

续表 K. 0. 2

l/b 点 系 z/b			0.8				1.0				1.2				l/b 点 系 z/b
			1		2		1		2		1		2		
			α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342	0.2
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187	0.4
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039	0.6
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1704	0.0996	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0664	0.0546	0.0962	0.1649	1.2
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0606	0.0559	0.0817	0.1541	1.4
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443	1.6
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354	1.8
2.0	0.0324	0.0467	0.0387	0.1169	0.0387	0.1169	0.0384	0.0513	0.0456	0.1232	0.0434	0.0547	0.0513	0.1274	2.0
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107	2.5
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.0476	0.0270	0.0976	3.0
5.0	0.0071	0.0285	0.0074	0.0576	0.0074	0.0576	0.0088	0.0324	0.0091	0.0624	0.0104	0.0356	0.0108	0.0661	5.0
7.0	0.0038	0.0219	0.0038	0.0427	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0056	0.0496	7.0
10.0	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0

续表 K. 0. 2

l/b 点 系 数		1.4				1.6				1.8				l/b 点 系 数
		1		2		1		2		1		2		
		α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2
0.4	0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190	0.4
0.6	0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.1630	0.2047	0.6
0.8	0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915	0.8
1.0	1.0	0.0735	0.0528	0.1176	0.1781	0.0753	0.0534	0.1202	0.1789	0.0766	0.0538	0.1215	0.1794	1.0
1.2	1.2	0.0698	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684	1.2
1.4	1.4	0.0644	0.0575	0.0864	0.1562	0.0672	0.0586	0.0897	0.1576	0.0692	0.0594	0.0921	0.1585	1.4
1.6	1.6	0.0586	0.0580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494	1.6
1.8	1.8	0.0528	0.0578	0.0614	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8
2.0	2.0	0.0474	0.0570	0.0560	0.1303	0.0507	0.0587	0.0596	0.1324	0.0533	0.0599	0.0625	0.1338	2.0
2.5	2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180	2.5
3.0	3.0	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.0331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0
5.0	5.0	0.0120	0.0382	0.0123	0.0690	0.0135	0.0403	0.0139	0.0714	0.0148	0.0421	0.0154	0.0734	5.0
7.0	7.0	0.0064	0.0299	0.0066	0.0520	0.0073	0.0318	0.0074	0.0541	0.0081	0.0333	0.0083	0.0558	7.0
10.0	10.0	0.0033	0.0224	0.0032	0.0379	0.0037	0.0239	0.0037	0.0395	0.0041	0.0252	0.0042	0.0409	10.0

续表 K. 0.2

z/b	l/b			2.0						3.0						4.0						l/b	
	点			1			2			1			2			1			2			系数	z/b
	a	$\bar{a}$	α	a	$\bar{a}$	α	a	$\bar{a}$	α	a	$\bar{a}$	α	a	$\bar{a}$	α	a	$\bar{a}$	α	a	$\bar{a}$	α		
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2185	0.0306	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.0306	0.0153	0.2186	0.0306	0.0153	0.2186	0.0306	0.0153	0.2186	0.0306	0.0153	0.2186	0.0306	0.2186	0.2
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.0548	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.0549	0.0291	0.1894	0.0549	0.0291	0.1894	0.0549	0.0291	0.1894	0.0549	0.0291	0.1894	0.0549	0.2192	0.4
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.0701	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.0702	0.0402	0.1639	0.0702	0.0402	0.1639	0.0702	0.0402	0.1639	0.0702	0.0402	0.1639	0.0702	0.2050	0.6
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.0773	0.1917	0.0773	0.0486	0.1423	0.0776	0.0487	0.1424	0.0776	0.0487	0.1424	0.0776	0.0487	0.1424	0.0776	0.0487	0.1424	0.0776	0.1920	0.8
1.0	0.0774	0.0540	0.1225	0.0790	0.1797	0.0790	0.0545	0.1244	0.0794	0.0546	0.1248	0.0794	0.0546	0.1248	0.0794	0.0546	0.1248	0.0794	0.0546	0.1248	0.0794	0.1803	1.0
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.0774	0.1689	0.0774	0.0584	0.1096	0.0779	0.0586	0.1103	0.0779	0.0586	0.1103	0.0779	0.0586	0.1103	0.0779	0.0586	0.1103	0.0779	0.1699	1.2
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.0739	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.0748	0.0612	0.0982	0.0748	0.0612	0.0982	0.0748	0.0612	0.0982	0.0748	0.0612	0.0982	0.0748	0.1605	1.4
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.0697	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.0708	0.0626	0.0882	0.0708	0.0626	0.0882	0.0708	0.0626	0.0882	0.0708	0.0626	0.0882	0.0708	0.1521	1.6
1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.0652	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.0666	0.0633	0.0797	0.0666	0.0633	0.0797	0.0666	0.0633	0.0797	0.0666	0.0633	0.0797	0.0666	0.1445	1.8
2.0	0.0553	0.0608	0.0649	0.0607	0.1348	0.0607	0.0629	0.0707	0.0624	0.0634	0.0726	0.0624	0.0634	0.0726	0.0624	0.0634	0.0726	0.0624	0.0634	0.0726	0.0624	0.1377	2.0
2.5	0.0440	0.0586	0.0491	0.0504	0.1193	0.0504	0.0614	0.0559	0.0529	0.0623	0.0585	0.0529	0.0623	0.0585	0.0529	0.0623	0.0585	0.0529	0.0623	0.0585	0.0529	0.1233	2.5
3.0	0.0352	0.0554	0.0380	0.0419	0.1067	0.0419	0.0589	0.0451	0.0449	0.0600	0.0482	0.0449	0.0600	0.0482	0.0449	0.0600	0.0482	0.0449	0.0600	0.0482	0.0449	0.1116	3.0
5.0	0.0161	0.0435	0.0167	0.0214	0.0749	0.0214	0.0480	0.0221	0.0248	0.0500	0.0256	0.0248	0.0500	0.0256	0.0248	0.0500	0.0256	0.0248	0.0500	0.0256	0.0248	0.0817	5.0
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0124	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0152	0.0414	0.0154	0.0152	0.0414	0.0154	0.0152	0.0414	0.0154	0.0152	0.0414	0.0154	0.0152	0.0642	7.0
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0066	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0084	0.0325	0.0083	0.0084	0.0325	0.0083	0.0084	0.0325	0.0083	0.0084	0.0325	0.0083	0.0084	0.0485	10.0

续表 K. 0. 2

z/b	l/b 点 系数	6. 0				8. 0				10. 0				z/b
		1		2		1		2		1		2		
		α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0. 0		0. 0000	0. 0000	0. 2500	0. 2500	0. 0000	0. 0000	0. 2500	0. 2500	0. 0000	0. 0000	0. 2500	0. 2500	0. 0
0. 2		0. 0306	0. 0153	0. 2186	0. 2343	0. 0306	0. 0153	0. 2186	0. 2343	0. 0306	0. 0153	0. 2186	0. 2343	0. 2
0. 4		0. 0549	0. 0291	0. 1894	0. 2192	0. 0549	0. 0291	0. 1894	0. 2192	0. 0549	0. 0291	0. 1894	0. 2192	0. 4
0. 6		0. 0702	0. 0402	0. 1640	0. 2050	0. 0702	0. 0402	0. 1640	0. 2050	0. 0702	0. 0402	0. 1640	0. 2050	0. 6
0. 8		0. 0776	0. 0487	0. 1426	0. 1921	0. 0776	0. 0487	0. 1426	0. 1921	0. 0776	0. 0487	0. 1426	0. 1921	0. 8
1. 0		0. 0795	0. 0546	0. 1250	0. 1804	0. 0796	0. 0546	0. 1250	0. 1804	0. 0796	0. 0546	0. 1250	0. 1804	1. 0
1. 2		0. 0782	0. 0587	0. 1105	0. 1700	0. 0783	0. 0587	0. 1105	0. 1700	0. 0783	0. 0587	0. 1105	0. 1700	1. 2
1. 4		0. 0752	0. 0613	0. 0986	0. 1606	0. 0752	0. 0613	0. 0987	0. 1606	0. 0753	0. 0613	0. 0987	0. 1606	1. 4
1. 6		0. 0714	0. 0628	0. 0887	0. 1523	0. 0715	0. 0628	0. 0888	0. 1523	0. 0715	0. 0628	0. 0889	0. 1523	1. 6
1. 8		0. 0673	0. 0635	0. 0805	0. 1447	0. 0675	0. 0635	0. 0806	0. 1448	0. 0675	0. 0635	0. 0808	0. 1448	1. 8
2. 0		0. 0634	0. 0637	0. 0734	0. 1380	0. 0636	0. 0638	0. 0736	0. 1380	0. 0636	0. 0638	0. 0738	0. 1380	2. 0
2. 5		0. 0543	0. 0627	0. 0601	0. 1237	0. 0547	0. 0628	0. 0604	0. 1238	0. 0548	0. 0628	0. 0605	0. 1239	2. 5
3. 0		0. 0469	0. 0607	0. 0504	0. 1123	0. 0474	0. 0609	0. 0509	0. 1124	0. 0476	0. 0609	0. 0511	0. 1125	3. 0
5. 0		0. 0283	0. 0515	0. 0290	0. 0833	0. 0296	0. 0519	0. 0303	0. 0837	0. 0301	0. 0521	0. 0309	0. 0839	5. 0
7. 0		0. 0186	0. 0435	0. 0190	0. 0663	0. 0204	0. 0442	0. 0207	0. 0671	0. 0212	0. 0445	0. 0216	0. 0674	7. 0
10. 0		0. 0111	0. 0349	0. 0111	0. 0509	0. 0128	0. 0359	0. 0130	0. 0520	0. 0139	0. 0364	0. 0141	0. 0526	10. 0

表 K.0.3 圓形面积上均布荷载作用下中点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/r	圓 形		z/r	圓 形	
	α	$\bar{\alpha}$		α	$\bar{\alpha}$
0.0	1.000	1.000	2.6	0.187	0.560
0.1	0.999	1.000	2.7	0.175	0.546
0.2	0.992	0.998	2.8	0.165	0.532
0.3	0.976	0.993	2.9	0.155	0.519
0.4	0.949	0.986	3.0	0.146	0.507
0.5	0.911	0.974	3.1	0.138	0.495
0.6	0.864	0.960	3.2	0.130	0.484
0.7	0.811	0.942	3.3	0.124	0.473
0.8	0.756	0.923	3.4	0.117	0.463
0.9	0.701	0.901	3.5	0.111	0.453
1.0	0.647	0.878	3.6	0.106	0.443
1.1	0.595	0.855	3.7	0.101	0.434
1.2	0.547	0.831	3.8	0.096	0.425
1.3	0.502	0.808	3.9	0.091	0.417
1.4	0.461	0.784	4.0	0.087	0.409
1.5	0.424	0.762	4.1	0.083	0.401
1.6	0.390	0.739	4.2	0.079	0.393
1.7	0.360	0.718	4.3	0.076	0.386
1.8	0.332	0.697	4.4	0.073	0.379
1.9	0.307	0.677	4.5	0.070	0.372
2.0	0.285	0.658	4.6	0.067	0.365
2.1	0.264	0.640	4.7	0.064	0.359
2.2	0.245	0.623	4.8	0.062	0.353
2.3	0.229	0.606	4.9	0.059	0.347
2.4	0.210	0.590	5.0	0.057	0.341
2.5	0.200	0.574			

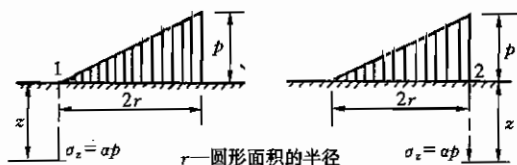


表 K. 0.4 圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的
附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

点 系数 z/r	1		2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
0.0	0.000	0.000	0.500	0.500
0.1	0.016	0.008	0.465	0.483
0.2	0.031	0.016	0.433	0.466
0.3	0.044	0.023	0.403	0.450
0.4	0.054	0.030	0.376	0.435
0.5	0.063	0.035	0.349	0.420
0.6	0.071	0.041	0.324	0.406
0.7	0.078	0.045	0.300	0.393
0.8	0.083	0.050	0.279	0.380
0.9	0.088	0.054	0.258	0.368
1.0	0.091	0.057	0.238	0.356
1.1	0.092	0.061	0.221	0.344
1.2	0.093	0.063	0.205	0.333
1.3	0.092	0.065	0.190	0.323
1.4	0.091	0.067	0.177	0.313
1.5	0.089	0.069	0.165	0.303
1.6	0.087	0.070	0.154	0.294
1.7	0.085	0.071	0.144	0.286
1.8	0.083	0.072	0.134	0.278
1.9	0.080	0.072	0.126	0.270
2.0	0.078	0.073	0.117	0.263
2.1	0.075	0.073	0.110	0.255
2.2	0.072	0.073	0.104	0.249
2.3	0.070	0.073	0.097	0.242
2.4	0.067	0.073	0.091	0.236
2.5	0.064	0.072	0.086	0.230
2.6	0.062	0.072	0.081	0.225
2.7	0.059	0.071	0.078	0.219
2.8	0.057	0.071	0.074	0.214
2.9	0.055	0.070	0.070	0.209
3.0	0.052	0.070	0.067	0.204
3.1	0.050	0.069	0.064	0.200

续表 K.0.4

点 系数 z/r	1		2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
3.2	0.048	0.069	0.061	0.196
3.3	0.046	0.068	0.059	0.192
3.4	0.045	0.067	0.055	0.188
3.5	0.043	0.067	0.053	0.184
3.6	0.041	0.066	0.051	0.180
3.7	0.040	0.065	0.048	0.177
3.8	0.038	0.065	0.046	0.173
3.9	0.037	0.064	0.043	0.170
4.0	0.036	0.063	0.041	0.167
4.2	0.033	0.062	0.038	0.161
4.4	0.031	0.061	0.034	0.155
4.6	0.029	0.059	0.031	0.150
4.8	0.027	0.058	0.029	0.145
5.0	0.025	0.057	0.027	0.140

附录 L 挡土墙主动土压力系数 k_a

L.0.1 挡土墙在土压力作用下，其主动压力系数应按下列公式计算：

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \{ k_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cos \varphi \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) - 2[(k_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi) (k_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi)]^{1/2} \} \quad (\text{L.0.1-1})$$

$$k_q = 1 + \frac{2q}{\gamma h} \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (\text{L.0.1-2})$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad (\text{L.0.1-3})$$

式中： q ——地表均布荷载（kPa），以单位水平投影面上的荷载强度计算。

L.0.2 对于高度小于或等于 5m 的挡土墙，当填土质量满足设计要求且排水条件符合本规范第 6.7.1 条的要求时，其主动土压力系数可按图 L.0.2 查得，当地下水丰富时，应考虑水压力的作用。

L.0.3 按图 L.0.2 查主动土压力系数时，图中土类的填土质量应满足下列规定：

1 I 类 碎石土，密实度应为中密及以上，干密度应大于或等于 2000 kg/m^3 ；

2 II 类 砂土，包括砾砂、粗砂、中砂，其密实度应为中

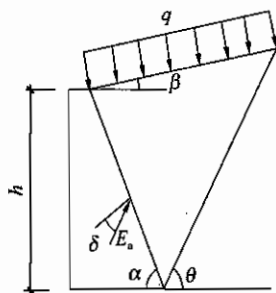
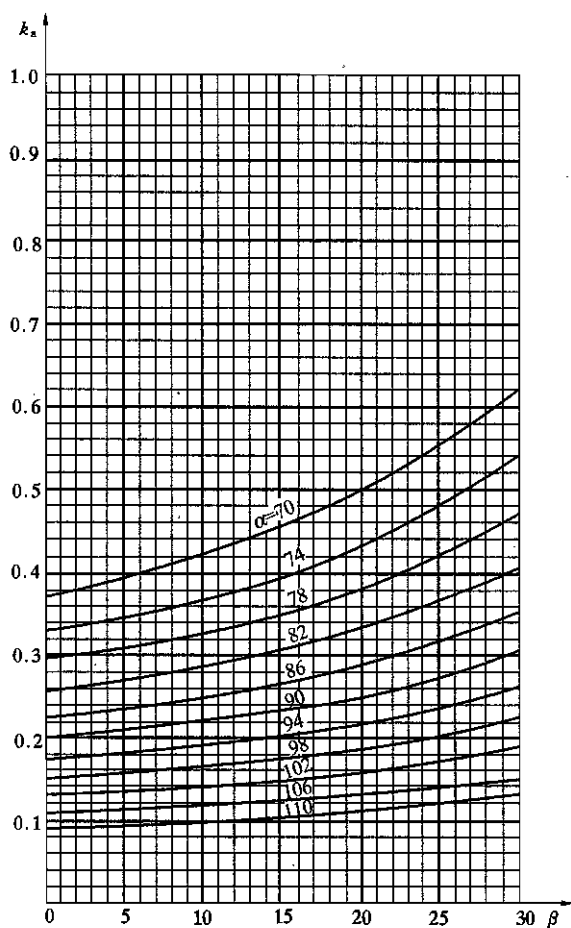


图 L.0.1 计算简图

密及以上,干密度应大于或等于 1650kg/m^3 ;

3 Ⅲ类 黏土夹块石,干密度应大于或等于 1900kg/m^3 ;

4 Ⅳ类 粉质黏土,干密度应大于或等于 1650kg/m^3 。



(a)

图 L.0.2-1 挡土墙主动土压力系数 k_a (一)

(a) I类土土压力系数 ($\delta = \frac{1}{2}\varphi$, $q=0$)

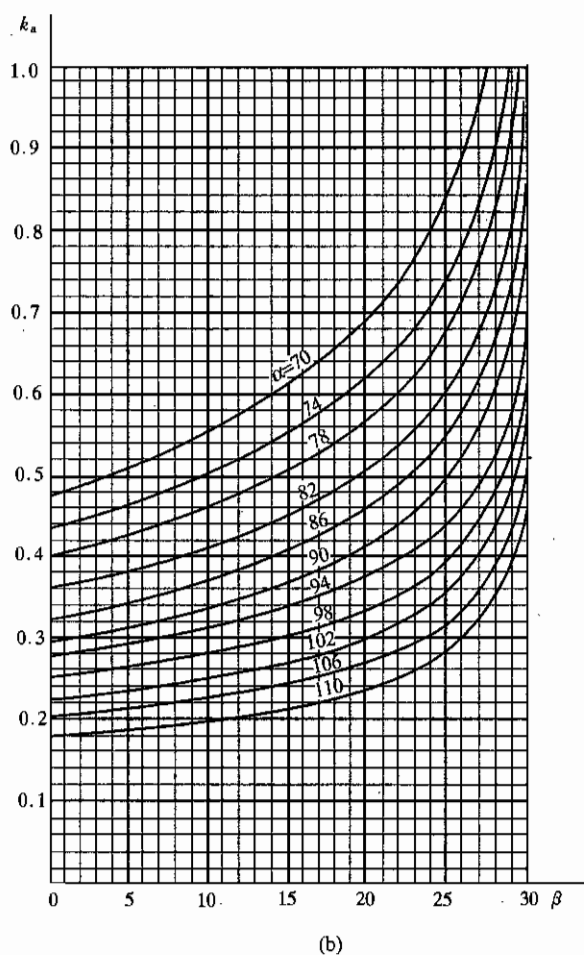


图 L.0.2-2 挡土墙主动土压力系数 k_a (二)

(b) II类土土压力系数 ($\delta = \frac{1}{2}\varphi$, $q=0$)

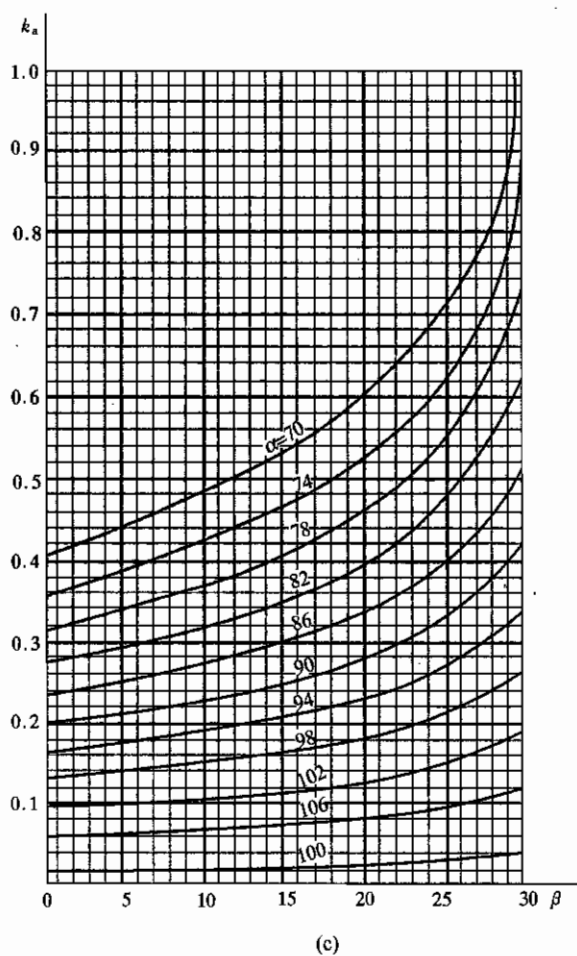


图 L. 0. 2-3 挡土墙主动土压力系数 k_a (三)

(c) Ⅲ类土土压力系数 ($\delta = \frac{1}{2}\varphi$, $q=0$, $H=5\text{m}$)

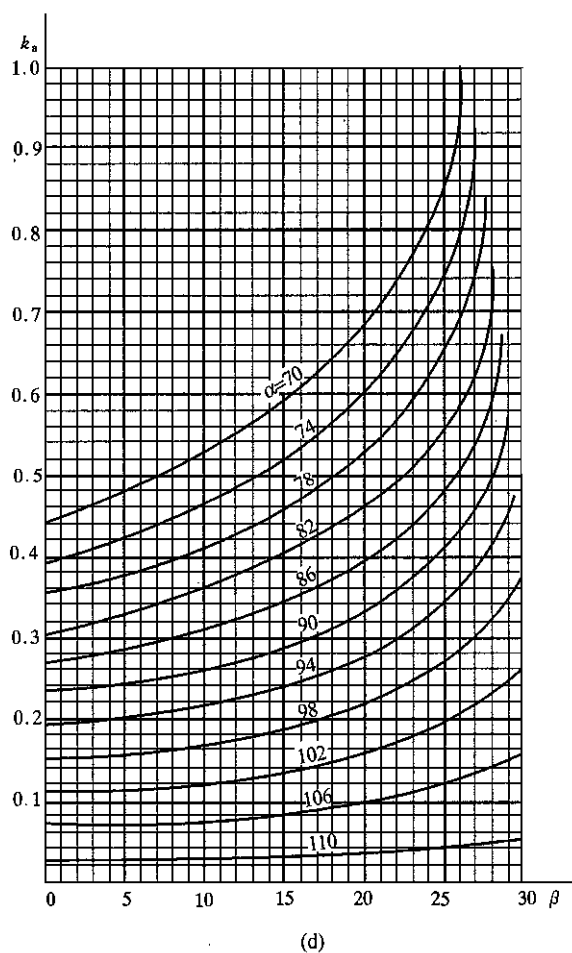


图 L.0.2-4 挡土墙主动土压力系数 k_a (四)

(d) IV类土土压力系数 ($\delta = \frac{1}{2}\varphi$, $q=0$, $H=5\text{m}$)

附录 M 岩石锚杆抗拔试验要点

M.0.1 在同一场地同一岩层中的锚杆，试验数不得少于总锚杆的 5%，且不应少于 6 根。

M.0.2 试验采用分级加载，荷载分级不得少于 8 级。试验的最大加载量不应少于锚杆设计荷载的 2 倍。

M.0.3 每级荷载施加完毕后，应立即测读位移量。以后每间隔 5min 测读一次。连续 4 次测读出的锚杆拔升值均小于 0.01mm 时，认为在该级荷载下的位移已达到稳定状态，可继续施加下一级上拔荷载。

M.0.4 当出现下列情况之一时，即可终止锚杆的上拔试验：

- 1 锚杆拔升值持续增长，且在 1h 内未出现稳定的迹象；
- 2 新增加的上拔力无法施加，或者施加后无法使上拔力保持稳定；
- 3 锚杆的钢筋已被拔断，或者锚杆锚筋被拔出。

M.0.5 符合上述终止条件的前一级上拔荷载，即为该锚杆的极限抗拔力。

M.0.6 参加统计的试验锚杆，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为锚杆极限承载力。极差超过平均值的 30% 时，宜增加试验量并分析极差过大的原因，结合工程情况确定极限承载力。

M.0.7 将锚杆极限承载力除以安全系数 2 为锚杆抗拔承载力特征值 (R_t)。

M.0.8 锚杆钻孔时，应利用钻孔取出的岩芯加工成标准试件，在天然湿度条件下进行岩石单轴抗压试验，每根试验锚杆的试样数不得少于 3 个。

M.0.9 试验结束后，必须对锚杆试验现场的破坏情况进行详尽的描述和拍摄照片。

附录 N 大面积地面荷载作用下 地基附加沉降量计算

N.0.1 由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降计算值可按分层总和法计算,其计算深度按本规范公式 (5.3.7) 确定。

N.0.2 参与计算的地面荷载包括地面堆载和基础完工后的新填土,地面荷载应按均布荷载考虑,其计算范围:横向取 5 倍基础宽度,纵向为实际堆载长度。其作用面在基底平面处。

N.0.3 当荷载范围横向宽度超过 5 倍基础宽度时,按 5 倍基础宽度计算。小于 5 倍基础宽度或荷载不均匀时,应换算成宽度为 5 倍基础宽度的等效均布地面荷载计算。

N.0.4 换算时,将柱基两侧地面荷载按每段为 0.5 倍基础宽度分成 10 个区段 (图 N.0.4),然后按式 (N.0.4) 计算等效均布地面荷载。当等效均布地面荷载为正值时,说明柱基将发生内倾;为负值时,将发生外倾。

$$q_{eq} = 0.8 \left[\sum_{i=0}^{10} \beta_i q_i - \sum_{i=0}^{10} \beta_i p_i \right] \quad (\text{N.0.4})$$

式中: q_{eq} ——等效均布地面荷载 (kPa);

β_i ——第 i 区段的地面荷载换算系数,按表 N.0.4 查取;

q_i ——柱内侧第 i 区段内的平均地面荷载 (kPa);

p_i ——柱外侧第 i 区段内的平均地面荷载 (kPa)。

表 N.0.4 地面荷载换算系数 β_i

区段	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{a}{5b} \geq 1$	0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
$\frac{a}{5b} < 1$	0.52	0.40	0.30	0.13	0.08	0.05	0.02	0.01	0.01	—	—

注: a 、 b 见本规范表 7.5.5。

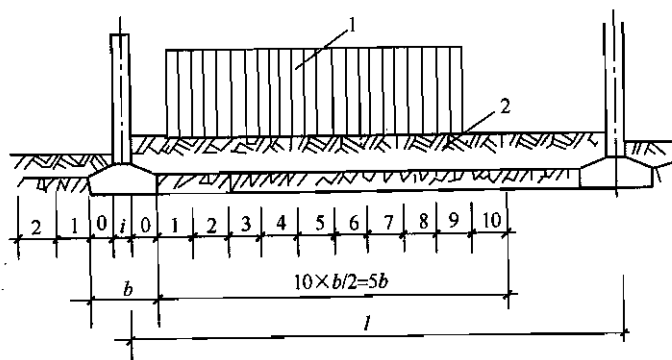


图 N.0.4 地面荷载区段划分

1—地面堆载；2—大面积填土

附录 P 冲切临界截面周长及 极惯性矩计算公式

P.0.1 冲切临界截面的周长 u_m 以及冲切临界截面对其重心的极惯性矩 I_s ，应根据柱所处的部位分别按下列公式进行计算：

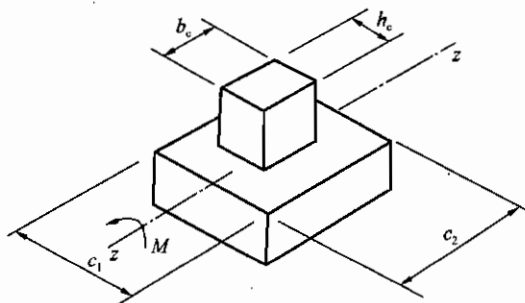


图 P.0.1-1

1 对于内柱，应按下列公式进行计算：

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 \quad (\text{P.0.1-1})$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + \frac{c_2 h_0 c_1^2}{2} \quad (\text{P.0.1-2})$$

$$c_1 = h_c + h_0 \quad (\text{P.0.1-3})$$

$$c_2 = b_c + h_0 \quad (\text{P.0.1-4})$$

$$c_{AB} = \frac{c_1}{2} \quad (\text{P.0.1-5})$$

式中： h_c ——与弯矩作用方向一致的柱截面的边长 (m)；

b_c ——垂直于 h_c 的柱截面边长 (m)。

2 对于边柱，应按式 (P.0.1-6) ~ 式 (P.0.1-11) 进行计算。公式 (P.0.1-6) ~ 式 (P.0.1-11) 适用于柱外侧齐筏板边缘的边柱。对外伸式筏板，边柱柱下筏板冲切临界截面的计算模

式应根据边柱外侧筏板的悬挑长度和柱子的边长确定。当边柱外侧的悬挑长度小于或等于 $(h_0 + 0.5 b_c)$ 时, 冲切临界截面可计算至垂直于自由边的板端, 计算 c_1 及 I_s 值时应计及边柱外侧的悬挑长度; 当边柱外侧筏板的悬挑长度大于 $(h_0 + 0.5 b_c)$ 时, 边柱柱下筏板冲切临界截面的计算模式同内柱。

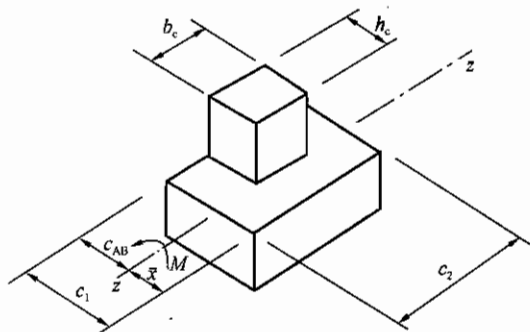


图 P. 0.1-2

$$u_m = 2c_1 + c_2 \quad (\text{P. 0.1-6})$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + 2h_0 c_1 \left(\frac{c_1}{2} - \bar{X} \right)^2 + c_2 h_0 \bar{X}^2 \quad (\text{P. 0.1-7})$$

$$c_1 = h_c + \frac{h_0}{2} \quad (\text{P. 0.1-8})$$

$$c_2 = b_c + h_0 \quad (\text{P. 0.1-9})$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{X} \quad (\text{P. 0.1-10})$$

$$\bar{X} = \frac{c_1^2}{2c_1 + c_2} \quad (\text{P. 0.1-11})$$

式中: $\bar{X}$ ——冲切临界截面重心位置 (m)。

3 对于角柱, 应按式 (P. 0.1-12) ~ 式 (P. 0.1-17) 进行计算。公式 (P. 0.1-12) ~ 式 (P. 0.1-17) 适用于柱两相邻外侧齐筏板边缘的角柱。对外伸式筏板, 角柱柱下筏板冲切临界截面的计算模式应根据角柱外侧筏板的悬挑长度和柱子的边长确定。

当角柱两相邻外侧筏板的悬挑长度分别小于或等于 $(h_0 + 0.5 b_c)$ 和 $(h_0 + 0.5 h_c)$ 时, 冲切临界截面可计算至垂直于自由边的板端, 计算 c_1 、 c_2 及 I_s 值应计及角柱外侧筏板的悬挑长度; 当角柱两相邻外侧筏板的悬挑长度大于 $(h_0 + 0.5 b_c)$ 和 $(h_0 + 0.5 h_c)$ 时, 角柱柱下筏板冲切临界截面的计算模式同内柱。

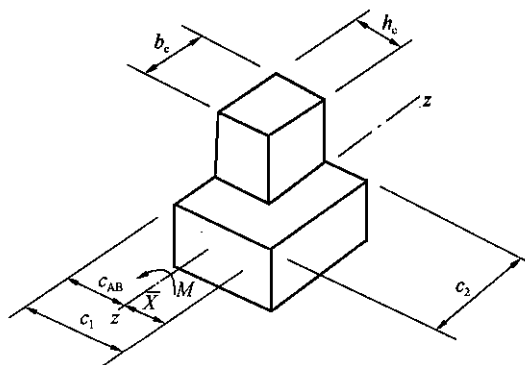


图 P.0.1-3

$$u_m = c_1 + c_2 \quad (\text{P.0.1-12})$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{12} + \frac{c_1^3 h_0}{12} + c_1 h_0 \left(\frac{c_1}{2} - \bar{X} \right)^2 + c_2 h_0 \bar{X}^2 \quad (\text{P.0.1-13})$$

$$c_1 = h_c + \frac{h_0}{2} \quad (\text{P.0.1-14})$$

$$c_2 = b_c + \frac{h_0}{2} \quad (\text{P.0.1-15})$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{X} \quad (\text{P.0.1-16})$$

$$\bar{X} = \frac{c_1^2}{2c_1 + 2c_2} \quad (\text{P.0.1-17})$$

附录 Q 单桩竖向静载荷试验要点

Q.0.1 单桩竖向静载荷试验的加载方式，应按慢速维持荷载法。

Q.0.2 加载反力装置宜采用锚桩，当采用堆载时应符合下列规定：

- 1 堆载加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值。
- 2 堆载的限值可根据其对试桩和对基准桩的影响确定。
- 3 堆载量大时，宜利用桩（可利用工程桩）作为堆载的支点。
- 4 试验反力装置的最大抗拔或承重能力应满足试验加荷的要求。

Q.0.3 试桩、锚桩（压重平台支座）和基准桩之间的中心距离应符合表 Q.0.3 的规定。

表 Q.0.3 试桩、锚桩和基准桩之间的中心距离

反力系统	试桩与锚桩（或压重平台支座墩边）	试桩与基准桩	基准桩与锚桩（或压重平台支座墩边）
锚桩横梁反力装置	$\geq 4d$ 且	$\geq 4d$ 且	$\geq 4d$ 且
压重平台反力装置	$> 2.0\text{m}$	$> 2.0\text{m}$	$> 2.0\text{m}$

注： d —试桩或锚桩的设计直径，取其较大者（如试桩或锚桩为扩底桩时，试桩与锚桩的中心距尚不应小于 2 倍扩大端直径）。

Q.0.4 开始试验的时间：预制桩在砂土中入土 7d 后。黏性土不得少于 15d。对于饱和软黏土不得少于 25d。灌注桩应在桩身混凝土达到设计强度后，才能进行。

Q.0.5 加荷分级不应小于 8 级，每级加载量宜为预估极限荷载的 $1/8 \sim 1/10$ 。

Q.0.6 测读桩沉降量的间隔时间：每级加载后，每第 5min、10min、15min 时各测读一次，以后每隔 15min 读一次，累计 1h 后每隔半小时读一次。

Q.0.7 在每级荷载作用下，桩的沉降量连续两次在每小时内小于 0.1mm 时可视为稳定。

Q.0.8 符合下列条件之一时可终止加载：

1 当荷载-沉降 (Q_s) 曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且桩顶总沉降量超过 40mm；

2 $\frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geq 2$ ，且经 24h 尚未达到稳定；

3 25m 以上的非嵌岩桩， Q_s 曲线呈缓变型时，桩顶总沉降量大于 60mm~80mm；

4 在特殊条件下，可根据具体要求加载至桩顶总沉降量大于 100mm。

注：1 Δs_n ——第 n 级荷载的沉降量； Δs_{n+1} ——第 $n+1$ 级荷载的沉降量；

2 桩底支承在坚硬岩（土）层上，桩的沉降量很小时，最大加载量不应小于设计荷载的两倍。

Q.0.9 卸载及卸载观测应符合下列规定：

1 每级卸载值为加载值的两倍；

2 卸载后隔 15min 测读一次，读两次后，隔半小时再读一次，即可卸下一级荷载；

3 全部卸载后，隔 3h 再测读一次。

Q.0.10 单桩竖向极限承载力应按下列方法确定：

1 作荷载-沉降 (Q_s) 曲线和其他辅助分析所需的曲线。

2 当陡降段明显时，取相应于陡降段起点的荷载值。

3 当出现本附录 Q.0.8 第 2 款的情况时，取前一级荷载值。

4 Q_s 曲线呈缓变型时，取桩顶总沉降量 $s=40\text{mm}$ 所对应的荷载值，当桩长大于 40m 时，宜考虑桩身的弹性压缩。

5 按上述方法判断有困难时，可结合其他辅助分析方法综合判定。对桩基沉降有特殊要求者，应根据具体情况选取。

6 参加统计的试桩，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为单桩竖向极限承载力；极差超过平均值的 30% 时，宜增加试桩数量并分析极差过大的原因，结合工程具体情况确定极限承载力。对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下桩台，取最小值。

Q.0.11 将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2，为单桩竖向承载力特征值 (R_a)。

附录 R 桩基础最终沉降量计算

R.0.1 桩基础最终沉降量的计算采用单向压缩分层总和法:

$$s = \psi_p \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \quad (\text{R.0.1})$$

式中: s ——桩基最终计算沉降量 (mm);

m ——桩端平面以下压缩层范围内土层总数;

$E_{sj,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量 (MPa);

n_j ——桩端平面下第 j 层土的计算分层数;

$\Delta h_{j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度, (m);

$\sigma_{j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力 (kPa), 可分别按本附录第 R.0.2 条或第 R.0.4 条的规定计算;

ψ_p ——桩基沉降计算经验系数, 各地区应根据当地的工程实测资料统计对比确定。

R.0.2 采用实体深基础计算桩基础最终沉降量时, 采用单向压缩分层总和法按本规范第 5.3.5 条~第 5.3.8 条的有关公式计算。

R.0.3 本规范公式 (5.3.5) 中附加压力计算, 应为桩底平面处的附加压力。实体基础的支承面积可按图 R.0.3 采用。实体深基础桩基沉降计算经验系数 ψ_{ps} 应根据地区桩基础沉降观测资料及经验统计确定。在不具备条件时, ψ_{ps} 值可按表 R.0.3 选用。

表 R.0.3 实体深基础计算桩基沉降经验系数 ψ_{ps}

$\bar{E}_s$ (MPa)	≤ 15	25	35	≥ 45
ψ_{ps}	0.5	0.4	0.35	0.25

注: 表内数值可以内插。

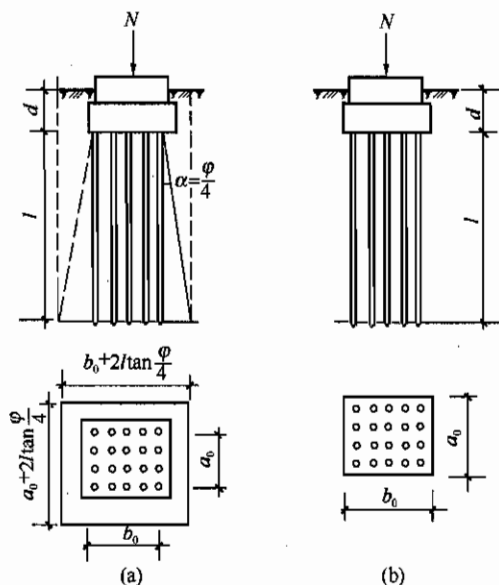


图 R.0.3 实体深基础的底面积

R.0.4 采用明德林应力公式方法进行桩基础沉降计算时，应符合下列规定：

1 采用明德林应力公式计算地基中的某点的竖向附加应力时，可将各根桩在该点所产生的附加应力，逐根叠加按下式计算：

$$\sigma_{j,i} = \sum_{k=1}^n (\sigma_{zp,k} + \sigma_{zs,k}) \quad (\text{R.0.4-1})$$

式中：\$\sigma_{zp,k}\$——第 \$k\$ 根桩的端阻力在深度 \$z\$ 处产生的应力 (kPa)；

\$\sigma_{zs,k}\$——第 \$k\$ 根桩的侧摩阻力在深度 \$z\$ 处产生的应力 (kPa)。

2 第 \$k\$ 根桩的端阻力在深度 \$z\$ 处产生的应力可按下列式计算：

$$\sigma_{zp,k} = \frac{\alpha Q}{l^2} I_{p,k} \quad (\text{R.0.4-2})$$

式中：\$Q\$——相应于作用的准永久组合时，轴心竖向力作用下单

桩的附加荷载 (kN); 由桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 共同承担, 且 $Q_p = \alpha Q$, α 是桩端阻力比; 桩的端阻力假定为集中力, 桩侧摩阻力可假定为沿桩身均匀分布和沿桩身线性增长分布两种形式组成, 其值分别为 βQ 和 $(1 - \alpha - \beta) Q$, 如图 R.0.4 所示;

l ——桩长 (m);

$I_{p,k}$ ——应力影响系数, 可用对明德林应力公式进行积分的方式推导得出。

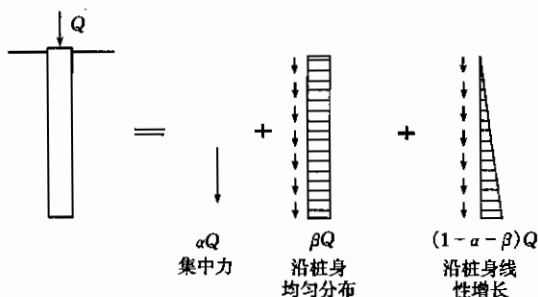


图 R.0.4 单桩荷载分担

3 第 k 根桩的侧摩阻力在深度 z 处产生的应力可按式计算;

$$\sigma_{zs,k} = \frac{Q}{l^2} [\beta I_{s1,k} + (1 - \alpha - \beta) I_{s2,k}] \quad (\text{R.0.4-3})$$

式中: I_{s1}, I_{s2} ——应力影响系数, 可用对明德林应力公式进行积分的方式推导得出。

4 对于一般摩擦型桩可假定桩侧摩阻力全部是沿桩身线性增长的 (即 $\beta=0$), 则 (R.0.4-3) 式可简化为:

$$\sigma_{zs,k} = \frac{Q}{l^2} (1 - \alpha) I_{s2,k} \quad (\text{R.0.4-4})$$

5 对于桩顶的集中力:

$$I_p = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)(m-1)}{A^3} - \frac{(1-2\nu)(m-1)}{B^3} \right\}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{3(m-1)^3}{A^5} \\
& + \frac{3(3-4\nu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} \\
& + \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \} \quad (\text{R. 0. 4-5})
\end{aligned}$$

6 对于桩侧摩阻力沿桩身均匀分布的情况:

$$\begin{aligned}
I_{s1} = & \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{2(2-\nu)}{A} \right. \\
& - \frac{2(2-\nu) + 2(1-2\nu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B} \\
& + \frac{(1-2\nu)2(m/n)^2}{F} - \frac{n^2}{A^3} \\
& - \frac{4m^2 - 4(1+\nu)(m/n)^2 m^2}{F^3} \\
& - \frac{4m(1+\nu)(m+1)(m/n + 1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} \\
& \left. + \frac{6m^2(m^4 - n^4)/n^2}{F^5} - \frac{6m[mm^2 - (m+1)^5/n^2]}{B^5} \right\} \\
& (\text{R. 0. 4-6})
\end{aligned}$$

7 对于桩侧摩阻力沿桩身线性增长的情况:

$$\begin{aligned}
I_{s2} = & \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{2(2-\nu)}{A} \right. \\
& - \frac{2(2-\nu)(4m+1) - 2(1-2\nu)(1+m)m^2/n^2}{B} \\
& - \frac{2(1-2\nu)m^3/n^2 - 8(2-\nu)m}{F} - \frac{nm^2 + (m-1)^3}{A^3} \\
& - \frac{4m^2m + 4m^3 - 15n^2m - 2(5+2\nu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \\
& \left. - \frac{2(7-2\nu)mm^2 - 6m^3 + 2(5+2\nu)(m/n)^2m^3}{F^3} \right\}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & - \frac{6mm^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\ & + \frac{12(m/n)^2m^5 + 6mm^2(n^2 - m^2)}{F^5} \\ & + 2(2-\nu)\ln\left(\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m}\right) \} \quad (\text{R. 0. 4-7}) \end{aligned}$$

式中: $A = [n^2 + (m-1)^2]^{\frac{1}{2}}$ 、 $B = [n^2 + (m+1)^2]^{\frac{1}{2}}$ 、

$$F = \sqrt{n^2 + m^2}, n = r/l, m = z/l;$$

ν ——地基土的泊松比;

r ——计算点离桩身轴线的水平距离 (m);

z ——计算应力点离承台底面的竖向距离 (m)。

8 将公式 (R. 0. 4-1) ~ 公式 (R. 0. 4-4) 代入公式 (R. 0. 1), 得到单向压缩分层总和法沉降计算公式:

$$s = \phi_{\text{pm}} \frac{Q}{l^2} \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \sum_{k=1}^K [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha) I_{s2,k}] \quad (\text{R. 0. 4-8})$$

R. 0. 5 采用明德林应力公式计算桩基础最终沉降量时, 相应于作用的准永久组合时, 轴心竖向力作用下单桩附加荷载的桩端阻力比 α 和桩基沉降计算经验系数 ϕ_{pm} 应根据当地工程的实测资料统计确定。无地区经验时, ϕ_{pm} 值可按表 R. 0. 5 选用。

表 R. 0. 5 明德林应力公式方法计算桩基沉降经验系数 ϕ_{pm}

$\bar{E}_s$ (MPa)	≤ 15	25	35	≥ 40
ϕ_{pm}	1.00	0.8	0.6	0.3

注: 表内数值可以内插。

附录 S 单桩水平载荷试验要点

S.0.1 单桩水平静载荷试验宜采用多循环加卸载试验法，当需要测量桩身应力或应变时宜采用慢速维持荷载法。

S.0.2 施加水平作用力的作用点宜与实际工程承台底面标高一致。试桩的竖向垂直度偏差不宜大于1%。

S.0.3 采用千斤顶顶推或采用牵引法施加水平力。力作用点与试桩接触处宜安设球形铰，并保证水平作用力与试桩轴线位于同一平面。

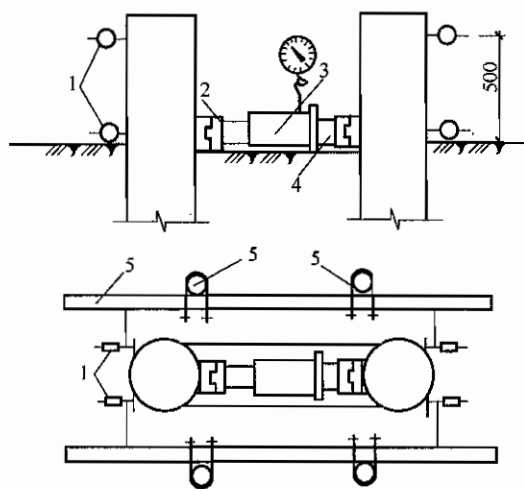


图 S.0.3 单桩水平静载荷试验示意

1—百分表；2—球铰；3—千斤顶；4—垫块；5—基准梁

S.0.4 桩的水平位移宜采用位移传感器或大量程百分表测量，在力作用水平面试桩两侧应对称安装两个百分表或位移传感器。

S.0.5 固定百分表的基准桩应设置在试桩及反力结构影响范围

以外。当基准桩设置在与加荷轴线垂直方向上或试桩位移相反方向上,净距可适当减小,但不宜小于2m。

S.0.6 采用顶推法时,反力结构与试桩之间净距不宜小于3倍试桩直径,采用牵引法时不宜小于10倍试桩直径。

S.0.7 多循环加载时,荷载分级宜取设计或预估极限水平承载力的1/10~1/15。每级荷载施加后,维持恒载4min测读水平位移,然后卸载至零,停2min测读水平残余位移,至此完成一个加卸载循环,如此循环5次即完成一级荷载的试验观测。试验不得中途停歇。

S.0.8 慢速维持荷载法的加卸载分级、试验方法及稳定标准应符合本规范第Q.0.5条、第Q.0.6条、第Q.0.7条的规定。

S.0.9 当出现下列情况之一时,可终止加载:

- 1 在恒定荷载作用下,水平位移急剧增加;
- 2 水平位移超过30mm~40mm(软土或大直径桩时取高值);
- 3 桩身折断。

S.0.10 单桩水平极限荷载 H_u 可按下列方法综合确定:

- 1 取水平力-时间-位移(H_0-t-X_0)曲线明显陡变的前一级荷载为极限荷载(图S.0.10-1);慢速维持荷载法取 H_0-X_0 曲线产生明显陡变的起始点对应的荷载为极限荷载;

- 2 取水平力-位移梯度($H_0-\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线第二直线段终点对应的荷载为极限荷载(图S.0.10-2);

- 3 取桩身折断的前一级荷载为极限荷载(图S.0.10-3);

- 4 按上述方法判断有困难时,可结合其他辅助分析方法综合判定;

- 5 极限承载力统计取值方法应符合本规范第Q.0.10条的有关规定。

S.0.11 单桩水平承载力特征值应按以下方法综合确定:

- 1 单桩水平临界荷载(H_{cr})可取 $H_0-\Delta X_0/\Delta H_0$ 曲线第一直线段终点或 $H_0-\sigma_g$ 曲线第一拐点所对应的荷载(图S.0.10-2、

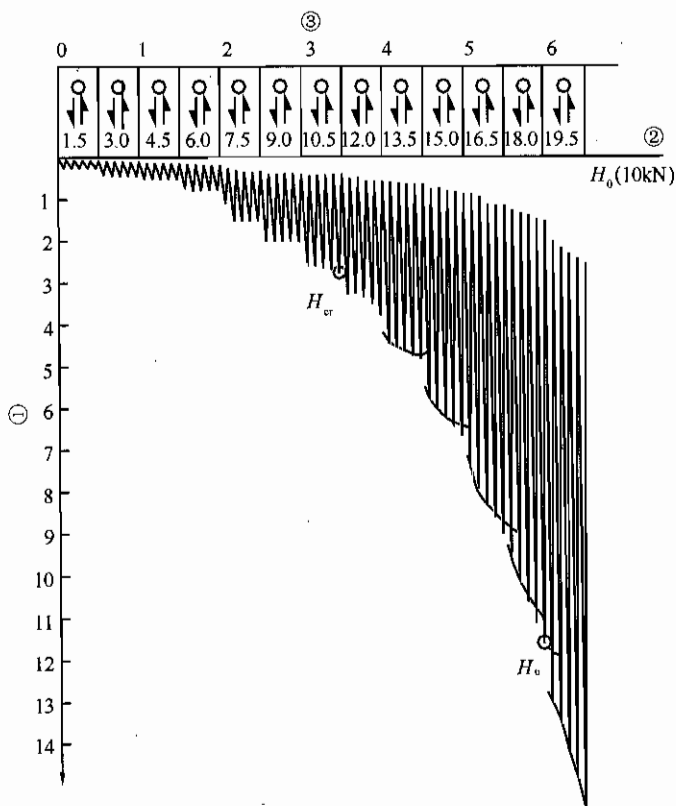


图 S.0.10-1 H_0-t-X_0 曲线

①—水平位移 X_0 (mm); ②—水平力; ③—时间 t (h)

图 S.0.10-3)。

2 参加统计的试桩, 当满足其极差不超过平均值的 30% 时, 可取其平均值为单桩水平极限荷载统计值。极差超过平均值的 30% 时, 宜增加试桩数量并分析极差过大的原因, 结合工程具体情况确定单桩水平极限荷载统计值。

3 当桩身不允许裂缝时, 取水平临界荷载统计值的 0.75 倍为单桩水平承载力特征值。

4 当桩身允许裂缝时, 将单桩水平极限荷载统计值的除以

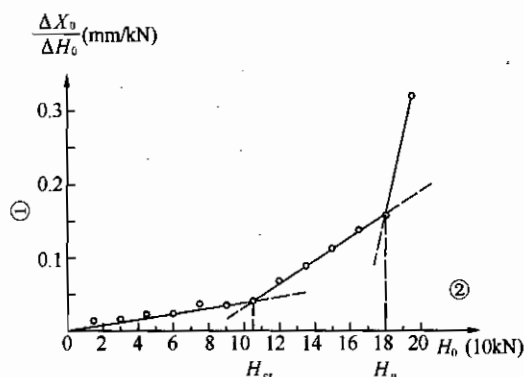


图 S.0.10-2 $H_0 - \Delta X_0 / \Delta H_0$ 曲线

①—位移梯度；②—水平力

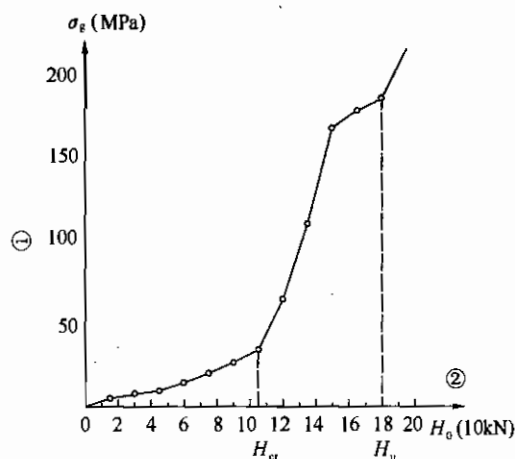


图 S.0.10-3 $H_0 - \sigma_s$ 曲线

①—最大弯矩点钢筋应力；②—水平力

安全系数 2 为单桩水平承载力特征值，且桩身裂缝宽度应满足相关规范要求。

S.0.12 从成桩到开始试验的间隔时间应符合本规范第 Q.0.4 条的规定。

附录 T 单桩竖向抗拔载荷试验要点

T.0.1 单桩竖向抗拔载荷试验应采用慢速维持荷载法进行。

T.0.2 试桩应符合实际工作条件并满足下列规定：

1 试桩桩身钢筋伸出桩顶长度不宜少于 $40d + 500\text{mm}$ (d 为钢筋直径)。为设计提供依据的试验，试桩钢筋按钢筋强度标准值计算的拉力应大于预估极限承载力的 1.25 倍。

2 试桩顶部露出地面高度不宜小于 300mm。

3 试桩的成桩工艺和质量控制应严格遵守有关规定。试验前应对试验桩进行低应变检测，有明显扩径的桩不应作为抗拔试验桩。

4 试桩的位移量测仪表的架设位置与桩顶的距离不应小于 1 倍桩径，当桩径大于 800mm 时，试桩的位移量测仪表的架设位置与桩顶的距离可适当减少，但不得少于 0.5 倍桩径。

5 当采用工程桩作试桩时，桩的配筋应满足在最大试验荷载作用下桩的裂缝宽度控制条件，可采用分段配筋。

T.0.3 试验设备装置主要由加载装置与量测装置组成，如图 T.0.3 所示。

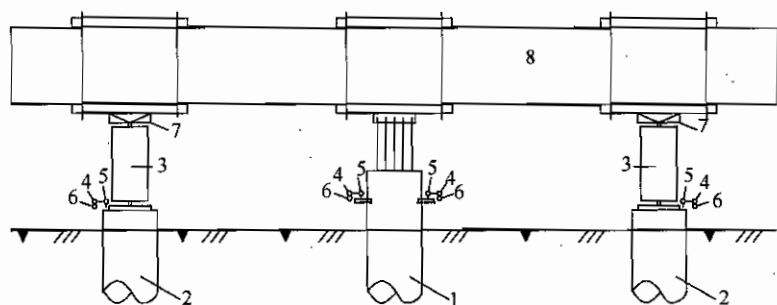


图 T.0.3 单桩竖向抗拔载荷试验示意
1—试桩；2—锚桩；3—液压千斤顶；4—表座；
5—测微表；6—基准梁；7—球铰；8—反力梁

1 量测仪表应采用位移传感器或大量程百分表。加载装置应采用同型号并联同步油压千斤顶,千斤顶的反力装置可为反力锚桩。反力锚桩可根据现场情况利用工程桩。试桩、锚桩和基准桩之间的最小间距应符合本规范第 Q.0.3 条的规定,对扩底抗拔桩,上述最小间距应适当加大。

2 采用天然地基提供反力时,施加于地基的压应力不应大于地基承载力特征值的 1.5 倍。

T.0.4 加载量不宜少于预估的或设计要求的单桩抗拔极限承载力。每级加载为设计或预估单桩极限抗拔承载力的 $1/8 \sim 1/10$,每级荷载达到稳定标准后加下一级荷载,直到满足加载终止条件,然后分级卸载到零。

T.0.5 抗拔静载试验除对试桩的上拔变形量进行观测外,还应对锚桩的变形量、桩周地面土的变形情况及桩身外露部分裂缝开展情况进行观测记录。

T.0.6 每级加载后,在第 5min、10min、15min 各测读一次上拔变形量,以后每隔 15min 测读一次,累计 1h 以后每隔 30min 测读一次。

T.0.7 在每级荷载作用下,桩的上拔变形量连续两次在每小时小于 0.1mm 时可视为稳定。

T.0.8 每级卸载值为加载值的两倍。卸载后间隔 15min 测读一次,读两次后,隔 30min 再读一次,即可卸下一级荷载。全部卸载后,隔 3h 再测读一次。

T.0.9 在试验过程中,当出现下列情况之一时,可终止加载:

1 桩顶荷载达到桩受拉钢筋强度标准值的 0.9 倍,或某根钢筋拉断;

2 某级荷载作用下,上拔变形量陡增且总上拔变形量已超过 80mm;

3 累计上拔变形量超过 100mm;

4 工程桩验收检测时,施加的上拔力应达到设计要求,当桩有抗裂要求时,不应超过桩身抗裂要求所对应的荷载。

T.0.10 单桩竖向抗拔极限承载力的确定应符合下列规定：

1 对于陡变形曲线（图 T.0.10-1），取相应于陡升段起点的荷载值。

2 对于缓变形 U- Δ 曲线，可根据 Δ - $\lg t$ 曲线，取尾部显著弯曲的前一级荷载值（图 T.0.10-2）。

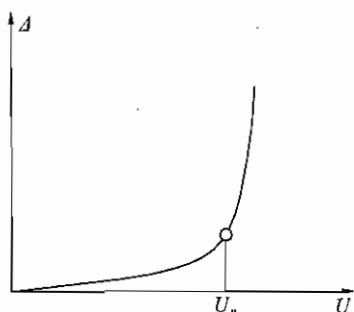


图 T.0.10-1 陡变形 U- Δ 曲线

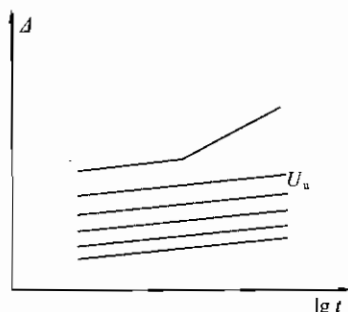


图 T.0.10-2 Δ - $\lg t$ 曲线

3 当出现第 T.0.9 条第 1 款情况时，取其前一级荷载。

4 参加统计的试桩，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为单桩竖向抗拔极限承载力；极差超过平均值的 30% 时，宜增加试桩数量并分析极差过大的原因，结合工程具体情况确定极限承载力。对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下桩台，取最小值。

T.0.11 单桩竖向抗拔承载力特征值应按以下方法确定：

1 将单桩竖向抗拔极限承载力除以 2，此时桩身配筋应满足裂缝宽度设计要求；

2 当桩身不允许开裂时，应取桩身开裂的前一级荷载；

3 按设计允许的上拔变形量所对应的荷载取值。

T.0.12 从成桩到开始试验的时间间隔，应符合本规范第 Q.0.4 条的要求。

附录 U 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度

U.0.1 对于阶梯形承台应分别在变阶处 (A_1-A_1 , B_1-B_1) 及柱边处 (A_2-A_2 , B_2-B_2) 进行斜截面受剪计算 (图 U.0.1), 并应符合下列规定:

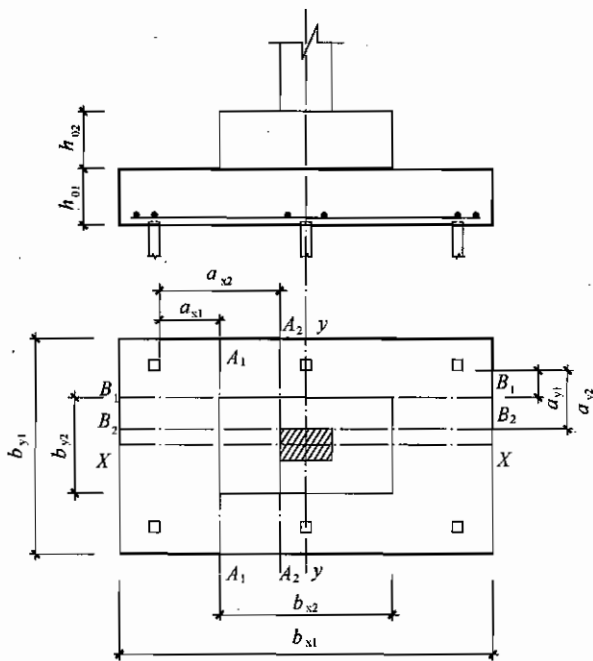


图 U.0.1 阶梯形承台斜截面受剪计算

1 计算变阶处截面 A_1-A_1 、 B_1-B_1 的斜截面受剪承载力时, 其截面有效高度均为 h_{01} , 截面计算宽度分别为 b_{y1} 和 b_{x1} 。

2 计算柱边截面 A_2-A_2 和 B_2-B_2 处的斜截面受剪承载力时,其截面有效高度均为 $h_{01}+h_{02}$,截面计算宽度按下式进行

计算:

$$\text{对 } A_2-A_2 \quad b_{y0} = \frac{b_{y1} \cdot h_{01} + b_{y2} \cdot h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (\text{U.0.1-1})$$

对 B_2-B_2

$$b_{x0} = \frac{b_{x1} \cdot h_{01} + b_{x2} \cdot h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (\text{U.0.1-2})$$

U.0.2 对于锥形承台应对 $A-A$ 及 $B-B$ 两个截面进行受剪承载力计算 (图 U.0.2), 截面有效高度均为 h_0 , 截面的计算宽度按下式计算:

$$\text{对 } A-A \quad b_{y0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \frac{b_{y2}}{b_{y1}} \right) \right] b_{y1} \quad (\text{U.0.2-1})$$

$$\text{对 } B-B \quad b_{x0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}} \right) \right] b_{x1} \quad (\text{U.0.2-2})$$

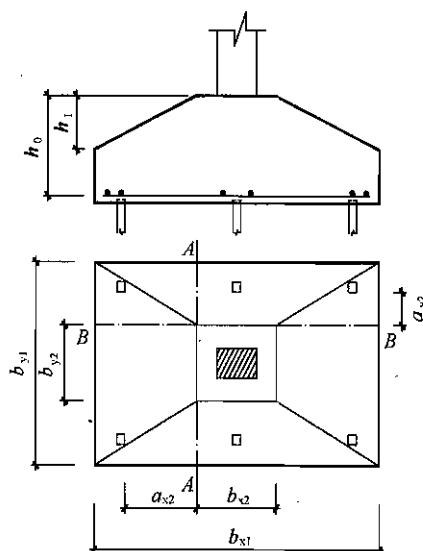


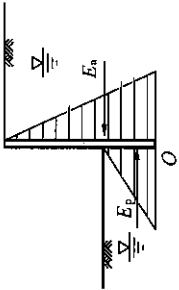
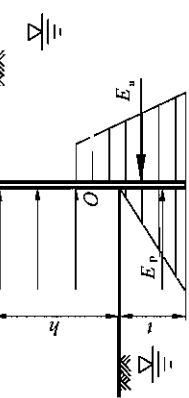
图 U.0.2 锥形承台受剪计算

附录 V 支护结构稳定性验算

V.0.1 桩、墙式支护结构应按表 V.0.1 的规定进行抗倾覆稳定、隆起稳定和整体稳定验算。土的抗剪强度指标的选用应符合本规范第 9.1.6 条的规定。

V.0.2 当坡体内有地下水渗流作用时,稳定分析时应进行坡体内的水力坡降与渗流压力计算,也可采用替代重度法作简化分析。

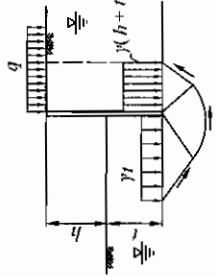
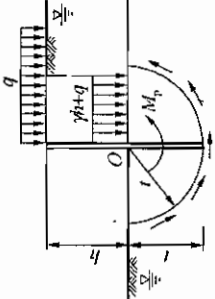
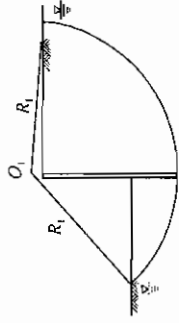
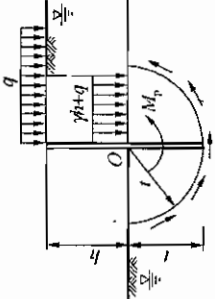
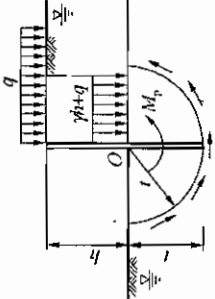
表 V.0.1 支护结构的稳定性验算

结构类型 稳定性验算 计算方法 与稳定安全系数	桩、墙式支护 悬臂桩倾覆稳定	带支撑桩的倾覆稳定
计算简图		

续表 V.0.1

结构类型 稳定性验算 计算方法 与稳定安全系数	桩、墙式支护	
	悬臂桩倾覆稳定	带支撑桩的倾覆稳定
计算方法与 稳定安全系数	悬臂支护桩在坑内外水、土压力作用下,对O点取距的倾覆作用,应满足下式规定: $K_t = \frac{\sum M_{E_p}}{\sum M_{E_0}}$ 式中: $\sum M_{E_p}$ ——主动区倾覆作用力矩总和($\text{kN} \cdot \text{m}$); $\sum M_{E_0}$ ——被动区抗倾覆作用力矩总和($\text{kN} \cdot \text{m}$); K_t ——桩、墙式悬臂支护抗倾覆稳定安全系数,取 $K_t \geq 1.30$	最下一道支撑点以下支护桩在坑内外水、土压力作用下,对O点取距的倾覆作用应满足下式规定: $K_t = \frac{\sum M_{E_p}}{\sum M_{E_0}}$ 式中: $\sum M_{E_p}$ ——主动区倾覆作用力矩总和($\text{kN} \cdot \text{m}$); $\sum M_{E_0}$ ——被动区抗倾覆作用力矩总和($\text{kN} \cdot \text{m}$); K_t ——带支撑桩、墙式支护抗倾覆稳定安全系数,取 $K_t \geq 1.30$
备注		

续表 V.0.1

结构类型 稳定性验算 计算方法与稳定安全系数		桩、墙式支护	
计算简图			
			

续表 V

结构类型 稳定性验算 计算方法 与稳定安全系数		桩、墙式支护	
计算方法与 稳定安全系数	隆起稳定		整体稳定
	按圆弧滑动面法, 验算基坑整体稳定性, 应满足下式规定: $K_R = \frac{M_R}{M_S}$ 式中: M_S 、 M_R ——分别为对于危险滑动面上滑动力矩和抗滑力矩 (kN·m); K_R ——整体稳定安全系数, 取 $K_R \geq 1.30$		
计算方法与 稳定安全系数	隆起稳定		整体稳定
	按圆弧滑动面法, 验算基坑整体稳定性, 应满足下式规定: $K_R = \frac{M_R}{M_S}$ 式中: M_S 、 M_R ——分别为对于危险滑动面上滑动力矩和抗滑力矩 (kN·m); K_R ——整体稳定安全系数, 取 $K_R \geq 1.30$		

附录 W 基坑抗渗流稳定性计算

W.0.1 当上部为不透水层，坑底下某深度处有承压水层时，基坑底抗渗流稳定性可按下式验算（图 W.0.1）：

$$\frac{\gamma_m(t + \Delta t)}{p_w} \geq 1.1 \quad (\text{W.0.1})$$

式中： γ_m ——透水层以上土的饱和重度（ kN/m^3 ）；

$t + \Delta t$ ——透水层顶面距基坑底面的深度（m）；

p_w ——含水层水压力（ kPa ）。

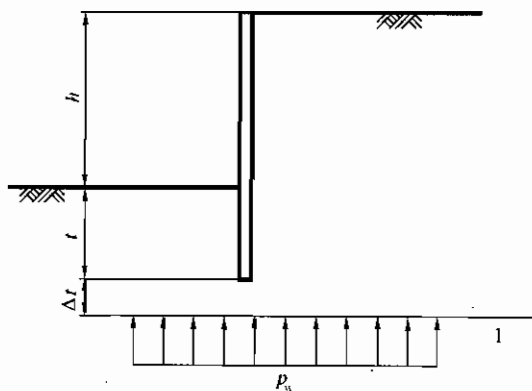


图 W.0.1 基坑底抗渗流稳定验算示意

1—透水层

W.0.2 当基坑内外存在水头差时，粉土和砂土应进行抗渗流稳定性验算，渗流的水力梯度不应超过临界水力梯度。

附录 Y 土层锚杆试验要点

Y.0.1 土层锚杆试验的地质条件、锚杆材料和施工工艺等应与工程锚杆一致。为使确定锚固体与土层粘结强度特征值、验证杆体与砂浆间粘结强度特征值的试验达到极限状态，应使杆体承载力标准值大于预估破坏荷载的 1.2 倍。

Y.0.2 试验时最大的试验荷载不宜超过锚杆杆体承载力标准值的 0.9 倍。

Y.0.3 锚固体灌浆强度达到设计强度的 90% 后，方可进行锚杆试验。

Y.0.4 试验应采用循环加、卸载法，并应符合下列规定：

- 1 每级加荷观测时间内，测读锚头位移不应小于 3 次；
- 2 每级加荷观测时间内，当锚头位移增量不大于 0.1mm 时，可施加下一级荷载；不满足时应在锚头位移增量 2h 内小于 2mm 时再施加下一级荷载；
- 3 加、卸载等级、测读间隔时间宜按表 Y.0.4 确定；
- 4 如果第六次循环加荷观测时间内，锚头位移增量不大于 0.1mm 时，可视试验装置情况，按每级增加预估破坏荷载的 10% 进行 1 次或 2 次循环。

表 Y.0.4 锚杆基本试验循环加卸载等级与位移观测间隔时间

加荷标准 循环数	预估破坏荷载的百分数 (%)								
	每级加载量				累计加载量	每级卸载量			
第一循环	10				30				10
第二循环	10	30			50			30	10
第三循环	10	30	50		70		50	30	10
第四循环	10	30	50	70	80	70	50	30	10

续表 Y.0.4

加荷标准 循环数	预估破坏荷载的百分数 (%)								
	每级加载量				累计加载量	每级卸载量			
第五循环	10	30	50	80	90	80	50	30	10
第六循环	10	30	50	90	100	90	50	30	10
观测时间 (min)	5	5	5	5	10	5	5	5	5

Y.0.5 锚杆试验中出现下列情况之一时可视为破坏, 应终止加载:

1 锚头位移不收敛, 锚固体从土层中拔出或锚杆从锚固体中拔出;

2 锚头总位移量超过设计允许值;

3 土层锚杆试验中后一级荷载产生的锚头位移增量, 超过上一级荷载位移增量的 2 倍。

Y.0.6 试验完成后, 应根据试验数据绘制荷载-位移 ($Q-s$) 曲线、荷载-弹性位移 ($Q-s_e$) 曲线和荷载-塑性位移 ($Q-s_p$) 曲线。

Y.0.7 单根锚杆的极限承载力取破坏荷载前一级的荷载量; 在最大试验荷载作用下未达到破坏标准时, 单根锚杆的极限承载力取最大荷载值。

Y.0.8 锚杆试验数量不得少于 3 根。参与统计的试验锚杆, 当满足其极差值不大于平均值的 30% 时, 取平均值作为锚杆的极限承载力; 若最大极差超过 30%, 应增加试验数量, 并分析极差过大的原因, 结合工程情况确定极限承载力。

Y.0.9 将锚杆极限承载力除以安全系数 2, 即为锚杆抗拔承载力特征值。

Y.0.10 锚杆验收试验应符合下列规定:

1 试验最大荷载值按 $0.85A_s f_y$ 确定;

2 试验采用单循环法, 按试验最大荷载值的 10%、30%、

50%、70%、80%、90%、100%施加；

3 每级试验荷载达到后，观测 10min，测计锚头位移；

4 达到试验最大荷载值，测计锚头位移后卸荷到试验最大荷载值的 10%观测 10min 并测计锚头位移；

5 锚杆试验完成后，绘制锚杆荷载-位移曲线 ($Q-s$) 曲线图；

6 符合下列条件时，试验的锚杆为合格：

1) 加载到设计荷载后变形稳定；

2) 锚杆弹性变形不小于自由段长度变形计算值的 80%，
且不大于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的弹性变形计算值；

7 验收试验的锚杆数量取锚杆总数的 5%，且不应少于 5 根。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指明应按其他有关标准执行时的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046
- 5 《土工试验方法标准》GB/T 50123
- 6 《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476

中华人民共和国国家标准

建筑地基基础设计规范

GB 50007 - 2011

条文说明

修 订 说 明

《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011, 经住房和城乡建设部 2011 年 7 月 26 日以第 1096 号公告批准、发布。

本规范是在《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的基础上修订而成的, 上一版的主编单位是中国建筑科学研究院, 参编单位是北京市勘察设计院、建设部综合勘察设计院、北京市建筑设计研究院、建设部建筑设计院、上海建筑设计研究院、广西建筑综合设计研究院、云南省设计院、辽宁省建筑设计研究院、中南建筑设计院、湖北省建筑科学研究院、福建省建筑科学研究院、陕西省建筑科学研究院、甘肃省建筑科学研究院、广州市建筑科学研究院、四川省建筑科学研究院、黑龙江省寒地建筑科学研究院、天津大学、同济大学、浙江大学、重庆建筑大学、太原理工大学、广东省基础工程公司, 主要起草人员是黄熙龄、滕延京、王铁宏、王公山、王惠昌、白晓红、汪国烈、吴学敏、杨敏、周光孔、周经文、林立岩、罗宇生、陈如桂、钟亮、顾晓鲁、顾宝和、侯光瑜、袁炳麟、袁内镇、唐杰康、黄求顺、龚一鸣、裴捷、潘凯云、潘秋元。本次修订的主要技术内容是:

- 1 增加地基基础设计等级中基坑工程的相关内容;
- 2 地基基础设计使用年限不应小于建筑结构的设计使用年限;
- 3 增加泥炭、泥炭质土的工程定义;
- 4 增加回弹再压缩变形计算方法;
- 5 增加建筑物抗浮稳定计算方法;
- 6 增加当地基中下卧岩面为单向倾斜, 岩面坡度大于

10%，基底下的土层厚度大于 1.5m 的土岩组合地基设计原则；

7 增加岩石地基设计内容；

8 增加岩溶地区场地根据岩溶发育程度进行地基基础设计的原则；

9 增加复合地基变形计算方法；

10 增加扩展基础最小配筋率不应小于 0.15% 的设计要求；

11 增加当扩展基础底面短边尺寸小于或等于柱宽加 2 倍基础有效高度的斜截面受剪承载力计算要求；

12 对桩基沉降计算方法，经统计分析，调整了沉降经验系数；

13 增加对高地下水位地区，当场地水文地质条件复杂，基坑周边环境保护要求高，设计等级为甲级的基坑工程，应进行地下水控制专项设计的要求；

14 增加对地基处理工程的工程检验要求；

15 增加单桩水平载荷试验要点，单桩竖向抗拔载荷试验要点。

本规范修订过程中，编制组共召开全体会议 4 次，专题研讨会 14 次，总结了我国建筑地基基础领域的实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准，通过调研、征求意见及工程试算，对增加和修订内容的反复讨论、分析、论证，取得了重要技术参数。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《建筑地基基础设计规范》修订组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明，还着重对强制性条文的强制性理由作了解释。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目 次

1 总则	192
2 术语和符号	194
2.1 术语	194
3 基本规定	195
4 地基岩土的分类及工程特性指标	199
4.1 岩土的分类	199
4.2 工程特性指标	202
5 地基计算	206
5.1 基础埋置深度	206
5.2 承载力计算	213
5.3 变形计算	220
5.4 稳定性计算	240
6 山区地基	241
6.1 一般规定	241
6.2 土岩组合地基	241
6.3 填土地基	241
6.4 滑坡防治	243
6.5 岩石地基	243
6.6 岩溶与土洞	244
6.7 土质边坡与重力式挡墙	245
6.8 岩石边坡与岩石锚杆挡墙	247
7 软弱地基	251
7.2 利用与处理	251
7.5 大面积地面荷载	252
8 基础	259

8.1	无筋扩展基础	259
8.2	扩展基础	260
8.3	柱下条形基础	266
8.4	高层建筑筏形基础	266
8.5	桩基础	287
9	基坑工程	301
9.1	一般规定	301
9.2	基坑工程勘察与环境调查	304
9.3	土压力与水压力	306
9.4	设计计算	308
9.5	支护结构内支撑	317
9.6	土层锚杆	319
9.7	基坑工程逆作法	321
9.8	岩体基坑工程	324
9.9	地下水控制	324
10	检验与监测	327
10.1	一般规定	327
10.2	检验	327
10.3	监测	332

1 总 则

1.0.1 现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 对结构设计应满足的功能要求作了如下规定：一、能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用；二、保持良好的使用性能；三、具有足够的耐久性能；四、当发生火灾时，在规定的时间内可保持足够的承载力；五、当发生爆炸、撞击、人为错误等偶然事件时，结构能保持必需的整体稳固性，不出现与起因不相称的破坏后果，防止出现结构的连续倒塌。按此规定根据地基工作状态，地基设计时应应考虑：

- 1 在长期荷载作用下，地基变形不致造成承重结构的损坏；
- 2 在最不利荷载作用下，地基不出现失稳现象；
- 3 具有足够的耐久性能。

因此，地基基础设计应注意区分上述三种功能要求。在满足第一功能要求时，地基承载力的选取以不使地基中出现长期塑性变形为原则，同时还要考虑在此条件下各类建筑可能出现的变形特征及变形量。由于地基土的变形具有长期的时间效应，与钢、混凝土、砖石等材料相比，它属于大变形材料。从已有的大量地基事故分析，绝大多数事故皆由地基变形过大或不均匀造成。故在规范中明确规定了按变形设计的原则、方法；对于一部分地基基础设计等级为丙级的建筑物，当按地基承载力设计基础面积及埋深后，其变形亦同时满足要求时可不进行变形计算。

地基基础的设计使用年限应满足上部结构的设计使用年限要求。大量工程实践证明，地基在长期荷载作用下承载力有所提高，基础材料应根据其工作环境满足耐久性设计要求。

1.0.2 本规范主要针对工业与民用建筑（包括构筑物）的地基基础设计提出设计原则和计算方法。

对于湿陷性黄土地基、膨胀土地基、多年冻土地基等，由于这些土类的物理力学性质比较特殊，选用土的承载力、基础埋深、地基处理等应按国家现行标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025、《膨胀土地区建筑技术规范》GBJ 112、《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118 的规定进行设计。对于振动荷载作用下的地基设计，由于土的动力性能与静力性能差异较大，应按现行国家标准《动力机器基础设计规范》GB 50040 的规定进行设计。但基础设计，仍然可以采用本规范的规定进行设计。

1.0.3 由于地基土的性质复杂。在同一地基内土的力学指标离散性一般较大，加上暗塘、古河道、山前洪积、熔岩等许多不良地质条件，必须强调因地制宜原则。本规范对总的设计原则、计算均作出了通用规定，也给出了许多参数。各地区可根据土的特性、地质情况作具体补充。此外，设计人员必须根据具体工程的地质条件、结构类型以及地基在长期荷载作用下的工作形状，采用优化设计方法，以提高设计质量。

1.0.4 地基基础设计中，作用在基础上的各类荷载及其组合方法按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 执行。在地下水位以下时应扣去水的浮力。否则，将使计算结果偏差很大而造成重大失误。在计算土压力、滑坡推力、稳定性时尤应注意。

本规范只给出各类基础基底反力、力矩、挡墙所受的土压力等。至于基础断面大小及配筋量尚应满足抗弯、抗冲切、抗剪切、抗压等要求，设计时应根据所选基础材料按照有关规范规定执行。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.3 由于土为大变形材料，当荷载增加时，随着地基变形的相应增长，地基承载力也在逐渐加大，很难界定出一个真正的“极限值”；另一方面，建筑物的使用有一个功能要求，常常是地基承载力还有潜力可挖，而变形已达到或超过按正常使用的限值。因此，地基设计是采用正常使用极限状态这一原则，所选定的地基承载力是在地基土的压力变形曲线线性变形段内相应于不超过比例界限点的地基压力值，即允许承载力。

根据国外有关文献，相应于我国规范中“标准值”的含义可以有特征值、公称值、名义值、标定值四种，在国际标准《结构可靠性总原则》ISO 2394 中相应的术语直译为“特征值”(Characteristic Value)，该值的确定可以是统计得出，也可以是传统经验值或某一物理量限定的值。

本次修订采用“特征值”一词，用以表示正常使用极限状态计算时采用的地基承载力和单桩承载力的设计使用值，其涵义即为在发挥正常使用功能时所允许采用的抗力设计值，以避免过去一律提“标准值”时所带来的混淆。

3 基本规定

3.0.1 建筑地基基础设计等级是按照地基基础设计的复杂性和技术难度确定的，划分时考虑了建筑物的性质、规模、高度和体型；对地基变形的要求；场地和地基条件的复杂程度；以及由于地基问题对建筑物的安全和正常使用可能造成影响的严重程度等因素。

地基基础设计等级采用三级划分，见表 3.0.1。现对该表作如下重点说明：

在地基基础设计等级为甲级的建筑物中，30 层以上的高层建筑，不论其体型复杂与否均列入甲级，这是考虑到其高度和重量对地基承载力和变形均有较高要求，采用天然地基往往不能满足设计需要，而须考虑桩基或进行地基处理；体型复杂、层数相差超过 10 层的高低层连成一体建筑物是指在平面上和立面上高度变化较大、体型变化复杂，且建于同一整体基础上的高层宾馆、办公楼、商业建筑等建筑物。由于上部荷载大小相差悬殊、结构刚度和构造变化复杂，很易出现地基不均匀变形，为使地基变形不超过建筑物的允许值，地基基础设计的复杂程度和技术难度均较大，有时需要采用多种地基和基础类型或考虑采用地基与基础和上部结构共同作用的变形分析计算来解决不均匀沉降对基础和上部结构的影响问题；大面积的多层地下建筑物存在深基坑开挖的降水、支护和对邻近建筑物可能造成严重不良影响等问题，增加了地基基础设计的复杂性，有些地面以上没有荷载或荷载很小的大面积多层地下建筑物，如地下停车场、商场、运动场等还存在抗地下水浮力的设计问题；复杂地质条件下的坡上建筑物是指坡体岩土的种类、性质、产状和地下水条件变化复杂等对坡体稳定性不利的情况，此时应作坡体稳定性分析，必要时应采

取整治措施；对原有工程有较大影响的新建建筑物是指在原有建筑物旁和在地铁、地下隧道、重要地下管道上或旁边新建的建筑物，当新建建筑物对原有工程影响较大时，为保证原有工程的安全和正常使用，增加了地基基础设计的复杂性和难度；场地和地基条件复杂的建筑物是指不良地质现象强烈发育的场地，如泥石流、崩塌、滑坡、岩溶土洞塌陷等，或地质环境恶劣的场地，如地下采空区、地面沉降区、地裂缝地区等，复杂地基是指地基岩土种类和性质变化很大、有古河道或暗浜分布、地基为特殊性岩土，如膨胀土、湿陷性土等，以及地下水对工程影响很大需特殊处理等情况，上述情况均增加了地基基础设计的复杂程度和技术难度。对在复杂地质条件和软土地区开挖较深的基坑工程，由于基坑支护、开挖和地下水控制等技术复杂、难度较大；挖深大于15m的基坑以及基坑周边环境条件复杂、环境保护要求高时对基坑支挡结构的位移控制严格，也列入甲级。

表3.0.1所列的设计等级为丙级的建筑物是指建筑场地稳定，地基岩土均匀良好、荷载分布均匀的七层及七层以下的民用建筑和一般工业建筑物以及次要的轻型建筑物。

由于情况复杂，设计时应根据建筑物和地基的具体情况参照上述说明确定地基基础的设计等级。

3.0.2 本条为强制性条文。本条规定了地基设计的基本原则，为确保地基设计的安全，在进行地基设计时必须严格执行。地基设计的原则如下：

1 各类建筑物的地基计算均应满足承载力计算的要求。

2 设计等级为甲级、乙级的建筑物均应按地基变形设计，这是由于因地基变形造成上部结构的破坏和裂缝的事例很多，因此控制地基变形成为地基基础设计的主要原则，在满足承载力计算的前提下，应按控制地基变形的正常使用极限状态设计。

3 对经常受水平荷载作用、建造在边坡附近的建筑物和构筑物以及基坑工程应进行稳定性验算。本规范2002版增加了对地下水埋藏较浅，而地下室或地下建筑存在上浮问题时，应进行

抗浮验算的规定。

3.0.4 本条规定了对地基勘察的要求：

1 在地基基础设计前必须进行岩土工程勘察。

2 对岩土工程勘察报告的内容作出规定。

3 对不同地基基础设计等级建筑物的地基勘察方法，测试内容提出了不同要求。

4 强调应进行施工验槽，如发现问题应进行补充勘察，以保证工程质量。

抗浮设防水位是很重要的设计参数，影响因素众多，不仅与气候、水文地质等自然因素有关，有时还涉及地下水开采、上下游水量调配、跨流域调水和大量地下工程建设等复杂因素。对情况复杂的重要工程，要在勘察期间预测建筑物使用期间水位可能发生的变化和最高水位有时相当困难。故现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 规定，对情况复杂的重要工程，需论证使用期间水位变化，提出抗浮设防水位时，应进行专门研究。

3.0.5 本条为强制性条文。地基基础设计时，所采用的作用的最不利组合和相应的抗力限值应符合下列规定：

当按地基承载力计算和地基变形计算以确定基础底面积和埋深时应采用正常使用极限状态，相应的作用效应为标准组合和准永久组合的效应设计值。

在计算挡土墙、地基、斜坡的稳定和基础抗浮稳定时，采用承载能力极限状态作用的基本组合，但规定结构重要性系数 γ_0 不应小于 1.0，基本组合的效应设计值 S 中作用的分项系数均为 1.0。

在根据材料性质确定基础或桩台的高度、支挡结构截面，计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，应按承载能力极限状态采用作用的基本组合。此时， S 中包含相应作用的分项系数。

3.0.6 作用组合的效应设计值应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定执行。规范编制组对基础构件设计的

分项系数进行了大量试算工作，对高层建筑筏板基础 5 人次 8 项工程、高耸构筑物 1 人次 2 项工程、烟囱 2 人次 8 项工程、支挡结构 5 人次 20 项工程的试算结果统计，对由永久作用控制的基本组合采用简化算法确定设计值时，作用的综合分项系数可取 1.35。

3.0.7 现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 规定，工程设计时应规定结构的设计使用年限，地基基础设计必须满足上部结构设计使用年限的要求。

4 地基岩土的分类及工程特性指标

4.1 岩土的分类

4.1.2~4.1.4 岩石的工程性质极为多样,差别很大,进行工程分类十分必要。

岩石的分类可以分为地质分类和工程分类。地质分类主要根据其地质成因、矿物成分、结构构造和风化程度,可以用地质名称加风化程度表达,如强风化花岗岩、微风化砂岩等。这对于工程的勘察设计确是十分必要的。工程分类主要根据岩体的工程性状,使工程师建立起明确的工程特性概念。地质分类是一种基本分类,工程分类应在地质分类的基础上进行,目的是为了较好地概括其工程性质,便于进行工程评价。

本规范 2002 版除了规定应确定地质名称和风化程度外,增加了“岩石的坚硬程度”和“岩体的完整程度”的划分,并分别提出了定性和定量的划分标准和方法,对于可以取样试验的岩石,应尽量采用定量的方法,对于难以取样的破碎和极破碎岩石,可用附录 A 的定性方法,可操作性较强。岩石的坚硬程度直接和地基的强度和变形性质有关,其重要性是无疑的。岩体的完整程度反映了它的裂隙性,而裂隙性是岩体十分重要的特性,破碎岩石的强度和稳定性较完整岩石大大削弱,尤其对边坡和基坑工程更为突出。将岩石的坚硬程度和岩体的完整程度各分五级。划分出极软岩十分重要,因为这类岩石常有特殊的工程性质,例如某些泥岩具有很高的膨胀性;泥质砂岩、全风化花岗岩等有很强的软化性(饱和单轴抗压强度可等于零);有的第三纪砂岩遇水崩解,有流砂性质。划分出极破碎岩体也很重要,有时开挖时很硬,暴露后逐渐崩解。片岩各向异性特别显著,作为边坡极易失稳。

破碎岩石测岩块的纵波波速有时会有困难,不易准确测定,此时,岩块的纵波波速可用现场测定岩性相同但岩体完整的纵波波速代替。

这些内容本次修订保留原规范内容。

4.1.6 碎石土难以取样试验,规范采用以重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 为主划分其密实度,同时可采用野外鉴别法,列入附录 B。

重型圆锥动力触探在我国已有近 50 年的应用经验,各地积累了大量资料。铁道部第二设计院通过筛选,采用了 59 组对比数据,包括卵石、碎石、圆砾、角砾,分布在四川、广西、辽宁、甘肃等地,数据经修正(表 1),统计分析了 $N_{63.5}$ 与地基承载力关系(表 2)。

表 1 修正系数

$N_{63.5}$ $L(m)$	5	10	15	20	25	30	35	40	≥ 50
≤ 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注: L 为杆长。

表 2 $N_{63.5}$ 与承载力的关系

$N_{63.5}$	3	4	5	6	8	10	12	14	16
σ_0 (kPa)	140	170	200	240	320	400	480	540	600
$N_{63.5}$	18	20	22	24	26	28	30	35	40
σ_0 (kPa)	660	720	780	830	870	900	930	970	1000

注: 1 适用的深度范围为 1m~20m;

2 表内的 $N_{63.5}$ 为经修正后的平均击数。

表1的修正,实际上是对杆长、上覆土自重压力、侧摩阻力的综合修正。

过去积累的资料基本上是 $N_{63.5}$ 与地基承载力的关系,极少与密实度有关系。考虑到碎石土的承载力主要与密实度有关,故本次修订利用了表2的数据,参考其他资料,制定了本条按 $N_{63.5}$ 划分碎石土密实度的标准。

4.1.8 关于标准贯入试验锤击数 N 值的修正问题,虽然国内外已有不少研究成果,但意见很不一致。在我国,一直用经过修正后的 N 值确定地基承载力,用不修正的 N 值判别液化。国外和我国某些地方规范,则采用有效上覆自重压力修正。因此,勘察报告首先提供未经修正的实测值,这是基本数据。然后,在应用时根据当地积累资料统计分析时的具体情况,确定是否修正和如何修正。用 N 值确定砂土密实度,确定这个标准时并未经过修正,故表4.1.8中的 N 值为未经过修正的数值。

4.1.11 粉土的性质介于砂土和黏性土之间。砂粒含量较多的粉土,地震时可能产生液化,类似于砂土的性质。黏粒含量较多($>10\%$)的粉土不会液化,性质近似于黏性土。而西北一带的黄土,颗粒成分以粉粒为主,砂粒和黏粒含量都很低。因此,将粉土细分为亚类,是符合工程需要的。但目前,由于经验积累的不同和认识上的差别,尚难确定一个能被普遍接受的划分亚类标准,故本条未作划分亚类的明确规定。

4.1.12 淤泥和淤泥质土有机质含量为 $5\% \sim 10\%$ 时的工程性质变化较大,应予以重视。

随着城市建设的需要,有些工程遇到泥炭或泥炭质土。泥炭或泥炭质土是在湖相和沼泽静水、缓慢的流水环境中沉积,经生物化学作用形成,含有大量的有机质,具有含水量高、压缩性高、孔隙比高和天然密度低、抗剪强度低、承载力低的工程特性。泥炭、泥炭质土不应直接作为建筑物的天然地基持力层,工程中遇到时应根据地区经验处理。

4.1.13 红黏土是红土的一个亚类。红土化作用是在炎热湿润气

候条件下的一种特定的化学风化成土作用。它较为确切地反映了红黏土形成的历程与环境背景。

区域地质资料表明：碳酸盐类岩石与非碳酸盐类岩石常呈互层产出，即使在碳酸盐类岩石成片分布的地区，也常见非碳酸盐类岩石夹杂其中。故将成土母岩扩大到“碳酸盐岩系出露区的岩石”。

在岩溶洼地、谷地、准平原及丘陵斜坡地带，当受片状及间歇性水流冲蚀，红黏土的土粒被带到低洼处堆积成新的土层，其颜色较未搬运者为浅，常含粗颗粒，但总体上仍保持红黏土的基本特征，而明显有别于一般的黏性土。这类土在鄂西、湘西、广西、粤北等山地丘陵区分布，还远较红黏土广泛。为了利于对这类土的认识和研究，将它划定为次生红黏土。

4.2 工程特性指标

4.2.1 静力触探、动力触探、标准贯入试验等原位测试，用于确定地基承载力，在我国已有丰富经验，可以应用，故列入本条，并强调了必须有地区经验，即当地的对比资料。同时还应注意，当地基基础设计等级为甲级和乙级时，应结合室内试验成果综合分析，不宜单独应用。

本规范 1974 版建立了土的物理力学性指标与地基承载力关系，本规范 1989 版仍保留了地基承载力表，列入附录，并在使用上加以适当限制。承载力表使用方便是其主要优点，但也存在一些问题。承载力表是用大量的试验数据，通过统计分析得到的。我国各地土质条件各异，用几张表格很难概括全国的规律。用查表法确定承载力，在大多数地区可能基本适合或偏保守，但也不排除个别地区可能不安全。此外，随着设计水平的提高和对工程质量要求的趋于严格，变形控制已是地基设计的重要原则，本规范作为国标，如仍沿用承载力表，显然已不适应当前的要求，本规范 2002 版已决定取消有关承载力表的条文和附录，勘察单位应根据试验和地区经验确定地基承载力等设计参数。

4.2.2 工程特性指标的代表值,对于地基计算至关重要。本条明确规定了代表值的选取原则。标准值取其概率分布的 0.05 分位数;地基承载力特征值是指由载荷试验地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形对应的压力值,实际即为地基承载力的允许值。

4.2.3 载荷试验是确定岩土承载力和变形参数的主要方法,本规范 1989 版列入了浅层平板载荷试验。考虑到浅层平板载荷试验不能解决深层土的问题,本规范 2002 版修订增加了深层载荷试验的规定。这种方法已积累了一定经验,为了统一操作,将其试验要点列入了本规范的附录 D。

4.2.4 采用三轴剪切试验测定土的抗剪强度,是国际上常规的方法。优点是受力条件明确,可以控制排水条件,既可用于总应力法,也可用于有效应力法;缺点是对取样和试验操作要求较高,土质不均时试验成果不理想。相比之下,直剪试验虽然简便,但受力条件复杂,无法控制排水,故本规范 2002 版修订推荐三轴试验。鉴于多数工程施工速度快,较接近于不固结不排水试验条件,故本规范推荐 UU 试验。而且,用 UU 试验成果计算,一般比较安全。但预压固结的地基,应采用固结不排水剪。进行 UU 试验时,宜在土的有效自重压力下预固结,更符合实际。

鉴于现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 中未提出土的有效自重压力下预固结 UU 试验操作方法,本规范对其试验要点说明如下:

1 试验方法适用于细粒土和粒径小于 20mm 的粗粒土。

2 试验必须制备 3 个以上性质相同的试样,在不同的周围压力下进行试验,周围压力宜根据工程实际荷重确定。对于填土,最大一级周围压力应与最大的实际荷重大致相等。

注:试验宜在恒温条件下进行。

3 试样的制备应满足相关规范的要求。对于非饱和土,试样应保持土的原始状态;对于饱和土,试样应预先进行饱和。

4 试样的安装、自重压力固结，应按下列步骤进行：

- 1) 在压力室的底座上，依次放上不透水板、试样及不透水试样帽，将橡皮膜用承膜筒套在试样外，并用橡皮圈将橡皮膜两端与底座及试样帽分别扎紧。
- 2) 将压力室罩顶部活塞提高，放下压力室罩，将活塞对准试样中心，并均匀地拧紧底座连接螺母。向压力室内注满纯水，待压力室顶部排气孔有水溢出时，拧紧排气孔，并将活塞对准测力计和试样顶部。
- 3) 将离合器调至粗位，转动粗调手轮，当试样帽与活塞及测力计接近时，将离合器调至细位，改用细调手轮，使试样帽与活塞及测力计接触，装上变形指示计，将测力计和变形指示计调至零位。
- 4) 开周围压力阀，施加相当于自重压力的周围压力。
- 5) 施加周围压力 1h 后关排水阀。
- 6) 施加试验需要的周围压力。

5 剪切试样应按下列步骤进行：

- 1) 剪切应变速率宜为每分钟应变 $0.5\% \sim 1.0\%$ 。
- 2) 启动电动机，合上离合器，开始剪切。试样每产生 $0.3\% \sim 0.4\%$ 的轴向应变（或 0.2mm 变形值），测记一次测力计读数和轴向变形值。当轴向应变大于 3% 时，试样每产生 $0.7\% \sim 0.8\%$ 的轴向应变（或 0.5mm 变形值），测记一次。
- 3) 当测力计读数出现峰值时，剪切应继续进行到轴向应变为 $15\% \sim 20\%$ 。
- 4) 试验结束，关电动机，关周围压力阀，脱开离合器，将离合器调至粗位，转动粗调手轮，将压力室降下，打开排气孔，排除压力室内的水，拆卸压力室罩，拆除试样，描述试样破坏形状，称试样质量，并测定含水率。

6 试验数据的计算和整理应满足相关规范要求。

室内试验确定土的抗剪强度指标影响因素很多，包括土的分层合理性、土样均匀性、操作水平等，某些情况下使试验结果的变异系数较大，这时应分析原因，增加试验组数，合理取值。

4.2.5 土的压缩性指标是建筑物沉降计算的依据。为了与沉降计算的受力条件一致，强调施加的最大压力应超过土的有效自重压力与预计的附加压力之和，并取与实际工程相同的压力段计算变形参数。

考虑土的应力历史进行沉降计算的方法，注意了欠压密土在土的自重压力下的继续压密和超压密土的卸荷再压缩，比较符合实际情况，是国际上常用的方法，应通过高压固结试验测定有关参数。

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

5.1.3 本条为强制性条文。除岩石地基外，位于天然土质地基上的高层建筑筏形或箱形基础应有适当的埋置深度，以保证筏形和箱形基础的抗倾覆和抗滑移稳定性，否则可能导致严重后果，必须严格执行。

随着我国城镇化进程，建设土地紧张，高层建筑设地下室，不仅满足埋置深度要求，还增加使用功能，对软土地基还能提高建筑物的整体稳定性，所以一般情况下高层建筑宜设地下室。

5.1.4 本条给出的抗震设防区内的高层建筑筏形和箱形基础埋深不宜小于建筑物高度的 $1/15$ ，是基于工程实践和科研成果。北京市勘察设计院[张在明]等在分析北京八度抗震设防区内高层建筑地基整体稳定性与基础埋深的关系时，以二幢分别为 15 层和 25 层的建筑，考虑了地震作用和地基的种种不利因素，用圆弧滑动面法进行分析，其结论是：从地基稳定的角度考虑，当 25 层建筑物的基础埋深为 1.8m 时，其稳定安全系数为 1.44，如埋深为 3.8m ($1/17.8$) 时，则安全系数达到 1.64。对位于岩石地基上的高层建筑筏形和箱形基础，其埋置深度应根据抗滑移的要求来确定。

5.1.6 在城市居住密集的地方往往新旧建筑物距离较近，当新建建筑物与原有建筑物距离较近，尤其是新建建筑物基础埋深大于原有建筑物时，新建建筑物会对原有建筑物产生影响，甚至会危及原有建筑物的安全或正常使用。为了避免新建建筑物对原有建筑物的影响，设计时应考虑与原有建筑物保持一定的安全距离，该安全距离应通过分析新旧建筑物的地基承载力、地基变形和地基稳定性来确定。通常决定建筑物相邻影响距离大小的因

素，主要有新建建筑物的沉降量和原有建筑物的刚度等。新建建筑物的沉降量与地基土的压缩性、建筑物的荷载大小有关，而原有建筑物的刚度则与其结构形式、长高比以及地基土的性质有关。本规范第 7.3.3 条为相邻建筑物基础间净距的相关规定，这是根据国内 55 个工程实例的调查和分析得到的，满足该条规定的净距要求一般可不考虑对相邻建筑的影响。

当相邻建筑物较近时，应采取减小相互影响：1 尽量减小新建建筑物的沉降量；2 新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础；3 选择对地基变形不敏感的结构形式；4 采取有效的施工措施，如分段施工、采取有效的支护措施以及对原有建筑物地基进行加固等措施。

5.1.7 “场地冻结深度” 在本规范 2002 版中称为“设计冻深”，其值是根据当地标准冻深，考虑建设场地所处地基条件和环境条件，经修正后采取的更接近实际的冻深值。本次修订将“设计冻深”改为“场地冻结深度”，以使概念更加清晰准确。

附录 F《中国季节性冻土标准冻深线图》是在标准条件下取得的，该标准条件即为标准冻结深度的定义：地下水位与冻结锋面之间的距离大于 2m，不冻胀黏性土，地表平坦、裸露，城市之外的空旷场地中，多年实测（不少于十年）最大冻深的平均值。由于建设场地通常不具备上述标准条件，所以标准冻结深度一般不直接用于设计中，而是要考虑场地实际条件将标准冻结深度乘以冻深影响系数，使得到的场地冻深更接近实际情况。公式 5.1.7 中主要考虑了土质系数、湿度系数、环境系数。

土质对冻深的影响是众所周知的，因岩性不同其热物理参数也不同，粗颗粒土的导热系数比细颗粒土的大。因此，当其他条件一致时，粗颗粒土比细颗粒土的冻深大，砂类土的冻深比黏性土的大。我国对这方面问题的实测数据不多，不系统，前苏联 1974 年和 1983 年《房屋及建筑物地基》设计规范中有明确规定，本规范采纳了他们的数据。

土的含水量和地下水位对冻深也有明显的影响，因土中水在

相变时要放出大量的潜热，所以含水量越多，地下水位越高（冻结时向上迁移水量越多），参与相变的水量就越多，放出的潜热也就越多，由于冻胀土冻结的过程也是放热的过程，放热在某种程度上减缓了冻深的发展速度，因此冻深相对变浅。

城市的气温高于郊外，这种现象在气象学中称为城市的“热岛效应”。城市里的辐射受热状况发生改变（深色的沥青屋顶及路面吸收大量阳光），高耸的建筑物吸收更多的阳光，各种建筑材料的热容量和传热量大于松土。据计算，城市接受的太阳辐射量比郊外高出 10%~30%，城市建筑物和路面传送热量的速度比郊外湿润的砂质土壤快 3 倍，工业排放、机动车辆排放尾气，人为活动等都放出很多热量，加之建筑群集中，风小对流差等，使周围气温升高。这些都导致了市区冻结深度小于标准冻深，为使设计时采用的冻深数据更接近实际，原规范根据国家气象局气象科学研究院气候所、中国科学院、北京地理研究所气候室提供的数据，给出了环境对冻深的影响系数，经多年使用没有问题，因此本次修订对此不作修改，但使用时应注意，此处所说的城市（市区）是指城市集中区，不包括郊区和市属县、镇。

冻结深度与冻土层厚度两个概念容易混淆，对不冻胀土二者相同，但对冻胀性土，尤其强冻胀以上的土，二者相差颇大。对于冻胀性土，冬季自然地面是随冻胀量的加大而逐渐上抬的，此时钻探（挖探）量测的冻土层厚度包含了冻胀量，设计基础埋深时所需的冻深值是自冻前自然地面算起的，它等于实测冻土层厚度减去冻胀量，为避免混淆，在公式 5.1.7 中予以明确。

关于冻深的取值，尽量应用当地的实测资料，要注意个别年份挖探一个、两个数据不能算实测数据，多年实测资料（不少于十年）的平均值才为实测数据。

5.1.8 季节冻土地区基础合理浅埋在保证建筑安全方面是可以实现的，为此冻土学界从 20 世纪 70 年代开始做了大量的研究实践工作，取得了一定的成效，并将浅埋方法编入规范中。本次规范修订保留了原规范基础浅埋方法，但缩小了应用范围，将基底

允许出现冻土层应用范围控制在深厚季节冻土地地区的不冻胀、弱冻胀和冻胀土地地，修订主要依据如下：

1 原规范基础浅埋方法目前实际设计中使用不普遍。从本规范 1974 版、1989 版到 2002 版，根据当时国情和低层建筑较多的情况，为降低基础工程费用，规范都给出了基础浅埋方法，但目前在实际应用中实施基础浅埋的工程比例不大。经调查了解，我国浅季节冻土地地区（冻深小于 1m）除农村低层建筑外基本没有实施基础浅埋。中厚季节冻土地地区（冻深在 1m~2m 之间）多层建筑和冻胀性较强的地基也很少有浅埋基础，基础埋深多数控制在地地冻深以下。在深厚季节性冻土地地区（冻深大于 2m）冻胀性不强的地基上浅埋基础较多。浅埋基础应用不多的原因一是设计者对基础浅埋不放心；二是多数勘察资料对冻深范围内的土层不给地基基础设计参数；三是多数情况冻胀性土层不是适宜的持力层。

2 随着国家经济的发展，人们对基础浅埋带来的经济效益与房屋建筑的安全性、耐久性之间，更加重视房屋建筑的安全性、耐久性。

3 基础浅埋后如果使用过程中地基浸水，会造成地基土冻胀性的增强，导致房屋出现冻胀破坏。此现象在采用了浅埋基础的三层以下建筑时有发生。

4 冻胀性强的土融化时的冻融软化现象使基础出现短时的沉陷，多年累积可导致部分浅埋基础房屋使用 20 年~30 年后室内地面低于室外地面，甚至出现进屋下台阶现象。

5 目前西欧、北美、日本和俄罗斯规范规定基础埋深均不小于冻深。

鉴于上述情况，本次规范修订提出在浅季节冻土地地区、中厚季节冻土地地区和深厚季节冻土地地区中冻胀性较强的地基不宜实施基础浅埋，在深厚季节冻土地地区的不冻胀、弱冻胀、冻胀土地地基可以实施基础浅埋，并给出了基底最大允许冻土层厚度表。该表是原规范表保留了弱冻胀、冻胀土数据基础上进行了取整修改。

5.1.9 防切向冻胀力的措施如下:

切向冻胀力是指地基土冻结膨胀时产生的其作用方向平行基础侧面的冻胀力。基础防切向冻胀力方法很多,采用时应根据工程特点、地方材料和经验确定。以下介绍3种可靠的方法。

(一) 基侧填砂

用基侧填砂来减小或消除切向冻胀力,是简单易行的方法。地基土在冻结膨胀时所产生的冻胀力通过土与基础牢固冻结在一起的剪切面传递,砂类土的持水能力很小,当砂土处在地下水位之上时,不但为非饱和土而且含水量很小,其力学性能接近松散冻土,所以砂土与基础侧表面冻结在一起的冻结强度很小,可传递的切向冻胀力亦很小。在基础施工完成后回填基坑时在基侧外表(采暖建筑)或四周(非采暖建筑)填入厚度不小于100mm的中、粗砂,可以起到良好的防切向冻胀力破坏的效果。本次修订将换填厚度由原来的100mm改为200mm,原因是100mm施工困难,且容易造成换填层不连续。

(二) 斜面基础

截面为上小下大的斜面基础就是将独立基础或条形基础的台阶或放大脚做成连续的斜面,其防切向冻胀力作用明显,但它容易被理解为是用下部基础断面中的扩大部分来阻止切向冻胀力将基础抬起,这种理解是错误的。现对其原理分析如下:

在冬初当第一层土冻结时,土产生冻胀,并同时出现两个方向膨胀:沿水平方向膨胀基础受一水平作用力 H_1 ;垂直方向上膨胀基础受一作用力 V_1 。 V_1 可分解成两个分力,即沿基础斜边的 τ_{12} 和沿基础斜边法线方向的 N_{12} , τ_{12} 即是由于土有向上膨胀趋势对基础施加的切向冻胀力, N_{12} 是由于土有向上膨胀的趋势对基础斜边法线方向作用的拉应力。水平冻胀力 H_1 也可分解成两个分力,其一是 τ_{11} ,其二是 N_{11} , τ_{11} 是由于水平冻胀力的作用施加在基础斜边上的切向冻胀力, N_{11} 则是由于水平冻胀力作用施加在基础斜边上的正压力(见图1受力分布图)。此时,第一层土作用于基侧的切向冻胀力为 $\tau_1 = \tau_{11} + \tau_{12}$,正压力 $N_1 =$

$N_{11}-N_{12}$ 。由于 N_{12} 为正拉力，它的存在将降低基侧受到的正压力数值。当冻结界面发展到第二层土时，除第一层的原受力不变之外又叠加了第二层土冻胀时对第一层的作用，由于第二层土冻胀时受到第一层的约束，使第一层土对基侧的切向冻胀力增加至 $\tau_1 = \tau_{11} + \tau_{12} + \tau_{22}$ ，而且当冻结第二层土时第一层土所处位置的土温又有所降低，土在产生水平冻胀后出现冷缩，令冻土层的冷缩拉力为 N_c ，此时正压力为 $N_1 = N_{11} - N_{12} - N_c$ 。当冻层发展到第三层土时，第一、二层重又出现一次上述现象。

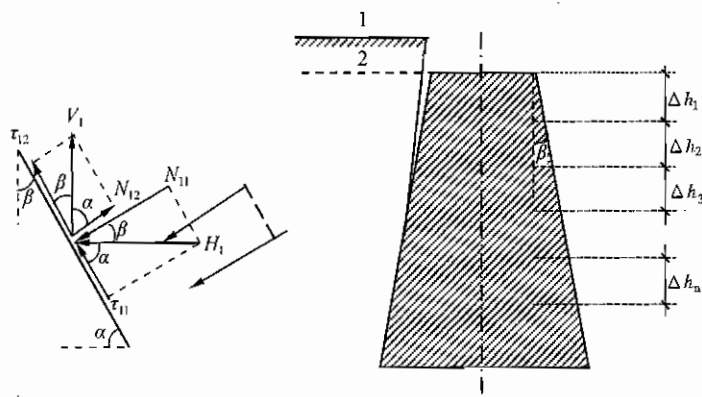


图1 斜面基础基侧受力分布图

1—冻后地面；2—冻前地面

由以上分析可以看出，某层的切向冻胀力随冻深的发展而逐步增加，而该层位置基础斜面上受到的冻胀压应力随冻深的发展数值逐渐变小，当冻深发展到第 n 层，第一层的切向冻胀力超过基侧与土的冻结强度时，基础便与冻土产生相对位移，切向冻胀力不再增加而下滑，出现卸荷现象。 N_1 由一开始冻结产生较大的压应力，随着冻深向下发展、土温的降低、下层土的冻胀等作用，拉应力分量在不断地增长，当达到一定程度， N_1 由压力变成拉力，所以当达到抗拉强度极限时，基侧与土将开裂，由于冻土的受拉呈脆性破坏，一旦开裂很快延基侧向下延伸扩展，这一开裂，使基础与基侧土之间产生空隙，切向冻胀力也就不复存

在了。

应该说明的是，在冻胀土层范围之内的基础扩大部分根本起不到锚固作用，因在上层冻胀时基础下部所出现的锚固力，等冻深发展到该层时，随着该层的冻胀而消失了，只有处在下部未冻土中基础的扩大部分才起锚固作用，但我们所说的浅埋基础根本不存在这一伸入未冻土层中的部分。

在闫家岗冻土站不同冻胀性土的场地上进行了多组方锥形（截头锥）桩基础的多年观测，观测结果表明，当 β 角大于等于 9° 时，基础即是稳定的，见图2。基础稳定的原因不是由于切向冻胀力被下部扩大部分给锚住，而是由于在倾斜表面上出现拉力分量与冷缩分量叠加之后的开裂，切向冻胀力退出工作所造成的，见图3的试验结果。

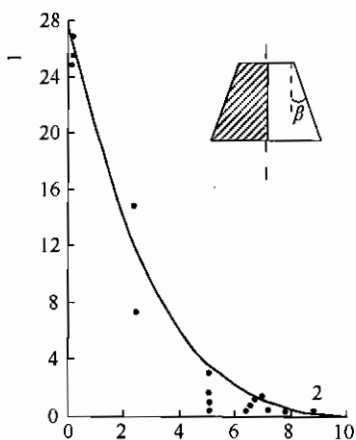


图2 斜面基础的抗冻拔试验

1—基础冻拔量 (cm); 2— β ($^\circ$)

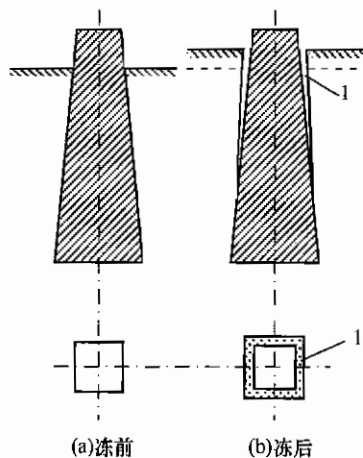


图3 斜面基础的防冻胀试验

1—空隙

用斜面基础防切向冻胀力具有如下特点：

1 在冻胀作用下基础受力明确，技术可靠。当其倾斜角 β 大于等于 9° 时，将不会出现因切向冻胀力作用而导致的冻害事故发生。

- 2 不但可以在地下水位之上，也可在地下水位之下应用。
- 3 耐久性好，在反复冻融作用下防冻胀效果不变。
- 4 不用任何防冻胀材料就可解决切向冻胀问题。

该种基础施工时比常规基础复杂，当基础侧面较粗糙时，可用水泥砂浆将基础侧面抹平。

（三）保温基础

在基础外侧采取保温措施是消除切向冻胀力的有效方法。日本称其为“裙式保温法”，20 世纪 90 年代开始在北海道进行研究和实践，取得了良好的效果。该方法可在冻胀性较强、地下水位较高的地基中使用，不但可以消除切向冻胀力，还可以减少地面热损耗，同时实现基础浅埋。

基础保温方法见图 4。保温层厚度应根据地区气候条件确定，水平保温板上面应有不小于 300mm 厚土层保护，并不小于 5% 的向外排水坡度，保温宽度应不小于自保温层以下算起的场地冻结深度。

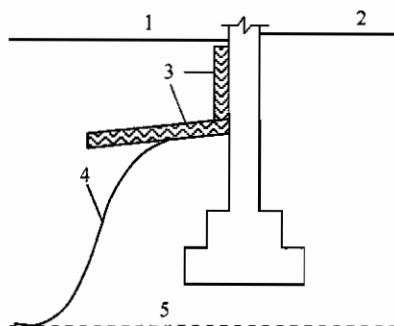


图 4 保温基础示意

1—室外地面；2—采暖室内地面；3—苯板保温层；

4—实际冻深线；5—原场地冻深线

5.2 承载力计算

5.2.4 大面积压实填土地基，是指填土宽度大于基础宽度两倍的质量控制严格的填土地基，质量控制不满足要求的填土地基深

度修正系数应取 1.0。

目前建筑工程大量存在着主裙楼一体的结构，对于主体结构地基承载力的深度修正，宜将基础底面以上范围内的荷载，按基础两侧的超载考虑，当超载宽度大于基础宽度两倍时，可将超载折算成土层厚度作为基础埋深，基础两侧超载不等时，取小值。

5.2.5 根据土的抗剪强度指标确定地基承载力的计算公式，条件原为均布压力。当受到较大的水平荷载而使合力的偏心距过大时，地基反力分布将很不均匀，根据规范要求 $p_{kmax} \leq 1.2f_a$ 的条件，将计算公式增加一个限制条件为：当偏心距 $e \leq 0.033b$ 时，可用该式计算。相应式中的抗剪强度指标 c 、 φ ，要求采用附录 E 求出的标准值。

5.2.6 岩石地基的承载力一般较土高得多。本条规定：“用岩石地基载荷试验确定”。但对完整、较完整和较破碎的岩体可以取样试验时，可以根据饱和单轴抗压强度标准值，乘以折减系数确定地基承载力特征值。

关键问题是如何确定折减系数。岩石饱和单轴抗压强度与地基承载力之间的不同在于：第一，抗压强度试验时，岩石试件处于无侧限的单轴受力状态；而地基承载力则处于有围压的三轴应力状态。如果地基是完整的，则后者远远高于前者。第二，岩块强度与岩体强度是不同的，原因在于岩体中存在或多或少、或宽或窄、或显或隐的裂隙，这些裂隙不同程度地降低了地基的承载力。显然，越完整、折减越少；越破碎，折减越多。由于情况复杂，折减系数的取值原则上由地方经验确定，无经验时，按岩体的完整程度，给出了一个范围值。经试算和与已有的经验对比，条文给出的折减系数是安全的。

至于“破碎”和“极破碎”的岩石地基，因无法取样试验，故不能用该法确定地基承载力特征值。

岩样试验中，尺寸效应是一个不可忽视的因素。本规范规定试件尺寸为 $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ 。

5.2.7 本规范 1974 版中规定了矩形基础和条形基础下的地基压

力扩散角（压力扩散线与垂直线的夹角），一般取 22° ，当土层为密实的碎石土，密实的砾砂、粗砂、中砂以及坚硬和硬塑状态的黏土时，取 30° 。当基础底面至软弱下卧层顶面以上的土层厚度小于或等于 $1/4$ 基础宽度时，可按 0° 计算。

双层土的压力扩散作用有理论解，但缺乏试验证明，在 1972 年开始编制地基规范时主要根据理论解及仅有的一个由四川省科研所提供的现场载荷试验。为慎重起见，提出了上述的应用条件。在 89 版修订规范时，由天津市建研所进行了大批室内模型试验及三组野外试验，得到一批数据。由于试验局限在基宽与硬层厚度相同的条件，对于大家希望解决的较薄硬土层的扩散作用只有借助理论公式探求其合理应用范围。以下就修改补充部分进行说明：

天津建研所完成了硬层土厚度 z 等于基宽 b 时硬层的压力扩散角试验，试验共 16 组，其中野外载荷试验 2 组，室内模型试验 14 组，试验中进行了软层顶面处的压力测量。

试验所选用的材料，室内为粉质黏土、淤泥质黏土，用人工制备。野外用煤球灰及石屑。双层土的刚度指标用 $\alpha = E_{s1}/E_{s2}$ 控制，分别取 $\alpha = 2、4、5、6$ 等。模型基宽为 360mm 及 200mm 两种，现场压板宽度为 1410mm。

现场试验下卧层为煤球灰，变形模量为 2.2MPa，极限荷载 60kPa，按 $s=0.015b \approx 21.1\text{mm}$ 时所对应的压力仅仅为 40kPa。（图 5，曲线 1）。上层硬土为振密煤球灰及振密石屑，其变形模量为 10.4MPa 及 12.7MPa，这两组试验 $\alpha = 5、6$ ，从图 5 曲线中可明显看到：当 $z=b$ 时， $\alpha = 5、6$ 的硬层有明显的压力扩散作用，曲线 2 所反映的承载力为曲线 1 的 3.5 倍，曲线 3 所反映的承载力为曲线 1 的 4.25 倍。

室内模型试验：硬层为标准砂， $e=0.66$ ， $E_s=11.6\text{MPa} \sim 14.8\text{MPa}$ ；下卧软层分别选用流塑状粉质黏土，变形模量在 4MPa 左右；淤泥质土变形模量为 2.5MPa 左右。从载荷试验曲线上很难找到这两类土的比例界线值，见图 6，曲线 1 流塑状粉

质黏土 $s=50\text{mm}$ 时的强度仅 20kPa 。作为双层地基，当 $\alpha=2$ ， $s=50\text{mm}$ 时的强度为 56kPa （曲线 2）， $\alpha=4$ 时为 70kPa （曲线 3）， $\alpha=6$ 时为 96kPa （曲线 4）。虽然按同一下沉量来确定强度是欠妥的，但可反映垫层的扩散作用，说明 θ 值愈大，压力扩散的效果愈显著。

关于硬层压力扩散角的确定一般有两种方法，一种是取承载力比值倒算 θ 角，另一种是采用实测压力比值，天津建研所采用后一种方法，取软层顶三个压力实测平均值作为扩散到软层上的压力值，然后按扩散角公式求 θ 值。

从图 6 中可以看出： $p-\theta$ 曲线上按实测压力求出的 θ 角随荷载增加迅速降低，到硬土层出现开裂后降到最低值。

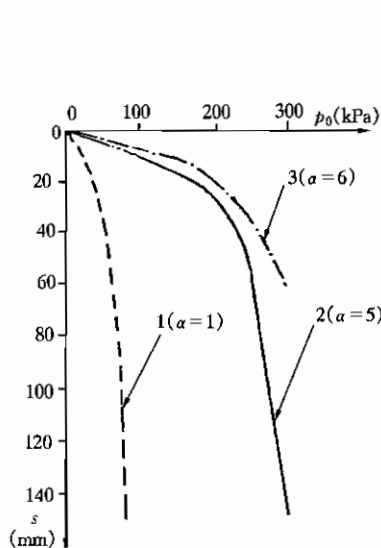


图 5 现场载荷试验 $p-s$ 曲线
1—原有煤球灰地基；2—振密煤球灰地基；3—振密土石屑地基

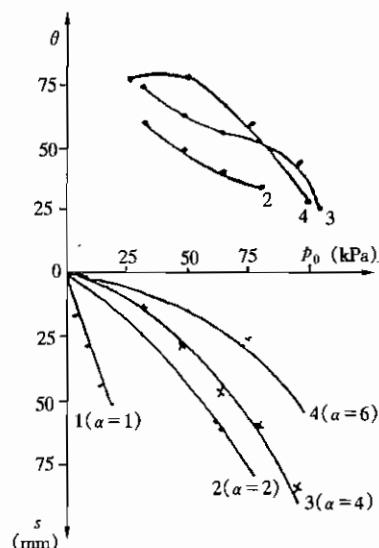


图 6 室内模型试验 $p-s$ 曲线 $p-\theta$ 曲线
注： $\alpha=2、4$ 时，下层土模量为 4.0MPa ； $\alpha=6$ 时，下层土模量为 2.9MPa 。

根据平面模型实测压力计算的 θ 值分别为： $\alpha=4$ 时， $\theta=24.67^\circ$ ； $\alpha=5$ 时， $\theta=26.98^\circ$ ； $\alpha=6$ 时， $\theta=27.31^\circ$ ；均小于 30° ，

而直观的破裂角却为 30° (图 7)。

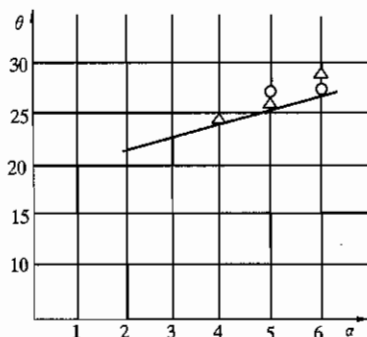


图 7 双层地基试验 α - θ 曲线

△—室内试验；○—现场试验

现场载荷试验实测压力值见表 3。

表 3 现场实测压力

载荷板下压力 p_0 (kPa)		60	80	100	140	160	180	220	240	260	300
软弱下卧层 面上平均 压力 p_z (kPa)	2 ($\alpha=5$)	27.3		31.2			33.2	50.5		87.9	130.3
	3 ($\alpha=6$)		24			26.7			33.5		704

按表 3 实测压力做图 8, 可以看出, 当荷载增加到 a 点后, 传到软土顶界面上的压力急骤增加, 即压力扩散角迅速降低, 到 b 点时, $\alpha=5$ 时为 28.6° , $\alpha=6$ 时为 28° , 如果按 a 点所对应的压

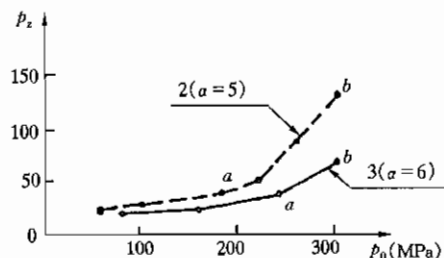


图 8 载荷板压力 p_0 与界面压力 p_z 关系

力分别为 180kPa、240kPa，其对应的扩散角为 30.34°及 36.85°，换言之，在 $p-s$ 曲线中比例界限范围内的 θ 角比破坏时略高。

为讨论这个问题，在缺乏试验论证的条件下，只能借助已有理论解进行分析。

根据叶戈罗夫的平面问题解答，条形均布荷载下双层地基中点应力 p_z 的应力系数 k_z 见表 4。

表 4 条形基础中点地基应力系数

z/b	$\nu=1.0$	$\nu=5.0$	$\nu=10.0$	$\nu=15.0$
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	1.02	0.95	0.87	0.82
0.50	0.90	0.69	0.58	0.52
1.00	0.60	0.41	0.33	0.29

$$\text{注: } \nu = \frac{E_{s1}}{E_{s2}} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{\mu_1^2}$$

E_{s1} ——硬土层土的变形模量；

E_{s2} ——下卧软土层的变形模量。

换算为 α 时， $\nu=5.0$ 大约相当 $\alpha=4$ ；

$\nu=10.0$ 大约相当 $\alpha=7\sim 8$ ；

$\nu=15.0$ 大约相当 $\alpha=12$ 。

将应力系数换算为压力扩散角可建表如下：

表 5 压力扩散角 θ

z/b	$\nu=1.0, \alpha=1$	$\nu=5.0, \alpha \approx 4$	$\nu=10.0, \alpha \approx 7 \sim 8$	$\nu=15.0, \alpha \approx 12$
0.00	—	—	—	—
0.25	0	5.94°	16.63°	23.7°
0.50	3.18°	24.0°	35.0°	42.0°
1.00	18.43°	35.73°	45.43°	50.75°

从计算结果分析，该值与图 6 所示试验值不同，当压力小时，试验值大于理论值，随着压力增加，试验值逐渐减小。到接近破坏时，试验值趋近于 25°，比理论值小 50% 左右，出现上述现象的原因可能是理论值只考虑土直线变形段的应力扩散，当压

板下出现塑性区即载荷试验出现拐点后，土的应力应变关系已呈非线性性质，当下卧层土较差时，硬层挠曲变形不断增加，直到出现开裂。这时压力扩散角取决于上层土的刚性角逐渐达到某一定值。从地基承载力的角度出发，采用破坏时的扩散角验算下卧层的承载力比较安全可靠，并与实测土的破裂角度相当。因此，在采用理论值计算时， θ 大于 30° 的均以 30° 为限， θ 小于 30° 的则以理论计算值为基础；求出 $z=0.25b$ 时的扩散角，见图 9。

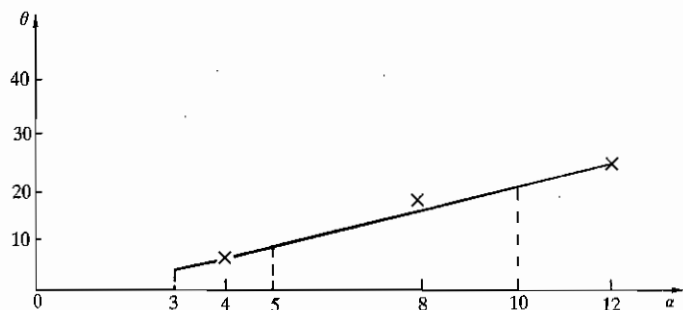


图 9 $z=0.25b$ 时 $\alpha-\theta$ 曲线 (计算值)

从表 5 可以看到 $z=0.5b$ 时，扩散角计算值均大于 $z=6$ 时图 7 所给出的试验值。同时， $z=0.5b$ 时的扩散角不宜大于 $z=b$ 时所得试验值。故 $z=0.5b$ 时的扩散角仍按 $z=b$ 时考虑，而大于 $0.5b$ 时扩散角亦不再增加。从试验所示的破裂面的出现以及任一材料都有一个强度限值考虑，将扩散角限制在一定范围内还是合理的。综上所述，建议条形基础下硬土层地基的扩散角如表 6 所示。

表 6 条形基础压力扩散角

E_{s1}/E_{s2}	$z=0.25b$	$z=0.5b$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

关于方形基础的扩散角与条形基础扩散角，可按均质土中的压力扩散系数换算，见表 7。

表 7 扩散角对照

z/b	压力扩散系数		压力扩散角	
	方形	条形	方形	条形
0.2	0.960	0.977	2.95°	3.36°
0.4	0.800	0.881	8.39°	9.58°
0.6	0.606	0.755	13.33°	15.13°
1.0	0.334	0.550	20.00°	22.24°

从表 7 可以看出,在相等的均布压力作用下,压力扩散系数差别很大,但在 z/b 在 1.0 以内时,方形基础与条形基础的扩散角相差不超过 2°,该值与建表误差相比已无实际意义,故建议采用相同值。

5.3 变形计算

5.3.1 本条为强制性条文。地基变形计算是地基设计中的一个重要组成部分。当建筑物地基产生过大的变形时,对于工业与民用建筑来说,都可能影响正常的生产或生活,危及人们的安全,影响人们的心理状态。

5.3.3 一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量,对于碎石或砂土可认为其最终沉降量已完成 80% 以上,对于其他低压缩性土可认为已完成最终沉降量的 50%~80%,对于中压缩性土可认为已完成 20%~50%,对于高压缩性土可认为已完成 5%~20%。

5.3.4 本条为强制性条文。本条规定了地基变形的允许值。本规范从编制 1974 年版开始,收集了大量建筑物的沉降观测资料,加以整理分析,统计其变形特征值,从而确定各类建筑物能够允许的地基变形限制。经历 1989 年版和 2002 年版的修订、补充,本条规定的地基变形允许值已被证明是行之有效的。

对表 5.3.4 中高度在 100m 以上高耸结构物(主要为高烟囱)基础的倾斜允许值和高层建筑物基础倾斜允许值,分别说明如下:

(一) 高耸构筑物部分: (增加 $H > 100\text{m}$ 时的允许变形值)

1 国内外规范、文献中烟囱高度 $H > 100\text{m}$ 时的允许变形值的有关规定:

1) 我国《烟囱设计规范》GBJ 51—83 (表 8)

表 8 基础允许倾斜值

烟囱高度 H (m)	基础允许倾斜值	烟囱高度 H (m)	基础允许倾斜值
$100 < H \leq 150$	≤ 0.004	$200 < H$	≤ 0.002
$150 < H \leq 200$	≤ 0.003		

上述规定的基础允许倾斜值, 主要根据烟囱筒身的附加弯矩不致过大。

2) 前苏联地基规范 СНиП 2.02.01—83(1985 年)(表 9)

表 9 地基允许倾斜值和沉降值

烟囱高度 H (m)	地基允许倾斜值	地基平均沉降量(mm)
$100 < H < 200$	$1/(2H)$	300
$200 < H < 300$	$1/(2H)$	200
$300 < H$	$1/(2H)$	100

3) 基础分析与设计 (美) J. E. BOWLES (1977 年)
烟囱、水塔的圆环基础的允许倾斜值为 0.004。

4) 结构的允许沉降 (美) M. I. ESRIG (1973 年)
高大的刚性建筑物明显可见的倾斜为 0.004。

2 确定高烟囱基础允许倾斜值的依据:

1) 影响高烟囱基础倾斜的因素

- ① 风力;
- ② 日照;
- ③ 地基土不均匀及相邻建筑物的影响;
- ④ 由施工误差造成的烟囱筒身基础的偏心。

上述诸因素中风、日照的最大值仅为短时间作用, 而地基不均匀与施工误差的偏心则为长期作用, 相对的讲后者更为重要。

根据 1977 年电力系统高烟囱设计问题讨论会议纪要，从已建成的高烟囱看，烟囱筒身中心垂直偏差，当采用激光对中找直后，顶端施工偏差值均小于 $H/1000$ ，说明施工偏差是很小的。因此，地基土不均匀及相邻建筑物的影响是高烟囱基础产生不均匀沉降（即倾斜）的重要因素。

确定高烟囱基础的允许倾斜值，必须考虑基础倾斜对烟囱筒身强度和地基土附加压力的影响。

2) 基础倾斜产生的筒身二阶弯矩在烟囱筒身总附加弯矩中的比率

我国烟囱设计规范中的烟囱筒身由风荷载、基础倾斜和日照所产生的自重附加弯矩公式为：

$$M_t = \frac{Gh}{2} \left[\left(H - \frac{2}{3}h \right) \left(\frac{1}{\rho_w} + \frac{\alpha_{hz}\Delta_t}{2\gamma_0} \right) + m_0 \right]$$

式中： G ——由筒身顶部算起 $h/3$ 处的烟囱每米高的折算自重 (kN)；

h ——计算截面至筒顶高度 (m)；

H ——筒身总高度 (m)；

$\frac{1}{\rho_w}$ ——筒身代表截面处由风荷载及附加弯矩产生的曲率；

α_{hz} ——混凝土总变形系数；

Δ_t ——筒身日照温差，可按 20°C 采用；

m_0 ——基础倾斜值；

γ_0 ——由筒身顶部算起 $0.6H$ 处的筒壁平均半径 (m)。

从上式可看出，当筒身曲率 $\frac{1}{\rho_w}$ 较小时附加弯矩中基础倾斜部分才起较大作用，为了研究基础倾斜在筒身附加弯矩中的比率，有必要分析风、日照、地基倾斜对上式的影响。在 m_0 为定值时，由基础倾斜引起的附加弯矩与总附加弯矩的比值为：

$$m_0 / \left[\left(H - \frac{2}{3}h \right) \left(\frac{1}{\rho_w} + \frac{\alpha_{hz}\Delta_t}{2\gamma_0} \right) + m_0 \right]$$

显然，基础附加弯矩所占比率在强度阶段与使用阶段是不同的，后者较前者大些。

现以高度为 180m、顶部内径为 6m、风荷载为 50kgf/m^2 的烟囱为例：

在标高 25m 处求得的各项弯矩值为

$$\text{总风弯矩} \quad M_w = 13908.5t - m$$

$$\text{总附加弯矩} \quad M_f = 4394.3t - m$$

$$\text{其中：风荷附加} \quad M_{fw} = 3180.4$$

$$\text{日照附加} \quad M_r = 395.5$$

$$\text{地倾附加} \quad M_g = 818.4 \quad (m_g = 0.003)$$

可见当基础倾斜 0.003 时，由基础倾斜引起的附加弯矩仅占总弯矩 ($M_w + M_f$) 值的 4.6%，同样当基础倾斜 0.006 时，为 10%。综上所述，可以认为在一般情况下，筒身达到明显可见的倾斜 (0.004) 时，地基倾斜在高烟囱附加弯矩计算中是次要的。

但高烟囱在风、地震、温度、烟气侵蚀等诸多因素作用下工作，筒身又为环形薄壁截面，有关刚度、应力计算的因素复杂，并考虑到对邻接部分免受损害，参考了国内外规范、文献后认为，随着烟囱高度的增加，适当地递减烟囱基础允许倾斜值是合适的，因此，在修订 TJ 7-74 地基基础设计规范表 21 时，对高度 $h > 100\text{m}$ 高耸构筑物基础的允许倾斜值可采用我国烟囱设计规范的有关数据。

(二) 高层建筑部分

这部分主要参考《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6 有关规定及编制说明中有关资料定出允许变形值。

1 我国箱基规定横向整体倾斜的计算值 α ，在非地震区宜符合 $\alpha \leq \frac{b}{100H}$ ，式中， b 为箱形基础宽度； H 为建筑物高度。在箱基编制说明中提到在地震区 α 值宜用 $\frac{b}{150H} \sim \frac{b}{200H}$ 。

2 对刚性的高层房屋的允许倾斜值主要取决于人类感觉的

敏感程度，倾斜值达到明显可见的程度大致为 $1/250$ ，结构损坏则大致在倾斜值达到 $1/150$ 时开始。

5.3.5 该条指出：

1 压缩模量的取值，考虑到地基变形的非线性性质，一律采用固定压力段下的 E_s 值必然会引起沉降计算的误差，因此采用实际压力下的 E_s 值，即

$$E_s = \frac{1 + e_0}{\alpha}$$

式中： e_0 ——土自重压力下的孔隙比；

α ——从土自重压力至土的自重压力与附加压力之和压力段的压缩系数。

2 地基压缩层范围内压缩模量 E_s 的加权平均值

提出按分层变形进行 E_s 的加权平均方法

$$\text{设：} \quad \frac{\sum A_i}{E_s} = \frac{A_1}{E_{s1}} + \frac{A_2}{E_{s2}} + \frac{A_3}{E_{s3}} + \dots = \frac{\sum A_i}{E_{si}}$$

$$\text{则：} \quad \bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}}$$

式中： $\bar{E}_s$ ——压缩层内加权平均的 E_s 值 (MPa)；

E_{si} ——压缩层内第 i 层土的 E_s 值 (MPa)；

A_i ——压缩层内第 i 层土的附加应力面积 (m^2)。

显然，应用上式进行计算能够充分体现各分层土的 E_s 值在整个沉降计算中的作用，使在沉降计算中 E_s 完全等效于分层的 E_s 。

3 根据对 132 栋建筑物的资料进行沉降计算并与资料值进行对比得出沉降计算经验系数 ψ_s 与平均 E_s 之间的关系，在编制规范表 5.3.5 时，考虑了在实际工作中有时设计压力小于地基承载力的情况，将基底压力小于 $0.75f_{sk}$ 时另列一栏，在表 5.3.5 的数值方面采用了一个平均压缩模量值可对应给出一个 ψ_s 值，并允许采用内插方法，避免了采用压缩模量区间取一个 ψ_s 值，

在区间分界处因 ψ_s 取值不同而引起的误差。

5.3.7 对于存在相邻影响情况下的地基变形计算深度，这次修订时仍以相对变形作为控制标准（以下简称变形比法）。

在 TJ 7-74 规范之前，我国一直沿用前苏联 HHTY127-55 规范，以地基附加应力对自重应力之比为 0.2 或 0.1 作为控制计算深度的标准（以下简称应力比法），该法沿用成习，并有相当经验。但它没有考虑到土层的构造与性质，过于强调荷载对压缩层深度的影响而对基础大小这一更为重要的因素重视不足。自 TJ 7-74 规范试行以来，采用变形比法的规定，纠正了上述的毛病，取得了不少经验，但也存在一些问题。有的文献指出，变形比法规定向上取计算层厚为 1m 的计算变形值，对于不同的基础宽度，其计算精度不等。从与实测资料的对比分析中可以看出，用变形比法计算独立基础、条形基础时，其值偏大。但对于 $b=10\text{m}\sim 50\text{m}$ 的大基础，其值却与实测值相近。为使变形比法在计算小基础时，其计算 z_n 值也不至于偏大，经过多次统计，反复试算，提出采用 $0.3(1+\ln b)\text{m}$ 代替向上取计算层厚为 1m 的规定，取得较为满意的结果（以下简称修正变形比法）。第 5.3.7 条中的表 5.3.7 就是根据 $0.3(1+\ln b)\text{m}$ 的关系，以更粗的分格给出的向上计算层厚 Δz 值。

5.3.8 本条列入了当无相邻荷载影响时确定基础中点的变形计算深度简化公式 (5.3.8)，该公式系根据具有分层深标的 19 个载荷试验（面积 $0.5\text{m}^2\sim 13.5\text{m}^2$ ）和 31 个工程实测资料统计分析而得。分析结果表明。对于一定的基础宽度，地基压缩层的深度不一定随着荷载 (p) 的增加而增加。对于基础形状（如矩形基础、圆形基础）与地基土类别（如软土、非软土）对压缩层深度的影响亦无显著的规律，而基础大小和压缩层深度之间却有明显的有规律性的关系。

图 10 为以实测压缩层深度 z_s 与基础宽度 b 之比为纵坐标，而以 b 为横坐标的实测点和回归线图。实线方程 $z_s/b=2.0-0.41\ln b$ 为根据实测点求得的结果。为使曲线具有更高的保证率，

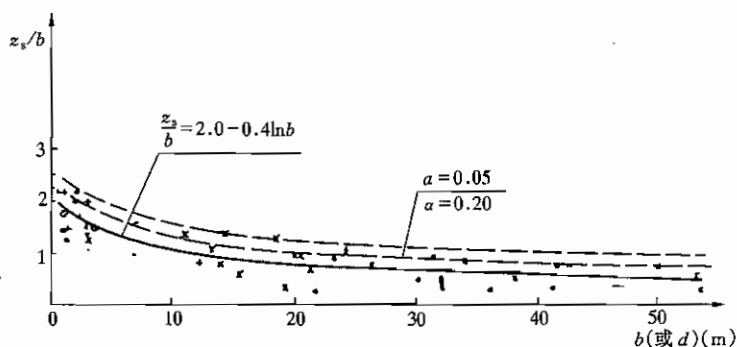


图 10 z_s/b 实测点和回归线

• 一圆形基础；+ 一方形基础；× 一矩形基础

方程式右边引入随机项 $t_a \varphi_0 S$ ，取置信度 $1 - \alpha = 95\%$ 时，该随机项偏于安全地取 0.5，故公式变为：

$$z_s = b (2.5 - 0.41 \ln b)$$

图 10 的实线之上有两条虚线。上层虚线为 $\alpha = 0.05$ ，具有置信度为 95% 的方程，即式 (5.3.8)。下层虚线为 $\alpha = 0.2$ ，具有置信度为 80% 的方程。为安全起见只推荐前者。

此外，从图 10 中可以看到绝大多数实测点分布在 $z_s/b = 2$ 的线以下。即使最高的个别点，也只位于 $z_s/b = 2.2$ 之处。国内外一些资料亦认为压缩层深度以取 $2b$ 或稍高一点为宜。

在计算深度范围内存在基岩或存在相对硬层时，按第 5.3.5 条的原则计算地基变形时，由于下卧硬层存在，地基应力分布明显不同于 Boussinesq 应力分布。为了减少计算工作量，此次条文修订增加对于计算深度范围内存在基岩和相对硬层时的简化计算原则。

在计算深度范围内存在基岩或存在相对硬层时，地基土层中最大压应力的分布可采用 K. E. 叶戈罗夫带式基础下的结果（表 10）。对于矩形基础，长短边边长之比大于或等于 2 时，可参考该结果。

表 10 带式基础下非压缩性地基上面土层中的最大压应力系数

z/h	非压缩性土层的埋深		
	$h=b$	$h=2b$	$h=5b$
1.0	1.000	1.00	1.00
0.8	1.009	0.99	0.82
0.6	1.020	0.92	0.57
0.4	1.024	0.84	0.44
0.2	1.023	0.78	0.37
0	1.022	0.76	0.36

注：表中 h 为非压缩性地基上面土层的厚度， b 为带式荷载的半宽， z 为纵坐标。

5.3.10 应该指出高层建筑由于基础埋置较深，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位，甚至某些高层建筑设置 3 层～4 层（甚至更多层）地下室时，总荷载有可能等于或小于该深度土的自重压力，这时高层建筑地基沉降变形将由地基回弹变形决定。公式 (5.3.10) 中， E_c 应按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 进行试验确定，计算时应按回弹曲线上相应的压力段计算。沉降计算经验系数 ψ_c 应按地区经验采用。

地基回弹变形计算算例：

某工程采用箱形基础，基础平面尺寸 $64.8\text{m} \times 12.8\text{m}$ ，基础埋深 5.7m ，基础底面以下各土层分别在自重压力下做回弹试验，测得回弹模量见表 11。

表 11 土的回弹模量

土层	层厚 (m)	回弹模量 (MPa)			
		$E_{0-0.025}$	$E_{0.025-0.05}$	$E_{0.05-0.1}$	$E_{0.1-0.2}$
③粉土	1.8	28.7	30.2	49.1	570
④粉质黏土	5.1	12.8	14.1	22.3	280
⑤卵石	6.7	100 (无试验资料，估算值)			

基底附加应力 108kN/m^2 ，计算基础中点最大回弹量。

回弹计算结果见表 12。

表 12 回弹量计算表

z_i	$\bar{\alpha}_i$	$z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}$	$p_e + p_\alpha$ (kPa)	E_{ci} (MPa)	$p_c(z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})/E_{ci}$
0	1.000	0	0	—	—
1.8	0.996	1.7928	41	28.7	6.75mm
4.9	0.964	2.9308	115	22.3	14.17mm
5.9	0.950	0.8814	139	280	0.34mm
6.9	0.925	0.7775	161	280	0.3mm
合计					21.56mm

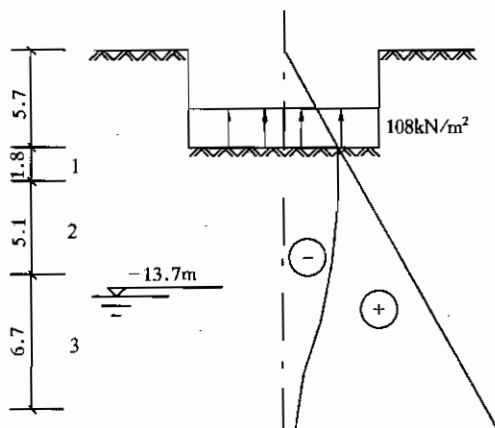


图 11 回弹计算示意

1—③粉土；2—④粉质黏土；3—⑤卵石

从计算过程及土的回弹试验曲线特征可知，地基土回弹的初期，回弹模量很大，回弹量较小，所以地基土的回弹变形土层计算深度是有限的。

5.3.11 根据土的固结回弹再压缩试验或平板载荷试验卸荷再加荷试验结果，地基土回弹再压缩曲线在再压缩比率与再加荷比关系中可用两段线性关系模拟。这里再压缩比率定义为：

1) 土的固结回弹再压缩试验

$$r' = \frac{e_{\max} - e'_i}{e_{\max} - e_{\min}}$$

式中: e'_i ——再加荷过程中 P_i 级荷载施加后再压缩变形稳定时的土样孔隙比;

$e_{\min}$ ——回弹变形试验中最大预压荷载或初始上覆荷载下的孔隙比;

$e_{\max}$ ——回弹变形试验中土样上覆荷载全部卸载后土样回弹稳定时的孔隙比。

2) 平板载荷试验卸荷再加荷试验

$$r' = \frac{\Delta s_{rci}}{s_c}$$

式中: Δs_{rci} ——载荷试验中再加荷过程中, 经第 i 级加荷, 土体再压缩变形稳定后产生的再压缩变形量;

s_c ——载荷试验中卸荷阶段产生的回弹变形量。

再加荷比定义为:

1) 土的固结回弹再压缩试验

$$R' = \frac{P_i}{P_{\max}}$$

式中: $P_{\max}$ ——最大预压荷载, 或初始上覆荷载;

P_i ——卸荷回弹完成后, 再加荷过程中经过第 i 级加荷后作用于土样上的竖向上覆荷载。

2) 平板载荷试验卸荷再加荷试验

$$R' = \frac{P_i}{P_0}$$

式中: P_0 ——卸荷对应的最大压力;

P_i ——再加荷过程中, 经第 i 级加荷对应的压力。

典型试验曲线关系见图, 工程设计中可按图 12 所示的试验结果按两段线性关系确定 r'_0 和 R'_0 。

中国建筑科学研究院滕延京、李建民等在室内压缩回弹试验、原位载荷试验、大比尺模型试验基础上, 对回弹变形随卸荷发展规律以及再压缩变形随加荷发展规律进行了较为深入的

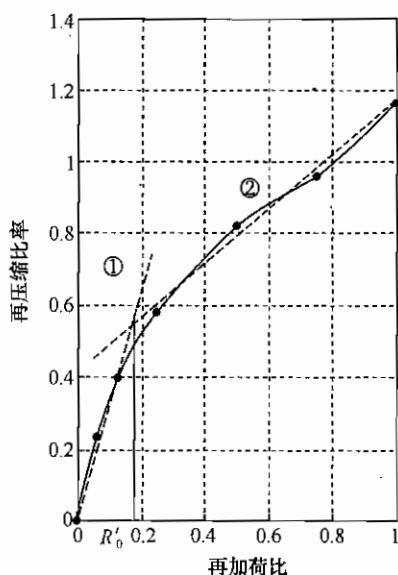


图 12 再压缩比率与再加荷比关系

研究。

图 13、图 14 的试验结果表明，土样卸荷回弹过程中，当卸荷比 $R < 0.4$ 时，已完成的回弹变形不到总回弹变形量的 10%；当卸荷比增大至 0.8 时，已完成的回弹变形仅约占总回弹变形量的 40%；而当卸荷比介于 0.8~1.0 之间时，发生的回弹量约占总回弹变形量的 60%。

图 13、图 15 的试验结果表明，土样再压缩过程中，当再加荷量为卸荷量的 20% 时，土样再压缩变形量已接近回弹变形量的 40%~60%；当再加荷量为卸荷量 40% 时，土样再压缩变形量为回弹变形量的 70% 左右；当再加荷量为卸荷量的 60% 时，土样产生的再压缩变形量接近回弹变形量的 90%。

回弹变形计算可按回弹变形的三个阶段分别计算：小于临界卸荷比时，其变形很小，可按线性模量关系计算；临界卸荷比至极限卸荷比段，可按 log 曲线分布的模量计算。

工程应用时，回弹变形计算的深度可取至土层的临界卸荷比

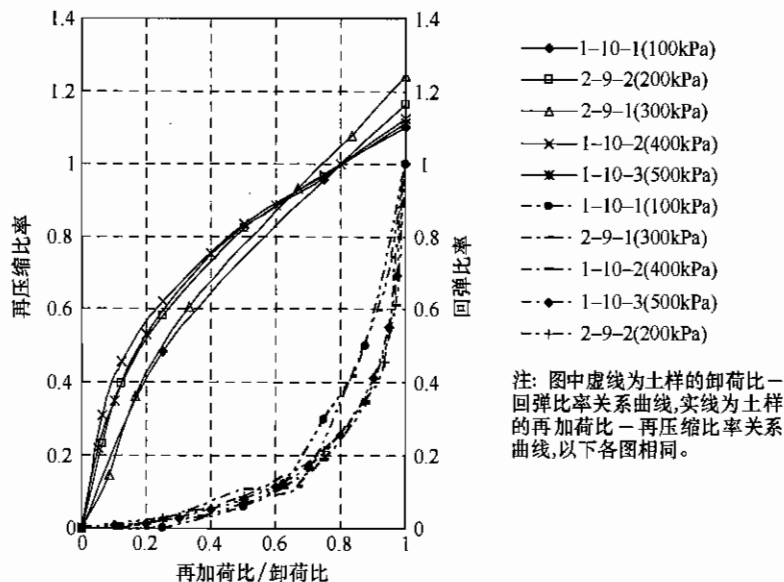


图 13 土样卸荷比—回弹比率、再加载比—再压缩比率关系曲线（粉质黏土）

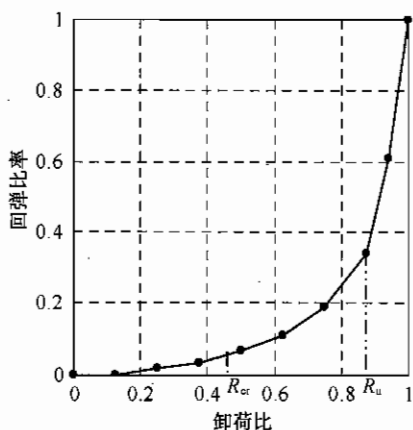


图 14 土样回弹变形发展规律曲线

深度；再压缩变形计算时初始荷载产生的变形不会产生结构内力，应在总压缩量中扣除。

工程计算的步骤和方法如下：

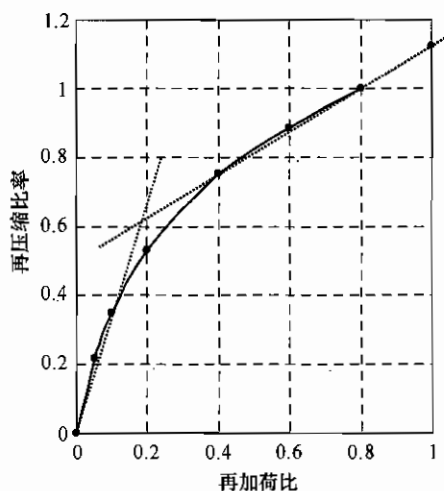


图 15 载荷试验再压缩曲线规律

1 进行地基土的固结回弹再压缩试验，得到需要进行回弹再压缩计算土层的计算参数。每层土试验土样的数量不得少于 6 个，按《岩土工程勘察规范》GB 50021 的要求统计分析确定计算参数。

2 按本规范第 5.3.10 条的规定进行地基土回弹变形量计算。

3 绘制再压缩比率与再加荷比关系曲线，确定 r'_0 和 R'_0 。

4 按本条计算方法计算回弹再压缩变形量。

5 如果工程在需计算回弹再压缩变形量的土层进行过平板载荷试验，并有卸荷再加荷试验数据，同样可按上述方法计算回弹再压缩变形量。

6 进行回弹再压缩变形量计算，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论计算。若再压缩变形计算的最终压力小于卸载压力， $r'_{R=1.0}$ 可取 $r'_{R=a}$ ， a 为工程再压缩变形计算的最大压力对应的再加荷比， $a \leq 1.0$ 。

工程算例：

1 模型试验

模型试验在中国建筑科学研究院地基基础研究所试验室内进

行,采用刚性变形深标对基坑开挖过程中基底及以下不同深度处土体回弹变形进行观测,最终取得良好结果。

变形深标点布置图 16,其中 A 轴上 5 个深标点所测深度为基底处,其余各点所测为基底以下不同深度处土体回弹变形。

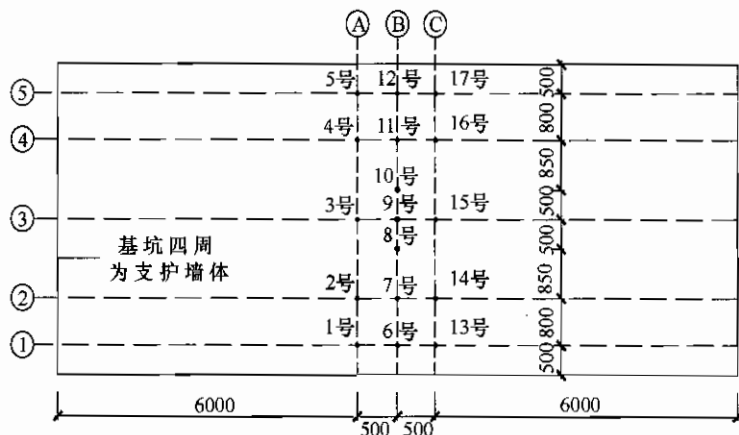


图 16 模型试验刚性变形深标点平面布置图

由图 17 可知 3 号深标点最终测得回弹变形量为 4.54mm,以 3 号深标点为例,对基地处土体再压缩变形量进行计算:

1) 确定计算参数

根据土工试验,由再加荷比、再压缩比率进行分析,得到模型试验中基底处土体再压缩变形规律见图 18。

2) 计算所得该深标点处回弹变形最终量为 5.14mm。

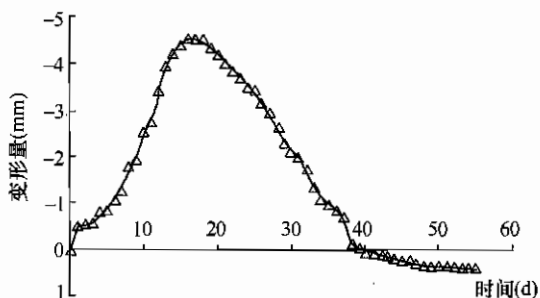


图 17 3 号刚性变形深标点变形时程曲线

3) 确定 r'_0 和 R'_0 。

模型试验中, 基底处最终卸荷压力为 72.45kPa, 土工试验结果得到再加荷比-再压缩比率关系曲线, 根据土体再压缩变形两阶段线性关系, 切线①与切线②的交点即为两者关系曲线的转折点, 得到 $r'_0 = 0.42$, $R'_0 = 0.25$, 见图 19。

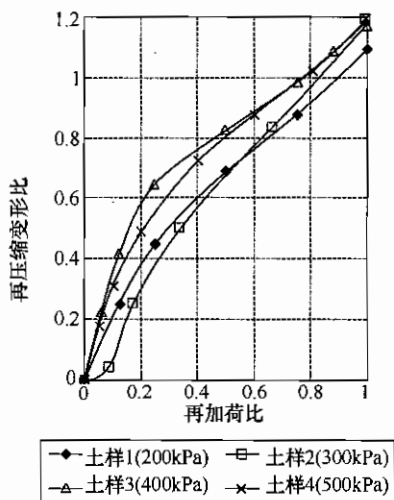


图 18 土工试验所得基底处土体再压缩变形规律

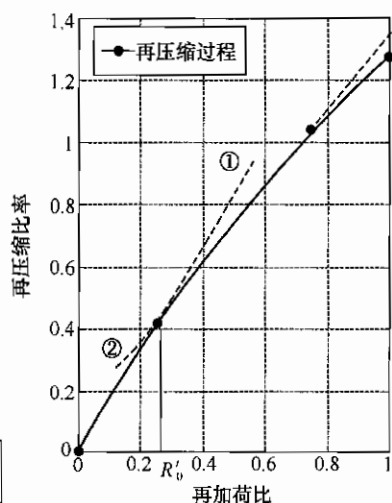


图 19 模型试验中基底处土体再压缩变形规律

4) 再压缩变形量计算

根据模型试验过程, 基坑开挖完成后, 3 号深标点处最终卸荷量为 72.45kPa, 根据其回填过程中各时间点再加荷情况, 由下表可知, 因最终加荷完成时, 最终再加荷比为 0.8293, 此时对应的再压缩比率约为 1.1, 故再压缩变形计算中其再压缩变形增大系数取为 $r'_{R'=0.8293} = 1.1$, 采用规范公式 (5.3.11) 对其进行再压缩变形计算, 计算过程见表 13。

回填完成时基底处土体最终再压缩变形为 4.86mm。

根据模型实测结果, 试验结束后又经过一个月变形测试, 得到 3 号刚性变形深标点最终再压缩变形量为 4.98mm。

表 13 再压缩变形沉降计算表

工 况 序 号	再加 荷量 p (kPa)	总卸 荷量 p_c (kPa)	计算回 弹变形 量 s_c (mm)	再加 荷比 R'	$p < R'_0 \cdot p_c$		$R'_0 \cdot p_c \leq p \leq p_c$	
					$\frac{p}{p_c \cdot R'_0}$	再压 缩变 形量 (mm)	$r'_0 + \frac{r'_{R'=0.8293} - r'_0}{1 - R'_0}$	再压 缩变 形量 (mm)
					$= \frac{p}{72.45 \times 0.25}$		$\left(\frac{p}{p_c} - R'_0\right)$ $= 0.42 + 0.9067$ $\left(\frac{p}{p_c} - 0.25\right)$	
1	2.97	72.45	5.14	0.0410	0.1640	0.354	—	—
2	8.94			0.1234	0.4935	1.066	—	—
3	11.80			0.1628	0.6515	1.406	—	—
4	15.62			0.2156	0.8624	1.862	—	—
5	—			0.25	—	—	0.42	2.16
6	39.41			0.5440	—	—	0.6866	3.53
7	45.95			0.6342	—	—	0.7684	3.95
8	54.41			0.7510	—	—	0.8743	4.49
9	60.08			0.8293	—	—	0.9453	4.86

需要说明的是,在上述计算过程中已同时进行了土体再压缩变形增大系数的修正, $r'_{R'=0.8293} = 1.1$ 系数的取值即根据工程最终再加荷情况而确定。

2 上海华盛路高层住宅

在 20 世纪 70 年代,针对高层建筑地基基础回弹问题,我国曾在北京、上海等地进行过系统的实测研究及计算方法分析,取得了较为珍贵的实测资料。其中 1976 年建设的上海华盛路高层住宅楼工程就是其中之一,在此根据当年的研究资料,采用上述再压缩变形计算方法对其进行验证性计算。

根据《上海华盛路高层住宅箱形基础测试研究报告》,该工程概况与实测情况如下:

本工程系由南楼(13 层)和北楼(12 层)两单元组成的住宅建筑。南北楼上部女儿墙的标高分别为 +39.80m 和

+37.00m。本工程采用天然地基，两层地下室，箱形基础。底层室内地坪标高为±0.000m，室外地面标高为-0.800m，基底标高为-6.450m。

为了对本工程的地基基础进行比较全面的研究，采用一些测量手段对降水曲线、地基回弹、基础沉降、压缩层厚度、基底反力等进行了测量，测试布置见图 20。在 G_{14} 和 G_{15} 轴中间埋设一个分层标 F_2 （基底标高以下 50cm），以观测井点降水对地基变形的影响和基坑开挖引起的地基回弹；在邻近建筑物埋设沉降标，以研究井点降水和南北楼对邻近建筑物的影响。基坑开挖前，在北楼埋设 6 个回弹标，以研究基坑开挖引起的地基回弹。基坑开挖过程中，分层标 F_2 被碰坏，有 3 个回弹标被抓土斗挖掉。当北楼浇筑混凝土垫层后，在 G_{14} 和 G_{15} 轴上分别埋设两个分层标 F_1 （基底标高以下 5.47m）、 F_3 （基底标高以下 11.2m），以研究各土层的变形和地基压缩层的厚度。

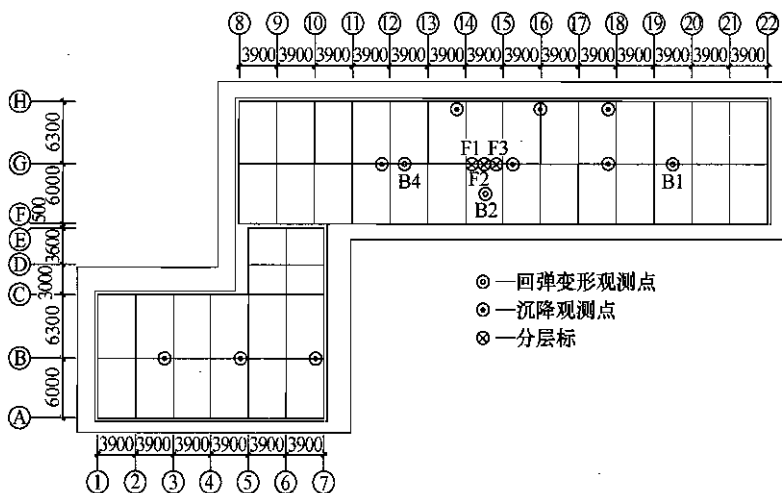


图 20 上海华盛路高层住宅工程基坑回弹点平面位置与测点成果图

1976 年 5 月 8 日南北楼开始井点降水，5 月 19 日根据埋在北楼基底标高以下 50cm 的分层标 F_2 ，测得由于降水引起的地基下沉 1.2cm，翌日北楼进行挖土，分层标被抓土斗碰坏。5 月 27 日当挖

土到基底时, 根据埋在北楼基底标高下约 30cm 的回弹标 H_2 和 H_4 的实测结果, 并考虑降水预压下沉的影响, 基坑中部的地基回弹为 4.5cm。

1) 确定计算参数

根据工程勘察报告, 土样 9953 为基底处土体取样, 固结回弹试验中其所受固结压力为 110kPa, 接近基底处土体自重应力, 试验成果见图 21。

在土样 9953 固结回弹再压缩试验所得再加荷比-再压缩比率、卸荷比-回弹比率关系曲线上, 采用相同方法得到再加荷比-在压缩比率关系曲线上的切线①与切线②。

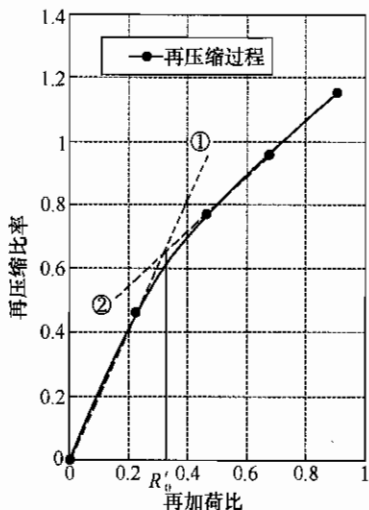


图 21 土样 9953 固结回弹试验
成果再压缩变形分析

2) 计算所得该深标点处回弹变形最终量为 49.76mm。

3) 确定确定 r'_0 和 R'_0

根据图 22 土样 9953 再压缩变形分析曲线, 切线①与切线②的交点即为再压缩变形过程中两阶段线性阶段的转折点, 则由上图取 $r'_0 = 0.64$, $R'_0 = 0.32$, $r'_{R=1.0} = 1.2$ 。

4) 再压缩变形量计算

根据研究资料, 结合施工进度, 预估再加荷过程中几个工况条件下建筑物沉降量, 见表 14。如表中 1976 年 10 月 13 日时, 当前工况下基底所受压力为 113kPa, 本工程中基坑开挖在基底处卸荷量为 106kPa, 则可认为至此时为止对基底下土体来说是其再压缩变形过程。因沉降观测是从基础底板完成后开始的, 故此表格中的实测沉降量偏小。

根据上述资料, 计算各工况下基底处土体再压缩变形量见表 15。

由工程资料可知至工程实测结束时实际工程再加荷量为 113kPa, 而由于基坑开挖基底处土体卸荷量为 106kPa, 但鉴于土工试验数据原因, 再加荷比取 1.0 进行计算。

则由上述建筑物沉降表, 至 1976 年 10 月 13 日, 观测到的建筑物累计沉降量为 54.9mm。

同样, 根据本节所定义载荷试验再加荷比、再压缩比率概念, 可依据载荷试验数据按上述步骤进行再压缩变形计算。

表 14 各施工进度下建筑物沉降表

序号	监测时间	当前工况下基底处所受压力 (kPa)	实测累计沉降量 (mm)
1	1976 年 6 月 14 日	12	0
2	1976 年 7 月 7 日	32	7.2
3	1976 年 7 月 21 日	59	18.9
4	1976 年 7 月 28 日	60	18.9
5	1976 年 8 月 2 日	61	22.3
6	1976 年 9 月 13 日	78	40.7
7	1976 年 10 月 13 日	113	54.9

表 15 再压缩变形沉降计算表

工况序号	再加荷量 p (kPa)	总卸荷量 p_c (kPa)	计算回弹变形量 s_c (mm)	再加荷比 R'	$p < R'_0 \cdot p_c$		$R'_0 \cdot p_c \leq p \leq p_c$	
					$\frac{p}{p_c \cdot R'_0}$	再压缩变形量 (mm)	$r'_0 + \frac{r'_{K=1.0} - r'_0}{1 - R'_0}$	再压缩变形量 (mm)
					$= \frac{p}{106 \times 0.32}$		$\left(\frac{p}{p_c} - R'_0\right)$ $= 0.64 + 0.8235$ $\left(\frac{p}{p_c} - 0.32\right)$	
1	12	106	49.76	0.1132	0.3538	11.27	—	—
2	32			0.3018	0.9434	30.10	—	—
3	—			0.32	—	—	0.64	31.85
4	59			0.5566	—	—	0.8348	41.54
5	60			0.5660	—	—	0.8426	41.93
6	61			0.5754	—	—	0.8503	42.31
7	78			0.7358	—	—	0.9824	48.88
8	113			1.0	—	—	1.1999	59.71

5.3.12 中国建筑科学研究院通过十余组大比尺模型试验和三十余项工程测试,得到大底盘高层建筑地基反力、地基变形的规律,提出该类建筑地基基础设计方法。

大底盘高层建筑由于外挑裙楼和地下结构的存在,使高层建筑地基基础变形由刚性、半刚性向柔性转化,基础挠曲度增加(见图 22),设计时应加以控制。

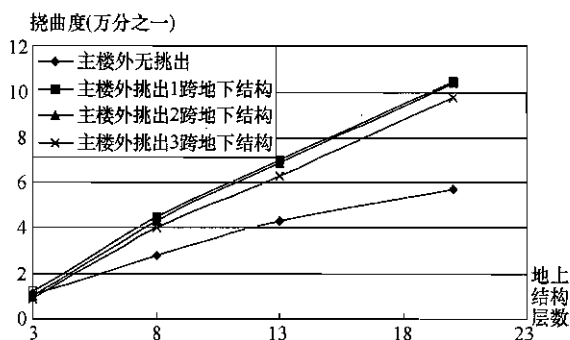


图 22 大底盘高层建筑与单体高层建筑的整体挠曲
(框架结构, 2 层地下结构)

主楼外挑出的地下结构可以分担主楼的荷载,降低了整个基础范围内的平均基底压力,使主楼外有挑出时的平均沉降量减小。

裙房扩散主楼荷载的能力是有限的,主楼荷载的有效传递范围是主楼外 1 跨~2 跨。超过 3 跨,主楼荷载将不能通过裙房有效扩散(见图 23)。

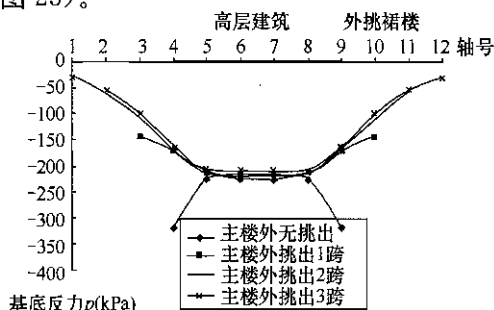


图 23 大底盘高层建筑与单体高层建筑的基底反力
(内筒外框结构 20 层, 2 层地下结构)

大底盘结构基底中点反力与单体高层建筑基底中点反力大小接近,刚度较大的内筒使该部分基础沉降、反力趋于均匀分布。

单体高层建筑的地基承载力在基础刚度满足规范条件时可按平均基底压力验算,角柱、边柱构件设计可按内力计算值放大 1.2 或 1.1 倍设计;大底盘地下结构的地基反力在高层内筒部位与单体高层建筑内筒部位地基反力接近,是平均基底压力的 0.7 倍~0.8 倍,且高层部位的边缘反力无单体高层建筑的放大现象,可按此地基反力进行地基承载力验算;角柱、边柱构件设计内力计算值无需放大,但外挑一跨的框架梁、柱内力较不整体连接的情况要大,设计时应予以加强。

增加基础底板刚度、楼板厚度或地基刚度可有效减少大底盘结构基础的差异沉降。试验证明大底盘结构基础底板出现弯曲裂缝的基础挠曲度在 0.05%~0.1%之间。工程设计时,大面积整体筏形基础主楼的整体挠度不宜大于 0.05%,主楼与相邻的裙楼的差异沉降不大于其跨度 0.1%可保证基础结构安全。

5.4 稳定性计算

5.4.3 对于简单的浮力作用情况,基础浮力作用可采用阿基米德原理计算。

抗浮稳定性不满足设计要求时,可采用增加压重或设置抗浮构件等措施。在整体满足抗浮稳定性要求而局部不满足时,也可采用增加结构刚度的措施。

采用增加压重的措施,可直接按式 (5.4.3) 验算。采用抗浮构件(例如抗拔桩)等措施时,由于其产生抗拔力伴随位移发生,过大的位移量对基础结构是不允许的,抗拔力取值应满足位移控制条件。采用本规范附录 T 的方法确定的抗拔桩抗拔承载力特征值进行设计对大部分工程可满足要求,对变形要求严格的工程还应进行变形计算。

6 山区地基

6.1 一般规定

6.1.1 本条为强制性条文。山区地基设计应重视潜在的地质灾害对建筑安全的影响，国内已发生几起滑坡引起的房屋倒塌事故，必须引起重视。

6.1.2 工程地质条件复杂多变是山区地基的显著特征。在一个建筑场地内，经常存在地形高差较大，岩土工程特性明显不同，不良地质发育程度差异较大等情况。因此，根据场地工程地质条件和工程地质分区并结合场地整平情况进行平面布置和竖向设计，对避免诱发地质灾害和不必要的大挖大填，保证建筑物的安全和节约建设投资很有必要。

6.2 土岩组合地基

6.2.2 土岩组合地基是山区常见的地基形式之一，其主要特点是不均匀变形。当地基受力范围内存在刚性下卧层时，会使上覆土体中出现应力集中现象，从而引起土层变形增大。本次修订增加了考虑刚性下卧层计算地基变形的一种简便方法，即先按一般土质地基计算变形，然后按本条所列的变形增大系数进行修正。

6.3 填土地基

6.3.1 本条为强制性条文。近几年城市建设高速发展，在新城区的建设过程中，形成了大量的填土场地，但多数情况是未经填方设计，直接将开山的岩屑倾倒填筑到沟谷地带的填土。当利用其作为建筑物地基时，应进行详细的工程地质勘察工作，按照设计的具体要求，选择合适的地基方法进行处理。不允许

将未经检验查明的以及不符合要求的填土作为建筑工程的地基持力层。

6.3.2 为节约用地，少占或不占良田，在平原、山区和丘陵地带的建设中，已广泛利用填土作为建筑或其他工程的地基持力层。填土工程设计是一项很重要的工作，只有在精心设计、精心施工的条件下，才能获得高质量的填土地基。

6.3.5 有机质的成分很不稳定且不易压实，其土料中含量大于5%时不能作为填土的填料。

6.3.6 利用当地的土、石或性能稳定的工业废料作为压实填土的填料，既经济，又省工、省时，符合因地制宜、就地取材和又快好省的建设原则。

利用碎石、块石及爆破开采的岩石碎屑作填料时，为保证夯压密实，应限制其最大粒径，当采用强夯方法进行处理时，其最大粒径可根据夯实能量和当地经验适当加大。

采用黏性土和黏粒含量 $\geq 10\%$ 的粉土作填料时，填料的含水量至关重要。在一定的压实功下，填料在最优含水量时，干密度可达最大值，压实效果最好。填料的含水量太大时，应将其适当晾干处理，含水量过小时，则应将其适当增湿。压实填土施工前，应在现场选取有代表性的填料进行击实试验，测定其最优含水量，用以指导施工。

6.3.7、6.3.8 填土地基的压实系数，是填土地基的重要指标，应按建筑物的结构类型、填土部位及对变形的要求确定。压实填土的最大干密度的测定，对于以岩石碎屑为主的粗粒土填料目前存在一些不足，实验室击实试验值偏低而现场小坑灌砂法所得值偏高，导致压实系数偏高较多，应根据地区经验或现场试验确定。

6.3.9 填土地基的承载力，应根据现场静载荷试验确定。考虑到填土的不均匀性，试验数据量应较自然地层多，才能比较准确地反映出地基的性质，可配合采用其他原位测试法进行确定。

6.3.10 在填土施工过程中，应切实做好地面排水工作。对设置

在填土地的上、下水管道，为防止因管道渗漏影响邻近建筑或其他工程，应采取必要的防渗漏措施。

6.3.11 位于斜坡上的填土，其稳定性验算应包含两方面的内容：一是填土在自重及建筑物荷载作用下，沿天然坡面滑动；二是由于填土出现新边坡的稳定问题。填土新边坡的稳定性较差，应注意防护。

6.4 滑 坡 防 治

6.4.1 本条为强制性条文。滑坡是山区建设中常见的不良地质现象，有的滑坡是在自然条件下产生的，有的是在工程活动影响下产生的。滑坡对工程建设危害极大，山区建设对滑坡问题必须重视。

6.5 岩 石 地 基

6.5.1 在岩石地基，特别是在层状岩石中，平面和垂向持力层范围内软岩、硬岩相间出现很常见。在平面上软硬岩石相间分布或在垂向上硬岩有一定厚度、软岩有一定埋深的情况下，为安全合理地使用地基，就有必要通过验算地基的承载力和变形来确定如何对地基进行使用。岩石一般可视为不可压缩地基，上部荷载通过基础传递到岩石地基上时，基底应力以直接传递为主，应力呈柱形分布，当荷载不断增加使岩石裂缝被压密产生微弱沉降而卸荷时，部分荷载将转移到冲切锥范围以外扩散，基底压力呈钟形分布。验算岩石下卧层强度时，其基底压力扩散角可按 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 考虑。

由于岩石地基刚度大，在岩性均匀的情况下可不考虑不均匀沉降的影响，故同一建筑物中允许使用多种基础形式，如桩基与独立基础并用，条形基础、独立基础与桩基础并用等。

基岩面起伏剧烈，高差较大并形成临空面是岩石地基的常见情况，为确保建筑物的安全，应重视临空面对地基稳定性的影响。

6.6 岩溶与土洞

6.6.2 由于岩溶发育具有严重的不均匀性,为区别对待不同岩溶发育程度场地上的地基基础设计,将岩溶场地划分为岩溶强发育、中等发育和微发育三个等级,用以指导勘察、设计、施工。

基岩面相对高差以相邻钻孔的高差确定。

钻孔见洞隙率 = (见洞隙钻孔数量 / 钻孔总数) $\times 100\%$ 。线岩溶率 = (见洞隙的钻探进尺之和 / 钻探总进尺) $\times 100\%$ 。

6.6.4~6.6.9 大量的工程实践证明,岩溶地基经过恰当的处理后,可以作建筑地基。现在建筑用地日趋紧张,在岩溶发育地区要避开岩溶强发育场地非常困难。采取合理可靠的措施对岩溶地基进行处理并加以利用,更加切合当前建筑地基基础设计的实际情况。

土洞的顶板强度低,稳定性差,且土洞的发育速度一般都很快,因此其对地基稳定性的危害大。故在岩溶发育地区的地基基础设计应对土洞给予高度重视。

由于影响岩溶稳定性的因素很多,现行勘探手段一般难以查明岩溶特征,目前对岩溶稳定性的评价,仍然是以定性和经验为主。

对岩溶顶板稳定性的定量评价,仍处于探索阶段。某些技术文献中曾介绍采用结构力学中的梁、板、拱理论评价,但由于计算边界条件不易明确,计算结果难免具有不确定性。

岩溶地基的地基与基础方案的选择应针对具体条件区别对待。大多数岩溶场地的岩溶都需要加以适当处理方能进行地基基础设计。而地基基础方案经济合理与否,除考虑地基自然状况外,还应考虑地基处理方案的选择。

一般情况下,岩溶洞隙侧壁由于受溶蚀风化的影响,此部分岩体强度和完整程度较内部围岩要低,为保证建筑物的安全,要求跨越岩溶洞隙的梁式结构在稳定岩石上的支承长度应大于梁高1.5倍。

当采用洞底支撑（穿越）方法处理时，桩的设计应考虑下列因素，并根据不同条件选择：

1 桩底以下3倍~5倍桩径或不小于5m深度范围内无影响地基稳定性的洞隙存在，岩体稳定性良好，桩端嵌入中等风化~微风化岩体不宜小于0.5m，并低于应力扩散范围内的不稳定洞隙底板，或经验算桩端埋置深度已可保证桩不向临空面滑移。

2 基坑涌水易于抽排、成孔条件良好，宜设计人工挖孔桩。

3 基坑涌水量较大，抽排将对环境及相邻建筑物产生不良影响，或成孔条件不好，宜设计钻孔桩。

4 当采用小直径桩时，应设置承台。对地基基础设计等级为甲级、乙级的建筑物，桩的承载力特征值应由静载试验确定，对地基基础设计等级为丙级的建筑物，可借鉴类似工程确定。

当按悬臂梁设计基础时，应对悬臂梁不同受力工况进行验算。

桩身穿越溶洞顶板的岩体，由于岩溶发育的复杂性和不均匀性，顶板情况一般难以查明，通常情况下不计算顶板岩体的侧阻力。

6.7 土质边坡与重力式挡墙

6.7.1 边坡设计的一般原则：

1 边坡工程与环境之间有着密切的关系，边坡处理不当，将破坏环境，毁坏生态平衡，治理边坡必须强调环境保护。

2 在山区进行建设，切忌大挖大填，某些建设项目，不顾环境因素，大搞人造平原，最后出现大规模滑坡，大量投资毁于一旦，还酿成生态环境的破坏。应提倡依山就势。

3 工程地质勘察工作，是不可缺少的基本建设程序。边坡工程的影响面较广，处理不当就可酿成地质灾害，工程地质勘察尤为重要。勘察工作不能局限于红线范围，必须扩大勘察面，一般在坡顶的勘察范围，应达到坡高的1倍~2倍，才能获取较完整的地质资料。对于高大边坡，应进行专题研究，提出可行性方

案经论证后方可实施。

4 边坡支挡结构的排水设计,是支挡结构设计很重要的一环,许多支挡结构的失效,都与排水不善有关。根据重庆市的统计,倒塌的支挡结构,由于排水不善造成的事故占80%以上。

6.7.3 重力式挡土墙上的土压力计算应注意的问题:

1 土压力的计算,目前国际上仍采用楔体试算法。根据大量的试算与实际观测结果的对比,对于高大挡土结构来说,采用古典土压力理论计算的结果偏小,土压力的分布也有较大的偏差。对于高大挡土墙,通常也不允许出现达到极限状态时的位移值,因此在土压力计算式中计入增大系数。

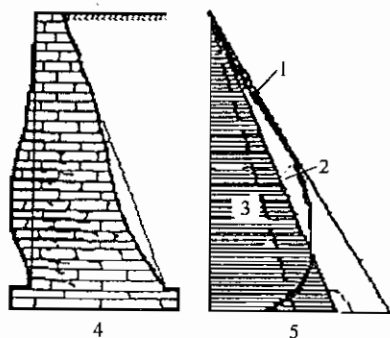


图 24 墙体变形与土压力

1—测试曲线; 2—静止土压力; 3—主动土压力;

4—墙体变形; 5—计算曲线

2 土压力计算公式是在土体达到极限平衡状态的条件下推导出来的,当边坡支挡结构不能达到极限状态时,土压力设计值应取主动土压力与静止土压力的某一中间值。

3 在山区建设中,经常遇到 $60^{\circ} \sim 80^{\circ}$ 陡峻的岩石自然边坡,其倾角远大于库仑破坏面的倾角,这时如果仍然采用古典土压力理论计算土压力,将会出现较大的偏差。当岩石自然边坡的倾角大于 $45^{\circ} + \varphi/2$ 时,应按楔体试算法计算土压力值。

6.7.4、6.7.5 重力式挡土结构,是过去用得较多的一种挡土结

构形式。在山区地盘比较狭窄，重力式挡土结构的基础宽度较大，影响土地的开发利用，对于高大挡土墙，往往也是不经济的。石料是主要的地方材料，经多个工程测算，对于高度 8m 以上的挡土墙，采用桩锚体系挡土结构，其造价、稳定性、安全性、土地利用率等方面，都较重力式挡土结构为好。所以规范规定“重力式挡土墙宜用于高度小于 8m、地层稳定、开挖土石方时不会危及相邻建筑物安全的地段”。

对于重力式挡土墙的稳定性验算，主要由抗滑稳定性控制，而现实工程中倾覆稳定破坏的可能性又大于滑动破坏。说明过去抗倾覆稳定性安全系数偏低，这次稍有调整，由原来的 1.5 调整成 1.6。

6.8 岩石边坡与岩石锚杆挡墙

6.8.2 整体稳定边坡，原始地应力释放后回弹较快，在现场很难测量到横向推力。但在高切削的岩石边坡上，很容易发现边坡顶部的拉伸裂隙，其深度约为边坡高度的 0.2 倍~0.3 倍，离开边坡顶部边缘一定距离后便很快消失，说明边坡顶部确实有拉应力存在。这一点从二维光弹试验中也得到了证明。从光弹试验中也证明了边坡的坡脚，存在着压应力与剪切应力，对岩石边坡来

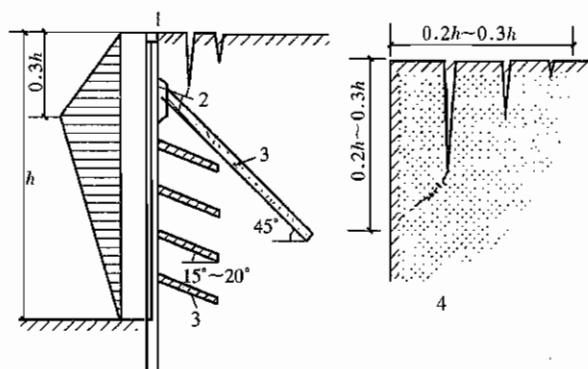


图 25 整体稳定边坡顶部裂隙

1—压顶梁；2—连系梁及牛腿；3—构造锚杆；4—坡顶裂隙分布

说,岩石本身具有较高的抗压与抗剪切强度,所以岩石边坡的破坏,都是从顶部垮塌开始的。因此对于整体结构边坡的支护,应注意加强顶部的支护结构。

边坡的顶部裂隙比较发育,必须采用强有力的锚杆进行支护,在顶部 $0.2h \sim 0.3h$ 高度处,至少布置一排结构锚杆,锚杆的横向间距不应大于 $3m$,长度不应小于 $6m$ 。结构锚杆直径不宜小于 $130mm$,钢筋不宜小于 $3\Phi 22$ 。其余部分为防止风化剥落,可采用锚杆进行构造防护。防护锚杆的孔径宜采用 $50mm \sim 100mm$,锚杆长度宜采用 $2m \sim 4m$,锚杆的间距宜采用 $1.5m \sim 2.0m$ 。

6.8.3 单结构面外倾边坡的横推力较大,主要原因是结构面的抗剪强度一般较低。在工程实践中,单结构面外倾边坡的横推力,通常采用楔形体平面课题进行计算。

对于具有两组或多组结构面形成的下滑棱柱体,其下滑力通常采用棱形体分割法进行计算。现举例如下:

1 已知:新开挖的岩石边坡的坡角为 80° 。边坡上存在着两组结构面(如图 26 所示):结构面 1 走向 AC ,与边坡顶部边缘线 CD 的夹角为 75° ,其倾角 $\beta_1 = 70^\circ$;其结构面 2 走向 AD ,与边坡顶部边缘线 DC 的夹角为 40° ,其倾角 $\beta_2 = 43^\circ$ 。即两结构面走向线的夹角 α 为 65° 。 AE 点的距离为 $3m$ 。经试验两个结构

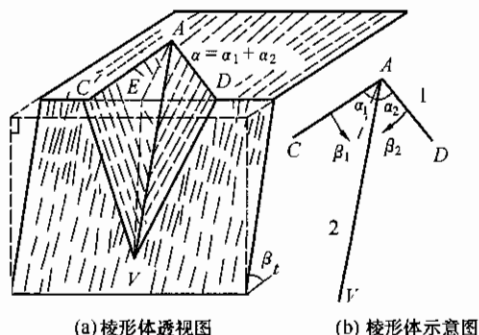


图 26 具有两组结构面的下滑棱柱体示意
1—裂隙走向; 2—棱线

面上的内摩擦角均为 $\varphi=15.6^\circ$ ，其黏聚力近于 0。岩石的重度为 24kN/m^3 。

2 棱线 AV 与两结构面走向线间的平面夹角 α_1 及 α_2 。可采用下列计算式进行计算：

$$\cot\alpha_1 = \frac{\tan\beta_1}{\sin\alpha\tan\beta_2} + \cot\alpha$$

$$\cot\alpha_2 = \frac{\tan\beta_2}{\sin\alpha\tan\beta_1} + \cot\alpha$$

从而通过计算得出 $\alpha_1=15^\circ$ ， $\alpha_2=50^\circ$ 。

3 进而计算出棱线 AV 的倾角，即沿着棱线方向上结构面的视倾角 β' 。

$$\tan\beta' = \tan\beta_1 \sin\alpha_1$$

计算得： $\beta'=35.5^\circ$

4 用 AVE 平面将下滑棱柱体分割成两个块体。计算获得两个滑块的重力为： $w_1=31\text{kN}$ ， $w_2=139\text{kN}$ ；

棱柱体总重为 $w=w_1+w_2=170\text{kN}$ 。

5 对两个块体的重力分解成垂直与平行于结构面的分力：

$$N_1=w_1\cos\beta_1=10.6\text{kN}$$

$$T_1=w_1\sin\beta_1=29.1\text{kN}$$

$$N_2=w_2\cos\beta_2=101.7\text{kN}$$

$$T_2=w_2\sin\beta_2=94.8\text{kN}$$

6 再将平行于结构面的下滑力分解成垂直与平行于棱线的分力：

$$\tan\theta_1=\tan(90^\circ-\alpha_1)\cos\beta_1=1.28 \quad \theta_1=52^\circ$$

$$\tan\theta_2=\tan(90^\circ-\alpha_2)\cos\beta_2=0.61 \quad \theta_2=32^\circ$$

$$T_{s1}=T_1\cos\theta_1=18\text{kN}$$

$$T_{s2}=T_2\cos\theta_2=80\text{kN}$$

7 棱柱体总的下滑力： $T_s=T_{s1}+T_{s2}=98\text{kN}$

两结构面上的摩擦力：

$$F_f=(N_1+N_2)\tan\varphi=(10.6+101.7)\tan15.6^\circ=31\text{kN}$$

作用在支挡结构上推力： $T = T_s - F_t = 67 \text{ kN}$ 。

6.8.4 岩石锚杆挡土结构，是一种新型挡土结构体系，对支挡高大土质边坡很有成效。岩石锚杆挡土结构的位移很小，支挡的土体不可能达到极限状态，当按主动土压力理论计算土压力时，必须乘以一个增大系数。

岩石锚杆挡土结构是通过立柱或竖桩将土压力传递给锚杆，再由锚杆将土压力传递给稳定的岩体，达到支挡的目的。立柱间的挡板是一种维护结构，其作用是挡住两立柱间的土体，使其不掉下来。因存在着卸荷拱作用，两立柱间的土体作用在挡土板的土压力是不大的，有些支挡结构没有设置挡板也能安全支挡边坡。

岩石锚杆挡土结构的立柱必须嵌入稳定的岩体中，一般的嵌入深度为立柱断面尺寸的3倍。当所支挡的主体位于高度较大的陡崖边坡的顶部时，可有两种处理办法：

- 1 将立柱延伸到坡脚，为了增强立柱的稳定性，可在陡崖的适当部位增设一定数量的锚杆。

- 2 将立柱在具有一定承载能力的陡崖顶部截断，在立柱底部增设锚杆，以承受立柱底部的横推力及部分竖向力。

6.8.5 本条为锚杆的构造要求，现说明如下：

- 1 锚杆宜优先采用热轧带肋的钢筋作主筋，是因为在建筑工程中所用的锚杆大多不使用机械锚头，在很多情况下主筋也不允许设置弯钩，为增加主筋与混凝土的握裹力作出的规定。

- 2 大量的试验研究表明，岩石锚杆在15倍~20倍锚杆直径以深的部位已没有锚固力分布，只有锚杆顶部周围的岩体出现破坏后，锚固力才会向深部延伸。当岩石锚杆的嵌岩深度小于3倍锚杆的孔径时，其抗拔力较低，不能采用本规范式(6.8.6)进行抗拔承载力计算。

- 3 锚杆的施工质量对锚杆抗拔力的影响很大，在施工中必须将钻孔清洗干净，孔壁不允许有泥膜存在。锚杆的施工还应满足有关施工验收规范的规定。

7 软弱地基

7.2 利用与处理

7.2.7 本条为强制性条文。规定了复合地基设计的基本原则，为确保地基设计的安全，在进行地基设计时必须严格执行。

复合地基是指由地基土和竖向增强体（桩）组成、共同承担荷载的人工地基。复合地基按增强体材料可分为刚性桩复合地基、粘结材料桩复合地基和无粘结材料桩复合地基。

当地基土为欠固结土、膨胀土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土时，设计时应综合考虑土体的特殊性质，选用适当的增强体和施工工艺，以保证处理后的地基土和增强体共同承担荷载。

7.2.8 本条为强制性条文。强调复合地基的承载力特征值应通过载荷试验确定。可直接通过复合地基载荷试验确定，或通过增强体载荷试验结合土的承载力特征值和地区经验确定。

桩体强度较高的增强体，可以将荷载传递到桩端土层。当桩长较长时，由于单桩复合地基载荷试验的荷载板宽度较小，不能全面反映复合地基的承载特性。因此单纯采用单桩复合地基载荷试验的结果确定复合地基承载力特征值，可能由于试验的荷载板面积或由于褥垫层厚度对复合地基载荷试验结果产生影响。因此对复合地基承载力特征值的试验方法，当采用设计褥垫厚度进行试验时，对于独立基础或条形基础宜采用与基础宽度相等的荷载板进行试验，当基础宽度较大、试验有困难而采用较小宽度荷载板进行试验时，应考虑褥垫层厚度对试验结果的影响。必要时应通过多桩复合地基载荷试验确定。有地区经验时也可采用单桩载荷试验结果和其周边土承载力特征值结合经验确定。

7.2.9 复合地基的承载力计算应同时满足轴心荷载和偏心荷载

作用的要求。

7.2.10 复合地基的地基计算变形量可采用单向压缩分层总和法按本规范第 5.3.5 条~第 5.3.8 条有关的公式计算,加固区土层的模量取桩土复合模量。

由于采用复合地基的建筑物沉降观测资料较少,一直沿用天然地基的沉降计算经验系数。各地使用对复合土层模量较低时符合性较好,对于承载力提高幅度较大的刚性桩复合地基出现计算值小于实测值的现象。本次修订通过对收集到的全国 31 个 CFG 桩复合地基工程沉降观测资料分析,得出地基的沉降计算经验系数与沉降计算深度范围内压缩模量当量值的关系,如图 27 所示,本次修订对于当量模量大于 15MPa 的沉降计算经验系数进行了调整。

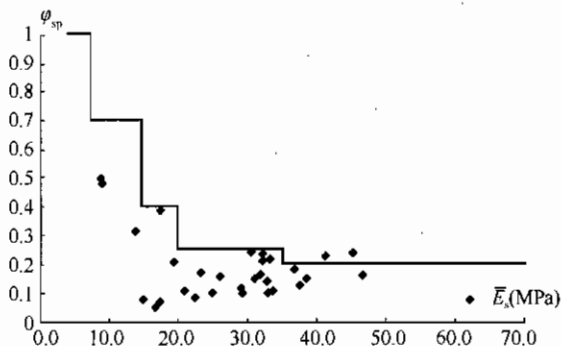


图 27 沉降计算经验系数与当量模量的关系

7.5 大面积地面荷载

7.5.5 在计算依据(基础由于地面荷载引起的倾斜值 ≤ 0.008)和计算方法与原规范相同的基础上;作了复算,结果见表 16。

表 16 中: $[q_{eq}]$ ——地面的均布荷载允许值(kPa);

$[s'_g]$ ——中间柱基内侧边缘中点的地基附加沉降允许值(mm);

β_0 ——压在基础上的地面堆载(不考虑基础外的

地面堆载影响)对基础内倾值的影响系数;
 β_0 ——和压在基础上的地面堆载纵向方向一致的
 压在地基上的地面堆载对基础内倾值的影
 响系数;

l ——车间跨度 (m);

b ——车间跨度方向基础底面边长 (m);

d ——基础埋深 (m);

a ——地面堆载的纵向长度 (m);

z_n ——从室内地坪面起算的地基变形计算深度
 (m);

$\bar{E}_s$ ——地基变形计算深度内按应力面积法求得土
 的平均压缩模量 (MPa);

$\bar{\alpha}_{Az}$ 、 $\bar{\alpha}_{Bz}$ ——柱基内、外侧边缘中点自室内地坪面起算
 至 z_n 处的平均附加应力系数;

$\bar{\alpha}_{Ad}$ 、 $\bar{\alpha}_{Bd}$ ——柱基内、外侧边缘中点自室内地坪面起算
 至基底处的平均附加应力系数;

$\tan\theta$ ——纵向方向和压在基础上的地面堆载一致的
 压在地基上的地面堆载引起基础的内倾值;

$\tan\theta$ ——地面堆载范围与基础内侧边缘线重合时,
 均布地面堆载引起的基础内倾值;

$\beta_1 \cdots \beta_{10}$ ——分别表示地面堆载离柱基内侧边缘的不同
 位置和堆载的纵向长度对基础内倾值的影
 响系数。

表 16 中:

$$[q_{eq}] = \frac{0.008b\bar{E}_s}{z_n(\bar{\alpha}_{Az} - \bar{\alpha}_{Bz}) - d(\bar{\alpha}_{Ad} - \bar{\alpha}_{Bd})}$$

$$[S'_s] = \frac{0.008bz_n\bar{\alpha}_{Az}}{z_n(\bar{\alpha}_{Az} - \bar{\alpha}_{Bz}) - d(\bar{\alpha}_{Ad} - \bar{\alpha}_{Bd})}$$

$$\beta_0 = \frac{0.033b}{z_n(\bar{\alpha}_{Az} - \bar{\alpha}_{Bz}) - d(\bar{\alpha}_{Ad} - \bar{\alpha}_{Bd})}$$

$$\beta_0 = \frac{\tan \theta'}{\tan \theta}$$

大面积地面荷载作用下地基附加沉降的计算举例：

单层工业厂房，跨度 $l=24\text{m}$ ，柱基底面边长 $b=3.5\text{m}$ ，基础埋深 1.7m ，地基土的压缩模量 $E_s=4\text{MPa}$ ，堆载纵向长度 $a=60\text{m}$ ，厂房填土在基础完工后填筑，地面荷载大小和范围如图 28 所示，求由于地面荷载作用下柱基内侧边缘中点 (A) 的地基附加沉降值，并验算是否满足天然地基设计要求。

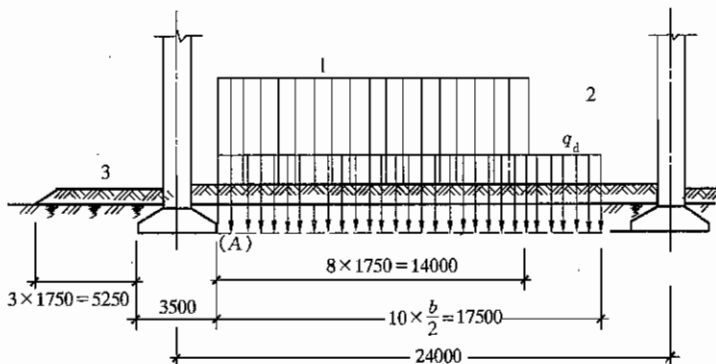


图 28 地面荷载计算示意

1—地面堆载 $q_1=20\text{kPa}$ ；2—填土 $q_2=15.2\text{kPa}$ ；

3—填土 $p_i=9.5\text{kPa}$

一、等效均布地面荷载 q_{eq}

计算步骤如表 17 所示。

二、柱基内侧边缘中点 (A) 的地基附加沉降值 s'_g

计算时取 $a'=30\text{m}$ ， $b'=17.5\text{m}$ 。计算步骤如表 18 所示。

表 16 均布荷载允许值 $[q_{eq}]$ 地基沉降允许值 $[s'_g]$ 和系数 β 的计算总表

l (m)	d (m)	b (m)	a (m)	z_n	$\alpha_{\Delta z}$	$\alpha_{\Delta z}$	$\alpha_{\Delta d}$	$\alpha_{\Delta d}$	$[q_{eq}]$ (kPa)	$[s'_g]$ (m)	β_0	β_0										β_0
												1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12	2	1	6	13.0	0.282	0.163	0.488	0.088	0.0107 $\bar{E}_s$	0.0393	0.44											
			11	16.5	0.324	0.216	0.485	0.082	0.0082 $\bar{E}_s$	0.0438	0.34											
			22	21.0	0.358	0.264	0.498	0.095	0.0068 $\bar{E}_s$	0.0513	0.28											
			33	23.0	0.366	0.276	0.499	0.096	0.0063 $\bar{E}_s$	0.0528	0.26											
12	2		44	24.0	0.378	0.284	0.499	0.096	0.0055 $\bar{E}_s$	0.0476	0.23											
			6	13.0	0.279	0.108	0.488	0.024	0.0123 $\bar{E}_s$	0.0448	0.51	0.27	0.24	0.17	0.10	0.08	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03	0.01
			10	15.0	0.324	0.150	0.499	0.031	0.0096 $\bar{E}_s$	0.0446	0.39											
			20	20.0	0.349	0.198	0.499	0.029	0.0077 $\bar{E}_s$	0.0540	0.32	0.21	0.20	0.15	0.12	0.09	0.07	0.06	0.04	0.03	0.03	0.03
18	2		30	22.0	0.363	0.222	0.49	0.029	0.0074 $\bar{E}_s$	0.0590	0.31	0.31 0.31 0.18 0.11 0.09										
			40	22.5	0.373	0.231	0.499	0.029	0.0071 $\bar{E}_s$	0.0596	0.29											
			6	13.5	0.282	0.082	0.488	0.010	0.0138 $\bar{E}_s$	0.0526	0.57	0.64 0.24 0.08 0.04 --										
			12	18.0	0.333	0.134	0.498	0.010	0.0092 $\bar{E}_s$	0.0551	0.38	0.38	0.23	0.15	0.10	0.06	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	
18	2	3	15	19.5	0.349	0.153	0.498	0.011	0.0084 $\bar{E}_s$	0.0574	0.35	0.31	0.22	0.15	0.10	0.08	0.05	0.03	0.03	0.02	0.01	0.06
			30	24.0	0.388	0.205	0.499	0.012	0.0071 $\bar{E}_s$	0.0659	0.29	0.27	0.21	0.14	0.11	0.08	0.06	0.05	0.03	0.03	0.02	
			45	27.0	0.396	0.228	0.499	0.011	0.0067 $\bar{E}_s$	0.0723	0.28	0.42 0.28 0.15 0.08 0.07										
			60	28.5	0.399	0.237	0.499	0.012	0.0066 $\bar{E}_s$	0.0737	0.27											

续表 16

l (m)	d (m)	b (m)	a (m)	z _n	$\bar{a}_{As}$	$\bar{a}_{Bs}$	$\bar{a}_{Ad}$	$\bar{a}_{Bd}$	$[q_{eq}]$ (kPa)	$[s'_g]$ (m)	β_0	β_0										β_0
												1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
24	2	4	6	14.0	0.277	0.059	0.488	0.002	0.0154 $\bar{E}_s$	0.0596	0.63	0.40	0.34	0.12	0.06	0.04	0.02	0.01	0.01	—	—	
			12	19.0	0.332	0.110	0.497	0.005	0.0099 $\bar{E}_s$	0.0625	0.41	0.40	0.25	0.13	0.08	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	
			20	23.0	0.370	0.154	0.499	0.006	0.0080 $\bar{E}_s$	0.0683	0.33	0.35	0.23	0.14	0.09	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01	
			40	28.0	0.408	0.206	0.499	0.006	0.0068 $\bar{E}_s$	0.0780	0.28											
			60	32.0	0.413	0.229	0.499	0.006	0.0066 $\bar{E}_s$	0.0866	0.27	0.27	0.21	0.15	0.10	0.08	0.06	0.03	0.50	0.08	0.02	
30	2	5	80	34.0	0.415	0.236	0.499	0.006	0.0063 $\bar{E}_s$	0.0884	0.26											
			6	14.0	0.279	0.046	0.488	0.002	0.0175 $\bar{E}_s$	0.0681	0.72	0.57	0.24	0.10	0.05	0.03	0.01	—	—	—	—	
			12	20.0	0.327	0.091	0.498	0.001	0.0107 $\bar{E}_s$	0.0702	0.44	0.47	0.24	0.12	0.07	0.04	0.02	0.02	0.02	0.01	—	
			25	26.0	0.384	0.151	0.499	0.003	0.0079 $\bar{E}_s$	0.0785	0.32	0.61 0.23 0.29 0.05 0.01										
			50	32.5	0.419	0.204	0.499	0.003	0.0067 $\bar{E}_s$	0.0910	0.28											
			75	35.0	0.430	0.226	0.499	0.003	0.0065 $\bar{E}_s$	0.0978	0.27	0.60	0.21	0.15	0.09	0.08	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	
			100	37.5	0.430	0.234	0.499	0.003	0.0063 $\bar{E}_s$	0.1012	0.26	0.31	0.21	0.13	0.10	0.07	0.06	0.04	0.03	0.02	0.03	

表 17

区 段	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\beta \left(\frac{a}{5b} = \frac{6000}{1750} > 1 \right)$	0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
堆 载	0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	0	0
填 土	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
合 计	15.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	15.2	15.2
p_i (kPa) 填土	9.5	9.5	9.5	4.8							
$\beta q_i - \beta p_i$ (kPa)	1.7	7.5	5.7	4.6	3.5	2.8	2.1	1.4	1.1	0.3	0.2

$$q_{eq} = 0.8 \sum_{i=0}^{10} (\beta q_i - \beta p_i) = 0.8 \times 30.9 = 24.7 \text{ kPa}$$

表 18

z_i (m)	$\frac{a'}{b}$	$\frac{z_i}{b}$	$\bar{\alpha}_i$	$\bar{z}_i \bar{\alpha}_i$ (m)	$\frac{\bar{z}_i \bar{\alpha}_i - \bar{z}_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}}{\bar{\alpha}_i - \bar{\alpha}_{i-1}}$	E_a (MPa)	$\Delta s'_g = \frac{q_{kg}}{E_{sg}} \times \frac{\bar{z}_i \bar{\alpha}_i}{\bar{z}_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1} - \bar{z}_i \bar{\alpha}_i}$ (mm)	$s'_g = \sum_{i=1}^n \Delta s'_g$ (mm)	$\frac{\Delta s'_g}{\sum_{i=1}^n \Delta s'_g}$
0	$\frac{30.00}{17.50}$ =1.71	0							
28.80		$\frac{28.80}{17.50}$ =1.65	2×0.2069 =0.4138	11.92		4.0	73.6	73.6	
30.00		$\frac{30.00}{17.50}$ =1.71	2×0.2044 =0.4088	12.26	0.34	4.0	2.1	75.7	0.028 > 0.025
29.80		$\frac{29.80}{17.50}$ =1.70	2×0.2049 =0.4098	12.21		4.0	75.4		
31.00		$\frac{31.00}{17.50}$ =1.77	2×0.2020 =0.4040	12.52	0.34	4.0	1.9	77.3	0.0246 < 0.025

注：地面荷载宽度 $b' = 17.5\text{m}$ ，由地基变形计算深度 z 处向上取计算层厚度为 1.2m 。从上表中得知地基变形计算深度 z_n 为 31m ，所以由地面荷载引起柱基内侧边缘中点 (A) 的地基附加沉降值 $s'_g = 77.3\text{mm}$ 。按 $a = 60\text{m}$ ， $b = 3.5\text{m}$ 。查表 16 得地基附加沉降允许值 $[s'_g] = 80\text{mm}$ ，故满足天然地基设计的要求。

8 基 础

8.1 无筋扩展基础

8.1.1 本规范提供的各种无筋扩展基础台阶宽高比的允许值沿用了本规范 1974 版规定的允许值, 这些规定都是经过长期的工程实践检验, 是行之有效的。在本规范 2002 版编制时, 根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 以及《砌体结构设计规范》GB 50003 对混凝土和砌体结构的材料强度等级要求作了调整。计算结果表明, 当基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过 300kPa 时, 应按下式验算墙(柱)边缘或变阶处的受剪承载力:

$$V_s \leq 0.366 f_t A$$

式中: V_s ——相应于作用的基本组合时的地基土平均净反力产生的沿墙(柱)边缘或变阶处的剪力设计值(kN);

A ——沿墙(柱)边缘或变阶处基础的垂直截面面积(m^2)。当验算截面为阶形时其截面折算宽度按附录 U 计算。

上式是根据材料力学、素混凝土抗拉强度设计值以及基底反力为直线分布的条件下确定的, 适用于除岩石以外的地基。

对基底反力集中于立柱附近的岩石地基, 基础的抗剪验算条件应根据各地区具体情况确定。重庆大学曾对置于泥岩、泥质砂岩和砂岩等变形模量较大的岩石地基上的无筋扩展基础进行了试验, 试验研究结果表明, 岩石地基上无筋扩展基础的基底反力曲线是一倒置的马鞍形, 呈现出中间大, 两边小, 到了边缘又略为增大的分布形式, 反力的分布曲线主要与岩体的变形模量和基础的弹性模量比值、基础的高宽比有关。由于试验数据少, 且因我

国岩石类别较多,目前尚不能提供有关此类基础的受剪承载力验算公式,因此有关岩石地基上无筋扩展基础的台阶宽高比应结合各地区经验确定。根据已掌握的岩石地基上的无筋扩展基础试验中出现沿柱周边直剪和劈裂破坏现象,提出设计时应対柱下混凝土基础进行局部受压承载力验算,避免柱下素混凝土基础可能因横向拉应力达到混凝土的抗拉强度后引起基础周边混凝土发生竖向劈裂破坏和压陷。

8.2 扩展基础

8.2.1 扩展基础是指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。由于基础底板中垂直于受力钢筋的另一个方向的配筋具有分散部分荷载的作用,有利于底板内力重分布,因此各国规范中基础板的最小配筋率都小于梁的最小配筋率。美国 ACI318 规范中基础板的最小配筋率是按温度和混凝土收缩的要求规定为 0.2% ($f_{yk}=275\text{MPa}\sim 345\text{MPa}$) 和 0.18% ($f_{yk}=415\text{MPa}$); 英国标准 BS8110 规定板的两个方向的最小配筋率:低碳钢为 0.24% ,合金钢为 0.13% ; 英国规范 CP110 规定板的受力钢筋和次要钢筋的最小配筋率:低碳钢为 0.25% 和 0.15% ,合金钢为 0.15% 和 0.12% ; 我国《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定对卧置于地基上的混凝土板受拉钢筋的最小配筋率不应小于 0.15% 。本规范此次修订,明确了柱下独立基础的受力钢筋最小配筋率为 0.15% ,此要求低于美国规范,与我国《混凝土结构设计规范》GB 50010 对卧置于地基上的混凝土板受拉钢筋的最小配筋率以及英国规范对合金钢的最小配筋率要求相一致。

为减小混凝土收缩产生的裂缝,提高条形基础对不均匀地基土适应能力,本次修订适当加大了分布钢筋的配筋量。

8.2.5 自本规范 GBJ 7-89 版颁布后,国内高杯口基础杯壁厚度以及杯壁和短柱部分的配筋要求基本上照此执行,情况良好。本次修订,保留了本规范 2002 版增加的抗震设防烈度为 8 度和

9度时,短柱部分的横向箍筋的配置量不宜小于 $\phi 8@150$ 的要求。

制定高杯口基础的构造依据是:

1 杯壁厚度 t

多数设计在计算有短柱基础的厂房排架时,一般都不考虑短柱的影响,将排架柱视作固定在基础杯口顶面的二阶柱(图 29b)。这种简化计算所得的弯矩 m 较考虑有短柱存在按三阶柱(图 29c)计算所得的弯矩小。

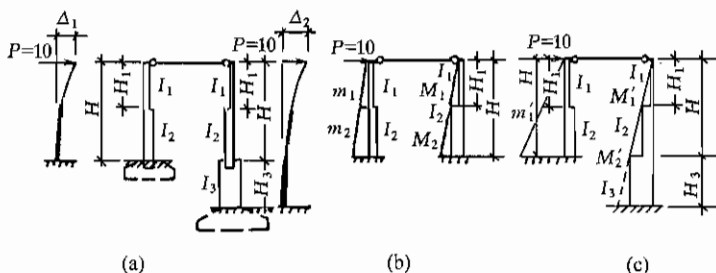


图 29 带短柱基础厂房的计算示意

(a) 厂房图形; (b) 简化计算; (c) 精确计算

原机械工业部设计院对起重机起重量小于或等于 750kN、轨顶标高在 14m 以下的一般工业厂房做了大量分析工作,分析结果表明:短柱刚度愈小即 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ 的比值愈大(图 29a),则弯矩误差

差 $\frac{\Delta m}{m}\%$, 即 $\frac{m' - m}{m}\%$ 愈大。图 30 为二阶柱和三阶柱的弯矩误差关系,从图中可以看到,当 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} = 1.11$ 时, $\frac{\Delta m}{m} = 8\%$, 构件尚

属安全使用范围之内。在相同的短柱高度和相同的柱截面条件下,短柱的刚度与杯壁的厚度 t 有关,GBJ 7-89 规范就是据此规定杯壁的厚度。通过十多年实践,按构造配筋的限制条件可适当放宽,本规范 2002 版参照《机械工厂结构设计规范》GBJ 8-97 增加了第 8.2.5 条中第 2、3 款的限制条件。

对符合本规范条文要求,且满足表 8.2.5 杯壁厚度最小要求的设计可不考虑高杯口基础短柱部分对排架的影响,否则应按三阶柱进行分析。

2 杯壁配筋

杯壁配筋的构造要求是基于横向(顶层钢筋网和横向箍筋)和纵向钢筋共同工作的计算方法,并通过试验验证。大量试算工作表明,除较小柱截面的杯口外,均能保证必需的安全度。顶层钢筋网由于抗弯力臂大,设计时应充分利用其抗弯承载力以减少杯壁其他的钢筋用量。横向箍筋 $\phi 8@150$ 的抗弯承载力随柱的插入杯口深度 h_1 而异,但当柱截面高度 h 大于 1000mm, $h_1 = 0.8h$ 时,抗弯能力有限,因此设计时横向箍筋不宜大于 $\phi 8@150$ 。纵向钢筋直径可为 12mm~16mm,且其设置量又与 h 成正比, h 愈大则其抗弯承载力愈大,当 $h \geq 1000\text{mm}$ 时,其抗弯承载力已达到甚至超过顶层钢筋网的抗弯承载力。

8.2.7 本条为强制性条文。规定了扩展基础的设计内容:受冲切承载力计算、受剪切承载力计算、抗弯计算、受压承载力计算。为确保扩展基础设计的安全,在进行扩展基础设计时必须严格执行。

8.2.8、8.2.9 为保证柱下独立基础双向受力状态,基础底面两个方向的边长一般都保持在相同或相近的范围内,试验结果和大量工程实践表明,当冲切破坏锥体落在基础底面以内时,此类基础的截面高度由受冲切承载力控制。本规范编制时所作的计算分析和比较也表明,符合本规范要求的双向受力独立基础,其剪切所需的截面有效面积一般都能满足要求,无需进行受剪承载力验算。考虑到实际工作中柱下独立基础底面两个方向的边长比值有可能大于 2,此时基础的受力状态接近于单向受力,柱与基础交接处不存在受冲切的问题,仅需对基础进行斜截面受剪承载力验算。因此,本次规范修订时,补充了基础底面短边尺寸小于柱宽加两倍基础有效高度时,验算柱与基础交接处基础受剪承载力的条款。验算截面取柱边缘,当受剪验算截面为阶梯形及锥形时,

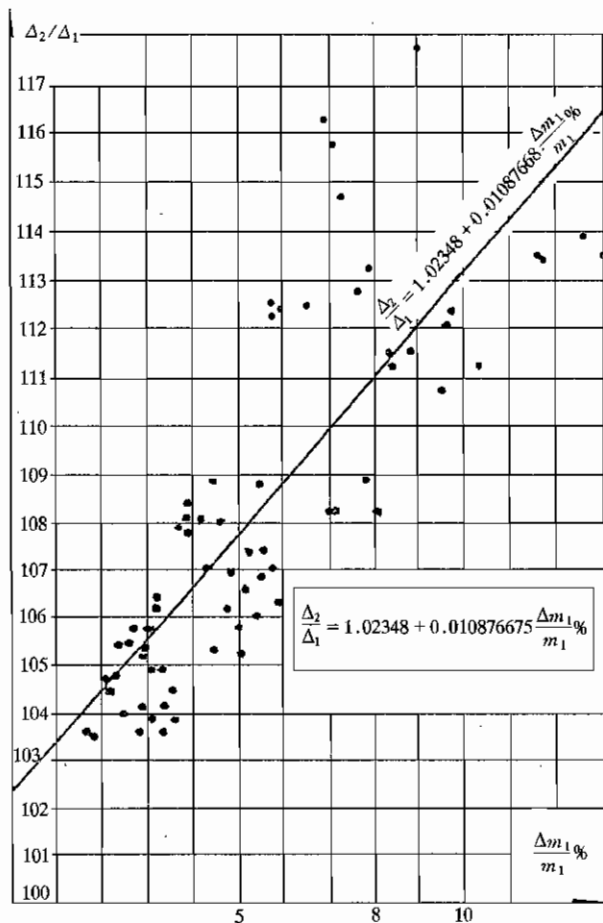


图 30 一般工业厂房 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ 与 $\frac{\Delta m}{m}\%$ (上柱) 关系

注: Δ_1 和 Δ_2 的相关系数 $\gamma=0.817824352$

可将其截面折算成矩形, 折算截面的宽度及截面有效高度, 可按照本规范附录 U 确定。需要说明的是: 计算斜截面受剪承载力时, 验算截面的位置, 各国规范的规定不尽相同。对于非预应力构件, 美国规范 ACI318, 根据构件端部斜截面脱离体的受力条件规定了: 当满足 (1) 支座反力 (沿剪力作用方向) 在构件端

部产生压力时；(2) 距支座边缘 h_0 范围内无集中荷载时；取距支座边缘 h_0 处作为验算受剪承载力的截面，并取距支座边缘 h_0 处的剪力作为验算的剪力设计值。当不符合上述条件时，取支座边缘处作为验算受剪承载力的截面，剪力设计值取支座边缘处的剪力。我国混凝土结构设计规范对均布荷载作用下的板类受弯构件，其斜截面受剪承载力的验算位置一律取支座边缘处，剪力设计值一律取支座边缘处的剪力。在验算单向受剪承载力时，ACI-318 规范的混凝土抗剪强度取 $\phi\sqrt{f'_c}/6$ ，抗剪强度为冲切承载力（双向受剪）时混凝土抗剪强度 $\phi\sqrt{f'_c}/3$ 的一半，而我国的混凝土单向受剪强度与双向受剪强度相同，设计时只是在截面高度影响系数中略有差别。对于单向受力的基础底板，按照我国混凝土设计规范的受剪承载力公式验算，计算截面从板边退出 h_0 算得的板厚小于美国 ACI318 规范，而验算断面取梁边或墙边时算得的板厚则大于美国 ACI318 规范。

本条文中所说的“短边尺寸”是指垂直于力矩作用方向的基础底边尺寸。

8.2.10 墙下条形基础底板为单向受力，应验算墙与基础交接处单位长度的基础受剪切承载力。

8.2.11 本条中的公式 (8.2.11-1) 和式 (8.2.11-2) 是以基础台阶宽高比小于或等于 2.5，以及基础底面与地基土之间不出现零应力区 ($e \leq b/6$) 为条件推导出来的弯矩简化计算公式，适用于除岩石以外的地基。其中，基础台阶宽高比小于或等于 2.5 是基于试验结果，旨在保证基底反力呈直线分布。中国建筑科学研究院地基所黄熙龄、郭天强对不同宽高比的板进行了试验，试验板的面积为 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ 。试验结果表明：在轴向荷载作用下，当 $h/l \leq 0.125$ 时，基底反力呈现中部大、端部小（图 31a、31b），地基承载力没有充分发挥基础板就出现井字形受弯破坏裂缝；当 $h/l = 0.16$ 时，地基反力呈直线分布，加载超过地基承载力特征值后，基础板发生冲切破坏（图 31c）；当 $h/l = 0.20$ 时，基础边缘反力逐渐增大，中部反力逐渐减小，在加荷接近冲

切承载力时,底部反力向中部集中,最终基础板出现冲切破坏(图 31d)。基于试验结果,对基础台阶宽高比小于或等于 2.5 的独立柱基可采用基底反力直线分布进行内力分析。

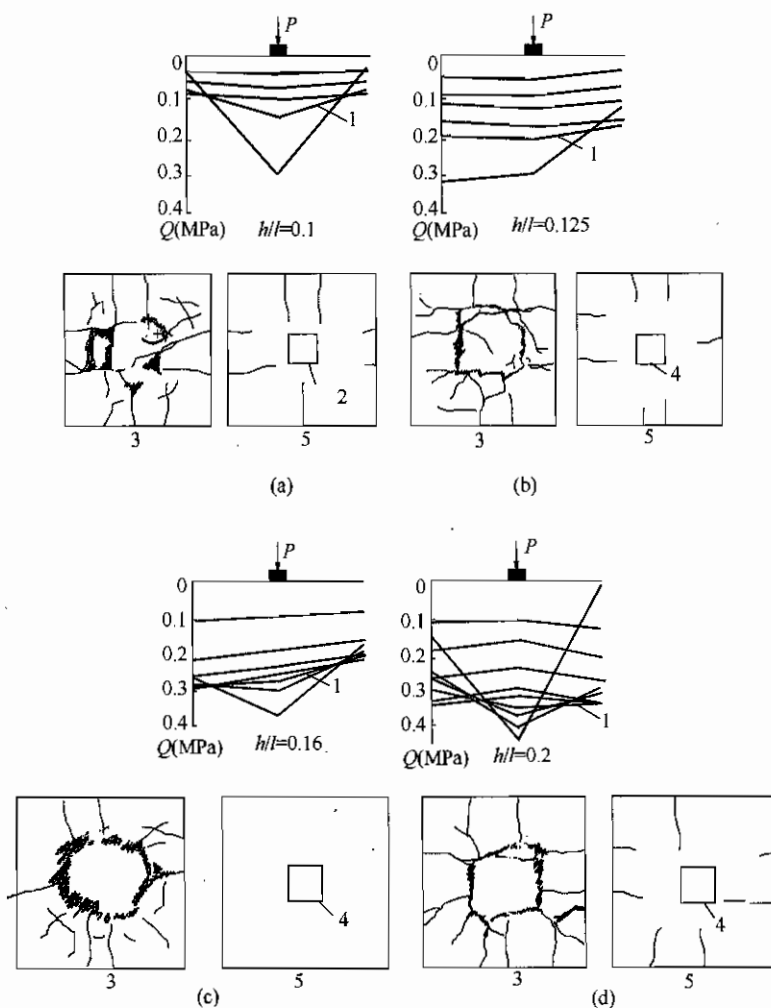


图 31 不同宽高比的基础板下反力分布

h —板厚; l —板宽

1—开裂; 2—柱边整齐裂缝; 3—板底面; 4—裂缝; 5—板顶面

此外,考虑到独立基础的高度一般是由冲切或剪切承载力控制,基础板相对较厚,如果用其计算最小配筋量可能导致底板用钢量不必要的增加,因此本规范提出对阶形以及锥形独立基础,可将其截面折算成矩形,其折算截面的宽度 b_0 及截面有效高度 h_0 按本规范附录U确定,并按最小配筋率0.15%计算基础底板的最小配筋量。

8.3 柱下条形基础

8.3.1、8.3.2 基础梁的截面高度应根据地基反力、柱荷载的大小等因素确定。大量工程实践表明,柱下条形基础梁的截面高度一般为柱距的 $1/4\sim 1/8$ 。原上海工业建筑设计院对50项工程的统计,条形基础梁的高跨比在 $1/4\sim 1/6$ 之间的占工程数的88%。在选择基础梁截面时,柱边缘处基础梁的受剪截面尚应满足现行《混凝土结构设计规范》GB 50010的要求。

关于柱下条形基础梁的内力计算方法,本规范给出了按连续梁计算内力的适用条件。在比较均匀的地基上,上部结构刚度较好,荷载分布较均匀,且条形基础梁的截面高度大于或等于 $1/6$ 柱距时,地基反力可按直线分布考虑。其中基础梁高大于或等于 $1/6$ 柱距的条件是通过与柱距 l 和文克勒地基模型中的弹性特征系数 λ 的乘积 $\lambda l \leq 1.75$ 作了比较,结果表明,当高跨比大于或等于 $1/6$ 时,对一般柱距及中等压缩性的地基都可考虑地基反力为直线分布。当不满足上述条件时,宜按弹性地基梁法计算内力,分析时采用的地基模型应结合地区经验进行选择。

8.4 高层建筑筏形基础

8.4.1 筏形基础分为平板式和梁板式两种类型,其选型应根据工程具体条件确定。与梁板式筏基相比,平板式筏基具有抗冲切及抗剪切能力强的特点,且构造简单,施工便捷,经大量工程实践和部分工程事故分析,平板式筏基具有更好的适应性。

8.4.2 对单幢建筑物,在均匀地基的条件下,基础底面的压力

和基础的整体倾斜主要取决于作用的准永久组合下产生的偏心距大小。对基底平面为矩形的筏基，在偏心荷载作用下，基础抗倾覆稳定系数 K_F 可用下式表示：

$$K_F = \frac{y}{e} = \frac{\gamma B}{e} = \frac{\gamma}{\frac{e}{B}}$$

式中： B ——与组合荷载竖向合力偏心方向平行的基础边长；

e ——作用在基底平面的组合荷载全部竖向合力对基底面积形心的偏心距；

y ——基底平面形心至最大受压边缘的距离， γ 为 y 与 B 的比值。

从式中可以看出 e/B 直接影响着抗倾覆稳定系数 K_F ， K_F 随着 e/B 的增大而降低，因此容易引起较大的倾斜。表 19 三个典型工程的实测证实了在地基条件相同时， e/B 越大，则倾斜越大。

表 19 e/B 值与整体倾斜的关系

地基条件	工程名称	横向偏心距 e (m)	基底宽度 B (m)	e/B	实测倾斜 (‰)
上海软土地基	胸科医院	0.164	17.9	1/109	2.1 (有相邻建筑影响)
上海软土地基	某研究所	0.154	14.8	1/96	2.7
北京硬土地基	中医医院	0.297	12.6	1/42	1.716 (唐山地震时北京烈度为 6 度，未发现明显变化)

高层建筑由于楼身质心高，荷载重，当筏形基础开始产生倾斜后，建筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而倾覆力矩的增量又产生新的倾斜增量，倾斜可能随时间而增长，直至地基变形稳定为止。因此，为避免基础产生倾斜，应尽量使结构竖向荷载合力作用点与基础平面形心重合，当偏心难以避免时，则应规定竖向合力偏心距的限值。本规范根据实测资料并参

考交通部《公路桥涵设计规范》对桥墩合力偏心距的限制,规定了在作用的准永久组合时, $e \leq 0.1W/A$ 。从实测结果来看,这个限制对硬土地区稍严格,当有可靠依据时可适当放松。

8.4.3 国内建筑物脉动实测试验结果表明,当地基为非密实土和岩石持力层时,由于地基的柔性改变了上部结构的动力特性,延长了上部结构的基本周期以及增大了结构体系的阻尼,同时土与结构的相互作用也改变了地基运动的特性。结构按刚性地基假定分析的水平地震作用比其实际承受的地震作用大,因此可以根据场地条件、基础埋深、基础和上部结构的刚度等因素确定是否对水平地震作用进行适当折减。

实测地震记录及理论分析表明,土中的水平地震加速度一般随深度而渐减,较大的基础埋深,可以减少来自基底的地震输入,例如日本取地表下 20m 深处的地震系数为地表的 0.5 倍;法国规定筏基或带地下室的建筑的地震荷载比一般的建筑少 20%。同时,较大的基础埋深,可以增加基础侧面的摩擦阻力和土的被动土压力,增强土对基础的嵌固作用。美国 FEMA386 及 IBC 规范采用加长结构物自振周期作为考虑地基土的柔性影响,同时采用增加结构有效阻尼来考虑地震过程中结构的能量耗散,并规定了结构的基底剪力最大可降低 30%。

本次修订,对不同土层剪切波速、不同场地类别以及不同基础埋深的钢筋混凝土剪力墙结构,框架剪力墙结构和框架核心筒结构进行分析,结合我国现阶段的地震作用条件并与美国 UBC1977 和 FEMA386、IBC 规范进行了比较,提出了对四周与土层紧密接触带地下室外墙的整体式筏基和箱基,场地类别为Ⅲ类和Ⅳ类,结构基本自振周期处于特征周期的 1.2 倍~5 倍范围时,按刚性地基假定分析的基底水平地震剪力和倾覆力矩可根据抗震设防烈度乘以折减系数,8 度时折减系数取 0.9,9 度时折减系数取 0.85,该折减系数是一个综合性的包络值,它不能与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 5.2 节中提出的折减系数同时使用。

8.4.6 本条为强制性条文。平板式筏基的板厚通常由冲切控制，包括柱下冲切和内筒冲切，因此其板厚应满足受冲切承载力的要求。

8.4.7 N. W. Hanson 和 J. M. Hanson 在他们的《混凝土板柱之间剪力和弯矩的传递》试验报告中指出：板与柱之间的不平衡弯矩传递，一部分不平衡弯矩是通过临界截面周边的弯曲应力 T 和 C 来传递，而一部分不平衡弯矩则通过临界截面上的偏心剪力对临界截面重心产生的弯矩来传递的，如图 32 所示。因此，在验算距柱边 $h_0/2$ 处的冲切临界截面剪应力时，除需考虑竖向荷载产生的剪应力外，尚应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪应力。本规范公式 (8.4.7-1) 右侧第一项是根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 在集中力作用下的冲切承载力计算公式换算而得，右侧第二项是引自美国 ACI 318 规范中有关的计算规定。

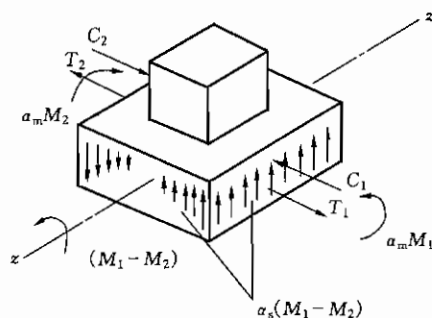


图 32 板与柱不平衡弯矩传递示意

关于公式 (8.4.7-1) 中冲切力取值的问题，国内外大量试验结果表明，内柱的冲切破坏呈完整的锥体状，我国工程实践中一直沿用柱所承受的轴向力设计值减去冲切破坏锥体范围内相应的地基净反力作为冲切力；对边柱和角柱，中国建筑科学研究院地基所试验结果表明，其冲切破坏锥体近似为 $1/2$ 和 $1/4$ 圆台体，本规范参考了国外经验，取柱轴力设计值减去冲切临界截面范围内相应的地基净反力作为冲切力设计值。

本规范中的角柱和边柱是相对于基础平面而言的。大量计算结果表明,受基础盆形挠曲的影响,基础的角柱和边柱产生了附加的压力。本次修订时将角柱和边柱的冲切力乘以了放大系数 1.2 和 1.1。

公式 (8.4.7-1) 中的 M_{unb} 是指作用在柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面重心上的弯矩,对边柱它包括由柱根处轴力 N 和该处筏板冲切临界截面范围内相应的地基反力 P 对临界截面重心产生的弯矩。由于本条中筏板和上部结构是分别计算的,因此计算 M 值时尚应包括柱子根部的弯矩设计值 M_c ,如图 33 所示, M 的表达式为:

$$M_{\text{unb}} = Ne_N - Pe_p \pm M_c$$

对于内柱,由于对称关系,柱截面形心与冲切临界截面重心重合, $e_N = e_p = 0$,因此冲切临界截面重心上的弯矩,取柱根弯矩设计值。

国外试验结果表明,当柱截面的长边与短边的比值 β_s 大于 2

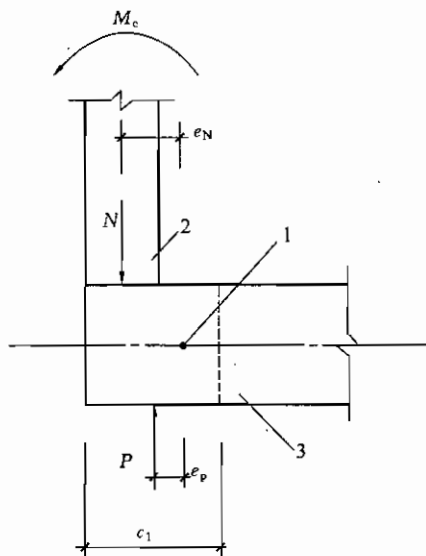


图 33 边柱 M_{unb} 计算示意

1—冲切临界截面重心; 2—柱; 3—筏板

时,沿冲切临界截面的长边的受剪承载力约为柱短边受剪承载力的一半或更低。本规范的公式 (8.4.7-2) 是在我国受冲切承载力公式的基础上,参考了美国 ACI 318 规范中受冲切承载力公式中有关规定,引进了柱截面长、短边比值的影响,适用于包括扁柱和单片剪力墙在内的平板式筏基。图 34 给出了本规范与美国 ACI 318 规范在不同 β_s 条件下筏板有效高度的比

较，由于我国受冲切承载力取值偏低，按本规范算得的筏板有效高度稍大于美国 ACI 318 规范相关公式的结果。

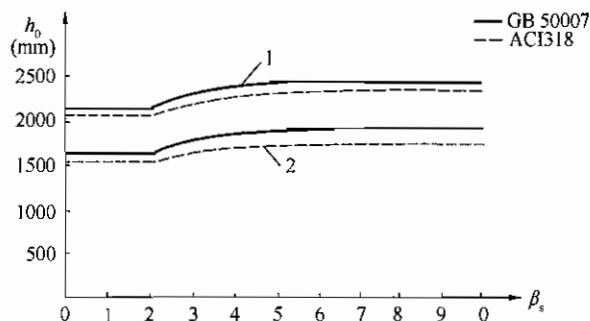


图 34 不同 β_s 条件下筏板有效高度的比较

1—实例一、筏板区格 $9\text{m} \times 11\text{m}$ ，作用的标准组合的地基土净反力 345.6kPa ；2—实例二、筏板区格 $7\text{m} \times 9.45\text{m}$ ，作用的标准组合的地基土净反力 245.5kPa

对有抗震设防要求的平板式筏基，尚应验算地震作用组合的临界截面的最大剪应力 $\tau_{E,\max}$ ，此时公式(8.4.7-1)和式(8.4.7-2)应改写为：

$$\tau_{E,\max} = \frac{V_{sE}}{A_s} + \alpha_s \frac{M_E}{I_s} C_{AB}$$

$$\tau_{E,\max} \leq \frac{0.7}{\gamma_{RE}} \left(0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \right) \beta_{hp} f_t$$

式中： V_{sE} ——作用的地震组合的集中反力设计值 (kN)；

M_E ——作用的地震组合的冲切临界截面重心上的弯矩设计值 (kN·m)；

A_s ——距柱边 $h_0/2$ 处的冲切临界截面的筏板有效面积 (m^2)；

γ_{RE} ——抗震调整系数，取 0.85。

8.4.8 Venderbilt 在他的《连续板的抗剪强度》试验报告中指出：混凝土抗冲切承载力随比值 u_m/h_0 的增加而降低。由于使用功能上的要求，核心筒占有相当大的面积，因而距核心筒外表面

$h_0/2$ 处的冲切临界截面周长是很大的, 在 h_0 保持不变的条件下, 核心筒下筏板的受冲切承载力实际上是降低了, 因此设计时应验算核心筒下筏板的受冲切承载力, 局部提高核心筒下筏板的厚度。此外, 我国工程实践和美国休斯敦壳体大厦基础钢筋应力实测结果表明, 框架-核心筒结构和框筒结构下筏板底部最大应力出现在核心筒边缘处, 因此局部提高核心筒下筏板的厚度, 也有利于核心筒边缘处筏板应力较大部位的配筋。本规范给出的核心筒下筏板冲切截面周长影响系数 η , 是通过实际工程中不同尺寸的核心筒, 经分析并和美国 ACI 318 规范对比后确定的 (详见表 20)。

表 20 内筒下筏板厚度比较

筒尺寸 (m×m)	筏板混凝土强度等级	标准组合的内筒轴力 (kN)	标准组合的基底净反力 (kN/m ²)	规范名称	筏板有效高度 (m)	
					不考虑冲切临界截面周长影响	考虑冲切临界截面周长影响
11.3×13.0	C30	128051	383.4	GB 50007	1.22	1.39
				ACI 318	1.18	1.44
12.6×27.2	C40	424565	453.1	GB 50007	2.41	2.72
				ACI 318	2.36	2.71
24×24	C40	718848	480	GB 50007	3.2	3.58
				ACI 318	3.07	3.55
24×24	C40	442980	300	GB 50007	2.39	2.57
				ACI 318	2.12	2.67
24×24	C40	336960	225	GB 50007	1.95	2.28
				ACI 318	1.67	2.21

8.4.9 本条为强制性条文。平板式筏基内筒、柱边缘处以及筏板变厚度处剪力较大, 应进行抗剪承载力验算。

8.4.10 通过对已建工程的分析,并鉴于梁板式筏基基础梁下实测土反力存在的集中效应、底板与土壤之间的摩擦力作用以及实际工程中底板的跨厚比一般都在 14~6 之间变动等有利因素,本规范明确了取距内柱和内筒边缘 h_0 处作为验算筏板受剪的部位,如图 35 所示;角柱下验算筏板受剪的部位取距柱角 h_0 处,如图 36 所示。式 (8.4.10) 中的 V_s 即作用在图 35 或图 36 中阴影面积上的地基平均净反力设计值除以验算截面处的板格中至中的长度(内柱)、或距角柱角点 h_0 处 45° 斜线的长度(角柱)。国内筏板试验报告表明:筏板的裂缝首先出现在板的角部,设计中当采用简化计算方法时,需适当考虑角点附近土反力的集中效应,乘以 1.2 的增大系数。图 37 给出了筏板模型试验中裂缝发展的过程。设计中当角柱下筏板受剪承载力不满足规范要求时,也可采用适当加大底层角柱横截面或局部增加筏板角隅板厚等有效措施,以期降低受剪截面处的剪力。

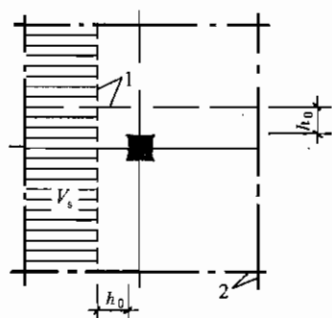


图 35 内柱(筒)下筏板验算
剪切部位示意
1—验算剪切部位; 2—板格中线

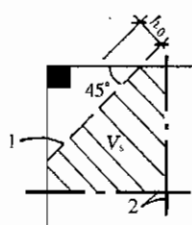


图 36 角柱(筒)下筏板验算
剪切部位示意
1—验算剪切部位; 2—板格中线

对于上部为框架-核心筒结构的平板式筏形基础,设计人应根据工程的具体情况采用符合实际的计算模型或根据实测确定的地基反力来验算距核心筒 h_0 处的筏板受剪承载力。当边柱与核心筒之间的距离较大时,式 (8.4.10) 中的 V_s 即作用在图 38 中

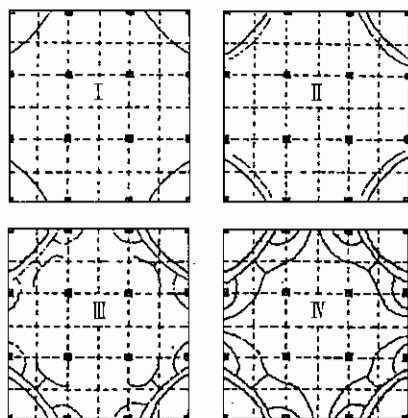


图 37 筏板模型试验裂缝发展过程

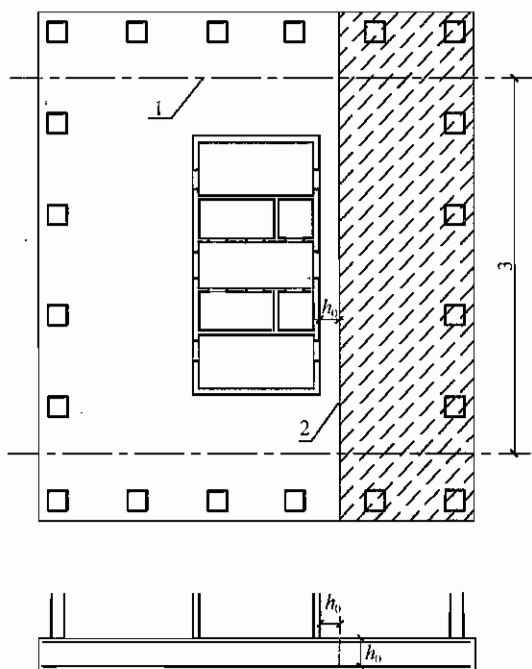


图 38 框架-核心筒下筏板受剪承载力计算截面位置和计算

1—混凝土核心筒与柱之间的中分线；2—剪切计算截面；

3—验算单元的计算宽度 b

阴影面积上的地基平均净反力设计值与边柱轴力设计值之差除以 b , b 取核心筒两侧紧邻跨的跨中分线之间的距离。当主楼核心筒外侧有两排以上框架柱或边柱与核心筒之间的距离较小时, 设计人应根据工程具体情况慎重确定筏板受剪承载力验算单元的计算宽度。

关于厚筏基础板厚中部设置双向钢筋网的规定, 同国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。日本 Shioya 等通过对无腹筋构件的截面高度变化试验, 结果表明, 梁的有效高度从 200mm 变化到 3000mm 时, 其名义抗剪强度 $\left(\frac{V}{bh_0}\right)$ 降低 64%。

加拿大 M. P. Collins 等研究了配有中间纵向钢筋的无腹筋梁的抗剪承载力, 试验研究表明, 构件中部的纵向钢筋对限制斜裂缝的发展, 改善其抗剪性能是有效的。

8.4.11 本条为强制性条文。本条规定了梁板式筏基底板的设计内容: 抗弯计算、受冲切承载力计算、受剪切承载力计算。为确保梁板式筏基底板设计的安全, 在进行梁板式筏基底板设计时必须严格执行。

8.4.12 板的抗冲切机理要比梁的抗剪复杂, 目前各国规范的受冲切承载力计算公式都是基于试验的经验公式。本规范梁板式筏基底板受冲切承载力和受剪承载力验算方法源于《高层建筑箱形基础设计与施工规程》JGJ 6-80。验算底板受剪承载力时, 规程 JGJ 6-80 规定了以距墙边 h_0 (底板的有效高度) 处作为验算底板受剪承载力的部位。在本规范 2002 版编制时, 对北京市十余幢已建的箱形基础进行调查及复算, 调查结果表明按此规定计算的底板并没有发现异常现象, 情况良好。表 21 和表 22 给出了部分已建工程有关箱形基础双向底板的信息, 以及箱形基础双向底板按不同规范计算剪切所需的 h_0 。分析比较结果表明, 取距支座边缘 h_0 处作为验算双向底板受剪承载力的部位, 并将梯形受荷面积上的平均净反力摊在 $(l_{n2}-2h_0)$ 上的计算结果与工程实际的板厚以及按 ACI 318 计算结果是十分接近的。

表 21 已建工程箱形基础双向底板信息表

序号	工程名称	板格尺寸 (m×m)	地基净反 力标准值 (kPa)	支座 宽度 (m)	混凝土 强度 等级	底板实用 厚度 h (mm)
①	海军医院门诊楼	7.2×7.5	231.2	0.60	C25	550
②	望京Ⅱ区1号楼	6.3×7.2	413.6	0.20	C25	850
③	望京Ⅱ区2号楼	6.3×7.2	290.4	0.20	C25	700
④	望京Ⅱ区3号楼	6.3×7.2	384.0	0.20	C25	850
⑤	松榆花园1号楼	8.1×8.4	616.8	0.25	C35	1200
⑥	中鑫花园	6.15×9.0	414.4	0.30	C30	900
⑦	天创成	7.9×10.1	595.5	0.25	C30	1300
⑧	沙板庄小区	6.4×8.7	434.0	0.20	C30	1000

表 22 已建工程箱形基础双向底板剪切计算分析

序号	双向底板剪切计算的 h_0 (mm)			按 GB 50007 双 向底板冲切计 算的 h_0 (mm)	工程实用 厚度 h (mm)
	GB 50010	ACI-318	GB 50007		
	梯形土反力摊在 l_{n2} 上		梯形土反力摊在 ($l_{n2}-2h_0$) 上		
	支座边缘	距支座边 h_0	距支座边 h_0		
①	600	584	514	470	550
②	1200	853	820	710	850
③	760	680	620	540	700
④	1090	815	770	670	850
⑤	1880	1160	1260	1000	1200
⑥	1210	915	824	700	900
⑦	2350	1355	1440	1120	1300
⑧	1300	950	890	740	1000

8.4.14 中国建筑科学研究院地基所黄熙龄和郭天强在他们的框架柱-筏基础模型试验报告中指出,在均匀地基上,上部结构刚度较好,柱网和荷载分布较均匀,且基础梁的截面高度大于或等于 $1/6$ 的梁板式筏基基础,可不考虑筏板的整体弯曲,只按局部弯曲计算,地基反力可按直线分布。试验是在粉质黏土和碎石土两种不同类型的土层上进行的,筏基平面尺寸为 $3220\text{mm} \times 2200\text{mm}$,厚度为 150mm (图 39),其上为三榀单层框架 (图 40)。试验结果表明,土质无论是粉质黏土还是碎石土,沉降都相当均匀 (图 41),筏板的整体挠曲度约为万分之三。基础内力的分布规律,按整体分析法 (考虑上部结构作用) 与倒梁法是一致的,且倒梁板法计算出来的弯矩值还略大于整体分析法 (图 42)。

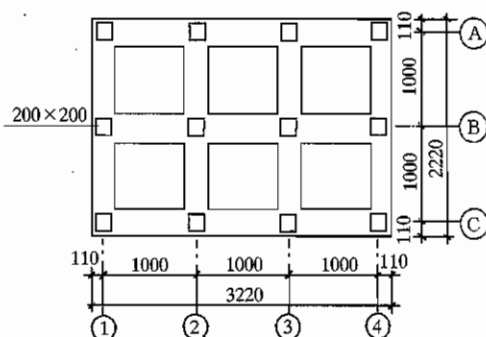


图 39 模型试验加载梁平面图

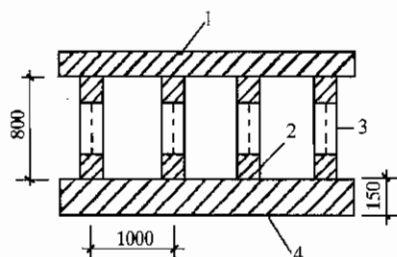


图 40 模型试验 (B) 轴线剖面图

1—框架梁; 2—柱; 3—传感器; 4—筏板

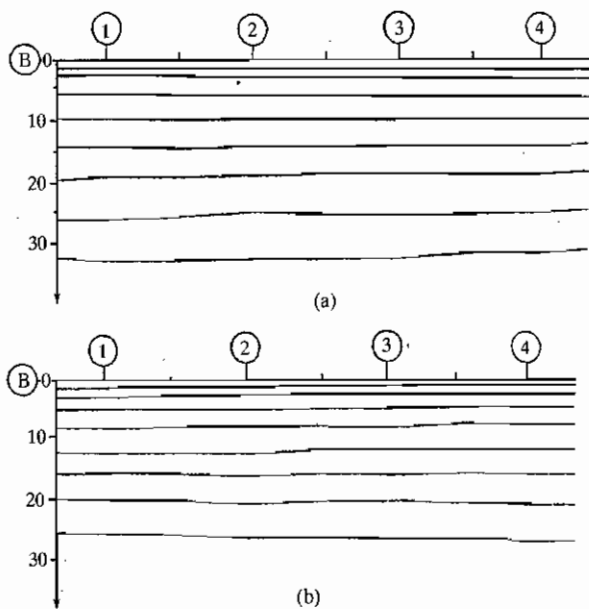


图 41 (B) 轴线沉降曲线
(a) 粉质黏土; (b) 碎石土

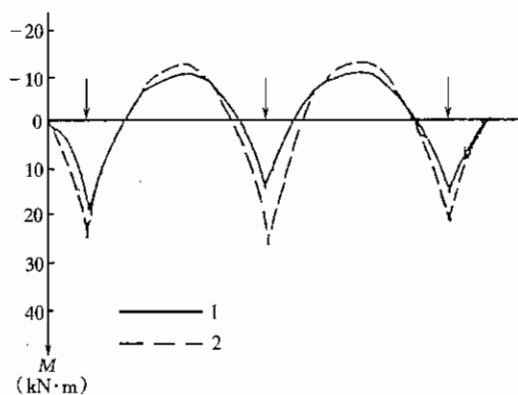


图 42 整体分析法与倒梁板法弯矩计算结果比较
1—整体 (考虑上部结构刚度); 2—倒梁板法

对单幢平板式筏基，当地基土比较均匀，地基压缩层范围内无软弱土层或可液化土层、上部结构刚度较好，柱网和荷载较均匀、相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20%，上部结构刚度较好，筏板厚度满足受冲切承载力要求，且筏板的厚跨比不小于 $1/6$ 时，平板式筏基可仅考虑局部弯曲作用。筏形基础的内力，可按直线分布进行计算。当不满足上述条件时，宜按弹性地基理论计算内力，分析时采用的地基模型应结合地区经验进行选择。

对于地基土、结构布置和荷载分布不符合本条要求的结构，如框架-核心筒结构等，核心筒和周边框架柱之间竖向荷载差异较大，一般情况下核心筒下的基底反力大于周边框架柱下基底反力，因此不适用于本条提出的简化计算方法，应采用能正确反映结构实际受力情况的计算方法。

8.4.16 工程实践表明，在柱宽及其两侧一定范围的有效宽度内，其钢筋配置量不应小于柱下板带配筋量的一半，且应能承受板与柱之间部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{\text{unb}}$ ，以保证板柱之间的弯矩传递，并使筏板在地震作用过程中处于弹性状态。条款中有效宽度的范围，是根据筏板较厚的特点，以小于 $1/4$ 板跨为原则而提出来的。有效宽度范围如图 43 所示。

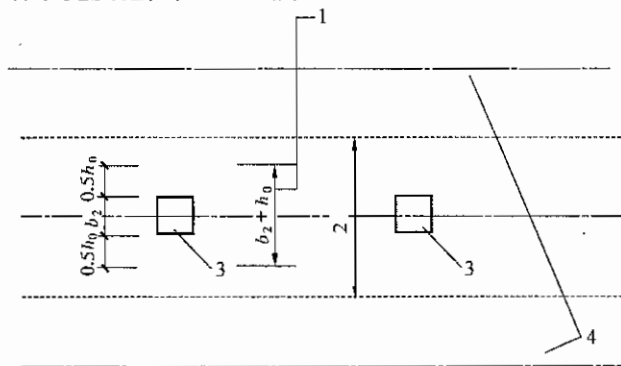


图 43 柱两侧有效宽度范围的示意

1—有效宽度范围内的钢筋应不小于柱下板带配筋量的一半，

且能承受 $\alpha_m M_{\text{unb}}$ ；2—柱下板带；3—柱；4—跨中板带

8.4.18 本条为强制性条文。梁板式筏基基础梁和平板式筏基的顶面处与结构柱、剪力墙交界处承受较大的竖向力，设计时应进行局部受压承载力计算。

8.4.20 中国建筑科学研究院地基所黄熙龄、袁勋、宫剑飞、朱红波等对塔裙一体大底盘平板式筏形基础进行室内模型系列试验以及实际工程的原位沉降观测，得到以下结论：

1 厚筏基础（厚跨比不小于 $1/6$ ）具备扩散主楼荷载的作用，扩散范围与相邻裙房地下室的层数、间距以及筏板的厚度有关，影响范围不超过三跨。

2 多塔楼作用下大底盘厚筏基础的变形特征为：各塔楼独立作用下产生的变形效应通过以各个塔楼下面一定范围内的区域为沉降中心，各自沿径向向外围衰减。

3 多塔楼作用下大底盘厚筏基础的基底反力的分布规律为：各塔楼荷载产出的基底反力以其塔楼下某一区域为中心，通过各自塔楼周围的裙房基础沿径向向外围扩散，并随着距离的增大而逐渐衰减。

4 大比例室内模型系列试验和工程实测结果表明，当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时，高层建筑的荷载通过裙房基础向周围扩散并逐渐减小，因此与高层建筑紧邻的裙房基础下的地基反力相对较大，该范围内的裙房基础板厚度突然减小过多时，有可能出现基础板的截面因承载力不够而发生破坏或其因变形过大出现裂缝。因此本条提出高层建筑及与其紧邻一跨的裙房筏板应采用相同厚度，裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化。

5 室内模型试验结果表明，平面呈 L 形的高层建筑下的大面积整体筏形基础，筏板在满足厚跨比不小于 $1/6$ 的条件下，裂缝发生在与高层建筑相邻的裙房第一跨和第二跨交接处的柱旁。试验结果还表明，高层建筑连同紧邻一跨的裙房其变形相当均匀，呈现出接近刚性板的变形特征。因此，当需要设置后浇带时，后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第二跨内

(见图 44)。

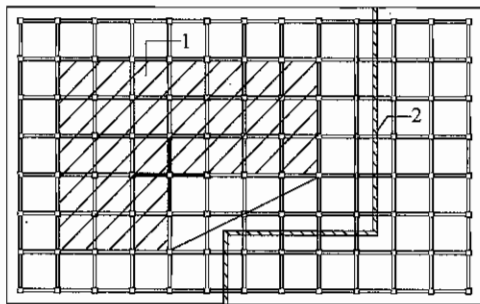


图 44 平面呈 L 形的高层建筑后浇带示意

1—L 形高层建筑；2—后浇带

8.4.21 室内模型试验和工程沉降观察以及反算结果表明，在同一大面积整体筏形基础上有多幢高层和低层建筑时，筏形基础的结构分析宜考虑上部结构、基础与地基土的共同作用，否则将得到与沉降测试结果不符的较小的基础边缘沉降值和较大的基础挠曲度。

8.4.22 高层建筑基础不但应满足强度要求，而且应有足够的刚度，方可保证上部结构的安全。本规范基础挠曲度 Δ/L 的定义为：基础两端沉降的平均值和基础中间最大沉降的差值与基础两端之间距离的比值。本条给出的基础挠曲 $\Delta/L=0.5\%$ 限值，是基于中国建筑科学研究院地基所室内模型系列试验和大量工程实测分析得到的。试验结果表明，模型的整体挠曲变形曲线呈盆形，当 $\Delta/L>0.7\%$ 时，筏板角部开始出现裂缝，随后底层边、角柱的根部内侧顺着基础整体挠曲方向出现裂缝。英国 Burland 曾对四幢直径为 20m 平板式筏基的地下仓库进行沉降观测，筏板厚度 1.2m，基础持力层为白垩层土。四幢地下仓库的整体挠曲变形曲线均呈反盆状（图 45），当基础挠曲度 $\Delta/L=0.45\%$ 时，混凝土柱子出现发丝裂缝，当 $\Delta/L=0.6\%$ 时，柱子开裂严重，不得不设置临时支撑。因此，控制基础挠曲度的是完全必要的。

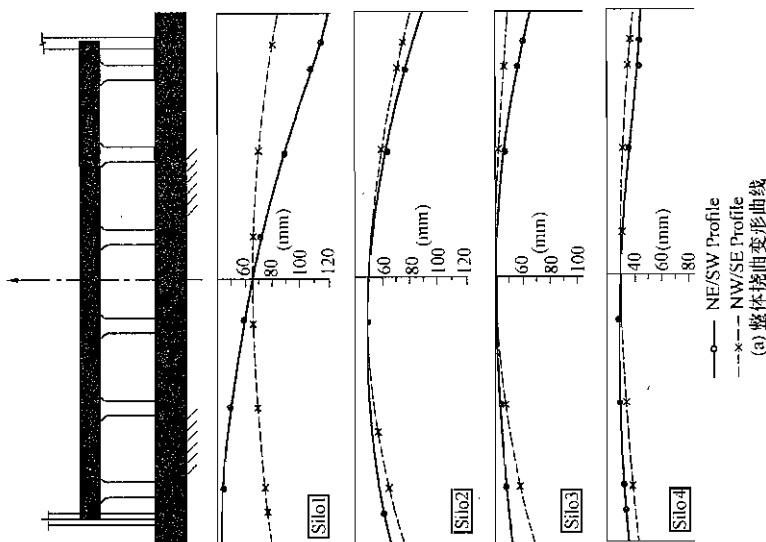
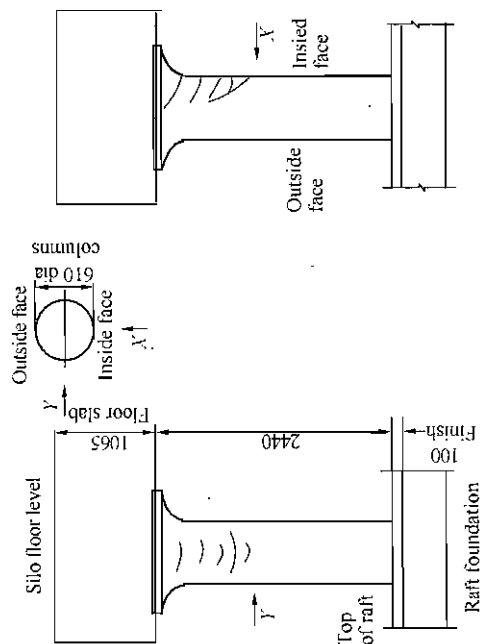


图 4.5 四幢地下仓库平板式筏基的整体挠曲变形曲线及柱子裂缝示意



(b) 柱子裂缝示意

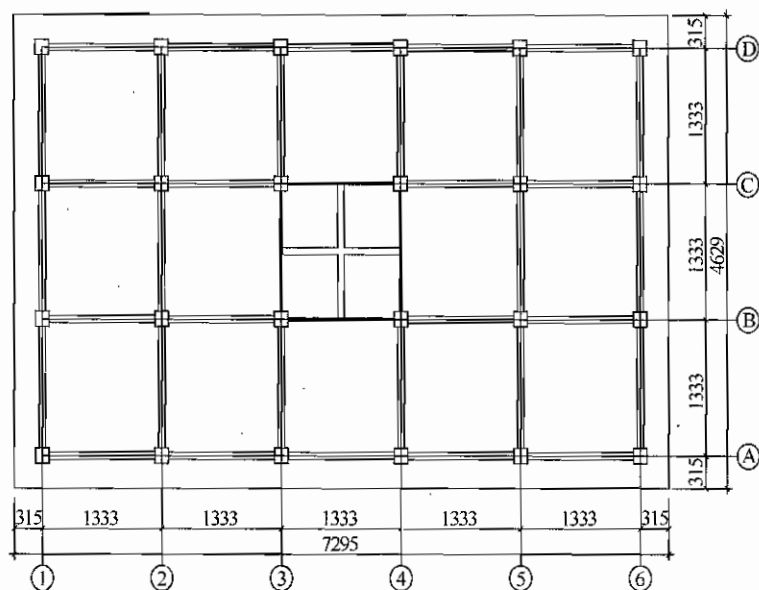
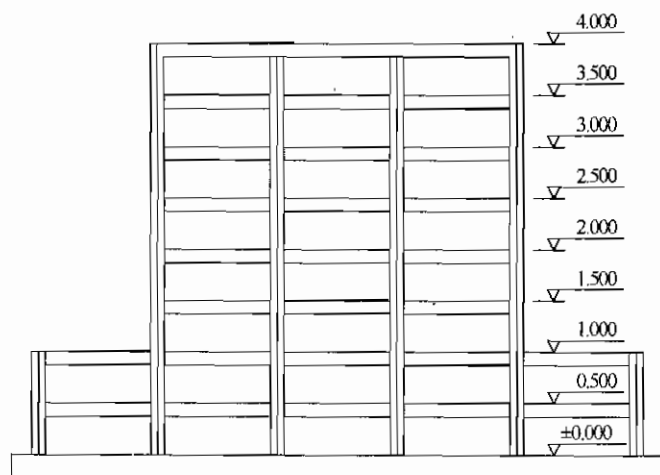


图 46 大底盘结构试验模型平面及剖面

8.4.23 中国建筑科学研究院地基所滕延京和石金龙对大底盘框架-核心筒结构筏板基础进行了室内模型试验，试验基坑内为人

工换填的均匀粉土，深 2.5m，其下为天然地基老土。通过载荷板试验，地基土承载力特征值为 100kPa。试验模型比例 $i=6$ ，上部结构为 8 层框架-核心筒结构，其左右两侧各带 1 跨 2 层裙房，筏板厚度为 220mm，楼板厚度：1 层为 35mm，2 层为 50mm，框架柱尺寸为 150mm×150mm，大底盘结构模型平面及剖面见图 46。

试验结果显示：

1 当筏板发生纵向挠曲时，在上部结构共同作用下，外扩裙房的角柱和边柱抑制了筏板纵向挠曲的发展，柱下筏板存在局部负弯矩，同时也使顺着基础整体挠曲方向的裙房底层边、角柱下端的内侧，以及底层边、角柱上端的外侧出现裂缝。

2 裙房的角柱内侧楼板出现弧形裂缝、顺着挠曲方向裙房的外柱内侧楼板以及主裙楼交界处的楼板均发生了裂缝，图 47 及图 48 为一层和二层层板板面裂缝位置图。本条的目的旨在从构造上加强此类楼板的薄弱环节。

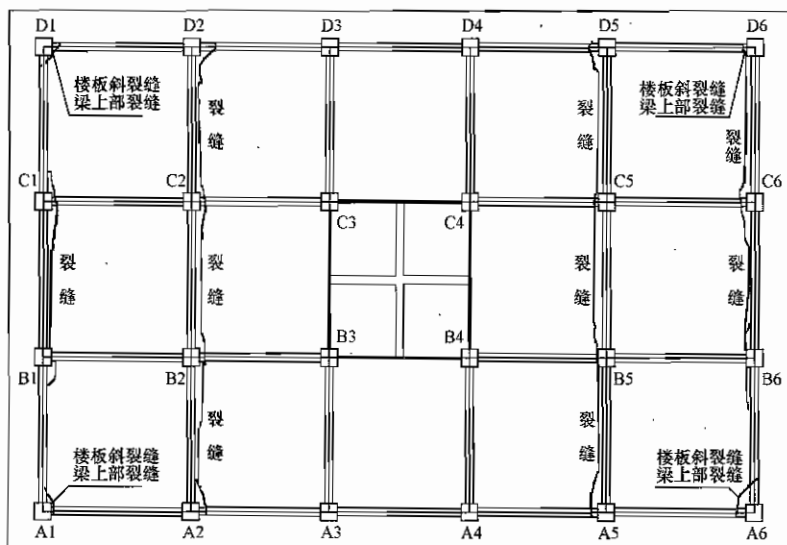


图 47 一层楼板板面裂缝位置图

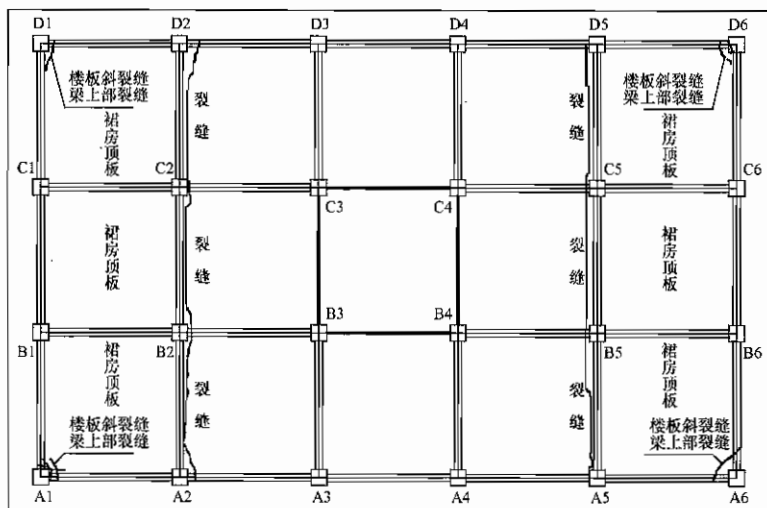


图 48 二层楼板板面裂缝位置图

8.4.24 试验资料和理论分析都表明，回填土的质量影响着基础的埋置作用，如果不能保证填土和地下室外墙之间的有效接触，将减弱土对基础的约束作用，降低基侧土对地下结构的阻抗。因此，应注意地下室四周回填土应均匀分层夯实。

8.4.25 20 世纪 80 年代，国内王前信、王有为曾对北京和上海 20 余栋 23m~58m 高的剪力墙结构进行脉动试验，结果表明由于上海的地基土质软于北京，建于上海的房屋自振周期比北京类似的建筑物要长 30%，说明了地基的柔性改变了上部结构的动力特性。反之上部结构也影响了地基土的黏滞效应，提高了结构体系的阻尼。

通常在设计中都假定上部结构嵌固在基础结构上，实际上这一假定只有在刚性地基的条件下才能实现。对绝大多数都属柔性地基的地基土而言，在水平力作用下结构底部以及地基都会出现转动，因此所谓嵌固实质上是指接近于固定的计算基面。本条中的嵌固即属此意。

1989 年，美国旧金山市一幢 257.9m 高的钢结构建筑，地下

室采用钢筋混凝土剪力墙加强，其下为 2.7m 厚的筏板，基础持力层为黏性土和密实性砂土，基岩位于室外地面下 48m~60m 处。在强震作用下，地下室除了产生 52.4mm 的整体水平位移外，还产生了万分之三的整体转角。实测记录反映了两个基本事实：其一是厚筏基础四周外墙与土层紧密接触，且具有一定数量纵横内墙的地下室变形呈现出与刚体变形相似的特征；其二是地下结构的转角体现了柔性地基的影响。地震作用下，既然四周与土壤接触的具有外墙的地下室变形与刚体变形基本一致，那么在抗震设计中可假设地下结构为一刚体，上部结构嵌固在地下室的顶板上，而在嵌固部位处增加一个大小与柔性地基相同的转角。

对有抗震设防要求的高层建筑基础和地下结构设计中的一个重要原则是，要求基础和地下室结构应具有足够的刚度和承载力，保证上部结构进入非弹性阶段时，基础和地下室结构始终能承受上部结构传来的荷载并将荷载安全传递到地基上。因此，当地下一层结构顶板作为上部结构的嵌固部位时，为避免塑性铰转移到地下一层结构，保证上部结构在地震作用下能实现预期的耗能机制，本规范规定了地下一层的层间侧向刚度大于或等于与其相连的上部结构楼层刚度的 1.5 倍。地下室的内外墙与主楼剪力墙的间距符合条文中表 8.4.25 要求时，可将该范围内的地下室的内墙的刚度计入地下室层间侧向刚度内，但该范围内的侧向刚度不能重叠使用于相邻建筑，6 度区和非抗震设计的建筑物可参照表 8.4.25 中的 7 度、8 度区的要求适当放宽。

当上部结构嵌固地下一层结构顶板上时，为保证上部结构的地震等水平作用能有效通过楼板传递到地下室抗侧力构件中，地下一层结构顶板上开设洞口的面积不宜大于该层面积的 30%；沿地下室外墙和内墙边缘的楼板不应有大洞口；地下一层结构顶板应采用梁板式楼盖；楼板的厚度、混凝土强度等级及配筋率不应过小。本规范提出地下一层结构顶板的厚度不应小于 180mm 的要求，不仅旨在保证楼板具有一定的传递水平作用的整体刚度，还旨在充分发挥其有效减小基础整体弯曲变形和基础内力的

作用,使结构受力、变形更为合理、经济。试验和沉降观察结果的反演均显示了楼板参与工作后对降低基础整体挠曲度的贡献,基础整体挠曲度随着楼板厚度的增加而减小。

当不符合本条要求时,建筑物的嵌固部位可设在筏基的顶部,此时宜考虑基侧土对地下室外墙和基底土对地下室底板的抗力。

8.4.26 国内震害调查表明,唐山地震中绝大多数地面以上的工程均遭受严重破坏,而地下人防工程基本完好。如新华旅社上部结构为8层组合框架,8度设防,实际地震烈度为10度。该建筑物的梁、柱和墙体均遭到严重破坏(未倒塌),而地下室仍然完好。天津属软土区,唐山地震波及天津时,该地区的地震烈度为7度~8度,震后已有的人防地下室基本完好,仅人防通道出现裂缝。这不仅仅由于地下室刚度和整体性一般较大,还由于土层深处的水平地震加速度一般比地面小,因此当结构嵌固在基础顶面时,剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起,但地下部分也应作为加强部位。国内震害还表明,个别与上部结构交接处的地下室柱头出现了局部压坏及剪坏现象。这表明在强震作用下,塑性铰的范围有向地下室发展的可能。因此,与上部结构底层相邻的那一层地下室是设计中需要加强的部位。有关地下室的抗震等级、构件的截面设计以及抗震构造措施参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011有关条款使用。

8.5 桩 基 础

8.5.1 摩擦型桩分为端承摩擦桩和摩擦桩,端承摩擦桩的桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受;摩擦桩的桩端阻力可忽略不计,桩顶竖向荷载全部由桩侧阻力承受。端承型桩分为摩擦端承桩和端承桩,摩擦端承桩的桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受;端承桩的桩侧阻力可忽略不计,桩顶竖向荷载全部由桩端阻力承受。

8.5.2 同一结构单元的桩基,由于采用压缩性差异较大的持力层或部分采用摩擦桩,部分采用端承桩,常引起较大不均匀沉

降,导致建筑物构件开裂或建筑物倾斜;在地震荷载作用下,摩擦桩和端承桩的沉降不同,如果同一结构单元的桩基同时采用部分摩擦桩和部分端承桩,将导致结构产生较大的不均匀沉降。

岩溶地区的嵌岩桩在成孔中常发生漏浆、塌孔和埋钻现象,给施工造成困难,因此应首先考虑利用上覆土层作为桩端持力层的可行性。利用上覆土层作为桩端持力层的条件是上覆土层必须是稳定的土层,其承载力及厚度应满足要求。上覆土层的稳定性的判定至关重要,在岩溶发育区,当基岩上覆土层为饱和砂类土时,应视为地面易塌陷区,不得作为建筑场地。必须用作建筑场地时,可采用嵌岩端承桩基础,同时采取勘探孔注浆等辅助措施。基岩面以上为黏性土层,黏性土有一定厚度且无土洞存在或可溶性岩面上有砂岩、泥岩等非可溶岩层时,上覆土层可视为稳定土层。当上覆黏性土在岩溶水上下交替变化作用下可能形成土洞时,上覆土层也应视为不稳定土层。

在深厚软土中,当基坑开挖较深时,基底土的回弹可引起桩身上浮、桩身开裂,影响单桩承载力和桩身耐久性,应引起高度重视。设计时应考虑加强桩身配筋、支护结构设计时应采取防止基底隆起的措施,同时应加强坑底隆起的监测。

承台及地下室周围的回填土质量对高层建筑抗震性能的影响较大,规范均规定了填土压实系数不小于0.94。除要求施工中采取措施尽量保证填土质量外,可考虑改用灰土回填或增加一至两层混凝土水平加强条带,条带厚度不应小于0.5m。

关于桩、土、承台共同工作问题,各地区根据工程经验有不同的处理方法,如混凝土桩复合地基、复合桩基、减少沉降的桩基、桩基的变刚度调平设计等。实际操作中应根据建筑物的要求和岩土工程条件以及工程经验确定设计参数。无论采用哪种模式,承台下土层均应当是稳定土层。液化土、欠固结土、高灵敏度软土、新填土等皆属于不稳定土层,当沉桩引起承台土体明显隆起时也不宜考虑承台底土层的抗力作用。

8.5.3 本条规定了摩擦型桩的桩中心距限制条件,主要为了减

少摩擦型桩侧阻叠加效应及沉桩中对邻桩的影响,对于密集群桩以及挤土型桩,应加大桩距。非挤土桩当承台下桩数少于9根,且少于3排时,桩距可不小于 $2.5d$ 。对于端承型桩,特别是非挤土端承桩和嵌岩桩桩距的限制可以放宽。

扩底灌注桩的扩底直径,不应大于桩身直径的3倍,是考虑到扩底施工的难易和安全,同时需要保持桩间土的稳定。

桩端进入持力层的最小深度,主要是考虑了各类持力层中成桩的可能性和难易程度,并保证桩端阻力的发挥。

桩端进入破碎岩石或软质岩的桩,按一般桩来计算桩端进入持力层的深度。桩端进入完整和较完整的未风化、微风化、中等风化硬质岩石时,入岩施工困难,同时硬质岩已提供足够的端阻力。规范条文提出桩周边嵌岩最小深度为0.5m。

桩身混凝土最低强度等级与桩身所处环境条件有关。有关岩土及地下水的腐蚀性问题,牵涉腐蚀源、腐蚀类别、性质、程度、地下水位变化、桩身材料等诸多因素。现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046、《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476等不同角度作了相应的表述和规定。

为了便于操作,本条将桩身环境划分为非腐蚀环境(包括微腐蚀环境)和腐蚀环境两大类,对非腐蚀环境中桩身混凝土强度作了明确规定,腐蚀环境中的桩身混凝土强度、材料、最小水泥用量、水灰比、抗渗等级等还应符合相关规范的规定。

桩身埋于地下,不能进行正常维护和维修,必须采取措施保证其使用寿命,特别是许多情况下桩顶附近位于地下水位频繁变化区,对桩身混凝土及钢筋的耐久性应引起重视。

灌注桩水下浇筑混凝土目前大多采用商品混凝土,混凝土各项性能有保障的条件下,可将水下浇筑混凝土强度等级达到C45。

当场地位于坡地且桩端持力层和地面坡度超过10%时,除应进行场地稳定验算并考虑挤土桩对边坡稳定的不利影响外,桩

身尚应通长配筋，用来增加桩身水平抗力。关于通长配筋的理解应该是钢筋长度达到设计要求的持力层需要的长度。

采用大直径长灌注桩时，宜将部分构造钢筋通长设置，用以验证孔径及孔深。

8.5.6 为保证桩基设计的可靠性，规定除设计等级为丙级的建筑物外，单桩竖向承载力特征值应采用竖向静载荷试验确定。

设计等级为丙级的建筑物可根据静力触探或标准贯入试验方法确定单桩竖向承载力特征值。用静力触探或标准贯入方法确定单桩承载力已有不少地区和单位进行过研究和总结，取得了许多宝贵经验。其他原位测试方法确定单桩竖向承载力的经验不足，规范未推荐。确定单桩竖向承载力时，应重视类似工程、邻近工程的经验。

试桩前的初步设计，规范推荐了通用的估算公式（8.5.6-1），式中侧阻、端阻采用特征值，规范特别注明侧阻、端阻特征值应由当地载荷试验结果统计分析求得，减少全国采用同一表格所带来的误差。

嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中等风化硬质岩石的嵌岩桩，规范给出了单桩竖向承载力特征值的估算式（8.5.6-2），只计端阻。简化计算的意义在于硬质岩强度超过桩身混凝土强度，设计以桩身强度控制，桩长较小时再计入侧阻、嵌岩阻力等已无工程意义。当然，嵌岩桩并不是不存在侧阻力，有时侧阻和嵌岩阻力占有很大的比例。对于嵌入破碎岩和软质岩石中的桩，单桩承载力特征值则按公式（8.5.6-1）进行估算。

为确保大直径嵌岩桩的设计可靠性，必须确定桩底一定深度内岩体性状。此外，在桩底应力扩散范围内可能埋藏有相对软弱的夹层，甚至存在洞隙，应引起足够注意。岩层表面往往起伏不平，有隐伏沟槽存在，特别在碳酸盐类岩石地区，岩面石芽、溶槽密布，此时桩端可能落于岩面隆起或斜面处，有导致滑移的可能，因此，规范规定在桩底端应力扩散范围内应无岩体临空面存在，并确保基底岩体的稳定性。实践证明，作为基础施工图设计

依据的详细勘察阶段的工作精度，满足不了这类桩设计施工的要求，因此，当基础方案选定之后，还应根据桩位及要求进行专门性的桩基勘察，以便针对各个桩的持力层选择入岩深度、确定承载力，并为施工处理等提供可靠依据。

8.5.7、8.5.8 单桩水平承载力与诸多因素相关，单桩水平承载力特征值应由单桩水平载荷试验确定。

规范特别写入了带承台桩的水平载荷试验。桩基抵抗水平力很大程度上依赖于承台侧面抗力，带承台桩基的水平载荷试验能反映桩基在水平力作用下的实际工作状态。

带承台桩基水平载荷试验采用慢速维持荷载法，用以确定长期荷载下的桩基水平承载力和地基土水平反力系数。加载分级及每级荷载稳定标准可按单桩竖向静载荷试验的办法。当加载至桩身破坏或位移超过 30mm~40mm（软土取大值）时停止加载。卸载按 2 倍加载等级逐级卸载，每 30min 卸一级载，并于每次卸载前测读位移。

根据试验数据绘制荷载位移 $H_0 - X_0$ 曲线及荷载位移梯度 $H_0 - (\Delta X_0 / \Delta H_0)$ 曲线，取 $H_0 - (\Delta X_0 / \Delta H_0)$ 曲线的第一拐点为临界荷载，取第二拐点或 $H_0 - X_0$ 曲线的陡降起点为极限荷载。若桩身设有应力测读装置，还可根据最大弯矩点变化特征综合判定临界荷载和极限荷载。

对于重要工程，可模拟承台顶竖向荷载的实际状况进行试验。

水平荷载作用下桩基内各单桩的抗力分配与桩数、桩距、桩身刚度、土质性状、承台形式等诸多因素有关。

水平力作用下的群桩效应的研究工作不深入，条文规定了水平力作用面的桩距较大时，桩基的水平承载力可视为各单桩水平承载力的总和，实际上在低桩承台的前提下应注重采取措施充分发挥承台底面及侧面土的抗力作用，加强承台间的连系等。当承台周围填土质量有保证时，应考虑土的抗力作用按弹性抗力法进行计算。

用斜桩来抵抗水平力是一项有效的措施，在桥梁桩基中采用较多。但在一般工业与民用建筑中则很少采用，究其原因是依靠承台埋深大多可以解决水平力的问题。

8.5.9 单桩抗拔承载力特征值应通过单桩竖向抗拔载荷试验确定，并应加载至破坏，试验数量，同条件下的桩不应少于3根且不应少于总抗拔桩数的1%。

8.5.10 本条为强制性条文。为避免基桩在受力过程中发生桩身强度破坏，桩基设计时应进行基桩的桩身强度验算，确保桩身混凝土强度满足桩的承载力要求。

8.5.11 鉴于桩身强度计算中并未考虑荷载偏心、弯矩作用、瞬时荷载的影响等因素，因此，桩身强度设计必须留有一定富裕。在确定工作条件系数时考虑了承台下的土质情况，抗震设防等级、桩长、混凝土浇筑方法、混凝土强度等级以及桩型等因素。本次修订中适当提高了灌注桩的工作条件系数，补充了预应力混凝土管桩工作条件系数。考虑到高强度离心混凝土的延性差、加之沉桩中对桩身混凝土的损坏、加工过程中已对桩身施加轴向预应力等因素，结合日本、广东省的经验，将工作条件系数规定为0.55~0.65。

日本、美国及广东省等规定管桩允许承载力（相当于承载力特征值）应满足下式要求：

$$R_a \leq 0.25(f_{cu,k} - \sigma_{pc})A_G$$

式中： $f_{cu,k}$ ——桩身混凝土立方体抗压强度；

σ_{pc} ——桩身混凝土有效预应力值（约为4MPa~10MPa）；

A_G ——桩身混凝土横截面积。

$$Q \leq 0.33(f_{cu,k} - \sigma_{pc})A_G$$

$$f_{cu,k} = [2.18(C60) \sim 2.23(C80)]f_c$$

PHC桩：

$$Q \leq 0.33(2.23f_c - \sigma_{pc})A_G$$

当 $\sigma_{pc}=4\text{MPa}$ 时

$$Q \leq 0.33 (2.23f_c - 0.11f_c) A_G$$

$$Q \leq 0.699f_c A_G$$

当 $\sigma_{pc} = 10\text{MPa}$ 时

$$Q \leq 0.33 (2.23f_c - 0.28f_c) A_G$$

$$Q \leq 0.644f_c A_G$$

PC 桩:

$$Q \leq 0.33 (2.18f_c - \sigma_{pc}) A_G$$

当 $\sigma_{pc} = 4\text{MPa}$ 时

$$Q \leq 0.33 (2.18f_c - 0.145f_c) A_G$$

$$Q \leq 0.67f_c A_G$$

当 $\sigma_{pc} = 10\text{MPa}$ 时

$$Q \leq 0.33 (2.18f_c - 0.36f_c) A_G$$

$$Q \leq 0.6f_c A_G$$

考虑到当前管桩生产质量、软土中的抗震要求、沉桩中桩身混凝土受损以及接头焊接时高温对桩身混凝土的损伤等因素,将工作条件系数定为 0.55~0.65 是合理的。

8.5.12 非腐蚀性环境中的抗拔桩,桩身裂缝宽度应满足设计要求。预应力混凝土管桩因增加钢筋直径有困难,考虑其钢筋直径较小,耐久性差,所以裂缝控制等级应为二级,即混凝土拉应力不应超过混凝土抗拉强度设计值。

腐蚀性环境中,考虑桩身钢筋耐久性,抗拔桩和受水平力或弯矩较大的桩不允许桩身混凝土出现裂缝。预应力混凝土管桩裂缝等级应为一等(即桩身混凝土不出现拉应力)。

预应力管桩作为抗拔桩使用时,近期出现了数起桩身抗拔破坏的事故,主要表现在主筋墩头与端板连接处拉脱,同时管桩的接头焊缝耐久性也有问题,因此,在抗拔构件中应慎用预应力混凝土管桩。必须使用时应考虑以下几点:

1 预应力筋必须锚入承台;

2 截桩后应考虑预应力损失,在预应力损失段的桩外围应包裹钢筋混凝土;

3 宜采用单节管桩；

4 多节管桩可考虑通长灌芯，另行设置通长的抗拔钢筋，或将抗拔承载力留有余地，防止墩头拔出。

5 端板与钢筋的连接强度应满足抗拔力要求。

8.5.13 本条为强制性条文。地基基础设计强调变形控制原则，桩基础也应按变形控制原则进行设计。本条规定了桩基沉降计算的适用范围以及控制原则。

8.5.15 软土中摩擦桩的桩基础沉降计算是一个非常复杂的问题。纵观许多描述桩基实际沉降和沉降发展过程的文献可知，土体中桩基沉降实质是由桩身压缩、桩端刺入变形和桩端平面以下土层受群桩荷载共同作用产生的整体压缩变形等多个主要分量组成。摩擦桩基础的沉降是历时数年、甚至更长时间才能完成的过程，加荷瞬间完成的沉降只占总沉降中的小部分。大部分沉降都是与时间发展有关的沉降，也就是由于固结或流变产生的沉降。因此，摩擦型桩基础的沉降不是用简单的弹性理论就能描述的问题，这就是为什么依据弹性理论公式的各种桩基沉降计算方法，在实际工程的应用中往往都与实测结果存在较大的出入，即使经过修正，两者也只能在某一范围内比较接近的原因。

近年来越来越多的研究人员和设计人员理解了，目前借用弹性理论的公式计算桩基沉降，实质是一种经验拟合方法。

从经验拟合这一观点出发，本规范推荐 Mindlin 方法和考虑应力扩散以及不考虑应力扩散的实体深基础方法。修订组收集了部分软土地区 62 栋房屋沉降实测资料和工程计算资料，将大量实际工程的长期沉降观测资料与各种计算方法的计算值对比，经过统计分析，最后推荐了桩基础最终沉降量计算的经验修正系数。考虑应力扩散以及不考虑应力扩散的实体深基础方法计算沉降量和沉降计算深度都有差异，从统计意义上沉降量计算的经验修正系数差异不大。

8.5.16 20 世纪 80 年代上海市开始采用为控制沉降而设置桩基的方法，取得显著的社会经济效益。目前天津、湖北、福建等省

市也相继应用了上述方法。开发这种方法是考虑桩、土、承台共同工作时，基础的承载力可以满足要求，而下卧层变形过大，此时采用摩擦型桩旨在减少沉降，以满足建筑物的使用要求。以控制沉降为目的设置桩基是指直接用沉降量指标来确定用桩的数量。能否实行这种设计方法，必须要有当地的经验，特别是符合当地工程实践的桩基沉降计算方法。直接用沉降量确定用桩数量后，还必须满足本条所规定的使用条件和构造措施。上述方法的基本原则有三点：

一、设计用桩数量可以根据沉降控制条件，即允许沉降量计算确定。

二、基础总安全度不能降低，应按桩、土和承台共同作用的实际状态来验算。桩土共同工作是一个复杂的过程，随着沉降的发展，桩、土的荷载分担不断变化，作为一种最不利状态的控制，桩顶荷载可能接近或等于单桩极限承载力。为了保证桩基的安全度，规定按承载力特征值计算的桩群承载力与土承载力之和应大于或等于作用的标准组合产生的作用在桩基承台顶面的竖向力与承台及其上土自重之和。

三、为保证桩、土和承台共同工作，应采用摩擦型桩，使桩基产生可以容许的沉降，承台底不致脱空，在桩基沉降过程中充分发挥桩端持力层的抗力。同时桩端还要置于相对较好的土层中，防止沉降过大，达不到预期控制沉降的目的。为保证承台底不脱空，当承台底土为欠固结土或承载力利用价值不大的软土时，尚应对其进行处理。

8.5.18 本条是桩基承台的弯矩计算。

1 承台试件破坏过程的描述

中国石化总公司洛阳设计院和郑州工学院曾就桩台受弯问题进行专题研究。试验中发现，凡属抗弯破坏的试件均呈梁式破坏的特点。四桩承台试件采用均布方式配筋，试验时初始裂缝首先在承台两个对应边的一边或两边中部或中部附近产生，之后在两个方向交替发展，并逐渐演变成各种复杂的裂缝而向承台中部合

拢，最后形成各种不同的破坏模式。三桩承台试件是采用梁式配筋，承台中部因无配筋而抗裂性能较差，初始裂缝多由承台中部开始向外发展，最后形成各种不同的破坏模式。可以得出，不论是三桩试件还是四桩试件，它们在开裂破坏的过程中，总是在两个方向上互相交替承担上部主要荷载，而不是平均承担，也即是交替起着梁的作用。

2 推荐的抗弯计算公式

通过对众多破坏模式的理论分析，选取图 49 所示的四种典型模式作为公式推导的依据。

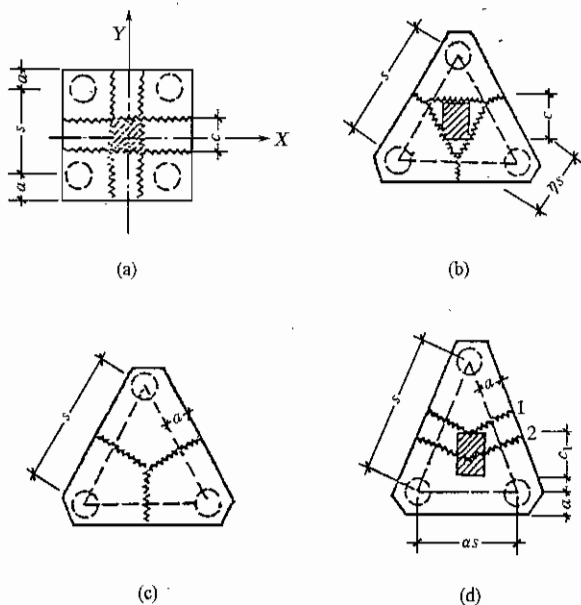


图 49 承台破坏模式

- (a) 四桩承台；(b) 等边三桩承台（一）；(c) 等边三桩承台（二）；
(d) 等腰三桩承台

1) 图 49a 四桩承台破坏模式系屈服线将承台分成很规则的若干块几何块体。设块体为刚性的，变形略去不计，最大弯矩产生于屈服线处，该弯矩全部由钢筋来承担，不考虑混凝土的拉力

作用，则利用极限平衡方法并按悬臂梁计算。

$$M_x = \sum(N_i y_i)$$

$$M_y = \sum(N_i x_i)$$

2) 图 49b 是等边三桩承台具有代表性的破坏模式，可利用钢筋混凝土板的屈服线理论，按机动法的基本原理来推导公式得：

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{\sqrt{3}}{2} c \right) \quad (1)$$

由图 49c 的等边三桩承台最不利破坏模式，可得另一个公式即：

$$M = \frac{N_{\max}}{3} s \quad (2)$$

式 (1) 考虑屈服线产生在柱边，过于理想化；式 (2) 未考虑柱子的约束作用，是偏于安全的。根据试件破坏的多数情况，采用 (1)、(2) 二式的平均值为规范的推荐公式 (8.5.18-3)：

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right)$$

3) 由图 49d，等腰三桩承台典型的屈服线基本上都垂直于等腰三桩承台的两个腰，当试件在长跨产生开裂破坏后，才在短跨内产生裂缝。因此根据试件的破坏形态并考虑梁的约束影响作用，按梁的理论给出计算公式。

在长跨，当屈服线通过柱中心时：

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} s \quad (3)$$

当屈服线通过柱边缝时：

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{1.5}{\sqrt{4-a^2}} c_1 \right) \quad (4)$$

式 (3) 未考虑柱子的约束影响，偏于安全；而式 (4) 考虑屈服线通过往边缘处，又不够安全，今采用两式的平均值作为推荐公式 (8.5.18-4)：

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} c_1 \right)$$

上述所有三桩承台计算的 M 值均指由柱截面形心到相应承台边的板带宽度范围内的弯矩，因而可按此相应宽度采用三向配筋。

8.5.19 柱对承台的冲切计算方法，本规范在编制时曾考虑了以下两种计算方法：方法一为冲切临界截面取柱边 $0.5h_0$ 处，当冲切临界截面与桩相交时，冲切力扣除相交那部分单桩承载力，采用这种计算方法的国家有美国、新西兰，我国 20 世纪 90 年代前一些设计单位亦多采用此法；方法二为冲切锥体取柱边或承台变阶处至相应桩顶内边缘连线所构成的锥体并考虑了冲跨比的影响，原苏联及我国《建筑桩基技术规范》JGJ 94 均采用这种方法。计算结果表明，这两种方法求得的柱对承台冲切所需的有效高度是十分接近的，相差约 5% 左右。考虑到方法一在计算过程中需要扣除冲切临界截面与桩相交那部分面积的单桩承载力，为避免计算上繁琐，本规范推荐采用方法二。

本规范公式 (8.5.19-1) 中的冲切系数是按 $\lambda=1$ 时与我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 的受冲切承载力公式相衔接，即冲切破坏锥体与承台底面的夹角为 45° 时冲切系数 $\alpha = 0.7$ 提出来的。

图 50 及图 51 分别给出了采用本规范和美国 ACI 318 计算的一典型九桩承台内柱对承台冲切、角桩对承台冲切所需的承台有效高度比较表，其中桩径为 800mm，柱距为 2400mm，方柱尺寸为 1550mm，承台宽度为 6400mm。按本规范算得的承台有效高度与美国 ACI 318 规范相比较略偏于安全。但是，美国钢筋混凝土学会 CRSI 手册认为由角桩荷载引起的承台角隅 45° 剪切破坏较之角桩冲切破坏更为不利，因此尚需验算距柱边 h_0 承台角隅 45° 处的抗剪强度。

8.5.20 本条为强制性条文。桩基承台的柱边、变阶处等部位剪力较大，应进行斜截面抗剪承载力验算。

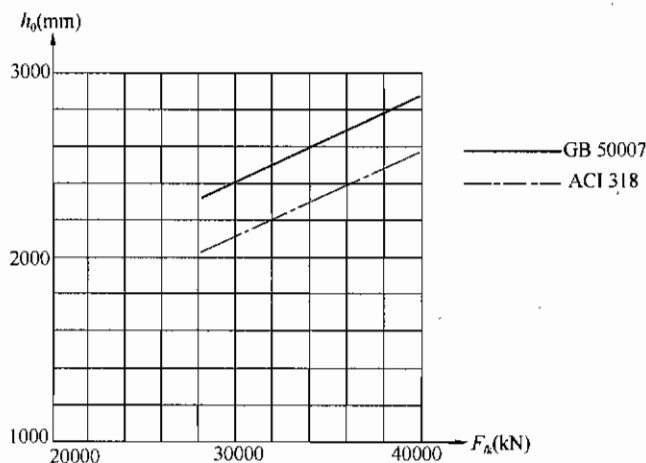


图 50 内柱对承台冲切承台有效高度比较

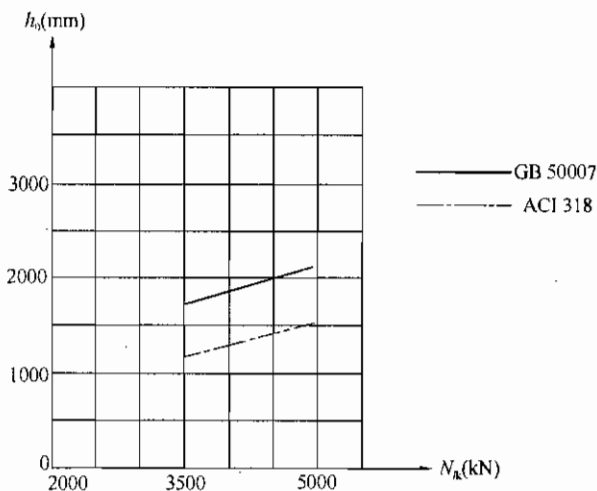


图 51 角桩对承台冲切承台有效高度比较

8.5.21 桩基承台的抗剪计算，在小剪跨比的条件下具有深梁的特征。关于深梁的抗剪问题，近年来我国已发表了一系列有关的抗剪强度试验报告以及抗剪承载力计算文章，尽管文章中给出的抗剪承载力的表达式不尽相同，但结果具有很好的一致性。本规范提出的剪切系数是通过分析和比较后确定的，它已能涵盖深

梁、浅梁不同条件的受剪承载力。图 52 给出了一典型的九桩承台的柱边剪切所需的承台有效高度比较表，按本规范求得的柱边剪切所需的承台有效高度与美国 ACI 318 规范求得的结果是相当接近的。

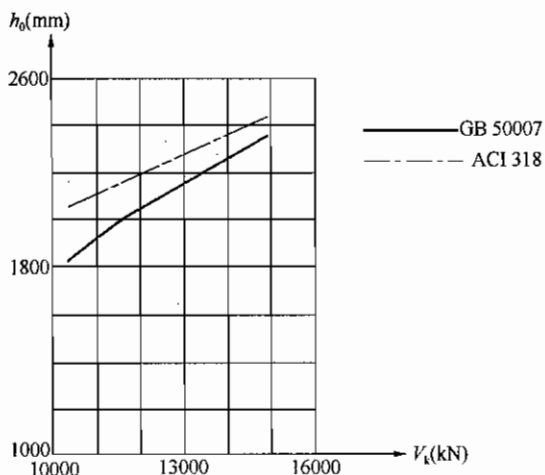


图 52 柱边剪切承台有效高度比较

8.5.22 本条为强制性条文。桩基承台与柱、桩交界处承受较大的竖向力，设计时应进行局部受压承载力计算。

8.5.23 承台之间的连接，通常应在两个互相垂直的方向上设置连系梁。对于单层工业厂房排架柱基础横向跨度较大、设置连系梁有困难，可仅在纵向设置连系梁，在端部应按基础设计要求设置地梁。

9 基 坑 工 程

9.1 一 般 规 定

9.1.1 基坑支护结构是在建筑物地下工程建造时为确保土方开挖,控制周边环境影响在允许范围内的一种施工措施。设计中通常有两种情况,一种情况是在大多数基坑工程中,基坑支护结构是在地下工程施工过程中作为一种临时性结构设置的,地下工程施工完成后,即失去作用,其工程有效使用期一般不超过2年;另一种情况是基坑支护结构在地下工程施工期间起支护作用,在建筑物建成后的正常使用期间,作为建筑物的永久性构件继续使用,此类支护结构的设计计算,还应满足永久结构的设计使用要求。

基坑支护结构的类型很多,本章所介绍的桩、墙式支护结构的设计计算较为成熟,施工经验丰富,适应性强,是较为安全可靠的支护形式。其他支护形式例如水泥土墙,土钉墙等以及其他复合使用的支护结构,在工程实践中应用,应根据地区经验设计施工。

9.1.2 基坑支护结构的功能是为地下结构的施工创造条件、保证施工安全,并保证基坑周围环境得到应有的保护。图53列出了几种基坑周边典型的环境条件。基坑工程设计与施工时,应根据场地的地质条件及具体的环境条件,通过有效的工程措施,满足对周边环境的保护要求。

9.1.3 本条为强制性条文。本条规定了基坑支护结构设计的基本原则,为确保基坑支护结构设计的安全,在进行基坑支护结构设计时必须严格执行。

基坑支护结构设计应从稳定、强度和变形三个方面满足设计要求:

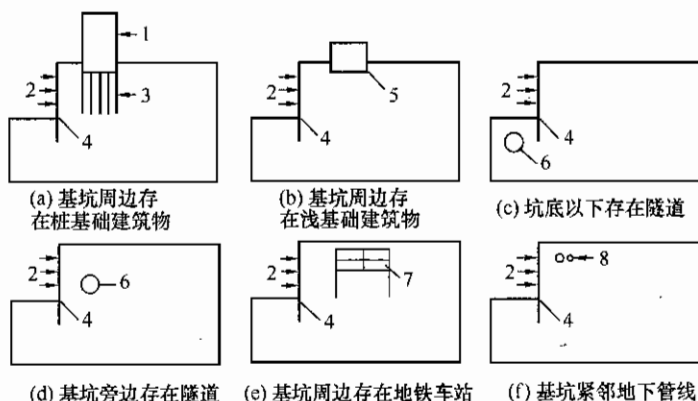


图 53 基坑周边典型的环境条件

1—建筑物；2—基坑；3—桩基；4—围护墙；5—浅基础建筑物；

6—隧道；7—地铁车站；8—地下管线

1 稳定：指基坑周围土体的稳定性，即不发生土体的滑动破坏，因渗流造成流砂、流土、管涌以及支护结构、支撑体系的失稳。

2 强度：支护结构，包括支撑体系或锚杆结构的强度应满足构件强度和稳定设计的要求。

3 变形：因基坑开挖造成的地层移动及地下水位变化引起的地面变形，不得超过基坑周围建筑物、地下设施的变形允许值，不得影响基坑工程基桩的安全或地下结构的施工。

基坑工程施工过程中的监测应包括对支护结构和对周边环境的监测，并提出各项监测要求的报警值。随基坑开挖，通过对支护结构桩、墙及其支撑系统的内力、变形的测试，掌握其工作性能和状态。通过对影响区域内的建筑物、地下管线的变形监测，了解基坑降水和开挖过程中对其影响的程度，作出在施工过程中基坑安全性的评价。

9.1.4 基坑支护结构设计时，应规定支护结构的设计使用年限。基坑工程的施工条件一般均比较复杂，且易受环境及气象因素影响，施工周期宜短不宜长。支护结构设计的有效期一般不宜超过

2 年。

基坑工程设计时,应根据支护结构破坏可能产生后果的严重性,确定支护结构的安全等级。基坑工程的事故和破坏,通常受设计、施工、现场管理及地下水控制条件等多种因素影响。其中对于不按设计要求施工及管理水平不高等因素,应有相应的有效措施加以控制,对支护结构设计的安全等级,可按表 23 的规定确定。

表 23 基坑支护结构的安全等级

安全等级	破坏后果	适用范围
一级	很严重	有特殊安全要求的支护结构
二级	严重	重要的支护结构
三级	不严重	一般的支护结构

基坑支护结构施工或使用期间可能遇到设计时无法预测的不利荷载条件,所以基坑支护结构设计采用的结构重要性系数的取值不宜小于 1.0。

9.1.5 不同设计等级基坑工程设计原则的区别主要体现在变形控制及地下水控制设计要求。对设计等级为甲级的基坑变形计算除基坑支护结构的变形外,尚应进行基坑周边地面沉降以及周边被保护对象的变形计算。对场地水文地质条件复杂、设计等级为甲级的基坑应作地下水控制的专项设计,主要目的是要在充分掌握场地地下水规律的基础上,减少因地下水处理不当对周边建(构)筑物以及地下管线的损坏。

9.1.6 基坑工程设计时,对土的强度指标的选用,主要应根据现场土体的排水条件及固结条件确定。

三轴试验受力明确,又可控制排水条件,因此,在基坑工程中确定土的强度指标时规定应采用三轴剪切试验方法。

软黏土灵敏度高,受扰动后强度下降明显。这种黏土矿物颗粒在一定条件下从凝聚状态迅速过渡到胶溶状态的现象,称为“触变现象”。深厚软黏土中的基坑,在扰动源作用下,随着基坑

变形的发展，灵敏黏土强度降低的现象是不可忽视的。

9.1.7 基坑设计时对变形的控制主要考虑因土方开挖和降水引起的对基坑周边环境的影响。基坑施工不可避免地会对周边建（构）筑物等产生附加沉降和水平位移，设计时应控制建（构）筑物等地基的总变形值（原有变形加附加变形）不得超过地基的允许变形值。

土方开挖使坑内土体产生隆起变形和侧移，严重时将使坑内工程桩偏位、开裂甚至断裂。设计时应明确对土方开挖过程的要求，保证对工程桩的正常使用。

9.1.9 本条为强制性条文。基坑开挖是大面积的卸载过程，将引起基坑周边土体应力场变化及地面沉降。降雨或施工用水渗入土体会降低土体的强度和增加侧压力，饱和黏性土随着基坑暴露时间延长和经扰动，坑底土强度逐渐降低，从而降低支护体系的安全度。基底暴露后应及时铺筑混凝土垫层，这对保护坑底土不受施工扰动、延缓应力松弛具有重要的作用，特别是雨期施工中作用更为明显。

基坑周边荷载，会增加墙后土体的侧向压力，增大滑动力矩，降低支护体系的安全度。施工过程中，不得随意在基坑周围堆土，形成超过设计要求的地面超载。

9.2 基坑工程勘察与环境调查

9.2.1 拟建建筑物的详细勘察，大多数是沿建筑物外轮廓布置勘探工作，往往使基坑工程的设计和施工依据的地质资料不足。本条要求勘察及勘探范围应超出建筑物轮廓线，一般取基坑周围相当基坑深度的2倍，当有特殊情况时，尚需扩大范围。勘探点的深度一般不应小于基坑深度的2倍。

9.2.2 基坑工程设计时，对土的强度指标有较高要求，在勘察手段上，要求钻探取样与原位测试并重，综合确定提供设计计算用的强度指标。

9.2.3 基坑工程的水文地质勘察，应查明场地地下水类型、潜

水、承压水的埋置分布特点，明确含水层及相对隔水层的成因及动态变化特征。通过室内及现场水文地质实验，提供各土层的水平向与垂直向的渗透系数。对于需进行地下水控制专项设计的基坑工程，应对场地含水层及地下水分布情况进行现场抽水试验，计算含水层水文地质参数。

抽水试验的目的：

1 评价含水层的富水性，确定含水层组单井涌水量，了解含水层组水位状况，测定承压水头；

2 获取含水层组的水文地质参数；

3 确定抽水试验影响范围。

抽水试验的成果资料应包括：在成井过程中，井管长度、成井井管、滤水管排列情况、洗井情况等详细记录；绘制各抽水井及观测井的 $s-t$ 曲线、 $s-lgt$ 曲线，恢复水位 $s-lgt$ 曲线以及各组抽水试验的 $Q-s$ 关系曲线和 $q-s$ 关系曲线。确定土层的渗透系数、影响半径、单位涌水量等参数。

9.2.4 越冬基坑受土的冻胀影响评价需要土的相关参数，特殊性土也需其相关设计参数。

9.2.6 国外关于基坑围护墙后地表的沉降形状 (Peck, 1969; Clough, 1990; Hsieh 和 Ou, 1998 等) 及上海地区的工程实测资料表明，墙后地表沉降的主要影响区域为 2 倍基坑开挖深度，而在 2 倍~4 倍开挖深度范围内为次影响区域，即地表沉降由较小值衰减到可以忽略不计。因此本条规定，一般情况下环境调查的范围为 2 倍开挖深度。但当有重要的建（构）筑物如历代优秀建筑、有精密仪器与设备的厂房、其他采用天然地基或短桩基础的重要建筑物、轨道交通设施、隧道、防汛墙、共同沟、原水管、自来水总管、燃气总管等重要建（构）筑物或设施位于 2 倍~4 倍开挖深度范围内时，为了能全面掌握基坑可能对周围环境产生的影响，也应对这些环境情况作调查。环境调查一般包括如下内容：

1 对于建筑物应查明其用途、平面位置、层数、结构形式、

材料强度、基础形式与埋深、历史沿革及现状、荷载、沉降、倾斜、裂缝情况、有关竣工资料（如平面图、立面图和剖面图等）及保护要求等；对历代优秀建筑，一般建造年代较远，保护要求较高，原设计图纸等资料也可能不齐全，有时需要通过专门的房屋结构质量检测与鉴定，对结构的安全性作出综合评价，以进一步确定其抵抗变形的能力。

2 对于隧道、防汛墙、共同沟等构筑物应查明其平面位置、埋深、材料类型、断面尺寸、受力情况及保护要求等。

3 对于管线应查明其平面位置、直径、材料类型、埋深、接头形式、压力、输送的物质（油、气、水等）、建造年代及保护要求等，当无相关资料时可进行必要的地下管线探测工作。

4 环境调查的目的是明确环境的保护要求，从而得到其变形的控制标准，并为基坑工程的环境影响分析提供依据。

9.3 土压力与水压力

9.3.2 自然状态下的土体内水平向有效应力，可认为与静止土压力相等。土体侧向变形会改变其水平应力状态。最终的水平应力，随着变形的大小和方向可呈现出两种极限状态（主动极限平衡状态和被动极限平衡状态），支护结构处于主动极限平衡状态时，受主动土压力作用，是侧向土压力的最小值。

按作用的标准组合计算土压力时，土的重度取平均值，土的强度指标取标准值。

库仑土压理论和朗肯土压理论是工程中常用的两种经典土压理论，无论用库仑或朗肯理论计算土压力，由于其理论的假设与实际工作情况有一定的出入，只能看作是近似的方法，与实测数据有一定差异。一些试验结果证明，库仑土压力理论在计算主动土压力时，与实际较为接近。在计算被动土压力时，其计算结果与实际相比，往往偏大。

静止土压力系数（ k_0 ）宜通过试验测定。当无试验条件时，对正常固结土也可按表 24 估算。

表 24 静止土压力系数 k_0

土类	坚硬土	硬—可塑黏性土、粉质黏土、砂土	可—软塑黏性土	软塑黏性土	流塑黏性土
k_0	0.2~0.4	0.4~0.5	0.5~0.6	0.6~0.75	0.75~0.8

对于位移要求严格的支护结构，在设计中宜按静止土压力作为侧向土压力。

9.3.3 高地下水位地区土压力计算时，常涉及水土分算与水土合算两种算法。水土分算采用浮重度计算土的竖向有效应力，如果采用有效应力强度理论，水土分算当然是合理的。但当支护结构内外土体中存在渗流现象和超静孔隙水压力时，特别是在黏性土层中，孔隙压力场的计算是比较复杂的。这时采用半经验的总应力强度理论可能更简便。本规范对饱和黏性土的土压力计算，推荐总应力强度理论水土合算法。

在基坑工程场地范围内，当会出现存在多个含水土层及相对隔水层的情况，各含水层的水头也常存在差异，从区域水文地质条件分析，也存在层间越流补给的条件。计算作用在支护结构上的侧向水压力时，可将含水层的水头近似按潜水位水头进行计算。

9.3.5 作用在支护结构上的土压力及其分布规律取决于支护体的刚度及侧向位移条件。

刚性支护结构的土压力分布可由经典的库仑和朗肯土压力理论计算得到，实测结果表明，只要支护结构的顶部的位移不小于其底部的位移，土压力沿垂直方向分布可按三角形计算。但是，如果支护结构底部位移大于顶部位移，土压力将沿高度呈曲线分布，此时，土压力的合力较上述典型条件要大 10%~15%，在设计中应予注意。

相对柔性的支护结构的位移及土压力分布情况比较复杂，设计时应根据具体情况分析，选择适当的土压力值，有条件时土压力值应采用现场实测、反演分析等方法总结地区经验，使设计更

加符合实际情况。

9.4 设计计算

9.4.1 结构按承载力极限状态设计中,应考虑各种作用组合,由于基坑支护结构是房屋地下结构施工过程中的一种围护结构,结构使用期短。本条规定,基坑支护结构的基本组合的效应设计值可采用简化计算原则,按下式确定:

$$S_d = \gamma_F S \left(\sum_{i \geq 1} G_{ik} + \sum_{j \geq 1} Q_{jk} \right)$$

式中: γ_F ——作用的综合分项系数;

G_{ik} ——第 i 个永久作用的标准值;

Q_{jk} ——第 j 个可变作用的标准值。

作用的综合分项系数 γ_F 可取 1.25,但对于轴向受力为主的构件, γ_F 应取 1.35。

9.4.2 支护结构的入土深度应满足基坑支护结构稳定性及变形验算的要求,并结合地区工程经验综合确定。按当上述要求确定了入土深度,但支护结构的底部位于软土或液化土层中时,支护结构的入土深度应适当加大,支护结构的底部应进入下卧较好的土层。

9.4.4 基坑工程在城市区域的环境保护问题日益突出。基坑设计的稳定性仅是必要条件,大多数情况下的主要控制条件是变形,从而使得基坑工程的设计从强度控制转向变形控制。

1 基坑工程设计时,应根据基坑周边环境的保护要求来确定基坑的变形控制指标。严格地讲,基坑工程的变形控制指标(如围护结构的侧移及地表沉降)应根据基坑周边环境对附加变形的承受能力及基坑开挖对周围环境的影响程度来确定。由于问题的复杂性,在很多情况下,确定基坑周边环境对附加变形的承受能力是一件非常困难的事情,而要较准确地预测基坑开挖对周边环境的影响程度也往往存在较大的难度,因此也就难以针对某个具体工程提出非常合理的变形控制指标。此时根据大量已成功

实施的工程实践统计资料来确定基坑的变形控制指标不失为一种有效的方法。上海市《基坑工程技术规范》DG/TJ 08-61就是采用这种方法并根据基坑周围环境的重要性程度及其与基坑的距离,提出了基坑变形设计控制指标(如表25所示),可作为变形控制设计时的参考。

表 25 基坑变形设计控制指标

环境保护对象	保护对象与 基坑距离关系	支护结构 最大侧移	坑外地表 最大沉降
优秀历史建筑、有精密仪器与设备的厂房、其他采用天然地基或短桩基础的重要建筑物、轨道交通设施、隧道、防汛墙、原水管、自来水总管、煤气总管、共同沟等重要建(构)筑物或设施	$s \leq H$	$0.18\% H$	$0.15\% H$
	$H < s \leq 2H$	$0.3\% H$	$0.25\% H$
	$2H < s \leq 4H$	$0.7\% H$	$0.55\% H$
较重要的自来水管、燃气管、污水管等市政管线、采用天然地基或短桩基础的建筑物等	$s \leq H$	$0.3\% H$	$0.25\% H$
	$H < s \leq 2H$	$0.7\% H$	$0.55\% H$

注: 1 H 为基坑开挖深度, s 为保护对象与基坑开挖边线的净距;

2 位于轨道交通设施、优秀历史建筑、重要管线等环境保护对象周边的基坑工程,应遵照政府有关文件和规定执行。

不同地区不同的土质条件,支护结构的位移对周围环境的影响程度不同,各地区应积累工程经验,确定变形控制指标。

2 目前预估基坑开挖对周边环境的附加变形主要有两种方法。一种是建立在大量基坑统计资料基础上的经验方法,该方法预测的是地表沉降,并不考虑周围建(构)筑物存在的影响,可以用来间接评估基坑开挖引起周围环境的附加变形。上海市《基坑工程技术规范》DG/TJ 08-61提出了如图54所示的地表沉降曲线分布,其中最大地表沉降 δ_{vm} 可根据其与围护结构最大侧移 δ_{hm} 的经验关系来确定,一般可取 $\delta_{vm}=0.8\delta_{hm}$ 。

另一种方法是有限元法,但在应用时应有可靠的工程实测数据为依据,且该方法分析得到的结果宜与经验方法进行相互校

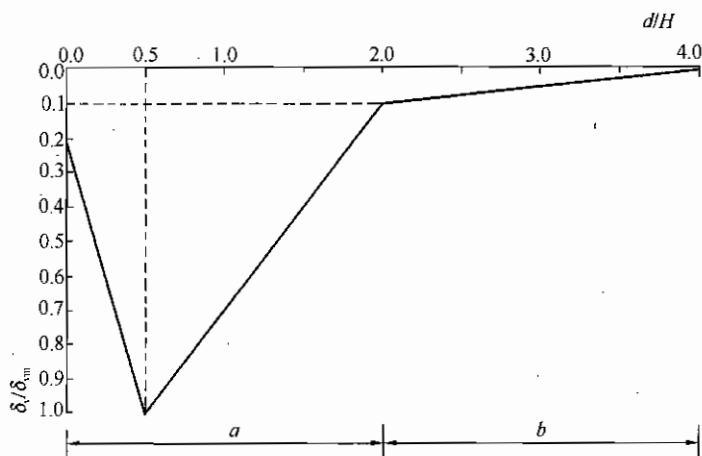


图 54 围护墙后地表沉降预估曲线

δ_v/δ_m —坑外某点的沉降/最大沉降； d/H —坑外地表某点围护墙外侧的距离/基坑开挖深度； a —主影响区域； b —次影响区域

核，以确认分析结果的合理性。采用有限元法分析时应合理地考虑分析方法、边界条件、土体本构模型的选择及计算参数、接触面的设置、初始地应力场的模拟、基坑施工的全过程模拟等因素。

关于建筑物的允许变形值，表 26 是根据国内外有关研究成果给出的建筑物在自重作用下的差异沉降与建筑物损坏程度的关系，可作为确定建筑物对基坑开挖引起的附加变形的承受能力的参考。

表 26 各类建筑物在自重作用下的差异沉降与建筑物损坏程度的关系

建筑结构类型	δ/L (L 为建筑物长度， δ 为差异沉降)	建筑物的损坏程度
1 一般砖墙承重结构，包括有内框架的结构，建筑物长高比小于 10；有圈梁；天然地基（条形基础）	达 1/150	分隔墙及承重砖墙发生相当多的裂缝，可能发生结构破坏

续表 26

建筑结构类型	δ/L (L 为建筑物长度, δ 为差异沉降)	建筑物的损坏程度
2 一般钢筋混凝土框架结构	达 1/150	发生严重变形
	达 1/300	分隔墙或外墙产生裂缝等非结构性破坏
	达 1/500	开始出现裂缝
3 高层刚性建筑 (箱形基础、桩基)	达 1/250	可观察到建筑物倾斜
4 有桥式行车的单层排架结构的厂房;天然地基或桩基	达 1/300	桥式行车运转困难,不调整轨面难运行,分割墙有裂缝
5 有斜撑的框架结构	达 1/600	处于安全极限状态
6 一般对沉降差反应敏感的机器基础	达 1/850	机器使用可能会发生困难,处于可运行的极限状态

3 基坑工程是支护结构施工、降水以及基坑开挖的系统工程,其对环境的影响主要分如下三类:支护结构施工过程中产生的挤土效应或土体损失引起的相邻地面隆起或沉降;长时间、大幅度降低地下水可能引起地面沉降,从而引起邻近建(构)筑物及地下管线的变形及开裂;基坑开挖时产生的不平衡力、软黏土发生蠕变和坑外水土流失而导致周围土体及围护墙向开挖区发生侧向移动、地面沉降及坑底隆起,从而引起紧邻建(构)筑物及地下管线的侧移、沉降或倾斜。因此除从设计方面采取有关环境保护措施外,还应从支护结构施工、地下水控制及开挖三个方面分别采取相关措施保护周围环境。必要时可对被保护的建(构)筑物及管线采取土体加固、结构托换、架空管线等防范措施。

9.4.5 支护结构计算的侧向弹性抗力法来源于单桩水平力计算的侧向弹性地基梁法。用理论方法计算桩的变位和内力时,通常采用文克尔假定的竖向弹性地基梁的计算方法。地基水平抗力系

数的分布图式常用的有：常数法、“ k ”法、“ m ”法、“ c ”法等。不同分布图式的计算结果，往往相差很大。国内常采用“ m ”法，假定地基水平抗力系数（ K_x ）随深度正比例增加，即 $K_x = mz$ ， z 为计算点的深度， m 称为地基水平抗力系数的比例系数。按弹性地基梁法求解桩的弹性曲线微分方程式，即可求得桩身各点的内力及变位值。基坑支护桩计算的侧向弹性抗力法，即相当于桩受水平力作用计算的“ m ”法。

1 地基水平抗力系数的比例系数 m 值

m 值不是一个定值，与现场地质条件，桩身材料与刚度，荷载水平与作用方式以及桩顶水平位移取值大小等因素有关。通过理论分析可得，作用在桩顶的水平力与桩顶位移 X 的关系如下式所示：

$$X = \frac{H}{\alpha^3 EI} A \quad (5)$$

式中： H ——作用在桩顶的水平力（kN）；

A ——弹性长桩按“ m ”法计算的无量纲系数；

EI ——桩身的抗弯刚度；

α ——桩的水平变形系数， $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$ （1/m），其中 b_0 为桩身计算宽度（m）。

无试验资料时， m 值可从表 27 中选用。

表 27 非岩石类土的比例系数 m 值表

地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
	m (MN/m ⁴)	相应单桩地面 处水平位移 (mm)	m (MN/m ⁴)	相应单桩地面 处水平位移 (mm)
淤泥、淤泥质土和湿陷性黄土	2~4.5	10	2.5~6.0	6~12
液塑（ $I_L > 1$ ）、软塑（ $0 < I_L \leq 1$ ）状黏性土、 $e > 0.9$ 粉土、松散粉细砂、松散填土	4.5~6.0	10	6~14	4~8

续表 27

地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
	m (MN/m ⁴)	相应单桩地面 处水平位移 (mm)	m (MN/m ⁴)	相应单桩地面 处水平位移 (mm)
可塑 ($0.25 < I_L \leq 0.75$) 状黏性土、 $e = 0.9$ 粉土、 湿陷性黄土、稍密和中密的 填土、稍密细砂	6.0~10.0	10	14~35	3~6
硬塑 ($0 < I_L \leq 0.25$) 和坚硬 ($I_L \leq 0$) 的黏性 土、湿陷性黄土、 $e < 0.9$ 粉土、中密的中粗砂、密实 老黄土	10.0~22.0	10	35~100	2~5
中密和密实的砾砂、碎石 类土			100~300	1.5~3

2 基坑支护桩的侧向弹性地基抗力法，借助于单桩水平力计算的“ m ”法，基坑支护桩内力分析的计算简图如图 55 所示。

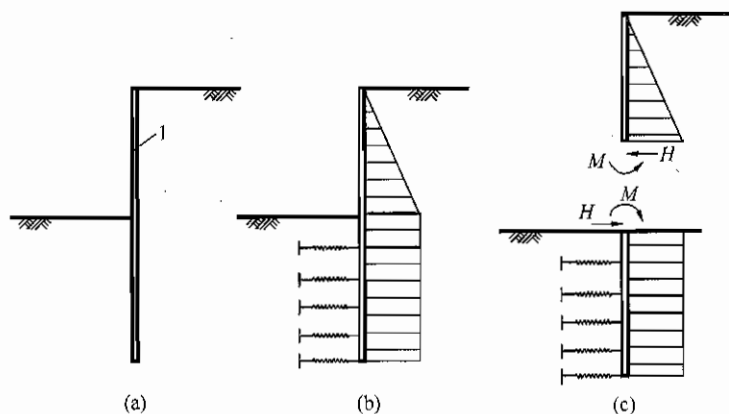


图 55 侧向弹性地基抗力法

1—支护桩

图 55 中，(a) 为基坑支护桩，(b) 为基坑支护桩上作用的土压力分布图，在开挖深度范围内通常取主动土压力分布图式，

支护桩入土部分，为侧向受力的弹性地基梁（如 c 所示），地基反力系数取“ m ”法图形，内力分析时，常按杆系有限元——结构矩阵分析解法即可求得支护桩身的内力、变形解。

当采用密排桩支护时，土压力可作为平面问题计算。当桩间距比较大时，形成分离式排桩墙。桩身变形产生的土抗力不仅仅局限于桩自身宽度的范围内。从土抗力的角度考虑，桩身截面的计算宽度和桩径之间有如表 28 所示的关系。

表 28 桩身截面计算宽度 b_0 (m)

截面宽度 b 或直径 d (m)	圆桩	方桩
> 1	$0.9(d+1)$	$b+1$
≤ 1	$0.9(1.5d+0.5)$	$1.5b+0.5$

由于侧向弹性地基抗力法能较好地反映基坑开挖和回填过程各种工况和复杂情况对支护结构受力的影响，是目前工程界最常用的基坑设计方法。

9.4.6 基坑因土体的强度不足，地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括：支护结构倾覆失稳；基坑内外侧土体整体滑动失稳；基坑底土因承载力不足而隆起；地层因地下水渗流作用引起流土、管涌以及承压水突涌等导致基坑工程破坏。本条将基坑稳定性归纳为：支护桩、墙的倾覆稳定；基坑底土隆起稳定；基坑边坡整体稳定；坑底土渗流、突涌稳定四个方面，基坑设计时必须满足上述四方面的验算要求。

1 基坑稳定性验算，采用单一安全系数法，应满足下式要求：

$$\frac{R}{S_d} \geq K \quad (6)$$

式中： K ——各类稳定安全系数；

R ——土体抗力极限值；

S_d ——承载能力极限状态下基本组合的效应设计值，但其分项系数均为 1.0，当有地区可靠工程经验时，分

项系数也可按地区经验确定。

2 基坑稳定性验算时,所选用的强度指标的类别,稳定验算方法与安全系数取值之间必须配套。当按附录 V 进行各项稳定验算时,土的抗剪强度指标的选用,应符合本规范第 9.1.6 条的规定。

3 土坡及基坑内外土体的整体稳定性计算,可按平面问题考虑,宜采用圆弧滑动面计算。有软土夹层和倾斜岩面等情况时,尚需采用非圆弧滑动面计算。

对不同情况的土坡及基坑整体稳定性验算,最危险滑动面上诸力对滑动中心所产生的滑动力矩与抗滑力矩应符合下式要求:

$$M_S \leq \frac{1}{K_R} M_R \quad (7)$$

式中: M_S 、 M_R ——分别为对于危险滑弧面上滑动力矩和抗滑力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

K_R ——整体稳定抗滑安全系数。

M_S 计算中,当有地下水存在时,坑外土条零压线(浸润线)以上的土条重度取天然重度,以下的土条取饱和重度。坑内土条取浮重度。

验算整体稳定时,对于开挖区,有条件时可采用卸荷条件下的抗剪强度指标进行验算。

4 基坑底隆起稳定性验算,实质上是软土地基承载力不足造成,故用 $\varphi=0$ 的承载力公式进行验算。

当桩底土为一般黏性土时,上海市《基坑工程技术规范》DG/TJ 08-61 提出了适用于一般黏性土的抗隆起计算公式。

板式支护体系按承载能力极限状态验算绕最下道内支撑点的抗隆起稳定性时(图 56),应满足式(8)的要求:

$$M_{SLK} \leq \frac{M_{RLK}}{K_{RL}} \quad (8)$$
$$M_{RLK} = K_a \tan \varphi_k \left\{ \frac{D'}{2} \gamma'_0 h'^2_0 + q_k D' h'_0 + \frac{\pi}{4} (q_k + \gamma'_0) D'^2 \right.$$

$$\begin{aligned}
& + \gamma D'^3 \left[\frac{1}{3} + \frac{1}{3} \cos^3 \alpha - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \sin \alpha + \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \cos \alpha \right] \Big\} \\
& + \tan \varphi_k \left\{ \frac{\pi}{4} (q_k + \gamma h'_0) D'^2 + \gamma D'^3 \left[\frac{2}{3} \right. \right. \\
& + \frac{2}{3} \cos \alpha - \frac{\sin \alpha}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \cos \alpha \Big] \Big\} \\
& + c_k [D' h'_0 + D'^2 (\pi - \alpha)] \\
M_{\text{SLK}} &= \frac{1}{3} \gamma D'^3 \sin \alpha + \frac{1}{6} \gamma D'^2 (D' - D) \cos^2 \alpha \\
& + \frac{1}{2} (q_k + \gamma h'_0) D'^2 \quad (9)
\end{aligned}$$

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_k}{2} \right) \quad (10)$$

式中: M_{RLK} ——抗隆起力矩值 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$);

M_{SLK} ——隆起力矩值 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$);

α ——如图 56 所示 (弧度);

γ ——围护墙底以上地基土各土层天然重度的加权平均值 (kN/m^3);

D ——围护墙在基坑开挖面以下的入土深度 (m);

D' ——最下一道支撑距墙底的深度 (m);

K_a ——主动土压力系数;

c_k 、 φ_k ——滑裂面上地基土的黏聚力标准值 (kPa) 和内摩擦角标准值 ($^\circ$) 的加权平均值;

h'_0 ——最下一道支撑距地面的深度 (m);

q_k ——坑外地面荷载标准值 (kPa);

K_{RL} ——抗隆起安全系数。设计等级为甲级的基坑工程取 2.5; 乙级的基坑工程取 2.0; 丙级的基坑工程取 1.7。

5 桩、墙式支护结构的倾覆稳定性验算, 对悬臂式支护结构, 在附录 V 中采用作用在墙内外的土压力引起的力矩平衡的方法验算, 抗倾覆稳定性安全系数应大于或等于 1.30。

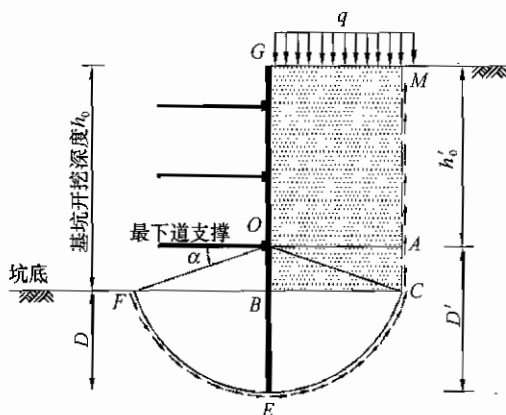


图 56 坑底抗隆起计算简图

对于带支撑的桩、墙式支护体系，支护结构的抗倾覆稳定性又称抗踢脚稳定性，踢脚破坏为作用与围护结构两侧的土压力均达到极限状态，因而使得围护结构（特别是围护结构插入坑底以下的部分）大量地向开挖区移动，导致基坑支护失效。本条取最下道支撑或锚拉点以下的围护结构作为脱离体，将作用于围护结构上的外力进行力矩平衡分析，从而求得抗倾覆分项系数。需指出的是，抗倾覆力矩项中本应包括支护结构的桩身抗力力矩，但由于其值相对而言要小得多，因此在本条的计算公式中不考虑。

9.5 支护结构内支撑

9.5.1 常用的内支撑体系有平面支撑体系和竖向斜撑体系两种。

平面支撑体系可以直接平衡支撑两端支护墙上所受到的侧压力，且构造简单，受力明确，适用范围较广。但当构件长度较大时，应考虑平面受弯及弹性压缩对基坑位移的影响。此外，当基坑两侧的水平作用力相差悬殊时，支护墙的位移会通过水平支撑而相互影响，此时应调整支护结构的计算模型。

竖向斜撑体系（图 57）的作用是将支护墙上侧压力通过斜撑传到基坑开挖面以下的地基上。它的施工流程是：支护墙完成

后，先对基坑中部的土层采取放坡开挖，然后安装斜撑，再挖除四周留下的土坡。对于平面尺寸较大，形状不很规则，但深度较浅的基坑采用竖向斜撑体系施工比较简单，也可节省支撑材料。

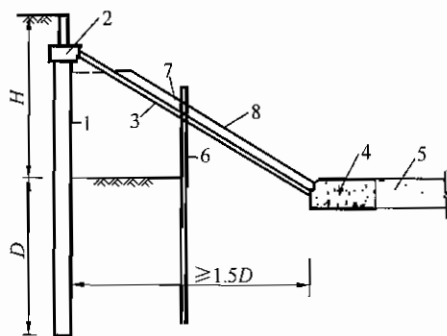


图 57 竖向斜撑体系

1—围护墙；2—墙顶梁；3—斜撑；4—斜撑基础；5—基础压杆；

6—立柱；7—系杆；8—土堤

由以上两种基本支撑体系，也可以演变为其他支撑体系。如“中心岛”为方案，类似竖向斜撑方案，先在基坑中部放坡挖土，施工中中部主体结构，然后利用完成的主体结构安装水平支撑或斜撑，再挖除四周留下的土坡。

当必须利用支撑构件兼作施工平台或栈桥时，除应满足内支撑体系计算的有关规定外，尚应满足作业平台（或栈桥）结构的承载力和变形要求，因此需另行设计。

9.5.2 基坑支护结构的内力和变形分析大多采用平面杆系模型进行计算。通常把支撑系统结构视为平面框架，承受支护桩传来的侧向力。为避免计算模型产生“漂移”现象，应在适当部位加设水平约束或采用“弹簧”等予以约束。

当基坑周边的土层分布或土性差异大，或坑内挖深差异大，不同的支护桩其受力条件相差较大时，应考虑支撑系统节点与支撑桩支点之间的变形协调。这时应采用支撑桩与支撑系统结合在一起的空间结构计算简图进行内力分析。

支撑系统中的竖向支撑立柱，应按偏心受压构件计算。计算

时除应考虑竖向荷载作用外,尚应考虑支撑横向水平力对立柱产生的弯矩,以及土方开挖时,作用在立柱上的侧向土压力引起的弯矩。

9.5.3 本条为强制性条文。当采用内支撑结构时,支撑结构的设置与拆除是支撑结构设计的重要内容之一,设计时应有针对性地对支撑结构的设置和拆除过程中的各种工况进行设计计算。如果支撑结构的施工与设计工况不一致,将可能导致基坑支护结构发生承载力、变形、稳定性破坏。因此支撑结构的施工,包括设置、拆除、土方开挖等,应严格按照设计工况进行。

9.6 土层锚杆

9.6.1 土层锚杆简称土锚,其一端与支护桩、墙连接,另一端锚固在稳定土层中,作用在支护结构上的水土压力,通过自由端传递至锚固段,对支护结构形成锚拉支承作用。因此,锚固段不宜设置在软弱或松散的土层中,锚拉式支承的基坑支护,基坑内部开敞,为挖土、结构施工创造了空间,有利于提高施工效率和工程质量。

9.6.3 锚杆有多种破坏形式,当依靠锚杆保持结构系统稳定的构件时,设计必须仔细校核各种可能的破坏形式。因此除了要求每根土锚必须能够有足够的承载力之外,还必须考虑包括土锚和地基在内的整体稳定性。通常认为锚固段所需的长度是由于承载力的需要,而土锚所需的总长度则取决于稳定的要求。

在土锚支护结构稳定分析中,往往设有许多假定,这些假定的合理程度,有一定的局限性,因此各种计算往往只能作为工程安全性判断的参考。不同的使用者根据不尽相同的计算方法,采用现场试验和现场监测来评价工程的安全度对重要工程来说是十分必要的。

稳定计算方法依建筑物形状而异。对围护系统这类承受土压力的构筑物,必须进行外部稳定和内部稳定两方面的验算。

1 外部稳定计算

所谓外部稳定是指锚杆、围护系统和土体全部合在一起的整体稳定, 见图 58a。整个土锚均在土体的深滑裂面范围之内, 造成整体失稳。一般采用圆弧法具体试算边坡的整体稳定。土锚长度必须超过滑动面, 要求稳定安全系数不小于 1.30。

2 内部稳定计算

所谓内部稳定计算是指土锚与支护墙基础假想支点之间深滑动面的稳定验算, 见图 58b。内部稳定最常用的计算是采用 Kranz 稳定分析方法, 德国 DIN4125、日本 JSFD1-77 等规范都采用此法, 也有的国家如瑞典规范推荐用 Browns 对 Kranz 的修正方法。我国有些锚定式支挡工程设计中采用 Kranz 方法。

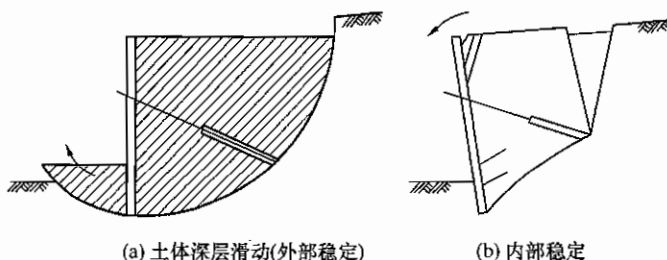


图 58 锚杆的整体稳定

9.6.4 锚杆设计包括构件和锚固体截面、锚固段长度、自由段长度、锚固结构稳定性等计算或验算内容。

锚杆支护体系的构造如图 59 所示。

锚杆支护体系由挡土构筑物、腰梁及托架、锚杆三个部分所组成, 以保证施工期间的基坑边坡稳定与安全, 见图 59。

9.6.5 锚杆预应力筋张拉施工工艺控制系数, 应根据锚杆张拉工艺特点确定。当锚杆钢筋或钢绞线为单根时, 张拉施工工艺控制系数可取 1.0。当锚杆钢筋或钢绞线为多根时, 考虑到张拉施工时锚杆钢筋或钢绞线受力的不均匀性, 张拉施工工艺控制系数可取 0.9。

9.6.6 土层锚杆的锚固段长度及锚杆轴向拉力特征值应根据土层锚杆锚杆试验(附录 Y)的规定确定。

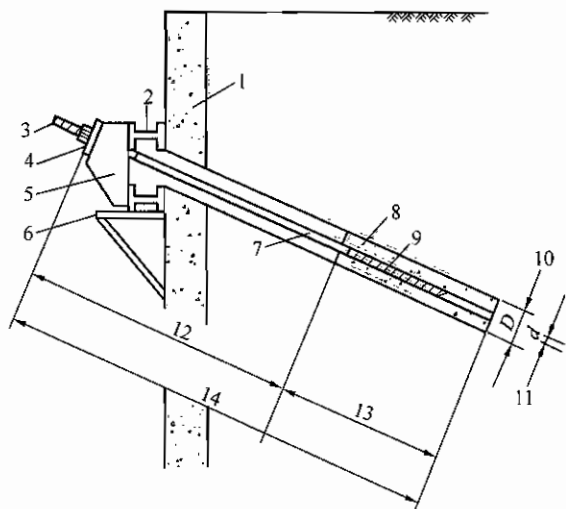


图 59 锚杆构造

1—构筑物；2—腰梁；3—螺母；4—垫板；5—台座；6—托架；7—套管；8—锚固体；9—钢拉杆；10—锚固体直径；11—拉杆直径；12—非锚固段长 L_0 ；13—有效锚固段长 L_a ；14—锚杆全长 L

9.7 基坑工程逆作法

9.7.4 支护结构与主体结构相结合，是指在施工期间利用地下结构外墙或地下结构的梁、板、柱兼作基坑支护体系，不设置或仅设置部分临时围护支护体系的支护方法。与常规的临时支护方法相比，基坑工程采用支护结构与主体结构相结合的设计施工方法具有诸多优点，如由于可同时向地上和地下施工因而可以缩短工程的施工工期；水平梁板支撑刚度大，挡土安全性高，围护结构和土体的变形小，对周围的环境影响小；采用封闭逆作施工，施工现场文明；已完成的地面层可充分利用，地面层先行完成，无需架设栈桥，可作为材料堆置场或施工作业场；避免了采用大量临时支撑的浪费现象，工程经济效益显著。

利用地下结构兼作基坑的支护结构，基坑开挖阶段与永久使用阶段的荷载状况和结构状况有较大的差别，因此应分别进行设

计和验算,同时满足各种工况下的承载力极限状态和正常使用阶段极限状态的设计要求。

支护结构作为主体地下结构的一部分时,地下结构梁板与地下连续墙、竖向支承结构之间的节点连接是需要重点考虑的内容。所谓变形协调,主要指地下结构尚未完工之前,处于支护结构承载状态时,其变形与沉降量及差异沉降均应在限值规定内,保证在地下结构完工、转换成主体工程基础承载时,与主体结构设计对变形和沉降要求一致,同时要求承载转换前后,结构的节点连接和防水构造等均应稳定可靠,满足设计要求。

9.7.5 “两墙合一”的安全性和可靠性已经得到工程界的普遍认同,并在全国得到了大量应用,已经形成了一整套比较成熟的设计方法。“两墙合一”地下连续墙具有良好的技术经济效果:(1)刚度大、防水性能好;(2)将基坑临时围护墙与永久地下室外墙合二为一,节省了常规地下室外墙的工程量;(3)不需要施工操作空间,可减少直接土方开挖量,并且无需再施工换撑板带和进行回填土工作,经济效果明显,尤其对于红线退界紧张或地下室与邻近建(构)筑物距离极近的地下工程,“两墙合一”可大大减小围护体所占空间,具有其他围护形式无可替代的优势;(4)基坑开挖到坑底后,在基础内部结构由下而上施工过程中,“两墙合一”的设计无需再施工地下室外墙,因此比常规两墙分离的工程施工工期要节省,同时也避免了长期困扰地下室外墙浇筑施工过程中混凝土的收缩裂缝问题。

9.7.6 主体地下结构的水平构件用作支撑时,其设计应符合下列规定:

1 结构水平构件与支撑相结合的设计中可用梁板结构体系作为水平支撑,该结构体系受力明确,可根据施工需要在梁间开设孔洞,并在梁周边预留止水片,在逆作法结束后再浇筑封闭;也可采用结构楼板后作的梁格体系,在开挖阶段仅浇筑框架梁作为内支撑,梁格空间均可作为出土口,基础底板浇筑后再封闭楼板结构。另外,结构水平构件与支撑相结合设计中也可采用无梁

楼盖作为水平支撑,其整体性好、支撑刚度大,且便于结构模板体系的施工。在无梁楼盖上设置施工孔洞时,一般需设置边梁并附加止水构造。无梁楼板一般在梁柱节点位置设置一定长宽的柱帽,逆作阶段竖向支承钢立柱的尺寸一般占柱帽尺寸的比例较小,因此,无梁楼盖体系梁柱节点位置钢筋穿越矛盾相对梁板体系缓和、易于解决。

对用作支撑的结构水平构件,当采用梁板体系且结构开口较多时,可简化为仅考虑梁系的作用,进行在一定边界条件下及在周边水平荷载作用下的封闭框架的内力和变形计算,其计算结果是偏安全的。当梁板体系需考虑板的共同作用,或结构为无梁楼盖时,应采用有限元的方法进行整体计算分析,根据计算分析结果并结合工程概念和经验,合理确定用于结构构件设计的内力。

2 支护结构与主体结构相结合的设计方法中,作为竖向支承的立柱桩其竖向变形应严格控制。立柱桩的竖向变形主要包含两个方面:一方面为基坑开挖卸荷引起的立柱向上的回弹隆起;另一方面为已施工完成的水平结构和施工荷载等竖向荷重的加载作用下,立柱桩的沉降。立柱桩竖向变形量和立柱桩间的差异变形过大时,将引发对已施工完成结构的不利结构次应力,因此在主体地下水平结构构件设计时,应通过验算采取必要的措施以控制有害裂缝的产生。

3 主体地下水平结构作为基坑施工期的水平支撑,需承受坑外传来的水土侧向压力。因此水平结构应具有直接的、完整的传力体系。如同层楼板面标高出现较大的高差时,应通过计算采取有效的转换结构以利于水平力的传递。另外,应在结构楼板出现较大面积的缺失区域以及地下各层水平结构梁板的结构分缝以及施工后浇带等位置,通过计算设置必要的水平支撑传力体系。

9.7.7 竖向支承结构的设计应符合下列规定:

1 在支护结构与主体结构相结合的工程中,由于逆作阶段结构梁板的自重相当大,立柱较多采用承载力较高而断面小的角钢拼接格构柱或钢管混凝土柱。

2 立柱应根据其垂直度允许偏差计入竖向荷载偏心的影响,偏心距应按计算跨度乘以允许偏差,并按双向偏心考虑。支护结构与主体结构相结合的工程中,利用各层地下结构梁板作为支护结构的水平内支撑体系。水平支撑的刚度可假定为无穷大,因而钢立柱假定为无水平位移。

3 立柱桩在上部荷载及基坑开挖土体应力释放的作用下,发生竖向变形,同时立柱桩承载的不均匀,增加了立柱桩间及立柱桩与地下连续墙之间产生较大沉降的可能,若差异沉降过大,将会使支撑系统产生裂缝,甚至影响结构体系的安全。控制整个结构的不均匀沉降是支护结构与主体结构相结合施工的关键技术之一。目前事先精确计算立柱桩在底板封闭前的沉降或上抬量还有一定困难,完全消除沉降差也是不可能的,但可通过桩底后注浆等措施,增大立柱桩的承载力并减小沉降,从而达到控制立柱沉降差的目的。

9.8 岩体基坑工程

9.8.1~9.8.6 本节给出岩石基坑和岩土组合基坑的设计原则。

9.9 地下水控制

9.9.1 在高地下水位地区,深基坑工程设计施工中的关键问题之一是如何有效地实施对地下水的控制。地下水控制失效也是引发基坑工程事故的重要源头。

9.9.3 基坑降水设计时对单井降深的计算,通常采用解析法用裘布衣公式计算。使用时,应注意其适用条件,裘布衣公式假定:(1)进入井中的水流主要是径向水流和水平流;(2)在整个水流深度上流速是均匀一致的(稳定流状态)。要求含水层是均质、各向同性的无限延伸的。单井抽水经一定时间后水量和水位均趋稳定,形成漏斗,在影响半径以外,水位降落为零,才符合公式使用条件。对于潜水,公式使用时,降深不能过大。降深过大时,水流以垂直分量为主,与公式假定不符。常见的基坑降水

计算资料，只是一种粗略的计算，解析法不易取得理想效果。

鉴于计算技术的发展，数值法在降水设计中已有大量研究成果，并已在水资源评价中得到了应用。在基坑降水设计中已开始重大实际工程中应用，并已取得与实测资料相应的印证。所以在设计等级甲级的基坑降水设计，可采用有限元数值方法进行设计。

9.9.6 地下水抽降将引起大范围的地面沉降。基坑围护结构渗漏亦易发生基坑外侧土层坍塌、地面下沉，引发基坑周边的环境问题。因此，为有效控制基坑周边的地面变形，在高地下水位地区的甲级基坑或基坑周边环境要求严格时，应进行基坑降水和环境保护的地下水控制专项设计。

地下水控制专项设计应包括降水设计、运营管理以及风险预测及应对等内容：

1 制定基坑降水设计方案：

1) 进行工程地下水风险分析，浅层潜水降水的影响，疏干降水效果的估计；

2) 承压水突涌风险分析。

2 基坑抗突涌稳定性验算。

3 疏干降水设计计算，疏干井数量，深度。

4 减压设计，当对下部承压水采取减压降水时，确定减压井数量、深度以及减压运营的要求。

5 减压降水的三维数值分析，渗流数值模型的建立，减压降水结果的预测。

6 减压降水对环境影响的分析及应采取的工程措施。

7 支护桩、墙渗漏风险的预测及应对措施。

8 降水措施与管理措施：

1) 现场排水系统布置；

2) 深井构造、设计、降水井标准；

3) 成井施工工艺的确定；

4) 降水井运行管理。

深基坑降水和环境保护的专项设计，是一项比较复杂的设计工作。与基坑支护结构（或隔水帷幕）周围的地下水渗流特征及场地水文地质条件、支护结构及隔水帷幕的插入深度、降水井的位置等有关。

10 检验与监测

10.1 一般规定

10.1.1 为设计提供依据的试验为基本试验,应在设计前进行。基本试验应加载到极限或破坏,为设计人员提供足够的设计依据。

10.1.2 为验证设计结果或为工程验收提供依据的试验为验收检验。验收检验是利用工程桩、工程锚杆等进行试验,其最大加载量不应小于设计承载力特征值的2倍。

10.1.3 抗拔桩的验收检验应控制裂缝宽度,满足耐久性设计要求。

10.2 检 验

10.2.1 本条为强制性条文。基槽(坑)检验工作应包括下列内容:

1 应做好验槽(坑)准备工作,熟悉勘察报告,了解拟建建筑物的类型和特点,研究基础设计图纸及环境监测资料。当遇有下列情况时,应列为验槽(坑)的重点:

- 1) 当持力土层的顶板标高有较大的起伏变化时;
- 2) 基础范围内存在两种以上不同成因类型的地层时;
- 3) 基础范围内存在局部异常土质或坑穴、古井、老地基或古迹遗址时;
- 4) 基础范围内遇有断层破碎带、软弱岩脉以及古河道、湖、沟、坑等不良地质条件时;
- 5) 在雨期或冬期等不良气候条件下施工,基底土质可能受到影响时。

2 验槽(坑)应首先核对基槽(坑)的施工位置。平面尺寸和槽(坑)底标高的容许误差,可视具体的工程情况和基础类型确定。一般情况下,槽(坑)底标高的偏差应控制在 0mm~50mm 范围内;平面尺寸,由设计中心线向两边量测,长、宽尺寸不应小于设计要求。

验槽(坑)方法宜采用轻型动力触探或袖珍贯入仪等简便易行的方法,当持力层下埋藏有下卧砂层而承压水头高于基底时,则不宜进行钎探,以免造成涌砂。当施工揭露的岩土条件与勘察报告有较大差别或者验槽(坑)人员认为必要时,可有针对性地进行补充勘察测试工作。

3 基槽(坑)检验报告是岩土工程的重要技术档案,应做到资料齐全,及时归档。

10.2.2 复合地基提高地基承载力、减少地基变形的能力主要是设置了增强体,与地基土共同作用的结果,所以复合地基应对增强体施工质量进行检验。复合地基载荷试验由于试验的压板面积有限,考虑到大面积荷载的长期作用结果与小面积短时荷载作用的试验结果有一定的差异,故需要对载荷载尺寸限制。条形基础和独立基础复合地基载荷试验的压板宽度的确定宜考虑面积置换率和褥垫层厚度,基础宽度不大时应取基础宽度,基础宽度较大,试验条件达不到时应取较薄厚度褥垫层。

对遇水软化、崩解的风化岩、膨胀性土等特殊土层,不可仅根据试验数据评价承载力等,尚应考虑由于试验条件与实际施工条件的差异带来的潜在风险,试验结果宜考虑一定的折减。

10.2.3 在压实填土的施工过程中,取样检验分层土的厚度视施工机械而定,一般情况下宜按 200mm~500mm 分层进行检验。

10.2.4 利用贯入仪检验垫层质量,通过现场对比试验确定其击数与干密度的对应关系。

垫层质量的检验可采用环刀法;在粗粒土垫层中,可采用灌水法、灌砂法进行检验。

10.2.5 预压处理的软弱地基,应在预压区内预留孔位,在预压

前后堆载不同阶段进行原位十字板剪切试验和取土室内土工试验, 检验地基处理效果。

10.2.6 强夯地基或强夯置换地基载荷试验的压板面积应考虑压板的尺寸效应, 应采用大压板载荷试验, 根据处理深度的大小, 压板面积可采用 $1\text{m}^2 \sim 4\text{m}^2$, 压板最小直径不得小于 1m 。

10.2.7 砂石桩对桩体采用动力触探方法检验, 对桩间土采用标准贯入、静力触探或其他原位测试方法进行检验可检测砂石桩及桩间土的挤密效果。如处理可液化地层时, 可按标准贯入击数来检验砂性土的抗液化性。

10.2.8、10.2.9 水泥土搅拌桩进行标准贯入试验后对成桩质量有怀疑时可采用双管单动取样器对桩身钻芯取样, 制成试块, 测试桩身实际强度。钻孔直径不宜小于 108mm 。由于取芯和试样制作原因, 桩身钻芯取样测试的桩身强度应该是较高值, 评价时应给予注意。

单桩载荷试验和复合地基载荷试验是检验水泥土搅拌桩质量的最直接有效的方法, 一般在龄期 28d 后进行。

10.2.10 本条为强制性条文。刚性桩复合地基单桩的桩身完整性检测可采用低应变法; 单桩竖向承载力检测可采用静载荷试验; 刚性桩复合地基承载力可采用单桩或多桩复合地基载荷试验。当施工工艺对地基土承载力影响较小、有地区经验时, 可采用单桩静载荷试验和桩间土静载荷试验结果确定刚性桩复合地基承载力。

10.2.11 预制打入桩、静力压桩应提供经确认的桩顶标高、桩底标高、桩端进入持力层的深度等。其中预制桩还应提供打桩的最后三阵锤贯入度、总锤击数等, 静力压桩还应提供最大压力值等。

当预制打入桩、静力压桩的入土深度与勘察资料不符或对桩端下卧层有怀疑时, 可采用补勘方法, 检查自桩端以上 1m 起至下卧层 5d 范围内的标准贯入击数和岩土特性。

10.2.12 混凝土灌注桩提供经确认的参数应包括桩端进入持力

层的深度,对锤击沉管灌注桩,应提供最后三阵锤贯入度、总锤击数等。对钻(冲)孔桩,应提供孔底虚土或沉渣情况等。当锤击沉管灌注桩、冲(钻)孔灌注桩的入土(岩)深度与勘察资料不符或对桩端下卧层有怀疑时,可采用补勘方法,检查自桩端以上1m起至下卧层5d范围内的岩土特性。

10.2.13 本条为强制性条文。人工挖孔桩应逐孔进行终孔验收,终孔验收的重点是持力层的岩土特征。对单柱单桩的大直径嵌岩桩,承载能力主要取决嵌岩段岩性特征和下卧层的持力性状,终孔时,应用超前钻逐孔对孔底下3d或5m深度范围内持力层进行检验,查明是否存在溶洞、破碎带和软夹层等,并提供岩芯抗压强度试验报告。

终孔验收如发现与勘察报告及设计文件不一致,应由设计人提出处理意见。缺少经验时,应进行桩端持力层岩基原位荷载试验。

10.2.14 本条为强制性条文。单桩竖向静载试验应在工程桩的桩身质量检验后进行。

10.2.15 桩基工程事故,有相当部分是因桩身存在严重的质量问题而造成的。桩基施工完成后,合理地选取工程桩进行完整性检测,评定工程桩质量是十分重要的。抽检方式必须随机、有代表性。常用桩基完整性检测方法有钻孔抽芯法、声波透射法、高应变动力检测法、低应变动力检测法等。其中低应变方法方便灵活,检测速度快,适宜用于预制桩、小直径灌注桩的检测。一般情况下低应变方法能可靠地检测到桩顶下第一个浅部缺陷的界面,但由于激振能量小,当桩身存在多个缺陷或桩周土阻力很大或桩长较大时,难以检测到桩底反射波和深部缺陷的反射波信号,影响检测结果准确度。改进方法是加大激振能量,相对地采用高应变检测方法的效果要好,但对大直径桩,特别是嵌岩桩,高、低应变均难以取得较好的检测效果。钻孔抽芯法通过钻取混凝土芯样和桩底持力层岩芯,既可直观地判别桩身混凝土的连续性,持力层岩土特征及沉渣情况,又可通过芯样试压,了解相应

混凝土和岩样的强度，是大直径桩的重要检测方法。不足之处是一孔之见，存在片面性，且检测费用大，效率低。声波透射法通过预埋管逐个剖面检测桩身质量，既能可靠地发现桩身缺陷，又能合理地评定缺陷的位置、大小和形态，不足之处是需要预埋管，检测时缺乏随机性，且只能有效检测桩身质量。实际工作中，将声波透射法与钻孔抽芯法有机地结合起来进行大直径桩质量检测是科学、合理，且是切实有效的检测手段。

直径大于 800mm 的嵌岩桩，其承载力一般设计得较高，桩身质量是控制承载力的主要因素之一，应采用可靠的钻孔抽芯或声波透射法（或两者组合）进行检测。每个桩下承台的桩抽检数不得少于一根的规定，涵括了单柱单桩的嵌岩桩必须 100% 检测，但直径大于 800mm 非嵌岩桩检测数量不少于总桩数的 10%。小直径桩其抽检数量宜为 20%。

10.2.16 工程桩竖向承载力检验可根据建筑物的重要程度确定抽检数量及检验方法。对地基基础设计等级为甲级、乙级的工程，宜采用慢速静荷载加载法进行承载力检验。

对预制桩和满足高应变法适用检测范围的灌注桩，当有静载对比试验时，可采用高应变法检验单桩竖向承载力，抽检数量不得少于总桩数的 5%，且不得少于 5 根。

超过试验能力的大直径嵌岩桩的承载力特征值检验，可根据超前钻及钻孔抽芯法检验报告提供的嵌岩深度、桩端持力层岩石的单轴抗压强度、桩底沉渣情况和桩身混凝土质量，必要时结合桩端岩基荷载试验和桩侧摩阻力试验进行核校。

10.2.18 对地下连续墙，应提交经确认的成墙记录，主要包括槽底岩性、入岩深度、槽底标高、槽宽、垂直度、清渣、钢筋笼制作和安装质量、混凝土灌注质量记录及预留试块强度检验报告等。由于高低应变检测数学模型与连续墙不符，对地下连续墙的检测，应采用钻孔抽芯或声波透射法。对承重连续墙，检验槽段不宜少于同条件下总槽段数的 20%。

10.2.19 岩石锚杆现在已普遍使用。本规范 2002 版规定检验数

量不得少于锚杆总数的 3%，为了更好地控制岩石锚杆施工质量，提高检验数量，规定检验数量不得少于锚杆总数的 5%，但最少抽检数量不变。

10.3 监 测

10.3.1 监测剖面及监测点数量应满足监控到填土区的整体稳定性及边界区边坡的滑移稳定性的要求。

10.3.2 本条为强制性条文。由于设计、施工不当造成的基坑事故时有发生，人们认识到基坑工程的监测是实现信息化施工、避免事故发生的有效措施，又是完善、发展设计理论、设计方法和提高施工水平的重要手段。

根据基坑开挖深度及周边环境保护要求确定基坑的地基基础设计等级，依据地基基础设计等级对基坑的监测内容、数量、频次、报警标准及抢险措施提出明确要求，实施动态设计和信息化施工。本条列为强制性条文，使基坑开挖过程必须严格进行第三方监测，确保基坑及周边环境的安全。

10.3.3 人工挖孔桩降水、基坑开挖降水等都对环境有一定的影响，为了确保周边环境的安全和正常使用，施工降水过程中应对地下水位变化、周边地形、建筑物的变形、沉降、倾斜、裂缝和水平位移等情况进行监测。

10.3.4 预应力锚杆施加的预应力实际值因锁定工艺不同和基坑及周边条件变化而发生改变，需要监测。当监测的锚头预应力不足设计锁定值的 70%，且边坡位移超过设计警戒值时，应对预应力锚杆重新进行张拉锁定。

10.3.5 监测项目选择应根据基坑支护形式、地质条件、工程规模、施工工况与季节及环境保护的要求等因素综合而定。对设计等级为丙级的基坑也提出了监测要求，对每种等级的基坑均增加了地面沉降监测要求。

10.3.6 监测值的变化和周边建（构）筑物、管线允许的最大沉降变形是确定监控报警标准的主要因素，其中周边建（构）筑物

原有的沉降与基坑开挖造成的附加沉降叠加后，不能超过允许的最大沉降变形值。

爆破对周边环境的影响程度与炸药量、引爆方式、地质条件、离爆破点距离等有关，实际影响程度需对测点的振动速度和频率进行监测确定。

10.3.7 挤土桩施工过程中造成的土体隆起等挤土效应，不但影响周边环境，也会造成邻桩的抬起，严重影响成桩质量和单桩承载力，应实施监控。监测结果反映土体隆起和位移、邻桩桩顶标高及桩位偏差超出设计要求时，应提出处理意见。

10.3.8 本条为强制性条文。本条所指的建筑物沉降观测包括从施工开始，整个施工期内和使用期间对建筑物进行的沉降观测。并以实测资料作为建筑物地基基础工程质量检查的依据之一，建筑物施工期的观测日期和次数，应根据施工进度确定，建筑物竣工后的第一年内，每隔 2 月～3 月观测一次，以后适当延长至 4 月～6 月，直至达到沉降变形稳定标准为止。