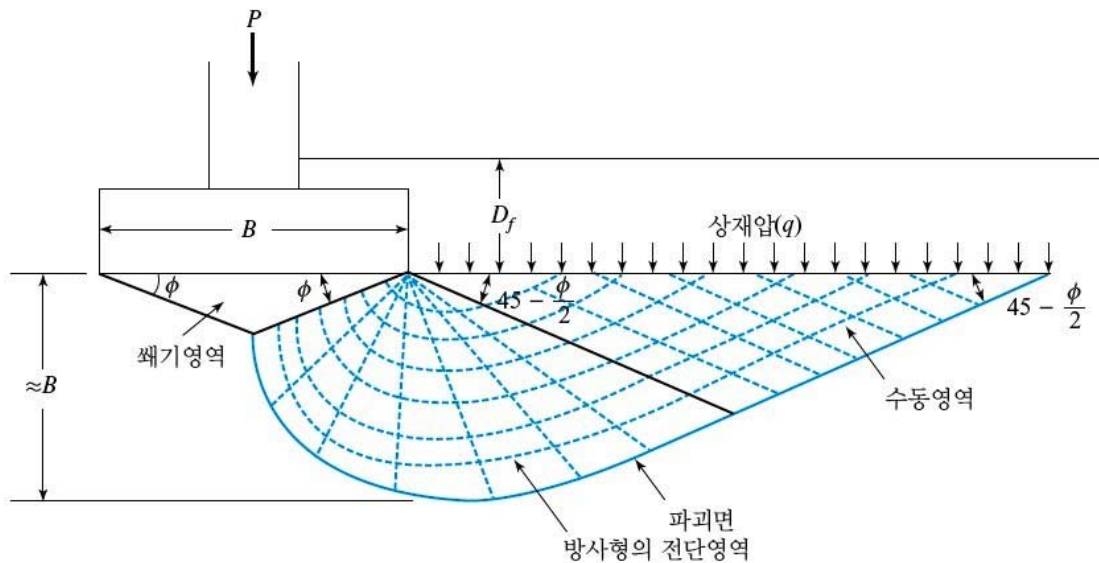


모래질 지반에서 원형기초의 파괴모드 (Vesic, 1973)

- ① **암반, 비배수 점성토 지반**에 설치된 얇은기초의 경우, 주로 전반 전단파괴 발생
- ② 상대밀도가 67%보다 큰 **조밀한 사질토지반**에 설치된 얇은 기초의 경우, 주로 전반 전단파괴 발생
- ③ 상대밀도가 30~67% 정도인 **느슨~중간 조밀한 사질토 지반**에 설치된 얇은 기초의 경우, 주로 국부 전단파괴가 발생
- ④ 상대밀도가 30% 미만인 **매우 느슨한 사질토 지반**에 설치된 얇은 기초의 경우, 주로 편칭 전단파괴가 발생



3.2.2 Terzaghi의 극한지지력



❖ 가정사항

- ① 기초의 근입깊이는 기초폭보다 작거나 같음 ($D_f \leq B$)
- ② 기초저면에는 기초와 지반면 사이에 미끄러짐 현상이 발생하지 않음
- ③ 기초하부 지반은 균질하며, 지반의 파괴형상은 전반 전단파괴
- ④ 지반에는 압밀현상이 발생하지 않음
- ⑤ 기초는 지반에 비하여 매우 강성이 큼
- ⑥ 지표면과 기초 근입깊이 사이의 상재압 구간에서는 전단저항이 발휘되지 않음
- ⑦ 기초에 모멘트는 작용하지 않음

Terzaghi의 지지력 산정을 위한 지반파괴 현상

3.2.2 Terzaghi의 극한지지력

◆ Terzaghi에 의한 극한지지력 산정식

$$q_u = \alpha c N_c + q N_q + \beta \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \frac{\phi}{2}) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

$$c^* = \frac{2}{3} c, \quad \phi^* = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

여기서, N_c, N_q, N_γ = 지지력계수

c, γ = 점착력, 단위중량

B = 기초폭

α, β = 기초형상계수

ϕ = 내부마찰각

3.2.2 Terzaghi의 극한지지력

Terzaghi의 지지력 계수

$\phi (^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	$\phi (^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

3.2.2 Terzaghi의 극한지지력

기초형상에 따른 지지력 계수

기초면의 형상	연속형	정사각형	원형	직사각형
α	1.0	1.3	1.3	$1.3+0.3B/L$
β	0.5	0.4	0.3	$0.5-0.1B/L$

$$q_u = \alpha c N_c + q N_q + \beta \gamma B N_\gamma$$

3.2.3 일반적인 극한지지력 공식

◆ Meyerhof(1963)

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

여기서, $F_{cs}, F_{\gamma s}, F_{qs}$ = 형상계수
 $F_{cd}, F_{\gamma d}, F_{qd}$ = 깊이계수
 $F_{ci}, F_{\gamma i}, F_{qi}$ = 하중경사계수

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

여기서, N_c, N_q, N_γ = 지지력계수

3.2.3 일반적인 극한지지력 공식

◆ Meyerhof(1963)

① 형상계수

$$F_{cs} = 1 + 0.2K_p(B/L)$$

$$\begin{cases} F_{\gamma s} = F_{qs} = 1.0 & (\phi = 0^\circ) \\ F_{\gamma s} = F_{qs} = 1.0 + 0.1K_p(B/L) & (\phi \geq 10^\circ) \end{cases}$$

② 깊이계수

$$F_{cd} = 1 + 0.2K_p^{1/2}(D_f/B)$$

$$\begin{cases} F_{\gamma d} = F_{qd} = 1.0 & (\phi = 0^\circ) \\ F_{\gamma d} = F_{qd} = 1.0 + 0.1K_p^{1/2}(D_f/B) & (\phi \geq 10^\circ) \end{cases}$$

③ 하중경사계수

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha_L}{\phi}\right)^2$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha_L}{90^\circ}\right)^2$$

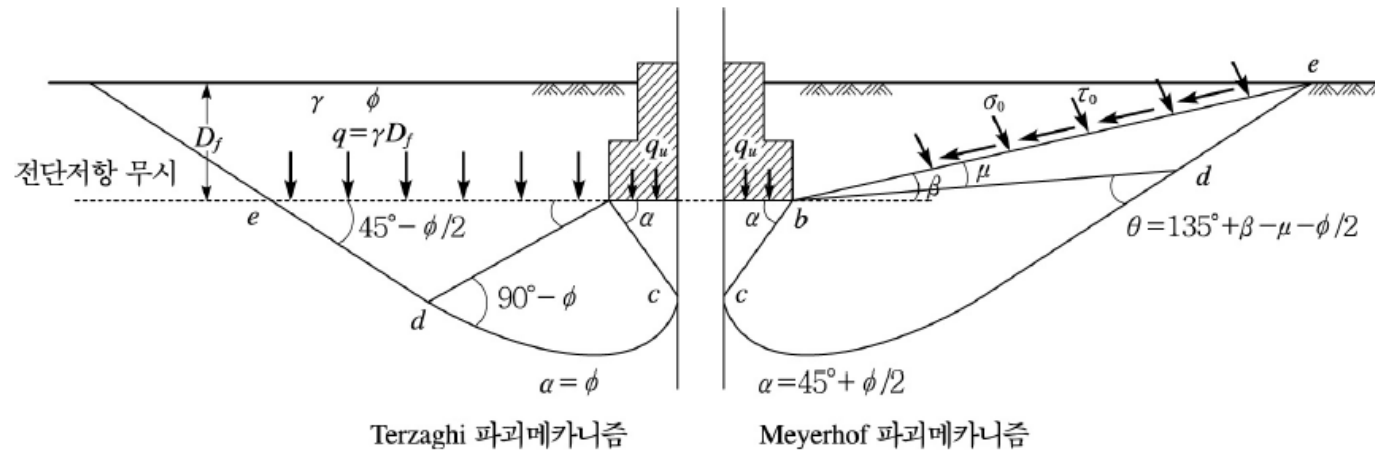
α_L = 작용하중 방향이 연직면과 이루는 각도

3.2.3 일반적인 극한지지력 공식

Meyerhof의 지지력 계수

$\phi (^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	$\phi (^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	8.00
1	5.38	1.09	0.002	27	23.94	13.20	9.46
2	5.63	1.20	0.01	28	25.80	14.72	11.19
3	5.90	1.31	0.02	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	1.43	0.04	30	30.14	18.40	15.67
5	6.49	1.57	0.07	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	1.72	0.11	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	1.88	0.15	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.21	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.28	35	46.12	33.30	37.15
10	8.38	2.47	0.37	36	50.59	37.75	44.43
11	8.80	2.71	0.47	37	55.63	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.60	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	2.59	0.92	40	75.31	64.20	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.90	113.99
16	11.63	4.34	1.38	42	93.71	85.38	139.32
17	12.34	4.77	1.66	43	105.11	99.02	171.14
18	13.10	5.26	2.00	44	118.37	115.31	211.41
19	13.93	5.80	2.40	45	133.88	134.88	262.74
20	14.83	6.40	2.87	46	152.10	158.51	328.73
21	15.82	7.07	3.42	47	173.64	187.21	414.32
22	16.88	7.82	4.07	48	199.26	222.31	526.44
23	18.08	8.66	4.82	49	229.93	265.51	674.91
24	19.32	9.60	5.72	50	266.89	319.07	873.84
25	20.72	10.66	6.77				

3.2.3 일반적인 극한지지력 공식



해설 그림 4.2.6 Meyerhof의 전단파괴 메커니즘

해설 표 4.2.3 Terzaghi의 수정지지력계수

지지력계수	$\phi=0$	5	10	15	20	25	28	32	36	40 이상
N_c''	5.3	5.3	5.3	6.5	7.9	9.9	11.4	20.9	42.2	95.7
N_q''	1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	7.1	14.1	31.6	81.2
N_γ''	0	0	0	1.2	2.0	3.3	4.4	10.6	30.5	114.0

해설 표 4.2.4 Meyerhof의 지지력계수(단, $m=0$, $\beta=0$)

지지력계수	$\phi=0$	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	133.9
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9
N_γ	0.0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	15.7	37.2	93.7	262.7

3.2.3 일반적인 극한지지력 공식

여러 문헌의 형상계수, 깊이계수, 경사계수

계수	관계	출처
형상계수	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ 여기서 $L =$ 기초의 길이($L > B$)	De Beer(1970)
	$\phi = 0^\circ$ 인 경우: $\phi \geq 10^\circ$ 인 경우: $F_{cs} = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$ $F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qs} = F_{\gamma s} = 1$ $F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof(1953)
깊이계수	$D_f/B \leq 1$ 인 경우: $D_f/B > 1$ 인 경우: $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ 여기서 계수 $\tan^{-1}(D_f/B)$ 의 단위는 라디안	Hansen(1970)
	$\phi = 0$ 인 경우: $\phi \geq 10^\circ$ 인 경우: $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$ $F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof(1963)
경사계수	$F_{ci} = F_{qi} = 1 - \left(\frac{\alpha_L}{90^\circ} \right)$ $F_{\gamma i} = 1 - \left(\frac{\alpha_L}{\phi} \right)^2$ 여기서 $\alpha_L =$ 작용하중 방향이 연직면과 이루는 각도	Meyerhof(1963); Hanna와 Meyerhof(1981)

3.2.4 순 극한지지력

◆ 허용지지력

$$q_{\text{all}} = \frac{q_u}{FS}$$

$\therefore q_{\text{all}}$ = 허용지지력, q_u = 극한지지력, FS = 안전율

◆ 순 극한지지력

$$q_{\text{all (net)}} = \frac{q_u - q}{FS}$$

$\therefore q$ = 상재하중

◆ 강도정수에 직접 안전율을 적용

$$c_d = \frac{c}{FS_{\text{shear}}}, \quad \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_{\text{shear}}} \right)$$

$$q_{\text{all (net)}} = q_{\text{all}} - q = c_d N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$\therefore FS_{\text{shear}}$ = 점착력과 전단파괴에 대한 안전율 = 1.4~1.6

❖ 연습문제 – 얽은기초 지지력

단위중량 1.92 t/m^3 , 비배수강도 14.86 t/m^2 인 점토질 지반에 근입깊이 1.2 m 로 연속기초가 설치되었을 때 Terzaghi 공식에 의한 허용지지력은 얼마인가? (단 $N_c=5.14$, $N_q=1.0$, $N_\gamma=0$, $FS=3$ 이다) [기사 07, 11, 14, 18]

- ① 6.4 t/m^2 ② 13.5 t/m^2 ③ 18.5 t/m^2 ④ 40.49 t/m^2

Sol.) Terzaghi 지지력 공식 : $q_{ult} = \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q$

연속기초 $\alpha=1.0$, $\beta=0.5$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q = (1.0)(14.86/2)(5.14) + 0 + (1.2)(1.92)(1.0) \\ &= 40.49 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{40.49}{3} = 13.5 \text{ t/m}^2$$

❖ 연습문제 – 얽은기초 지지력

크기가 1.5x1.5m인 직접기초가 1.0m깊이에 놓여있다. 단위중량 1.8 t/m³, 점착력 1.8t/m², 내부마찰각 20°일때 Terzaghi 공식에 의한 허용하중은 얼마인가? (단 $N_c=17.69$, $N_q=7.44$, $N_\gamma=3.64$, $FS=4$) [기사 07, 10]

- ① 29t ② 39t ③ 49t ④ 59t

Sol.) Terzaghi 지지력 공식 : $q_{ult} = \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q$

정사각형기초 $\alpha=1.3$, $\beta=0.4$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q \\ &= (1.3)(1.5)(17.69) + (0.4)(1.5)(1.8)(3.64) + (1.0)(1.8)(7.44) \\ &= 51.82 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{51.82}{4} = 12.96 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = \frac{P}{A} \quad 12.96 = \frac{P}{1.5 \times 1.5} \quad P = 29.16 \text{ t}$$

❖ 연습문제 – 얽은기초 지지력

정사각형 직접기초가 1.5m깊이에 놓여있다. 기초의 도심에 150t하중이 작용하고 있다면 기초폭은 얼마이어야 하나? (단위중량 1.8 t/m^3 , 점착력 0.0 t/m^2 , 내부마찰각 30° $N_c=37$, $N_q=23$, $N_\gamma=20$, $FS=3$) [기사 06]

- ① 3.8m ② 3.4m ③ 2.9m ④ 2.2m

Sol.) Terzaghi 지지력 공식 : $q_{ult} = \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q$

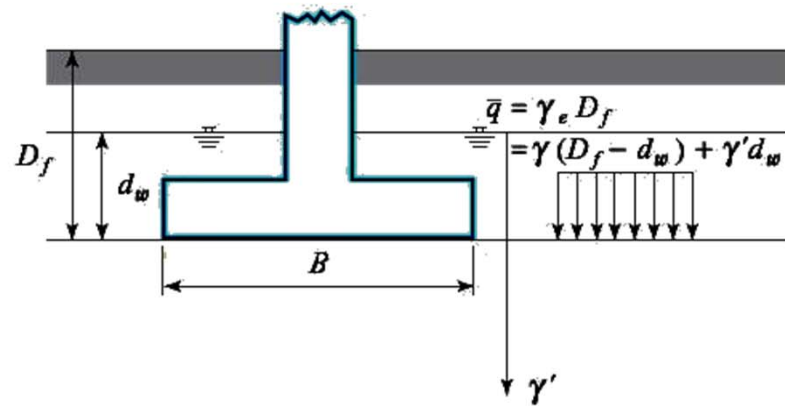
정사각형기초 $\alpha=1.3$, $\beta=0.4$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q \\ &= (1.3)(0)(37) + (0.4)(B)(1.8)(20) + (1.5)(1.8)(23) \\ &= 14.4B + 62.1 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

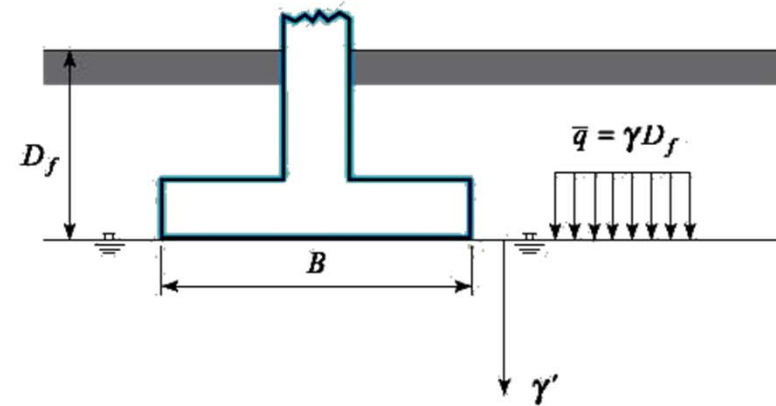
$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{14.4B + 62.1}{3} = \frac{150}{B^2}$$

$$B^2(14.4B + 62.1) = 450, \quad B^3 + 4.313B^2 - 31.25 = 0 \quad \therefore B \approx 2.2 \text{ m}$$

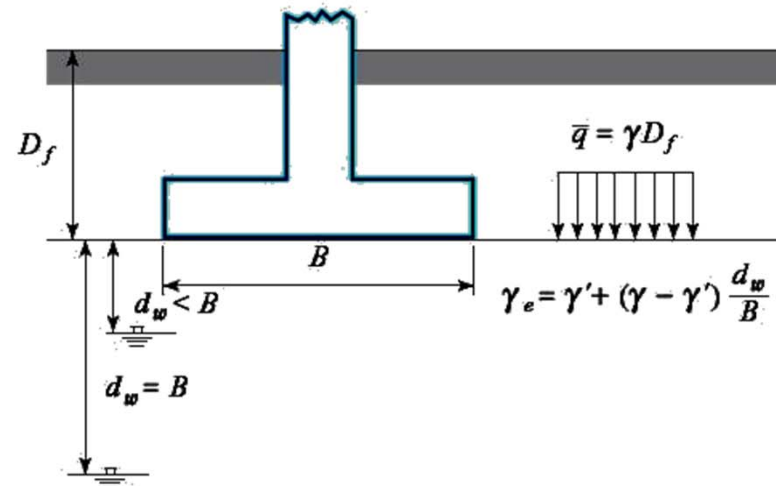
3.3 지하수위를 고려한 얇은 기초의 지지력



(a) 기초저면 상부에 지하수위가 있을 때



(b) 기초저면에 지하수위가 있을 때



(c) 지하수위가 기초저면 아래에 존재할 때

지하수위와 흙의 단위중량의 보정

❖ 연습문제 – 지하수위를 고려한 얕은기초 지지력

3X3m 정사각형 기초가 지표 2m아래에 놓이고 기초면 1m아래에 지하수면이 위치한다. Terzaghi 공식에 의한 극한 지지력은 얼마인가? (전체단위중량 1.7 t/m³, 포화단위중량 1.9 t/m³, $\Phi=20^\circ$, $c=5\text{t/m}^2$, $N_c=18$, $N_q=7.5$, $N_\gamma=5$) [기사 19]

- ① 135.71t/m² ② 149.52t/m² ③ 157.26t/m² ④ 174.38t/m²

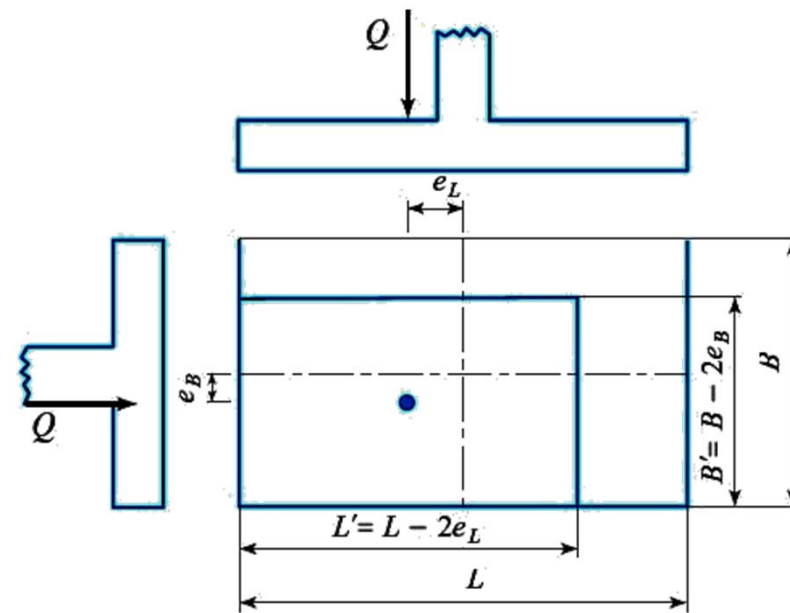
Sol.) Terzaghi 지지력 공식 : $q_{ult} = \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q$

정사각형기초 $\alpha=1.3$, $\beta=0.4$

$$\gamma_1 = \gamma_{sub} + \frac{d_w}{B} (\gamma_t - \gamma_{sub}) = 0.9 + \frac{1}{3} (1.7 - 0.9) = 1.17 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= \alpha c N_c + \beta B \gamma_1 N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q = (1.3)(5)(18) + (0.4)(3)(1.17)(5) + (2)(1.7)(7.5) \\ &= 149.52 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

3.4 편심 하중을 받는 기초



편심하중을 받는 기초의 유효크기

◆ 극한지지력 - 유효면적 고려

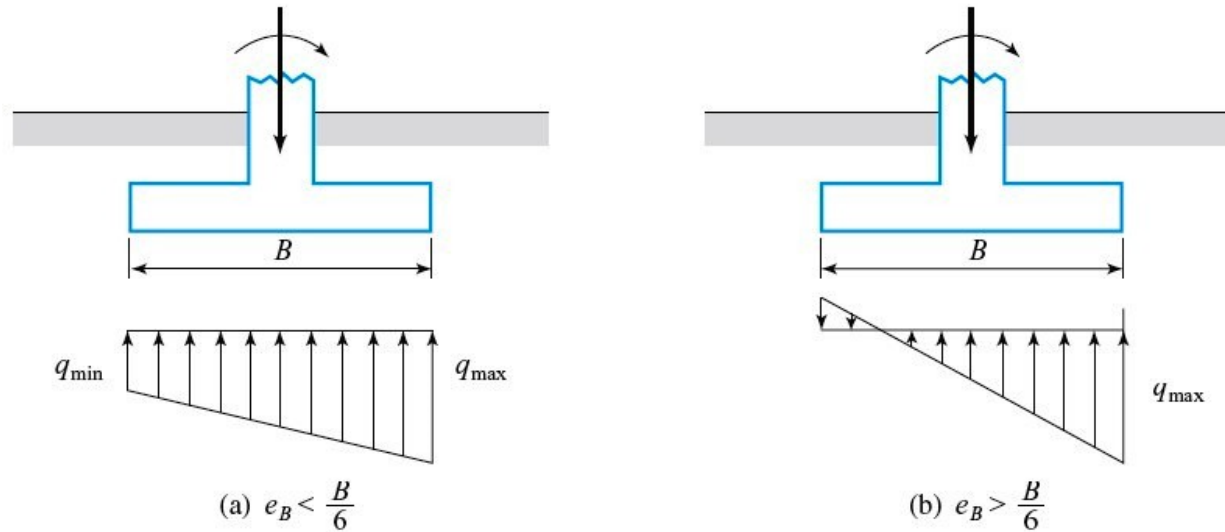
$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$F_{cs}, F_{\gamma s}, F_{qs} \quad F_{cd}, F_{\gamma d}, F_{qd}$$

$$B' = \text{유효폭} = B - 2e_B \quad L' = \text{유효길이} = L - 2e_L$$

◆ 극한하중 : $Q_u = q'_u \times B' \times L'$

3.4 편심 하중을 받는 기초



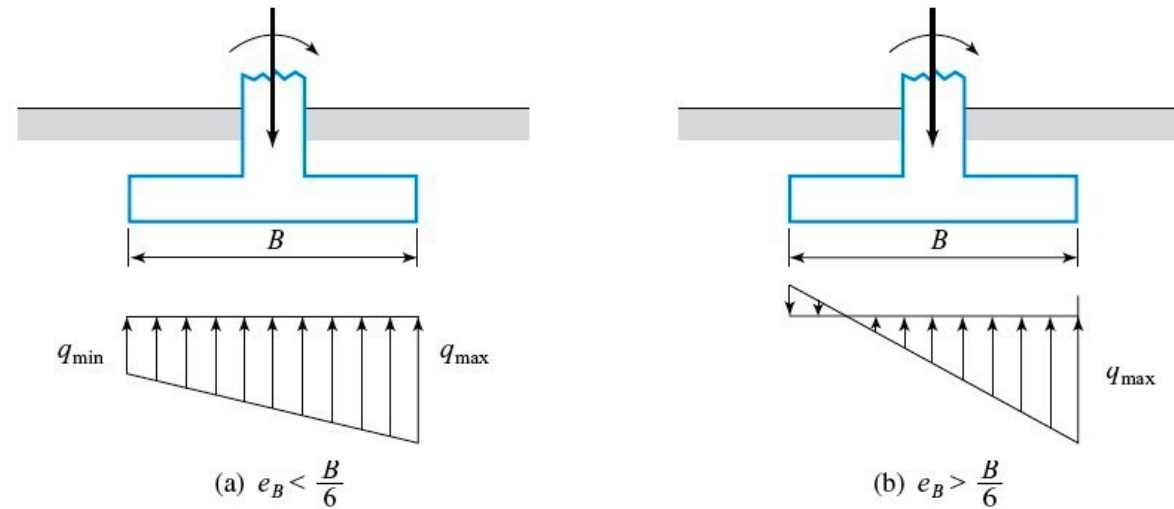
편심하중을 받는 기초의 압력분포

(a) $e_B < \frac{B}{6}$ 일 때,

* 최대압력 : $q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 L} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$

* 최소압력 : $q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2 L} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$

3.4 편심 하중을 받는 기초



편심하중을 받는 기초의 압력분포

(b) $e_B > \frac{B}{6}$ 일 때,

$$Q = \frac{1}{2} [q_{\max} \cdot 3L (\frac{B}{2} - e)], \quad q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

❖ 연습문제 – 편심을 받는 얇은기초

BXL=1.2X1.5m인 기초가 M=45t·m, P=30t을 받고 있다. B방향에 대한 편심이 작용하는 경우
지반에 작용하는 최대 압축응력은? [기사 15, 18]

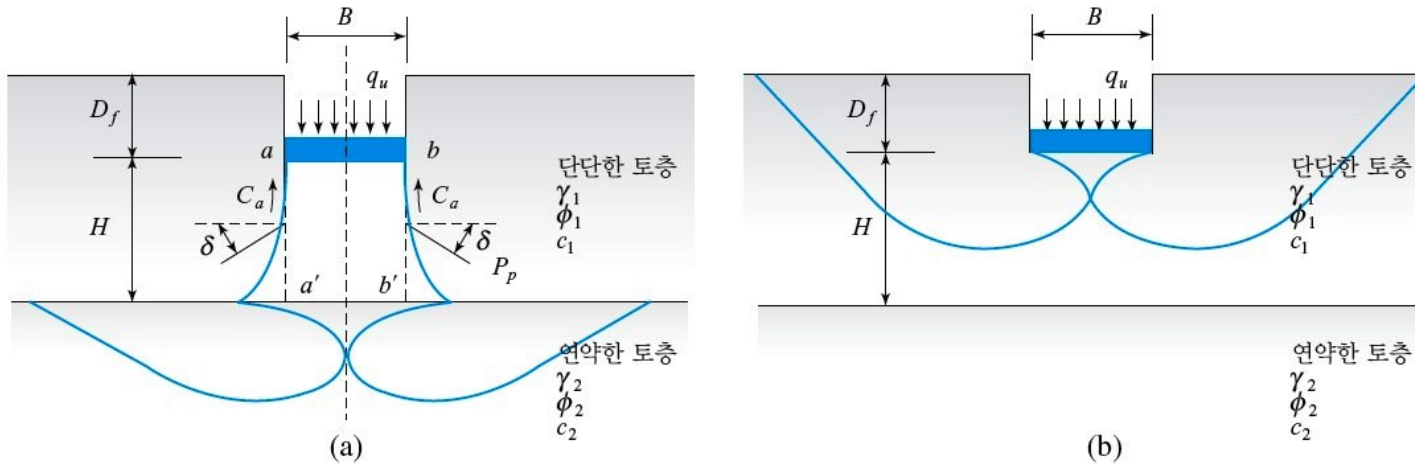
- ① 29.2t/m² ② 38.5t/m² ③ 39.7t/m² ④ 41.5t/m²

$$\text{Sol.) } M = Pe \quad 45 = 30e \quad \therefore e = 0.15m$$

$$e = 0.15m < \frac{B}{6} = 0.2m \quad \text{이므로 } q_{max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{30}{(1.2)(1.5)} \left(1 + \frac{(6)(0.15)}{1.2} \right) \\ = 29.17\text{t/m}^2$$

3.5 복합지반에서의 지지력 산정

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반



층상지반에 축조된 연속기초의 지지력

(a) 상부의 단단한 토층이 충분하지 못한 경우 ($B > H$)

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H$$

여기서, B = 기초폭, C_a = 부착력(adhesive force) = $c_a H$

c_a = 단위 부착력(점착력), P_p = aa' 와 bb' 에 작용하는 단위길이당 수동토압

q_b = 바닥층의 지지력 δ = 수동토압(P_p)의 수평분력 경사

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반

(a) 상부의 단단한 토층이 충분하지 못한 경우($B > H$) (계속)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \frac{K_{pH}}{\cos \delta} + (\gamma_1 D_f)(H) \frac{K_{pH}}{\cos \delta} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH}}{\cos \delta}$$

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H$$

여기서, K_{pH} = 수동토압계수의 수평성분, $K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi$, K_s = 관입전단계수

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H$$

여기서, 관입전단계수(K_s)는

$$K_s = f \left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1 \right)$$

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반

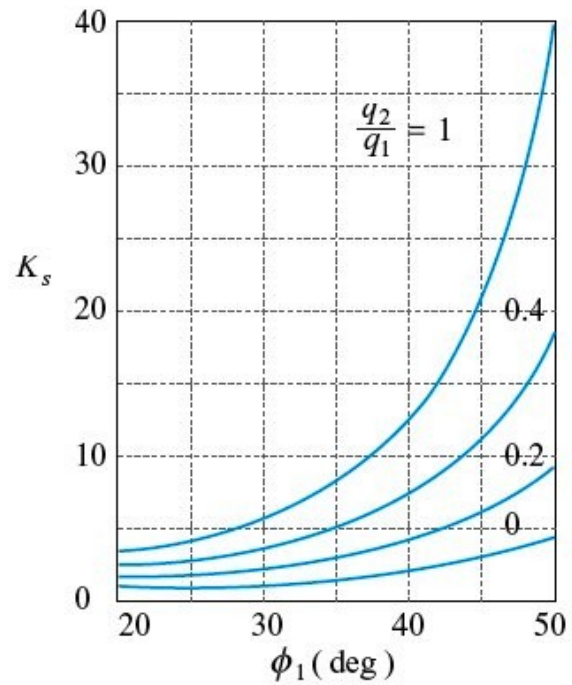


그림 3.13 Meyerhof와 Hanna의 관입전단계수, K_s (1978)

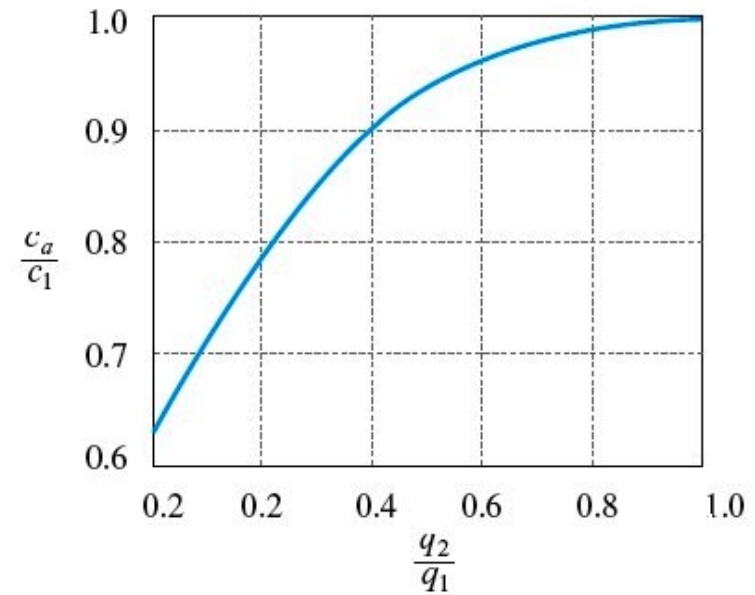


그림 3.14 Meyerhof와 Hanna 이론에 기초한 c_a/c_1 과 q_2/q_1

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반

(a) 상부의 단단한 토층이 충분하지 못한 경우 ($B > H$) ; 직사각형기초

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

여기서, q_b 및 q_t 는

$$q_b = c_2 N_{c2} F_{cs2} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q2} F_{qs2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma2} F_{\gamma s2}$$

$$q_t = c_1 N_{c1} F_{cs1} + \gamma_1 D_f N_{q1} F_{qs1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma1} F_{\gamma s1}$$

여기서, F_{cs1} , F_{qs1} , $F_{\gamma s1}$, F_{cs2} , F_{qs2} , 및 $F_{\gamma s2}$ 는 토층 1층과 2층에 대한 형상계수

(b) 상부의 단단한 토층이 충분한 경우 ($B < H$) ;

→ 지반내의 전단파괴면이 상부층에서 발생하므로, 일반적인 지지력 산정방법 적용

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반

(a) 상부의 단단한 토층이 충분하지 못한 경우 ($B > H$) ; 직사각형기초

1. 포화된 연약점토층 위에 단단한 모래층이 형성된 층상지반 (마찰각=0)

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1(D_f + H)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} \\ + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

여기서,

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}}$$

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반

(a) 상부의 단단한 토층이 충분하지 못한 경우 ($B > H$) ; 직사각형기초

2. 연약한 모래층 위에 단단한 모래층이 있는 층상지반의 경우 (점착력=0)

$$q_u = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)}F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2BN_{\gamma(2)}F_{\gamma s(2)} \\ + \gamma_1H^2\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1H \leq q_t$$

$$q_t = \gamma_1D_fN_{q(1)}F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1BN_{\gamma(1)}F_{\gamma s(1)}$$

여기서,

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2}\gamma_2BN_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1BN_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2N_{\gamma(2)}}{\gamma_1N_{\gamma(1)}}$$

3.5.1 전단파괴면을 고려한 층상지반

(a) 상부의 단단한 토층이 충분하지 못한 경우 ($B > H$) ; 직사각형기초

3. 연약포화점토 위에 단단한 포화점토가 위치한 지반의 경우 (비배수조건하 마찰각=0)

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t$$

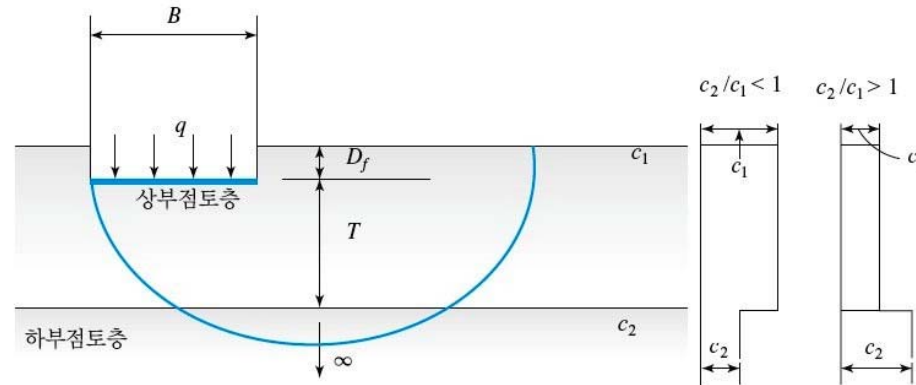
$$q_t = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_1 + \gamma_1 D_f$$

여기서,

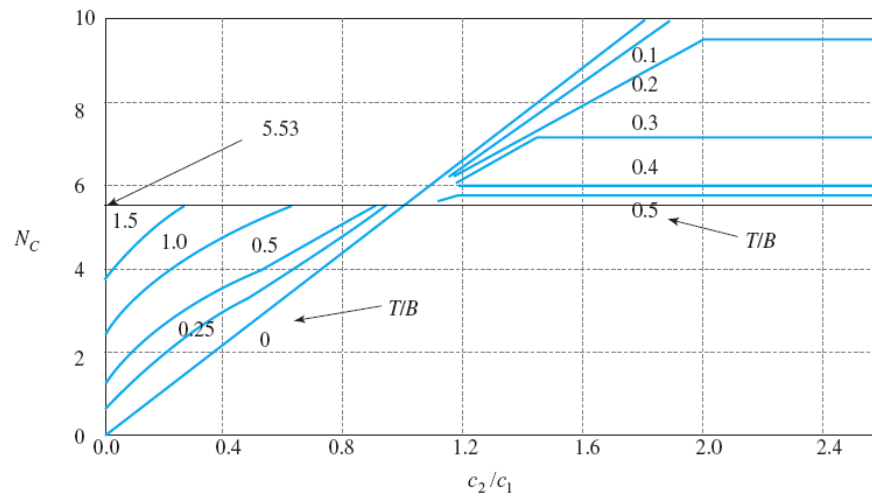
$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14c_2}{5.14c_1} = \frac{c_2}{c_1}$$

3.5.2 NAVFAC의 수정지지력계수에 의한 방법

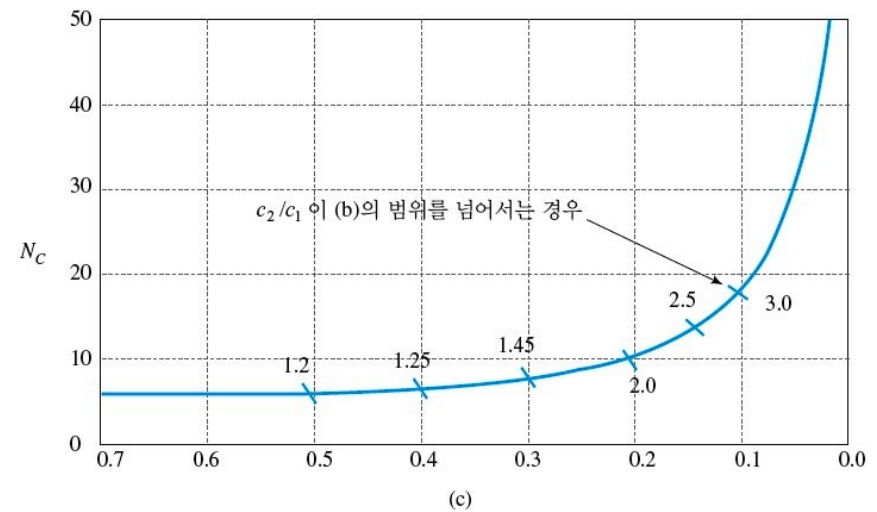
1. 두 층의 각각 균질한 점토지반이 존재하는 경우



(a)



(b)

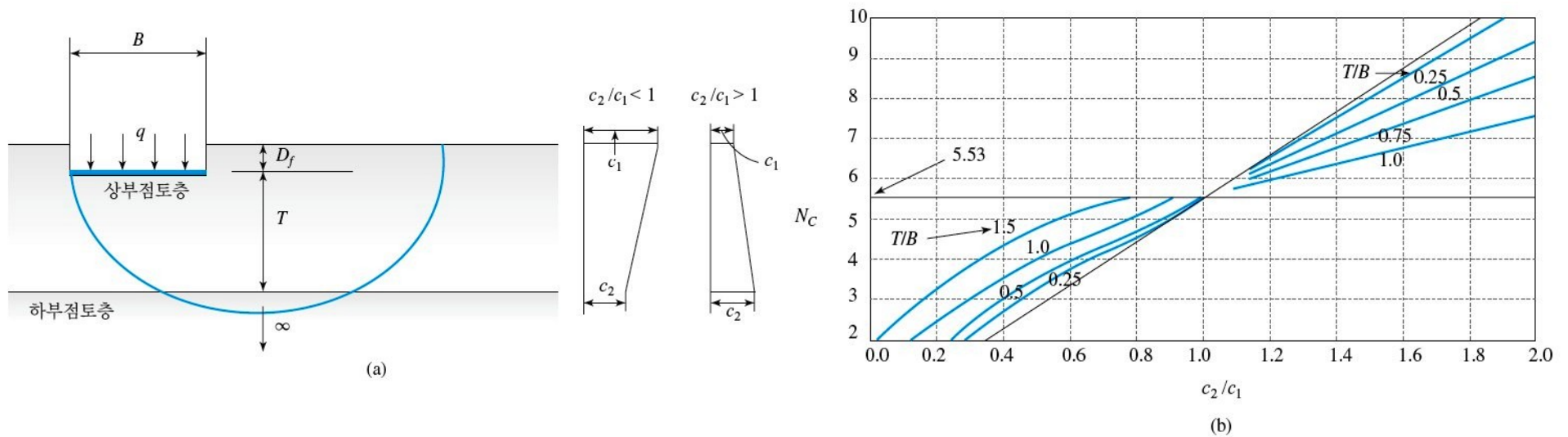


(c)

균질한 두 층의 점토지반이 존재하는 경우의 N_c

3.5.2 NAVFAC의 수정지지력계수에 의한 방법

2. 상부층의 비배수전단강도가 깊이에 따라 변하는 점토지반이 존재하는 경우



연속기초	$q_u = c_1 N_{cD} + \gamma D_f$					
사각형기초	$N_{cR} = N_{cD} \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right], \quad q_u = c_1 N_{cR} + \gamma D_f$					
D_f/B	0	0.5	1	2	3	4
N_{cD}/N_c	1.00	1.15	1.24	1.36	1.43	1.46

D_f : 근입깊이, N_c : $D_f=0$ 일 경우의 지지력 계수, N_{cD} : $D_f>0$ 일 경우 연속기초의 지지력 계수,
 N_{cR} : 사각형기초의 지지력 계수

비배수전단강도가 변하는 점토지반이 존재하는 경우의 N_c

3.6 현장시험을 이용한 지지력 산정

3.6.1 개요

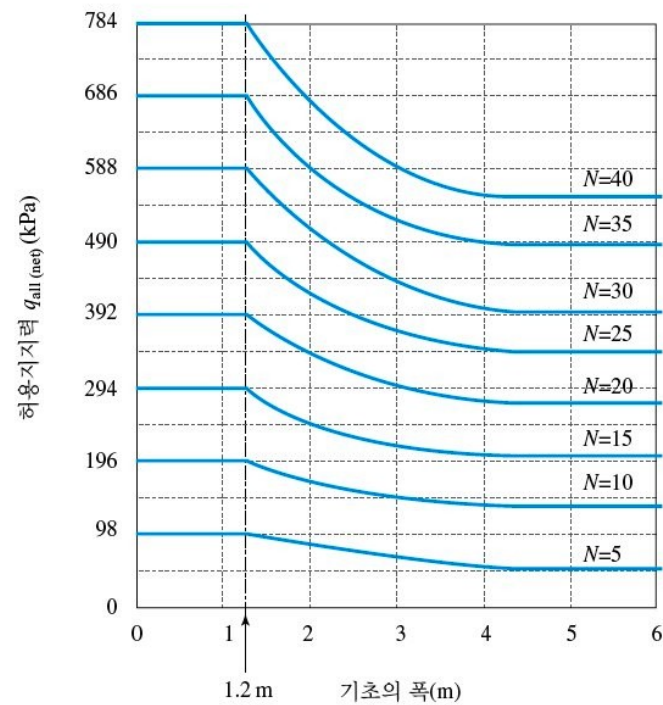
- ① 점착력과 마찰각으로 대면되는 **강도정수의 추정**은 극한지지력 산정에 있어 필수적으로 요구되는 사항
- ② 풍화토와 같은 국내에서 흔히 관찰되는 기초지반에서는 강도정수 추정을 위한 **시료채취가 어려움**
- ③ **현장시험결과를 이용한 지지력 추정방법**이 실무에서 빈번히 사용됨 (**SPT, CPT**)

3.6.2 SPT, CPT를 이용한 지지력 공식

◆ Meyerhof (1956)

$$q_{all(net)}(\text{kN/m}^2) = 11.98N_{cor} \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{all(net)}(\text{kN/m}^2) = 7.99N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m})$$



기초폭에 따른 허용지지력 $q_{all(net)}$ (Bowles, 1988)

3.6.2 SPT, CPT를 이용한 지지력 공식

◆ Bowles

$$q_{\text{all (net)}} (\text{kN/m}^2) = 19.16 N_{\text{cor}} F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{\text{all (net)}} (\text{kN/m}^2) = 11.98 N_{\text{cor}} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m})$$

여기서, F_d = 깊이계수 = $1 + 0.33 (D_f/B) \leq 1.33$ S_e = 허용침하량 (mm), B = 기초 폭 (m)

◆ Meyerhof (1956)

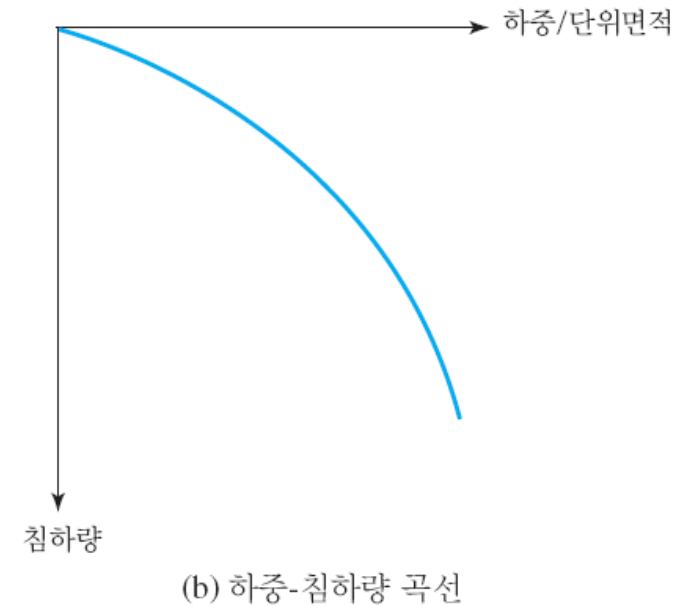
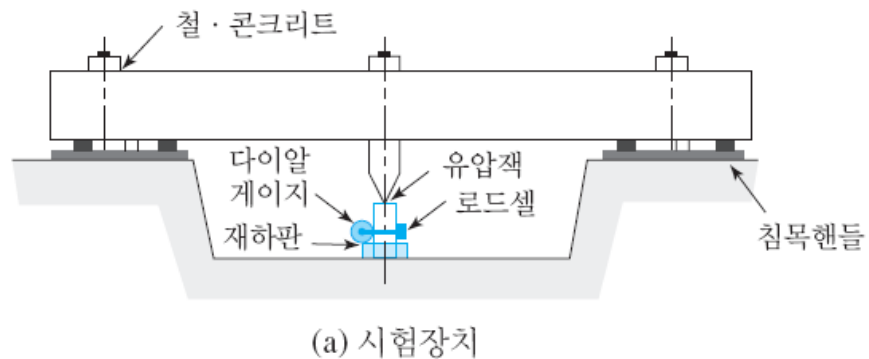
$$q_{\text{all (net)}} = \frac{q_c}{15} \quad (B \leq 1.22 \text{ m}, S_e = 25.4 \text{ mm})$$

$$q_{\text{all (net)}} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (B > 1.22 \text{ m}, S_e = 25.4 \text{ mm})$$

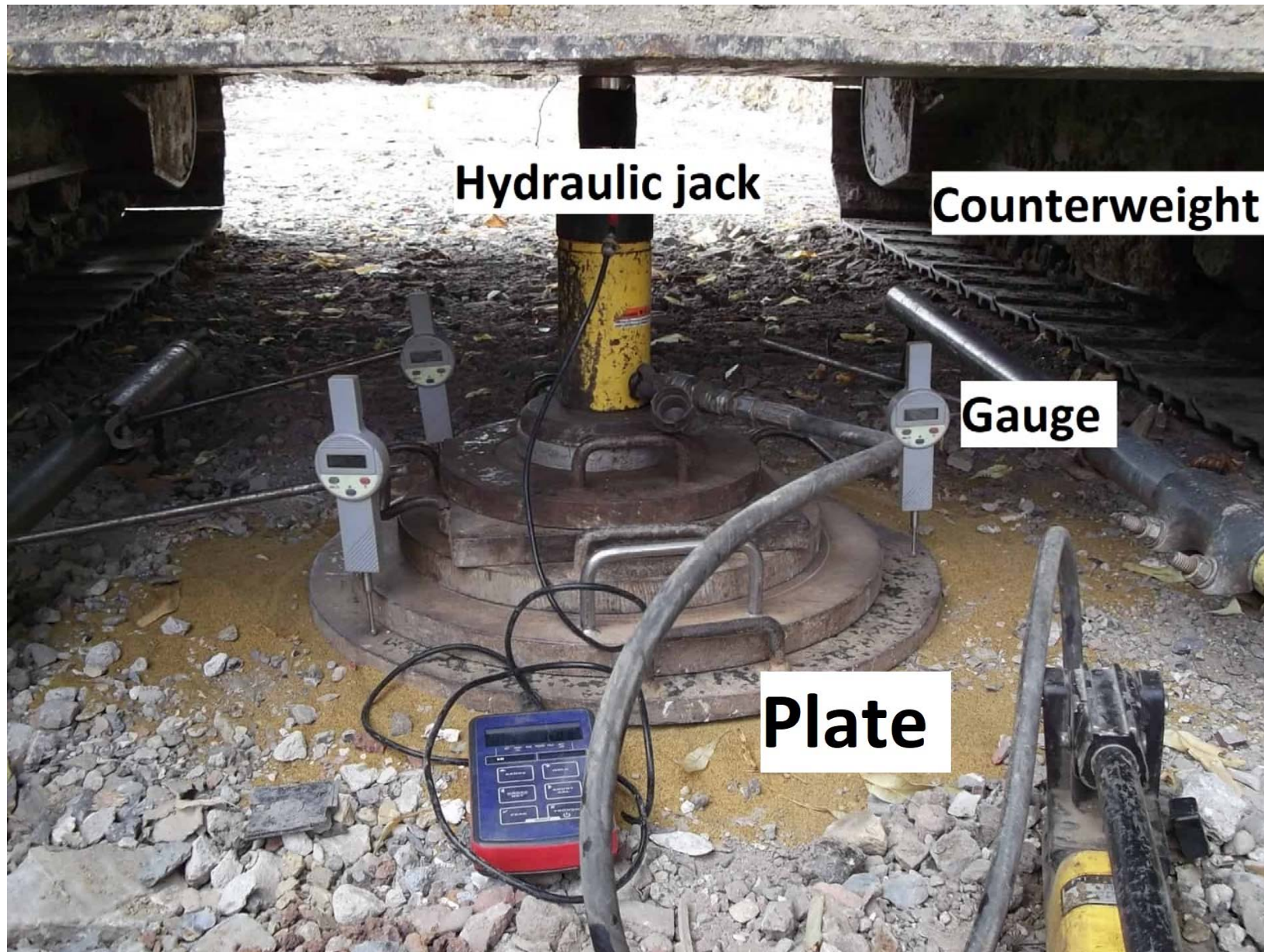
3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

1. 개요

- 평판 : 원형, 두께 25mm, 직경 150mm~762mm, 강재
- 굴착깊이(D_f)에서 굴착단면의 **최소직경은 4B**(B=시험판의 직경)
- 시험판을 굴착단면의 중앙에 위치시킨 후, 유압잭을 사용하여, 예상되는 **극한하중을 4~5단계로 나누어 단계별 하중재하**
- 침하량이 **최소 25mm**에 이를 때까지 수행



3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력



3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

2. 평판재하시험에 의한 지지력 추정

점토질 지반의 경우: $q_{u(F)} = q_{u(P)}$

사질토 지반의 경우: $q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P}$

여기서, $q_{u(F)}$ = 실제 기초의 극한지지력, $q_{u(P)}$ = 평판시험의 극한지지력,
 B_F = 실제 기초의 폭, B_P = 평판의 폭

3. 침하를 고려한 평판재하시험 결과의 해석

점토질 지반의 경우: $S_F = S_P \frac{B_F}{B_P}$

사질토 지반의 경우: $S_F = S_P \left(\frac{2B_F}{B_F + B_P} \right)^2$

3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

평판재하시험 시간대별 하중-침하량 관계(예)

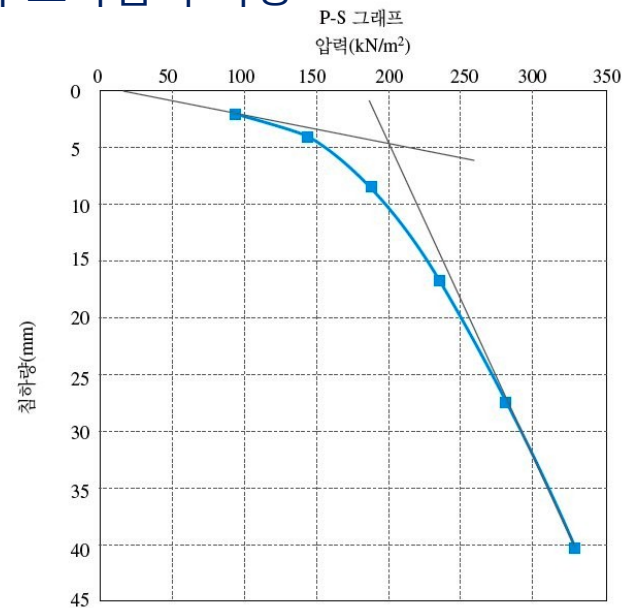
Step	하중	시간(분)	침하량(mm)	Step	하중	시간(분)	침하량(mm)
1	94.1 kN/m ²	1	2.02	4	235.2 kN/m ²	1	13.80
		2	2.05			2	14.77
		3	2.07			3	15.07
		5	2.09			5	15.80
		10	2.11			10	16.52
		15	2.12			15	16.80
2	144.1 kN/m ²	1	3.87	5	282.2 kN/m ²	1	24.27
		2	3.91			2	24.65
		3	3.95			3	25.28
		5	4.02			5	25.88
		10	4.08			10	26.87
		15	4.12			15	27.57
3	188.2 kN/m ²	1	6.52	6	329.3 kN/m ²	1	32.28
		2	6.85			2	34.34
		3	7.26			3	35.64
		5	8.10			5	37.45
		10	8.40			10	39.49
		15	8.54			15	40.53

3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

4. 평판재하시험 분석 방법

(1) P-S 그래프 분석법

- 평판재하시험에서 얻어진 하중과 그 하중단계에서의 **15분 경과시의 최종 침하량**을 선형으로 도시
- **항복하중** : 침하량이 급격하게 발생하는 지점에서의 접선과 최종침하량 발생지점에
서의 접선의 교차점의 하중

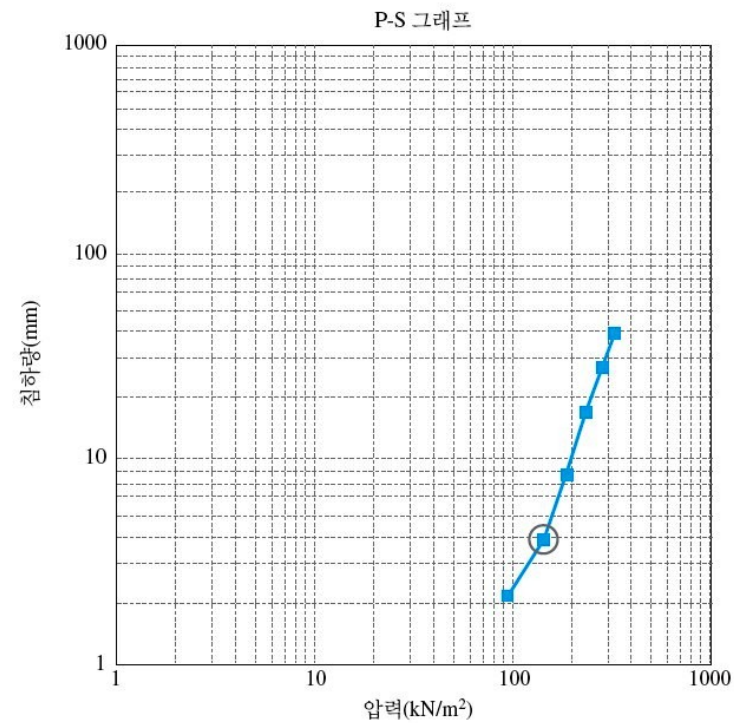


3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

4. 평판재하시험 분석 방법

(2) Log P-Log S 그래프 분석법

- P-S분석의 단점을 개선하기 위하여 각 축을 **양대수(log-log) 스케일**로 도시
- **항복하중**: 그래프 상에서 **최대 곡률점**이 꺾이는 지점의 하중

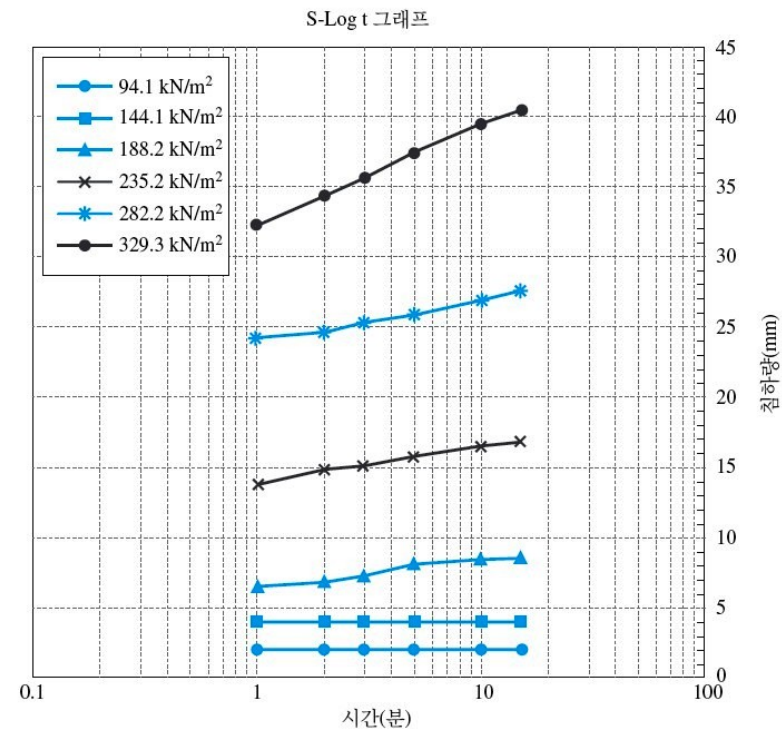


3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

4. 평판재하시험 분석 방법

(3) S-Log t 그래프 분석법

- 시간경과에 따른 침하량 그래프에서 시간축을 Log scale로 도시
- 항복하중 : 하중단계 중 하중 증가시 시간경과에 따라 침하량이 크게 증가할 때의 하중



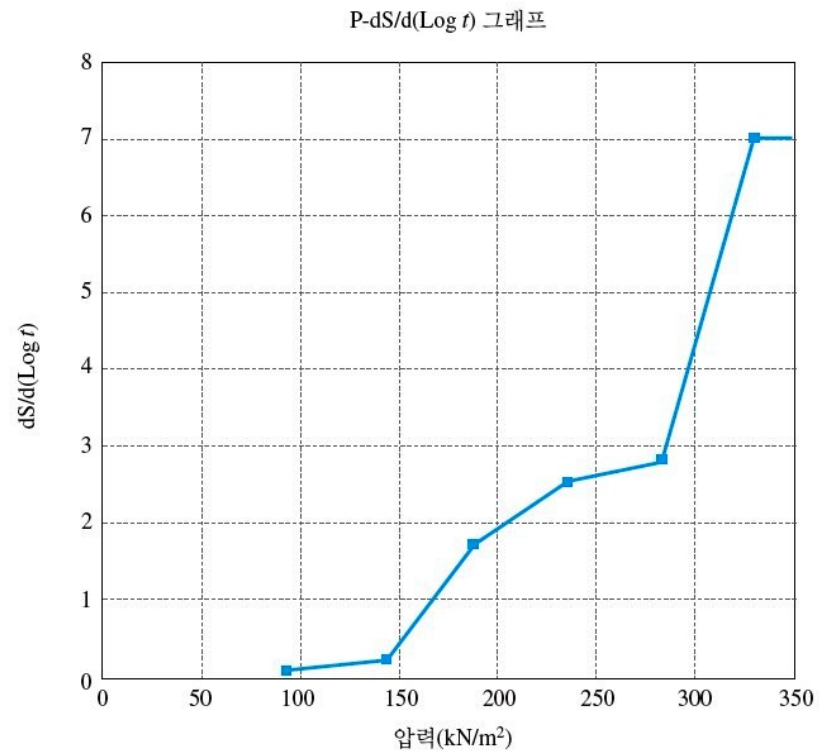
• 항복하중 :
188.2kN/m²

3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

4. 평판재하시험 분석 방법

(4) P-dS/d(Log t) 그래프 분석법

- 항복하중 : 하중이 증가함에 따라 증가하는 침하속도가 급작스럽게 증가하는 하중단계



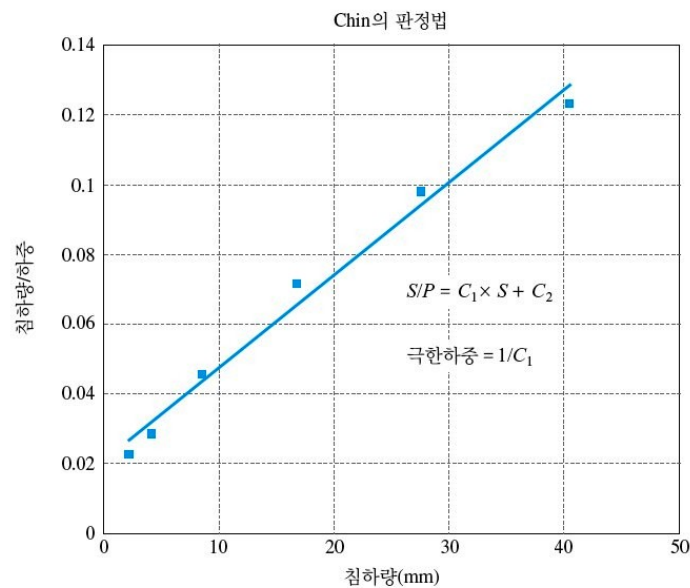
- 항복하중 : 141.1kN/m²

3.6.3 평판재하시험에 의한 지지력

4. 평판재하시험 분석 방법

(5) Chin의 극한하중 판정법

- 쌍곡선 이론에 근거하여 **하중-침하형태를 쌍곡선(hyperbolic) 형태로 가정**
- 극한하중을 확인하지 못한 실험결과로부터 **극한하중을 추정할 때 사용**
- **극한하중** : 1차직선 회귀분석, $S/P = C_1 \times S + C_2$ 극한하중 = $1/C_1$
- **허용하중** : 극한하중에 **안전율 3**을 적용하여 산정



❖ 연습문제 – 평판재하시험에 의한 얽은기초 지지력

30cm 재하판을 사용하여 평판재하시험을 한 결과 항복하중이 5t, 극한하중이 9t이었다. 이 기초지반의 허용지지력은? [기사 06]

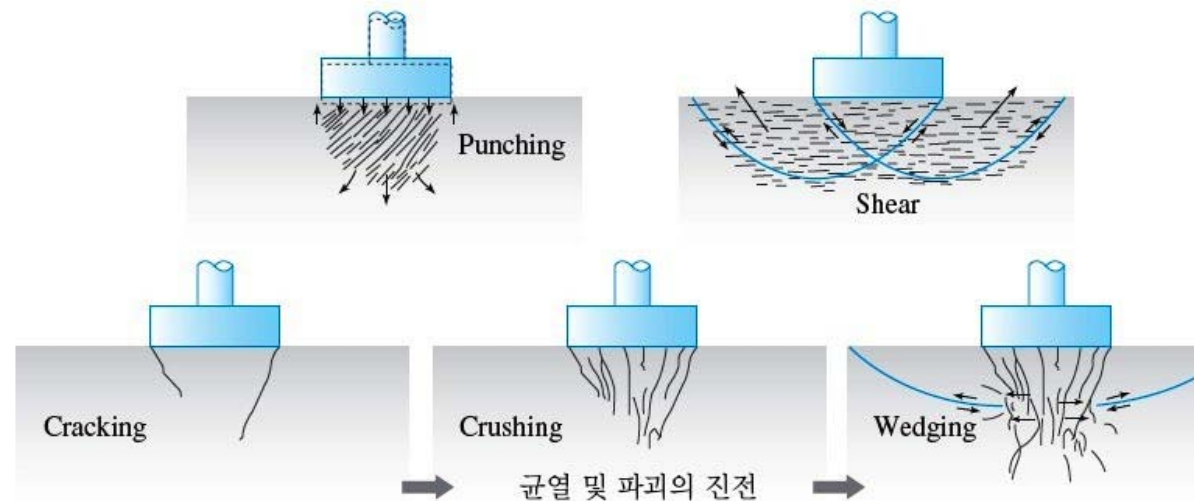
- ① 8.8t/m² ② 10.6t/m² ③ 17.68t/m² ④ 31.83t/m²

$$\text{Sol.) } q_y = P_y / A = \frac{5}{\pi(0.3)^2} = 17.68 \text{ t/m}^2 \quad q_u = P_u / A = \frac{9}{\pi(0.3)^2} = 31.83 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q_y}{2} = \frac{17.68}{2} = 8.8 \text{ t/m}^2 \quad \frac{q_u}{3} = \frac{31.83}{3} = 10.6 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore q_a = 8.8 \text{ t/m}^2$$

3.7 암반 위에 놓인 얇은 기초의 지지력



암반상 기초의 파괴형태

암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적 범위

암석분류	일반사항	일축압축강도(MPa)
A	잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염암	24.5~315
B	점토질 암	1.4~245
C	강한 결정과 약한 벽개를 가진 사질암석	33.6~385
D	세립질의 화성암 결정질 암석	21.7~581
E	조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석	9.8~434

3.7 암반 위에 놓인 얇은 기초의 지지력

해설 표 4.2.10 암반의 허용지지력 결정 방법

허용지지력 결정법	암반상태
기술된 암반상태로 추정 (대략 추정은 해설 표 4.2.7 참조)	신선한 암반, 불연속면 간격이 <u>넓거나 매우 넓은</u>
시편 강도로 추정 ((3)항 참조)	불연속면 틈새가 완전히 닫힌 상태에서 보통 닫힌 상태의 암반, 불연속면 간격이 <u>넓거나 매우 넓은 상태의</u> 암반
프레셔미터시험으로 추정	암의 강도가 <u>약하거나 매우 약함</u> ; 불연속면 간격이 <u>좁거나 매우 좁음</u>
토사와 같이 적용	암의 강도가 <u>매우 약함</u> ; 불연속면 간격이 <u>매우 좁음</u>

해설 표 4.2.11 암의 불연속면 간격

간격 분류	간격(m)
극히 좁음	<0.02
매우 좁음	0.02~0.06
좁음	0.06~0.2
비교적 좁음	0.2~0.6
넓음	0.6~2.0
매우 넓음	2.0~6.0
극히 넓음	>6.0

3.7 암반 위에 놓인 얇은 기초의 지지력

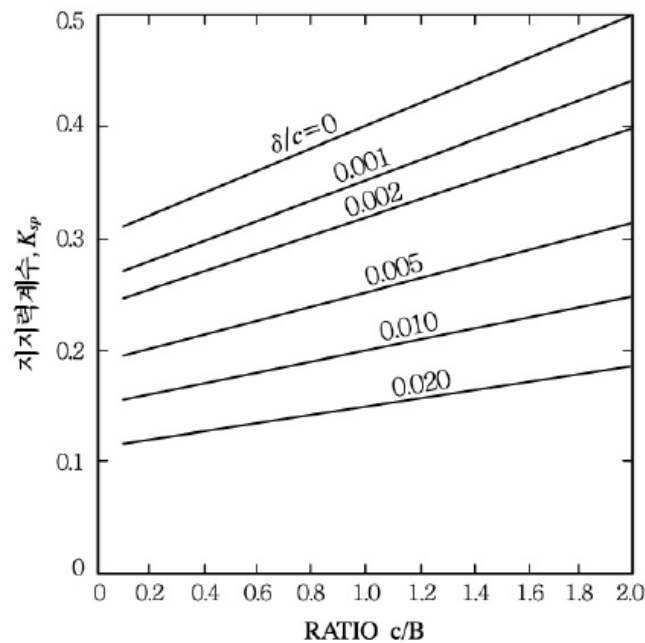
해설 표 4.2.7 확대기초의 지지력 경험치(U. S. Navy, 1982)

지지층	현장 연경도 상태	허용 지지력(kN/m ²)	
		범위	추천값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 세일, 실트암, 사암, 공동이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(세일) 이외의 모든 암, RQD < 25	연암	800~1,200	1,000
컴팩션 세일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연암	800~1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함	800~1,200	1,000
자갈, 자갈-모래 혼합물, 호박돌-자갈 혼합물(GW, GP, SW, SP)	매우 조밀함	600~1,000	700
	중간 정도 조밀	400~700	500
	느슨함	200~600	300
입자가 굵거나 중간 정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래(SW, SP)	매우 조밀함	400~600	400
	중간 정도 조밀	200~400	300
	느슨함	100~300	150
가는 모래, 실트질이나 점토질 중간 정도 입도가 굵은 모래(SW, SM, SC)	매우 조밀함	300~500	300
	중간 정도 조밀	200~400	250
	느슨함	100~200	150
균질한 점토, 모래질이나 실트질, 점토	굳음	300~600	400
	중간 정도 굳음	100~300	200
	느슨함	50~100	50
실트, 모래질 실트, 점토질 실트, 교호된(varved) 실트-점토-세사층	매우 굳음	200~400	300
	중간 정도 굳음	100~300	150
	연함	50~100	50

3.7 암반 위에 놓인 얇은 기초의 지지력

암석의 일축압축강도에 의한 지지력 추정

$$q_a = K_{sp} \cdot q_{u-core}$$



$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{c}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{\delta}{c}}}$$

c : 불연속면 간격

δ : 불연속면 틈새

B : 푸팅 폭

$0.05 < c/B < 2.0$

$0 < \delta/c < 0.02$ 범위에서 유효함

주) K_{sp} 는 푸팅 크기의 영향과 불연속면의 영향을 참작하고 안전율 3을 포함한 값이다.

해설 그림 4.2.36 지지력계수 K_{sp}

해설 표 4.2.13 안전율 3을 포함한 경험적 계수 K_{sp} 의 값

불연속면 간격	K_{sp}	간격(m)
비교적 좁음	0.1	0.3 ~ 1
넓음	0.25	1 ~ 3
매우 넓음	0.4	> 3



3.7 암반 위에 놓인 얇은 기초의 지지력

암반 불연속면과 일축압축강도에 의한 지지력 추정

$$q_{ult} = N_{ms} \cdot q_{u-core}$$

해설 표 4.2.14 파쇄나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 N_{ms} 계수, Hoek(1983)의 자료 수정

암반 등급	일반 사항	RMR 등급 ¹⁾	NGI 등급 ²⁾	RQD (%) ³⁾	N_{ms} ⁴⁾				
					A	B	C	D	E
우수	절리간격 3m 이상의 신선암	100	500	95~100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
매우 양호	절리간격 0.9~3m이며, 절리면이 거칠며 치밀하게 밀착되어 있고 풍화되어 있지 않음	85	100	90~95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
양호	절리간격 0.9~3m이며, 절리면이 약간 교란되고 풍화된 신선암	65	10	75~90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
보통	절리간격 0.3~0.9m의 여러 세트의 적당히 풍화된 절리를 가진 암석	44	1	50~75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
불량	절리간격 0.02~0.5m의 약간의 충전물이 있으며 풍화된 절리를 가진 암석	23	0.1	25~50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
매우 불량	0.05m보다 작은 간격의 수없이 많은 풍화된 절리를 가진 암석	3	0.01	<25	상응하는 사질토의 극한지지력을 사용				

주) 1) Geomechanics Rock Mass Rating System(Bieniawski, 1989)
 2) Norwegian Geotechnical Institute Rock Mass Classification System(Barton et al., 1974)
 3) Rock Quality Designation
 4) N_{ms} 는 암석의 종류에 따라 정해지는 값으로 해설 표 4.2.15를 따른다.

3.7 암반 위에 놓인 얇은 기초의 지지력

해설 표 4.2.15 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적인 범위

암석 분류	일반 사항	암석명	q_{u-core}
			MPa
A	잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염암	돌로마이트	33.6~315
		석회암	24.5~294
		대리석	38.5~245
B	점토질암	규질점토암	29.4~147
		점토암	1.4~8.4
		이회암	53.2~196
		천매암	24.5~245
		미사암	9.8~119
		셰일	7~35.7
		점판암	147~210
C	강한 결정과 약한 벽개를 가진 사질 암석	역암	33.6~224
		사암	67.9~175
		규암	63~385
D	세립질의 화성암 결정질 암석	안산암	98~182
		휘록암	21.7~581
E	조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석	각섬암	119~280
		반려암	126~315
		편마암	24.5~315
		화강암	14.7~343
		석영섬록암	9.8~98
		편암	9.8~147
		섬장암	182~434

3.8 얇은 기초의 침하량 산정

3.8.1 개요

◆ 침하량

$$S = S_i + S_c + S_s$$

여기서, S = 전침하량

S_i = 즉시침하량 (또는 탄성침하량)

S_c = 압밀침하량

S_s = 2차 압밀 침하량

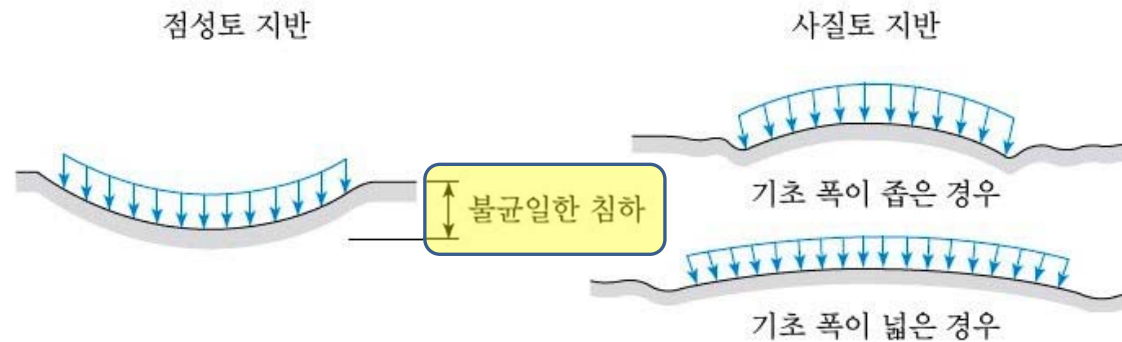
◆ 침하량 산정 절차

- ① 지하수위를 포함한 지층 구성을 파악하고, 심도별 응력을 계산
- ② 시공단계 및 완공 후 운영단계에서의 기초에 가해지는 하중의 크기 및 시간에 따른 재하율을 파악
- ③ 하중에 의한 지중응력 증가량을 구함. 하중 재하폭이 검토대상 지층 두께에 비해 상당히 넓은 경우 1차원 압축거동으로 응력 증가량을 작용 하중으로 볼 수 있음.
- ④ 반면, 얇은 기초와 같이 일반적으로 재하폭이 검토대상 지층 두께 이하인 경우 지중응력 증가량은 탄성이론, 경험식, 수치해석 등으로 구함.
- ⑤ 선행압밀하중을 파악하여 지반이 정규압밀 거동인지 과압밀 거동인지 파악
- ⑥ 압밀침하량을 계산
- ⑦ 2차 압밀침하량을 구함

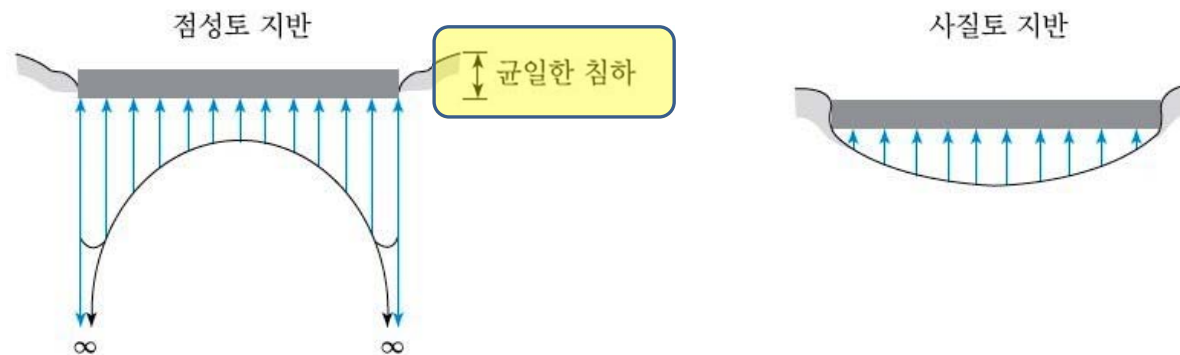


3.8.2 탄성이론에 의한 탄성침하량 계산

1. 접지압과 침하



연성기초에서의 침하와 접지압



강성기초에서의 침하와 접지압

3.8.2 탄성이론에 의한 탄성침하량 계산

2. 탄성론에 근거한 즉시 침하량의 계산

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

여기서, s_i = 지표면의 즉시침하량

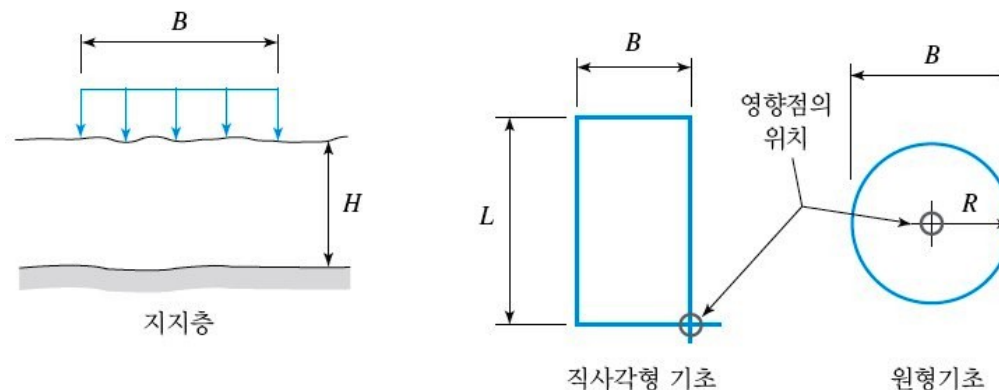
C_s = 기초의 형상 및 강성에 따른 계수

q = 등분포하중의 크기

B = 기초의 재하 폭

E = 지반의 탄성계수 (비배수 조건)

ν = 지반의 포아송비



계수 C_s 결정을 위한 기초의 형상 및 조건

3.8.2 탄성이론에 의한 탄성침하량 계산

기초의 강성 및 형상에 따른 계수 C_s (지지층이 없는 경우) (NAVFAC DM7, 1982)

기초의 형상 및 강성	중심부	외곽부	긴 쪽 방향 모서리의 중심	평균값
원형(연성)	1.00		0.64	0.85
원형(강성)	0.79		0.79	0.79
정사각형(연성)	1.12	0.56	0.76	0.95
정사각형 (강성)	0.82	0.82	0.82	0.82
직사각형 (연성)				
길이/폭(L/B)				
2	1.53	0.76	1.12	1.30
5	2.10	1.05	1.68	1.82
10	2.56	1.28	2.10	2.24
직사각형 (강성)				
길이/폭(L/B)				
2	1.12	1.12	1.12	1.12
5	1.6	1.6	1.6	1.6
10	2.0	2.0	2.0	2.0

3.8.2 탄성이론에 의한 탄성침하량 계산

기초의 강성 및 형상에 따른 계수 C_s (지지층이 없는 경우) (NAVFAC DM7, 1982)

H/B		원형기초의 중심	직사각형 연성기초의 경계				
		기초의 직경	L/B=1	L/B=2	L/B=5	L/B=10	L/B=∞ (연속기초)
지반의 포아송비 =0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.5	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
	1.0	0.35	0.15	0.12	0.10	0.10	0.10
	1.5	0.48	0.23	0.22	0.18	0.18	0.18
	2.0	0.54	0.29	0.29	0.27	0.26	0.26
	3.0	0.62	0.36	0.40	0.39	0.38	0.37
	5.0	0.69	0.44	0.52	0.55	0.54	0.52
	10.0	0.74	0.48	0.64	0.76	0.77	0.73
지반의 포아송비 =0.33	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.5	0.20	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08
	1.0	0.40	0.19	0.18	0.16	0.16	0.16
	1.5	0.51	0.27	0.28	0.25	0.25	0.25
	2.0	0.57	0.32	0.34	0.34	0.34	0.34
	3.0	0.64	0.38	0.44	0.46	0.45	0.45
	5.0	0.70	0.46	0.56	0.60	0.61	0.61
	10.0	0.74	0.49	0.66	0.80	0.82	0.81

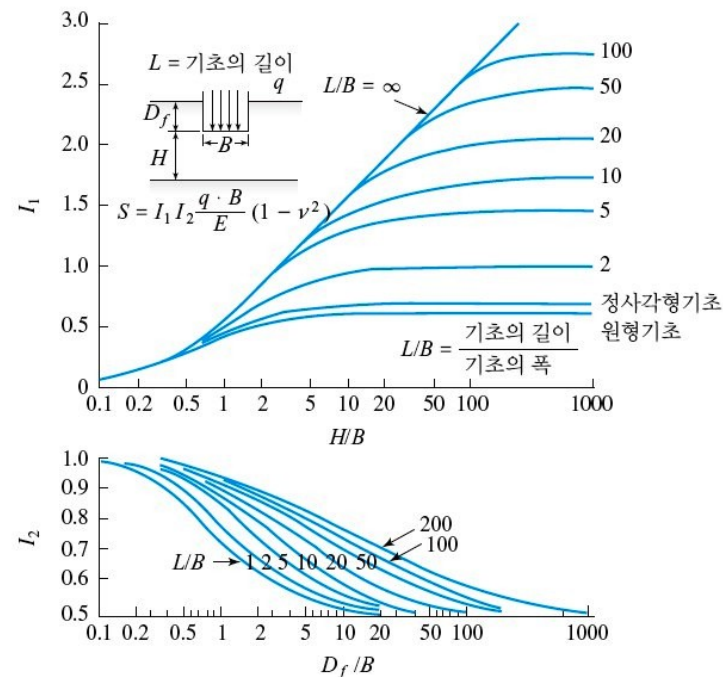
3.8.3 지반에 근입된 기초의 즉시 침하량

◆ 즉시침하량 산정법

$$s_i = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_1 I_2$$

여기서, I_1 = 기초의 폭, 지지층 심도에 대한 침하영향계수

I_2 = 기초의 근입깊이에 대한 침하영향계수



근입깊이를 고려한 즉시침하 계산을 위한 영향계수 I_1, I_2 (Christian과 Carrier, 1978)

3.8.4 Schmertmann의 방법 (사질토에서의 탄성침하량)

◆ 즉시침하량 산정법

$$s_e = C_1 C_2 (p - \bar{p}_0) \sum \frac{I_{zi}}{E_i} \Delta z_i$$

여기서, I_{zi} = 임의의 층에 대한 변형률 영향계수

C_1 = 기초의 근입깊이에 대한 보정계수 $= 1 - 0.5 [\bar{p}_0 / (p - \bar{p}_0)] \geq 0.5$

C_2 = 흙의 크리프 (creep)에 대한 보정계수 $= 1 + 0.2 \log(t/0.1)$ (t : 년수)

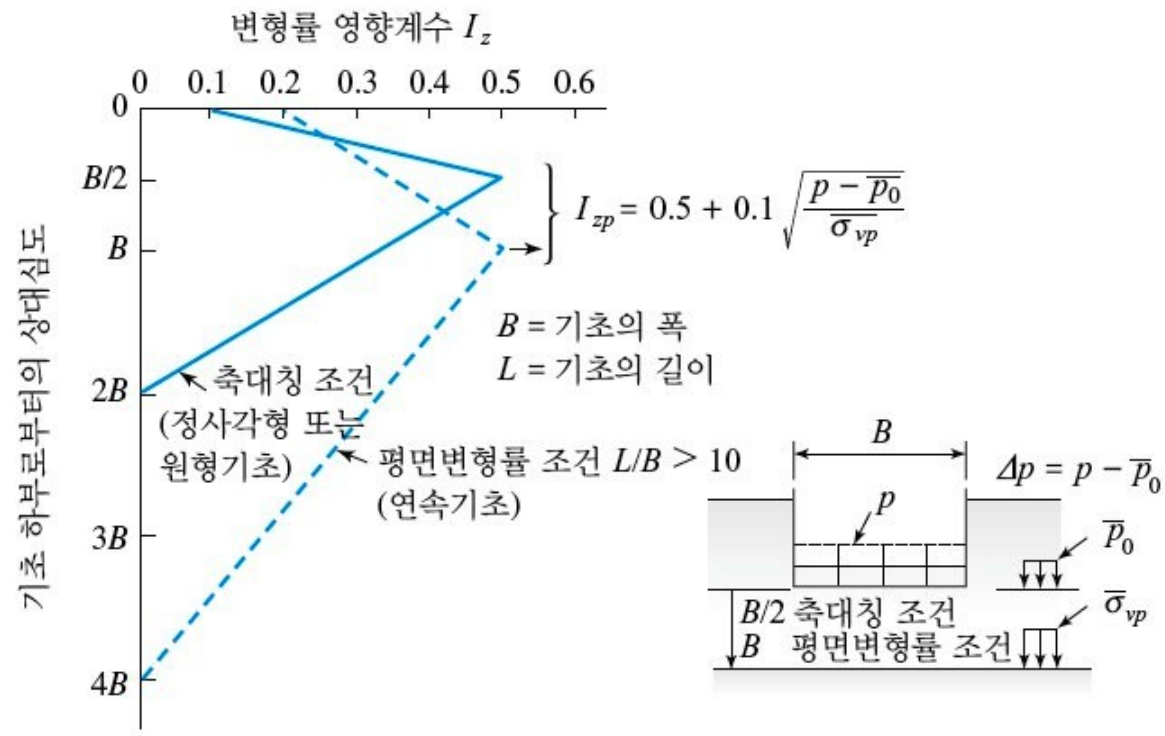
p = 기초 바닥면의 재하응력(상부 및 기초구조물과 뒤채움재에 의한 하중포함)

$\bar{p}_0 = \gamma D_f$ = 굴착깊이에 해당하는 상재압

z_i = 각 지층의 두께

E_i = 각 지층의 탄성계수

3.8.3 지반에 근입된 기초의 즉시 침하량



변형률 영향계수 I_z

3.8.3 지반에 근입된 기초의 즉시 침하량

◆ Salgado (2008) ; 일반적인 사각형 형태의 기초

$$\frac{z_{f0}}{B} = 2 + 0.222 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$I_{z0} = 0.1 + 0.0111 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2$$

$$\frac{z_{fp}}{B} = 0.5 + 0.0555 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{p - \bar{p}_0}{\bar{\sigma}_{vp}}}$$

여기서, z_{f0} = 변형률 영향깊이, L = 기초의 길이, B = 기초의 폭

I_{z0} = 기초저면 깊이에서의 변형률영향계수

z_{fp} = 최대변형률영향계수에 해당하는 깊이

I_{zp} = 최대변형률영향계수

$\bar{\sigma}_{vp}$ = 깊이 z_{fp} 에서의 상재압

3.8.3 지반에 근입된 기초의 즉시 침하량

◆ 현장 시험에 의한 탄성계수 산정

◆ SPT

$$E (\text{kN/m}^2) = 766 N_F$$

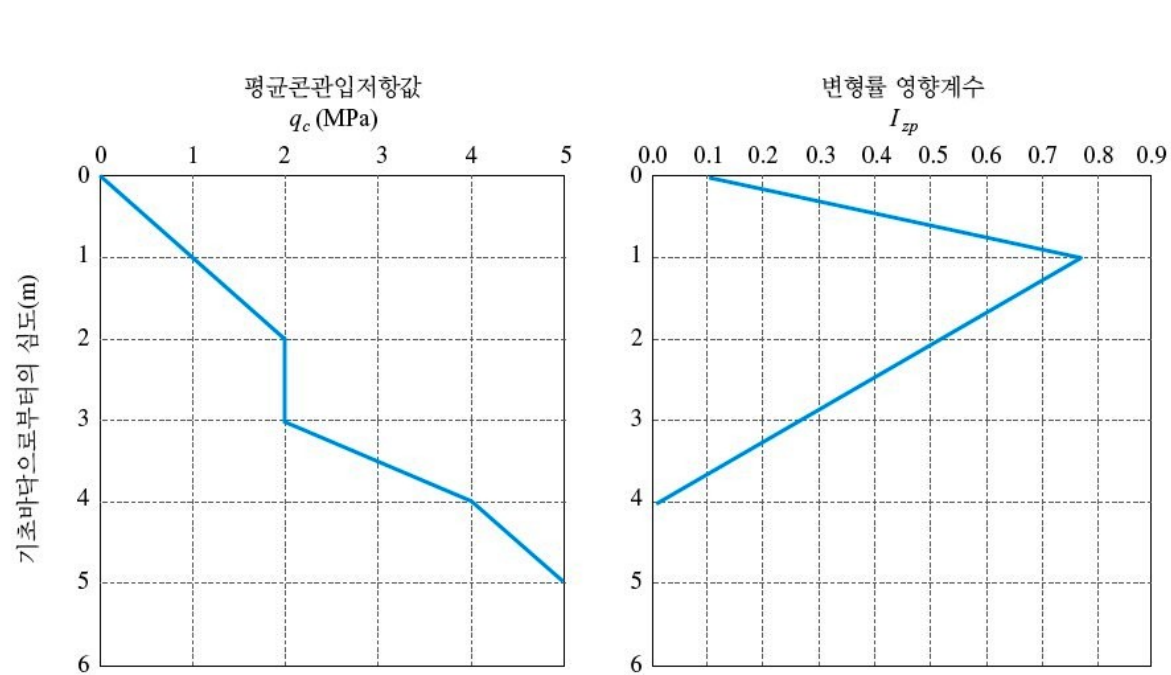
◆ CPT

$E = 2.5 q_c$: 정규압밀된 사질토(형성시간이 단기인 경우)

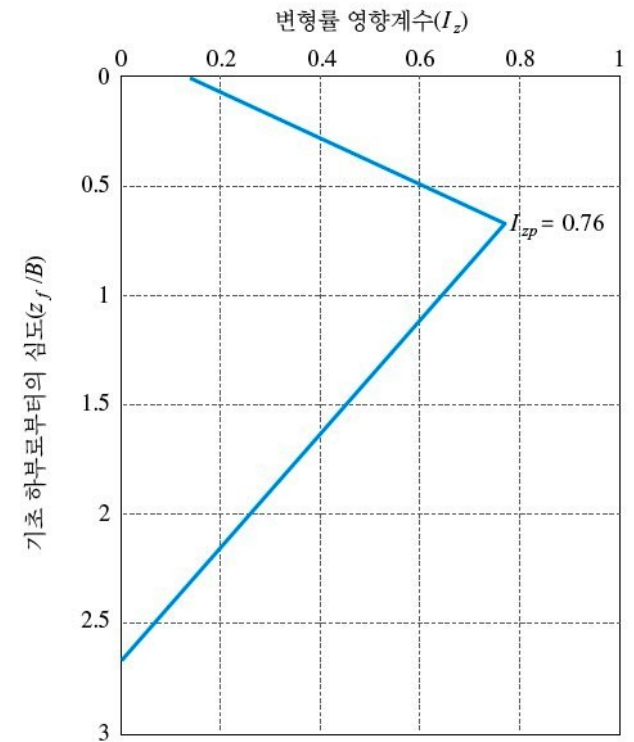
$E = 3.5 q_c$: 정규압밀된 사질토(형성시간이 장기인 경우)

$E = 6.0 q_c$: 과압밀상태의 사질토

3.8.3 지반에 근입된 기초의 즉시 침하량



깊이별 콘관입치 및 변형률 영향계수(축대칭 조건)



깊이별 변형률 영향계수(직사각형 기초)

3.8.5 수정 Skempton-Bjerrum 방법

◆ 압밀침하량 산정

$$S_c = \int \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

$$S_c = \int m_v \Delta \sigma'_{(1)} dz$$

여기서 S_c = 압밀침하량

e_0 = 점토층의 초기 간극비

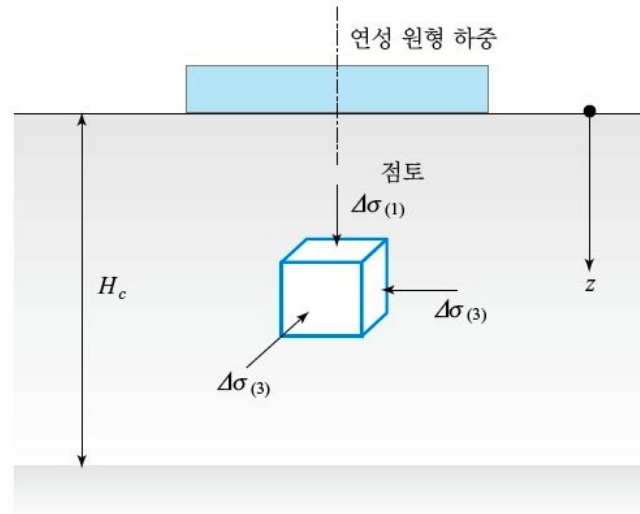
Δe = 간극비의 변화량

$\Delta \sigma'_{(1)}$ = 연직유효응력의 증가량

m_v = 체적 압축계수

3.8.5 수정 Skempton-Bjerrum 방법

◆ 3차원 효과를 고려한 간극수압의 증가량



원형기초 하중에 따른 응력 증가량

$$\Delta u = \Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} + \Delta\sigma_{(3)}]$$

여기서, A = 간극수압계수

$\Delta\sigma_{(1)}$ = 연직응력의 증가량

$\Delta\sigma_{(3)}$ = 수평응력의 증가량

3.8.5 수정 Skempton-Bjerrum 방법

◆ 3차원 효과를 고려한 압밀침하량 산정

$$S_c = \int m_v \Delta u dz = \int (m_v) \{ \Delta \sigma_{(3)} + A [\Delta \sigma_{(1)} - \Delta \sigma_{(3)}] \} dz$$

◆ 1차원 압밀침하량에 대한 원형기초의 침하량 비

$$K_{\text{cir}} = \frac{S_{c, \text{cir}}}{S_c} = \frac{\int_0^{H_c} m_v \Delta u dz}{\int_0^{H_c} m_v \Delta \sigma_{(1)} dz} = A + (1 - A) \left[\frac{\int_0^{H_c} \Delta \sigma_{(3)} dz}{\int_0^{H_c} \Delta \sigma_{(1)} dz} \right]$$

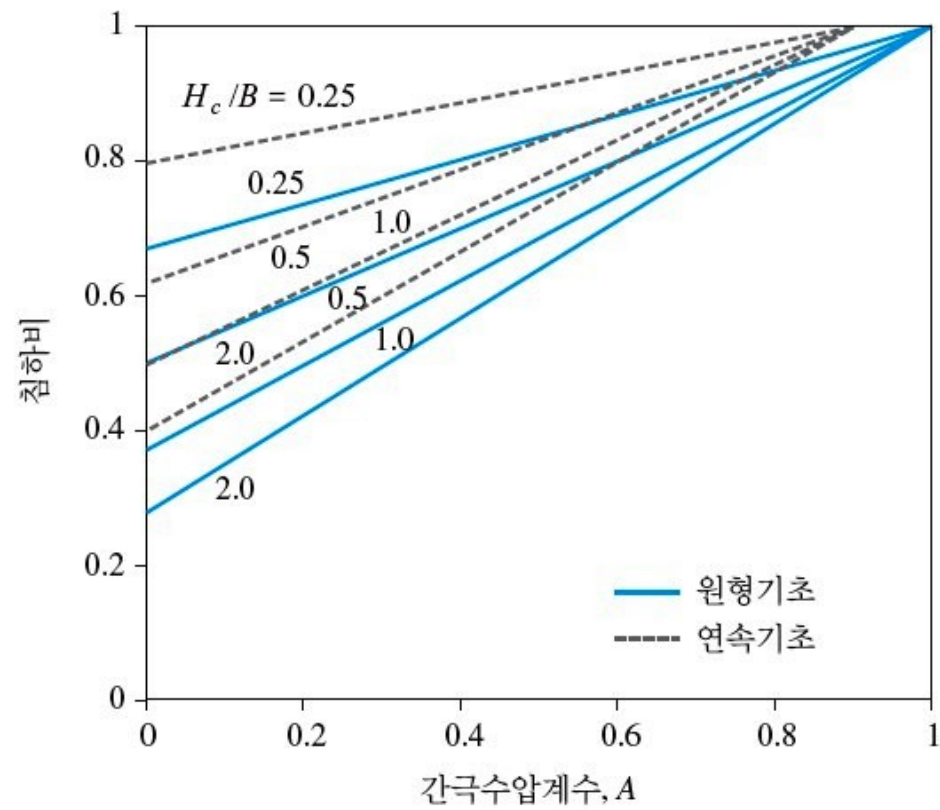
여기서, K_{cir} = 원형기초에 대한 침하비

$S_{c, \text{cir}}$ = 원형기초에 의한 압밀침하량

S_c = 1차원 압밀침하량

H_c = 압밀점토층의 두께

3.8.5 수정 Skempton-Bjerrum 방법



원형기초 하중에 따른 응력 증가량

❖ 연습문제 – 모래지반에 놓인 얇은기초 침하량

3X3m인 정사각형 기초가 허용지지력이 20t/m^2 인 지반에 놓여있다. 허용지지력만큼 하중이 가해졌을 때 기초 모서리에서 예상되는 탄성침하량은? (단 $C_s = 0.561, \nu = 0.5, E_s = 1,500\text{t/m}^2$) [기사 06, 12]

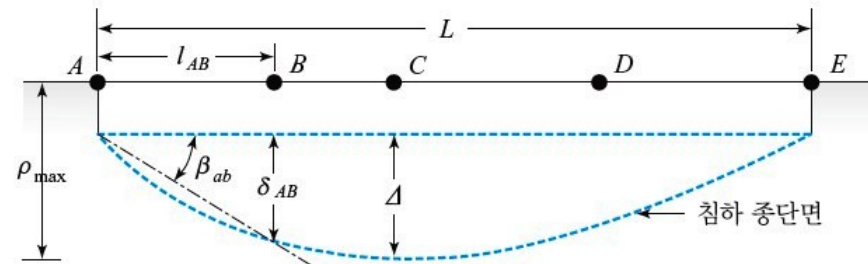
- ① 0.9cm ② 1.54cm ③ 1.68cm ④ 2.1cm

$$\text{Sol.) } S_i = qB \frac{1-\nu^2}{E_s} C_s = (20)(3) \frac{1-0.5^2}{1500} (0.561) = 0.0168\text{m}$$

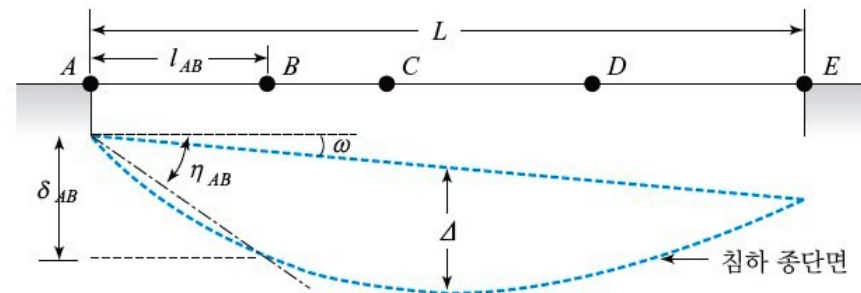
3.9 건물의 허용침하량 및 설계기준



3.9.1 허용침하량



(a) 기울어지지 않으면서 침하가 발생한 경우



(b) 기울어지는 것을 동반하면서 침하가 발생한 경우

허용 침하의 정의에 대한 매개변수 (redrawn after Wahls, 1981)

ρ_i = 점 i에서의 전체 수직변위 δ_{ij} = 점 i와 j사이의 부등침하량

Δ = 상대변위

w = 경사각

$$\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - w = \text{각변위}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \text{처짐비}$$

L = 구조물의 수평 길이



3.9.1 허용침하량

◆ Skmpton과 MacDonald (1956) : 허용침하량 기준 (각변위)

(기준1: **극한기준한계**) 건물뼈대구조에 크랙 혹은 손상을 나타낼 수 있는

각변위량: $\eta = 1/150$

(기준2: **성능기준한계**) 건물 벽체에 크랙 혹은 손상을 나타낼 수 있는 각

변위량: $\eta = 1/170$

(기준3: **사용가능한계**) 기준1 또는 2 모두를 초과하지 않을 수 있는 각변

위량: $\eta = 1/500$

Bjerrum이 제안한 각변위의 한계 (Bjerrum, 1963)

구조물의 잠정적 손상 한계	η
침하에 예민한 기계 기초의 위험 한계	1/750
사재를 가진 뼈대 구조물의 위험 한계	1/600
균열을 허용할 수 없는 건물에 대한 안전 한계	1/500
패널식 벽에 첫 균열이 예상되는 한계	1/300
고가 크레인의 작업이 곤란한 한계	1/300
강성 고층건물의 기울어짐이 눈에 보이는 한계	1/250
패널식 벽과 벽돌벽에 상당한 균열이 발생하는 한계	1/150
보통 건물의 구조적 손상이 예상되는 한계	1/150
연성 벽돌벽에 대한 안전 한계, $L/H > 4$	1/150

3.9 건물의 허용침하량 및 설계기준

3.9.1 허용침하량

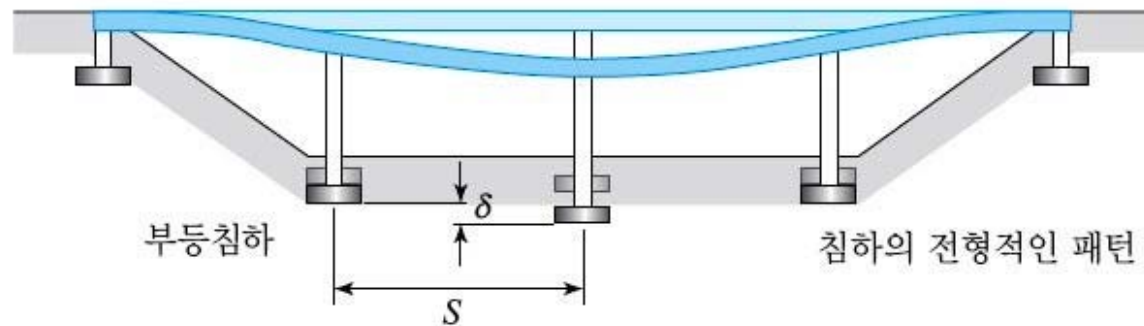
Polshin과 Tokar(1957)의 허용침하량의 기준(η : 각변위, Δ/L : 처짐량)

구조물의 종류	모래와 단단한 점토	소성점토
(a) η		
공공건물 및 산업용 건물의 기둥기초:		
강구조와 철근 콘크리트 구조물	0.002	0.002
벽돌벽으로 시공된 기둥의 가장자리 열	0.007	0.001
부등침하가 발생해도 이차변형이 일어나지 않는 구조물	0.005	0.005
굴뚝, 탑, 사일로 등의 기울어짐	0.004	0.004
크레인용 레일	0.003	0.003
(b) Δ/L		
벽돌벽:		
다층주거용 및 공공건물		
$L/H \leq 3$ 인 경우	0.0003	0.0004
$L/H \geq 5$ 인 경우	0.0005	0.0007
단층공장	0.0010	0.0010

3.9.2 설계기준

표 3.15 허용연직지지력 산정을 위한 설계안전율 기준

설계기준서 구분	안전율 적용조건	적용안전율
구조물기초 설계기준 (2003)	사하중과 최대 활하중시	3
	활하중의 일부가 일시적으로 작용할 때(지진, 눈, 바람 등)	2
일본도로교 시방서 (2002)	상 시	3
	폭풍시, 지진시	2
AASHTO (2002)	사하중과 최대 활하중 (폭풍시, 지진시 제외)	3



부등침하의 정의

3.9.2 설계기준

구조물의 종류와 허용침하량

제 안 자	구 조 형 식	허용침하량(m)	허용각변위(δ/S) (rad)
Terzaghi (1934)	철근콘크리트구조	0.05	-
	연와구조	-	1/280
Terzaghi and Peck (1948)	철근콘크리트구조	0.05	-
Tschebotarioff (1951)	연와구조	0.05~0.075	-
Meyerhof (1953)	철근콘크리트라멘구조	-	1/300
	철근콘크리트벽식구조	-	1/1000
	연와구조	-	1/600
Barker et al. (1991)	단순교		1/125
	연속교		1/250

❖연습문제 – 모래지반에 놓인 얇은기초 침하량

25X25m인 강성기초의 허용각변위가 1/500이라고 할 때 허용할 수 있는 부등침하량은? [기사 12, 13]

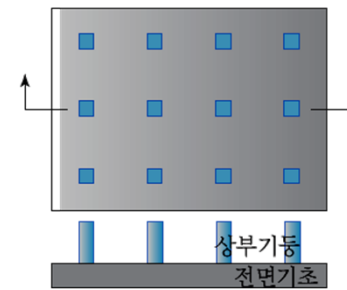
- ① 2cm ② 2.5cm ③ 4cm ④ 5cm

$$\text{Sol.) 각변위} = \frac{\Delta \rho}{l} \quad \frac{1}{500} = \frac{\Delta \rho}{25} = 0.05m$$

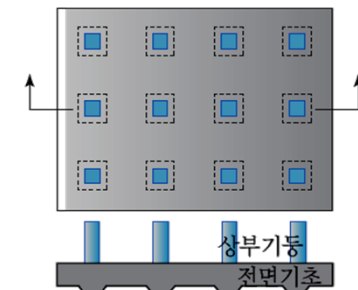
제4장 전면 기초

4.1 개요

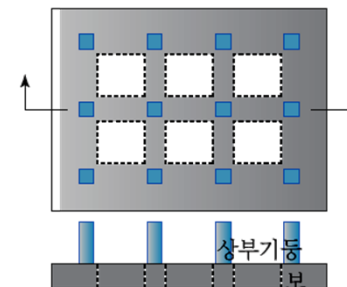
- ① **전면기초** : 여러 개의 기둥과 벽을 지지하는 구조물 아래 **전체 바닥면을 한 개의 기초로 하는 복합기초**
- ② 지지력이 낮은 지반, 부등침하가 심하게 발생하는 지역, 자중이 큰 경우



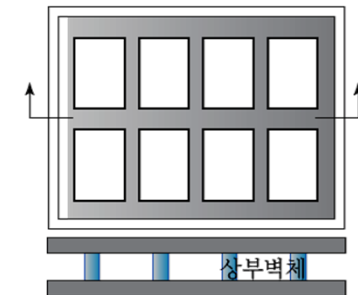
(a) 평판형



(b) 기둥 밑을 두겹게 한 평판형



(c) 보와 슬래브를 이용한 형



(d) 상부벽체가 있는 슬래브형

전면기초의 형태

4.2 전면기초의 지지력

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

여기서, B = 전면기초, 일반적으로 안전율 3 적용.

◆ 점토지반 비배수조건일 경우 : $\phi=0$, $N_c=5.14$, $N_q=1.0$, $N_\gamma=0$

극한지지력 :

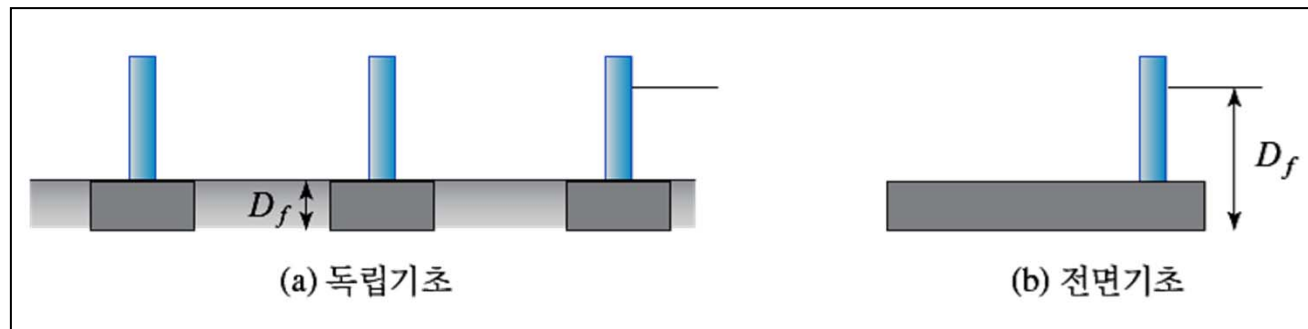
$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + q$$



안전율 적용

허용지지력 :

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = \frac{c}{3} (5.14) \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right)$$



전면기초 사용시 근입깊이 D_f 의 결정

4.2 전면기초의 지지력

◆ 사질토지반의 경우 : N치 사용 (Meyerhof), $B > 1.22\text{m}$

$$q_{\text{all}}(s_j) = 11.98N \cdot \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 K_d \cdot \frac{S_j}{S_o} \text{ kN/m}^2$$

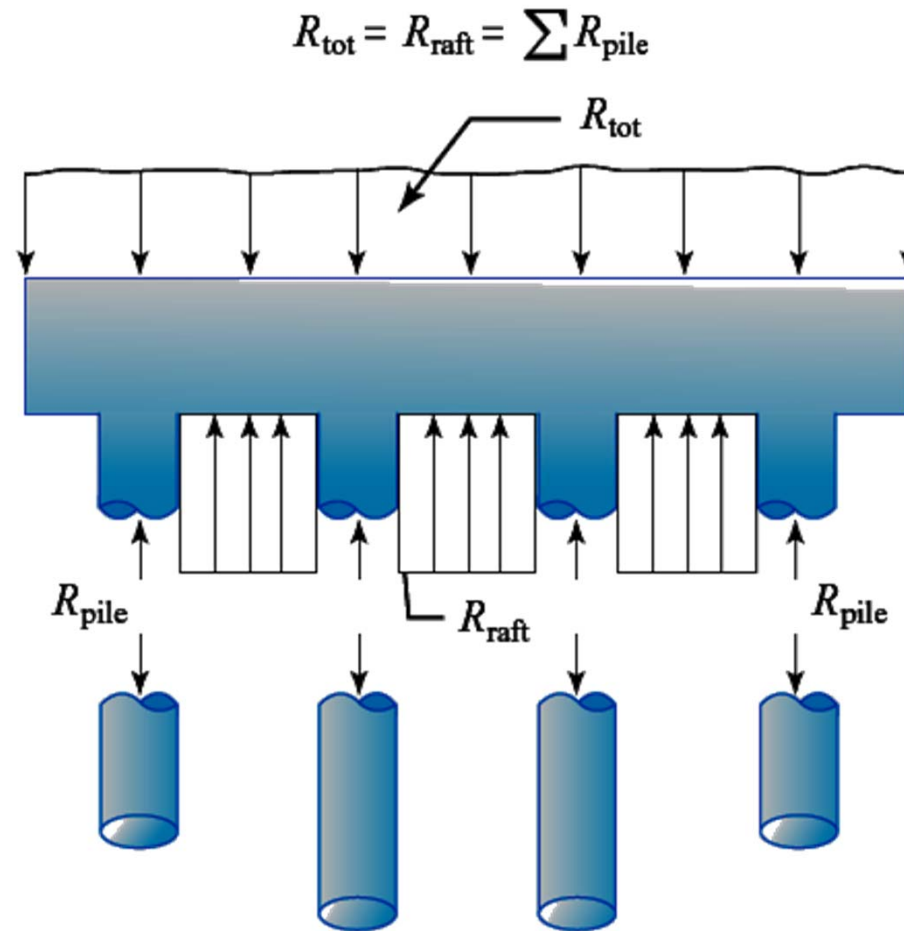
여기서, $S_o = 25.4\text{mm}$ 침하량, $S_j =$ 실제침하량
 $K_d = 1 + 0.33(D/B) \leq 1.33 =$ 깊이계수

침하량 25.4mm
기준으로 보정

여기서, $B + 0.3 \approx B$ 일 때,

$$q_{\text{all}}(s_j) = 11.98N \cdot K_d \cdot \left[\frac{s_j(\text{mm})}{25.4} \right] \text{ kN/m}^2$$

4.3 전면기초의 침하



말뚝지지 전면기초(Piled Raft Foundation) 개념도(Cooke, 1981)

4.3 전면기초의 침하

◆ ACIC(American Concrete Institute Committee)의 366위원회 (1988) : 강성계수($S < 50\text{mm}$)

$$K_r = \frac{E'I_b}{EB^3}$$

여기서, E' = 구조물의 탄성계수, E = 지반의 탄성계수

B = 기초의 폭, I_b = 기초 폭의 직각방향에 대한 단위면적당 구조물의 관성모멘트

$$E'I_b = E' \left(I_f + \sum I_{b'} + \sum \frac{ah^3}{12} \right)$$

여기서, $E'I_b$ = 기초폭의 직각방향에 대한 단위면적당 상부 구조물과 기초의 휨 강성

$\sum E'I_{b'}$ = 기초폭의 직각방향에 대한 뼈대 구조물(framed member)의 휨 강성

$\sum (E'ah^3/12)$ = 전단벽(shear wall)의 휨 강성, a = 전단벽의 두께

h = 전단벽의 높이, $E'I_f$ = 기초판의 연성도

K_r	예상 부등침하량
0	$0.5 \times$ 총 침하량 (긴 기초($B/L=0$))
	$0.35 \times$ 총 침하량 (정방 기초($B/L=1$))
0.5	$0.1 \times$ 총 침하량
> 0.5	0 (강성기초로 부등침하량 없음)

4.4 전면기초의 설계

기초판의 강성기준
ACIC 366 (1988)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk_{sp}}{4E_f I_f}}$$

전면기초의 설계 구분

$1.75/\beta > \text{기둥간격}$

강성법사용 \Rightarrow
기초저면의 반력이
직선분포

$1.75/\beta < \text{기둥간격}$

연성법사용
 \Rightarrow Winkler Model

여기서, β = 단위는 (길이)⁻¹

$E_f I_f$ = 기초판의 탄성계수 및 단면 2차모멘트에 의한 강성

k_{sp} = 지반의 스프링 탄성계수

4.4 전면기초의 설계

4.4.1 강성법(rigid method)

$$q = \frac{Q}{A} \pm M_y \frac{x}{I_y} \pm M_x \frac{y}{I_x}$$

여기서, A = 전면기초의 면적 ($A = B \times L$)

Q = 기초판에 가해지는 전체하중

I_x, I_y = x 및 y축에 대한 관성모멘트 ($I_x = BL^3/12, I_y = LB^3/12$)

M_x, M_y = 기둥하중의 x 및 y축에 대한 모멘트 ($M_x = Qe_y, M_y = Qe_x$)

e_x, e_y = x 및 y축 방향으로의 하중 편심거리

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \quad y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \quad e_y = y' - \frac{L}{2}$$

4.4 전면기초의 설계

4.4.1 강성법(rigid method)

- 평균토압 (q_{av})

$$q_{av} \approx \frac{q_C + q_D}{2}$$

- 기둥하중

$$\text{평균 하중} = \frac{q_{av} L_1 B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2}$$

- 수정된 흙의 평균반력

$$q_{av(\text{수정})} = q_{av} \left(\frac{\text{평균하중}}{q_{av} L_1 B} \right)$$

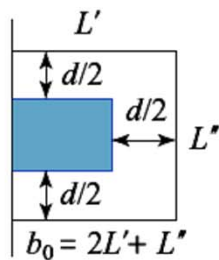
4.4 전면기초의 설계

4.4.1 강성법(rigid method)

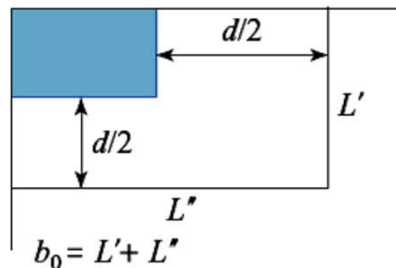
- 기둥하중의 수정계수(Column load modification factor : F)

$$F = \frac{\text{평균하중}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}$$

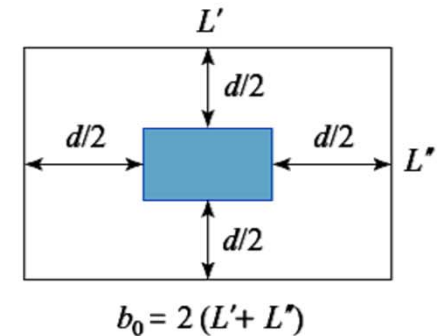
- 수정된 기둥하중 (Modified column load) ; FQ_1, FQ_2, FQ_3, FQ_4



<외곽기둥>



<모서리기둥>



<내부기둥>

강성법에서 기둥하중의 수정

4.4 전면기초의 설계

4.4.1 강성법(rigid method)

- 유효깊이 d 결정 (ACI Code 318-95)

$$U = b_0 d [RF(0.34)\sqrt{f'_c}]$$

여기서, U = 계수를 곱한 기둥 하중 = (기둥하중)×(하중계수) (MN)
 RF = 감도계수 = 0.85, f'_c = 콘크리트 28일 압축강도 (MN/m²)
 b_0 = 주어진 임계단면에서 전단을 일으키는 둘레길이 (m)

4.4 전면기초의 설계

4.4.1 강성법(rigid method)

- 철근량 A_s 결정

$$M_u = (\text{하중계수})(M') = RF \cdot A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

여기서, f_y = 인장 시 철근의 항복강도

M_u = 계수를 곱한 모멘트(기둥하중)×(하중계수) (MN)

RF = 감도계수 = 0.9

b = 힘을 받는 직사각형 단면의 폭

4.4 전면기초의 설계

4.4.2 연성법(flexible method) ; Winkler 모델

- 임의의 단면에서 모멘트 M 결정

$$M = E_f I_f \frac{d^2 z}{dx^2}$$

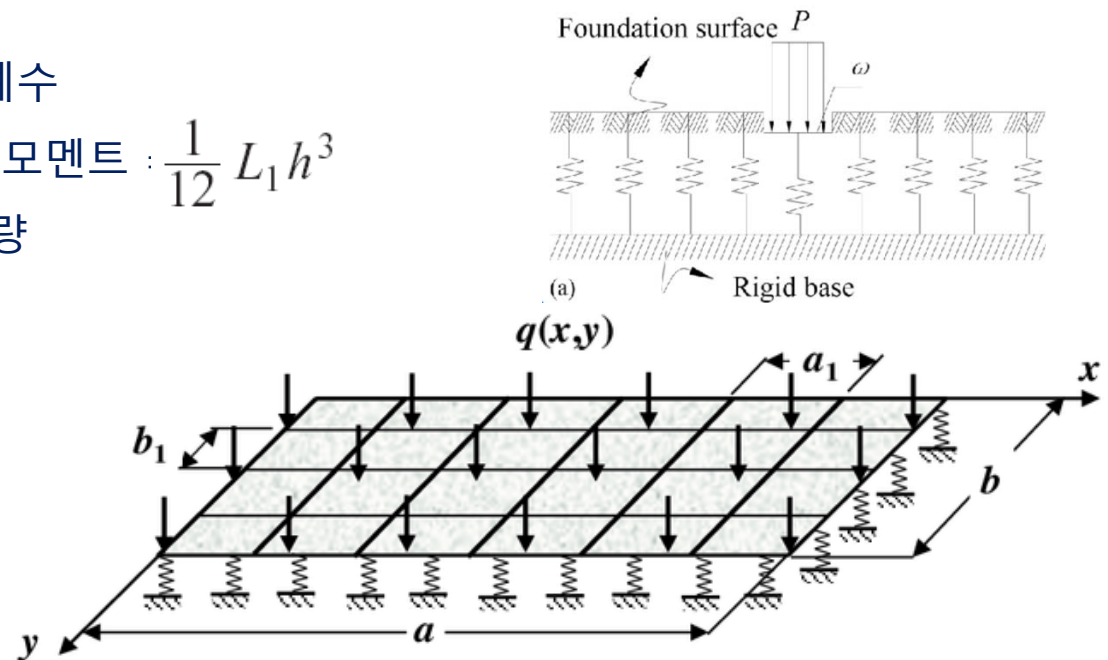
여기서, E_f = 기초판의 탄성계수

I_f = 기초판의 관성 모멘트 : $\frac{1}{12} L_1 h^3$

z = 기초판의 처짐량

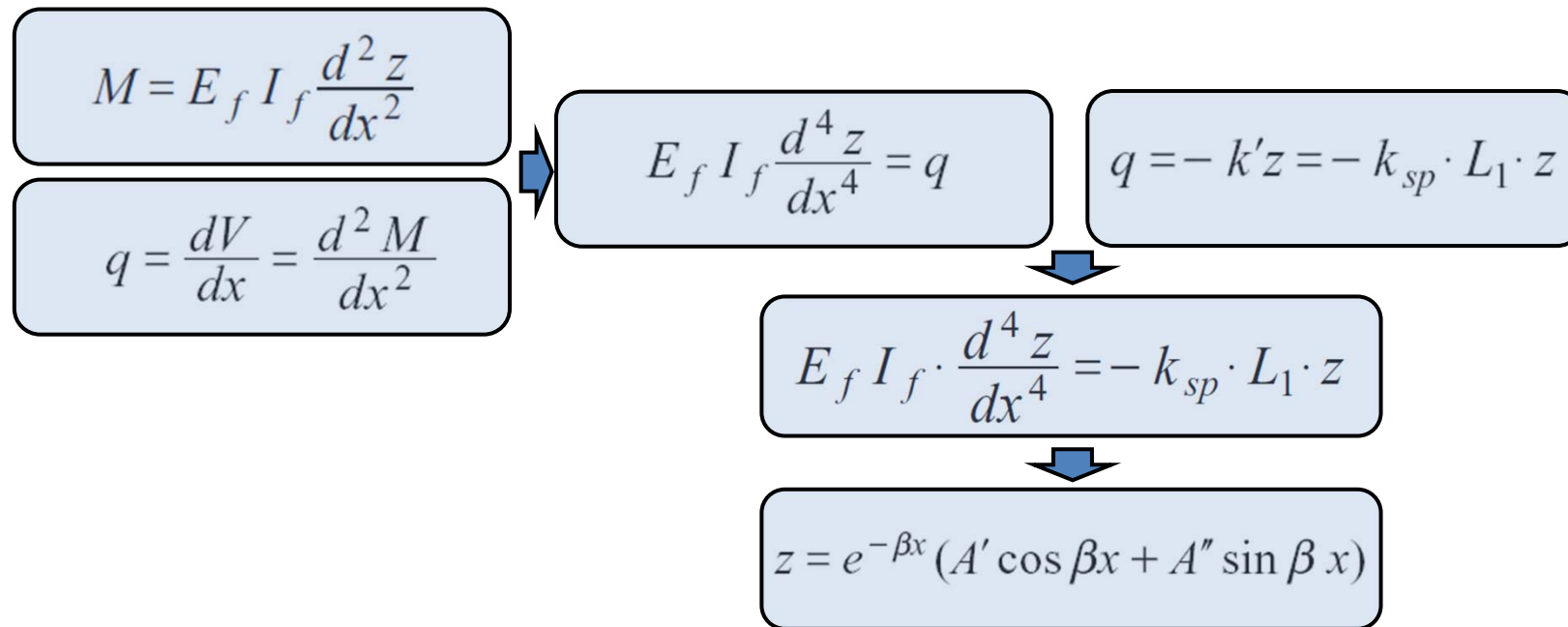
h = 기초판의 두께

B = 기초판의 폭



4.4.2 연성법(flexible method) ; Winkler 모델

◆ Winkler 모델 흐름도



여기서, k_{sp} = 지반반력계수

(coefficient of subgrade reaction subgrade reaction modulus)

4.4.2 연성법(flexible method) ; Winkler 모델

◆ 연성법 설계 절차 ACIC 336

① 강성법의 전면기초의 총 두께 d 를 가정 $U = b_0 d [RF(0.34)\sqrt{f'_c}]$

② 전면기초의 힘강성 (R)을 결정 $R = \frac{E_f d^3}{12(1 - \nu_f^2)}$

; E_f = 기초판의 탄성계수, ν_f = 기초판의 포아송비

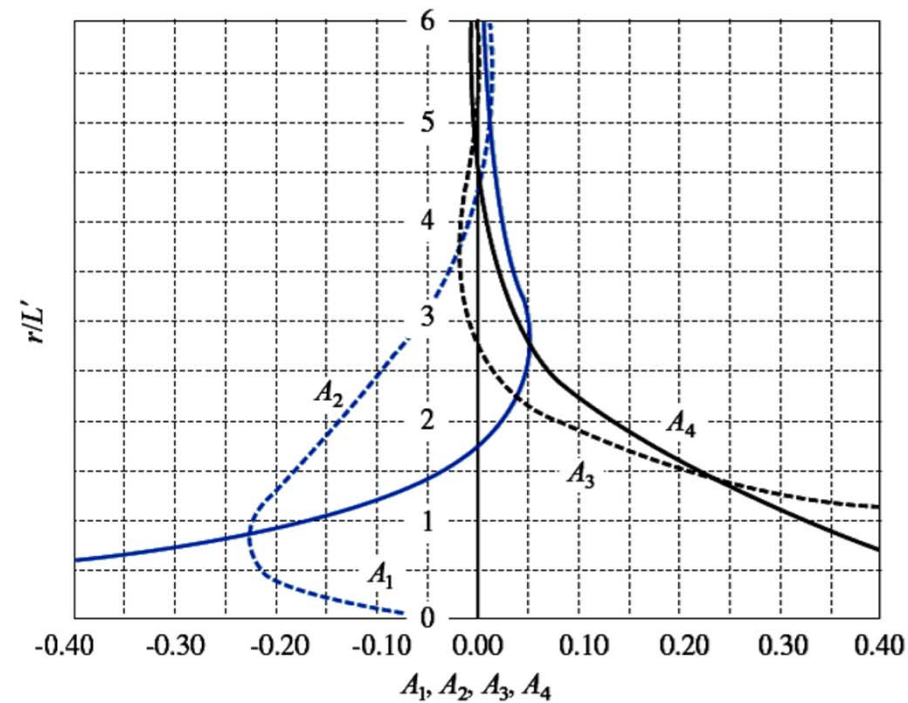
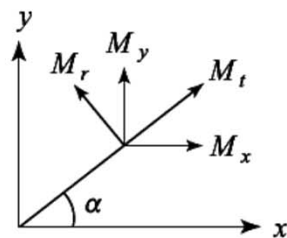
③ 유효 강성 반경을 결정

$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k_{sp}}}$; k_{sp} : 지반반력계수 ; 임의의 기둥하중의 영향권은 $(3 \sim 4)L'$

4.4.2 연성법(flexible method) ; Winkler 모델

◆ 연성법 설계 절차 ACIC 336

④ 기동하중에 의한 극좌표계에서의 모멘트 결정



전면기초 설계의 연성법

4.4.2 연성법(flexible method) ; Winkler 모델

◆ 연성법 설계 절차 ACIC 336

⑤ 기둥하중에 의한 극좌표계에서의 모멘트 결정

$$M_r = -\frac{Q}{4} \left[A_1 - \frac{(1-\nu_f)A_2}{\frac{r}{L'}} \right]$$

$$M_t = -\frac{Q}{4} \left[\nu_f A_1 + \frac{(1-\nu_f)A_2}{\frac{r}{L'}} \right]$$

여기서, M_r = 반경모멘트, M_t = 접선모멘트, r = 기둥하중으로부터의 방사거리
 Q = 기둥하중, $A_1, A_2 = r/L'$ 의 함수

$$M_x = M_t \sin^2 \alpha + M_r \cos^2 \alpha$$

$$M_y = M_t \cos^2 \alpha + M_r \sin^2 \alpha$$

4.4.2 연성법(flexible method) ; Winkler 모델

◆ 연성법 설계 절차 ACIC 336

- ⑥ 전면기초의 단위폭에 대하여 기둥하중에 의해 발생하는 전단력(v) 결정

$$V = \frac{Q}{4L'} A_3$$

- ⑦ 전면기초의 가장자리가 기둥의 영향권 내에 있을 경우

전면기초가 연속이라고 가정 => 모멘트와 전단력 결정 => 모멘트와 전단력 보정

∴ 모멘트와 전단력 보정 : 유한길이상에 존재하는 전면기초의 가장자리에

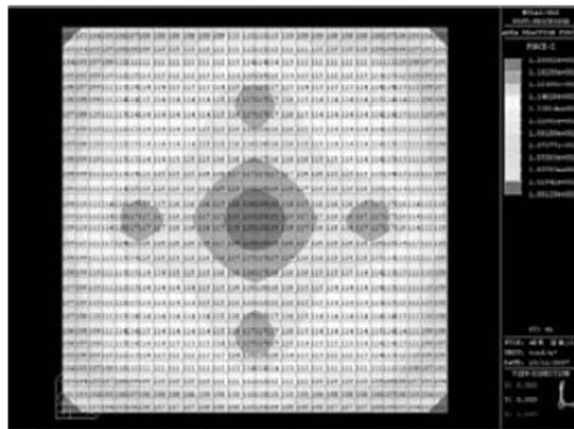
반대의 부호를 갖는 모멘트와 전단력을 적용

- ⑧ 임의의 깊이에서의 변위 (δ) 산정

$$\delta = \frac{QL'^2}{4R} A_4$$

4.4.3 수치해석법

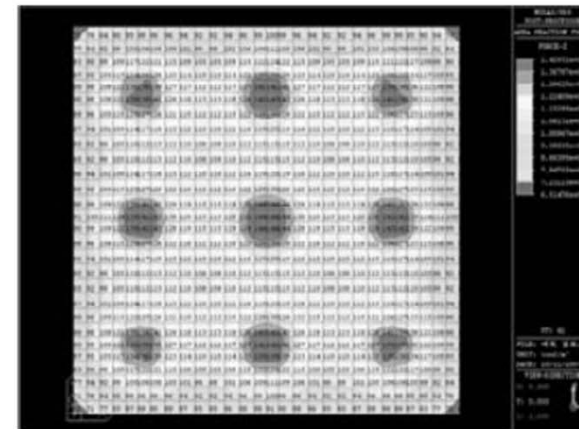
- ① 유한차분법(finite difference method) ; FLAC
- ② 유한요소법(finite element method) ; ABAQUS, PLAXIS



$$q_{\min} = 1,000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 1,210 \text{ kN/m}^2$$

(a) 사질토상의 전면기초



$$q_{\min} = 710 \text{ kN/m}^2$$

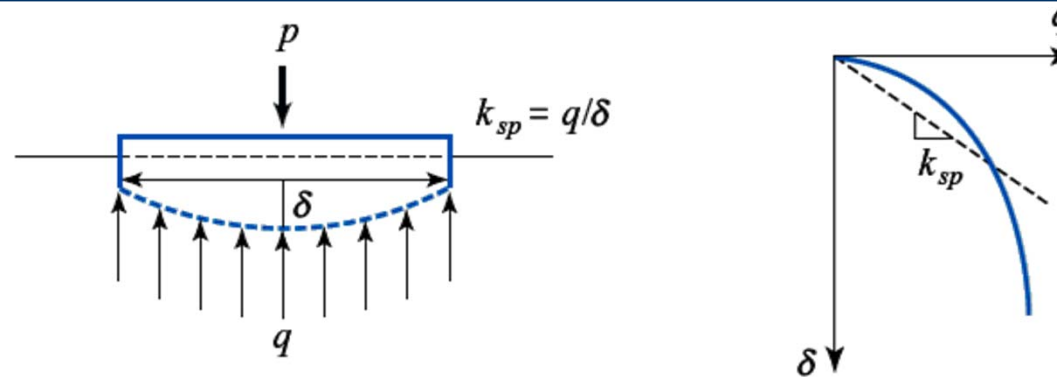
$$q_{\max} = 1,440 \text{ kN/m}^2$$

(b) 암반상의 전면기초

전면기초 설계를 위한 수치해석 예

4.4.4 지반반력계수

- ① 지반반력계수 정의 : **지반을 스프링으로 간주**하여 기초의 강성을 나타내는 상수로
기초에 작용하는 **하중에 대한 지반 침하의 비**
- ② 단위 : $\text{kN/m}^2/\text{m} = \text{kN/m}^3$ (또는 $\text{ton/m}^2/\text{m} = \text{ton/m}^3$)
- ③ 특성 : **기초크기, 형상, 근입깊이, 하중작용위치** 등에 따라 변화
- ④ 지반반력계수 산정
 - 1) 실험적 방법 : 평판재하시험, 표준관입시험
 - 2) 계산식 이용



지반반력계수의 정의

4.4.4 지반반력계수

1. Terzaghi의 제안식

평판재하시험으로부터 지반반력계수를 산정하는 Terzaghi의 제안식 (Terzaghi, 1955)

점토지반	사질토 지반		비고
	정사각형	직사각형 (B×L)	
$k_{sp} = k_{30} \frac{0.3}{B}$	$k_{sp} = k_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$	$k_{sp} = k_{30} \left(\frac{B/L + 0.5}{1.5B/L} \right)^2$	$K_{30} = 30\text{cm}$ 정사각형 평판재하 시험으로부터 산정된 k_{sp}

점성토와 사질토의 지반반력계수 k_s 의 일반적인 범위 (Terzaghi, 1955)

지 반		지반반력계수
		kN/m^3
사질토 (건조 또는 습윤)	느슨	78,400~245,000
	중간	245,000~1,225,000
	조밀	1,225,000~3,675,000
사질토 (포화)	느슨	98,000~147,000
	중간	294,000~392,000
	조밀	1,274,000~1,470,000
점성토	굳음	117,6000~245,000
	매우 굳음	245,000~490,000
	단단함	> 490,000

4.4.4 지반반력계수

2. Vesic의 제안식

$$k_{sp} = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_f I_f}} \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$$

여기서, E = 지반의 탄성계수

E_f = 기초의 탄성계수

ν = 지반의 포아송비

여기서, $0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_f I_f}} \approx 1$

$$k_{sp} = \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$$

4.4.4 지반반력계수

3. Scott 방법

$$k_{30} = 17,640 N_{\text{cor}} \text{ kN/m}^3$$

4. 탄성론을 이용하는 방법

$$\Delta H = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_d$$

$$k_{sp} = \frac{q}{\Delta H} = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2) I_s I_d}$$

여기서, ΔH = 단위하중 q 에 따른 즉시침하

I_s = 기초형상 영향계수

I_d = 기초근입깊이 영향계수

4.4.4 지반반력계수

5. 우리나라 도로교 표준시방서(대한토목학회, 2001)

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$$

여기서, k_v = 연직방향 지반반력계수 (kgf/cm³)

$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha_0 E_0$: 지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험값에
상당하는 연직방향 지반반력계수

B_v = 기초의 환산재하폭(cm), 저면형상이 원형인 경우 지름 사용

$B_v = \sqrt{A_v}$, A_v : 연직방향 재하면적(cm²)

4.4.4 지반반력계수

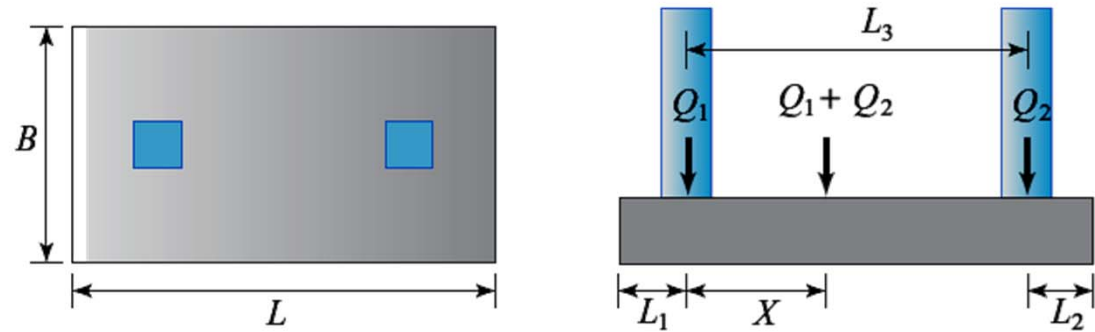
5. 우리나라 도로교 표준시방서(대한토목학회, 2001)

4.4 E_0 와 α_0 값

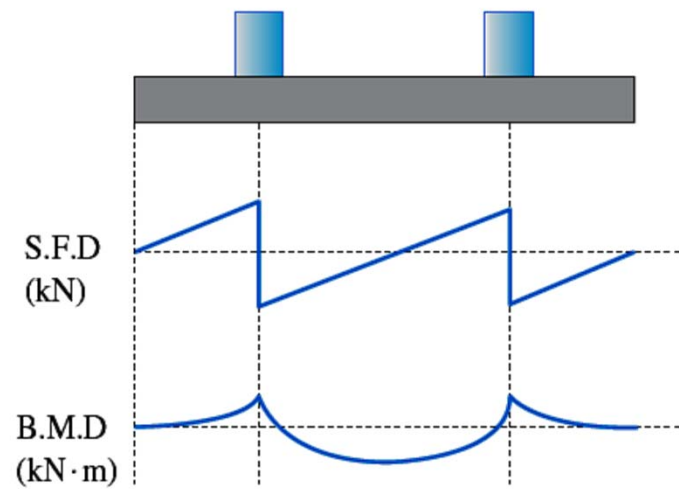
다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kgf/cm ²)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축 압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 $E_0 = 28N$ 으로 추정된 변형계수	1	2

4.5 복합기초

4.5.1 직사각형 복합기초



직사각형 복합기초



직사각형 복합기초의 전단력도(SFD) 및 휨모멘트도(BMD)

4.5.1 직사각형 복합기초

◆ 직사각형 복합기초의 설계절차

① 주어진 허용토압을 기준으로 기초의 면적(A)결정

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_u} = \frac{(LF_L LL_1 + LF_D DL_1) + (LF_L LL_2 + LF_D DL_2)}{q_u}$$

여기서, Q_1 과 Q_2 = 각 기둥에 작용하는 설계하중

LF = 하중계수(load factor):활하중계수(LF_L) = 1.6, 사하중계수(LF_D) = 1.2

DL = 사하중(dead load),

LL = 활하중(live load)

4.5.1 직사각형 복합기초

◆ 직사각형 복합기초의 설계절차

- ② 기둥 하중의 합력이 작용하는 기초상의 위치(X) 산정

$$X = \frac{L_3 Q_2}{Q_1 + Q_2}$$

- ③ 하중의 합력이 기초 중심에 위치하도록 L 산정

$$L = 2(L_1 + X)$$

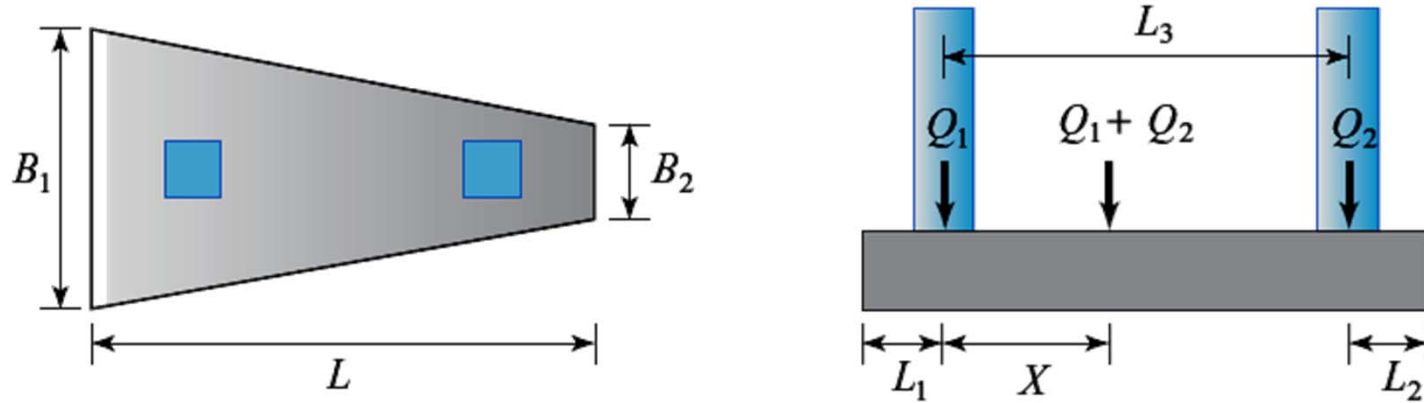
- ④ 기초면적 A 와 기초길이 L 을 이용해 다음과 같은 기초폭(B) 산정

$$B = A / L$$

- ⑤ 전단력도와 휨모멘트도 작성

$$V = \int_{x_1}^{x_2} q dx \qquad M = \int_{x_1}^{x_2} V dx$$

4.5.2 사다리꼴형 복합기초



사다리꼴형 복합기초

4.5.2 사다리꼴형 복합기초

◆ 사다리꼴형 복합기초의 설계절차

- ① 주어진 허용토압을 기준으로 기초의 면적(A) 결정

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_u} = \frac{(LF_L LL_1 + LF_D DL_1) + (LF_L LL_2 + LF_D DL_2)}{q_u}$$

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L$$

여기서, Q_1, Q_2 = 각 기둥에 작용하는 설계하중

LF = 하중계수(load factor) : 활하중계수(LF_L) = 1.6, 사하중계수(LF_D) = 1.2

DL = 사하중(dead load), LL = 활하중(live load)

B_1, B_2 = 사다리꼴 양변의 길이

q_u = 기초지반의 극한지지력

4.5.2 사다리꼴형 복합기초

◆ 사다리꼴형 복합기초의 설계절차

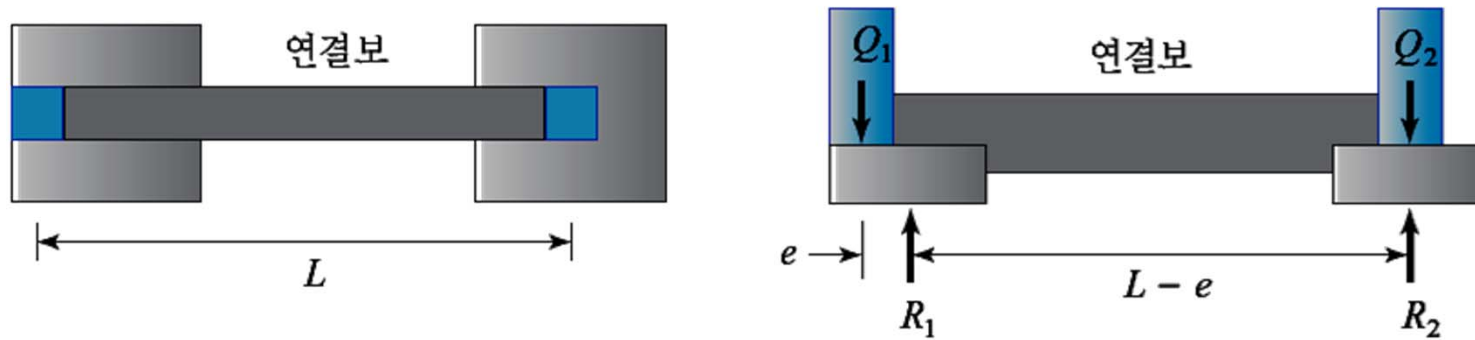
- ② 기둥 하중의 합력이 작용하는 기초상의 위치(X) 산정

$$X = \frac{L_3 Q_2}{Q_1 + Q_2}$$

- ③ 하중의 합력이 기초 중심에 위치하도록 설정

$$X + L_1 = \frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2} \frac{L}{3}$$

4.5.3 켄틸레버형 복합기초



켄틸레버형 복합기초

4.5.3 켄틸레버형 복합기초

◆ 켄틸레버형 복합기초의 설계절차

- ① 활하중계수 (LF_L), 사하중계수 (LF_D)가 고려된 설계하중 (Q_1, Q_2) 결정

$$Q_1 = LF_L LL_1 + LF_D DL_1$$

$$Q_2 = LF_L LL_2 + LF_D DL_2$$

- ② 그림 4.12에서 R_1 이 작용하는 편심거리 e 를 가정

- ③ Q_2 지점으로부터 다음과 같은 모멘트 평형조건에 의해 R_1 을 결정

$$\sum M = Q_1 L - R_1 (L - e) = 0$$

- ④ R_1 지점으로부터 다음과 같은 모멘트 평형조건에 의해 R_2 을 결정

$$\sum M = Q_2 (L - e) - Q_1 e - R_2 (L - e) = 0$$

4.5.3 켄틸레버형 복합기초

◆ 켄틸레버형 복합기초의 설계절차

⑤ 두 기초의 침하량이 비슷하도록 기초의 크기를 결정
 R_1 과 R_2 가 비슷한 값인지 검토, 두 값의 차이가 클 경우 편심거리(e)를 재가정하여 유사한 값이 나타나도록 설정

⑥ Q_1 , Q_2 , R_1 , R_2 에 대해 다음과 같이 평형조건을 검토하고, 힘 평형조건에 불만족시 편심거리 조정, 반력 재산정

$$Q_1 + Q_2 = R_1 + R_2$$

⑦ 지반의 극한지지력을 사용하여 각 기초의 반력(R_1, R_2)과 힘 평형조건을 이루도록 기초의 크기를 결정

기초공학

교재 5장(깊은 기초) 미리 읽고 오기