

# 最新 建筑工程设计施工计算 实例应用与速查手册

◎主编 陈路◎

西安地图出版社

# 最新建筑工程设计施工计算 实例应用与速查手册

主编：陈 路

中  
卷



西安地图出版社

## (一) 轴心荷载作用时

$$p_m \leq f \quad (2-2-32)$$

式中  $p_m$ ——基础底面的平均压力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ );

$f$ ——地基承载力设计值 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ), 即按基础埋置深度和宽度修正后的地基容许承载力, 可按《建筑地基基础设计规范》的规定采用。

## (二) 偏心荷载作用时

除应符合式 (2-2-32) 要求外, 尚应满足下式要求:

$$P_{\max} \leq 1.2f \quad (2-2-33)$$

式中  $p_{\max}$ ——基础底面边缘的最大压力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )。

当考虑天然地基抗震验算时, 应在公式 (2-2-32) 和 (2-2-33) 中采用  $f_{\text{aE}}$  代替  $f$ ; 地基土抗震承载力设计值  $f_{\text{aE}}$ , 按《建筑抗震设计规范》的有关规定确定。

## (三) 基础底面的压力

一般构筑物基础底面压力可按以下三种情况进行计算。

## 1. 基础承受轴心荷载时

不论基础底形状为矩 (方) 形或圆 (环) 形, 其基底压力均可按下式计算。

$$p_m = \frac{N + G}{A} \quad (2-2-34)$$

式中  $N$ ——上部结构传至基础顶面的竖向荷载设计值 ( $\text{kN}$ );

$G$ ——基础自重 (包括基础台阶上的土重) ( $\text{kN}$ );

$A$ ——基础底面面积 ( $\text{m}^2$ )。

## 2. 基础承受核心区内偏心荷载时

矩 (方) 形和圆 (环) 形基础承受单向偏心荷载时 (图 2-2-9)

$$p_{\max} = \frac{F + G}{A} + \frac{M}{W} \quad (2-2-35)$$

$$p_{\min} = \frac{F + G}{A} - \frac{M}{W} \quad (2-2-36)$$

式中  $p_{\max}$ 、 $p_{\min}$ ——分别为基底最大压力和最小压力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ );

$M$ ——上部结构传至基底的力矩设计值 ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ );

$W$ ——基础底面的抵抗矩 ( $\text{m}^3$ )。

矩 (方) 形基础承受双向偏心荷载时

$$\left. \begin{matrix} P_{\max} \\ P_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{N+G}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad (2-2-37)$$

式中  $M_x$ 、 $M_y$ ——上部结构荷载传至基底分别对  $x$ 、 $y$  对称轴的力矩设计值 ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ );

$W_x$ 、 $W_y$ ——矩(方)形基础底面分别对  $x$ 、 $y$  对称轴的抵抗矩 ( $\text{m}^3$ )。

### 3. 基础承受核心区外偏心荷载时

其基底脱开面积不大于基底全面积的 1/4 时, 基底压力可按下列公式计算:

矩(方)形基础承受单向偏心荷载时(图 2-2-9)

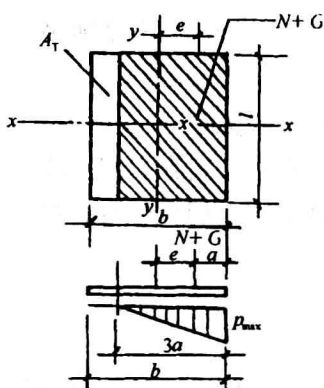


图 2-2-9 在单向偏心荷载作用下矩(方)形基础底面部分脱开时的基底压力

$e$ ——合力偏心距;  $A_r$  基底脱开面积

$$p_{\max} = \frac{2(N+G)}{3la} \quad (2-2-38)$$

$$3a \geq 0.75b \quad (2-2-39)$$

式中  $b$ ——平行于  $x$  轴的基础底面宽度 ( $\text{m}$ );

$l$ ——平行于  $y$  轴的基础底面边长 ( $\text{m}$ );

$a$ ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离 ( $\text{m}$ )。

矩(方)形基础承受双向偏心荷载时(图 2-2-10)

$$p_{\max} = \frac{N+G}{3a_x a_y} \quad (2-2-40)$$

$$a_x a_y \geq 0.125bl \quad (2-2-41)$$

式中  $a_x$ ——合力作用点至  $e_x$  一侧基础边缘的距离,  $a_x = \frac{b}{2} - e_x$ ;

$a_y$ ——合力作用点至  $e_y$  一侧基础边缘的距离,  $a_y = \frac{l}{2} - e_y$ ;

$e_x$ ——合力在  $x$  方向的偏心距 (m),  $e_x = \frac{M_x}{N+G}$ ;

$e_y$ ——合力在  $y$  方向的偏心距 (m),  $e_y = \frac{M_y}{N+G}$ 。

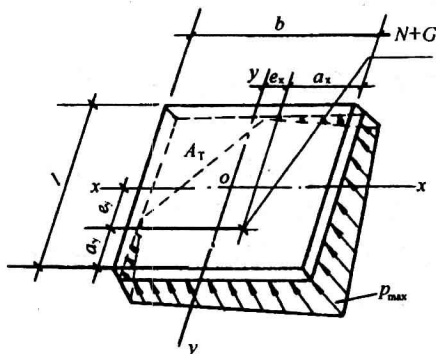


图 2-2-10 在双向偏心荷载作用下矩 (方) 形基础底面部分脱开时的基底压力

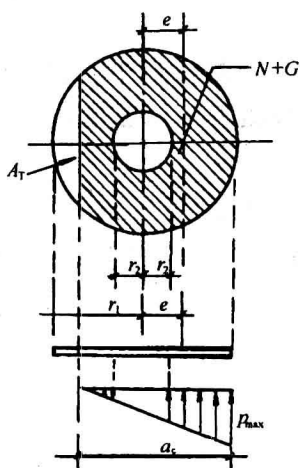


图 2-2-11 在偏心荷载作用下圆 (环) 形基础底面部分脱开时的基底压力

#### 4. 圆 (环) 形基础承受偏心荷载时 (图 2-2-11)

$$p_{\max} = \frac{N+G}{\xi r_1^2} \quad (2-2-42)$$

$$a_c = \tau r_1 \quad (2-2-43)$$

式中  $r_1$ ——基础底板的外半径 (m);

$r_2$ ——环形基础底板的内半径 (m), 当  $r_2 = 0$  时即为圆形基础;

$a_c$ ——基底受压面积宽度 (m);

$\xi$ 、 $\tau$ ——系数, 根据比值  $r_2/r_1$  及  $e/r_1$  按表 2-2-20 确定。

在设计不同上部结构的高耸建筑物基础时, 其基底压力应遵循下述要求:

电视塔、微波塔基础底面在各种荷载组合作用下不允许脱开基土 (即指基础边缘的最压力  $p_{\min} \geq 0$ );

石油化工塔基础底面在正常操作或充水试压情况下不允许脱开基土, 在停产检修或考虑地震作用时允许脱开基土;

某些专业塔基础底面在各种荷载作用下, 根据工艺要求可允许部分脱开基土, 但脱开面积应控制不大于基底全面积的 1/4。

## 二、地基标准承载力值

### (一) 用荷载试验确定地基标准承载力值

表 2-2-20 在偏心荷载作用下, 圆 (环) 形基础基底部分脱开时, 基底压力计算系数  $\tau$ 、 $\xi$

$e/r_1$	$r_2/r_1$										$r_2/r_1$										
	0		0.50		0.55		0.60		0.65		0.70		0.75		0.80		0.85		0.90		
	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	
0.25	2.000	1.571																			
0.26	1.960	1.539																			
0.27	1.932	1.509																			
0.28	1.890	1.481																			
0.29	1.853	1.450																			
0.30	1.820	1.421																			
0.31	1.787	1.392	1.995	1.175																	
0.32	1.755	1.364	1.975	1.163																	
0.33	1.723	1.336	1.945	1.145	1.985	1.087															
0.34	1.692	1.308	1.915	1.127	1.960	1.073	2.000	1.005													
0.35	1.660	1.279	1.890	1.111	1.930	1.056	1.970	0.990													
0.36	1.630	1.251	1.860	1.092	1.900	1.039	1.945	0.977	1.990	0.903											
0.37	1.600	1.224	1.830	1.073	1.875	1.025	1.915	0.962	1.960	0.888	2.000	0.801									
0.38	1.570	1.196	1.805	1.058	1.845	1.007	1.890	0.948	1.935	0.877	1.980	0.793									
0.39	1.542	1.170	1.775	1.039	1.820	0.993	1.860	0.933	1.910	0.865	1.955	0.783	2.000	0.687							
0.40	1.512	1.142	1.750	1.023	1.790	0.975	1.835	0.919	1.880	0.851	1.930	0.773	1.975	0.679							

$e/r_1$	$r_2/r_1$										$r_2/r_1$									
	0		0.50		0.55		0.60		0.65		0.70		0.75		0.80		0.85		0.90	
	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$	$\tau$	$\xi$
0.41	1.482	1.115	1.725	1.007	1.765	0.961	1.810	0.906	1.855	0.839	1.905	0.762	1.950	0.670	2.000	0.565				
0.42	1.455	1.090	1.695	0.988	1.740	0.946	1.785	0.893	1.830	0.828	1.880	0.752	1.925	0.661	1.975	0.558				
0.43	1.428	1.064	1.670	0.973	1.710	0.929	1.760	0.880	1.805	0.816	1.855	0.742	1.905	0.654	1.950	0.551	2.000	0.436		
0.44			1.640	0.954	1.685	0.915	1.730	0.864	1.780	0.804	1.830	0.732	1.880	0.645	1.930	0.545	1.980	0.432		
0.45			1.615	0.938	1.660	0.901	1.705	0.852	1.755	0.793	1.805	0.721	1.855	0.637	1.905	0.538	1.955	0.426	2.000	0.299
0.46			1.585	0.920	1.630	0.884	1.680	0.839	1.725	0.779	1.780	0.711	1.830	0.628	1.880	0.531	1.935	0.422	1.985	0.296
0.47			1.555	0.901	1.600	0.867	1.650	0.824	1.700	0.768	1.750	0.700	1.805	0.620	1.855	0.524	1.910	0.416	1.965	0.293
0.48			1.523	0.884	1.570	0.851	1.620	0.809	1.670	0.755	1.725	0.600	1.780	0.612	1.830	0.518	1.885	0.411	1.940	0.290
0.49					1.541	0.836	1.580	0.795	1.645	0.745	1.695	0.679	1.750	0.602	1.805	0.511	1.860	0.406	1.915	0.286
0.50							1.559	0.780	1.614	0.732	1.665	0.668	1.722	0.598	1.777	0.504	1.835	0.401	1.900	0.284
0.51													1.688	0.584	1.749	0.497	1.805	0.396	1.863	0.279
0.52															1.710	0.489	1.769	0.390	1.828	0.275

注：① $r_2/r_1 = 0$ 时为圆形基础， $r_2/r_1 > 0$ 时为环形基础；

②粗线以下无数据表示基础底的脱开面积 $A_T$ 已超过全面积的1/4；

③当 $e/r_1$ 、 $r_2/r_1$ 为中间值时， $\tau$ 、 $\xi$ 均可用内插法确定。

(1) 压板面积宜为 $0.25 \sim 0.50\text{m}^2$ 。

(2) 基坑宽度不应小于压板宽度或直径的三倍。应注意保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用不超过20mm厚的粗、中砂层找平。

(3) 加荷等级应不少于8级；最大加载量不应少于荷载设计值的2倍。

(4) 每级加载后，按间隔10、10、10、15、15分钟，以后为每隔半小时读一次沉降，当连续2小时内每小时的沉降量小于0.10mm时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

(5) 当出现下列情况之一时，即可终止加载：

①承压板周围的土明显的侧向挤出；

②沉降量 $s$ 急聚增大，荷载—沉降( $p-s$ )曲线出现陡降段；

③在某一荷载下，24小时内沉降速率不能达到稳定标准；

④ $s/b \geq 0.06$  ( $b$ 为承压板宽度或直径)。

满足前三种情况之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载。

(6) 承载力基本值 $f_0$ 的确定：

①当 $p-s$ 曲线上有明确的比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；

②当极限荷载能确定，而其值又小于对应比例界限的荷载值的1.50倍时，取荷载极限值的一半。

不能按上述二点确定时，如压板面积为 $0.25 \sim 0.50\text{m}^2$ ，对低压缩性土( $a_{1-2} < 0.10$ )和砂土，可取 $s/b = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载。对中( $0.10 \leq$

$a_{1-2} < 0.50$ )、高 ( $a_{1-2} \geq 0.50$ ) 压缩性土可取  $s/b = 0.02$  所对应的荷载。 $a_{1-2}$  为压缩系数。

(7) 同一土层参加统计的试验点不应少于三点，基本值的极差不得超过平均值的 30%，取此平均值作为地基土承载力标准值  $f_k$ 。

### (二) 地基承载力基本值 $f_0$

我国现行《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89) 中，列有根据土的种类和物理状态指标确定地基承载力基本值  $f_0$  的表格，见表 2-2-21 ~ 表 2-2-25。

表 2-2-21 岩石承载力标准值  $f_k$  (kPa)

岩石类别	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	500 ~ 1000	1500 ~ 2500	$\geq 4000$
软质岩石	200 ~ 500	700 ~ 1200	1500 ~ 2000

注：①对于微风化的硬质岩石，其承载力如取用大于  $4000\text{kN/m}^2$  时，应由试验确定。

②对于强风化的岩石，当与残积土难于区分时按土考虑。

表 2-2-22 碎石土承载力标准值  $f_k$  (kPa)

土的名称	稍密	中密	密实
卵石	300 ~ 500	500 ~ 800	800 ~ 1000
碎石	250 ~ 400	400 ~ 700	700 ~ 900
圆砾	200 ~ 300	300 ~ 500	500 ~ 700
角砾	200 ~ 250	250 ~ 400	400 ~ 600

注：①表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的粘性土或稍湿的粉土所充填。

②当粗颗粒为中等风化程度或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力，当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高承载力。

表 2-2-23 粉土承载力基本值  $f_0$  (kPa)

第一指标孔隙比 $e$	第二指标含水量 $w$ (%)						
	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			



第一指标孔隙比 $e$	第二指标含水量 $w$ (%)						
	10	15	20	25	30	35	40
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注：①有括号者仅供内插用。

②折算系数  $\xi_0$  为 0。

③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粉土，其工程性能一般较差，应根据当地实践经验取值。

表 2-2-24 粘性土承载力基本值  $f_0$  (kPa)

第一指标孔隙比 $e$	第二指标液性指数 $L$					
	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	295	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	190	170	135	105
1.0	200	180	160	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注：①有括号者仅供内插用。

②折算系数  $\xi_0$  为 0.10。

③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粘性土，其工程性能一般较差，第四纪晚更新世 ( $Q_3$ ) 及其以前沉积的老粘性土，其工程性能通常较好，这些土均应根据当地实践经验取值。

表 2-2-25 沿海地区淤泥和淤泥质土承载力基本值  $f_0$

天然含水量 $w$ (%)	36	40	45	50	55	65	75
$f_0$ (kPa)	100	90	80	70	60	50	40

注：对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用。

### (三) 地基承载力标准值 $f_k$

(1) 根据野外鉴别结果，按表 2-2-21、表 2-2-22 确定。

(2) 按表 2-2-23 ~ 表 2-2-27 确定地基承载力时, 应将表中查得的承载力基本值  $f_0$  乘以回归修正系数  $\psi_r$ , 得出承载力标准值

表 2-2-26 红粘土承载力基本值  $f_0$  (kPa)

土的名称		第一指标含水比 $\alpha_w$					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红粘土	$\leq 1.7$	380	270	210	180	150	140
	$\geq 2.3$	280	200	160	130	110	100
次生红粘土		250	190	150	130	110	100

- 注: ①本表仅适于定义范围内的红粘土。  
 ②含水比  $\alpha_w$  为天然含水量  $w$  与液限  $w_l$  的比值。  
 ③液塑比  $I_p$  为液限  $w_l$  与塑限  $w_p$  的比值。  
 ④  $I_p = 1.70 \sim 2.30$  时, 内插。  
 ⑤折算系数  $\xi_0$  为 0.40。

表 2-2-27 素填土承载力基本值  $f_0$

压缩模量 $E_{s1-2}$ (MPa)	7	5	4	3	2
$f_0$ (kPa)	160	135	115	85	65

注: 本表只适用于堆填时间超过十年的粘性土, 以及超过五年的粉土。

$$f_k = \psi_r f_0 \quad (2-2-44)$$

(3) 根据标准贯入试验锤击数  $N$ 、轻便触探试验锤击数  $N_{10}$  确定地基土承载力标准值时, 可按表 2-2-29 ~ 表 2-2-31 确定。但应先将现场试验锤击数作如下修正:

$$N \text{ (或 } N_{10}) = \mu - 1.645\delta \quad (2-2-45)$$

$N$  值计算结果取整数。

式中  $\mu$ 、 $\delta$ ——多个土性指标试验平均值、标准差。

根据修正后的锤击数分别由表查得  $f_k$  值。

(4) 回归修正系数  $\psi_r$  的确定。

①由式 (2-2-46) 计算  $\psi_r$ , 如由式 (2-2-46) 算得的  $\psi_r < 0.75$  时, 应分析  $\delta$  过大的原因, 如分层是否合理, 试验有无差错, 并应同时增加试样数量。

$$\psi_r = 1 - \left( \frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta \quad (2-2-46)$$

式中  $n$ ——据以查表的土性指标参加统计的数据数；  
 $\delta$ ——变异系数。

表 2-2-28 压实填土的承载力标准值  $f_k$  (kPa)

填土类别	碎石、卵石	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重 30% ~ 50%)	土夹石 (其中碎石、卵石占全重 30% ~ 50%)	粉质粘土、粉土 ( $8 < I_p < 14$ )
压实系数 $\lambda_c$	0.94 ~ 0.97			
$f_k$ (kPa)	200 ~ 300	200 ~ 250	150 ~ 200	130 ~ 180

表 2-2-29 砂土承载力标准值  $f_k$  (kPa)

土类 \ 标准击数 $N$	10	15	30	50
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

表 2-2-30a 粘性土承载力标准值  $f_k$  (a)

标准击数 $N$	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
$f_k$ (kPa)	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 2-2-30b 粘性土承载力标准值  $f_k$  (b)

$N_{10}$	15	20	25	30
$f_k$ (kPa)	105	145	190	230

表 2-2-31 素填土承载力标准值  $f_k$ 

$N_{10}$	10	20	30	40
$f_k$ (kPa)	85	115	135	160

注：本表只适用于粘性土与粉土组成的素填土。

②承载力系数与承载力修正系数见表 2-2-32、表 2-2-33。

表 2-2-32

承载力系数

土的内摩擦角 标准值 $\varphi_k$ (°)	$M_b$	$M_d$	$M_c$	土的内摩擦角 标准值 $\varphi_k$ (°)	$M_b$	$M_d$	$M_c$
0	0	1.00	3.14	22	0.61	3.44	6.04
2	0.03	1.12	3.32	24	0.80	3.87	6.45
4	0.06	1.25	3.51	26	1.10	4.37	6.90
6	0.10	1.39	3.71	28	1.40	4.93	7.40
8	0.14	1.55	3.93	30	1.90	5.59	7.95
10	0.18	1.73	4.17	32	2.60	6.35	8.55
12	0.23	1.94	4.42	34	3.40	7.21	9.22
14	0.29	2.17	4.69	36	4.20	8.25	9.97
16	0.36	2.43	5.00	38	5.00	9.44	10.80
18	0.43	2.72	5.31	40	5.80	10.84	11.73
20	0.51	3.06	5.66				

表 2-2-33

承载力修正系数  $\eta_b$ 、 $\eta_d$

土的类别		$\eta_b$	$\eta_d$
淤泥和淤泥质土	$f_k < 50\text{kPa}$	0	1.0
	$f_k \geq 50\text{kPa}$	0	1.10
人工填土	$e$ 或 $L$ 大于等于 0.85 的粘性土	0	
	$e \geq 0.85$ 或 $S_r > 0.50$ 的粉土		1.10
红粘土	含水比 $\alpha_w > 0.80$	0	1.20
	含水比 $\alpha_w \leq 0.80$	0.15	1.40
$e$ 及 $L$ 均小于 0.85 的粘性土		0.30	1.60
$e < 0.85$ 及 $S_r \leq 0.50$ 的粉土		0.50	2.20
粉砂、细砂 (不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.40

注：①  $S_r \leq 0.50$  稍湿； $0.50 < S_r \leq 0.80$  很湿； $S_r > 0.80$  饱和。

② 强风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值。

③  $e$ —孔隙比； $I_L$ —液性指数； $S_r$ —饱和度。

③ 变异系数  $\delta$ 。

A. 若某一指标有  $n$  个测定数据，则据以查表的某一土性指标试验平均值  $\mu$  由式 (2-2-47) 计算

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (2-2-47)$$

$$\text{标准差} \quad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (2-2-48)$$

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2-2-49)$$

B. 当表中并列二个指标时, 变异系数按 (2-2-50) 式计算

$$\delta = \delta_1 + \xi_0 \delta_2 \quad (2-2-50)$$

式中  $\delta_1$ ——第一指标的变异系数;

$\delta_2$ ——第二指标的变异系数;

$\xi_0$ ——第二指标的折算系数, 见表 2-2-23、表 2-2-24、表 2-2-26 的注;

$\mu$ ——据以查表的某一土性指标试验平均值;

$\sigma$ ——标准差。

(5) 压实填土的承载力标准值  $f_k$  按表 2-2-28 查取。

#### (四) 地基承载力设计值 $f$

(1) 当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.50m 时, 除岩石地基外, 由式 (2-2-51) 计算  $f$  值。

当不满足式 (2-2-48) 计算的条件时, 可按  $f = 1.10f_k$  直接确定设计值。

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.50) \quad (2-2-51)$$

式中  $f$ ——地基土承载力设计值 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ), 由式 (2-2-51) 算得的  $f < 1.10f_k$  时, 取  $f = 1.10f_k$ ;

$f_k$ ——地基土承载力标准值 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ );

$\eta_b$ 、 $\eta_d$ ——承载力修正系数, 由表 (2-2-33) 查取, 表中  $S_r$  为饱和度;

$\gamma$ ——基底以下土的天然重度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ), 地下水位以下取有效重度;

$\gamma_0$ ——基础底面以上土的加权平均重度, 地下水位以下, 取有效重度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ );

$d$ ——基础底面宽度 (m), 当基宽小于 3m 按 3m 考虑, 大于 6m 按 6m 考虑;

$b$ ——基础埋置深度 (m), 一般自室外地面标高算起, 在填方整平地区, 可自填土地面标高算起, 但填土在上部结构施工后完成时, 应从天然地面标高算起, 对于地下室, 如采用箱形基础或筏基时, 基础埋置深度自室外地面标高算起, 在其他情况下, 应从室内地面标高算起。

(2) 当偏心距  $e_0$  小于或等于 0.033 倍基础底面宽度  $b$  时, 根据土的抗剪

强度指标  $\varphi_k$ 、 $C_k$  确定地基土承载力设计值  $f_v$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )，可按式 (2-2-52) 计算。

$$f_v = M_b \gamma_b + M_d \gamma_0 d + M_c + C_k \quad (2-2-52)$$

式中  $M_b$ 、 $M_d$ 、 $M_c$ ——系数，按土的内摩擦角标准值  $\varphi_k$  查表 (2-2-32)；

$b$ ——基础底面宽度 (m)， $b > 6\text{m}$  取  $b = 6\text{m}$ ，对于砂土  $b < 3\text{m}$  取  $b = 3\text{m}$ ；

$C_k$ 、 $\varphi_k$ ——基底下一倍基宽深度内，土的粘聚力标准值 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )、内摩擦角标准值 (度)。

(3) 岩石承载力设计值  $f$ ，要用岩基荷载试验方法确定，对微风化及中等风化的岩石承载力设计值，也可根据室内饱和单轴抗压强度由式 (2-2-53) 确定。

$$f = \psi f_{rk} \quad (2-2-53)$$

式中  $f_{rk}$ ——岩石饱和单轴抗压强度标准值 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )；

$\psi$ ——折减系数，微风化岩  $\psi = 0.20 \sim 0.33$ ，中等风化岩  $\psi = 0.17 \sim 0.25$ 。

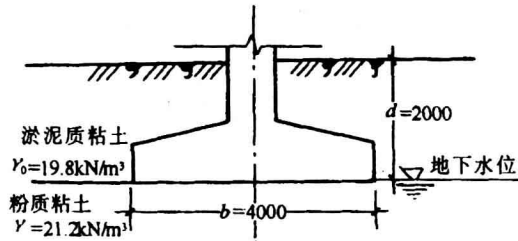


图 2-2-12 例 3 图

(4) 例 3 计算地基承载力设计值  $f$  (图 2-2-12)。

已知条件：a. 矩形基础其基底尺寸为  $b \times l = 4\text{m} \times 3\text{m}$ ，埋深  $d = 2\text{m}$  (图 2-2-12)；b. 持力层以上为  $\gamma_0 = 19.8\text{kN}/\text{m}^3$  的淤泥质粘土，持力层为粉质粉土  $\gamma = 21.2\text{kN}/\text{m}^3$ ，持力层的两项土工试验指标孔隙比  $e$  及液性指数  $I_L$  结果如下表，试求地基承载力设计值  $f$ 。

$e$	0.61	0.63	0.60	0.62	0.64	0.62	0.63
$I_L$	0.36	0.34	0.35	0.37	0.33	0.34	0.36

### 【解】

①由上表可知土样试验指标的样本数  $n = 7$ ；

②计算  $e$ 、 $I_L$  的算术平均值  $\mu$ 、标准差  $\sigma$  及变异系数  $\delta$ 。

对孔隙比  $e$  值有：

由式 (1-34) 得  $\mu_e = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} = \frac{0.61 + 0.63 + 0.60 + 0.62 + 0.64 + 0.62 + 0.63}{7} = 0.6214$

由式 (2-2-48) 得  $\sigma_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{2.7043 - 7 \times 0.6214^2}{7-1}} = 0.01491$

由式 (2-2-49) 得  $\delta_e = \frac{\sigma_e}{\mu_e} = \frac{0.01491}{0.6214} = 0.02400$

对液性指数  $I_L$  值有:

$$\mu_{I_L} = \frac{0.36 + 0.34 + 0.35 + 0.37 + 0.33 + 0.34 + 0.36}{7} = 0.350$$

$$\sigma_{I_L} = \sqrt{\frac{0.8587 - 7 \times 0.35^2}{7-1}} = 0.01414$$

$$\delta_{I_L} = \frac{0.01414}{0.35} = 0.0404$$

③求综合变异系数  $\delta$ :

由式 (2-2-50) 得  $\delta = \delta_e + \xi\delta_{I_L} = 0.02400 + 0.1 \times 0.0404 = 0.02804$

求回归修正系数  $\psi_r$ :

由式 (2-2-46) 得:

$$\begin{aligned} \psi_r &= 1 - \left( \frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta = 1 - \left( \frac{2.884}{\sqrt{7}} + \frac{7.918}{7^2} \right) \times 0.02804 \\ &= 1 - (1.09005 + 0.16159) \times 0.02804 = 0.9649 \end{aligned}$$

④求地基承载力基本值  $f_0$ :

根据  $\mu_e = 0.6214$ ,  $I_L = 0.35$  查表 (2-2-24) 得:  $f_0 = 332.5 \text{ kPa}$

求地基承载力标准值  $f_k$ :

由式 (2-2-44) 得:  $f_k = \psi_r \cdot f_0 = 0.9649 \times 332.5 = 320.83 \text{ kPa}$

⑤求地基承载力设计值  $f$ :

由式 (2-2-51) 得:

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_0 (d-0.5)$$

查表 (2-2-30),  $\because e = 0.6214$ ,  $I_L = 0.35$ , 两者均小于 0.85,

$$\therefore \eta_b = 0.3, \eta_d = 1.6$$

$$\begin{aligned} \therefore f &= 320.83 + 0.3 (21.2 - 9.81) (4-3) + 1.6 \times 19.8 (2-0.5) \\ &= 320.83 + 3.42 + 47.52 = 371.77 \text{ kPa} \end{aligned}$$

(5) 地基土抗震承载力设计值  $f_E$ 。

根据震害调查及经验, 建造在较好地基 (指在 7 度、8 度、9 度地区, 地基土承载力标准值  $f_k$  分别大于 80kPa、100kPa 和 120kPa 时) 上的一般建筑物

(如砌体房屋、单层厂房或7层以下的民用框架房屋),其地基基础可不进行抗震验算,只要注意尽可能加强上部结构及基础的整体性。

对于需要进行天然地基抗震验算的情况,应按下式确定地基土抗震承载力设计值  $f_E$ :

$$f_E = \eta_s \cdot f \quad (2-2-54)$$

式中  $f$ ——经过基础宽度和埋深修正后的地基承载力设计值 (kPa);

$\eta_s$ ——考虑荷载偶然短暂作用而采用的承载力提高系数,可根据土类按表 2-2-34 采用。

表 2-2-34 地基土的抗震承载力提高系数  $\eta_s$  值

土的种类和状态	$\eta_s$ 值
岩石、密实的碎石土、砾砂、粗砂、中砂; 静承载力标准值 $q_k \geq 300\text{kPa}$ 的粘性土、分土	1.5
中密、稍密的碎石土、砾砂、粗砂、中砂; 密实的细砂、粉砂; $150 \leq q_k < 300\text{kPa}$ 的粘性土、粉土	1.3
稍密的细砂、粉砂; $100 \leq q_k < 150\text{kPa}$ 的粘性土、粉土	1.1
淤泥; 淤泥质土; 松砂; 填土可液化土	1.0

注:  $q_k$  即  $f_k$ 。

### (五) 软弱下卧层承载力验算

当地基受力层范围内有软弱下卧层时,还应验算软弱下卧层顶面处的应力是否满足承载力的要求。

(1) 软弱下卧层承载力验算公式:

$$p_z + p_{cz} \leq f_z \quad (2-2-55)$$

式中  $p_z$ ——软弱下卧层顶面处的附加压力设计值 (kPa);

$p_{cz}$ ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值 (kPa);

$f_z$ ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值 (kPa)。

(2) 软弱下卧层顶面处附加压力  $p_z$  值计算:

当上层土与下卧软弱土层的压缩模量比值  $\geq 3$  时,软弱下卧层顶面处的附加压力  $p_z$  可采用简化公式计算,即假设基底附加压力  $(p - p_c)$  按一定扩散角  $\theta$  向下扩散 (图 2-2-13),计算公式如下:

条形基础

$$p_z = \frac{b(p - p_c)}{b + 2z \cdot \text{tg}\theta} \quad (2-2-56)$$

矩形基础



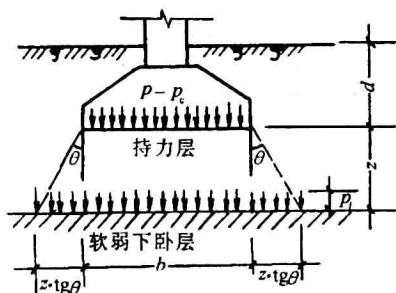


图 2-2-13 软弱下卧层承载力验算

$$p_z = \frac{b \cdot l (p - p_c)}{(b + 2z \cdot \operatorname{tg} \theta) (l + 2z \cdot \operatorname{tg} \theta)} \quad (2-2-57)$$

圆形基础

$$p_z = \frac{A (p - p_c)}{\pi (r + z \cdot \operatorname{tg} \theta)^2} \quad (2-2-58)$$

式中  $b$ ——条形基础或矩形基础底边的宽度 (m); $l$ ——矩形基础底边的长度 (m); $r$ ——圆形基础底板半径 (m); $A$ ——圆形基础底板面积 ( $\text{m}^2$ ); $z$ ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离 (m); $p_c$ ——基础底面处土的自重压力 (kPa), ( $p_c = r \cdot d$ ,  $\gamma_0$  为基底以上土的加权平均重度, 当在地下水位以下时取有效重度,  $d$  为基础埋深); $\theta$ ——地基压力扩散角 ( $^\circ$ ), 可按表 2-2-35 采用。表 2-2-35 地基压力扩散角  $\theta$ 

$E_{s1}/E_{s2}$	$\frac{z}{b} < \frac{1}{4}$	$\frac{z}{b} = \frac{1}{4}$	$\frac{z}{b} \geq \frac{1}{2}$
3	$0^\circ$	$6^\circ$	$23^\circ$
5	$0^\circ$	$10^\circ$	$25^\circ$
10	$0^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$

注:  $E_{s1}$ —上层土压缩模量;  $E_{s2}$ —下卧软弱土层压缩模量。

(3) 例 4 验算持力层及软弱下卧层的地基承载力 (图 2-2-14)。

已知条件: 圆形板式基础, 其尺寸如图 2-2-14 所示; 作用于基础顶面的荷载为  $N = 29185\text{kN}$ ,  $M = 94467\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $H = 450\text{kN}$ ; 基底持力层为厚 5m 的粘