

浙江省标准

建筑地基基础设计规范

Code for Design of Building Foundation

DB 33/1001-2003

J 10252-2003

2003-06-20发布

2003-10-01实施

浙江省建设厅发布

浙江省标准

建筑地基基础设计规范

Code for Design of Building Foundation

DB 33/1001 - 2003

J10252 - 2003

主编单位：浙江省建筑设计研究院

浙江大学建筑工程学院

批准部门：浙江省建设厅

施行日期：2003 年 10 月 1 日

浙江大学出版社

2003 杭 州

关于发布浙江省工程建设标准 《建筑地基基础设计规范》的通知

建科发[2003]122号

各市建委(建设局),绍兴市建管局,省级有关厅、局,省建设投资集团有限公司,省标准设计站,各有关单位:

根据我厅2001年印发的标准及标准图集编制计划(建科发[2001]79号)的要求,由浙江省建筑设计研究院、浙江大学建筑工程学院主编的《建筑地基基础设计规范》,已通过审查,现批准为浙江省工程建设标准,编号为DB 33/1001—2003,自2003年10月1日起执行。其中,3.0.2,3.0.3,4.4.3,4.4.5,5.2.1,5.2.5,5.2.12,6.1.1,6.3.1,6.6.1,7.1.4,7.1.6,7.3.1,7.3.22,7.4.6,7.5.7,7.6.1,7.6.7,7.7.6,8.2.3,8.4.2,8.6.2,8.6.3,9.2.8,9.4.1,9.4.2,11.1.4,11.1.10,11.2.9,12.11.4,13.4.3,14.1.1,14.1.3,14.1.5,14.2.8为强制性条文,必须严格执行。原浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》DBJ 10—1—90于2003年12月31日起废止。

本规范由浙江省建设厅负责管理,浙江省建筑设计研究院、浙江大学建筑工程学院负责具体技术内容的解释,浙江省标准设计站组织发行。

浙江省建设厅
2003年6月20日

主编单位：浙江省建筑设计研究院

浙江大学建筑工程学院

参编单位：浙江工业大学建筑工程学院

浙江省建筑科学设计研究院

国家电力公司华东勘测设计研究院

中国联合工程公司

浙江省城乡规划设计研究院

浙江省工业设计研究院

浙江省电力设计院

浙江省水利水电勘测设计院

浙江省轻纺建筑设计院

杭州市建筑设计研究院

杭州市城建设计院

宁波市建筑设计研究院

温州市建筑设计研究院

浙江城建建筑设计研究院

杭州市建设委员会

浙江省建工集团

绍兴市建筑业管理局

浙江省综合勘察研究院

杭州市勘测设计研究院

浙江省工程勘察院

温州市勘察测绘研究院

主要起草人：益德清 施祖元 陈云敏 潘秋元 樊良本

(以下按姓氏笔划排列)

王忠发 王修本 王银根 王铁儒 王立忠 叶 军 孙建屹

刘兴旺 余子华 吴为民 陈天民 陈仁朋 陈青佳 陆少连

宋振祺 李冰河 张 煜 周茂新 周群建 杨 炯 杨学林

胡敏云 徐和财 袁 静 龚晓南 童建国 韩少华 谢仲屏

蒋建良

前 言

本规范根据浙江省建设厅建科发[2001]79号文的要求,由浙江省建筑设计研究院、浙江大学建筑工程学院负责主编,并会同有关的设计、勘察、施工、科研和教学共23家单位(多为原规范参编单位)对浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ 10—1—90)修订而成。

鉴于地基与基础直接影响到建筑工程的安全、适用、经济与建设工期,且本身又复杂、多变,地域差别很大,为了使我省地基与基础工程更好地反映10余年来的技术进展,在修订过程中,总结了浙江省建筑地基基础工程的实践经验及有关理论研究和试验成果,并以各种方式在全省范围内广泛征求了有关设计、勘察、施工、科研、教学单位和建设管理部门的意见,经反复讨论、修改和试设计,最后经审查定稿。

本次修订共有14章20个附录。主要修订内容是:

明确了地基基础设计中承载力极限状态和正常使用极限状态的使用范围和计算方法;强调按变形控制设计的原则,满足建筑物使用功能的要求;细化了地基勘察的内容和设计要求;增加了山区地基、基坑支护和检验与监测等内容;增加了桩基和地下连续墙的设计方法;增加了地基处理和减少地基变形危害的设计方法;取消了石灰桩法、重锤夯实法等地基处理内容。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范采用的符号、计量单位和基本术语均按照国家标准《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》(GBJ 83—85)的规定。

本规范的具体解释由浙江省建筑设计研究院和浙江大学建筑工程学院负责。在执行过程中,请各单位结合工程实践,不断总结经验,并将意见和建议寄交:杭州市安吉路18号,浙江省建筑设计研究院结构与岩土工程研究室,浙江省标准《建筑地基基础设计规范》管理组。

(邮编:310006,Email:zadri@mail.hz.zj.cn)

目 录

第一篇

1	总 则	3
2	主要术语、符号	4
	2.1 主要术语	4
	2.2 主要符号	5
3	基本规定	9
4	建筑地基勘察	12
	4.1 一般规定	12
	4.2 地基岩土的分类和鉴定	12
	4.3 地下水	19
	4.4 勘察要点	20
	4.5 原位测试与室内试验	25
5	地基计算	28
	5.1 承载力计算	28
	5.2 变形计算	34
	5.3 稳定性计算	40
6	山区地基	42
	6.1 一般规定	42
	6.2 土岩组合地基	43
	6.3 压实填土地基	44
	6.4 土质边坡与重力式挡墙	46

6.5	岩石边坡与岩石锚杆挡墙	52
6.6	滑坡防治	56
7	地基处理	59
7.1	一般规定	59
7.2	换填垫层法	60
7.3	强夯法和强夯置换法	62
7.4	砂石桩法	66
7.5	振冲法	69
7.6	水泥土搅拌法	70
7.7	高压喷射注浆法	73
7.8	排水固结法	74
8	基础	78
8.1	一般规定	78
8.2	基础埋置深度	78
8.3	无筋扩展基础	79
8.4	扩展基础	80
8.5	柱下条形基础	84
8.6	筏板基础	85
8.7	岩石锚杆基础	87
9	桩基础	89
9.1	一般规定	89
9.2	桩基承载力计算	90
9.3	桩基承台设计	95
9.4	桩基沉降计算	96
9.5	各类桩型	99
10	沉井	118
10.1	一般规定	118
10.2	计算	119
10.3	基本构造要求	127

11	基坑支护	129
11.1	一般规定	129
11.2	设计计算	131
11.3	地下连续墙	134
11.4	基坑工程逆作法	135
12	减少建筑物受到地基变形危害的措施	137
12.1	一般规定	137
12.2	建筑措施	137
12.3	结构措施	139
12.4	施工要求	141
13	建筑物受到地基变形危害的补救	142
13.1	一般规定	142
13.2	锚杆静压桩	142
13.3	树根桩	144
13.4	纠倾加固	145
14	检验与监测	148
14.1	检验	148
14.2	监测	149
附录 A	地基岩、土的分类和鉴定	151
附录 B	抗剪强度指标标准值 c_k 、 φ_k	155
附录 C	浅层平板载荷试验要点	157
附录 D	深层平板载荷试验要点	160
附录 E	岩基载荷试验要点	162
附录 F	岩石单轴抗压强度试验要点	164
附录 G	附加应力系数 α 、平均附加应力系数 α	165
附录 H	圆弧滑动面总应力法计算抗滑稳定性	177
附录 I	挡土墙主动土压力系数 k_a	179
附录 J	岩石锚杆抗拔试验	184
附录 K	平均固结度的计算	186

附录 L	单桩竖向抗压静载荷试验	189
附录 M	单桩竖向抗拔静载荷试验	193
附录 N	预制桩竖向承载力特征值	195
附录 O	单桩水平静载荷试验	197
附录 P	Mindlin 应力公式应力影响系数	200
附录 Q	无桩靴夯扩桩的设计参数	202
附录 R	单桩动力测试	203
附录 S	沉降观测要点	205
附录 T	桩基沉降计算算例	207
	用词和用语说明	214

第二篇 条文说明

1	总 则	217
2	术语、符号	218
3	基本规定	219
4	建筑地基勘察	221
	4.1 一般规定	221
	4.2 地基岩土的分类和鉴定	222
	4.3 地下水	225
	4.4 勘察要点	226
	4.5 原位测试与室内试验	231
5	地基计算	237
	5.1 承载力计算	237
	5.2 变形计算	238
	5.3 稳定性计算	239
6	山区地基	240
	6.3 压实填土地基	240
	6.4 土质边坡与重力式挡墙	243

6.5	岩石边坡与岩石锚杆挡墙	245
7	地基处理	248
7.1	一般规定	248
7.2	换填垫层法	248
7.3	强夯法和强夯置换法	248
7.4	砂石桩法	252
7.5	振冲法	254
7.6	水泥土搅拌法	256
7.7	高压喷射注浆法	257
7.8	排水固结法	258
8	基础	268
8.1	一般规定	268
8.2	基础埋置深度	268
8.3	无筋扩展基础	269
8.4	扩展基础	269
8.5	柱下条形基础	269
8.6	筏板基础	270
9	桩基础	271
9.1	一般规定	271
9.2	桩基承载力计算	272
9.3	桩基承台设计	275
9.4	桩基沉降计算	275
9.5	各类桩型	276
9.5.1	钢筋混凝土预制方桩	276
9.5.2	静压预制混凝土开口空心方桩	278
9.5.3	先张法预应力混凝土管桩	280
9.5.4	湿作业钻孔灌注桩	281
9.5.5	沉管灌注桩	285
9.5.6	夯扩桩	286

9.5.7	平底大头桩	288
9.5.8	人工挖孔桩	289
9.5.9	钢管桩	290
9.5.10	挤扩支盘桩	290
10	沉井	293
10.1	一般规定	293
10.2	计算	293
11	基坑支护	296
11.1	一般规定	296
11.2	设计计算	298
11.3	地下连续墙	301
11.4	基坑工程逆作法	302
12	减少建筑物受到地基变形危害的措施	304
12.1	一般规定	304
12.2	建筑措施	304
12.4	施工要求	305
13	建筑物受到地基变形危害的补救	306
13.1	一般规定	306
13.2	锚杆静压桩	306
13.3	树根桩	308
13.4	纠倾加固	309
14	检验与监测	310
14.1	检验	310
14.2	监测	312

第一篇

浙江省标准

建筑地基基础设计规范

Code for Design of Building Foundation

DB 33/1001 - 2003

J10252 - 2003

主编单位：浙江省建筑设计研究院

浙江大学建筑工程学院

批准部门：浙江省建设厅

施行日期：2003年10月1日

2003 杭 州

1 总 则

1.0.1 为使在浙江省内建筑地基基础设计中贯彻执行国家的技术经济政策,做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境、方便施工,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于浙江省内工业与民用建筑工程(包括构筑物)的地基基础设计。对于在地震和机械振动荷载作用下的地基基础设计,尚应符合相应规范的有关规定。

1.0.3 地基基础设计应因地制宜,从工程的需要和实际出发,根据地质勘察资料,综合考虑结构类型、材料性能、施工条件、环境影响、使用条件和工程造价等因素,做到精心设计。

1.0.4 本规范是根据国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)所规定的基本原则,结合浙江省地基的特点和施工条件制定的。采用本规范时,荷载取值应符合现行的《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)规定,地基基础设计应符合现行的《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)、《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)和《钢结构设计规范》(GBJ 17—88)的规定。

1.0.5 本规范未做详细规定或未列入之内容,尚应符合国家和行业现行的有关标准的规定。

2 主要术语、符号

2.1 主要术语

2.1.1 地基 subgrade, foundation soils

支承基础的土体或岩体。

2.1.2 基础 foundation

将上部结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

2.1.3 地基承载力特征值 characteristic value of subgrade bearing capacity

指由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值,其最大值为比例界限值。

2.1.4 软弱地基 soft foundation soils

受力层主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土、素填土或其他高压缩性土层构成的地基。

2.1.5 地基变形允许值 allowable subsoil deformation

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

2.1.6 支挡结构 retaining structure

使岩土边坡保持稳定、控制位移而建造的结构物。

2.1.7 地基处理 ground treatment

为提高地基土的承载力,改善其变形性质或渗透性质而采用的人为方法。经处理后的地基也称人工地基。

2.1.8 复合地基 composite subgrade, composite foundation

部分土体被增强或被置换,而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.9 扩展基础 spread foundation

将上部结构传来的荷载,通过向侧边扩展成一定底面积,使作用在基底的压应力等于或小于地基土的允许承载力,而基础内部的应力应同时满足材料本身的强度要求,这种起到压力扩散作用的基础称为扩展基础。

2.1.10 无筋扩展基础 non-reinforced spread foundation

由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的,且不需配置钢筋的墙下条形基础或柱下独立基础。

2.1.11 桩基础 pile foundation

由设置于岩土中的桩和连接于桩顶端的承台组成的基础。

2.2 主要符号

- A ——基础底面面积;
 A_p ——桩的截面积;
 b ——矩形基础或条形基础底面宽度;
 c_k ——土的粘聚力标准值;
 d ——基础埋置深度,桩身直径;
 e ——孔隙比;
 E_a ——主动土压力;
 E_o ——土的变形模量;
 E_s ——土的压缩模量;
 \overline{E}_s ——地基变形计算深度范围内压缩模量的当量值;
 f ——砂浆或混凝土与岩石间的粘结强度特征值;
 f_a ——修正后的地基承载力特征值;
 f_{ak} ——地基承载力特征值;
 f_{az} ——下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值;
 f_c ——混凝土轴心受压强度设计值;

- F_k ——荷载效应标准组合时,上部结构传至基础顶面的竖向力值;
- f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值;
- f_{pk} ——桩承载力特征值;
- f_{sk} ——桩间土承载力特征值;
- f_{spk} ——复合地基承载力特征值;
- G ——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重;
- G_k ——基础自重及其上的土的标准自重;
- h_0 ——计算截面有效高度;
- H_g ——自室外地面起算的建筑物高度;
- H_0 ——基础高度;
- I_p ——塑性指数;
- I_L ——液性指数;
- k_a ——主动土压力系数;
- m ——面积置换率;
- M_R ——抗滑力矩;
- M_S ——滑动力矩;
- n ——桩土应力比,井径比;
- $N_{63.5}$ ——重型动力触探锤击数;
- p ——相应于荷载效应基本组合时任意截面处的基础底面地基反力设计值;
- p_o ——对应于荷载效应准永久组合的基底附加压力;
- p_c ——基础底面处土的自重压力值;
- p_{cz} ——软弱下卧层顶面处或垫层底面处土的自重压力值;
- p_k ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面处的平均压力值;
- p_z ——相应于荷载效应标准组合时,软弱下卧层顶面处或垫层底面处的附加压力值;

- q_c —— 静力触探锥尖阻力；
 Q_k —— 相应于荷载效应标准组合时轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；
 Q —— 相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；
 q_{pa} —— 桩端土或岩石的承载力特征值；
 q_{sa} —— 桩周土的摩擦力特征值；
 Q_{sia} —— 桩侧阻力特征值；
 R_a —— 单桩竖向承载力特征值；
 R_a' —— 单桩竖向抗拔承载力特征值；
 R_{Ha} —— 单桩水平承载力特征值；
 R_t —— 单根锚杆抗拔承载力特征值；
 s —— 地基最终沉降量；
 s' —— 按分层总和法计算出的地基沉降量；
 s_c —— 由地基土回弹-再压缩引起的地基沉降值；
 T_k —— 相应于荷载效应标准组合时作用于承台底面的上拔力；
 u_p —— 桩的截面周长；
 U_t —— 地基中某点历时 t 后的固结度；
 w —— 天然含水量；
 w_{op} —— 最优含水量；
 α —— 附加应力系数；
 $\bar{\alpha}$ —— 平均附加应力系数；
 $\tan\alpha$ —— 基础台阶宽高比的允许值；
 φ_k —— 内摩擦角标准值；
 γ —— 土的重度；
 γ_D —— 重要性系数；
 λ_c —— 压实系数；
 ρ_d —— 干密度；

- τ_{ft} ——加载历时 t 后该点土的抗剪强度；
- τ_{fo} ——地基土的天然抗剪强度；
- ψ_c ——桩的工作条件系数；
- ψ_p ——桩基沉降计算经验系数；
- ψ_s ——沉降计算经验系数。

3 基本规定

3.0.1 根据地基复杂程度、建筑物规模和特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度,将地基基础设计分为三个设计等级,设计时应根据具体情况,按表 3.0.1 选用。

表 3.0.1 地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基类型
甲级	重要的工业与民用建筑 30 层以上的高层建筑 体型复杂,层数相差超过 10 层的高低层连成一体建筑物 大面积的多层地下建筑物(如地下车库、商场、运动场等) 对地基变形有特殊要求的建筑物 复杂地质条件下的坡上建筑物(包括高边坡) 对原有工程影响较大的新建建筑物 场地和地基条件复杂的一般建筑物
乙级	除甲级、丙级以外的工业和民用建筑物
丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑物及一般工业建筑物;次要的轻型建筑物

3.0.2 地基基础设计,分别按下列规定进行计算和验算:

- 1 所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定;
- 2 地基基础设计等级为甲级、乙级的建筑物,均应按地基变形设计;
- 3 表 3.0.2 所列范围内设计等级为丙级的建筑物,可不作变形验算,如有下列情况之一时,仍应作变形验算:
 - 1) 软弱地基上的建筑物;

2)地基承载力特征值小于 130kPa,且体型复杂的建筑;

3)在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大,可能引起地基产生过大的不均匀沉降时;

4)地基内有厚度较大或厚薄不均的填土,其自重固结尚未完成时;

5)相邻建筑物距离过近,可能发生倾斜时。

4 对经常承受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等,以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物,尚应进行稳定性验算;

5 基坑工程应进行稳定性验算;

6 当地下水埋藏较浅,存在上浮问题的地下建筑物和构筑物,尚应进行抗浮验算。

3.0.3 地基基础设计时,所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值应按下列规定:

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时,传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值;

2 计算地基变形时,传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合,不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值;

3 计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时,荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,但其分项系数均为 1.0;

4 在确定基础或桩台高度、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,上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力,应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数;

当需要验算基础裂缝宽度时,应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

5 基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用,但结构重要性系数 γ_0 不应小于 1.0。

表 3.0.2 地基基础设计等级为丙级
时可不作地基变形计算的建筑物范围

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)		$60 \leq f_{ak}$	$80 \leq f_{ak}$	$100 \leq f_{ak}$	$130 \leq f_{ak}$	$160 \leq f_{ak}$	$200 \leq f_{ak}$	
			< 80	< 100	< 130	< 160	< 200	< 300	
	各土层坡度 (%)		≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	
建筑类型	砌体承重结构、框架结构(层数)		≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 6	≤ 6	≤ 7	
	单层排架结构(6m柱距)	单跨	吊车额定起重量(t)	5~10	10~15	15~20	20~30	30~50	50~100
			厂房跨度(m)	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
		多跨	吊车额定起重量(t)	3~5	5~10	10~15	15~20	20~30	30~75
			厂房跨度(m)	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
	烟囱	高度(m)	≤ 30	≤ 40	≤ 50	≤ 75		≤ 100	
	水塔	高度(m)	≤ 15	≤ 20	≤ 30	≤ 30		≤ 30	
容积(m ³)		≤ 50	50~100	100~200	200~300	300~500	500~1000		

注:1.地基主要受力层系指条形基础底面下深度 $3b$ (b 为基础底面宽度),独立基础下为 $1.5b$,且厚度均不小于 5m 的范围(二层以下一般的民用建筑除外);

2.地基主要受力层中如有承载力特征值小于 130kPa 的土层时,表中砌体承重结构的设计,应符合本规范第 12 章的有关要求;

3.表中砌体承重结构和框架承重结构均指民用建筑。对于工业建筑,可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数;

4.表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

3.0.4 地基基础设计前应进行岩土工程勘察,并应符合本规范第 4 章的规定。

4 建筑地基勘察

4.1 一般规定

4.1.1 本章规定是根据浙江省工程地质情况和岩土工程的特点,参照现行国家标准《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)制定的。

4.1.2 进行建筑地基勘察前应在充分搜集、分析利用邻近已有的地质、岩土环境资料和工程经验的基础上,针对工程的特点、地质条件、勘察等级、勘察阶段及设计要求等,由勘察单位根据国家行业及本规范的规定,合理布置勘探工作量,编制勘察纲要。

4.1.3 建筑地基勘察工作一般包括:地质调查、测绘、勘探、室内试验、现场原位测试及其成果的整理分析与评价等,并要求如实反映建筑场地岩土的工程性质、工程地质条件和岩土环境,提供准确可靠的勘察成果,为工程设计、施工、监理提供依据。各阶段的勘察工作应与设计阶段相对应。

1 对大型厂址、重要工程或地质条件复杂的场地应分阶段进行勘察;

2 对于一般建筑物和建筑性质及总平面位置已确定,并掌握附近工程地质资料及建筑经验的场地,可直接进行详细勘察。

4.2 地基岩土的分类和鉴定

4.2.1 作为建筑地基的岩土可分为:岩石、碎石土、砂土、粉土、粘土以及淤泥、淤泥质土、膨胀土、红粘土和人工填土等特殊土。

4.2.2 岩石可按下列影响工程性质的因素分类：

1 按成因分为岩浆岩、沉积岩和变质岩；

2 按坚硬程度分类见表 4.2.2-1,划分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩和极软岩；

3 按岩体的完整性程度分类见表 4.2.2-2,划分为完整、较完整、较破碎、破碎和极破碎。当缺乏试验数据时,可按附录 A 表 A.0.2 执行；

4 按风化程度的分类,划分为未风化、微风化、中等风化、强风化和全风化,具体按附录 A 表 A.0.3 划分；

5 按岩石软化系数 K_R 划分为软化岩石和不软化岩石。当 $K_R \leq 0.75$ 为软化岩石, $K_R > 0.75$ 为不软化岩石；

表 4.2.2-1 岩石坚硬程度分类

坚硬程度类别	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩
饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} (MPa)	$f_{rk} > 60$	$60 \geq f_{rk} > 30$	$30 \geq f_{rk} > 15$	$15 \geq f_{rk} > 5$	$f_{rk} \leq 5$

注:1.当无法取得饱和单轴抗压强度数据时,可用点荷载试验强度换算,换算方法按现行国家标准《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)执行。

2.当岩体完整程度为极破碎时,可不进行坚硬程度分类;当缺乏有关试验数据时,可按附录 A 表 A.0.1 执行。

表 4.2.2-2 岩体完整程度划分

完整程度等级	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数	> 0.75	$0.75 \sim 0.55$	$0.55 \sim 0.35$	$0.35 \sim 0.15$	< 0.15

注:完整性指数为岩体纵波波速与岩块纵波波速之比的平方。选定岩体、岩块测定波速时应注意其代表性。

6 当岩石具有特殊成分、结构特征或特殊性质时,应定为特

殊性岩石,如易溶性岩石、膨胀性岩石和崩解性岩石等。

4.2.3 岩石描述的内容包括:名称、成因、年代、颜色、组成矿物、结构、构造、风化程度、坚硬程度、软化性及特殊成分等。

对沉积岩的描述尚应包括沉积物的颗粒大小、形状、胶结物和胶结程度;对岩浆岩和变质岩的描述尚应包括矿物结晶大小及结晶的程度。岩体的描述尚应包括结构面、结构体和岩层的厚度等。

4.2.4 土按下列因素分类命名:

- 1 按沉积年代划分为老沉积土和一般沉积土;
- 2 按地质成因可分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土和淤积土等;
- 3 按颗粒大小、级配或塑性指数可划分为碎石土、砂土、粉土和粘性土;

1) 碎石土 为粒径大于2mm的颗粒含量超过全重的50%的土,并按表4.2.4-1进一步分类。

表 4.2.4-1 碎石土分类

土的名称	颗粒形状	粒组含量
漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于200mm的颗粒含量超过全重的50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于20mm的颗粒含量超过全重的50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于2mm的颗粒含量超过全重的50%
角砾	棱角形为主	

注:定名时,根据粒组含量栏由上到下,以最先符合者确定。

碎石土的密实度,可根据圆锥动力触探试验的锤击数按表4.2.4-2确定,表中 $N_{63.5}$ 应按《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)附录B修正。

表 4.2.4-2 碎石土的密实度(按 $N_{63.5}$ 分类)

重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leq 5$	松散
$5 < N_{63.5} \leq 10$	稍密
$10 < N_{63.5} \leq 20$	中密
$N_{63.5} > 20$	密实

注:本表适用于平均粒径小于等于 50mm,且最大粒径不超过 100mm 的碎石土。对于平均粒径大于 50mm,或最大粒径大于 100mm 的碎石土,可用超重型动力触探或用野外观察鉴别。

碎石土密实度的野外鉴别可按附录 A 表 A.0.4 的规定执行。

2) 砂土 为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重的 50%,粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土,并按表 4.2.4-3 进一步分类。

表 4.2.4-3 砂土的分类

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒含量占全重的 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒含量超过全重的 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量超过全重的 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重的 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重的 50%

注:定名时应根据粒组含量栏由上到下以最先符合者确定。

砂土的密实度应根据标准贯入试验实测锤击数 N 划分为松散、稍密、中密和密实,并按表 4.2.4-4 的规定执行。

表 4.2.4-4 砂土的密实度

密实度	N 值
松散	$N \leq 10$
稍密	$10 < N \leq 15$
中密	$15 < N \leq 30$
密实	$N > 30$

3) 粉土 为粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重的 50%，且塑性指数等于或小于 10 的土，并可按表 4.2.4-5 进一步分类。

粉土的密实度可根据孔隙比 e 按表 4.2.4-6 进一步分类。粉土的湿度应根据天然含水量 $w(\%)$ 按表 4.2.4-7 规定执行。

表 4.2.4-5 粉土的分类

土的名称	粒组含量	塑性指数 I_p
粘质粉土	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量超过全重的 10%	$7 < I_p \leq 10$
砂质粉土	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量不超过全重的 10%	$I_p \leq 7$

注：以粒组含量为主，塑性指数作参考。

表 4.2.4-6 粉土密实度的分类

密实度	孔隙比 e
密实	$e < 0.75$
中密	$0.75 \leq e \leq 0.90$
稍密	$e > 0.90$

表 4.2.4-7 粉土湿度的分类

湿度	天然含水量 w (%)
稍湿	$w < 20$
湿	$20 \leq w \leq 30$
很湿	$w > 30$

4) 粘性土应按塑性指数 I_p 划分为粘土和粉质粘土,按液性指数 I_L 划分为坚硬、硬塑、可塑、软塑和流塑,并符合表 4.2.4-8 和表 4.2.4-9 的规定。

表 4.2.4-8 粘性土的分类

土的名称	塑性指数 I_p
粘土	$I_p > 17$
粉质粘土	$10 < I_p \leq 17$

表 4.2.4-9 粘性土的状态

状态	液性指数 I_L
坚硬	$I_L \leq 0$
硬塑	$0 < I_L \leq 0.25$
可塑	硬可塑 $0.25 < I_L \leq 0.50$
	软可塑 $0.50 < I_L \leq 0.75$
软塑	$0.75 < I_L \leq 1.00$
流塑	$I_L > 1.00$

4. 土按特殊性质分为:

1) 淤泥及淤泥质土 淤泥为天然含水量大于液限,天然孔隙比大于或等于 1.5 的粘性土。当天然含水量大于液限而天然孔隙比小于 1.5 但大于或等于 1.0 的粘性土为淤泥质土;

2) 有机质土 由大量未完全分解的动、植物残骸组成,深灰、黑褐及黑色。可按本规范附录 A 表 A.0.5 的规定进一步分类;

3) 填土 是由人类活动堆积而成。根据其组成和成因可分为素填土、杂填土及冲填土;

素填土:由碎石土、砂土、粉土或粘性土等一种或几种组成,不含杂质或含杂质很少,并按主要组成物质分别定名为碎石填土、砂土填土、粉土填土和粘性土填土等;

杂填土:含有建筑垃圾、工业废料或生活垃圾等杂物的填土;

冲填土:由水力冲填泥砂或粉煤灰组成;

4) 红粘土 为碳酸盐等岩石经红土化作用形成的高塑性粘土,其液限一般大于 50。红粘土经再搬运后仍保留其基本特征,其液限大于 45 的土为次生红粘土;

5) 膨胀土 土中粘粒成分主要由亲水性矿物组成,同时有显著的吸水膨胀和失水收缩特性,其自由膨胀率大于或等于 40% 的粘性土;

6) 污染土 由于致污物质侵入土体,改变了原生性状的土。污染土的定名可在原分类名称前冠以“污染”二字。

4.2.5 在土层定名时,应查明水平层理及交互成层等构造特点,按其厚度大小及韵律变化情况,可分别定名为“夹层”、“夹薄层”、“互层”、“透镜体”等。

4.2.6 土的鉴定应在现场描述的基础上,结合室内试验开土记录和试验结果综合确定,土的描述应符合现行国家标准的《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)的有关规定。

4.3 地下水

4.3.1 建筑地基勘察应根据工程要求,通过搜集资料和勘察工作掌握下列水文地质条件:

1 地下水的类型、赋存状态、补给排泄条件以及与地表水体的关系;

2 主要含水层的分布规律;

3 勘察期间的地下水位、历史最高地下水位或近3~5年最高地下水位及水位变化趋势和主要影响因素;

4 地下水对建筑材料的腐蚀性;

5 当地下水受污染时,其污染程度及污染源。

4.3.2 对缺乏常年地下水位监测资料的地区,在高层建筑或重大工程的初步勘察时,必要时设置长期观测孔,对有关层位的地下水进行长期观测。

4.3.3 对高层建筑或重大工程,当地下水的变化或含水层的水文地质特性对地基评价、基础抗浮和工程降水有重大影响时宜进行专门的水文地质勘察。

4.3.4 地下水位的量测应符合下列规定:

1 遇地下水时应量测水位;

2 稳定水位应当在初见水位经一定的稳定时间后量测;

3 对多层含水层的水位量测,应采取隔断措施,将被测含水层与其他含水层隔开。

4.3.5 建筑地基勘察应评价地下水对岩土体、地基基础、地下结构物、挡土墙等以及建筑材料的力学、物理、化学的作用和影响,并提出防治措施的建议。

4.4 勘察要点

4.4.1 初步勘察主要是查明影响建筑场地地基变形与稳定性的地质条件及岩土的工程性质、岩土环境问题等,为确定建筑物总平面图布置,基础方案等的初步设计(扩初)提供工程地质资料,作出相关的评价和建议,其主要工作内容应符合下列规定:

- 1 初步查明场地岩土地层层次、类别、结构、构造及其空间分布和基本物理力学性质等;
- 2 初步查明水文地质条件;
- 3 初步查明场地不良地质现象的成因、分布和岩土环境问题及其对地基变形与稳定性的影响等;
- 4 根据场地的抗震设防烈度,判定场地液化、震陷的可能性及其危害性。

4.4.2 初步勘察工作应符合下列要求:

- 1 布置勘探点、线和网
 - 1) 勘探线应垂直地貌单元边界线、地质构造线和地层界线;
 - 2) 每一地貌单元应布置勘探点,地貌单元交接部位、断裂带和地层变化较大的地段,勘探点应加密;
 - 3) 在地形平坦区,可按方格网布置勘探点。

2 勘探线和点的间距

按地基复杂程度一般可为 50~150m。勘探孔宜优先考虑布置在拟建建筑物的重要部位,每一场地的勘探线不宜少于 2 排;

3 勘探孔的深度

深度应根据拟建建筑物性质及荷载的特点和地层的实际情况来确定。一般性勘探孔的深度应大于可供选择的持力层的埋藏深度,控制性勘探孔的深度应大于基础荷载应力影响范围的深度,并占勘探孔总数的 1/5~1/3;

4 技术性勘探孔宜占勘探孔总数的 $1/3$ 以上,且每一场地不应少于 3 个。各岩土地层均应取得具有代表性的原状土试样或原位测试数据,主要岩土层其数量不少于 6 个;

5 拟建工程场地或其附近存在对工程安全有影响的不良地质作用(危岩、崩塌、滑坡、岩溶、泥石流)时,应进行专项勘察。

4.4.3 详细勘察应按单体建筑物或建筑群提出详细可靠的岩土工程资料和设计、施工所需的岩土参数;对建筑地基做出岩土工程评价,并对地基类型、基础形式、地基处理、基坑支护、工程降水和不良地质作用的防治等提出建议。主要进行下列工作:

1 搜集附有坐标和地形的建筑总平面图,场区的地面整平标高,建筑物的性质、规模、荷载、结构特点,基础形式、埋置深度、地基允许变形等资料;

2 查明不良地质作用的类型、成因、分布范围、发展趋势和危害程度,提出整治方案的建议;

3 查明建筑范围内岩土层的类型、深度、分布、工程特性,分析和评价地基稳定性、均匀性和承载力;

4 对需进行沉降计算的建筑物,提供地基变形计算参数,预测建筑物的变形特征;

5 查明埋藏的河道、沟浜、墓穴、防空洞、孤石等对工程不利的埋藏物;

6 查明地下水的埋藏条件,提供地下水位及其变化幅度;

7 判定水和土对建筑材料的腐蚀性。

4.4.4 详细勘察工作应符合下列基本规定:

1 勘探点宜沿建筑物周边或主要柱列线布置,角点应有勘探点;对于基础底面宽度大于 30m 的高层建筑,其中心应布置勘探点;对有规则排列且具有相同体型的建筑群,可按网格状布置勘探点,但勘探孔位置应尽量兼顾前述要求;

2 技术孔和静力触探孔宜占勘探孔总数的 $2/3$ 以上,对地基

基础设计等级为甲级的建筑物每栋不应少于 3 个。技术孔数量宜占勘探孔总数的 $1/5 \sim 1/3$ 。取样和原位测试的竖向间距,在主要受力层内宜为 $1 \sim 2\text{m}$ 。每个场地每一主要土层的原状土试样或原位测试数据不应少于 6 组(件)。在地基主要持力层内,对厚度大于 50cm 的夹层或透镜体应采取原状土试样或进行孔内原位测试;

3 控制性勘探孔宜占勘探孔总数 $1/3 \sim 1/2$,且不少于 3 个。

4.4.5 天然地基详细勘察阶段,勘察深度自基础底面算起。其详细勘察应符合下列规定:

1 勘探孔深度应能控制地基主要受力层。当基础底面宽度不大于 5m 时,勘探孔的深度对条形基础应为基础宽度的 3 倍,对单独柱基应为 1.5 倍,且不应小于 5m ;

2 对高层建筑和需要进行变形计算的地基,控制性勘探孔的深度应超过地基变形计算深度 $1 \sim 2\text{m}$;高层建筑的一般性勘探孔应达到基底 $0.5 \sim 1.0$ 倍的基础宽度,并深入稳定分布的地层;

3 对仅有地下室的建筑或高层建筑的裙房,当不能满足抗浮设计要求,需设置抗浮桩或锚杆时,勘探孔深度应满足抗拔承载力评价的要求;

4 当有大面积地面堆载或软弱下卧层时,应适当加深控制性勘探孔的深度;

5 在上述规定深度内当遇基岩或厚层碎石土等稳定地层时,勘探孔深度应根据情况进行调整;

6 勘探孔间距按地基复杂程度一般为 $20 \sim 40\text{m}$ 。

7 在基础持力层顶面起伏与厚度变化较大地段,以及局部有填土、暗塘、墓穴、地下洞室等不良地质现象存在时,应进行浅层勘察,其孔距为 $10 \sim 15\text{m}$,控制边界线的孔距宜缩小至 $2 \sim 3\text{m}$;

8 对于丘陵山区及基岩埋藏较浅地段,除利用钻孔外,还可根据具体情况适当布置探井(槽)等。

4.4.6 桩基工程勘察布置应查明桩端持力土层及其下卧层厚度

变化和所穿土层的工程性质,评价成桩可能性,论证桩的施工及其对周围环境的影响,勘探点及其深度应符合下列规定:

1 勘探孔的间距一般宜为 20~30m,当相邻勘探点所揭露的持力层面坡度大于 10%时,对预制桩其间距应适当加密;对地质构造复杂,层面变化较大的地区,岩溶发育地区,强烈风化的花岗岩等类岩层地区的嵌岩桩,钻孔间距宜为 10~20m;对特别复杂严重风化的断裂、破碎岩体,岩溶发育地区,应逐柱、逐桩布置钻孔。同时,对于岩溶地区,还应辅以物探法查明岩溶洞隙、土洞发育的程度、顶板厚度和连通性;

2 勘探孔的深度,一般性的勘探孔应达到预计桩长以下 $3\sim 5d$ (d 为桩径),且不得小于 3m;对大直径桩,不得小于 5m;控制性钻孔应达到桩基变形计算深度下 2~3m,并满足强度验算的要求。

对于嵌岩桩,钻孔应深入持力层下 $3\sim 5d$ (d 为桩径),且不应小于 3m;地质条件复杂时,不得小于 5m;在预定深度内遇到溶洞、断裂破碎带、倾斜延伸的袋(槽)状全(强)风化带等不良地质体时,应穿越至稳定完整地层内的深度不应小于 5m;

3 对于桩基勘探深度范围内的主要岩土地层,应根据土质情况选择合适的现场原位测试方法进行测试,嵌岩桩的持力层应取试样进行单轴抗压强度试验,数量不宜少于 6 个。

4.4.7 基坑工程勘察宜与主体建筑地基勘察同时进行,必要时进行专门勘察。勘察工作量应满足工程设计与施工的需要,并符合如下要求:

1 勘探点宜沿基坑周边线布置,其间距按基坑等级一般为 10~30m,当基坑形状或土层条件较复杂时,要适当加密,转角处应有勘探点;并应调查开挖边线外 1~2 倍基坑深度范围以内的填土、暗浜、地下建筑、人防工程、地下管网等影响基坑稳定和施工的障碍物,必要时还要加设勘探点;

2 勘探孔的深度应满足基坑支护结构稳定性验算的要求,一

般不宜小于基坑开挖深度的 2.5~3.0 倍;对于深厚软土层,应适当增加深度。为了降水或截水设计的需要,应有部分控制性勘探点穿透主要含水层,进入相应隔水层一定深度;

3 当场地水文地质条件复杂时,应进行专门的水文地质勘察。

4.4.8 抗震设防烈度等于或大于6度的地区,应进行场地和地基地震效应的岩土工程勘察。

4.4.9 施工勘察是在施工阶段因设计、施工需要进一步提供工程地质资料而进行的补充勘察。施工勘察的工作量及勘探手段,应根据基础设计及现场条件,由建设、勘察、设计、监理和施工单位共同协商确定。遇下列情况之一时,应进行施工勘察:

1 对于复杂地基,需进一步补充查明工程地质条件,核定设计试验参数时;

2 在施工中发现地质情况异常或基槽开挖后发现与原地质资料有较大出入时;

3 为地基处理方案的需要,进一步补充查明岩土层的结构与性质及确定地基处理设计与施工必要的岩土土性参数时;

4 施工期间需要进一步查明障碍物及施工时周围岩土环境等的影响时。

4.4.10 海涂地基含盐渍土时,勘察内容还应包括下列内容:

1 查明盐渍的分布范围、分布规律、形成条件、含盐类型和含盐程度,了解含盐量在平面及剖面上的分布特征;

2 查明地下水的埋藏深度、与地表水体的补排关系、水的矿化度及水质变化特征;

3 查明盐渍的物理力学性质、土层的渗透特性和毛细水上升高度;

4 调查盐渍地区已有建筑物基础被腐蚀破坏的情况。

4.5 原位测试与室内试验

4.5.1 原位测试一般包括静力触探试验、标准贯入试验、圆锥动力触探试验、十字板剪切试验、现场渗透试验、旁压试验、扁铲侧胀试验和波速试验等。测试要求和方法应按国家和行业的相应规范、规程执行。

1 静力触探试验适用于粘性土、粉土、砂土、素填土、冲填土和新加固的复合地基。静力触探试验用于如下目的:划分土层和区分土的类型;估算土的力学参数(强度参数、压缩模量等);评估天然地基的地基承载力;选择桩基持力层,确定桩侧极限摩阻力和桩端极限端阻力,估算单桩极限承载力;判定饱和砂土和砂质粉土的地震液化可能性,确定地基液化等级;比较地基加固前后土体性质;

2 标准贯入试验适用于难以采取不扰动土样的砂土和粉土,也可用于粘性土。标准贯入试验的应用目的如下:评定砂土的密实度;估算砂土的内摩擦角和压缩模量;评估天然地基的承载力;判定饱和砂土和砂质粉土的地震液化可能性,确定地基液化等级;

3 圆锥动力触探根据锤击能量可分为三种:轻型、重型和超重型。轻型动力触探(N_{10})一般用于二、三层建筑物地基勘察、施工验槽,适用于填土和局部软弱土层等;重型动力触探($N_{63.5}$)一般适用于砂及卵砾石类土、各类软质岩石;超重型动力触探(N_{120})一般适用于密实的或埋深厚度大的碎石层、风化硬质岩石。根据圆锥动力触探试验指标和地区经验,可以进行力学分层,评定土的均匀性和物理性质(状态、密实度等)、土的强度、变形参数、地基承载力、单桩承载力,查明土洞、滑动面、软硬土层界面,检测地基处理效果等;

4 十字板剪切试验适用于饱和粘性土,对夹粉砂或粉土薄层

以及含有粗粒、或有植物根茎的饱和粘性土不宜采用十字板剪切试验。十字板剪切试验主要用于:确定饱和粘性土的原位不排水抗剪强度;确定饱和粘性土的灵敏度;评估饱和粘性土的极限承载力;

5 现场渗透试验包括单孔或多孔的抽水(或压水)试验和分层抽水(或压水)试验。对于重要工程或深基坑工程,应进行现场渗透试验。现场渗透试验用于测定土的渗透系数,必要时也可以确定地下水渗流影响半径;

6 旁压试验适用于粘性土、粉土、砂土、碎石土、残积土、极软岩等。旁压试验用于:评估不同埋深处地基土的承载力;估算饱和粘性土的不排水抗剪强度和砂土的内摩擦角;估算土的变形参数(压缩模量、不排水模量、再加荷模量等);确定土的原位初始水平应力(或土的静止侧压力系数);评定土的侧向基床反力系数;估算单桩极限承载力;

7 扁铲侧胀试验适用于软土、粘性土、粉土、黄土和松散~中密的砂土。根据扁铲侧胀试验指标和地区经验,可判别土类,确定粘性土的状态、静止侧压力系数、水平基床系数等;

8 波速试验适用于粘性土、粉土和砂土等土层,也适用于复合地基。波速试验的目的为:按抗震设计要求划分场地土类型;提供地震反应分析所需的地基土动力参数(初始动剪切模量、动弹性模量、场地卓越周期等);判别地基土液化的可能性;检验地基土处理的效果。

4.5.2 岩土性质的室内试验项目和试验方法应根据工程需要和岩土性质特点确定,并符合现行国家标准《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)和《工程岩体试验方法标准》(GB/T 50266—99)的规定:

1 物理性质试验项目包括:含水量、重度、比重、液限、塑限、颗粒分析、灼失量和岩石物理性质试验;

2 力学性质试验项目包括:压缩和固结特性、直剪快剪、直剪固结快剪、直剪慢剪、三轴不固结不排水剪、三轴固结不排水剪、三轴排水剪、无侧限抗压强度、静止侧压力系数、动三轴、动单剪、共振柱、渗透和岩石力学性质试验;

3 化学性质试验项目包括:地下水的腐蚀性和土的腐蚀性。

4.5.3 土的抗剪强度指标,可采用原状土室内剪切试验、十字板剪切试验等方法测定。当采用室内剪切试验确定时,应选择三轴压缩试验中的不固结不排水试验。经过预压固结的地基可采用固结不排水试验。室内试验抗剪强度指标,可按本规范附录 B 确定。在验算坡体的稳定时,对于已有剪切破裂面或其他软弱结构面的抗剪强度,应进行野外大型剪切试验。

4.5.4 土的压缩性指标 c_k 、 φ_k 可采用原状土室内压缩试验、原位浅层或深层平板载荷试验、旁压试验确定,两种平板载荷试验要求应分别符合附录 C 和附录 D 的规定。当采用室内压缩试验确定压缩模量时,试验所施加的最大压力应超过土的自重压力与预计的附加压力之和,试验成果用 $e-p$ 曲线表示。当考虑土的应力历史进行沉降计算时,应进行高压固结试验,确定先期固结压力、压缩指数,试验成果用 $e-\lg p$ 曲线表示。当计算超固结土的变形或考虑深基坑开挖卸荷和再加荷时,应进行回弹压缩试验。为确定回弹指数,对超固结土,应在估计的先期固结压力之后进行一次卸荷,再继续加荷至预定的最后一级压力;对于深基坑开挖卸荷和再加荷,其压力的施加应与实际的加卸荷状况一致。

5 地基计算

5.1 承载力计算

5.1.1 基础底面的压力,应符合下式要求:

1 当轴心荷载作用时

$$p_k \leq f_a \quad (5.1.1-1)$$

式中 p_k ——荷载效应标准组合时,基础底面处的平均压力值;

f_a ——修正后的地基承载力特征值。

2 当偏心荷载作用时,除符合式(5.1.1-1)要求外,尚应符合下式要求:

$$p_{k \max} \leq 1.2 f_a \quad (5.1.1-2)$$

式中 $p_{k \max}$ ——荷载效应标准组合时,基础底面边缘的最大压力值。

5.1.2 基础底面的压力,可按下列公式计算:

1 当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (5.1.2-1)$$

式中 p_k ——荷载效应标准组合时,上部结构传至基础顶面的竖向力值;

G_k ——基础自重和基础上的土重,可按平均重度 20 kN/m^3 计算(地下水位以下取 10 kN/m^3);

A ——基础底面面积。

2 当偏心荷载作用时

$$p_{k \max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (5.1.2-2)$$

$$p_{k \min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (5.1.2-3)$$

式中 $p_{k \max}$ 、 $p_{k \min}$ ——荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大、最小压力值；

M_k ——荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W ——基础底面的抵抗矩。

对非抗震设防的高层建筑箱形和筏形基础，应控制 $p_{k \min} \geq 0$ 。对中、高压缩性地基上的建筑物基础，以及有吊车的厂房柱基，宜控制 $p_{k \min} \geq 0$ 。

高耸建筑物受风荷载作用时，基础底面边缘最大压力值与最小压力值之比，不宜大于 3。

当偏心距 $e > \frac{b}{6}$ 时(图 5.1.2)， $p_{k \max}$ 应按下列式计算：

$$p_{k \max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \quad (5.1.2-4)$$

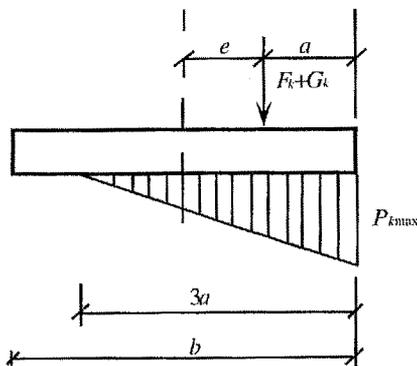


图 5.1.2 偏心荷载($e > \frac{b}{6}$)下基底压力计算示意

式中 l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离，

$$a = \frac{b}{2} - e;$$

b ——力矩作用方向的基础底面边长。

5.1.3 地基承载力特征值应根据地基基础设计等级,采用平板载荷试验或其他原位测试、公式计算等方法,并结合工程实践经验综合确定。

5.1.4 当基础宽度大于3 m或埋置深度大于 d_0 时,从载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值,尚应按下列式进行修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - d_0) \quad (5.1.4)$$

式中 d_0 ——起始修正深度,一般地基 $d_0 = 0.5$ m,软弱地基 $d_0 = 1.0$ m;

f_a ——修正后的地基承载力特征值;

f_{ak} ——地基承载力特征值;

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数,按基底下土类别查表 5.1.4;

γ ——基础底面以下土的重度,地下水位以下取浮重度;

b ——基础底面宽度,当基础宽度小于 3m 时按 3m 取值,大于 6m 时按 6m 取值;

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度,地下水位以下取浮重度;

d ——基础埋置深度,一般自室外地面标高算起。在填方整平地区,可自填土地面标高算起;但填土在上部结构施工后完成时,或者对深厚软土上的填方,估计由填土引起的变形偏大时,则应从天然地面标高算起。对于地下室,如采用箱形基础或筏板基础,应自室外地面标高算起,其他情况则从室内地面标高算起。

表 5.1.4 承载力修正系数

土 的 类 别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土 人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土		0	1.0
红粘土	含水比 $\alpha_w > 0$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leq 0.8$	0.15	1.4
大面积 压实填土	压实系数大于 0.95、粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2.1t/m^3 的级配砂石	0	2.0
粉 土	粘质粉土	0.3	1.5
	砂质粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
粉砂、细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注:1. 强风化和全风化的岩石,可参照所风化成的相应土类取值,其他状态下的岩石不修正;

2. 大面积压实填土是指严格按换填法分层填筑压实、质量良好的填土;

3. 地基承载力特征值按本规范附录 D 深层平板载荷试验确定时, η_d 取 0。

5.1.5 当偏心距 e 小于或等于 0.33 倍基础底面宽度时,根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按下列公式计算,并应满足变形要求:

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \quad (5.1.5)$$

式中 f_a ——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值;

M_b 、 M_d 、 M_c ——承载力系数,按表 5.1.5 确定;

b ——基础底面宽度,大于 6m 时按 6m 考虑,对于砂土,小于 3m 时按 3m 考虑;

c_k ——基底下一倍基础短边宽深度内土的粘聚力标准

值,根据土的排水条件及其性质选用相应的试验指标。

表 5.1.5 承载力系数 M_b, M_d, M_c

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

注: φ_k 是基底下—倍基础短边宽度内的内摩擦角标准值,根据土的排水条件及其性质选用相应的试验指标。

5.1.6 岩石地基承载力特征值,可按本规范附录 E 岩基载荷试验方法确定,对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值,也可根据室内饱和单轴抗压强度按下式计算:

$$f_a = \phi_r f_{rk} \quad (5.1.6)$$

式中 f_a ——岩石地基承载力特征值;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值,可按本规范附录 F 确定;

ϕ_r ——折减系数,根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合,由地方经验确定,当无经验时,对完整岩体可取 0.5,对较完整岩体可取 0.2~0.5,对较破碎岩体可取 0.1~0.2。

注:1.上述折减系数值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续;

2.对于粘土质岩,在确保施工期及使用期不致遭水浸泡时,也可采用天然湿度的试样,不进行饱和处理。

对破碎、极破碎的岩石地基承载力特征值,可根据当地经验取值,无经验时可根据平板载荷试验确定。

5.1.7 当地基受力层范围内存在软弱下卧层时,应按下式验算:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (5.1.7)$$

式中 p_z ——荷载效应标准组合时,软弱下卧层顶面处的附加压力值;

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值;

f_{az} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值。

5.1.8 对于条形基础和矩形基础,式(5.1.7)中的 p_z 值可按下列公式简化计算。

$$\text{条形基础} \quad p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (5.1.8-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (5.1.8-2)$$

式中 b ——条形基础或矩形基础的底边宽度；
 l ——矩形基础的底边长度；
 p_c ——基础底面处土的自重压力值；
 z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离；
 θ ——地基的压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 5.1.8 采用。

表 5.1.8 地基压力扩散角 θ 值

E_{s1}/E_{s2}	$z = 0.25b$	$z = 0.5b$
1	4°	12°
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：1. E_{s1} 为持力层土的压缩模量， E_{s2} 为下卧层土的压缩模量；
 2. 可按内插法取值；
 3. 当 $z < 0.25b$ 时取 $\theta = 0^\circ$ ，当 $z > 0.5b$ 时 θ 不变。

5.1.9 对于沉降已经稳定的建筑或经过预压的地基，可适当提高地基承载力。

5.2 变形计算

5.2.1 建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。

5.2.2 地基变形的特征可分为沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜。

5.2.3 在计算地基变形时，应按下列规定确定不同类型建筑物的变形特征：

1 砌体承重结构应由局部倾斜控制；框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；

2 多层或高层建筑以及高耸结构应控制倾斜值；

3 必要时还应控制平均沉降量。

5.2.4 必要时需分别预估施工期间和使用期间的地基变形值,以便预留建筑物有关部分之间的净空,考虑连接方法和施工顺序。

5.2.5 建筑物的地基变形允许值按表5.2.5的规定采用。对有特定使用要求的建筑物或表中未包括的其他建筑物,应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求,确定地基变形允许值。

表 5.2.5 建筑物的地基变形允许值

变形特征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差		
(1) 框架结构	0.002l	0.003l
(2) 砌体墙填充的边排柱	0.0007l	0.001l
(3) 当基础不均匀沉降时,不产生附加应力的结构	0.005l	0.005l
单层排架结构(柱距为 6 m)柱基的沉降量(mm)	(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨面考虑)		
纵向	0.004	
横向	0.003	
体型简单的高层建筑基础及地基基础设计等级为乙级的民用建筑物基础的平均沉降量(mm)	200	

续表

多层和高层建筑的整体倾斜	
$H_g \leq 24$	0.004
$24 < H_g \leq 60$	0.003
$60 < H_g \leq 100$	0.0025
$H_g > 100$	0.002
高耸结构的整体倾斜	
$H_g \leq 20$	0.008
$20 < H_g \leq 50$	0.006
$50 < H_g \leq 100$	0.005
$100 < H_g \leq 150$	0.004
$150 < H_g \leq 200$	0.003
$200 < H_g \leq 250$	0.002
高耸结构基础的沉降量 (mm)	
$H_g \leq 100$	400
$100 < H_g \leq 200$	300
$200 < H_g \leq 250$	200

注: 1. 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值;

2. 有括号者仅适用于中压缩性土;

3. l 为相邻柱基的中心距离 (mm), H_g 为自室外地面起算的建筑物高度 (m);

4. 倾斜指基础倾斜方向两端的沉降差与其距离的比值;

5. 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10 m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

5.2.6 建筑物地基的最终沉降量可按下式计算:

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (5.2.6)$$

式中 s ——地基最终沉降量;

s' ——按分层总和法计算出的地基沉降量;

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数 (图 5.2.6);

p_0 ——对应于荷载效应准永久组合的基底附加压力；

ψ_s ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料和经验确定，也可采用表 5.2.6 的数值；

E_{si} ——基础下第 i 层土的压缩模量，应取土的自重应力至自重应力加附加应力之和的压力段计算；

z_i, z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离；

α_i, α_{i-1} ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内的平均附加应力系数，可按附录 G 采用。

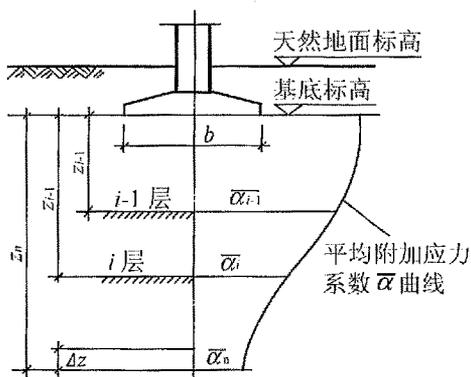


图 5.2.6 基础沉降计算的分层示意

表 5.2.6 沉降计算经验系数 ψ_s

\bar{E}_s (MPa)		2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
粘性土	$p_0 \geq f_{ak}$	0.4	1.3	1.0	0.4	0.2
	$p_0 \leq 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2
砂土		—	1.0	0.7	0.4	0.2

注： \bar{E}_s 为地基变形计算深度范围内压缩模量的当量值，按本规范第 5.2.7 条计算。

5.2.7 地基变形计算深度范围内压缩模量的当量值应按下列式计算：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} = \frac{p_0 \bar{\alpha}_n z_n}{s'} \quad (5.2.7)$$

式中 A_i ——第 i 层土中附加应力的面积；

$\bar{\alpha}_n$ ——基础底面计算点至地基变形计算深度 z_n 范围内的平均附加应力系数，可按附录 G 采用。

5.2.8 地基变形计算深度 z_n (图 5.2.6) 应符合下列式要求：

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (5.2.8)$$

式中 $\Delta s'_i$ ——在计算深度范围内，第 i 层土的计算变形值；

$\Delta s'_n$ ——由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层的计算变形值， Δz 见图 5.2.6 并按表 5.2.8 确定。

如确定的计算深度下面仍有压缩性较大的土层时，应继续往下算，至(5.2.8)式再次得到满足。

表 5.2.8 Δz 值

b (m)	≤ 2	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$8 < b$
Δz (m)	0.3	0.6	0.8	1.0

5.2.9 当无相邻荷载影响，基础宽度在 1~30m 范围内时，也可按下列式计算基础中点的地基变形计算深度：

$$z_n = b(0.25 - 0.4 \ln b) \quad (5.2.9)$$

式中 b ——基础宽度。

在计算深度范围内存在基岩时， z_n 可取至该基岩的表面；当存在较厚的坚硬粘性土层，其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50MPa，或者较厚的密实砂卵石层，其压缩模量大于 80MPa 时， z_n 可取至

该土层的顶面。

5.2.10 计算地基变形时,应考虑相邻荷载的影响,其值可按应力迭加原理,用角点法计算。对于以下情况可以简化考虑:

1 单独基础间的净距大于相邻基础宽度时,可按集中荷载考虑相邻荷载的影响;条形基础间的净距大于6倍相邻基础宽度时,可按线荷载考虑相邻荷载的影响;当相邻基础间的净距大于12m时,可忽略其影响;

2 格筏式基础的基础净面积大于基础外轮廓线包围面积的60%时,可按外包尺寸的单独基础计算地基变形,此时基底附加压力也按外包尺寸确定。

5.2.11 当建筑物地下室基础埋置较深时,应考虑开挖基坑时地基土回弹和随后施加建筑物荷载时再压缩所引起的沉降,该部分沉降可用下式计算:

$$s_c = \psi_c \sum_{i=1}^n \frac{p_c}{E_{ci}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (5.2.11)$$

式中 s_c ——由地基土回弹一再压缩引起的地基沉降值;

ψ_c ——考虑回弹影响的沉降计算经验系数,当无地区经验时,可取 $\psi_c = 1$;

p_c ——基坑底面以上土的自重应力,地下水位以下用浮重度计算;

E_{ci} ——第 i 层土的回弹模量,按《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)确定;

n ——计算深度范围内的土层数,计算深度可参照式(5.2.8)确定。

5.2.12 在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑,应按照上部结构、基础与地基的共同作用进行变形计算。

5.3 稳定性计算

5.3.1 地基稳定性可采用三轴固结不排水试验指标,按圆弧滑动面总应力法计算(附录 H)。最危险滑动面上的诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求:

$$\frac{M_R}{M_S} \geq 1.25 \quad (5.3.1)$$

式中 M_R ——抗滑力矩;

M_S ——滑动力矩。

5.3.2 位于稳定土坡坡顶上的建筑物,当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时,其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离(图 5.3.2)应符合下式要求,但不得小于 2.5m:

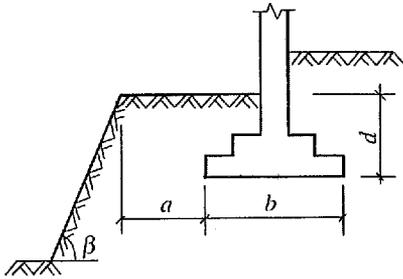


图 5.3.2 基础地面外边缘线至坡顶的水平距离示意

$$\text{条形基础} \quad a \geq 3.5b - \frac{d}{\tan\beta} \quad (5.3.2-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad a \geq 2.5b - \frac{d}{\tan\beta} \quad (5.3.2-2)$$

式中 a ——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离;

b ——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长;

d ——基础埋置深度;

β ——边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式(5.3.2-1)、(5.3.2-2)的要求时,可根据基底平均压力按公式(5.3.1)确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

当边坡坡角大于 45° 、坡高大于 8m 时,尚应按公式(5.3.1)验算坡体的稳定性。

6 山区地基

6.1 一般规定

6.1.1 山区(包括丘陵地带)地基的设计,应考虑下列因素:

- 1 建设场区内,在自然条件下,有无滑坡现象,有无断层破碎带;
- 2 施工过程中,因挖方、填方、堆载和卸载等对山坡稳定性的影响;
- 3 建筑地基的不均匀性;
- 4 岩溶、土洞的发育程度;
- 5 出现崩塌、泥石流等不良地质现象的可能性;
- 6 地面水、地下水对建筑地基和建设场区的影响。

6.1.2 在山区建设时应对场区作出必要的工程地质和水文地质评价。对建筑物有潜在威胁或直接危害的大滑坡、泥石流、崩塌以及岩溶、土洞强烈发育地段,不宜选作建设场地。当因特殊需要必须使用这类场地时,应采取可靠的整治措施。

6.1.3 山区建设工程的总体规划,应根据使用要求、地形地质条件合理布置。主体建筑宜设置在较好的地基上,使地基条件与上部结构的要求相适应。

6.1.4 山区建设中,应充分利用和保护天然排水系统和山地植被。当必须改变排水系统时,应在易于导流或拦截部位将水引出场外。在受山洪影响的地段,应采取相应的排洪措施。

6.2 土岩组合地基

6.2.1 建筑地基(或被沉降缝分隔区段的建筑地基)的主要受力层范围内,如遇下列情况之一者,属于土岩组合地基:

- 1 下卧基岩表面坡度较大的地基;
- 2 石芽密布并有出露的地基;
- 3 大块孤石或个别石芽出露的地基。

6.2.2 对于石芽密布并有出露的地基,如石芽间距小于2m,其间为硬塑或坚硬状态的红粘土,当房屋为六层和六层以下的砌体承重结构、三层和三层以下的框架结构或具有15t和15t以下吊车的单层排架结构,其基底压力小于200kPa时,可不作地基处理。

如不能满足上述要求时,可利用经检验稳定性可靠的石芽作支墩式基础,也可在石芽出露部位作褥垫。当石芽间有较厚的软弱土层时,可用碎石、土夹石等进行置换。

6.2.3 对于大块孤石或个别石芽出露的地基,如土层的承载力特征值大于150kPa,当房屋为单层排架结构或一、二层砌体承重结构时,宜在基础与岩石接触的部位采用褥垫进行处理。对于多层砌体承重结构,应根据土质情况,分别采用桩基、墩基、梁、拱跨越和毛石混凝土回填等处理,在地基压缩性相差较大的部位,宜设置沉降缝。

6.2.4 褥垫可采用炉渣、中砂、粗砂、土夹石等材料,其厚度宜取300~500mm,夯填度应根据试验确定。当无资料时,可参照下列数值进行设计:

中砂、粗砂 0.87 ± 0.05

土夹石(其中碎石含量为20%~30%) 0.70 ± 0.05

注:夯填度为褥垫夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

6.3 压实填土地基

6.3.1 压实填土包括分层压实和分层夯实的填土。当利用压实填土作为建筑工程的地基持力层时,在平整场地前,应根据结构类型、填料性能和现场条件等,对拟压实的填土提出质量要求。未经检验查明以及不符合质量要求的压实填土,不得作为建筑地基持力层。

6.3.2 压实填土地基的填料,应符合下列规定:

- 1 级配良好的砂土或碎石土;
- 2 性能稳定的工业废料;
- 3 以砾石、卵石或块石作为填料时,分层夯实时其最大粒径不宜大于 400mm;分层压实时其最大粒径不宜大于 200mm;
- 4 以粉质粘土、粉土作填料时,其含水量宜为最优含水量,可采用击实试验确定;
- 5 挖高填低或开山填沟的土料和石料,应符合设计要求;
- 6 不得使用淤泥、耕土、膨胀性土以及有机质含量大于 5% 的土。

6.3.3 压实填土地基的施工,应符合下列规定:

- 1 铺填料前,应清除场内填土层底面以下的耕土和软弱土层;
- 2 分层填料的厚度、分层压实的遍数,应根据所选用的压实设备,并通过试验确定;
- 3 在雨季、冬季进行压实填土施工时,应采取防雨、防冻措施,防止填料(粉质粘土、粉土)受雨水淋湿或冻结,防止出现“橡皮”土;

4 压实填土的施工缝各层应错开搭接,在施工缝的搭接处,应适当增加压实遍数;

5 压实填土施工结束后,宜及时进行基础施工。

6.3.4 压实填土的质量以压实系数控制,并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 6.3.4 的数值确定。

表 6.3.4 压实填土的质量控制

结构类型	填土部位	压实系数	控制含水量 (%)
砌体承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.97	$w_{op} \pm 2$
	在地基主要受力层范围以下	≥ 0.95	
排架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.96	
	在地基主要受力层范围以下	≥ 0.94	

- 注:1. 压实系数 λ_c 为压实填土的控制干密度 $\rho_{d\text{控}}$ 与最大干密度 $\rho_{d\text{max}}$ 的比值;
 2. 地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土,压实系数大于或等于 0.94;
 3. w_{op} 为最优含水量。

6.3.5 压实填土地基的承载力特征值,应根据现场原位测试(平板载荷试验、静力触探和标准贯入度试验等)结果确定。其下卧层顶面的承载力特征值应符合本规范第 5.1.7 条的要求。

6.3.6 压实填土的最大干密度和最优含水量,宜采用击实试验确定,当无试验资料时,最大干密度可按下式计算:

$$\rho_{d\text{max}} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{op} \rho_w d_s} \quad (6.3.6)$$

式中 $\rho_{d\text{max}}$ —— 压实填土的最大干密度;

η —— 经验系数,粘土取 0.95,粉质粘土取 0.96,粉土取 0.97;

ρ_w —— 水的密度;

d_s ——土粒相对密度(比重);

ω_{op} ——填料的最优含水量。

当填料为碎石或卵石时,其最大干密度可取 $2.0\sim 2.2\text{ t/m}^3$ 。

6.3.7 压实填土的边坡允许值,应根据其厚度、填料性质等因素,按表 6.3.7 的数值确定。

表 6.3.7 压实填土的边坡允许值

填料类别	压实系数 λ_c	边坡允许值(高宽比)			
		填土厚度 $H(\text{m})$			
		$H\leq 5$	$5 < H\leq 10$	$10 < H\leq 15$	$15 < H\leq 20$
碎石、卵石	0.94~0.97	1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
砂夹石(其中碎石、卵石占全重 30%~50%)		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
土夹石(其中碎石、卵石占全重 30%~50%)		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
粉质粘土、粘质粉土		1:1.50	1:1.75	1:2.00	1:2.25

注:当压实填土厚度大于 20m 时,可设计成台阶进行压实填土的施工。

6.3.8 位于斜坡上的压实填土,应验算其稳定性。当天然地面坡度大于 0.20 时,应采取有效措施防止填土沿坡面滑动,并应避免雨水沿斜坡排泄。

6.3.9 当压实填土阻碍原地表水畅通排泄时,应根据地形修筑雨水截水沟或其他排水设施。

6.4 土质边坡与重力式挡墙

6.4.1 边坡设计应符合下列原则:

1 边坡设计应保护和整治边坡环境,边坡水系应因势利导,设置排水设施。对于稳定的边坡,应采取保护及营造植被的防护

措施；

2 建筑物的布局应依山就势,防止大挖大填。场地平整时,应采取确保周边建筑物安全的施工顺序和工作方法。由于平整场地而出现的新边坡,应及时进行支挡或构造防护；

3 边坡工程设计前,应进行详细的工程地质勘察,并应对边坡的稳定性作出准确的评价,对周围环境的危害性作出预测；提供边坡设计所需要的各项参数；

4 边坡的支挡结构应进行排水设计。对于可以向坡外排水的支挡结构,应在支挡结构上设置排水孔。排水孔应沿着横竖两个方向设置,其间距宜取 2~3m,排水孔外斜坡度宜为 5%,孔眼尺寸不宜小于 100mm。支挡结构后面应做好滤水层,必要时应做排水暗沟。支挡结构后面有山坡时,应在坡脚处设置截水沟。对于不能向坡外排水的边坡,应在支挡结构后面设置排水暗沟；

5 支挡结构后面的填土,应选择透水性强的填料。当采用粘性土作填料时,宜掺入适量的碎石；

6 损坏后可能造成很严重的破坏后果的边坡工程应采用动态设计法。应提出对施工方案的特殊要求和监测要求,应掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息,必要时对原设计做校核、修改和补充。

6.4.2 在山坡整体稳定的条件下,土质边坡的开挖应符合下列规定：

1 边坡的坡度允许值,应根据当地经验,参照同类土层的稳定坡度确定。当土质良好且均匀,无不良地质现象,地下水不丰富时,可按表 6.4.2 确定。

表 6.4.2 土质边坡坡角允许值

土的种类	密实度或状态	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 5m 以内	坡高为 5~10m
碎石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中密	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	稍密	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
粘性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50

注:1.表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的粘性土;

2.对于砂土或充填物为砂土的碎石土,其边坡坡度允许值均按自然休止角确定。

2 土质边坡开挖时,应采取排水措施,边坡的顶部应设置截水沟。在任何情况下不允许在坡脚及坡面上积水;

3 边坡开挖时,应由上往下开挖,依次进行。弃土应分散处理,不得将弃土堆置在坡顶及坡面上。当必须在坡顶或坡面上设置弃土转运站时,应进行坡体稳定性验算,严格控制堆载的土方量;

4 边坡开挖后,应立即对边坡进行防护处理。

6.4.3 边坡支挡结构土压力计算应符合下列规定:

1 计算支挡结构的土压力时,可按主动土压力计算;

2 边坡工程主动土压力应按下式进行计算:

$$E_a = \psi_c \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a \quad (6.4.3-1)$$

式中 E_a ——主动土压力;

ψ_c ——主动土压力增大系数,土坡高度小于 5m 时宜取 1.0;高度为 5~8m 时宜取 1.1;高度大于 8m 时宜取 1.2;

γ ——填土的重度;

h ——挡土结构的高度;

k_a ——主动土压力系数,按本规范附录 I 确定。

当填土为无粘性土时,主动土压力系数可按库伦土压力理论确定。当支撑结构满足朗肯条件时,主动土压力系数可按朗肯土压力理论确定。粘性土或粉土的主动土压力也可采用楔体试算法图解求得。

3 当支撑结构后缘有较陡峻的稳定岩石坡面,岩坡的坡角 $\theta > (45^\circ + \varphi/2)$ 时(图 6.4.3),应按有限范围填土计算土压力,取岩石坡面为破裂面。根据稳定岩石坡面与填土间的摩擦角按下式计算主动土压力系数:

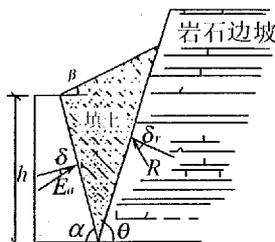


图 6.4.3 有限填土土压力计算示意

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha + \beta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha \sin(\theta - \beta) \sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r)} \quad (6.4.3-2)$$

式中 θ ——稳定岩石坡面的倾角;

δ_r ——稳定岩石坡面与填土间的摩擦角,根据试验确定。

当无试验资料时,可取 $\delta_r = 0.33 \varphi_k$, φ_k 为填土的内摩擦角标准值。

6.4.4 重力式挡土墙构造应符合下列要求:

1 重力式挡土墙适用于高度小于 6m、地层稳定、开挖土石方时不会危及相邻建筑物或设施安全的地段;

2 重力式挡土墙可在基底设置逆坡。对于土质地基,基底逆坡坡度不宜大于 1:10;对于岩质地基,基底逆坡坡度不宜大于 1:5;

3 块石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 400mm;混凝土挡土墙的墙顶宽度不宜小于 200mm;

4 重力式挡墙的基础埋置深度,应根据地基承载力、水流冲刷、岩石裂隙发育及风化程度等因素进行确定。在土质地基中,基础埋置深度不宜小于 0.5m;在软质岩地基中,基础埋置深度不宜小于 0.3m;

5 重力式挡土墙应每间隔 10~20m 设置一道伸缩缝。当地基有变化时宜加设沉降缝。在挡土结构的拐角处,应采取加强的构造措施。

6.4.5 挡土墙的稳定性验算应符合下列要求(图 6.4.5-1):

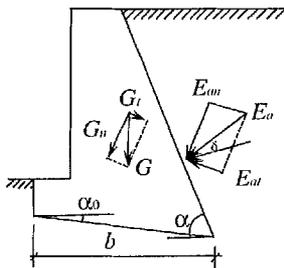


图 6.4.5-1 挡土墙抗滑稳定验算示意

1 抗滑移稳定性应按下列式验算:

$$\frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \quad (6.4.5-1)$$

$$G_n = G \cos \alpha_0$$

$$G_t = G \sin \alpha_0$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta)$$

式中 G ——挡土墙每延米自重;

α_0 ——挡土墙基底的倾角;

α ——挡土墙墙背的倾角；

δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角,可按表 6.4.5-1 选用；

μ ——土对挡土墙基底的摩擦系数,由试验确定,也可按表 6.4.5-2 选用。

表 6.4.5-1 土对挡土墙墙背的摩擦角

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑,排水不良	$(0 \sim 0.33) \varphi_k$
墙背粗糙,排水良好	$(0.33 \sim 0.50) \varphi_k$
墙背很粗糙,排水良好	$(0.50 \sim 0.67) \varphi_k$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00) \varphi_k$

注: φ_k 为墙背填土的内摩擦角

表 6.4.5-2 土对挡土墙基底的摩擦系数 μ

土的类别		摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土		0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩		0.65~0.75

注:1.对易风化的软质岩和塑性指数 I_p 大于 22 的粘性土,基底摩擦系数应通过试验确定;

2.对碎石土,可根据其密实程度、填充物状况、风化程度等确定。

2 抗倾覆稳定性应按式验算(图 6.4.5-2):

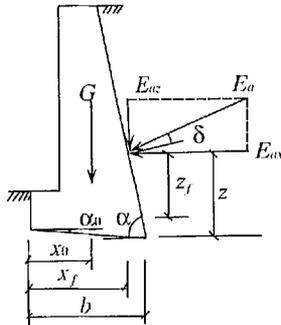


图 6.4.5-2 挡土墙倾覆稳定验算示意

$$\frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ar}z_f} \geq 1.6 \quad (6.4.5-2)$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta)$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta)$$

$$x_f = b - z \cot \alpha$$

$$z_f = z - b \tan \alpha_0$$

式中 z ——土压力作用点离墙踵的高度；
 x_0 ——挡土墙重心离墙趾的水平距离；
 b ——基底的水平投影宽度。

3 整体滑动稳定性验算参照本规范第 5.3.1 条；

4 地基承载力验算除应符合本规范第 5.2 节的规定外，基底合力的偏心距不应大于 0.25 倍基础的宽度。

6.5 岩石边坡与岩石锚杆挡墙

6.5.1 在进行边坡稳定性计算之前，应根据边坡水文地质、工程地质、岩体结构特征以及已经出现的变形破坏迹象，对边坡的可能破坏形式和稳定状态作出定性判断，确定边坡破坏的边界范围、边坡破坏的地质模型，并判断边坡的破坏趋势，预测对周围环境的危害性；同时调查岩石边坡的结构面，指出主要结构面的所在位置；

提供边坡设计所需要的各项参数。

6.5.2 边坡稳定性计算方法,根据边坡类型和可能的破坏形式,可按下列原则确定:

- 1 较大规模的碎裂结构岩质边坡宜采用圆弧滑动法计算;
- 2 对可能产生平面滑动的边坡宜采用平面滑动法进行计算;
- 3 对可能产生折线滑动的边坡宜采用折线滑动法进行计算;
- 4 对结构复杂的岩质边坡,可配合采用赤平极射投影法和实体比例投影法分析;

5 当边坡破坏机制复杂时,宜结合数值分析法进行分析。

6.5.3 在岩石边坡整体稳定的条件下,岩石边坡的开挖坡度允许值,应根据当地经验按工程类比的原则,参照本地区已有稳定边坡的坡度值加以确定。

6.5.4 当整体稳定的软质岩边坡高度小于12m,硬质岩边坡高度小于15m时,边坡开挖时可进行构造处理(图6.5.4-1,图6.5.4-2)。

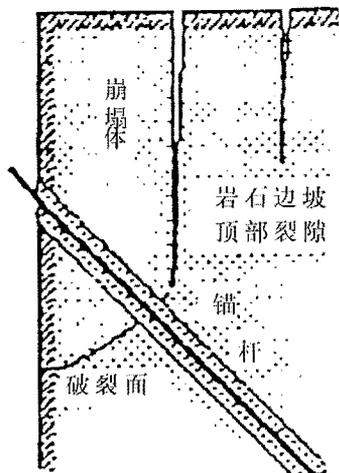
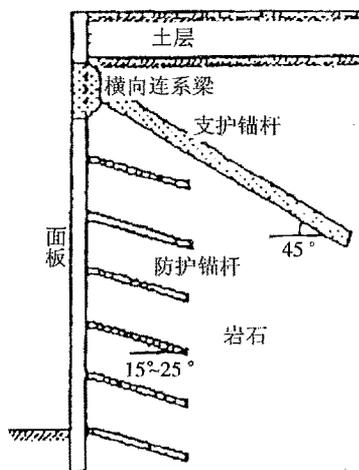


图 6.5.4-1 边坡顶部支护



6.5.4-2 整体稳定边坡支护

6.5.5 对单结构面外倾边坡作用在支挡结构上的横推力,可根据楔体平衡法进行计算,并应考虑结构面填充物的性质及其浸水后的变化。具有两组或多组结构面的交线倾向于临空面的边坡,可采用棱形体分割法计算棱体的下滑力。

6.5.6 岩石锚杆挡土结构设计,应符合下列规定:(图 6.5.6)

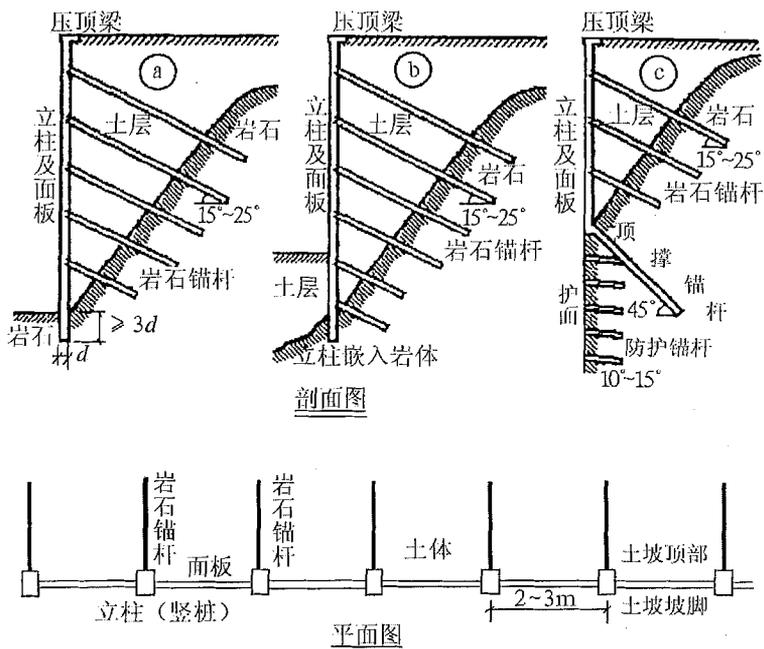


图 6.5.6 锚杆体系支护结构

1 岩石锚杆挡土结构的荷载,宜采用主动土压力乘以 1.1~1.2 的增大系数;

2 挡板计算时,其荷载的取值可考虑支承挡板的两立柱间土体的卸荷拱作用;

3 立柱端部应嵌入稳定岩层内,并应根据端部的实际情况假

定为固定支承或铰支承,当立柱插入岩层中的深度大于3倍立柱长边时,可按固定支承计算;

4 岩石锚杆应与立柱牢固连接,并应验算连接处立柱的抗剪强度。

6.5.7 岩石锚杆应符合下列构造要求:

1 岩石锚杆由锚固段和非锚固段组成。锚固段应嵌入稳定的基岩中,嵌入基岩深度应大于40倍锚杆主筋的直径,且不得小于3倍锚杆的直径,混凝土强度等级不应低于C25、水泥砂浆强度不应低于M25。非锚固段的主筋必须进行防护处理,可采用混凝土或水泥砂浆包裹;

2 作支护用的岩石锚杆,锚杆直径不宜小于100mm;作防护用的锚杆不应小于50mm;

3 岩石锚杆的间距,不应小于锚杆直径的6倍;

4 岩石锚杆与水平面的夹角宜为 $15^{\circ} \sim 25^{\circ}$ 。

6.5.8 岩石锚杆锚固段的抗拔承载力,应按现场原位试验确定,见本规范附录J。对于永久性锚杆的初步设计或对于临时性锚杆的施工阶段设计,可按下式计算:

$$R_t = \xi f u_r h_r \quad (6.5.8)$$

式中 R_t ——锚杆抗拔承载力特征值;

u_r ——锚杆的周长;

h_r ——锚杆锚固段嵌入岩层中的有效锚固长度,按地区经验确定;

f ——水泥砂浆或混凝土与岩石间的粘结强度特征值,由试验确定,当缺乏试验资料时,可按表6.5.8取用;

ξ ——经验系数,对于永久性锚杆取0.8,对于临时性锚杆取1.0。

表 6.5.8 水泥砂浆或混凝土与岩石间的粘结强度特征值(MPa)

岩石坚硬程度	软 岩	较软岩	硬质岩
粘结强度	<0.2	0.2~0.4	0.4~0.6

注:水泥砂浆强度为 30MPa,混凝土强度等级为 C30。

6.6 滑坡防治

6.6.1 在建设场区内,由于施工或其他因素的影响有可能形成滑坡的地段,必须采取可靠的预防措施,防止产生滑坡。对具有发展趋势并威胁建筑物安全使用的滑坡,应及早整治,防止滑坡继续发展。

6.6.2 必须根据工程地质、水文地质条件及施工影响等因素,认真分析滑坡可能发生或发展的主要原因,采取综合防治措施。

1 采取排水措施:应设置排水沟(或截水天沟)以防止地面水侵入滑坡地段,同时尚应采取防渗措施。在地下水影响较大的情况下,应根据地质条件,做好地下排水工程;

2 采取抗滑、阻滑、锚定或其他支挡措施:根据滑坡推力的方向、大小及作用点,采取重力式或其他形式抗滑挡墙、阻滑桩、锚喷支护及阻滑桩和锚索相结合的结构。抗滑挡墙的基底及阻滑桩的桩端、锚喷支护的锚杆应埋(锚)于滑动面以下稳定土(岩)层中。必要时应验算墙顶以上的土(岩)体从墙顶滑出的可能性;

3 采取卸载措施:在保证卸载区上方及两侧岩土稳定情况下,可在滑体主动区卸载,但不得在滑体被动区卸载;

4 采取反压措施:在滑体的阻滑区段增加竖向荷载。

6.6.3 滑动推力应按下列规定进行计算:

1 当滑体有多层滑动面(带)时,应采取推力最大的滑动面(带)确定滑坡推力;

2 选择平行于滑动方向几个代表性的断面(一般不得少于两个,其中应有一个是滑动主轴断面)进行计算。根据不同断面的推

力设计相应的抗滑结构；

3 当滑动面为折线形时，滑坡推力可按下式计算(图 6.6.3)：

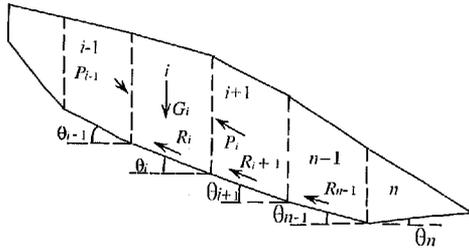


图 6.6.3 滑坡推力计算示意

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + \gamma_i T_i - R_i \quad (6.6.3-1)$$

$$\psi_i = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} - \theta_i) \tan \varphi_i \quad (6.6.3-2)$$

$$R_i = N_i \tan \varphi_i + C_i l_i \quad (6.6.3-3)$$

$$N_i = (G_i + G_{bi}) \cos \theta_i + P_{wi} \sin(\alpha_i - \theta_i) \quad (6.6.3-4)$$

$$T_i = (G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + P_{wi} \cos(\alpha_i - \theta_i) \quad (6.6.3-5)$$

$$P_{wi} = \gamma_w V_i \sin \frac{1}{2}(\alpha_i + \theta_i) \quad (6.6.3-6)$$

式中 P_i 、 P_{i-1} ——分别为第 i 块、第 $i-1$ 块滑体的剩余下滑力，
当 P_{i-1} 和 P_i 为负值时取 0；

γ_i ——滑坡推力增大系数；

ψ_{i-1} ——第 $i-1$ 计算条块剩余下滑推力 P_{i-1} 向第 i 计算条块的传递系数；

C_{ki} ——第 i 计算条块滑动面岩土体的粘结强度标准值；

φ_{ki} ——第 i 计算条块滑动面岩土体的内摩擦角标准值；

l_i ——第 i 计算条块滑动面长度；

α_i ——第 i 计算条块地下水位面倾角；

θ_i ——第 i 计算条块底面倾角；

G_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体自重，水下部

分岩土体重度取浮重度；

G_{bi} ——第 i 计算条块滑体地表建筑物的单位宽度自重；

N_i ——第 i 计算条块滑体在滑动面法线上的反力；

T_i ——第 i 计算条块滑体在滑动面切线上的反力；

R_i ——第 i 计算条块滑动面上的抗滑力；

P_{wi} ——第 i 计算条块单位宽度的动水压力，作用角度为计算条块倾角和地下水位面倾角的平均值，指向低水头方向，当滑动面位于地下水位以上时， P_{wi} 按式 6.6.3-6 计算，当滑动面位于地下水位以下时， $P_{wi} = 0$ ；

γ_w ——水重度；

V_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体的水下体积。

7 地基处理

7.1 一般规定

7.1.1 在选择地基处理方法时应综合考虑场地工程地质和水文地质条件、建筑物对地基的要求、建筑结构类型和基础型式、周围环境条件、材料供应情况、施工条件等因素,并应考虑上部结构、基础和地基的共同作用,经过多个方案的技术经济指标比较分析后选用合适的地基处理方法,必要时可同时采取有效措施,加强上部结构的刚度和强度。

7.1.2 对已选定的地基处理方法,宜按建筑地基基础设计等级和场地复杂程度,选择代表性场地进行相应的现场试验,并进行必要的测试,以检验设计参数和加固效果,并为确定合适的施工参数提供依据。

7.1.3 复合地基增强体顶部应设褥垫层。褥垫层可采用中砂、粗砂、砾砂、碎石和卵石等散体材料。碎石、卵石宜掺入 20%~30% 的砂。

7.1.4 经处理后的地基,当按地基承载力确定基础底面积而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时,应符合下列规定:

- 1 基础宽度的地基承载力修正系数应取 0;
- 2 基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

经处理后的地基,在受力层范围内仍存在软弱下卧层时,尚应验算软弱下卧层的承载力。

7.1.5 地基处理后,建筑物的地基变形计算应满足本规范第 3.0.2 条和第 5.2.1 条的有关要求,变形观测应按本规范第 14 章的要求进行。

7.1.6 对本规范第 3.0.2 条第 4 款规定的建筑物或构筑物,以及

钢油罐、堆料场等,地基处理设计中应进行地基稳定性验算。

7.2 换填垫层法

7.2.1 换填垫层法适用于软弱地基或不均匀地基的浅层处理。垫层材料可采用中砂、粗砂、角(圆)砾、碎(卵)石和石渣、粉质粘土、灰土以及其他性能稳定、无侵蚀性的材料。

7.2.2 垫层的厚度应根据下卧土层的承载力以及建筑物对地基变形的要求确定。按下卧土层承载力确定时,应符合下式要求:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{ax} \quad (7.2.2)$$

式中 p_z ——相应于荷载效应标准组合时,垫层底面处的附加压力值;

p_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值;

f_{ax} ——下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值。

垫层的厚度不宜小于 0.5 倍的基础宽度,也不宜大于 3m。垫层底面处的附加压力值 p_z 可按本规范第 5.1.8 条计算;其中垫层的压力扩散角 θ ,宜通过试验确定,当无试验资料时,可按表 7.2.2 采用。

表 7.2.2 压力扩散角($^\circ$)

换填材料 z/b	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、 角砾、石屑、卵石、碎石	粉质粘土 粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥ 0.50	30	23	28

注:1.当 $z/b < 0.25$,除灰土取 $\theta = 28^\circ$ 外,其余材料均取 $\theta = 0^\circ$,必要时,宜由试验确定;

2.当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时, θ 可内插求得。

7.2.3 当垫层厚度不同时,垫层顶面标高应相同,在厚度变化处的底面应当做成斜坡,其坡高与坡长的比值可取 1:2,每段坡高不宜大于 1m。

7.2.4 垫层底面的宽度应满足基础底面压力扩散的要求,可按下式估算或根据地区经验确定:

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (7.2.4)$$

式中 b' ——垫层底面宽度;

b ——矩形基础或条形基础底面宽度;

z ——基础底面下垫层的厚度。

垫层顶面每边超出基础底边不宜小于 300mm,从垫层底面两侧向上按当地经验放坡。

7.2.5 垫层地基的变形由垫层自身的变形和下卧层变形组成。在满足本规范第 7.2.2 条、第 7.2.4 条和第 7.2.6 条的条件下,垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对沉降要求严或垫层厚的建筑,应计算垫层自身的变形。

垫层下卧层的变形量可按本规范的有关规定计算。

7.2.6 垫层的压实标准可参照表 7.2.6-1 选用;垫层的承载力宜通过现场载荷试验确定,当无试验资料时,对一般工程可按表 7.2.6-2 选用。

表 7.2.6-1 各种垫层的压实标准

施工方法	垫层材料类别	压实系数
碾压 或 振密	碎石、卵石	0.94~0.97
	砂夹石(其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	土夹石(其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	
	粉质粘土	
	灰土	0.95
	粉煤灰	0.90~0.95

注:1. 压实系数为土的控制干密度与最大干密度的比值,土的最大干密度宜采用击实试验确定,碎石或卵石的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$;

2. 采用轻型击实试验时,压实系数宜取高值,采用重型击实试验时,压实系数可取低值。

表 7.2.6-2 各种垫层的承载力

施工方法	垫层材料类别	承载力特征值(kPa)	压实系数
碾压 或 振密	碎石、卵石	200~300	0.94~0.97
	砂夹石(其中碎石、卵石占全重的30%~50%)	200~250	
	中、粗、砾砂	150~200	

7.2.7 对粉质粘土、灰土、粉煤灰和砂石垫层的施工质量可用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验；对砂石垫层还可用重型动力触探检验；必要时可进行平板载荷试验。用平板载荷试验检验垫层质量时，每个单体工程不宜少于3个检验点；对于大型工程则按单体工程的数量或工程的面积确定检验数。

7.3 强夯法和强夯置换法

7.3.1 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、杂填土和素填土等地基。强夯置换法适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的粘性土等地基上对变形控制不严的工程，在设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。

(1) 强夯法

7.3.2 强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺乏试验资料或经验时可按表 7.3.2 预估。

表 7.3.2 强夯法的有效加固深度(m)

单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土类	粉土、粘性土等细颗粒土
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.0
8000	10.0~10.5	9.0~9.5

注:强夯的有效加固深度应从最初起夯面算起。

7.3.3 强夯的单位夯击能,应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和要求的处理深度等综合考虑,并通过现场试夯确定。在一般情况下,碎石土和砂土可取 $1000 \sim 5000 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$,粉土和粘性土可取 $1500 \sim 6000 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ 。

7.3.4 夯点的夯击次数,应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定,且应同时满足下列条件:

1 最后两击的平均夯沉量不大于下列数值:当单击夯击能小于 $4000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时为 50 mm ;当单击夯击能为 $4000 \sim 6000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时为 $50 \sim 200 \text{ mm}$;当单击夯击能大于 $6000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时为 200 mm ;

2 夯坑周围地面不应发生过大的隆起;

3 不因夯坑过深而发生起锤困难。

7.3.5 夯击遍数应根据地基土的性质确定,一般情况下可采用 2~3 遍,最后再以低能量满夯两遍。对于渗透性差的细颗粒土,必要时夯击遍数可适当增加。

7.3.6 两遍夯击之间应有一定的时间间隔。间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时,可根据地基土的渗透性确定,对于渗透性较差的粘性土地基,一般间歇 3~4

周;对于渗透性好的地基可连续夯击。

7.3.7 夯击点位置可根据基底平面形状,采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 2.5~3.5 倍,以后各遍夯击点间距可与第一遍相同,也可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能量较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。

7.3.8 强夯处理范围应大于建筑物基础范围。每边超出基础外缘的宽度为设计处理深度的 $1/2\sim 2/3$,并不宜小于 3m。

7.3.9 根据初步确定的强夯参数,提出强夯试验方案,进行现场试验。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后,对试夯场地进行检测,并与夯前测试数据进行对比,检验强夯效果,确定工程采用的各项强夯参数。

7.3.10 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定。

7.3.11 强夯地基变形计算应符合本规范的有关规定。有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

7.3.12 强夯施工结束后应间隔一定时间方能对地基加固质量进行检验。对碎石土和砂土地基,间隔时间可取 1~2 周;低饱和度的粉土和粘性土地基可取 2~4 周。质量检验的方法宜根据土性选用原位测试和室内土工试验。原位测试可选用表面波频谱分析、静力触探、标准贯入试验和载荷试验。对粉土及粘性土地基可在强夯施工过程中及施工结束后进行孔隙水压力检测。

7.3.13 质量检验点的数量应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。对于简单场地上的一般建筑物,每个建筑物地基的检验点不应少于 3 处;对于复杂场地或重要建筑物地基应增加检验点数。检验深度应大于设计处理范围。

(II)强夯置换法

7.3.14 强夯置换墩墩位布置可采用三角形或正方形排列。大面

积满堂处理时,宜按等边三角形布置;对独立基础或条形基础,可根据基础形状与宽度相应布置。

7.3.15 墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定,当满堂布置时可取夯锤直径的2~3倍,对独立基础或条形基础可取夯锤直径的1.5~2.0倍。墩的计算直径可取夯锤直径的1.1~1.2倍。

7.3.16 墩长不宜大于7m。当软弱土层较薄时,强夯置换墩应穿透软弱层;当软弱土层深厚时,应按地基的允许变形值或地基的稳定要求确定。

7.3.17 在墩顶应铺设一层厚度不小于500mm的垫层。

7.3.18 墩体材料和垫层材料可用级配良好的碎石类土、砾砂等材料,粒径大于300mm的颗粒含量不宜超过全重的30%。

7.3.19 强夯置换单击夯击能、夯击次数应通过试验确定,并应同时满足下列条件:

- 1 达到设计墩长;
- 2 累计夯沉量为设计墩长的1.5~2.0倍;
- 3 最后两击的平均夯沉量不大于本规范第7.3.4条的规定值。

7.3.20 确定强夯置换墩地基承载力时,对软粘土可不考虑墩间土的作用,其承载力特征值应通过现场单墩载荷试验确定;对饱和粉土地基可按复合地基考虑,其承载力特征值可通过现场单墩复合地基载荷试验确定。

7.3.21 强夯置换墩复合地基的变形计算应符合第7.4.7条的规定。

7.3.22 强夯置换法施工质量,除应采用单墩载荷试验或单墩复合地基载荷试验检验外,尚应采用重型或超重型圆锥动力触探等有效手段查明墩底持力层情况及不同深度上墩体的密实度情况。

7.4 砂石桩法

7.4.1 砂石桩法适用于处理松散砂土、粉土、非饱和粘性土、素填土、杂填土等地基。

7.4.2 砂石桩桩位布置采用等边三角形或正方形排列。桩径应根据地基土质情况和成桩设备等因素确定,一般可取300~600mm。

7.4.3 桩的中心距应通过现场试验确定。对粉土、砂土地基,不宜大于砂石桩直径的4.5倍;对于非饱和粘性土地基不宜大于砂石桩直径的3倍。初步设计时,砂石桩的间距也可按下式估算:

1 对松散的砂土,可按下式确定:

等边三角形布置时

$$s = 0.95\xi \cdot d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (7.4.3-1)$$

正方形布置时

$$s = 0.89\xi \cdot d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (7.4.3-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r,l}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (7.4.3-3)$$

式中

s ——砂石桩间距;

d ——砂石桩直径;

e_0 ——地基处理前土的天然孔隙比;

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比;

e_{\max} 、 e_{\min} ——分别为地基土的最大和最小孔隙比,按现行国家标准《土工试验方法》(GB/T 50123—1999)的有关规定确定;

$D_{r,l}$ ——地基挤密后要求达到的桩间土的相对密实度,可取0.70~0.85;

ξ ——修正系数,当考虑振动下沉密实作用时,可取

1.1~1.2, 不考虑振动下沉密实作用时, 可取 1.0。

2 对粉土和非饱和粘性土地基, 桩的中心距可按要求的面积置换率计算。

等边三角形布置

$$s = 1.08 \sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (7.4.3-4)$$

正方形布置

$$s = \sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (7.4.3-5)$$

式中 A_p ——砂石桩的横截面面积;

m ——面积置换率, 即一根砂石桩的横截面面积与其分担的处理面积之比, $m = \frac{d^2}{d_c^2}$;

d ——砂石桩直径;

d_c ——单桩分担的处理地基面积的等效圆直径;

等边三角形布置时 $d_c = 1.05s$

正方形布置时 $d_c = 1.13s$

7.4.4 砂石桩的长度, 应根据计算确定, 并符合以下规定:

1 当软弱土层厚度不大时, 应穿透软弱土层;

2 当软弱土层厚度较大时, 应按建筑地基的允许变形值或地基的稳定要求确定;

3 对可液化地基, 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)的有关规定确定;

4 不宜小于 4m。

7.4.5 砂石桩处理地基的宽度, 对单独基础或条形基础, 不宜小于基础宽度的 1.5~2 倍; 对整片基础, 应在基础边缘以外布置 2~3 排桩。

7.4.6 砂石桩复合地基的承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定。单桩复合地基载荷试验的数量不少于总桩数的

0.5%,且每个单体建筑不少于3根;对于重要的工程,尚宜进行多桩复合地基载荷试验。初步设计时,可按式(7.4.6)进行估算:

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1 - m)f_{sk} \quad (7.4.6)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值;

m ——面积置换率;

f_{pk} ——砂石桩承载力特征值;

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值,宜按当地经验取值,如无经验时,可取加固前地基土承载力特征值。

7.4.7 在砂石桩复合地基的变形计算时,桩长范围内复合土层的压缩模量可按式(7.4.7)估算:

$$E_{sp} = E_s[1 + m(n - 1)] \quad (7.4.7)$$

式中 E_{sp} ——复合土层的压缩模量;

E_s ——桩间土的压缩模量,按当地经验取值,如无经验时,对粘性土可取天然地基土的压缩模量。

n ——桩土应力比,在无实测资料时,对非饱和粘性土可取2~4,对粉土和砂土可取1.5~3,原土强度低取大值,原土强度高取小值。

7.4.8 砂石桩材料可用天然级配的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑,含泥量不得大于5%,最大粒径不宜大于50mm。

7.4.9 砂石桩的桩孔填料用量应通过现场试验确定。估算时可用设计桩孔体积乘以充盈系数确定,充盈系数可取1.2~1.4。如施工中地面有下沉或隆起现象,则填料数量应根据实际情况予以增减。

7.4.10 应挖除砂石桩顶部的松散土层,并铺一层厚度为300~500mm的砂石垫层,碾压密实。

7.4.11 砂石桩的桩身质量可采用单桩竖向载荷试验、标准贯入试验、圆锥动力触探试验等方法检测;桩间土的挤密质量可采用标准贯入试验、静力触探试验或其他原位测试方法检测。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心。检测数量不应少

于桩孔总数的 2%。

7.4.12 砂石桩施工质量的检验时间,应在孔隙水压力基本消散后进行。对粘性土地基一般在施工结束后 2~3 周;对于粉土、砂土和杂填土地基不宜少于一周。

7.5 振冲法

7.5.1 振冲法适用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等地基。不加填料的振冲加密适用于处理粘粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂地基。

7.5.2 桩身材料可采用含泥量不大于 5% 的碎石、卵石、角(圆)砾等硬质材料,不宜使用风化易碎的石料。材料粒径应根据振冲器功率选定,一般在 20~100mm 之间。

7.5.3 桩位布置、桩长、处理范围及垫层设置应按本规范第 7.4.2 条、第 7.4.4、7.4.5 条和第 7.4.10 条确定。

7.5.4 不加填料的振冲加密应在现场进行工艺试验,确定不加填料振密的可行性,以及孔距、振密电流值、留振时间、振冲水压力,振冲后的砂层物理力学指标和承载力等。

7.5.5 振冲桩的中心距应根据地基土性质、加固要求以及采用振冲器的功率等因素确定。一般情况下可按表 7.5.5 选用。荷载大或对粉质粘土宜采用较小的间距,荷载小或对砂土可采用较大的间距。

表 7.5.5 振冲桩的中心距

振冲器的功率(kW)	振冲桩的中心距(m)
30	1.3~2.0
55	1.4~2.5
75	1.5~3.0

7.5.6 振冲桩的直径可按每根桩所用填料量计算,常为0.8~1.2m。

7.5.7 振冲碎石桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定。复合地基承载力特征值和变形可按本规范第7.4.6条和第7.4.7条计算,其中桩土应力比 n 可取3~5,原土强度低者取大值,反之,取小值。

7.5.8 振冲桩施工质量检验同砂石桩的质量检验方法。

7.6 水泥土搅拌法

7.6.1 水泥土搅拌法分为浆液搅拌法(以下简称湿法)和粉体喷搅法(以下简称干法)。水泥土搅拌法适用于处理淤泥与淤泥质土、粘性土、粉土、素填土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。

当用于处理泥炭土、有机质土、塑性指数 I_p 大于25的粘土、地下水具有腐蚀性时,必须通过现场试验确定其适用性。冬季施工时,应注意负温对处理效果的影响。

当地基土的天然含水量小于30%、大于70%或地下水的pH值小于4时不宜采用干法。

7.6.2 设计前宜根据现场拟处理土层的性质和工程要求,进行拟处理土的室内配比试验,以选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量,为设计提供所需要的配比和强度参数。水泥土强度标准值宜取90d龄期试块的立方体抗压强度。

7.6.3 应选用32.5级及以上的新鲜普通硅酸盐水泥。对承受竖向或水平向荷载的水泥土结构,水泥掺量不宜小于加固湿土质量的15%;对其他水泥土加固体,水泥掺量不宜小于10%。湿法的水泥浆水灰比可选用0.45~0.55。外掺剂可选用具有早强、缓凝、减水以及节省水泥等作用的材料,但应避免污染环境。

7.6.4 竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求确定,并宜穿透软弱土层,到达承载力相对较高的土层。为

提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩,桩长应超过危险滑弧以下 2m。搅拌桩直径不应小于 500mm,其加固深度不宜超过 20m。

7.6.5 单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时也可按式(7.6.5-1)和(7.6.5-2)估算,两者中取小值。

$$R_a = u_p \sum q_{sai} l_i + \alpha A_p q_{pa} \quad (7.6.5-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (7.6.5-2)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

q_{sai} ——第 i 层土的桩侧土的摩阻力特征值,可按表 7.6.5 取值;

u_p ——桩的截面周长;

l_i ——第 i 层土的厚度;

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数,可取 0.4~0.6,承载力高时取低值;

A_p ——桩的截面积;

q_{pa} ——桩端地基土未经修正的承载力特征值;

η ——桩身强度折减系数,干法可取 0.25~0.33;湿法 0.30~0.40;

f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值。

表 7.6.5 桩侧土的摩阻力特征值

土的分类	桩侧土的摩阻力特征值(kPa)
淤泥	4~7
淤泥质土	6~12
软塑状态的粘性土	10~15
可塑状态的粘性土	12~18

7.6.6 竖向承载搅拌桩复合地基宜在基础和桩之间设置垫层。垫层厚度可取 200~300mm。其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等,最大粒径不宜大于 20mm。

7.6.7 竖向承载搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过复合地基载荷试验确定,初步设计时也可按式(7.6.7)估算:

$$f_{s,pk} = m \frac{R_u}{A_p} + \beta(1 - m) f_{sk} \quad (7.6.7)$$

式中 $f_{s,pk}$ ——复合地基的承载力特征值;

f_{sk} ——桩间天然地基土承载力特征值;

β ——桩间土承载力折减系数,当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.1~0.4,差值大时取低值;当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.5~0.9,差值大时或设置褥垫层时均取高值;

m ——面积置换率。

7.6.8 竖向承载搅拌桩复合地基以下存在软弱下卧层时,应按本规范第 5.1.7 条进行下卧层承载力验算。

7.6.9 竖向承载搅拌桩复合地基的变形包括搅拌桩复合土层的平均压缩变形 s_1 和桩端下未加固受压土层的压缩变形 s_2 。

1 搅拌桩复合土层的压缩变形 s_1 可按式计算:

$$s_1 = \frac{(p_z + p_{z,l})l}{2E_{sp}} \quad (7.6.9-1)$$

式中 p_z ——搅拌桩复合土层顶面的平均附加压力值;

$p_{z,l}$ ——搅拌桩复合土层底面的平均附加压力值;

l ——桩长;

E_{sp} ——搅拌桩复合土层的压缩模量,可按式计算:

$$E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (7.6.9-2)$$

式中 E_p ——搅拌桩桩身的压缩模量,可取(100~120) f_{cu} ;

E_s ——桩间土的压缩模量。

2 桩端下未加固土层的压缩变形 s_2 可按本规范的有关规定进行计算。

7.6.10 水泥搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法：

1 成桩后 3d 内，可用轻型动力触探 (N_{10}) 检查桩身的均匀性。从桩顶开始，每米桩身均先钻孔 700mm 深度，然后触探 300mm，并记录锤击数。检查数量为施工总桩数的 1%，且不少于 3 根；

2 经触探和载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时，应在成桩 28d 后，钻取芯样做抗压强度检验；检验数量为施工总桩数的 0.5%，且不少于 3 根。

7.6.11 水泥搅拌桩复合地基载荷试验宜在成桩 28d 后进行，检验数量为桩总数的 0.5%~1.0%，且每项单体工程不应少于 3 点。

7.7 高压喷射注浆法

7.7.1 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、人工填土和碎石土等地基。

当地基中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或有机质含量较高时，应根据现场试验结果确定其适用性。

对地下水流速度过大，喷射浆液无法在注浆套管周围凝固等情况下不宜采用。

7.7.2 高压喷射注浆法可用于既有建筑和新建建筑的地基加固，以及深基坑工程的土层加固或防水。

7.7.3 高压喷射注浆法分旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆三种形式，相应的加固体为柱状、壁状和扇状。根据工程需要和机具设备条件，可分别采用单管法、二重管法和三重管法。定喷和摆喷注浆宜用三重管法。

7.7.4 高压喷射注浆法的施工参数、加固体强度和范围应通过现

场试验确定。当无现场试验资料时,亦可参照类似土质条件下的工程经验确定。

7.7.5 旋喷桩单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时,也可按本规范第 7.6.5 条计算,其中桩身强度折减系数 η 可取 0.35~0.50,桩端天然地基土的承载力折减系数 α 可取 0.6~1.0。

7.7.6 旋喷桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定。初步设计时也可按本规范第 7.6.7 条确定,其中桩间天然地基土承载力折减系数 β ,可按试验确定;无试验资料时,可取 0~0.5。

7.7.7 竖向承载旋喷桩复合地基的变形可参照本规范第 7.6.9 条计算。

7.7.8 高压喷射注浆法的浆液材料以水泥为主,宜采用 32.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。水泥浆液的水灰比按工程要求确定,一般可取 0.8~1.5。并可根据需要加入适量的外加剂和掺合料,其掺量应通过试验确定。

7.7.9 高压喷射注浆地基的质量检验可参照本规范第 7.6.10 条和第 7.6.11 条。

7.7.10 当旋喷桩组合成连续体用于深基坑工程时,相邻桩的搭接长度不应小于 300mm。

7.8 排水固结法

7.8.1 排水固结法适用于处理淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和粘性土地基。

7.8.2 竖向排水体的类型分为:普通砂井,袋装砂井,塑料排水带(板)等;预压方法分为加载预压和真空预压等。不同类型的排水体与不同的预压方法应分别采用相应的设计与施工方法。

7.8.3 排水体的平面布置方式可用等边三角形或正方形。每一

排水体的等效圆柱直径 d_e 为,

$$d_e = a_1 l \quad (7.8.3)$$

式中 l ——竖向排水体的间距;

a_1 ——换算系数,对于正方形 $a_1 = 1.13$,对于正三角形 $a_1 = 1.05$ 。

排水体的平面布置范围应在基础周边或工程要求加固区域外增加 1~2 排。

7.8.4 竖向排水体的间距应根据设计工程对固结度的要求、允许预压时间、地基土的固结性质、排水体的渗透性(或通水能力)、布置方式和工程经验等因素,通过计算确定。设计时井径比 n ($n = d_e/d_w$),对于普通砂井可取 6~9,对于塑料排水带和袋装砂井可取 15~22。

7.8.5 竖向排水体的直径,普通砂井可取 300~500mm;袋装砂井可取 70~120mm;塑料排水带,在打入深度小于 20m 时可选用宽 100mm,厚度 3~5mm,打入深度大于 20m 时则可选用宽度 200mm,厚度 4~6mm。排水带的当量换算直径可按式 7.8.5-1 换算:

$$d_w = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (7.8.5-1)$$

式中 b, δ ——分别为排水带的宽度和厚度。

7.8.6 竖向排水体的打入深度应根据地基土层的分布情况,及建筑物对地基稳定、变形和工期要求确定。一般情况下,排水体宜打穿受压层。

7.8.7 排水固结地基表面,应铺设排水垫层,其厚度不宜小于 500mm,砂料宜选用洁净中粗砂,含泥量小于 5%,干密度应大于 $1.5t/m^3$,渗透系数宜大于 $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 。也可采用土工织物砂砾石排水垫层。

7.8.8 砂井的砂料应选用中粗砂,粘粒含量不宜大于 3%。塑料排水带产品的质量应满足中国土工合成材料工程协会《塑料排水

带地基设计规程》(CTAG 02—97)的要求。

7.8.9 排水固结地基的平均固结度可按附录 I 计算。

7.8.10 根据地基加固的目的,预压设计可分为以强度及稳定性控制为主的预压和以变形控制为主的预压两种。

以强度及稳定性控制的预压设计,可利用建筑物自身荷载作为预压荷载。以变形控制的预压设计一般不采用建筑物自身荷载,应根据要求预压消除的沉降量和许可预压的时间确定加载方式。

为了缩短工期,提高预压效果,可用超载预压。

7.8.11 必须严格控制预压荷载的加荷速率,分级逐渐施加,同时加强现场监测,防止地基发生过多的变形或破坏。堆载预压时,对每一级荷载增量应加以控制。可利用前一级荷载预压下的地基土抗剪强度增长值,用 $\varphi=0$ 圆弧滑动条分法计算地基的稳定性,稳定安全系数不得小于 1.2。

7.8.12 在预压荷载作用下,地基某一深度处,加载历时 t 的抗剪强度,可按式计算:

$$\tau_{ft} = \eta(\tau_{f0} + \Delta\tau_{fc}) \quad (7.8.12-1)$$

式中 τ_{ft} ——加载历时 t 后的地基土抗剪强度;

τ_{f0} ——地基土的天然抗剪强度;

$\Delta\tau_{fc}$ ——在荷载压力增量作用下,地基固结引起强度的增长值;

$$\Delta\tau_{fc} = \Delta\sigma_z \cdot U_t \cdot \tan\varphi_{cu} \quad (7.8.12-2)$$

式中 $\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起地基中该点的竖向附加应力;

U_t ——地基某一深度处历时 t 时的固结度;

φ_{cu} ——三轴固结不排水剪切试验测定的土的内摩擦角;

η ——折减系数,可取 0.90~0.95。

7.8.13 预压荷载下的地基最终沉降量,按下式计算

$$s_f = \psi \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{1i}}{1 + e_{oi}} h_i \quad (7.8.13)$$

式中 e_{mi} ——第 i 层土中点自重应力对应的孔隙比,由压缩试验 $e-p$ 曲线求得;

e_{1i} ——第 i 层土中点自重应力与附加应力之和对应的孔隙比;

h_i ——第 i 层土的厚度;

ψ ——经验系数,对于正常固结或轻微超固结土可采用 1.1~1.4。荷载大和高压缩饱和软土,取大值;反之,取小值。

计算时,可取附加应力与自重应力比值为 0.1 的深度作为受压层计算深度。

7.8.14 真空预压区边缘应大于建筑物基础轮廓线,每边增加量不得小于 3.0m。

真空预压的膜下真空度应稳定保持在 650mmHg 以上,且均匀分布。排水体深度范围内土层的平均固结度应大于 90%。

7.8.15 采用真空预压不能满足加固要求时,可采用真空—堆载联合预压,其总压力宜超过建筑物的荷载。

7.8.16 对于表层存在良好透气层或在处理范围内有充足水源补给的透水层时,应采取有效措施隔断透气层或透水层。

7.8.17 凡具有一定规模的预压加固工程,应设置原位监测系统,监测预压过程中地基变形和稳定性的变化,以控制加载速率,防止地基剪切破坏,并检验加固效果。

7.8.18 预压加固地基应进行如下质量检验:

1 及时整理预压期间沉降随荷载与时间、孔隙水压力随荷载与时间的关系曲线,推算最终沉降量,以及不同时间的固结度与沉降量,分析加固效果;

2 应在预压区内选择有代表性的部位,预留钻孔位,按不同的加载阶段,定期进行十字板剪切试验和取土进行室内试验,进行稳定性分析,并检验加固的效果。

8 基础

8.1 一般规定

8.1.1 基础型式应结合工程地质、上部结构体系、荷载大小、周边环境及技术经济指标等因素确定,并满足建筑物的变形要求。

8.1.2 确定基础底面尺寸与验算基础结构强度时,基底压力须满足本规范第5章关于地基承载力计算的要求,宜使基础底面形心与长期作用下的荷载重心重合。

8.1.3 基础的混凝土强度等级不应低于 C20。

8.2 基础埋置深度

8.2.1 基础的埋置深度应按下列条件确定:

1 建筑物的用途,有无地下室、设备基础和地下设施,基础的形式和构造;

2 工程地质和水文地质条件;

3 作用在地基上的荷载大小和性质;

4 相邻建筑物基础的埋深。

8.2.2 在满足地基稳定和变形要求的前提下,基础应尽量浅埋,当地基上层有硬壳层时,宜利用该层作为持力层。除岩石地基外,基础埋深不宜小于 0.5m。

8.2.3 高层建筑筏形和箱形基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。在抗震设防区,除岩石地基外,天然地基上的箱形和筏形基础其埋置深度不宜小于建筑物高度的 1/15,桩筏基础不宜小于 1/18~1/20;位于岩石地基上的高层建筑,其基础埋深应满足抗滑要求。

8.2.4 当有相邻建筑物时,新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑物基础。当埋深大于原有建筑物基础时,两基础间应保持一定净距,具体数值应根据原有建筑物荷载大小和土质情况而定;如不能满足上述要求时,应采取合理的施工顺序和可靠的围护措施,也可用加固原有建筑物地基的方法进行处理。

8.3 无筋扩展基础

8.3.1 无筋扩展基础系指由毛石、混凝土、毛石混凝土或砖等材料组成的具有整体刚性较好的墙下条形基础或柱下独立基础。无筋扩展基础可用于砌体承重的四层和四层以下的一般民用建筑和轻型厂房。

8.3.2 基础高度,应符合下式要求(图 8.3.2):

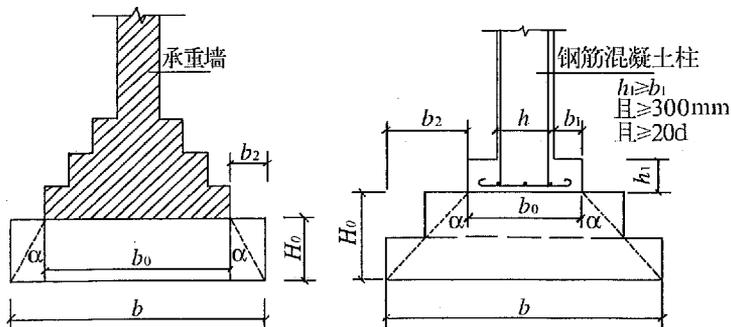


图 8.3.2 无筋扩展基础构造示意

$$H_0 \geq \frac{b - b_0}{2 \tan \alpha} \quad (8.3.2)$$

式中

b ——基础底面宽度;

b_0 ——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度;

H_0 ——基础高度;

d ——纵筋直径;

$\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比($b_2 : H_0$)的允许值,可按表 8.3.2

选用。

表 8.3.2 无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比($b_2:H_0$)允许值	
		$p_k \leq 100$	$100 < p_k \leq 200$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00
毛石 混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.25
毛石基础	砂浆不低于 M5	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU10 砂浆不低于 M5	1:1.50	1:1.50

注:1. p_k 为荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值(kPa);

2. 阶梯形毛石基础每阶伸出宽度不宜大于 200mm;

3. 当基础由不同材料叠合组成时,应对接触部分作抗压验算;

4. 基础底面处的平均压力值超过 300kPa 的混凝土基础,尚应进行抗剪验算。

8.3.3 防潮层一般采用强度等级不低于 M5 的防水水泥砂浆,厚度为 30mm。对于墙下条形基础,在防潮层内宜配置三根直径为 6mm 的通长钢筋。

8.4 扩展基础

8.4.1 扩展基础系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

8.4.2 扩展基础的计算,应符合下列要求:

1 基础底面各边长度的确定,应满足本规范第 5 章的有关规定。在墙下条形基础相交处,应避免基础面积重复计入;

2 基础高度和变阶处的高度,应按国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)中抗冲切、抗剪强度验算确定;

3 基础底板的配筋应按国家现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)有关规定计算。在轴心或单向偏心荷载作用下,底

板受弯可按下列简化方法计算：

1) 对于矩形基础，当台阶的宽高比($\tan\alpha$)小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 $1/6$ 基础宽度时，任意截面的弯矩可按下列公式计算(图 8.4.2-1)。

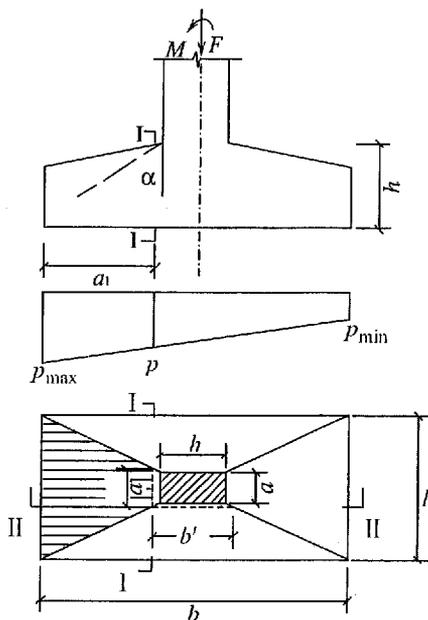


图 8.4.2-1 矩形底板的计算图式

$$M_{\text{I}} = \frac{1}{12} a_1^2 [(2l + a') (p_{\text{max}} + p - \frac{2G}{A}) + (p_{\text{max}} - p) l] \quad (8.4.2-1)$$

$$M_{\text{II}} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b') (p_{\text{max}} + p_{\text{min}} - \frac{2G}{A}) \quad (8.4.2-2)$$

式中 M_{I} ——垂直力矩作用平面方向计算截面处相应于荷载效应基本组合的弯矩设计值；

M_{II} ——平行力矩作用平面方向计算截面处相应于荷载效应基本组合的弯矩设计值；

a_1 ——计算截面 I - I 至基底边缘最大反力处的距离；

l, b ——基础底面的边长；

p_{\max}, p_{\min} ——相应于荷载效应基本组合时基础底面边缘最大和最小地基反力设计值；

p ——相应于荷载效应基本组合时在计算截面 I - I 基础底面地基反力设计值；

G ——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重,当组合值由永久荷载控制时, $G = 1.35G_k$, G_k 为基础及其上土的标准自重。

2) 对于墙下条形基础任意截面弯矩(图 8.4.2-2)可取 $l = a' = 1\text{m}$ 按式(8.4.2-1)计算,其最大弯矩截面的位置应符合下列规定:

如墙体材料为混凝土或砖墙放脚大于 $1/4$ 砖长时,取 $a_1 = b_1$;

如为砖墙且放脚不大于 $1/4$ 砖长时,取 $a_1 = (b_1 + 0.06)\text{m}$ 。

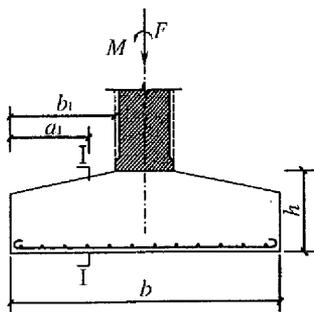


图 8.4.2-2 墙下条形基础的计算图式

4 当扩展基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时,尚应验算柱下扩展基础顶面的局部受压承载力。

8.4.3 扩展基础的构造,应符合下列要求:

1 基础下设素混凝土垫层,其厚度一般取 100mm ,混凝土强度等级不宜小于 C15;

2 锥形基础边缘高度不宜小于 200mm ;阶梯形基础每阶高度

一般为 300~500mm;

3 底板受力钢筋的直径不宜小于 10mm, 间距不宜大于 200mm, 也不宜小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不小于 8mm, 间距不大于 300mm。钢筋保护层的厚度不宜小于 40mm。

8.4.4 对于现浇柱的基础, 其插筋的数目、直径及布置均应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋在基础内的锚固长度以及与柱的纵向受力钢筋的搭接长度, 应按国家现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 规定执行。

8.4.5 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字板交接处, 底板横向受力钢筋仅沿一个主要受力方向通长布置, 另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度 $1/4$ 处; 在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置(图 8.4.5)。

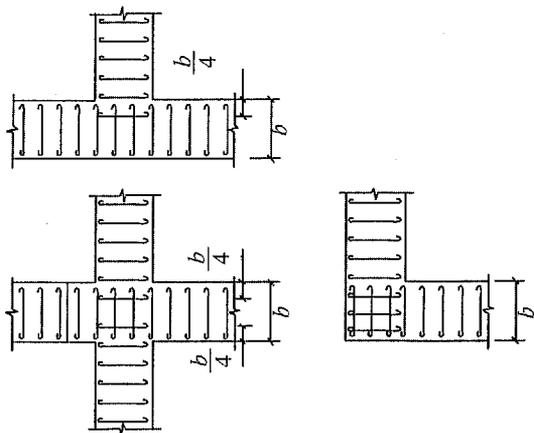


图 8.4.5 扩展基础底板受力钢筋布置示意

8.5 柱下条形基础

8.5.1 柱下条形基础的计算,除应符合本规范第 8.4.2 条的第一、第二款要求外,尚应符合下列原则:

1 在比较均匀的地基上,上部结构刚度较好,荷载分布较均匀,且条形基础梁的高度大于 $1/6$ 柱距时,地基反力可按直线分布,条形基础梁的内力可按连续梁计算,但在两端边跨的跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数;

2 当不满足第一款时,宜按弹性地基梁计算;

3 对交叉条形基础,交点上的柱荷载,可按交叉梁的刚度或变形协调的原则,沿两个方向分配。其内力可按本条上述规定,分别按两个方向进行计算;

4 当存在扭矩时,应作抗扭计算;

5 当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时,尚应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力,验算柱边缘处基础梁的受剪承载力。

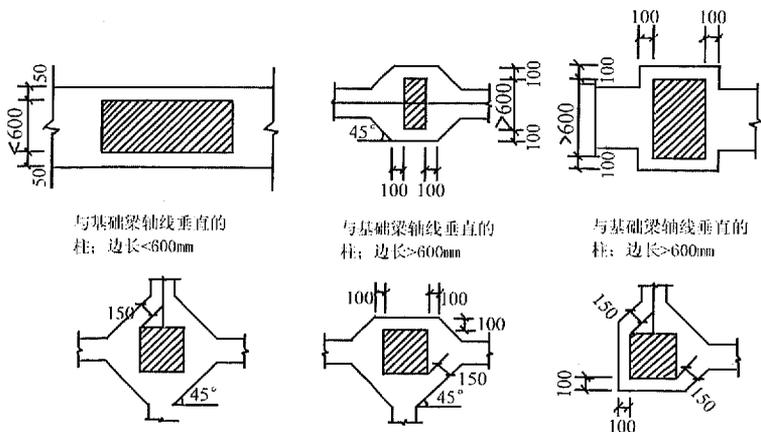
8.5.2 柱下条形基础的构造,除按照本规范第 8.4.3 条规定外,尚应符合下列要求:

1 柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 $1/4 \sim 1/8$ 。翼板厚度不应小于 200mm。当翼板厚度为 200~250mm 时,宜用等厚度翼板;当厚度大于 250mm 时,宜用变厚度翼板,其坡度小于或等于 1:3;

2 在基础平面布置条件允许的情况下,基础梁的端部应有悬臂伸出,其长度可取端跨跨距的 $1/3 \sim 1/4$;

3 现浇柱与条形基础梁的交接处,其平面尺寸不宜小于图 8.5.2 的规定;

4 条形基础梁顶面和底面的纵向受力钢筋除满足计算要求外,顶面钢筋宜全部贯通,底面通长钢筋不应少于底面受力钢筋总面积的 $1/3$ 。



与基础梁轴线垂直的
柱: 边长 $\leq 600\text{mm}$

与基础梁轴线垂直的
柱: 边长 $> 600\text{mm}$

与基础梁轴线垂直的
柱: 边长 $> 600\text{mm}$

8.5.2 现浇柱与基础梁交接处平面尺寸

8.6 筏板基础

8.6.1 筏板基础分梁板式和平板式两种类型,其选型应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小以及施工条件等因素确定。对于墙下筏板基础,宜沿房屋外墙和纵向内墙设置基础梁。

8.6.2 梁板式筏基的计算应符合下列要求:

1 基础底板除计算正截面受弯承载力外,其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。

2 基础梁除满足正截面受弯及斜截面受剪承载力外,尚应按现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)有关规定验算底层柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

8.6.3 平板式筏基的计算应符合下列要求:

1 底板厚度应满足受冲切承载力的要求。

2 应验算距内筒边缘或柱边缘 h_0 (筏板有效高度) 处筏板的受

剪承载力。当筏板变厚度时,尚应验算变厚度处筏板的受剪承载力。

3 对基础底板的正截面受弯承载力进行分析计算。

8.6.4 当地基土比较均匀、上部结构刚度较好、梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 $1/6$,且相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20%时,筏基的内力计算可采用倒楼盖法,当不满足上述要求时,应按弹性地基梁板方法进行分析计算。

8.6.5 筏板基础的构造应符合下列要求:

1 混凝土强度等级不低于 C20,高层建筑筏基的混凝土强度等级不低于 C30;

2 设置基础梁的筏板厚度宜取不小于 250mm,且板厚与最大双向板格的短边之比不小于 $1/20$ 。当有防水要求时,最小厚度为 300mm。对 12 层以上建筑的梁板式筏基,其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于 $1/14$,且板厚不应小于 400mm;

3 采用筏基的地下室,地下室钢筋混凝土外墙厚度不应小于 250mm,内墙厚度不应小于 200mm。墙体内应设置双面钢筋,竖向和水平钢筋的直径不应小于 12mm,钢筋间距对外墙不应大于 200mm,内墙不应大于 300mm;

4 当筏基的板厚大于 2000mm 时,宜在板厚中间部位设置直径不小于 12mm、间距不大于 300mm 的双向钢筋网;

5 对于基础梁无法外伸的悬臂筏板,板的伸出长度不宜大于 1.4m。筏基的悬臂可做成坡度,但边缘厚度不小于 200mm;

6 当筏板悬臂部分下的地基土可能与悬臂脱离时,应在悬臂上部设置受力钢筋。对于双向悬臂挑出但基础梁无法外伸的筏板,宜在板底角区布置放射状附加钢筋;

7 筏板配筋除符合计算要求外,纵横两方向的底部钢筋尚应有总量的 $1/3 \sim 1/2$ 连通,且其配筋率不应小于 0.15%;顶部钢筋按计算配筋全部连通;

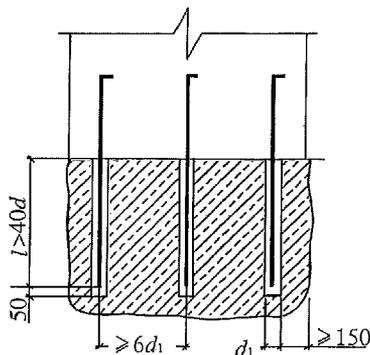
8 为减少基底压力而设置架空层的筏板基础,外围基础梁及底板应考虑防水要求;

9 基础梁构造要求同柱下条形基础。

8.7 岩石锚杆基础

8.7.1 岩石锚杆基础适用于直接建造在基岩上的柱基以及承受拉力或水平力较大的建筑物基础。锚杆基础应与基岩连成整体，并应符合下列要求：

1 锚杆孔直径，宜取三倍锚杆直径，但不应小于一倍锚杆直径加 50mm。锚杆基础的构造要求，可按图 8.7.1 采用。锚杆插入上部结构的长度，必须符合受拉钢筋的锚固长度要求；



8.7.1 锚杆基础

d_1 —锚杆孔直径； d —锚杆直径

l —锚杆的有效锚固长度

2 锚杆宜采用热轧带肋钢筋，水泥砂浆强度等级不宜低于 M30，细石混凝土强度等级不宜低于 C30。灌浆前，应将锚杆孔清理干净。

8.7.2 锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力，应按下列公式验算：

$$N_{ii} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xk}y_i}{\sum y_i^2} - \frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2} \quad (8.7.2-1)$$

$$N_{i \max} \leq R_i \quad (8.7.2-2)$$

式中 N_{ii} ——按荷载效应标准组合下,第 i 根锚杆所承受的拔力值;

R_i ——单根锚杆抗拔承载力特征值;

F_k ——相应于荷载效应标准组合时作用基础顶面上的竖向力;

G_k ——基础自重及其上的土自重;

n ——锚杆数量;

M_{xk}, M_{yk} ——按荷载效应标准组合计算作用在基础底面形心的力矩值;

x_i, y_i ——第 i 根锚桩至基础底面形心的 y, x 轴线的距离。

8.7.3 对于设计等级为甲级的建筑物,单根锚杆抗拔承载力特征值应通过现场试验确定;对于其他建筑物可按下式计算:

$$R_i \leq 0.8\pi d_1 l f \quad (8.7.2-3)$$

式中 f ——水泥砂浆或混凝土与岩石间的粘结强度特征值,当缺乏试验资料时, f 值可按表 6.5.8 选用; d_1, l 的意义见图 8.7.1。

9 桩基础

9.1 一般规定

9.1.1 本章包括混凝土预制桩(钢筋混凝土预制方桩、静压预制混凝土开口空心方桩、先张法预应力混凝土管桩)、混凝土灌注桩(湿作业钻孔灌注桩、沉管灌注桩、夯扩桩、平底大头桩、人工挖孔桩、挤扩支盘桩)和钢管桩。

9.1.2 桩按其竖向受力性状可分为摩擦型桩和端承型桩。摩擦型桩包括摩擦桩和端承摩擦桩;端承型桩包括端承桩和摩擦端承桩。

9.1.3 桩基设计计算一般包括如下内容:

- 1 桩基的竖向、水平向承载力设计计算;
- 2 桩身和承台的强度及配筋设计计算;
- 3 桩基沉降计算;
- 4 有特殊要求的桩身和承台抗裂或裂缝宽度验算;
- 5 对地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基,当受水平荷载较大或对水平变位要求严格时,应验算桩基的水平变位。

9.1.4 在深厚软土中采用挤土桩时,应考虑挤土效应对桩和周围环境的影响。

9.1.5 桩基持力层宜选择在中或低压缩性粘性土、中密或密实的砂土和粉土、碎石土以及中等风化或微风化的基岩中。

9.1.6 当桩端持力层下存在软弱下卧层时,桩端以下的持力层应有一定的厚度(一般不宜小于5倍桩身直径),并可按实体深基础法验算软弱下卧层的承载力和变形。

9.1.7 墙下条形承台桩基的桩宜采用交错排列或多行排列,当交

错排列时,桩中心与墙轴线的距离不应小于 150mm。

9.1.8 当地基土对桩的支承能力、桩身结构强度和施工质量有可靠保证时,柱下独立桩基承台可采用一根桩或两根桩,墙下条形桩基承台可采用单排桩,但必须按本规范第 9.3.3 条的规定,在承台之间设置联系梁。

9.1.9 同一建筑物应避免同时采用端承桩和摩擦桩(用沉降缝分开者例外);同一基础相邻的桩端标高差,对于支承在非岩石类土的桩,不宜超过桩的中心距。

9.1.10 桩的主筋应经计算确定。打入式预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%;静压预制桩的最小配筋率不宜小于 0.6%;灌注桩最小配筋率不宜小于 0.2%~0.65%(小直径桩取大值)。

9.1.11 配筋长度除应满足以下规定外,尚应符合本规范第 9.5 节各类桩型的具体要求:

- 1 受水平荷载和弯矩较大的桩应通过计算确定;
- 2 桩基承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时,配筋长度应穿过淤泥、淤泥质土层或液化土层;
- 3 坡地岸边的桩、抗拔桩及嵌岩端承桩应通长配筋;
- 4 桩径大于 600mm 的钻孔灌注桩,构造钢筋的长度不宜小于桩长的 2/3。

9.1.12 桩顶嵌入承台内的长度,对于大直径桩,不宜小于 100mm;对于其他直径桩不宜小于 50mm;桩主筋伸入承台内的锚固长度:承压桩不宜小于钢筋直径(HRB235)的 30 倍和钢筋直径(HRB335 和 HRB400)的 35 倍;抗拔桩不宜小于钢筋直径的 40 倍。

9.1.13 桩基设计宜结合地区经验考虑桩、土、承台的共同作用。

9.2 桩基承载力计算

9.2.1 群桩中单桩桩顶作用力应按下列公式计算:

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k = \frac{f_k + G_k}{n} \quad (9.2.1-1)$$

偏心竖向力作用下

$$Q_{ik} = \frac{f_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk}y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2} \quad (9.2.1-2)$$

2 水平力作用下

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (9.2.1-3)$$

3 上拔力作用下

$$T_{ik} = \frac{T_k}{n} \quad (9.2.1-4)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合时,上部结构传递至桩基承台顶面的竖向力;

G_k ——桩基承台自重及承台上土自重标准值;

n ——桩基中的桩数;

Q_k ——相应于荷载效应标准组合轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力;

Q_{ik} ——相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力;

M_{xk}, M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合作用于承台底面通过桩群形心的 x, y 轴的力矩;

x_i, y_i ——桩 i 至桩群形心的 y, x 轴线的距离;

H_k ——相应于荷载效应标准组合作用于承台底面的水平力;

H_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时,作用于任一单桩的水平力;

T_k ——相应于荷载效应标准组合作用于承台底面的上拔力;

T_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时,作用于任一单

桩的上拔力。

9.2.2 单桩承载力计算应符合下列表达式：

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_a \quad (9.2.2-1)$$

偏心竖向力作用下，除满足公式(9.2.2-1)外，尚应满足下列要求：

$$Q_{ik \max} \leq 1.2 R_a \quad (9.2.2-2)$$

2 水平荷载作用下

$$H_{ik} \leq R_{Ha} \quad (9.2.2-3)$$

3 上拔力作用下

$$T_{ik} \leq R_a' \quad (9.2.2-4)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值，按本规范第 9.2.3 条确定；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值，按本规范第 9.2.5 条确定；

R_a' ——单桩竖向抗拔承载力特征值，按本规范第 9.2.7 条确定。

9.2.3 单桩竖向承载力特征值的确定应符合下列规定：

1 单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量不宜少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根。单桩的静载荷试验应按本规范附录 L 进行；

2 地基基础设计等级为丙级的建筑物，可采用静力触探及标贯试验参数确定 R_a 值；

3 初步设计时，可按下式估算：

$$R_a = q_{pa} A_p + u_p \sum q_{sia} l_i \quad (9.2.3-1)$$

式中 q_{pa} 、 q_{sia} ——桩端端阻力、桩侧阻力特征值，由当地静载荷试验结果统计分析算得或参照附录 N 确定；

A_p ——桩底端横截面积；

u_p ——桩身周边长度；

l_i ——第 i 层岩土厚度。

对桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中的端承桩,可按式估算单桩竖向承载力特征值:

$$R_a = q_{pa} A_p \quad (9.2.3-2)$$

式中 q_{pa} ——桩端岩石承载力特征值。

4 嵌岩灌注桩桩端以下三倍桩径范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布,并应在桩底应力扩散范围内无岩体临空面。桩端岩石承载力特征值,当桩端无沉渣时,应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值按本规范第 5.1.6 条确定。

9.2.4 对下列桩基,当桩的布置、桩和桩基的基本构造以及单桩承载力的确定符合本章有关规定时,其竖向抗压承载力为各单桩承载力的总和:

- 1 端承桩基;
- 2 桩数少于 9 根的摩擦型桩基;
- 3 条形承台下的桩不超过两排者。

对于桩的中心距小于 6 倍桩身设计直径(或边长),且独立承台下桩数超过 9 根(含 9 根)或条形承台下排列超过两排的摩擦型桩基,可视为一假想的实体深基础进行设计。

9.2.5 单桩水平承载力特征值取决于桩的材料强度、截面刚度、入土深度、土质条件、桩顶水平位移允许值和桩顶嵌固情况等因素,应通过现场水平载荷试验确定,试验方法及承载力取值见本规范附录 O。必要时可进行带承台桩的载荷试验,试验宜采用慢速维持荷载法。

9.2.6 当外力作用面的桩距较大时,桩基的水平承载力可视为各单桩的水平承载力的总和。当承台侧面的土未受扰动或回填密实时,应考虑其土抗力的作用。当水平推力较大时,宜设置斜桩。

9.2.7 单桩竖向抗拔承载力特征值的确定应符合下列规定:

1 地基基础设计等级为甲级的建筑物,单桩竖向抗拔承载力特征值应通过单桩竖向抗拔静载荷试验确定。单桩竖向抗拔静载

荷试验按本规范附录 M 进行；

2 地基基础设计等级为乙级、丙级的建筑物，可按式估算：

(1) 当单桩或群桩呈非整体破坏时

$$R_a' = u_p \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_{pk} \quad (9.2.7-1)$$

式中 u_p ——桩身周边长度；

l_i ——第 i 层岩土厚度；

λ_i ——桩周第 i 层土的抗拔承载力系数，按表 9.2.7 取值；

G_{pk} ——单桩自重标准值，地下水位以下应扣除浮力。

表 9.2.7 抗拔承载力系数

土的类型	λ
砂土	0.50~0.70
粘性土、粉土	0.70~0.80

注：桩长与桩径之比小于 20 时， λ 取小值

(2) 当群桩呈整体破坏时，假定群桩沿外围周边破坏：

$$R_a' = \frac{1}{n} u_l \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_{pk}' \quad (9.2.7-2)$$

式中 u_l ——桩群外围周长；

G_{pk}' ——群桩基础所包围体积的桩土总自重标准值除以总桩数，地下水位以下应扣除浮力。

9.2.8 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。钢筋混凝土预制桩和灌注桩轴心受压时

$$Q \leq \psi_c \cdot A_p \cdot f_c \quad (9.2.8-1)$$

式中 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)取值；

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

A_p ——桩的横截面面积；

ψ_c ——工作条件系数，预制桩取 0.75；灌注桩取 0.6~0.7

(水下灌注桩、沉管灌注桩、长桩时用低值);当桩身的施工质量有充分保证时,可以适当提高,但不得超过 0.8。

9.2.9 当桩周土体因自重固结、液化、大面积地面荷载(包括新填土)或地下水位降低等原因产生的竖向变形大于桩的沉降时,应考虑桩侧负摩阻力的影响。

9.3 桩基承台设计

9.3.1 桩基承台计算内容和计算方法,按国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的有关规定执行。

9.3.2 桩基承台的构造,除满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的要求外,尚应符合下列要求:

1 承台的宽度不应小于500mm。边桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩的直径或边长,且桩的外边缘至承台边缘的距离不小于150mm。对于条形承台梁,桩的外边缘至承台梁边缘的距离不小于75mm;

2 承台的最小厚度不应小于300mm;

3 承台的混凝土强度等级不应低于C20,纵向钢筋的混凝土保护层厚度不应小于70mm,当有混凝土垫层时,不应小于40mm;

4 承台下的混凝土垫层厚度一般取100mm,混凝土强度等级不应低于C10;

5 对于矩形承台其钢筋应按双向均匀通长布置,钢筋直径不宜小于12mm,间距不应大于200mm,同时也不应小于100mm。对于三桩承台,钢筋应按三向板带均匀布置,且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内。

9.3.3 承台之间的连接应符合下列要求:

1 单桩承台,应在两个相互垂直的方向上设置联系梁;

- 2 两桩承台,应在其短向设置联系梁;
- 3 单排桩条形承台,应在垂直于承台梁方向的适当部位设置联系梁;
- 4 联系梁的宽度不应小于 250mm,梁的高度除按计算确定外,可取承台中心距的 $1/10 \sim 1/15$;
- 5 联系梁的主筋应按计算要求确定。联系梁内纵向钢筋数量上下各不少于 2 根、直径不小于 12mm,并应接受拉要求锚入承台,箍筋直径不应小于 6mm。

9.4 桩基沉降计算

9.4.1 对以下建筑物的桩基础应进行沉降验算:

- 1 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基;
- 2 体型复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱下卧层的地基基础设计等级为乙级的建筑物桩基;
- 3 摩擦型桩基。

嵌岩桩、设计等级为丙级的建筑物桩基(桩端下为密实土层)、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别 A5 及 A5 以下的单层工业厂房桩基(桩端下为密实土层),可不进行沉降计算。

当有可靠地区经验时,对地质条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降计算。

9.4.2 桩基的计算最终沉降量不得超过建筑物的沉降允许值,并应符合本规范表 5.2.5 的规定。

9.4.3 计算桩基础沉降时,最终沉降量宜按单向压缩分层总和法计算。地基内的应力分布宜采用各向同性均质线性变形体理论,按下列方法计算:

- 1 实体深基础(桩距不大于 $6d$);

2 其他方法,包括明德林应力公式方法。

计算地基内的应力分布时,应考虑相邻荷载的影响。

9.4.4 采用实体深基础法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 5.2.6 条至第 5.2.10 条有关的公式计算。公式(5.2.6)中的基底附加压力应为桩底平面处的附加压力,沉降计算经验系数应为 ψ_p 。实体深基础的支承面积可按图 9.4.4 采用(图中 φ 为土的内摩擦角,按桩长 l 范围内各层土厚度的加权平均取用)。

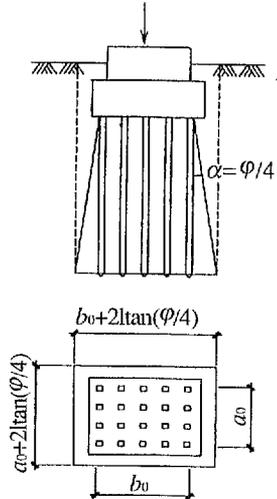


图 9.4.4 实体深基础的底面积

沉降计算经验系数 ψ_p 在缺乏地区资料和经验时可按表 9.4.4 选用。

表 9.4.4 按实体深基础计算桩基沉降经验系数 ψ_p

\bar{E}_s (MPa)	< 15	15 ~ 30	30 ~ 40
ψ_p	0.5	0.4	0.3

注: \bar{E}_s 计算深度范围内土层压缩模量的当量值。

9.4.5 采用明德林应力公式方法计算桩基础最终沉降量时,可按下式进行:

$$s = \psi_m \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{s,j,i}} \quad (9.4.3-1)$$

- 式中
- s ——桩基计算最终沉降量;
 - ψ_m ——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;
 - m ——桩端平面以下压缩层范围内的土层总数;
 - $E_{s,j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 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,可通过室内压

缩试验确定；

n_j ——桩端平面下第 j 层土的计算分层数；

$\sigma_{j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力；

$\Delta h_{j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的厚度。

9.4.6 当采用明德林应力公式计算地基中某点的竖向附加应力值时,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:

$$\sigma_{j,i} = \frac{Q}{l^2} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + \beta I_{s1,k} + (1 - \alpha - \beta) I_{s2,k}] \quad (9.4.6-1)$$

对于一般摩擦型桩可假定桩侧摩阻力沿桩身线性增长(即 $\beta=0$),则式(9.4.6-1)可简化为:

$$\sigma_{j,i} = \frac{Q}{l^2} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + (1 - \alpha) I_{s2,k}] \quad (9.4.6-2)$$

式中 Q ——单桩沉降计算荷载,取对应于荷载准永久组合时单桩平均附加荷载;

l ——桩长;

n ——总桩数;

α 、 β 、 $(1 - \alpha - \beta)$ ——分别是桩的端阻力以及侧摩阻力沿桩身均匀分布和线性分布时占沉降计算荷载的比, α 可近似按单桩端阻比取用;

$I_{p,k}$ 、 $I_{s1,k}$ 、 $I_{s2,k}$ ——分别为第 k 根桩的桩端阻力以及沿桩身均匀分布和线性分布的桩侧摩阻力对应计算点的应力影响系数,计算公式见附录 P。

9.4.7 按本规范第9.4.5条计算桩基础最终沉降量时,沉降计算深度从计算点所处桩位的桩端平面开始,至土层附加应力等于土层自重应力的 10% 处为止。

9.4.8 对于桩筏或桩箱基础,当桩为摩擦型桩时,宜按考虑基础、桩和土共同作用的分析方法计算桩基沉降和基础内力。

9.5 各类桩型

9.5.1 钢筋混凝土预制方桩

9.5.1.1 钢筋混凝土预制方桩适用于下列情况：

- 1 当桩必须穿越易液化的砂土和粉土层时；
- 2 当采用灌注桩难以保证施工质量时；
- 3 当桩基深度范围内存在承压含水层时；
- 4 当桩承受较大的振动力或水平力时。

9.5.1.2 钢筋混凝土预制方桩及其布置应符合如下规定：

1 桩以液性指数 $I_L \leq 0.25$ 的粘性土或中密状态的粉土、砂土作为桩端持力层时，桩端全截面进入持力层的深度不宜小于两倍桩的截面边长，以碎石土作为桩端持力层时，桩端全截面进入持力层的深度不宜小于一倍桩的截面边长；

2 桩的长径比不宜大于 100，当需要穿越一定厚度的硬土层时，不宜大于 80；

3 桩身配筋应按吊运、沉桩施工以及桩在建筑物中的受力情况等条件计算确定。主筋直径不宜小于 14mm，主筋间距不宜大于 200mm，打入桩的桩顶 $2 \sim 3d$ 长度范围内箍筋应加密，并设置钢筋网片；

4 桩吊运时单吊点和双吊点的设置，应按吊点（或支点）跨间正弯矩与吊点处的负弯矩相等的原则进行设置。在计算吊运弯矩和吊运拉力时，应将桩身重力乘以 1.3 的动力系数；

5 桩的中心距不宜小于 3 倍桩身边长。当穿越深厚软土时，桩的中心距不宜小于 4 倍桩身边长；

6 布桩平面系数不宜大于 6.5%，当穿越深厚软土时，不宜大于 4.5%；

7 桩尖可将主筋合拢焊在桩尖辅助钢筋上，在密实砂和碎石

类土中,可在桩尖处包以钢板桩靴,加强桩尖;

8 钢筋混凝土预制方桩的桩身接头不宜超过三个,当下节桩端即将进入或已经进入硬塑粘性土、中密砂土或碎石土等较难进入的土层时不宜接桩。

9.5.1.3 钢筋混凝土预制方桩的构造应符合下列要求:

1 桩的桩身边长不宜小于 300mm;

2 桩的纵向钢筋的保护层厚度不宜小于 30mm;

3 桩身混凝土强度等级不应低于 C30,如采用静压沉桩时,可适当降低,但不应低于 C25;

4 桩单节长度应根据施工和运输条件确定,单节最大长度不宜大于 20m。

9.5.1.4 钢筋混凝土预制方桩的接桩可用钢板焊接法或硫磺胶泥锚固接法。

9.5.2 静压预制混凝土开口空心方桩

9.5.2.1 静压预制混凝土开口空心方桩的适用于下列情况:

1 深厚软土地质条件的摩擦型桩;

2 设计等级为乙级和丙级的建筑地基基础。

9.5.2.2 静压预制混凝土开口空心方桩的设计应符合下列规定:

1 端承摩擦桩长径比不宜大于 80,摩擦桩长径比不宜大于 100,桩长宜控制在 60m 以内,有经验的地区可适当放宽;

2 桩长范围内一般不超过三节桩,两个接头;在具有保证桩身质量的可靠和成熟经验时允许四节桩,三个接头;每节桩长不应超过 18m;

3 支承于较厚砂卵石层上的桩可通过桩端注浆措施提高桩端承载力;

4 混凝土强度等级不应低于 C30;桩身主筋设计应考虑起吊、运输和压桩受力状态。

9.5.2.3 单桩的竖向抗压承载力,应按本规范第9.2节的有关规定确定,支承于砂砾、碎石层或风化基岩的桩,端阻力要予以适当折减,折减系数为0.70~0.95。

9.5.2.4 静压预制混凝土开口空心方桩的接头可采用角钢帮焊接头或硫磺胶泥锚固接头,应用条件须满足下列要求:

1 角钢帮焊接头适用于抗震设防烈度7度地区,或单桩竖向抗压承载力特征值大于2000kN;

2 硫磺胶泥锚固接头适用于抗震设防烈度6度及以下地区,且单桩竖向抗压承载力特征值不大于2000kN;

3 当地层存在硬夹层时,应穿过硬夹层后接桩。

9.5.2.5 静压预制混凝土开口空心方桩基础设计,应符合下列规定:

1 桩的中心距不宜小于3倍桩身边长。当桩身穿越深厚软土时,桩的中心距不宜小于4倍桩身边长;

2 桩基的布桩平面系数不宜大于6.5%。当穿越深厚软土时,不宜大于4.5%。

9.5.3 先张法预应力混凝土管桩

9.5.3.1 先张法预应力混凝土管桩包括预应力混凝土管桩、预应力高强混凝土管桩和预应力混凝土薄壁管桩,适用于下列情况:

- 1 抗震设防烈度7度及7度以下地区;
- 2 当桩必须穿越易液化的砂土和粉土层时;
- 3 当桩主要承受竖向荷载时;
- 4 当桩基深度范围内存在承压含水层时。

但下列场地不宜采用:

1 土层中夹有难以消除的孤石、障碍物,或含有不适宜作持力层且管桩又难以贯穿的坚硬夹层;

2 管桩难以贯穿的岩面上无适合作桩端持力层的土层,或持力层较薄且持力层的上覆土层较为松软;管桩难以贯穿的岩面埋

藏较浅且倾斜较大；

9.5.3.2 预应力混凝土薄壁管桩不宜承受水平荷载或用作抗拔桩。

9.5.3.3 先张法预应力混凝土管桩设计应符合下列规定：

1 选定桩长时宜尽量减少接桩，接桩宜在桩尖穿过硬土层后进行，单桩的接桩数量不宜超过 4 个；

2 同一承台的桩数不宜少于 2 根；

3 布桩平面系数不宜大于 6.0%。当穿越深厚软土时，不宜大于 4.0%；

4 桩中心距不宜小于 3 倍桩身直径。当穿越深厚软土时，桩中心距不宜小于 4 倍桩身直径。

9.5.3.4 先张法预应力混凝土管桩与承台的连接构造应符合下列要求：

1 管桩顶的填芯混凝土应灌注饱满。灌注深度不得小于 1d，且不得小于 0.5m，管桩顶需要凿桩时，灌注深度不得小于 1m；混凝土强度等级比承台提高一级，且不得低于 C30；

2 管桩与承台连接时，伸入承台内的纵向钢筋如采用插筋，插筋数量应不少于 4 根，直径不得小于 14mm，插入管桩顶填芯混凝土长度不宜小于 1.0m，锚入承台长度不宜少于 35 倍钢筋直径。

9.5.3.5 先张法预应力混凝土管桩设计可视工程具体情况采用有桩尖或无桩尖施工。桩尖宜用钢材为 Q235 的钢板制作，其质量要求应符合《碳素结构钢》(GB 700—1988)的规定；焊接材料的机械性能应与桩尖主材相适应。

9.5.3.6 先张法预应力混凝土管桩接桩应采用钢端板焊接法。对于高承台桩，其焊缝外露部分应作防锈处理。

9.5.3.7 建筑地基基础设计等级为甲级及地质条件较为复杂的乙级管桩基础，宜在正式开工前按不少于 1% 工程桩数量且不少于 3 根进行试打桩。

9.5.4 湿作业钻孔灌注桩

9.5.4.1 湿作业钻孔灌注桩适用于下列情况：

- 1 地下水位以下的粘性土、粉土、砂土、填土、碎(砾)石土,地质情况复杂,夹层多、风化不均、软硬变化较大的岩层;
- 2 当建筑场地邻近有建筑物或地下管线等工程设施、采用其他桩型将引起不良影响时;
- 3 设计要求单桩承载力较大、技术经济指标和施工条件又比其他桩型优越时;
- 4 桩端持力层层顶标高变化较大、桩的长度难以准确确定时。

9.5.4.2 湿作业钻孔灌注桩的设计应符合下列规定：

- 1 桩身直径不宜小于 600mm;
- 2 桩的最小中心距不应小于 2.5 倍桩身直径,对于排数不少于 3 排且桩数不少于 9 根的摩擦型桩基,其桩的最小中心距不应小于 3 倍桩身直径;
- 3 桩端全截面进入持力层的深度,应根据地质条件确定,一般不宜小于 3 倍桩身直径,并应符合下列要求:
 - 1) 当存在软弱下卧层时,桩端以下持力层的厚度不宜小于 5 倍桩身直径,并应验算下卧层的承载力;
 - 2) 穿越软弱土层,支承在倾斜基岩上的端承型桩,若岩层强风化带的厚度小于 2 倍桩身设计直径时,则桩端嵌入中等风化岩层的深度不宜小于 1 倍桩身直径、嵌入微风化或未风化岩层不宜小于 0.5m;
 - 3) 嵌岩灌注桩的周边嵌入完整或较完整的未风化、微风化、中等风化硬质岩体的最小深度不宜小于 0.5m。

9.5.4.3 湿作业钻孔灌注桩的基本构造,应符合下列要求：

- 1 桩身混凝土强度等级不得低于 C20;
- 2 桩身配筋应按计算确定,并应符合下列要求:

1) 轴向受压桩的配筋率不应小于 0.25%, 考虑受弯时不宜小于 0.4%, 纵向钢筋直径不宜小于 12mm;

2) 抗拔桩以及水平受荷桩的纵向钢筋焊接接头必须符合受拉接头的要求;

3) 箍筋可采用 $\phi 6 \sim \phi 10\text{mm} @ 200 \sim 300\text{mm}$, 宜采用螺旋式箍筋, 受水平荷载较大的桩基或抗震桩基, 桩顶 $3 \sim 5d$ 范围内箍筋应适当加密, 当钢筋笼长度超过 4m 时, 应每隔 2m 左右设一道 $12 \sim \phi 18$ 焊接加劲箍筋;

4) 主筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

9.5.4.4 湿作业钻孔灌注桩施工中的孔底沉渣厚度, 对于端承桩不应大于 50mm, 对于其他桩不应大于 100mm。

9.5.4.5 当设计需要和地质条件适合时, 可采用桩端后注浆工艺提高单桩承载力。

9.5.4.6 工程施工前应进行试成孔和试成桩, 其数量不少于两个。

9.5.5 沉管灌注桩

9.5.5.1 沉管灌注桩适用于下列情况:

1 人工填土、淤泥质土、粘性土以及在沉管时不产生液化的粉土和中密粉细砂土;

2 桩基所承受外力主要是竖向力;

3 建筑物地基基础设计等级属于乙级或丙级。

9.5.5.2 沉管灌注桩的设计应符合下列规定:

1 桩的中心距和布桩平面系数应符合表 9.5.5.2 的规定;

2 桩的施工长度, 当采用锤击沉管或静压沉管时不宜大于 25m, 采用振动沉管或振动加压沉管时不宜大于 28m, 在具有保证桩身质量的可靠措施和成熟经验时, 可适当增长, 但不宜大于 35m, 长径比不宜大于 80;

3 桩端进入持力层的深度,对于硬塑粘土、中密粉土和砂土,不宜小于3倍桩身直径;对于一般粘性土和稍密粉土、砂土,不宜小于4倍桩身直径。

表 9.5.5.2 桩的最小中心距和最大布桩平面系数

土的类别	一般情况		排数超过2排,桩数超过9根的摩擦型桩基础	
	最小中心距	最大布桩平面系数(%)	最小中心距	最大布桩平面系数(%)
穿越深厚软土	3.5d	4.5	4.0d	4
其他土层	3.0d	6.5	3.5d	5

注: d ——沉管灌注桩的桩管外径。

9.5.5.3 沉管灌注桩的单桩竖向承载力特征值应按本规范第9.2节的有关规定确定,桩身直径可取桩管外径,当采用一次复打时,桩身直径可取1.41倍桩管外径。

9.5.5.4 沉管灌注桩沉管深度的控制应根据地质条件、设计荷重和施工条件等因素综合确定,可遵循下列原则:

- 1 摩擦桩,以设计桩长控制;
- 2 端承摩擦桩,保证设计桩长及桩端进入持力层的深度,以标高控制为主,贯入度控制为辅;
- 3 摩擦端承桩,沉管深度以贯入度控制为主,设计持力层标高对照为辅;
- 4 贯入度的控制标准,可参照当地施工经验确定。对于振动沉管要测量最后两个两分钟的贯入速度,取其平均值。

9.5.5.5 沉管灌注桩的基本构造应符合下列要求:

- 1 桩身混凝土强度等级不应低于C20,预制桩尖的混凝土强度等级不应低于C30;
- 2 桩身上部应采用焊接钢筋笼配筋。钢筋笼长度除符合本

规范第 9.1 节的规定外,其有效长度不宜小于 $1/3$ 桩长,且不小于 5m;其纵向主筋不应小于 $4\phi 12$ 或 $6\phi 10$,沿桩身周边均匀布置;箍筋宜采用环式内箍 $\phi 6@300\sim 400$,钢筋末端均不设弯钩;

3 主筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

9.5.6 夯扩桩

9.5.6.1 夯扩桩适用于下列情况:

1 桩端持力层为可塑~硬塑粘性土、粉土、砂土,厚度不小于 4m;对施工可能产生液化的粉土或砂土地基,应事先采取有效措施,避免施工时产生液化;

2 桩基所承受的外力主要是竖向力;

3 建筑物地基基础设计等级为乙级或丙级。

9.5.6.2 夯扩桩的设计及基本构造应符合下列要求:

1 设计应优先考虑采用无桩靴夯扩桩,当沉管、拔管或封底有困难时,则可采用钢筋混凝土预制桩尖;

2 夯扩桩桩长不宜大于 15m;

3 夯扩桩的最小中心距,穿越饱和土层时为 $4d$,穿越非饱和土层时为 $3.5d$,且不应小于 2 倍的桩端夯扩头直径 D ,对于大面积桩群,夯扩桩的最小中心距宜适当加大;

4 桩端夯扩头进入持力层的深度,应根据地质条件、沉管和扩头的可能性等因素确定,宜为 1.5m 左右,且不宜小于 $4d$,当存在软弱下卧层时,桩端夯扩头以下持力层的厚度不宜小于 4 倍的桩端夯扩头直径 D ,且不宜小于 2.5m,并应验算下卧层的承载力;

5 桩身混凝土强度等级不应低于 C20,预制桩尖的混凝土强度等级不应低于 C30;

6 桩身构造配筋应符合下列要求:

1) 桩身钢筋笼最小配筋率不应小于 0.2%,一般配置不少于 $6\phi 12$ 并沿桩身周边均匀布置的纵向钢筋,箍筋采用 $\phi 6@300\sim 400$

环式箍筋,当钢筋笼长度超过4m时,应每隔2m左右设一道 $\phi 10$ 焊接加劲箍筋;

2) 纵向钢筋伸入桩身长度取5倍桩身直径、1/3桩身长度、承台底至软弱土层层底下1倍桩身直径深度的大值,端承型桩的纵向钢筋应沿桩身通长配置;

3) 纵向钢筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm。

9.5.6.3 夯扩桩单桩竖向承载力的确定除符合本规范第9.1、9.2节的要求外,可按下列规定确定:

1 桩身夯扩头平均直径 D 可按下列公式估算:

$$D = \alpha d_0 \sqrt{\frac{H+h-c}{h}} \quad (9.5.6.3-1)$$

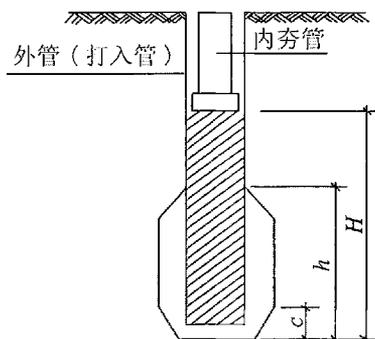


图 9.5.6.3 无桩靴夯扩桩扩大头最大直径计算示意

式中 D ——一次夯扩扩大头平均直径;

α ——夯扩头直径计算修正系数;

d_0 ——外管内径;

H ——一次夯扩工序中外管内灌注混凝土高度(从桩底起算);

h ——一次夯扩工序中外管上拔高度(从桩底起算);

c ——一次夯扩工序中内外管同步下沉至离桩底的距离,可取 c 值为 $0.2m$ 。

2 初步设计时,单桩竖向承载力特征值 R_a 可按下列公式估算:

$$R_a = \pi d \sum q_{sia} l_i + \frac{\pi D^2}{4} \beta q_{pa} \quad (9.5.6.3-2)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

q_{pa} 、 q_{sia} ——桩端端阻力、桩侧阻力特征值,由地区静载荷试验结果统计分析确定,亦可按本规范附录 N 选用;

d ——桩身直径,按外管外径确定;

l_i ——桩周第 i 层土的厚度;

β ——桩端土夯实综合修正系数。

3 夯扩桩一般采用一次夯扩,夯扩参数及修正系数 α 、 β 按本规范附录 Q 选用,当一次夯扩试成桩效果不理想时,可适当增加夯扩次数。

9.5.6.4 工程施工前应进行试成桩,数量不少于 3 根,位置宜选择在紧靠地质钻探孔和有代表性的部位,试成桩应详细记录混凝土的分次灌入量,外管上拔高度,内管夯击次数,双管同步沉入深度,并检查外管的封底情况,有无进水、涌泥等,经核定后作为施工控制依据。

9.5.7 平底大头桩

9.5.7.1 平底大头桩采用底部平而横截面大于桩管的预制桩端,在沉管过程中使桩端土产生压密效应,适用于下列情况:

1 桩端持力层属于可塑以上的粘性土、施工时不产生液化的粉土或砂土,且其埋藏深度不大于 $15m$,厚度不小于 $3.0m$;

2 桩基所承受外力主要是竖向力;

3 建筑物地基基础设计等级属于乙级或丙级。

9.5.7.2 平底大头桩的设计应符合如下规定：

1 桩管外径,当桩长小于等于 10m 时,可采用 $\phi 325\text{mm}$;当桩长在 10~15m 时,宜采用 $\phi 377\text{mm}$ 以上;

2 预制桩端的最大横截面面积与桩管横截面面积之比宜为 2.2~2.5 倍。预制桩端形状见图 9.5.7.2;

3 桩端进入持力层的深度(不包括桩尖部分)应根据持力层的性质、厚度以及施工机械条件等因素而定。对于粘性土、粉土不宜小于 $2B$,砂土不宜小于 $1.5B$ (B 为最大横截面的边长);

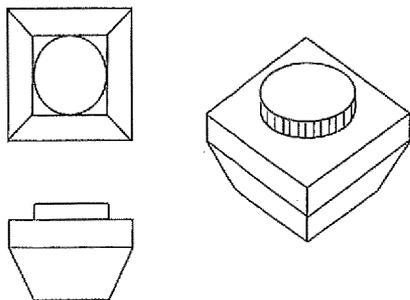


图 9.5.7.2 预制桩端形状

4 桩的中心距不应小于 $3B$;

5 当存在软弱下卧层时,桩端以下硬土持力层厚度不宜小于 $4B$,且不宜小于 2.5m 。

9.5.7.3 平底大头桩的单桩竖向承载力特征值可按本规范第 9.2.3 条第 1、2 款规定确定。初步设计时,可按下列式估算:

$$R_a = \eta_1 q_{pa} A_p + \eta_0 \pi d \eta_2 \sum q_{sia} l_i \quad (9.5.7.3)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

η_1 ——桩端端阻力特征值修正系数,按表 9.5.7.3 取用;

q_{pa}, q_{sia} ——桩端端阻力、桩侧阻力特征值,由地区静载荷试验结果统计分析确定,亦可按本规范附录 N 选用;

- A_p ——预制桩端的最大横截面投影面积；
- η_0 ——桩身平均扩径系数，单打时一般取 1.1，复打时取 1.2；
- d ——桩管直径；
- η_2 ——桩侧阻力特征值修正系数，单打时一般取 0.9，复打时取 1.0；
- l_i ——桩周第 i 层土的厚度。

表 9.5.7.3 平底大头桩桩端阻力特征值修正系数 η_1

桩底持力层土类	η_1	
	单 打	复 打
砂 土	1.30~1.50	1.50~1.80
粉 土	1.25~1.40	1.40~1.60
粘性土	1.00	1.00

9.5.7.4 平底大头桩的基本构造应符合下列要求：

1 桩身混凝土强度等级不应小于 C20，预制桩端混凝土强度等级不应小于 C30；

2 桩身上部应采用焊接钢筋笼配筋，钢筋笼长度一般为 $1/3$ 桩长，当钢筋笼设置遇淤泥、淤泥质土或液化土层时，长度应穿过淤泥、淤泥质土层、液化土层或通长设置，其纵向主筋不应少于 $4\phi 12$ ，沿桩身周边均匀布置，箍筋采用环式内箍 $\phi 6@250\sim 400\text{mm}$ ；钢筋末端均不设弯钩；

3 主筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

9.5.7.5 在工程桩施工前，必须进行试成桩，数量不少于 3 根，位置宜选择在紧靠地质钻孔和有代表性的部位。试成桩时应详细记录混凝土的灌入量、计算桩身扩径系数 η_0 、进入持力层的深度和最后贯入度等参数，作为施工控制的依据。

9.5.8 人工挖孔桩

9.5.8.1 当采用人工挖孔桩时,应有可靠的技术措施和安全措施。人工挖孔桩适用于下列情况:

1 人工填土、粘性土、粉土、砂土、碎石土、残坡积粘性土和风化岩层;

2 建筑场地狭小,交通环境不允许进行机械化施工;

3 建筑工程场地及周边环境不允许有振动、挤压、噪声、泥浆污染等干扰;

4 当设计要求单桩承载力较大,技术经济指标和施工条件比大直径钻孔灌注桩优越时;

5 当需要在基岩中扩孔,大幅度提高桩的端阻力时。

但下列情况不宜采用:

1 桩孔深度大于 40m;

2 需穿越厚度较大的淤泥层或淤泥质土层;

3 地下水位较高,特别是有承压水的砂土层、滞水层时;

4 桩底以下有软弱夹层、溶洞、墓穴和矿井等,桩位处在断层、有害气体、地下暗塘(沟)等灾害性或不良性地质条件。

9.5.8.2 人工挖孔桩的桩端可采取不扩底和扩底两种,其设计应符合下列要求:

1 桩的内径不得小于 800mm,当孔深大于 25m 时,桩径不宜小于 1000mm;

2 摩擦型桩的中心距不应小于 2.5 倍桩径(护壁外径),对于排列超过两排或桩数超过 9 根的摩擦桩基础,桩的中心距不应小于 3 倍桩身直径;

3 端承型桩的中心距不宜小于 2 倍桩身设计直径;扩底桩的最小中心距为 $1.5D$ (D 为扩大头直径)或 $D+1\text{m}$ (当 $D\geq 2\text{m}$ 时);

4 扩底部分可分为平底和弧底两种。当扩底桩底部持力层为微风化或中等风化的硬质岩石时,桩底部可做成平底。弧底的

扩底桩弧底可比周边低 0.2m,扩底部分的高度 h 应考虑竖向压力的刚性扩散角和施工安全的要求,可取 1.2~2.0m,扩头高度 h_b 与宽度 D 之比一般为 0.1~0.15,且 $D/d \leq 3$,见图 9.5.8.2;

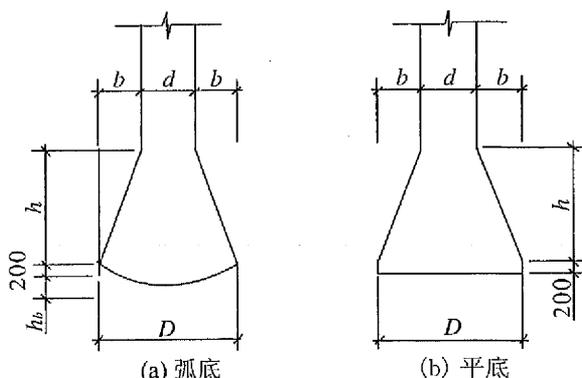


图 9.5.8.2 扩底桩扩底构造

5 扩大端侧面与弧底端部交接宜采用竖直线过渡,其长度为 0.2m;

6 人工挖孔桩的配筋要求同钻孔灌注桩,扩底部分不需另行配筋;

7 人工挖孔桩的护壁可根据桩长和穿越土层的情况在保证施工安全的前提下采用砖砌护壁、钢筋混凝土护壁或钢筒护壁。

1) 砖砌护壁适用于桩长较短、桩径较小且穿越的土层性质较好的情况;

2) 在土层或较破碎的岩层中扩底时,宜设置钢筋混凝土护壁。钢筋混凝土护壁的厚度、受力钢筋、拉结钢筋、混凝土强度均应根据孔径及土质情况计算确定,护壁的厚度不宜小于 100mm,混凝土强度等级不得低于桩身混凝土强度等级。多节护壁时第一节护壁宜加厚 50~100mm,配筋不应小于 $\Phi 8@150$ 双向,上下节护壁间应

用钢筋拉结；

3) 钢筒护壁主要用于穿越呈软流塑状的淤泥质粘土或较厚粉砂层。

8 人工挖孔大直径扩底桩应支承在承载力较高的坚硬土层上,如硬塑的粘性土、中密或密实的砂类土、砂卵石、卵石层及基岩等。扩底桩底进入持力层的深度 h_p 应按下列要求确定:

1) 粘性土和砂类土: $h_p \geq 1.5\text{m}$;

2) 砂卵石和卵石层: $h_p \geq 0.5\text{m}$;

3) 基岩 $h_p \geq 0.5d$ (d 为桩身直径), 且不小于 0.5m 。

需要抗震设防而持力层以上为可液化土层时, 桩底进入持力层的深度应比上述要求增加一倍。

9.5.9 钢管桩

9.5.9.1 钢管桩所用钢材, 应取用同一型号的钢种, 其材质应符合现行有关规范规定。一般可采用 Q235 钢、16Mn 钢, 焊接材料的机械性能应与钢管桩主材相适应, 材料的强度设计值符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17-88)。

9.5.9.2 钢管桩管壁的设计厚度包括两部分:

1 有效厚度: 管壁在外力作用下所需要的厚度;

2 预留腐蚀厚度: 为建筑物在使用年限内管壁腐蚀所需要的厚度, 一般可取 2mm 。

9.5.9.3 在钢管桩内灌注混凝土所形成的钢管混凝土桩, 其桩身结构承载力可按现行《钢管混凝土结构设计与施工规程》(CECS28:90) 计算。

9.5.9.4 钢管桩外径与有效壁厚之比 d_s/t 不宜大于 100, 且管壁的最小有效厚度不应小于 7mm ; 当 $d_s/t > 100$ 时, 应考虑局部压屈而降低钢材的强度设计值。

9.5.9.5 确定钢管桩进入持力层的深度, 应考虑土的性质、沉桩

机械能力、沉桩应力和闭塞效应等。

9.5.9.6 钢管桩的端部形式,应根据所穿越的土层、桩端持力层性质、桩的尺寸及挤土效应等因素综合考虑确定。

9.5.9.7 桩顶和桩端可不采取加固措施。但当桩端穿越障碍物或打入坚硬土层时,可对桩顶和桩端进行加固。

9.5.9.8 钢管桩应采用上下节桩对焊连接,可采用带内衬板的 V 形坡口单面焊,不得用搭接或侧面有覆板的焊接形式。

9.5.9.9 为减少桩的对接数量,管节预制长度宜加大,但不宜超过 15m。

9.5.9.10 用于地下水有侵蚀性的地区或腐蚀性土层的钢管桩需进行防腐蚀处理,可采用外表面加覆防腐涂层或其他覆盖层及阴极保护。钢管桩的内壁与外界空间密闭隔绝时,可不考虑内壁防腐。

9.5.10 挤扩支盘桩

9.5.10.1 挤扩支盘桩是在桩身不同部位设置承力盘和支的混凝土灌注桩,由主桩、底承力盘和(或)其余若干盘、支组成,支又可分为对支和十字支。见图 9.5.10.1。

9.5.10.2 支盘桩适用于地基土中存在性质和厚度都宜于成盘的土层。宜于成盘的土类有可塑~坚硬状态的粘性土、中密~密实的粉土和砂土、碎石土、全风化岩和强风化软质岩石。盘不应设置在可液化土、流塑状粘性土以及中等风化、微风化和未风化的岩层中。对塑性指数偏高的粘土,应经试验确定成盘的可靠性。

9.5.10.3 支、盘应按以下原则布置:

盘与盘或盘与支的竖向最小间距对于砂土为 $2.0D$ (D 为盘径),对于粘性土、粉土为 $2.5D$; 支与支的竖向最小间距对于砂土为 $1.5D$,对于粘性土、粉土为 $2.0D$ 。上下对支宜错开 90° 、十字支宜错开 45° 设置,见图 9.5.10.1。支、盘的布置宜考虑现场土层变化

可能作出的调整。允许相邻支盘桩的盘位高程错开。

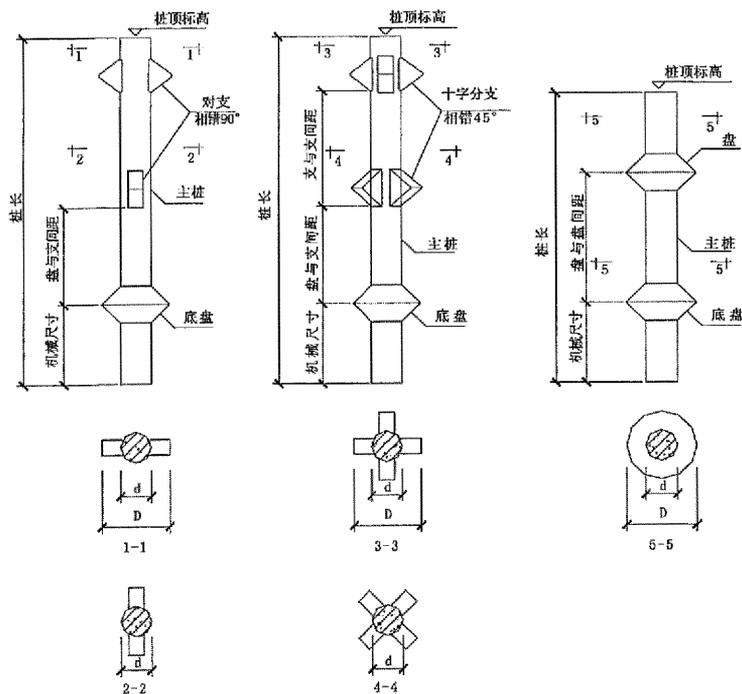


图 9.5.10.1 支盘桩的构造

9.5.10.4 支盘桩的最小中心距取 $3d$ (d 为主桩直径)和 $1.5D$ 中的大值,当 $D > 2\text{m}$ 时,可取 $D + 1\text{m}$ 。对于抗压桩,盘端承面应全部进入宜成盘土层,盘底距软弱下卧层顶面的距离不应小于 $1.5D$;主桩进入持力层的深度对于砂土、碎石土不宜小于 $1.5d$,对粘性土、粉土不宜小于 $2.0d$,距软弱下卧层顶面的距离不宜小于 $5d$ 。对于抗拔桩,盘应设置在宜成盘土层的下部,盘顶面应全部进入宜成盘土层,并距软弱上覆土层底面的距离不宜小于 $1.5D$ 。

9.5.10.5 支、盘的尺寸由分支器型号决定,可参照下表确定:

表 9.5.10.5 支、盘的主要尺寸

分支器 型号	适用主桩 直径(mm)	单支宽度 (mm)	分支器直 径(mm)	设计盘径(mm)		支、盘高 度(mm)
				一般土	$I_L > 0.4$ 的 粘性土	
YZJ600	600~800	300	1500	1400	1300	800~600
YZJ800	800~1100	380	2000	1800	1700	1000~700

注:表中“一般土”是指 $I_L > 0.4$ 的除粘性土以外的符合 9.5.10.2 条规定的宜于成盘的土层。

9.5.10.6 支盘桩的主要构造应符合以下要求:

- 1 桩身混凝土强度等级不宜低于 C30;
- 2 桩身配筋除满足本规范第 9.5.4.3 条规定外,

1) 当主桩直径为 600~1200mm 时,截面配筋率(按主桩截面计算)可取 0.4%~0.65%;

2) 分段变截面配筋的抗压桩,钢筋截面变化处宜设置在盘底面 500mm 以下。

9.5.10.7 支盘桩单桩竖向抗压承载力特征值 R_a 应符合下列规定:

1 对于地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物,采用单桩竖向抗压静载荷试验确定;

2 对于地基基础设计等级为丙级的建筑物和初步设计时,可按下式计算:

$$R_a = u_p \sum q_{sia} l_i + \alpha \sum \psi_{pj} q_{pja} A_{pj} + \alpha q_{1ka} A_p \quad (9.5.10.7)$$

式中 u_p ——主桩桩身周长;

q_{sia} ——桩侧第 i 层土的侧阻力特征值,可按本规范附录 N 表 N.0.1 取值;

l_i ——桩穿越第 i 层土的计算厚度, $l_i = L_i - 1.2mh$;

L_i ——桩穿越第 i 层土的厚度;

m ——第 i 层土中桩身的盘数;

- h ——盘根高度；
- q_{pja} ——桩身上第 j 个盘所支承的土的端阻力特征值，可按本规范附录 N 表 N.0.2 取值；
- A_{pj} ——扣除主桩桩身截面积的第 j 个盘的水平投影面积，可按表 9.5.10.5 的设计盘径计算；
- ψ_{pj} ——第 j 个盘的端阻力修正系数，见表 9.5.10.7；
- α ——端阻系数，可取 $\alpha = 0.24$ ；
- q_{pn} ——桩端土的端阻力特征值，可按本规范附录 N 表 N.0.2 取值；
- A_p ——主桩桩端截面积。

表 9.5.10.7 盘端阻力修正系数 ψ_p

盘底土 层类别	硬塑粘 性土	可塑粘 性土	粉土	粉砂、细 砂、中粗砂	砾石土
ψ_p	0.6~0.8	0.8~1.0	0.8~1.0	0.7~0.9	0.7~0.85

9.5.10.8 对于主桩端阻与底盘阻力之和不占单桩承载力主要部分的支盘桩基础，当中心距小于 6m，且独立承台下桩数超过 9 根（含 9 根）或条形承台下排列超过两排时，可视作一假想实体深基础进行设计。

9.5.10.9 支盘桩单桩抗拔承载力特征值 R_a' 应按以下规定确定：

1 对于地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物，通过单桩竖向抗拔静载荷试验确定；

2 对于地基基础设计等级为丙级的建筑物和初步设计时，可按下式估算：

单桩或群桩呈非整体破坏时

$$R_a' = u_p \sum \lambda_i q_{sia} l_i + \beta \alpha \sum \psi_{pj} q_{pja} A_{pj} + G_{pk} \quad (9.5.10.9-1)$$

群桩呈整体破坏时，可按式(9.2.7-2)计算，其中桩群外围周长可按主桩外边缘计算。

10 沉 井

10.1 一般规定

10.1.1 沉井可用作建筑物基础、地下构筑物 and 基坑围护结构，并适用于下列情况：

1 当地基上覆土层软弱，基础持力层埋藏较深，不能采用天然地基上的浅基础，并在建筑物功能要求、施工条件和技术经济指标上比采用地基加固或其他类型基础优越时。

2 在已建浅埋基础建筑物邻近建造深埋的建筑物或设备基础时。

10.1.2 沉井按材料可分为钢筋混凝土、混凝土和砖砌体沉井。混凝土和砖砌体沉井仅适用于下沉深度较浅的小型沉井，其横截面宜采用圆形，刃脚部分仍宜采用钢筋混凝土。

10.1.3 沉井设计应符合下列规定：

1 在施工阶段应进行结构强度计算和下沉验算；

2 在使用阶段应进行结构强度计算，必要时进行裂缝开展验算；

3 施工阶段和使用阶段均应根据相应的最高水位作抗浮验算；

4 用作建筑物的深基础时，宜沉入可塑、硬塑状的粘性土、中密以上的粉土和砂土等较好的土层，并对地基承载力进行验算。当存在软弱下卧层时，尚应验算下卧层承载力。

10.1.4 沉井宜按自重下沉设计。当进行自重下沉验算时，应考虑下列作用和抗力：

1 不排水下沉：沉井自重、井壁与土层间的摩阻力和地下水

的浮力(井内水位应根据具体挖土施工方法确定);

2 井外排水下沉:沉井自重、井壁与土层间的摩阻力;

3 井内排水下沉:沉井自重、井壁与土层间的摩阻力和地下水的浮力(井壁外侧的水位应根据具体排水措施及土质条件确定)。

10.1.5 沉井结构强度计算中受到的侧压力有土压力和水压力。并按以下规定计算:

1 土压力按朗肯主动土压力计算;水压力按静水压力计算;

2 当计算刃脚向内挠曲时,作用在刃脚上的水压力,对不排水下沉,可按施工中可能出现的井内外水头差计算。对排水下沉,在不透水土层中,可按静水压力的 70% 计算;在透水土层中,可按静水压力的 100% 计算;

3 当计算刃脚向外挠曲时,可忽略刃脚外侧土压力、水压力的作用。

10.1.6 沉井侧壁与土层间的摩阻力,应根据工程地质和水文地质条件、井壁外形和施工方法等,通过试验或经验资料确定。

10.1.7 设计与施工中应采取措施防止沉井在下沉过程中出现突沉或偏斜。

10.2 计 算

10.2.1 沉井的自重下沉验算,应符合下式要求:

$$\frac{G_{k1} - F_{w1}}{T_f} \geq K \quad (10.2.1)$$

式中 G_{k1} ——沉井下沉时的结构自重;

F_{w1} ——下沉阶段地下水的浮力;

T_f ——井壁外侧与土层间的总摩阻力;

K ——下沉系数,取 1.05~1.25,淤泥质土中取小值,土质条件较好时取大值。

10.2.2 当下沉系数较大、在软弱土层中下沉或沉井可能发生突沉时,除应采取合理的施工措施外,尚应根据施工情况进行沉井的下沉稳定验算:

$$K' = \frac{G_{k1} - F_{w1}}{T_f + R_f} \quad (10.2.2)$$

式中 R_f ——沉井刃脚、隔墙和横梁下地基土反力之和;

K' ——沉井下沉过程中的下沉稳定系数,取 0.8~0.9。

设计中,当考虑利用隔墙或横梁作为防止突沉的措施时,隔墙或横梁底面与井壁刃脚底面的距离宜为 0.5m。

10.2.3 当沉井抗浮验算不计井壁与土层间的摩阻力时,应满足下式要求:

$$\frac{G_k}{F_{w2}} \geq 1.05 \quad (10.2.3)$$

式中 G_k ——沉井在封底后或使用阶段的自重;

F_{w2} ——沉井封底后或使用阶段可能出现的最高地下水位的浮力。

10.2.4 当沉井作为建筑物的深基础时,应按下式进行地基承载力计算:

$$F_k + G_k \leq f_a A \quad (10.2.4)$$

式中 F_k ——荷载效应标准组合时作用于沉井基础顶面的竖向力;

G_k ——沉井在使用阶段的自重;

f_a ——地基承载力特征值;

A ——沉井基础底面面积。

10.2.5 沉井刃脚的内力计算,应按下列四种情况确定:

1 当沉井将沉至设计标高,刃脚下的土已被掏空时,刃脚竖向的向内挠曲弯矩设计值,可按下列式计算:

$$M_1 = \frac{1}{6} (2P_{11} + P_{12}) h_1^2 \quad (10.2.5-1)$$

式中 M_1 ——刃脚根部的竖向弯矩设计值;

P_{11} ——刃脚底端处的水平向侧压力设计值；

P_{12} ——刃脚根部处的水平向侧压力设计值；

h_1 ——刃脚高度。

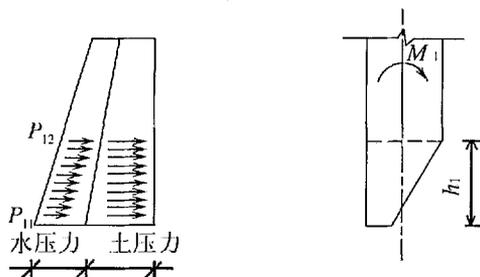


图 10.2.5-1 刃脚竖向的向内挠曲

2 当沉井下沉途中、刃脚已切入土中时，应验算刃脚向外挠曲的强度，可按自重作用下刃脚斜面承受水平推力作用的悬臂梁计算：

$$V_1 = g - V_2 \quad (10.2.5-2)$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{2a}{b} \quad (10.2.5-3)$$

$$H = V_2 \tan(\alpha - \beta) \quad (10.2.5-4)$$

$$M_1 = H \left(h_1 - \frac{h}{3} \right) + gD \quad (10.2.5-5)$$

式中 M_1 ——刃脚根部的竖向弯矩设计值；

V_1 ——单位周长刃脚踏面竖向土反力设计值；

V_2 ——单位周长刃脚斜面竖向土反力设计值；

g ——刃脚底面竖向土反力设计值的合力，其值可取单位井壁宽度上的沉井自重设计值（按全井高度计算），不排水下沉时应扣除浮力；

H ——单位周长刃脚内侧的水平反力设计值；

h ——沉井下沉途中，刃脚的入土深度，可按刃脚高度计

算；当刃脚高度大于 1.0m 时，可按 1.0m 计算；

h_1 ——刃脚高度；

a ——刃脚的踏面宽度；

b ——刃脚斜面的入土深度 h 的水平投影宽度；

α ——刃脚斜面的水平夹角；

β ——刃脚斜面与土的外摩擦角，一般可取 20° 计算；

D ——刃脚底面竖向土反力设计值合力的作用点至刃脚根部截面中心距离。

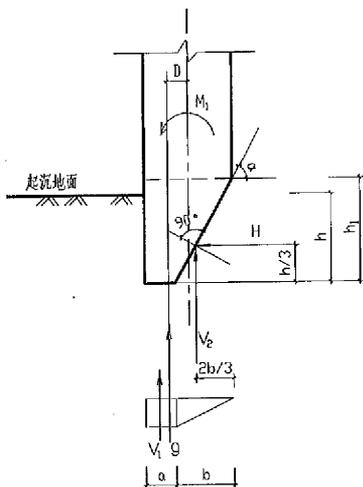


图 10.2.5-2 刃脚竖向的向外挠曲

3 对于圆形沉井的刃脚，尚应计算环向拉力，其值可按式计算：

$$N_1 = Hr_1 \quad (10.2.5-6)$$

式中 N_1 ——刃脚的环向拉力设计值；

H ——刃脚内侧的水平推力设计值，按公式(10.2.5-4)计算；

r_1 ——刃脚的计算半径，可按刃脚截面的平均中心处计算。

4 刃脚内侧设有竖肋、墙或框架时,其内力可根据具体情况按悬臂板或三边固定而底边自由的双向板计算。

10.2.6 沉井井壁的竖向内力,当沉井制作不使用承垫木支承时,可按弹性地基梁计算;当沉井制作使用承垫木支承时,可按下列规定计算:

1 矩形沉井

1) 当承垫木分别支承于两短边上、长边及长边的中点时,井壁的竖向弯矩和剪力,可按图 10.2.6 的三种计算简图分别计算确定;

2) 当沉井内有横隔墙或横梁时,其重力均作为集中力作用在井壁相应的位置上;

3) 当井壁的跨高比小于等于 2 时,井壁应按深梁计算。



图 10.2.6 井壁竖向内力计算简图

2 圆形沉井

1) 井壁的竖向弯矩、剪力和扭矩,应根据下沉前的支承情况,按连续水平圆弧曲梁进行计算;

2) 当支承点为四个,并互为 90° 时,其最大内力值可按下列公式计算:

$$M_0 = 0.035 \pi g r_b^2 \quad (10.2.6-1)$$

$$M_S = 0.068 \pi g r_b^2 \quad (10.2.6-2)$$

$$T = 0.011 \pi g r_b^2 \quad (10.2.6-3)$$

$$V_S = 0.025 \pi g r_b \quad (10.2.6-4)$$

式中 M_0 ——跨中最大弯矩设计值;

M_S ——支座弯矩设计值;

T ——最大扭矩设计值;

V_s ——最大剪力设计值；

g ——单位井壁宽度上的沉井自重设计值(按全井高度计算)；

r_D ——井壁的计算半径,可取至井壁厚度的中心处。

3 当土层复杂、上部有较硬土层、沉井上部有可能被四周土体嵌固时,应计算井壁竖向受拉强度。沉井井壁的竖向拉力,可按作用在井壁外侧的摩阻力沿井壁入土深度呈倒三角形分布确定:

1) 对于等截面的井壁,最大竖向拉力 N_{\max} 等于沉井自重的 $1/4$,位于沉井入土深度的一半处:

$$N_{\max} = \frac{G}{4} \quad (10.2.6-5)$$

式中 G ——沉井下沉时的自重设计值。

注:井壁上有预留洞时,应验算孔洞削弱断面。

2) 对于变截面的井壁,应在截面变化处进行竖向拉力计算,根据最大拉力值配置井壁内的竖向钢筋。井壁的竖向拉力可按下式计算:

$$N_x = G_x - \frac{1}{2} f_x x u \quad (10.2.6-6)$$

式中 N_x ——距刃脚底面 x 处截面的竖向拉力设计值;

G_x ——计算截面(x 处)至刃脚底面部分的井壁自重设计值;

f_x ——计算截面处的摩阻力设计值;

x ——计算截面至刃脚底面的距离;

u ——井壁外侧的周长。

4 当沉井作为建筑物的深基础时应根据作用于沉井顶面的竖向力设计值,对井壁进行轴压或偏压的强度验算。

10.2.7 沉井井壁的水平向内力,应按施工和使用阶段的受力情况分别计算,择其最大值进行设计。

1 矩形沉井

将井壁视为封闭的水平框架,承受井壁外侧的土、水侧压力,

在同一深度处的侧压力可认为是均匀分布的。沿沉井高度分段计算弯矩、剪力和轴向力；

2 不带隔墙的圆形沉井

将井壁视为封闭的水平圆环,宜考虑井圈周边的侧压力是不均匀分布的(图 10.2.7)。可按下列公式沿沉井高度分段计算弯矩和轴向力：

$$N_{Ai} = 1.314 P_{Ai} r_D \quad (10.2.7-1)$$

$$M_{Ai} = -0.060 P_{Ai} r_D^2 \quad (10.2.7-2)$$

$$N_{Bi} = 1.200 P_{Ai} r_D \quad (10.2.7-3)$$

$$M_{Bi} = -0.055 P_{Ai} r_D^2 \quad (10.2.7-4)$$

式中 N_{Ai} —— i 深度处,承受较小侧压力的 A 截面上的轴向力设计值；

M_{Ai} —— i 深度处,承受较小侧压力的 A 截面上的弯矩设计值,以井壁外侧受拉取负值；

N_{Bi} —— i 深度处,承受较大侧压力的 B 截面上的轴向力设计值；

M_{Bi} —— i 深度处,承受较大侧压力的 B 截面上的弯矩设计值,以井壁外侧受拉取负值；

P_{Ai} —— i 深度处,A 点外侧的侧压力设计值,可按本规范第 10.1.5 条计算。

10.2.8 刃脚根部以上高度等于井壁厚度范围的井壁,在施工阶段所受的水平力,除考虑作用于该段的土压力和水压力外,尚应考虑刃脚根部传来的水平剪力。

10.2.9 水下封底素混凝土厚度,可按下式计算：

$$h_t = \sqrt{\frac{7.0M_t}{bf_t}} + h_u \quad (10.2.9)$$

式中 h_t ——封底素混凝土厚度；

M_t ——每米宽度内最大弯距的设计值；

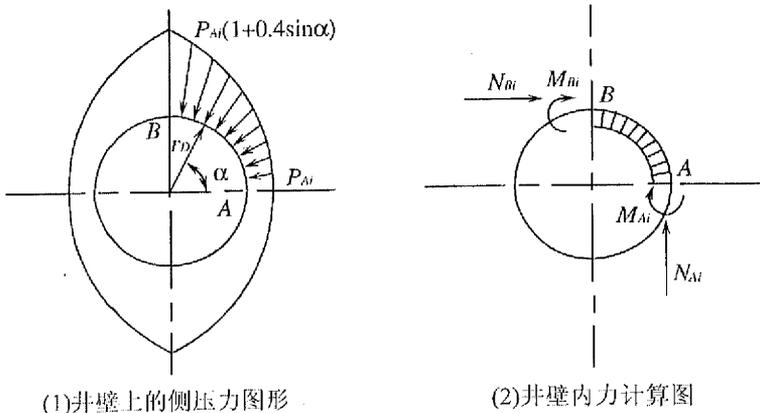


图 10.2.7 图形沉井井壁计算图

b ——计算宽度,可取 1m;

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值;

h_u ——施工余量,可取 0.3~0.5m。

10.2.10 水下封底素混凝土与井壁间的连接,宜按铰支承考虑。水下封底素混凝土的最大弯矩设计值,由下列情况确定:

- 1 对于矩形沉井,可按单向板或双向板计算;
- 2 对于不带隔墙的圆形沉井,按圆板考虑,可采用下式计算:

$$M_t = 0.1875qr^2 \quad (10.2.10)$$

式中 q ——向上作用于封底素混凝土的均布荷载设计值。取施工时最大静水压力减去封底素混凝土均布自重值;

r ——圆板的计算半径。

10.2.11 当沉井下沉达到设计标高,刃脚已插入不透水的粘土层中时,可采用干封底,但不透水层的厚度应符合下式要求:

$$A\gamma Z + cuZ > A\gamma_w H_w \quad (10.2.11)$$

式中 A ——沉井的底面面积;

γ ——不透水土层的重度;

Z ——刃脚底端以下不透水土层的厚度;

- c ——不透水土层的粘聚力；
 u ——沉井刃脚底面内侧的周边长度；
 γ_w ——水的重度；
 H_w ——透水层的水头高度。

10.2.12 沉井钢筋混凝土底板与井壁的连接,宜按铰支承考虑;当底板与井壁有可靠的整体连接措施(由井壁预埋钢筋连接等)时,可按弹性固定或固定支承考虑。作用于底板的荷载取使用阶段的最大平均土反力,不计井壁外侧与土层间的摩阻力。根据底板的几何形状按单向板、双向板或圆板计算其内力。

10.2.13 对钢筋混凝土底板进行强度计算时,不考虑底板与封底混凝土的共同作用。

10.3 基本构造要求

10.3.1 沉井基本构造要求:

- 1 沉井平面宜对称布置,矩形沉井的长宽比不宜大于3;
- 2 砖沉井采用砖的强度等级不宜低于 MU10,砂浆强度等级不应低于 M5.0,井壁外侧抹面宜用 1:2 水泥砂浆;
- 3 钢筋混凝土沉井采用混凝土的强度等级不应低于 C20,最小配筋率为 0.15%;构造钢筋的直径不宜小于 8mm;
- 4 钢筋混凝土沉井的井壁与后浇隔墙的连接处,宜在井壁上加设腋角,并预留凹槽和连接钢筋。预留连接凹槽的深度,不宜小于 25mm;连接钢筋的直径和间距,应与隔墙内的水平向钢筋的布置一致;
- 5 沉井宜一次制作,一次下沉。钢筋混凝土沉井采用分节浇筑时,连接处应配置接缝钢筋,该处的混凝土不考虑承受拉力。地基覆盖层较软弱时,沉井底节的高度应通过验算确定,防止超沉;
- 6 刃脚踏面宽度,一般为 150~300mm,刃脚斜面与水平面的夹角,一般为 45°~60°;遇软弱土层时,刃脚踏面宽度不宜小于

200mm,其斜面与水平面的夹角宜取 45° ;

7 刃脚的配筋,应符合下列规定:

1)刃脚的竖向钢筋应设置在环向钢筋的外侧,沿刃脚两侧布置,并应伸过计算截面与井壁的竖向钢筋互相连接,或锚入刃脚根部以上,锚入长度不应小于刃脚高度,且不少于 1.5m;

2)刃脚的内、外层竖向钢筋间,应设置横向联系拉筋;拉筋的竖向间距,可取与水平向钢筋的间距一致,水平向间距可取 2~3 倍竖向钢筋的间距;

3)刃脚竖向钢筋的配筋率,不得少于刃脚根部混凝土横截面面积的 0.15%;

4)刃脚底端的水平钢筋应适当加强,不宜少于井壁的水平钢筋,也不宜少于刃脚竖向钢筋的 50%。对于矩形沉井,在刃脚转角处宜设置腋角和斜向拉筋;

5)当沉井需穿越坚硬土层时,宜在刃脚踏面的外缘设置角钢护角。

11 基坑支护

11.1 一般规定

11.1.1 基坑支护工程的设计与施工应综合考虑工程地质与水文地质条件、基坑开挖深度及形状尺寸、地下结构形式、基坑周边荷载、周边环境及地区的已有工程经验等因素,做到因地制宜、合理设计、精心施工、严格监测。

11.1.2 基坑工程根据其重要性分为三个安全等级:

1 符合下列条件之一时,属一级基坑工程:

- 1)软土地区基坑开挖深度大于8m时;
- 2)支护结构作为主体结构的一部分时;
- 3)在基坑开挖影响范围内有重要建(构)筑物或需严加保护的管线时。

2 开挖深度小于5m,且周围环境无特别要求时,属三级基坑工程;

3 除一级和三级以外的均属二级基坑工程;

4 对应于基坑工程安全等级的重要性系数 γ_0 为:

一级, $\gamma_0=1.1$;二级, $\gamma_0=1.0$;三级, $\gamma_0=0.9$ 。

11.1.3 基坑工程设计前应具备下列资料:

- 1 场地的工程勘察报告;
- 2 工程用地红线图、建筑总平面图、地下结构施工图、道路和管线详图;
- 3 邻近建筑物和地下设施的类型、基础型式、结构特征及其与基坑的相对位置。

11.1.4 基坑工程设计应包括下列内容：

- 1 支护体系方案的技术经济比较和选型；
- 2 支护结构的强度、稳定和变形计算；
- 3 基坑内外土体的稳定性验算；
- 4 基坑降水设计、止水帷幕设计或围护墙的抗渗设计；
- 5 基坑内外土体的变形及其对工程桩和周边环境影响的估价和预防措施；
- 6 基坑开挖施工方法的可行性及基坑施工过程中的监测要求。

11.1.5 基坑工程设计应考虑下列作用效应：

- 1 土压力；
- 2 水压力(包括静水压力、渗流压力、承压水压力)；
- 3 地面荷载；
- 4 开挖影响范围内的建筑物荷载；
- 5 施工荷载；
- 6 邻近基础施工的影响；
- 7 温度影响；
- 8 作为永久结构使用时应按有关规范考虑相关荷载作用。

11.1.6 基坑支护设计宜考虑空间和时间效应。

11.1.7 支护结构侧压力计算应考虑下列因素：

- 1 土的物理力学性质(包括土的重度、抗剪强度指标等)；
- 2 支护结构相对土体的变位的大小、方向；
- 3 地面坡度、地面荷载和邻近建(构)筑物的荷载；
- 4 地下水位、渗流及其变化；
- 5 支护体系的刚度和插入深度；
- 6 挡墙和土体间的摩擦特性；
- 7 基坑工程的施工方法和施工顺序。

11.1.8 侧压力应根据不同类型土层、排水条件分别采用以下方法计算：

1 对淤泥、淤泥质土,应采用土的不排水试验强度指标和饱和重度按水土合算计算;

2 对砂土,应采用有效应力强度指标和土的有效重度按水土分算原则计算;

3 对粉土、粘性土等,宜采用有效应力强度指标和土的有效重度按水土分算原则计算。有工程经验时,也可采用三轴固结不排水试验总应力强度指标按水土合算原则计算。

11.1.9 主动土压力和被动土压力可采用朗肯土压力理论计算。对于支护结构位移有严格限制时,应采用中间土压力。

11.1.10 土方开挖完成后应立即对基坑进行封闭,防止水浸和暴露,并应及时进行地下结构施工。基坑土方开挖应严格按照设计要求进行,不得超挖。基坑周边超载不得超过设计荷载限制条件。

11.1.11 基坑工程应干燥施工,隔渗及降水时需防止管涌和承压水引起的破坏,避免或减少降水对周围环境的不利影响。

11.1.12 本章未做详细规定或未列入之内容,可参照浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》(DB 33/T1008—2000)。

11.2 设计计算

11.2.1 应根据场地的实际土层分布、地下水条件、环境控制条件,按基坑开挖施工过程的实际工况设计。支护结构构件截面设计时应取荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数。

11.2.2 当场地环境条件允许,降水后不会对相邻建筑物、道路及管线产生不利影响时,可采用放坡开挖。深度较大时,可分级放坡并设置过渡平台。

11.2.3 土钉墙及复合土钉墙一般适用于安全等级为二、三级的基坑,使用期限一般不超过 18 个月。土钉墙的设计一般包括下列内容:

1 土钉的设计计算,包括土钉直径、长度、间距、倾角及布置

等；

- 2 墙体的内部整体稳定性分析与外部整体稳定性分析；
- 3 喷射混凝土面层的设计计算以及土钉与面层的连接计算；
- 4 注浆体强度和注浆方式。

11.2.4 水泥土挡墙宜用于场地较为开阔、周围环境保护要求不严、坑深不大于 7m、搅拌机械力所能及的软弱土层。水泥土重力式挡墙的计算应包括如下内容：抗倾覆稳定验算、抗滑移稳定验算、整体稳定验算、坑底抗隆起稳定验算、抗渗流稳定验算、水泥土墙身强度和墙下土层承载力验算等。

11.2.5 桩墙式支护结构由围护墙结构及支撑系统组成，常用型式有悬臂式、内撑式和锚拉式。围护墙结构分桩排式结构和墙式结构。

11.2.6 桩墙式支护结构的设计主要包括如下内容：

- 1 围护墙插入深度计算；
- 2 基坑底部土体的抗隆起稳定性验算；
- 3 基坑底部土体的抗管涌稳定性验算；
- 4 围护墙的抗倾覆稳定性验算；
- 5 基坑整体稳定验算；
- 6 围护墙结构的内力及变形计算；
- 7 支撑体系的结构内力、变形及稳定性计算；
- 8 支撑竖向立柱的结构内力、变形及稳定性计算；
- 9 围护墙、支撑、围檩等构件的截面设计；
- 10 基坑开挖对周围环境的影响估算。

11.2.7 围护墙结构内力及变形宜采用弹性地基梁基床系数法计算，也可采用极限平衡法计算。

11.2.8 基坑整体稳定性验算可采用普通条分法。

11.2.9 支护结构的内支撑必须采用稳定的结构体系和连接构造，其刚度应满足变形计算要求。

11.2.10 内支撑结构的选型与布置应综合考虑基坑形状、开挖深

度、周围环境及施工顺序等因素,并尽可能对称、均匀布置;水平支撑体系的平面布置方式通常有对撑、桁架式对撑、角撑、桁架式角撑及内环形支撑等形式;竖向斜撑体系中斜撑与水平面的夹角一般不宜超过 35° ,软土地区不宜大于 26° 。

11.2.11 内支撑结构体系的设计计算:

1 支撑体系的水平荷载应包括由围护墙传来的侧向压力、钢支撑预压力,并宜考虑温度变化的影响;竖向荷载包括支撑结构的自重和设计活荷载;

2 水平荷载作用下支撑体系可按封闭的平面框架计算其内力和变形。当周边水平荷载不均匀分布,或支撑刚度在平面内分布不均匀时,可在适当位置加设水平约束;

3 对现浇的钢筋混凝土支撑体系,支撑节点可按刚接点考虑,支撑杆件的抗弯刚度取弹性刚度乘以折减系数 $0.6\sim 0.8$;对钢支撑结构体系,当采用分段拼装或拼接点的构造不能满足截面等强度连接要求时,支撑节点应按铰接考虑;

4 在竖向荷载作用下,支撑构件的内力和变形可按多跨连续梁计算,计算跨度取相邻立柱中心距;

5 对于平面形状接近矩形且相互正交的支撑体系,其对撑轴力可近似取沿围檩梁长度方向均匀分布的水平反力乘以支撑中心距;围檩梁内力和变形可按多跨连续梁计算,计算跨度取相邻水平支撑的中心距。

11.2.12 土层锚杆设计应符合以下要求:

1 锚杆宜选用纲绞线、高强钢丝或高强螺纹钢筋,并宜施加预应力。锚固段宜设置于粘性土、粉土及砂土层中,不宜设置在淤泥或淤泥质土层中;

2 锚杆上下排垂直间距不宜小于 2.0m ,水平间距不宜小于 1.5m ;锚固体上覆土层不宜小于 4.0m ;锚杆倾角宜为 $15^{\circ}\sim 35^{\circ}$;

3 土层锚杆的总长度由自由段长度和锚固段长度组成。锚杆自由段长度,应取超过滑裂面 $0.5\sim 1.0\text{m}$ 长度,且不小于 5.0m ;

计算锚杆的锚固段长度时,土体与锚固体的极限摩阻力标准值,应根据试验确定,也可参考浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》(DB 33/T1008—2000)。

11.3 地下连续墙

11.3.1 地下连续墙用作基坑围护结构时,除应按本规范第 11.1 节和第 11.2 节的有关要求设计外,还应包括如下内容:

- 1 单元槽段的平面形状和成槽长度;
- 2 各单元墙幅之间的接头型式及构造;
- 3 作为主体结构的一部分时,与主体结构构件的连接构造。

11.3.2 地下连续墙单元槽段平面形状有一字形、L形、T形以及折线形等,现浇钢筋混凝土一字型槽段的成槽长度不宜大于 8m。

11.3.3 地下连续墙各单元墙幅之间的连接,一般可采用不传递应力的普通接头,如锁口圆弧形和波形接头等。当遇到以下特殊情况时,应采用符合使用功能的其他接头型式:

- 1 防水要求较高时,应采用防水接头;
- 2 当接头间要求传递面内剪力时,可采用带穿孔的十字钢板抗剪接头;
- 3 当接头间要求传递面外剪力或弯矩时,可采用带端板的钢筋搭接接头。

11.3.4 地下连续墙作为主体结构的一部分时,应与主体结构有可靠连接。设计应对地下墙与主体结构基础沉降的适应性进行预估,必要时采取墙底注浆措施。

11.3.5 地下连续墙的厚度不宜小于 600mm,墙身混凝土强度等级不应小于 C20。

11.3.6 地下连续墙两侧的混凝土保护层不宜小于 60mm。

11.3.7 受力钢筋应采用 HRB335 钢筋,直径不宜小于 20mm;构造钢筋可采用 HPB235 钢筋,直径不宜小于 14mm。

11.3.8 单元槽段的钢筋笼应装配成一个整体。必须分段时,宜采用焊接搭接接头,接头位置宜选在受力较小处,并相互错开。当采用搭接接头时,接头的最小搭接长度不宜小于 $45d$;当在同一断面搭接时,最小搭接长度为 $70d$,且不小于 $1.5m$ 。

11.3.9 地下连续墙与主体结构构件连接可采用墙内预埋钢筋、接驳器、钢板等方式。预埋钢筋宜采用 HPB235 钢筋,直径不宜大于 $20mm$,间距不宜小于 $150mm$,钢筋扳直后不得留有硬弯;连接钢筋直径大于 $20mm$ 时,宜采用接驳器连接。

11.3.10 钢筋笼端部与接头管或相邻槽段混凝土接头面之间应留有不大于 $150mm$ 的间隙。钢筋笼下端 $500mm$ 长度范围内宜按 $1:10$ 收成闭合状。钢筋笼下端与槽底之间宜留有不小于 $500mm$ 的间隙。

11.3.11 地下连续墙的墙体混凝土抗渗等级不宜小于 S_6 级。

11.4 基坑工程逆作法

11.4.1 逆作法适用于主体工程建设或周边环境有特殊要求的基坑工程。

11.4.2 逆作法设计应与施工及主体工程设计等密切配合。围护墙宜采用地下连续墙,并宜与主体工程地下室外墙相结合。

11.4.3 楼盖

1 支护结构的支撑系统可全部或部分利用主体工程地下结构的梁板体系;

2 混凝土楼盖应预留出土孔、吊物孔等施工用洞口,并对洞口周边进行加固;

3 应对混凝土楼盖在施工期间承受水平力以及施工阶段的垂直荷载、楼板自重等组合荷载的状况进行验算,必要时采取加固补强措施;

4 同层梁板标高有差异时,应设置可靠的水平力传递转换结

构。

11.4.4 临时立柱

1 在有条件时可以利用工程桩内设由型钢组成的格构柱或钢管砼柱作为临时立柱支撑；

2 临时立柱的平面布置应使主体结构梁板体系在逆作法施工过程中的受力状况与使用状况尽量一致,必要时应对主体结构构件采取加强措施；

3 临时立柱宜设于地下室结构柱的截面中心处,当一根结构柱下需设置多根临时立柱时,立柱群的重心应尽量与结构柱的重心重合,立柱群与结构柱交汇处应设置转换承台；

4 临时立柱的沉降,应满足主体结构的受力和变形要求；

5 临时立柱应在地下主体结构竖向承重体系完全建立,主体结构各构件的受力符合设计要求后才能拆除。

12 减少建筑物受到地基变形危害的措施

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于软弱地基上的建筑物。

12.1.2 为预防软弱地基变形引起建筑物的结构损坏或过大的整体倾斜,影响正常使用甚至危及安全,设计时,必须考虑上部结构与地基基础的共同作用,并对建筑体型、荷载情况、结构类型和地质条件进行分析,确定合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和施工要求。

12.1.3 在设计和施工中,必须考虑新建建筑物的地基变形对相邻建筑物的不利影响,并采取可靠措施,保证相邻建筑物的安全和正常使用。

12.1.4 对可变荷载较大的构筑物(如料仓、油罐等)使用期间应根据沉降情况控制加载速率和加载间隔时间,或调整可变荷载分布,以避免过大倾斜。

12.2 建筑措施

12.2.1 在满足使用和其他要求的前提下,建筑体型应力求简单。当建筑体型比较复杂时,宜根据其平面形状和高度差异情况,在适当部位用沉降缝将其划分成若干个刚度较好的单元;当高度差异或荷载差异较大时,可将两者隔开一定距离,当拉开距离后的两单元必须连接时,应采用能自由沉降的连接构造。

12.2.2 建筑物的下列部位宜设置沉降缝:

- 1 建筑平面的转折部位;

- 2 建筑高度或荷载差异较大处；
- 3 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位；
- 4 地基土的压缩性有显著差异部位；
- 5 建筑结构或基础类型不同处；
- 6 分期建造房屋的交界部位。

沉降缝应有足够的宽度,且应符合防震缝的要求。当采用浅基础时,沉降缝的宽度可取 $0.008H_g$ (H_g 为自室外地面至较低建筑物檐口的高度),但不小于 60mm。

12.2.3 相邻建筑物最小净距可按表12.2.3选用。

表 12.2.3 相邻建筑物基础间的净距(m)

影响 建筑的预估 平均沉降量 s (mm)	被影响建筑的 长高比	$2.0 \leq L/H_f < 3.0$	$3.0 \leq L/H_f < 5.0$
	70~150		2~3
160~250		3~6	6~9
260~400		6~9	9~12
>400		9~12	≥ 12

注:1.表中 L 为建筑物长度或沉降缝分开的单元长度(m), H_f 为自基础底面标高算起的建筑物高度(m);

2.当被影响建筑物的长高比为 $1.5 \leq L/H_f < 2.0$ 时,基础间的净距可适当减少;

3.当被影响建筑物对倾斜有严格要求时,其基础间的净距应按倾斜允许值计算确定,且不宜小于 12.0m。

12.2.4 建筑物各组成部分的标高,应根据可能产生的不均匀沉降采取下列相应措施:

1 室内地坪和地下设施的标高,应根据预估沉降量予以提高。建筑物各部分(或设备之间)有联系时,可将沉降较大者标高

提高;

2 建筑物与设备之间,应留有足够的净空。当建筑物有管道穿过时,应预留足够尺寸的孔洞或采用柔性的管道接头等。

12.3 结构措施

12.3.1 为预防和减少因地基变形引起建筑物的不均匀沉降和倾斜,基础设计有下列要求:

1 建筑物的框架内填充墙宜采用轻质材料;

2 同一结构单元宜采用同一类型基础,并宜设置在同一持力层上;

3 基础宜浅埋,充分发挥“硬壳层”作用,并减少基础覆土。设置地下室或半地下室,或采用架空地板代替室内的回填土,减轻自重;

4 增强基础整体刚度。调整基础面积,减少基底附加应力。

12.3.2 对于建筑体型复杂、荷载差异较大的结构形式,以及对不均匀沉降和倾斜要求严格的建筑物,可采用箱基、桩基、筏基等加强基础整体刚度,减少不均匀沉降。

12.3.3 由主楼和裙房组成的高层建筑,在使用上要求连成整体的情况下,可采取下列措施,以预防和减少地基变形引起的结构损坏:

1 裙房基础从刚度较大的主楼基础上挑出;

2 在主楼与群房之间的合适位置设置后浇带。

12.3.4 对于砌体承重结构的房屋,可采用下列措施,增强整体刚度和强度:

1 三层及三层以上的房屋,其房屋总高度与宽度之比不宜大于2.5(单面走廊房屋的总宽度,不包括悬挑走廊宽度)。建筑平面接近正方形时,其高宽比宜适当减小;

2 三层及三层以上的房屋,其长高比 L/H_f 宜小于或等于

2.5,当房屋的长高比为 $2.5 < L/H_f \leq 3.0$ 时,应尽量做到纵墙不转折,内横墙间距不宜过大;

3 墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁或钢筋砖圈梁;

4 在墙体上开洞时,宜在开洞部位配筋或采用构造柱及圈梁加强。

12.3.5 圈梁的设置应按下列要求:

1 在多层房屋的基础和顶层处宜各设置一道,其他各层可隔层设置,必要时也可层层设置;单层工业厂房、仓库,可结合基础梁、联系梁、过梁等酌情设置;

2 圈梁应设置在外墙、内纵墙和主要承重横墙上,并宜在平面内联成封闭系统。

12.3.6 在建筑物范围内具有地面荷载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计,应考虑由于地面荷载所产生的地基不均匀变形及其对上部结构的不利影响。当有条件时,宜利用堆载预压过的建筑场地。

12.3.7 地面堆载应均衡,避免大量、迅速和集中堆放,并应根据使用要求、堆载特点、结构类型和地质条件确定允许堆载量和范围,堆载量不应超过地基承载力特征值,严禁超载。堆载不宜压在基础上。

12.3.8 厂房和仓库的结构设计,可适当提高柱、墙的抗弯能力,增强房屋的刚度。对于中、小型仓库,宜采用静定结构。

12.3.9 当地面堆载较大,其产生的附加沉降有可能妨碍建筑物正常使用时,应对堆载引起的附加沉降进行验算,并可根据条件需要,选择采用下列措施:

1 堆载地坪下采用地基加固措施;

2 主体结构采用桩基,并应考虑地面堆载对桩基的影响;

3 对于在使用过程中允许调整吊车轨道的单层钢筋混凝土工业厂房和露天车间的天然地基设计,须考虑在使用过程中垫高或移动吊车轨道和吊车梁的可能性。应增大吊车顶面与屋架下弦

间的净空和吊车边缘与上柱边缘间的净距,当地基土平均压缩模量 E_s 为 3MPa 左右、地面平均荷载大于 25kPa 时,净空宜大于 300mm,净距宜大于 200mm。并按吊车轨道可能移动的幅度,加宽钢筋混凝土吊车梁腹部及配置抗扭钢筋。

12.4 施工要求

12.4.1 相邻建筑物荷载或基础埋置深度差异较大时,宜先建深后建浅,先建重、高部分,后建轻、低部分。同一建筑物各部分施工加载应基本均衡,必要时可控制加载速度。

12.4.2 基坑(槽)的开挖,应分层分段进行,并应考虑由于卸载引起的坑底回弹和边坡的稳定。同时保护好基础底面的土层,尽量减少扰动。

12.4.3 当施工中采用降排水措施时,应考虑降排水对周围建筑物和管线造成的影响。

12.4.4 建筑场地需大面积填土时,宜在建筑物施工前三个月完成,回填土应分层压(夯)实,并应符合本规范第 6.3 节要求。

12.4.5 采用挤土桩或部分挤土桩时应考虑桩基施工对周围建筑物、管线的影响。

13 建筑物受到地基变形危害的补救

13.1 一般规定

13.1.1 建筑物受到地基变形危害是指地基变形超过建筑物地基变形允许值并影响建筑物安全和正常使用的情況。

13.1.2 在实施补救方案前,应收集下列资料:

- 1 建筑物的沉降观测资料;
- 2 建筑结构受损情况(如裂缝位置、长度、宽度、深度及数量、建筑物倾斜的方向和数值、产生上述情况的起始日期、发展情况等);
- 3 建筑物受害部位的照片。

13.1.3 在对建筑物受到地基变形危害采取补救措施时,应考虑危害的性质、程度和原因、上部结构和基础的类型、建筑物的整体刚度、荷载情况、工程地质和水文地质条件、施工条件和环境因素等。

13.1.4 在实施补救方案过程中,必须进行相应的现场监测工作,根据监测结果指导施工,确保施工期间的安全和工程质量。监测工作主要包括下列内容:

- 1 建筑物的沉降、倾斜和裂缝观测;
- 2 建筑物内及周围地面的沉降和裂缝观测;
- 3 地下水位观测;
- 4 可能受影响的相邻建筑物的变形和裂缝观测。

13.2 锚杆静压桩

13.2.1 锚杆静压桩适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土和人工

填土等地基土。

13.2.2 单桩竖向承载力特征值可通过单桩载荷试验确定。当无试验资料时,可参照本规范有关规定估算。

13.2.3 桩位布置应尽量靠近墙体或柱子。设计桩数应根据上部结构荷载及单桩承载力特征值计算确定;压桩力不得大于该加固部分的结构自重。压桩孔宜为上小下大的正方棱台状,其孔口每边宜比桩截面边长大 50~100mm。

13.2.4 桩应到达设计持力层深度。压桩力对粘性土宜大于本规范规定的单桩竖向承载力特征值的 1.2 倍,对其他土则宜大于单桩竖向承载力特征值的 1.5 倍。

13.2.5 当既有建筑基础强度不满足压桩要求时,应对基础进行加固补强,也可采用新浇筑钢筋混凝土挑梁或抬梁作为压桩的承台。

13.2.6 桩身构造应符合下列要求:

- 1 桩身材料可采用钢筋混凝土、预应力钢筋混凝土或钢材;
- 2 钢筋混凝土桩宜采用方形,其边长宜为 200~300mm;
- 3 每节桩长应根据现场施工净空以及压桩反力架高度确定,宜取 2~3m;
- 4 桩混凝土强度等级不应低于 C30;
- 5 桩内主筋应按计算确定,当方桩截面边长为 200 mm 时,配筋不应少于 4 ϕ 10;当边长为 250 mm 时,配筋不应少于 4 ϕ 12;当边长为 300 mm 时,配筋不应少于 4 ϕ 16;
- 6 桩接头宜采用焊接接头,桩节的两端均应设置预埋连接件。

13.2.7 原基础承台除应满足强度要求外,尚需符合下列规定:

- 1 承台厚度不宜小于 350mm,承台周边至边桩的净距不宜小于 200mm;
- 2 当压桩孔位于基础边角或基础转角外侧,且压桩力较大时,应在压桩孔四周的基础底面设置放射状的受拉构造钢筋。

13.2.8 桩与承台的连接应符合下列要求:

1 桩顶嵌入承台内长度应为 50~100mm,当桩承受拉力或有特殊要求时,应在桩顶四周增设锚固筋,桩端连接也应满足承受拉力设计要求,伸入承台长度应满足钢筋锚固要求;

2 压桩孔内应采用 C30 微膨胀早强混凝土浇灌密实;

3 当原基础厚度小于 350mm 时,封桩孔应用 2 ϕ 16 钢筋交叉焊接于锚杆上,并应在浇筑压桩孔混凝土的同时,在桩孔顶面以上浇筑桩帽,厚度不宜小于 150mm;

4 锚杆静压桩施工结束后宜采用预应力封桩。

13.2.9 锚杆可用光面直杆镦粗螺栓或焊箍螺栓,并应符合下列要求:

1 当压桩力小于 400kN 时,可采用 M24 锚杆;当压桩力为 400~500kN 时,可采用 M27 锚杆;

2 锚杆螺栓的锚固深度,可采用 10~12 倍螺栓直径,并不应小于 300mm;锚杆露出承台顶面长度应满足压桩机具要求,一般不应小于 120mm;

3 锚杆螺栓在锚杆孔内的粘结剂可采用环氧砂浆、硫磺胶泥或结构胶粘结剂等;

4 锚杆与压桩孔及承台边缘的距离不应小于 200mm。

13.2.10 锚杆静压桩质量检验应符合下列规定:

1 最终压桩力与桩压入深度应符合设计要求;

2 桩身和封桩混凝土应符合设计要求。

13.3 树根桩

13.3.1 树根桩适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、碎石土及人工填土等地基土的处理与基础加固。

13.3.2 树根桩直径宜为 150~300mm,桩长不宜超过 30m,桩的布置可采用直桩型或网状结构斜桩型。

13.3.3 树根桩的单桩竖向承载力特征值可通过单桩载荷试验确定。当无试验资料时,也可参考本规范的有关规定估算。

树根桩的单桩竖向承载力特征值的确定,尚应考虑既有建筑的地基变形条件和桩身材料的强度要求。

13.3.4 桩身混凝土抗压强度标准值不应小于10MPa。钢筋笼外径宜小于设计直径40~60mm;主筋不宜少于3根,常用的主筋为12~18mm;箍筋直径为6~8mm,间距为150~250mm。对软弱地基,主要承受竖向受压荷载时的钢筋长度不得小于1/2桩长。

13.3.5 树根桩设计时,应对原有建筑物基础进行相关承载力验算。当不满足要求时,应先对原基础进行加固或增设新的桩承台。

13.3.6 注浆材料可采用水泥浆液、水泥砂浆或细石混凝土。当采用碎石填灌时,注浆材料应采用水泥浆。

13.3.7 当采用碎石和细石填料时,填料应经清洗,填料量不应小于计算桩孔体积的0.9倍,填灌时应同时用注浆管注水清孔。

13.3.8 树根桩质量检验应符合下列规定:

1 每3~6根桩应留一组试块,测定抗压强度,桩身强度应符合设计要求;

2 应采用载荷试验检验树根桩的竖向承载力,有经验时也可采用动测法检验桩身质量。两者均应符合设计要求。

13.4 纠倾加固

13.4.1 在制定纠倾加固的设计和施工方案前,应根据场地地质条件、建筑结构情况进行倾斜的原因分析,根据倾斜原因及沉降观测资料推测再度倾斜的可能性,确定地基加固的必要性,提出纠倾加固方案。

13.4.2 当既有建筑上部结构有裂损时,纠倾前应对裂损情况进行调查和评价。当裂损对纠倾施工安全有影响时,应对上部结构进行加固。

13.4.3 纠倾过程必须设置现场监测系统,记录纠倾变位、绘制时程曲线,当出现异常情况时,应及时调整纠倾设计和施工方案。

13.4.4 迫降纠倾可根据地质条件、工程对象及当地经验选用深

层冲孔排土纠倾法、钻孔取土纠倾法、堆载纠倾法等方法。

13.4.5 迫降纠倾的设计应包括下列内容：

- 1 确定各点的迫降量；
- 2 安排迫降的顺序、位置和范围，制订实施计划；
- 3 编制迫降操作规范及安全措施；
- 4 设置迫降的监控系统。沉降观测点纵向布置每边不应少于4点，横向每边不应少于2点，对框架结构应适当增加；倾斜观测点每边不应少于1点；

5 迫降的最大沉降速率应根据建筑物的结构类型、整体刚度、基础类型、工程地质和水文地质等因素确定，不宜大于 5mm/d 。纠倾开始及接近设计迫降量时最大沉降速率不宜大于 3mm/d ，迫降接近终止时应预留一定的沉降量，以防止发生过纠现象。

13.4.6 迫降纠倾应做到设计施工紧密配合，施工中应严格监测，根据监测结果调整迫降量及施工顺序。迫降过程中应每天进行沉降和倾斜观测，并应监测既有建筑裂损情况。

13.4.7 深层冲孔排土纠倾法适用于采用天然或经处理地基上的浅埋基础、且上部结构刚度较好的建筑物纠倾。

1 工作沉井可采用沉井或挖孔护壁等方式，应根据土质情况及当地经验确定；井壁可采用钢筋混凝土或混凝土，井身混凝土强度等级不应低于C20；

2 井孔施工时应注意土层的变化，防止流砂、涌土、塌孔、突陷等现象出现。施工前应制订相应的防护措施，确保施工安全；

3 工作沉井应布置在建筑物沉降较小的一侧，其数量、深度和中心间距应根据建筑物的倾斜情况、基础类型、荷载特征、场地环境以及基础底面下土层性质等综合确定；

4 工作沉井与建筑物基础的净距不宜小于 1.0m ，井的内径不宜小于 1.0m ；井内土层顶面宜低于冲孔位置 $1.0\sim 1.2\text{m}$ ；

5 每个工作沉井的冲孔位置应根据基础类型、工程地质和水文地质条件、纠倾量确定，不得在靠近基础底面处冲孔；

6 射水泵的工作压力、流量，应根据需冲孔的土层性质，通过

现场试验确定；

7 在冲孔排土过程中应对沉井附近地面的沉降和裂缝发展情况加强观测,防止沉井发生倾斜或突沉；

8 纠倾指标值应根据建筑物的允许倾斜值和经纠倾后地基变形发展趋势确定。当建筑物已达到纠倾指标后,应停止冲孔排土;冲孔采用水泥砂浆、生石灰和粉煤灰拌合料回填,沉井可用砂土、砂石混合料等分层夯实回填。

13.4.8 钻孔取土纠倾法适用于淤泥、淤泥质土等软弱地基的纠倾。钻孔取土应符合下列规定：

1 钻孔位置应根据建筑物不均匀沉降情况和土层性质布置,同时应确定钻孔取土的先后顺序；

2 钻孔的直径与深度应根据建筑物的底面尺寸和附加应力的影响范围选择,取土深度应大于 3m,钻孔直径不应小于 300mm；

3 钻孔顶部 3m 深度范围内应设置套管或套筒,以保护浅层土体不受扰动,防止出现局部变形过大影响结构安全。

13.4.9 堆载纠倾法适用于淤泥、淤泥质土和松散填土等软弱地基上体量较小且纠倾量不大的浅基础建筑物的纠倾,本法亦可与其他纠倾方法联合使用。堆载纠倾应符合下列规定：

1 堆载纠倾应根据工程规模、基底附加应力及土质条件,确定施加的荷载量、荷载分布位置和分级加载速率；

2 设计时应考虑地基土的整体稳定,控制加载速率;施工过程中应对沉降进行严密观测,及时绘制荷载—沉降—时间曲线,以确保施工安全。

13.4.10 纠倾完工后尚应继续对建筑物进行沉降、倾斜观测,以检验纠倾效果,时间一般不少于半年。

14 检验与监测

14.1 检 验

14.1.1 基槽(坑)开挖后,应进行基槽检验。基槽检验可用触探或其他方法,当发现与勘察报告和设计文件不一致、或遇到异常情况时,应结合地质条件提出处理意见。

14.1.2 在压实填土的过程中,应分层取样检验土的干密度和含水量。每 $50\sim 100\text{m}^2$ 面积内应有一个检验点,根据检验结果求得的压实系数,不得低于本规范表 6.3.4 的规定,对于碎石土干密度不得低于 $2.0\text{t}/\text{m}^3$ 。如系软弱土层换土后分层压实,应对每幢房屋压实地基土做荷载板的静载试验。

14.1.3 人工挖孔桩终孔时,应进行桩端持力层检验。单柱单桩的人工挖孔嵌岩桩,应视岩性检验桩底下 $3d$ 或 5m 深度范围内有无空洞、破碎带、软弱夹层等不良地质条件而决定。

14.1.4 施工完成后的工程桩应进行桩身质量检验。直径大于 800mm 的混凝土嵌岩桩应采用钻孔抽芯法或声波透射法检测,检测桩数不得少于总桩数的 10% ,且每根桩下承台的抽检桩数不得少于1根。直径小于或等于 800mm 的桩及直径大于 800mm 的非嵌岩桩,可根据桩径和桩长的大小,结合桩的类型和实际需要采用钻孔抽芯法或声波透射法或可靠的动测法进行检测。当采用钻孔抽芯法或声波透射法时,检测桩数不得少于总桩数的 10% 。当采用低应变动力检测时,应符合本规范附录 R 的规定。

14.1.5 施工完成后的工程桩应进行竖向承载力检验。检验方法和数量可根据地基基础设计等级和现场条件,结合当地可靠的经验和技術确定。复杂地质条件下的工程桩竖向承载力的检验宜采用静载荷试验,检验桩数不得少于同条件下总桩数的 1% ,且不得

少于3根。大直径嵌岩桩的承载力可根据终孔时桩端持力层岩性报告结合桩身质量检验报告核验。

14.1.6 对地下连续墙,应提交经确认的有关成墙记录报告。地下连续墙完成后尚应进行质量检验,检验方法可采用钻孔抽芯法或声波透射法,检验槽段数不得小于同条件下总槽数的20%。

14.1.7 抗浮锚杆完成后应进行抗拔力检验,检验数量不得少于锚杆总数的3%,且不得少于6根;对于承受拔力和水平力较大的建筑桩基,当设计等级为甲级时,应在施工前或施工后进行单桩竖向抗拔、水平承载力试验,试验数量不得少于总桩数的1%,且不得少于3根;对其他设计等级建筑桩基按设计文件要求进行。

14.2 监测

14.2.1 大面积填方、填海等地基处理工程,应对地面沉降进行长期监测,施工过程中还应对土体变形、孔隙水压力等进行监测。

14.2.2 当降水可能对周围环境产生不利影响时,应对地下水位变化和降水对周边环境的影响进行监测。

14.2.3 基坑开挖应根据设计要求进行监测,实施动态设计和信息化施工。

14.2.4 基坑开挖监测内容包括支护结构的内力和变形,地下水位变化及周边建(构)筑物、地下管道等市政设施的沉降和位移等。

14.2.5 基坑开挖对临近建(构)筑物的变形监控应考虑基坑开挖造成的附加沉降与原有沉降的叠加。

14.2.6 边坡工程施工中,应严格记录气象条件、挖方、填方、堆载等情况。爆破开挖时,应监控爆破对周边环境的影响。土石方工程完成后,尚应对边坡的水平位移和竖向位移进行监测,直到变形稳定为止,且不得少于三年。对建筑物有危害的滑坡,应该对其进行长期水平位移、竖向位移监测。

14.2.7 对挤土桩,当周边环境保护要求严格,布桩较密时,应对打桩过程中造成的土体隆起和位移、邻桩桩顶标高及桩位、孔隙水

压力、周围建(构)筑物的水平位移与沉降情况等监测。

14.2.8 下列建筑物应在施工期间及使用期间进行变形观测：

1 对地基基础设计等级为甲级和乙级的建筑物，以及需进行地基变形验算的丙级建筑物，应在施工期间和使用期间进行沉降观测，沉降观测应符合附录 S 的规定；

2 加层、扩建建筑物；

3 受邻近深基坑开挖施工影响或受场地地下水等环境因素变化影响的建筑物；

4 需要积累建筑经验或进行设计反分析的工程。

附录 A 地基岩、土的分类和鉴定

A.0.1 岩石坚硬程度等级可按表 A.0.1 划分。

表 A.0.1 岩石坚硬程度等级的定性分类

坚硬程度等级		定性鉴定
硬质岩	坚硬岩	锤击声清脆,有回弹,震手,难击碎,浸水后基本无吸水反应
	较硬岩	锤击声较清脆,有轻微回弹,稍震手,较难击碎,浸水后有轻微吸水反应
软质岩	较软岩	锤击声欠清脆,无回弹,有凹痕,易击碎,浸水后指甲可划出刻痕
	软岩	锤击声哑,无回弹,有较深凹痕,易击碎,浸水后手可掰开
极软岩		锤击声哑,无回弹,有较深凹痕,手可捏碎,浸水后可捏成团

A.0.2 岩体完整程度可按表 A.0.2 划分。

表 A.0.2 岩体完整程度的划分

名称	结构面发育程度		主要结构面的结合程度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距(m)			
完整	1~2	>1.0	结合好或结合一般	裂隙、层面	整体状或巨厚层状结构
较完整	1~2	>1.0	结合差	裂隙、层面	整体状或巨厚层状结构
	2~3	0.4~1.0	结合好或结合一般		块状结构

续表

较破碎	2~3	0.4~1.0	结合差	裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层状结构
	≥3	0.2~0.4	结合好		镶嵌碎裂结构
			结合一般		中、薄层状结构
破碎	>3	0.2~0.4	结合差	各种类型结构面	裂隙块状结构
			结合一般或结合差		碎裂状结构
极破碎	无序		结合很差		散体状结构

A.0.3 岩石风化程度可按表 A.0.3 划分。

表 A.0.3 岩石风化程度分类

风化程度	风化程度参数指标		硬质岩石		软质岩石	
	波速比 K_v	风化系数 K_f	野外特征	参考指标	野外特征	参考指标
未风化	0.9~1.0	0.9~1.0	岩质新鲜, 偶见风化痕迹		岩质新鲜, 偶见风化痕迹	
微风化	0.8~0.9	0.8~0.9	岩面较新鲜, 略有风化痕迹, 锤击声脆, 难击成碎块		岩面较新鲜, 略有风化痕迹, 易击成碎块	
中等风化	0.6~0.8	0.4~0.8	结构构造清晰, 矿物部分变化, 沿裂隙面出现风化次生矿物, 岩面色泽变浅, 岩石较完整, 重击成块状, 岩芯钻方可钻进		结构构造清晰, 矿物部分变化, 裂隙面附近矿物风化成土状, 易折断, 锤击易碎, 用岩芯钻易钻进, 动探有弹跳感	$N_{63.5} > 30$
强风化	0.4~0.6	<0.4	结构构造不甚清晰, 矿物成分已显著变化, 风化裂隙发育, 岩石风化成碎块状, 可折断、研碎, 岩芯钻易钻进, 动探会有弹跳感	$N_{63.5} > 30$	结构构造不清晰, 矿物成分显著变化, 岩石风化成碎块状, 易折断、捏碎, 部分风化成土状, 岩芯钻易钻进, 提土钻钻进较困难	$15 < N_{63.5} \leq 30$
全风化	0.2~0.4		组织结构基本破坏, 未脱离母岩, 风化呈砂状或土块状, 中密或可塑~硬塑状, 提土钻可钻进	$N_{63.5} \leq 30$	组织结构破坏, 未脱离母岩, 风化呈土状, 可塑~硬塑状, 提土钻易钻进	$N_{63.5} \leq 15$
残积土	<0.2					

- 注: 1. 波速比 K_v 为风化岩石与新鲜岩石压缩波速之比。
 2. 风化系数 K_f 为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比。
 3. 岩石风化程度, 除按表列野外特征和定量指标划分外, 也可根据当地经验划分。
 4. 花岗岩类岩石, 可采用标准贯入试验划分, $N \geq 50$ 为强风化; $50 > N \geq 30$ 为全风化; $N < 30$ 为残积土。
 5. 泥岩和半成岩, 可不进行风化程度划分。

表 A.0.4 碎石土密实度野外鉴别

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒质量大于总质量的 70%, 呈交错排列, 连续接触	锹镐挖掘困难, 用撬棍方能松动, 井壁较稳定	钻进困难, 钻杆、吊锤跳动剧烈, 孔壁较稳定
中密	骨架颗粒质量等于总质量的 60% ~ 70%, 呈交错排列, 大部分接触	锹镐可挖掘, 井壁有掉块现象, 从井壁取出大颗粒处, 能保持凹面形状	钻进较困难, 钻杆、吊锤跳动不剧烈, 孔壁有坍塌现象
松散	骨架颗粒质量小于总质量的 60%, 排列混乱, 大部分不接触	锹可以挖掘, 井壁易坍塌, 从井壁取出大颗粒后, 立即坍塌	钻进较易, 钻杆稍有跳动, 孔壁易坍塌

注: 应按表列各项特征综合确定。

A.0.5 土按有机质含量分类可按表 A.0.5 的规定执行。

表 A.0.5 土按有机质含量分类

分类名称	有机质含量 W_u (%)	现场鉴别特征	说明
无机土	$W_u < 5\%$		
有机质土	$5\% \leq W_u \leq 10\%$	深灰色, 有光泽, 味臭, 除腐殖质外尚含少量未完全分解的动植物体, 浸水后水面出现气泡, 干燥后体积收缩	如现场能鉴别或有地区经验时, 可不做有机质含量测定。 当 $w > w_L, 1.0 \leq e < 1.5$ 时称淤泥质土 当 $w > w_L, e \geq 1.5$ 时称淤泥

续表

泥炭质土	$10\% < W_u \leq 60\%$	深灰或黑色,有腥臭味,能看到未完全分解的植物结构,浸水体胀,易崩解,有植物残渣浮于水中,干缩现象明显	可根据地区特点和需要按 W_u 细分: 弱泥炭质土 ($10\% < W_u \leq 25\%$) 中泥炭质土 ($25\% < W_u \leq 40\%$) 强泥炭质土 ($40\% < W_u \leq 60\%$)
泥炭	$W_u > 60\%$	除泥炭质土特征外,结构松散,土质很轻,暗无光泽,干缩现象极为明显	

注:有机质含量 W_u 按灼减量试验确定。

附录 B 抗剪强度指标标准值 c_k 、 φ_k

B.0.1 内摩擦角标准值 φ_k 、粘聚力标准值 c_k ，可按下列规定计算：

1 根据室内 n 组三轴压缩试验的结果，按下列公式计算某一土性指标的变异系数、试验平均值和标准差：

$$\delta = \sigma / \mu \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (\text{B.0.1-2})$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (\text{B.0.1-3})$$

式中 δ ——变异系数；

μ ——试验平均值；

σ ——标准差。

2 按下列公式计算内摩擦角和粘聚力的统计修正系数 ψ_φ 、 ψ_c ：

$$\psi_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_\varphi \quad (\text{B.0.1-4})$$

$$\psi_c = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_c \quad (\text{B.0.1-5})$$

式中 ψ_φ ——内摩擦角的统计修正系数；

ψ_c ——粘聚力的统计修正系数；

δ_φ ——内摩擦角的变异系数；

δ_c ——粘聚力的变异系数。

$$3 \quad \varphi_k = \psi_\varphi \varphi_m \quad (\text{B.0.1-6})$$

$$c_k = \psi_i c_m \quad (\text{B.0.1-7})$$

式中 φ_m ——内摩擦角的试验平均值；
 c_m ——粘聚力的试验平均值。

附录 C 浅层平板载荷试验要点

C.0.1 浅层平板载荷试验适用于地表浅层地基上,尤其适用于各种填土、含碎石类的土,可用于测定承压板下应力主要影响范围岩土承载力和变形特征。

C.0.2 浅层平板载荷试验应符合下列要求:

1 试验的试坑宽度不应小于承压板直径或宽度的三倍。试坑深度宜与设计基础埋置深度一致,试坑开挖中应保持被测试地基土的原状结构和天然湿度,并在承压板下铺设 20mm 厚中、粗砂垫层以找平;

2 试验宜采用圆形或方形刚性承压板,并根据地基土的软硬程度或岩体裂隙密度选用合适的承压板尺寸。土层的平板载荷试验承压板面积宜选用 $0.25 \sim 0.50\text{m}^2$,土质越软,承压板面积应越大。

C.0.3 加载及卸载分级按下列要求进行:

分级加荷等级宜取 10~12 级(即预估极限荷载的 $1/10 \sim 1/12$)。荷载量测精度不应低于最大荷载的 $\pm 1\%$ 。

每级卸载量为加载量的两倍;卸载等级不应小于 4 级。

C.0.4 沉降观测与回弹观测:

1 每级荷载施加后,间隔 10、10、10、15、15min,以后每隔 30 分钟测读一次沉降值。当连续两小时的沉降速率均小于 0.01mm/h ,则认为该级荷载沉降已达到相对稳定标准,可施加下一级荷载;

2 每级卸载后,间隔 30、30min 各测读一次回弹量,以后隔 1 小时再测读一次回弹量,每级卸载累计观测 2 小时;最后一级荷载卸完后,累计观测时间不少于 4 小时。

C.0.5 当出现下列情况之一时,即可终止加荷:

- 1 承压板周围的土明显地侧向挤出;
- 2 沉降 s 急骤增大,荷载-沉降($p-s$)曲线出现陡降段;
- 3 在某一荷载下,24 小时内沉降速率达不到相对稳定标准;
- 4 总沉降量 s 与承压板直径 d (或宽度)之比超过 0.06。

当满足前三种情况之一时,其对应的前一级荷载即为极限荷载。

C.0.6 根据平板载荷试验成果,可绘制 $p-s$ 曲线,必要时绘制 $s-t$ 曲线、 $s-\lg t$ 曲线等,以求得地基土的承载力和变形模量等参数。

C.0.7 地基土承载力特征值的确定:

1 当 $p-s$ 曲线上有明显的比例界限(即第一拐点)时,取该比例界限所对应的荷载值;

2 在 $p-s$ 曲线或 $s-\lg t$ 曲线上能确定极限荷载(即 $p-s$ 曲线上的第二拐点),且该值小于对应比例界限的荷载值 1.5 倍时,取极限荷载的 1/2;

3 当不能按上述两条确定时,如压板面积为 $0.25\sim 0.5\text{m}^2$,取某一相对沉降值(即 s/d , d 为承压板直径或宽度)所对应的荷载为地基土承载力基本值。对低压缩性土和砂土,可取 $s/d = 0.01\sim 0.015$ 所对应的荷载值;对于中、高压缩性土,取 $s/d = 0.02$ 所对应的荷载值,但上述荷载值不应大于最大加载力的一半;

4 同一土层参加统计的试验点不应少于 3 点,基本值的极差不得超过平均值的 30%,取此平均值作为地基土承载力特征值。

C.0.8 地基土变形模量应根据平板载荷试验 $p-s$ 曲线的初始直线段,按均质各向同性半无限弹性介质的弹性理论来计算。计算式如下:

$$E_0 = I_0(1 - \mu^2)Pd/S \quad (\text{C.0.8})$$

式中 E_0 ——地基土变形模量(kPa);

I_0 ——刚性承压板位于半无限体表面时的形状沉降影响系数,圆形承压板 I_0 取 0.785,方形承压板 I_0 取 0.886;

μ ——土的泊松比(碎石土取 0.27,砂土取 0.3,粉土取 0.35,粉质粘土取 0.38,粘土取 0.42);

d ——承压板直径或宽度(m);

P ——比例界限荷载(kPa);

S ——与 P 对应的沉降量(m)。

C.0.9 复合地基的载荷试验参见《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)附录 A。

附录 D 深层平板载荷试验要点

D.0.1 深层平板载荷试验可适用于确定深部地基土层及大直径桩桩端土层在承压板主要影响范围内的承载力。

D.0.2 深层平板载荷试验的承压板采用直径为 0.8m 的刚性板,紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 80cm。

D.0.3 加荷等级可按预估极限承载力的 1/10~1/15 分级施加。

D.0.4 每级加载后,第一小时内按间隔 10、10、10、15、15min,以后为每隔半小时读测沉降一次。当连续两小时内,每小时的沉降量小于 0.1mm 时,则认为已趋稳定,可加下一级荷载。

D.0.5 当出现下列情况之一时,可终止加载:

1 沉降 s 急剧增大,荷载-沉降($p-s$)曲线上有可判定极限承载力的陡降段,且沉降量超过 $0.04d$ (d 为承压板直径);

2 在某级荷载下,24 小时内沉降速率不能达到稳定;

3 本级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍时;

4 当持力层土层坚硬,沉降量很小时,最大加载量不小于设计要求的 2 倍。

D.0.6 承载力特征值的确定应符合下列规定:

1 当 $p-s$ 曲线上有比例界限时,取该比例界限所对应的荷载值;

2 满足前三条终止条件之一时,其对应的前一级荷载定为极限荷载,当该值小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时,取极限荷载值的一半;

3 不能按上述两条要求确定时,可取 $s/d = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载值,但其值不应大于最大加载量的一半。

D.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于 3 点,当试验实测值

的极差不超过平均值的 30% 时,取此平均值作为该土层的地基承载力特征值。

附录 E 岩基载荷试验要点

E.0.1 本附录适用于确定完整、较完整、较破碎岩基作为天然地基或桩基基础持力层时的承载力。

E.0.2 采用圆形刚性承压板,直径为 300mm。当岩石埋藏深度较大时,可采用钢筋混凝土桩,但桩周需采取措施以消除桩身与土之间的摩擦力。

E.0.3 测量系统的初始稳定读数观测:加压前,每隔 10min 读数一次,连续三次读数不变可开始试验。

E.0.4 加载方式:单循环加载,荷载逐级递增直到破坏,然后分级卸载。

E.0.5 荷载分级:第一级加载值为预估设计荷载的 $1/5$,以后每级为 $1/10$ 。

E.0.6 沉降量测读:加载后立即读数,以后每 10min 读数一次。

E.0.7 稳定标准:连续三次读数之差均不大于 0.01mm。

E.0.8 当出现下述现象之一时,即可终止加载:

1 沉降量读数不断变化,在 24 小时内,沉降速率有增大的趋势;

2 压力加不上或勉强加上而不能保持稳定。

注:若限于加载能力,荷载也应增加到不少于设计要求的两倍。

E.0.9 卸载观测:每级卸载为加载时的两倍,如为奇数,第一级可为三倍。每级卸载后,隔 10min 测读一次,测读三次后可卸下一级荷载。全部卸载后,当测读到半小时回弹量小于 0.01mm 时,即认为稳定。

E.0.10 岩石地基承载力的确定

1 对应于 $p-s$ 曲线上起始直线段的终点为比例界限。符合

终止加载条件的前一级荷载为极限荷载。将极限荷载除以 3, 所得值与对应于比例界限的荷载相比较, 取小值;

2 每个场地载荷试验的数量不应少于 3 个, 取最小值作为岩石地基承载力特征值;

3 岩石地基承载力不进行深宽修正。

附录 F 岩石单轴抗压强度试验要点

F.0.1 试料可用钻孔的岩芯或坑、槽探中采取的岩块。

F.0.2 岩样尺寸一般为 $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$, 数量不应少于六个, 进行饱和处理。

F.0.3 在压力机上以每秒 $500 \sim 800\text{kPa}$ 的加载速度加载, 直到试样破坏为止, 记下最大加载, 做好试验前后的试样描述。

F.0.4 根据参加统计的一组试样的试验值计算其平均值、标准差、变异系数, 取岩石饱和单轴抗压强度的标准值为:

$$f_{rk} = \phi \cdot f_{rm} \quad (\text{F.0.4-1})$$

$$\phi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \quad (\text{F.0.4-2})$$

式中 f_{rm} ——岩石饱和单轴抗压强度平均值;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值;

ϕ ——统计修正系数;

n ——试样个数;

δ ——变异系数。

附录 G 附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

G.0.1 矩形面积上均布荷载作用下角点的附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (表 G.0.1)。

表 G.0.1-1 矩形面积上均布荷载作用下角点附加应力系数 α

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.216	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.204	0.204	0.204
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.086	0.088	0.089
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080

续表

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.043	0.050	0.055	0.057	0.061	0.062
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.014	0.017	0.022	0.026
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.011
35.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.008

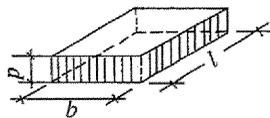


表 G.0.1-2 矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1757	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784

续表

l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1005	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071

续表

l/b \approx/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
7.6	0.0656	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036
8.0	0.0626	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.00	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.0880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0565	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

G.0.2 矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (表 G.0.2)。

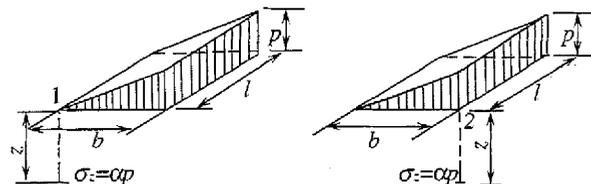


表 G.0.2 矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b	l/b												z/b
	0.2				0.4				0.6				
	1		2		1		2		1		2		
α	$\bar{\alpha}$	点系数											
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	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333	0.2
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153	0.4
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966	0.6
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787	0.8
1.0	0.0201	0.0217	0.0346	0.1104	0.0375	0.0351	0.0638	0.1461	0.0508	0.0430	0.0852	0.1624	1.0
1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480	1.2
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356	1.4
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247	1.6
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153	1.8
2.0	0.0090	0.0178	0.0108	0.0650	0.0176	0.0308	0.0211	0.0917	0.0255	0.0401	0.0304	0.1071	2.0
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0908	2.5
3.0	0.0046	0.0140	0.0051	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786	3.0
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.0476	5.0
7.0	0.0009	0.0073	0.0010	0.0211	0.0019	0.0133	0.0019	0.0311	0.0028	0.0180	0.0029	0.0352	7.0
10.0	0.0005	0.0053	0.0004	0.0150	0.0009	0.0097	0.0010	0.0222	0.0014	0.0133	0.0014	0.0253	10.0

续表

z/b	l/b		0.8				1.0				1.2				z/b	
	点系数		1		2		1		2		1		2			点系数
	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	0.0301	0.0151	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	0.0531	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	0.0654	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	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8			
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1740	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	0.0615	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	0.0554	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	0.0492	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	0.0435	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	0.0384	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	0.0284	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	0.0214	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	0.0088	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	0.0047	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	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0			

z/b	1.4				1.6				1.8				z/b
	1		2		1		2		1		2		
	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	0.0305	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	0.0543	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	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0684	0.0400	0.1630	0.2047	0.6
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	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	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	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	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	0.0528	0.0578	0.0644	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8
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	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	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0
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	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	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

z/b	l/b		2.0				3.0				4.0				z/b	
	点系数		1		2		1		2		1		2			点系数
	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	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2			
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4			
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.2050	0.0702	0.0402	0.1639	0.2050	0.6			
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.1917	0.0773	0.0486	0.1423	0.1920	0.0776	0.0487	0.1424	0.1920	0.8			
1.0	0.0774	0.0540	0.1225	0.1797	0.0790	0.0545	0.1244	0.1803	0.0794	0.0546	0.1248	0.1803	1.0			
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.1689	0.0774	0.0584	0.1096	0.1697	0.0779	0.0586	0.1103	0.1699	1.2			
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.1603	0.0748	0.0612	0.0982	0.1605	1.4			
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.1517	0.0708	0.0626	0.0882	0.1521	1.6			
1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.1441	0.0666	0.0633	0.0797	0.1445	1.8			
2.0	0.0553	0.0608	0.0649	0.1348	0.0607	0.0629	0.0707	0.1371	0.0624	0.0634	0.0726	0.1377	2.0			
2.5	0.0440	0.0586	0.0491	0.1193	0.0504	0.0614	0.0599	0.1223	0.0529	0.0623	0.0583	0.1233	2.5			
3.0	0.0352	0.0554	0.0380	0.1067	0.0419	0.0589	0.0451	0.1104	0.0449	0.0600	0.0482	0.1116	3.0			
5.0	0.0161	0.0435	0.0167	0.0749	0.0214	0.0480	0.0221	0.0797	0.0248	0.0500	0.0256	0.0817	5.0			
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642	7.0			
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485	10.0			

续表

z/b	l/b		6.0				8.0				10.0				z/b	
	点系数		1		2		1		2		1		2			
	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	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500
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	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343
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	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192
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	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050
0.8	0.0766	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921
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	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804
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	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700
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	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606
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	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523
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	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448
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	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380
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	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239
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	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125
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	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839
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	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674
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	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526

G.0.3 圆形面积上均布荷载作用下中点的附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (表 G.0.3)。

G.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 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (表 G.0.4)。

表 G.0.3 圆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	圆形		z/r	圆形	
	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			

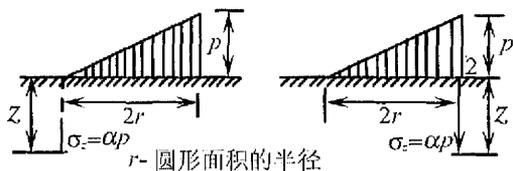


表 G.0.4 圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

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	0.237
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

附录 H 圆弧滑动面总应力法计算抗滑稳定性

H.0.1 圆弧滑动面总应力法的抗滑稳定性应按下式计算 (见图 H.0.1)。

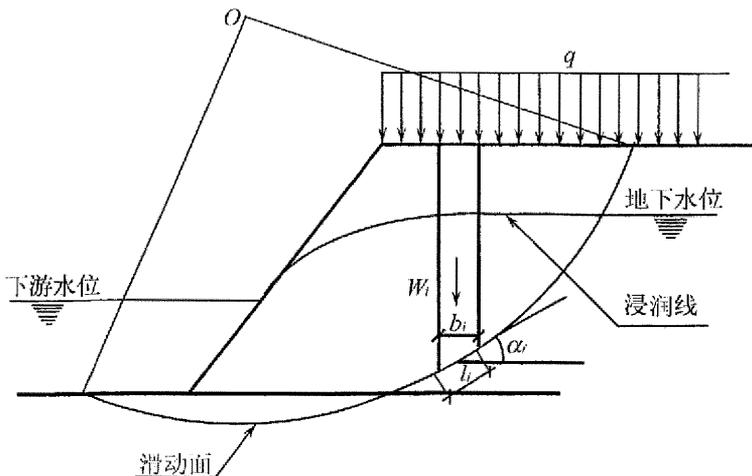


图 H.0.1 圆弧滑动稳定计算示意图

$$\frac{M_R}{M_S} = \frac{\sum c_i l_i + \sum (q_i b_i + W_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_i}{\sum (q_i b_i + W_i) \sin \alpha_i} \geq 1.2 \quad (\text{H.0.1})$$

式中 M_R ——抗滑力矩；

M_S ——滑动力矩；

l_i ——第 i 土条的弧长；

q_i ——作用在第 i 土条上的外加荷载；

b_i ——第 i 土条宽度；

W_i ——第 i 土条的重力,水下用浮重度计算；

α_i ——第 i 土条弧线中点切线与水平线的夹角；

c_i, φ_i ——第 i 土条滑动面上土的抗剪强度指标；

当基础承受水平力时, M_S 还应包括水平力对滑动中心产生的力矩。

附录 I 挡土墙主动土压力系数 k_a

I.0.1 挡土墙在土压力作用下,其主动土压力系数应按下列公式计算:

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

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

$$\eta = \frac{2c}{rh} \quad (I.0.1-3)$$

式中 q ——地表均布荷载(以单位水平投影面上的荷载强度计)。

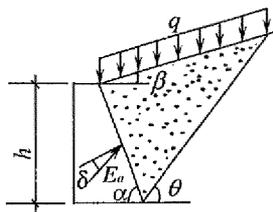


图 I.0.1 计算简图

I.0.2 对于高度小于或等于 5m 的挡土墙,当排水条件符合本规范第 6.4.1 条,填土符合下列质量要求时,其主动土压力系数可按图 I.0.2 查得。当地下水丰富时,应考虑水压力的作用。

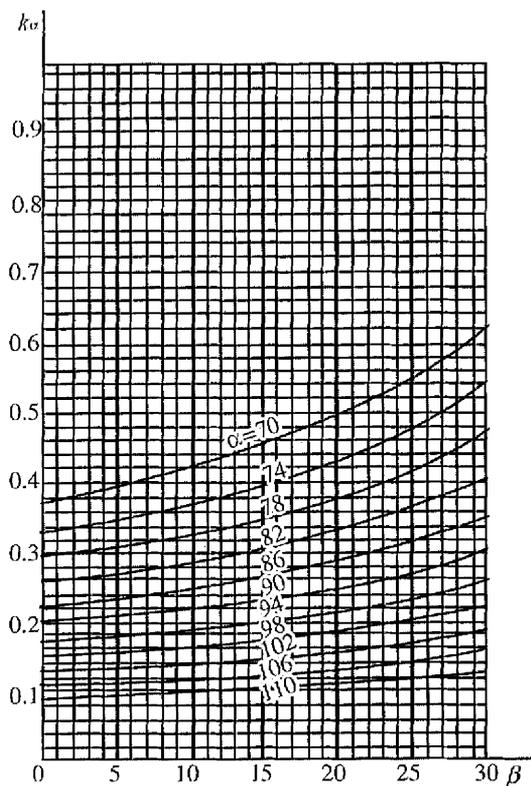
图中土类填土质量应满足下列要求:

1 Ⅰ类碎石土,密实度应为中密,干密度应大于或等于 2.0t/m^3 ;

2 II类砂土,包括砾砂、粗砂、中砂,其密实度应为中密,干密度应大于或等于 $1.65\text{t}/\text{m}^3$;

3 III类粘土夹块石,干密度应大于或等于 $1.90\text{t}/\text{m}^3$;

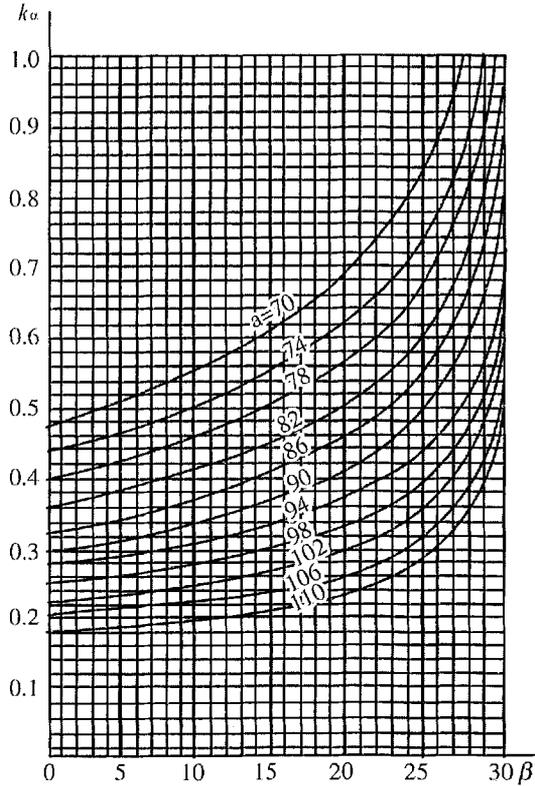
4 IV类粉质粘土,干密度应大于或等于 $1.65\text{t}/\text{m}^3$ 。



(a)

图 1.0.2 挡土墙主动土压力系数 k_a (一)

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



(b)

图 1.0.2 挡土墙主动土压力系数 k_a (二)

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

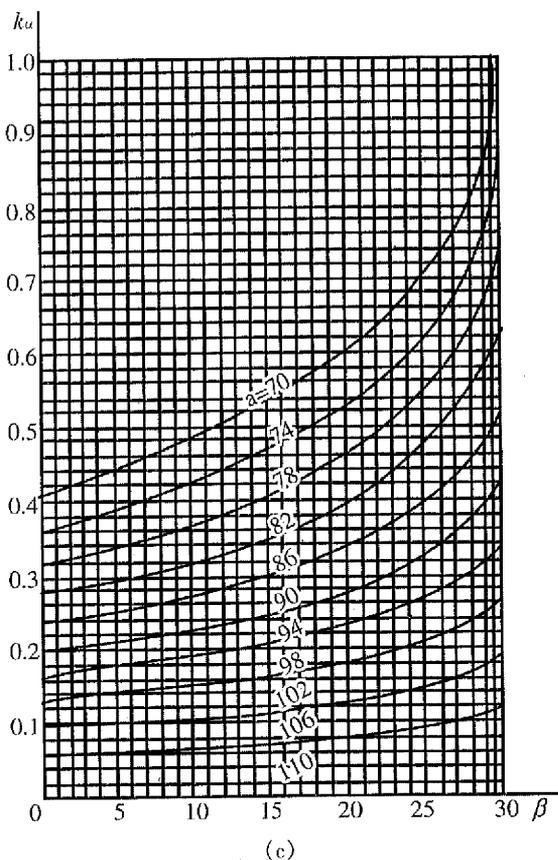
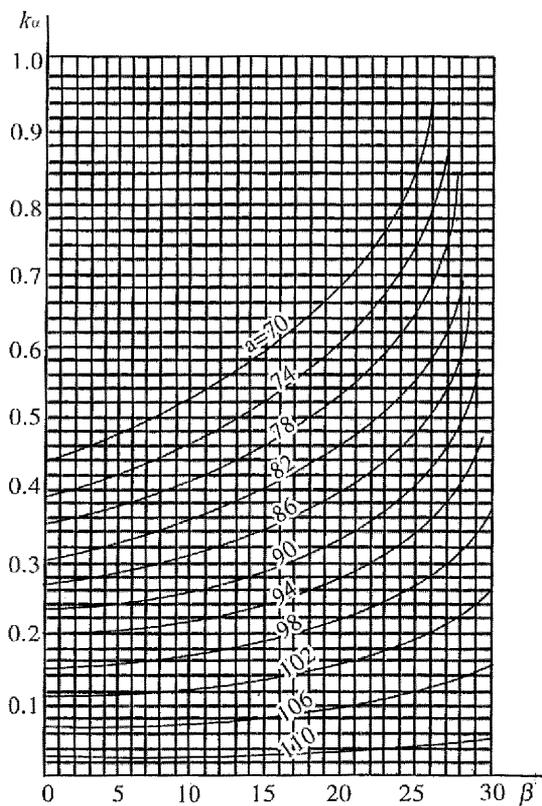


图 1.0.2 挡土墙主动土压力系数 k_a (三)

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



(d)

图 1.0.2 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 J 岩石锚杆抗拔试验

J.0.1 在同一场地同一岩层的锚杆,试验数不得少于总锚杆数的 5%,且不应少于 6 根。

J.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。

J.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 次测读出的锚杆上拔值均小于 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。

J.0.4 当出现下列情况之一时,即可中止锚杆的上拔试验:

- 1 锚杆上拔量持续增长,且在 1 小时时间范围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。

J.0.5 符合上述中止条件的前一级上拔荷载,即为该锚杆的极限抗拔力。

J.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离差过大的原因,结合工程情况确定极限承载力。

将锚杆极限承载力除以 2 为锚杆抗拔承载力特征值。

J.0.7 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。

J.0.8 试验结束后,必须对锚杆试验现场破坏情况进行详尽的描述和拍摄照片。

附录 K 平均固结度的计算

K.0.1 根据砂井固结理论,竖向排水体打穿全部软土层时地基的平均固结度,可按下式计算。

对于瞬时加载情况,按下式计算:

$$U_t = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (\text{K.0.1-1})$$

对于分级连续等速加载,按下式计算:

$$U_t = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{P_i} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (\text{K.0.1-2})$$

式中 U_t ——加载后历时 t 的地基平均固结度;

q_i ——第 i 级荷载的加载速度 ($\text{kN}/\text{m}^2/\text{d}$);

P_i ——历时 t 以前各级荷载的累加值, $P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3 + \dots + \Delta P_n(t)$;

T_{i-1}, T_i ——分别为第 i 级荷载起始和终止的时间 (d),从零起计时,当 t 处于第 i 级加载的过程中 ($T_{i-1} < t < T_i$), T_i 改为 t ;

α, β ——排水固结参数,各种情况下的 α, β 值见表 K.0.1;

β_r ——轴对称径向向内排水固结参数;

β_z ——竖向排水一维固结参数;

C_v, C_H ——分别为地基土的竖向和水平向固结系数 (cm^2/s),由原状土固结试验测定;

n ——井径比;

F_n ——井径比因子, $n > 15$ 时, $F_n = \ln(n) - \frac{3}{4}$; $n < 15$ 时,

$$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2};$$

F_r ——井阻因子;

F_s ——涂抹因子;

H ——固结土层竖向渗流的最大距离,单面排水取土层的厚度;双面排水取土层厚度的一半。

表 K.0.1 α, β 值

排水情况		径向排水	竖向排水	竖向和径向组合 三维排水
β	理想井	$\beta_r = \frac{8C_H}{F_r d_r^2}$	$\beta_z = \frac{\pi C_V}{4H^2}$	$\beta_{rz} = \beta_r + \beta_z$
	非理想井	$\beta_r = \frac{8C_H}{(F_n + F_s + F_r) d_r^2}$		
α		1	$8/\pi^2$	$8/\pi^2$

注:理想井不考虑井阻和涂抹作用,非理想井考虑井阻和涂抹作用。

K.0.2 井阻因子按下 F_r 式计算

$$F_r = \frac{\pi L^2}{4} \cdot \frac{K_h}{q_{wa}} \quad \text{或} \quad F_r = \frac{\pi K_h}{K_w} \cdot \frac{L^2}{d_w^2} \quad (\text{K.0.2})$$

式中 L ——排水带打入深度(cm);

K_h ——地基土的水平向渗透系数(cm/s),可由原状土试验测定,无试验资料时,可取 $(3 \sim 5) \times 10^{-7}$ cm/s;

K_w ——排水体砂料的渗透系数(cm/s);

d_w ——排水带的当量换算直径;

q_{wa} ——塑料排水带在地基中的实际通水能力, $q_{wa} = q_w / \eta$, q_w 为产品出厂时由规定的试验测定的通水能力 cm^3/s 。 η 为折减系数, $L \leq 10\text{m}$ 时,取 4; $10\text{m} < L \leq 20\text{m}$ 时取 5; $L > 20\text{m}$ 时,取 6。

$F_r < 0.1$, 或者选定的排水带出厂时测定的通水能力 $q_w > 7.85 \eta K_h L^2$, 或者砂井砂料渗透系数 $K_h > 0.1 \text{cm/s}$ 时,可不考虑井

阻的影响。

K.0.3 涂抹因子 F_s 按下式计算：

$$F_s = \ln(\lambda) \left(\frac{K_h}{K_s} - 1 \right) \quad (\text{K.0.3})$$

式中 λ ——涂抹比, $\lambda = d_s/d_w$, d_s 为竖向排水体的涂抹直径。对于排水带及袋装砂井 λ 取 1.5~4, 施工时, 对土扰动较小时, 取低值, 扰动较大时取高值;

K_s ——涂抹层的渗透系数, 宜用扰动土的常规试验方法测定。

无试验资料时, 对于均质高塑性粘土 ($I_p \geq 30$), 取 $\frac{K_s}{K_h} \geq 1.5 \sim 3$; 对有粘土夹层的粉土 ($I_p < 30$) 取 3~5; 非均质并具明显粉土或细砂纹理结构的可塑性粘土取 5~8。

普通砂井可忽略涂抹的影响。

K.0.4 当竖向排水体未打穿软土层时, 应分别计算竖向排水体深度范围内的平均固结度和竖向排水体下卧软土层厚度范围内的平均固结度。

附录 L 单桩竖向抗压静载荷试验

L.0.1 单桩竖向抗压静载荷试验应采用与工作条件接近的试验桩或工程桩在现场作竖向抗压静载荷试验,以确定单桩竖向抗压承载力特征值;当埋设有桩底反力、桩身应力、应变测量元件时,可测定桩周各土层的摩阻力和桩端阻力;直径大于 800mm 的灌注桩,宜埋设桩端沉降观测管,测量桩端沉降量和桩身压缩变形,从而了解桩身质量、桩端持力层、桩身摩阻力和桩端阻力等情况。单桩竖向静载荷试验的加载方式应采用慢速维持荷载法。

L.0.2 试验一般应符合下列要求:

1 试桩的成桩工艺质量标准与工程桩一致,对预制桩作试桩,当桩顶遭破坏时,应在清理桩顶后,采用高强度水泥砂浆抹平、修复;对于灌注桩,应对桩头加强处理,以保证在试验过程中桩头不破坏。试桩露出地面长度应满足设置测量仪表的要求,一般不小于 600mm,桩的倾斜度不应大于 1%。

2 试桩、锚桩(或堆载平台的支墩)和基准桩之间的最小中心距应符合附表 L.0.2 规定:

表 L.0.2 试桩、锚桩(或堆载平台的支墩)和基准桩之间最小中心距

反力系统	试桩至锚桩(支墩)	基准桩至试桩和锚桩
锚桩横梁反力架	4d 并不小于 2m	4d 并不小于 2m
堆载平台		

注:1.表中 d 为桩的最大边长(或直径);

2.如试桩或锚桩为扩底桩时,试桩与锚桩的最小中心距为 2 倍扩大端直径。

3 成桩到开始试验的间歇时间应符合下列规定:

1)试桩应在桩身混凝土达到设计强度后开始加载;

2)对于砂类土不得少于 7 天;对粉土或粘性土,不得少于 15

天;对淤泥或软粘土,不得少于 25 天。

L.0.3 试桩加载反力装置可选择下列方式之一。任何一种方式提供的反力均应大于预估最大试验荷载的 1.2 倍:

1 锚桩反力架装置:用装配式钢梁作反力架,锚桩承担试桩荷载反力。锚桩应验算抗拔力,并配置足量的受拉钢筋;反力架应验算强度;

2 堆载平台-反力架装置:在试桩上面搭设平台,其上堆压重物,以提供试桩荷载的反力,堆载平台由支墩支承。试验前应验算平台的强度和支墩下地基的承载能力;

3 锚桩与堆载联合装置:当锚桩抗拔力不足以承担预估的试验最大荷载时,不足部分可在反力架上设置堆载重物补足,此时先堆重物再做试验;

4 静压桩架装置:对于静压桩,可以利用静压桩架作试桩荷载的反力。

L.0.4 试桩加载和卸载分级按下列要求进行:

1 加载分级:每级加载值约为预估极限荷载的 $1/10 \sim 1/12$,逐级等量增加荷载,第一级可按 2 倍每级加载值加载;

2 卸载分级:卸载亦应分级等量进行,每级卸载值可取加载值的 2 倍;

3 预计需要时,试桩的加载和卸载亦可采取多循环方法。

L.0.5 终止加载条件。当出现下列情况之一时可终止加载:

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 24 小时尚未达到稳定;

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 100mm;

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 级荷载底沉降增量; Δs_{n+1} ——第 $n+1$ 级荷载底沉降增量;

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

L.0.6 试桩和锚桩沉降测量:

1 试桩桩顶沉降、桩端沉降以及锚桩上拔量均用固定在基准梁上的测表量测,测表最小沉降读数精度应不小于 0.01mm。基准梁由基准桩或基准墩支撑,支撑不应约束基准梁的热胀冷缩变形,基准梁应防晒;

2 桩顶沉降测量:桩直径 $\geq 600\text{mm}$ 的试桩应采用 4 只测表,安装在桩截面正交直径方向,对称布置;桩直径 $< 600\text{mm}$ 的试桩可用 2 只测表,安装在桩直径两端。安装测表的截面应选在桩顶下 0.5 倍桩直径处;

3 桩端沉降测量:试桩直径 $\geq 600\text{mm}$ 的钻孔灌注桩,宜测量桩端(即桩底)沉降。桩端沉降用 2 只测表分别安装在两根沉降测杆上;

4 锚桩上拔测量:每根锚桩安装一只测表。测表可安装在一根不与反力架联系的钢筋上,或锚桩顶混凝土表面。

L.0.7 试验时按下列规定进行加载、卸载时的量测:

1 每级加载后,每隔 5、10、15min 时各测读桩顶沉降一次,以后每隔 15min 测读一次累计一小时后每半小时测读一次;当桩顶沉降速率连续两个小时小于 0.1mm/小时,进行下一级加载;

2 每级卸载后隔 15min 测读一次,读两次后,隔半小时再测读一次,即可卸下一级荷载。全部卸载后,隔 3~4 小时再读一次;

3 若有桩端沉降、桩身应力、桩端阻力等测试,加载和卸载时的测读方式同 1 和 2。

L.0.8 单桩竖向抗压静载试验资料整理主要内容:

- 1 桩的极限承载力及相应的沉降量;
- 2 各级荷载作用下桩顶(桩端)沉降量汇总表;
- 3 桩顶(桩端)沉降-荷载关系曲线($Q-s$ 、 $s-\lg Q$)、桩顶沉

降-时间关系曲线($s - \lg t$)等;

4 各级荷载作用下,桩身各断面轴力、摩阻力、端阻力汇总表;

5 桩身断面轴力分布图。

L.0.9 单桩竖向抗压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 L.0.5 第 2 条的情况,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 $40 \sim 60\text{m}$ 时,取 $s = 50\text{mm}$ 所对应的荷载值,当桩长大于 60m 时,取 $s = 60\text{mm}$ 所对应的荷载值;

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,应根据具体情况选用;

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离差过大的原因,结合工程具体情况确定极限承载力;

注:对桩数为 3 根及 3 根以上的柱下桩台,取最小值。

7 将单桩竖向极限承载力除以 2,为单桩竖向承载力特征值 R_a 。

附录 M 单桩竖向抗拔静载荷试验

M.0.1 单桩竖向抗拔静载荷试验应采用与实际工作条件接近的试验桩或工程桩在现场作抗拔静载荷试验,以确定单桩竖向抗拔极限承载力;当埋设有桩身应力应变测量元件时,可测定桩周各层土的摩阻力。试验加载一般采用慢速维持荷载法。

M.0.2 单桩竖向抗拔静载试验的一般要求:

1 试桩应根据其最大上拔力,配置足量的通长钢筋,预制桩还应保证接桩部位的抗拉强度满足要求;

2 试桩、支座桩和基准桩之间的最小中心距应符合本规范附录 L 中附表 L.0.2 规定;

3 从成桩到开始试验的间歇时间:在确定桩身强度达到要求的前提下,对于砂类土不得少于 7 天;对粉土或粘性土,不得少于 15 天;对淤泥或软粘土,不得少于 25 天。

M.0.3 试验加载反力系统一般采用支座桩或支墩横梁反力架装置,该装置能提供反力应不小于预估最大试验荷载的 1.2 倍。试桩上拔量一般采用百分表测量或位移传感器,布置方法与竖向抗压静载荷试验相同。

M.0.4 试桩加载和卸载按下列要求进行:

1 每级加载值约为预估单桩竖向抗拔极限承载力的 $1/10 \sim 1/15$,每级加载值相等,第一级加载值为每级加载值的 2 倍。每级加载后的第一个小时内,按第 0、5、15、30、45、60min 测读试桩桩顶变形量(桩身应力值)各一次,以后每隔半小时测读一次。当桩顶上升速率连续两个小时小于 $0.1\text{mm}/\text{小时}$,进行下一级加载;

2 卸载亦应分级等量进行,每级卸载值为每级加载值的 2 倍。每级卸载维持一小时,按第 0、15、30、60min 测读桩顶变形量

(桩身应力值)各一次。全部卸载后,间隔 1 小时测读最后一次,测量桩顶变形残余值(残余应力值)。

M.0.5 终止加载条件。当出现下列情况之一时,即可终止加载:

- 1 桩顶荷载为桩受拉钢筋总极限承载力的 0.9 倍时;
- 2 某级荷载作用下,桩顶上拔量为前一级荷载作用下 5 倍,且累计上拔量达到 50mm 时;
- 3 累计上拔量超过 80mm。

M.0.6 单桩竖向抗拔静载试验资料整理主要内容:

- 1 单桩竖向抗拔荷载、变形汇总表;
- 2 单桩竖向抗拔荷载-变形($U-\Delta$)关系曲线图;
- 3 单桩竖向抗拔每级荷载的变形-时间($\Delta-\lg t$)关系曲线图。

M.0.7 单桩竖向抗拔极限承载力应按下列方法确定:

- 1 对陡变形 $U-\Delta$ 曲线,取陡升起始点所对应的荷载为极限承载力;

- 2 对于缓变形 $U-\Delta$ 曲线,一般取 20~30mm(大直径桩及长桩取大值,小直径桩及短桩取小值)对应的荷载为极限承载力。

将单桩竖向抗拔极限承载力除以 2 为单桩竖向抗拔承载力特征值。

附录 N 预制桩竖向承载力特征值

表 N.0.1 桩周土(岩)摩擦力特征值 q_{sz}

土(岩)名称	第一指标	第二指标	第三指标	q_{sz} (kPa)	
	土的状态	q_c		$H \leq 20$	$H > 20$
素填土		800~1500		8~12	
淤泥		<350	$a_{1-2} > 1.3$	4~5	5~6
淤泥质土		350~650	$0.8 < a_{1-2} \leq 1.3$	6~7	7~8
		650~1000	$0.5 < a_{1-2} \leq 0.8$	8~10	10~12
粘性土	$1.00 < I_L \leq 1.20$	1000~1300	$0.30 < a_{1-2} \leq 0.50$	10~12	12~15
	$0.75 < I_L \leq 1.00$	1300~1800	$0.25 < a_{1-2} \leq 0.40$	12~18	18~22
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.22 < a_{1-2} \leq 0.30$	20~25	25~30
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2000~3500	$0.10 < a_{1-2} \leq 0.20$	25~30	30~35
	$0 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < a_{1-2} \leq 0.15$	30~35	35~40
	$I_L \leq 0$	>4000	$a_{1-2} \leq 0.08$	40~45	45~50
粉土	$0.95 < e_0 \leq 1.05$	1300~2000		12~15	15~20
	$0.85 < e_0 \leq 0.95$	2000~4000		15~20	20~25
	$0.75 < e_0 \leq 0.85$	4000~6000		20~25	25~30
粉砂 细砂	稍密	3000~6000		20~25	25~30
	中密	6000~1200		25~30	30~35
	密实	>12000		30~35	35~40
圆(角)砾 卵(碎)石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	45~50	
	密实		$N_{63.5} > 30$	50~60	
软质岩	全风化~强风化			30~50	
	中等风化~微风化			50~80	

硬质岩	强风化			40~60
	中等风化~微风化			70~150

注:1.尚未完成固结的填土、海涂等可不计其摩擦力。

2.表中 q_c 系静力触探锥尖阻力(kPa), $N_{63.5}$ 系重型动力触探试验实测锤击数;
 a_{1-2} 为固结压力 $p_1 = 100\text{kPa}$, $p_2 = 200\text{kPa}$ 时相对应的压缩系数 (MPa^{-1}); H 为桩的入土深度(m)。

表 N.0.2 桩端土(岩)承载力特征值 q_{pm}

土(岩)名称	第一指标	第二指标	第三指标	q_{pm} (kPa)	
	土的状态	q_c		$5 < H \leq 20$	$H > 20$
淤泥质土		650~1000	$0.5 < a_{1-2} \leq 0.8$	200~300	300~400
粘性土	$1.00 < I_L \leq 1.20$	1000~1300	$0.30 < a_{1-2} \leq 0.50$	300~400	400~600
	$0.75 < I_L \leq 1.00$	1300~1800	$0.25 < a_{1-2} \leq 0.40$	400~600	600~800
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.22 < a_{1-2} \leq 0.30$	600~800	800~1250
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2000~3500	$0.10 < a_{1-2} \leq 0.20$	800~1250	1250~1800
	$0 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < a_{1-2} \leq 0.15$	1250~2000	2000~3000
粉土	$0.95 < e_0 \leq 1.05$	1300~2000		400~600	600~800
	$0.85 < e_0 \leq 0.95$	2000~4000		800~1000	1000~1250
	$0.75 < e_0 \leq 0.85$	4000~6000		1250~1500	1500~1800
粉砂 细砂	稍密	3000~6000		1250~1500	1500~1800
	中密	6000~12000		1800~2000	2000~2250
	密实	>12000		2000~2250	2250~2500
圆(角)砾 卵石(碎)石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	3000~4500	
	密实		$N_{63.5} > 30$	4500~5000	
软质岩	全风化~强风化			2000~4000	
	中等风化~微风化			4000~6000	
硬质岩	强风化			4000~6000	
	中等风化~微风化			6000~10000	

注:1.表中数值一般以桩端进入持力层 2~3 倍桩身横截面边长(或直径)为准。

2.表中符号意义与附表 N.0.1 相同。

附录 O 单桩水平静载荷试验

O.0.1 采用接近于水平受力桩的实际工作条件的试验方法确定单桩的水平承载力和水平抗力系数或对工程桩的水平承载力进行检验和评价;当埋设桩身应力测量元件时,可测定出桩身应力变化,并由此求得桩身内力。

试验方法宜采用单向单循环水平维持荷载法,根据设计要求也可采用多循环等其他水平荷载试验方法,对个别受长期水平荷载的桩基也可采用慢速维持加载法(稳定标准可参照竖向静载试验)。

O.0.2 单桩水平静载荷试验的一般要求:

1 试验桩在成桩后到进行加载的间歇时间要求同本规范第 L.0.2 条第 3 款规定。在同一根试验桩上先进行垂直静载荷试验,再进行水平静荷载试验时,两次试验之间的间歇时间不宜小于 48h;

2 试验桩桩顶一般以自由状态进行试验,必需时可进行带承台桩的试验或桩顶施加轴向压力的水平静载试验。

O.0.3 加载能力应取预计最大试验荷载的 1.3~1.5 倍。试验设备应符合下列要求:

1 受力构件应满足强度和变形要求,便于安全安装和拆卸;锚桩及张锚体系必须具有足够的抗水平能力和安全储备,并应减少受力不均匀影响;基准桩应稳固可靠且设置在千斤顶反侧;

2 试验中应避免试验桩偏心受力或不稳定受力,并应防止加载偏心。在千斤顶与试桩接触处宜安置一球形成座,以保证千斤顶作用力能水平通过桩身轴线;

3 每一试桩在力的作用平面和在该平面以上 50cm 左右各安

装一只或两只百分表(下表测量桩身在地面处的水平位移,上表测量桩顶水平位移,根据两表位移差与两表距离的比值求得地面以上桩身的转角)。

O.0.4 试桩加载和卸载分级按下列要求进行:

1 加卸载均应分级进行,加载时每级级差可取预计最大荷载的 $1/10\sim 1/15$,根据桩径大小并适当考虑土层软硬程度,对于直径 $300\sim 1000\text{mm}$ 的桩,每级荷载级差可取 $2.5\sim 30\text{kN}$,卸载时可取2倍加载级;

2 加载每级维持 20min ,卸载每级维持 10min ,从0开始,每隔 5min 测读一次,直到到达维持时间止,测读数据应现场记录、整理和汇总。

O.0.5 试验终止加载条件为:

1 在某级荷载下,横向变形急剧增加、变形速率明显加快、地基土出现明显的斜裂缝,或达到试验要求最大荷载或最大位移;

2 桩身出现明显的裂缝,桩身破坏,或桩身位移超过 $30\sim 40\text{mm}$ (软土取大值)。

O.0.6 试验结束后应绘制荷载-变形($H-x$)曲线,荷载位移梯度($H-\Delta x/\Delta H$)曲线、荷载-时间-变形($H-t-x$)曲线,对于埋设量测装置试桩绘制桩身弯矩分布曲线,桩顶或泥面处倾斜角度变化曲线等,根据实测变形和桩身弯矩,计算绘制桩身挠曲及桩侧土抗力与变形关系曲线簇($P-x$ 曲线)。

O.0.7 单桩水平承载力特征值的确定应符合下列规定:

1 取荷载位移梯度($H-\Delta x/\Delta H$)曲线第一拐点的临界荷载为承载力特征值;

2 取荷载位移梯度($H-\Delta x/\Delta H$)曲线的第二拐点或荷载位移曲线的陡降起点为极限荷载,当该值小于临界荷载的2倍时,取极限荷载的一半。

3 不能按上述两条确定时,可取荷载位移曲线上水平位移 8mm (对于水平位移敏感建筑物取 5mm)所对应的荷载作为单桩

承载力特征值。

O.0.8 地基土水平抗力系数的比例系数 m 可根据试验结果按下
列公式确定：

$$m = \frac{\left(\frac{H_{cr}}{x_{cr}} V_x\right)^{5/3}}{b_0 (EI)^{2/3}} \quad (\text{O.0.8})$$

式中 m ——地基土水平抗力系数的比例系数 (MN/m^2)，该数值
为地面以下 $2(d+1)\text{m}$ 深度内各土层的综合值；

H_{cr} ——单桩水平承载力特征值 (kN)；

x_{cr} ——单桩水平承载力特征值对应的位移；

V_x ——桩顶位移系数；

b_0 ——桩身计算宽度。

附录 P Mindlin 应力公式应力影响系数

P.0.1 I_p 、 I_s 分别为桩端阻力和桩侧摩阻力对应力计算点的应力影响系数。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, 如图 P.0.1 所示。由于侧摩阻力分布形式对应力计算结果影响不显著, 故计算中也可近似考虑为一种分布形式, 一般情况下, 桩侧摩阻力可取沿桩身线性增长分布, 即图 P.0.1 中的 β 近似为零。

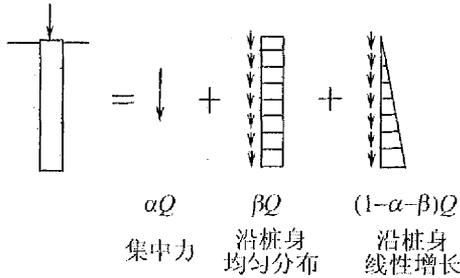


图 P.0.1 单桩荷载分担示意图

对于桩端的集中力情况:

$$I_p = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3} - \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} + \frac{3(m-1)^3}{A^5} + \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} + \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right\} \quad (\text{P.0.1})$$

对于桩侧摩阻力沿桩身均匀分布的情况:

$$I_{s1} = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{2(2-\mu)}{A} - \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B} \right\}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{2(1-2\mu)(m/n)^2}{F} - \frac{n^2}{A^3} \frac{4m^2 - 4(1+\mu)(m/n)^2 m^2}{F^3} \\
& - \frac{4m(1+\mu)(m+1)(m/n+1/n)^2 - (4m^2+n^2)}{B^3} \\
& - \left. \frac{6m^2(m^4-n^4)/n^2}{F^5} - \frac{6m[mn^2 - (m+1)^5/n^2]}{B^5} \right\} \quad (\text{P.0.2})
\end{aligned}$$

对于桩侧摩阻力沿桩身线性增长的情况：

$$\begin{aligned}
I_{s2} = & \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{2(2-\mu)}{A} \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)(1+m)m^2/n^2}{B} \right. \\
& - \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2 - 8(2-\mu)m}{F} - \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} \\
& - \frac{4\mu mn^2 + 4m^3 - 15mn^2 - 2(5+2\mu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \\
& - \frac{2(7-2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\mu)(m/n)^2 m^3}{F^3} \\
& - \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\
& + \frac{12(m/n)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} \\
& \left. + 2(2-\mu) \ln \left(\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m} \right) \right\} \quad (\text{P.0.3})
\end{aligned}$$

式中 $A^2 = [n^2 + (m-1)^2]$, $B^2 = [n^2 + (m+1)^2]$, $F^2 = n^2 + m^2$, $n = r/L$, $m = z/L$;

μ ——地基土的泊松比；

r ——计算点离桩身轴线的水平距离；

z ——计算应力点离承台底面的竖向距离。

附录 Q 无桩靴夯扩桩的设计参数

表 Q.0.1 无桩靴夯扩桩设计参数(桩管外径 $\phi 325\text{mm}$)

持力层土类	桩端土静力触探头阻力 q_c (kPa)	桩端土承载力特征值 q_{pm} (kPa)	夯扩参数 (m)			扩大头最大计算直径 (mm)	扩大头计算直径修正系数 α	桩端土夯实综合修正系数 β
			H	h	$h-c$			
粉砂和粉土	8000~10000	1080~1250	1.7~1.5	0.80	0.60	500	1.00	1.40
	5000~7000	850~1000	2.5~1.8	1.00	0.80	530	1.03	1.35
	2500~4000	630~780	4.0~3.0	1.30	1.10	620	1.08	1.30
	2000	550	4.5	1.50	1.30	670	1.11	1.25
可塑粉质粘土	3000~3500 ($I_p = 14 \sim 17$)	1050~1200	2.0~1.80	1.25	0.95	490	1.07	1.05
	2000~2500 ($I_p = 12 \sim 14$)	750~900	2.5~2.2	1.50	1.15	520	1.12	1.10
	1500~1700 ($I_p = 10 \sim 12$)	600~650	3.5~3.0	1.90	1.60	570	1.18	1.20

注:1. 如桩管外径为 $\phi 377\text{mm}$ 或 $\phi 426\text{mm}$, 则 H 值分别乘以 1.16 或 1.30, 扩大头直径相应增大。

2. 对可塑粉质粘土, 当选用 β 值时, 按土类的塑性指数 I_p 确定; 选用其余参数, 则按 q_c 确定。

附录 R 单桩动力测试

R.0.1 低应变动力测试法

1 低应变动力测试法主要用于检测各类预制桩及混凝土灌注桩的桩身质量,但不适用于水泥搅拌桩、碎石桩、石灰桩等柔性或半柔性桩;

2 低应变动力测试法不得用于推算单桩竖向承载力;

3 低应变动力测试法检测桩身质量时,评定等级分为四类:

I类桩:完整,无缺陷,桩身混凝土波速值正常;

II类桩:基本完整,有轻微缺陷,但基本不影响正常使用,桩身混凝土波速值正常;

III类桩:有明显缺陷,已影响正常使用,或桩身混凝土波速值明显偏低;

IV类桩:有严重缺陷,混凝土波速值很低,已无法正常使用。

4 一般工程的检测桩数不得少于总桩数的 20%,且不得少于 10 根。对单柱单桩基础,应逐根进行检测,对独立承台桩,每承台检测桩数不得少于 50%,且不少于 2 根。当检测为 III、IV 类桩的数量超过抽检数的 30% 时,应加倍抽检;加倍抽检后,若 III、IV 类桩的数量仍超过抽检数的 30%,应全数检测;

5 对混凝土灌注桩,应达到设计要求的混凝土强度的 80% 后方可施测;

6 反射波法和机械法的有效测试桩长与桩直径或边长之比不宜大于 60,并使桩端反射信息在实测时域曲线或实测速度导纳曲线上得以识别。

R.0.2 高应变动力测试法:

1 下列情况之一的桩基工程,可以采用高应变动测法,对单

桩的竖向承载力进行检测：

1) 工程桩施工前已进行单桩静载荷试验的地基基础设计等级为甲级的建筑桩基；

2) 地质条件复杂、桩基施工项目可靠性低、桩数多和工程桩施工未进行单桩静载试验的地基基础设计等级为乙级的建筑桩基；

3) 地基基础设计等级为丙级的建筑桩基，及作为甲、乙级建筑桩基静载试验检测的辅助检测。

2 高应变动力测试法可用于确定单桩竖向极限承载力、评价桩身结构完整性，及检测打入预制桩的桩身应力和桩锤效率，选择沉桩设备与工艺参数；

3 高应变动力测试法检测单桩承载力时，检测桩数不宜少于总桩数的 2%，并不少于 5 根；

4 对打入桩，从沉桩至检测（或复打）的休止时间应满足第 L.0.2 节第 3 条的规定，对各种混凝土灌注桩，尚应满足桩身混凝土养护所需的时间要求；

5 当采用自由落锤时，锤的重量宜大于预估的单桩竖向极限承载力的 1%；

6 采用实测曲线拟合法确定单桩竖向极限承载力时，拟合时间段长度应不少于 $5L/c$ ，并在 $2L/c$ 时刻后的延续时间不少于 20ms；

7 采用 CASE 法定单桩竖向极限承载力时，应采用动静试验对比资料或实测曲线拟合法确定阻尼系数值。

附录 S 沉降观测要点

S.0.1 水准基点应引自城市固定水准点。基点的设置以保证其稳定、可靠、方便观测为原则。对安全等级为一级的建筑物,宜设置在基岩上。安全等级为二级、三级的建筑物,可设在压缩性较低的土层上。

S.0.2 水准基点的位置应靠近观测对象,但必须在建筑物的地基变形影响范围外,并避免交通车辆等因素对水准基点的影响。在一个观测区内,水准基点一般不少于三个。

S.0.3 沉降观测点的布置,应以能全面反映建筑物地基变形特征并结合地质情况及建筑物结构特点确定。点位宜选在下列位置:

- 1 建筑物的四角、大转角处及沿外墙等交接处的两侧;
- 2 高低层建筑物、新旧建筑物、纵横墙等交接处的两侧;
- 3 建筑物裂缝和沉降缝两侧、基础埋深相差悬殊处、人工地基与天然地基接壤处、不同结构的分界处及填挖方分界处;
- 4 宽度大于等于 15m 或小于 15m 而地质复杂以及膨胀土地区的建筑物。在承重内隔墙中部设内墙点,在室内地面中心及四周设地面点;
- 5 邻近堆置重物处、受振动有显著影响的部位及基础下的暗沟处;
- 6 框架结构建筑物的每个部分柱基上或沿纵横轴线设点;
- 7 片筏基础、箱型基础底板或接近基础的结构部分之四角处及其中部位置;
- 8 重型设置基础和动力设备基础的四角、基础型式或埋深改变处以及地质条件变化处两侧;
- 9 电视塔、烟囱、水塔、油罐、炼油塔、高炉等高耸建筑物,沿

周边在与基础轴线相交的对称位置上布点,点数不少于4个。

S.0.4 测量精度宜采用Ⅱ级水准测量。Ⅱ级水准测量应采用闭合法,闭合差应小于 $\pm 0.5 \sqrt{N}$ mm(N 为测站点)。测量宜采用不转站直接观测,视距一般为20~30m。视线高度不低于0.3m。

S.0.5 观测次数和时间。应视地基土类型和沉降速度大小而定。为取得较完整的资料,要求在观测点埋设固定后开始观测。并及时记录气象资料及地下水位的变化情况:

1 民用建筑每施工完一层(包括地下室)观测一次;

2 工业建筑可按不同施工阶段(如回填基坑、安装柱子和屋架、砌筑墙体、设备安装等)分别进行观测;

3 如建筑物均匀增高,应在至少在增加荷载的25%,50%,75%和100%时各观测一次。施工过程中如暂时停工,在停工时及重新开工时应各观测一次。停工期间,可每隔2~3个月观测一次;

4 建筑物竣工后,对特级、一级建筑物应继续观测,观测次数应根据建筑物的沉降速度大小决定。一般情况下,第一年3~4次,第二年2~3次,以后每年一次,直到沉降稳定;

5 沉降是否进入稳定阶段,应由沉降量与时间关系曲线判定。对重点观测和科研观测工程,若最后三个周期观测中每周期沉降量不大于 $2\sqrt{2}$ 倍测量中误差可认为进入稳定阶段。一般观测工程,若沉降速度小于 $0.01\sim 0.04$ mm/d,可认为已进入稳定阶段;

6 对于特殊情况(如突然生严重裂缝,沉降值急剧增加或自然灾害等),则应逐日或数日观测一次。

S.0.6 观测资料应及时整理,以便发现问题时能及早复查:

1 计算每个观测点的沉降和建筑物的平均沉降、相对弯曲、相对倾斜值,必要时计算沉降速率、基础的转动和水平位移等;

2 绘制荷载-时间-沉降($Q-t-s$)曲线;

3 编写观测分析报告。

原始观测资料应归档妥善保存。

附录 T 桩基沉降计算算例

T.0.1 某 3×5 群桩基础,设计采用 $\phi 800$ 钻孔灌注桩,桩间距 $4d$,桩长 30m ,边桩距基础板边距离为 0.80m ,持力层为粉质粘土层。筏板底面处的平均附加应力为 170kPa ,基础板长 14.4m ,宽 8.0m ,埋深 6.5m ,地下水位在地面下 2m 。基础剖面以及土层分布如图 T.0.1,粉质粘土层和粘土层的 $e-p$ 曲线分别见图 T.0.2 和图 T.0.3。以下采用实体深基础法和明德林应力公式法计算基础的最终沉降。

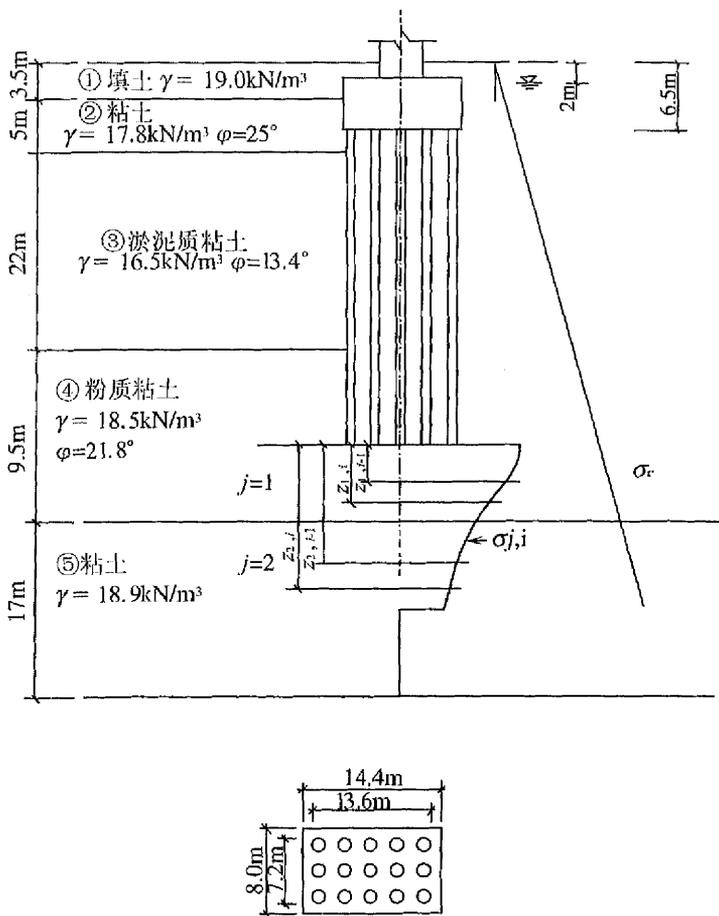


图 T.0.1 基础剖面及土层分布

解：

一、实体深基础法

(1) 计算应力扩散角

基础板底面的附加应力按 $\varphi/4$ 角扩散到桩端平面, φ 为桩长范围内各土层内摩擦角的加权平均值, 计算如下:

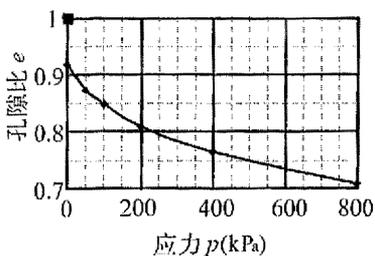


图 T.0.2 ④粉质粘土的压缩曲线

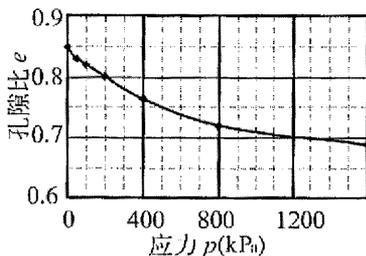


图 T.0.3 ⑤粘土的压缩曲线

$$\alpha = \frac{\varphi}{4} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{4l} = \frac{2 \times 25^\circ + 22 \times 13.4^\circ + 6 \times 21.8^\circ}{4 \times 30} = 4.0^\circ$$

其中 l 为桩长, h_i 和 φ_i 为桩长范围内第 i 层土的土层厚度和内摩擦角。

(2) 计算桩端平面附加应力

桩群的面积长 $a_0 = 13.6\text{m}$, 宽 $b_0 = 7.2\text{m}$, 桩端平面附加应力作用面积为 $a \times b$, 即:

$$a = a_0 + 2l \tan \alpha = 13.6 + 2 \times 30 \tan 4.0^\circ = 17.8(\text{m})$$

$$b = b_0 + 2l \tan \alpha = 7.2 + 2 \times 30 \tan 4.0^\circ = 11.4(\text{m})$$

因此桩端平面平均附加应力 p_0 为:

$$p_0 = \frac{pA}{ab} = \frac{170 \times 8 \times 14.4}{11.4 \times 17.8} = 96.5(\text{kPa})$$

其中 A 为基础板面积。

(3) 计算桩端平面中点以下土层附加应力、平均附加应力和自重应力

采用分层总和法进行计算, 计算过程见表 T.0.1, 其中桩端下 2m 范围内分层厚度为 0.5m, 其余位置分层厚度为 1.0m, 局部土层界面处分层厚度为 0.5m。

(4) 沉降计算深度的确定

按本规范第 5.2.8 条, $b > 8\text{m}$, 取 $\Delta z = 1.0\text{m}$ 。

当计算深度 $z = 13.5\text{m}$ 时, $\sum_{i=1}^{17} \Delta s_i' = 81.7\text{mm}$, $\Delta s_{17}' = 2.6\text{mm}$,

$$\Delta s_{17}' > 0.025 \sum_{i=1}^{17} \Delta s_i';$$

当计算深度 $z = 14.5\text{m}$ 时, $\sum_{i=1}^{18} \Delta s_i' = 83.3\text{mm}$, $\Delta s_{18}' = 1.6\text{mm}$,

$$\Delta s_{18}' < 0.025 \sum_{i=1}^{18} \Delta s_i'。$$

所以取沉降计算深度 $z = 14.5\text{m}$ 。

(5)最终沉降量确定

因沉降计算深度范围内压缩模量的当量值 $\bar{E}_s < 15\text{MPa}$, 根据本规范表 9.4.4, 实体深基础计算桩基沉降经验系数 $\phi_p = 0.5$, 所以最终沉降量为

$$s = \phi_p \sum s_i = 0.5 \times 83.3 = 41.7(\text{mm})$$

二、明德林应力公式法

(1)计算桩端平面以下附加应力

采用明德林应力公式法进行计算, 计算过程见表 T.0.2, 桩端下分层厚度 0.5m , 其余位置分层厚度 1.0m 。沉降计算深度取为附加应力等于 0.1 倍的自重应力深度, 即桩端平面以下 4.5m 深度处。

取土的泊松比 $\nu = 0.35$, $\alpha = 0.3$, $\beta = 0$,

单桩竖向荷载:

$$Q = \frac{pA}{n} = \frac{170 \times 14.4 \times 8}{15} = 1305.6(\text{kN})$$

其中 A 为基础板面积, n 为总桩数。

按附录 J 公式(J.0.1), (J.0.2), (J.0.3) 计算应力影响系数 I_p, I_{s1}, I_{s2} , 按照本规范公式(9.4.6) 计算筏板中点下地基中的附加应力。

(2)最终沉降量确定

参照上海市工程建设规范《建筑地基基础设计规范》表 6.4.2, 因桩长 $\leq 30\text{m}$, 桩基沉降计算经验系数 ϕ_m 取为 1.1 , 则最终沉降量为:

$$s = \phi_m \sum s_i = 1.1 \times 36 = 39.6(\text{mm})$$

表 T.0.1 实体深基础法沉降计算表

 $l=8.9\text{m}$ $b=5.7\text{m}$ $l/b=1.6$ $p_0=96.5\text{kPa}$

点号	$\bar{z}_{j,i}$ (m)	层厚 $\Delta h_{j,i}$ (m)	z/b	附加应力系数 α	自重应力 σ_c (kPa)	附加应力 $\sigma_{j,i}$ (kPa)	自重应力与附加应力和 (kPa)	孔隙比 $e_{1j,i}$	孔隙比 $e_{2j,i}$	$E_{sj,i}$ (MPa)	平均附加应力系数 $\frac{\sigma_{j,i}}{\sigma_c}$	$s_{j,i}$ (mm)
1	0		0	0.25	284.5	96.5	381	0.787	0.7684	9.08	1.0000	
2	0.5	0.5	0.088	0.2496	288.8	96.3	385.1	0.7866	0.7675	9.01	0.9996	5.4
3	1	0.5	0.175	0.2491	293.0	96.2	389.2	0.7857	0.7668	9.08	0.9992	5.3
4	1.5	0.5	0.263	0.2471	297.3	95.4	392.6	0.7848	0.7663	9.20	0.9972	5.2
5	2	0.5	0.351	0.2445	301.5	94.4	395.9	0.7838	0.7657	9.30	0.9948	5.1
6	3	1	0.526	0.2361	310.0	91.1	401.1	0.7820	0.7648	9.44	0.9844	9.8
7	3.5	0.5	0.614	0.2308	314.3	89.1	403.3	0.7812	0.7645	9.50	0.9776	4.8
8	4.5	1	0.789	0.2159	323.2	83.3	406.5	0.7766	0.7642	11.94	0.9592	7.2
9	5.5	1	0.965	0.1985	332.1	76.6	408.7	0.7750	0.7638	12.14	0.9352	6.6
10	6.5	1	1.140	0.1817	341.0	70.1	411.1	0.7737	0.7635	12.20	0.9084	6.0
11	7.5	1	1.316	0.165	349.9	63.7	413.6	0.7722	0.7632	12.54	0.8796	5.3
12	8.5	1	1.491	0.157	358.8	60.6	419.4	0.7708	0.7624	12.78	0.8500	4.7

续表

13	9.5	1	1.667	0.1346	367.7	52.0	419.7	0.7694	0.7623	12.95	0.8204	4.2
14	10.5	1	1.842	0.1211	376.6	46.7	423.3	0.7682	0.7620	13.31	0.7908	3.7
15	11.5	1	2.018	0.1089	385.5	42.0	427.5	0.7669	0.7617	14.27	0.7620	3.1
16	12.5	1	2.193	0.0984	394.4	38.0	432.4	0.7658	0.7613	14.91	0.7344	2.7
17	13.5	1	2.368	0.0896	403.3	34.6	437.9	0.7646	0.7611	16.08	0.7124	2.6
18	14.5	1	2.544	0.0815	412.2	31.5	443.7	0.7640	0.7607	16.83	0.6824	1.6

$$\sum s_i = 83.3\text{mm}$$

注：表中附加应力系数 α 和平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 分别查表所得。

表 T.0.2 明德林应力公式法沉降计算表

$\nu=0.35$ $\alpha=0.3$ $\beta=0$ $Q=1305.6\text{kN}$

点号	计算点深度 $z_{j,i}$ (m)	层厚 $\Delta h_{j,i}$ (m)	自重应力 σ_c (kPa)	附加应力 $\sigma_{j,i}$ (kPa)	自重应力与附加应力之和 $\sigma_c + \sigma_{j,i}$ (kPa)	自重应力作用下孔隙比 e_1	自重应力附加应力作用下孔隙比 e_2	压缩模量 E_s (MPa)	分层沉降 s_i (mm)
1	0		284.5	355.5	640.0	0.7870	0.7312	11.38	0
2	0.5	0.5	288.8	355.5	644.3	0.7889	0.7308	10.94	16.2
3	1	0.5	293.0	107.8	400.8	0.7857	0.7648	9.21	5.9
4	2	1	301.5	46.2	347.7	0.7838	0.7743	8.67	5.3
5	3	1	310.0	35.6	345.6	0.7820	0.7748	8.81	4.0
6	3.5	0.5	314.3	33.1	347.4	0.7812	0.7744	8.67	1.9
7	4.5	1	323.2	29.3	352.5	0.7766	0.7720	11.32	2.6

$\sum s_i = 36\text{mm}$

用词和用语说明

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”或“可”;反面词采用“不宜”或“不可”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应按……执行”或“应符合……要求或规定”。非必须按所指定的标准、规范或其他规定执行时,写法为“可参照……”

第二篇

浙江省标准

建筑地基基础设计规范

Code for Design of Building Foundation

DB 33/1001 - 2003

J10252 - 2003

条文说明

2003 杭 州

1 总 则

1.0.1 浙江省地方性规范《建筑软弱地基基础设计规范(DBJ 10—1—90)》是1990年编制的。该规范有浙江地方特色、符合实际情况,试用至今对促进浙江省地基基础设计起到了积极的作用。但随着科学技术的发展和国家技术经济政策的调整,规范中的有些内容已需修正,同时近年来浙江一些成熟的地方经验和先进技术也需进一步充实规范。为此浙江省建设厅在2001年建科发第79号文中,提出修订浙江省地基基础设计规范。本规范就是按照这一要求进行修订的。

1.0.2 根据第1.0.2条的规定,本规范适用于浙江省内工业与民用建筑工程和一般构筑物。市政工程和道路桥梁工程的地基基础设计,应执行相应专业的规范,本规范仅作参考。

1.0.3 本规范的设计原则、计算方法以及提供的计算参数都是一般情况。由于地基土性质复杂,力学指标的离散性较大,地基基础又是工程结构的重要组成部分,各地区在使用时,应因地制宜、综合考虑,提高设计质量。

2 术语和符号

2.1.3 本次修订按照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)的规定,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

3.0.2 本条规定了地基设计的原则。

软弱地基在浙江省分布范围较广,大量软弱地基工程质量事故表明,属于地基强度不足而使建筑物丧失稳定性的事故较少,绝大多数是由于地基变形值超过了建筑物的允许变形值,导致上部结构产生过大的裂缝或整体倾斜,而且地基变形趋于稳定的历时相当长。所以,对软弱地基设计应以控制变形为主。

3.0.3 在承载能力极限状态下,由可变荷载控制的基本组合值 S ,应按下列式计算:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ei} S_{Qik} \quad (3.0.3-1)$$

由永久荷载控制的基本组合值 S ,应按下列式计算:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ei} S_{Qik} \quad (3.0.3-2)$$

式中 γ_G 、 γ_{Qi} ——永久荷载及第 i 个可变荷载的分项系数,按现行《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2001)的规定取值。其中,当荷载效应对结构不利时,对由可变荷载控制的组合取 $\gamma_G = 1.2$,对由永久荷载控制的组合取 $\gamma_G = 1.35$;

ψ_{ei} ——可变荷载 Q_i 的组合值系数,按现行《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2001)的规定取值;

S_{Gk} ——按永久荷载 G_k 计算的荷载效应值;

S_{Qik} ——按可变荷载 Q_{ik} 计算的荷载效应值。

在正常使用极限状态下,荷载效应的标准组合值,应按下列式计算:

$$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3.0.3-3)$$

荷载效应的准永久组合值 S_k , 应按下列式计算:

$$S_k = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Qik} \quad (3.0.3-4)$$

式中 ψ_{qi} ——为可变荷载 Q_i 的准永久值系数, 按现行《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001) 的规定取值。

4 建筑地基勘察

4.1 一般规定

4.1.1 为了和本规范的总名称相对应,本章称为“建筑地基勘察”,是岩土工程勘察工作针对建筑地基的专称。

本章修编时,参照现行国家标准《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001),结合浙江的工程地质条件和岩土工程的特点进行了必要的细化和深化。

4.1.2 建筑地基的勘察工作大都集中在城镇,已经积累了较多的勘察资料和建筑经验,为了合理地布置勘探工作量,充分搜集、分析和利用邻近已有的勘察资料和建筑经验是十分必要的,在今后的工作中应加以重视。

勘察纲要是野外及室内勘探、测试工作的指导书,因此详细编制勘察纲要是勘察工作的基础,是不可缺少的。

根据浙江省建设厅1998年8月颁布的《浙江省建设工程勘察设计质量管理暂行办法》第十条“工程勘察单位应根据《岩土工程勘察规范》和有关专业勘察规范进行布孔,并满足结构专业设计要求,其他单位和个人不得随意指定和更改”的规定,所以本条作出了勘探工作量由勘察单位布置的规定。

4.1.3 野外和室内勘探、测试工作必须按照勘察纲要规定执行,只有当场地的工程地质条件和预计的有较大差异时,方可进行必要的修改和变更,但必须经勘察纲要原审批人同意,并及时办理纲要变更手续。其目的是要保证第一手资料的质量,真实反映场地岩土工程地质条件,提供准确、可靠的勘察成果,为设计、施工、监理提供依据。

由于不同的勘察阶段其勘察工作的目的、提供的勘察成果及评价的重点和深度不相同,所以本条规定了勘察工作应与设计阶段相适应。

勘察阶段一般可分为可行性研究、初步勘察、详细勘察和施工勘察四个阶段,由于建筑地基勘察大都集中在城镇,工程地质资料较多且建筑场地都已确定,一般都不进行可行性研究阶段的勘察工作,而施工勘察阶段的勘察工作,因其目的各不相同,要求也不一样,较难作出明确的规定,所以该两个阶段的勘察要求未在本规范中列入,如工程需要进行该两个阶段的勘察工作时,可遵照国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)或其他相应规范的执行。

对于一般建筑物和建筑性质及建筑总平面位置已经确定的工程,在已掌握附近工程地质资料、有建筑经验的场地,允许直接进行详细勘察阶段的勘察工作,而对于不符合上述条件及大型厂址、重要工程或地质条件复杂的场地,为了选择较有利的地段,尽可能节约投资,则应分阶段进行勘察工作。

4.2 地基岩土的分类和鉴定

4.2.1 本条仅列入了在浙江省范围内常见的作为建筑地基的岩土,而一般不常见或极少见及不存在的岩土则未列入,如在今后的工作中遇见则可按相应的规范执行。

4.2.2 鉴于《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)作为国家强制性标准已于1995年7月1日起实施,所以本条的岩石按坚硬程度分类及按岩体的完整性程度分类,按该标准的规定编写。为便于野外鉴别,本规范附有“岩石坚硬程度等级的定性分类”(附录表A.0.1)和“岩体完整程度的划分”(附录表A.0.2),以供定性鉴别之用。

有关岩石风化程度的分类是依据原浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ 10—1—90)中附表2—2的“基岩风化程度

的划分”的内容为主,本次修编时作了局部调整,增加了“未风化”一类,并将重型圆锥动力触探锤击数($N_{63.5}$)作为参考指标列入了附录表 A.0.3 中供参考使用。

岩石软化系数系饱和状态与风干状态的岩石单轴极限抗压强度之比。

4.2.4 关于土的分类总体上和国标《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)和国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)相一致,本次修编时仅结合浙江省的实际情况在局部作了补充和细化:

1 老沉积土是第四纪晚更新世(Q_3)及以前沉积的土;一般沉积土是第四纪全新世(Q_4)以来沉积的土层,其中近代表层松软沉积的土称新近沉积土。

2 碎石土的分类、碎石土的密实度分类及碎石土密实度野外鉴别均按现行国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)编写;

3 关于粉土。根据浙江的实际仍按原规范的规定分为粘质粉土和砂质粉土两个亚类,由于粉土(特别是砂质粉土)原状土样采取有一定的困难,且易扰动,同时由于原状土样密封较差时,往往发生水分流失,造成含水量失真,室内土工试验的塑性指数 I_p 的准确性难以保证,所以本规范规定了粉土划分亚类时以粒组成分为主,塑性指数作参考的原则,因此在实际勘探过程中对其原状土样或进行标准贯入试验时应对所取的扰动土样进行颗粒分析,以供划分亚类使用;

在浙江沿海一带常常分布有淤泥质土和粉土、砂土的互层或夹层,并具韵律状的地层,由于单层的厚度较薄(几毫米至几厘米),在室内试验时往往是混合在一起进行,其试验结果天然含水量大于液限,孔隙比大于 1 属淤泥质土,而颗粒分析又属粉土,以往便冠名为淤泥质粉土,鉴于粉土已从粘性土中单独划出,所以不能在粉土前冠以“淤泥质”,应按实际状况定名为互层、夹层等。因此在今后应加强野外描述工作,认真鉴别,准确定名,以免造成误判;

4 粘性土的状态分类,原则上未作变动,仅考虑到和国标相一致,同时又能体现浙江的实际情况,在本次修编时将原规范中的硬可塑和可塑划分为可塑的两个亚类,原可塑亚类改称为软可塑,希望注意;

5 淤泥是在静水或缓慢流水的地质环境下沉积,并经生物化学作用后形成的,呈灰色或深灰色;

6 在浙江的杭州、绍兴、余姚等地分布有泥炭层及有机质土,而原规范中未作详细的规定,本次修订时专列附表 A.0.5“土按有机质含量分类”对其可根据有机质含量 W_{L} 的灼失量试验结果按该表进一步分类;

7 根据我省的具体情况,本次修编时,增加了红粘土、膨胀土及污染土。具体评价要求可按相应的规范执行。

4.2.5 鉴于浙江省在第四纪以来经历了多次海浸海退,沉积环境几经变化,在沿海及河谷两侧沉积了具有一定韵律的互层及不规则的夹层、透境体,原规范未能对此作出具体的定名规定,各单位定名不统一。本次修订时为了统一定名,为今后的资料互相利用及建立地理信息系统的需要,故增加了本条的具体规定。

具体划分的规定如下:

1 若两种土类相间成层,厚度相差不大,其厚度比大于 $1/3$,且多次有规律出现时,可定名为“互层”,如“粘土与粉砂互层”、“淤泥质粘土与砂质粉土互层”等,并分别描述其单层厚度;

2 若两种土类相间成层,厚度相差较大,其厚度比为 $1/10 \sim 1/3$ 时,可定名为“夹层”,厚的土层名在前,如:“粘土夹粉砂”、“淤泥质粘土夹砂质粉土”等,当夹层厚度大于 0.5m 时应单独分层;

3 若在很厚的土层中,夹有薄的不同土层,且厚度比小于 $1/10$ 时,可定为“夹薄层”,如:“粘土夹薄层粉砂”,“淤泥质粘土夹薄层粉土”等,并应描述薄层的厚度;

4 若在很厚的土层中有部分钻孔出现不同土层且向周围钻孔逐渐尖灭时,可定为“夹透镜体”;

5 凡土层中存在厚度小于 0.5m 的特殊土层或标志层(如黑色有机质土、泥炭质土、贝壳层等)均应单独分层或在描述中特别叙述。

4.3 地下水

4.3.1~4.3.3 在岩土工程勘察、设计、施工过程中,地下水始终是一个极为重要的影响因素,地下水既作为岩土体的组成部分直接影响岩土的性质,又作为工程建筑物的环境影响建筑物的稳定性和耐久性。特别是近几年来,高层建筑的增多,建筑基坑也有逐渐加深的趋势,查明和掌握场地水文地质条件及对地下水的正确评价对工程的安全和造价产生极大的影响,为适应这一客观需要,本次修订时增加地下水这一节,并强调:

1 加强对有关宏观资料的搜集工作,加重初步勘察阶段对地下水勘察的要求,提出对缺乏常年地下水位监测资料的地区在初步勘察阶段设置长期观测孔的规定,这是非常有必要的。

2 地下水对基础工程的影响,特别是基坑工程,实际上是孔隙水压力场的分布状态对工程的影响问题,而不仅仅是水位问题,因此,对于高层建筑和重大工程,当地下水的变化或含水层的水文地质特性对地基评价、基础抗浮和工程降水有重大影响时宜进行专门水文地质勘察工作,通过现场和室内试验提供渗透系数、影响半径等水文地质参数,作出必要的评价。这里特别要指出的是,一般室内试验的误差较大,而现场试验比较切合实际,所以进行专门的水文地质勘察、试验工作很有必要。

3 在勘察过程中除了掌握地下水位及其变化外,还应采取地下水水样进行水质化学分析,以判定其对建筑材料的腐蚀性及其受污染的程度和污染源。

4.3.4 地下水位的量测应注意以下几个问题:

1 稳定水位是指钻探时的水位经过一定时间恢复到天然状

态后的水位,其恢复的时间长短受含水层的渗透性能影响最大,也和钻探时泥浆的浓度有较大的关系,因此在钻孔终孔时(特别是含水层渗透性能差时)应将钻孔中泥浆适当稀释,对于砂土和碎石土恢复时间不得小于0.5h,对粉土和粘性土不得小于8h,并宜在勘察结束后统一量测稳定水位。

2 地下水位量测精度应为 $\pm 2\text{cm}$,所以对量测工具应定期校正。

3 对于有多层含水层时,应采取止水措施,分别量测各含水层的水位,切勿混合在一起,以混合水位替代。

4 当勘察场地的地下水位与地表水体有水力联系或受潮汐影响时,应在勘察期间,设置固定的观测孔、点,定时量测其水位,以便掌握、分析其相互间的关系。

4.3.5 由于地下水的的作用对岩土工程设计、施工有着极大的影响,因此在勘察中应当对其作用进行必要的评估和预测,充分分析地下水对岩土及建筑物的各种作用,并预测地下水对工程可能带来的各种影响,提出必要的防治措施的建议。

地下水对岩土体和建筑物的作用,按其机制可以划分为两类:一类是力学作用;另一类是物理、化学作用。岩土特性的复杂性尽管难以定量计算,但可以通过分析得出合理的评价。

地下水对岩土体和建筑物上述作用的评价可按国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)的有关规定执行。

4.4 勘察要点

4.4.1 初勘的任务主要对建筑场地的稳定性和建筑适宜性作出分析和评价,可着重从岩土层的工程地质特征、地下水、不良地质现象及抗震设防区的地震效应等方面进行勘察工作。对涉及高层建筑的地基基础、基坑的开挖和支护、工程降水等作出初步分析和评价,为详勘时进一步深入评价打下基础。

4.4.2

1~3 初步勘察与初步设计阶段相对应,对大型厂址、重大工程或地质条件复杂的场地应进行初步勘察,其目的是为建筑物总平面的合理布置和确定经济、安全、可行的地基基础方案提供工程地质资料和相关的评价建议。

鉴于浙江省地貌地质条件的复杂性,加之建筑物类型的多样性,要对初勘阶段勘探点的间距和孔深作一个具体的规定是困难的。浙江省既有大片的山地、丘陵、盆地、沟谷,又有城市化程度较高建筑密集的沿海平原。而杭嘉湖、萧绍姚、宁奉、温黄、温瑞等沿海平原的第四纪地层差别甚大。浙江省地层齐全、岩性复杂、各类褶皱、断裂构造发育,岩土体结构类型及其工程地质特性有很大的差异。因此,初步勘察首先应收集场地及其附近的工程地质资料,对于丘陵和山前沟谷一带,应调查了解场地所处的地貌单元、断裂、褶皱、地层岩性及其产状以及崩塌、滑坡、泥石流等不良地质现象等。对于沿海平原应收集已有的勘探孔资料和区域性的第四纪地层、基岩埋深等资料。同时应了解拟建建筑物的性质和荷载特点。

通过现有资料分析,在对场地的地质条件和建筑条件基本掌握的基础上,根据本规范的要求,经济合理地布置勘探工作量。

勘探孔的孔距和孔深,根据本省实际情况,地基复杂程度大多为中等复杂(二级类型),有些属中等偏复杂,有些属中等偏简单。因此,偏复杂时孔距可取 50m,偏简单时可取 150m。非网格状布置时,孔距可适当调整。勘探孔的深度应根据拟建建筑物的特点和场地岩土层的实际情况而定。对于山前河(沟)谷冲(洪)积平原,若建筑物采用天然地基时,孔深确定原则可参照 4.4.5 条。对于沿海平原,需进行初勘的工程,一般均需采用桩基础,因此,其孔深应着眼于可供选择的持力层的埋藏及分布条件。一般孔控制桩基持力层的埋深及厚度变化,控制孔控制基础荷载应力影响范围的深度,同时兼顾划分建筑场地类别查明覆盖层厚度的需要。

4 本条所称的技术孔,保留原规范的提法。其含义是:进行系

统采取土试样,并对砂土和碎石土进行孔内原位测试(标贯和动探)的勘探钻孔。除了技术孔外,其他可有岩性鉴别孔、静力触探孔等。

5 根据浙江省地质特点,可能存在对建筑工程安全有影响的不良地质作用有:山地丘陵及其山前一带的斜坡或边坡的岩土体位移(滑坡、崩塌、泥石流)以及岩溶塌陷、采空区地面塌陷;海岸侵蚀;河湖边岸的冲刷、塌岸等。不良地质作用可分为现状存在或有隐患的及工程活动诱发的两类。当不良地质作用对建筑工程安全有影响时,初勘阶段应进行专项勘察。

4.4.3 本条直接引自国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021 - 2001)第 4.1.11 条强制性条文,必须严格执行,并参阅该条文的说明。

4.4.4 本条文为详勘阶段工作量布置的基本规定。

1 本款规定了详勘阶段勘探点布置的基本原则;

2 本款规定了各类勘探孔的配置原则,并对原状土样取样间距及取样数量作出了规定。在沿海平原区,静探是一种有效的勘探手段,但应与技术孔结合使用,在有经验地区,可适当增加静探孔比例,但技术孔比例仍不宜少于总数的 1/4。

4.4.5 浙江省沿海平原及河谷阶地,历史上河、塘、浜纵横交错,随着人类活动,大量的河、塘、浜被填没,坟场被整平,浅部土层十分复杂。因此,对于天然地基勘察工作,除布置一定数量的取土试样孔或原位测试孔外,宜布置相当数量的小钻孔进行浅层勘察,以探明暗塘(浜)、墓穴及填土等分布情况。勘察前可查阅有关的河流历史图集或 70 年代以前地形图,了解拟建场地有无暗塘(浜)的分布,同时也应进行现场调查核实。浅层勘察的孔距 10~15m,查明填土和表层土(或硬壳层)的分布和厚度变化情况。当有暗塘(浜)分布时,尚应布置小钻孔断面,查明场地内暗塘(浜)的深度和宽度及其分布范围等,并要求控制其边界线的孔距为 2~3m 是较为合理的。

对于丘陵山区及山前基岩埋藏较浅的地带,岩质地基与土质

地基有很大差别,变化极大,它与岩体结构类型、岩石性质、地质构造、风化规律等有关。本省岩质地基的岩性有火山岩、侵入岩、变质岩、沉积岩(主要为沉积碎屑岩、碳酸盐岩)等。浙东南地质构造以断裂为主,浙西北则以褶皱与断裂均强烈发育为特征,不同的岩性构造有不同的风化规律,因而岩质地基的力学特性有着极大的差异。本条对岩质地基只作了原则规定。

4.4.6 浙江省沿海平原均为深厚软土分布区,10多年来,较高的多层建筑和高层建筑大量兴建,桩基工程迅速增多,原浙江省标准规定勘探孔间距一般为20~30m,经大量的工程实践证明还是比较合适的,与现行国家标准也相容,因此保留原规范的规定。在桩基设计中,对于端承类桩基,特别是预制桩,最为担心的是持力层起伏情况不清而造成截桩或接桩,因而为查明持力层层面起伏乃至持力层存缺情况,应适当加密。本条给出以相邻勘探点持力层坡度10%作为控制持力层层面变化幅度。

在桩基设计中为考虑桩端阻力的深度效应。要求一般性勘探孔深度应达到预计桩长以下3~5d。由于大直径桩端阻力的深度效应更为明显,故要求不得小于5m。对于嵌岩桩基的勘探在浙江省占到相当大的份额,在山前地带松散覆盖层较薄且缺乏土质持力层的地段,尤其以浙东、浙东南以及海岛地区的滨海丘陵平原地貌单元最为常见,在下列几种情况下,钻孔间距宜10~20m,必要时应逐柱或逐桩布置钻孔:

1 地质构造复杂地区:松散覆盖层以下基岩的地层岩性变化大,或存在断裂破碎带,或存在中基性岩脉或存在古海蚀崖海蚀穴等复杂场地,往往隐伏基岩面起伏大,风化带形态及厚度变化大,必须加密钻孔。

2 岩溶发育地区:浙西北地区碳酸岩分布较广,在地形较为平坦的场地,其覆盖层以下的隐伏岩溶发育情况复杂,分布有大小不等的溶沟、溶槽、石芽、溶洞和溶蚀裂隙等,在一个场地内各种岩溶形态发育的随机性较大,必须加密钻孔。

3 风化作用强烈的花岗岩或类似花岗岩风化特性的岩体(如上侏罗统部分火山熔岩类、熔结凝灰岩类,以及部分变质岩和侵入岩类等)不论其覆盖层厚度大小,往往在全、强风化带内出现大小不等的孤石。在与围岩或岩脉接触带等部位,往往出现囊状、袋状和槽状风化带等复杂情况,必须加密钻孔。

鉴于嵌岩桩持力岩层的隐蔽性和不确定性,因此要求勘探钻孔深入持力岩层一般不小于 $3d$,且不得小于 3m ,当出现上述复杂情况时则不小于 $5d$,且不得小于 5m 。遇到不良地质体时,应在其底板完整基岩内继续钻进 $5d$,且不得小于 5m 。由此作为嵌岩桩长设计的依据。

4.4.7 基坑工程与地基基础是不可分割的整体,因而基坑工程的勘察应与主体建筑地基勘察一并进行。但勘察工作量及勘探测试方法应同时满足地基基础与基坑工程设计、施工的要求。一般情况下,可不单独进行基坑工程勘察,但当已有勘察资料难以满足基坑支护设计与施工要求时,应进行补充勘察或专门勘察。

在建筑物密集地区,由于对基坑开挖周边建(构)筑物和地下管线情况不了解,就盲目开挖造成损失的事例很多,有的后果严重。因而通过基坑及其周边环境调查,为设计、施工有针对性地采取有效保护措施提供依据。

基坑工程勘察除常规土工试验外,抗剪强度是支护设计最重要的参数,必须准确提供。但不同的试验方法(直剪或三轴,不排水剪或固结不排水剪或排水剪)可能得出不同的结果。因此抗剪强度的试验方法应从基坑支护工程的安全等级、支护方式以及基坑开挖影响范围内土层的特性等因素确定。在有经验的地区,一般可采用直剪固快指标(可按峰值强度的 70% 提供,并同时提供峰值强度)。对于浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》(DB 33/T1008—2000)规定的一、二级基坑,一般应进行三轴固结不排水剪并同时测定孔隙水压力,分别提供总应力强度指标和有效应力强度指标。在勘察报告中,对土的抗剪强度试验方法应予以说明。

勘察手段除钻探取样和室内土工试验外,尚宜根据需要采用静力触探、标准贯入、十字板剪切、现场抽(注)水等原位测试。当设计需要时,应采用专门的原位测试(载荷试验、旁压试验、扁铲侧胀试验)测定设计所需的地基土的水平向和垂直向基床系数等参数。

4.4.8 根据 GB 18306—2001 标准,浙江省抗震设防区的抗震设防烈度分 6 度和 7 度两个区域,7 度区的范围包括宁波北仑区、镇海区以及舟山市,6 度区包括杭州、宁波、嘉兴、湖州、绍兴、温州、丽水等七个市的部分县(市)、区。

4.4.9 施工勘察是施工期间因设计、施工需要进一步提供工程地质资料而进行的勘察(不按规范规定勘察或弄虚作假等质量问题需要重新勘察的不在此列)。例如在复杂地质条件下的岩质地基和嵌岩桩基,由于岩体的极不均一性和非连续性,钻孔之间的地质情况出现异常,往往需进行逐柱或逐桩钻探时,必须进行施工勘察。近几年来此项工作甚为重要。

4.5 原位测试与室内试验

4.5.1 原位测试是在现场岩土层中进行岩土体物理力学性质指标测试的方法。试验的土体基本上保持天然结构和天然含水量,而且试验土体的尺寸比室内试验试样的尺寸大得多,因此测试结果代表性更好。对难以取样的土(如砂土),更不得不借助原位测试对土的工程性能进行评定。但原位测试评定土的工程参数主要是建立在统计的经验基础上,有很强的地区性和局限性,不同原位测试方法适用于不同类型土,试验误差也有差异,因此,应合理地选择原位测试方法和多种手段综合运用。

本条除提供了浙江省内常用的几种原位测试方法以外,还列出了几种较新的原位测试方法(如扁铲侧胀试验等)。为便于选择,在附表中简要列出各种原位测试适用不同类型土和所能提供的岩土参数。原位测试方法的选择,应考虑的因素包括土质条件、

设备要求、勘察阶段等,而地区经验的成熟程度最为重要。

1 静力触探是浙江省内最常见的原位测试手段。贯入速率要求为 $1.2\text{m}/\text{min}$ 。测试仪器可采用电阻应变仪、电子电位差计、数字测力仪、带微机处理机的记录仪等。

2 标准贯入试验是砂土层原位测试中最主要的手段。勘探孔内涌砂厚度超过 15cm 时,不得进行贯入。可向孔内注入清水或泥浆,控制涌砂厚度在 15cm 以下方可继续贯入。一般地层需预打贯入 15cm 以后再贯入 30cm 并记录锤击数。

为保证试验质量,当贯入器刃口崩钢超过周长 $1/5$ 时,应予更换。判定砂土地震液化的标准贯入试验,其锤击数可不做杆长校正,在密实的砂层中锤击数超过 50 锤/ 30cm 时,可不再继续贯入。当换算地基承载力时,应根据要求进行杆长修正。

3 对十字板剪切试验适用的土主要有以下几类:1)灵敏度 $S_r \leq 10$ 的土;2)固结系数 $C_v \leq 100\text{m}^2/\text{年}$ 的土;3)均质饱和软粘土。要求剪切速率为 $1^\circ \sim 2^\circ/10$ 秒。

4 波速测试的目的,是依据弹性波在岩土体内的传播速度,测定岩土体在小应变条件下($10^{-4} \sim 10^{-6}$)动弹性模量。浙江省内的工程地质勘察中常用单孔法(当地层变化较大时,宜使用跨孔法),且应使套管与地层之间密贴,可采用灌注泥浆或其他措施。

5 扁铲侧胀试验是一种新型的原位测试方法,简称扁胀试验,也叫扁平板旁压试验或压入板状膨胀试验。兼有静力触探和旁压试验两者的功能和优点。试验中利用静力或锤击的方法将扁铲形状的测头贯入土中一定深度,向扁铲内密闭容腔输入高压气体以施加压力,并使之侧向扩张,量测不同的侧向位移时的侧向压力,从而计算出测试参数。应用该法应注意结合当地其他原位测试方法的经验,不宜完全直接引用国外的经验公式,同时进行试验数据的对比积累。

表 4.5.1 系统列出了原位测试方法的适用范围和能提供的土性参数。

表 4.5.1 原位测试方法适用的土类和可提供的岩土参数

原位测试	适用土类					可提供参数									
	砂土	粉土	粘性土	淤泥质土	素填土	分层	I_L 、 D_r	E_s	c 、 φ 或 c_u	c_v	k	μ_0	k_0	OCR	V_v
静力触探试验	+	++	++	++	++	++	+	+	++						
孔压静探试验	+	++	++	++	++	++	+	+	++	++	++	+	+		
标准贯入试验	++	++	+			+	+	+	+						+
轻型动力触探				+	++	+	+	+	+						
重型动力触探	++	+	+			+	+	+	+						
十字板剪切试验			+	++	+				++						
平板载荷试验	++	++	++	++	++			++	+					+	
旁压试验	+	+	++	+	+			++	+	+			+	+	
扁铲侧胀试验	+	++	++	++	++	++	+	++	++	+		+	++		
波速试验	+	+	+	+	+		+								++

注：++——很适用，+——适用。

4.5.2 室内岩石的试验项目及其方法的选择，应有目的性和针对性。室内土样的试验一般包括土的物理性质测试、土的力学性质指标测试、土的动力性质测试及土的化学分析等。岩石的试验项目一般包括岩矿鉴定、抗压强度试验等。实际试验项目应根据工程性质、基础类型、设计要求和岩土特性等因素综合确定，以满足设计和施工的需要。

根据土性及不同的取样方法可获得不同类别的土试样。本条规定了一般原状土样所需进行的试验项目。根据不同类型的土测定不同的分类指标、物理力学性质指标。粘性土主要包括：液限、塑限、比重、天然含水量、重力密度和有机质含量等；粉土包括：颗粒级配、液限、塑限、比重、天然含水量、重力密度和有机质含量等；砂土包括：颗粒级配、比重、天然含水量、重力密度、最大和最小密

度。

表 4.5.2 较系统地列出了一般的土工试验项目及相应的工程应用条件,根据实际情况可进行选择。各项目试验成果之间要求合理、可靠,应按土层进行统计并与原位测试所获数据比较使用。

表 4.5.2 室内试验

试验类别	试验项目	测定参数	工程应用
物理性质	含水量、重度、比重	含水量 w 、重度 γ 、比重 G_s	土的基本参数计算
	液限 塑限	液限 w_L 、塑限 w_P 、塑性指数 I_P 、液性指数 I_L	粘性土的分类
	颗粒分析	粒径级配曲线 不均匀系数 $K_u = d_{60}/d_{10}$ 限定粒径 d_{60} ,有效粒径 d_{10}	粉土和砂土的分类、确定粘粒含量、判定液化、评价流砂、管涌可能性
	灼失量	灼失量	有机质土的分类
	岩石试验	岩矿鉴定、吸水率和饱和吸水率、耐崩解性和膨胀性	岩石的分类、强度计算。
力学性质	压缩与固结特性	$e-p$ 曲线 压缩系数 a 压缩模量 E_s	沉降量计算
		$e-\lg p$ 曲线 先期固结压力 p_c 超固结比 OCR 压缩指数 C_c 回弹指数 C_s	土的应力历史评价,考虑应力历史的沉降计算
		固结系数 C_v 、 C_h	粘性土沉降速率和固结度的计算
	直剪快剪	内摩擦角 φ_u 粘聚力 c_u	计算地基的天然强度
直剪固结快剪	内摩擦角 φ_{cq} 粘聚力 c_{cq}	地基承载力计算、稳定性验算	
直剪慢剪	内摩擦角 φ_s 粘聚力 c_s	地基长期稳定性验算	

力学性质	三轴不固结不排水剪(UU)	内摩擦角 φ_u 粘聚力 c_u	计算地基的天然强度
	三轴固结不排水剪(CU)	三轴固结不排水剪内摩擦角 φ_{cu} 三轴固结不排水剪粘聚力 c_{cu} 有效应力内摩擦角 φ' 有效应力粘聚力 c' 孔隙水压力系数 λ, B	考虑上部荷载引起地基强度增长、固结后地基稳定性验算、基坑稳定性验算
	三轴固结排水剪(CD)	三轴排水剪内摩擦角 φ_d 三轴排水剪粘聚力 c_d	地基长期稳定性验算
	无侧限抗压强度	抗压强度 q_u 灵敏度 S_r	粘性土施工期稳定性验算
	静止侧压力系数	侧压力系数 k_0	静止侧压力计算
	动三轴动单剪	应变幅 $10^{-4} - 10^{-2}$ 范围的动剪切模量 G_d 、阻尼比 D	地震反应分析、地基液化判别
	共振柱	应变幅 $10^{-6} - 10^{-4}$ 范围的动剪切模量 G_d 、阻尼比 D	地震反应分析、地基液化判别
	渗透	渗透系数 k_v, k_h	渗流计算
	岩石试验	干燥和饱和状态下的单轴抗压强度、弹性模量和泊松比等	岩石强度计算。
化学性质	地下水的腐蚀性	pH、 Cl^- 、 SO_4^{2-} 、侵蚀 CO_2	水对混凝土腐蚀性评价,水对钢、铸铁材料腐蚀性评价
	土的腐蚀性	用土的浸出液测定 pH、 Cl^- 、 SO_4^{2-} 侵蚀 CO_2	土对混凝土腐蚀性评价
		原位测试 pH、氧化还原电位,极化电流,电阻率,室内扰动土测试质量损失	土对钢、铸铁材料腐蚀性评价

注:固结试验可采用综合固结法校正的快速法试验。

4.5.3 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;但是对取样的试验操作要求较高,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,故本次修订推荐三轴试验。鉴于多数工程施工速度快,较接近于不固结不排水条件(UU),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。

室内试验确定土的抗剪强度指标影响因素较多,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。

4.5.4 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,本次修订时强调了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载回弹再压缩,比较符合实际情况,是国际上常用的方法。本次修订时增加了通过高压固结试验测定有关参数的规定。

5 地基计算

5.1 承载力计算

5.1.2 偏心距 $e > \frac{b}{6}$ 等同于用式(5.1.2-3)计算的 $p_{k\min} < 0$, 此时基底压力重分布, 不能再用式(5.1.2-2)计算 $p_{k\max}$ 。

5.1.3 本条的执行原则:

1 地基基础设计等级高的, 应按多种方法综合确定地基承载力特征值;

2 用较少的方法确定地基承载力特征值或相关试验较少的情况, 承载力特征值取值应较低。

5.1.4 对地基承载力特征值的修正采用了《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的形式(即不再使用先修正 f_k 值然后再进行起始深度为 1.5m 的深宽修正式), 并对起始修正深度作了区分, 对一般地基采用 0.5m, 考虑软土强度低、压缩性大、变形稳定时间长的特点, 对软土地基取 1.0m。

当采用旁压试验和螺旋压板载荷试验确定地基承载力时, 如果不减去初始压力, 其结果就不必进行深度修正。

采用表 5.1.4“大面积压实填土”项的深度修正系数, 必须切实保证分层压实的填土质量。

5.1.5 式(5.1.5)是用抗剪强度指标计算的地基承载力特征值, 实际上是承载力理论中的塑性界限荷载 $p_{\frac{1}{4}}$, 表 5.1.5 给出的承载力系数值即为塑性界限荷载 $p_{\frac{1}{4}}$ 的系数值。但根据砂土地基上的载荷试验资料, 当砂土内摩擦角标准值 $\varphi_k \geq 24^\circ$ 时, 承载力理论计

算值偏低,应进行经验修正,表 5.1.5 已包括了此项修正。

当采用本条计算的地基承载力特征值确定基础底面尺寸时,不再进行深宽修正。同时,由于地基中已出现局部塑性区,因此必须满足地基变形要求。

偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度相当于满足本规范第 5.1.1 条中第 2 款的要求。

5.1.7 必要时应考虑相邻基础和地面荷载对软弱下卧层顶面产生的附加应力影响。

5.2 变形计算

5.2.4 施工期间和使用期间的地基变形值应按本地区的经验预估。当缺乏经验时,对于一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量,可按以下比例确定:砂土已完成最终沉降量的 80% 以上,其他低压缩性土完成 50%~80%,中压缩性土完成 20%~50%,高压缩性土完成 5%~20%。

5.2.5 在深厚软土地基中,六层左右的砌体承重房屋的沉降量常常达到 20~30cm,最大的甚至超过了 100cm,有时会造成管道断裂,室外雨水或污水倒灌等现象,影响正常使用功能。为此,除采取有效措施,如室内外管道连接采用软接头、增大室内外设计标高差等外,还应根据建筑物及环境情况和经验适当控制沉降量,本条增加了基础设计等级为乙级的体型简单的民用建筑基础沉降量不超过 200mm 的规定。

5.2.6 本条按各向同性均质线性变形理论计算地基内应力分布。在用式 5.2.6 和本规范附录 G 的表格计算基础某点的变形时,可用角点法。由于土的变形的非线性,在计算变形时应取计算土层实际应力变化范围的模量值。

5.2.7 本条中 A_i 是指第 i 土层中的附加应力面积,式(5.2.7)表

示 $\sum \frac{A_i}{E_{si}} = s'$, 可直接利用式(5.2.6)中求得的 s' 值, 比较简单明确。

5.2.9 压缩模量大于15MPa一般为低压缩性土。例如对于压缩模量大于50MPa的土, 在100kPa的平均附加应力下土层的竖直向平均应变小于1/500, 可以把沉降计算深度定在该层土面。

5.2.11 式(5.2.6)采用附加应力作为计算荷载计算沉降量, 是认为自重应力不会产生土的压缩, 这对于埋深较浅的基础较为接近。但当基础面积和埋深均较大时, 基坑开挖引起的回弹和再压缩对建筑物沉降的影响不能再忽略。式(5.2.11)采用与计算基底附加压力下的沉降相同的公式计算地基回弹量, 但模量应该由压缩试验的回弹曲线上相应的压力段取值。由于地基土在回弹初期的回弹量较小, 回弹模量很大, 因此, 地基土的回弹变形计算深度是有限的。

5.3 稳定性计算

5.3.2 稳定土坡系指抗滑力矩与滑动力矩的比值大于或等于1.25的土坡。

6 山区地基

6.3 压实填土地基

6.3.1 本节将分层压实和分层夯实填土,统称为压实填土。压实填土地基包括压实填土及其下部天然土层两部分,压实填土地基的变形也包括压实填土及其下部天然土层的变形。

压实填土自身的变形与其厚度、干密度等因素有关。在干密度相同的情况下,压实填土厚度小的,其变形也小;反之,其变形则大。而下部天然土层的变形,则与其土的性质有关。

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,广泛利用压实填土作为建筑或其他工程的地基持力层。

压实填土需通过设计,按设计意图进行分层压实,对其填料性质和施工质量有严格控制,填土的厚度及力学性质较均匀,其承载力和变形需满足地基设计要求。不允许对未经检验查明的以及不符合要求的压实填土作为建筑工程的地基持力层。

6.3.2 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、就地取材和多快好省的建设原则。

采用粘性土和粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 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,容易压成“橡皮土”,应将其适当晾干后再分层夯实;填料的含水量太小,土颗粒之间的阻力大,则不易压实。当填料含水量小于 12% 时,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。

粗颗粒的砂、石等材料具透水性,而湿陷性黄土和膨胀性土遇水反应敏感,前者引起湿陷,后者引起膨胀,两者对建筑物都会产生有害变形。为此,在湿陷性黄土场地和膨胀性土场地进行压实填土的施工,不得使用粗颗粒的透水性材料作填料。

6.3.3 本条对压实填土的施工规定较明确,在压实填土施工中应认真执行。

压实填土层底面下卧层的土质,对压实填土地基的变形有直接影响,为消除隐患,铺填料前,首先应查明并清除场地内填土层底面以下的耕土和软弱土层。压实设备选定后,应在现场通过试验确定分层填料的虚铺厚度和分层压实的遍数,取得必要的施工参数后,再进行压实填土的施工,以确保压实填土的施工质量。

压实填土的施工缝各层应错开搭接,不宜在相同部位留施工缝。在施工缝处应适当增加压实遍数。此外,还应避免在工程的主要部位或主要承重部位留施工缝。

压实填土施工结束后,当不能及时施工基础和主体工程时可采取必要的保护措施,防止压实填土表层直接日晒或受雨水泡软。

6.3.4 本条将基础底面以上和基础底面以下的压实填土及其施工顺序统一进行规定,设计、施工将有章可循,并有利于保证压实填土的施工质量,以往对基础底面以上的压实填土质量控制不严,监测不力,存在隐患较多,如地坪大量下沉和开裂,设备及设备基础严重倾斜,影响正常使用,这种状况显然不能再继续下去。基础底面标高以上的压实填土直接位于散水和室内地坪的垫层以下,且是各种地沟、管沟或设备基础的地基持力层,除对其承载力和变形有一定要求外,并要使上部压实填土渗透性小,水稳性好,具弱透水性或不透水性,以减小或防止压实填土的渗漏。在表 6.3.4 中增加说明,地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土,压实系数不应小于 0.94。

压实填土的施工,在有条件的场地或工程,应首先考虑采用一

次施工,即将基础底面以下和以上的压实填土一次施工完毕后,再开挖基坑及基槽。对无条件一次施工的场地或工程,当基础超出 ± 0.00 标高后,也宜将基础底面以上的压实填土施工完毕,并按本条规定控制其施工质量,力求避免在主体工程完工后,再施工基础底面以上的压实填土。

以细颗粒粘性土作填料的压实填土,一般采用环刀取样检验其质量,而以粗颗粒砂石作填料的压实填土,不能按照检验细颗粒土的方法采用环刀取样,而应按现行《土工试验方法标准》(GB/T50123—1999)的有关规定。土的最大干密度试验有室内试验和现场试验两种,室内试验应严格按照《土工试验方法标准》(GB/T50123—1999)的有关规定。当室内试验结果不能正确评价现场土料的最大干密度时,应在现场对土料作不同击实功下的压实试验(根据土料性质取不同含水量),采用灌水法和灌砂法测定其密度,并按其最大干密度作为控制最大干密度。

6.3.5 压实填土的承载力是设计的重要参数,也是检验压实填土质量的主要指标之一。在现场采用静载荷试验或其他原位测试,其结果较准确,可信度高。

当采用载荷试验检验压实填土的承载力时,应考虑压板尺寸与压实填土厚度的关系。压实填土厚度大,压板尺寸也要相应增大,或采取分层检验。否则,检测结果只能反映上层或某一深度范围内压实填土的承载力。

6.3.6 有些中小型工程或偏远地区,由于缺乏击实试验设备,或由于工期及其他原因,确无条件进行击实试验,在这种情况下,允许按本条(6.3.6)公式计算压实填土的最大干密度,计算结果与击实试验数值不一定完全一致,但可与当地经验作比较。

6.3.7 边坡设计应控制坡高和坡比,而边坡的坡比与其高度密切相关,如土性指标相同,边坡愈高,坡比愈小,坡体的滑动势就越大。为了提高其稳定性,通常将坡比放缓,但坡比太缓,压实的土方量大则大,不一定经济合理。因此,坡比不宜太缓,也不宜太陡,

坡比和坡高应有一合适的关系。

本条表 6.3.7 的规定吸收了铁路、公路等部门的有关(包括边坡开挖)资料和经验,是比较成熟的。

压实填土由于填料性质及其厚度不同,它们的边坡允许值亦有所不同。以碎石等为填料的压实填土,在抗剪强度和变形方面要好于以粘性土为填料的压实填土,前者,颗粒表面粗糙,阻力较大,变形稳定快,且不易产生滑移,边坡允许值相对较小;后者,阻力较小,变形稳定慢,边坡允许值相对较大。

6.3.8 在斜坡上进行压实填土,应考虑压实填土沿斜坡滑动的可能,并应根据天然地面的实际坡度验算其稳定性。当天然地面坡度大于 0.20 时,填料前,宜将斜坡的坡面挖成高、低不平或挖成若干台阶,使压实填土与斜坡坡面紧密接触,形成整体,防止压实填土向下滑动。此外,还应将斜坡顶面以上的雨水有组织地引向远处,防止雨水流向压实的填土内。

6.3.9 在建设期间,压实填土场地阻碍原地表水的畅通排泄往往很难避免,但遇到此种情况时,应根据当地地形及时修筑雨水截水沟,疏通排水系统,使雨水顺利排走。

设置在压实填土地地的上、下水管道,由于材料及施工等原因,管道渗漏的可能性很大,为了防止影响邻近建筑或其他工程,设计、施工应采取必要的防渗漏措施。

6.4 土质边坡与重力式挡墙

6.4.1 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1~2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,提出可行性方案经审核后实施;

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;

5 动态设计法是本规范边坡支护设计的基本原则。当地质勘察参数难以准确确定、设计理论和方法带有经验性和类比性时,根据施工中反馈的信息和临控资料完善设计,是一种客观求实、准确安全的设计方法,可以达到以下效果:

1)勘察结论失误。山区地质情况复杂、多变,受多种因素制约,地质勘察资料准确性的保证率较低,勘察主要结构失误造成边坡工程失败的现象不乏其例。因此规定地质情况复杂的一级边坡在施工开挖中补充“施工勘察”,搜集地质资料,核对核实原地质勘察结论。这样可有效避免勘察结论失误而造成工程事故;

2)掌握施工开挖反映的真实地质特征、边坡变形量、应力测定值等,对原设计作校核和补充、完善设计,确保工程安全,设计合理;

3)边坡变形和应力监测资料是加快施工速度或排危应急抢险,确保工程安全施工的重要依据。

6.4.3 边坡支挡结构上的土压力计算

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;

2 土压力计算公式是在土体达到极限平衡状态条件下推导出来的,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,其倾角远陡于为库仑破坏面的倾角,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。

6.4.4~6.4.5 重力式挡土结构,是过去用得较多的一种挡土结构型式。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 6m 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 6m、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,许多设计者反映,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 调整为 1.6。

挡土墙的整体滑动稳定性验算可采用圆弧滑动面法,具体的验算方法可以参照本规范第 5.3.1 条和附录 H。

6.5 岩石边坡与岩石锚杆挡墙

6.5.1 边坡稳定性分析应遵循以定性分析为基础,以定量计算为重要辅助手段,进行综合评价的原则。因此,根据工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态作出定性判断,并对其稳定性趋势作出估计,是边坡稳定性分析的重要内容。

根据已经出现的变形破坏迹象对边坡稳定性状态作出定性判断时,应十分重视坡体后缘可能出现的微小张裂现象,并结合坡体可能的破坏模式对其成因作细致分析。若坡体侧边出现斜裂缝,或在坡体中下部出现剪出或隆起变形时,可作出不稳定的判断。岩质边坡的破坏形式应按表 6.5.1 划分。

表 6.5.1 岩质边坡的破坏形式

破坏形式	岩体特征		破坏特征
滑移型	由外倾结构面控制的岩体	硬性结构面的岩体 软弱结构面的岩体	沿外倾结构面滑移,分单面滑移与多面滑移
	不受外倾结构面控制和无外倾结构面的岩体	整体状岩体,巨块状、块状岩体,碎裂状、散体状岩体	沿极软岩、强风化岩、碎裂结构或散体状岩体中最不利滑动面滑移
崩塌型	危岩		沿陡倾、临空的结构面塌滑;由内、外倾结构不利组合面切割,块体失稳定倾倒;岩腔上岩体沿竖向结构面剪切破坏坠落

6.5.2 岩质边坡稳定性计算时,在发育 3 组以上结构面,且不存在优势外倾结构面组的条件下,可以认为岩体为各向同性介质,在斜坡规模相对较大时,其破坏通常接近似圆弧滑面发生,宜采用圆弧滑动面条分法计算。对边坡规模较小、结构面组合关系较复杂的块体滑动破坏,采用赤平极射投影法及实体比例投影法较为方便。

6.5.6 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 为了增强坡脚立柱的稳定性,可在陡崖的适当部位增设一定数量的锚杆;

2 在具有一定承载能力的陡崖顶部截断立柱,在立柱底部增锚杆以承担立柱底部的横推力及部分竖向力。

6.5.7 本条为锚杆的构造要求,现说明如下:

1 锚杆宜优先采用表面轧有肋纹的钢筋作主筋,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,为增强主筋与混凝土的握裹力作出的规定;

2 通过大量的试验研究表明,岩石锚杆在15~20倍锚杆直径以深的地带已没有锚固力分布,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倍锚杆直径时,其抗拔力较低,不能采用本规范式(6.5.8)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 地基处理

7.1 一般规定

7.1.3 复合地基增强体顶部设置褥垫层,目的是使增强体与地基土共同发挥承载作用。

7.1.5 经处理后的地基,应按第 14 章的规定,在施工期间和使用期间进行变形观测,用以评价地基加固效果和作为使用维护依据。

7.2 换填垫层法

7.2.2 对于下卧土质较好软弱土层较薄的地基,垫层厚度可以根据需置换软弱土的深度确定。

7.2.7 垫层的施工质量检验必须分层进行。每层的压实系数符合设计要求后,才能铺填上层。用环刀取样时,取样点应位于每层厚度的 2/3 深度处。

7.3 强夯法和强夯置换法

7.3.1 强夯法又名动力固结法或动力压密法。这种方法是将很重的锤(一般 10~40t)从高处自由落下(落距一般为 6~40m)对地基进行冲击和振动,从而提高地基土的强度并降低其压缩性。此法是 20 世纪 60 年代末由法国开发,最初仅用于砂土和碎石土地基,后来由于施工方法的改进,逐步推广应用到粉土和粘性土地基。由于强夯法具有效果显著、设备简单、施工方便、节省材料和

工期短等优点,我国自 70 年代引进此法后迅速推广。浙江省已采用强夯法处理杭州萧山国际机场、千岛湖明珠花园、杭州南星桥水厂等重大工程,取得了显著的经济效益和社会效益。大量工程实际证明,强夯法用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、杂填土和素填土等地基一般均能取得较好的处理效果。对于饱和度较高的粘性土,处理效果一般不显著,尤其对淤泥和淤泥质土地基,处理效果更差,应慎用。在台州某煤场曾对淤泥做过强夯试验,效果不理想。近年来对高饱和度的粉土与粘性土等地基,有采用夯坑内回填块石、碎石进行强夯置换,有一些成功的经验。强夯法和强夯置换法虽然已在工程中得到广泛的应用,但至今还没有一套成熟的理论和设计计算方法。因此,本条规定对此情况应通过试验确定其适用性。

(I)强夯法

7.3.2 有效加固深度既是选择强夯处理方法的重要依据,又是反映强夯处理效果的重要参数。Menard 曾提出用以下公式估算有效加固深度 $H(m)$:

$$H \approx \sqrt{M \cdot h} \quad (7.3.2)$$

式中 M ——夯锤重(t);

h ——落距(m)。

目前,国内外尚无关于有效加固深度的确切定义,但一般可理解为:经强夯加固后,该深度范围内的土体强度提高,压缩模量增大,其加固效果显著。

近年来,国内外学者相继建议对 Menard 公式进行修正,如美国 Leonards 建议 Menard 公式计算值应乘以 0.5 修正系数;法国 Gambin 认为修正系数为 0.5~1.0。国内也有学者提出:对一般粘性土取 0.5;对黄土取 0.35~0.5。实际影响有效加固深度的因素很多,除了锤重和落距外,还有地基土的性质、不同土层的厚度和

埋藏顺序、地下水位以及其他强夯的设计参数都与有效加固深度有着密切的关系。考虑到设计人员选择地基处理方法的需要,有必要提出有效加固深度的预估方法。由于 Menard 公式修正系数不易确定,且其表达式存在量纲不合理的缺点,故本规范不采用修正后的 Menard 公式,而采用表 7.3.3 的经验值。表中单击夯击能范围为 1000~6000kN·m,符合当前绝大多数工程的情况。

7.3.3 单位夯击能是指单位面积上所施加的总夯击能。单位夯击能的大小与地基土的类别有关,一般说来,相同条件下粉土、粘性土的单位夯击能比碎石土、砂性土要大些。此外,结构类型、荷载大小和要求处理的深度等也是选择单位夯击能的重要参考因素。在初步选定单位夯击能后,应通过试夯确定施工采用的单位夯击能。土谷尚根据日本已有工程实例,提出单位夯击能为:碎石和砂砾 2000~4000kN·m/m²,砂质土 1000~3000kN·m/m²,粘性土 5000kN·m/m²,泥炭 3000~5000kN·m/m²,垃圾土 2000~4000kN·m/m²。萧山国际机场粉土地基为 2000~3000kN·m/m²,千岛湖明珠花园一期碎石地基约为 4000kN·m/m²。本规范推荐单位夯击能为:碎石土和砂土地基取 1000~5000kN·m/m²,粉土和粘性土取 1500~6000kN·m/m²。

7.3.4 夯击次数是强夯设计中的一个重要参数,不同地基土所需要的夯击次数也不相同。夯击次数应通过现场试夯得到的锤击数和夯沉量关系曲线确定。以夯坑的压缩量最大,夯坑周围隆起量最小为确定原则。夯击次数应满足最后两击的平均夯沉量不大于 50mm,当夯击能量较大时不大于 200mm,且夯坑周围地面不发生过大隆起的要求。如果隆起量太大,表明夯击效率降低,则夯击次数应适当减少。此外,还需考虑施工方便,不会因夯坑过深而导致起锤困难的情况。

7.3.6 两遍夯击之间应有一定的时间间隔,以利于土中超静孔隙水压力的消散。宜在试夯前埋设孔隙水压力传感器,通过试夯确定超静孔隙水压力的消散时间,从而决定两遍夯击之间的间隔时

间。当缺少实测资料时,间隔时间可根据地基土的渗透性按本条规定采用。

7.3.7 夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系,可根据建筑结构类型布置夯击点位置。对于大面积基础,宜采用正方形插挡法布置,如图 7.3.7 所示:

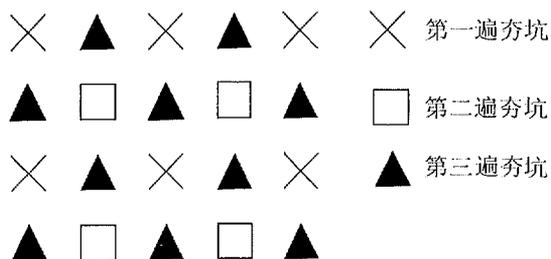


图 7.3.7 正方形插档布置点

夯点的间距一般根据地基土的性质和要求处理的深度确定。对于粉土和粘性土,为有利于超静孔隙水压力的消散,夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时,第一遍的夯点间距更不宜过小,以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。此外,若各夯点之间的距离太小,在夯击时上部土体易往侧向已夯成的夯坑中挤出,而造成坑壁坍塌,夯锤歪斜或倾倒,影响夯实效果。根据国内经验,本条规定的第一遍夯击点间距一般相当于 5~9m,以后各遍夯击点间距可与第一遍相同,也可适当减小。对于处理深度较深或单击夯击能较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。

7.3.16 根据国内常用夯击能在 5000kN·m 以下提出强夯置换深度不宜超过 7m。对淤泥、泥炭等粘性软土,置换墩应穿透软土层,着底在较好土层上,因墩底竖向应力较墩间土高,如果墩底仍在此类软土中,可能会产生较大的沉降。

对深厚饱和粉土、粉砂层,因墩下土在施工中密度变大,强度提高有所保证,故在满足地基变形和稳定性要求的条件下允许不

穿透该土层。

强夯置换的加固机理可视为强夯加密、碎石墩置换、特大直径排水井的排水三者共同起着作用。墩间的和墩下的粉土、粉砂或粘性土可以通过加密与排水改善其密度及含水状态。因此,强夯置换的加固深度包括置换深度和墩下加密范围。

7.3.17 墩体材料级配不良或块石过多过大,均易在墩中留下大孔,在后续墩施工或建筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙,下沉增加,因此本条强调了级配,并规定大于 300mm 的块石总量不超出填料总重的 30%。

7.3.19 累计夯沉量指单个夯点全部夯击次数各击夯沉量的总和。累计夯沉量为设计墩长的 1.5~2 倍,是保证夯墩的密实度与着底要求,实际是充盈系数的概念,此处以长度比代替体积比。

7.4 砂石桩法

7.4.1 砂石桩可以利用普通沉管灌注桩设备成孔,与振冲法相比,施工比较简单。而且施工时不需冲水,施工现场比较干净,比振冲法或强夯法更具经济性,而且施工方便。近几年来,砂石桩法处理地基土在浙江省得到了比较广泛的使用。

砂石桩用于地基处理,主要靠成桩的挤压和振动作用使桩周围土的密度增大,从而提高地基土的承载力,降低土的压缩性。用于处理松散砂土、粉土、非饱和和粘性土、人工填土地基效果显著,在国内已得到广泛的应用。

砂石桩用于处理饱和软粘土地基很难发挥挤密作用,主要是因为软粘土含水量大,透水性差,在成桩过程中,土中产生的孔隙水压力不能迅速消散的缘故。单采用砂石桩法处理软粘土,若置换率不够大很难获得可靠的处理效果,因此,在软粘土中应慎用砂石桩法,宜通过现场试验确定是否采用。

7.4.2 从砂石桩对桩周土的挤密效果考虑,采用等边三角形布置

较好,它使地基土挤密较为均匀。

砂石桩直径选用 $\phi 325 \sim \phi 426$,以便可利用普通沉管灌注桩机具施工;另外从处理效果来看,小直径桩管挤密土层较均匀,但施工效率较低;大直径桩管需要较大的机械能力,工效也高,但不易使桩周挤密均匀。故选用桩径 $\phi 325 \sim \phi 426$ 较为适当。

7.4.3 砂石桩中心距取决于土的性质和工程的要求,宜通过现场试验确定。根据经验,桩距不能过小,也不宜过大,一般控制在 4.5 倍桩径之内。对于挤密砂石桩,地基土密实度的提高靠孔隙的减小,可以设想,只要灌入砂石能把需要减小的孔隙都充填起来,那么地基土的密实度也就能达到预期的数值。假定地基的挤密是均匀的,并且一根砂石桩的体积等于其所担负的处理范围内土孔隙体积的改变量,即可推导出式 7.4.3-1 和式 7.4.3-2。对于置换型的砂石桩,桩中心距应按工程所需要的面积置换率确定。

7.4.5 由于基底压力向基础外扩散,故砂石桩处理地基应超出基础一定范围。根据经验,原地基土越松散,需加宽的范围越大;重要的建筑以及基底压力较大的情况,需加宽范围也较大。加宽宽度为一经验值。

7.4.8~7.4.9 砂石桩用料一般就地取材,也可采用掺入一定数量中粗砂的碎石,经搅拌机搅拌后使用。砂石桩充盈系数比普通沉管灌注桩大些,据实际工程经验取 1.2~1.4 比较恰当。

7.4.11 砂石桩地基处理施工质量的检测,应采用多种方法,目的是检验砂石桩桩身质量及桩间土的挤密效果。三角形或正方形中心处,挤密效果最差,只要该处达到挤密效果,其他位置一般就能满足要求,因此应该选择这些点进行检测。

7.4.12 砂石桩地基的检测时间,主要取决于地基土强度恢复期的长短,原则上应待孔隙水压力消散后进行检测。粘性土孔隙水压力消散的时间较长,砂土则很快。根据实际工程经验规定非饱和粘性土可取施工后 2~3 周,粉土、砂土和杂填土适当减少,可取施工后 1 周。

7.5 振冲法

7.5.1 振冲法根据其加固机理不同,可分为振冲置换法和振冲密实法两类。前者是用振冲法在地基中制成碎石桩体,它们与地基土构成复合地基,在刚性基础下,强度较高,压缩性较小的碎石桩承担较大部分的基底压力,因而提高了地基的承载力,减小了地基的变形。

在粘性土中也可采用振冲碎石桩,但粘性土中,碎石桩的承载力和土的抗剪强度有关,如土的抗剪强度过低,则在地基中难以形成桩体。对土的最低抗剪强度要求目前尚有不同意见。国内外多数人认为土的抗剪强度不应低于 20kPa,但低于该值时也不缺乏成功的例子,如浙江炼油厂 700m³ 油罐软基,平均十字板抗剪强度为 18.2kPa,加固后实测沉降为 300mm,比天然地基计算值减少 2/3。总的来说,如强度低于 20kPa 会产生以下一些问题:

1 施工和成桩较困难,需要有熟练的施工经验并采取一定的措施,工效较低。如台州电厂工程 10m 长碎石桩施工需 70~80min。舟山市报社六层宿舍施工成桩性能良好,同样地质条件的建设银行六层宿舍由另一施工队施工,则出现大面积窜桩,几乎形成 8m 厚的整片垫层;

2 对于很厚的软土层,复合地基的变形性能改善不大,如台州电厂的试验结果,在 78.4kPa 荷载(相当于沉降 $s = 0.02B$ 所对应的荷载, B ——压板宽度)以前,复合地基的变形与天然地基基本相同,其后,复合地基的变形小于天然地基,但仍有较大值;

3 要求的置换率较高。如台州电厂,当置换率为 22.1% 时,减小沉降的效果不大,当置换率提高到 45.3% 时,效果就较好。

振冲密实法是利用振动和压力使砂土发生液化,砂颗粒重新排列,空隙减小,从而提高砂层的承载力和抗液化能力。此外,外加填料也起挤密作用,提高了砂土的密实度和均匀性。振冲密实

法对粘粒含量不超过 10% 的砂类土都有显著的振密效果,若粘粒含量大于 30%,则振密效果明显降低,因此,当粘粒含量较高时,应加填料,并作为复合地基考虑。

7.5.3 对大面积振冲挤密碎石桩采用等边三角形的桩位布置比正方形具有更好的挤密效果。关于碎石桩的加固范围目前有不同的看法和实践。

有的认为粘性土地基中的碎石桩可仅在基础下布桩,因无挤密作用。而有的沉降观测资料发现,仅在基础下布桩的山墙沉降比基础外扩大布桩的山墙沉降增加不少。

条文提出宜在基础外增加 2~3 排桩,主要是考虑基础外桩能起一定的侧限作用,能减小因基础的侧向变形而引起的建筑物沉降,并提高地基的承载力。振冲挤密法的加固范围,普遍认为应超出基础轮廓线外一定距离,如日本《建筑基础结构设计规范》提出基础以外的加固范围应为加固深度的一半。水电部西北院提出加固范围应超出基础平面轮廓宽度的 20%,每边不得小于加固深度的 1/3。

条文提出,基础轮廓线外每边放宽不得小于 5m,相当于增设 2~3 排振冲桩,目的在于保护位于基础下的砂基。

碎石桩是否打到硬层的问题,一般认为,当浅层存在性质较好的硬层时,碎石桩应打至硬层,这样可有效地减少地基的变形,而对承载力影响不大。碎石桩的合理长度问题,对于深厚的软土层,可以采用满堂碎石桩形成垫层,其厚度,英国取 3~6m,在我国一般不超过 8m,可以起到提高地基承载力和消除差异沉降的作用。但较长的桩长可以达到减小总沉降的目的,如南京船厂工程,桩长 13m 和 18m,100t 桩基,每个基础 6 根碎石桩,总沉降仅 1~2cm,所以条文中提出桩长应按建筑物的容许沉降和下卧土层的承载力确定。

7.5.5 桩中心距视砂土的颗粒组成,密实度要求、振冲器功率等因素确定。砂土的粒径越小,密实要求越高,则中心距越小。

7.5.6 振冲头本身有一定的直径,故桩径宜适当取大值,振冲置换法的桩径通常取 0.8~1.2m。

7.6 水泥土搅拌法

7.6.1 根据室内试验,一般认为用水泥作加固料,对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等粘土矿物的软土加固效果较好;而对含有伊利石、氯化物和水铝石英等矿物的粘性土以及有机质含量高,PH 值较低的粘性土加固效果较差。

在粘粒含量不足的情况下,可以添加粉煤灰。而当粘土的塑性指数 I_p 大于 25 时,容易在搅拌头叶片上形成泥团,无法完成水泥土的拌和。当 PH 值小于 4 时,掺入百分之几的石灰,通常 PH 值就会大于 12。当地基土的天然含水量小于 30% 时,由于不能保证水泥充分水化,故不宜采用干法。

7.6.2 室内加固土试块的尺寸取边长为 70.7mm 的立方体,也可采用边长为 50mm 的立方体。水泥土的强度随龄期的增长而增长,在龄期超过 28d 后,强度仍有明显增长;当龄期超过 3 个月后,水泥土强度增长缓慢,180d 的水泥土强度为 90d 的 1.25 倍,而 180d 后水泥土强度增长仍未终止。见图 7.6.2。为降低造价,对竖向承重搅拌桩,可取 90d 龄期的强度作为标准龄期强度。对起支挡作用承受水平荷载的搅拌桩,考虑围护工程的实际施工速率,水泥土强度标准值宜取 28d 龄期强度。

7.6.9 竖向承载搅拌桩复合地基的变形也可按式(7.6.9-3)一并计算:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_i}{E_i} H_i \quad (7.6.9-3)$$

式中 s ——搅拌桩复合地基的变形;

n ——搅拌桩复合地基受压土层的分层数;

$\bar{\sigma}_i$ ——第 i 层复合土层(或土层)的平均附加应力;

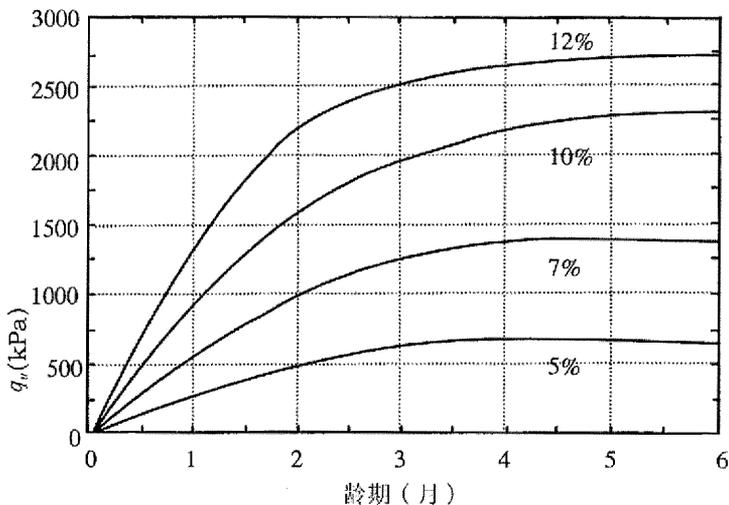


图 7.6.2 水泥土龄期与强度的关系

H_i ——第 i 层复合土层(或土层)的厚度;

E_i ——第 i 层复合土层的压缩模量或土的压缩模量。

7.7 高压喷射注浆法

7.7.1 高压喷射注浆法是通过高压喷射流切割地基土体,部分土体被水泥浆置换,使水泥浆与土体混合,经过一系列物理化学作用形成水泥土,达到土质改良的目的。在高压喷射注浆施工过程中,被置换土体和部分浆液的混合物溢出地面(又称跑浆)是正常的。当地基中含有较多大块石或植物根茎时,高压喷射流难以均匀切割土体,加固效果难以保证。另外,地基土中某些有机酸会影响土体硬化,因此当地基土中有机质含量较高时,应慎用,如需使用必须先做试验确定其适用性。

7.7.2 高压喷射注浆法近年来在浙江省主要用于形成止水帷幕和基坑封底止水。本条所列其他方面的应用在技术上是可行的,

但应同其他处理方法做技术经济比较后决定是否采用。

当用于已有建筑物地基加固时,应重视施工期间由于土体扰动以及水泥土固化体的收缩可能产生的附加沉降。

当在基坑围护中用作围护结构、止水帷幕、被动区加固时,与水泥搅拌桩相比,适用的土层范围广,效果好,但是费用较高。

7.7.3 高压喷射注浆法加固土体的范围(即切割土体的范围)取决于喷射流类型和压力、地基土的类别以及土中应力。单管法喷射流是高压水泥浆流,二重管法喷射流是四周环以压力空气流的高压水泥浆流。三重管法喷射流是四周环以压力空气流的高压水流,在高压喷射流后跟上压力水泥浆流。在压力相同时,对土体的切割力,三重管法比二重管法大,二重管法比单管法大;并且三重管法施工机具提供的压力通常比单管法施工机具提供的压力大。因此,成桩直径从单重管至三重管依次增大。当无试验资料,又无类似土质条件下的工程经验时,可参考地基处理手册(第二版)(中国建筑工业出版社,2000)。

高压喷射注浆法可分旋喷、摆喷和定喷三种,一般将旋喷形成的柱桩加固体称为旋喷桩。

7.7.6 无试验资料时,若桩间土为软土,其承载力折减系数 β 可取 0。

7.7.10 当相邻旋喷桩需要搭接形成整体时,应考虑施工中垂直度误差等因素,设计桩的相互搭接长度不应小于 300mm。当用作止水帷幕时切实保证相邻桩间可靠的搭接更为重要。

7.8 排水固结法

7.8.1 在适用土类中,对于强度很低的粘性土、泥炭土及有机质土等,由于强度太低,在预压荷载作用下,往往产生较大的次固结变形,当次固结变形超过主固结变形的 0.4 倍时,排水固结效果甚差,宜视为不适用土类。

对于含粉砂、细砂夹层的粘性土和含微粉砂薄层结构的粘土层,本身具有良好水平排水条件,不打竖向排水体,也能获得良好的预压效果,而且打入竖向排水体反而破坏土的结构,降低水平向排水性能,降低固结效果。因此,这类土不宜设置竖向排水体,宜用天然地基预压。

对于厚度不超过 4.0m 的软粘土层,由于竖向排水路径较短,可用天然地基堆载预压,不必增设竖向排水体,然而对于真空预压工程仍需增设竖向排水体。

对于超固结的粘土层,只有当土层的上覆压力与预压荷载作用于该土层的应力之和明显超过先期固结压力时,才会产生排水固结效果。

7.8.2 条文中的排水体类型和预压方法,都是应用有效的常用类型和方法。除此之外,还有降水预压、电渗排水和强制固结(IFCO)等。近年来在工程应用上,塑料排水带日渐增多,1998 年统计年用量达 8000 万延米(中国排水带学会,刘家豪,2000 年)。

7.8.3 排水体的平面布置分等边三角形和正方形两种,两者都可采用。相对而言,前者比后者布置较均匀紧凑,比较合理。

7.8.4 合理的竖向排水体间距应以达到最优固结效果,最低造价并满足工程要求为目的。从理论上考虑,间距愈密,固结效果愈好。根据砂井固结理论和工程经验,竖向排水体合理的直径与间距应以“细而密”为原则,即在排水体具有足够的排水能力条件下排水体直径尽量减小,在不扰动土的结构条件下间距尽量加密。然而间距愈密,造价势必越高,另一方面,过密的间距会加大施工对土体的扰动,增加涂抹作用的影响,降低固结效果。因此,应选择合适的排水体间距。

当排水体已经选定后,间距 l 可按式(7.8.4)试算确定。

$$l = \sqrt{\frac{6.5 C_h \cdot t}{\ln(l/d_w) \times \ln\left(\frac{0.81}{1-U_t}\right)}} \quad (7.8.4)$$

式中 l ——排水体间距；
 d_w ——排水体直径；
 U_t ——工程要求达到的固结度；
 C_h ——地基土水平向固结系数；
 t ——工程允许的固结时间。

计算所得的间距 l ，对于塑料排水带或袋装砂井，可在 $1\sim 2\text{m}$ ($n = 15\sim 22$) 范围内选用。当 $l < 1\text{m}$ 时，土被挤压扰动，显著降低固结效果；反之，当 $l > 2\text{m}$ 时，固结效果又显著降低。同样普通砂井也可在 $2\sim 3\text{m}$ ($n = 6\sim 9$) 范围内选取。根据工程经验和试验研究，对于普通砂井，当井径比 $n < 6$ 时，施工对土的扰动会降低土层的固结效果；当 $n > 9$ 时，较大的桩距也会降低固结效果。

7.8.5 确定竖向排水体的直径 d_w 主要是以具有足够的竖向排水能力和保证排水体的施工质量为原则。对于普通砂井，在采用沉管法施工时， $d_w < 300\text{mm}$ 时灌砂不易连续密实。 $d_w > 500\text{mm}$ 时施工过于笨重，实际上也无须这么大直径，所以工程上常采用 $\phi 300\text{mm}$ 或 $\phi 400\text{mm}$ 的套管施工砂井，实践证明效果良好。对于袋装砂井，当 $d_w < 70\text{mm}$ 时，不易保证灌砂密实和足够的通水能力。当 $d_w = 70\text{mm}$ ，打入深度 $L \leq 20\text{m}$ 时，既可保证灌砂密实，又具备足够的通水能力；若深度 $L > 20\text{m}$ 时，通水能力有所不足，则需用 $d_w > 70\text{mm}$ 的袋装砂井，一般宜采用 100mm 直径。对于塑料排水带，当宽为 100mm ，厚约 $3\sim 5\text{mm}$ ，打入深度 $L \leq 20\text{m}$ 时，具备足够的通水能力，并且施工中可保证不被拉断、卷曲和弯折等；打入深度 $L > 20\text{m}$ 时，往往出现通水能力不足，易于拉断、卷曲和弯折，导致固结效果降低。所以当深度 $L > 20\text{m}$ 时，要求采用宽为 200mm ，厚 $4\sim 6\text{mm}$ 的排水带。

在固结计算时，要把截面为长方形的排水带换算成等效直径 d_w 计算。排水带的等效直径 d_w 可按《建筑地基处理技术规范》(建设部建筑科学研究院，中国计划出版社，1992)用式(7.8.5-2)换算求得。

$$d_w = \alpha_2 \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (7.8.5-2)$$

式中 α_2 为换算系数,根据理论分析与工程经验 $\alpha_2 = 0.75 \sim 1.0$,工程实测反算结果接近于 $\alpha_2 = 1.0$ 。所以本规范认为 $\alpha_2 = 1.0$,在条文式(7.8.5-1)中不再设 α_2 系数。

7.8.6 当软土层的厚度小于等于15m时,竖向排水体的打入深度宜全部贯穿软土层。因为一般预压工程的变形和稳定性受力影响范围约在15m左右,打穿有利于提高固结效果。当软土层厚度大于15m时,对于以稳定性控制设计的工程,应用圆弧滑动法进行稳定分析,打入深度宜超过最危险滑弧最大深度下2m;对于以沉降控制设计的建筑物,打入深度宜穿越沉降计算的受压缩土层,并在限定的预压固结时间内完成的沉降量,满足建筑物允许沉降的要求。

7.8.7 砂井或排水带地基表面铺设排水垫层的目的主要是作为水平排水层,把排水体排出的水流排走。因此,垫层要求具有一定的透水性和厚度,以便排水通畅,又要求在荷载作用下不被拉断、剪薄、剪切错位和淤堵而失去排水作用。根据工程经验,一般采用0.5~1.2m,不宜小于0.4m。荷载大的用大值,荷载小的用小值。

垫层材料宜用洁净的中粗砂,含泥量 $< 5\%$,因为它具有良好的透水性和反滤性能,防止淤泥质土的淤堵。土工织物砂砾石排水垫层是指砂砾石垫层上下底面增加铺设透水性反滤性良好的无纺织物构成的排水垫层。单一的砂砾石排水垫层,其透水性是良好的,但易被淤泥质土侵入而淤堵,失去其排水性能,所以不宜采用。加入土工织物后,可改善这种现象。砂砾石宜采用级配良好,粒径小于50mm的砂、砾石、石渣等。无纺织物宜采用300~500g涤纶丝(或短丝)无纺织物,渗透系数宜大于 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$;有效孔径 $O_{95} \leq 0.08 \text{mm}$ 。

7.8.8 塑料排水带应按表7.8.8排水带产品质量标准选用。

表 7.8.8 排水带产品质量标准

项目		打入深度 L (m)	10	15	20	25	备注
材质	芯带	聚乙烯, 聚氯乙烯, 聚丙烯					
	滤膜	涤纶、丙纶等无纺布物					单位面积质量一般宜大于 $85\text{g}/\text{m}^2$
断面尺寸	宽度(mm)	>95					
	厚度(mm)	>3					
整带拉伸强度	(kN/10cm)	>1.0	>1.0	>1.2	>1.2		延伸率 10% 的强度
通水能力 q_w (cm^3/s)		>25		>50	>88		按国家标准测定
滤膜的拉伸强度 (kN/m)	干	1.5	1.5	2.5	2.5		延伸率 10% 的强度
	湿	1.0	1.0	2.0	2.0		延伸率 15% 的强度
滤膜渗透反滤特征	渗透系数 K_g (cm/s)	$K_g > 1 \times 10^{-4}, K_g > 100K_h$					K_g ——滤膜的渗透系数
	等效孔径 O_{95} (mm)	<0.08					K_h ——地基土的渗透系数
抗压屈强度 (kPa)	带长小于 15m	250					用专用仪器测定
	带长大于 15m	350					

7.8.9 长期以来, Barron(1948)所提出的砂井地基固结理论, 包括理想井和非理想井(考虑井阻和涂抹作用的影响)、等应变和自由应变的砂井固结理论, 被公认为经典的砂井固结理论, 广泛应用于工程设计, 并在普通砂井地基中应用, 取得良好的效果, 至今在工程实践中仍发挥其指导作用。

大直径普通砂井的井阻及涂抹作用影响不明显, 在工程应用中常忽略不计; 袋装砂井和塑料排水带由于竖向排水截面较小, 而

长径比(长度与直径之比)较大,施工对土的扰动较大,井阻和涂抹作用不可忽略。考虑与不考虑井阻和涂抹作用的影响,固结度计算的结果最大误差达40%,最小也有5%~10%。我省杭甬高速公路利用实测反算的结果,不考虑井阻和涂抹的影响,误差往往达30%,甚至更大。

沿用不考虑井阻和涂抹影响的巴隆(Barron)固结理论计算固结度,常出现比实际偏大的结果,已不能满足设计与施工的要求。S. Hansbo(1981),吉国洋(H. Yoshikuni, 1974)和谢康和(1987)等人对此作了深入的研究,通过比较后,本条文采用谢康和的砂井固结理论简化解计算固结度,该简化解表达式与 Barron 相似,用显式表达,物理概念清楚,易于应用,计算结果接近实际。

由理论和工程经验可得,井阻对固结度的影响主要决定于竖向排水体材料的实际通水能力或截面的渗透性能。当所用的排水体材料性能满足井阻因子 $F_r < 0.1$ 时,可忽略井阻对固结的影响。这是指导设计选用合格竖向排水体材料性能的依据。如果设计所选用竖向排水体材料的性能不合格($F_r > 0.1$),就会影响固结。当 $F_r < 0.1$ 时,相当于理想井情况;当 $F_r > 10$ 时,表示井阻很大,相当于无竖向排水体的情况。

涂抹作用对固结的影响主要决定于施工竖向排水体对周围土的挤压与扰动,并与土的结构与构造有关。施工对土层的挤压扰动越大,涂抹比 λ 越大,涂抹对降低固结效果越大;土层的层状与微层理结构越发育,越不均匀,渗透比越大,对于固结的影响也越大。这是对固结效果影响不可忽视的因素。因此,在施工中应尽可能选用符合尺寸要求的施工机具和施工工艺,减轻振动挤压,降低对土的扰动与破坏,减少对固结的影响。

对于竖向排水体未完全贯穿软土层的情况,为了简化计算,仍沿用近似法,分别用非理想井理论和一维固结理论计算排水体处理区和下卧未处理区的固结度,并分别结合对应区的最终沉降值分析地基的沉降。虽然排水条件未完全相符,存在一定的误差,然

而应用于分析沉降,尚能与实际相近似。

7.8.10 不论以提高地基承载力和稳定性为目的或以消除沉降为目的,堆载预压都要求严格控制加载速率,分级逐渐施加。根据对土的应力、应变、强度与时间关系变化规律的研究(川山塑朗,1957),当施加荷载引起地基中的剪应力超过地基土的不排水强度的0.7倍时,地基土将产生塑性屈服,抗剪强度将随时间的持续发展而衰减,甚至剪切破坏;剪切变形引起的沉降(次固结沉降)也随时间持续而增大,所以要求严格控制施加预压荷载的速率。

具体应用时,施加第一级预压荷载应小于天然地基的允许承载力值;后续各级,对于堆载预压,可按式(7.8.10-1)确定,即

$$\Delta p_i = \frac{1}{F_s} N_c \tau_{fi} - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta p_j \quad (7.8.10-1)$$

式中 Δp_i ——第 i 级的荷载增量;

N_c ——承载力系数,可取 $N_c = 5.14$;

τ_{fi} ——第 $i-1$ 级,历时 t 地基土的抗剪强度,由式(7.8.12-1)确定

F_s ——安全折减系数,取 $F_s = 1.5$ 。

为提高地基承载力与稳定为目的堆载预压或自重预压,必须严格控制加载速率,分级逐渐施加,第一级荷载的大小应小于天然地基的允许承载力,随后各级的荷载增量应小于前一级荷载作用下地基固结强度增长引起承载力的增长值,并控制小于地基极限承载力的0.7倍。

为消除或降低建筑物基础的沉降量为目的堆载预压,应根据地基土的压缩与变形特性,建筑物荷载的大小,允许预压的期限和需要消除的沉降量等因素,确定所需预压荷载的大小和预压持续的时间,采取分级逐渐加载,严格控制每级的加载量与加载速率,始终控制地基中主要部位的最大剪应力小于相应部位地基土不排水剪切强度的0.7倍。为了缩短工期,可用超载预压。设计时,所需的预压荷载大小和预压持续时间,应满足式(7.8.10-2)和式

(7.8.10-3)的要求。

$$s_{f,p} - s_a \leq s_{f,(p+\Delta p)} \quad (7.8.10-2)$$

$$t \leq t_a \quad (7.8.10-3)$$

$$s_{f,(p+\Delta p)} = s_{f,(p+\Delta p)} [U_{t,(p+\Delta p)} + (\psi - 1)] \frac{1}{\psi} \quad (7.8.10-4)$$

式中 $s_{f,p}$ ——设计建筑物荷载作用下地基的最终沉降；

s_a ——设计建筑物允许沉降量,按工程的要求确定；

t_a ——工程允许的预压持续时间；

$s_{f,(p+\Delta p)}$ ——预压荷载 $p + \Delta p$ 作用下,历时 t 的沉降量。 p 为建筑物荷载,等载预压时 $\Delta p = 0$,超载预压时 $\Delta p > 0$,部分荷载预压时, $\Delta p < 0$ 。

$s_{f,(p+\Delta p)}$ ——预压荷载 $(p + \Delta p)$ 作用下地基的最终沉降量；

$U_{t,(p+\Delta p)}$ ——预压荷载 $(p + \Delta p)$ 作用下历时 t 的固结度；

ψ ——考虑地基侧向变形及次固结沉降影响的经验折减系数,按 7.8.13 条确定。

根据工程经验,超载预压的超载部分不宜超过设计荷载的 30%。如果需要较大的超载,则需注意放缓加载速率,分级逐渐施加,防止地基产生过大的塑性变形。

7.8.12 式(7.8.12-1)和式(7.8.12-2)是根据有效固结强度理论(沈珠江,1998)推算而得,即

$$\Delta \tau_{fc} = \Delta \sigma_c' \tan \varphi_c' \quad (7.8.12-1)$$

$$\tan \varphi_c = (1 + \sin \varphi_{cu}) \tan \varphi_{cu}$$

$$\Delta \sigma_c' = (1 + K_0) \Delta \sigma_{1c}' / 2$$

近似简化为

$$\Delta \tau_{fc} = \Delta \sigma_z' \cdot \tan \varphi_{cu} = \Delta \sigma_z U \tan \varphi_{cu} \quad (7.8.12-2)$$

η 为安全折减系数,这是由浙江省杜湖水庫砂井地基工程、温岭东海塘试验海堤工程等实测统计的结果得到的, η 值约在 0.95 ~ 1.03,条文中考虑一定的安全度,取 $\eta = 0.90 \sim 0.95$ 。

7.8.13 基础最终沉降量公式(7.8.13)中的经验系数 ϕ 考虑了侧向变形及其他因素的影响。根据工程经验得 $\phi = 1.1 \sim 1.4$ 。以下是一些工程中的 ϕ 值:宁波试验路堤 $\phi = 1.41$;舟山冷库 $\phi = 1.38$;杜湖水库 $\phi = 1.31$;南京炼油厂油罐 $\phi = 1.26$;上海石化油罐号 $\phi = 1.38$;格陵兰岛油罐号 $\phi = 1.10$ 等;十多项工程统计结果都在 $1.1 \sim 1.4$ 范围内。

7.8.14 真空预压的效果与膜内真空度的大小有关,真空度越大效果越好,如果膜下真空度不高,或不能保持稳定的真空度,或不能保持连续抽水,固结效果将受到较大的影响。根据国内外工程经验,膜内真空度一般都能达到 $(600 \sim 650)$ mmHg,相当于 80 kPa 至 90 kPa 的预压荷载,所以要求膜内真空度保持在 650 mmHg 以上。特别值得注意的是要保持连续抽水,不得中途停歇或间歇抽水,因为中断射流泵的抽水,土中孔隙水不能连续排出,会较大地影响地基土的预压固结。

7.8.15 真空预压和堆载预压可联合使用,两者的总预压力宜超过建筑物的荷载。工程实践证明,必须先进行真空预压,待稳定后再进行堆载预压,同时要求继续抽真空。

7.8.17 原位监测的内容应包括:

- 1 地基表面沉降和分层沉降;
- 2 地基中的孔隙水压力;
- 3 地基中的侧向变形;
- 4 堤坝及建筑物坡趾外边桩的水平位移;
- 5 基底压力。

前三项为常规应设置的项目,后两项视工程需要选用。各项目分别采用专用的测试仪器,如沉降板,水平沉降管,深层沉降管,分层沉降计,孔隙水压力计,测斜仪,边坡桩和土压力计(盒)等和相应的测试设备,并按规定的操作规程埋设和测定。

每一项工程应选择 $1 \sim 3$ 个具有代表性的监测剖面设置监测系统,并在剖面上选择对变形及稳定性反映灵敏的部位布置观测

点。地基表面沉降观测点宜布置在沉降最大,最小和过渡部位;深层沉降及分层沉降测点宜布置在各土层界面部位;孔隙水压力测点宜布置在压缩变形和剪切变形较大的部位;测斜管宜布置在侧向变形较大的部位;边坡桩宜在沿坡趾外 5m 内,按一定距离(约 3~5cm)均匀布置;压力盒宜在剖面基底均匀布置。

设置监测系统后,应不定期进行观测,了解预压过程中地基变形及稳定性变化的动态,及时整理,作出判断,防止地基破坏,检验加固效果。

对于堤坝工程或大面积堆载,当观测结果出现下列情况时,应立即采取措施(控制加载速率,停止加载或卸载),防止地基破坏。

- 1 每天沉降超过 10mm,并继续增大。
- 2 地基中最大侧向变形每天超过 4mm,并继续增大。
- 3 坡趾边桩水平位移每天超过 4mm,并继续增大。
- 4 荷载增量与孔隙水压力增量累积关系曲线($\sum\Delta u \sim \sum\Delta p$)

出现非线性向上转折时。

7.8.18 在利用现场实测沉降和孔隙水压力资料推算最终沉降值及有关固结参数时,应注意如下要求:(1)认真整理沉降随时间与荷载和孔隙水压力随时间与荷载的关系曲线(即 $s-p-t$,和 $u-p-t$ 关系曲线),应通过最小二乘法拟合获得光滑曲线;(2)所用的分析曲线、观测资料的历时应尽可能长,并取恒荷载下主固结线段,观测期宜超过恒载下 90 天(相当于固结度 $U > 80\%$ 的历时);(3)分析方法可用“三点法”(见地基及基础教科书)。

8 基础

8.1 一般规定

8.1.1 在天然地基或经地基处理后的天然地基上建造房屋,通常采用浅基础。在软土地区,由于地基承载力低、压缩性高,建筑荷载应受到一定限制。不同的基础型式,限制要求也有所不同,如无筋扩展基础,对于砌体承重的民用建筑一般不超过四层,对于砌体承重的工业建筑仅适用于单层轻型厂房。本章包括了浙江省常用的各种基础型式,如无筋扩展基础、扩展基础、柱下条形基础、筏板基础、岩石锚杆基础,原浙江省软弱地基基础设计规范中列入的整体板式基础取消,该部分内容归入筏板基础,并在计算、构造方面作了更具体、更严格的规定。岩石锚杆基础根据国家规范的相应内容引入,由于箱形基础在实际工程中的应用较少,本规范没有列入,实际工程设计应用时可参考专门规范。

8.1.3 对于无筋扩展基础,其混凝土或砂浆质量要求按表 8.3.2。

8.2 基础埋置深度

8.2.1 确定基础埋深后,不宜使基础面与地基软土直接接触,一般采用砂石过渡垫层,垫层厚度一般不小于 150mm。

8.2.4 现已有很多采用加固原建筑物地基来解决不能满足相邻基础净距要求的实例,或者通过可靠的基坑围护措施控制土方开挖过程周边建筑物的沉降,具体的围护措施可参见第 11 章基坑支护。

8.3 无筋扩展基础

8.3.1 本规范对无筋扩展基础的适用范围作了比国家规范更严格、更具体的规定,主要是浙江省软土地基分布广泛,地基变形相对较大,无筋扩展基础的应用存在不少问题,如基础开裂、上部结构开裂等等。当荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值大于 200kPa 时,基础往往因变形而需要配置一定数量的钢筋。

8.3.3 对于墙下条形无筋扩展基础,在防潮层内配置通长的水平钢筋,与上部结构的钢筋混凝土圈梁和砌体共同作用,有利于在一定程度上调整地基的不均匀变形。

8.4 扩展基础

8.4.2 扩展基础计算方面的内容基本上都是引用国家标准《建筑地基基础设计规范》的规定,增加了基础高度和变阶处高度还应按抗剪强度验算确定的内容。

8.4.3 由于《混凝土结构设计规范》提供的混凝土强度等级最小为 C15,本规范明确素混凝土垫层的强度等级不低于 C15,考虑到目前使用预制柱的工程较少,没有将杯形基础的内容列入,如果在工程设计中采用杯形基础时,可按国家规范的相关条文规定执行。

8.5 柱下条形基础

8.5.1 柱下条形基础系指在钢筋混凝土柱下由单向(或双向)倒 T 形梁组成的钢筋混凝土条形基础。

一般情况下,按连续梁计算的条形基础梁两端边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值乘以 1.2 的系数,特殊情况下宜用渐进法修正。

8.5.2 本节规定的计算原则及构造要求基本参照国家规范,现浇柱与条形基础梁的交接处构造处理、基础梁端部的悬臂伸出长度等保留了原软弱地基基础设计规范的内容。比国家规范作了更具体的规定。

8.6 筏板基础

8.6.1 本节的内容适用于高层建筑筏基和多层建筑筏基。

8.6.2~8.6.5 梁板式筏基和平板式筏基的各种计算内容、计算要求、计算公式、构造要求均引自国家标准,国家标准的条文说明对各种计算方法已作了比较详细的说明,设计时按国家标准的具体规定执行。

9 桩基础

9.1 一般规定

9.1.1 本规范较原浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ 10—1—90)增加了先张法预应力混凝土管桩、静压预制混凝土开口空心方桩、钢管桩,这些桩型近几年在浙江省均有不少应用,技术上也比较成熟。

9.1.2 摩擦桩:在极限承载力状态下,桩顶竖向荷载由桩侧阻力承受;

端承摩擦桩:在极限承载力状态下,桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受;

端承桩:在极限承载力状态下,桩顶竖向荷载由桩端阻力承受;

摩擦端承桩:在极限承载力状态下,桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受。

9.1.3 本条文中未明确的设计计算内容,按照国家现行的有关规范、规程执行。

9.1.4 在饱和软土中采用挤土桩,如设计和施工不当,就会产生明显的挤土效应,导致未初凝的灌注桩桩身缩小至断裂,桩上浮和移位,地面隆起,从而降低桩的承载力;有时还会损坏邻近建筑物;桩基施工后,还可能因饱和软土中孔隙水压力消散,土层产生再固结沉降,使桩产生负摩阻力,降低桩基承载力,增大桩基沉降。因此在设计时,应考虑沉桩施工对邻近桩的偏位和上浮,建(构)筑物、道路和地下管线变形等产生的不利影响,采取合理的布桩方

式、施工流水和防治措施,例如采用取土植桩,设置防挤孔,打设砂井或塑料排水板加快孔压的消散等减少挤土对周边环境的影响。

9.1.10~9.1.11 承台下土质较差时,土体对桩的支承作用小,桩顶弯矩向下传递的深度大,衰减慢,桩身配筋应穿越这些土层,并进入好土范围一段长度,在桩身弯矩很小处,可以适当截断。

坡地岸边的桩,受到滑动土体的水平力作用,为水平受荷桩,应通长配筋并通过计算确定配筋量。

9.1.12 桩顶嵌入承台及桩顶主筋锚入承台,可形成介于铰接与刚接之间的连接方式,既可传递剪力,也可传递一部分弯矩。桩顶嵌入承台过多,则将降低承台有效高度,承台的受力性能及经济性均较差。由于抗拔桩的拉力主要由钢筋承担,钢筋与承台的锚固也需适当加强。

大直径桩一般指直径大于800mm的桩。

9.1.13 建筑物基础在竖向荷载作用下产生沉降时,承台底的土体由于受到压缩而产生一定的反力,当地基土质条件较好时,这部分反力不容忽视。杭州粉土地区已有一些工程在设计时考虑地基土作用,从而较传统的设计方法节省了不少工程桩,现场测试结果也表明这种设计方法比较合理。

9.2 桩基承载力计算

9.2.1~9.2.2 按照现行国标《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002),单桩承载力作了相应的调整,避免设计值、标准值混淆的可能性。

9.2.3 大直径嵌岩桩设计时,必须确定桩底一定深度内的岩体性状,对于可能存在的相对软弱的夹层、洞隙等不良地质情况,应引起足够注意。设计桩位图完成后,可结合具体桩位,对可能存在的不良岩层情况进行详勘,为施工处理提供依据。

9.2.4 桩基中当桩的数量较少或为端承桩时,桩基的承载力与各

基桩的承载力之和相差不大,为设计方便,可取各基桩的承载力之和为桩基承载力。当独立承台下桩距小于6倍桩身直径(或边长)、桩数超过9根(含9根),或条形承台下排列超过两排的摩擦型桩基,其破坏形态类似于实体深基础的破坏形态,设计时可取承台、桩及桩所包围的土体视作一假想的实体深基础。

9.2.5~9.2.6 单桩水平承载力的理论计算非常复杂,且不能全面、较好地考虑各种因素的影响。单桩水平载荷试验,特别是带承台的单桩水平载荷试验能反映桩基在水平力作用下的实际工作情况。

9.2.7 单桩的抗拔承载力主要由侧摩阻力及自重提供,其中侧摩阻力应视具体情况折减。由于单桩上拔时的受力状况比较复杂,对重要工程,即地基基础设计等级为甲级的建筑物,抗拔承载力应通过载荷试验确定。对群桩基础,应根据破坏情况区别对待。

9.2.8 桩身强度计算应考虑在制作、施工过程中一些不可确定的因素对强度的影响。国家规范《建筑地基基础设计规范》(GB 5007—2002)对工作条件系数的取值作了比现行《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)更严格的规定。如预制桩的工作条件系数国家规范为0.75,桩基规范为1.0;灌注桩国家规范为0.6~0.7,桩基规范为0.8~0.9。从浙江省的工程实践来看,按桩基规范设计的桩基工程,如施工质量有保证,桩身强度基本上都能满足工程要求。因此,本规范修订时在保留国家规范规定的基础上,规定当桩身的施工质量有充分保证时(如土质条件比较简单,施工机械及施工技术有保证,施工经验丰富时),可适当提高工作条件系数的取值,但不得超过0.8。

先张法预应力混凝土管桩轴心受压时可按下式计算:

$$Q \leq (0.60 \sim 0.75) f_c A_p - 0.34 \sigma_{pc} A_p \quad (9.2.8-2)$$

式中 σ_{pc} ——管桩混凝土有效预应力,根据实际选用的管桩型号确定。

管桩桩身竖向承载力设计值是在考虑了桩的耐打性、锤击作

用下的强度损失等因素提出的限制指标。公式(9.2.8-2)参照了上海市标准《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999)。国标规定A, AB, B, C型桩 σ_{pc} 的分别为4MPa, 6MPa, 8MPa, 10MPa。经试算和验证, 公式可满足工程需要。

钢管桩按下式计算:

$$Q \leq 0.55A'f \quad (9.2.8-3)$$

式中 Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值;

A' ——钢管桩扣除腐蚀影响后的有效截面面积;

f ——钢材的抗压强度设计值。

钢管桩桩身结构强度的计算公式基本参照上海规范《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999), 其来源是参照美国统一建筑法规(UBC), UBC规定钢桩的桩身材料容许应力为 $0.35f_y$ (f_y 为钢材屈服强度), 同时也规定在有可靠经验时, 可适当提高但不得超过 $0.5f_y$ 。根据已有工程经验, 钢桩的桩身材料容许应力可取 $0.4f_y$ 。

现行规范已经将采用容许应力设计原则的桩身材料容许应力表达式转换成采用概率极限状态设计原则的桩身结构强度确定的单桩竖向承载力设计值表达式。根据概率极限状态设计原则, 设计时荷载应采用设计值, 现行荷载规范规定, 恒载分项系数1.2, 可变荷载分项系数1.4, 因此要将两种设计原则的表达式按安全水准基本相当的原则进行转换, 当可变荷载与恒载之比在正常范围前提下, 考虑计算时所采用的荷载不一致, 将容许应力乘以调整系数1.25, 同时将钢材屈服强度 f_y 换算成钢材抗压强度设计值 f , 可得相应于荷载效应基本组合的单桩竖向设计值为 $1.25 \times 0.4 \times 1.09A'f = 0.55A'f$ 。

9.2.9 设计可采取桩身表面敷设涂层、对地基堆载预压等措施来减小桩身负摩阻力, 并应验算中性点位置桩身强度。

9.3 桩基承台设计

9.3.1 现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)在承台抗弯、抗冲切、抗剪计算方面作了比较具体的规定,具体计算原理在条文说明中也有详细的说明。

9.3.2 承台的混凝土强度等级要求较原标准提高了一级,保护层厚度的要求也较以前提高。

9.4 桩基沉降计算

9.4.3 桩基础的沉降计算:

1 公式中所用的压缩模量 E_s 为计算深度处在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量,由勘察单位提供的压缩试验成果 $e-p$ 曲线(e ——孔隙比, p ——固结压力)换算而得,室内压缩试验所施加的最大压力应超过土自重应力与预计的附加应力之和。对取样扰动大的无粘性土也可以由可靠的原位试验成果,例如深层平板载荷试验、静力触探、标贯等估算。

2 在采用分层总和法计算沉降时,考虑到桩端处的应力集中,土体的计算分层厚度在桩端以下一定范围内应适当加密。实际计算中,一般区域计算层厚度可取 1m,加密区计算层厚度则取为 0.5m。

桩基沉降计算是一个非常复杂的问题,各种桩基沉降计算方法的计算结果与实测结果往往都有较大的差异,需要根据各地方工程经验对沉降计算结果进行修正,因此,经验系数 ψ_p 的取值直接影响到桩基沉降计算的准确性。当采用 Mindlin 公式计算地基附加应力且类似上海地质情况时, ψ_p 的取值可以参考上海市《地基基础设计规范》(DGJ 08—11—1999)。今后需要注意积累浙江省的经验,以供下一次修订采用。

9.5 各类桩型

9.5.1 钢筋混凝土预制方桩

9.5.1.1 钢筋混凝土预制方桩属于挤土桩的一种,其优点是桩体在地面制作,桩身混凝土质量易于保证和检查,沉桩施工时可使松软地层挤密,因此特别适合松散的砂土和粉土层的地质条件。在桩基深度范围内存在承压含水层的地层中,灌注桩的桩身混凝土在浇灌后未结硬时,受承压水的冲刷作用,桩身混凝土中的水泥浆会被承压水带走,从而影响灌注桩的桩身质量,在上述地质条件中,宜优先考虑采用钢筋混凝土预制方桩。

9.5.1.2 对钢筋混凝土预制方桩的设计及其布置做了一些规定以保证钢筋混凝土预制方桩的合理使用:

1 桩应选用具有一定强度的硬土层作为桩端持力层,桩端应进入持力层一定深度,这主要考虑的是可充分利用桩端土的强度,提高单桩承载力并可有效减小桩基的沉降,在规定桩端进入持力层的深度时,同时也考虑了桩在各类持力层中沉桩的可行性;

2 桩的长径比,在国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)及行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)中对此均未作明确规定,但在实际设计工作中,各设计单位对预制方桩的长径比均有一定的限制,主要根据桩身不产生压屈失稳和考虑施工现场条件加以确定。对于端承桩的长径比限制较严,一般不宜超过 60,对摩擦桩的长径比限制相对较宽。本规范编制时考虑到预制方桩基本上都是作为摩擦桩或端承摩擦桩使用,根据设计及施工的经验,制定本条规定;

3 桩身内应配置一定数量的纵向钢筋和箍筋,桩身的配筋量,除必须满足使用阶段荷载作用下的桩身强度要求外,还应验算桩在施工阶段的起吊、运输、吊立过程中的应力,并要考虑在锤击沉桩时桩身动应力的情况,同时还要考虑桩身最大允许裂缝宽度

的配筋要求。当采用锤击法沉桩施工时,桩身承受拉、压反复应力的作用,桩身容易产生横向裂缝,应适当加强配筋;在锤击桩的桩顶区域,受桩锤冲击作用,混凝土易产生破碎,在桩顶处应予以加强。当采用静力压桩法施工时,在沉桩过程中桩身不会出现拉应力,桩身配筋率可适当降低;

4 工程实践和计算分析表明,一般情况下桩的主筋配置量常以起吊和吊立时的桩身应力控制,因此钢筋混凝土预制方桩吊运时吊点的设置,应使吊点间的正负弯矩相等以节约用钢量,但是应考虑吊装时的动力影响;

5 钢筋混凝土预制方桩属于挤土桩的一种,若设计和施工不当就会产生明显的挤土效应,导致桩上抬、地面隆起、桩接头拉开等不良后果,从而降低桩的承载力,有时还会损坏邻近的地面建筑物和地下设施。在饱和软粘土中若布桩的间距过小,桩基施工后,还可能因土中孔隙水压力消散,土层产生再固结沉降,使桩产生负摩阻力,增加桩基沉降,因此需要控制布桩的间距;

6 布桩平面系数是指同一建筑物内,桩的横截面面积之和与边桩外缘线所包围的场地面积之比。布桩平面系数是我省从实践中总结出来的一个桩基设计控制指标,旨在控制软土中因沉桩引起的地面土体隆起和侧向位移等不良影响。根据实际工程经验,在软土中设计桩基时控制布桩系数并配以合理的沉桩施工顺序,可较好地控制沉桩施工引起的挤土影响;

7 桩尖在预制桩沉桩施工时受力最大,应予以适当加强,提高其对硬土层的穿透能力;

8 接头位置是预制桩的最薄弱环节,在施工、使用中最易在此部位产生问题,因此应限制接头的数量。当下节桩的桩端即将进入或已经进入较难进入的硬土层时进行接桩,则后续沉桩施工时受接桩停顿及桩端硬土层的影响,往往容易在接头位置处产生问题,对此应予以重视并尽量避免在此位置进行接桩。

9.5.1.3 钢筋混凝土预制方桩的构造应符合国家标准《混凝土结

构设计规范》(GB 50010—2002)中对混凝土的构造要求:

1 从控制单桩承载力和桩身长径比的角度考虑,钢筋混凝土预制方桩的截面不宜过小,本规范规定桩身边长不宜小于 300mm;

2 钢筋混凝土预制方桩纵向钢筋的保护层厚度应符合国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)中对混凝土的构造要求。对于预制构件,当混凝土的强度级别为 C25~C45,混凝土设计使用年限为 50 年,在与无侵蚀性的土壤直接接触的环境中,桩身纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度为 30mm;

3 根据国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)中对混凝土结构耐久性的要求,对于设计使用年限为 50 年,在与无侵蚀性的土壤直接接触的环境中,混凝土的最低强度等级为 C25,对于锤击桩桩身混凝土的强度等级则应再适当提高;

4 限于运输条件,工厂制作的预制方桩长度一般不超过 15.0m;对现场制作的预制方桩长度,限于打桩机的桩架高度及吊装的起吊能力,桩长一般不宜大于 20.0m。

9.5.1.4 钢筋混凝土预制桩方桩的接桩在实际应用中有钢板焊接法和硫磺胶泥锚接法两种。由于硫磺胶泥锚接法一般只适用于软弱土层中的预制桩,不适用于桩长径比较大、承台下桩数较多、桩身承载力较高的场合;硫磺胶泥还是一种热塑冷硬的材料,接法工艺比较复杂,用硫磺胶泥接桩时须严格遵守施工工艺规定,否则质量不易保证,另外在运输、接桩过程中易对锚筋、锚孔造成损坏,接桩的硫磺胶泥在灌注后还须停歇较长的时间,熬制硫磺胶泥时对周围环境有一定污染等原因,在近年的实际工程应用中已较少使用硫磺胶泥锚接法接桩。考虑到浙江省部分地区仍采用硫磺胶泥接桩,本次规范修订仍将其列入。

9.5.2 静压预制混凝土开口空心方桩

9.5.2.2 对于预制桩的长径比,在国家标准《建筑地基基础设计

规范》(GB 50007—2002)中未作规定;但在规范(DBJ 10—1—90)第 8.2.2 条规定,摩擦桩的长径比不宜大于 100,端承桩或摩擦桩需穿越一定厚度的硬土层时,其长径比不宜大于 80。虽然目前,在温州地区大量工程实践中,对于该值均有较大突破,但是静压预制混凝土开口空心方桩的长径比仍按钢筋混凝土预制方桩的长径比控制。

9.5.2.3 支承于砂砾、碎石层或风化基岩的基桩,由于单桩竖向承载力的端承部分所占比例较大,而该桩在此种条件下存在进入持力层不够等问题,所以单桩竖向抗压承载力的端承部分要予以适当折减,折减系数为 0.70~0.95。单桩竖向抗压承载力的端承部分取桩端全截面阻力。

9.5.2.4

1 角钢帮焊接头抗拉强度高,接头性能稳定,当单桩承载力大于 2000kN 或用于锚桩时可采用该接头。

2 硫磺胶泥锚固接头的优点是锚接速度快,节省钢材;同时因为是胶泥结合,桩段和桩段之间将是十分紧密,也弥补了二段预制桩之间的表面不平整,使桩的整体性较好。因此,软弱土层中的预制桩在满足本条要求的前提下应优先采用该种接头。采用该种接头,灌注硫磺胶泥后停歇时间可参照表 9.5.2.4。

3 如果地层中存在硬夹层,应穿过硬层后再接桩,不应在即将进入或已进入该硬层时接桩。

表 9.5.2.4

不同气温下的停歇时间(min)			
0—10℃	11—20℃	21—30℃	31—40℃
6	7	9	11

9.5.3 先张法预应力混凝土管桩

9.5.3.1 预应力混凝土管桩又称 PC 桩,预应力高强混凝土管桩又称为 PHC 桩,预应力混凝土薄壁管桩又称 PTC 桩。预应力管桩与预制桩相比抗剪能力较差,因此不能承受较大振动力或水平力。

预应力管桩一般可沉入到坚硬的粘土层,密实的砂土层以及强风化岩层,但在孤石和障碍物多的地层及有坚硬层的地层中用预应力管桩会发生如下工程质量问题:

1 管桩不能全部沉至设计持力层。有时在同一承台内,有的桩可打至持力层,有的桩就打不下去,桩长相差很多;

2 桩尖接触到孤石或地下障碍物时,桩身不是突然偏离原位,就是大幅度倾斜;

3 管桩桩尖破损,桩身折断和桩头打烂的现象屡屡发生;

4 若坚硬隔层(厚密砂隔层、卵石层)下有软弱土层时,当管桩穿透密实层而进入下卧软弱层时,桩尖处反射回来的打桩应力波是拉力波而不是压力波,拉应力值可高达 8~12MPa,预应力管桩的有效预应力在 4~10MPa 左右,桩身会出现微小的横向裂缝,从而降低桩的使用寿命。

预应力管桩桩尖穿越松软土层后直接进入特别坚硬层(如中、微风化硬岩),管桩就会发生断裂,原因是没有一“缓冲层”,桩尖一下子碰到中、微风化的硬岩,而桩身四周又都是摩擦力很小的松软层,所以强大的打桩冲击力会全部传向桩尖并由桩尖处岩面再以压力波形式反射回来,使桩身混凝土受压破坏。

管桩作为抗拔桩应解决如下几个问题:

1 桩顶与承台的连接构造要满足抗拔要求;

2 管桩端板与预应力主筋的连接构造、各节管桩的端板焊接接头要满足抗拔要求;

3 常用的预应力主筋 D 类低松弛异形钢棒的抗拉强度材料

分项系数的合理取值。

综上所述,管桩作为抗拔桩时,设计人员应对以上问题充分考虑,并结合工程地质情况、荷载大小以及施工条件等因素,经计算分析后选用或另行设计。

9.5.3.3 管桩的填芯混凝土,其作用主要是改善桩顶的受力状态,有利于桩与承台连接。管桩与承台间锚入钢筋是构造要求。当为插筋时,可取其钢筋直径与桩径成正比。

另外承受竖向压力的管桩浅部断桩或桩顶低于设计标高较多时可采用接桩。接桩部分采用实心混凝土,混凝土强度等级不应小于C30;接桩部分直径大于管桩直径200mm以上;接桩部分与管桩的搭接长度宜与管桩桩顶的填芯混凝土灌注深度一致;接桩部分沿周边配置钢筋不少于 $\phi 16@200$,箍筋采用环式箍 $\phi 8@200$ 。

9.5.3.4 常用桩尖可选用省标《先张法预应力混凝土管桩》(2002浙G22),遇到地质条件复杂的地层,可有针对性地加以改造或采用其他桩尖型式。如果桩尖用料不符合规定,焊接质量差、随意偷工减料,桩尖容易被打坏,导致工程质量事故。

9.5.3.5 管桩接桩可参照图9.5.3.5进行。

9.5.3.6 试打桩的目的是为了了解桩的可打(沉)性和检验其承载力,验证选锤(压桩机吨位)是否合理,并确定控制收锤(压桩力)的具体指标。

9.5.4 湿作业钻孔灌注桩

9.5.4.1 在岩溶发育地区采用冲钻孔桩应适当加密勘察钻孔。在较复杂的岩溶地段施工中经常会发生偏孔、掉钻、卡钻及泥浆走失等情况,所以应在施工前制定出相应的处理方案。冲孔灌注桩除适应本条文中的地质条件外,还能穿透旧基础、大孤石等障碍物,但在岩溶发育地区应慎重选用。

9.5.4.2 为减少钻孔桩侧阻的叠加效应,对摩擦型桩最小中心距

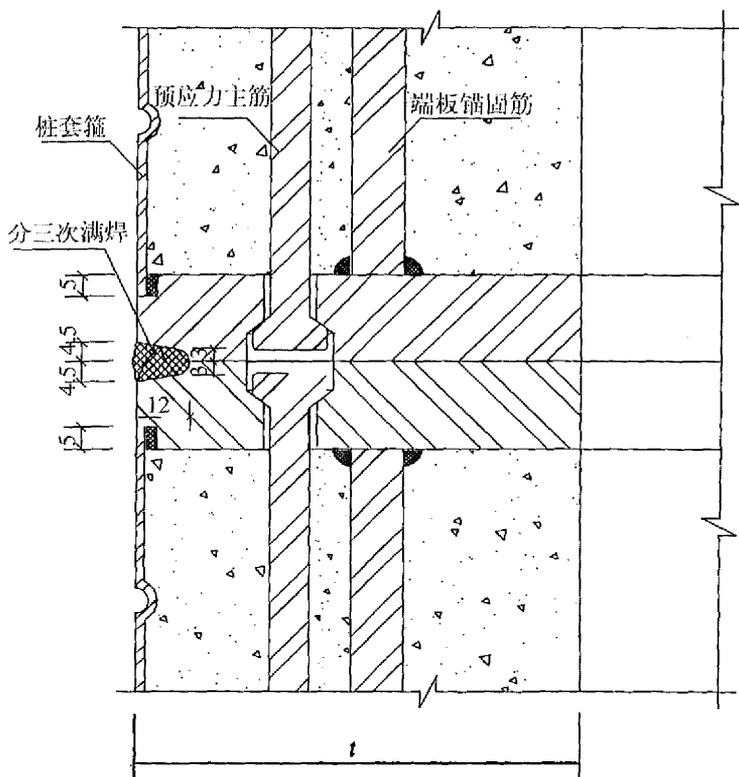


图 9.5.3.5 管桩接桩示意

应适当加大并不小于 $3d$ 。

桩端进入持力层的最小深度,主要考虑荷载及在各类持力层中成桩的可能性和难易程度,并尽量提高桩端阻力。当持力层较厚且施工条件许可时,桩端进入持力层的深度宜尽可能达到该土层桩端阻力的临界深度。

桩端进入破碎岩石或软质岩石的桩,按一般桩来计算桩端进入持力层的深度。嵌岩桩桩端进入完整和较完整的未风化、微风

化、中风化硬质岩石时,入岩施工困难,同时硬质岩石已提供足够的端阻力,桩周边嵌岩深度可适当减少,但不应小于 0.5m,以确保桩端与岩体面接触。

9.5.4.5 湿作业钻孔灌注桩常存在因桩底沉渣处理不干净而影响端阻发挥及因泥浆护壁而影响侧阻发挥的问题,近几年有不少工程利用桩底、桩侧后注浆新工艺来提高桩基承载力,减少变形量,并积累了一定的经验。在安全适用、经济合理、确保质量的前提下,根据各地类似工程的经验,可采用桩端后注浆工艺来适当提高桩端阻力,其单桩竖向承载力的取值必须通过竖向静载荷试验确定。

1 桩底后注浆是指钻孔灌注桩在成桩前预埋注浆管,并在灌注成桩初凝后通过预埋的注浆通道用高压注浆泵将一定压力的水泥浆压入桩底,使浆液对桩底沉渣和桩底土层及桩周泥皮起到渗透、填充、压密、劈裂、固结等作用,从而来提高桩承载力,减少变形量的一项技术措施;

2 桩底后注浆技术用在持力层为卵砾石层的桩基最为有效,其注浆后比注浆前用地质报告计算出的单桩竖向极限承载力可提高 30% 以上。对持力层为粉砂土层亦有效,其单桩竖向极限承载力可提高 20% 左右。对持力层为粘土层桩的后注浆主要对沉渣和泥皮固结有效。亦即对群桩的变形控制有效,但单桩竖向极限承载力一般只能提高 5~10%。对持力层为中风化基岩的桩,试验表明,若持力层岩性完整性好且沉渣能清理干净,则没有必要注浆,反之若岩性裂隙很发育或沉渣处理难保证,则采用桩底后注浆技术仍然有效,此时主要作用是注浆后能减少群桩的沉降量和避免不均匀沉降。桩底后注浆技术也可用于持力层为松散砂砾层的预制桩或预应力管桩基础中,但其承载力取值要通过静载试验确定;

3 桩底后注浆的设计施工流程如图 9.5.4.5 所示;

4 桩底后注浆技术成败的关键是正确制作注浆头(使其在浇灌桩身混凝土时不使注浆孔堵塞,又要使其在成桩后能用清水顺

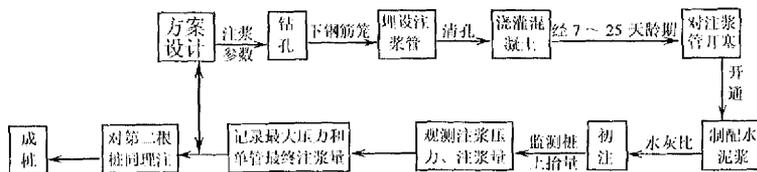


图 9.5.4.5 桩底后注浆流程图

利开塞)、严格埋设好注浆管(一般埋设 2 根 $\phi 30 \sim \phi 45$, 壁厚大于 2.5mm 的钢管)、选择合适的注浆泵(要求注浆最大压力 $> 10\text{MPa}$, 排浆量达 $5\text{m}^3/\text{h}$)、配制可注的浆液浓度(水灰比 0.5~0.7 且先注稀浆, 后注浓浆)、确定合理的注浆量和注浆压力, 并控制注浆流水和注浆节奏;

5 桩底后注浆一般以注入水泥量为主控因素, 以注浆压力为副控。经对大量注浆实例统计和理论研究, 建议在砂砾层中的注浆量如表 9.5.4.5 所示。

表 9.5.4.5 一般砾石层注浆量(水泥量)的经验数据表

(单位: Kg)

桩径 (mm)	渗透性好 持力层厚	渗透性好 持力层薄	渗透性差 持力层厚	渗透性差 持力层薄
$\phi 800$	2000~3000	1000~1500	1000~1500	800~1000
$\phi 1000$	3000~4000	1500~2500	1500~2500	1000~2000
$\phi 1200$	4000~5000	2500~3500	2500~3500	2000~3000
$\phi 1500$	≥ 5000	≥ 3500	≥ 3500	≥ 3000

6 施工应记录实际注浆量和注浆压力, 桩底后注浆桩底验收方法同普通灌注桩;

7 一根桩预埋 2 根注浆管, 若 1 根管能达到设计要求注浆参数, 可不对另一根管注浆。若两根管同时堵塞, 补救方法是用小钻机在桩侧重新打小钻孔到桩端持力层下注浆。

9.5.5 沉管灌注桩

9.5.5.1 沉管灌注桩的单桩竖向承载力设计值较小,成桩质量不稳定,施工现场干扰因素多。但施工方便,造价较低。据调查,目前浙江省主要在多层住宅及宿舍、轻型厂房、办公楼等荷载较小的乙、丙级建筑桩基中应用沉管灌注桩,地基土分布以浙江省沿海深厚的淤泥质土层为主。

9.5.5.2 桩的最小中心距是浙江省有关单位实测研究的结果,当桩距达到 2m 后,沉管引起土体的扰动则迅速减弱,综合考虑经济效益,提出了如本规范第 9.5.5.2 条所示的最小中心距。

实测研究还表明,当桩的数量较多,尤其是满堂布桩时,虽然设计满足了最小中心距的要求,但土的隆起和水平位移仍较大,因此,要保证成桩质量,尚应控制布桩平面系数。

目前我省所用的桩管外径有 $\phi 325\text{mm}$ 、 $\phi 377\text{mm}$ 和 $\phi 426\text{mm}$ 。为保证建筑工程质量,有必要对桩长度进行适当控制,长径比不宜超过 80。过长施工管子的稳定和灌注混凝土均会出现较大的质量问题。

9.5.5.4 施工实践经验和浙江省软土地基上的建筑物沉降表明,在软土地基中选择合适的桩身深度,可以减少建筑物的不均匀沉降和过大的变形。近年来,宁波、象山、温岭、乐清、温州一带的施工实践表明,在具有深厚的淤泥质土中桩基设计可以选择低压缩性粘土层作为桩端持力层或控制桩基允许沉降量而伸入一定深度的非低压缩性土层,都能受到一定的技术和经济效果。而贯入度的控制主要以当地施工实践经验为主确定。例如宁波地区常用的“抬架”控制方法。

9.5.5.5 桩的基本构造是保证沉管灌注桩能均匀地将上部荷载传递到较好土层中去的基本条件,也是施工过程中保证桩身质量的最低要求。本条强调了桩身上部应配置一定长度的钢筋笼是为

了抵抗沉桩挤压、负摩阻力以及开挖基坑引起桩倾倒断裂。尤其在软、硬土层交界面处,相对位移较大,桩的动力测试实践表明,在此段配置钢筋笼,并伸入硬土层一定长度往往能避免产生断裂、缩颈等现象。

钢筋笼的主筋末端不设弯钩,目的是使混凝土能顺利下灌,避免出现悬桩、蜂窝及不密实现象。

9.5.6 夯扩桩

9.5.6.1 夯扩桩是一种通过桩端夯扩形成扩大头来提高桩端阻力的灌注桩。为使夯扩桩的承载力得到较大幅度的提高,做到经济合理,必须使夯扩头置于强度较高的土层中。根据夯扩桩施工工艺的限制及经济合理的要求,夯扩桩适用于上部为软弱土层,在距地面4~20m范围内有一层桩端持力层,例如中、低压缩性粘性土、粉土、砂土等。上述土在夯击过程中孔隙水压力易消散,能起到加密桩端持力层的作用。当场地下部是软弱土层而无较理想的桩端持力层,或无有效措施避免施工产生液化的粉土或砂土地基,则不应采用本桩型。

9.5.6.2 夯扩桩一般不用预制桩尖,故亦称为无桩靴夯扩桩。此时,应做好桩管的止淤封底工作,一般在外管下端与内夯管底部的空腔内(一般为130mm高)采用足量的C20无水混凝土或干硬性混凝土封底,在沉管过程中,经夯击形成阻水、阻泥管塞。当沉管、拔管或封底有困难时,则可采用钢筋混凝土预制桩尖,并在预制桩尖的颈部与桩管下端接触处设置三圈草绳或环形铁垫圈。

夯扩桩为保证桩侧阻力得到有效发挥且避免扩大端相串,本条规定了夯扩桩的最小中心距。由于夯扩桩在成桩中的挤土效应及无振动拔管时带动桩周土的效应较大,往往造成邻近桩的断裂或缩颈,因此,在决定桩距时,对夯扩桩的挤土效应影响应特别重视,对于大面积桩群,夯扩桩的最小中心距宜适当加大。

夯扩桩桩端进入持力层的深度,除考虑在各类持力层中成桩的可能性和难易程度并尽量提高桩端阻力外,尚应使桩端形成的扩大头全部置于持力层中,因此,桩端进入持力层的深度不宜小于 $4d$,一般不小于 1.5m 及夯扩工序中外管的上拔高度 h 。

9.5.6.3 夯扩桩的扩大头平均直径,是根据夯扩工序前外管内混凝土为长圆柱体(体积 $\frac{\pi}{4}d_0^2H$),经过夯扩工序形成高度为 h 的空

心短圆柱体(体积 $\frac{\pi}{4}D^2h - (h-c)\frac{\pi}{4}d_0^2$),通过体积换算,再乘以实践经验修正系数确定。在式(9.5.6.3-1)中的 $H, h, h-c$ 等几个夯扩施工参数并非任意值,它不但要满足设计对桩承载力的要求,还必须做到能顺利施工。一般来讲,桩端持力层性质相对较差的易于夯扩,就应当适当增加扩大头混凝土灌量 $\frac{\pi}{4}d_0^2H$;而持力层密

实度大、性质好的,难以夯扩,扩大头混凝土灌量 $\frac{\pi}{4}d_0^2H$ 就要适当减少。对于施工机械,锤击能量越大、越易夯扩,锤击次数就较少,而锤击能量较小,则相应锤击次数增多。当扩大头混凝土灌量为一定时,在相同地质条件下,拔管高度 h 取小值,计算所得的夯扩头直径大。然而拔管高度过小,在理论上计算虽可获得较大的夯扩头,但实际施工中由于外管内残留较多的混凝土,在进行夯扩工序时,容易卡管,造成施工的极大困难,故式(9.5.6.3-1)中,如 h 值过小,则不适用。当采用二次夯扩工序时,扩大头平均直径可按

$$D = d_0 \sqrt{\frac{H_1 + H_2 + h_2 - c_1 - c_2}{h_2}} \text{ 估算。}$$

在单桩竖向承载力估算公式中,由于对桩端混凝土进行了夯扩,使完成压缩固结快的持力层(如粉质粘土、粉土、粉细砂等)也得到夯实挤密,提高了承载力,所以需乘以夯实综合修正系数 β 。但对于完成压缩固结缓慢的土(如可塑状态粘土)效果较差。

本规范附录Q是根据杭州地区对粉砂、粉土和粉质粘土的实验成果提出的,对其他土层因没有直接经验,暂不列入。由于各地

工程地质条件不同,施工机械的差异、夯击能量的变化以及夯扩参数的不同等因素,它们对桩的承载力影响很大,故当缺乏经验时不宜盲目套用,应以静载荷试验确定单桩承载力。

9.5.7 平底大头桩

9.5.7.1 平底大头桩属沉管灌注扩底短桩。它的施工工艺和机械设备与普通(尖底)沉管灌注桩完全相同,不同者是改用一种底部平面截面积比桩管大的方形预制桩端代替常用的圆锥形预制桩尖,使桩端持力层(砂土、粉性土、粘性土)在沉管过程中不断受到正向压密而提高承载能力。根据杭州、嘉兴等地区持力层分布及实际使用情况,其埋藏深度可定为不大于15m。厚度由3.5m改为3.0m,是为了和《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)有关条文一致而确定。

桩的长度与桩管直径之比宜取20~40,桩长在15m以内。该桩的主要目的是合理利用和发挥桩端土的支承能力,以桩端承载为主,故持力层埋藏愈浅、桩的长度愈短,单桩承载力提高的百分率愈大,效益愈显著。

现场试验和室内模型试验均表明,就综合效益而言,对于一定的桩管直径,平底大头桩的扩底面积并非愈大愈好。合理的扩底面积与桩管横截面面积之比在2.0~2.5之间。

目前常用的预制桩端,是一个倒棱台体。其外形轮廓尺寸:与 $\phi 377\text{mm}$ 桩管配套时为 500×500 (扩底面积) $\times 300$ (高);与 $\phi 426\text{mm}$ 桩管配套时为 550×550 (扩底面积) $\times 300$ (高)。其扩底面积与桩管横截面面积之比分别为2.24和2.12。

平底大头桩进入持力层一定深度具有两重意义。一是使这部分土得到压密;二是灌入混凝土后使扩大了桩身与所打入的预制桩端一起形成一个扩大头,共同发挥支承作用。进入持力层深度参照《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)进行定量。

9.5.7.3 试验与实测表明,处于软土覆盖层部分的桩身呈圆柱形,其截面尺寸与桩管基本接近,而处于持力层的桩身横截面常与预制桩端接近。当地基土层为多年堆积杂填土或较薄的硬壳层时,这段桩身常呈方形,并接近预制桩端的横截面尺寸。由此可知,桩的横截面是随着土层不同而变化的,这有利于桩周摩擦力的发挥。

基于上述情况,按经验公式估算单桩竖向承载力特征值时,应在桩周摩擦力计算中引入桩身扩径系数 η_0 ,根据实测,以桩身全长平均取值,在单打时可用 $\eta_0 = 1.1$,复打时用 $\eta_0 = 1.2$ 。桩周土的桩侧阻力特征值与普通沉管灌注桩相同。通过室内模型桩试验和工程应用,桩侧阻力特征值修正系数 η_2 ,单打时取 0.9,复打时取 1.0,是偏安全的。

9.5.8 人工挖孔桩

9.5.8.1 一般情况下,人工挖孔桩的施工费用比机械钻孔要高。只有当机械钻孔有困难,如有地下障碍物、桩孔距已有建筑物过近或设备无法进入的山坡等情况下采用人工挖孔桩。

目前常用的机械钻孔设备尚无法在基岩中扩孔,而桩端采用人工挖掘扩孔是最简单的方法。

人工挖孔桩桩孔深度过深,会给施工人员带来一系列不安全因素,一般不宜超过 40m。当桩孔需穿越厚度较大的流动性淤泥时,由于淤泥土的回淤,可能无法成孔。当必须采用人工挖孔时,应采用注浆等方法,固化桩周土体。

9.5.8.2 控制人工挖孔桩的最小直径,是考虑施工人员的操作空间,当桩孔较深时,桩径应适当加大。

为减少摩擦型桩侧阻的叠加效应,规定摩擦型挖孔桩的中心距不应小于 2.5 倍桩护壁外径。若扣除护壁厚度 100~150mm,则中心距约为桩身直径的 3 倍。桩底端挖成锅底形,有利于桩端压

力的均匀扩散。

9.5.9 钢管桩

9.5.9.1 钢管桩所用的钢材,应根据建筑物的重要性、自然条件、受力状况和抗腐蚀要求等,在满足设计对其机械性能和化学组成要求的前提下,考虑材料的加工和可焊性,并通过技术经济比较后确定。

9.5.10 挤扩支盘桩

9.5.10.1 挤扩支盘桩是用特制的分支器通过液压挤扩方法在钻(挖、冲)孔灌注桩桩身不同位置上挤出支和盘,利用支或盘底的端阻力代替桩身部分侧阻力,从而增加桩的承载能力和减少沉降量的一种桩型。分支器每挤扩一次,形成一组对支;旋转 90° 再挤扩一次,则形成十字支。如果按一定角度和一定搭接宽度转动分支器连续挤扩,则形成盘。在浙江,挤扩支盘桩的主桩一般是泥浆护壁的成孔灌注桩,因此,除本节规定的条文外,还应遵循本规范中关于灌注桩的各项规定。

9.5.10.2 应用支盘桩应注意其对土质条件的要求,并选择适用的工法进行施工。支盘桩是以端承为主的桩型,其支、盘阻力和桩端阻力常常占总极限承载力的 $50\% \sim 90\%$,因此,选择可靠的支盘土层是非常重要的,尤其对于盘。本条列出了适于做盘的土层类别,实践表明,只要有相当的厚度,并选择合适的分支器,在这些土层中做盘是很成功的。在 I_L 接近的杭州粘性土中的带量测元件的支盘桩(桩长 48.7m 、主桩直径 0.8m 、盘径 1.6m)载荷试验资料表明,在加荷过程中,三个盘阻力共承受总荷载的 $38.7\% \sim 45.5\%$,至极限荷载为 44.6% ,说明即使在软可塑的粘性土中,盘阻还是能发挥的。为安全起见,本规范设计中未考虑支底阻力的

作用,因此可将支做在稍软的土层上,如软可塑状粘性土、稍密的砂土和粉土等,此时支起安全储备的作用。

在软弱土层和一些特殊性质土层中,支和盘难以发挥作用。软土和易液化土,除支承能力弱外,还由于挤扩时土易流动或掉土难以成盘。中等风化、微风化和未风化岩层作为持力层显示不出支盘桩的优势,同时分支器也很难挤动。对于塑性指数偏高($I_p > 18$)的粘土,由于土对分支器弓臂的沾粘作用,有时成盘困难,必须通过试验确定成盘的可靠性。

9.5.10.3 合理的间距对发挥支、盘的端阻力非常重要。确定支、盘间距时应综合考虑地基土的土层分布情况和分支做盘时是否易掉土等因素。支、盘的间距应考虑底面土压力的扩散作用,较差的土层应力扩散能力也较差,间距应取大一些。支、盘间距过小时,桩周形成一个盘径大小的圆柱剪切面,支、盘端阻力不再发挥,桩承载力反而减小。上下分支错开设置,是为了减小支在垂直方向的相互影响,当支间土不被剪裂时,支的承载力与错位无关。对于地质条件较复杂的工程,在施工中通过钻孔过程和挤扩压力的变化等可发现地层的改变,这时有必要调整支、盘的位置,初步设计应考虑给这种调整留有一定余地。

9.5.10.4 桩最小中心距的规定参照了一般非挤土灌注桩的要求,同时考虑了分支器成型挤压的影响。当桩数较多或桩距较小时,相邻桩的盘可上下错开适当位置。因为对主桩持力层的要求符合建筑桩基规范(JGJ 94—94)的规定,故支、盘底面距软弱下卧层顶面的距离可比主桩放宽,但应适当考虑软弱下卧层存在对盘底阻力的影响。对于抗拔桩,盘应设在适宜土层的下部。支的设置原则上也应符合盘的规定。

9.5.10.5 列出两种常用的分支器所成支、盘的尺寸参数,成桩后的盘根高度可由分支器张开高度和主桩直径用几何关系求得,一般已保证支、盘素混凝土的抗剪切要求。若采用别的型号的分支器,则应按实际情况确定支、盘尺寸。

9.5.10.6 支盘桩的单桩承载力较高,且往往是由桩身强度控制,因此混凝土标号不宜过低,否则发挥不了支盘桩的优势。局部长度钢筋宜延伸至盘下,有利于将荷载传至盘底。

9.5.10.7 鉴于本省使用支盘桩技术的经验尚不多,故规定地基基础设计等级为甲、乙级的建物都应进行单桩竖向抗压静载荷试验,试验应遵照本规范附录 L 的规定进行。由于支盘桩一般呈渐进型的破坏形式,可按规定的桩顶总沉降量对应的荷载取值。

对于经验参数计算公式,则是按照已取得的用《建筑桩基技术规范 JGJ 94—94》经验参数表格的设计经验,即将盘阻作出适当修正后求得。表 9.5.10.7 所列修正系数 ψ_p 系根据浙江、江苏、天津、海南、哈尔滨等地 15 根试桩资料的分析和其他支盘桩工程的应用经验,并参照了《火力发电厂支盘灌注桩暂行技术规定》(DLGJ 153)而定。再与本规范附录 N 提供的预制桩参数表格比较后,桩侧阻力取预制桩值,桩端阻力和盘阻力取预制桩值乘。计算式中未计入支的阻力,作为安全储备。由于参与统计的试桩资料不多,因此经验参数公式计算仅用于丙级设计等级或初步设计估算。

9.5.10.8 支盘桩基础一般不是摩擦型桩基,但考虑除底盘以外的各个盘底压力在土中的扩散会在桩端平面上产生应力叠加,故作本条规定。

9.5.10.9 强调应通过竖向抗拔静载荷试验确定支盘桩的抗拔极限承载力。对于经验参数计算公式,分别考虑了侧阻和盘阻的作用,因为一些支盘桩的抗拔试验结果表明,盘顶土阻力对支盘桩的抗拔能力作出相应的贡献。由于已考虑了盘阻力,所以桩自重标准值按主桩直径计算。

10 沉井

10.1 一般规定

10.1.1 沉井既是深基础,又是特殊的施工方法。其优点是基础工程占地面积小、不需另设围护、可满足对地下空间特定的功能要求等。在合适条件下采用沉井,施工切实可行、技术上稳妥可靠、并能节省投资。因此,在确定是否采用沉井方案前,应根据工程性质、使用要求、工程地质和水文地质情况、施工条件和经济效益等因素与其他方案进行比较,择优采用。

10.1.4 对于无地下水的稳定土层,沉井施工不存在排水或不排水的施工问题,对于有地下水的土层,排水下沉用于地下水补给量不大,而且排水并不困难的情况;不排水下沉用于易产生“涌流”的不稳定土层,地下水补给量大和排水困难的情况。

10.1.7 由于软弱地基与沉井侧面间的摩阻力很小,当刃脚下的土被挖去时,沉井失去支承会大量下沉,下沉过快易导致突沉,而突沉又容易使沉井产生较大的倾斜或超沉。因此,必须采取措施防止突沉。其措施有:均匀和对称挖土、靠近刃脚处井壁四周挖土不宜过深、增大刃脚踏面宽度、减少刃脚斜面与水平面的夹角和增设底梁等等。

10.2 计 算

10.2.1 公式(10.2.1)中的 F_{W1} ,当井外排水下沉时取零,当井内排水或不排水下沉时为沉井浸入水中部分的浮力。下沉系数 K 的

取值,宜根据土层性质和地区经验在 1.05~1.25 间取值。

10.2.3 公式(10.2.3)对于是否考虑井壁外侧与土层间的摩阻力,或应该考虑多少的问题,意见尚不一致。不计其摩阻力是偏于安全的。

10.2.4 公式(10.2.4)中未计入井壁外侧与土层间摩阻力的抗力作用。当地基不会由于土的自重固结而产生负摩阻力,同时不采用泥浆助沉施工时,可考虑井壁外侧与土层间摩阻力的有利作用。

10.2.5 计算沉井向内挠曲的最不利情况是沉井下沉至设计标高,刃脚下的土已挖空而尚未浇筑封底混凝土时。公式(10.2.5-1)是按承受沉井外侧土压力和水压力的悬臂梁计算,由于刃脚自重和刃脚与土层间的摩阻力值均很小,忽略不计。

一般认为在沉井下沉过程中,刃脚内侧切入土中深度约 1m,上节沉井已接上,且沉井上部露出地面或水面约一节沉井高度时为最不利情况,以此计算刃脚向外挠曲弯矩。公式(10.2.5-5)系按承受刃脚斜面上的水平向土反力和刃脚踏面的竖向土反力的悬臂梁计算,忽略了刃脚自重、地下水压力、刃脚外侧土压力和刃脚外侧摩阻力的影响,是偏于安全的。

各式中的作用力分项系数按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)取值。

10.2.6 矩形沉井井壁按深梁计算时,其高跨比的限值是根据深梁的定义确定的。

考虑井壁的竖向拉力,是由于沉井下沉接近设计标高时,上部有可能被四周土体夹住,而刃脚下的土已被挖空,这时沉井如挂在土中一样,在井壁内将出现较大的拉力。

10.2.7 对于不带隔墙的圆形沉井,将作用于井圈周边的主动土压力视为不均匀分布的原因,是考虑沉井下沉过程中,可能发生倾斜或土质不均匀。

10.2.9 施工余量 h_u 是考虑井底泥土可能混入封底素混凝土而采用的,这里是参照陈仲颐、叶书麟主编的《基础工程学》(中国建

筑工业出版社,1990)取值。

10.2.10 公式(10.2.10)忽略了混凝土横向变形系数的影响。

10.2.11 验算不透水层厚度的目的,是为了防止因不透水层厚度不足而被在其下面的含水层中的地下水压力顶破,造成沉井施工中严重事故。

10.2.13 考虑水下封底混凝土仅作为临时性的施工措施,相当于一般基础的垫层,所以,暂不考虑与钢筋混凝土底板的共同作用。如何考虑两者的共同作用,尚待今后实践中逐步解决。

11 基坑支护

11.1 一般规定

11.1.1 本条概括了建筑基坑设计、施工的特点,提出总要求。

11.1.2 基坑安全等级的划分是对基坑支护设计和施工的重要性认识,根据其重要性、规模、开挖深度、所处环境和其失效可能产生后果的严重性,分为三级。

对于浙江沿海软土地区来说,由于地基土的强度低、压缩性大,当基坑开挖深度大于8m时,无论是支护结构设计和施工,还是对基坑变形的控制,难度都很大,因此,列为一级基坑工程;大多数工程的支护结构仅在基坑开挖阶段起作用,而当支护结构作为主体结构的一部分时,对其位移控制、构件质量、防渗性能、抗震要求以及连接构造等,都应与主体结构一致,这类基坑,也应列入一级。

11.1.4 基坑支护设计内容应体现承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求。承载能力极限状态的计算是对支护结构和基坑可能出现破坏的土体和结构承载能力进行计算;正常使用极限状态的计算是对结构和土体的变形计算。设计文件中应明确监测的项目,监测单位所作的监测方案应经设计认可,其内容应包括监测项目、测试手段、测点布置、测试频率、报警值等。

11.1.5 水压力包括潜水压力、承压水压力和渗流压力。

一般地面超载,指坑边的临时荷载,如零量的建筑材料、小型施工器材等,通常按15kPa考虑。

开挖影响范围内有建(构)筑物存在时,土压力计算中应考虑其对支护结构的作用。可根据基础形状、埋深简化为集中力、条形

或均布荷载进行计算,主要指天然地基上的浅基础。

施工荷载,是指在基坑开挖期间,作用在坑边或支护结构上、数量较大且时间较长或频繁出现的荷载,如利用上道支撑作为施工栈桥时的挖土机、卡车运行荷载,坑边作为施工堆料场地的荷载等。

邻近基础施工如打桩或基坑开挖时,产生相互影响容易引发工程事故,应予以重视。这里所说的打桩,主要是指采用锤击式或静压式施工的挤土桩或少挤土桩,如钢筋混凝土预制桩、PHC 桩、钢管桩等。

11.1.6 在粘性土中,由于土体的剪应力松弛规律,时间对土压力有影响,即随着时间的增长,主动土压力逐渐增大,而被动土压力逐渐减小,最终都趋于静止土压力;由于开挖卸荷在土体中产生负超静孔隙水压力,随着超静负孔压的消散,土体的有效应力逐渐减小,其不排水抗剪强度降低,基床系数也将降低,对基坑的稳定性不利。

时空效应是上海地区基坑工程实际施工经验的总结,即支护结构的变形与时间和支撑到位的及时与否关系密切。基坑暴露时间越长,变形越大。所以实际工程中宜采用分层分段开挖和支撑的方法,以减少每一步开挖的空间和时间,达到减少基坑变形的目的。

11.1.8 对饱和软粘土(如淤泥、淤泥质土等)可采用土的三轴不排水试验、直剪快剪或现场十字板剪切试验强度指标($\varphi_u = 0, c_u$)和饱和重度计算侧压力。

11.1.9 静止土压力系数的试验方法有室内试验、现场旁压试验、水力压裂试验和扁胀试验等。当无试验资料时,可用 $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ 估算。

对于支护结构位移有严格限制的工程,一般被动土压力低于被动极限值,主动土压力高于主动极限值,设计时应采用介于被动土压力和静止土压力或主动土压力和静止土压力之间的中间土压

力。中间土压力的大小取决于支护结构的变位量及其相对土体的方向,其中中间被动土压力可采用侧向弹性地基反力法来计算。

11.1.11 在基坑施工期间,对降水的效果及其对周围环境的影响必须进行有效的监测。

11.2 设计计算

11.2.2 放坡开挖需作好地面及坑内排水,必要时可采取降水措施。如有振动荷载时应适当降低边坡高度。对非粘性土坡顶不得有振动荷载。必要时可对基坑放坡坡面采取保护处理措施。土坡坡顶附近有重要管线时,整体稳定性抗力分项系数应适当增大。

11.2.3 一般情况下土钉墙适用于开挖深度小于8m的基坑,不适用于对变形有严格要求的基坑工程。

11.2.4 水泥土重力式挡墙结构由于具有半刚性性质,而且与周围土体具有某种程度的共同作用,所以水泥土重力式挡墙结构抗倾覆稳定计算实际上是一个比较复杂的问题。例如,水泥土重力式挡墙结构的倾覆转动中心,不一定在挡墙前趾处;对于面积不很大的基坑,空间作用往往具有显著影响,等等。所以,在进行水泥土重力式挡墙结构抗倾覆稳定计算乃至抗滑移稳定计算时,应根据具体情况,全面加以权衡和评估。此外,由于土体的流变性质,施工周期长短也是一个值得考虑的问题。

对于永久性自立式挡墙,其抗倾覆稳定分项系数一般取为1.5。对于用于基坑支护的水泥土自立式挡墙,其抗倾覆稳定分项系数可适当降低。考虑到倾覆稳定是水泥土自立式挡墙的最基本要求之一,同时考虑到影响因素的复杂性,本规程取为1.4。

11.2.5 从我省已有的基坑工程实践来看,桩墙式支护结构的应用最为广泛。这种围护形式的特点是,围护体的占地面积较小,抗弯刚度较大,较易控制基坑变形,如能够合理地布置支撑系统和组织挖土,基坑挖土的难度也不大。

当地基土体比较软弱时,采用悬臂式支护结构,即使开挖深度很小,围护桩侧向变形也可能很大,特别是当基坑边长较大时,更可能对基坑周边环境造成较大影响。故在软土地区当基坑较深时,采用悬臂式支护方案应相当慎重。

我省以锚杆代替内支撑的实例很少,其原因主要是这种方法在实际工程中应用的局限性很大。当地基土体比较软弱时,要提供一定的锚固力,锚杆必须做得很长,建筑红线的限制往往使得锚杆无法施工。

11.2.6 对桩墙式支护结构进行设计时,可根据已有的工程经验初步确定一个方案,事先假定围护墙的入土深度及截面、支撑间距及截面等等,然后依据相应的计算理论对围护体系的强度、稳定及变形进行校核,并对原方案作进一步的优化和调整。

11.2.7 理论分析表明,对单支撑支护结构而言,等值梁法及自由支撑法的内力计算结果与杆系有限元基床系数法比较一致,但对于两道或两道以上支撑的支护结构而言,由于该两种方法不能考虑围护桩与支撑系统的变形协调、实际工程的分工况施工,以及不能进行完整的拆撑及换撑分析,计算结果与实际相差较大。因此,对于两道及两道以上的支护结构而言,宜采用杆系有限元基床系数法进行分析。在参数选用方面,基床系数的取值必须与计算所采用的主动区土压力模式相匹配,并应根据实际的施工程序及施工参数,对计算参数或计算结果进行调整。

11.2.8 对于具有多道支撑的支护结构,一般认为整体滑动失稳不会发生,除非支撑系统破坏,因而对这种情况一般不进行整体稳定验算。但在某些特殊情况下,如基坑一侧有较大偏超载时,整体滑动失稳可能发生,此时尚应进行整体稳定验算。

11.2.9 钢结构支撑具有自重轻、安装和拆除方便、现场制作时间短、可重复利用等优点,但节点构造复杂,如处理不当,会由于节点变形或节点传力不直接而使基坑产生过大的变形;现浇钢筋混凝土支撑具有刚度大、节点不易松动、整体性好、布置灵活、施工质量

容易保证等优点,因此当基坑形状复杂或周围环境有特殊要求时,宜采用现浇钢筋混凝土结构支撑。内支撑结构设计时,支撑顶面的活荷载可取 $3\sim 4\text{kPa}$,以考虑施工期间支撑作为施工人员的通道或用作泵送混凝土的管道支架。如需利用支撑构件兼作施工平台或栈桥,应根据实际所受荷载的大小另行设计。

11.2.10 对平面形状复杂的基坑,可采用对撑、角撑或边桁架组成的平面结构体系;当需要在坑内留出较大作业面时,可采用桁架式角撑或对撑桁架与边桁架共同组成的平面支撑体系,对平面形状近似为正方形的基坑,也可采用内环形支撑体系;钢结构支撑和基坑周围环境有特殊要求的钢筋混凝土支撑,宜优先采用相互正交、均匀布置的对撑体系或对撑桁架体系。

采用竖向斜撑体系时,应先放坡开挖基坑中央的土方至设计标高,即在坑边预留三角土,再施工斜撑基础,安装斜撑,待竖向斜撑体系能正常传力时,方可开挖留下的三角土。基坑中央土方开挖后,在竖向斜撑体系形成之前,围护墙的侧向位移主要取决于基坑内侧预留三角土所能提供被动抗力的大小。

11.2.11 目前有关支撑结构温度变化的影响的试验研究还较少,难以提出定量的计算方法。从定性上分析,当支撑长度超过 50m 时,宜考虑温度变化的影响。

严格讲,带内支撑的支护结构应按围护墙、支撑及周围土体介质所组成的空间体系进行力学分析,但由于问题的复杂性及三维模型土介质参数取值的困难,目前工程设计中为了简化计算,常将竖向围护墙—土介质体系和水平支撑体系分开单独计算。在分析围护墙时,以水平弹性支座模拟支撑体系对围护墙的作用;反过来,在计算水平支撑体系时,其水平外荷载直接采用围护墙静力计算所确定水平弹性支座的水平反力。水平支撑体系作为一个封闭的平面框架,在利用杆系有限元计算时,需辅以适当的约束条件,否则因其整体刚度矩阵奇异而无法求解。

钢筋混凝土支撑杆件不可避免地会出现裂缝而使其抗弯刚度

有所降低;钢支撑当采用分段拼装时,由于受操作条件的限制,节点整体性通常不易保证,支撑节点应按铰接考虑。

11.2.12 本条规定仅适用于使用年限在2年以内的临时性灌浆土层锚杆。土层锚杆锚固段长度不宜小于4m,也不宜大于15m。

11.3 地下连续墙

11.3.2 对一般基坑工程而言,常用的地下连续墙单元槽段形状为一字型。这种槽段占地面积小且施工方便,单元槽段长度也可以大一些,从而减少了槽段接头,更容易保证墙壁质量。在某些特殊情况下需要考虑使用其他单元槽段形式,如采用“二墙合一”且地下室层高较大时,可采用抗弯刚度较大的“T”型、“Π”型甚至格型墙段。

11.3.3 采用普通柔性接头的地下连续墙施工技术已经比较成熟,质量也比较容易保证,地下连续墙仅用来作为基坑围护结构时,一般均使用这种接头形式。在地质条件比较复杂的地层,如地基土体的渗透系数较大、地下水位变动较大、土层分布不均匀时,采用柔性接头时在墙段接头处易产生渗漏现象,此时可考虑采用止水接头。当采用“二墙合一”且地下主体结构通过紧贴地下墙周边的壁式框架与地下墙连为一个整体时,墙段接头要求传递面内剪力,此时可采用带穿孔的十字钢板接头,又称“半刚性接头”;当采用“二墙合一”,而地下主体结构紧贴地下墙周边没有设置结构柱,壁式框架无法形成时,墙段接头不仅要求传递面内剪力,而且要传递面外剪力或弯矩,此时可采用带端板的钢筋搭接接头,又称“刚性接头”。

11.3.4 由于地下墙自重较大,当墙端土比较软弱时,施工阶段的墙身沉降就可能较大,上海大量工程实践表明,地下墙在施工阶段的沉降往往就达到20mm左右。墙身的过大沉降会在一定程度上影响支撑系统的工作状态,对“二墙合一”工程而言,墙体预埋筋的

位置也将发生改变,从而给施工带来不便。特别是在地下墙边设有结构柱时,地下墙还将承担一部分结构竖向荷载,墙身的沉降将对主体结构产生不利影响。

因而地下墙端宜进入较好的土层,在墙端土为比较软弱的粘性土或淤泥质粘土时,墙内宜预埋注浆管,地下墙施工结束后,对墙端土进行注浆加固。

11.3.6 从矩形截面受弯构件计算角度来看,保护层厚度越小,钢筋笼宽度越大,则截面抗弯能力可提高很多。但从现有的地下连续墙施工水平来看,混凝土保护层厚度太小,施工质量很难保证,不少工程开挖后地下墙的主筋大量暴露在外面,对结构质量影响很大。结合上海地区地下连续墙施工的经验,一般情况下,主筋混凝土保护层厚度不宜小于 60mm,当地下墙需要与主体结构连接时,钢筋笼上需预先设置各种预埋件,此时主筋混凝土保护层厚度宜适当放大。

11.3.9 地下墙与主体结构之间如采用预埋钢筋连接,由于以后连接时首先需要将预埋钢筋扳直,钢筋直径太大或采用螺纹钢时的扳直难度很大,故宜采用小直径的 I 级钢,大直径的螺纹钢可采用接驳器连接;采用预埋钢筋连接时的预埋筋位置必须准确,由于地下墙在施工中总有一定的沉降,故预埋筋位置设计时应対这一点有所考虑。预埋钢板法连接对位置的偏差要求要低一些。

11.3.10 钢筋笼端部与接头管或相邻槽段混凝土之间留有一定的空隙,以及底端收成闭合状是为了方便钢筋笼吊入和定位;由于槽底总存在着一定厚度的沉渣,为确保地下墙底端附近的墙身质量,钢筋笼下端与槽底之间应留有一定的间隙。

11.4 基坑工程逆作法

11.4.2 基坑工程采用逆作法施工时,楼板开洞、挖土方式、机械车辆行驶路线等的设计既要尽量减小对主体结构的影响,又要方

便施工,必要时可考虑对主体结构设计进行调整。为满足施工阶段需要而增设的一些临时结构,如临时支撑、临时立柱的转换承台等,可考虑永久保留,这样可减小事后拆除的工作量,具体设计时还应保证设备管道的布置不受影响。

11.4.3 楼盖

1 从我国已经完成的逆作法工程来看,利用结构楼板作为支撑系统主要有以下几种形式:

- 1)全部利用;
- 2)利用先期浇筑的交叉肋梁形成框格式水平支撑;
- 3)采用盆式开挖方法,先顺作施工基坑中间范围的地下主体结构,然后逆作施工基坑边部主体结构。

2 楼板上的施工用洞宜优先考虑利用主体结构本身设计需要的一些洞口,如电梯井、管道井等。

3 转换结构应具有足够的刚度,并满足抗剪和抗扭承载能力的要求。

11.4.4 临时立柱

1 该临时立柱在地下室底板砼浇筑完毕后,再外包砼浇成整体,满足使用阶段柱子强度设计的要求。

2 为使主体结构梁板体系在施工过程的受力状况与使用状况尽量一致,对应地下各层每根结构柱的位置均应设置临时立柱,否则应对主体结构进行加强;在地下结构剪力墙位置,剪力墙各墙肢交汇处应设置临时立柱。

3 转换承台应按现行《混凝土结构设计规范》的有关规定进行局部承压、受冲切、受剪和受弯的强度计算。

12 减少建筑物受到地基变形危害的措施

12.1 一般规定

12.1.2~12.1.4 地基变形的特征主要有沉降、差异沉降、倾斜、局部倾斜等。过大的变形往往引起建筑物的安全和居住者的心理压力,因此在本节中提出了在设计、施工使用方面应该考虑的一些基本因素。这些基本因素可以通过优化设计,加强施工监测和控制(预估)变形量来实现,以防止结构损坏和影响正常的使用。

对可变荷载较大构筑物 and 货场,根据其特点提出了相应应采取的技术措施。

12.2 建筑措施

12.2.2 本条参照国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的第 7.3.1 条和原浙江省标准(DBJ 10—1—90)的第 11.2.1 条进行修订。因沉降缝较小易引起檐口缝闭合,所以对沉降缝的宽度规定了最小限值,其值为 60mm。浙江省采用天然地基浅基础的多层建筑,按房屋整体倾斜容许值 $0.004H_g$ 从而确定沉降缝宽度为 $0.008H_g$ 。当相邻房屋不等高时, H_g 采用较低房屋的高度。对采用桩基的建筑物和对整体倾斜有严格控制的建筑,沉降缝宽度可适当减少。

12.2.3 本条参照国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的第 7.3.3 条和原浙江省标准(DBJ 10—1—90)的第 11.2.3 条进行修订。

12.4 施工要求

12.4.1~12.4.5 本章节施工技术措施基本参照国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)和原浙江省标准(DBJ 10—1—90)进行修订。

13 建筑物受到地基变形危害的补救

13.1 一般规定

13.1.2~13.1.3 对建筑物地基和基础的鉴定,应具备场地工程地质和水文地质资料、上部结构设计资料和图纸、隐蔽工程的施工记录及竣工图等;调查建筑物现状、实际使用荷载、沉降量和沉降稳定情况、沉降差、倾斜、扭曲和裂损情况等,并进行原因分析;调查邻近建筑、地下工程和管线等情况;根据加固的目的,结合现有的资料和调查的情况进行综合分析,提出检验方法,进行地基检验,在必要时应进行补充勘察工作。最后根据地基检验结果,结合当地经验,提出地基的综合评价;根据地基与上部结构现状,提出地基加固的必要性和加固方法的建议。

13.1.4 从实施补救方案前至施工结束,均应认真做好工程记录。工程记录主要包括下列内容:

- 1 建筑物受害部位的照片;
- 2 建筑物结构破损的特征(如裂缝的形状、长度、宽度和深度等)、位置和数量,或建筑物整体倾斜的方向和数值。产生上述情况的起始日期、发展情况,以及经补救后的情况;
- 3 根据补救方案确定的各种监测项目的观测结果,包括建筑物有关部位的沉降与时间关系曲线。

13.2 锚杆静压桩

13.2.1 锚杆静压桩是利用建筑基础和其上部结构或压桩设备

(可加配置)的重量作反力,由千斤顶将桩节逐节压入土中,达到加固建筑物或处理地基的目的。一般压桩设备能力相对其他桩机来说较小。当基础下部有埋深不大的较好土层作桩尖持力层时,采用锚杆静压桩效果更佳。

锚杆静压桩是原冶金部建筑研究总院 20 世纪 80 年代初开发的一项地基加固处理新技术,目前在全国尤其是华东地区得到广泛应用,该桩主要用于既有建筑由于地基承载力不足、不均匀沉降量过大而引起倾斜、开裂的建筑和既有建筑的增层、扩建。锚杆静压桩可在车间不停产、居民不搬迁的情况下进行地基处理和基础托换加固;在城市建筑密集区施工场地狭窄、大型地基施工加固机械无法进入现场的情况下,因该桩无噪声,无振动、无污染,故更显出其优点;也可用于新建工程,待上部结构施工至 2~3 层时开始压桩,压桩与上部结构施工同时进行,不另占用桩基施工工期,节省投资;另外,锚杆静压桩可直接测得压桩力和桩的入土深度,施工质量保证,且设备轻便,操作简单,移动灵活。

13.2.4 压桩时,在桩周一定范围内产生剪切重塑区,随着桩的压入,重塑区沿桩周向下扩展,使整个桩周土均处于重塑状态。重塑状态土的抗剪强度随土质结构状态不同而不同,通常远远低于原状土的抗剪强度,表现在压桩过程中桩周土的动摩阻力远远低于原状结构土的静摩阻力。对于灵敏度高的触变性粘性土,当压桩力达到 1.2~1.5 倍的单桩承载力特征值时,经过约 20d 的休止后,桩周土的抗剪强度大部分得到恢复,其极限承载力可以达到单桩承载力特征值的 2 倍。对于非触变性土,如填土及砂土,其动、静摩阻力相差不大,据经验,施工时的最终压桩力应取不小于 1.5 倍单桩承载力特征值。压桩时间一般为 5min~2h,压桩时间长,可减少桩的回弹,条件允许时,应尽量增大压桩时间,其持续时间不应少于 5min,有的工程甚至超过 2h。

13.2.9 锚杆锚固质量的好坏,直接影响静压桩的质量。原冶金部建筑研究总院通过现场抗拔试验和有限元计算表明,随着锚杆

进入基础表面的深度增加,锚杆螺栓截面上的拉应力和剪应力衰减都很快。工程中采用 $10\sim 12d$ 锚固深度是安全可靠的。

13.3 树根桩

13.3.1~13.3.8 树根桩施工应符合下列规定:

1 桩位平面允许偏差应控制在 20mm 之内,桩垂直度和斜桩倾斜度偏差均应按设计要求,不得大于 1% ;

2 可采用钻机成孔,钻孔时一般采用清水或天然泥浆护壁,也可采用套管;钻孔到设计标高后清孔,直至孔口基本上泛清为止;

3 钢筋笼应整根吊放。当分节吊放时,节间钢筋搭接焊缝长度双面焊不得小于 5 倍钢筋直径,单面焊不得小于 10 倍钢筋直径。注浆管可采用直径 20mm 铁管,直插到孔底。需二次注浆的树根桩,应插两根注浆管,施工时应尽量缩短吊放和焊接时间;

4 当采用一次注浆时,泵的最大工作压力不应低于 1.5MPa ,开始注浆时,需要 1.0MPa 的起始压力,将浆液经注浆管从孔底压出,接着注浆压力宜为 $0.1\sim 0.3\text{MPa}$,使浆液逐渐上冒直至浆液泛出孔口,即停止注浆;

5 当采用二次注浆时,泵的最大工作压力不应低于 4.0MPa ;待第一次注浆的浆液初凝时方可进行第二次注浆,第二次注浆压力应为 $2.0\sim 4.0\text{MPa}$,注浆量应按设计要求控制;

6 拔管后按质量检验要求在顶部取混凝土试块后,应立即在桩顶填充碎石,并在 $1\sim 2\text{m}$ 范围内补充注浆。

树根桩的额定注浆量不超过按桩身体积计算量的三倍,当注浆量达到额定注浆量时应停止注浆。可采用跳孔施工、间歇施工和增加速凝剂等措施来防止出现相邻桩冒浆和串孔现象。

13.4 纠倾加固

13.4.5 迫降纠倾的设计难以用一种模式进行,它与建筑物特点、地质情况、采用的迫降方法等有关,因此迫降的设计应围绕几个主要环节进行:确定各个部位迫降量,安排迫降顺序、位置、范围,制定实施计划,根据选择的方法,编制操作规程,做到有章可循,否则盲目施工往往失败或达不到预期的效果。

13.4.6 迫降纠倾是一种动态设计信息化施工方法,因此沉降观测是极其重要的,同时观测结果应及时反馈给设计,以调整设计,指导施工,这就要求设计施工紧密配合。

13.4.7 深层冲孔排土纠倾法适用于粘性土、粉土、砂土、淤泥、淤泥质土或填土地基上建筑物的纠倾。

根据目前施工条件,小型沉井不能沉得太深,因此本方法不适用于深基础。在纠倾过程中,建筑物受地基不均匀变形的影响较大,所以要求上部结构有良好的刚度。

13.4.8 钻孔取土纠倾法是通过机械钻孔取土成孔,依靠钻孔所形成的临空面,使土体产生侧向变形形成淤孔,反复钻孔取土使建筑物下沉。

13.4.9 堆载纠倾法适用于小型工程且地基承载力比较低的土层条件,对大型工程项目一般不适用,此法常与其他方法联合使用。

14 检验与监测

14.1 检验

14.1.1 本条主要适用于以天然土层为地基持力层的浅基础,基槽检验工作应包括下列内容:

1 应做好验槽准备工作,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、软弱岩脉以及湮废河、湖、沟、坑等不良地质条件时。

2 验槽应首先核对基槽的施工位置。平面尺寸和槽底标高的允许误差,可视具体的工程情况和基础类型确定。

验槽方法宜使用袖珍贯入仪等简便易行的方法为主,必要时可在槽底普遍进行轻便钎探,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人员认为必要时,可有针对性地进行补充勘察工作。

3 基槽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。

14.1.2 在压(或夯)实填土的过程中,取样检验分层土的厚度视

施工机械而定,一般情况下宜按 20~50cm 分层进行检验。

14.1.3 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,承载力主要取决于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 3 d 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。

14.1.4 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,合理的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缺陷的界面,但由于激振能量小,当桩身存在多个缺陷、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,既可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,且只能有限检测桩身质量。

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法或声波透射法(或两者组合)进行检测。每个柱下承台的桩抽检数不得少于一根的规定,包括了单柱单桩的嵌岩桩必须 100% 检测。直

径大于 800mm 非嵌岩桩采用钻孔抽芯法或声波透射法检测时,检测数量不少于总桩数的 10%。当采用低应变法进行检测时,检测数量应不少于总桩数的 20%,对承台桩和单柱单桩应加强检测。对预制桩,当接桩质量可靠时,抽检率可比灌注桩稍低。

14.1.5 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、乙级的工程,宜采用慢速静荷载加载法进行承载力检验。

当嵌岩桩的设计承载力很高,受试验条件和试验方法限制时,可根据终孔时桩端持力层岩性报告结合桩身质量检验报告核验单桩承载力。

14.1.6 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,应采用钻孔抽芯法或声波透射法。对承重连续墙,检验槽段不宜少于同条件下总槽段数的 20%。

14.2 监测

14.2.2 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。

14.2.3 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。

14.2.4 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。监测内容可按表 14.2.4 选择。

表 14.2.4 基坑监测项目选择表

测试项目	基坑工程安全等级		
	一级	二级	三级
周围建筑物沉降和倾斜	应测	应测	选测
周围地下管道线的位移	应测	应测	选测
土体侧向变形	应测	应测	可不测
墙顶水平位移	应测	应测	应测
墙顶沉降	应测	应测	可不测
支撑轴力	应测	选测	选测
地下水位	应测	选测	选测
锚杆拉力	应测	应测	选测
立柱沉降	应测	选测	选测
孔隙水压力	选测	选测	选测
墙体变形	选测	选测	可不测
墙体土压力	选测	选测	可不测
坑底隆起	选测	选测	可不测

14.2.5 监测值的变化和周边建(构)筑物、管网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。

14.2.6 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。

14.2.7 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。

14.2.8 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2~3月观测一次,以后5年适当延长到4~6月,直至达到沉降变形稳定标准为止。