직접기초에서의 평판재하시험 (P.B.T)과 그 적용례(Ⅰ)

임재승 | 토목기술부과장| 02)3433-7770 | ljs@mail.ssyenc.co.kr

1. 개요

직접기초의 설계에서 저면지반 지지력의 정확한 추정은 매우 중요한 문제이다. 일반적으로 직접기초 설계의대상이되는지반조건은크게토사지반, 암반으로 볼 수 있으며 지지력의 추정은 각각 Hasen 또는 Terzaghi 지지력 추정공식을 이용하거나 일축압축강도, RQD, 공내수평재하시험등을이용한다.

평판재하시험은보다직접적인지지력측정방법으로, 토사지반의지지력을평가하거나토사또는암반기초의 침하량을 평가하고, 대상지반의 반력계수를 추정하는 전형적인 현장 시험법이다. 시험의 결과로 토사지반에서는 재하판 아래 흙의 전단강도와 변형특성을, 암반기초에서는 극한하중을 구하기 어렵기 때문에주로변형특성을획득할수있다.

건설현장의평판재하시험은매우보편화된시험방법임에도 불구하고, 시험방법 및 결과분석에서 관행적으로 오류가 행해지고 있는 바, 본고에서는 이 시험방법의문제점을지적하고올바른결과분석방법을 구체적인 예를 통해 제시하고자 한다. 우선, 평판재하시험의 결과분석 방법을 언급하기 전에 직접기초 설계방법 및 평판재하시험에 대한 기본적인 내용을 기술한 후, 평판재하시험법의 특징 및 이 시험을 이용한 직접기초의 안정성 평가방법과 적용방향에 대해 서술하고자 한다. 평판재하시험의 문제점과 결과분석방법및적용예는다음호에서계속한다.

2. 지반분류

(1) 풍화토

토사지반은 대부분의 조암광물이 완전 풍화되어 암석으로서의 결합력을 상실한 풍화잔류토로서, 함수포화시에전단강도가현저히저하되기도하며, 손으로도 쉽게 부서지는 지반이다. 그리고 지질조사시의지반분류기준은다음과같다.

●TCR = 0% ●RQD = 0%

●N 50/20

●탄성파속도, v_p 1.0(km/sec)

(2) 풍화암

①암편이없고아주압착된풍화암

육안으로 보면 암편은 없고, 암반의 조직이 아주 압착된상태로남아있는경우이다. 대개직접기초가 안치되는 곳이며, 지반조사시의 지반분류 기준은 다음과같이정리할수있다.

●TCR = 0% ●RQD = 0% ●N = 50/20 ~ 50/3

(이지반에직접기초가대부분안치되면, 이위치의N = 50/7 ~ 50/3이다)

●점하중지수, $I_{s(50)}$ 4.0(kgf/㎠)

●건조상태에서, 점하중지수에의한일축압축강도,

q_u 100(kgf/㎠)

●현장탄성파속도, v_p≥1.0 ~ 1.5(km/sec)

●RMR 25 [호남고속도로확장설계암분류]

②파쇄나절리가발달한풍화암

조암광물이 상당히 풍화되어 암석 자체의 색조가 변색되었으며, 충진물이 채워지거나 열린 절리의 빈도가아주높다. 시추코아상태는세편상으로암편이 남아있으나단형코아가없다. 약한해머타격에부서지고, 일부 손으로도 부서지며 암의 구조 및 조직이 남아있다. 그리고지질조사시의지반분류기준은다음과같이정리할수있다.

●TCR≥10% ●RQD 0% [건교부, 서울시표준지반분류]

●N = 50/5 ~ 50/1

●현장탄성파속도, v_p= 1.5 ~ 1.8(km/sec)

●RMR = 25~50 [호남고속도로확장설계암분류]

(3) 연암, 보통암, 경암

<표1> 연암, 보통암, 경암및극경암의특성

구분	TCR	RQD	일축압축강도 q_u(kgf/㎠)	탄성파속도 V_p(km/sec)	RMR
기준	건교부,서울시 표준지반분류	건교부,서울시 표준지반분류	건교부,서울시 표준지반분류	건설교통부표준 품셈분류기준	호남고속도로 확장설계암분류
연암	30% 이상	10% 이상	100 이상	1.8 ~ 2.8 이상	50 ~70
보통암	60% 이상	25% 이상	500 이상	-	-
경암	80% 이상	50% 이상	1,000 이상	-	-
극경암	80% 이상	75% 이상	1,500 이상	-	-

3. 설계시 허용지지력 산정방법

(1) 토사지반위에있는 직접기초의 추정지지력

① 지반의 극한지지력은 기초의 크기 외에 편심과 경사(i), 기초의 형상(s), 근입깊이(d), 지반조건(g) 및 기층조건(b)에 따라 결정된다. 다만토목구조물에대해서는다가올환경변화를고려하여근입깊이의영향을고려하지않는것이좋다. 이러한점들을감안하여도로교표준시방서(1996)의공식을이용하면,

○편심만을고려하는경우에는Terzaghi 공식의사용을권장하고있다.

$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma B N_r$

여기서, α, β= 형상계수 c = 지반의점착력(kgf/㎠)

B = 실제기초의폭(m) γ= 지반의단위중량(kgf/㎤)

N_c, N_r = 얕은기초의지지력계수

○편심외에기타조건을모두고려하는경우에는 Hansen공식의사용을권장하고있다.

$Q_u = A' q_u =$

$A' [c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + 1/2 \gamma B N_r s_r d_r i_r g_r b_r]$

[주의]

최근의연구에의하면지반의극한지지력은지반고유의지지력보다도지반의전단강도의이방성이나변형및구속압의존성에의하여크게변화하는것으로알려지고있다. 이 때문에극한지지력을 산출할때상기의조건을충분히고려하여지반정수를결정하여야 한다(도로교표준시방서, 1996년).

②연속기초(L 5B)의허용지지력은아래식으로부터계산된극한지지력에소정의안전율로나누어산정할수있다. 허용지지력을구할 때사용하는안전율은상시에서는3.0, 지진시에서는2.0을쓴다.

$$\therefore q_{all} = \frac{q_u}{F.S}$$

③최대지반반력(도로교표준시방서,1996년)

일반적으로, 재하면적이증대하면동일한하중강도에대하여기초의침하량도증대한다. 이때문에허용연직지지력은지반의소성화를 고려해서 구하기 때문에 반드시 침하량과 관계되는 것은 아니다. 여기서는기초의과대한침하를피하기위해특히, 평상시에있어서만최대지반반력을<표 2>에있는값정도로한정하는것으로 한다. 이표는기초의침하량및설계의실정등을고려하여양질의 지지층에있어서최대지반반력의상한값을나타낸것이다.

< 표2> 평상시의최대지반반력상한값

지반의종류	최대지반반력(㎏f/㎡)
자갈지반	70
모래지반	40
점성토지반	20

(2) 풍화암위에있는직접기초의추정허용지지력

①암편이없고아주압착된풍화암

이 지반조건에 대한 하중-침하량 거동곡선은 상당한 범위까지 거의선형적으로나타나므로침하량관점으로안정성을평가하는것이좋으며이에대한산정식은다음과같다.

(도로교표준시방서, 1996)

· 연직변위량: $\delta_v = \frac{1}{K_v} \cdot \frac{V}{A}$

여기서, $K_v = K_{vo}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4}$ (kg/cm³)

$B_v = \sqrt{A_v}$: 기초의환산재하폭(cm)

다만, 저면형상이원형인경우에는지름

A_v= 연직방향의재하면적(cm²), $K_{vo} = \frac{1}{30}\alpha E_o$

E_o= 28 N : 추정한설계대상이되는위치에서의

지반의변형계수

평판재하시험에서 구한 지반반력계수를 이용할 경우에는 탄성지반위의보해석(Winkler's fdn)이나Terzaghi-Peck(1967)의침하량산정식으로계산하는것이좋다.

②파쇄나절리가발달한암반

암반의극한지지력은균열, 갈라진틈 등에의하여좌우되기때문에 지반정수의 평가에는 부정확한 요소가 많고, Terzaghi공식과같은지지력추정식에의하여극한지지력을추정하는것은 곤란하다. 따라서, 파쇄나 절리가 발달한 암반에서는 연 · 경암지반의 지지력 산정방법과 동일한 방법으로허용지지력을 계산할수있다.

(도로교표준시방서, 2000)

(3) 연 · 경암지반의지지력산정

①이론식및경험식에의한계산

■Goodman의방법(Introduce to rock mechanics, 1989)

$$q_a = \frac{1}{3} \cdot q_u (N_\phi + 1)$$

여기서, q_u : 암반의일축압축강도(tf/m²), $q_u = \frac{1}{5} \cdot q_{uc}$

q_{uc} : 실내시험일축압축강도(tf/m²)

N_ϕ: 내부마찰각에의한지지력계수,

$$N_\phi = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

■일축압축강도에의한방법

$$q_a = K_{sp} \times q_{uc}$$

여기서, K_{sp} : 안전율「3」을포함하는경험계수(<표3> 참조)

q_{uc} : 코어의평균일축압축강도

<표3> 일축압착강도에의한연 · 경암지반의지지력산정

불연속면간격	Ksp	간격(m)	비고
비교적좁음	0.1	0.3 ~ 1.0	
넓음	0.25	1.0 ~ 3.0	
비교적넓음	0.4	3.0 ~	

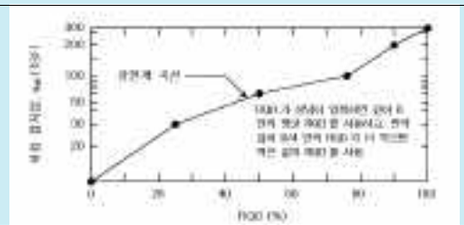
②Manual, Handbook, 시방서에의한지지력산정

(<표 4> ~ <표7> 참조)

<표4> 도로교표준시방서

암반종류		최대지반반력(tf/m²)		기준값		검토의견
		평시	지진시	일축압축강도 (kgf/m²)	공내재하시험에의한 변형계수(kgf/m²)	
경암	균열(小)	250	375	100 이상	5,000 이상	• 본구간의q_u, E값이기준값을상회하므로연암기준60tf/m²은 과소평가의미가있음
	균열(大)	100	150		5,000 미만	• 따라서, 풍화암60tf/m², 연암100tf/m², 경암250tf/m²을적용
연암 · 이암		60	90	10 이상		

<표5> AASHTO 시방서(1996)

불연속면이밀착된암반(J≤3.2mm)	절리를가진암반
	$q_a = \frac{1}{3} N_{ms} \cdot q_u$ 여기서, N_{ms}: 암질 · 암종에따른지지력계수 q_u : 암석의일축압축강도

<표6> 절리혹은파쇄암상기초의극한지지력산정을위한지지력계수 Nms

암질양호도	내용	RMR	RQD(%)	Nms				
				A	B	C	D	E
우수	절리간격이3m이상인암	100	95 ~ 100	3.8	4.3	0.5	5.2	6.1
매우양호	절리간격이0.9 ~ 3m사이의부분풍화된불교란암	85	90 ~ 95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
양호	절리간격이0.3 ~ 0.9m사이의약간풍화된암	65	75 ~ 90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
보통	절리간격이0.3 ~ 0.9m사이의중간정도풍화된암	44	50 ~ 75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
불량	절리간격이0.03 ~ 0.06m사이의많이풍화된암	23	25 ~ 50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
매우불량	절리간격이0.06m이하의매우많이풍화된암	3	25	토사와동등한q_{ult}를사용				

<표7> 확대기초의지지력경험치(구조물기초설계기준, 건설교통부, 1997)

지지층	현장연경도상태	허용지지력(ton/m²)	
		범위	추천값
괴상의결정질화강암, 변성암: 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히고결된역암	경질의신선한암	650 ~ 1,070	860
엽리성의변성암: 슬레이트, 편암	중간경질의신선한암	320 ~ 430	375
퇴적암: 시멘트화된경질의셰일, 실트암, 사암, 공동이없는석회암	중간경질의신선한암	160 ~ 270	215
풍화되거나파쇄된모암, 이질암(셰일)이외의모든암, RQD 25	연암	85 ~ 130	105
컴팩션셰일(compaction shale)이나 신선한이질암	연암	85 ~ 160	105
입도분포가양호한세립토모래자갈의혼합물: 빙하퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토섞인자갈(GW-GC,GC,SC)	매우조밀함	85 ~ 130	105
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물(GW, GP, SW, SP)	매우조밀함	85 ~ 105	75
	중간정도조밀	40 ~ 75	50
	느슨함	20 ~ 65	30
입자가굵거나중간정도의모래, 자갈이 약간섞인모래(SW, SP)	매우조밀함	40 ~ 65	40
	중간정도조밀	20 ~ 40	30
	느슨함	10 ~ 30	15
가는모래, 실트질이나점토질중간정도 입도나굵은모래(SW, SM, SC) 균질한점토, 모래질이나실트질, 점토	매우조밀함	30 ~ 50	30
	중간정도조밀	20 ~ 40	25
	느슨함	10 ~ 30	15
균질한점토, 모래질이나실트질점토	굳음	30 ~ 60	40
	중간정도굳음	10 ~ 30	20
	느슨함	5 ~ 10	5
실트, 모래질실트, 점토질실트, 교호된(varved)실트-점토-세사층	매우굳음	20 ~ 40	30
	중간정도굳음	10 ~ 30	15
	연함	5 ~ 10	5

4. 평판재하시험

(1) 개요

이시험은현장에서강성의재하판을사용하여하중을가하여하중과변위와의관계에서기초지반의지지력이나, 지반계수또는노상, 노반의지반계수(또는지반반력계수)를 구하기 위하여 행한다. 지반계수라 함은어느하중강도에서재하판의침하량으로그때의하중강도를나눈값을말한다(KSF 2310규정).

(2) 측정장치

①재하판

정사각형또는원형으로직경또는한변의길이30cm, 충분한 강성으로두께22mm 이상의강철제.

②반력장치

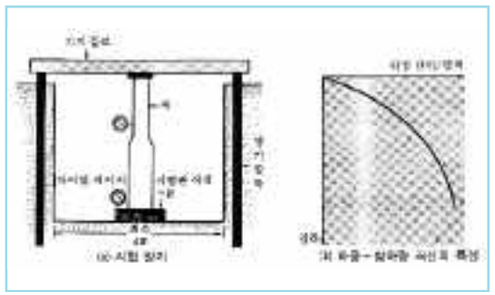
재하판에가하는하중의반력을위하는장치. 대형자동차, 철재 등의실하중또는말뚝, 스크류앵커등을사용.

③재하장치

5 ~ 40톤의 유압식 잭키 사용. 장치의 용량은 예상된 최대하중의 1.5배정도

④침하량측정장치

재하판끝에서1m 이상떨어진곳에지지점을취한기준보에 침하계장치



[그림1] 평판재하시험

(3) 시험방법

①굴착: 평판재하시험을하기위해D_f(기초의깊이)의깊이까지최소직경이4B(B=시험판의직경)가되도록굴착

②설치: 평판을 중앙에위치시킨후, 잭을사용하여하중을단계적(예상되는극한하중의1/4 ~ 1/5 정도)으로증가시킴.

③측정: 각하중재하단계에서재하판의침하는다이얼게이지를사용하여추정.

④기간 : 시험은파괴가일어나거나또는적어도25mm 침하가 일어날때까지실시.

(4) 지지력결정방법

①극한지지력(q_u)

구조물기초를설계하는데에는파괴(failure)에대하여안전할것과허용된침하범위이상의침하를발생하지말아야할것두가지기준에 의한다. 파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력(bearing capacity)을구하고, 비교적높은 2 ~ 3의안전율을적용한다.

지지력 개념 설계는 극한지지력의 확인에 의하는 것이 가장 바람직하며, 이개념은우리나라건설부제정 " 구조물기초설계기준 "에 도명시되어있다.

또한 각종 문헌에서도 극한 지지력을 기준으로 할 것을 제안하고 있다. 극한상태의정의는" 하중증가없이침하량이무한대로증가하는상태이지만대부분의재하시험에서는이와같이이론적인극한지지력은 확인이 되지 않는다. 따라서, 인위적인 침하량(즉, 총침하량 규준)에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이보다폭넓게적용되고있다. "

평판재하시험으로구한하중과침하량을각각종축과횡축에잡고, 하중-침하량곡선을그린다.

[그림 2]의전단전반파괴와같은곡선에서의극한지지력은그속도가커지면서곡선이변곡되고, 하중증가에따라침하량이커지다가파괴점에도달하면하중증가가없어도침하가계속된다. 이때의하중강도를' 극한지지력 '이라한다. 일반적으로재하시험에서극한하중을 구하지 못한 경우에는 재하판의 직경의 10%(재하판 30cm인경우: 3.0cm, 재하판 40cm인경우: 4.0cm) 즉, 0.1b의하중을' 극한지지력 '으로한다.

- 극한지지력의보정

점성토지반에서의지지력은재하판이나기초크기에무관하나, 사질토지반에서는 기초나 재하판의 크기가 증가함에 따라 증대되므로실제기초크기에따라아래와같이보정하여구한다.

$$\therefore q_{u(F)} = q_{u(P)} \cdot \frac{B_{(F)}}{B_{(P)}}$$

여기서, $q_{u(F)}$ = 실제기초의극한지지력

$q_{u(P)}$ = 평판재하시험결과에서구한극한지지력

$B_{(F)}$ = 실제기초의폭(m)

$B_{(P)}$ = 재하판의폭(m)

②항복지지력(q_y)

대개의 평판재하시험에서는 반력하중인 차량의 중량인 재하하중의 부족으로 극한지지력을 찾기가 쉽지 않다. 그리고 [그림 2]에 나타나있는하중-침하량곡선에서뚜렷한변곡점을 ' 항복지지력 ' 이라하며, 이점을육안으로찾기가어렵거나뚜렷하지않으면다음과 같은방법으로그래프를그려서 꺾인점을찾는다. 항복하중을구하는방법은다음과같다.

❶ *P-s* 곡선 ❷ *log P - log s* 곡선

❸ *s - log t* 곡선 ❹ *s - log*P 곡선

❺ *P - log s* 곡선 ❻ $\frac{ds}{d(\log t)}$ --*P* 곡선

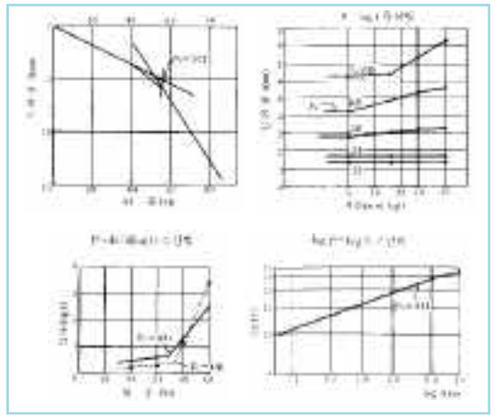
건설부제정 ' 구조물기초설계기준 ' 해설편에서는 " 극한하중이확인되면문제없으나그렇지못한경우에는항복하중에서극한하중을 구하도록하고 있고, 항복하중은 ① *s - log t* 분석, ② $\frac{ds}{d(\log t)}$ --*P* 분석, ③ *log P - log s* 분석법과④잔류침하량측정에의한 *log P - log s* 방법을권장하고있다. 아울러, 항복하중의 1.5배를극한하중으로 하지만, 이 방법에 의한 극한하중이 실제 극한하중보다크지않도록주석을두고있어항복하중에의한분석을안전하게 하는장치를 하고있다. " 각 방법들이약간씩 다를 뿐이지, 변곡점의위치는거의유사하다. 이중에서 log(s) - log(q)의관계도가가장널리이용된다.

❶P - S 곡선법: 하중-침하곡선의급절점을항복하중으로하는방법.

❷S - log t 곡선법: 각하중단계마다의침하량과log t 와의관계를구하며급절하는단계로바뀌는하중단계를항복하중으로하는방법.

❸P - ds/d(log t) 곡선법: 하중P- ds/d(log t) 곡선을구하고급절점을항복하중으로하는방법

❹log P - log S 곡선법: log P - log S 곡선상에서급절점을항복하중으로하는방법

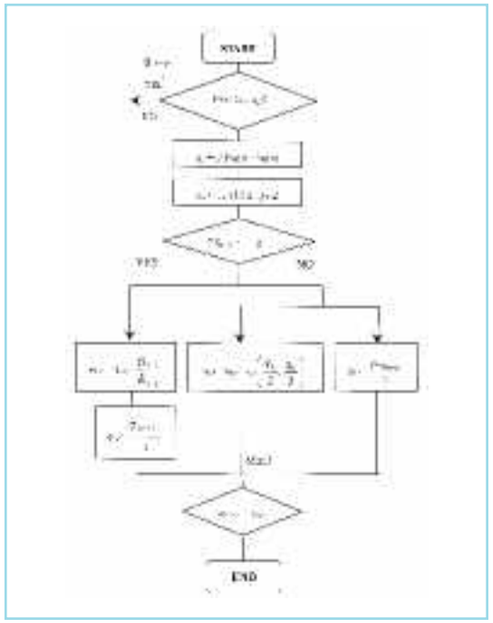


[그림2] 항복하중결정방법

5. 안정성 검토 평가 방법

(1) 허용지지력산정방법

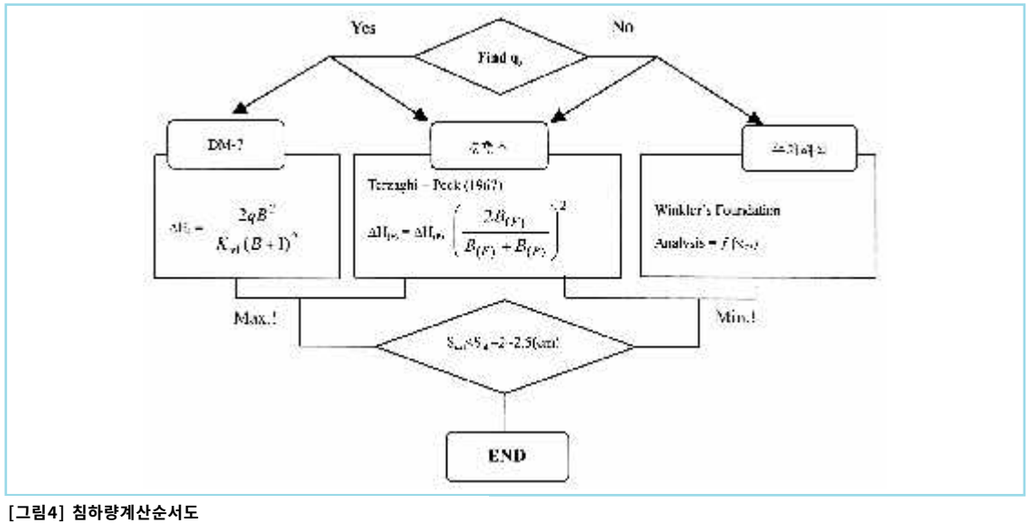
지지력 관점에서 허용지지력 계산방법을 아래와 같이제안한다([그림3] 참조).



[그림3] 허용지지력계산순서도

(2) 침하량산정방법

평판재하시험에서하중-침하량거동곡선이선형적인거동을보일때에는다음과같은침하량관점에서 안정성검토를수행하여야한다([그림4] 참조).



[그림4] 침하량계산순서도

(3) 평판재하시험에의한허용지지력산출방법(지지력관점)

①토목및건축구조물에따른장단기허용지지력산출비교

구조물기초폭의2배에해당하는깊이까지균질한지반인경우에는다음과같이지지력을구할수있다.

ⓐ토목구조물인경우

허용지지력q_a을 q_{test}또는q_t으로표현하고, 이값이설계하중보다커야한다. 이때사용하는안전율은평상시에는3, 지진시에는2를쓴다.

$\therefore q_t = q_a \geq$설계하중: OK !

<표8> 토목구조물의장 · 단기허용지지력

허용지지력 \ 상황	정역학적공식으로계산	재하시험결과에서
장기	$1/3(\alpha c N_c + (\beta \gamma_1 B N_r)$	q_{test}
단기	위의2배	q_{test}

여기서, q_a , q_{test}: 각각허용지지력및PBT결과로구한 $1/2\, q_u$, $1/3\, q_y$ 중작은값

D_f, γ_1 : 각각기초의근입깊이및이부분에있는흙의평균밀도

ⓑ건축구조물인경우

<표9> 건축구조물의장 · 단기허용지지력

허용지지력 \ 상황	정역학적공식으로계산	재하시험결과에서
장기	$1/3(\alpha c N_c + (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q)$	$q_{test} + 1/3\, N' \gamma D_f$
단기	위의2배	$2q_{test} + 1/3\, N' \gamma D_f$

주) Nr' : 기초하중면보다아래지반의토질에따른계수

만일토질시험을하지않았다면, N_q와흙의단위중량, γ은 알 수가 없으므로<표 10>의값을사용한다.

<표10> 토질특성에따른Nr 값

지반상태		N - 값	Φ- 하한치	Nr'	단위중량(t/㎥) 지하수上	단위중량(t/㎥) 지하수下
사질토	느슨	5 ~ 10	20°	6	1.6	0.6
	조밀	20	30°	12	1.8	0.8
점성토지반		-	0°	3	1.5	0.5

(4) 평판재하시험에의한허용지지력산출방법(침하량관점)

침하량을기준으로장기허용지지력을정할경우에는 침하량 20mm 또는 25mm에 해당하는 하중(P_{20mm}, P_{25mm})의절반값을장기허용지지력으로정한다. 즉,

$$q_{all} = \frac{P_{20mm}}{FS} = \frac{P_{20mm}}{2.0} \quad \text{또는,}$$

$$q_{all} = \frac{P_{25mm}}{FS} = \frac{P_{25mm}}{2.0}$$

(5) 탄성변위량계산

①경험식

우리나라 현장에서 가장 많이 사용하고 있는 식은 Terzaghi - Peck(1967)이다.

<표11> 탄성변위량계산경험식

Terzaghi- Peck(1967)	한국도로공사적용	Boussinesq 점성토	Boussinesq 사질토
$S = \frac{4S_1}{\left(1+\frac{D_1}{D}\right)^2}$	$\Delta H = \Delta H_p \left(\frac{2B}{B+B_p}\right)^2$	$S_{30}\left(\frac{B}{30}\right)$	$S_{30}\left(\frac{2B}{B+30}\right)^2$

여기서, S : 실제구조물기초의침하량(cm)

S_1 : ΔH_p

S_{30} : 평판재하시험에서구한응력-침하량관계곡선에서 구조물의설계하중(bearing stress)에해당하는 침하량(cm)

B,D : 구조물기초저면의짧은변의폭(cm)

D_1 : 재하판의폭(cm)

② Boussinesq의즉시침하량

즉시침하(immediately settlement)는 압밀침하와는 달리 전단변형에 의한 침하로서 재하와 동시에 일어나는 침하이다. 조립토지반은 점토지반처럼 장시간의 압밀침하가 없으므로 전체 침하(total settlement)를즉시침하로생각해도좋다.

점토지반의 즉시침하는 탄성체로서의 침하와 흙의횡방향의 소성유동에 의한 것으로 생각할 수 있으나 정량적으로 취급하는 것은 현재로서는 불가능하다. 여기서의 즉시침하는 모래지반이나 어느 정도강도가높은점토지반을탄성체로가정한침하량이다. 점토지반에서는즉시침하가압밀침하에비하여아주적으며, 보통 0 ~ 10일(日) 사이에일어나는침하이다.

$$s = \left(\frac{1-\mu^2}{E_s}\right) \cdot B \cdot I$$

$$E_s = \begin{cases} (1-\mu^2) B \cdot I \cdot K_{75}; & \text{기초지반} \\ 1.5 K_{75} \frac{B}{2}; & \text{도로}(\mu = 0.5) \end{cases}$$

여기서, s : 구조물기초의즉시침하량

E_s : 지반의변형계수로서보통일축압축이나 3축압축시험에서구한다(<표12> 참조).

μ: 지반의포아슨비

q, B : 각각구조물기초의지반반력및폭

I : 재하판의침하영향치(기초형상과강도에 따라다르다) (<표13> 참조)

③수치해석

ⓐ지반반력계수

· 기초저면의지반반력은원칙적으로기초를강체로하고, 지반을 탄성체로하여산출한다.

· 직접기초의 설계에이용하는 지반반력계수는 기초 바닥면의 연직방향지반반력계수, 근입구전면의수평방향지반반력계수및 바닥면의 수평방향 전단지반반력계수로 하고 지반조사, 토질시험결과를종합적으로검토하여결정한다.

· 지반탄성계수는지반조사자료나토질시험결과를종합적으로검토하여결정하거나, 토질별경험치나추정식을참조할수있다

ⓑ지반반력계수결정(k)

도로의 경우 침하량 1.25mm에 대응하는 지지력에 대한 기울기를' 지반반력계수, k 라한다.

$$k_{test} = \frac{q}{s}$$

여기서, k_{test}: 시험재하판의지반반력계수

y, q : 유의침하량(아스콘1.25, Con'c 포장2.5mm, 기초:초기접선) 및그에대응되는지지력

즉, 재하판의직경, d = 30cm로하거나, d = 40cm로재하시험을행하여구한 하중-침하량 곡선에서 s = 1.25mm에해당하는 하중을 q라한다. 재하판의 직경, d = 30cm로 구한 지반반력계수는k_{30}이고, d = 40cm인경우에는k_{40}이된다.

기초인 경우, 평판재하시험에서 사용하는 저판의 직경은 d = 75cm이므로재하판의 직경 d = 30cm나 d = 40cm로재하시험을행하였을경우직경d = 75cm로환산하는값들은다음과같다.

$$k_{75} = \frac{k_{30}}{2.2} \qquad k_{75} = \frac{k_{40}}{1.5}$$

여기서, k_{75} , k_{40} , k_{30} : 각각75, 40, 30cm짜리의 재하판으로시험한지반반력계수

ⓒ적용프로그램

충분한지반조사를수행하였을경우에는여러가지상용프로그램을이용할수있지만, 그렇지 못한 경우에는 지반반력계수를이용한 탄성지반위의 보해석(Winkler's foundation) 프로그램을 사용하면좋다.

<표12> 변형계수계략치

지반의종류		E_s (kg/㎠)	지반의종류		E_s (kg/㎠)
점토	매우연약	3 ~ 30	모래	실트질	50 ~ 200
	연약	20 ~ 40		느슨함	100 ~ 250
	중간	45 ~ 90		조밀할	500 ~ 1000
	고결	70 ~ 100	모래+자갈	느슨함	500 ~ 1400
	사질	300 ~ 425		조밀함	800 ~ 2000

<표13> 재하판또는기초의형상과위치별침하량산출의영향계수(I)

구분	원형			정4각형(B.B)				4변형 강성(중앙)				4변형 휨성(모서리)			
강성/위치	강성 중앙	강성 갓	휨성 전체	강성 중앙	강성 모서리	강성 변중	휨성 전체	L/B = 0.5	1 / 2	5 / 10	L/B=1	1.5 / 2	2.5 / 3	4 / 5
영향계수	1	0.636	0.785	1.122	0.561	0,7	0.88	0.73	0.82 / 1	1.22 / 1.26	0.56	0.68 / 0.76	0.84 / 0.89	0.98 / 1.05