

备案号：报建设部备案之中

DB33/T1136-2017

## 浙江省工程建设标准

# 《建筑地基基础设计规范》

**Code for Design of Building Foundation**

**2017-02-24 发布**

**2017-10-01 施行**

浙江省住房和城乡建设厅发布

## 前 言

本规范是根据浙江省住房和城乡建设厅《关于印发 2013 年浙江省建筑节能及相关工程建设地方标准制修订计划》建设发[2014]103 号的要求，由浙江省建筑设计研究院、浙江大学负责主编，并会同有关的设计、勘察、施工、科研和教学共二十五家单位（多为原规范参编单位）对浙江省标准《建筑地基基础设计规范》DB 33/1001-2003 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十余年来的技术进展，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。

本次修订共有十六章十七个附录，主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、建筑地基勘察、地基计算、山区地基、海涂地基、地基处理、基础、桩基础、沉井、基坑支护、减少建筑物受到地基变形危害的措施、既有建筑受到地基变形危害的补救、地基基础抗震设计要点、检验与监测以及有关附录。

本次修订的主要技术内容是：

- 1、增加了建筑边坡、挡土墙及基坑工程的地基基础设计等级；
- 2、简化了地基勘察的内容和要求；
- 3、增加了山区地基中岩溶和土洞的相关内容；
- 4、增加了海涂地基的内容和设计要求；
- 5、增加了刚-柔桩法、爆炸置换法、桩网复合地基等地基处理内容；
- 6、增加了地下结构抗浮的内容；
- 7、改进了桩侧负摩阻力计算公式；
- 8、增加了软土地基减沉复合疏桩基础；
- 9、增加了一种计算桩端附加应力的方法：桩底荷载传递系数法；
- 10、取消了静压预制混凝土开口空心方桩、平底大头桩；
- 11、增加了先张法预应力混凝土空心方桩、先张法预应力混凝土异形桩的相关内容；
- 12、进一步限制了人工挖孔桩的使用条件；
- 13、增加了基坑支护中地下水的控制要求；
- 14、增加了地基基础抗震的设计要点；
- 15、调整了桩侧阻力特征值和桩端阻力特征值，并增加了灌注桩的相应资料。

本规范的具体解释由浙江省建筑设计研究院负责。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省标《建筑地基基础设计规范》管理组。

（邮编：310006，Email：zadri@mail.hz.zj.cn）。

主编单位：浙江省建筑设计研究院

浙江大学

参编单位：（排名不分先后）

浙江工业大学

温州大学

华东勘测设计研究院有限公司

浙江大学建筑设计研究院有限公司

杭州市建筑设计研究院有限公司

浙江省建筑科学设计研究院

汉嘉设计集团股份有限公司

杭州市勘测设计研究院

宁波市建筑设计研究院有限公司

温州市建筑设计研究院

温州市勘察测绘院

中国联合工程公司

浙江省电力设计院

浙江省省直建筑设计院

浙江省水利水电勘测设计院

浙江省工程勘察院

大象建筑设计有限公司

浙江东南建筑设计有限公司

湖州市城市规划设计研究院

浙江省工业设计研究院

浙江工业大学工程设计集团有限公司

中国美术学院风景建筑设计研究院

华汇工程设计集团股份有限公司

主要起草人：施祖元 刘兴旺 潘秋元 陈云敏 王立忠 李冰河

（以下按姓氏拼音排列）

蔡袁强 陈青佳 陈仁朋 陈威文 陈舟 樊良本 胡凌华 胡敏云 蒋建良 李建宏

刘世明 楼元仓 陆伟国 倪士坎 单玉川 申屠团兵 陶琨 童建国 童磊 王华俊

叶军 徐和财 许国平 杨桦 杨学林 袁静 张清华 周爱其 周群建

主要审查人：

益德清 龚晓南 顾国荣 钱力航 黄茂松 朱炳寅 朱兆晴 赵竹占 姜天鹤 赵宇宏

# 目 录

1	总 则 .....	1
2	术语和符号 .....	2
2.1	术语 .....	2
2.2	符号 .....	3
3	基本规定 .....	5
4	建筑地基勘察 .....	8
4.1	一般规定 .....	8
4.2	地基岩土的分类 .....	8
4.3	勘察要点 .....	10
5	地基计算 .....	14
5.1	承载力计算 .....	14
5.2	变形计算 .....	17
5.3	稳定性计算 .....	21
6	山区地基 .....	22
6.1	一般规定 .....	22
6.2	岩石地基 .....	22
6.3	土岩组合地基 .....	23
6.4	填土地基 .....	24
6.5	岩溶与土洞 .....	26
6.6	建筑边坡 .....	27
7	海涂地基 .....	37
7.1	一般规定 .....	37
7.2	吹填超软土层处理 .....	37
7.3	地基基础设计 .....	38
8	地基处理 .....	39
8.1	一般规定 .....	39
8.2	换填垫层法 .....	41
8.3	强夯法和强夯置换法 .....	43
8.4	砂石桩法 .....	45
8.5	振冲法 .....	47
8.6	水泥土搅拌法 .....	48
8.7	高压喷射注浆法 .....	49
8.8	排水固结法 .....	49
8.9	刚-柔性桩法 .....	51
8.10	爆炸置换法 .....	52
8.11	桩网复合地基 .....	53
9	基础 .....	55

9.1	一般规定 .....	55
9.2	基础埋置深度.....	55
9.3	无筋扩展基础.....	55
9.4	扩展基础 .....	56
9.5	柱下条形基础.....	61
9.6	筏形基础 .....	62
9.7	岩石锚杆基础.....	63
9.8	地下结构抗浮.....	64
10	桩基础 .....	66
10.1	一般规定 .....	66
10.2	桩基承载力计算.....	67
10.3	桩基础沉降计算.....	70
10.4	桩基承台设计.....	73
10.5	软土地基减沉复合疏桩基础.....	75
10.6	各类桩型 .....	75
11	沉井.....	86
11.1	一般规定.....	86
11.2	计算.....	86
11.3	基本构造要求.....	92
12	基坑支护 .....	93
12.1	一般规定 .....	93
12.2	设计计算 .....	95
12.3	与主体结构相结合的支护结构.....	97
12.4	地下水控制.....	98
13	减少建筑物受到地基变形危害的措施.....	100
13.1	一般规定 .....	100
13.2	建筑措施 .....	100
13.3	结构措施 .....	101
13.4	施工措施 .....	102
14	既有建筑受到地基变形危害的补救.....	103
14.1	一般规定 .....	103
14.2	场地及地下水治理.....	103
14.3	纠倾加固 .....	104
14.4	地基基础加固.....	105
15	地基基础抗震设计要点.....	106
15.1	场地 .....	106
15.2	天然地基和浅基础.....	106
15.3	液化土 .....	107
15.4	桩基础 .....	109
16	检验与监测 .....	111
16.1	一般规定 .....	111

16.2 检验 .....	111
16.3 监测 .....	116
附录 A 岩石风化程度划分 .....	117
附录 B 深层平板载荷试验要点 .....	118
附录 C 岩基载荷试验要点 .....	119
附录 D 岩石饱和单轴抗压强度试验要点 .....	120
附录 E 附加应力系数 $\alpha$ 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ .....	121
附录 F 岩石锚杆抗拔试验 .....	128
附录 G 平均固结度的计算 .....	129
附录 H 阶梯型承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度 .....	131
附录 J 抗浮锚杆设计计算要点 .....	133
附录 K 单桩竖向抗压静载荷试验 .....	136
附录 L 预制及灌注桩竖向承载力特征值 .....	139
附录 M 单桩水平静载荷试验 .....	143
附录 N 单桩竖向抗拔静载荷试验 .....	145
附录 P 负摩阻力发挥系数 $\psi_{fi}$ .....	146
附录 Q Mindlin 应力公式应力影响系数 .....	147
附录 R 无桩靴扩桩的设计参数 .....	149
附录 S 土层锚杆试验要点 .....	150
本规范用词说明 .....	152
引用标准名录 .....	153
附 条文说明 .....	154

# Contents

1	General Provisions .....	1
2	Terms and Symbols .....	2
2.1	Terms .....	2
2.2	Symbols .....	3
3	Basic Requirements .....	5
4	Foundation Investigation .....	8
4.1	General Requirements .....	8
4.2	Geotechnical Classification .....	8
4.3	Key Points of Investigation .....	10
5	Foundation Design Calculation .....	14
5.1	Bearing Capacity Calculation .....	14
5.2	Deformation Calculation .....	17
5.3	Stability Calculation .....	21
6	Foundation in Mountain Area .....	22
6.1	General Requirements .....	22
6.2	Foundation on Rock .....	22
6.3	Foundation on Rock and Soil .....	23
6.4	Foundation on Compacted Fill .....	24
6.5	Karst and Sinkhole .....	26
6.6	Building Slope .....	27
7	Tideland Foundation .....	37
7.1	General Requirements .....	37
7.2	Treatment for Ultra-Soft Reclaimed Soil .....	37
7.3	Foundation Design .....	38
8	Foundation Treatment .....	39
8.1	General Requirements .....	39
8.2	Replacement and Cushion Method .....	41
8.3	Dynamic Compaction and Dynamic Replacement .....	43
8.4	Sand-Gravel Pile .....	45
8.5	Vibroflotation Method .....	47
8.6	Deep Cement Mixing .....	48
8.7	High-Pressure Jet Grouting .....	49
8.8	Drainage Consolidation .....	49
8.9	Rigid-Flexible Pile .....	51
8.10	Blasting Replacement Method .....	52
8.11	Pile-Net Composite Foundation .....	53
9	Foundation Type .....	55
9.1	General Requirements .....	55
9.2	Embedded Depth of Foundation .....	55
9.3	Unreinforced Spread Footing .....	55
9.4	Spread Footing .....	56
9.5	Strip Footing under Column .....	61

9.6	Raft Foundation .....	62
9.7	Foundation on Rock-Anchor System.....	63
9.8	Anti-Floating of Underground Structure.....	64
10	Pile Foundation.....	66
10.1	General Requirements.....	66
10.2	Bearing Capacity Calculation for Pile Foundation .....	67
10.3	Settlement Calculation for Pile Foundation .....	70
10.4	Design of Pile Caps.....	73
10.5	Composite Foundation with Settlement-reducing Piles.....	75
10.6	Pile Type .....	75
11	Open Caisson .....	86
11.1	General Requirements.....	86
11.2	Calculation .....	86
11.3	Basic Structural Requirements .....	92
12	Foundation Pit.....	93
12.1	General Requirements.....	93
12.2	Design Calculation.....	95
12.3	Supporting Structure Combined with Main Body Structure .....	97
12.4	Groundwater Control .....	98
13	Measures to Reduce the Damage of Foundation Deformation to Buildings.....	100
13.1	General Requirements.....	100
13.2	Architectural Measurement.....	100
13.3	Structural Measurement .....	101
13.4	Construction Measurement .....	102
14	Remediation for the Damage of Foundation Deformation to Buildings.....	103
14.1	General Requirements.....	103
14.2	Site and Groundwater Treatment .....	103
14.3	Rectification and Reinforcement.....	104
14.4	Foundation Reinforcement.....	105
15	Key Points for Foundation Seismic Design .....	106
15.1	Site .....	106
15.2	Natural Foundation and Shallow Foundation .....	106
15.3	Liquefied Soil.....	107
15.4	Pile Foundation .....	109
16	Inspection and Monitoring.....	111
16.1	General Requirements.....	111
16.2	Inspection.....	111
16.3	Monitoring .....	116
	Appendix A Classification of Rock Weathering Degree .....	117
	Appendix B Key Points for Deep Plate Load Testing.....	118
	Appendix C Key Points for Loading Test on Rock.....	119
	Appendix D Requirements for Uni-axial Compressive Strength Testing on Rock.....	120
	Appendix E Stress Influence Coefficient $\alpha$ 、 Average Stress Influence Coefficient $\bar{\alpha}$ .....	121



Appendix F Pullout Resistance Testing on Rock Anchors.....	128
Appendix G Calculation of Average Consolidation Degree .....	129
Appendix H Anti-shearing Sectional Width of Step and Cone-shape Pile Cap .....	131
Appendix J Key Points for Design Calculation of Anti-Floating Anchor Rod .....	133
Appendix K Vertical Compressive Static Load Test on Single Pile.....	136
Appendix L Characteristic Value of Vertical Bearing Capacity of Precast and Cast-in-Place Piles .....	139
Appendix M Lateral Static Load Test on Single Pile .....	143
Appendix N Uplift Capacity Test on Single Pile .....	145
Appendix P Negative Skin Friction Coefficient $\psi_{fi}$ .....	146
Appendix Q Stress Influence Coefficient in Mindlin Stress Formula.....	147
Appendix R Design Parameters for Rammed Bulb Pile without Piling Boots .....	149
Appendix S Key Points for Pre-stressed Earth Anchor Testing .....	150
Explanation of Wording in this Code.....	152
List of Quoted Standard .....	152
Addition: Explanation of Provisions.....	152

## 1 总 则

**1.0.1** 为了在浙江省建筑地基基础的设计和施工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、质量可靠、保护环境,制定本规范。

**1.0.2** 本规范适用于浙江省建筑工程的地基基础设计、施工、检验和监测。

**1.0.3** 地基基础设计应坚持因地制宜、就地取材、环境保护和节约资源的原则,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、施工条件和使用条件等因素,精心设计。

**1.0.4** 地基基础的设计除应符合本规范的规定外,尚应符合国家和浙江省现行有关标准的规定。

## 2 术语和符号

### 2.1 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

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、素填土或其它高压缩性土层构成的地基。

#### 2.1.5 地基变形允许值 allowable subgrade deformation

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

#### 2.1.6 支护结构 retaining and protection structure

支挡或加固基坑侧壁的结构。

#### 2.1.7 地基处理 subgrade 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 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。

#### 2.1.10 沉井 open caisson

在地面制作,从井内取土并靠自重下沉至预定标高的结构。

#### 2.1.11 软土 soft soil

外观以灰色为主,天然孔隙比大于或等于 1.0,且天然含水量大于液限的细粒土。

#### 2.1.12 海涂地基 tidal flat subgrade

宕渣、海砂和淤泥回填海涂或自然淤积形成的地基。

#### 2.1.13 岩溶 karst

水对可溶性岩石(碳酸盐岩、石膏、岩盐等)进行以化学溶蚀作用为主,流水的冲蚀、潜蚀和崩塌等机械作用为辅的地质作用,以及由这些作用所产生的现象的总称。

#### 2.1.14 土洞 soil cave

发育在可溶岩上覆土层中的空洞。

### 2.2 符号

$A$ ——基础底面面积;

$A_p$ ——桩的截面积;

$b$ ——基础底面宽度、排水带的宽度;

$c_k$ ——土的粘聚力标准值；  
 $d$ ——基础埋置深度；  
 $D$ ——桩身直径、桩身扩头平均直径；  
 $e$ ——孔隙比；  
 $E_a$ ——主动土压力；  
 $E_c$ ——土的回弹模量；  
 $E_s$ ——土的压缩模量；  
 $\bar{E}_s$ ——地基变形计算深度范围内压缩模量的当量值；  
 $f$ ——水泥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；  
 $f_{az}$ ——软弱下卧层顶面或垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值；  
 $f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；  
 $F_k$ ——相应于作用的标准组合时，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；  
 $f_{sk}$ ——桩间土承载力特征值；  
 $f_{spk}$ ——复合地基承载力特征值；  
 $G$ ——考虑作用分项系数的基础自重及其上的土自重、挡土墙每延米自重；  
 $G_k$ ——基础自重和基础上的土重、建筑物自重及压重之和；  
 $h_0$ ——计算截面有效高度；  
 $H_f$ ——自基础底面标高算起的建筑物高度；  
 $H_g$ ——自室外地面起算的建筑物高度；  
 $I_p$ ——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；  
 $M_k$ ——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值；  
 $M_R$ ——抗滑力矩；  
 $M_S$ ——滑动力矩；支座弯矩设计值；  
 $n$ ——桩土应力比、井径比；  
 $N_{w,k}$ ——浮力作用标准值；  
 $p$ ——相应于作用的基本组合时任意截面处的基础底面地基反力设计值；  
 $p_0$ ——相应于作用的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、先期固结压力；  
 $p_{cz}$ ——软弱下卧层顶面处或垫层底面处土的自重压力值；  
 $p_k$ ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值；  
 $p_z$ ——相应于作用的标准组合时，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；  
 $Q_k$ ——相应于作用的标准组合时轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；  
 $Q$ ——相应于作用的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；  
 $q_{sa}$ ——桩侧摩阻力特征值；  
 $R_a$ ——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；  
 $R_i$ ——锚杆抗拔承载力特征值；  
 $s$ ——地基最终变形量、桩间距、排水体间距；  
 $s'$ ——按分层总和法计算出的地基变形量；  
 $s_c$ ——地基的回弹变形量；  
 $s'_c$ ——地基的回弹再压缩变形量；  
 $T_k$ ——相应于作用的标准组合时，作用于承台底面的上拔力；  
 $u_p$ ——桩的截面周长；  
 $U_t$ ——加载后历时  $t$  的地基平均固结度；  
 $w$ ——天然含水量；  
 $w_{op}$ ——最优含水量；  
 $\alpha$ ——附加应力系数、挡土墙墙背的倾角、桩端天然地基土的承载力折减系数、端阻系数；  
 $\bar{\alpha}$ ——平均附加应力系数；  
 $\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比 ( $b_2 : H_0$ ) 的允许值；  
 $\beta$ ——边坡坡角；  
 $\varphi$ ——内摩擦角；  
 $\varphi_k$ ——内摩擦角标准值；  
 $\gamma$ ——土的重度；  
 $\gamma_0$ ——重要性系数；  
 $\lambda_c$ ——压实系数；  
 $\rho_d$ ——干密度；  
 $\tau_{fo}$ ——地基土的天然抗剪强度；  
 $\psi_c$ ——桩的工作条件系数、岩体折减系数、回弹计算的系数、主动土压力增大系数；  
 $\psi_p$ ——桩基沉降计算经验系数；  
 $\psi_s$ ——沉降计算经验系数；  
 $\psi_i$ ——桩端荷载传递系数。

### 3 基本规定

**3.0.1** 根据地基复杂程度、建筑物规模和功能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，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 层以上或高度超过 100m 的高层建筑 体型复杂且层数相差超过 10 层的高低层（含纯地下室）连体建筑物 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 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，海涂地基上的建筑物 开挖深度大于 10m 或环境保护要求高的基坑工程，支护结构作为主体结构的一部分时 破坏后果很严重的建筑边坡及挡土墙
乙级	除甲级、丙级以外的工业和民用建筑物 除甲级、丙级以外的基坑工程 除甲级、丙级以外的建筑边坡及挡土墙
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及一般工业建筑；次要的轻型建筑物 开挖深度小于 5m，环境条件较好的基坑工程 破坏后果不严重的建筑边坡及挡土墙

**3.0.2** 根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定：

- 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 设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计；
- 3 设计等级为丙级的建筑物有下列情况之一时应作变形验算：
  - 1) 地基承载力特征值小于 130kPa，且体型复杂的建筑；
  - 2) 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；
  - 3) 软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时；
  - 4) 相邻建筑物距离近，可能发生倾斜时；
  - 5) 地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重固结未完成时。
- 4 对经常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，尚应验算其稳定性；
- 5 基坑工程应进行稳定性验算；
- 6 建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时，尚应进行抗浮验算。

**3.0.3** 表 3.0.3 所列范围内设计等级为丙类的建筑物可不作变形验算。

**表 3.0.3 可不作地基变形验算的设计等级为丙级的建筑物范围**

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 $f_{ak}$ (kPa)		$60 \leq f_{ak} < 80$	$80 \leq f_{ak} < 100$	$100 \leq f_{ak} < 130$	$130 \leq f_{ak} < 160$	$160 \leq f_{ak} < 200$	$200 \leq f_{ak} < 300$	
		各土层坡度 (%)		$\leq 5$	$\leq 5$	$\leq 10$	$\leq 10$	$\leq 10$	$\leq 10$
建筑类型	砌体承重结构、框架结构 (层数)		$\leq 3$	$\leq 5$	$\leq 5$	$\leq 6$	$\leq 6$	$\leq 7$	
	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)	$\leq 12$	$\leq 18$	$\leq 24$	$\leq 30$	$\leq 30$	$\leq 30$
		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)	$\leq 12$	$\leq 18$	$\leq 24$	$\leq 30$	$\leq 30$	$\leq 30$
	烟囱	高度(m)	$\leq 30$	$\leq 40$	$\leq 50$	$\leq 75$		$\leq 100$	
	水塔	高度(m)	$\leq 15$	$\leq 20$	$\leq 30$	$\leq 30$		$\leq 30$	
容积(m <sup>3</sup> )		$\leq 50$	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为  $3b$  ( $b$  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 13 章的有关要求；
- 3 表中砌体承重结构和框架结构均指民用建筑。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 地基基础设计时，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

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作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合；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，传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合，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、地基或滑坡稳定以及基础抗浮稳定时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，基础抗浮稳定计算时的活载分项系数取 0，其余分项系数均取 1.0；

4 在确定基础或桩基承台高度、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，上部结构传来的作用效应和相应的基底反力、挡土墙土压力以及滑坡推力，应按承载能力极限状态下作用的基本组合，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下作用的标准组合；

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  $\gamma_0$  不应小于 1.0。

### 3.0.5 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。

**3.0.6** 地基基础设计时，作用组合的效应设计值应符合下列规定：

1 正常使用极限状态下，标准组合的效应设计值  $S_k$  应按下列式确定：

$$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \psi_{c2} S_{Q2k} + \cdots + \psi_{cn} S_{Qnk} \quad (3.0.6-1)$$

式中： $S_{Gk}$ ——永久作用标准值  $G_k$  的效应；

$S_{Qik}$ ——第  $i$  个可变作用标准值  $Q_{ik}$  的效应；

$\psi_{ci}$ ——第  $i$  个可变作用  $Q_i$  的组合值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

2 准永久组合的效应设计值  $S_k$  应按下列式确定：

$$S_k = S_{Gk} + \psi_{q1} S_{Q1k} + \psi_{q2} S_{Q2k} + \cdots + \psi_{qn} S_{Qnk} \quad (3.0.6-2)$$

式中： $\psi_{qi}$ ——第  $i$  个可变作用的准永久值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

3 承载力极限状态下，由可变作用控制的基本组合的效应设计值  $S_d$  应按下列式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} \psi_{c2} S_{Q2k} + \cdots + \gamma_{Qn} \psi_{cn} S_{Qnk} \quad (3.0.6-3)$$

式中： $\gamma_G$ ——永久作用的分项系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

$\gamma_{Qi}$ ——第  $i$  个可变作用的分项系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

4 对由永久作用控制的基本组合，也可采用简化规则，基本组合的效应设计值  $S_d$  可按下列式确定：

$$S_d = 1.35 S_k \quad (3.0.6-4)$$

式中： $S_k$ ——标准组合的作用效应设计值。

**3.0.7** 地基基础的设计使用年限不应小于建筑结构设计使用年限；基坑支护的设计使用年限不应小于 1 年，永久性边坡的设计使用年限不应低于受其影响相邻建筑的使用年限。

**3.0.8** 应根据使用年限和环境类别进行地基基础耐久性设计，并应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 和《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

**3.0.9** 抗震设防烈度为 6 度及以上地区的建筑，应进行地基基础抗震设计，并应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和本规范第 15 章的规定。

**3.0.10** 在深厚软土区，需要大面积填土时，应考虑大面积填土引起的地基沉降对建筑物基础内力、变形以及建筑物使用功能的影响。

**3.0.11** 施工和使用过程中，当场地或环境条件改变时，应复核地基基础的安全度及耐久性，不满足要求时，应采取加强措施。



## 4 建筑地基勘察

### 4.1 一般规定

4.1.1 应根据工程的结构类型、荷载大小、基础形式、使用条件等，对地基勘察工作提出技术要求。

4.1.2 建筑地基勘察前应搜集邻近已有的地质、岩土环境资料；针对工程特点、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现行标准及本规范的规定，结合工程经验，合理布置勘察工作量并编制勘察纲要。

4.1.3 建筑地基勘察工作应包括下列内容：地质调查、测绘、勘探、取样、现场原位测试、室内试验及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。

4.1.4 建筑地基勘察工作应根据勘察等级和设计阶段相对应进行，并应满足下列规定：

- 1 对于大型厂址、重要工程或地质条件复杂的场地，应分阶段进行勘察；
- 2 对于一般建筑物的场地，当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时，可直接进行详细勘察；
- 3 对施工过程中出现的特殊岩土工程问题，应进行施工勘察。

### 4.2 地基岩土的分类

4.2.1 建筑地基岩土可分为：岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土、淤泥、淤泥质土、膨胀土、红粘土和人工填土等。

4.2.2 作为建筑地基的岩石，应依据影响工程性质的因素进行分类：

- 1 按成因可分为岩浆岩、沉积岩和变质岩；
- 2 按坚硬程度，可按表 4.2.2-1 划分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩和极软岩；

表 4.2.2-1 岩石坚硬程度分类

坚硬程度	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 (MPa)	$f_r > 60$	$60 \geq f_r > 30$	$30 \geq f_r > 15$	$15 \geq f_r > 5$	$f_r \leq 5$

注：1 当无法取得饱和单轴抗压强度标准值数据时，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》GB50218 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。

- 3 按岩体的完整性程度，可按表 4.2.2-2 划分为完整、较完整、较破碎、破碎和极破碎；

表 4.2.2-2 岩体完整程度分类

完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数 ( $K_v$ )	$> 0.75$	$0.75 \sim 0.55$	$0.55 \sim 0.35$	$0.35 \sim 0.15$	$< 0.15$

注：完整性指数： $K_v = (V_R/V_F)^2$ ； $V_R$  为岩体的弹性纵波速度 (m/s)， $V_F$  为岩块的弹性纵波速度 (m/s)；选定岩体和岩块测定波速时，应注意其代表性。

4 按风化程度，可划分为未风化、微风化、中等风化、强风化和全风化。岩石的风化程度划分可按本规范附录 A 执行；

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，当  $K_R > 0.75$  为不软化岩石；

- 6 当岩石具有特殊成分、特殊结构或特殊性质时，应定为特殊性岩石，如易溶性岩石、

膨胀性岩石、崩解性岩石等。

**4.2.3 土的分类应符合下列规定：**

- 1 按土的成因年代，可划分为：老沉积土、新近沉积土和一般沉积土。
- 2 按土的地质成因，可划分为：残积土、坡积土、洪积土、冲积土、海积土及湖沼积土等。
- 3 按土颗粒级配和塑性指数，可根据表 4.2.3-1、4.2.3-2、4.2.3-3、4.2.3-4 划分碎石土、砂土、粉土和粘性土。

**表 4.2.3-1 碎石土分类**

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒质量超过总质量 50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒质量超过总质量 50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒质量超过总质量 50%
角砾	棱角形为主	

注：定名时应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

**表 4.2.3-2 砂土分类**

土的名称	颗粒级配
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒质量占总质量 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒质量超过总质量 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒质量超过总质量 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 50%

注：定名时应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

**表 4.2.3-3 粉土分类**

土的名称	颗粒级配	塑性指数 $I_p$
粘质粉土	粒径小于 0.005mm 的颗粒质量超过总质量 10%，小于等于总质量的 15%。	$I_p \leq 10$
砂质粉土	粒径小于 0.005mm 的颗粒质量不超过总质量 10%	—

注：以颗粒级配为主，塑性指数作参考。

**表 4.2.3-4 粘性土分类**

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

注：塑性指数应由相应于 76g 圆锥仪沉入土中深度为 10mm 时，测定的液限计算而得。

**4.2.4** 对工程意义上具有特殊成分、状态和结构特征且在一定区域分布的土应定名为特殊性土。特殊性土划分为：淤泥及淤泥质土、有机质土、填土、红粘土、膨胀土、污染土、残积土及混合土。

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

### 4.3 勘察要点

**4.3.1** 岩土工程勘察工作量的布置，应符合下列规定：

- 1 可行性研究勘察阶段：应在具有代表性地段布置勘探孔，勘探孔间距宜为 250m-350m。
- 2 初步勘察阶段：勘探孔应以控制整个场地土层变化为主，勘探点和线间距按地基复杂程度宜为 50m-150m。
- 3 详细勘察阶段：勘探点间距应符合表 4.3.1 的要求。

表 4.3.1 详细勘察勘探点的间距

地基复杂程度等级	复杂	中等复杂	简单
勘探点间距 (m)	10~15	15~30	30~50

注：在暗河、沟、塘、浜、湖泊和冲沟地区应采用小钻孔浅部加密，查清边界线。

- 4 施工勘察阶段：应针对施工阶段遇到的特殊问题，布置勘察工作量。

**4.3.2** 天然地基勘探孔深度应符合下列规定：

- 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不应小于基础底面宽度的 3 倍，对单独柱基不应小于基底宽度的 1.5 倍，且不应小于 5m；
- 2 对高层建筑和需作变形验算的地基，控制性勘探孔的深度应超过地基变形计算深度；高层建筑的一般性勘探孔应达到基底下 0.5~1.0 倍的基础宽度，并进入稳定分布的地层；
- 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 在上述规定深度内遇基岩或厚层碎石土等稳定地层时，勘探孔深度可适当调整。

**4.3.3** 桩基工程勘察应查明桩端持力层及其下卧层厚度变化和所穿透岩土层的工程性质，评价成桩可能性和桩基施工对周围环境的影响。勘探点的布设与勘探工作量应符合浙江省标准《工程建设岩土工程勘察规范》DB33/T 1065 的规定。

**4.3.4** 基坑工程勘察应与主体建筑地基勘察同时进行，必要时进行专门勘察。勘察工作量布置应当满足工程设计与施工的需要，并符合浙江省标准《工程建设岩土工程勘察规范》DB33/T1065 和浙江省工程建设标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T 1096 的规定。

**4.3.5** 山区地基的勘察，除满足一般建筑工程勘察要求外，尚须对场地稳定性作出评价，并满足边坡设计的要求。

**4.3.6** 岩溶地基勘察宜采用工程地质测绘和调查、物探、钻探等多种手段结合的方法进行，并应符合浙江省标准《工程建设岩土工程勘察规范》DB33/T1065 的规定。

**4.3.7** 海涂地基勘察应查明其工程性质、地下气体、海水冲刷和地下水对工程的影响，并应符合浙江省标准《工程建设岩土工程勘察规范》DB33/T1065 的规定。

**4.3.8** 在抗震设防烈度等于或大于 6 度的地区进行勘察时，应确定场地类别。当场地位于抗震危险地段时，应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求，提出专门研究的建议。

**4.3.9** 当存在地下气体时，应查明其分布、深度、范围、压力及成分等，并评价其对工程建设的影响。

**4.3.10** 地下水勘察应符合下列规定：

- 1 查明地下水的类型和含水层分布规律，提供水文地质参数，评价地下水的腐蚀性；
- 2 提供勘察时的地下水位、历史最高和最低水位，分析水位变化趋势；

3 需进行抗浮计算时，应综合考虑各种因素，提供抗浮水位的建议值；

4 当水文地质条件对地基评价、基础抗浮和工程降水或隔渗影响较大时，应进行抽水试验或专门的水文地质勘察。

**4.3.11** 室内土工试验和原位测试应根据工程性质、基础类型、地基土特性和地质环境等因素综合确定；室内试验方法、测定参数及工程应用应符合表 4.3.11-1 的规定，原位测试方法、适用土性及工程应用应符合表 4.3.11-2 的规定。

表 4.3.11-1 室内试验方法、测定参数及工程应用

试验类别	试验项目	测定参数	工程应用
物理性	含水量 密度 比重	含水量 $w$ 密度 $\rho$ 比重 $G_s$	土的基本参数计算
	液限 塑限	液限 $W_L$ 塑限 $W_p$ 塑限指数 $I_p$ 液限指数 $I_L$	1) 粘性土的分类 2) 判定粘性土的状态
	颗粒分析	颗粒大小分布曲线 不均匀系数 $C_u=d_{60}/d_{10}$ 曲率系数 $C_c=d_{30}^2/(d_{10} d_{60})$ 有效粒径 中间粒径 平均粒径 界限粒径	1) 粉性土和砂土的分类 2) 确定粘粒含量、判别液化 3) 评价流砂、管涌的可能性
	烧失量	烧失量 $Q$	有机质土的分类
水理性	渗透	垂直渗透系数 $K_v$ 水平渗透系数 $K_h$	1) 土层渗透性评价 2) 降水设计
力学性	固结	$e \sim p$ 曲线 压缩系数 $a$ 压缩模量 $E_s$ 回弹模量 $E$	沉降计算
		$e \sim \log p$ 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 $C_s$	1) 土的应力历史评价 2) 考虑应力历史的沉降计算
		固结系数 $C_v$ 、 $C_h$ 次固结系数 $C_v$	粘性土沉降速率和固结度的计算
	直剪快剪	内摩擦角 $\varphi_q$ 粘聚力 $c_q$	粘土地基骤然加荷时的稳定性验算
	直剪固快	内摩擦角 $\varphi$ 凝聚力 $c$	1) 天然地基承载力计算 2) 基坑及边坡稳定性验算
	直剪慢剪	内摩擦角 $\varphi_s$ 凝聚力 $c_s$	边坡长期稳定性验算
	三轴不固结不排水剪 (UU)	内摩擦角 $\varphi_u$ 凝聚力 $c_u$	1) 施工速度较快、排水条件较慢的粘性土地基施工工期稳定性验算 2) 地基承载力计算 3) 桩周土极限摩阻力计算 4) 桩端下软弱下卧层强度验算
三轴固结不排水剪 (CU)	总应力内摩擦角 $\varphi_{cu}$ 总应力粘聚力 $c_{cu}$ 有效应力内摩擦角 $\varphi'$ 有效应力粘聚力 $c'$	1) 考虑上部荷载引起的地基强度增长，固结后地基稳定性验算； 2) 基坑稳定性验算	

	三轴固结排水剪 (CD)	内摩擦角 $\varphi_d$ 凝聚力 $c_d$	非常缓慢建造的地基稳定性验算
	无侧限抗压强度	抗压强度 $q_u$ 灵敏度 $S_t$	饱和软粘土地基强度计算, 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
	击实	最大干密度 $\rho_{max}$ 最优含水量 $w_{opt}$ 压实系数	填土压实质量控制
	承载比	承载比 CBR2.5 或 CBR5.0 浸水后吸水膨胀量 $\delta_w$	路面基层和底层材料以及各种土料的强度检测
	动三轴 (动单剪)	应变幅 $10^{-4} \sim 10^{-1}$ 范围的动弹性模量 $E_d$ 、动剪切模量 $G_d$ 、阻尼比 $\lambda$ 、抗液化系数	1) 动力反应分析 2) 地基液化判别
	共振柱	应变幅 $10^{-6} \sim 10^{-3}$ 范围的动弹性模量 $E_d$ 、动剪切模量 $G_d$ 、阻尼比 $\lambda$	动力反应分析
化学性	地下水的腐蚀性	PH 值、 $Ca^{2+}$ 、 $Mg^{2+}$ 、 $Cl^-$ 、 $SO_4^{2-}$ 、 $HCO_3^-$ 、 $CO_3^{2-}$ 、侵蚀性 $CO_2$ 、游离 $CO_2$ 、 $NH_4^+$ 、 $OH^-$ 、总矿化度	水对混凝土和钢铁材料的腐蚀性评价
	土的腐蚀性	用土的浸出液测定 PH 值、 $Ca^{2+}$ 、 $Mg^{2+}$ 、 $Cl^-$ 、 $SO_4^{2-}$ 、 $HCO_3^-$ 、 $CO_3^{2-}$ 、 $CO_2$	土对混凝土和钢铁金属材料的腐蚀性评价
		氧化还原电位、极化电流密度、电阻率、质量损失	土对钢铁金属材料的腐蚀性评价

表 4.3.11-2 常用原位测试方法、适用土性及工程应用

测试方法	适用土性	工程应用
静力触探试验 (包括单桥、双桥和孔压)	粘性土、粉性土、砂土、素填土、冲填土和新加固的复合地基	1) 获得直观连续的土性变化柱状图, 划分土层 2) 估算土的力学参数 3) 估算地基承载力 4) 判别场地地基液化 5) 选择桩基持力层、估算单桩承载力、判别沉桩可能性 6) 检验地基加固效果
标准贯入试验	砂土和粉性土, 也可用于一般粘性土	1) 采取扰动土样, 确定土名 2) 判定砂土和砂质粉土的密实度和相对密度 3) 估算砂土和砂质粉土的内摩擦角和压缩模量 4) 判别场地地基液化 5) 估算单桩承载力
十字板剪切试验	饱和软粘性土	1) 测定原位应力条件下软粘性土的不排水抗剪强度 2) 估算软粘性土的灵敏度 3) 估算地基土承载力 4) 判定软粘性土的固结历史 5) 验算软粘性土边坡的稳定性

静载荷试验 (包括平板和螺旋板)	平板载荷试验适用浅层地基土,螺旋板载荷试验适用于深层地基土	1) 确定地基土承载力 2) 估算土的变形模量 3) 估算土的竖向基床系数
现场渗透试验 (包括单孔和多孔注水或抽水试验)	各类地基土	1) 重要工程或深基坑工程测定土的渗透系数 2) 多孔试验还可确定地下水的渗透影响半径
旁压试验	粘性土、粉性土和砂土等	1) 估算地基承载力 2) 估算土的旁压模量、旁压剪切模量和侧向基床系数 3) 估算软粘性土的不排水抗剪强度和砂土的内摩擦角
扁铲侧胀试验	粘性土、粉性土和松散-中密的砂土	1) 可获得直观连续的土性变化柱状图,划分土层,判定土类 2) 估算土的静止侧压力系数和侧向基床系数 3) 估算粘性土的不排水抗剪强度 4) 估算土的压缩模量 5) 判别场地地基液化
波速试验 (包括检层、跨孔或多孔法)	粘性土、粉性土和砂土等土层,也适用于复合地基	1) 划分场地土类别和场地土类型 2) 提供地震反应分析所需的地基土动力参数(动剪切模量、动弹性模量、动泊松比、场地特征周期等) 3) 进行场地地基震陷液化判别 4) 评价地基加固效果
圆锥动力触探试验 (包括轻型、重型和超重型)	1) 轻型动力触探试验适用于换填地基、粘性土、粉土、粉砂、细砂及复合地基; 2) 重型动力触探试验适用于粘性土、粉土、砂土、中密以下的碎石土、极软岩及复合地基; 3) 超重型动力触探试验适用于密实碎石土、极软岩和软岩等。	1) 评价填土及浅层地基均匀性 2) 确定填土及浅层地基承载力 3) 检验地基加固效果

## 5 地基计算

### 5.1 承载力计算

5.1.1 基础底面的压力,应符合下列规定:

1 当受轴心荷载作用时

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

式中:  $p_k$ ——相应于作用的标准组合时,基础底面处的平均压力值(kPa);

$f_a$ ——修正后的地基承载力特征值(kPa)。

2 当受偏心荷载作用时,除符合式(5.1.1-1)要求外,尚应符合下式规定:

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

式中:  $p_{k \max}$ ——相应于作用的标准组合时,基础底面边缘的最大压力值(kPa)。

5.1.2 基础底面的压力，可按下列公式确定：

1 当受轴心荷载作用时

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

式中：  $F_k$  ——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（kN）；

$G_k$  ——基础自重和基础上的土重（kN）；

$A$  ——基础底面面积（ $m^2$ ）。

2 当受偏心荷载作用时

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

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

式中：  $M_k$  ——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值（kN·m）；

$W$  ——基础底面的抵抗矩（ $m^3$ ）；

$p_{k\min}$  ——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最小压力值（kPa）。

3 当基础底面形状为矩形，且偏心距  $e > b/6$  时（图 5.1.2）， $p_{k\max}$  应按下式计算：

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

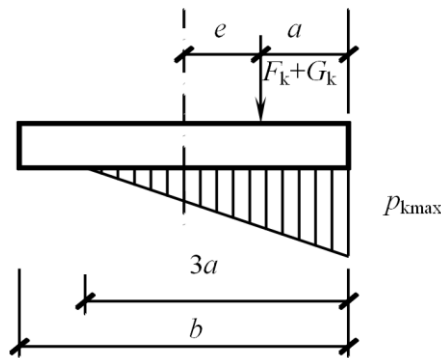


图 5.1.2 偏心荷载( $e > b/6$ )下基底压力计算示意

式中：  $l$  ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长（m）；

$a$  ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离（m）；

$b$  ——力矩作用方向的基础底面边长（m）。

5.1.3 地基承载力特征值可由载荷试验或其它原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定。

5.1.4 当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于  $d_0$  时，从载荷试验或其它原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，尚应按下式修正：

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

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

$f_a$  ——修正后的地基承载力特征值（kPa）；

- $f_{ak}$ ——地基承载力特征值 (kPa), 按本规范第 5.1.3 条的原则确定;
- $\eta_b$ 、 $\eta_d$ ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数, 按基底下土的类别查表 5.1.4 取值;
- $\gamma$ ——基础底面以下土的重度 (kN/m<sup>3</sup>), 地下水位以下取浮重度;
- $b$ ——基础底面宽度 (m), 当基础底面宽度小于 3m 时按 3m 取值, 大于 6m 时按 6m 取值;
- $\gamma_m$ ——基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m<sup>3</sup>), 位于地下水位以下的土层取有效重度;
- $d$ ——基础埋置深度 (m), 宜自室外地面标高算起。在填方整平地区, 可自填土地面标高算起, 但填土在上部结构施工后完成时, 应从天然地面标高算起。对于地下室, 当采用箱形基础或筏基时, 基础埋置深度自室外地面标高算起; 当采用独立基础或条形基础时, 应从室内地面标高算起。

表 5.1.4 承载力修正系数

土的类别		$\eta_b$	$\eta_d$
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 $e$ 或 $I_L$ 大于等于 0.85 的黏性土		0	1.0
红黏土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	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、黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2100kg/m <sup>3</sup> 的级配砂石	0	2.0
粉土	黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量 $\rho_c < 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
$e$ 及 $I_L$ 均小于 0.85 的黏性土		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 地基承载力特征值按本规范附录 B 深层平板载荷试验确定时,  $\eta_d$  取 0;
- 3 含水比是指土的天然含水量与液限的比值;
- 4 大面积压实填土是指填土范围大于 2 倍基础宽度 (基础每边扩出不小于 1/2 基础宽度)、且质量控制良好的填土; 质量控制不满足要求的填土, 深度修正系数应取 1.0。

**5.1.5** 当偏心距  $e$  小于或等于 0.033 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 (kPa);

$M_b$ 、 $M_d$ 、 $M_c$ ——承载力系数, 按表 5.1.5 确定;

$b$ ——基础底面宽度 (m), 大于 6m 时按 6m 取值, 对于砂土小于 3m 时按 3m 取值;

$\varphi_k$ 、 $c_k$ ——基底下 1 倍短边宽度的深度范围内土的内摩擦角标准值 (°)、黏聚力标准值 (kPa), 涉及多层土时取按深度的加权平均值。



表 5.1.5 承载力系数  $M_b$ 、 $M_d$ 、 $M_c$

土的内摩擦角标准值 $\varphi_k$ (°)	$M_b$	$M_d$	$M_c$
0	0	1.00	3.14
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

5.1.6 对于完整、较完整、较破碎的岩石地基承载力特征值，可按本规范附录 C 岩石地基载荷试验方法确定；对破碎、极破碎的岩石地基承载力特征值，可根据平板载荷试验确定。对完整、较完整、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：

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

式中：  $f_a$  ——岩石地基承载力特征值 (kPa)；

$f_{rk}$  ——岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa)，可按本规范附录 D 确定；

$\psi_c$  ——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。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 对于黏土质岩，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。

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：  $p_z$  ——相应于作用的标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值 (kPa)，可按第 5.1.8 条确定；

$p_{cz}$  ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值 (kPa)；

$f_{az}$  ——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值 (kPa)。

5.1.8 对条形基础和矩形基础，式 (5.1.7) 中的  $p_z$  值可按下列公式计算：

条形基础

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

矩形基础

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

式中:  $b$ ——矩形基础或条形基础底边的宽度 (m);

$l$ ——矩形基础底边的长度 (m);

$p_c$ ——基础底面处土的自重压力值 (kPa);

$z$ ——基础底面至软弱下卧层顶面的垂直距离 (m)。

$\theta$ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角 ( $^\circ$ ), 可按表 5.1.8 采用。

表 5.1.8 地基压力扩散角  $\theta$

$E_{s1}/E_{s2}$	$z/b$	
	0.25	0.50
1	4 $^\circ$	12 $^\circ$
3	6 $^\circ$	23 $^\circ$
5	10 $^\circ$	25 $^\circ$
10	20 $^\circ$	30 $^\circ$

注: 1  $E_{s1}$  为上层土压缩模量;  $E_{s2}$  为下层土压缩模量;

2  $z/b < 0.25$  时取  $\theta = 0^\circ$ , 必要时, 宜由试验确定;  $z/b > 0.50$  时  $\theta$  值不变;

3  $z/b$  在 0.25 与 0.50 之间时可插值采用。

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, 应符合下列规定:

1 由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形, 对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制; 对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制; 对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制; 必要时尚应控制平均沉降量。

2 在必要情况下, 应分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值, 并预留建筑物有关部分之间的净空, 合理选择连接方法和施工顺序。

5.2.4 建筑物的地基变形允许值应按表 5.2.4 规定采用。对有特殊要求的建筑物或表中未包括的其它建筑物, 应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求, 确定其地基变形允许值。

表 5.2.4 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	0.002 $l$	0.003 $l$
	(2) 砌体墙填充的边排柱	0.0007 $l$	0.001 $l$
	(3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 $l$	0.005 $l$

单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量(mm)		(120)	200
桥式吊车轨道的倾斜 (按不调整轨道考虑)	横 向	0.003	
	纵 向	0.004	
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	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量 (mm)		200	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$	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 6~10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

**5.2.5** 计算地基变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按式计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (5.2.5)$$

式中：  $s$  ——地基最终变形量 (mm)；

$s'$  ——按分层总和法计算出的地基变形量 (mm)；

$\psi_s$  ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可根据变形计算深度范围内压缩模量的当量值 ( $\bar{E}_s$ ) 和基底附加压力按表 5.2.5 取值。

$n$  ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数 (图 5.2.5)；

$P_0$  ——对应于作用的准永久组合时的基础底面处的附加压力 (kPa)；

$E_{si}$  ——基础底面下第  $i$  层土的压缩模量 (MPa)，应取土的自重压力至土的自重压力与附加压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 (m)；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$  ——基础底面计算点至第  $i$  层土、第  $i-1$  层土底面范围内平均附加应力系数，可按本规范附录 E 采用。

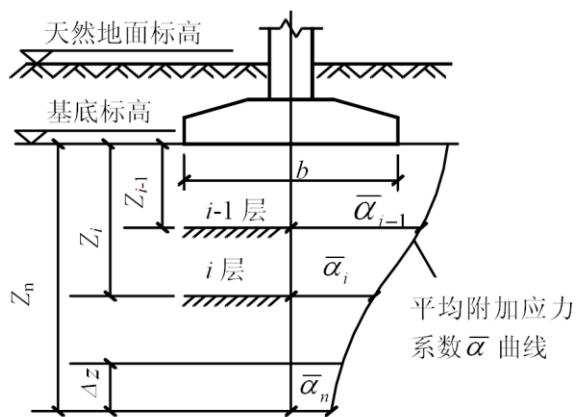


图 5.2.5 基础沉降计算的分层示意

表 5.2.5 沉降计算经验系数  $\psi_s$

$\bar{E}_s$ (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基底附加压力					
$P_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$P_0 \leq 0.75f_{ak}$	1.1	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 5.2.6 条确定。

5.2.6 地基变形计算深度范围内压缩模量的当量值  $\bar{E}_s$ , 应按下式计算:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (5.2.6)$$

式中:  $A_i$  ——第  $i$  层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

5.2.7 地基变形计算深度  $z_n$  (图 5.2.5), 应符合式 (5.2.7) 的规定。当计算深度下部仍有较软土层时, 应继续计算。

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (5.2.7)$$

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

$\Delta s'_n$  ——在由计算深度向上取厚度为  $\Delta z$  的土层计算变形值 (mm),  $\Delta z$  见图 5.2.5 并按表 5.2.7 确定。

表 5.2.7  $\Delta z$

$b$ (m)	$\leq 2$	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$> 8$
$\Delta z$ (m)	0.3	0.6	0.8	1.0

5.2.8 当无相邻荷载影响, 基础宽度在 1~30m 范围内时, 基础中点的地基变形计算深度也可按简化公式 (5.2.8) 进行计算。在计算深度范围内存在基岩时,  $z_n$  可取至基岩表面; 当存在较厚的坚硬黏性土层, 其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50MPa, 或存在较厚的密实砂卵石层, 其压缩模量大于 80MPa 时,  $z_n$  可取至该层土表面。此时, 地基土附加压力分布应考虑相对硬层存在的影响, 按公式 (6.3.2) 计算地基最终变形量。

$$z_n = b (2.5 - 0.4 \ln b) \quad (5.2.8)$$

式中:  $b$  ——基础宽度 (m)。

5.2.9 当存在相邻荷载时, 应计算相邻荷载引起的基础变形, 其值可按应力叠加原理, 采用

角点法计算。对于以下情况可采用简化方法计算：

1 独立基础之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；当相邻独立基础或条形基础之间的净距大于 12m，可忽略其相互影响。

2 格筏式基础的基础净面积不小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，此时基底附加压力按基础外包尺寸确定。

**5.2.10** 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工建筑物时再压缩所引起的沉降。地基土的回弹变形量和再压缩变形量可分别按本规程第 5.2.11 条和 5.2.12 条计算。

**5.2.11** 地基土回弹变形量可按下式计算：

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

式中：  $s_c$  ——地基的回弹变形量（mm）；

$\psi_c$  ——回弹计算的系数，无地区经验时可取 1.0；

$p_c$  ——基坑底面以上土的自重压力（kPa），地下水位以下应扣除浮力；

$E_{ci}$  ——土的回弹模量（kPa），按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123 中土的固结试验回弹曲线的不同应力段计算。

**5.2.12** 回弹再压缩变形量计算可采用再加荷的压力小于卸荷土的自重压力段内再压缩变形线性分布的假定按下式进行计算：

$$s'_c = \begin{cases} r'_0 s_c \frac{p}{p_c R'_0} & p < R'_0 p_c \\ s_c \left[ r'_0 + \frac{r'_{R'=1.0} - r'_0}{1 - R'_0} \left( \frac{p}{p_c} - R'_0 \right) \right] & R'_0 p_c \leq p \leq p_c \end{cases} \quad (5.2.12)$$

式中  $s'_c$  ——地基的回弹再压缩变形量（mm）；

$s_c$  ——地基的回弹变形量（mm）；

$r'_0$  ——临界再压缩比率，相应于再压缩比率与再加荷比关系曲线上两段线性交点对应的再压缩比率，由土的固结回弹再压缩试验确定；

$R'_0$  ——临界再加荷比，相应于再压缩比率与再加荷比关系曲线上两段线性交点对应的再加荷比，由土的固结回弹再压缩试验确定；

$r'_{R'=1.0}$  ——对应于再加荷比  $R' = 1.0$  时的再压缩比率，由土的固结回弹再压缩试验确定，其值等于回弹再压缩变形增大系数；

$p$  ——再加荷的基底压力（kPa）。

**5.2.13** 在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑，宜考虑上部结构、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。最危险的滑动面上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：

$$M_R / M_s \geq 1.3 \quad (5.3.1)$$

式中：  $M_S$ ——滑动力矩 (kN m)；

$M_R$ ——抗滑力矩 (kN m)。

**5.3.2** 位于稳定土坡坡顶上的建筑，应符合下列规定：

1 对于条形基础或矩形基础，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，且不得小于 2.5m：

条形基础

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

矩形基础

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

式中：  $a$ ——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离 (m)；

$b$ ——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长 (m)；

$d$ ——基础埋置深度 (m)；

$\beta$ ——边坡坡角 ( $^\circ$ )。

2 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)、式 (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。

3 边坡稳定性应满足式 (5.3.1) 的要求。

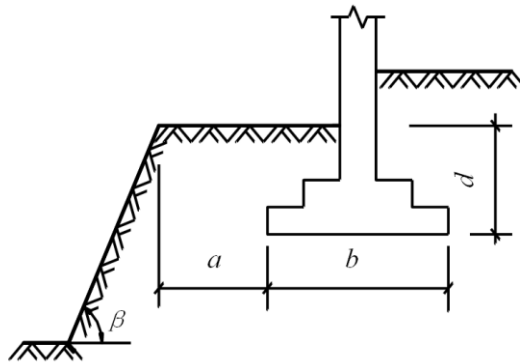


图 5.3.2 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

## 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，应对下列设计条件分析认定：

- 1 建设场区内，有无影响场地稳定性的断层、破碎带；
- 2 在建设场地周围，有无不稳定的边坡；
- 3 施工过程中，因挖方、填方、堆载和卸载等对山体稳定性的影响；
- 4 地基内岩石厚度及空间分布、基岩面的起伏情况、有无影响地基稳定性的临空面；
- 5 建筑地基的不均匀性；
- 6 岩溶、土洞分布及发育程度，有无采空区；
- 7 是否存在及建设工程是否引发危岩崩塌、泥石流等不良地质现象；

8 地面水、地下水对建设地基和建设场区的影响。

**6.1.2** 对建筑物有潜在威胁或直接危害的滑坡、崩塌、泥石流及岩溶、土洞强烈发育的地段，未经治理不应作为工程建设场地。

**6.1.3** 山区建设工程总体规划，应根据使用要求、地形地质条件合理布置；建筑物的布局应依山就势，防止大挖大填，主体工程宜设置在较好的地基上，使地基条件和上部结构的要求相适应；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。

**6.1.4** 位于边坡坡顶的建筑物地基基础设计应符合下列规定：

1 应根据基础方案、构造作法和基础到边坡的距离等因素，考虑建筑物基础与边坡支护结构的相互作用；

2 当坡顶建筑物基础位于边坡潜在塌滑区时，应考虑建筑物基础传递的垂直荷载、水平荷载和弯矩对边坡支护结构强度和变形的影响，宜采取桩基础、加深基础、增设地下室或降低边坡高度等措施，将建筑物的荷载传至边坡潜在塌滑区以下稳定岩土层内；

3 基础邻近边坡边缘时，应考虑边坡对地基承载力和基础变形的影响；

4 应考虑地形地貌变化以及施工等因素引起的地下水位变化造成的影响。

**6.1.5** 山区建设工程及边坡工程的平面布置、竖向及立面设计等应考虑对周边环境的影响，做到美化环境，体现生态保护要求。

**6.1.6** 山区建设中，应充分利用和保护天然排水系统，当必须改变原有排水系统时，应在易于导流或拦截部位将水引出场地外。在受山洪影响地段，应采取相应的排洪措施。

## 6.2 岩石地基

**6.2.1** 岩石地基基础设计应符合下列规定：

1 置于完整、较完整、较破碎岩体上的建筑物可仅进行地基承载力计算；

2 地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物，同一建筑物的地基存在坚硬程度不同，两种或多种岩体变形模量差达 2 倍及 2 倍以上，应进行地基变形验算。

3 地基主要受力层深度内存在软弱下卧岩层时，应考虑软弱下卧岩层的影响进行地基稳定性验算。

4 当基岩面起伏较大，且都使用岩石地基时，同一建筑物可以使用多种基础形式。

5 当基岩附近有临空面时，应验算地基基础向临空面倾覆和滑移稳定性。存在不稳定的临空面时，应将基础埋深加大至下伏稳定基岩；也可在基础底部设置锚杆，锚杆应进入下伏稳定岩体，并满足抗倾覆和抗滑移要求。同一基础的地基可放阶处理，但应满足抗倾覆和抗滑移要求。

6 对于节理、裂隙发育及破碎程度较高的不稳定岩体，可采用注浆加固和清爆填塞等措施。

7 桩孔、基底和边坡开挖至预定标高后，对软岩、极软岩表面应及时封闭保护。

**6.2.2** 对遇水软化和膨胀、易崩解的岩石，应采取保护措施减少其对岩体承载力的影响。

## 6.3 土岩组合地基

**6.3.1** 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，遇下列情况之一时，应按土岩组合地基设计：

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。

**6.3.2** 当地基中下卧基岩为单向倾斜且岩面坡度大于 10%、基底下土层厚度大于 1.5m 时，应按下列规定进行设计：

- 1 当结构类型和地质条件符合表 6.3.2-1 的要求时，可不作地基变形验算。
- 2 不满足上述条件时，应考虑刚性下卧层的影响，按下式计算地基变形

$$s_{gz} = \beta_{gz} \cdot s_z \quad (6.3.2)$$

式中  $s_{gz}$ ——具刚性下卧层时，地基土的变形计算值（mm）；

$\beta_{gz}$ ——具刚性下卧层时，地基变形增大系数，按表 6.3.2-2 采用；

$s_z$ ——变形计算深度相当于实际土层厚度按规范 5.2.5 条计算确定的地基最终变形计算值（mm）。

表 6.3.2-1 下卧基岩表面允许坡度值

地基承载力特征值 $f_{ak}$ (kPa)	四层及四层以下的砌体承重结构，三层及三层以下的框架结构	具有 150kN 和 150kN 以下吊车的一般单层排架结构	
		带墙的边柱和山墙	无墙的中柱
$\geq 150$	$\leq 15\%$	$\leq 15\%$	$\leq 30\%$
$\geq 200$	$\leq 25\%$	$\leq 30\%$	$\leq 50\%$
$\geq 300$	$\leq 40\%$	$\leq 50\%$	$\leq 70\%$

表 6.3.2-2 具有刚性下卧层时地基变形增大系数

$h/b$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
$\beta_{gz}$	1.26	1.17	1.12	1.09	1.00

注： $h$ ——基底下的土层厚度； $b$ ——基础底面宽度。

3 在岩土界面上存在软弱层时，应验算沿该软弱面的稳定性（包括过该软弱面的复合滑动面稳定性）。

4 当土岩组合地基下卧软弱土层时，应验算软弱下卧层的强度与不均匀变形。

**6.3.3** 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 150kN 和 150kN 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。

不能满足上述要求时，可利用经检验稳定性可靠的石芽作为支墩式基础，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。

**6.3.4** 对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，当房屋为单层框架结构或一、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层处理。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。

**6.3.5** 褥垫层可采用炉渣、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，夯填度可按下列数值进行设计：

中砂、粗砂  $0.87 \pm 0.05$

土夹石（其中碎石含量为 20%~30%）  $0.70 \pm 0.05$

注：夯填度为褥垫层夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

## 6.4 填土地基



**6.4.1** 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，均不得作为建筑工程的地基持力层。

**6.4.2** 利用未经填方设计处理形成的填土作为建筑地基时，应查明填料成分与来源，填土分布、厚度、均匀性、密实度、压缩性、级配或尺寸、堆积方法、堆积年限、地下水位以及周围水文环境条件等情况，根据建筑物的重要性、上部结构类型、荷载性质与大小、现场条件、施工机械能力等因素，选择合适的地基处理方法和基础形式，提出地基处理质量要求与检验方法。

**6.4.3** 拟压实的填土地基应根据建筑物对地基的具体要求，进行填方设计。填方设计内容包括填料性质、压实或强夯机械选择、密实度要求、质量监督与检验方法等。对重大填方工程，必须在填方设计前选择典型场区进行现场试验，取得填方设计参数后，方可进行填方工程设计与施工。

**6.4.4** 填方工程设计前应具备详细的场地地形、地貌、岩土工程勘察、周围环境、填料来源及性质等资料。位于塘、沟、积水洼地等部位的填土地基，应查明地下水的补给与排泄条件、底层软弱土体的清淤情况、自重固结程度等。

**6.4.5** 压实填土的料源，应符合下列规定：

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

**6.4.6** 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，应根据所选的压实设备，通过试验确定；
- 3 在雨季、冬季进行填土施工时，应采取防雨、防冻措施；
- 4 各层压实填土的施工缝应错开搭接，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。

**6.4.7** 压实填土的质量应由压实系数  $\lambda_c$  控制，并符合表 6.4.7 的要求：

表 6.4.7 压实填土地基压实系数控制值

结构类型	填土部位	压实系数 ( $\lambda_c$ )	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	$\geq 0.97$	$w_{op} \pm 2$
	在地基主要受力层范围下	$\geq 0.95$	
排架结构	在地基主要受力层范围内	$\geq 0.96$	
	在地基主要受力层范围下	$\geq 0.94$	

注：1 压实系数  $\lambda_c$  为填土的实际干密度( $\rho_d$ )与最大干密度( $\rho_{dmax}$ )之比； $w_{op}$  为最优含水量

2 地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94

**6.4.8** 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。对于黏性土或粉土填料，当无试验资料时，最大干密度可按下式计算：

$$\rho_{d \max} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{op} d_s} \quad (6.4.8)$$

式中： $\rho_{d \max}$ ——压实填土的最大干密度(kg/m<sup>3</sup>)；

$\eta$ ——经验系数，粘土取 0.95，粉质黏土取 0.96，粉土取 0.97；

$\rho_w$ ——水的密度(kg/m<sup>3</sup>)；

$d_s$ ——土粒相对密度（比重）；

$w_{op}$ ——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 2100~2200kg/m<sup>3</sup>。

**6.4.9** 压实填土地基的承载力特征值，应根据现场原位测试结果确定。

**6.4.10** 位于斜坡上的填土，应验算其稳定性。对由填土产生的新边坡，当填土边坡坡度符合表 6.4.10 的要求时，可不设置支挡结构。当天然地面坡度大于 20%时，应采取防止填土可能沿坡面滑动的措施，并应避免雨水沿斜坡排泄，坡面应设排水管。

表 6.4.10 压实填土的边坡坡度允许值

填料类别	压实系数 ( $\lambda_c$ )	边坡允许值(高宽比)			
		$H < 5$	$5 \leq H < 10$	$10 \leq H < 15$	$15 \leq H < 20$
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： $H$ 为填土厚度（m）

**6.4.11** 未经设计处理形成的填方地基，可根据填方厚度、成份、粒径大小与级配及构筑物荷载大小和变形要求，采用强夯或高能强夯（10000~22000kN·m）处理；新高填方地基，可分层填筑分层强夯，分层厚度根据填方高度、夯击能量和荷载大小确定，一般可为 4~5m，具体施工和设计参数宜通过现场试验确定。

**6.4.12** 未经设计的，级配差而松散，且大块石多，基桩成孔难度大的填方地基，可采用先强夯全面加固后设桩的综合处理方案。

**6.4.13** 填土地基进行压实施工时，应根据地形设置截排水沟、排水管等措施。必要时在坡脚处设置反滤层。

## 6.5 岩溶与土洞

**6.5.1** 在碳酸盐岩为主要的可溶性岩石地区，当存在岩溶（溶洞、溶蚀裂隙）、土洞等现象时，应考虑其对地基稳定的影响。

**6.5.2** 岩溶场地可根据岩溶发育程度划分为三个等级，设计时应根据具体情况，按表 6.5.2 选用。

表 6.5.2 岩溶发育程度

等级	岩溶场地条件
岩溶强发育	地表有较多岩溶塌陷、漏斗、洼地、泉眼

	溶沟、溶槽、石芽密布，相邻钻孔间存在临空面且基岩面高差大于 5m 地下有暗河、伏流 钻孔见洞隙率大于 30%或线岩溶率大于 20% 溶槽或串珠状竖向溶洞发育深度达 20m 以上
岩溶中等发育	介于强发育和微发育之间
岩溶弱发育	地表无岩溶塌陷、漏斗 溶沟、溶槽较发育 相邻钻孔间存在临空面且基岩面相对高差小于 2m 钻孔见洞隙率小于 10%或线岩溶率小于 5%

**6.5.3** 地基基础设计等级为甲级、乙级的建筑物主体宜避开岩溶强发育地段。

**6.5.4** 存在下列情况之一且未经处理的场地，不应作为建筑物地基：

- 1 浅层溶洞成群分布，洞径大，且不稳定的地段；
- 2 漏斗、溶槽等埋藏浅，其中充填物为软弱土体；
- 3 土洞或塌陷等岩溶强发育的地段；
- 4 岩溶水排泄不畅，有可能造成场地暂时淹没的地段。

**6.5.5** 对于完整、较完整的坚硬岩、较硬岩地基，当符合下列条件之一时，可不考虑岩溶对地基稳定性的影响：

- 1 洞体较小，基础底面尺寸大于洞的平面尺寸，并有足够的支承长度；
- 2 顶板岩石厚度大于或等于洞的跨度。

**6.5.6** 地基基础设计等级为丙级且荷载较小的建筑物，当符合下列条件之一时，可不考虑岩溶对地基稳定性的影响。

- 1 基础底面以下的土层厚度大于独立基础宽度的 3 倍或条形基础宽度的 6 倍，且不具备形成土洞的条件时；
- 2 基础底面与洞体顶板间土层厚度小于独立基础宽度的 3 倍或条形基础宽度的 6 倍，洞隙或岩溶漏斗被沉积物填满，其承载力特征值超过 150kPa，且无被水冲蚀的可能性时；
- 3 基础底面存在面积小于基础底面积 25%的垂直洞隙，但基底岩石面积满足上部荷载要求时。

**6.5.7** 不符合本规范第 6.5.5 条、6.5.6 条的条件时，应进行洞体稳定性分析；基础附近有临空面时，应验算向临空面倾覆和沿岩体结构面滑移稳定性。

**6.5.8** 土洞对地基的影响，应按下列规定综合分析处理：

1 在地下水强烈活动于岩土交界面的地区，应考虑由地下水作用所形成的土洞对地基的影响，预测地下水位在建筑物使用期间的变化趋势。总图布置前，应获得场地土洞发育程度分区资料。施工时，除已查明的土洞外，尚应沿基槽进一步查明土洞的特征和分布情况。

2 在地下水位高于基岩表面的岩溶地区，应注意人工降水引起土洞进一步发育或地表塌陷的可能性。塌陷区的范围及方向可根据水文地质条件和抽水试验的观测结果综合分析确定。在塌陷范围内不应采用天然地基。并应注意降水对周围环境和建构筑物的影响。

3 由地表水形成的土洞或塌陷，应采取地表截流、防渗或堵塞等措施进行处理。应根据土洞埋深，分别选用挖填、灌砂等方法进行处理。由地下水形成的塌陷及浅埋土洞应清除软土，抛填块石作反滤层，面层用粘土夯填；深埋土洞宜用砂、砾石或细石混凝土灌填，在上

述处理的同时，尚应采用梁、板或拱跨越。对重要的建筑物，可采用桩基处理。

**6.5.9** 对地基稳定性有影响的岩溶洞隙，应根据其位置、大小、埋深、围岩稳定性和水文地质条件综合分析，因地制宜采取下列处理措施：

1 对较小的岩溶洞隙，可采用镶补、嵌塞与跨越等方法处理。

2 对较大的岩溶洞隙，可采用梁、板和拱等结构跨越，也可采用浆砌块石等堵塞措施以及洞底支撑或调整柱距等方法处理。跨越结构应有可靠的支承面。梁式结构在稳定岩石上的支承长度应大于梁高 1.5 倍。

3 基底有不超过 25% 基底面积的溶洞（隙）且充填物难以挖除时，宜在洞隙部位设置钢筋混凝土底板，底板宽度应大于洞隙，并采取措施保证底板不向洞隙方向滑移。也可在洞隙部位设钻孔桩进行穿越处理。

4 对于荷载不大的低层和多层建筑，围岩稳定，如溶洞位于条形基础末端，跨越工程量较大，可按悬臂梁设计基础，若溶洞位于单独基础重心一侧，可按偏心荷载设计基础。

## 6.6 建筑边坡

### I 设计计算原则

**6.6.1** 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 边坡支护结构型式应根据场地地质和环境条件、边坡侧压力的大小和特点、边坡高度及变形控制要求等因素选择。

3 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 2m~3m，排水孔外斜坡度宜为 5%，孔眼尺寸不宜小于 100mm。最下一排排水孔应高于地面或排水沟设计水位顶面不小于 200mm。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；

4 支挡结构后面的填土，应选择透水性强的填料。

5 地基基础设计等级为甲级的建筑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情况、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。

**6.6.2** 边坡稳定性分析时，应根据岩土工程条件及边坡现状特征对边坡的稳定状态及可能的破坏方式作出定性判断，判定边坡破坏方向、破坏范围、影响范围等。判断边坡的可能破坏方式时应同时考虑到受岩土体强度控制的破坏和受结构面控制的破坏。

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

1 土质边坡和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，可配合采用极射赤平投影法和实体比例投影法分析；

5 当边坡破坏机制复杂时，宜结合实际情况进行有限元数值模拟。

**6.6.4** 边坡支挡结构土压力计算应符合下列规定：

1 计算挡土墙的土压力时，主动土压力可按式 6.6.4-1 进行计算，黏性土或粉土的主动

土压力也可采用楔体试算法图解求得：

$$E_a = \psi_c \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a \quad (6.6.4-1)$$

式中： $E_a$ ——主动土压力（kN/m）；

$\psi_c$ ——主动土压力增大系数，挡土墙高度小于 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；

$\gamma$ ——填土的重度（kN/m<sup>3</sup>）；

$h$ ——挡土结构的高度（m）；

$k_a$ ——主动土压力系数，当填土为无黏性土时，主动土压力系数可按库伦土压力理论确定；当支挡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。

2 当挡土墙后缘有较陡峻的稳定岩石坡面，岩坡的坡角  $\theta > (45^\circ + \varphi_k/2)$  时（图 6.6.4-1），可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：

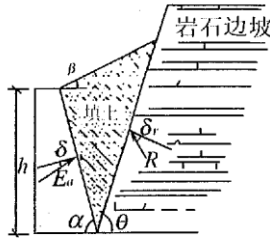


图 6.6.4-1 有限填土土压力计算示意

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha + \beta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha \sin(\theta - \beta) \sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r)} \quad (6.6.4-2)$$

式中  $\theta$ ——稳定岩石坡面倾角（°）；

$\alpha$ ——挡土墙墙背的倾角（°）；

$\delta$ ——土对挡土墙墙背的摩擦角（°），可按表 6.6.8-1 选用；

$\beta$ ——墙背填土面的坡度（°）；

$\varphi_k$ ——填土的内摩擦角标准值（°）；

$\delta_r$ ——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

$$\delta_r = 0.33 \varphi_k。$$

### 6.6.5 岩质边坡侧向压力的计算应符合下列规定：

1 对无外倾结构面的岩质边坡，宜以岩体等效内摩擦角按式 6.6.4-1 计算侧向岩石压力；破裂角按  $45^\circ + \varphi_k/2$  确定，I 类岩体边坡可取 75° 左右；

2 对沿外倾结构面滑动的岩质边坡，应采用考虑结构面强度及状态的侧压力计算方法，并与第 1 款方法计算得到的侧压力相比较，取两种结果的较大者。

### 6.6.6 边坡整体稳定应满足设计要求，边坡开挖应符合下列规定：

1 土质边坡的坡度允许值，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 6.6.6-1 确定。

表 6.6.6-1 土质边坡坡度允许值

土的类型	密实度或状态	坡度允许值（高宽比）	
		坡高在 5m 以内	坡高为 5m~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
黏性土	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黏性土；

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 岩质边坡的开挖坡率允许值，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率值加以确定。对无外倾软弱结构面的边坡，其放坡坡率可按表 6.6.6-2 确定。

表 6.6.6-2 岩质边坡坡率允许值

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值（高宽比）		
		$H < 8m$	$8m \leq H < 15m$	$15m \leq H < 25m$
I类	微风化	1: 0.00 ~ 1: 0.10	1: 0.10 ~ 1: 0.15	1: 0.15 ~ 1: 0.25
	中等风化	1: 0.10 ~ 1: 0.15	1: 0.15 ~ 1: 0.25	1: 0.25 ~ 1: 0.35
II类	微风化	1: 0.10 ~ 1: 0.15	1: 0.15 ~ 1: 0.25	1: 0.25 ~ 1: 0.35
	中等风化	1: 0.15 ~ 1: 0.25	1: 0.25 ~ 1: 0.35	1: 0.35 ~ 1: 0.50
III类	微风化	1: 0.25 ~ 1: 0.35	1: 0.35 ~ 1: 0.50	—
	中等风化	1: 0.35 ~ 1: 0.50	1: 0.50 ~ 1: 0.75	—
IV类	中等风化	1: 0.50 ~ 1: 0.75	1: 0.75 ~ 1: 1.00	—
	强风化	1: 0.75 ~ 1: 1.00	—	—

注：1 表中  $H$  为边坡高度；

2 IV类强风化包括各类风化程度的极软岩；

3 全风化岩体可按土质边坡坡率取值。

3 对有外倾软弱结构面的岩质边坡、土质较软的边坡、坡顶边缘附近有较大荷载的边坡、边坡高度超过以上两表范围的边坡等，坡率允许值应通过稳定性计算分析确定；

4 高度较大的边坡应分级开挖。分级放坡时应验算边坡整体稳定性和各级边坡稳定性；马道的宽度应根据边坡稳定、坡面排水、防护、维修及安全监测等需要综合确定，马道的最小宽度不宜小于 2m；

5 边坡开挖时，应采取排水措施，边坡的顶部应设置截水沟；边坡表面应设置地表排水系统，坡脚及坡面不应积水；

6 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；

7 边坡开挖后，应立即对坡面进行防护处理。

## II 重力式挡墙

6.6.7 重力式挡墙适用于高度小于 8m 的土质边坡及高度小于 10m 的岩质边坡；对开挖土石方危及相邻建筑物或设施安全的边坡不应采用重力式挡墙。

6.6.8 重力式挡墙设计计算应符合下列规定：

1 重力式挡墙的抗滑移稳定性应按下列公式验算（图 6.6.8-1）：

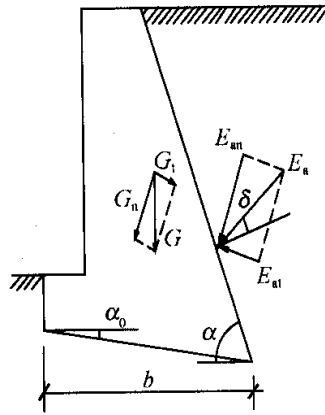


图 6.6.8-1 挡土墙抗滑稳定验算示意

$$\frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \quad (6.6.8-1)$$

$$G_n = G \cos \alpha_0 \quad (6.6.8-2)$$

$$G_t = G \sin \alpha_0 \quad (6.6.8-3)$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (6.6.8-4)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (6.6.8-5)$$

式中： $E_a$ ——每延米主动岩土压力合力（kN/m）

$G$ ——挡土墙每延米自重(kN/m)；

$\alpha_0$ ——挡土墙基底的倾角（°）；

$\alpha$ ——挡土墙墙背的倾角（°）；

$\delta$ ——土对挡土墙墙背的摩擦角（°），可按表 6.6.8-1 选用；

$\mu$ ——土对挡土墙基底的摩擦系数，由试验确定，也可按表 6.6.8-2 选用。

表 6.6.8-1 土对挡土墙墙背的摩擦角  $\delta$

挡土墙情况	摩擦角 $\delta$
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： $\varphi_k$  为墙背填土的内摩擦角标准值。

表 6.6.8-2 土对挡土墙基底的摩擦系数  $\mu$

土的类型		摩擦系数 $\mu$
黏性土	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 的黏性土，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 重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按下列公式验算（图 6.6.8-2）：

$$\frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \geq 1.6 \quad (6.6.8-6)$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \quad (6.6.8-7)$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) \quad (6.6.8-8)$$

$$x_f = b - z \cot \alpha \quad (6.6.8-9)$$

$$z_f = z - b \tan \alpha_0 \quad (6.6.8-10)$$

式中：  $z$ ——土压力作用点离墙踵的高度（m）；

$x_0$ ——挡土墙重心离墙趾的水平距离（m）；

$b$ ——基底的水平投影宽度（m）。

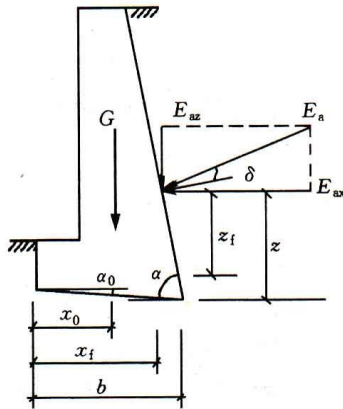


图 6.6.8-2 挡土墙抗倾覆稳定验算示意

3 整体滑动稳定性验算可采用圆弧滑动面法进行验算；

4 地基承载力计算除应符合本规范第 5.1 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。当基底有软弱下卧层时，尚应进行软弱下卧层的承载力验算。

### 6.6.9 重力式挡墙的构造应符合下列要求：

1 重力式挡墙材料可使用浆砌块石、条石、毛石混凝土或素混凝土。块石、条石的强度等级不应低于 MU30，砂浆强度等级不应低于 M5.0；混凝土强度等级不应低于 C20；

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；对于岩石地基，基底逆坡坡度不宜大于 1:5；

3 挡墙地基表面纵坡大于 5% 时，应将基底设计为台阶式，其最下一级台阶底宽不宜小于 1.0m；

4 块石或条石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 400mm；毛石混凝土、素混凝土挡土墙的墙顶宽度不宜小于 200mm；

5 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综合确定。在土质地基中，基础最小埋置深度不宜小于 0.50m；在岩质地基中，基础最小埋置深度不宜小于 0.30m；基础埋置深度应从坡脚排水沟底算起。受水流冲刷时，



埋深应从预计冲刷底面算起；

6 重力式挡墙的伸缩缝间距，对条石、块石挡墙宜为 20~25m，对混凝土挡墙宜为 10~15m。在挡墙高度突变处及与其他建（构）筑物连接处应设置伸缩缝，在地基岩土性状变化处应设置沉降缝。缝宽宜为 20~30mm，缝中应填塞沥青麻筋或其它有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm。在挡土结构的拐角处，应采取加强的构造措施；

7 挡墙的防渗与泄水布置应根据地形、地质、环境、水体来源及填料等因素分析确定。

### III 岩石锚杆（锚索）挡墙

6.6.10 当整体稳定满足要求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 6.6.10-1，图 6.6.10-2）。

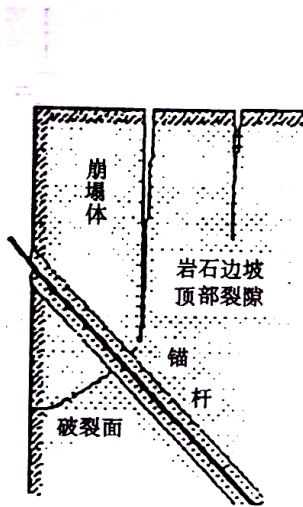


图 6.6.10-1 边坡顶部支护

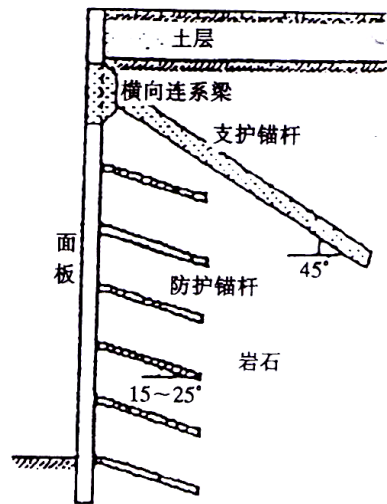
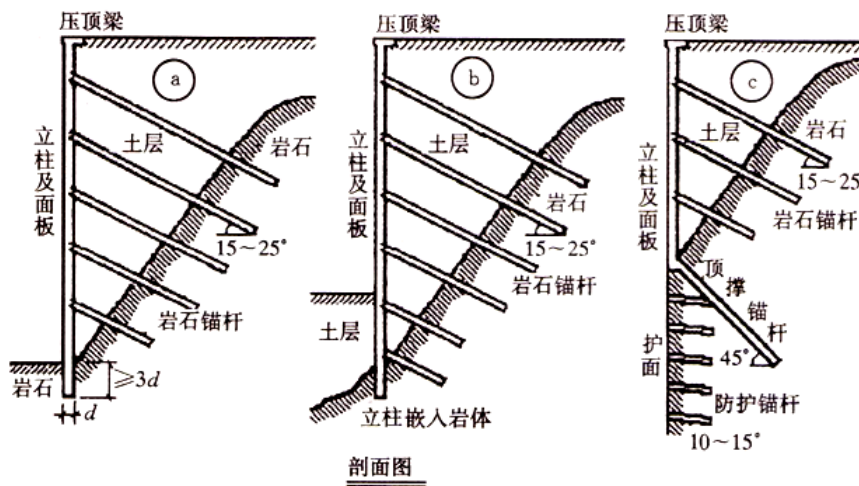
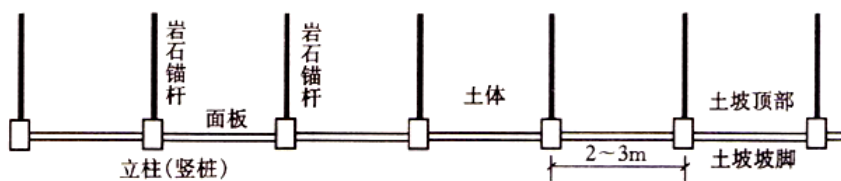


图 6.6.10-2 整体稳定边坡支护

6.6.11 岩石锚杆挡墙设计，应符合下列规定：



剖面图



平面图

图6.6.11 锚杆体系支挡结构

- 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 立柱底端应嵌入稳定岩层内，并应根据底端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。

**6.6.12 岩石锚杆应符合下列构造要求：**

1 岩石锚杆应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，混凝土强度等级不宜低于 C30、水泥砂浆强度不宜低于 30MPa。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 60mm；
- 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°~25°。

**6.6.13 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 F。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：**

$$R_t = \xi f u_r h_r \quad (6.6.13)$$

式中  $R_t$  ——锚杆抗拔承载力特征值 (kN)；

$u_r$  ——锚杆的周长(m)；

$h_r$  ——锚杆锚固段嵌入岩层中的有效锚固长度(m)，按地区经验确定，当长度超过 13 倍锚杆直径时，按 13 倍直径计算；

$f$  ——水泥砂浆或混凝土与岩石间的粘结强度特征值(kPa)，由试验确定，当缺乏试验资料时，可按表 6.6.13 取用；

$\xi$  ——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 6.6.13 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 或混凝土强度等级为 C30。

#### IV 滑坡防治

**6.6.14** 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，应及早采取综合整治措施，防止滑坡继续发展。

**6.6.15** 滑坡防治工程实施前，应进行专门的滑坡勘察，可采用主-辅剖面相结合的方法，随着工程的实施，不断提高勘察精度，并进行反馈设计和信息化施工。滑坡勘察应进行下列工作：

- 1 查明各层滑坡面(带)的位置；
- 2 查明各层地下水的位置、流向和性质；
- 3 在滑坡体、滑坡面(带)和稳定地层中采取土试样进行试验。

**6.6.16** 应根据工程地质、水文地质条件、环境条件以及施工影响等因素，分析滑坡可能发

生或发展的主要原因，采取下列综合防治措施：

1 截排水：应设置排水沟（或截水沟）以防止地面水浸入滑坡地段，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 支挡：根据滑坡推力的大小、方向及作用点，采取重力式或其他形式抗滑挡墙、阻滑桩、锚喷支护及抗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）置于滑动面以下稳定土（岩）层中。必要时应验算支挡结构顶部以上的土（岩）体从支挡结构顶部滑出的可能性；

3 卸载：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 反压：在滑体的阻滑区段增加竖向荷载。

#### 6.6.17 滑坡支挡结构设计应符合下列规定：

1 滑坡计算应考虑滑坡自重、滑坡体上建（构）筑物等的附加荷载、地下水及洪水的静水压力和动水压力以及地震作用等的影响，取荷载效应的最不利组合值作为滑坡的设计控制值；

2 抗滑支挡结构上滑坡推力的分布，可根据滑体性质和高度等因素确定为三角形、矩形或梯形；

3 滑坡支挡设计应保证滑体不从支挡结构顶越过、桩间挤出和产生新的深层滑动。

#### 6.6.18 滑坡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的几个代表性的断面（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，滑坡推力可按下列公式进行计算（图 6.6.18）：

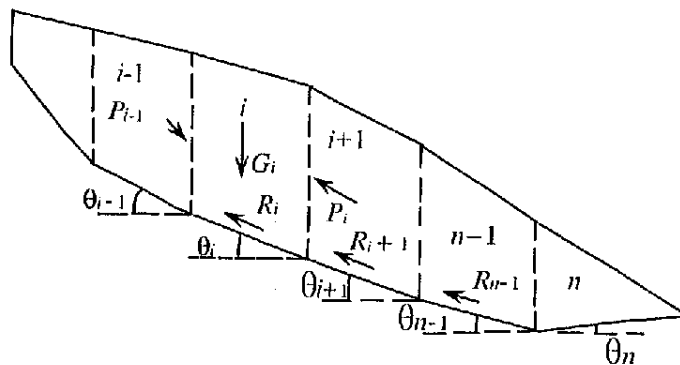


图 6.6.18 滑坡推力计算示意

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + \gamma_i T_i - R_i \quad (6.6.18-1)$$

$$\psi_i = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} + \theta_i) \tan \varphi_i \quad (6.6.18-2)$$

$$R_i = N_i \tan \varphi_i + C_i l_i \quad (6.6.18-3)$$

$$N_i = (G_i + G_{bi}) \cos \theta_i + P_{wi} \sin(\alpha_i - \theta_i) \quad (6.6.18-4)$$

$$T_i = (G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + P_{wi} \cos(\alpha_i - \theta_i) \quad (6.6.18-5)$$

$$P_{wi} = r_w V_i \sin \frac{1}{2} (\alpha_i + \theta_i) \quad (6.6.18-6)$$

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(kN)，当  $P_{i-1}$  和  $P_i$  为负值时取 0；

$\gamma_t$ ——滑坡推力安全系数；  
 $\psi_{i-1}$ ——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(kPa)；  
 $\varphi_{ki}$ ——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(m)；  
 $\alpha_i$ ——第  $i$  计算条块地下水位面倾角(°)；  
 $\theta_i$ ——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(kN/m)；  
 $G_{bi}$ ——第  $i$  计算条块滑体地表建筑物的单位宽度自重(kN/m)；  
 $N_i$ ——第  $i$  计算条块滑体在滑动面法线上的反力(kN/m)；  
 $T_i$ ——第  $i$  计算条块滑体在滑动面切线上的反力(kN/m)；  
 $R_i$ ——第  $i$  计算条块滑动面上的抗滑力(kN/m)；  
 $P_{wi}$ ——第  $i$  计算条块单位宽度的动水压力(kN/m)，作用角度为计算条块倾角和地下水位倾角的平均值，指向低水头方向，当滑动面位于地下水位以上时， $P_{wi}$  按式 6.6.17-6 计算，当滑动面位于地下水位以下时， $P_{wi}=0$ ；  
 $\gamma_w$ ——水重度(kN/m<sup>3</sup>)；  
 $V_i$ ——第  $i$  计算条块单位宽度岩土体的水下统计(m<sup>3</sup>/m)。

4 滑坡推力作用点，可取在滑体厚度的 1/2 处。

5 滑坡推力安全系数，应根据滑坡现状及其对工程的影响等因素确定，对地基基础设计等级为甲级的建筑物宜取 1.30，设计等级为乙级的建筑物宜取 1.20，设计等级为丙级的建筑物宜取 1.10。

6 根据土（岩）的性质和当地经验，可采用试验和滑坡反算相结合的方法，合理地确定滑动面上的抗剪强度。

## V 危岩和崩塌防治

**6.6.19** 在建设场区内，存在危岩和崩塌的地段，必须采取可靠的预防措施，防止产生崩塌。对具有发展趋势并威胁建筑物安全使用的危岩和崩塌，应及早采取综合整治措施，防止崩塌继续发展。

**6.6.20** 在建设场区内存在对工程安全有影响的危岩或崩塌时，应进行危岩和崩塌勘察。危岩和崩塌勘察应在拟建（构）筑物的可行性研究或初步勘察阶段进行。应查明危岩分布及产生崩塌的条件、危岩规模、类型、稳定性以及危岩崩塌危害的范围等，对崩塌危害做出工程建设适宜性的评价，并根据崩塌产生的机制提出防治建议。

**6.6.21** 危岩和崩塌防治设计可采用工程类比法和理论计算法结合实施。危岩应根据危岩类型和破坏特征，按不同的计算模型进行计算。

**6.6.22** 必须根据危岩类型、工程地质、水文地质条件以及破坏特征等因素，分析崩塌可能发生或发展的主要原因，采取以下综合防治措施。

1 清坡、削坡：对于斜坡上的危岩、险石，宜及时清除，必要时采取削坡措施减缓边坡坡率；

2 锚固：可采用锚钉、（预应力）锚杆及锚索对危岩进行加固处理；

3 封闭、注浆：可用水泥砂浆或其它材料对危岩裂隙进行封闭、注浆，减少地表水下渗，防止裂隙进一步发展；

- 4 撑顶和镶补:对存在岩腔和空洞的区域应采用浆砌片石或混凝土等进行撑顶和镶补;
- 5 截排水:在崩塌区有水活动的地段,应设置排水沟(或截水沟)以防止地面水浸入危岩体,必要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,设置地下排水系统;
- 6 拦截:可在边坡坡脚或台阶处设置拦石墙、落石槽、拦石网及被动网等遮挡、拦截构筑物;
- 7 SNS 柔性防护网:可在崩塌区坡面采取柔性防护网进行防护。

## 7 海涂地基

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 海涂地基基础设计,应考虑下列因素:

- 1 场地填土成分、方式、时间、厚度等;
- 2 地基的不均匀性;
- 3 漂石、孤石等地下障碍物状况;
- 4 填土产生的大面积地面沉降;
- 5 建设场地及附近存在及建设过程引发滑坡等地质灾害的情况;
- 6 地表水和地下水对建设场地和地基的影响;
- 7 海涂地基钻孔不形成情况。

**7.1.2** 海涂地基的建设工程总体规划应结合建筑功能要求、地形地质条件进行,主体工程宜设置在较好的地基上,使地基条件和上部结构的要求相适应。

**7.1.3** 地基基础设计,应查明填料成份与来源,填土的分布、厚度、均匀性、密实度、压缩性以及填土的堆积年限,下卧软土层厚度与工程力学性质等,根据建筑物的重要性、使用要求、结构类型、荷载性质与大小、现场条件等因素,选择合适的基础形式。

**7.1.4** 应根据海涂地基各层土的物理力学指标、填土厚度及填筑时间等资料,计算地基的最终沉降量及固结度,并评估地基沉降对建设工程的影响。

**7.1.5** 应对地表沉降及深层土体沉降进行系统、长期的监测,并与理论计算结果进行对比分析,及时采取措施使建筑物和地下管线设施与地基变形相适应。

**7.1.6** 应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定的环境类别进行耐久性设计,设计使用年限为 50 年时,基础混凝土强度等级不应低于 C40。

### 7.2 吹填超软土层处理

**7.2.1** 对吹填形成的超软土层,当其承载力不满足安全施工需要时,应进行浅层加固处理。

**7.2.2** 超软土层采用无砂垫层的浅层塑料排水板真空预压处理时,应符合下列规定:

- 1 采用直排式真空预压法时,排水板宜采用新料塑料排水板或者热融整体式新料排水板;采用密闭式真空预压法时,排水板宜采用热融整体式新料排水板,排水板孔径应通过室内试验确定,采用人工插设;
- 2 宜在吹填完成后 45~60 天开始地基处理施工;
- 3 宜采用分级逐渐加载法进行处理;

4 采用分级逐渐加载法时，真空加载初期，可进行十五天左右试抽真空，开泵率逐步从10%提高到30%；待吹填土层逐渐稳定，具备一定强度后，再将开泵率提高到80%以上。真空维护阶段对加固区内的真空泵实行轮流开泵；

5 采用复式真空预压法时，增压过程中应保持真空荷载大于80kPa，增压最大值宜为20kPa，真空荷载开始减小时停止增压，待真空荷载回升至80kPa以上且稳定后再开始增压；

6 浅层加固卸载标准可为连续5天的平均沉降速率小于2mm/d。

**7.2.3** 应对浅层超软土地基真空预压处理进行下列监测和检验工作：

- 1 各区膜下真空度、地表沉降和孔隙水压力；
- 2 采用轻型双桥静力触探和点触式或微型十字板测试仪测定强度；
- 3 现场荷载板试验；
- 4 取样测定含水量和重度；
- 5 取样进行室内直剪固结不排水剪试验；
- 6 监测点布置和荷载板试验应满足相关规范要求。

### 7.3 地基基础设计

**7.3.1** 对工后沉降要求严，荷载大的建筑，宜采用桩基础；对变形要求不严格，荷载小的建筑，当基础持力层及下卧软弱土层的承载力及变形均满足要求时，可采用天然地基或经地基处理后的浅基础。

**7.3.2** 桩基础设计应符合下列规定：

- 1 应根据填土厚度与成份，结合地区经验，选择合适的桩型、施工机械和沉桩辅助措施；
- 2 承载力确定时应考虑大面积填土可能引起的桩侧负摩阻力的影响；
- 3 应分析吹填土时留下的隔堤与施工道路路基对桩基施工的影响；
- 4 应考虑填土高差较大引起的桩基水平力；
- 5 室内地坪宜采用架空处理。

**7.3.3** 采用灌注桩时，应符合下列规定：

- 1 填土松散、地下水位高时，宜采用钢套管护壁措施，钢套管宜穿过填土层，进入渗透性较小的土层；
- 2 当宕渣较厚或有大块石时，宜采用旋挖成孔灌注桩、钢管冲击或静压引孔成桩；
- 3 采用冲击、冲锤等成孔工艺时，应考虑振动对地基土体及邻近桩的扰动。

**7.3.4** 当采用钢筋混凝土预制方桩或预应力混凝土空心桩时，应符合下列规定：

- 1 严格控制布桩平面系数，减少成桩的挤土效应；
- 2 桩身、桩顶与承台之间应有可靠的接头构造；
- 3 填土厚、成分复杂或存在孤石、漂石等难以穿越的障碍物时，应慎用。

**7.3.5** 采用浅基础方案时，应符合下列规定：

- 1 当填土层不能满足建筑物对承载力和变形要求时，可采取下列处理措施：
  - (1) 对主要成分为砾石、沙石、混凝土、瓦砾、砖块等建筑废物填土及其宕渣等散体填土，可选用机械压实（重锤夯实、振动压实、强夯等）的方法进行加固处理；
  - (2) 对粉土、粉砂填土，可采用振冲和强夯法进行加固；
  - (3) 对粘质粉土或粉质粘土填土，可采用夯击或高真空击密结合真空降水的方法进行加固；
  - (4) 对抛填的软土地层，可采用真空预压法、真空联合堆载或覆水和旋喷桩等方法进

行加固；

(5) 当经浅层处理的超软吹填土地基不满足上部结构对地基处理效果要求时，宜再采用排水固结法、水泥土搅拌法或高压喷射注浆法等方法进行二次地基处理。

2 下卧原状地基土，当其强度和变形不满足要求时，可采用下列方法处理：

(1) 下卧原状地基土为松散中粗粒土时，可采用注浆和高压喷射注浆等方法加固；

(2) 下卧原状地基土为松散粉砂、粉土时，可采用砂石桩法；

(3) 下卧原状地基土为软土时，可采用排水固结法、水泥搅拌桩、高压喷射注浆法、CFG 法。

**7.3.6** 地面使用荷载不大于 50kPa 时，厂房室内地坪可采用隔断应力和沉降传递的刚性板结构体系。

## 8 地基处理

### 8.1 一般规定

8.1.1 确定地基处理方案前，应完成下列工作：

- 1 掌握岩土勘察资料、上部结构及基础设计资料；
- 2 结合工程情况，了解当地地基处理经验和施工条件，对于有特殊要求的工程，应了解其他地区相似场地同类工程的地基处理经验和使用情况等；
- 3 根据工程的要求和采用天然地基存在的主要问题，确定地基处理的目的是处理后要达到的各项技术经济指标等；
- 4 调查邻近建筑、地下工程、周边道路及管线等环境情况。

8.1.2 在选择地基处理方案时，应考虑上部结构、基础和地基的共同作用，进行多种方案的技术经济比较，选用地基处理或加强上部结构与地基处理相结合的方案。

8.1.3 地基处理方法的确定宜按下列步骤进行：

1 根据结构类型、荷载大小、土质条件、地下水特征、环境情况和对邻近建筑影响等因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，包括两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案；

2 对初步选出的各种地基处理方案，分别从加固原理、适用范围、预期处理效果、耗用材料、施工机械、工期要求和对环境的影响等方面进行技术经济分析和对比，选择最佳的地基处理方法；

3 对已选定的地基处理方法，应按建筑物地基基础设计等级和场地复杂程度以及该种地基处理方法在本地区使用的成熟程度，在场地有代表性的区域进行相应的现场试验或试验性施工，进行必要的测试，以检验设计参数和处理结果。如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整地基处理方案。

8.1.4 采用强夯置换法、砂石桩法、振冲置换法、水泥土搅拌法以及高压喷射注浆法等地基处理方法形成复合地基时，其设计应符合下列规定：

1 增强体顶部应设褥垫层，垫层厚度宜为 300mm~500mm，褥垫层可采用中砂、粗砂、砾砂、碎石和卵石等散体材料，碎石、卵石宜掺入质量百分比 20%~30%的砂，其夯填度（夯实后的厚度与虚铺厚度的比值）不应大于 0.9。

2 复合地基承载力特征值应通过现场有代表性的复合地基静载荷试验或采用增强体静载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定，初步设计时，对散体材料桩复合地基和有粘结强度增强体复合地基可分别按式 8.1.4-1 和式 8.1.4-2 计算：

$$f_{spk} = [1 + m(n-1)]f_{sk} \quad (8.1.4-1)$$

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (8.1.4-2)$$

$$R_a = u_p \sum q_{sai} l_i + \alpha A_p q_{pa} \quad (8.1.4-3)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (8.1.4-4)$$

式中： $f_{spk}$ ——复合地基承载力特征值（kPa）；

$f_{sk}$ ——处理后桩间土承载力特征值（kPa），地表宜按现场载荷试验取值，深层土可按现场原位测试取值；



$m$  ——面积置换率；  
 $n$  —— 桩土应力比，按地区经验取值。无实测资料且缺少经验时，对粘性土可取 2.0~5.0，对粉土和砂土可取 1.5~3.0，原土强度低时取大值，原土强度高时取小值。  
 $\beta$  ——桩间土承载力发挥系数；  
 $R_a$  ——单桩竖向承载力特征值 (kN)，取式 8.1.4-3 和式 8.1.4-4 计算结果的较小值；  
 $q_{sai}$  ——第  $i$  层土的桩侧摩阻力特征值 (kPa)；  
 $u_p$  ——桩的截面周长 (m)；  
 $l_i$  ——桩长范围内第  $i$  层土的厚度 (m)；  
 $\alpha$  ——桩端天然地基土的承载力折减系数；  
 $A_p$  ——桩的截面积 (m<sup>2</sup>)；  
 $q_{pa}$  ——桩端土未经修正的地基承载力特征值 (kPa)；  
 $\eta$  ——桩身强度折减系数；  
 $f_{cu}$  ——增强体试块 (边长为 70.7mm 立方体) 标准养护 28d 的立方体抗压强度平均值 (kPa)，对水泥搅拌桩，取与搅拌桩桩身水泥石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。

3 复合地基变形计算应符合本规范第 5 章的有关规定，地基变形计算深度应大于复合土层的深度，沉降计算经验系数可根据地区沉降观测资料统计值确定。复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量  $E_{sp}$  按式 8.1.4-5 计算：

$$E_{sp} = E_s f_{spk} / f_{sk} \quad (8.1.4-5)$$

$E_s$  ——天然地基各土层压缩模量。

4 对水泥搅拌桩、高压旋喷桩复合地基，可通过设置刚性桩的措施减少复合地基变形。

5 对散体材料桩复合地基增强体应进行密实度检验；对有粘结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

6 复合地基承载力的验收、检验应采用复合地基静载荷试验，对有粘结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载荷试验检验。

**8.1.5** 经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范的地基承载力特征值进行修正时，应符合下列规定：

1 大面积压实填土地基，按本规范表 5.1.4 确定承载力修正系数。

2 其他处理地基，基础宽度的地基承载力修正系数应取 0，基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

**8.1.6** 处理后的地基应满足建筑物地基承载力、变形和稳定性要求，地基处理的设计应符合下列规定：

1 经处理后的地基，当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层地基承载力验算；

2 按地基变形设计或应做变形验算且需进行地基处理的建筑物或构筑物，应对处理后的地基进行变形验算；

3 对建造在处理后的地基上受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物或构筑物，应进行地基稳定性验算。

**8.1.7** 处理后地基的整体稳定性分析可采用圆弧滑动法，其稳定安全系数不应小于 1.30。散体加固材料的抗剪强度指标，可按加固材料的密实度通过试验确定；胶结材料的抗剪强度指标，可按桩体断裂后滑动面材料的摩擦性能确定。

**8.1.8** 刚度差异较大的整体大面积基础的地基处理，宜考虑上部结构、基础和地基共同作用进行地基承载力和变形验算。

**8.1.9** 采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收、检验时，应采用大尺寸承压板进行载荷试验，试验承载力特征值的确定应符合现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79 的相关规定，其安全系数不应小于 2.0。

**8.1.10** 地基处理所采用的材料，应根据场地类别符合有关标准对耐久性设计与使用的要求。

**8.1.11** 地基处理施工结束后，应按国家有关规定进行工程质量检验和验收。

## 8.2 换填垫层法

**8.2.1** 换填垫层法适用于软弱地基或不均匀地基的浅层处理。

**8.2.2** 垫层可选用下列材料：

1 砂石。宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑，应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂或石粉时，应掺入不少于总重 30% 的碎石或卵石。砂石的最大粒径不宜大于 50mm。

2 粉质粘土。土料中有机质含量不得超过 5%，亦不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时，其粒径不宜大于 50mm。

3 灰土。体积配合比宜为 2：8 或 3：7。土料宜用粉质粘土，不宜使用块状粘土和砂质粉土，不得含有松软杂质，并应过筛，其颗粒不得大于 15mm。石灰宜用新鲜的消石灰，其颗粒不得大于 5mm。

4 粉煤灰。可用于道路、堆场和小型建筑或构筑物等的换填垫层。粉煤灰垫层上宜覆土 0.3~0.5m。粉煤灰垫层中采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件。作为建筑物地基垫层的粉煤灰应符合有关建筑材料标准要求。粉煤灰垫层中的金属构件、管网宜采取适当防腐措施。大量填筑粉煤灰时应考虑对地下水和土壤环境的影响。

5 矿渣。垫层使用的矿渣是指高炉重矿渣，可分为分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣。矿渣垫层主要用于堆场、道路和地坪，也可用于小型建筑、构筑物地基。选用矿渣的松散重度不小于 11kN/m<sup>3</sup>，有机质及含泥总量不超过 5%。设计、施工前必须对选用的矿渣进行试验，在确认其性能稳定并符合安全规定后方可使用。作为建筑物垫层的矿渣应符合对放射性安全标准的要求。易受酸、碱影响的基础或地下管网不得采用矿渣垫层。大量填筑矿渣时，应考虑对地下水和土壤环境的影响。

6 其他工业废渣。在有充分依据或成功经验时，也可采用质地坚硬、性能稳定、透水性强、无腐蚀性和无放射性危害的其他工业废渣材料，但必须经过现场试验证明其经济效果良好及施工措施完善后方能应用。

7 土工合成材料加筋垫层所用土工合成材料的品种与性能及填料的土类根据工程特性和地基土条件，按照现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB50290 的要求，通过现场试验后确定其适用性。

作为加筋的土工合成材料应采用抗拉强度较高、受力时伸长率不大于 4%~5%、耐久性好、抗腐蚀的土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等土工合成材料；垫层填料宜用碎石、

角砾、砾砂、粗砂、中砂或粉质粘土等材料。当工程要求垫层具有排水功能时，垫层材料应具有良好的透水性。

在软土地基上使用加筋垫层时，应满足建筑物稳定性和变形的要求。

**8.2.3** 换填垫层的厚度应根据置换软弱土的深度以及下卧土层的承载力确定，厚度不宜小于 0.5m 及 0.5 倍的基础宽度，也不宜大于 3m。按下卧土层承载力确定时，应符合式(8.2.3-1)要求：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (8.2.3-1)$$

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（kPa）；

$p_{cz}$ ——垫层底面处土的自重压力值（kPa）；

$f_{az}$ ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值（kPa）。

垫层底面处的附加压力值  $p_z$  可分别按式（5.1.8-1）和（5.1.8-2）计算。其中垫层的压力扩散角  $\theta$ （°），宜通过试验确定，当无试验资料时，可按表 8.2.3 采用。

表 8.2.3 垫层材料的压力扩散角  $\theta$ （°）

换填材料 $z/b$	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石、矿渣	粉质粘土粉煤灰	灰土	一层加筋	二层及二层以上加筋
0.25	20	6	28	25-30	28-38
$\geq 0.50$	30	23			

注：1 当  $z/b < 0.25$ ，除灰土取  $\theta = 28^\circ$ 、一层加筋取  $\theta = 25^\circ$ 、二层及二层以上加筋取  $\theta = 28^\circ$  外，其它材料均取  $\theta = 0^\circ$ ，必要时宜由试验确定；

2 当  $0.25 < z/b < 0.5$  时， $\theta$  值可内插求得。

**8.2.4** 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。

**8.2.5** 垫层底面的宽度应满足基础底面应力扩散的要求，可按下式确定：

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (8.2.5)$$

式中： $b'$ ——垫层底面宽度（m）；

$\theta$ ——压力扩散角，可按表 8.2.3 采用；当  $z/b < 0.25$  时，仍按表中  $z/b = 0.25$  取值。

整片垫层底面的宽度可根据施工的要求适当加宽。垫层顶面宽度可从垫层底面两侧向上，按基坑开挖期间保持边坡稳定的当地经验放坡确定。垫层顶面每边超出基础底边不宜小于 300mm。

**8.2.6** 对于工程量较大的换填垫层，应按所选用的施工机械、换填材料及场地的土质条件进行现场试验，以确定压实效果。

**8.2.7** 垫层的压实标准可参照表 8.2.7 选用。

表 8.2.7 各种垫层的压实标准

施工方法	换填材料类别	压实系数 $\lambda_c$
碾压振密或夯实	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	0.95
	粉质粘土	
	灰土	

	粉煤灰	0.90~0.95
--	-----	-----------

注：1 压实系数 $\lambda_c$ 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2000~2200kg/m<sup>3</sup>；  
2 当采用轻型击实试验时，压实系数应取高值，采用重型击实试验时，压实系数可取低值；  
3 矿渣垫层的压实指标可按最后二遍压实的压陷差小于2mm控制。

**8.2.8** 换填垫层地基的承载力应通过现场静载荷试验确定，当无试验资料时，对一般工程可按下表 8.2.8 选用。

表 8.2.8 各种垫层的压实标准

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	

**8.2.9** 对于垫层下存在软弱下卧层的建筑，在进行地基变形计算时应考虑邻近基础对软弱下卧层顶面应力叠加的影响。当超出原地面标高的垫层或换填材料的重度高于天然土层重度时，宜早换填，并应考虑其附加的荷载对建筑及邻近建筑的影响。垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成。换填垫层在满足本规范第 8.2.3 条、第 8.2.5 条、第 8.2.7 和第 8.2.8 条的条件下，换填垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对沉降要求严格或垫层厚的建筑，应计算垫层自身的变形。垫层下卧土层的变形量应按本规范第 5 章的有关规定计算。

**8.2.10** 土工合成材料加筋垫层所用土工合成材料应进行材料强度验算，并符合下式规定：

$$T_p \leq T_a \quad (8.2.10)$$

式中： $T_p$ ——土工合成材料作用力(kN/m)，对于筋材可按下式确定：

$$T_p = p_z f_s / m_c$$

式中： $f_s$ ——筋带的似摩擦系数，由试验确定；

$m_c$ ——土工合成材料筋材综合影响系数，宜控制在 3~8 之间，一般取 4~6；

$T_a$ ——土工合成材料筋材的允许抗拉强度 (kN/m)。

**8.2.11** 加筋垫层的加筋体应设置在垫层的合适部位。一层加筋时，可设置在垫层的中部；多层加筋时，首层筋材离基底的距离宜取 0.3 倍垫层厚度，筋材层间距宜取(0.3~0.6)倍的垫层厚度，且不小于 200mm。对于土工带加筋，加筋线密度宜为 0.33~0.5。垫层的边缘应有足够的锚固长度或锚固措施。

### 8.3 强夯法和强夯置换法

**8.3.1** 夯实地基处理应符合下列规定：

1 强夯法适用于处理山区回填土、碎石土、砂土、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。

2 在设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。

3 强夯和强夯置换施工前，应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工。每个试验区面积不宜小于 20m×20m，试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定。对于大型的、重要的或场地地层复杂的工程，应根据不同土质条件待试夯结束一周至数周后，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参数。

4 场地地下水位高,影响施工或夯实效果时,应采取降水或在地基表面设置排水砂垫层等技术措施进行处理。砂垫层可采用中砂、粗砂、砾砂、碎石和卵石等散体材料。碎石、卵石宜掺入 20%~30%的砂且厚度不宜小于 300mm。

**8.3.2** 当强夯施工所引起的振动和侧向挤压对邻近建构筑物产生不利影响时,应设置监测点,并采取挖隔振沟或密排排桩等隔振或防振措施。

### (I) 强夯法

**8.3.3** 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 8.3.3 预估。

表 8.3.3 强夯法的有效加固深度(m)

单击夯击能 $E(\text{kN}\cdot\text{m})$	碎石土、砂土等粗颗粒土	山区回填土
1000	4.0~5.0	2.0~3.0
2000	5.0~6.0	3.0~4.0
3000	6.0~7.0	4.0~5.0
4000	7.0~8.0	5.0~6.0
5000	8.0~8.5	6.0~7.0
6000	8.5~9.0	7.0~7.5
8000	9.0~9.5	7.5~8.0
10000	9.5~10.0	8.0~8.5
12000	10.0~11.0	8.5~9.0

注:强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起;单击夯击能  $E$  大于 12000  $\text{kN}\cdot\text{m}$  时,强夯的有效加固深度应通过试验确定。

**8.3.4** 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,山区回填土、碎石土和砂土可取 1000~5000 $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 。

**8.3.5** 夯点的夯击次数,应根据现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定,并应同时满足下列条件:

1 最后两击的平均夯沉量,宜满足表 8.3.5 的要求,当单击夯击能  $E$  大于 12000  $\text{kN}\cdot\text{m}$  时,应通过试验确定;

表 8.3.5 强夯法最后两击平均夯沉量 (mm)

单击夯击能 $E(\text{kN}\cdot\text{m})$	最后两击平均夯沉量不大于 (mm)
$E < 4000$	50
$4000 \leq E < 6000$	100
$6000 \leq E < 8000$	150
$8000 \leq E < 12000$	200

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提锤困难。

**8.3.6** 夯击遍数应根据地基土的性质确定,可采用点夯 2~4 遍,对于渗透性较差的细颗粒土,应适当增加夯击遍数。最后以低能量满夯 2 遍,满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击,锤印搭接。

**8.3.7** 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,间隔时间不应少于 2~3 周;对于渗透性好的地基可连续夯击。

**8.3.8** 对于山区回填土地基,当回填土厚度超过单次处理有效加固深度时,根据工程对地基的要求,宜采用分层强夯。

**8.3.9** 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,第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可适当减小。对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。

**8.3.10** 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宜为基底下设计处理深度的 1/2 至 2/3,且不应小于 3m。对可液化地基,基础边缘的处理宽度,不应小于 5m。

**8.3.11** 根据基础埋深和夯实时所测得的夯沉量,确定起夯面标高、夯坑回填方式和夯后标高。

**8.3.12** 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定。

**8.3.13** 强夯地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定。夯后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。

## (II) 强夯置换法

**8.3.14** 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。

**8.3.15** 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。

**8.3.16** 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。

**8.3.17** 在墩顶应铺设一层厚度不小于 500mm 的压实垫层。垫层材料宜与墩体材料相同,粒径不宜大于 100mm。

**8.3.18** 墩体材料和垫层材料可用级配良好的碎石类土、砾砂、矿渣、工业废渣、建筑垃圾等等坚硬粗颗粒材料,粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

**8.3.19** 强夯置换处理范围应符合本规范第 8.3.10 条的规定。

**8.3.20** 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 8.3.5 条的规定值。

**8.3.21** 强夯置换设计时,应预估地面抬高值,并在试夯时校正。

## 8.4 砂石桩法

**8.4.1** 砂石桩法适用于处理松散砂土、粉土、粉质黏土、素填土、杂填土等地基,以及用于处理可液化地基。饱和粘土地基,如对变形控制要求不严格,可采用砂石桩置换处理。

**8.4.2** 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。

**8.4.3** 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。

**8.4.4** 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。垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等,最大粒径不宜大于 30mm,其夯填度不应大于 0.9。

**8.4.5** 地基处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，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。对可液化地基，在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化厚度的 1/2，且不应小于 5m。

**8.4.6** 桩位布置，对大面积满堂基础和独立基础，可采用三角形、正方形、矩形布桩；对条形基础，可沿基础轴线采用单排布桩或对称轴线多排布桩。

**8.4.7** 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 300~800mm。

**8.4.8** 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列式估算：

1 对松散的砂土，可按下列式确定：

等边三角形布置时

$$s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.4.8-1)$$

正方形布置时

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.4.8-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{rl}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (8.4.8-3)$$

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《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定确定；

$D_{rl}$  ——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；

$\xi$  ——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

$$s = 1.08 \sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (8.4.8-4)$$

正方形布置

$$s = \sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (8.4.8-5)$$

式中  $A_p$  ——砂石桩的横截面面积；

$m$  ——面积置换率， $m = D^2 / D_e^2$ ；

$D$  ——桩身平均直径 (m)；

$D_e$  ——单根桩分担的处理地基面积的等效圆直径，等边三角形布桩  $D_e = 1.05l$ ，正方形

布桩  $D_e = 1.13l$ ，矩形布桩  $D_e = 1.13\sqrt{l_1 l_2}$ ， $l$ 、 $l_1$ 、 $l_2$  分别为桩间距、纵向间距和横向间距。

**8.4.9** 砂石桩的长度，应根据计算确定，并符合下列规定：

- 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 对按稳定性控制的工程，桩长应大于最危险滑动面以下 2.0m 的深度；
- 4 对可液化地基，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定确定；
- 5 不宜小于 4m。

**8.4.10** 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 8.1.4-1 进行估算。

**8.4.11** 对处理堆载场地地基，应进行稳定性验算。进行稳定性验算时，复合土层的抗剪强度指标值可按下列公式计算：

$$\tan \varphi_{sp} = m\mu_p \tan \varphi_p + (1 - m\mu_p) \tan \varphi_s \quad (8.4.11-1)$$

$$c_{sp} = (1 - m)c_s \quad (8.4.11-2)$$

$$\mu_p = \frac{n}{1 + (n - 1)m} \quad (8.4.11-3)$$

式中： $\varphi_{sp}$ ——复合土层内摩擦角标准值（°）；

$\mu_p$ ——应力集中系数；

$\varphi_p$ ——桩体材料内摩擦角标准值（°）；

$\varphi_s$ ——桩间土内摩擦角标准值（°），砂土或粉土取试验值，较软的粘性土地基适当降低；

$c_{sp}$ ——复合土层粘聚力标准值（kPa）；

$c_s$ ——桩间土粘聚力标准值（kPa）；

$n$ ——桩土应力比，复合地基上是填土荷载时取公式应力比的 3/4；

$m$ ——面积置换率。

## 8.5 振冲法

**8.5.1** 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。根据加固机理不同，振冲法可分为振冲置换法和振冲密实法两类。对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和粘性土地基，应在施工前通过现场试验确定其适用性。不加填料振冲加密适用于处理粘粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂地基。

**8.5.2** 对于大型的、重要的或场地地层复杂的工程，在正式施工前应通过现场试验确定其处理效果。

**8.5.3** 振冲桩桩体材料可用含泥量不大于 5% 的碎石、卵石、矿渣或其他性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料。常用的填料粒径为：30kW 振冲器 20~80mm；55kW 振冲器 30~100mm；75kW 振冲器 40~150mm。

**8.5.4** 振冲桩处理范围、桩位布置、桩长及垫层设置应按本规范第 8.4.5、8.4.6 条、第 8.4.9 条和第 8.4.4 条确定。

**8.5.5** 振冲桩的桩径可根据地基土质情况、成桩方式和成桩设备等因素确定，桩的平均直径



可按每根桩所用填料量计算，宜为 800mm~1200mm。

**8.5.6** 振冲桩的间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况，并结合所采用的振冲器功率大小综合考虑。30kW 振冲器布桩间距可采用 1.3~2.0m；55kW 振冲器布桩间距可采用 1.4~2.5m；75kW 振冲器布桩间距可采用 1.5~3.0m。荷载大或对粉质粘土宜采用较小间距，荷载小或对砂土宜采用较大的间距。

**8.5.7** 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。

**8.5.8** 不加填料振冲加密孔距可为 2~3m，宜用等边三角形布孔。用 30kW 振冲器振密深度不宜超过 7m，75kW 振冲器不宜超过 15m。

**8.5.9** 振冲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，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。初步设计时也可按式 8.1.4-1 和 8.1.4-2 估算。

**8.5.10** 进行稳定性验算时，复合土层的抗剪强度指标值可按 8.4.11 的相关规定计算。

### 8.6 水泥土搅拌法

**8.6.1** 水泥土搅拌法分为浆液搅拌法（以下简称湿法）和粉体搅拌法（以下简称干法）。水泥土搅拌法适用于处理淤泥、淤泥质土、素填土、黏性土（软塑、可塑）、粉土（稍密、中密）、粉细砂（松散、中密）、中粗砂（松散、稍密）等土层。不适用于含大孤石或障碍物较多且不易清除的杂填土、生活垃圾填土、硬塑及坚硬的黏性土、密实的砂类土，以及地下水渗流影响成桩质量的土层。

当用于处理泥炭土、有机质土、PH 值小于 4 的酸性土、塑性指数大于 25 的黏土或在腐蚀性环境中使用时，必须通过现场和室内试验确定其适用性。

当地基土的天然含水量小于 30% 时不宜采用干法。

**8.6.2** 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，确定合适的固化剂、外掺剂及其掺量，为设计提供所需要的配比和强度参数。对竖向承载的水泥土强度宜取 90d 龄期试块的立方体抗压强度平均值；承受水平荷载的水泥土强度宜取 28d 龄期试块的立方体抗压强度平均值。

**8.6.3** 固化剂应选用强度等级为 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。对承受竖向或水平荷载的水泥土，水泥掺量不宜小于加固湿土质量的 15%；对其它水泥土加固体，水泥掺量不宜小于 10%。湿法的水泥浆水灰比可取 0.5~0.6。

**8.6.4** 搅拌桩的长度应根据上部结构对地基承载力和变形的要求确定，并宜穿透软弱土层到达地基承载力相对较高的土层；当设置的搅拌桩同时为提高地基稳定性时，其桩长应超过危险滑动弧以下不少于 2m；干法的加固深度不宜大于 15m，湿法施工时，普通搅拌桩的加固深度不宜大于 15m，三轴搅拌桩的加固深度不宜大于 30m。

**8.6.5** 初步设计时单桩竖向承载力特征值可按式（8.1.4-3）和（8.1.4-4）估算，桩端天然地基土的承载力折减系数  $\alpha$ ，可取 0.4~0.6，天然地基承载力高时取低值；桩身强度折减系数  $\eta$ ，干法可取 0.25~0.33，湿法可取 0.30~0.40；各层土的桩侧摩阻力特征值  $q_{sai}$  可按表 8.6.5 取值；

表 8.6.5 桩侧摩阻力特征值

土的分类	桩侧摩阻力特征值 (kPa)
淤泥	4~7
淤泥质土	6~12

软塑状态的黏性土	10~15
可塑状态的黏性土	12~18

### 8.7 高压喷射注浆法

**8.7.1** 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土（流塑、软塑和可塑）、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。

**8.7.2** 高压喷射注浆法可采用旋喷注浆、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。

**8.7.3** 高压喷射注浆法的浆液材料以水泥为主，宜采用 42.5 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 0.8~1.2。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。

**8.7.4** 旋喷桩的平面布置可根据上部结构和基础特点确定，独立基础下的桩数不应少于 4 根。

**8.7.5** 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。

**8.7.6** 初步设计时，如无试验资料，式（8.1.4-2）的桩间天然地基土承载力发挥系数  $\beta$  可取 0~0.5。

### 8.8 排水固结法

**8.8.1** 排水固结法适用于处理淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和黏性土地基。

**8.8.2** 竖向排水体可采用普通砂井、袋装砂井、塑料排水带等；预压方法可采用堆载预压、真空预压、真空和堆载联合预压等。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。

**8.8.3** 真空预压适用于处理以黏性土为主的软弱地基。当存在粉土、砂土等透水、透气层时，加固区周边应采取确保膜下真空压力满足设计要求的密封措施。对塑性指数大于 25 且含水量大于 85% 的淤泥，应通过现场试验确定其适用性。加固土层上覆盖有厚度大于 5m 以上的回填土或承载力较高的黏性土层时，不宜采用真空预压处理。

**8.8.4** 排水体可采用等边三角形或正方形排列的平面布置。排水体的有效排水直径  $d_e$  和竖向排水体间距  $s$  的关系为：

$$\text{等边三角形布置} \quad d_e = 1.05s$$

$$\text{正方形布置} \quad d_e = 1.13s$$

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。

**8.8.5** 竖向排水体的直径，普通砂井可取 300mm~500mm；袋装砂井可取 70mm~120mm；塑料排水带打入深度小于 20m 时可选用宽度 100~150mm，厚度 3mm~5mm，打入深度大于 20m 时可选用宽度 150~200mm，厚度 4mm~6mm。排水带的当量换算直径  $d_p$  可按下式换算：

$$d_p = \frac{2(b+\delta)}{\pi} \quad (8.8.5)$$

式中： $b$ 、 $\delta$ ——分别为排水带的宽度和厚度。

**8.8.6** 竖向排水体的间距应根据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  $n$  ( $n = \frac{d_e}{d_w}$ ， $d_w$  为竖井直径，对塑料排水带可取  $d_w = d_p$ )，对于普通砂井  $n$  可取 6~9，对于塑料排水带和袋装砂井  $n$  可取 15~22。

**8.8.7** 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。对以地基抗滑稳定性控制的工程，竖井超过天然地基土最危险滑动面的深度应大于 2.0m；对以变形控制的工程，竖井深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定，竖井宜穿透受压土层。

**8.8.8** 排水固结地基表面铺设排水垫层时，垫层厚度不宜小于 500mm，砂料宜选用洁净中粗砂，黏粒含量不应大于 3%，干密度应大于 1500kg/m<sup>3</sup>，渗透系数应大于 1×10<sup>-2</sup>cm/s。也可采用土工织物砂砾石垫层或级配碎石垫层。在预压区边缘应设置排水沟，在预压区内宜设置与砂垫层相连的排水盲沟。

排水固结地基表面也可不采用排水垫层。此时应将塑料排水板与排水管道连接，形成水平排水系统。

**8.8.9** 塑料排水带应根据工程的重要性、工程进度和土质特性等因素选用滤膜渗透系数、有效孔径适合的排水带。对于软土深厚、堆载大及预压工期短的工程，宜采用 100% 纯新非再生料芯板和热熔粘合高性能土工滤膜的塑料排水带。

砂井的砂粒应选用中粗砂，其黏粒含量不应大于 3%。

**8.8.10** 工后沉降计算时，宜根据排水带长期工作性能，考虑其通水量的折减影响。

**8.8.11** 排水固结地基的平均固结度可按附录 G 计算。

**8.8.12** 对主要以变形控制的建筑地基，当地基土经预压所完成的变形量和平均固结度符合设计要求时，方可卸载。对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的建筑，当地基土经预压后其强度满足建筑物地基承载力或稳定性要求时方可卸载。

**8.8.13** 预压荷载大小应根据设计要求确定，可取建筑物的基底压力作为预压荷载。实际施加的荷载应包括预压荷载和由于地面高程不足或因预压后地表低于设计高程而回填或补填的土重。

当预压时间受工期限制或对于沉降有严格要求的建筑物，可采用超载预压。超载量应根据预压时间内要求完成的变形量或土体强度增长值通过计算确定。

**8.8.14** 必须严格控制预压荷载的加荷速率，当天然地基土的强度满足预压荷载下地基的稳定性要求时，可一次性加载，否则应分级逐渐加载，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，稳定安全系数不小于 1.25。

**8.8.15** 计算预压荷载下饱和黏性土地基中某点的抗剪强度时，应考虑土体原来的固结状态。对于正常固结饱和黏性土地基，某点某一时间的抗剪强度可按下式计算：

$$\tau_{ft} = \eta (\tau_{f0} + \Delta\sigma_z U_t \tan \varphi_{cu}) \quad (8.8.15)$$

式中： $\tau_{ft}$ ——加载历时  $t$  时的该点地基土抗剪强度 (kPa)；

$\tau_{f0}$ ——该点地基土的天然抗剪强度 (kPa)；

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的该点附加竖向应力 (kPa)；

$U_t$ ——加载历时  $t$  时的该点土固结度；

$\varphi_{cu}$ ——三轴固结不排水剪切试验求得的土的内摩擦角（°）；

$\eta$ ——强度折减系数，取 0.90~0.95。

**8.8.16** 预压荷载下地基的最终沉降量  $s_f$  按下式计算：

$$s_f = \psi \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{li}}{1 + e_{oi}} h_i \quad (8.8.16)$$

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

$e_{li}$ ——第  $i$  层土中点自重应力与附加应力之和对应的孔隙比，由压缩试验  $e-p$  曲线查得；

$h_i$ ——第  $i$  层土层厚度（m）；

$\psi$ ——经验系数，可按地区经验确定。无经验时对堆载预压下的正常固结或轻微超固结饱和黏性土地基可取 1.1~1.4；对真空预压、真空和堆载联合预压下的地基可取 1.0~1.3。荷载较大或地基软弱土层厚度大时应取较大值。

计算时可取附加应力与土自重应力比值为 0.1 的深度作为压缩层的计算深度。

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

真空预压的膜下真空度应稳定保持在 86.7kPa（650mmHg）以上，且应均匀分布。排水体深度范围内土层的平均固结度应大于 90%。

**8.8.18** 当采用真空预压不能满足加固要求，或建筑物对地基变形有严格要求时，可采用真空和堆载联合预压，其总压力宜超过建筑物的竖向荷载。

**8.8.19** 当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，采用真空预压应采取有效措施隔断透气层或透水层。

**8.8.20** 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动态变化，以控制加载速率，防止地基剪切破坏，并检验加固效果。

## 8.9 刚-柔性桩法

**8.9.1** 刚-柔性桩法适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土等土层地基。

**8.9.2** 刚性桩可采用混凝土灌注桩、预制混凝土桩、预应力混凝土桩等；柔性桩可采用水泥搅拌桩、高压旋喷桩。

**8.9.3** 刚性桩应采用摩擦型桩，并使桩端穿过按天然地基土计算的压缩层范围，进入压缩性相对较低的土层。

**8.9.4** 刚性桩的中心距应根据设计要求的承载力、土性、施工工艺等确定，宜为 4~6d，并不应小于 3.5d（d 为桩身设计直径）。

**8.9.5** 设计布桩时，应以柱下（或墙下）荷载中心就近布置刚性桩，并使刚性桩的承载力合力点与永久荷载合力作用点重合，柔性桩围绕刚性桩作匹配的布置。

**8.9.6** 桩顶和基础之间宜设置褥垫层，褥垫层厚度宜取 150~300mm，当桩径或桩距较大时褥垫层厚度取高值。褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石等，最大粒径不宜大于 30mm。

**8.9.7** 刚性桩、柔性桩与桩间土形成的复合地基之间的荷载分配比例应根据建筑物对沉降控制要求，并结合当地经验确定，一般刚性桩承担总荷载的 50~60%，且不宜小于 40%。

**8.9.8** 刚性桩的单桩承载力应按现场单桩静载试验确定。初步设计时也可按本规范公式

(10.2.3-1) 估算。

**8.9.9** 刚-柔性桩复合地基承载力特征值可通过现场复合地基载荷试验确定。初步设计时也可按下式估算：

$$f_{\text{spk}} = \eta_1 m_1 R_{a1}/A_{p1} + \eta_2 m_2 R_{a2}/A_{p2} + \eta_3 (1 - m_1 - m_2) f_{\text{sk}} \quad (8.9.9)$$

式中： $m_1$ ——刚性桩面积置换率；

$m_2$ ——柔性桩面积置换率；

$f_{\text{sk}}$ ——处理后桩间土的承载力特征值（kPa），可通过载荷试验确定，如无经验时，可取天然地基承载力特征值；

$R_{a1}$ ——刚性桩单桩承载力特征值（kN）；

$R_{a2}$ ——柔性桩单桩承载力特征值（kN）；

$A_{p1}$ ——刚性桩的截面（ $\text{m}^2$ ）；

$A_{p2}$ ——柔性桩的截面（ $\text{m}^2$ ）；

$\eta_1$ ——刚性桩的承载力发挥系数，按当地经验或试验结果取值，无经验时可取0.8~1.0，褥垫层较厚时取小值；

$\eta_2$ ——柔性桩的承载力发挥系数，按当地经验或试验结果取值，无经验时可取0.75~0.95，褥垫层较厚时取大值；

$\eta_3$ ——桩间土的承载力发挥系数，按当地经验或试验结果取值，无经验时可取0.5~0.9，褥垫层较厚时取大值。

**8.9.10** 刚-柔性桩复合地基沉降量可按下式计算：

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (8.9.10)$$

式中： $S_1$ 、 $S_2$ ——分别为刚性桩、柔性桩与土构成的复合土层压缩量（mm）和柔性桩桩端以下，刚性桩与土构成的复合土层压缩量（mm），其变形计算应符合本规范第5章的规定；

$S_3$ ——刚性桩桩端以下天然土层压缩量（mm）。

## 8.10 爆炸置换法

**8.10.1** 爆炸置换法适用于处理淤泥质土、淤泥等软土地基，且爆炸施工安全影响范围内无建筑物等敏感点。

**8.10.2** 爆炸置换法处理软基分为爆炸排淤填石法和爆炸挤淤置换法两种施工工法。根据不同的软基置换厚度选用不同的施工工法：

1 当置换深度不大于12m时，可采用爆炸挤淤置换法或爆炸排淤填石法；

2 当置换深度大于12m时，宜采用爆炸挤淤置换法，且置换的软土层厚度宜控制在35m范围内；

3 当置换深度大于35m时，应根据工程具体情况经充分论证后方可使用。

**8.10.3** 在无水的场地或石料不能陆上抛填施工时，宜采用爆炸挤淤置换法。

**8.10.4** 建筑地基采用爆炸置换法处理时宜采用落底式结构，即爆填堤心石基础落在基岩、砂性土、老黏土等硬土层上。

**8.10.5** 置换软基的抛石料一般采用从石料场开采的块石混合料抛填，石质要求强度高、质地弱风化或新鲜、耐风化且具有良好的抗水性，含泥砂量小于15%，石块单重宜在1kg~1000kg之间，级配连续。当缺乏石料时，经过论证也可使用其它替代材料。

**8.10.6** 采用爆炸置换法处理时宜先设试验段，以获取各项合适的爆炸施工参数后再全面铺

开施工。

**8.10.7** 爆炸置换淤泥质地基的空间范围应以设计为准且应符合表 8.10.7 规定。

表 8.10.7 置换淤泥质地基的允许偏差

项目	允许偏差
填石底面高程 (m)	-1.0~0
填石底面范围 (m)	0~2.0

注：在填石置换层底面和下卧层地基层设计顶面之间的混合层平均厚度不应大于 1m。

### 8.11 桩网复合地基

**8.11.1** 桩网复合地基适用于处理黏性土、粉土、砂土、淤泥、淤泥质土地基，也可用于处理新近填土、湿陷性土和欠固结淤泥等地基。

**8.11.2** 桩型可采用预应力管桩、钢筋混凝土预制方桩、钻孔灌注桩、现浇混凝土薄壁筒桩、圆形或异形沉管灌注桩等，应根据施工可行性、经济性等因素综合比较确定桩型。

**8.11.3** 加筋层设置在桩帽顶部，加筋的经纬方向宜分别平行于布桩的纵横方向，应选用双向抗拉同强、低蠕变性、耐老化型的土工格栅类材料。

**8.11.4** 加筋体上应设置垫层。垫层材料应选用碎石、卵石、砾石，最小粒径应大于加筋体的孔径，最大粒径应小于 50mm；垫层厚度宜取 200mm~300mm。

**8.11.5** 垫层之上的填土材料可选用碎石、无黏性土、砂质土等，不得采用塑性指数大于 17 的黏性土、垃圾土、混有有机质或淤泥的土类。

**8.11.6** 桩的平面布置宜采用正方形或正三角形布置。桩的平面布置中心距可取 4~8 倍桩径。

**8.11.7** 单桩竖向抗压承载力特征值、桩体强度验算及复合地基承载力特征值应按本规范的有关规定计算。

**8.11.8** 桩顶应设置圆形或方形混凝土桩帽，强度等级不应低于 C30；桩帽上边缘应设 20mm 宽的 45° 倒角。

**8.11.9** 桩帽的尺寸和强度应符合下列规定：

- 1 桩帽面积与单桩处理面积之比宜取 15%~25%；
- 2 桩帽以上填土高度，应根据垫层厚度、土拱计算高度确定；
- 3 在荷载基本组合条件下，桩帽的截面承载力应满足抗弯和抗冲剪强度要求；
- 4 钢筋净保护层厚度宜取 50mm。

**8.11.10** 桩帽之间的土拱高度可按下式计算：

$$h = 0.707(S - a) / \tan \varphi \quad (8.11.10)$$

式中： $h$ ——土拱高度 (m)；

$S$ ——桩间距 (m)；

$a$ ——桩帽边长 (m)；

$\varphi$ ——填土的摩擦角，黏性土取综合摩擦角 (°)。

**8.11.11** 桩帽以上的最小填土设计高度应按下式计算：

$$h_2 = 1.2(h - h_1) \quad (8.11.11)$$

式中： $h_2$ ——垫层之上最小填土设计高度 (m)；

$h_1$ ——垫层厚度 (m)。

**8.11.12** 当桩与地基土共同作用形成复合地基时，桩帽上部加筋体性能应按边坡稳定需要确

定。当处理松散填土层、欠固结软土层等有明显工后沉降的地基时，加筋体的性能应符合下列规定：

1 加筋体的抗拉强度设计值  $T$  可按下列公式计算：

$$T \geq \frac{1.35\gamma_{\text{cm}}h(S^2 - a^2)\sqrt{(S - a)^2 + 4\Delta^2}}{32\Delta a} \quad (8.11.12-1)$$

式中： $T$ ——加筋体抗拉强度设计值（kN/m）；

$\gamma_{\text{cm}}$ ——桩帽之上填土的平均重度（kN/m<sup>3</sup>）；

$\Delta$ ——加筋体的下垂高度（m），可取桩间距的 1/10，最大不宜超过 0.2m。

2 当需要铺设双层加筋体时，两层加筋应选同种材料，铺设竖向间距宜取 0.1m~0.2m，两层加筋体之间应铺设垫层同种材料，两层加筋体的抗拉强度宜按下式计算：

$$T = T_1 + 0.6T_2 \quad (8.11.12-2)$$

式中： $T$ ——加筋体抗拉强度设计值（kN/m）；

$T_1$ ——桩帽之上第一层加筋体的抗拉强度设计值（kN/m）；

$T_2$ ——第二层加筋体的抗拉强度设计值（kN/m）。

**8.11.13** 桩网复合地基的沉降应按现行国家标准《复合地基技术规范》GB/T50783 的有关规定计算。

## 9 基础

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 基础设计应综合考虑工程地质、上部结构体系、荷载大小、周边环境、现场施工条件等因素，选择经济合理的基础形式，满足建筑物的变形要求，并消除对邻近建筑物的基础、地下构筑物及各项地下设施的不利影响。

**9.1.2** 确定基础尺寸与验算基础结构强度时，基底压力须满足本规范有关地基承载力计算要求，宜使基础底面形心与长期作用下的荷载重心重合。

**9.1.3** 钢筋混凝土基础的混凝土强度等级不应低于 C25，所有基础的混凝土应满足国家现行标准中有关耐久性要求和防水要求。

**9.1.4** 当基础的混凝土强度等级小于柱、墙的混凝土强度等级时，应验算柱、墙下基础顶面的局部受压承载力。

**9.1.5** 建筑物周边的地面排水系统应畅通有效，并考虑到积水对基础的不利影响。

**9.1.6** 当条形基础与片筏基础的基础梁刚度远远大于所支承的柱子时，其配筋构造可不考虑抗震延性的要求。

### 9.2 基础埋置深度

**9.2.1** 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 作用在地基上的荷载大小和性质；
- 3 工程地质和水文地质条件；
- 4 相邻建筑物、地下构筑物的基础埋深。

**9.2.2** 在满足地基稳定和强度、变形要求的前提下，当上层地基的承载力大于下层土时，宜利用上层土作持力层。除岩石地基外，基础埋深不宜小于 0.5m。

**9.2.3** 高层建筑基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑稳定性要求。

**9.2.4** 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；桩筏基础的埋置深度（不计桩长）不宜小于建筑物高度的 1/18。

**9.2.5** 当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础。当埋深大于原有建筑基础时，两基础间应保持一定净距，其数值应根据建筑荷载大小、基础形式和土质情况确定；如不能满足上述要求时，应采取合理有效的施工、围护措施，也可采用加固原有建筑物地基的方法进行处理。

### 9.3 无筋扩展基础

**9.3.1** 无筋扩展基础(图 9.3.1)高度应满足下式的要求：

$$H_0 \geq \frac{b-b_0}{2 \tan \alpha} \quad (9.3.1)$$

式中： $b$ ——基础底面宽度（m）；

$b_0$ ——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度（m）；

$H_0$ ——基础高度（m）；

$\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比  $b_2: H_0$ ，其允许值可按表 9.3.1 选用；

$b_2$ ——基础台阶宽度（m）。



表 9.3.1 无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础名称	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p_k \leq 100$	$100 < p_k \leq 200$	$200 < p_k \leq 300$
混凝土基础	不应低于 C25	1 : 1.00	1 : 1.00	1 : 1.25
毛石混凝土基础	不应低于 C20	1 : 1.00	1 : 1.25	1 : 1.50
砖基础	烧结普通砖不应低于 MU15、水泥砂浆不应低于 M7.5	1 : 1.50	1 : 1.50	1 : 1.50
毛石基础	毛石不应低于 MU30、水泥砂浆不应低于 M5	1 : 1.25	1 : 1.50	--

注： 1  $p_k$  为作用标准组合时的基础底面处的平均压力值(kPa)；  
 2 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，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 混凝土基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过 300kPa 时，尚应进行抗剪验算；对基底反力集中于立柱附近的岩石地基，应进行局部承压承载力验算。

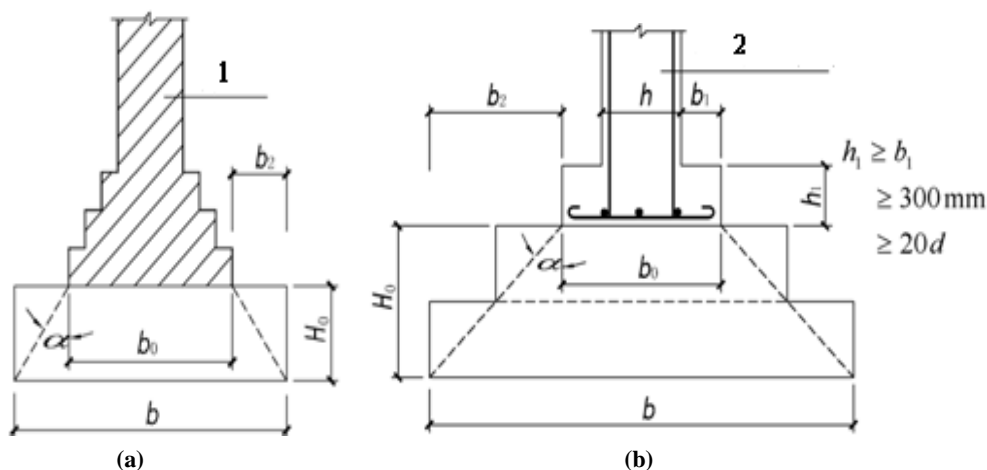


图 9.3.1 无筋扩展基础构造示意

$d$ ——柱中纵向钢筋直径

1-承重墙；2-钢筋混凝土柱

9.3.2 采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱，其柱脚高度  $h_1$  不得小于  $b_1$ (图 9.3.1)，并不应小于 300mm 且不小于  $20d$ 。当柱纵向钢筋在柱脚内的竖向锚固长度不满足锚固要求时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于  $10d$  也不应大于  $20d$ 。

注： $d$  为柱中的纵向受力钢筋的最大直径。

9.3.3 砖基础、毛石基础下应设素混凝土垫层，厚度一般取 100mm，垫层出基础边不小于 100mm，其混凝土强度等级不宜低于 C15。

9.3.4 墙下条形基础宜在室内地坪下设置平面内封闭的钢筋混凝土基础圈梁并兼作墙体水平防潮层。基础墙体内外两侧应设置水泥砂浆防水层。

9.3.5 基础设计应考虑  $\pm 0.000$  以下墙体穿管、留洞等引起的削弱影响。

## 9.4 扩展基础

9.4.1 基础底面尺寸的确定，应满足本规范第 5 章的有关规定。在条形基础相交处，应避免基础面积重复计入。

9.4.2 扩展基础的计算应符合下列规定：

- 1 对柱下独立基础，当为双向受力状态，冲切破坏锥体落在基础底面以内时，应验算

柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力；

2 对为单向受力状态、基础底面短边尺寸小于或等于柱宽加两倍基础有效高度的柱下独立基础，以及墙下条形基础，应验算柱（墙）与基础交接处的基础受剪切承载力；

3 基础底板的配筋，应按抗弯计算确定。

9.4.3 柱下独立基础的受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \quad (9.4.3-1)$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \quad (9.4.3-2)$$

$$F_l = p_j A_l \quad (9.4.3-3)$$

式中： $\beta_{hp}$ ——受冲切承载力截面高度影响系数，当  $h$  不大于 800mm 时， $\beta_{hp}$  取 1.0；当  $h$  大于等于 2000mm 时， $\beta_{hp}$  取 0.9，其间接线性内插法取用；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (kPa)；

$h_0$ ——基础冲切破坏锥体的有效高度 (m)；

$a_m$ ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度 (m)；

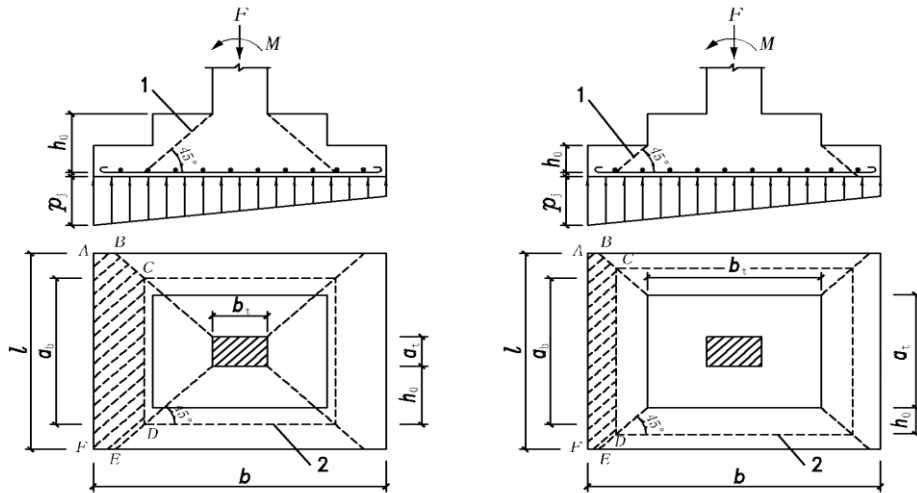
$a_t$ ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长 (m)，当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

$a_b$ ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长 (m)，当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内 (图 9.4.3a、b)，计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度；

$p_j$ ——扣除基础自重及其上土重后相应于作用的基本组合时的地基土单位面积净反力 (kPa)，对偏心受压基础可取基础边缘处最大地基土单位面积净反力；

$A_l$ ——冲切验算时取用的部分基底面积 ( $m^2$ ) (图 9.4.3a、b 中的阴影面积 ABCDEF)；

$F_l$ ——相应于作用的基本组合时作用在  $A_l$  上的地基土净反力设计值 (kPa)。



(a) 柱与基础交接处

(b) 基础变阶处

图 9.4.3 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

1-冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；2-冲切破坏锥体的底面线

9.4.4 当基础底面短边尺寸小于或等于柱宽加两倍基础有效高度时，应按下列公式验算柱与基础交接处截面受剪承载力：

$$V_s \leq 0.7\beta_{hs}f_t A_0 \quad (9.4.4-1)$$

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4} \quad (9.4.4-2)$$

式中： $V_s$ ——柱与基础交接处的剪力设计值（kN），图 9.4.4 中的阴影面积乘以基底平均净反力；

$\beta_{hs}$ ——受剪切承载力截面高度影响系数，当  $h_0 < 800\text{mm}$  时，取  $h_0 = 800\text{mm}$ ；当  $h_0 > 2000\text{mm}$  时，取  $h_0 = 2000\text{mm}$ ；

$A_0$ ——验算截面处基础的有效截面面积（ $\text{m}^2$ ）。当验算截面为阶形或锥形时，可将其截面折算成矩形截面，截面的折算宽度和截面的有效高度按本规范附录 H 计算。

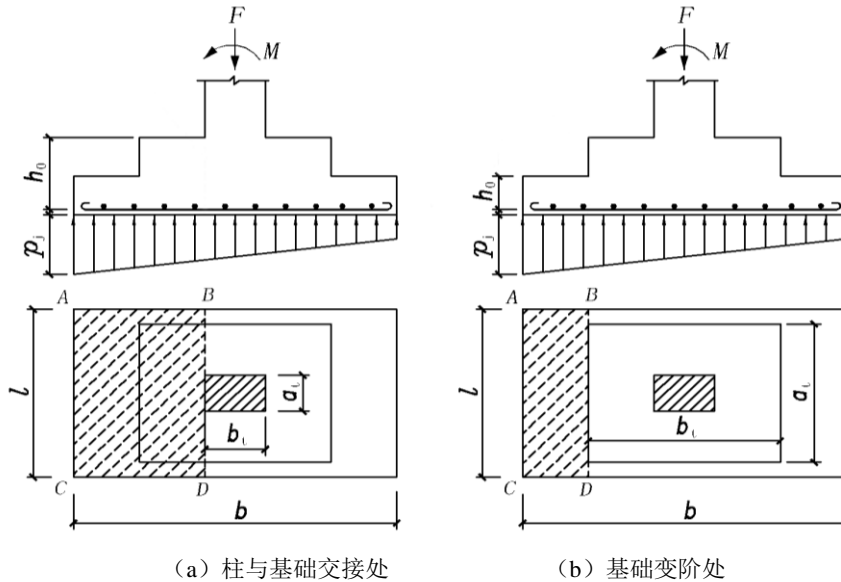


图 9.4.4 验算阶形基础受剪切承载力示意图

9.4.5 墙下条形基础底板应按本规范公式（9.4.4-1）验算墙与基础底板交接处截面受剪承载力，其中  $A_0$  为验算截面处基础底板的单位长度垂直截面有效面积， $V_s$  为墙与基础交接处由基底平均净反力产生的单位长度剪力设计值。

9.4.6 在轴心荷载或单向偏心荷载作用下，当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 1/6 基础宽度时，柱下矩形独立基础任意截面的底板弯矩可按下列简化方法进行计算(图 9.4.6)：

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 [(2l + a')(p_{\max} + p - \frac{2G}{A}) + (p_{\max} - p)l] \quad (9.4.6-1)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b')(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A}) \quad (9.4.6-2)$$

式中： $M_I$ 、 $M_{II}$ ——任意截面 I - I、II - II 处相应于作用的基本组合时的弯矩设计值（kN m）；

$a_1$ ——任意截面 I - I 至基底边缘最大反力处的距离（m）；

$l$ 、 $b$ ——基础底面的边长（m）；

$p_{\max}$ 、 $p_{\min}$ ——相应于作用的基本组合时的基础底面边缘最大和最小地基反力设计值（kPa）；

$p$ ——相应于作用的基本组合时在任意截面 I-I 处基础底面地基反力设计值（kPa）；

$G$ ——考虑作用分项系数的基础自重及其上的土自重（kN）；当组合值由永久作用控制时，作用分项系数可取 1.35。

9.4.7 配筋除满足计算和最小配筋率要求外,尚应符合本规范第 9.4.10 条第 3 款的构造要求。计算基础底板的最小配筋率时,对阶形或锥形基础截面,可将其截面折算成矩形截面,截面的折算宽度和截面的有效高度,按附录 H 计算。基础底板钢筋可按式 (9.4.7) 计算。

$$A_s = \frac{M}{0.9f_y h_0} \quad (9.4.7)$$

9.4.8 当柱下独立柱基底面长短边之比  $\omega$  在大于或等于 2、小于或等于 3 的范围时,基础底板短向钢筋应按下述方法布置:将短向全部钢筋面积乘以  $\lambda$  后求得的钢筋,均匀分布在与柱中心线重合的宽度等于基础短边的中间带宽范围内(图 9.4.8),其余的短向钢筋则均匀分布在中间带宽的两侧。但此区域内的短向钢筋仍须满足该基础受力钢筋的最小配筋率要求。长向配筋应均匀分布在基础全宽范围内。 $\lambda$  按下式计算:

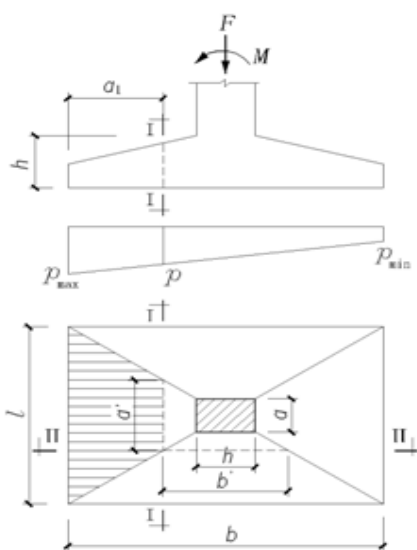


图 9.4.6 矩形基础底板的计算示意图

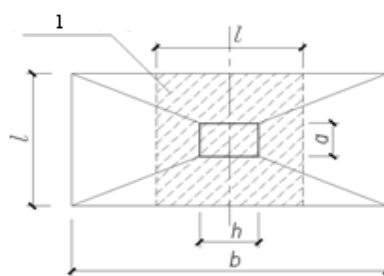


图 9.4.8 基础底板短向钢筋布置示意图

1- $\lambda$  倍短向全部钢筋面积均匀配置在阴影范围内

$$\lambda = 1 - \frac{\omega}{6} \quad (9.4.8)$$

9.4.9 墙下条形基础(图 9.4.9)的受弯计算和配筋应符合下列规定:

- 1 任意截面每延米宽度的弯矩,可按下式进行计算;

$$M_l = \frac{1}{6} a_1^2 (2p_{\max} + p - \frac{3G}{A}) \quad (9.4.9)$$

- 2 其最大弯矩截面的位置,应符合下列规定:

- 1) 当墙体材料为混凝土时,取  $a_1 = b_1$ ;
- 2) 如为砖墙且放脚不大于 1/4 砖长时,取  $a_1 = b_1 + 1/4$  砖长;

- 3 墙下条形基础底板每延米宽度的配筋除满足计算和最小配筋率要求外,尚应符合本规范第 9.4.10 条第 3 款的构造要求。

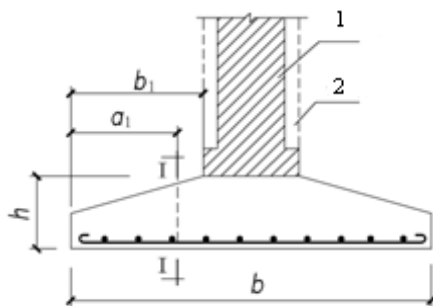


图 9.4.9 墙下条形基础的计算示意图

1-砖墙；2-混凝土墙

#### 9.4.10 扩展基础的构造，应符合下列规定：

1 基础下应设素混凝土垫层，厚度一般取 100mm，垫层出基础边不小于 100mm，其混凝土强度等级不宜低于 C15。

2 柱下独立基础基底平面宜取矩形，其长短边之比宜小于 2；锥形基础的边缘高度不宜小于 200mm，且两个方向的坡度不宜大于 1: 3；阶梯形基础的每阶高度，宜为 300mm～500mm；现浇柱下钢筋混凝土独立基础顶面每边应较柱截面尺寸大 50mm。

3 扩展基础的受力钢筋应优先采用 HRB400 级钢筋，受力钢筋最小配筋率不应小于 0.15%，底板受力钢筋的最小直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm，也不应小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不应小于 8mm；间距不应大于 300mm；每延米分布钢筋的面积不应小于受力钢筋面积的 15%。钢筋保护层的厚度不应小于 40mm。

4 当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍，并宜交错布置(图 9.4.10-1)。柱下钢筋混凝土独立基础的受力钢筋以配筋率大者置于下排，小者置于上排。

5 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处，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 9.4.10-2)。

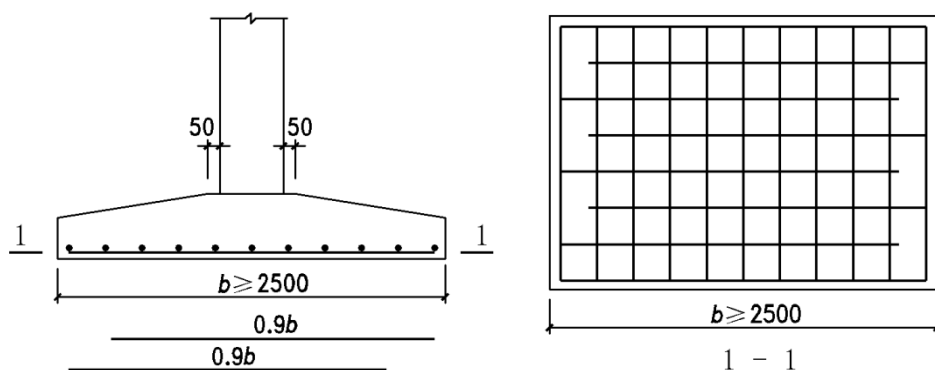


图 9.4.10-1 柱下独立基础底板受力钢筋布置

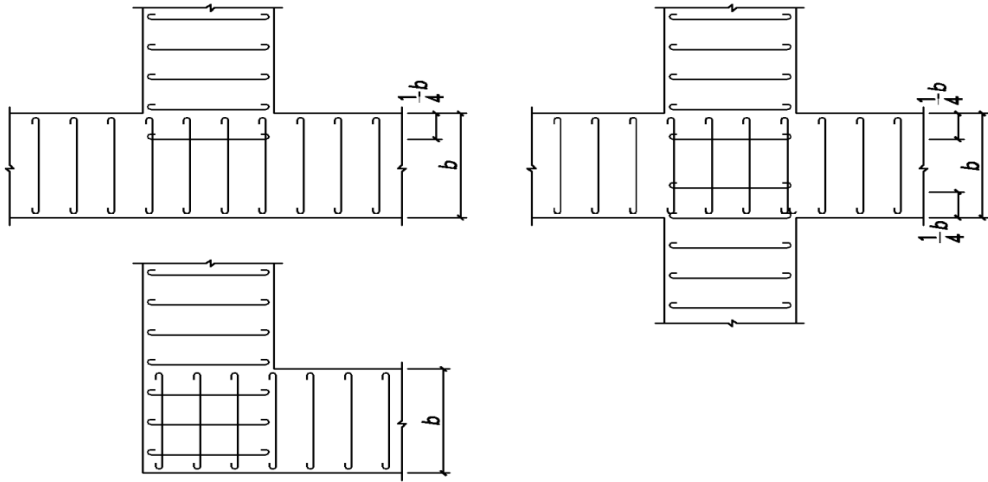


图 9.4.10-2 墙下条形基础纵横交叉处底板受力钢筋布置

6 墙下条形基础应在室内地坪下设置防潮层，防潮层一般采用强度等级不低于 M7.5 的防水水泥砂浆，厚度为 30mm。

7 柱下钢筋混凝土独立基础之间宜设置钢筋混凝土基础联系梁。

## 9.5 柱下条形基础

**9.5.1** 柱下条形基础的计算，除应符合本规范第 9.4.1 条和 9.4.2 条的第一款要求外，尚应符合下列规定：

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不小于  $1/6$  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，此时边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数；

2 当不满足本条第 1 款的要求时，宜按弹性地基梁计算；

3 对交叉条形基础，交点上的柱荷载，可按静力平衡条件及变形协调条件，沿两个方向分配。其内力可按本条上述规定，分别进行计算；

4 应验算柱边缘处基础梁的受剪承载力；

5 当存在扭矩时，应作抗扭计算。

**9.5.2** 柱下条形基础的构造，除应符合本规范第 9.4.10 条的要求外，尚应符合下列规定：

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。当翼板厚度大于 250mm 时，宜采用变厚度翼板，其顶面坡度宜小于或等于 1:3；

2 条形基础的端部宜向外部伸出，其长度为第一跨距的  $1/4 \sim 1/3$ ；

3 现浇柱与条形基础梁的交接处，基础梁的平面尺寸不宜小于图 9.5.2 的规定；

4 条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除应满足计算要求外，顶部钢筋应按计算配筋全部贯通，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的  $1/3$ 。

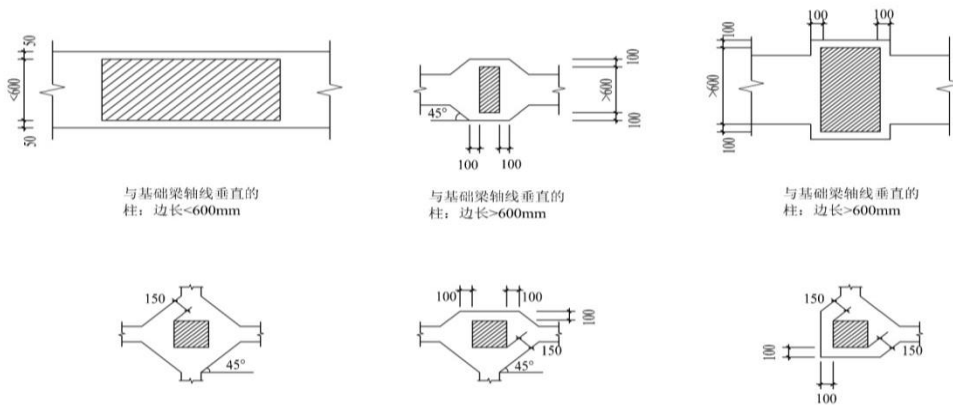


图 9.5.2 现浇柱与基础梁交接处平面尺寸

## 9.6 筏形基础

**9.6.1** 筏形基础可分为梁板式和平板式两种类型，其选型应根据地基土质、上部结构体系、柱距、荷载大小、使用要求以及施工条件等因素确定。框架-核心筒结构宜采用平板式筏形基础。对于墙下筏板基础，宜沿房屋外墙和纵向内墙设置基础梁。

**9.6.2** 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 有关规定验算底层柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

**9.6.3** 平板式筏基的计算应符合下列要求：

1 底板厚度和柱帽尺寸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。

**9.6.4** 当地基土比较均匀、地基压缩层范围内无软弱土层或可液化土层、上部结构刚度较好、柱网和荷载较均匀、相邻柱荷载及柱距的变化不超过 20%，且梁板式筏基的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 1/6 时，筏形基础可仅考虑局部弯曲作用。筏形基础的内力，可按基底反力直线分布进行计算，计算时基底反力应扣除底板自重及其上填土的自重。当不满足上述要求时，筏基内力可按弹性地基梁板方法进行分析计算。

**9.6.5** 筏形基础的构造应符合下列要求：

1 混凝土强度等级不应低于 C30，不宜高于 C40。

2 多层建筑平板式筏基的底板厚度不应小于 300mm，梁板式筏基的底板厚度不应小于 250mm(有防水要求时不应小于 300mm)，当底板区格为矩形双向板时，其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于 1/20。高层建筑平板式筏基的底板厚度不应小于 500mm；梁板式筏基的底板厚度不应小于 400mm，当底板区格为矩形双向板时，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。

3 梁板式基础梁构造要求同柱下条形基础。基础梁宜采用较宽的截面，基础梁截面应满足受剪承载力的要求，若不满足可以在支座剪力最大部位加腋以满足受剪承载力的要求。

4 当筏板的厚度大于 2000mm 时，宜在板厚的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 筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，纵横方向的底部钢筋尚应有总量的1/3~1/2 贯通全跨，顶部钢筋按计算配筋全部拉通，底板上下贯通钢筋的配筋率不应小于0.15%。

6 筏基的底板受力钢筋的直径不宜小于12mm，间距不宜大于250mm，不宜小于150mm。

7 对于基础梁无法外伸的悬挑筏板，板的悬挑长度不宜大于1400mm。筏形基础的悬挑板可做成坡度，但边缘厚度不应小于200mm。

8 当筏板悬挑部分的地基土可能与悬挑板脱开时，应在悬挑板上部设置受力钢筋。

9 对于双向悬挑但基础梁无法外伸的筏板，应在板底角区布置放射状附加钢筋。

#### 9.6.6 筏形基础地下室墙的构造应符合下列要求：

1 墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及外墙防渗等要求。钢筋混凝土外墙厚度不应小于250mm，内墙厚度不应小于200mm。

2 墙体内应设置双面钢筋，钢筋不宜采用光面圆钢筋。外墙水平钢筋的直径不应小于12mm，间距不宜大于150mm；竖向钢筋的直径不应小于12mm，间距不应大于200mm。内墙水平钢筋的直径不应小于12mm，间距不宜大于200mm；竖向钢筋的直径不应小于10mm，间距不应大于200mm。

9.6.7 带裙房的高层建筑筏形基础，当高层建筑与相连裙房之间不设置沉降缝时，裙房部分的筏板埋深不宜大于主楼部分的筏板埋深，否则应采取可靠的措施，保证筏板的整体性和连续性，满足变形及基础埋深要求。

#### 9.6.8 筏形基础地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，应符合下列要求：

1 地下一层与首层侧向刚度比不宜小于2，计算地下室侧向刚度时，可考虑地上结构以外的地下室相关部位的结构；

2 地下室的四周外墙应与土层紧密接触，回填土采用级配砂石、砂土，并应分层夯实，其压实系数不应小于0.94；

3 当相关部位地下室顶板与室内地下室顶板有高差时，应采取有效措施确保水平力可靠传递。

#### 9.6.9 筏形基础地下室顶板应符合下列要求：

1 主楼及裙房范围内地下室顶板应采用梁板结构；

2 高层建筑主楼及裙房范围内地下室顶板厚度不应小于160mm，当作为嵌固端时不应小于180mm；多层建筑主楼及裙房范围内地下室顶板厚度不应小于120mm，当作为嵌固端时不应小于160mm；

3 地下室顶板有防水要求时厚度不应小于200mm。

#### 9.6.10 设计应对地下室开挖施工工况提出降排水措施，防止地下室施工时上浮。

## 9.7 岩石锚杆基础

9.7.1 岩石锚杆基础适用于直接建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。锚杆基础应与稳定基岩连成整体，并应符合下列要求：

1 锚杆孔直径，宜取锚杆筋体直径的3倍，但不应小于一倍锚杆筋体直径加50mm。锚杆基础的构造要求，可按图9.7.1采用；

2 锚杆筋体插入上部结构的长度，应符合钢筋的锚固长度要求；

3 锚杆筋体宜采用热轧带肋钢筋，水泥砂浆强度不宜低于M30，细石混凝土强度不宜



低于 C30。灌浆前，应将锚杆孔清理干净；灌浆后未达到设计强度的 75% 前严禁扰动锚杆。

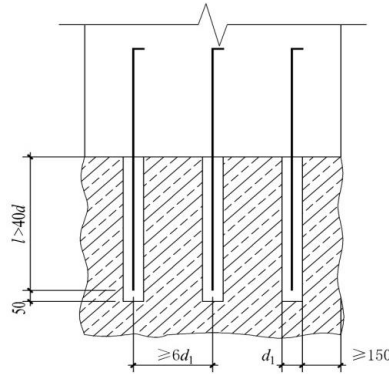


图 9.7.1 锚杆基础

$d_1$ —锚杆孔直径； $d$ —锚杆直径； $l$ —锚杆的有效锚固长度

9.7.2 锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力，应按下列公式验算：

$$N_{ii} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xk}y_i}{\sum y_i^2} - \frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2} \quad (9.7.2-1)$$

$$N_{\text{tmax}} \leq R_t \quad (9.7.2-2)$$

式中： $F_k$ ——相应于作用的标准组合时，作用在基础顶面上的竖向力（kN）；

$G_k$ ——基础自重及其上的土自重（kN）；

$M_{xk}$ 、 $M_{yk}$ ——按作用的标准组合计算作用在基础底面形心的力矩值（kN m）；

$x_i$ 、 $y_i$ ——第  $i$  根锚杆至基础底面形心的  $y$ 、 $x$  轴线的距离（m）；

$n$ ——锚杆数量；

$N_{ii}$ ——相应于作用的标准值组合时，第  $i$  根锚杆所承受的拔力值（kN）；

$R_t$ ——单根锚杆抗拔承载力特征值（kN）。

9.7.3 对设计等级为甲级的建筑物，单根锚杆抗拔承载力特征值  $R_t$  应通过现场试验确定；对于其他建筑物应符合下式规定：

$$R_t \leq 0.8\pi d_1 l f \quad (9.7.3-1)$$

式中： $f$ ——砂浆与岩石间的粘结强度特征值（kPa）可按本规范表 6.6.13 选用。

## 9.8 地下结构抗浮

9.8.1 建筑物基础存在浮力作用时应进行抗浮稳定性验算。对于简单的浮力作用情况，基础抗浮稳定性应符合下式要求：

$$\frac{G_k}{N_{w,k}} \geq K_w \quad (9.8.1)$$

式中： $G_k$ ——建筑物自重及压重之和（kN）；

$N_{w,k}$ ——浮力作用标准值（kN）；

$K_w$ ——抗浮稳定安全系数，不小于 1.05。

9.8.2 在建筑物使用阶段，应根据设计基准期抗浮设防水位进行抗浮稳定性验算。勘探单位应根据场地水文地质资料并结合地形地貌、地下水补给、排水条件等因素提供抗浮设防水位建议值，设计单位应在勘探报告的基础上结合建筑物的具体设计情况、建筑物周边现有道路

或规划道路标高等综合确定抗浮设防水位；当深部承压水或地下气体对地下室抗浮有影响时，应考虑承压水或地下气体的作用。

**9.8.3** 在进行整体抗浮验算的同时，应对结构自重较小的区域进行局部验算。在整体抗浮验算满足，但局部不满足的情况下，可采取增加基础底板结构刚度的措施来调整受力。

**9.8.4** 抗浮稳定性不满足设计要求时，可采用增加压重或设置抗浮构件等措施，抗浮构件可采用抗拔桩或抗拔锚杆，抗浮稳定性应符合下式要求：。

$$\frac{G_k}{N_{w,k} - nR_t} \geq K_w \quad (9.8.4)$$

式中： $R_t$  ——抗拔桩或抗拔锚杆的抗拔承载力特征值（kN），抗拔锚杆的抗拔承载力应根据附录 J 确定；

$n$  ——抗拔桩或抗拔锚杆数量。

**9.8.5** 在地下水作用下，基础底板构件应具有足够的强度和刚度，应进行浮力作用下的抗弯、抗剪和抗冲切承载力验算，并满足抗裂要求。

**9.8.6** 在建筑物施工阶段，应根据施工期间的浮力作用和抗力荷载进行抗浮验算，不满足要求时，应采取可靠的降、排水和水位控制措施，并需考虑施工过程中的地下水位变化以及建筑物自重和压重未能全额计入的不利情况。

**9.8.7** 建筑物竣工后，周围道路标高和景观发生较大变化并影响抗浮设防水位时，应复核基础的抗浮稳定性。

## 10 桩基础

### 10.1 一般规定

#### 10.1.1 桩基设计应具备下列资料：

- 1 岩土工程勘察报告；
- 2 场地及环境调查资料，主要包括：
  - 1) 场地的原始地形图；
  - 2) 道路交通、架空和地下管线、地下管廊和轨道交通设施等；
  - 3) 周边既有建筑物的基础、结构形式及使用状况；
  - 4) 河道、湖泊、坝堤等；
  - 5) 邻近工程的施工状况。
- 3 建筑物的有关资料，包括建筑总平面图、结构类型、荷载、变形控制要求等；
- 4 项目所在地的类似工程桩基设计与施工资料。

**10.1.2** 基桩选型应综合考虑工程水文地质条件、结构类型、荷载、建筑物变形要求、场地及环境条件等因素，常用桩型有混凝土预制桩（钢筋混凝土预制方桩、预应力混凝土空心桩）、混凝土灌注桩（湿作业成孔灌注桩、沉管灌注桩、夯扩桩、人工挖孔桩、挤扩支盘桩）和钢管桩等。

#### 10.1.3 桩基应根据具体条件分别进行下列承载力、变形和稳定性计算或验算：

- 1 桩基的竖向、水平向承载力计算，对竖向承压桩，当桩端平面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层承载力验算。
- 2 桩身承载力计算；对于桩侧土不排水抗剪强度小于 10kPa 且长径比大于 50 的桩，应进行桩身压屈验算；对于预制桩，应进行吊装、运输和锤击等过程的强度和抗裂验算；对钢管桩，应进行局部压屈计算。
- 3 桩基沉降计算。
- 4 当环境保护要求高时，应对桩基施工和使用过程的环境影响进行验算。
- 5 承台结构承载力计算。
- 6 有特殊要求的桩身和承台抗裂或裂缝宽度验算。
- 7 对受水平荷载较大，或对水平位移有严格限制的桩基，应验算其水平变位。
- 8 对位于坡地、岸边的桩基，应进行整体稳定性验算；桩端持力层位于坡度较大的基岩，持力层以上以软土为主时，应进行桩端岩体稳定性验算。
- 9 对于抗浮、抗拔桩基，应进行基桩和群桩的抗拔承载力计算。
- 10 对于抗震设防区的桩基，应进行抗震承载力验算。

#### 10.1.4 桩基设计应符合下列规定：

- 1 应考虑桩基施工中挤土效应和噪音对桩基周边环境的影响，在深厚饱和软土中不宜采用大片密集有挤土效应的桩基；
- 2 桩基宜选用中、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作桩端持力层；
- 3 同一结构单元的桩基，不宜采用压缩性差异较大的土层作桩端持力层，不宜采用部分端承桩和部分摩擦桩；
- 4 岩溶地区的桩基，当岩溶上覆土层的稳定性有保证，且桩端持力层承载力及厚度满足要求，可利用上覆土层作桩端持力层；当采用嵌岩桩时，应对岩溶进行施工勘察；

5 布置桩位时,宜使桩基承载力合力点和竖向永久荷载合力作用点重合;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;

6 当由于大面积填土或堆载、降低地下水、地基土体欠固结等,引起桩周土的沉降大于桩的沉降时,应考虑桩侧负摩阻力对桩基承载力和沉降的影响;

7 应考虑深基坑开挖中,坑底土回弹隆起对桩身受力及桩承载力的影响;

8 应结合地区经验,考虑桩、土、承台的共同工作;

9 在承台及地下室周围的回填中,应满足填土密实度要求;

10 根据《建筑桩基技术规范》JGJ94 的耐久性规定和抗拔桩的设计原则进行耐久性设计。

**10.1.5** 桩和桩基的构造,除应满足本章第6节各种桩型的规定外,尚应符合下列规定:

1 同一承台相邻桩的桩端标高差,对于支承在非岩石类土的桩,不宜超过桩的中心距;

2 当桩端持力层下存在软弱下卧层时,桩端以下的持力层厚度不宜小于3倍桩身直径;

3 混凝土桩的主筋除应满足计算要求外,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%;预应力桩不宜小于0.5%;灌注桩最小配筋率不宜小于0.2~0.65% (小直径桩取大值)。

4 混凝土桩纵向钢筋配筋长度除应满足下列规定:

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,进入稳定土层的深度不宜小于3倍桩身直径;

3) 坡地岸边的桩、抗拔桩及嵌岩端承桩应通长配筋;

4) 灌注桩构造钢筋的长度不宜小于桩长的2/3,当承压桩同时作为抗拔桩时,配筋长度不应小于抗拔所需的桩长;桩施工在基坑开挖前完成时,其钢筋长度不宜小于基坑深度的1.5倍。

5 桩顶嵌入承台内的长度,对于大直径桩,不宜小于100mm;对于其它直径桩不宜小于50mm;混凝土桩桩顶纵向主筋应锚入承台内,其锚入长度不宜小于35倍纵向主筋直径;对于抗拔桩,桩顶纵向主筋的锚固长度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 确定。

**10.1.6** 地基基础设计等级为甲级及地质条件较为复杂的乙级桩基础,桩基正式施工前,应在紧靠地质勘探孔和有代表性的部位进行试成桩,试成桩的数量应符合下列规定:

1 混凝土预制桩、钢管桩,不宜少于总桩数的1%且不应少于3根;

2 灌注桩,不应少于3根。

## 10.2 桩基承载力计算

**10.2.1** 群桩中单桩桩顶竖向力应按下列公式进行计算:

1 轴心竖向力作用下:

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (10.2.1-1)$$

式中:  $F_k$ ——相应于作用的标准组合时,作用于桩基承台顶面的竖向力(kN);

$G_k$ ——桩基承台自重及承台上土自重标准值(kN);

$Q_k$ ——相应于作用的标准组合时,轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力(kN);

$n$ ——桩基中的桩数。

2 偏心竖向力作用下:

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (10.2.1-2)$$

式中:  $Q_{ik}$ ——相应于作用的标准组合时, 偏心竖向力作用下第  $i$  根桩的竖向力 (kN);

$M_{xk}$ 、 $M_{yk}$ ——相应于作用的标准组合时, 作用于承台底面通过桩群形心的  $x$ 、 $y$  轴的力矩 (kN m);

$x_i$ 、 $y_i$ ——第  $i$  根桩至桩群形心的  $y$ 、 $x$  轴线的距离 (m)。

3 水平力作用下:

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (10.2.1-3)$$

式中:  $H_k$ ——相应于作用的标准组合时, 作用于承台底面的水平力 (kN);

$H_{ik}$ ——相应于作用的标准组合时, 作用于任一单桩的水平力 (kN)。

### 10.2.2 单桩承载力计算应符合下列规定:

1 轴心竖向力作用下:

$$Q_k \leq R_a \quad (10.2.2-1)$$

式中:  $R_a$ ——单桩竖向承载力特征值 (kN), 按本规范第 10.2.3 条确定。

2 偏心竖向力作用下, 除满足公式(10.2.2-1)外,尚应满足下列要求:

$$Q_{ikmax} \leq 1.2R_a \quad (10.2.2-2)$$

式中:  $Q_{ikmax}$ ——相应于作用的标准组合时, 偏心竖向力作用下桩的竖向力最大值 (kN)。

3 水平荷载作用下:

$$H_{ik} \leq R_{Ha} \quad (10.2.2-3)$$

式中:  $R_{Ha}$ ——单桩水平承载力特征值 (kN), 按本规范第 10.2.5 条确定。

### 10.2.3 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。单桩竖向抗压静载荷试验应按本规范附录 K 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单桩竖向承载力特征值。

3 初步设计时, 单桩竖向承载力特征值可按下式进行估算:

$$R_a = q_{pa} A_p + u_p \sum q_{sia} l_i \quad (10.2.3-1)$$

式中:  $A_p$ ——桩底端横截面面积 ( $m^2$ ), 对于预应力混凝土空心桩和钢管桩, 可根据桩端进入持力层的深度和截面开口状况适当考虑土塞效应;

$q_{pa}$ 、 $q_{sia}$ ——桩端阻力特征值、桩侧阻力特征值 (kPa), 由勘察报告、当地静载荷试验结果统计分析算得或参照附录 L 确定;

$u_p$ ——桩身周边长度 (m);

$l_i$ ——第  $i$  层岩土层的厚度 (m)。

4 桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中的端承桩, 当桩长较短且入岩较浅时, 可按下式估算单桩竖向承载力特征值:

$$R_a = q_{pa} A_p \quad (10.2.3-2)$$

式中:  $q_{pa}$ ——桩端岩石承载力特征值 (kN)。

5 嵌岩灌注桩桩端以下 3 倍桩径且不小于 5m 范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布, 并且在桩底应力扩散范围内无岩体临空面。当桩端无沉渣时, 桩端岩石承载力特征

值应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值按本规范 5.1.6 条确定。

**10.2.4** 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 布桩不超过两排的条形承台桩基。

对于桩中心距小于 6 倍桩身设计直径（或边长），且桩数超过 9 根（含 9 根）的独立承台或布桩超过两排的条形承台的摩擦型桩基，可视作一假想的实体深基础进行设计。

**10.2.5** 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应符合本规范附录 M 的要求。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。

**10.2.6** 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。当承台侧面的土未经扰动或回填密实时，应考虑其土抗力的作用。当水平推力较大时，宜设置斜桩。

**10.2.7** 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、乙级的建筑物，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 N 进行；

2 地基基础设计等级为丙级的建筑物，可按下列式估算：

(1) 当单桩或群桩呈非整体破坏时

$$R_a' = u_p \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_{pk} \quad (10.2.7-1)$$

式中： $R_a'$ ——单桩竖向抗拔承载力特征值（kN）；

$u_p$ ——桩身周边长度（m）；

$l_i$ ——第  $i$  层岩土厚度（m）；

$\lambda_i$ ——桩周第  $i$  层土的抗拔承载力系数，按表 10.2.7 取值；

$G_{pk}$ ——单桩自重标准值（kN），地下水位以下应扣除浮力。

表 10.2.7 抗拔承载力系数  $\lambda$

土的类型	$\lambda$
砂土	0.50~0.70
黏性土、粉土	0.70~0.80
淤泥、淤泥质土	0.80~0.85

注：桩长与桩径之比小于 20 时， $\lambda$  取小值

(2) 当群桩呈整体破坏时，假定群桩沿外围周边破坏：

$$R_a' = \frac{1}{n} u_l \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_{pk}' \quad (10.2.7-2)$$

式中： $u_l$ ——桩群外围周长（m）；

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

**10.2.8** 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：

$$Q \leq \psi_c A_p f_c \quad (10.2.8-1)$$

式中： $f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值（kPa），按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 取值；

$Q$ ——相应于作用的基本组合时的单桩竖向力设计值（kN）；

$A_p$ ——桩身横截面积（ $m^2$ ）；

$\psi_c$ ——工作条件系数，非预应力预制桩取 0.75，预应力桩取 0.55~0.65，灌注桩取 0.6~0.8（水下灌注桩、沉管灌注桩、长桩或混凝土强度等级高于 C35 时用低值；当桩身的施工质量有充分保证时可取高值）。

**10.2.9** 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，应根据工程具体情况考虑桩侧负摩阻力的影响；当缺乏可参照的工程经验时，可按下列规定验算：

1 单桩承载力验算时，可按下式考虑负摩阻力引起基桩的下拉荷载  $Q_g$  的影响，中性点深度可按桩周土层沉降与桩沉降相等的条件计算确定：

$$Q_k + Q_g \leq R_a \quad (10.2.9-1)$$

$$Q_g = u_p \sum q_{sia}^n l_i \quad (10.2.9-2)$$

$$q_{sia}^n = \psi_{fi} \frac{q + \sigma_{sci}}{\sigma_{sci}} q_{sia} \quad (10.2.9-3)$$

式中： $R_a$ ——单桩竖向承载力特征值(kN)，根据静载荷试验确定时，应扣除中性点以上的侧阻力；按式 10.2.3-1 计算时，只计中性点以下部分侧阻力值及端阻值；

$Q_g$ ——桩侧负摩阻力引起的基桩下拉荷载（kN）；

$u_p$ ——桩身周边长度（m）；

$q_{sia}^n$ ——第  $i$  层土层厚度中点处的负摩阻力标准值（kPa），按式 10.2.9-3 计算得到的数值大于桩侧极限正摩阻力标准值时，取桩侧极限正摩阻力标准值进行设计；

$l_i$ ——中性点以上第  $i$  层岩土厚度（m）；

$\psi_{fi}$ ——第  $i$  层土的负摩阻力发挥系数，取 0~1.0，根据桩土相对位移及地区经验确定，缺少地区经验时可根据附录 P 确定；

$q$ ——地面堆载（kPa）；

$\sigma_{sci}$ ——第  $i$  层土层厚度中点处的自重应力（地下水位以下按浮重度计算）（kPa）。

2 当土层不均匀或建筑物对不均匀沉降较敏感时，尚应将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。

3 桩身强度验算时，应考虑负摩阻力引起的下拉荷载作用，验算中性点位置的桩身强度。

### 10.3 桩基础沉降计算

**10.3.1** 桩基沉降计算应符合下列规定：

1 对下列建筑物的桩基应进行沉降验算：

- 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。

2 桩基沉降不得超过建筑物的沉降允许值，并应符合本规范表 5.2.4 的规定。

**10.3.2** 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。

**10.3.3** 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 6.0d）；
- 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。

**10.3.4** 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 5.2.5 条至第 5.2.9 条有关的公式计算，沉降计算经验系数  $\psi_{ps}$  在缺乏地区资料和经验时可按表 10.3.4 选用。公式（5.2.5）中的基底附加应力应为桩底平面处的附加应力  $P_p$ ，按照下列两种方法确定：

1 应力扩散法：实体深基础支承面积可按图 10.3.4（a）采用（图中  $\varphi$  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）。

2 桩底荷载传递系数法：实体深基础支承面积为承台的投影面积，桩底平面处的附加应力  $P_p$  按照下式计算：

$$P_p = \psi_t \cdot P_0 \quad (10.3.4-1)$$

$$\psi_t = \left( 0.000141 \frac{S_a}{d} \cdot \frac{l}{d} - 0.00127 \frac{l}{d} + 0.223 \right) \lg n_p + \left( 1.335 \frac{S_a}{d} \cdot \frac{d}{l} - 0.084 \right) \quad (10.3.4-2)$$

$$S_a = \sqrt{A_c / n_p} \quad (10.3.4-3)$$

$$A_c = A_0 \times B_0$$

式中：  $P_0$  ——承台底面的平均附加应力(kPa)；

$\psi_t$  ——桩端荷载传递系数；

$S_a$  ——基础范围内平均桩间距（m），当基桩布置不均匀时可按照式(10.3.4-3)计算；

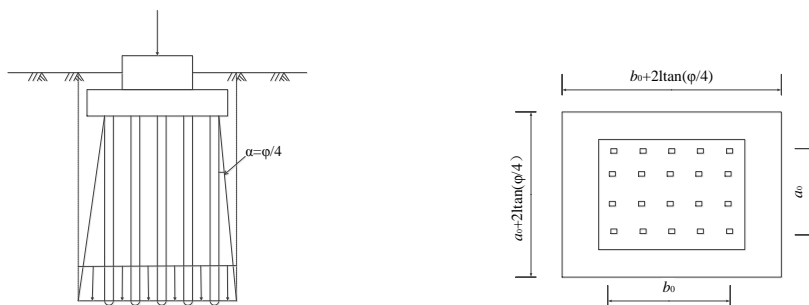
$A_c$  ——基础总面积（m<sup>2</sup>）；

$A_0$ 、 $B_0$  ——承台的宽度和长度（m）；

$n_p$  ——基础范围内总桩数；

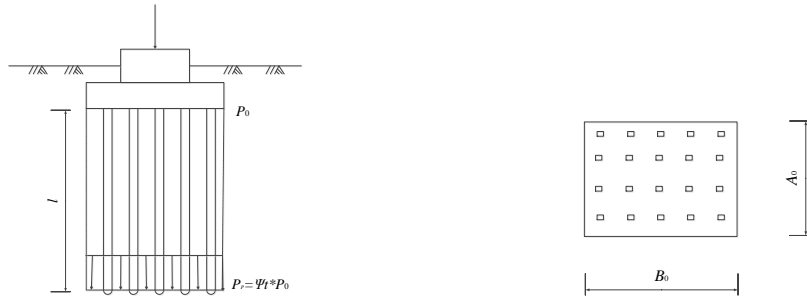
$d$  ——桩径（m）；

$l$  ——桩长（m）。



(a) 应力扩散法





(b) 桩底荷载传递系数法

图 10.3.4 实体深基础的底面积

表 10.3.4 实体深基础计算桩基沉降经验系数  $\psi_{ps}$

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

注：1  $\bar{E}_s$  为计算深度范围内土层压缩模量的的当量值；

2 表内数值可以内插。

10.3.5 采用明德林应力公式方法计算桩基础最终沉降量时，可按式(10.3.5)进行：

$$s = \psi_{pm} \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{s,j,i}} \quad (10.3.5)$$

式中  $s$  —— 桩基计算最终沉降量 (mm)；

$\psi_{pm}$  —— 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 (MPa)，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 (kPa)；

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

表 10.3.5 明德林应力公式方法计算桩基沉降经验系数  $\psi_{pm}$

$\bar{E}_s$ (MPa)	<15	25	35	≥ 45
$\psi_{pm}$	1.0	0.8	0.6	0.3

注：1  $\bar{E}_s$  为计算深度范围内土层压缩模量的的当量值；

2 表内数值可以内插。

10.3.6 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：

$$\sigma_{j,i} = \frac{Q}{l^2} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + \beta I_{s1,k} + (1 - \alpha - \beta) I_{s2,k}] \quad (10.3.6-1)$$

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 (10.3.6-1)

可简化为：

$$\sigma_{j,i} = \frac{Q}{l^2} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha)I_{s2,k}] \quad (10.3.6-2)$$

式中：  $Q$ ——单桩沉降计算荷载（kN），取对应于作用准永久组合时单桩平均附加荷载；

$l$ ——桩长（m）；

$n$ ——总桩数；

$\alpha$ 、 $\beta$ 、 $(1-\alpha-\beta)$ ——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， $\alpha$ 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桩身均匀分布和线性分布的桩侧摩阻力对应力计算点的应力影响系数，计算公式见附录 Q。

**10.3.7** 按本规范第 10.3.5 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。

**10.3.8** 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。

## 10.4 桩基承台设计

**10.4.1** 桩基承台应进行受弯、受剪、受冲切和局部受压计算。柱下桩基承台的受弯、受剪、受冲切计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的规定，局部受压应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行。

**10.4.2** 柱下条形承台梁的弯矩可按下列规定计算：

- 1 可按弹性地基梁进行分析计算；
- 2 当桩端持力层深厚坚硬且桩柱轴线不重合时，可视桩为不动铰支座，按连续梁计算。

**10.4.3** 砌体墙下条形承台梁，可按倒置弹性地基梁计算弯矩和剪力。

**10.4.4** 箱形承台和筏形承台的弯矩计算应符合下列规定：

1 箱形和筏形承台的弯矩宜考虑地基土层性质、地下水位、基桩分布、承台和上部结构类型和刚度，按地基-桩-承台-上部结构共同作用原理分析计算。

2 对于箱形承台，当桩端持力层为基岩、密实的碎石类土、砂土且深厚均匀时；或当上部结构为剪力墙；或当上部结构为框架-核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时，可仅按局部弯矩作用进行计算。

3 对于筏形承台，当桩端持力层深厚坚硬、上部结构刚度较好，且柱荷载及柱间距的变化不超过 20% 时；或当上部结构为框架-核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时，可仅按局部弯矩作用进行计算。

4 对于不满足 1~3 款要求的结构，可将基桩简化为弹簧，按支承于弹簧上的梁板结构进行桩筏、桩箱基础的整体弯曲和局部弯曲计算。基桩的弹簧系数可取桩顶压力与桩顶沉降量之比，并结合当地经验确定；当群桩效应不明显、桩基沉降量较小时，桩的弹簧系数可根据单桩静荷载试验的荷载—位移曲线按桩顶荷载和桩顶沉降量之比确定。

**10.4.5** 对于上部为框架—核心筒结构的平板式筏形承台，应验算承台受核心筒的冲切承载力，冲切破坏锥体应由自核心筒墙边至距核心筒墙边  $h_0$  或至桩顶边缘连线所构成斜面（斜面与承台底面的夹角不小于 45 度）组成。当核心筒长宽比较大时，尚应验算核心筒长边边缘处筏板的受剪承载力。

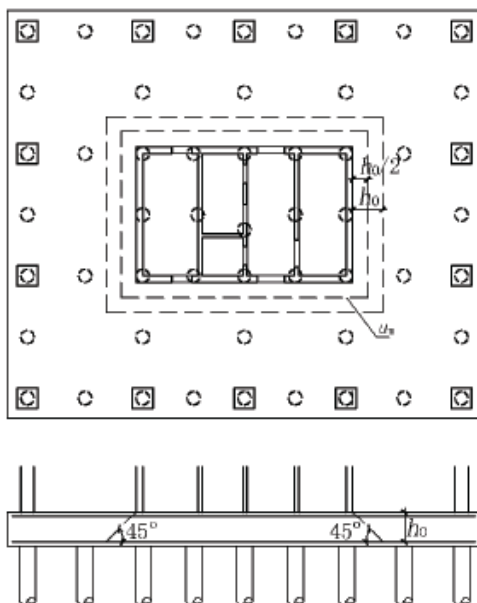


图 10.4.5 平板式筏形承台受核心筒冲切的临界截面位置

**10.4.6** 当承台混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

**10.4.7** 当进行承台的抗震验算时，应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定对承台顶面的地震作用效应和承台的受弯、受冲切、受剪承载力进行抗震调整。

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

1 柱下独立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应小于 150mm。对于条形承台梁，桩的外边缘与承台梁边缘的距离不应小于 75mm。

2 承台的最小厚度不应小于 300mm，高层建筑平板式筏基的板厚不应小于 500mm、梁板式筏基的板厚不应小于 400mm。

3 承台的混凝土强度等级不应低于 C25，桩上筏形和箱形基础的混凝土强度等级不应低于 C30，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 50mm，且不应小于桩顶嵌入承台内的长度。

4 承台下的混凝土垫层厚度不宜小于 100mm，混凝土强度等级不应低于 C15。

5 对于矩形独立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。筏形基础受力钢筋直径不宜小于 12mm，顶面及底面的钢筋间距不宜大于 300mm，顶面不宜小于 150mm。

6 承台配筋除应满足计算要求外，柱下独立桩基承台的最小配筋率不应小于 0.15%；条形承台梁的纵向主筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于最小配筋率的规定；筏形承台板或箱形承台板在计算中当仅考虑局部弯矩作用时，考虑到整体弯曲的影响，在纵横两个方向的下层钢筋配筋率不宜小于 0.15%，上层钢筋应按计算配筋率全部连通。

7 承台纵向钢筋应满足锚固要求，锚固长度自边桩内侧（当为圆桩时，应将其直径乘

以 0.886 后等效为方桩)算起,不应小于  $35d_g$  ( $d_g$ 为钢筋直径);当不满足时应将纵向钢筋向上弯折,此时水平段的长度不应小于  $25d_g$ ,弯折段长度不应小于  $10d_g$ 。

8 柱下独立两桩承台,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中的深受弯构件配置纵向受拉钢筋、水平及竖向分布钢筋,承台纵向受力钢筋端部的锚固长度及构造应满足深受弯构件的要求。

9 抗拔桩的承台顶面应配置钢筋。

**10.4.9** 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连系梁;

2 两桩承台,应在其短向设置连系梁;

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连系梁;

4 有抗震设防要求的柱下独立承台,宜在两个主轴方向设置连系梁;

5 连系梁的宽度不应小于 250mm,梁的高度应按计算确定,可取承台中心距的 1/10~1/15,且不宜小于 400mm;

6 连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。

## 10.5 软土地基减沉复合疏桩基础

**10.5.1** 对淤泥、淤泥质土地基上对变形控制要求不严的工程,当天然地基承载力基本满足要求时,可采用减沉复合疏桩基础。

**10.5.2** 应采用摩擦型桩,并使桩端穿过按天然地基土计算的压缩层范围,进入压缩性相对较低的土层。

**10.5.3** 桩的中心间距应根据设计要求的承载力、土性、施工工艺等确定,宜为  $4\sim 6d$ 。

**10.5.4** 按本规范第 10.2.8 条进行桩身强度验算时,应考虑桩的超荷承载力设计值要求。对钢筋混凝土预制桩和灌注桩轴心受压时,按下式验算:

$$\xi Q \leq \psi_c A_p f_c \quad (10.5.4)$$

式中  $\xi$ —桩工作状态系数,取 1.4~1.6 (如有可靠的工程经验时取低值)。

**10.5.5** 减沉复合疏桩基础设计时应进行地基变形验算。

## 10.6 各类桩型

**10.6.1** 下列情况下不宜采用钢筋混凝土预制方桩、预应力混凝土空心桩等混凝土预制桩及钢管桩:

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桩身又难以贯穿的坚硬夹层;

2 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;桩身难以贯穿的岩面埋藏较浅且倾斜较大;

3 深厚饱和软土地基上设置 2 层及以上地下室或基坑开挖深度大于 10m 的工程。

**10.6.2** 钢筋混凝土预制方桩、预应力混凝土空心桩等混凝土预制桩的设计应符合下列规定:

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或直径，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或直径；

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；

4 桩的中心距不宜小于 3.5 倍桩身边长或直径。当穿越深厚软土时，桩的中心距不宜小于 4 倍桩身边长或直径；

5 桩身接头不宜超过 3 个，接桩宜在桩尖穿过硬土层后进行；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；

6 可采用深层水泥土搅拌法、引孔、设置应力释放孔或防挤沟等措施减少沉桩施工的环境影响；

7 接桩应保证接头的抗弯、抗剪、抗拉强度等满足设计要求，宜采用钢板焊接法或机械连接法；对于高承台桩，其钢板或焊缝外露部分应作防锈处理。

8 采用桩尖时，桩尖宜用钢材为 Q235 及以上规格的钢板制作，其质量要求应符合《碳素结构钢》GB 700 的规定；焊接材料的机械性能应与桩尖主材相适应。

## I 钢筋混凝土预制方桩

**10.6.3** 钢筋混凝土预制方桩设计除应符合 10.6.2 条的规定外，尚应符合下列规定：

1 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 4~5d 长度范围内箍筋应加密，并设置钢筋网片；

2 布桩平面系数不宜大于 6%，当穿越深厚软土时，不宜大于 4.0%。

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。

**10.6.4** 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应小于 45mm；

3 桩身混凝土强度等级不应低于 C30；

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。

**10.6.5** 当桩身抗裂或承载力要求较高时，可采用预应力混凝土预制实心方桩，其截面边长不宜小于 350mm，混凝土强度等级不应低于 C40，主筋保护层厚度不应小于 35mm。

## II 预应力混凝土空心桩

**10.6.6** 预应力混凝土空心桩可采用先张法预应力混凝土管桩、先张法预应力混凝土空心方桩和先张法预应力混凝土竹节桩等形式。

**10.6.7** 预应力混凝土空心桩的承载力按本规范式 10.2.3-1 计算时，可根据桩端进入持力层的深度、桩径等因素考虑土塞效应。

**10.6.8** 桩顶与承台的连接构造应符合下列要求:

1 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  $0.5m$ , 需要凿桩时, 灌注深度不得小于  $1m$ ; 混凝土强度等级应比承台提高一级, 且不得低于 C30;

2 承压桩桩顶与承台连接时, 伸入承台内的纵向钢筋如采用插筋, 插筋数量不应少于 4 根, 直径不得小于  $14mm$ , 插入桩顶填芯混凝土长度不宜小于  $5D$  ( $D$  为桩身外径), 锚入承台长度不宜少于 35 倍钢筋直径;

3 抗拔桩桩顶与承台连接时, 伸入承台内的纵向钢筋如采用插筋, 插筋数量不应少于 5 根, 直径不得小于  $14mm$ , 插入桩顶填芯混凝土长度不应小于  $8D$ , 填芯钢筋混凝土抗拔极限承载力应大于抗拔桩极限承载力。

### III 湿作业成孔灌注桩

**10.6.9** 湿作业钻孔灌注桩可采用正(反)循环钻孔灌注桩、冲击成孔灌注桩、旋挖成孔灌注桩、钢套管钻孔灌注桩及长螺旋钻孔压灌桩等型式。

**10.6.10** 湿作业成孔灌注桩适用于下列情况:

- 1 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;
- 2 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;
- 3 桩端持力层层顶标高变化较大、桩的长度难以准确确定时。

**10.6.11** 湿作业成孔灌注桩的设计应符合下列规定:

1 桩身直径不宜小于  $600mm$ , 扩底灌注桩的扩底直径不应大于桩身直径的 3 倍;

2 对端承桩, 桩的中心距不宜小于 2.5 倍桩身直径; 其余情况下, 桩的中心距不应小于 3 倍桩身直径; 对扩底桩, 桩的中心距尚不宜小于扩底直径的 1.5 倍, 当扩底直径大于  $2m$  时, 桩端净距不宜小于  $1m$ ;

3 对于摩擦型桩, 桩的长径比不宜大于 110; 对于端承型桩, 桩的长径比不宜大于 90; 钢套管钻孔灌注桩桩长不宜大于  $40m$ 。

4 桩端全截面进入持力层的深度, 应根据地质条件确定, 并符合下列规定:

1) 当以粘性土、粉土、砂土及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 3 倍桩身直径;

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, 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的深度不宜小于  $0.5m$ ; 对倾斜度大于 30% 的中风化岩, 宜根据倾斜度及岩石完整性适当加大嵌岩深度;

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深度不宜小于  $0.5m$ 。

**10.6.12** 湿作业成孔灌注桩的桩身构造应结合桩受力方式、岩土条件、设计使用年限等综合确定, 并应符合下列要求:

1 桩身混凝土强度等级不得低于 C25, 且不宜大于 C40;

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%, 受力主筋直径不应小于  $12mm$ ;

2) 抗拔桩以及抗水平力桩的受力主筋焊接接头必须符合受拉接头的要求;

3) 箍筋可采用  $A6 \sim A10mm @ 200 \sim 300mm$ , 应采用螺旋式箍筋, 受水平荷载较大的桩

基或抗震桩基，桩顶以下 5 倍桩径范围内箍筋应加密，间距不应大于 100mm，对于位于淤泥、淤泥质土中的桩，桩顶箍筋加密范围宜适当加大；当钢筋笼长度超过 4m 时，应每隔 2m 左右设一道 A12~A18 焊接加劲箍筋；对于纵向配筋较大的桩，应适当加密加劲箍筋的间距；

4) 桩主筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm，腐蚀环境中的保护层厚度不应小于 55mm。

**10.6.13** 湿作业成孔灌注桩施工中的孔底沉渣厚度，对于端承型桩不应大于 50mm，对于摩擦型桩不应大于 100mm，对于抗拔、抗水平力桩不应大于 200mm。

**10.6.14** 对于穿越软弱土层，支承在倾斜基岩上的端承型桩，当基岩倾斜度大于 30% 时，不宜采用冲击成孔灌注桩。

**10.6.15** 位于滨海地区的桩基，当上部存在透水土层，施工时应采取有效措施防止潮汐变化对桩身质量的影响。

**10.6.16** 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。桩端后注浆的注浆量应根据桩径、桩侧桩端土层性质等因素确定。

#### IV 沉管灌注桩

**10.6.17** 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丙级。

**10.6.18** 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 10.6.18 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 10.6.18 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
其它土层	3.0d	6.5	3.5d	5

注：d—沉管灌注桩的桩管外径。

**10.6.19** 沉管灌注桩的单桩竖向承载力特征值应按本规范第 10.2 节的有关规定确定，按式 10.2.3-1 计算时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。

**10.6.20** 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。

**10.6.21** 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 C25，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 10.1 节的规定外，其有效长度不宜小于 1/2 桩长，且不小于 5m；其纵向主筋最小配筋率不应小于 0.45%~0.65%，根数不应少于 6 根，沿桩身周边均匀布置，钢筋末端均不设弯钩；箍筋应采用螺旋箍 A6@250~300，承台以下 5d 范围内箍筋应加密，间距不应大于 100mm；
- 3 主筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm，腐蚀环境中的保护层厚度不应小于 55mm。

## V 夯扩桩

**10.6.22** 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。

**10.6.23** 夯扩桩的设计及构造应符合下列要求：

- 1 设计宜考虑采用无桩靴夯扩桩，当沉管、拔管或封底有困难时，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  $4d$ ，且不应小于 2 倍的桩端夯扩头直径  $D$ ；穿越非饱和土层时为  $3.5d$ ，且不应小于 2.2 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 C25，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 0.4%~0.65%，配置不宜少于 6A12 并沿桩身周边均匀布置的纵向钢筋，纵向主筋净距不应小于 60mm；箍筋应采用螺旋式，直径不应小于 6mm，间距宜为 200~300mm；当钢筋笼长度超过 4m 时，应每隔 2m 左右设一道 A12 焊接加劲箍筋；

- (2) 主筋混凝土保护层厚度不应小于 50mm；腐蚀环境中的保护层厚度不应小于 55mm。

**10.6.24** 夯扩桩单桩竖向承载力的确定除应符合本规范第 10.1 节、第 10.2 节的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 桩身夯扩头平均直径  $D$  可按下列公式估算：

$$D = \alpha d_0 \sqrt{\frac{H + h - c}{h}} \quad (10.6.24-1)$$

- 式中  $D$ ——次夯扩头平均直径 (m)；  
 $\alpha$ ——夯扩头直径计算修正系数；



$d_0$ ——外管内径 (m);

$H$ ——次夯扩工序中外管内灌注混凝土高度 (m) (从桩底起算);

$h$ ——次夯扩工序中外管上拔高度 (m) (从桩底起算);

$c$ ——次夯扩工序中外管同步下沉至离桩底的距离 (m), 可取 0.2m。

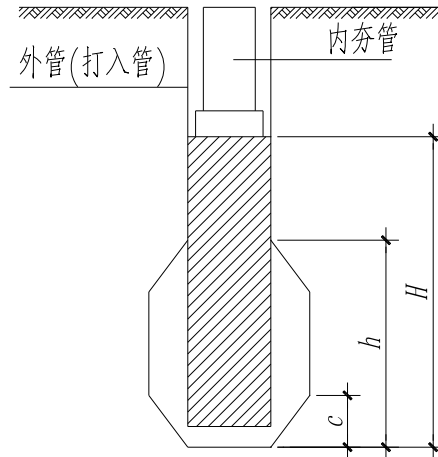


图 10.6.24 无桩靴夯扩桩扩大头最大直径计算示意

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:

$$R_a = \pi d \sum q_{sia} l_i + \frac{\pi D^2}{4} \beta q_{pa} \quad (10.6.24-2)$$

式中  $R_a$ ——单桩竖向承载力特征值 (kN);

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

$d$ ——桩身直径 (m), 按外管外径确定;

$l_i$ ——桩周第  $i$  层土的厚度 (m);

$\beta$ ——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  $\alpha$ 、 $\beta$  可按本规范附录 R 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。

**10.6.25** 工程施工前进行试成桩时, 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。

## VI 人工挖孔桩

**10.6.26** 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、噪音、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 当基底持力层较好, 需要大幅度提高桩的端阻力时。

但下列情况不应采用:

- 1 桩孔深度大于 20m;
- 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)等灾害性或不良地质条件。

**10.6.27** 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 孔径(不含护壁)不应小于 0.8m;
- 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; 扩底桩的中心距不宜小于  $1.5D$  ( $D$  为扩大头直径) 或  $D+1m$  (当  $D \geq 2m$ ) 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底 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,  $b/h$  可取  $1/4 \sim 1/2$ , 扩头高度  $h_b$  与宽度  $D$  之比可取  $0.15 \sim 0.2$ , 且  $D/d \leq 3$ , 见图 10.6.27;

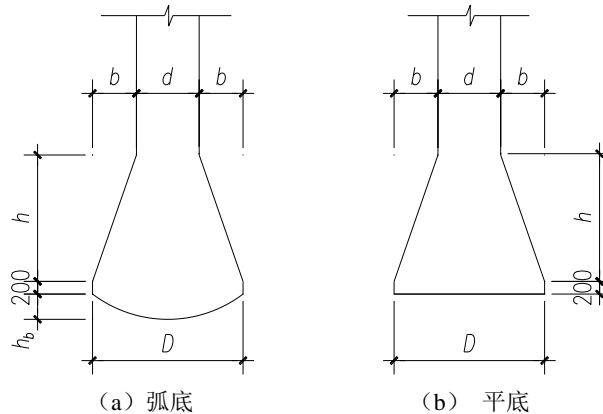


图 10.6.27 扩底桩扩底构造

- 5 扩大端侧面与弧底端部交接宜采用竖直线过渡, 其长度宜为 0.2m;
- 6 人工挖孔桩的配筋要求同钻孔灌注桩, 当桩长较短且扩底直径较大时, 应验算扩底部分的受弯、受剪承载力, 必要时在桩底配置双向钢筋;
- 7 人工挖孔桩的护壁应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) 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经计算确定, 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 100~150mm, 配筋不应小于  $\phi 8 @ 150$  双向, 上下节护壁间应用钢筋拉结;
  - (2) 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, 如硬塑的黏性土、粉土、中密或密实的砂类土、碎石类土及基岩等。扩底桩底进入持力层的深度  $h_p$  应按下列要求确定:
  - (1) 黏性土和粉土:  $h_p \geq 2d$  ( $d$  为桩身直径);
  - (2) 砂土:  $h_p \geq 1.5d$ ;

- (3) 碎石类土： $h_p \geq 1d$ ;
- (4) 基岩： $h_p \geq 0.4d$ ，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适当增加。

## VII 钢管桩

**10.6.28** 钢管桩宜采用 Q235 及以上规格的钢材，同一工程应取同一型号的钢种，其材质应符合现行有关规范规定。焊接材料的机械性能应与钢管桩主材相适应，材料的强度设计值应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。

**10.6.29** 钢管桩管壁的设计厚度应包括两部分：

- 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：为建筑物在设计使用年限内管壁腐蚀所需要的厚度。当无实测资料时，钢管桩的腐蚀速率可按表 10.6.29 确定，一般可取 2mm。

**表 10.6.29 钢管桩年腐蚀速率**

钢管桩所处环境		单面腐蚀率 (mm/y)
地面上	无腐蚀性气体或腐蚀性挥发介质	0.05~0.1
地面以下	水位以上	0.05
	水位以下	0.03
	水位波动区	0.1~0.3

**10.6.30** 钢管桩桩身强度验算应符合下列规定：

$$Q \leq (0.6 \sim 0.75) fA' \quad (10.6.30)$$

有可靠经验时，桩身强度可适当提高，但不得超过  $0.8fA'$ 。

式中  $Q$  ——作用效应基本组合下时桩顶竖向力设计值 (kN)；

$f$  —— 钢材的抗拉和抗压强度设计值 (kPa)；

$A'$  —— 钢管桩扣除腐蚀影响后的有效截面面积 ( $m^2$ )。

**10.6.31** 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《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中钢管混凝土柱的相关规定计算。

**10.6.32** 钢管桩外径与有效壁厚之比  $d_o/t$  不宜大于 100，且管壁的最小有效厚度不应小于 7mm。

**10.6.33** 钢管桩进入持力层的深度，应综合考虑岩土条件、沉桩机械能力、沉桩应力和土塞效应等因素后确定。

**10.6.34** 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，并可按下列规定采用：

- 1 敞口：带加强箍(带内隔板、不带内隔板)；不带加强箍(带内隔板、不带内隔板)。
- 2 闭口：平底；锥底。

**10.6.35** 当桩端穿越障碍物或打入坚硬土层时，宜对桩顶和桩端进行加固。

**10.6.36** 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。

**10.6.37** 为减少桩的对接数量，管节预制长度宜加大，但单节长度不宜超过 20m。

**10.6.38** 在干湿度经常变化和水位波动的环境或者当水土介质对钢管桩具有腐蚀性时，应对钢管桩采取防腐处理措施。可采用外表面加覆防腐土层、增加腐蚀余量及阴极保护；当钢管桩

的内壁与外界空间密闭隔绝时，可不考虑内壁防腐。

## VIII 挤扩支盘桩

**10.6.39** 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、承力盘或支组成，支又可分为对支和十字支。见图 10.6.39。

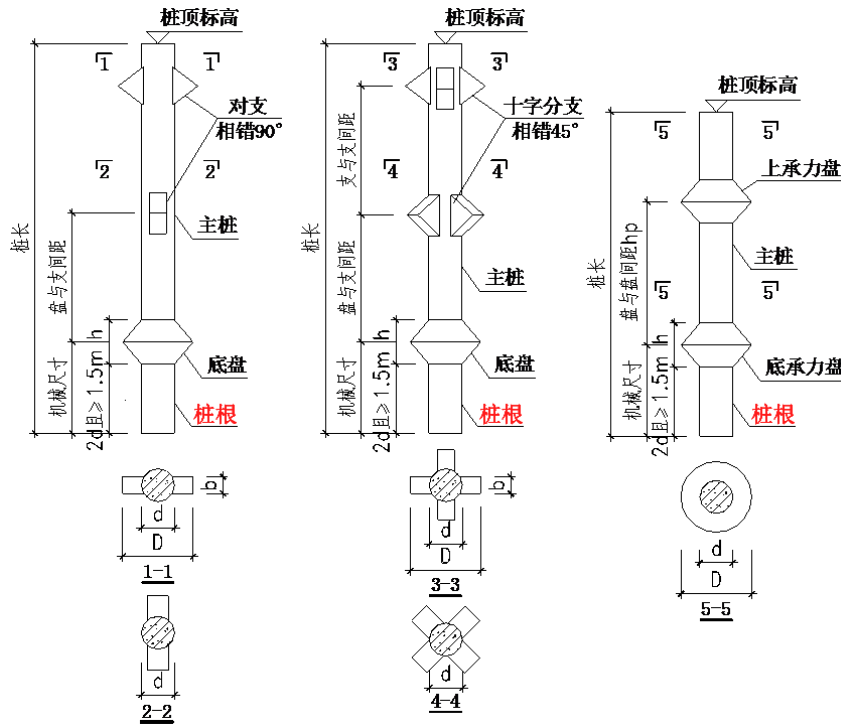


图 10.6.39 支盘桩的构造

**10.6.40** 挤扩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~坚硬状态的黏性土、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、流塑状黏性土以及中等风化、微风化和未风化的岩层中。对塑性指数偏高的黏土，应经试验确定成盘的可靠性。

**10.6.41** 采用挤扩支盘桩时，勘探点间距应加密。查明适于布置支、盘的土层位置，进行室内试验或原位测试，提供土层物理、力学性能指标，提供桩身侧阻力特征值  $q_{sia}$  和支盘布置层土的端阻力特征值  $q_{pja}$ 。

**10.6.42** 支、盘应按以下原则布置：

1 盘与盘或盘与支的竖向最小间距，对于砂土为  $2.0D$  ( $D$  为盘径或支宽)，对于黏性土、粉土为  $2.5D$ ；

2 支与支的竖向最小间距对于砂土为  $1.5D$ ，对于黏性土、粉土为  $2.0D$ 。

3 上下对支宜错开  $90^\circ$ 、十字支宜错开  $45^\circ$  设置，见图 10.6.39；

4 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。

**10.6.43** 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  $D > 2m$  时，可取  $D + 1.5m$ 。对于抗压桩，盘应设置在宜成盘土层的上部，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  $1.5D$ ，桩根长度  $h_g$  不宜小于  $2d$ ，且不小于  $1.5m$ ；主桩进入持力层的深度对于砂土、碎石土不宜小于  $1.5d$ ，对黏性土、粉土不宜小于  $2.0d$ ，距软弱下卧层顶面的距离不宜小于  $4d$ 。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  $1.5D$ 。

10.6.44 支、盘的尺寸由分支器型号决定，可参照下表确定：

表 10.6.44 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”是指除  $I_L > 0.4$  的粘性土以外的符合 10.6.40 条规定的宜于成盘的土层。

10.6.45 支盘桩的主要构造应符合下列要求：

- 1 桩身混凝土强度等级不得低于 C30；
- 2 桩身配筋除满足本规范第 10.6.12 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。

10.6.46 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，可按下列式计算：

$$R_a = u_p \sum q_{sia} l_i + \sum \psi_{pj} q_{pja} A_{pj} + q_{pa} A_p \quad (10.6.46)$$

式中  $u_p$  ——主桩桩身周长 (m)；

$q_{sia}$  ——桩侧第  $i$  层土的侧阻力特征值 (kPa)，可按勘察报告提供的数据，或按本规范附录 L 表 L.0.3 取值；

$l_i$  ——桩穿越第  $i$  层土的计算厚度(m)，取  $l_i = L_i - \alpha_i m h$ （其中黏性土、粉土时， $\alpha_i$  取 1.2；砂土时， $\alpha_i$  取 1.5~1.8；碎石类土时， $\alpha_i$  取 1.8；其他类土  $\alpha_i$  取 1.1~1.2）；

$L_i$  ——桩穿越第  $i$  层土的厚度 (m)；

$m$  ——第  $i$  层土中桩身的盘数；

$h$  ——盘根高度 (m)；

$q_{pja}$  ——桩身上第  $j$  个盘所支承的土的端阻力特征值 (kPa)，按勘察报告提供的数据或按表 10.6.46-1 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 ( $m^2$ )，可按表 10.6.44 的设计盘径计算；

$\psi_{pj}$  ——第  $j$  个盘的端阻力修正系数，见表 10.6.46-2；

$q_{pa}$  ——桩端土的端阻力特征值 (kPa)，按勘察报告提供的数据或按表 10.6.46-1 取值；

$A_p$  ——主桩的桩端截面积 ( $m^2$ )。

表 10.6.46-1 桩端土承载力特征值  $q_{pa}$

土的名称	第一指标	第二指标	第三指标	$q_{pa}$ (kPa)	
	土的状态	$q_c$ (kPa)		$5 < H \leq 20$	$20 < H \leq 40$
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1.00$	1300~1800	$0.25 < e_{1-2} \leq 0.40$	96~144	144~240
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.22 < e_{1-2} \leq 0.30$	144~224	224~378
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2000~3500	$0.10 < e_{1-2} \leq 0.20$	192~300	300~490
	$0.00 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < e_{1-2} \leq 0.15$	300~480	480~780
粉土	$0.95 < e_0 \leq 1.05$	1300~2000		96~175	175~266
	$0.85 < e_0 \leq 0.95$	2000~4000		192~245	245~390
	$0.75 < e_0 \leq 0.85$	4000~6000		240~360	360~570

粉砂 细沙	稍密	3000~6000		240~360	360~480
	中密	6000~12000		432~490	490~600
	密实	>12000		480~630	630~720
中粗砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	315~665	665~945
	密实		$N_{63.5} > 30$	420~805	805~1120
砾砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	525~840	840~990
	密实		$N_{63.5} > 30$	630~945	945~1203
圆(角)砾 卵(碎)石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	720~1085	1085~1200
	密实		$N_{63.5} > 30$	1080~1110	1110~1380
软质岩	全风化			490~980	
	强风化			840~1080	
	中等~微风化			1080~1800	
硬质岩	全风化			960~1400	
	强风化			980~1500	
	中等~微风化			1500~2700	

注：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；表中数值取用《工程建设岩土工程勘察规范》表 D.0.4 中数值乘以修正系数 0.6~0.7。

表 10.6.46-2 盘端阻力修正系数  $\psi_p$

盘底土层类别	硬塑黏性土	可塑黏性土	粉土	粉砂、细砂、中粗砂	砾石土
$\psi_p$	0.6~0.9	0.7~1.0	0.8~1.0	0.7~0.9	0.7~0.85

**10.6.47** 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  $6d$ ，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。

**10.6.48** 支盘桩单桩抗拔承载力特征值  $R_{al}$  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

$$R_{al} = \sum \lambda_i q_{sia} \mu_i l_i + \beta \sum \psi_{pj} q_{pja} A_{pj} + G_{pk} \quad (10.6.48-1)$$

群桩呈整体破坏时（计算结果不得大于单桩抗拔承载力之和）

$$R_{al} = \frac{1}{n} u_l \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G'_{pk} \quad (10.6.48-2)$$

式中  $\lambda_i$ ——桩周第  $i$  层土的侧阻力抗拔系数，按表 10.2.7 取值；

$\mu_i$ ——桩身周长，对于等直径桩取  $\mu = \pi d$ ；对于扩底直径桩可按现行国家行业标准《建筑桩基规范》JGJ94 中表 5.4.6-1 取值；

$\beta$ ——桩端阻力抗拔系数，可取 0.8；

$G_{pk}$ ——单桩自重标准值，仅计主桩重量，地下水位以下应扣除浮力；

$u_l$ ——群桩外围周长，可按主桩外边缘计算；

$G'_{pk}$ ——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。

## 11 沉井

## 11.1 一般规定

**11.1.1** 沉井可作为建筑物基础、地下构筑物和基坑围护结构，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。

**11.1.2** 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适用于松软土层且下沉深度较浅的小型沉井，其横截面宜采用圆形，刃脚宜采用钢筋混凝土。

**11.1.3** 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，必要时进行裂缝验算；

3 施工阶段和使用阶段均应作抗浮验算；

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，卵石层等较好的土层，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，并进行变形验算；

5 必要时进行沉井结构的抗倾覆和抗滑移验算。

**11.1.4** 沉井宜按自重下沉设计。当进行自重下沉验算时，应根据不排水下沉或排水下沉的不同施工方式考虑沉井自重、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)等作用 and 抗力。

**11.1.5** 作用于沉井的土压力、水压力等侧压力计算应符合下列规定：

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。

**11.1.6** 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。当无试验条件或无可靠资料时，可按下表采用。

表 11.1.6 井壁与土体间摩阻力特征值  $f_a$

土层类别	$f_a$ (kPa)	土层类别	$f_a$ (kPa)
流塑状态粘性土	10~15	砂性土	12~25
可塑、软塑状态粘性土	10~25	砂砾石	15~20
硬塑状态粘性土	25~50	卵石	18~30
泥浆套	3~5		

注：当井壁外侧为阶梯形并采用灌砂助沉时，灌砂段的单位摩阻力特征值可取 7~10 kPa。

**11.1.7** 设计与施工中应采取措施防止沉井在下沉过程中出现拒沉、突沉或偏斜。

## 11.2 计算

**11.2.1** 沉井的自重下沉验算，应符合下式要求：

$$\frac{G_{k1} - F_{wl}}{T_f} \geq K \quad (11.2.1)$$

式中  $G_{k1}$ ——沉井下沉时的结构自重标准值 (kN)；

$F_{w1}$ ——下沉阶段地下水的浮力标准值 (kN);

$T_f$ ——井壁外侧与土层间的总摩阻力特征值 (kN);

$K$ ——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。

**11.2.2** 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:

$$K' = \frac{G_{k1} - F_{w1}}{T_f + R_f} \quad (11.2.2)$$

式中  $R_f$ ——沉井刃脚、隔墙和横梁下地基土的极限承载力之和 (kN); 当无试验条件或无可靠资料时, 可按表 11.2.2 采用。

$K'$ ——沉井下沉过程中的下沉稳定系数, 取 0.8~0.9。

表 11.2.2 地基土的极限承载力标准值

土层类别	极限承载力标准值 (kPa)	土层类别	极限承载力标准值 (kPa)
淤泥	100~200	软塑、可塑状态粉质粘土	200~300
淤泥质粘性土	200~300	坚硬、硬塑状态粉质粘土	100~200
细砂	200~400	软塑、可塑状态粘性土	300~400
中砂	300~500	坚硬、硬塑状态粘性土	300~500
粗砂	400~600		

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 0.5 米。

**11.2.3** 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:

$$\frac{G_k}{F_{w2}} \geq 1.05 \quad (11.2.3)$$

式中  $G_k$ ——沉井在封底后或使用阶段的自重标准值 (kN);

$F_{w2}$ ——沉井封底后或使用阶段可能出现的最高地下水位的浮力标准值 (kN)。

**11.2.4** 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:

$$F_k + G_k \leq f_a A \quad (11.2.4)$$

式中  $F_k$ ——作用效应标准组合时作用于沉井基础顶面的竖向力 (kN);

$G_k$ ——沉井在使用阶段的自重 (kN);

$f_a$ ——修正后的地基承载力特征值 (kPa);

$A$ ——沉井基础底面面积 ( $m^2$ )。

**11.2.5** 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, 可按下列下式计算:

$$M_1 = \frac{1}{6}(2P_{11} + P_{12})h_1^2 \quad (11.2.5-1)$$

式中  $M_1$ ——刃脚根部的竖向弯矩设计值 (kN-m/m);

$P_{11}$ ——刃脚底端处的水平向侧压力设计值 (kN/m);

$P_{12}$ ——刃脚根部处的水平向侧压力设计值 (kN/m);

$h_1$ ——刃脚高度 (m)。



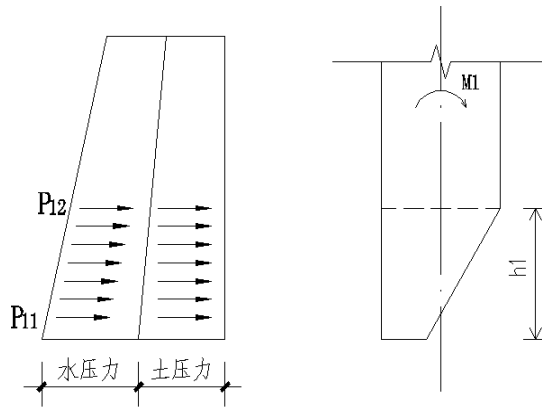


图 11.2.5-1 刃脚竖向的向内挠曲

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：

$$V_1 = g - V_2 \quad (11.2.5-2)$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{2a}{b} \quad (11.2.5-3)$$

$$H = V_2 \tan(\alpha - \beta) \quad (11.2.5-4)$$

$$M_1 = H(h_1 - \frac{h}{3}) + gD \quad (11.2.5-5)$$

式中  $M_1$ ——刃脚根部的竖向弯矩设计值 (kN·m/m)；

$V_1$ ——单位周长刃脚踏面竖向土反力设计值 (kN/m)；

$V_2$ ——单位周长刃脚斜面竖向土反力设计值 (kN/m)；

$g$ ——刃脚底面竖向土反力设计值的合力 (kN/m)，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 (kN/m)；

$h$ ——沉井下沉途中，刃脚的入土深度 (m)，可按刃脚高度计算；当刃脚高度大于 1.0 米时，可按 1.0 米计算；

$h_1$ ——刃脚高度 (m)；

$a$ ——刃脚的踏面宽度 (m)；

$b$ ——刃脚斜面的入土深度  $h$  的水平投影宽度 (m)；

$\alpha$ ——刃脚斜面的水平夹角 (°)；

$\beta$ ——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 (m)。

3 对于圆形沉井的刃脚，尚应计算环向拉力，其值可按下式计算：

$$N_1 = Hr_1 \quad (11.2.5-6)$$

式中  $N_1$ ——刃脚的环向拉力设计值 (kN)；

$H$ ——刃脚内侧的水平推力设计值 (kN/m)，按公式 (11.2.5-4) 计算；

$r_1$ ——刃脚的计算半径 (m)，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。

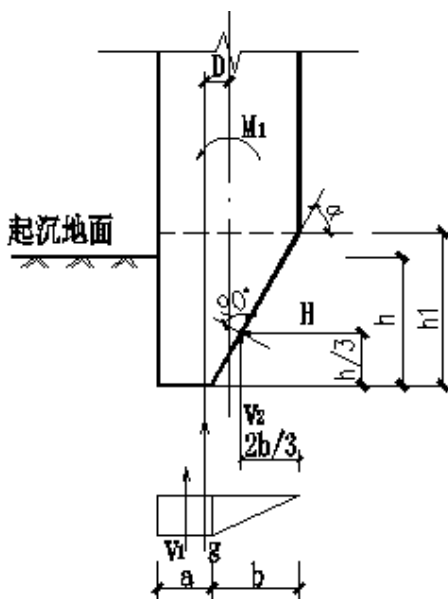


图 11.2.5-2 刀脚竖向的向外挠曲

11.2.6 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 11.2.6 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。

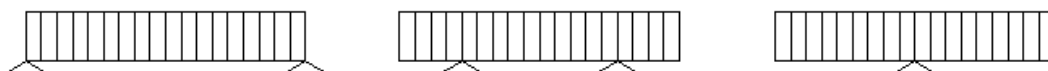


图 11.2.6 井壁竖向内力计算简图

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：

$$M_0 = 0.035\pi gr_D^2 \quad (11.2.6-1)$$

$$M_s = 0.068\pi gr_D^2 \quad (11.2.6-2)$$

$$T = 0.011\pi gr_D^2 \quad (11.2.6-3)$$

$$V_s = 0.025\pi gr_D \quad (11.2.6-4)$$

式中  $M_0$ ——跨中最大弯矩设计值 (kN·m)；

$M_s$ ——支座弯矩设计值 (kN·m)；

$T$ ——最大扭矩设计值 (kN·m)；

$V_s$ ——最大剪力设计值 (kN)；

$g$ ——单位井壁宽度上的沉井自重设计值 (按全井高度计算) (kN/m)；

$r_D$ ——井壁的计算半径 (m)，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：

$$N_{\max} = \frac{G}{4} \quad (11.2.6-5)$$

式中  $G$ ——沉井下沉时的自重设计值 (kN)。

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列式计算：

$$N_x = G_x - \frac{1}{2} f_x x u \quad (11.2.6-6)$$

式中  $N_x$ ——距刃脚底面  $x$  处截面的竖向拉力设计值 (kN)；

$G_x$ ——计算截面 ( $x$  处) 至刃脚底面部分的井壁自重设计值 (kN)；

$f_x$ ——计算截面处的摩阻力设计值 (kPa)；

$x$ ——计算截面至刃脚底面的距离 (m)；

$u$ ——井壁外侧的周长 (m)。

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。

**11.2.7** 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 11.2.7)。可按下列公式沿沉井高度分段计算弯矩和轴向力：

$$N_{Ai} = 1.314 p_{Ai} r_D \quad (11.2.7-1)$$

$$M_{Ai} = -0.060 p_{Ai} r_D^2 \quad (11.2.7-2)$$

$$N_{Bi} = 1.200 p_{Ai} r_D \quad (11.2.7-3)$$

$$M_{Bi} = 0.055 p_{Ai} r_D^2 \quad (11.2.7-4)$$

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 (kN/m)；

$M_{Ai}$ —— $i$  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 (kN-m/m)；

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

$M_{Bi}$ —— $i$  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 (kN-m/m)；

$p_{Ai}$ —— $i$  深度处， $A$  点外侧的侧压力设计值 (kPa)，可按本规范第 11.1.5 条计算。

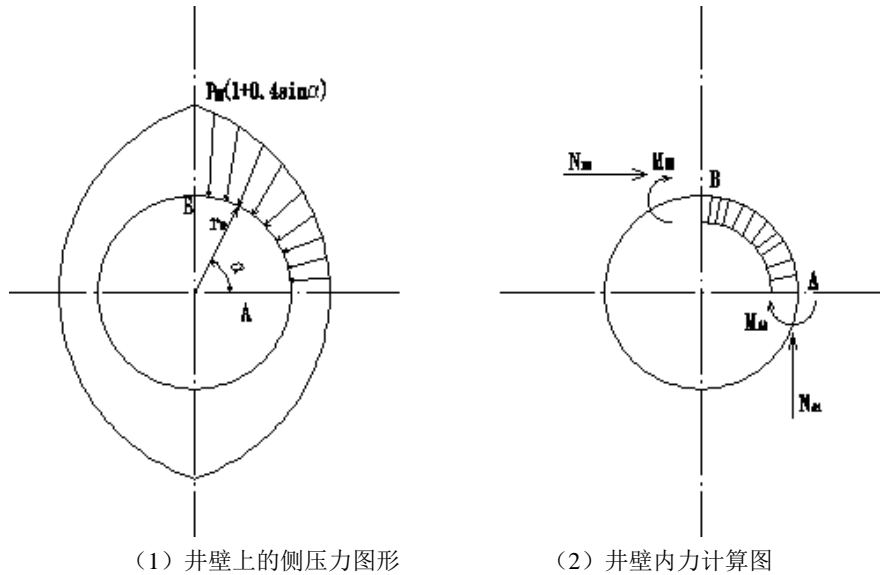


图 11.2.7 圆形沉井井壁计算图

**11.2.8** 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。

**11.2.9** 水下封底素混凝土厚度，可按下列公式计算：

$$h_t = \sqrt{\frac{7.0M_t}{bf_t}} + h_u \quad (11.2.9)$$

式中  $h_t$ ——封底素混凝土厚度 (m)；

$M_t$ ——每米宽度内最大弯距的设计值 (kN-m)；

$b$ ——计算宽度，可取 1m；

$f_t$ ——混凝土的抗拉强度设计值 (MPa)；

$h_u$ ——施工余量，可取 0.3~0.5m。

**11.2.10** 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，可采用下列公式计算：

$$M_t = 0.1875qr^2 \quad (11.2.10)$$

式中  $q$ ——向上作用于封底素混凝土的均布荷载设计值 (kPa)。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 (m)。

**11.2.11** 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列公式要求：

$$A\gamma Z + cuZ > A\gamma_w H_w \quad (11.2.11)$$

式中  $A$ ——沉井的底面面积 (m<sup>2</sup>)；

$\gamma$ ——不透水土层的重度 (kN/m<sup>3</sup>)；

$Z$ ——刃脚底端以下不透水土层的厚度 (m)；

$c$ ——不透水土层的粘聚力 (kPa)；

$u$ ——沉井刃脚底面内侧的周边长度 (m)；

$\gamma_w$ ——水的重度 ( $\text{kN/m}^3$ );

$H_w$ ——透水层的水头高度 (m)。

**11.2.12** 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。

**11.2.13** 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。

### 11.3 基本构造要求

**11.3.1** 沉井构造应符合下列规定:

- 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,配筋率不应低于 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 小型沉井宜一次制作,一次下沉。当沉井高度较高时,宜分段制作,逐节下沉,沉井每节高度不宜超过 5m。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  $45^\circ \sim 60^\circ$ ;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  $45^\circ$ ;
- 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。

## 12 基坑支护

### 12.1 一般规定

**12.1.1** 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、周边环境及荷载特征、施工技术条件以及地方经验等因素，注重概念设计，精心组织施工，严格监测与控制。

**12.1.2** 基坑工程根据其开挖深度、周边环境条件及重要性等因素分为三个设计等级：

- 1 符合下列条件之一时，属一级基坑工程：
  - (1) 开挖深度大于 10m；
  - (2) 支护结构作为主体结构的一部分；
  - (3) 在基坑开挖影响范围内有重要建（构）筑物、轨道交通、需严加保护的管线或其他重要设施。
- 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。

**12.1.3** 基坑支护设计应规定其设计使用期限，基坑支护的设计使用期限应满足下列要求：

- 1 设计等级为一级的基坑工程（以下简称一级基坑），不应小于两年；
- 2 二、三级基坑，不应小于一年；
- 3 当支护结构构件作为永久结构的一部分时，应满足永久结构的使用期限要求；
- 4 当支护结构构件达到其设计使用期限而需继续使用时，应进行安全性评估。

**12.1.4** 基坑工程设计应收集下列资料：

- 1 工程地质和水文地质资料、气象资料；
- 2 工程用地红线图、地形图、建筑总平面图、地下结构施工图；
- 3 周边道路与管线资料、河道资料；
- 4 邻近既有建（构）筑物和地下设施的类型、基础及结构特征、使用现状、与基坑的相对位置；
- 5 周边在建和待建项目的工程资料及施工计划；
- 6 施工场地布置及荷载限值。

**12.1.5** 基坑工程设计应包括下列内容：

- 1 基坑支护方案比较和选型；
- 2 基坑稳定性计算和验算；
- 3 支护结构的内力和变形计算；
- 4 环境影响分析和环境保护措施；
- 5 地下水控制及降排水设计；
- 6 基坑支护施工的技术及质量检验要求、土方开挖要求；
- 7 监测内容及要求；
- 8 应急预案。

**12.1.6** 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 地面超载；

- 4 开挖影响范围内的建筑物荷载；
- 5 施工荷载；
- 6 邻近工程施工的影响；
- 7 温度影响。

**12.1.7** 基坑施工应连续进行，重视时空效应。当基坑暴露时间过长，应复核基坑的安全性；不满足要求时，应采取支护加强措施。

**12.1.8** 作用标准组合时的变形计算值应小于变形控制值，基坑工程设计应按下列要求设定支护结构和周边环境的变形控制值：

- 1 基坑周边既有建筑物的变形控制值应根据其结构类型、基础形式、使用状况等因素确定，保证其安全和正常使用；根据变形控制值确定的建筑物累计变形量应同时满足本规范 5.2.4 条对地基变形允许值的规定；
- 2 盾构隧道、管线、文保建筑等设施的变形控制值应满足相关部门和有关规范的规定；
- 3 当支护结构构件同时作为主体地下结构构件时，其变形控制值不应大于主体结构设计对其变形的限值；
- 4 在满足环境保护要求的基础上，支护结构变形控制值不宜超过表 12.1.8 的数值：

表 12.1.8 支护结构变形控制值

基坑设计等级	一级	二级	三级
变形控制值	$(0.2\sim 0.5)\%h$	$(0.4\sim 0.9)\%h$	$(0.8\sim 1.2)\%h$

注：1  $h$  为基坑开挖深度（开挖深度大时取低值）；

2 环境条件复杂时取低值。

**12.1.9** 支护结构侧压力计算应考虑下列因素：

- 1 土的物理力学性质指标；
- 2 支护结构相对土体的变位方向和大小；
- 3 地面坡度、地面超载和邻近建（构）筑物的荷载；
- 4 地下水位、渗流条件及其变化；
- 5 支护体系的刚度、形状和插入深度；
- 6 挡墙和土体间的摩擦特性、基坑内外工程桩的影响；
- 7 基坑工程的施工方法和施工顺序。

**12.1.10** 计算支护结构侧压力时，土、水压力计算方法和土的物理力学指标取值应符合下列规定：

1 对地下水位以上的粘性土，土的强度指标应选用三轴试验固结不排水抗剪强度指标或直剪试验固结快剪指标；对地下水位以上的粉土、砂土、碎石土，应采用有效应力抗剪强度指标，如无条件取得有效应力强度指标时，也可选用三轴试验固结不排水抗剪强度指标或直剪试验固结快剪强度指标。土的重度取天然重度；

2 对地下水位以下的粉土、砂土、碎石土等渗透性能较强的土层，应采用有效应力抗剪强度指标和土的有效重度按水土分算原则计算侧压力；如无条件取得有效应力强度指标时，可选用三轴试验固结不排水抗剪强度指标或直剪试验固结快剪强度指标。

3 对地下水位以下的淤泥、淤泥质土和粘性土，宜按水土合算原则计算侧压力。此时，对正常固结和超固结土，土的抗剪强度指标可结合工程经验选用三轴试验固结不排水抗剪强

度指标或直剪试验固结快剪指标；土的重度取饱和重度。

**12.1.11** 当预估支护结构位移达到相应土体的极限状态位移时，可采用主动、被动土压力；当支护结构未达到极限状态位移，有可靠经验时，可按支护结构与土的相互作用确定土压力值；当支护结构的水平变形有严格限制时，宜采用静止土压力。

**12.1.12** 当同一基坑采用多种不同的支护形式时，交接处应有可靠的过渡措施。

**12.1.13** 基坑支护剖面的开挖深度计算应符合下列要求：

1 坑外地面标高取值应根据场地内外自然地面标高、周边道路标高、施工单位进场后成桩施工和场地平整等因素后综合确定。对需平整的场地应明确平整的范围。

2 坑底标高应根据基坑周边承台、地梁、基础底板的厚度以及坑中坑的影响等综合分析确定。

**12.1.14** 电梯井、集水井等局部坑中坑距离基坑侧壁较近时，基坑支护措施及计算分析应将基坑和坑中坑视为一个整体考虑。

**12.1.15** 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。

**12.1.16** 基坑坑边设计地面超载应根据场地条件、周边道路使用状况等因素确定，并不应小于 15kPa。

**12.1.17** 基坑工程应干燥施工，截水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。

**12.1.18** 本章未做详细规定或未列入之内容，可参照浙江省工程建设标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T1096。

## 12.2 设计计算

**12.2.1** 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。

**12.2.2** 当场地及环境条件允许，经验算能保证土坡稳定时，可采用放坡开挖。

**12.2.3** 当场地条件许可、周边环境较好时可采用土钉墙及复合土钉墙支护。深厚软粘土地基中采用土钉墙支护的基坑深度不宜超过 4m，采用复合土钉墙支护的基坑深度不宜超过 6m。新填土、浜填土和淤泥等地基不宜采用土钉墙及复合土钉墙。

**12.2.4** 土钉墙的设计一般包括下列内容：

- 1 土钉的选型和计算，包括土钉材料、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。

**12.2.5** 复合土钉墙设计除满足第 12.2.4 条要求外，尚应包含下列内容：

- 1 超前支护桩设计；
- 2 土钉与超前支护桩的连接构造设计；
- 3 作为截水帷幕的水泥土墙的防渗要求及抗渗流稳定验算。

**12.2.6** 周边环境较好，无特殊保护要求且基坑开挖深度不大于 5m 时，可采用重力式水泥土挡墙支护结构。

**12.2.7** 当基坑开挖深度较深、施工场地狭窄、地质条件差、环境复杂或基坑变形要求严格时，宜采用桩墙式支护结构。

**12.2.8** 桩墙式支护结构可由围护墙独立支护，也可与内支撑、锚杆等组合支护。围护墙可



采用排桩、地下连续墙、型钢水泥土连续墙、板桩等型式。

**12.2.9** 桩墙式支护结构设计主要包括下列内容：

- 1 围护墙选型；
- 2 围护墙插入深度估算；
- 3 基坑底部土体抗隆起稳定性验算；
- 4 基坑底部土体抗渗流、抗承压水稳定性验算；
- 5 围护墙抗倾覆稳定性验算；
- 6 基坑整体稳定验算；
- 7 围护墙的内力及变形计算；
- 8 支撑或锚杆的承载能力、变形及稳定性计算；
- 9 围护墙、支撑、围檩、竖向立柱等构件的截面设计；
- 10 基坑开挖对周围环境的影响估算。

**12.2.10** 围护墙内力及变形分析宜采用竖向弹性地基梁法，对基坑施工过程进行模拟，完整考虑土方开挖、支撑设置、地下结构施工、支撑拆除等工况内力及变形的迭加，并符合下列规定：

1 内支撑、锚杆和坑内土体对围护墙的作用以弹簧支座模拟，土体抗力大于按朗肯土压力理论得到的被动土压力时，取被动土压力；

2 对排桩、板桩、型钢水泥土连续墙，以单根桩或型钢作为计算对象，计算土压力宽度取桩或型钢中心距；对地下连续墙，以一延米墙体为计算对象，计算土压力宽度取 1.0m。

**12.2.11** 土体的水平基床反力系数的比例系数可参考浙江省工程建设标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T1096，按勘察报告取值，并应符合下列规定：

1 坑底土体为软土时，应根据软土的灵敏度、流变效应、允许的坑底暴露时间和面积等因素，对其取值适当折减；

2 采用围护墙结合竖向斜撑支护体系时，周边留土的水平基床反力系数的比例系数应根据留土长度、留土宽度和高度、土质条件、基坑开挖深度和平面尺寸等因素综合确定；

3 坑壁附近存在坑中坑时，根据坑中坑的规模及支护形式，对其取值适当折减。

**12.2.12** 基坑整体稳定性验算可采用圆弧滑动简单条分法，当存在软弱夹层时，应考虑圆弧与软弱夹层组成的复合滑动面。

**12.2.13** 内支撑结构应采用稳定的结构体系和可靠的连接构造，并具有足够的强度和刚度。

**12.2.14** 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，可采用钢支撑、钢筋混凝土支撑或钢与钢筋混凝土组合支撑体系，并尽可能对称、均匀布置。

**12.2.15** 内支撑结构体系的设计计算需符合下列规定：

1 支撑体系的荷载应包括由围护墙传来的侧向压力、钢支撑预压力、温度应力、立柱间差异沉降引起的附加应力、内支撑结构的自重和施工活荷载，其中施工活荷载取值不宜小于  $4.0\text{kN/m}^2$ 。

2 内支撑结构可采用平面杆系模型计算，现浇钢筋混凝土支撑节点按刚接考虑，钢支撑节点宜按铰接考虑。计算结果应按最不利工况取值；

3 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；

- 4 竖向荷载作用下，内支撑构件的内力和变形可按多跨连续梁或空间框架进行计算；
- 5 钢筋混凝土围檩的内力和变形可按多跨连续梁计算，钢结构围檩可按简支梁计算，计算跨度取相邻水平支撑的中心距。

**12.2.16** 内支撑构件的受压计算长度应按下列规定确定：

- 1 在竖向平面内，取相邻立柱的中心距；
- 2 在水平面内，取与该支撑相交的相邻横向水平支撑的中心距；
- 3 对钢结构支撑，当横向与纵向支撑不在同一水平面内时，其平面内的受压计算长度应取与该支撑相交的相邻横向支撑中心距的 1.5~2.0 倍；
- 4 当纵向和横向支撑的交点处未设置立柱时，在竖向平面内，现浇钢筋混凝土支撑的受压计算长度取支撑全长，钢支撑的受压计算长度取支撑全长的 1.2 倍；
- 5 当围檩（或压顶梁）按偏心受压构件计算时，钢筋混凝土围檩（或压顶梁）的受压计算长度取相邻水平支撑的中心距，钢围檩的受压计算长度取相邻水平支撑中心距的 1.5 倍。

**12.2.17** 土层锚杆的使用年限不宜超过 2 年。土层锚杆的锚固段不宜设置在淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土及松散填土等软弱地层中。在下列情况下，施工前应进行锚杆基本试验，并根据试验结果确定设计参数和施工工艺。

- 1 一、二级基坑；
- 2 应用于软弱土层地基；
- 3 地质条件复杂或缺乏经验时。

**12.2.18** 锚杆设计应包括锚杆选型、抗拔承载力计算、平面和竖向布置、构造、试验和监测要求等。锚杆的布置应符合下列规定：

- 1 锚杆的布置应避免对相邻建（构）筑物的基础和地下管线产生不利影响，宜避开易塌孔、变形的土层；
- 2 锚杆的竖向间距不宜小于 2.0m，水平向间距不宜小于 1.5m；
- 3 锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于 4.0m；
- 4 锚杆倾角宜取  $15^{\circ}$ ~ $25^{\circ}$ ，且不应大于  $45^{\circ}$ ，不应小于  $10^{\circ}$ 。锚固段宜设置在物理力学性质较好的土层中。

### 12.3 与主体结构相结合的支护结构

**12.3.1** 对于开挖深度深、平面尺寸大、环境保护要求高或有特殊要求等情况下的基坑工程，可采用与主体结构相结合的支护结构，包括下列主要形式：

- 1 地下结构外墙与支护结构的围护墙相结合；
- 2 地下结构的楼面梁、板与支护结构的水平支撑相结合；
- 3 地下结构的内墙、柱与支护结构立柱相结合。

与主体结构相结合的支护结构构件应同时满足施工阶段和使用阶段的要求。其施工可采用顺作法、逆作法、顺作与逆作相结合的方法。

**12.3.2** 地下结构外墙与支护结构的围护墙相结合时，两墙合一的地下连续墙设计计算除应满足桩墙式支护结构的相关规定外，应包括永久使用阶段的下列内容：

- 1 水平承载性能；
- 2 竖向承载性能；
- 3 与主体结构的连接构造；
- 4 地下室的使用要求。

**12.3.3** 地下连续墙作为主体结构的一部分时，应选择合适的持力层并宜采取墙底注浆措施；当地下连续墙全断面进入持力层有困难时，可采用端部设置支腿的技术措施。

地下连续墙与主体结构的连接应满足下列要求：

- 1 地下连续墙与主体地下结构楼、底板交接处宜设置贯通的边梁。
- 2 墙幅接头部位宜设置壁柱。

3 地下连续墙与主体结构构件可通过墙内预埋钢筋、钢筋接驳器、锚板和剪力槽等方式连接，预埋钢筋直径不宜大于 20mm，并应采用延性好的钢筋；需连接的主体结构构件钢筋直径大于 20mm 时，宜采用预埋钢筋接驳器连接。

**12.3.4** 两墙合一的地下连续墙防水构造应满足下列要求：

- 1 地下连续墙内侧应设置钢筋混凝土或砌体衬墙，并采用涂贴防水材料，设置排水管、排水沟、集水井等措施；
- 2 墙幅接头部位宜采取坑外防渗止水措施，可结合槽壁加固综合考虑；
- 3 地下连续墙与基础底板、顶板等连接部位可根据地下结构的防水要求，设置刚性止水片、遇水膨胀止水条和预埋注浆管等措施。

**12.3.5** 地下结构的楼面梁、板与支护结构的水平支撑相结合时，宜采用交叉梁布置形式。设计计算应考虑立柱之间及立柱与围护墙之间的差异沉降、竖向支承构件转换等引起的结构应力。地下结构中下列部位应通过计算设置临时传力构件：

- 1 楼面高差处；
- 2 楼面有洞口或不连续处；
- 3 结构缝、后浇带等形成水平力不能连续传递的部位。

**12.3.6** 结构竖向构件与立柱相结合时，设计应符合下列规定：

- 1 立柱结合主体结构柱、墙或工程桩布置时，立柱定位应与主体结构构件的定位一致；
- 2 立柱可采用角钢格构柱、H 型钢柱或钢管柱等型式，钢管立柱的钢管外径不宜小于 500mm；
- 3 立柱应按偏心受压构件设计，立柱顶端水平力可取水平支撑轴力的 1/50，并应考虑竖向荷载偏心及立柱制作安装偏心的不利影响；
- 4 立柱需外包混凝土形成主体结构框架柱时，立柱的型式、截面应与主体结构的梁、柱截面相协调，并应采取措施保证节点的可靠连接；
- 5 立柱的承载力、稳定性及变形应满足施工期间各工况的要求，相邻立柱间以及主柱与侧墙之间的差异沉降不应大于 1/400 柱距，且不应大于 20mm。

**12.3.7** 立柱与结构水平构件的连接节点，宜设置抗剪钢筋、栓钉、钢牛腿或钢板传力环等抗剪构件。其插入下部所支承的钻孔灌注桩内的有效深度不应小于 2.0m。

**12.3.8** 临时立柱需在结构柱施工完成并达到设计强度后方可拆除。

## 12.4 地下水控制

**12.4.1** 地下水控制应根据工程、水文地质条件和施工、环境条件，防止基坑施工期间渗流和承压水引起的破坏。其措施应结合基坑支护方案综合分析确定，可采用集水明排、截水、降水以及地下水回灌等方法。

**12.4.2** 基坑可设置竖向或水平向截水帷幕等措施截水。当地质条件和环境条件复杂时，可采用多种截水方法组合。

**12.4.3** 截水帷幕的渗透系数应小于  $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ ，厚度应满足防渗要求。基坑截水要求高时，截水帷幕宜连续、封闭，截水帷幕与支护结构应紧密相贴。

**12.4.4** 基坑降水可采用轻型井点、自流深井、真空深井等。降水井的深度应根据设计水位降深、含水层的埋藏分布和降水井的出水能力等综合确定。停止降水的时间应根据地下结构施工情况、主体结构抗浮要求和围护结构形式等综合确定。

**12.4.5** 当坑底以下存在承压含水层时，应进行坑底土体抗承压水稳定性验算；不满足时可采用竖向和水平向截水帷幕、承压水减压等措施。对于需要降低承压水头的基坑工程，应通过现场承压水抽水试验，获取降水影响范围内的含水层或含水层组的水文地质参数，进行专项基坑降水设计。

**12.4.6** 明沟和集水井可用于坑顶截、排水，也可用于基坑降水。当用于基坑降水时，降水深度不宜超过 5m。对易于产生流砂、潜蚀的场地，不应采用明沟和集水井降水。

**12.4.7** 当基坑周边有建（构）筑物或地下管线等需保护，且坑外水位降深较大时，可采取回灌措施。浅层回灌宜采用回灌砂井或回灌砂沟，深层回灌宜采用回灌井。

**12.4.8** 在基坑施工期间，应对基坑内外地下水位的控制效果及其环境影响进行动态监测，并根据监测数据指导施工。

## 13 减少建筑物受到地基变形危害的措施

### 13.1 一般规定

**13.1.1** 当地基压缩层主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩型土层构成时，应采取减少建筑物受到地基变形危害的措施。

**13.1.2** 设计应对建筑体型、荷载作用、结构类型和地质条件进行综合分析，考虑上部结构与地基基础的共同作用，确定合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和施工要求。

**13.1.3** 地基基础设计应考虑新建建筑物与相邻建筑物或市政设施的相互不利影响。

**13.1.4** 对可变荷载较大的建（构）筑物，应控制加载速率和荷载分布，避免沉降速率或不均匀沉降过大。

### 13.2 建筑措施

**13.2.1** 在满足使用功能和其它要求的前提下，建筑体型应力求简单。当建筑体型较复杂时，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。

**13.2.2** 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，沉降缝宽度可按表 13.2.2 选用。

表 13.2.2 房屋沉降缝的宽度

房屋层数	沉降缝宽度(mm)
二~三	60~80
四~五	80~120
五层以上	不小于 120

注：对于有抗震设防要求的建筑物，尚应满足抗震缝宽度要求。

**13.2.3** 相邻建筑物基础均为天然地基或复合地基上浅基础时，最小净距可按表 13.2.3 选用。

表 13.2.3 相邻建筑物基础间的净距（m）

被影响建筑 的长高比 影响 建筑的预估 平均沉降量 $S$ (mm)	$2.0 \leq L/H_f < 3.0$		$3.0 \leq L/H_f < 5.0$	
70~150	2~3		3~6	
160~250	3~6		6~9	
260~400	6~9		9~12	
>400	9~12		$\geq 12$	

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小；

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。

**13.2.4** 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，可将沉降较大者的标高提高；
- 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。

### 13.3 结构措施

**13.3.1** 为预防和减少建筑物的不均匀沉降和倾斜，可采取下列措施：

- 1 选用轻型结构，填充墙采用轻质建筑材料；
- 2 在预估建筑物最终沉降量满足允许变形值的条件下，基础宜浅埋，充分利用浅层“硬壳层”作为持力层；
- 3 设置地下室、半地下室或架空层等，采用覆土少、自重轻的基础形式；
- 4 增强基础整体刚度，调整基础面积，减少基底附加应力；
- 5 基础底面形心宜与结构竖向永久作用重力荷载重心重合。

**13.3.2** 对于建筑体型复杂、荷载差异较大的结构，以及对不均匀沉降和倾斜要求严格的建筑物，可采用桩基、箱基、筏基等增强基础整体刚度，减少不均匀沉降。

**13.3.3** 高层建筑的主楼和裙房基础不设永久沉降缝时，宜在裙房一侧合适位置设置用于控制沉降差的后浇带，当沉降监测值和计算确定的后期沉降差满足设计要求后，再浇筑后浇带混凝土。

**13.3.4** 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承载力：

- 1 三层及三层以上的房屋，其长高比 $L/H_f$ 不宜大于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或少转折，内横墙间距不宜过大；当房屋的预估最大沉降量不大于120mm时，其长高比可不受限制；
- 2 墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁或钢筋砖圈梁；
- 3 在墙体上开洞较大时，宜在开洞部位配筋或采用构造柱及圈梁加强。

**13.3.5** 圈梁应按下列要求设置：

- 1 在多层房屋的基础和顶层处应各设置一道，其他各层可隔层设置，必要时也可逐层设置；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，并宜在平面内连成封闭系统。

**13.3.6** 在建筑物范围内有地面荷载（生产堆料、工业设备和大面积堆载等）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。

**13.3.7** 地面堆载应均衡，避免大量、迅速和集中加载，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，堆载不宜压在基础上。

**13.3.8** 地面堆载应满足地基承载力、变形、稳定性要求，并应考虑对周边环境的影响。

**13.3.9** 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。

**13.3.10** 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 堆载地坪可采用隔断应力和沉降传递的刚性板体系；

4 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，应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 200 mm。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。

**13.3.11** 有地面荷载的建筑内设有起重量 300KN 以上、工作级别大于 A5 的吊车时，宜采用桩基础。

### 13.4 施工措施

**13.4.1** 相邻建筑物荷载或基础埋置深度差异较大时，宜先建深、重、高的部分，后建浅、轻、低的部分。同一建筑物各部分施工加载应基本均衡，必要时控制加载速率和加载间隔时间。

**13.4.2** 基础施工（沉桩、降排水和基坑开挖等）时，应采取措施，加强监测，确保主体结构基础的工程质量和邻近建（构）筑物、地下管线和地下设施等不受损害。

**13.4.3** 挤土桩和部分挤土桩施工时，可采取下列措施：

- 1 合理安排沉桩顺序和路线；
- 2 控制沉桩速率；
- 3 设置应力释放孔、防挤沟、竖向排水通道等；
- 4 预钻孔取土。

**13.4.4** 降水系统的布置和施工，应减少保护对象下地下水位的变化，或设置隔水帷幕隔断降水对邻近设施的影响。

**13.4.5** 基坑（槽）的土方开挖，应分区、分层进行，并应考虑由于卸载引起的坑底地基土的回弹变形和边坡的稳定。同时应注意做好基础底面的土层保护，及时进行垫层施工，尽量减少扰动。

## 14 既有建筑地基变形危害的补救

### 14.1 一般规定

**14.1.1** 既有建筑地基变形危害发生后，在危害影响可控且具备补救实施条件的情况下，应采取有效的补救措施确保既有建筑的结构安全和正常使用；重大和危急事故的评估和处理应按国家相应建设程序 and 标准执行。

**14.1.2** 地基变形危害的补救设计除应符合本规范规定外，尚应符合现行国家行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123的相关规定。

**14.1.3** 地基变形危害的补救设计前，应对既有建筑的地基基础及上部结构进行鉴定。

**14.1.4** 既有建筑发生地基变形危害后，可从场地及地下水治理、地基基础加固等方面进行补救，可采用多种方法综合实施。在选择地基基础补救方案时，宜考虑上部结构、基础和地基的共同作用。

**14.1.5** 在实施补救方案过程中，应进行相应的现场检验和监测工作，根据检验和监测结果信息化施工，确保施工安全和工程质量。主要监测内容应包括：

- 1 既有建筑的沉降、倾斜和裂缝；
- 2 既有建筑的水平位移和结构内力；
- 3 周围道路的沉降和裂缝；
- 4 地下水位；
- 5 可能受影响的相邻建筑物、道路、轨道交通设施和地下管线的沉降、水平位移和裂缝。

**14.1.6** 既有建筑地基变形危害的补救工程，应对建筑物在使用期间的沉降进行观测，直至沉降达到稳定为止。

### 14.2 场地及地下水治理

**14.2.1** 场地及地下水治理适用于通过改变既有建筑的场地条件、工程水文地质环境以有效减少、控制和消除地基变形危害的补救方法。可采用的措施包括控制地下水位、控制地面超载、建筑边坡治理、设置阻隔等。

**14.2.2** 控制地下水位适用于因地下水位变化过大引起既有建筑整体或局部下沉、上浮和倾斜等危害的补救。

**14.2.3** 采用地下水位控制措施时，应符合下列规定：

- 1 应预先评估地下水位变化引起的地基附加变形对既有建筑、周边道路和管线设施等的影响。
- 2 当补救施工期间地下水位较高，可能引起建筑物上浮时，可采取外围排水、水位超标时地下水自动流入地下室等方法。
- 3 当邻近基坑开挖、人工挖孔桩、人工降水等施工行为对既有建筑产生地基变形危害时，应采取截水或回灌等措施控制地下水位。
- 4 对不均匀沉降量较小的浅埋基础建筑，当地基主要受力层的渗透系数大于 $10^{-4}$ cm/s时，可采用降水纠倾法纠倾。

**14.2.4** 当地下室出现整体或局部上浮时，采用的补救措施应符合下列规定：

- 1 采取降水措施，或直接在地下室底板处开孔排水时，应采取避免土体流失掏空；



并加强水位观测，评估水位变化的环境影响；

2 采取顶板或底板处附加堆载措施时，堆载不应超过设计容许荷载；

3 地下室抗浮稳定得到有效控制后，应对基底疏松、掏空区及受损结构构件进行加固处理。

**14.2.5** 采用控制地面超载措施时，应符合下列规定：

1 应评估地面超载变化引起的地基附加变形对建筑物自身、临近建筑物、周边道路及管线设施等环境要素的影响；

2 当过大堆载或卸荷引起建筑地基变形危害时，应及时调整荷载条件。

3 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埋基础建筑物的纠倾。

**14.2.6** 采取建筑边坡治理措施时，应符合下列规定：

1 因外部使用条件改变，形成的人为堆坡、深坑等，应采取独立的边坡支护措施，并宜使建筑物处于边坡塌滑影响范围外；建筑物的结构构件不宜直接作为边坡的支挡构件或与边坡支挡构件直接相连。

2 坡地建筑处于边坡滑移面影响范围内时，应进行整体稳定验算，并采取抗滑措施。

3 对已出现明显变形，发生安全事故及使用条件重大改变的边坡工程，其鉴定和加固应符合现行国家标准《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843的规定，邻近建筑物的地基基础加固，应在边坡工程补救加固完成后进行。

**14.2.7** 当既有建筑受到外部荷载、震动、地下水变化影响时，可采取设置阻隔措施，并符合下列规定：

1 当外围地下水位变化对既有建筑地基变形影响较大时，可采取截流（截水盲沟、截水帷幕等）和疏导（排水明沟、涵管）等方式控制建筑地基的地下水位；

2 采用挤土桩时，可通过设置砂井、排水板、应力释放孔或开挖隔离沟等措施，减少挤土的环境影响；

3 地基处理或桩基施工有明显振动效应时，可通过设置隔振沟措施，减少环境影响。

### 14.3 纠倾加固

**14.3.1** 当建筑物整体倾斜值超过本规范第5.2.4条规定的允许值，或影响安全和正常使用时，应采取纠倾加固措施。

**14.3.2** 应根据工程实际情况，选择迫降纠倾法和顶升纠倾法，必要时可采用多种纠倾方法联合进行。

**14.3.3** 迫降纠倾可采用掏土纠倾法（基底掏土纠倾法、井式纠倾法、钻孔取土纠倾法）、堆载纠倾法、降水纠倾法、地基加固纠倾法和浸水纠倾法等方法，具体应根据地质条件、工程特点及地区经验等综合确定。

**14.3.4** 下列情况可采用顶升纠倾法：

1 建筑物整体沉降及不均匀沉降较大；

2 迫降纠倾法不适用的桩基础建筑。

**14.3.5** 纠倾加固完成后，应立即对工作槽（孔）进行回填，对施工破损面进行修复；上部结构受损构件的加固，应在纠倾加固完成、建筑物变形稳定后进行。

## 14.4 地基基础加固

**14.4.1** 下列情况应对建筑地基基础进行加固：

- 1 地基不均匀变形引起建筑物倾斜、开裂。
- 2 地震、地下洞穴及采空区土体移动，软土地基沉陷等引起建筑物损害。
- 3 建筑功能改变，结构承重体系改变，基础形式改变。
- 4 邻近新建建筑、深基坑开挖、降水等引起建筑损害。
- 5 地铁及地下工程穿越既有建筑，对既有建筑地基影响较大时。

**14.4.2** 采取建筑地基基础托换加固措施时，可采用整体托换、局部托换或托换与加强建筑物整体刚度相结合等方案，应根据工程受到变形危害的状况、结构类型、基础形式、荷载情况以及场地地基情况，经多方案技术经济比较后确定具体加固方案。

**14.4.3** 对桩基础建筑，托换加固应符合下列规定：

- 1 加固前应评估工程桩的整体受力状态，托换加固后，新增桩与原有工程桩的承载力合力中心宜与上部结构竖向荷载的合力中心重合；
- 2 新增托换桩宜在建筑平面范围内均匀布置，当不具备在建筑物室内布桩条件时，可在建筑物外围布桩，但基础整体刚度及新旧基础的传力构造应满足桩基整体共同作用的性能要求；
- 3 评估托换加固施工对原桩基承载力的影响及施工风险，对施工技术应提出具体明确的要求，必要时采取临时加固措施。

**14.4.4** 地基基础加固可采用锚杆静压桩、树根桩、加大基础底面积、抬墙梁、坑（墩）式托换以及复合地基、桩基相结合的托换方式。

**14.4.5** 注浆加固法适用于砂土、粉土、粘性土和人工填土等地基加固，可用于防渗堵漏、地基加固、控制地面沉降等危害补救，对于地下水流速较大的工程应慎用；当注浆加固引起地基附加变形较大时，应进行现场试验，确定其适用性。

**14.4.6** 扩大基础加固法适用于天然地基承载力不足、基础埋深较浅或地下水位较低的基础加固。采用混凝土或钢筋混凝土套扩大基础法时应采取有效措施防止新旧材料交界处脱开或开裂，混凝土套扩大基础时基础每边加宽的宽度应满足刚性基础台阶宽高比容许值的规定。采用钢筋混凝土套加固时加宽部分的主筋应和原有基础部分主筋有效焊接。

**14.4.7** 采用锚杆静压桩加固措施应符合下列规定：

- 1 应选择压缩性较低的土层作为桩端持力层，压桩力对粘性土宜大于单桩竖向承载力特征值的1.2倍，对其他土宜大于单桩竖向承载力特征值的1.5倍。
- 2 桩身承受拉应力时，桩节的连接应采用焊接接头；抗震设防区，宜采用焊接接头；采用焊接接头时，桩节的两端均应设置预埋连接件。
- 3 采用硫磺胶泥接头时，桩节两端连接处，应设置焊接钢筋网片，一端应预埋插筋，另一端应预留插筋孔和吊装孔。
- 4 桩顶承台厚度不宜小于400mm；承台周边至边桩的净距不宜小于300mm；锚杆与压桩孔、周围结构及承台边缘的距离不应小于200mm。
- 5 施工结束后宜采用预应力封桩。

**14.4.8** 树根桩适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、碎石土、人工填土等地基加固，桩尖宜进入硬土层。

## 15 地基基础抗震设计要点

### 15.1 场地

**15.1.1** 建筑场地的类别划分，应以土层等效剪切波速（或岩石剪切波速）和场地覆盖层厚度为准。场地设计特征周期及建筑物的地震影响系数按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和《中国地震动参数区划图》GB18306 的规定确定。

**15.1.2** 选择建筑场地时，应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和水文地质的有关资料，对地震有利、一般、不利和危险地段做出综合评价。对不利地段，应提出避开要求；当无法避开时应采取有效的措施。

**15.1.3** 对于抗震设防的工程，岩土工程勘察报告应提出关于场地稳定性及地基液化的评价；对需要采用时程分析法计算的建筑，岩土工程勘察报告尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关的动力参数。必要时可由场地地震安全性评价报告提供场地反应谱或场地地震输入时程曲线。

### 15.2 天然地基和浅基础

**15.2.1** 下列建筑可不进行天然地基和基础的抗震承载力验算：

- 1 按有关规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。
- 2 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的下列建筑：
  - (1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
  - (2) 砌体房屋；
  - (3) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋；
  - (4) 基础荷载与 (3) 项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

注：软弱黏性土层指 7 度、8 度时，地基承载力特征值分别小于 80、100kPa 的土层。

**15.2.2** 地基抗震承载力应按下列式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (15.2.2)$$

式中： $f_{aE}$ ——调整后的地基抗震承载力（kPa）；

$\zeta_a$ ——地基抗震承载力调整系数，应按表 15.2.2 采用；

$f_a$ ——深宽修正后的地基承载力特征值（kPa），应按本规范 5.1 节采用。

表 15.2.2 地基抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	$\zeta_a$
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300$ 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.3
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土	1.0

**15.2.3** 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (15.2.3-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_{aE} \quad (15.2.3-2)$$

式中： $p$ ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力（kPa）；

$p_{\max}$ ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力（kPa）。

高宽比大于4的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现脱离区（零应力区）；其他建筑，基础底面与地基土之间脱离区（零应力区）面积不应超过基础底面面积的15%。

**15.2.4** 提高天然地基上浅基础对地震作用的水平抗力，宜选择下列加强措施：

- 1 加强基础（柱、墙）附近的刚性地坪；
- 2 基础底面以下局部换土和加强基础周围的回填土；
- 3 加大基础埋置深度或在基础底面下增设防滑趾；
- 4 加强基础联系梁。

### 15.3 液化土

**15.3.1** 地下存在饱和砂土和饱和粉土时，设防烈度7~8度区的全部建筑、6度区对液化沉陷敏感的乙类建筑，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据建筑的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的措施。

**15.3.2** 饱和砂土或粉土，符合下列条件之一时，可初判为不液化或可不考虑液化影响：

- 1 晚更新世（ $Q_3$ ）及其以前地层；
- 2 粉土的黏粒（粒径小于0.005mm的颗粒）含量百分率，7度和8度分别不小于10和13时；

注：用于液化判别的黏粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定。

- 3 浅埋天然地基的建筑，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (15.3.2-1)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (15.3.2-2)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (15.3.2-3)$$

式中： $d_w$ ——地下水深度（m），宜按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期年内最高水位采用；

$d_u$ ——上覆盖非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；

$d_b$ ——基础埋置深度（m），不超过2m时应采用2m；

$d_0$ ——液化土特征深度（m），可按表15.3.2采用。

表 15.3.2 液化土特征深度（m）

饱和土类别	7度	8度
粉土	6	7
砂土	7	8

注：当区域的地下水位处于变动状态时，应按不利的情况考虑。

**15.3.3** 当饱和砂土、粉土的初步判别认为需进一步进行液化判别时，应采用标准贯入试验判别法判别地面下20m范围内土的液化；但对本规范第15.2.1条规定可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的各类建筑，可只判别地面下15m范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数（未经杆长修正）小于或等于液化判别标准贯入锤击数临界值时，应判为液化土。当有成熟经验时，尚可采用其他判别方法。

在地面下20m深度范围内，液化判别标准贯入锤击数临界值可按下列公式计算：

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{3/\rho_c} \quad (15.3.3)$$

式中： $N_{cr}$ ——液化判别标准贯入锤击数临界值；

$N_0$ ——液化判别标准贯入锤击数基准值，可按表15.3.3采用；

- $d_s$ ——饱和土标准贯入点深度 (m);
- $d_w$ ——地下水位 (m);
- $\rho_c$ ——黏粒含量百分率, 当小于 3 或为砂土时, 应采用 3;
- $\beta$ ——调整系数, 设计地震第一组取 0.80, 第二组取 0.95, 第三组取 1.05。

表 15.3.3 液化判别标准贯入锤击数基准值  $N_0$

设计基本地震加速度 (g)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19

15.3.4 对存在液化砂土层、粉土层的地基, 应探明各液化土层的深度和厚度, 按下式计算每个钻孔的液化指数, 并按表 15.3.4 综合划分地基的液化等级:

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n [1 - \frac{N_i}{N_{cri}}] d_i W_i \quad (15.3.4)$$

式中:  $I_{LE}$ ——液化指数;

$n$ ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数;

$N_i$ 、 $N_{cri}$ ——分别为  $i$  点标准贯入锤击数的实测值和临界值, 当实测值大于临界值时应取临界值; 当只需要判别 15m 范围以内的液化时, 15m 以下的实测值可按临界值采用;

$d_i$ —— $i$  点所代表的土层厚度 (m), 可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半, 但上界不高于地下水位深度, 下界不深于液化深度;

$W_i$ —— $i$  土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (单位为  $m^{-1}$ )。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10, 等于 20m 时应采用零值, 5~20m 时应按线性内插法取值。

表 15.3.4 液化等级与液化指数的对应关系

液化等级	轻 微	中 等	严 重
液化指数 $I_{LE}$	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

15.3.5 当液化砂土层、粉土层较平坦且均匀时, 宜按表 15.3.5 选用地基抗液化措施; 尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响, 根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。

不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 15.3.5 抗液化措施

建筑抗震 设防类别	地基的液化等级		
	轻 微	中 等	严 重
乙类	部分消除液化沉陷, 或对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理, 亦可不采取措施	基础和上部结构处理, 或更高要求的措施	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	基础和上部结构处理, 或其他经济的措施

注: 甲类建筑的地基抗液化措施应进行专门研究, 但不宜低于乙类的相应要求。

15.3.6 全部消除地基液化沉陷的措施, 应符合下列要求:

1 采用桩基时, 桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度 (不包括桩尖部分), 应按计算确定, 且对碎石土, 砾、粗、中砂, 坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.8m, 对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。

2 采用深基础时, 基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中, 其深度不应小于 0.5m。

3 采用加密法 (如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等) 加固时, 应处理至液化深

度下界。

4 用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度。

5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

**15.3.7** 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于 5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低 1；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

注：中心区域指位于基础外边界以内沿长宽方向距外边界大于相应方向 1/4 长度的区域。

2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于按本规范第 15.3.3 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

3 基础边缘以外的处理宽度，应符合本规范第 15.3.6 条 5 款的要求。

4 采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

**15.3.8** 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列措施：

1 选择合适的基础埋置深度。

2 调整基础底面积，减少基础偏心。

3 加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

4 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

5 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

**15.3.9** 在故河道以及临近河岸、海岸和边坡等有液化侧向扩展或流滑可能的地段内不宜修建永久性建筑，否则应进行抗滑动验算、采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。

## 15.4 桩基础

**15.4.1** 抗震设防区桩基的设计原则应符合下列规定：

1 桩进入液化土层以下稳定土层的长度（不包括桩尖部分）应按计算确定；对于碎石土、砾、粗、中砂，密实粉土，坚硬黏性土尚不应小于  $(2\sim3)d$ ，对其他非岩石土尚不宜小于  $(4\sim5)d$ ；

2 承台和地下室侧壁周围应采用灰土、级配砂石、压实性较好的素土回填，并分层夯实，也可采用素混凝土回填；

3 当承台周围为可液化土或地基承载力特征值小于 40kPa（或不排水抗剪强度小于 15kPa）的软土，且桩基水平承载力不满足计算要求时，可将承台外每侧 1/2 承台边长范围内的土进行加固；

4 存在液化扩展的地段，应验算桩基在土流动的侧向作用力下的稳定性。

**15.4.2** 承受竖向荷载为主的低承台桩基，当地面下无液化土层，且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时，下列建筑可不进行桩基抗震承载力验算：

1 一般的单层厂房和单层空旷房屋；

2 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架房屋和框架-抗震墙房屋；

3 基础荷载与第 2 款相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋；

4 按本规范 15.2.1 条第 1 款规定的建筑和砌体房屋。

**15.4.3** 非液化土中低承台桩基的抗震验算，应符合下列规定：

1 单桩的竖向和水平向抗震承载力特征值，可均比非抗震设计时提高 25%。

2 当承台周围的回填土夯实至干密度不小于本规范对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用；但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

**15.4.4** 存在液化土层的低承台桩基抗震验算，应符合下列规定：

1 承台埋深较浅时，不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用。

2 当桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 的非液化土层或非软弱土层时，可按下列二种情况进行桩的抗震验算，并按不利情况设计：

(1) 桩承受全部地震作用，桩承载力按本规范第 15.4.3 条取用，液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 15.4.4 的折减系数。

**表 15.4.4 土层液化影响折减系数**

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深度	折减系数
≤0.6	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
0.6~0.8	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
0.8~1.0	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

(2) 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用，桩承载力仍按本规范第 15.4.3 条 1 款取用，但应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

3 打入式预制桩及其他挤土桩，当平均桩距为 2.5~4 倍桩径且桩数不少于 5x5 时，可计入打桩对土的加密作用及桩身对液化土变形限制的有利影响。当打桩后桩间土的标准贯入锤击数值达到不液化的要求时，单桩承载力可不折减，但对桩尖持力层作强度校核时，桩群外侧的应力扩散角应取为零。打桩后桩间土的标准贯入锤击数宜由试验确定，也可按下式计算：

$$N_1 = N_p + 100\rho(1 - e^{-0.3N_p}) \quad (15.4.4)$$

式中： $N_1$ ——打桩后的标准贯入锤击数；

$\rho$ ——打入式预制桩的面积置换率；

$N_p$ ——打桩前的标准贯入锤击数。

**15.4.5** 桩基承台及地下室周围回填土应分层压实或采用混凝土原坑浇注。处于可液化土中的桩基承台及地下室周围，宜用非液化土填筑夯实，当采用砂土或粉土回填时，应使土层的标准贯入击数大于液化标准贯入击数临界值，也可采用注浆等措施来消除液化。

**15.4.6** 液化土中的桩，由桩顶至液化深度以下 1.5m 的范围内，纵向钢筋需保持与桩顶相同，箍筋应加密，间距宜与桩顶部相同。

## 16 检验与监测

### 16.1 一般规定

**16.1.1** 为设计提供依据的试验应在设计前进行，平板载荷试验、基桩静载试验、基桩抗拔试验及锚杆的抗拔试验等应加载至极限或破坏，必要时，应对基底反力、桩身内力和桩端阻力等进行测试。

**16.1.2** 基桩检测应根据检测目的、检测方法的适应性、桩基的设计条件、成桩工艺等，按表 16.1.2 合理选择检测方法。当通过两种或两种以上检测方法的相互补充、验证，能有效提高基桩检测结果判定的可靠性时，应选择两种或两种以上的检测方法。

表 16.1.2 检测目的及检测方法

检测目的	检测方法
确定单桩竖向抗压极限承载力； 判定竖向抗压承载力是否满足设计要求； 通过桩身应变、位移测试，测定桩侧、桩端阻力； 验证高应变法的单桩竖向抗压承载力检测结果	单桩竖向抗压静载试验
确定单桩竖向抗拔极限承载力； 判定竖向抗拔承载力是否满足设计要求； 通过桩身应变、位移测试，测定桩的抗拔侧阻力	单桩竖向抗拔静载试验
确定单桩水平临界荷载和极限承载力，推定土抗力参数； 判定水平承载力或水平位移是否满足设计要求； 通过桩身应变、位移测试，测定桩身弯矩	单桩水平静载试验
检测灌注桩桩长、桩身混凝土强度、桩底沉渣厚度，判定或鉴别 桩端持力层岩土性状，判定桩身完整性类别	钻芯法
检测桩身缺陷及其位置，判定桩身完整性类别	低应变法
判定单桩竖向抗压承载力是否满足设计要求； 检测桩身缺陷及其位置，判定桩身完整性类别； 分析桩侧和桩端土阻力； 进行打桩过程监控	高应变法
检测灌注桩桩身缺陷及其位置，判定桩身完整性类别	声波透射法
检测灌注桩钢筋笼长度	磁测井法

**16.1.3** 验收检验静载荷试验最大加载量不应小于承载力特征值的 2 倍。

**16.1.4** 抗拔桩的验收检验应采取工程桩裂缝控制的措施。

**16.1.5** 地基基础施工及使用过程中，应对地基土体、建筑物及周边环境等进行系统的现场监测。

### 16.2 检验

**16.2.1** 基槽（坑）开挖到底后，应进行基槽（坑）检验。当发现地质条件与勘察报告及设计文件不一致，或遇到异常情况时，应结合地质条件提出处理意见。

**16.2.2** 在压实填土的施工过程中，应分层取样检验土的干密度和含水量。检验点数量：对大基坑每 50~100 m<sup>2</sup> 面积内不应少于 1 个检验点；对基槽每 10m~20m 不应少于 1 个检验点；每个独立柱基不应少于 1 个检验点。采用贯入仪或动力触探检验垫层的施工质量时，分层检验点的间距应小于 4m。根据检验结果求得的压实系数，不得低于本规范表 6.4.7 的规定。如



系软弱土层换土后分层压实，应按每个单体工程不少于 3 个点进行平板静载荷试验。

**16.2.3** 地下连续墙应提交经确认的有关成墙记录报告。地下连续墙完成后应进行墙体质量检验，检验方法可采用钻芯法或声波透射法，非承重地下连续墙检验槽段数不得少于同条件下总槽段数的 10%，承重地下连续墙检验槽段数不得少于同条件下总槽段数的 20%。

**16.2.4** 抗浮锚杆完成后应进行抗拔承载力检验，检验数量不得少于锚杆总数的 5%，且不得少于 6 根。

**16.2.5** 人工挖孔桩终孔时，应进行桩端持力层检验。单柱单桩的大直径嵌岩桩，应视岩性检验孔底下 3 倍桩身直径或 5m 深度范围内有无土洞、溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件。

**16.2.6** 基桩检测开始时间应符合下列规定：

1 当采用低应变法或声波透射法检测时，受检桩混凝土强度不应低于设计强度的 70%，且不应低于 15MPa；

2 当采用钻芯法检测时，受检桩的混凝土龄期应达到 28d，或受检桩同条件养护试件强度应达到设计强度要求；

3 承载力检测前的休止时间，除应符合本条第 2 款的规定外，当无成熟的地区经验时，尚不应少于表 16.2.6 规定的时间。

表 16.2.6 休止时间

土的类别		休止时间 (d)
砂土		7
粉土		10
黏性土	非饱和	15
	饱和	25

注：对于泥浆护壁灌注桩，宜延长休止时间。

**16.2.7** 为设计提供依据的试验桩检测应依据设计确定的基桩受力状态，采用相应的静载试验方法确定单桩极限承载力，检测数量应满足设计要求，且在同一条件下不应少于 3 根。

**16.2.8** 基桩验收检验时，宜先进行桩身完整性检测，后进行承载力检测。桩身完整性检测应在基坑开挖至基底标高后进行。承载力检测时，宜在检测前、后，对受检桩、锚桩进行桩身完整性检测。

**16.2.9** 混凝土桩的桩身完整性检测数量应符合下列规定：

1 建筑地基基础设计等级为甲级，或地基条件复杂、成桩质量可靠性较低的灌注桩工程，检测数量不应少于总桩数的 30%，且不应少于 20 根；其他桩基工程，检测数量不应少于总桩数的 20%，且不应少于 10 根；

2 除符合本条前款规定外，每个柱下承台检测桩数不应少于 1 根；

3 大直径嵌岩灌注桩或地基基础设计等级为甲级的大直径灌注桩，应在本条第 1~2 款规定的检测桩数范围内，按不少于总桩数 10% 的比例采用声波透射法或钻芯法检测；

**16.2.10** 当符合下列条件之一时，应采用单桩竖向抗压静载试验进行承载力验收检验：

1 地基基础设计等级为甲级的桩基；

2 施工前未按本规范第 16.2.7 条进行单桩静载试验的工程；

3 施工前进行了单桩静载试验，但施工过程中变更了工艺参数或施工质量出现了异常；

4 地基条件复杂、桩施工质量可靠性低；

5 本地区采用的新桩型或新工艺；

6 施工过程中产生挤土上浮或偏位的群桩。

检验数量不应少于同一条件下桩基分项工程总桩数的 1%，且不少于 3 根；当总桩数小于 50 根时，检测数量不应少于 2 根。

**16.2.11** 除本规范第 16.2.10 条规定外的工程桩，单桩竖向抗压承载力可按下列方式进行验收检验：

1 当采用单桩静载试验时，检测数量应符合本规范第 16.2.10 条的规定；

2 预制桩和满足高应变法适用范围的灌注桩，可采用高应变法检测单桩竖向抗压承载力，检测数量不宜少于总桩数的 5%，且不得少于 5 根。

**16.2.12** 当有本地区相近条件的对比验证资料时，高应变法可作为本规范第 16.2.10 条规定条件下单桩竖向抗压承载力验收检测的补充，其检测数量应符合本规范第 16.2.11 条第 2 款的规定。

**16.2.13** 对于端承型大直径灌注桩，当受设备或现场条件限制无法检测单桩竖向抗压承载力时，可选择下列方式之一，进行持力层核验：

1 采用钻芯法测定桩底沉渣厚度，并钻取桩端持力层岩土芯样检验桩端持力层，检测数量不应少于总桩数的 10%，且不应少于 10 根；

2 采用深层平板载荷试验或岩基平板载荷试验，检测应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 和现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定，检测数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根。

**16.2.14** 对设计有抗拔或水平力要求的桩基工程，单桩承载力验收检测应采用单桩竖向抗拔或单桩水平静载试验，检测数量应符合本规范第 16.2.10 条的规定。

**16.2.15** 对粉质粘土、灰土、粉煤灰和砂石垫层的施工质量检验可用环刀法、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、矿渣垫层可用重型动力触探检验，并均应通过现场试验以设计压实系数所对应的贯入度为标准检验垫层的施工质量。

对加筋垫层中土工合成材料应进行如下检验：

1 土工合成材料质量符合设计要求、外观无破损、无老化、无污染；

2 土工合成材料要求张拉平整、无皱折、紧贴下承层，锚固端锚固牢固；

3 上下层土工合成材料搭接缝要交替错开，搭接强度应满足设计要求。

**16.2.16** 强夯法的地基加固质量检验应符合下列规定：

1 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。对山区回填土、碎石土和砂土地基，间隔时间可取 1~2 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。原位测试可选用面波法、静力触探、标准贯入试验和载荷试验。对山区回填土地基可采用表面波检测结合静载试验的方式进行检测。

2 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，按每 400m<sup>2</sup> 不少于 1 个检测点，且不应少于 3 点；对于复杂场地或重要建筑物地基按每 300m<sup>2</sup> 不少于 1 个检测点，且不应少于 3 点。检验深度应大于设计处理范围。

3 强夯地基承载力检验的数量，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，每个建筑地基载荷试验检验点不应少于 3 点；对于复杂场地或重要建筑地基应增加检验点数。检测结果的评价，应考虑夯点和夯间位置的差异。

**16.2.17** 强夯置换法的地基加固质量检验应符合下列规定：

1 确定强夯置换墩复合地基承载力时，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。

2 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。

3 强夯置换地基单墩载荷试验检验数量不应少于墩点数的 1%，且不应少于 3 点。

**16.2.18** 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%，且不少于 3 孔。砂石桩施工质量的检验应在施工结束并间隔一定时间后进行，对粉土、砂土和杂填土不宜少于 7d，黏性土不宜少于 14d。

**16.2.19** 振冲桩的施工质量检验可采用单桩载荷试验，检验数量不应少于总桩数的 0.5%，且不少于 3 根。对桩体可采用动力触探试验检测，对桩间土可采用标准贯入、静力触探、动力触探或其他原位测试等方法进行检测。

**16.2.20** 对不加填料振冲加密处理的砂土地基，施工质量检验可采用标准贯入、动力触探、载荷试验或其他合适的试验方法。检验点应选择在有代表性或地基土质较差的地段，并位于振冲点围成的单元形心处及振冲点中心处。检验数量不应少于振冲点数量的 1%，且不少 5 点。

**16.2.21** 水泥土搅拌桩、高压旋喷桩的施工质量检验可采用以下方法：

1 成桩 3d 内，采用轻型动力触探（ $N_{10}$ ）检查上部桩身的均匀性。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。检验数量为施工总桩数的 1%，且不少于 3 根；

2 成桩 7d 后，采用浅部开挖桩头进行检查，开挖深度宜超过停浆（灰）面下 0.5m，检查搅拌的均匀性，量测成桩直径，检查数量不少于总桩数的 5%；

3 水泥搅拌桩复合地基载荷试验宜在成桩 28d 后进行。水泥搅拌桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，检验数量不少于施工总桩数的 1%，复合地基静载荷试验数量不少于 3 台（多轴搅拌为 3 组）。

4 检验点布置应符合下列规定：

- (1) 有代表性的桩位；
- (2) 施工过程中出现异常情况的部位；
- (3) 地基情况复杂，可能对桩身质量产生影响的部位。

5 对变形有严格要求的工程或经触探和静载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时，应在成桩 28d 后，采用双管单动取样器钻取芯样做水泥土抗压强度检验，检验数量为施工总桩数的 0.5%，且不少于 6 点；

6 基槽开挖后，应检验桩位、桩数与桩顶桩身质量，如不符合设计要求，应采取有效补强措施。

**16.2.22** 预压加固地基应进行下列质量检验：

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。必要时尚应进行现场载荷试验，试验数量不宜少于 3 点。

**16.2.23** 刚-柔性桩复合地基承载力检测宜采用刚-柔性桩复合地基载荷试验或单桩复合地基载荷试验，也可采用单桩载荷试验。刚性桩载荷试验检测数量宜为刚性桩总数的 1.0%，且不应少于 3 点；柔性桩载荷试验检测数量宜为柔性桩总数的 0.5%~1.0%，且不应少于 3 点。刚-柔性桩复合地基载荷试验中复合地基所包含的刚性桩和柔性桩面积置换率应与实际复合地基中所包含的刚性桩和柔性桩面积置换率相同。

**16.2.24** 爆炸置换法的施工质量检验应符合下列规定。

1 施工期和竣工验收前应检查置换淤泥质地基的平面位置和深度，检查方法可选用体积平衡法、钻孔探摸法和探地雷达法，并应满足下列要求：

(1) 抛填石料流失量较小时采用体积平衡法，宜沿长度方向每 50~100m<sup>2</sup> 作一次体积平衡检验，采用该方法时适当辅以钻孔探摸。

(2) 一般工程采用钻孔探摸法，按横断面布置钻孔，断面间距取 100~500m，不少于 3 个断面；每断面布置钻孔 1~3 个，全断面布置 3 个钻孔的断面数不少于总断面的一半；钻孔深入下卧层不少于 2m。

(3) 工程量大的工程采用探地雷达法，按纵横断面布置测线，纵断面分别布置在堤顶、内坡和外坡的适当位置上，横断面布满全断面范围，间距取 50~100m；测点距离不大于 2m，中心频率选取应少于 100MHz，并有钻孔资料配合分析。

2 药包制作和布放允许偏差应符合下表规定。

表 16.2.24 药包制作和布放允许偏差

项目	允许偏差
单药包药量	±5%
药包平面位置	±0.3m
药包埋深	±0.3m

3 相邻两炮抛填进尺与设计进尺之差不应大于 0.5m。

4 每炮准爆率低于 90%时，应补爆 1 次或减小下 1 炮的进尺量。

5 沉降位移观测应满足下列要求：

(1) 施工前安排沉降位移观测，分析施工前的沉降位移规律；

(2) 主体工程或大型工程在分段工程完工后及时设置长期沉降位置观测点。

**16.2.25** 桩网复合地基的质量检验，应符合下列规定：

1 灌注桩应在成桩 28d 后进行质量检验，预制桩宜在施工 7d 后进行质量检验；

2 应挖出所有桩头检验桩数，并应取总桩数的 5% 进行桩位、桩距和桩径检验；桩位和桩距的允许偏差为 50mm，桩径允许偏差为 ±5%；

3 应取总桩数的 10% 进行低应变试验；低应变检测 II 类或好于 II 类桩应超过被检验数的 70%；

4 应取总桩数的 0.2%，且每个单体工程不少于 3 根桩进行静载荷试验；

5 对灌注桩的质量存疑时，应进行抽芯检验，并应检查桩身完整性、桩长和混凝土的强度。桩长的允许偏差为 ±200mm，抽芯试验的抗压强度不应小于设计混凝土强度的 70%；

6 加筋体的检测与检验应包括下列内容：

(1) 各向抗拉强度，以及与抗拉强度设计值对应的材料应变率；

(2) 材料的单位面积重量、幅宽、厚度、孔径尺寸等；

(3) 抗老化性能；

(4) 对于不了解性能的新材料，应测试在拉力等于 70% 设计抗拉强度条件下的蠕变性

能。

### 16.3 监测

**16.3.1** 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，直到沉降达到稳定标准；施工过程中还应对土体位移、孔隙水压力等进行监测。

**16.3.2** 当降水可能对周边环境产生不利影响时，应对地下水位变化及降水对周边环境的影响进行监测。

**16.3.3** 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。

**16.3.4** 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、基坑底部及周边土体、周边建（构）筑物及地下管线等市政设施的沉降和位移等。

**16.3.5** 基坑开挖对周边建（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。

**16.3.6** 边坡工程施工过程中，应严格记录气象条件、挖方、填方及堆载等情况。爆破施工时，应监控各种有害效应（地震波、冲击波、飞散物等）对周边环境的影响。边坡工程完成后，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，且不得少于两年。对建筑物有危害的滑坡，应对其进行长期水平、竖向位移监测。

**16.3.7** 对挤土桩，当周边环境保护要求严格或布桩较密时，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、周边建（构）筑物的水平位移与竖向位移等进行监测。

**16.3.8** 下列建筑物应在施工期间及使用期间进行变形监测：

- 1 地基基础设计等级为甲级和乙级的建筑物，以及需要进行地基变形验算的丙级建筑物；
- 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 需要积累建筑物沉降经验或设计反分析的工程。

## 附录 A 岩石风化程度划分

**A.0.1** 岩石风化程度可按表 A.0.1 划分。

**表 A.0.1** 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，矿物成份已显著变化，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，矿物成份显著变化，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，风化成砂状或土块状，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，风化成土状，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。

## 附录 B 深层平板载荷试验要点

**B.0.1** 深层平板载荷试验可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。

**B.0.2** 深层平板载荷试验的承压板采用直径为 800mm 的圆形刚板，紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 800mm。

**B.0.3** 加荷等级可按预估极限承载力的 1/10~1/15 分级施加。

**B.0.4** 每级加载后，第一小时内按间隔 10 min、10 min、10 min、15 min、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。

**B.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 ( $p\sim s$ ) 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。

**B.0.6** 承载力特征值的确定应符合下列规定：

1 当  $p\sim s$  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。

**B.0.7** 同一土层参加统计的试验点不应少于三点，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 C 岩石地基载荷试验要点

**C.0.1** 本附录适用于确定完整、较完整、较破碎岩石地基作为天然地基或桩基础持力层时的承载力。

**C.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。

**C.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。

**C.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。

**C.0.5** 荷载分级：第一级加载值为预估设计荷载的 1/5，以后每级为预估设计荷载的 1/10。

**C.0.6** 沉降量测读：加载后立即读数，以后每 10min 读数一次。

**C.0.7** 稳定标准：连续三次读数之差均不大于 0.01mm 时可施加下一次荷载。

**C.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。

**C.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。

**C.0.10** 岩石地基承载力的确定应符合下列规定：

- 1 对应于  $p\sim s$  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 D 岩石饱和单轴抗压强度试验要点

**D.0.1** 试料可用钻孔的岩芯或坑、槽探中采取的岩块。

**D.0.2** 岩样尺寸宜为  $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ ，数量不应少于 6 个，进行饱和处理。

**D.0.3** 在压力机上以每秒 500~800kPa 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。

**D.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：

$$f_{rk} = \psi \cdot f_{rm} \quad (\text{D.0.4-1})$$

$$\psi = 1 - \left( \frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \quad (\text{D.0.4-2})$$

式中  $f_{rm}$  ——岩石饱和单轴抗压强度平均值 (kPa)；

$f_{rk}$  ——岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa)；

$\psi$  ——统计修正系数；

$n$  ——试样个数；

$\delta$  ——变异系数。

## 附录 E 附加应力系数 $\alpha$ 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

**E.0.1** 矩形面积上均布荷载作用下角点的附加应力系数  $\alpha$  (表 E.0.1-1)、平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$  (表 E.0.1-2)。

**表 E.0.1-1** 矩形面积上均布荷载作用下角点附加应力系数  $\alpha$

$z/b$	$l/b$											条形
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	
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	0.205	0.205
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

$z/b$	$l/b$											条形
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	
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	0.000	0.000	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

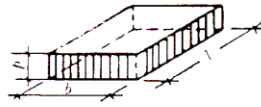


表 E.0.1-2

矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$

$z/b$ \ $l/b$	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
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	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	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	0.1715	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
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

续表

$z/b$ \ $l/b$	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
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	0.1003	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
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

续表

z/b	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
8.0	0.0627	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
10.0	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

**E.0.2** 矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数  $\alpha$ 、平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$  (表 E.0.2)。

矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数  $\alpha$  与平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$

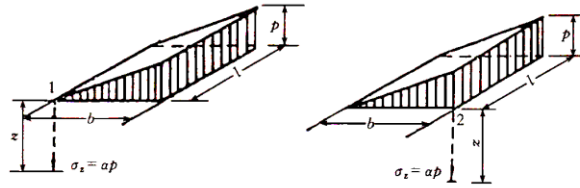


表 E. 0. 2

z/b	l/b		0.2				0.4				0.6				z/b		
	点	系数	1		2		1		2		1		2			点	系数
			$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$			
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	0.0223	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	0.8		1.0				1.2				z/b		
	1		2		1		2		1			2	
	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$		a	$\bar{a}$
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	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	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

续表

z/b	1.4				1.6				1.8				z/b
	1		2		1		2		1		2		
	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	
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	0.0694	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	0.0331	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	2.0		3.0				4.0				z/b		
	1		2		1		2		1			2	
	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$		$\alpha$	$\bar{\alpha}$
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	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	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	0.0559	0.1223	0.0529	0.0623	0.0585	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	6.0				8.0				10.0				z/b
	1		2		1		2		1		2		
	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.6
0.8	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.8
1.0	0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	1.0
1.2	0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	1.2
1.4	0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	1.4
1.6	0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	1.6
1.8	0.0673	0.0635	0.0805	0.1447	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	1.8
2.0	0.0634	0.0637	0.0734	0.1380	0.0636	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	2.0
2.5	0.0543	0.0627	0.0601	0.1237	0.0547	0.0628	0.0604	0.1238	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	2.5
3.0	0.0469	0.0607	0.0504	0.1123	0.0474	0.0609	0.0509	0.1124	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	3.0
5.0	0.0283	0.0515	0.0290	0.0833	0.0296	0.0519	0.0303	0.0837	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	5.0
7.0	0.0186	0.0435	0.0190	0.0663	0.0204	0.0442	0.0207	0.0671	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	7.0
10.0	0.0111	0.0349	0.0111	0.0509	0.0128	0.0359	0.0130	0.0520	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	10.0

**E.0.3** 圆形面积上均布荷载作用下中点的附加应力系数 $\alpha$ 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ （表E.0.3）。

**E.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 $\alpha$ 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ （表E.0.4）。

表 E.0.3 圆形面积上均布荷载下中点的附加应力系数  $\alpha$  与平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$

$z/r$	圆 形		$z/r$	圆 形	
	$\alpha$	$\bar{\alpha}$		$\alpha$	$\bar{\alpha}$
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			

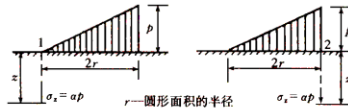


表 E. 0. 4 圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的  
附加应力系数  $\alpha$  与平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$

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



## 附录 F 岩石锚杆抗拔试验

**F.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。

**F.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。

**F.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。

**F.0.4** 当出现下列情况之一时，即可终止锚杆的上拔试验：

- 1 锚杆上拔量持续增长，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。

**F.0.5** 符合上述终止条件的前一级上拔荷载，即为该锚杆的极限抗拔力。

**F.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安全系数 2 为锚杆抗拔承载力特征值。

**F.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。

**F.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 G 平均固结度的计算

**G.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，可按下列式计算。

对于瞬时加载情况，按下式计算：

$$U_t = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (\text{G.0.1-1})$$

对于分级连续等速加载，按下式计算：

$$U_t = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{P_t} [(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}})] \quad (\text{G.0.1-2})$$

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 ( $\text{kN/m}^2/\text{d}$ )；

$P_t$ ——历时  $t$  以前各级荷载的累加值， $P_t = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3 + \dots + \Delta P_n(t)$ ；

$T_{i-1}, T_i$ ——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  $t$ ；

$\alpha, \beta$ ——排水固结参数，各种情况下的  $\alpha, \beta$  值见表 G.0.1；

$\beta_r$ ——轴对称径向向内排水固结参数；

$\beta_z$ ——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 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )，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 G.0.1**  $\alpha, \beta$  值

排水情况		径向排水	竖向排水	竖向和径向组合三维排水
$\beta$	理想井	$\beta_r = \frac{8C_H}{F_n d_e^2}$	$\beta_z = \frac{\pi C_v}{4H^2}$	$\beta_{rz} = \beta_r + \beta_z$
	非理想井	$\beta_r = \frac{8C_H}{(F_n + F_s + F_r) d_e^2}$		
$\alpha$		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。

**G.0.2** 井阻因子  $F_r$  按下式计算

$$F_r = \frac{\pi L^2}{4} \cdot \frac{K_h}{q_{wa}} \quad \text{或} \quad F_r = \frac{\pi K_h}{K_w} \cdot \frac{L^2}{d_w^2} \quad (\text{G.0.2-1})$$

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  $\text{cm}^3/\text{s}$ 。  $\eta$  为折减系数,  $L \leq 10\text{m}$  时, 取 4;  $10\text{m} < L \leq 20\text{m}$  时取 5;  $L > 2\text{m}$  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。

**G.0.3** 涂抹因子  $F_s$  按下式计算:

$$F_s = \ln(\lambda) \left( \frac{K_h}{K_s} - 1 \right) \quad (\text{G.0.2})$$

式中  $\lambda$ ——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  $\lambda$  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; 非均质并具有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。

**G.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 H 阶梯型承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度

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

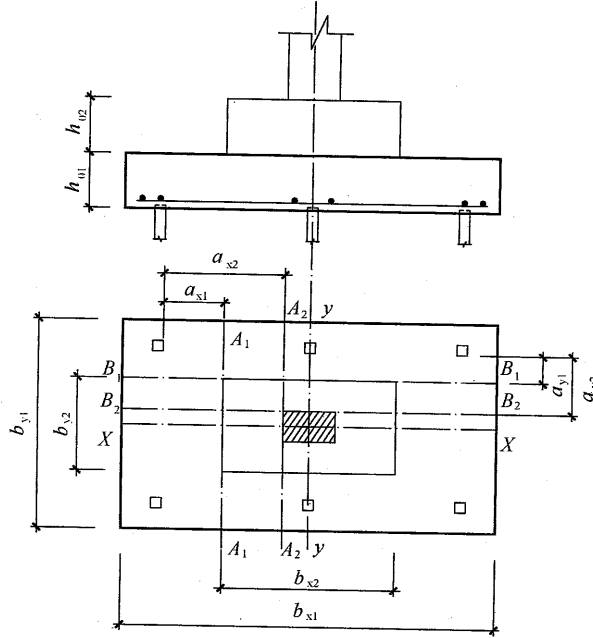


图 H.0.1 阶梯形承台斜截面受剪计算

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

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

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

$$\text{对 } B_2-B_2 \quad b_{x0} = \frac{b_{x1}[h_{01} + b_{x2}h_{02}]}{h_{01} + h_{02}} \quad (\text{H.0.1-2})$$

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

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

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

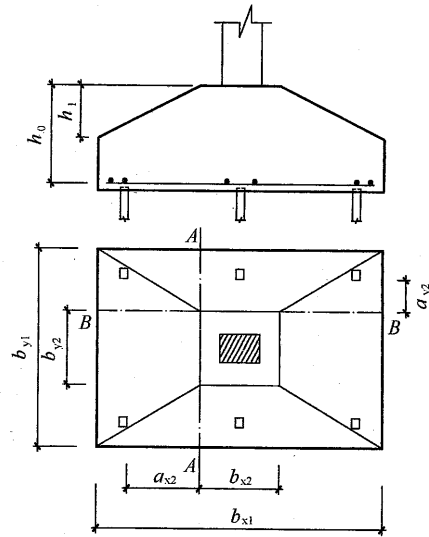


图 H.0.2 锥形承台受剪计算

## 附录 J 抗浮锚杆设计计算要点

**J.0.1** 有机质土、液限 $W_L > 50\%$ 和相对密实度 $D_r < 0.3$ 的土层不得作为永久性锚杆的锚固土层。

**J.0.2** 抗浮锚杆的计算内容应包括：

- 1 锚杆承载力；
- 2 杆体截面积；
- 3 锚杆数量。

**J.0.3** 抗浮锚杆选型应根据锚固段岩土性质、抗拔力、变形和施工可行性等因素综合确定。

**J.0.4** 锚杆杆体材料可选用高强度低松弛的钢绞线或高强精轧螺纹钢，当锚杆抗拔力较低、杆体较短时，也可选用HRB400等普通钢筋。锚杆杆体材料的性能应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010和《预应力混凝土用钢绞线》GB/T5224的相关规定。

**J.0.5** 锚杆孔径不宜小于130mm；注浆体材料宜选用强度等级不低于M30的水泥砂浆或强度等级不低于C30的细石混凝土。

**J.0.6** 锚杆竖向抗拔承载力特征值 $R_t$ 应根据下式计算：

$$R_t = \frac{Q_{uk}}{2} \quad (\text{J.0.6})$$

式中： $Q_{uk}$ ——锚杆竖向抗拔极限承载力标准值（kN）。

**J.0.7** 锚杆竖向抗拔极限承载力标准值确定应符合下列规定：

1 对于地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物以及扩体预应力抗浮锚杆，其竖向抗拔承载力应通过上拔静载荷试验确定；

2 初步设计时，可按下列式估算：

$$\text{岩石锚杆: } Q_{uk} = 0.8\pi D l_d f_{rbk} \quad (\text{J.0.7-1})$$

$$\text{土层锚杆: } Q_{uk} = 0.8\pi D \sum l_{di} f_{rbki} \quad (\text{J.0.7-2})$$

式中： $D$ ——锚杆锚固段注浆体直径（m）；

$l_d$ ——锚杆锚固段有效锚固长度（m）；

$f_{rbk}$ ——锚固体与岩石间极限粘结强度标准值（kPa），可按表 J.0.7-1 取值；

$l_{di}$ ——锚杆锚固段在第  $i$  层土中的长度（m）；

$f_{rbki}$ ——锚固体与第  $i$  层土之间的极限粘结强度标准值（kPa），可按表 J.0.7-2 取值。

表 J.0.7-1 锚固体与岩石间的极限粘结强度标准值

岩石类别	岩石饱和单轴抗压强度标准值 $f_{rk}$ (MPa)	$f_{rbk}$ 值 (kPa)
极软岩	$f_{rk} \leq 5$	<200
软岩	$5 < f_{rk} \leq 15$	200~400
较软岩	$15 < f_{rk} \leq 30$	400~800
较硬岩	$30 < f_{rk} \leq 60$	800~1200
坚硬岩	$f_{rk} > 60$	1200~1800

注：1 表中数据适用于水泥砂浆或细石混凝土强度等级为 M30；

2 在岩体结构面发育时，粘结强度取表中下限值。

表 J.0.7-2 锚固体与土层间的极限粘结强度标准值

岩石类别	土的状态	$f_{rbk}$ 值 (kPa)
粘性土	软塑	10~40
	可塑	20~50
	硬塑	30~65

	坚硬	40~100
砂性土	松散	15~40
	稍密	20~60
	中密	30~80
	密实	40~100
	稍密	30~100
碎石土	中密	40~110
	密实	60~130

注：1 表中数据适用于水泥砂浆或细石混凝土强度等级为 M30；

2 在岩体结构面发育时，粘结强度取表中下限值；

3 当采用二次高压劈裂注浆（压力大于 2.5MPa）加固锚固段周边地层时，表中粘结强度可适当提高。

**J.0.8** 抗浮锚杆杆体截面应符合下列公式：

$$A \geq \frac{N_{td}}{f_y \xi_1} \quad (\text{J.0.8})$$

式中：A——抗浮锚杆杆体截面面积（mm<sup>2</sup>）；

$N_{td}$ ——荷载效应基本组合下的单根锚杆竖向拉力设计值(kN)，可取 1.35 倍  $R_t$ ；

$f_y$ ——钢筋或预应力钢绞线抗拉强度设计值（kPa）；

$\xi_1$ ——锚筋抗拉工作条件系数，取 0.69。

**J.0.9** 锚杆钢筋与注浆体之间锚固长度应满足下列公式：

$$L_a \geq \frac{N_{td}}{\pi n_s f_b \xi_2} \quad (\text{J.0.9})$$

式中： $L_a$ ——锚杆钢筋与注浆体之间锚固长度（m）；

$f_b$ ——钢筋、钢绞线与注浆体之间的粘结强度设计值（kPa），应由试验确定，当缺乏试验资料时可见表 J.0.9-1；

$n_s$ ——钢筋或钢绞线根数；

$d$ ——钢筋或钢绞线直径（m）；

$\xi_2$ ——钢筋与注浆体粘结强度工作条件系数，取 0.6。

表 J.0.9-1 钢筋、钢绞线与砂浆之间的粘结强度设计值(MPa)

锚杆类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级	
	M30	M35
水泥砂浆与螺纹钢筋间的粘结强度设计值 $f_b$	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝的粘结强度设计值 $f_b$	2.95	3.40

注：1 当采用二根钢筋点焊成束的做法时，粘结强度应乘以 0.85 的折减系数；

2 当采用三根钢筋点焊成束的做法时，粘结强度应乘以 0.7 的折减系数；

3 成束钢筋的根数不应超过三根，钢筋截面总面积不应超过锚孔面积的 20%。当锚固段钢筋和注浆材料采用特殊设计，并经试验验证锚固效果良好时，可适当增加锚筋用量。

**J.0.10** 全长粘结型非预应力抗浮锚杆按拉力型锚杆设计时，岩石锚杆的锚固段长度不应小于 3m，并不宜大于 45D 和 6.5m，间距不应小于 6D；土层锚杆的锚固段长度不应小于 4m，并不宜大于 10m，间距不宜小于 1.5m；扩体土层锚杆间距不应小于 2m，扩大头长度不宜小于 2m。

**J.0.11** 部分粘结预应力锚杆宜采用承压型锚杆，岩石锚杆的锚固段长度不应小于 3m，并不宜大于 55D 和 8m；土层锚杆的锚固段长度不应小于 4m，并不宜大于 10m；锚固段上的覆土厚度不宜小于 5m；钻孔内预应力钢绞线面积不超过钻孔面积的 15%，锚杆防护套管保护层厚度不小于 20mm。

**J.0.12** 预应力锚杆张拉宜在注浆体强度达到不小于设计强度的90%时进行，初始预应力(锁定拉力)值宜为锚杆拉力设计值的0.75~1.0。对于长期处于高水位水浮力作用，或对变形要求较高的工程，锁定拉力可取高值。

**J.0.13** 土层锚杆宜采用二次注浆工艺，易塌孔的松散土层或地下水位较高的砂土、粉土中宜采用套管护壁成孔工艺。

**J.0.14** 锚杆防腐要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010及《工业建筑防腐设计规范》GB50046的相关规定，并符合下列规定：

1 锚杆锚固段保护层厚度不应小于50mm；

2 预应力锚杆自由段应设防护套管，套管内应充满防护油脂，与锚固段搭接长度不应小于300mm；

3 非预应力锚杆杆体直接伸入混凝土底板内锚固时，锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的相关规定；预应力锚杆锚头的锚具需采用混凝土封闭，混凝土内设置钢筋网，保护层厚度不应小于50mm，强度等级不应小于C30。

**J.0.15** 锚杆与防水底板连接节点处应采取设置止水钢板、止水条及注浆等防渗漏措施。

**J.0.16** 全长粘结型抗浮锚杆应进行裂缝宽度验算，计算方法应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的相关规定。

**J.0.17** 底板在预应力锚杆锚头处的抗冲切承载能力，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的相关规定。



## 附录 K 单桩竖向抗压静载荷试验

**K.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，为设计提供依据。

单桩竖向静载荷试验的加载方式应采用慢速维持荷载法。

**K.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 K.0.2 规定：

**表 K.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 且不小于 2m	4d 且不小于 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。

**K.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，可作试桩荷载的反力。

**K.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，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。

**K.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 ( $Q\sim s$ ) 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,  $Q\sim s$  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  $\Delta s_n$ ——第  $n$  级荷载底沉降增量;  $\Delta s_{n+1}$ ——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。

#### **K.0.6** 试桩和锚桩沉降测量应符合下列规定:

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 $\geq 600$ 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 $< 600$ 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 $\geq 600$ 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。

#### **K.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。

#### **K.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( $Q\sim s$ 、 $s\sim \lg Q$ )、桩顶沉降~时间关系曲线( $s\sim \lg t$ )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。

#### **K.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( $Q\sim s$ )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 K.0.5 第 2 条的情况, 取前一级荷载值;

4  $Q\sim s$  曲线呈缓变型时, 取桩顶总沉降量  $s = 40$  mm 所对应的荷载值, 当桩长 40~60m 时, 取  $s = 50$  mm 所对应的荷载值, 当桩长大于 60m 时, 取  $s = 60$  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；对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下桩台，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 L 预制及灌注桩竖向承载力特征值

**表 L.0.1** 预制桩侧阻力特征值  $q_{sa}$ (kPa)

土的名称	第一指标	第二指标	第三指标	地层深度(m)	
	土的状态	$q_c$ (kPa)	$a_{1-2}$	$\leq 20$	$> 20$
填土		800~1500		4~12	
淤泥		$< 350$	$a_{1-2} > 1.30$	3~5	5~8
淤泥质土		350~650	$0.80 < a_{1-2} \leq 1.30$	4~8	6~11
		650~1000	$0.50 < a_{1-2} \leq 0.80$	5~9	9~16
粘性土	$1.0 < I_L \leq 1.2$	1000~1300	$0.30 < a_{1-2} \leq 0.50$	7~12	12~20
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	1300~1800	$0.25 < a_{1-2} \leq 0.40$	9~15	15~26
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.20 < a_{1-2} \leq 0.30$	11~21	21~36
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2000~3500	$0.10 < a_{1-2} \leq 0.20$	14~25	25~42
	$0 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < a_{1-2} \leq 0.15$	17~30	30~48
	$I_L \leq 0$	$> 4000$	$a_{1-2} \leq 0.06$	22~40	35~60
粉土	松散	$< 2000$	$N \leq 7$	7~10	11~20
	稍密	2000~4000	$7 < N \leq 13$	9~13	13~25
	中密	4000~6000	$13 < N \leq 25$	11~17	17~30
	密实	$> 6000$	$N > 25$	14~21	21~36
粉细砂	稍密	3000~6000	$10 < N \leq 15$	11~22	21~36
	中密	6000~12000	$15 < N \leq 30$	15~25	25~40
	密实	$> 12000$	$N > 30$	20~30	30~48
中粗砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	20~33	32~50
	密实		$N_{63.5} > 30$	25~35	33~54
砾砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	25~38	36~58
	密实		$N_{63.5} > 30$	28~40	38~60
圆砾卵石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	30~45	42~66
	密实		$N_{63.5} > 30$	35~50	46~72
基岩	全风化软质岩			50~60	
	全风化硬质岩			70~80	
	强风化软质岩			80~120	
	强风化硬质岩			110~150	

表 L.0.2

预制桩端阻力特征值  $q_{pa}$ (kPa)

土的名称	第一指标	第二指标	第三指标	桩端入土深度(m)	
	土的状态	$q_c$ (kPa)	$a_{1-2}$	$\leq 20$	$> 20$
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1.0$	1300~1800	$0.25 < a_{1-2} \leq 0.40$	260~550	520~1100
	$0.5 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.20 < a_{1-2} \leq 0.30$	350~700	670~1800
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	2000~3500	$0.10 < a_{1-2} \leq 0.20$	500~900	850~2600
	$0 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < a_{1-2} \leq 0.15$	750~1350	1300~3600
粉土	稍密	2000~4000	$7 < N \leq 13$	300~550	500~1200
	中密	4000~6000	$13 < N \leq 25$	400~900	800~1600
	密实	$> 6000$	$N > 25$	750~1250	1050~2250
粉细砂	稍密	3000~6000	$10 < N \leq 15$	450~1300	1150~2250
	中密	6000~12000	$15 < N \leq 30$	900~1800	1400~2700
	密实	$> 12000$	$N > 30$	1300~2000	1900~3300
中粗砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	1300~2200	2100~3600
	密实		$N_{63.5} > 30$	1800~2500	2400~4200
砾砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	1900~2600	2550~4300
	密实		$N_{63.5} > 30$	2200~3000	2900~5100
圆砾卵石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	2000~3200	3100~5400
	密实		$N_{63.5} > 30$	2300~4000	3750~6500
基岩	全风化软质岩			2000~3000	
	全风化硬质岩			2500~4000	
	强风化软质岩			3000~4500	
	强风化硬质岩			4000~6000	
	中等~微风化软质岩			4000~6000	
	中等~微风化硬质岩			6000~10000	

表 L.0.3

水下钻孔灌注桩侧阻力特征值  $q_{sa}$ (kPa)

土层名称	第一指标	第二指标	第三指标	地层深度(m)	
	土的状态	$q_c$ (kPa)	$a_{1-2}$	$\leq 20$	$> 20$
填土		800~1500		3~12	
淤泥		$< 350$	$a_{1-2} > 1.30$	3~4	4~7
淤泥质土		350~650	$0.80 < a_{1-2} \leq 1.30$	3~5	5~8
		650~1000	$0.50 < a_{1-2} \leq 0.80$	4~8	6~11
粘性土	$1.0 < I_L \leq 1.20$	1000~1300	$0.30 < a_{1-2} \leq 0.50$	6~11	9~17
	$0.75 < I_L \leq 1$	1300~1800	$0.25 < a_{1-2} \leq 0.40$	9~14	13~22
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.20 < a_{1-2} \leq 0.30$	11~17	16~28
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2000~3500	$0.10 < a_{1-2} \leq 0.20$	14~22	19~36
	$0 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < a_{1-2} \leq 0.15$	16~27	23~43
	$I_L \leq 0$	$> 4000$	$a_{1-2} \leq 0.06$	18~32	27~52
粉土	松散	$< 2000$	$N \leq 7$	4~9	9~17
	稍密	2000~4000	$7 < N \leq 13$	7~13	10~22
	中密	4000~6000	$13 < N \leq 25$	9~16	14~28
	密实	$> 6000$	$N > 25$	11~19	17~34
粉细砂	稍密	3000~6000	$10 < N \leq 15$	8~14	15~29
	中密	6000~12000	$15 < N \leq 30$	10~18	17~37
	密实	$> 12000$	$N > 30$	14~24	21~44
中粗砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	12~22	19~36
	密实		$N_{63.5} > 30$	18~28	25~46
砾砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	16~26	22~45
	密实		$N_{63.5} > 30$	20~34	28~51
圆砾卵石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	20~38	30~53
	密实		$N_{63.5} > 30$	30~43	36~65
基岩	全风化软质岩			25~45	
	全风化硬质岩			35~55	
	强风化软质岩			45~70	
	强风化硬质岩			50~80	
	中等~微风化软质岩			80~110	
	中等~微风化硬质岩			90~130	

表 L.0.4

水下钻孔灌注桩端阻力特征值  $q_{pa}$ (kPa)

土的名称	第一指标	第二指标	第三指标	桩端入土深度(m)	
	土的状态	$q_c$ (kPa)		$\leq 20$	$> 20$
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1$	1300~1800	$0.25 < a_{1.2} \leq 0.40$	100~200	200~500
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1600~2500	$0.20 < a_{1.2} \leq 0.30$	140~320	280~700
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2000~3500	$0.10 < a_{1.2} \leq 0.20$	180~400	400~900
	$0 < I_L \leq 0.25$	3000~4000	$0.06 < a_{1.2} \leq 0.15$	250~540	520~1500
	$I_L \leq 0$	$> 4000$	$a_{1.2} \leq 0.06$	300~700	650~2200
粉土	稍密	2000~4000	$N \leq 7$	80~250	200~650
	中密	4000~6000	$7 < N \leq 13$	150~350	280~800
	密实	$> 6000$	$13 < N \leq 25$	200~500	480~1000
粉细砂	稍密	3000~6000	$10 < N \leq 15$	150~500	450~950
	中密	6000~ 12000	$15 < N \leq 30$	300~700	630~1150
	密实	$> 12000$	$N > 30$	400~900	850~1500
中粗砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	450~950	900~1750
	密实		$N_{63.5} > 30$	600~1150	1100~2000
砾砂	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	750~1200	1150~2100
	密实		$N_{63.5} > 30$	900~1350	1300~2200
圆砾 卵石	中密		$15 < N_{63.5} \leq 30$	950~1550	1500~2500
	密实		$N_{63.5} > 30$	1200~1850	1750~3000
基岩	全风化软质岩			700~1200	
	全风化硬质岩			900~1400	
	强风化软质岩			1200~1800	
	强风化硬质岩			1400~2500	
	中等~微风化软质岩			1800~3000	
	中等~微风化硬质岩			2500~4500	

## 附录 M 单桩水平静载荷试验

**M.0.1** 应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）。

**M.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 K.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。

**M.0.3** 加载能力应取预计最大试验荷载的 1.2 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铰座，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 左右各安装一或二只百分表（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）。

**M.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，根据桩径大小并适当考虑土层软硬程度，对于直径 300~1000mm 的桩，每级荷载级差可取 2.5~30kN，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。

**M.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 30~40mm（软土取大值）。

**M.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）。

**M.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 (对于水平位移敏感的建筑物取 5mm) 所对应的荷载作为单桩承载力特征值。

**M.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:

$$m = \frac{\left(\frac{H_{cr}}{x_{cr}} V_x\right)^{5/3}}{b_0 (EI)^{2/3}} \quad (\text{M.0.8})$$

式中  $m$ ——地基土水平抗力系数的比例系数 ( $\text{MN}/\text{m}^2$ ), 该数值为地面以下  $2(d+1)m$  深度内各土层的综合值;

$H_{cr}$ ——单桩水平承载力特征值 ( $\text{kN}$ );

$x_{cr}$ ——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 N 单桩竖向抗拔静载荷试验

**N.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。

**N.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 K 中附表 K.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。

**N.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。

**N.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，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、60 分钟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 0.1mm/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、60 分钟测读桩顶变形量（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）。

**N.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 80mm 时；

3 累计上拔量超过 100mm。

**N.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（ $U\sim\Delta$ ）关系曲线图；

3 单桩竖向抗拔每级荷载的变形~时间（ $\Delta\sim\lg t$ ）关系曲线图。

**N.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  $U\sim\Delta$  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  $U\sim\Delta$  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减去桩身自重除以 2 再减去桩身自重为单桩竖向抗拔承载力特征值。

## 附录 P 负摩阻力发挥系数 $\psi_{fi}$

**P.0.1** 负摩阻力发挥系数  $\psi_{fi}$  可通过单桩竖向抗拔静载荷试验确定，试验要点应符合本规范附录 N 的规定，并同时满足下列要求：

1 桩身应埋设应力应变测量元件，测点沿桩身竖向的间距不宜大于 4m，各土层分层处应有测点，量测每一级荷载下各测点处的桩身轴力及变形；

2 应量测每一级荷载下桩顶和桩端的竖向位移。

**P.0.2** 通过试桩数据按下列规定绘制分级加载下各测点的桩土相对位移  $\delta_i$  和负摩阻力发挥系数  $\psi_{fi}$  的关系曲线：

1 加载过程中桩周土竖向变形可取零，测点处的桩身竖向位移为相应荷载下的桩土相对位移；当缺少桩身应变数据时，可根据桩顶和桩端竖向位移由线性变化假定推得；

2 加载过程中根据桩身实测轴力得到的侧摩阻力与该点实测的最大摩阻力的比值，为负摩阻力发挥系数；

3 绘制各测点桩土相对位移和负摩阻力发挥系数关系曲线。

**P.0.3** 根据预估的某计算点的桩土相对位移  $\delta$ ，根据式 P.0.3 计算得到该点的负摩阻力发挥系数  $\psi_f$ 。

$$\psi_f = \frac{\sum_{i=1}^n \psi_{fi}}{n} \quad (\text{P.0.3})$$

式中  $n$  ——计算点所在土层的抗拔试验桩身轴力测点数；

$\psi_{fi}$  ——各测点的桩土相对位移-负摩阻力发挥系数曲线中，对应  $\delta$  的负摩阻力发挥系数。

**P.0.4** 当具备多根上述试验桩资料时，计算点的负摩阻力发挥系数  $\psi_f$  取平均值。

## 附录 Q Mindlin 应力公式应力影响系数

**Q.0.1** 桩的端阻力可假定为集中力，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 O.0.1 所示。

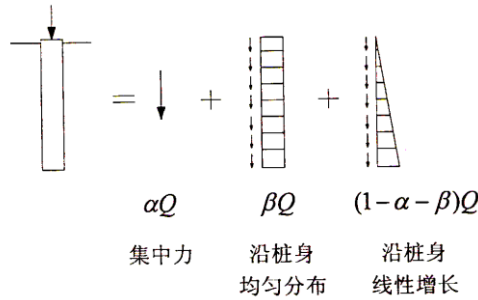


图 Q.0.1 单桩荷载分担示意图

**Q.0.2** 桩端阻力为集中力时，桩端阻力对应力计算点的应力影响系数  $I_p$  可按式计算：

$$I_p = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3} - \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} + \frac{3(m-1)^3}{A^5} + \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} + \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right\} \quad (\text{Q.0.2})$$

**Q.0.3** 桩侧摩阻力沿桩身均匀分布时，桩侧摩阻力对应力计算点的应力影响系数可按式计算：

$$I_{s1} = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{2(2-\mu)}{A} - \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B} + \frac{2(1-2\mu)(m/n)^2}{F} - \frac{n^2}{A^3} - \frac{4m^2 - 4(1+\mu)(m/n)^2 m^2}{F^3} - \frac{4m(1+\mu)(m+1)(\frac{m}{n} + \frac{1}{n})^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} - \frac{6m^2(m^4 - n^4)/n^2}{F^5} - \frac{6m[mn^2 - (m+1)^5/n^2]}{B^5} \right\} \quad (\text{Q.0.3})$$

**Q.0.4** 桩侧摩阻力沿桩身线性增长时，桩侧摩阻力对应力计算点的应力影响系数可按式计算：

$$I_{s2} = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{2(2-\mu)}{A} - \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)(1+m)m^2/n^2}{B} - \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2 - 8(2-\mu)m}{F} - \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} \right\}$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{4\mu mn^2 + 4m^3 - 15mn^2 - 2(5 + 2\mu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \\
& - \frac{2(7 - 2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5 + 2\mu)(m/n)^2 m^3}{F^3} \\
& - \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\
& + \frac{12(m/n)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} \\
& + 2(2 - \mu) \ln \left( \frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m} \right) \} \quad (Q.0.4)
\end{aligned}$$

式中  $A^2 = [n^2 + (m-1)^2]$ ;  $B^2 = [n^2 + (m+1)^2]$ ;  $F^2 = n^2 + m^2$ ;  $n = r/L$ ;  $m = z/L$ ;  
 $\mu$  ——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 R 无桩靴夯扩桩的设计参数

**R.0.1** 无桩靴夯扩桩的设计参数可按表 R.0.1 采用。

**表 R.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	桩端土静力触探探头阻力 $q_c$ (kPa)	桩端土承载力特征值 $q_p$ (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 $\alpha$	桩端土夯扩综合修正系数 $\beta$
			$H$	$h$	$h-c$			
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 $\beta$ 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 S 土层锚杆试验要点

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

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

**S.0.3** 锚固体灌浆强度达到设计强度的 90% 后，方可进行锚杆试验。

**S.0.4** 试验应采用循环加、卸载法，并应符合下列规定：

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

**表 S.0.4 锚杆基本试验循环加卸载等级与位移观测间隔时间**

加载标准循环数	预估破坏荷载的百分数 (%)								
	每级加载量				累计加载量	每级卸载量			
第一循环	10				30				10
第二循环	10	30			50			30	10
第三循环	10	30	50		70		50	30	10
第四循环	10	30	50	70	80	70	50	30	10
第五循环	10	30	50	80	90	80	50	30	10
第六循环	10	30	50	90	100	90	50	30	10
观测时间 (min)	5	5	5	5	10	5	5	5	5

**S.0.5** 锚杆试验中出现下列情况之一时可视为破坏，应终止加载：

- 1 锚头位移不收敛，锚固体从土层中拔出或锚杆从锚固体中拔出；
- 2 锚头总位移量超过设计允许值；
- 3 土层锚杆试验中后一级荷载产生的锚头位移增量，超过上一级荷载位移增量的 2 倍。

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

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

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

**S.0.9** 将锚杆极限承载力除以安全系数 2，即为锚杆抗拔承载力特征值。

**S.0.10** 锚杆验收试验应符合下列规定：

- 1 试验最大荷载值按  $0.86A_s f_y$  确定；

- 2 试验采用单循环法，按试验最大荷载值的 10%、30%、50 %、70 %、80%、90 %、100%施加；
- 3 每级试验荷载达到后，观测 10min，测计锚头位移；
- 4 达到试验最大荷载值，测计锚头位移后卸荷到试验最大荷载值的 10%观测 10min 并测计锚头位移；
- 5 锚杆试验完成后，绘制锚杆荷载-位移曲线 ( $Q-s$ ) 曲线图；
- 6 符合下列条件时，试验的锚杆为合格：
  - (1) 加载到设计荷载后变形稳定；
  - (2) 锚杆弹性变形不小于自由段长度变形计算值的 80%，且不大于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的弹性变形计算值；
- 7 验收试验的锚杆数量取锚杆总数的 5%，且不应少于 6 根。



## 本规范用词说明

- 1 为便于在执行本规范条文时区别对待，本要求严格程度不同的用词说明如下：
  - 1) 表示很严格，非这样做不可的用词：  
正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。
  - 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：  
正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。
  - 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：  
正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。
  - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 规范中指明应按其他有关标准执行时的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》 GB50009
- 2 《混凝土结构耐久性设计规范》 GB/T50476
- 3 《混凝土结构设计规范》 GB50010
- 4 《建筑抗震设计规范》 GB50011
- 5 《工程岩体分级标准》 GB50218
- 6 《工程建设岩土工程勘察规范》 DB33/T 1065
- 7 《建筑基坑工程技术规程》 DB33/T 1096
- 8 《土工试验方法标准》 GB/T50123
- 9 《建筑地基处理技术规范》 JGJ79
- 10 《土工合成材料应用技术规范》 GB50290
- 11 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 12 《复合地基技术规范》 GB/T50783
- 13 《建筑桩基技术规范》 JGJ94
- 14 《碳素结构钢》 GB 700
- 15 《钢结构设计规范》 GB 50017
- 16 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ3
- 17 《既有建筑地基基础加固技术规范》 JGJ123
- 18 《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》 GB 50843
- 19 《中国地震动参数区划图》 GB18306
- 20 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T5224

浙江省工程建设标准

《建筑地基基础设计规范》

**Code for Design of Building Foundation**

条文说明



# 目 录

1	总 则 .....	159
2	术语和符号 .....	160
2.1	术语 .....	160
3	基 本 规 定 .....	161
4	建筑地基勘察 .....	163
4.1	一般规定 .....	163
4.2	地基岩土的分类.....	163
4.3	勘察要点 .....	164
5	地基计算 .....	168
5.1	承载力计算.....	168
5.2	变形计算 .....	168
6	山区地基 .....	169
6.4	填土地基 .....	169
6.6	建筑边坡 .....	170
7	海涂地基 .....	173
7.2	吹填超软土层处理.....	173
7.3	地基基础设计.....	173
8	地基处理 .....	175
8.1	一般规定 .....	175
8.2	换填垫层法.....	177
8.3	强夯法和强夯置换法.....	178
8.4	砂石桩法 .....	181
8.5	振冲法 .....	182
8.6	水泥土搅拌法.....	183
8.7	高压喷射注浆法.....	183
8.8	排水固结法.....	184
8.9	刚-柔性桩法 .....	187
8.10	爆炸置换法.....	189
8.11	桩网复合地基.....	189
9	基础 .....	193
9.1	一般规定 .....	193
9.2	基础埋置深度.....	193
9.3	无筋扩展基础.....	193
9.4	扩展基础 .....	193
9.5	柱下条形基础.....	193
9.7	岩石锚杆基础.....	194
9.8	地下结构抗浮.....	194

10	桩基础 .....	196
10.1	一般规定 .....	196
10.2	桩基承载力计算.....	197
10.3	桩基础沉降计算.....	200
10.4	桩基承台设计.....	202
10.5	软土地基减沉复合疏桩基础.....	203
10.6	各类桩型 .....	203
11	沉井.....	212
11.1	一般规定.....	212
11.2	计算.....	212
11.3	基本构造要求.....	214
12	基坑支护 .....	214
12.1	一般规定 .....	214
12.2	设计计算 .....	214
12.3	与主体结构相结合的支护结构.....	214
12.4	地下水控制.....	215
13	减少建筑物受到地基变形危害的措施.....	216
13.1	一般规定 .....	216
13.2	建筑措施 .....	216
14	既有建筑受到地基变形危害的补救.....	217
14.1	一般规定 .....	217
14.2	场地及地下水治理.....	217
14.3	纠倾加固 .....	217
14.4	地基基础加固.....	218
15	地基基础抗震设计要点.....	220
15.1	场地 .....	220
15.2	天然地基和浅基础.....	220
15.3	液化土 .....	220
15.4	桩基础 .....	220
16	检验与监测 .....	222
16.2	检验 .....	222
16.3	监测 .....	223

# 1 总 则

**1.0.1** 我省于 1990 年颁布实施了浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》DBJ 10-1-90，2002~2003 年，根据国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 和本省地基基础技术的发展，对规范进行了修订，并将规范名称改为浙江省标准《建筑地基基础设计规范》DB 33/1001-2003。修订后的规范自 2003 年实施以来，对保证建筑地基基础安全、提高设计水平、保护环境、节约投资等方面发挥了重要的作用。

十多年来，随着我省经济建设的发展，建筑地基基础呈现出如下新特点：

- 1、超高、大跨等复杂结构的数量不断增加，对地基基础设计的安全度要求高；
- 2、新技术层出不穷，不少技术在实践中大量应用，已比较成熟，特别是在复合地基和桩基础方面；
- 3、地基基础施工的环境保护要求越来越高；
- 4、节能、节地、节水、节材，体现“绿色建筑”理念。

国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 已在 2002 版规范基础上进行了修订，并于 2012 年 8 月 1 日正式颁布实施。为更好地贯彻执行国家标准，结合浙江省的工程、地质特点及地区经验，总结工程中存在的实际问题及最新的理论研究成果，对浙江省标准《建筑地基基础设计规范》进行了本次修订。

**1.0.2** 本规范适用的建筑工程包括工业与民用建筑工程和一般构筑物。市政工程（包括轨道交通、道路桥梁等）、水利工程和港口工程的地基基础设计，应执行相应专业的规范。

**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针对一般情况，规定的安全度为最低要求。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，保证设计质量。

## 2 术语和符号

### 2.1 术 语

**2.1.11~2.1.14** 为新增术语。



### 3 基本规定

**3.0.1** 增加了基坑、边坡及挡土墙设计等级的相关内容，浙江省工程建设标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T 1096-2014 中设计等级为一级、二级、三级的基坑对应的地基基础设计等级分别为甲级、乙级、丙级。根据国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013，对土质边坡，只有当边坡高度不超过 10m，且破坏后果不严重时，地基基础设计等级方可按丙级考虑；对岩石边坡，岩体类型为Ⅲ或Ⅳ类时，边坡高度不超过 15m，且破坏后果不严重时，地基基础设计等级方可按丙级考虑；岩体类型为Ⅰ或Ⅱ类时，边坡高度不超过 30m，且破坏后果不严重时，地基基础设计等级方可按丙级考虑。

30 层以上或高度超过 100m 的高层建筑具有荷载大、重心高、风载和地震作用水平剪力大等特点，设计应严格控制基础的整体稳定和变形。

随着地下空间的开发利用力度的加大，出现了不少大面积地下室上多幢高层建筑的连体建筑，由于荷载差异大，应采用合理的基础形式和刚度，严格控制建筑物各部位的不均匀变形，避免因不均匀变形过大出现结构构件开裂、建筑倾斜等现象。

海涂地基的场地和地基条件复杂，其上的建筑物地基基础设计受影响因素众多，实际工程中出现问题较多，破坏后果严重，故规定海涂地基上的地基基础设计等级为甲级。

**3.0.2** 软弱地基在我省分布范围较广，大量软弱地基工程事故表明，属于地基强度不足而使建筑物丧失稳定性的事故较少，极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。

**3.0.4** 近年来我省出现了不少地下室上浮事故，本次规范修订增加了基础抗浮的相关内容。基础抗浮计算时建筑物活载为有利作用，考虑活载作用偏于不安全，因此活载的分项系数取 0，仅考虑建筑物自重及压重抵抗浮力的有利作用。

**3.0.7** 现行浙江省工程建设标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T 1096 规定，设计等级为一级的基坑工程，设计使用年限不应小于 2 年；设计等级为二、三级的基坑工程，设计使用年限不应小于 1 年。现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 规定，永久性边坡的设计使用年限应不低于受其影响相邻建筑的使用年限。

**3.0.8** 地基基础耐久性设计应根据设计使用年限、现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476、现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的环境类别规定以及水、土对钢、混凝土腐蚀性的评价等进行。二类和三类环境中，桩基础混凝土耐久性、桩身裂缝控制等级及最大裂缝宽度应符合现行国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的规定；四类、五类环境中，桩基础耐久性设计可按现行国家行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ 267 和国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 等执行。对三、四、五类环境的桩基础，受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋。

**3.0.9** 由于地震作用的复杂性以及岩土条件的不确定性，地基基础抗震应注重概念设计，并充分考虑地基-基础-上部结构的共同作用。在抗震设防区可通过加大基础埋深、加强基础刚度、加强基础对上部结构的嵌固性能、采用规则的基础结构、采用桩基础等措施提高地基基础整体稳定性。

**3.0.10** 我省沿海海涂地基上某高层住宅楼，填土厚度约 8~11m，过大桩基础变形导致建筑倾斜、部分结构构件破坏，最终整体拆除；某别墅小区建在深厚填土地基上，尽管采

用了桩基础，下卧淤泥质土层的长期沉降致使建筑产生较大的不均匀变形，影响了建筑的安全和正常使用，引发了住户和建设单位的纠纷；一些填土地基上的工业厂房或仓库，建筑结构因采用了桩基础而使其变形得到有效控制，但首层填土地基上的刚性地坪由于过大沉降而影响正常使用，后续采取加固措施费时费力。

在深厚软土区，大面积填土将在地基中产生范围较大、深度较深的附加应力，随着地基的固结，变形随时间不断发展。此类地基上的建筑室外地坪、道路、地下管线等相应产生沉降，沉降或不均匀沉降过大时，易出现地坪开裂、管线破裂等现象；对桩基础而言，当地基土体的沉降速率大于桩基沉降时，桩侧土对桩的作用体现为负摩阻力，增加了桩身的竖向轴力和沉降，设计时应予以充分考虑。

**3.0.11** 在建筑物施工和使用期间，其周边环境可能会出现一些变化，常见的变化包括：

1、邻近工程建设影响。如建筑物周边进行挤土桩施工、基坑开挖、盾构隧道下穿等施工作业；

2、场地条件改变。如附近道路、绿化带施工后，地坪明显抬升；周边开挖河道或开采地下水，改变了场地地下水环境等；

3、场地周边出现污染源，水、土受腐蚀后影响地基基础耐久性。

当场地或环境条件改变后，应评估地基基础受力状态的变化，结合现场监测和检测数据，评估地基基础的安全度和耐久性，必要时采取加强措施。

## 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》GB50021，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，为了合理的布置勘探工作量，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，其它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。

**4.1.4** 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，所以该二个阶段的勘察要求未在本规范中列入，如工程需要进行该二个阶段的勘察工作时，可遵照国标《岩土工程勘察规范》GB50021 或其它相应的规范执行。

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

**4.2.1** 本条仅列入了在我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** 岩石软化系数  $K_R$  系饱和状态与风干状态的岩石单轴极限抗压强度之比。

**4.2.3** 关于土的分类总体上和国标《建筑地基基础设计规范》GB50007 和国标《岩土工程勘察规范》GB50021 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 第四纪晚更新世 ( $Q_3$ ) 及以前沉积的土；一般沉积土 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》GB50021 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，往往发生水份流失，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份为主，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；

4 粘性土的状态分类，原则上未作变动，仅考虑到和国际相一致，同时又能体现浙江的实际情况。

**4.2.4** 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；在浙江的杭州、绍兴、余姚等地分布有泥炭层及有机质土。

**4.2.5** 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~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。

鉴于我省在第四纪以来经历了多次海浸海退，沉积环境几经变化，在沿海及河谷二侧沉积了具有一定韵律的互层及不规则的夹层、透镜体，其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 1/10~1/3 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中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 勘察要点

**4.3.1** 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。

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建议。

鉴于本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。本省既有大片的山地、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。本省地层齐全、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 4.3.2 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。

**4.3.2** 我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，使大量的河、塘、浜被填没，坟场被整平，使浅部土层十分复杂。因此，对于天然地基勘察工作，除了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七十年代以前地形图，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；而不同的岩性构造则有不同的风化规律，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。

**4.3.3** 本省沿海平原均为深厚软土分布区，十多年来，较高的多层建筑和高层建筑大量兴建，桩基工程迅速增多，原省标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本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以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。

**4.3.4** 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）。对于省标《建筑基坑工程技术规程》DB33 / T1096 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 and 垂直向基床系数等参数。

**4.3.8** 根据 GB18306-2015，本省抗震设防区的抗震设防烈度分 6 度和 7 度二个区域，7 度区的范围较原规范扩大较多，场地及地基基础的抗震评价应予重视。

**4.3.11** 室内岩土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 4.1.11-1 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。

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。

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，有很强的地域性和局限性，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。

在附表 4.3.11-2 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 1.2m/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 15 cm 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 15 cm 以下方可继续贯入。一般地层需预打贯入 15 cm 以后再贯入 30 cm 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，其锤击数可不作杆长校正，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  $S_l \leq 10$  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  $1 \sim 2 \times 10$  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它措施。

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二者的功能和优点。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，并使之侧向膨胀，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它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。

## 5 地基计算

### 5.1 承载力计算

**5.1.4** 考虑到软土地基强度低、压缩性大、变形稳定时间长特点，本条对地基承载力特征值的起始修正深度 $d_0$ 作了区分，对一般地基取 $d_0=0.5\text{m}$ ，对软土地基取 $d_0=1.0\text{m}$ 。

当地基承载力特征值按本规范附录 B 深层平板载荷试验确定时，不应考虑深度修正。

大面积压实填土地基系指填土宽度大于基础宽度 2 倍的质量控制严格的填土地基，对质量控制不满足要求的填土地基，深度修正系数应取 1.0。

对于实际工程中存在的主裙楼一体的结构，对于主楼结构地基承载力的深度修正，宜将基础底面以上范围内的荷载按基础两侧的超载考虑，当超载宽度大于基础宽度 2 倍时，可将超载折算成土层厚度作为基础埋深，基础两侧超载不相等时应取小值。

**5.1.5** 根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值，实际上采用承载力理论中的塑性界限荷载 $P_{1/4}$ ，表 5.1.5 中给出的承载力系数即为塑性界限 $P_{1/4}$ 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大于等于 $24^\circ$ 时，承载力理论计算值偏低，表中承载力系数考虑了此项系数。

根据土的抗剪强度指标确定地基承载力的计算公式，是按照均布压力作用下得到的。当基础在偏心荷载作用下合力偏心距过大时，地基反力分布将很不均匀，为满足本规范第 5.1.1 条第 2 款的要求，这里增加了一个限制条件：当偏心距 $e$ 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时，方可采用（5.1.5）式计算。

### 5.2 变形计算

**5.2.1** 对设计等级为甲级和乙级的建筑物，以及本规范第 3.0.2 条第 3 款规定的设计等级为丙级的建筑物，均应进行地基变形计算，地基变形计算值不应大于地基变形允许值。

**5.2.3** 当需要预留建筑物有关部分之间的净空时，建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值应按本地区经验预估。当缺乏地区经验时，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：对碎石土或砂土，已完成最终沉降量的 80% 以上；对其他低压缩性土，已完成最终沉降量的 50%~80%；对中压缩性土，已完成最终沉降量的 20%~50%；对高压缩性土，已完成最终沉降量的 5%~20%。

**5.2.5** 本条按各向同性均质线性变形理论计算地基内的应力分布。由于土体变形的非线性，在计算变形时，应取土层实际应力变化范围对应的模量值。

**5.2.10~5.2.12** 高层建筑由于基础埋深较深，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位，甚至某些高层建筑设置 3~4 层（甚至更多）地下室时，总荷载有可能等于或小于该深度土的自重压力，这时高层建筑地基沉降变形将由地基回弹再压缩变形决定。



## 6 山区地基

### 6.4 填土地基

**6.4.1** 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它工程的地基持力层。

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。

**6.4.5** 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  $r_c \geq 10\%$  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，二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。

**6.4.6** 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。

**6.4.7** 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。

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 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 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。

**6.4.8** 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 6.4.8 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。

**6.4.9** 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。

**6.4.10** 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。

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 6.4.10 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。

**6.4.13** 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。

设置在压实填土地上的上、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。

## 6.6 建筑边坡

### 6.6.1 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方可实施；

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

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监控资料完善设计，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) 避免勘察结论失误造成工程事故。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”，收集地质资料，查对核实原地质勘察结论；

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，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。

#### 6.6.4 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60~80°陡峻的岩石自然边坡，其倾角远陡于库仑破坏面的倾角，这时如果仍然采用古典土压力理论计算土压力，将会出现较大的偏差。当岩石自然边坡的倾角大于 $45^\circ + \varphi_k/2$ 时，应按楔体试算法计算土压力值。

**6.6.7~6.6.9** 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8m以上的土质边坡挡土墙或10m以上的岩质边坡挡土墙，采用桩锚体系挡土结构，其造价、稳定性、安全性、土地利用等等方，都较重力式挡土结构为好。所以规范对重力式挡土墙适用的边坡高度作了规定。

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。

**6.6.11** 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，在立柱底部增设锚杆以承担立柱底部的横推力及部分竖向力。

**6.6.12** 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(6.6.13)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 海涂地基

### 7.2 吹填超软土层处理

新近吹填土体多为浮泥~流泥状超软土，承载力几乎为零，无法吹填排水砂垫层以及机械插板。因此，浅层加固的目的是，使其表层形成一层具有一定承载能力的硬壳层，从而满足吹填砂垫层和机械插板所需要的承载能力，进而进行二次深层真空预压处理。

**7.2.1** 由淤泥吹填新形成的软土，通常需采用真空预压法处理，这种地基处理方法，其机械行走所需要的地基承载力一般为 50~55kPa。

**7.2.2** (1) 采用新料塑料排水板或者热融整体式新料排水板可减少泥封。

(2) 研究表明，新吹填淤泥的自然淤积效果随时间迅速衰减，吹填完成两个月内的强度提高幅度约占沉积两年淤泥强度增长量的 80%。因此，对吹填淤泥地基进行真空预压，应寻求技术和经济上最合适的时间点，充分利用自然落淤引起的土性改善，避免破坏新形成的土体结构。吹填完成 45~60 天左右开始地基处理施工，一方面充分利用吹填初期的自然淤积作用，同时也符合快速加固的指导思想。

(3) 为缓解排水板淤堵。

(4) 抽真空初期过高的真空能量会使细小的土颗粒吸附在排水板表面，产生淤泥抱团的淤泥封堵现象，影响地基加固效果。在真空加载初期，可进行十五天左右的试抽真空泵，开泵率逐步从 10% 提高到 30%，待吹填土层逐渐稳定，具备一定强度后，再将开泵率提高到 80% 以上。真空维护阶段对加固区内的真空泵实行轮流开泵，可保证所有区域均得到有效加固。

(6) 复式真空预压法是指在传统的排水板基础上，在土体中加入增压排水板，通过增压来提高竖向排水板与周围土体的水平压差来提高排水效率，从而提高深层土体的处理效果。

密闭式真空预压是采用密闭式接头，直接将竖向塑料排水板与无孔真空管密闭连接，形成横向密闭排水系统，以此实行密闭直抽，使真空度直接传到排水板内部，缩短真空度传递路径，减少沿程真空度损耗，提高土体加固效果；

直排式真空预压法中，塑料排水板和滤管采用绑扎式连接。

### 7.3 地基基础设计

**7.3.6** 根据浙江温州与台州软土地基上的工程实践，可采用如下的沉降隔断构造措施：

1 柱子四周设置一圈 30mm 厚泡沫板，与刚性地板隔开；承台周边设置一圈 100mm 厚的泡沫板，泡沫板外砌一圈 240mm 厚钢筋混凝土或砖支承墙以支承地板（如图 7.3.6-1 所示）。支承墙顶面高出承台顶面的高度应与地坪使用期沉降量一致；

2 刚性地板厚不小于 30cm 且双层双向配筋，板长大于 100m 时宜设伸缩缝。伸缩缝（如图 7.3.6-2 所示）中间填 30mm 厚泡沫板，板下设钢筋混凝土板，两层板之间铺两层油毡；

3 厂房室内地坪与外墙连接应符合图 7.3.6-3 的要求。

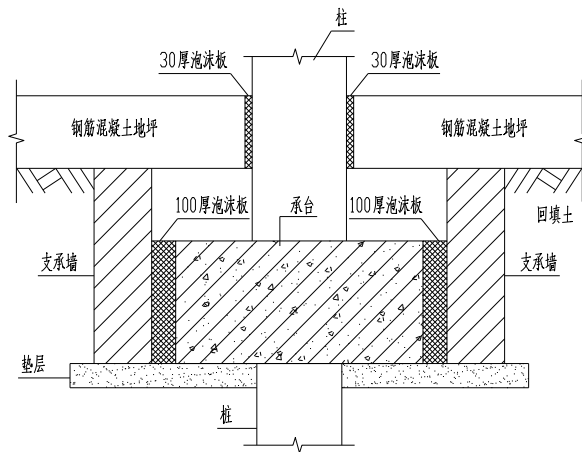


图 7.3.6-1 柱与地坪沉降隔断构造示意图

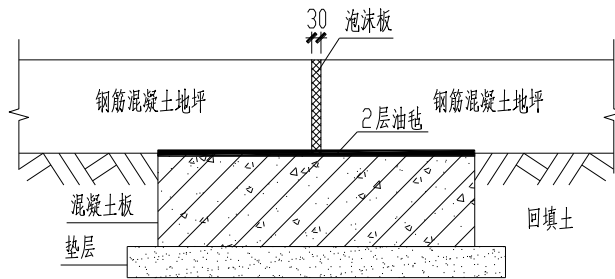


图 7.3.6-2 室内地坪伸缩缝构造示意图

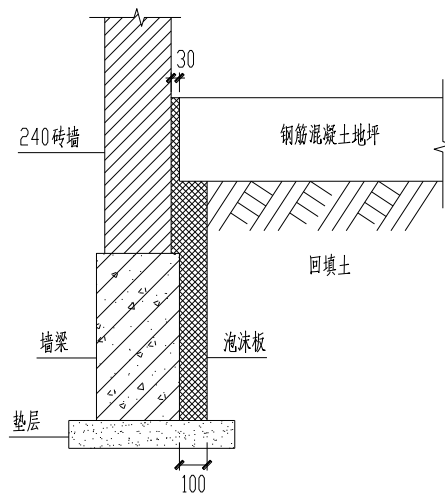


图 7.3.6-3 室内地坪与墙连接构造示意图

## 8 地基处理

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 本条规定是在选择地基处理方案前应完成的工作,其中强调要进行现场调查研究,了解当地地基处理经验和施工条件,调查邻近建筑、地下工程、管线和环境情况等。

**8.1.2** 大量工程实例证明,采用加强建筑物上部结构刚度和承载能力的方法,能减少地基的不均匀变形,取得较好的技术经济效果。因此,本条规定对于需要进行地基处理的工程,在选择地基处理方案时,应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用,尽量选用加强上部结构和处理地基相结合的方案,这样既可降低地基处理费用,又可收到满意的效果。

**8.1.3** 本条规定了在确定地基处理方法时宜遵循的步骤。着重指出在选择地基处理方案时,宜根据各种因素进行综合分析,初步选出几种可供考虑的地基处理方案,其中强调包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。工程实践证明,当岩土工程条件较为复杂或建筑物对地基要求较高时,采用单一的地基处理方法,往往满足不了设计要求或造价较高,而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法可能是最佳选择。地基处理是经验性很强的技术工作。相同的地基处理工艺,相同的设备,在不同成因的场地上处理效果不尽相同;在一个地区成功的地基处理方法,在另一个地区使用,也需根据场地的特点对施工工艺进行调整,才能取得满意的效果。因此,地基处理方法和施工参数确定时,应进行相应的现场试验或试验性施工,进行必要的测试,以检验设计参数和处理效果。

**8.1.4** 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。

**3** 由于砂石桩向深层传递荷载的能力有限,当桩长较长时,复合地基的变形计算,不宜全桩长范围加固土层压缩模量采用统一的放大系数。桩长超过 12d 以上的加固土层压缩模量的提高,对于砂土、粉土宜按挤密后桩间土的模量取值;对于粘性土不宜考虑挤密效果,但有经验时可按排水固结后经检验的桩间土的模量取值。

**8.1.5** 建筑地基承载力的基础宽度、基础埋深修正是建立在浅基础承载力理论上,对基础宽度和基础埋深所能提高的地基承载力设计取值的经验方法。经处理的地基由于其处理范围有限,处理后增强的地基性状与自然环境下形成的地基性状有所不同,处理后的地基,当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时,应分析工程具体情况,采用安全的设计方法。

**1** 压实填土地基,当其处理的面积较大(一般应视处理宽度大于基础宽度的 2 倍),可按本规范第 5 章规定的土性要求进行修正。这里有两个问题需要注意。首先,需修正的地基承载力应是基础底面经检验确定的承载力,许多工程进行修正的地基承载力与基础底面确定的承载力并不一致;其次,这些处理后的地基表层及以下土层的承载力并不一致,可能存在表层高以下土层低的情况。所以如果地基承载力验算考虑了深度修正,应在地基主要持力层满足要求条件下才能进行。

**2** 对于不满足大面积处理的压实地基、夯实地基以及其他处理地基,基础宽度的地基承载力修正系数取零,基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0。

复合地基由于其处理范围有限,增强体的设置改变了基底压力的传递路径,其破坏模式与天然地基不同。复合地基承载力的修正的研究成果还很少,为安全起见,基础宽度的地基承载力修正系数取零,基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0。

**8.1.6** 本条对处理后的地基应进行的设计计算内容给出了规定。

处理地基的软弱下卧层验算，对压实、夯实、注浆加固地基及散体材料增强体复合地基等应按压力扩散角，按本规范第5章规定的方法验算，对有粘结强度的增强体复合地基，按其荷载传递特性，可按实体深基础法验算。

处理后的地基应满足建筑物承载力、变形和稳定性要求。稳定性计算可按本规范第8.1.7条的规定进行，变形计算应符合本规范第5章的有关规定。

**8.1.7** 受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物，当建造在处理后的地基上时，或由于建筑物及构筑物建造在处理后的地基上，而邻近地下工程施工改变了原建筑物地基的设计条件，建筑物地基存在稳定问题时，应进行建筑物整体稳定分析。

采用散体材料进行地基处理，其地基的稳定可采用圆弧滑动法分析，已得到工程界的共识；对于采用具有胶结强度的材料进行地基处理，其地基的稳定性分析方法还有不同的认识。同时，不同的稳定分析的方法其保证工程安全的最小稳定安全系数的取值不同。采用具有胶结强度的材料进行地基处理，其地基整体失稳是增强体断裂，并逐渐形成连续滑动面的破坏现象，已得到工程的验证。

**8.1.8** 刚度差异较大的整体大面积基础其地基反力分布不均匀，且结构对地基变形有较高要求，所以其地基处理设计宜根据结构、基础和地基共同作用结果进行地基承载力和变形验算。

**8.1.9** 本条是对采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验方法的要求。采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程，每一种方法处理后的检验由于其检验方法的局限性，不能代表整个处理效果的检验，地基处理工程完成后应进行整体处理效果的检验(例如进行大尺寸承压板载荷试验)。

**8.1.10** 地基处理采用的材料，一方面要考虑地下土、水环境对其处理效果的影响，另一方面应符合环境保护要求，不应对地基土和地下水造成污染。地基处理采用材料的耐久性要求，应符合有关规范的规定。现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046对工业建筑材料的防腐蚀问题进行了规定，现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010对混凝土的防腐蚀和耐久性提出了要求，应遵照执行。对水泥粉煤灰碎石桩复合地基的增强体以及微型桩材料，应根据表8.1.10-1规定的混凝土结构暴露的环境类别，满足表8.1.10-2的要求。

表 8.1.10-1 混凝土结构的环境类别

环境类别	条 件
一	室内干燥环境； 无侵蚀性静水浸没环境
二 a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区的与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境；



	海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

- 注： 1 室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境；  
 2 严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》GB50176 的有关规定；  
 3 海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定；  
 4 受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境；受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液喷射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑；  
 5 暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

表 8.1.10-2 结构混凝土材料的耐久性基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量 (%)	最大碱含量 (kg/m <sup>3</sup> )
一	0.60	C20	0.30	不限制
二 a	0.55	C25	0.20	3.0
二 b	0.50(0.55)	C30(C25)	0.15	3.0
三 a	0.45(0.50)	C35(C30)	0.15	
三 b	0.40	C40	0.10	

- 注 1 氯离子含量系指其占胶凝材料总量的百分比；  
 2 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；其最低混凝土强度等级直接表中的规定提高两个等级；  
 3 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可以适当放松；  
 4 有可靠工程经验时，二类环境中的最低强度等级可降低一个等级；  
 5 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数；  
 6 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

**8.1.11** 地基处理工程是隐蔽工程。施工技术人员应掌握所承担工程的地基处理目的、加固原理、技术要求和质量标准等，才能根据场地情况和施工情况及时调整施工工艺和施工参数，实现设计要求。地基处理工程同时又是经验性很强的技术工作，根据场地勘测资料以及建筑物的地基要求进行设计，在现场实施中仍有许多与场地条件和设计要求不符合的情况，要求及时解决。地基处理工程施工结束后，必须按国家有关规定进行质量检验和验收。

## 8.2 换填垫层法

**8.2.1** 换填垫层法适用于处理各类浅层软弱地基。当在建筑范围内上层软弱土较薄，则可采用全部置换处理。对于较深厚的软弱土层，当仅用垫层局部置换上层软弱土时，下卧软弱土层在荷载下的长期变形可能依然很大。例如，对较深厚的淤泥或淤泥质土类软弱地基，采用垫层仅置换上层软土后，通常可提高持力层的承载力，但不能解决由于深层土质软弱而造成地基变形量大对上部建筑物产生的有害影响；或者对于体型复杂、整体刚度差、或对差异变形敏感的建筑，均不应采用浅层局部置换的处理方法。

**8.2.3** 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。确定垫层宽度时，除应满足应力扩散的要求外，还应考虑垫层应有足够的宽度及侧面土的强度条件，防止垫层材料向侧边挤出而增大垫层的竖向变形量。最常用的方法依然是按扩散角法计算垫层宽度，或根据当地经验取值。当  $z/b > 0.5$  时，垫层厚度较大，按扩散角确定垫层的底宽较宽，而按垫层底面应力计算值分布的应力等值线在垫层底面处的实际分布则较窄。当两者差别较大时，也可根据应力等值线的形状将垫层剖面做成倒梯形，以节省换填的工程量。当基础荷载较大，或对沉降要求较高，或垫层侧边土的承载力较差时，垫层宽度可适当加大。在筏基、箱基或宽大独立基础下采用换填垫层时，对垫层厚度小于 0.25 倍基础宽度的条件，计算垫层的宽度仍应考虑压力扩散角的要求。

**8.2.8** 经换填处理后的地基，由于理论计算方法尚不够完善，或由于较难选取有代表性的计算参数等原因，而难于通过计算准确确定地基承载力。所以，本条强调经换填垫层处理的地基承载力宜通过试验，尤其是通过现场原位试验确定。只是对于本规范规定的地基基础设计等级为丙级的建筑物及一般不太重要的、小型、轻型或对沉降要求不高的工程，在无试验资料或经验时，当施工达到本规范要求的压实标准后，可以参考表中所列的承载力特征值取用。

**8.2.10** 加筋垫层是在换填土中铺设土工合成材料，起一种土中加筋的作用。土工材料由涤纶、尼龙、晴纶、丙纶等高分子化合物经过加工构成，如土工织物、土工膜、土工网、土工格栅、土工垫等。土工织物有很高的抗拉强度，它能与土体紧密贴合，提高了加筋垫层的刚度，能大大限制土体的侧向移功、挤出或隆起，可一定程度提高软土地基的承载力，减少地基的变形和增大地基的稳定性。

由于在加筋土垫层中，土工合成材料承受大的拉应力，所以要求选用高强度、低徐变性的材料。承受工作应力时，延伸率不宜大于4%~5%，以保证垫层及下卧层的稳定性。

### 8.3 强夯法和强夯置换法

**8.3.1** 强夯法又名固结法或动力压密法。这种方法是将很重的锤（一般10~40t）从高处自由下落（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，改善地基性能。强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，用夯锤连续夯击形成强夯置换墩。

该方法于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、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。浙江省以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，强夯法用于山区回填土、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和粘性土等地基，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。

根据初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯，并通过测试，与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，并确定工程采用的各项强夯参数，若不符合使用要求，则应改变设计参数。在进行试夯时也可采用不同设计参数的方案进行比较，择优选用。

**8.3.2** 对振动有特殊要求的建筑物，或精密仪器设备等，当强夯产生的振动和挤压有可能对其产生有害影响时，应采取隔振或防振措施。施工时，在作业区一定范围设置安全警戒，防止非作业人员、车辆误入作业区而受到伤害。

**8.3.3** 强夯法的有效加固深度既是反映处理效果的重要参数，又是选择地基处理方案的重要依据。强夯法创始人梅那(Menard)曾提出下式来估算影响深度  $H(m)$ :

$$H \approx \sqrt{MH} \quad (8.3.3)$$

式中： $M$ ——夯锤质量（t）

$h$ ——落距 (m)

国内外大量试验研究和工程实测资料表明,采用上述梅那公式估算有效加固深度将会得出偏大的结果。从梅那公式中可以看出,其影响深度仅与夯锤重和落距有关。而实际上影响有效加固深度的因素很多,除了夯锤重和落距以外,夯击次数、锤底单位压力、地基土性质、不同土层的厚度和埋藏顺序以及地下水位等都与加固深度有着密切的关系。鉴于有效加固深度问题的复杂性,以及目前尚无适用的计算式,所以本款规定有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。

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。由于梅那公式估算值较实测值大,国内外相继发表了一些文章,建议对梅那公式进行修正,修正系数范围值大致为 0.34~0.80,根据不同土类选用不同修正系数。虽然经过修正的梅那公式与未修正的梅那公式相比较有了改进,但是大量工程实践表明,对于同一类土,采用不同能量夯击时,其修正系数并不相同。单击夯击能越大时,修正系数越小。对于同一类土,采用一个修正系数,并不能得到满意的结果。因此,本规范不采用修正后的梅那公式,继续保持列表的形式。上版规范单击夯击能范围为 1000~8000kN m,近年来,沿海和内陆高填土地地基采用 10000kN m 以上能级强夯法的工程越来越多,积累了一定实测资料,本次修订,将单击夯击能范围扩展为 1000kN m~12000kN m,可满足当前绝大多数工程的需要。8000kN m 以上各能级对应的有效加固深度,是在工程实测资料的基础上,结合工程经验制定。单击夯击能大于 12000kN m 的有效加固深度,工程实测资料较少,待积累一定量数据后,再总结推荐。

**8.3.4** 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,一般来说,相同条件下的粉土、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、荷载的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 2000~4000 kN·m/m<sup>2</sup>,砂质土 1000~3000 kN·m/m<sup>2</sup>,粘性土 5000 kN m/m<sup>2</sup>,泥炭 3000~5000 kN m/m<sup>2</sup>,垃圾土 2000~4000 kN m/m<sup>2</sup>。萧山国际机场粉土地基为 2000~3000 kN m/m<sup>2</sup>,千岛湖明珠花园一期碎石地基约为 4000kN m/m<sup>2</sup>。本规范推荐单位夯击能为:山区回填土、碎石土和砂土地基取 1000~5000 kN m/m<sup>2</sup>,粉土和粘性土取 1500~6000 kN m/m<sup>2</sup>。

**8.3.5** 夯击次数是强夯设计中的一个重要参数,对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数应通过现场试夯确定,常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和有效夯沉量关系曲线确定,有效夯沉量是指夯沉量与隆起量的差值,其与夯沉量的比值为有效夯实系数。通常有效夯实系数不宜小于 0.75。但要满足最后两击的平均夯沉量不大于本款的有关规定。同时夯坑周围地面不发生过大的隆起。因为隆起量太大,有效夯实系数变小,说明夯击效率降低,则夯击次数要适当减少,不能为了达到最后两击平均夯沉量控制值,而在夯坑周围 1/2 夯点间距内出现太大隆起量的情况下,继续夯击。此外,还要考虑施工方便,不能因夯坑过深而发生起锤困难的情况。

**8.3.6** 夯击遍数应根据地基土的性质确定。一般来说,由粗颗粒土组成的渗透性强的地基,夯击遍数可少些。反之,由细颗粒土组成的渗透性弱的地基,夯击遍数要求多些。根据我国工程实践,对于大多数工程采用夯击遍数 2 遍~4 遍,最后再以低能量满夯 2 遍,一般均能取得较好的夯击效果。对于渗透性弱的细颗粒土地基,可适当增加夯击遍数。

必须指出,由于表层土是基础的主要持力层,如处理不好,将会增加建筑物的沉降和不均匀沉降。因此,必须重视满夯的夯实效果,除了采用2遍满夯、每遍(2~3)击外,还可采用轻锤或低落距锤多次夯击,锤印搭接等措施。

**8.3.7** 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。所以间隔时间取决于超静孔隙水压力的消散时间。但土中超静孔隙水压力的消散速率与土的类别、夯点间距等因素有关。有条件时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。

**8.3.9** 夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置。对于某些基础面积较大的建筑物或构筑物,为便于施工,可按等边三角形或正方形布置夯点;对于办公楼、住宅建筑等,可根据承重墙位置布置夯点,一般可采用等腰三角形布点,这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点;对于工业厂房来说也可按柱网来设置夯击点。

夯击点间距的确定,一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土,为便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向侧向已夯成的夯坑中挤出,从而造成坑壁坍塌,夯锤歪斜或倾倒,而影响夯实效果。

**8.3.10** 由于基础的应力扩散作用和抗震设防需要,强夯处理范围应大于建筑物基础范围,具体放大范围可根据建筑结构类型和重要性等因素确定。对于一般建筑物,每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度 $1/2\sim 2/3$ ,并不宜小于3m。对可液化地基,根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定,扩大范围应超过基础底面下处理深度的 $1/2$ ,并不应小于5m。

**8.3.11** 在确定工程采用的各项强夯参数后,还应根据试夯所测得的夯沉量、夯坑回填方式、夯前夯后场地标高变化,结合基础埋深,确定起夯标高。夯前场地标高宜高出基础底标高0.3m~1.0m

**8.3.12** 夯实地基静载荷试验和其他原位测试、室内土工试验检验点的数量,主要根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。对强夯地基,应考虑夯间土和夯击点土的差异。当需要检验夯实地基的湿陷性时,应采用现场浸水载荷试验。

国内夯实地基采用波速法检测,评价夯后地基土的均匀性,积累了许多工程资料。作为一种辅助检测评价手段,应进一步总结,与动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验等原位测试结果验证后使用。

**8.3.16** 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,置换墩应穿越软土层,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。

对深厚饱和砂土、粉土层,因墩下土在施工中密度变大,强度有所保证,故在满足地基变形和稳定性要求下允许不穿越土层。

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。

**8.3.18** 墩体材料级配不良或块石过多过大,均容易在墩中留下大孔,在后续施工或建筑物

使用过程中使墩间土挤入空隙，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%。

**8.3.20** 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 1.5~2.0 倍，是保证夯墩的密实度与着底的要求，实际是充盈系数的概念，此处以长度比代替体积比。

## 8.4 砂石桩法

**8.4.1** 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。而且施工时不需要冲水，施工现场比较干净，比振冲法更具经济性，而且施工方便。

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。

**8.4.3** 砂石桩用料一般就地取材，也可以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。

**8.4.5** 本条规定砂石桩处理地基要超出基础一定宽度，这是基于基础的压力向基础外扩散，需要侧向约束条件保证。另外，考虑到基础下靠外边的(2~3)排桩挤密效果较差，应加宽(2~3)排桩。重要的建筑以及荷载较大的情况应加宽更多。

砂石桩法用于处理液化地基，必须确保建筑物的安全使用。基础外的处理宽度目前尚无统一的标准。美国经验取等于处理的深度，但根据日本和我国有关单位的模型试验得到结果为应处理深度的2/3。另由于基础压力的影响，使地基土的有效压力增加，抗液化能力增大。根据日本用挤密桩处理的地基经过地震检验的结果，说明需处理的宽度也比处理深度的2/3小，据此定出每边放宽不宜小于处理深度的1/2，同时不应小于5m。

**8.4.6** 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。

**8.4.7** 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。

**8.4.8** 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负担的处理范围内土孔隙体积的改变量，即可推导出式8.4.8-1和式8.4.8-2。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。

**8.4.9** 关于砂石桩的长度，通常根据地基的稳定和变形验算确定，为保证稳定，桩长应达到滑动弧面之下，当软土层厚度不大时，桩长宜超过整个松软土层。标准贯入和静力触探沿深度的变化特性也是提供确定桩长的重要资料。对可液化的砂层，为保证处理效果，一般桩长应穿透液化层，如可液化层过深，则应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011有

关规定确定。

由于砂石桩在地面下1m~2m深度的土层处理效果较差，砂石桩的设计长度应大于主要受荷深度且不宜小于4m。

当建筑物荷载不均匀或地基主要压缩层不均匀，建筑物的沉降存在一个沉降差，当差异沉降过大，则会使建筑物受到损坏。为了减少其差异沉降，可分区采用不同桩长进行加固，用以调整差异沉降。

**8.4.10** 对砂土和粉土采用砂石桩复合地基，由于成桩过程对桩间土的振密或挤密，使桩间土承载力比天然地基承载力有较大幅度的提高，为此可用桩间土承载力调整系数来表达。桩间土承载力调整系数与原土天然地基承载力相关，天然地基承载力低时桩间土承载力调整系数大。在初步设计估算松散粉土、砂土复合地基承载力时，桩间土承载力调整系数可取1.2~1.5，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

## 8.5 振冲法

**8.5.1** 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700m<sup>3</sup>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。

**8.5.4** 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。

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。

**8.5.5** 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。

**8.5.6** 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。

## 8.6 水泥土搅拌法

**8.6.1** 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、蒙脱石等黏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黏性土以及有机质含量高，PH 值较低的黏性土加固效果较差。

在黏粒含量不足的情况下，可以添加粉煤灰。而当黏土的塑性指数  $I_p$  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。

**8.6.2** 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 8.6.2。为降低造价，对竖向承载搅拌桩，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。

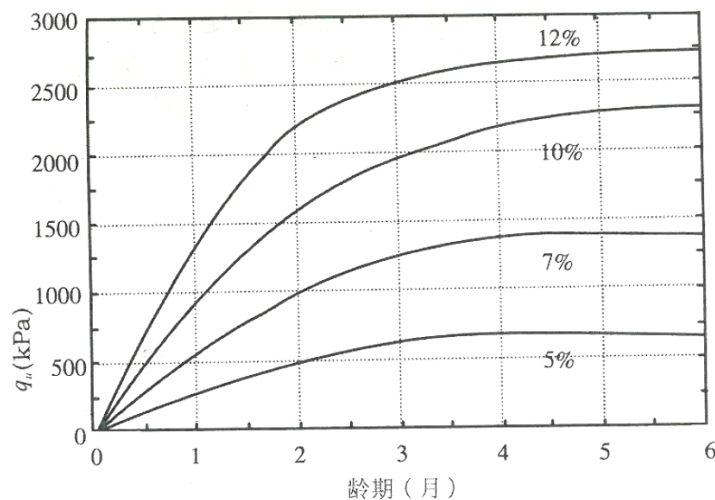


图 8.6.2 水泥土龄期与强度的关系

## 8.7 高压喷射注浆法

**8.7.1** 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。

**8.7.2** 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（第三版）（中国建筑工业出版社，2008）。

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。

**8.7.6** 无试验资料时，若桩间土为软土，其承载力折减系数 $\beta$ 可取0。

## 8.8 排水固结法

**8.8.1** 在适用土类中，对于强度很低的黏性土、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、细砂夹层的黏性土和含微粉砂薄层结构的黏土层，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的软黏土层，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。

对于超固结土，只有当土层的有效上覆压力与预压荷载作用于该土层的应力之和明显大于先期固结压力时，才会产生排水固结效果。

**8.8.3** 当真空预压加固的土层有粉土、粉细砂或中粗砂等透水、透气层时，对加固区采取的密封措施一般有打设黏性土密封墙、开挖换填和垂直铺设密封膜穿过透水透气层等方法。对塑性指数大于25且含水量大于85%的淤泥，采用真空预压处理后的地基土强度有时仍然较低。因此，对具体的场地需通过现场试验确定真空预压加固的适用性。

**8.8.5** 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。对于塑料排水带，当宽为100~150mm、厚3~5mm，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150~200mm、厚4~6mm的塑料排水带。

对于塑料排水带的当量换算直径 $d_p$ ，虽然许多文献都提供了不同的建议值，但至今还没有结论性的研究成果，式（8.8.5）是著名学者Hansbo提出的，国内工程上也普遍采用，故在本规范中沿用。

**8.8.7** 当软土层的厚度小于等于20m时，竖向排水体的打入深度宜全部贯穿软土层，打穿



有利于提高固结效果。当软土层厚度大于 20m 时，对以地基抗滑稳定性控制的工程，应用圆弧滑动法进行稳定分析，打入深度超过天然地基土最危险滑动面的深度应大于 2.0m；对以变形控制的工程，打入深度应根据在限定的预压固结时间内需完成的变形量确定，并宜穿透变形计算的受压土层。

**8.8.9** 塑料排水带由于运输方便、施工效率高、质量指标较稳定等优点，在工程中得到越来越多的应用。大量的工程实践表明，不同类型塑料排水带的芯板及滤膜受到土体弹性及蠕变变形、物理和生物环境的变化以及排水带压缩弯折等影响，其通水能力有较大的差异。

结合两组模型试验研究不同类型排水带在实际工作状态下的工作性能。第 1 组试验采用紫金港粘土，采用热轧压点无纺布滤膜的 A 板（其技术性能指标见表 8.8.9），在固结 2 个月、3 个月以及 9 个月时分别测试排水带在实际工作状态下的纵向通水量，发现通水量下降到实验室测定通水量的 30~50% 左右。第 2 组模型试验采用相同土体，采用热熔粘合高性能土工专用无纺布滤膜的 B 板（其技术性能指标见表 8.8.9），在同样的荷载作用下在不同的固结时间进行了测试。在土体固结变形均为 85% 左右的情况下，第 1 组模型试验测得的排水板工作状态纵向通水量值为 13.2cm<sup>3</sup>/s，第 2 组模型试验测得的相应通水量值为 67.2cm<sup>3</sup>/s。因此，排水带长期工作状态下通水量的下降主要与排水带的类型密切相关。

表 8.8.9 某模型试验排水带技术性能指标

项目		单位	A 板	B 板	备注
复合体	宽度	mm	100±3	100±2	
	厚度	mm	4.5±0.2	4.5±0.2	
	抗拉强度	kN/10cm	2.4	2.5	干态，延伸率 10% 时
	断裂延伸率	%	-	≥20	
	通水量	cm <sup>3</sup> /s	≥50	≥50	侧向压力为 350kPa
滤膜	克重	g/m <sup>2</sup>	≥80	≥110	
	有效孔径	μm	<75	80~130	以 O <sub>95</sub> 计
	渗透系数	cm/s	≥5×10 <sup>-3</sup>	≥5×10 <sup>-3</sup>	水中浸泡 24h
	湿态断裂延伸率	%	≥10	≥30	水中浸泡 24h
	纵向干态抗拉强度	N/cm	≥20	≥45	延伸率 10%
	横向湿态抗拉强度	N/cm	≥20	≥50	水中浸泡 24h，延伸率 15%
	纵向梯形撕裂强度	N	≥30	≥160	
	横向梯形撕裂强度	N	≥25	≥150	

由于塑料排水带在不同的土质条件、环境中使用，应根据工程的重要性、工程进度和土质特性等因素合理选用适合于工程项目的产品，其质量应符合中国土木合成材料工程协会《塑料排水带地基设计规程》CTAG 02-97 的要求。

**8.8.10** 研究表明，在荷载长期作用下，排水带由于滤膜堵塞和弯曲变形等因素导致其纵向通水量明显下降（表 8.8.10）。图 8.8.10 显示模型试验中两个排水带在长期工作状态下的弯曲变形现象，两个排水带均出现明显的弯曲和弯折变形，较均匀的弯曲变形包括“S”型弯曲和“Z”型弯曲，还有明显的局部弯折变形，这些弯折点会增大排水板井阻，甚至有可能完全折成死角或折断。在涉及排水带长期工作性能比如工后沉降计算中，建议考虑其通水量的折减影响。

表 8.8.10 排水带长期工作状态下通水量的变化

序号	试验用土	固结压缩变形/ 工作时间	通水量下降比例	参考文献
1	高岭土	30%	9%~99%	Ali (1991)
2	原状土		通水量完全消失	Aboshi (2001)
3	-	41%	最大下降了 99%	Tran-Nguyen 等 (2010)
4	-	≥25%	56%-77%	Chua Kang Tor 等 (2008)
5	-	500 天	56%	Koda 等 (1986)
6	原状粘土	80-85%	50-70%	第 1 组模型试验
7	原状粘土	80-90%	30-50%	第 2 组模型试验

长期工作状态下排水板纵向通水量如何取值是很复杂的问题,它与排水带本身材料的性能、打设深度、周围天然土层和涂抹区渗透系数、排水板实际工作性状和工期要求等诸多因素有关。长期工作状态下排水板纵向通水量的定量变化仍需进一步研究和在实际工程中积累更多的经验。



图 8.8.10 排水板弯曲变形示意图

**8.8.15** 饱和软黏土根据其天然固结状态可分为正常固结土、超固结土和欠固结土。显然,对不同固结状态的土,在预压荷载下其强度增长是不同的,由于超固结土和欠固结土强度增长缺乏实测资料,本规范暂未能提出具体计算方法。

$\eta$  为安全折减系数,这是由浙江省杜湖水库砂井地基工程、温岭东海塘试验海堤工程等实测统计的结果得到的, $\eta$  值约在 0.95~1.03,条文中考虑一定的安全度,取  $\eta=0.90\sim0.95$ 。

**8.8.16** 基础最终沉降量公式 (8.8.16) 中的经验系数  $\psi$  考虑了侧向变形及其他因素的影响。根据工程经验得  $\psi=1.1\sim1.4$ 。以下是一些工程中的  $\psi$  值:宁波试验路堤  $\psi=1.41$ ;舟山冷库  $\psi=1.38$ ;杜湖水库  $\psi=1.31$ ;南京炼油厂油罐  $\psi=1.26$ ;上海石化油罐  $\psi=1.38$ ;格陵兰岛油罐  $\psi=1.10$  等。十多项工程统计结构都在 1.1~1.4 范围内。

对真空预压工程,在抽真空过程中将产生向内的侧向变形。这是由于抽真空时孔隙水压力降低,水平方向增加了一个向负压源的压力  $\Delta\sigma_e = -\Delta u$ 。考虑到其对变形的减少作用,经验系数  $\psi$  宜适当减小。根据《真空预压加固软土地基技术规程》JTS 147-2-2009 推荐的经验值,取 1.0~1.3。目前真空和堆载联合预压的工程,经验系数  $\psi$  尚缺少资料,故仍按真空预压的参数推算。

**8.8.17** 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。如果膜内真空度不高，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（600~650）mmHg，相当于 80kPa 至 90kPa 的预压荷载，所以要求膜内真空度保持在 650mmHg 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。这是因为中断射流泵的抽水，土中孔隙水不能连续排除，会较大地影响地基土的预压固结。

**8.8.18** 真空和堆载联合预压加固，二者的加固效果可以叠加，符合有效应力原理，并经工程试验验证。真空预压是逐渐降低土体的孔隙水压力，不增加总应力条件下增加土体有效应力；而堆载预压是增加土体总应力和孔隙水压力，并随着孔隙水压力的逐渐消散而使有效应力逐渐增加。当采用真空和堆载联合预压时，既抽真空降低孔隙水压力，又通过堆载增加总应力。工程实践证明，必须先进行真空预压，经不长的时间（7d~10d）在土体保持稳定的情况下再进行堆载预压，同时继续抽真空。

### 8.9 刚-柔性桩法

**8.9.3、8.9.4** 规定刚性桩为摩擦型桩，是为保证充分发挥柔性桩形成的复合地基的作用。同时，为减少建筑物的沉降，刚性桩应选择粘性土、粉土等压缩性较低力学特性较好的土层作持力层。对刚性桩要求采用较长的桩长与较大的桩距（也就是通常所说的“长桩疏布”设计原则），是基于以下的概念分析与工程实例验证：

1 目前，我国部份地区（包括《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 介绍的软土地基减沉复合疏桩基础）推广的常规型复合桩基，较多采用预制小方桩（一般桩长较短）与天然地基桩间土的复合。

从图 8.9.3-1 可看出，当预制桩桩长较短，桩体自身控制沉降的功能已受到桩间土的压缩沉降牵连，控制沉降效果不明显。当刚性桩桩长穿过按天然地基计算的地基土层压缩沉降影响曲线以下，桩体作用就十分明显。一般设计有效桩长宜大于 2.5~3.0B（B 建筑物宽度），以更有效发挥刚性桩控制沉降功能。

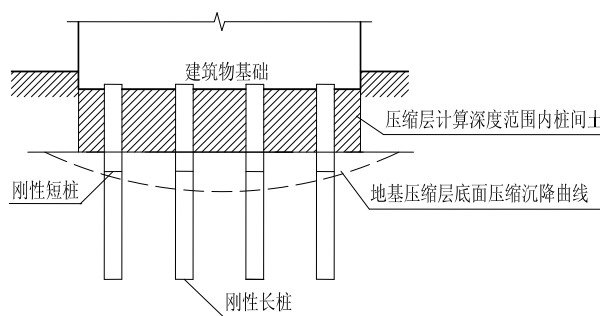


图 8.9.3-1 刚性桩控制沉降效应示意图

2 刚性桩控制沉降功能的发挥，不仅受到上述的桩间土的压缩沉降的影响，而且受到刚性桩的桩间距影响。

从图 8.9.3-2 可看出，单桩承载力 210kN 时，曲线 a 沉降量为 0.001m，曲线 b（9 根桩组成的群桩，桩长、桩径同单桩，桩中心距为 3d）沉降量达 0.0103m，群桩沉降为单桩 10 倍之多。可见在群桩情况下，桩中心距仅满足 3d 是不能有效发挥刚性桩控制沉降作用。所以，刚性桩宜选用较大桩中心距，一般宜取 4~6d（d 桩径）。

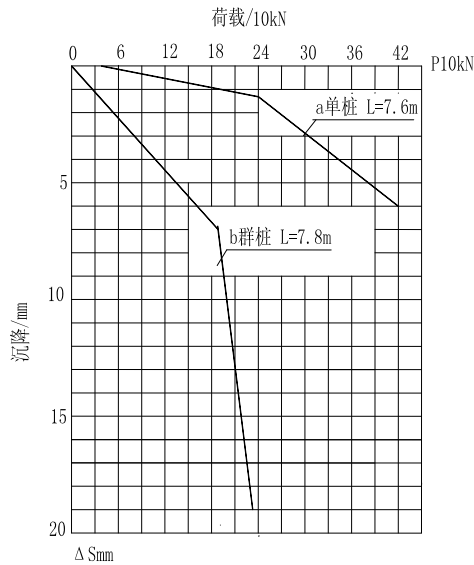


图 8.9.3-2 群桩单桩试桩曲线

该试桩曲线引自俄文本：莫斯科 1956 年海运出版社《港口水工建筑物》P241。

### 3 工程实例验证

从表 8.9.3 可以看出，采用刚-柔性复合桩基的多层建筑物（刚性桩桩长 44m，桩中心距为  $4\sim 6d$ ，荷载分配率  $\eta$  大于 50%），竣工时的沉降量为 10mm 以内；采用刚-柔性复合桩基的小高层建筑物（刚性桩桩长 50m，桩中心距为  $4\sim 6d$ ，荷载分配率  $\eta$  大于 50%），竣工时的沉降量为 13mm。

表 8.9.3 温州市西堡锦园住宅小区竣工沉降资料汇总表(部分)

幢号	常规桩基设计		复合桩基设计		荷载分配率	复合地基特征值	竣工沉降量
	刚性桩(根)		刚性桩(根)	柔性桩(根)			
	$L=44m$		$L=44m$	$L=13.5m$			
多层	14#	114	62	174	54%	136	10
	15#	116	61	176	53%	116	8
	16#	105	58	176	55%	148	9
	17#	109	59	174	54%	116	10
小高层	$L=50m$ (刚性桩) $L=12m$ (柔性桩)					130~140	13

注：本工程设计桩长大于  $3.0B$  ( $B$  为建筑物宽度)

### 8.9.5 本条说明刚性桩与柔性桩布桩要点。

刚性桩靠近上部荷载中心设置是考虑荷载传递途径较直接，减少桩承台的内力；柔性桩围绕刚性桩设置是为了更好发挥刚-柔性复合桩基的工作特性。对于多层框架结构，根据有关桩基础工程实测表明，建筑物的角桩、边桩实际承受的荷载均大于位于中心部位的桩，为避免这一边缘应力集中而引起的刚性桩的超荷承载，在平面布桩时，宜采用“内疏外密”的布桩方法，即位于建筑物外缘部份的布桩密度宜高于位于建筑物的中部。

### 8.9.7 荷载分配率 $\eta$ 取值主要是基于桩基的工作特性分析及工程实例验证：

#### 1 桩基的工作特性分析

当荷载分配率  $\eta$  为 50% 时，相当于建筑物按常规桩基设计时的桩的总量减去一半，此时，桩基的安全系数从 2.0 降到 1.0，单桩的承载力必然由原来的承载力特征值变为承载力极限值。根据软土地基常规桩基静载荷试桩曲线，桩达到极限承载力时沉降量一般为 20~40mm。

但此时，建筑物的承载力安全度与可靠度不能满足使用要求。当把减去的这部份桩的承载力用柔性桩形成的复合地基作等量的补偿后，建筑物的整体承载力安全系数仍然回到疏桩前的2.0。

## 2 工程实例验证

根据现有的工程实践，当荷载分配率 $\eta$ 控制在50%左右，刚性桩按本规程提出的“长桩疏布”原则进行设计时，采用刚—柔性复合桩基的建筑物的沉降量与采用常规桩基的建筑物的沉降量沉降基本接近，其工程造价可节省30~40%。当采用较小的荷载分配率时，建筑物的沉降量较大。

### 8.10 爆炸置换法

**8.10.1** 爆炸置换法是采用炸药爆炸的方法一次或数次在极短的时间内将地基一定深度和范围内的软土置换成抛石体(或石渣、砂石等混合物，预先抛填在软土地基表面)的一种软基处理施工方法。爆炸置换法主要用于石料来源有保障、工程建设影响范围内不存在环境制约因素的海堤、防波堤、促淤坝、丁坝等类似工程建筑物以及场地软土地基处理工程等。

**8.10.2** 爆炸挤淤置换法是通过控制抛填高度、宽度、进尺及爆炸参数，利用炸药爆炸产生的能量对地基和抛石体的综合作用效果，使抛石体在自重荷载及炸药爆炸产生的附加动载作用下，将抛石体“挤压”入软土地基中；经过一次或数次爆炸置换作用，最终形成设计要求的抛石断面结构的一种施工工法。爆炸排淤填石法是在抛石体外缘一定距离和深度的软土地基中埋放药包群，起爆瞬间在淤泥中形成空腔，抛石体随即坍塌充填空腔形成“石舌”，从而使抛石体一次到达硬土层达到泥石置换目的的一种施工工法。

### 8.11 桩网复合地基

**8.11.1** 桩网复合地基适用于有较大工后沉降的场地，特别适用于新近填海地区软土、新近填筑的深厚杂填土、液化粉细砂层和湿陷性土层的地基处理。当桩土共同作用形成复合地基时，桩网复合地基的工作机理与刚性桩复合地基基本一致。当处理新近填土、湿陷性土和欠固结淤泥等地基时，工后沉降较大，桩间土不能与桩共同作用承担上覆荷载，桩帽以上的填土荷载、使用荷载通过填土层、垫层和加筋层共同作用形成土拱，将桩帽以上的荷载全部转移至桩帽由桩承担。此时桩网地基是填土路堤下桩承堤的一种形式。

**8.11.2** 桩网复合地基中的桩可采用刚性桩，也可选用低强度桩。实际上采用低强度桩时布桩间距较密，桩顶不需要设置荷载传递所需的桩帽、加筋层，对填土层高度也无严格要求，在形式上与桩网复合地基不一致。所以，桩网复合地基中的桩普遍指的是刚性桩。

刚性桩的型式有多种，应根据施工可行性和经济性比选桩型。在饱和软黏土地层，不宜采用沉管灌注桩；采用打(压)入预制桩时，应采取合理的施工顺序和必要的孔压消散措施。填土、粉细砂、湿陷性土等松散的土层宜采用挤土桩。

**8.11.4** 当桩间土发生较大沉降时，加筋层和桩间土可能脱开，为了避免垫层材料漏到加筋层之下，填料的最小粒径不应小于加筋体的孔径尺寸。如果加筋体的孔径较大，垫层材料粒径不能满足要求时，可在加筋层之上铺设土工布，或者采用复合型的土工格栅。

**8.11.6** 正方形布桩并采用正方形桩帽时，桩帽和加筋层的设计计算较方便。同时加筋层的经向或纬向正交于填方边坡走向时，加筋层对增强边界稳定性最有利。三角形布桩一般采用圆形桩帽，采取等代边长参照正方形桩帽设计方法。

根据实际工程统计，桩网复合地基的桩中心间距与桩径之比大多在4~8之间。当桩的竖向抗压承载力高时，应选较大的间距桩径比。但3.0m以上的布桩间距较少见。过大桩间距

会导致桩帽造价升高，加筋体的性能要求提高，以及填土总厚度加大，在实际工程中不一定是合理方案。

**8.11.7** 单桩竖向抗压承载力应通过试桩确定，在方案设计和初步设计阶段，可根据勘察资料采用本规范第 10.2 节规定的方法计算。

当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，桩间土的沉陷是一个较缓慢的发展过程，复合地基的载荷试验不能反映桩间土下沉导致不能承担荷载的客观事实，所以不建议采用复合地基竖向抗压载荷试验确定该类地质条件下的桩网复合地基承载力。桩网复合地基主要由桩承担上覆荷载，用桩的单桩竖向抗压载荷试验确定单桩竖向抗压承载力特征值，推算复合地基承载力更为恰当。

对于有工后沉降的桩网复合地基，载荷试验确定的单桩竖向抗压承载力应扣除负摩擦引起的下拉荷载。注意下拉荷载为标准值，当采用特征值计算时应乘以系数 2。

**8.11.8** 当采用圆形桩帽时，可采用面积相等的原理换算圆形桩帽的等效边长  $a_0$ 。等效边长按下式计算：

$$a_0 = \frac{\sqrt{\pi}}{2} d_0 \quad (8.11.8)$$

式中： $d_0$ ——圆形桩帽的直径（m）。

**8.11.9** 桩帽宜采用现浇，可以保证对中和桩顶与桩帽紧密接触。当采用预制桩帽时，一般在预制桩帽的下侧面设略大于桩径的凹槽，安装时对中桩位。桩帽面积与单桩处理面积之比宜取 15%~25%。当桩径为 300mm~400mm 时，桩帽之间的最大净间距宜取 1.0m~2.0m。方案设计时，可预估需要的上覆填土厚度为最大间距的 1.5 倍。

桩帽作为结构构件，采用荷载基本组合验算截面抗弯和抗冲剪承载力（图 8.11.9）。

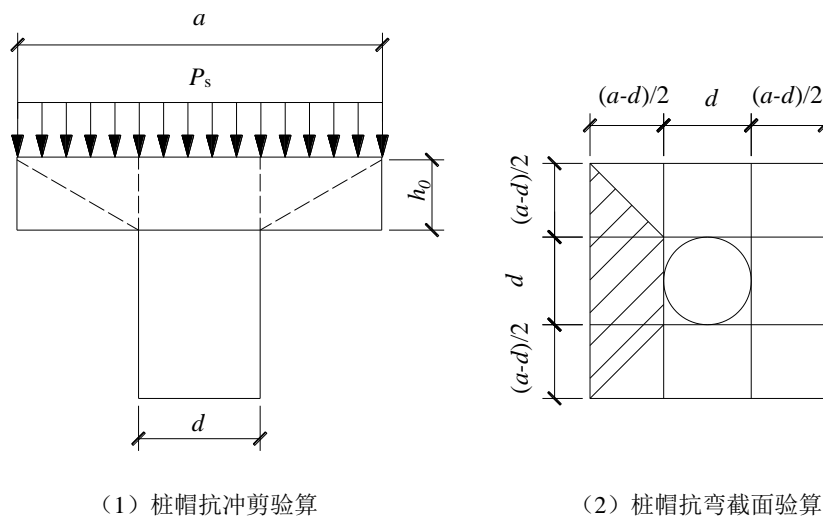


图 8.11.9 桩帽计算

桩帽抗冲剪按下式计算：

$$V_s / u_m h_0 \leq 0.7 \beta_{hp} f_t / \eta \quad (8.11.9-1)$$

$$V_s = P_s a^2 - (\tan 45^\circ h_0 + d)^2 \pi P_s / 4 \quad (8.11.9-2)$$

$$u_m = 2(d/2 + \tan 45^\circ h_0 / 2) \pi \quad (8.11.9-3)$$

式中： $V_s$ ——桩帽上作用的最大冲剪力（kN）；

$P_s$ ——相应于荷载效应基本组合时，作用在桩帽上的压力值（kPa）；

$\beta_{hp}$ ——冲切高度影响系数，取 1.0；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度（kPa）；

$\eta$ ——影响系数，取 1.25。

桩帽截面抗弯承载力按下式计算：

$$M_R \geq M \quad (8.11.9-4)$$

$$M = \frac{1}{2} P_s \left( \frac{a-d}{2} \right)^2 + \frac{2}{3} P_s \left( \frac{a-d}{2} \right)^3 \quad (8.11.9-5)$$

式中： $M_R$ ——截面抗弯承载力（kN·m）；

$M$ ——桩帽截面弯矩（kN·m）。

**8.11.10** 当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，确定土拱高度是桩网地基填土高度设计的前提，也是计算确定加筋体的依据。

**8.11.12** 当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，根据桩网地基的工作机理，土拱产生之后，桩帽以上以及土拱部分填土荷载和使用荷载均通过土拱作用，传递至桩帽由桩承担。当桩间土下沉量较大时，拱下土体通过加筋体的提拉作用也传递至桩帽，由桩承担。

本规范采用应力扩散角确定的土拱高度，考虑空间效应计算加筋体张拉力（图 8.11.12-2）。

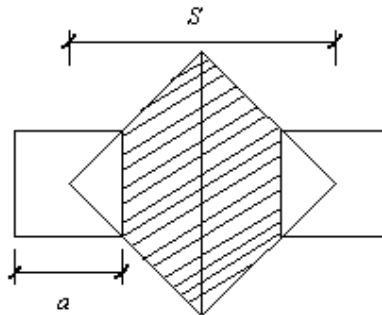


图 8.11.12-2 加筋体计算平面

土拱设计高度  $h = 1.2H_c$ ， $H_c = 0.707(S-a)/\tan\varphi$ （图 8.11.12-2）。加筋体张拉力产生的向上的分力承担图中阴影部分楔体土的重量，假定加筋体的下垂高度为  $\Delta$ ，变形近似于三角形，土荷载的分项系数取 1.35，则加筋体张拉力可按式计算：

$$T \geq \frac{1.35\gamma h(S^2 - a^2)\sqrt{(S-a)^2 + 4\Delta^2}}{32\Delta a} \quad (8.11.12-3)$$

在本规范确定总填土厚度时，考虑了 20% 的安全余量。能够保证桩网复合地基形成完整的土拱，不至于在路面产生波浪形的差异沉降。工程实际和模型试验都表明，增加加筋层数能够有效地减小土拱高度。但是，目前这方面还没有定量的计算方法，建议采用有限元等数值方法和足尺模型试验确定多层加筋土土拱高度。

加筋层材料应选用土工格栅、复合土工布等具有铺设简便、造价便宜、材料性能适应性好等特点的土工聚合物材料。宜选用尼龙、涤纶、聚酯材料的经编型、高压聚乙烯和交联高

压聚乙烯材料等拉伸型土工格栅，或该类材料的复合土工材料。热压型聚苯稀、低密度聚乙烯等材料制成的土工格栅强度较低、延伸性大、蠕变性明显，不宜采用。玻纤土工格栅强度很高，但是破坏时应变率较小，一般情况下也不适用。

桩与地基土共同作用形成复合地基时，桩帽上部加筋按边坡稳定要求设计。加筋层数和强度均应该由稳定计算的结果确定。多层加筋也可以解决单层加筋强度不够的问题。从桩网加筋起桩间土提兜作用的机理分析，选择两层加筋体时，两层筋材应尽量靠近。但是贴合会减少加筋体与垫层材料的摩擦力，要求之间有 10cm 左右的间距，所填的材料应与垫层相同。由于两层加筋体所处的位置不同，实际产生的变形量也不同，所以强度发挥也不同。两层相同性质的加筋体，上层筋材发挥的拉力只有下层的 60% 左右。

加筋体的允许下垂量与地基的允许工后沉降有关，也关系到加筋体的强度性能。当工后沉降控制严格时，允许下垂量  $\Delta$  取小值。规定的加筋体下垂量越小，加筋体的强度要求就越高。所以，一般情况下规范推荐取桩帽间距的 10%。



## 9 基础

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 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。本章包括了我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、筏形基础、岩石锚杆基础等，并增加了地下结构抗浮设计内容。

### 9.2 基础埋置深度

**9.2.1** 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。

**9.2.5** 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 12 章基坑支护。

### 9.3 无筋扩展基础

**9.3.1** 根据已掌握的岩石地基上的无筋扩展基础试验中出现沿柱周边直剪和劈裂破坏现象，提出设计时应应对柱下混凝土基础进行局部受压承载力验算，避免柱下素混凝土基础可能因横向拉应力达到混凝土的抗拉强度后引起基础周边混凝土发生竖向劈裂破坏和压陷。

**9.3.3** 垫层是扩展基础的构造要求，为了改善基础的施工条件，无筋扩展基础中的砖基础、毛石基础均应设置素混凝土垫层。

**9.3.4** 墙下条形基础采用钢筋混凝土基础圈梁兼作墙体水平防潮层，与上部结构共同作用，能够增强调整地基不均匀沉降的能力，提高基础的整体性。

### 9.4 扩展基础

**9.4.2** 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》GB50007 的规定。

**9.4.3** 由于《混凝土结构设计规范》GB50010 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。

**9.4.8** 由于基础底板中垂直于受力钢筋的另一个方向的配筋具有分散部分荷载的作用，有利于底板内力重分布，本规范规定对柱下独立柱基底面长短边之比  $\omega$  在大于或等于 2、小于或等于 3 的范围时，其基础底板短向钢筋在中间带宽范围外仍须满足该基础受力钢筋的最小配筋率要求。

**9.4.10** 考虑到抗震要求并有利于改善基础的整体性，柱下钢筋混凝土独立基础之间宜设置钢筋混凝土基础联系梁。

### 9.5 柱下条形基础

**9.5.1** 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。

**9.5.2** 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。

## 9.6 筏形基础

**9.6.1** 本节的内容适用于高层建筑筏基和多层建筑筏基。

**9.6.2~9.6.5** 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、构造要求均应符合国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的规定,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。

**9.6.8** “相关部位”一般指地上结构外扩不超过三跨且不大于 20 米的地下室范围,采用剪切刚度比方法。

**9.6.9** 根据大量的工程实践经验,普通地下室顶板有防水要求时厚度可取不应小于 200mm。

## 9.8 地下结构抗浮

**9.8.1** 近年来浙江金华、台州、绍兴、宁波、杭州、永康、诸暨、桐庐等地,发生了多个地下室因抗浮稳定不满足要求而导致整体或局部上浮的工程事故,造成地下室墙、板开裂,承重柱断裂,且地下室上浮后大多无法恢复至原位,后期处理难度极大,因此须重视对地下室结构的抗浮稳定性验算。重要建筑或独立地下室建筑在抗浮稳定性验算时抗浮稳定安全系数  $K_w$  可适当提高。

水浮力作用值可采用阿基米德原理计算。

地下水位不应采用勘察期间或施工期间的场地实际水位,而应根据场地历年最高水位和使用年限内可能出现的最高水位综合确定。勘察单位应综合实际勘察资料和历史水文资料提出最不利抗浮水位的建议值;设计单位应根据勘察报告及工程建成后的地形地貌是否改变等因素综合确定抗浮验算水位。有些山地建筑地下室施工期间虽然看不到地下水,但因土方开挖造成地形地貌改变,集中降雨造成短时间内局部地下水水位上升而致地下室上浮的事故发生过起;有些地下室地处淤泥、淤泥质等不透水土层中,施工期间也看不到地下水,但同样发生多起地下室上浮事故,因此不透水层中的地下室同样应进行抗浮设计。

计算  $G_k$  时一般不应计入活荷载及恒荷载中的楼地面面层、填充墙等重量;地下车库顶板上大多有 1.2~1.8m 厚的覆土层,为节约基础造价,通常均考虑覆土荷载的有利作用,此时必须明确顶板覆土施工前的降水要求和停降时间。

鉴于近年来省内地下室上浮事故不少,且后期处理难度大,抗浮稳定验算时宜适当留有余地。

当采用抗浮锚杆时,锚杆施工宜采用二次注浆工艺。国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 规定地基基础设计等级为甲级时,锚杆抗拔承载力应通过试验确定,考虑浙江的实际情况,建议不论其设计等级是甲级、乙级或丙级,锚杆抗拔承载力均应通过试验确定。预应力管桩用于抗拔桩时,管桩桩段之间、桩顶与承台之间的连接节点应作专门设计,不应直接套用相关设计图集。

**9.8.2** 浙江省大部分地区水位比较高,抗浮设防水位对结构安全和建造成本的影响很大。设计单位可在勘探任务书内明确提出对勘探单位的要求,根据勘探单位提供的抗浮设防水位建议值,结合工程具体情况给出每个地下室的抗浮设防水位。由于抗浮设计主要针对有围合的

地下室，所以地下室车道入口或人行通道入口也可作为抗浮设防水位的参考标高之一。

建筑物场地标高变化比较大时需考虑上层滞水对抗浮设防水位的影响；场地有承压水且与潜水有水力联系，需实测承压水位并考虑其对抗浮设防水位的影响；在填海造陆区，需考虑海水最高潮水位的影响；当大面积填土高于原有地面时，需按填土完成后的地下水位变化情况考虑。

建筑物竣工后使用期间，周围道路标高和景观覆土面发生较大变化并影响抗浮设防水位时，应由业主提出要求，请勘探和设计单位复核抗浮设防水位，并由设计单位复核基础的抗浮稳定性。

试验及现场监测结果表明，当基底距离承压水含水层顶面较近时，承压水的水头压力通过基底与承压水含水层面范围的土体作用于基础底面，形成抗浮验算和筏板内力变形计算需要考虑的外载；承压水含水层顶面的土体自重应力大于承压水水头时，可不考虑该作用。

**9.8.3** 建筑物室外地面为斜坡并且标高变化比较大时，整体抗浮计算需考虑整个地下室的抗浮受力，局部抗浮可分段取抗浮水位。整体抗浮验算满足局部不满足的情况下，也可采取局部增加压重和设置抗浮锚杆等措施。

**9.8.4** 抗浮锚杆设计详见附录 J。使用土层锚杆时要注意锚杆的使用耐久性。

**9.8.5** 抗浮设防水位用于抗浮稳定性验算，抗拔桩是抗浮的设计措施之一，抗拔桩的强度验算应使用抗浮设防水位对应的浮力值。地下室基础底板构件和侧壁的承载力设计应使用抗浮设防水位对应的浮力值。结构构件的裂缝宽度验算可取常年平均水位。

由于全国各省市地下水情况差异比较大，荷载规范 GB50009 中对地下水荷载没有明确的定义，提出对水位不变的水压力可按永久荷载考虑，对水位变化的水压力应按可变荷载考虑。浙江省雨水比较丰富，地下水位随季节变化比较大，地下水压力宜作为可变荷载考虑，其中水浮力准永久系数确定比较困难。荷载规范 GB50009 中提出对于有可能再划分为持久性和临时性两类的可变荷载，可以直接引用荷载的持久性部分，作为荷载准永久值取值的依据。设计单位可在勘探任务书内要求勘探单位提供常年稳定水位，结合工程具体情况定出本工程地下室构件裂缝的计算水浮力。

**9.8.6** 施工单位在停止降水前，应与设计单位协商，避免地下室上浮。

## 10 桩基础

### 10.1 一般规定

**10.1.1** 桩基础设计前，结合岩土工程勘察报告、原始地形图、邻近工程的施工资料以及现场踏勘情况，对场地的水文地质条件进行系统、全面的分析评估非常重要。对江、湖、海、河边以及山区地基，工程建设前往往已经对场地进行了平整，填土的厚度及时间、废弃驳坎的埋深及平面范围等较难准确地了解，桩基设计需要综合分析判断各种不利因素，提出针对性的技术措施。特别应根据原始地形图、现状地形图以及规划总图，对大面积新填土可能引起地基沉降及其对建筑地基基础的不利影响有充分考虑。

为保证工程建设不影响周边既有建筑物、道路、地下管线、轨道交通设施等环境要素的安全和正常使用，桩基础设计前应进行详细的环境调查。根据环境保护要求，选择合理的桩基型式，提出相应的施工技术要求。当周边有在建项目时，应了解在建项目的设计资料及施工计划，分析邻近项目与本项目在施工和永久使用期间可能存在的相互影响，据此优化完善设计。某项目工程桩采用了先张法预应力混凝土管桩，桩基施工时，邻近项目正在进行地下室基坑开挖，设计没有考虑管桩施工的挤土效应增大了邻近支护结构的侧压力，致使支护结构变形过大而最终坍塌，该项目已施工的工程桩也相应产生了较大偏位。

**10.1.2** 根据近年来的工程实践，本次规范修订取消了一些基本不再使用的桩型，如静压制混凝土开口空心方桩、平底大头桩等，将原“先张法预应力混凝土管桩”改为“预应力混凝土空心桩”，在保留原内容的基础上增加了先张法预应力混凝土空心方桩、先张法预应力混凝土异形桩的相关内容；考虑到成桩方式的多样性（钻孔、旋挖成孔、冲孔等），将“湿作业钻孔灌注桩”改为“湿作业成孔灌注桩”。

**10.1.3** 桩基施工和使用过程的环境影响可采用工程类比法、经验公式法和数值分析等手段进行。对一些特别敏感的保护对象，相关部门对在其保护区内进行桩基设计和施工有专门的技术和管理规定，应根据其要求开展工作。如杭州市 2012 年颁布了《杭州市轨道交通运营管理办法》，根据其规定，地铁车站、盾构隧道结构外边线外侧 5m 内为特别保护区，50m 内为控制保护区。在特别保护区内，禁止从事任何可能危害城市轨道交通运营安全的活动；在控制保护区内进行基坑（槽）开挖、顶进、爆破、桩基础施工、灌浆、喷锚、勘察、钻探、打桩等可能影响城市轨道交通运营及设施安全的作业时，应当制定专项施工方案和安全防护方案，在征得运营单位同意并依法办理有关行政许可手续后方可按方案施工。

有特殊要求的桩身和承台除裂缝宽度控制外，可参考本规范表 10.6.29，考虑一定的腐蚀余量，加大配筋数量，同时也减小了钢筋应力，起到有效控制裂缝的效果。

桩端持力层位于坡度较大的基岩，持力层以上以软土为主时，应注意下列问题：

1 由于桩端入岩施工的难度较大，设计和施工不当，桩端嵌固效果不好易引起桩端失稳，造成重大事故。曾有工程在类似条件下施工时，由于基岩坡度大、强度高，桩端入岩采取冲击工艺，施工时间长，冲孔施工严重扰动了基岩上部淤泥质土，同时影响了孔壁稳定。成桩后的静载荷试验结果表明，大量工程桩的承载力不满足设计要求，经检测，桩端沉渣厚度太大。

2 由于桩端作用在基岩上的竖向荷载较大，上覆软土的制约作用小，当基岩坡度较大时，存在竖向力作用下的整体失稳可能性，应进行相应的稳定性验算。

**10.1.4** 在饱和软土中采用挤土桩，如设计和施工不当，会产生明显的挤土效应，导致未初

凝的灌注桩桩身缩小甚至断裂，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或其他设施；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不利影响，采取合理的布桩密度及方式、施工流水和防治措施，例如采用取土植桩、静钻根植（即在施工预制桩之前采用深层搅拌法搅拌土体，形成水泥土-预制桩支承结构），设置防挤孔，打设砂井或塑料排水板加快孔压的消散等措施减少挤土对周边环境的影响。

对软土地基上的深基坑而言，基坑开挖过程及完成后，由于卸载影响，坑底土体产生明显的隆起，桩侧受土体隆起影响而受到向上的作用力（上拔力），基坑越深、土体压缩性越高，上拔力越大；设计时应充分考虑这一因素，适当加大桩身配筋和桩长。

**10.1.5** 原规范规定，当桩端持力层下存在软弱下卧层时，桩端以下的持力层厚度不宜小于5倍桩身直径；根据实际工程的反馈意见，本次修订将桩端以下的持力层厚度放宽到3倍桩身直径，与国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94一致，同时便于设计人员更合理地选择桩端持力层，但下卧软弱土层的承载力及变形应满足规范要求。

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。

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不小于800mm的桩。

**10.1.6** 试成桩的主要目的如下：

- 1 验证设计所选桩型的施工可行性。
- 2 确定施工工艺、施工机械及施工参数；
- 3 检验地层性质。

对预制桩，试成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；对湿作业成孔灌注桩，可检验成孔工艺、泥浆性能、沉渣清理、护壁效果等。

试成桩阶段施工完成的桩，如果桩身质量符合设计要求，可以作为工程桩。

## 10.2 桩基承载力计算

**10.2.1~10.2.2** 按照现行国标《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011，将“荷载效应标准组合”改为“作用的标准组合”。

**10.2.3** 本次规程修订时，编制组收集了全省各地区数百项桩基础工程的静载荷试验、勘察报告提供的桩侧阻力特征值、桩端阻力特征值等资料，对原规范附录中的桩侧阻力特征值和桩端阻力特征值进行了修改、补充和完善，增加了灌注桩的相应资料。

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，规定桩底岩石厚度不小于5米。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补勘，为施工处理提供依据。

**10.2.4** 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，设计时可承台、桩及桩所包围的土体视作一假想的实体深基础

**10.2.5~10.2.6** 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状态。

**10.2.7** 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。对于淤泥、淤泥质土，根据温州地区抗拔桩试验资料，其抗拔承载力系数可达 0.90，考虑到其它软土地区这方面的试验资料及工程经验尚比较少，故本次规范将对应淤泥和淤泥质土的抗拔承载力系数定为 0.8~0.85。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。

**10.2.8** 桩身强度计算，国内规范均未考虑荷载偏心、弯矩作用等因素的影响；另外，桩在制作、运输、施工过程中的一些不确定因素对桩身强度有削弱影响。因此，桩身强度设计必须留有一定富裕。国家规范《建筑地基基础设计规范》GB 50007 对工作条件系数的取值作了比现行国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 更严格的规定。如国家规范《建筑地基基础设计规范》GB 50007 预制桩的工作条件系数：非预应力预制桩取 0.75，预应力桩取 0.55~0.65，而国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 为 0.85，还可考虑桩主筋的受压承载力；对灌注桩，国家规范《建筑地基基础设计规范》GB 50007 取 0.6~0.8，国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 为 0.6~0.90。从浙江省的工程实践来看，按原省地基基础规范设计的桩基工程，桩身强度基本上都能满足工程要求；另外考虑到近几年来省内外一些桩基工程事故的教训，桩的工作条件系数也不宜取得过大。因此，非预应力预制桩工作条件系数取 0.75；灌注桩的工作条件系数取 0.6~0.8 与国家地基规范取值相同比较合适。

先张法预应力混凝土管桩轴心受压时可按下式计算：

$$Q \leq (0.75 \sim 0.85) f_c A_p - 0.37 \sigma_{pc} A_p \quad (10.2.8-2)$$

式中  $\sigma_{pc}$ ——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。

钢管桩可按下式计算：

$$Q \leq (0.60 \sim 0.75) A' f \quad (10.2.8-3)$$

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来源于美国统一建筑法规（UBC），并结合我国工程实践经验确定。

**10.2.9** 随着我国经济的快速发展，桩基础逐步成为了我国工业与民用建筑的主要基础形式之一。通常情况下，桩承担较多荷载产生的沉降大于桩周土，因此桩侧摩阻力朝上，为正摩阻力。但是在某些特殊情况下，如桩穿越软粘土、较厚松散填土、欠固结土，或桩侧地面上有大面积堆载时，桩周土的沉降有可能大于桩身沉降，从而产生负摩阻力。

桩侧负摩阻力确定需要考虑的因素包括：

1 桩土相对位移是产生桩侧阻力的根本原因。若桩的沉降大于桩周土，则会产生正摩阻

力，若桩的沉降小于桩周土，则会产生负摩阻力。如图 10.2.9-1 所示。施工期间上部荷载逐步增大，桩的沉降大于桩周土的沉降，因此产生了正摩阻力。随着时间的推移沉降逐步增大，在使用期间桩周土的沉降逐渐增大并超过了桩的沉降，因此产生了负摩阻力。

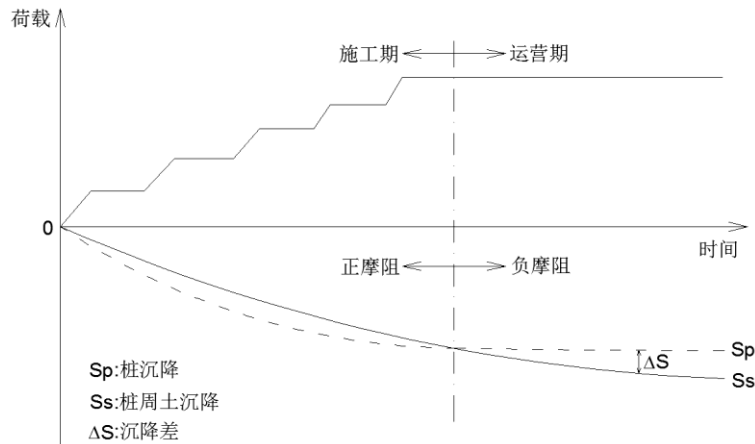


图 10.2.9-1

2 某些特殊情况下，如桩侧地面上有大面积堆载时，桩周土的沉降在施工期间就已经大于桩的沉降。如图 10.2.9-2 所示，随着上部荷载的增大，桩和桩周土的沉降均逐步增大，桩周土的沉降始终大于桩的沉降，因此在施工和使用期间，负摩阻力始终存在并逐渐发展。

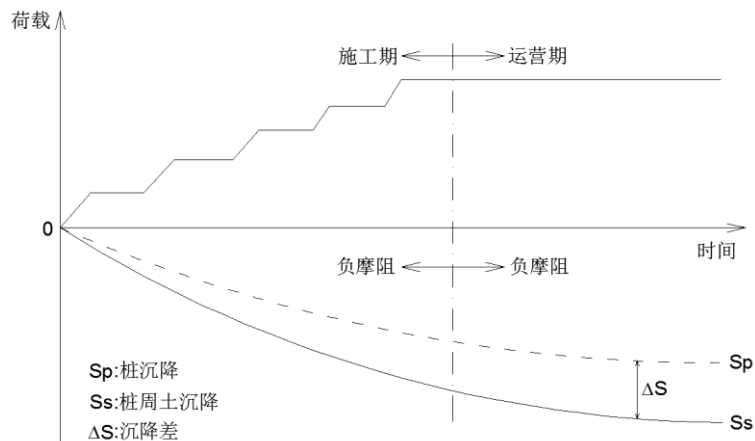


图 10.2.9-2

3 桩侧摩阻力的发挥有个过程，其大小和变化与下述因素有关：桩周土的力学性质（包括物理力学性质，应力历史，泥皮等）；桩端土性状；桩自身特性；桩侧向有效应力；桩土相对位移量；桩土接触面性质；桩的施工方法；荷载类型；时间效应（加荷速率，荷载历时出现的蠕变，应力松弛，触变等过程）；桩顶应力水平。这些因素往往是相互关联的，它们相互耦合共同作用。以下列举两个工程的现场试验数据，说明桩侧摩阻力的发挥过程。

① 宁波某项目

该项目由多幢 21~40 层上部建筑与 3 层地下室组成，基础采用钻孔灌注桩，桩长约 55m，桩径  $\Phi 1000\text{mm}$ ，某根试桩的桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线如图 10.2.9-3 所示。可见，在初始阶段，桩侧摩阻力随桩土相对位移的增大而增大，在较大的桩土相对位移时，侧阻发生软化，越过峰值达到一个残余值。

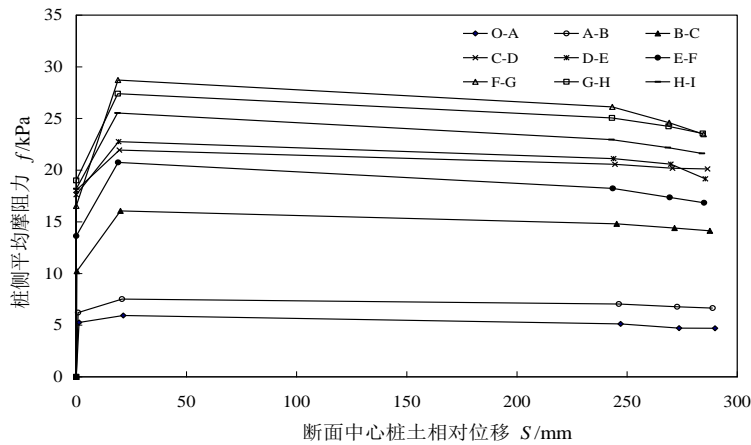


图 10.2.9-3 桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线

②台州某项目

该项目多幢 9~14 层商住楼及办公楼组成。采用  $\Phi 800$  钻孔灌注桩，持力层为卵石层，桩长约 76m。试桩为  $\Phi 800$ 、 $\Phi 900$ 、 $\Phi 1000$  三种，持力层分别为粘土层和卵石层，进入持力层深度分别为 2m 和 1m。

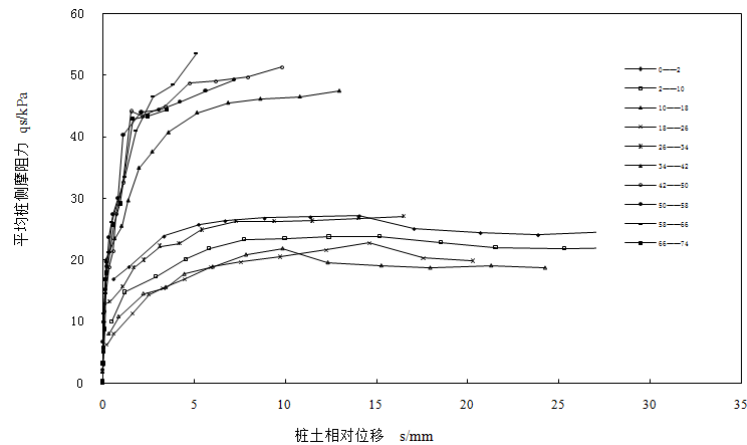


图 10.2.9-4 桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线

某根试桩的试验结果如图 10.2.9-4 所示。由于下部桩土相对位移较小，其土层的摩阻力并没有充分发挥，而且粘土侧阻充分发挥所需要的位移大于淤泥质类土。对于同性状的土，由于其所处的位置不同，其侧阻充分发挥所需要的极限相对位移并不相同。传统经验认为粘性土粉土其侧阻充分发挥所需要的极限桩土相对位移为 5~10mm，本次试验结果显示其值要大于这个定值，淤泥质土约 5~10mm，粘性土约为 10~15mm，砂类土约为 15~25mm。

该图还表明，当侧阻达到极限值时，随着荷载的增加，其值反而会有所降低，分析其原因是在达到极限摩阻力后上部土体结构产生了滑移破坏，降低了  $q_s$  值。通过本次试验可以看出，当桩土相对位移达到极限值后，进一步增大相对位移将使桩土产生滑移，使侧阻越过峰值而达到并维持一个残余强度。

4 土性、超载、土层埋深及厚度、地下水位、桩土相对位移等因素对负摩阻力发挥系数均有影响。对于具体工程，某层土的负摩阻力发挥系数可通过现场静载试验获得，具体要求见附录 P。

### 10.3 桩基础沉降计算

#### 10.3.3 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。如果地质报告仅提供  $E_{s1-2}$ ，那么可以采用以下经验公式估算相应自重应力水平下的压缩模量：

$$E_s = (0.0039\sigma_z + 0.47)E_{s1-2}$$

上式中  $\sigma_z$  为地基的自重应力， $\sigma_z > 100\text{kPa}$ ，以  $\text{kPa}$  计。

对取样扰动大的无粘性土建议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。其中标贯击数是较为有效的指标，根据修正后的标贯击数  $N$  可以按照下式估算无粘性土的压缩模量：

$$E_s = 0.56N + 3.7$$

2 在采用分层法计算沉降时，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  $1\text{m}$ ，加密区计算层厚度宜取  $0.5\text{m}$ 。

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很大的差异，需要根据各地方工程经验对沉降计算结果进行修正，因此，经验系数的取值直接影响到桩基沉降计算的准确性。

**10.3.4** 采用实体深基础法，与明德林应力公式方法相比，桩端以下附加应力计算相对简单，也便于设计人员应用。本条提供了两种计算桩端附加应力的方法：应力扩散法和桩底荷载传递系数法。应力扩散法内摩擦角应采用有效应力指标。桩底荷载传递系数法是本次规范修订增加的一种方法。该方法基于明德林应力公式。在分析了基础范围内平均桩间距、基础总面积、桩数、桩径、桩长等因素对桩底附加应力的影响规律后，通过回归方法获得了桩端荷载传递系数计算公式，即承台底面的平均附加应力与桩底平面处的附加应力之比。通过该公式即可以计算桩底平面的附加应力，然后按照布氏解计算桩底面以下土的附加应力。采用桩底荷载传递法对三个工程实例进行了分析，表明该方法计算的桩基础沉降具有较好的精度。

『工程实例一』：某大楼由一幢 26 层高  $94.5\text{m}$  的钢筋混凝土框筒结构的主楼和一座 5 层裙房所组成，总建筑面积达  $40000\text{m}^2$ 。主楼平面  $36.4 \times 38.7\text{m}$ ，筏板厚  $2.3\text{m}$ ，底下布置了 200 根  $609.6\text{mm} \times 12\text{mm}$  的钢管桩。布桩密度为  $6.25\text{m}^2$ ，桩长  $53\text{m}$ ，入土深度  $60.6\text{m}$ ，桩尖坐落在砂质粉土中。基底平均荷载约  $310\text{kPa}$ （扣除了水浮力）。建筑场地范围内土层均匀。地下水位距地面约  $0.8\text{m}$ 。1988 年 6 月结构物竣工时的平均沉降为  $3.60\text{cm}$ ，1991 年 11 月测得建筑物的平均沉降为  $4.95\text{cm}$ ，用双曲线法推算的最终沉降为  $6.7\text{cm}$ 。根据公式（10.3.4）计算的桩底荷载传递系数为  $0.45$ ，即桩底平面的附加应力为  $112.5\text{kPa}$ ，计算的筏板最大沉降为  $7.1\text{cm}$ ，最小沉降为  $3.0\text{cm}$ ，平均沉降  $6.0\text{cm}$ 。

『工程实例二』：某大楼上部结构为剪力墙结构，基础为超长桩箱基础。标准层共 30 层，加 2 层塔楼，标准层平面面积为  $551\text{m}^2$ ，箱基埋深  $4.5\text{m}$ ，箱基底板厚度为  $60\text{cm}$ ，平面尺寸为  $28.0 \times 21.5\text{m}$ 。钢筋混凝土桩的截面积为  $50 \times 50\text{cm}$ ，桩长  $54.6\text{m}$ ，总桩数为 108 根，桩距为  $1.625 \sim 2.225\text{m}$ ，均布置在剪力墙下面，桩尖落在软塑状态、中压缩性的褐色粉质粘土夹粉砂层中。基底平均附加荷载约  $270\text{kPa}$ 。地下水位在地表下约  $0.8\text{m}$ 。该楼 1986 年夏开工，1988 年 9 月结顶，1991 年 4 月入住。部分实测沉降最终日期 1993 年 2 月，历时 7 年之久。1990 年 2 月实测平均沉降为  $29.3\text{mm}$ ，推算最终沉降为  $3.7\text{cm}$ 。根据公式（10.3.4）计算的桩底荷载传递系数为  $0.294$ ，即桩底平面的附加荷载为  $80\text{kPa}$ ，计算的筏板沉降为  $4.8\text{cm}$ 。

『工程实例三』：某民用 16 层住宅，上部结构为框架剪力墙结构，基础为中长桩箱基础。建筑物由两幢矩形平面组成的 L 形建筑，实测建筑物为长度较长的一幢矩形建筑物。桩位满堂布置，断面  $50 \times 50\text{cm}$ ，桩长  $26\text{m}$ ，桩距  $1.65 \sim 3.3\text{m}$ ，共 209 根。箱基的底板平面

为  $45.95 \times 14.2\text{m}$ ，底板厚  $0.6\text{m}$ ，埋深  $4.5\text{m}$ 。地下水位在地面下  $1.2\text{m}$ 。基础底面平均荷载  $200\text{kPa}$ ，附加荷载约  $150\text{kPa}$ 。该大楼 1988 年 7 月结顶，沉降观测到 1990 年 5 月，历时 3 年。1990 年 5 月实测沉降为  $10.6\text{cm}$ 。根据公式 (10.3.4) 计算的桩底荷载传递系数为  $0.43$ ，即桩底平面的平均附加荷载为  $64.5\text{kPa}$ ，计算的筏板中心沉降为  $10.6\text{cm}$ ，边缘沉降为  $5.3\text{cm}$ 。

## 10.4 桩基承台设计

**10.4.1** 现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 在承台抗弯、抗冲切、抗剪计算方面做了比较具体的规定，当桩基为圆桩时，需将圆桩直径根据圆桩截面与等效方桩截面面积相等的原则换算为方桩边长，实际解应为  $c=0.886d$ 。承台局部受压按《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 6.6 节验算，弯矩、冲切、抗剪强度计算按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 第 8.5.18 条~第 8.5.21 条验算。

**10.4.4** 箱形和筏形承台底部土层，在不与承台脱空的情况下，存在对承台底部的反力。另外，在存在地下水的情况下，水头对承台底部的水压力也客观存在。多项工程实例计算结果的对比表明，考虑地下水高水位、地基土反力时筏板配筋均比未考虑时有所增大，故箱形和筏形承台弯矩计算时宜考虑地下水位、地基土反力的不利影响，可以考虑底板承担水浮力加部分上部结构荷重。当采用嵌岩桩或持力层良好、计算沉降很小的桩基时，底板可仅考虑承担水浮力。

多项工程实例计算结果表明，梁板式筏形承台的基础梁的线刚度不小于柱线刚度的 3 倍或梁高不小于跨度的  $1/6$  时，按局部弯矩作用计算的结果与同时考虑整体弯矩与局部弯矩的计算结果相近。

桩身刚度及群桩放大系数受地基土性质、桩长及桩间距等因素影响，其取值变化差异较大，其值可由设计人员根据当地工程经验确定。

**10.4.8** 考虑桩纵向钢筋的锚固长度，承台厚度不宜过小。

浙江省地下水位高、软土分布广泛，综合考虑耐久性、施工等因素，规定承台下垫层厚度不应小于  $100\text{mm}$ 。现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 新增了对素混凝土结构的最小混凝土强度等级的规定，不应低于 C15。

筏形基础顶面受力钢筋间距不宜小于  $150\text{mm}$ ，主要是考虑混凝土浇灌的方便性，当顶面钢筋按计算要求比较大时，考虑双层或多层排放。

筏形承台板或箱型承台板在计算中同时考虑整体弯曲和局部弯曲时，除满足计算要求外，上下贯通钢筋的配筋率均不宜小于  $0.15\%$ 。

柱下独立两桩承台，当桩距与承台的有效高度之比小于 5 时，其受力性能属于深受弯构件范畴，故计算及构造宜满足《混凝土结构设计规范》GB 50010 中的对深受弯构件的要求。实际上，国内外的研究表明，当桩距与承台的有效高度之比小于 5 时，柱下独立两桩承台的受力机理类似空间桁架模型，即使按深受弯构件设计，在一些情况下，仍可能高估承台的承载力。故在一些条件下，柱下独立两桩承台宜按空间桁架模型复核。另外，根据柱下独立两桩承台的内力分布特征，承台纵向受力钢筋的锚固必须引起重视，严格执行规范规定。

**10.4.9** 按地基基础规范的名称，联系梁改为连系梁。连系梁顶面宜与承台顶面位于同一标高，有利于直接将柱底剪力、弯矩传递至承台。承台间的连系梁，除承受正常的竖向荷载外，尚需考虑承担协调相邻承台间的位移，保证基础的整体性，可取柱剪力作用于梁端拉力。在抗震设防区，当连系梁仅为构造要求配置时，可取连接柱子最大轴力的  $10\%$ ，按轴心受拉进行截面设计。

## 10.5 软土地基减沉复合疏桩基础

**10.5.1** 我省温州地区在减沉复合疏桩基础应用方面具有较为成熟的地区经验，设计时可根据现行国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94进行布桩、沉降计算。采用预制桩时应合理控制布桩密度，避免过大的挤土效应致使基底土体与基础脱开，不能有效发挥地基的承载作用，增加桩基负担，从而产生过大的变形甚至破坏。

## 10.6 各类桩型

**10.6.1** 钢筋混凝土预制方桩、预应力混凝土空心桩及钢管桩属于挤土桩，沉桩施工时可使松软地层挤密，因此适合松散的砂土和粉土层的地质条件。与预应力混凝土预制桩比，普通方桩存在一些缺陷，如桩身抗裂性能不足、生产效率低、生产周期长、混凝土强度低、桩身承载力不高等等，因此近年来预应力混凝土预制桩的应用逐渐增多。

在孤石和障碍物多的地层、有坚硬层的地层中应用预制桩常常会产生如下工程质量问题：

1 桩端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 桩尖破损，桩身折断和桩头打烂；

4 若坚硬隔层（厚密砂隔层、卵石层）下有软弱土层时，当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，致使桩身出现微小的横向裂缝，从而降低桩的使用寿命。

混凝土预制桩穿越松软土层后直接进入特别坚硬层（如中、微风化硬岩），桩身易断裂，原因是没有一“缓冲层”，桩尖直接碰到中、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。

混凝土预制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 桩节间应有可靠的连接。

**10.6.2** 对混凝土预制桩的设计及其布置做了一些规定以保证其合理使用：

1 桩宜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及国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94中对此均未作明确规定，但在实际工程中，设计人员对预制桩的长径比均应有一定的限制，主要根据桩身不产生压屈失稳和考虑施工现场条件等因素。端承桩的长径比应从限制，一般不宜超过60；对摩擦桩的长径比限制相对可宽松，考虑到混凝土预制桩基本上都是作为摩擦桩或端承摩擦桩使用，制定了本条规定；

3 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，因此混凝土预制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；

4 混凝土预制桩属于挤土桩的一种，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；本次修订根据国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中关于挤土桩的规定，最小桩中心距规定为 3.5 倍桩身边长。

5 接头位置是预制桩的最薄弱环节，在施工、使用中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。

6 在软土地基，为减少预制桩的挤土效应，可采取下列措施：

1) 原位水泥搅拌桩预搅拌处理。一方面可以预先处理硬夹层，使其软化便于沉桩，减少挤土效应；另一方面，水泥土与预制桩形成复合桩体，具有更高的承载性能；

2) 预引孔。该措施可以减少挤土量，降低桩位土体强度，减少硬层土中的沉桩难度；

3) 预制桩沉桩施工过程将在软土中产生较高的超静孔隙水压力，随着沉桩数量的增加，孔隙水压力累加效应明显；采用应力释放孔措施或设置竖向排水通道，可促使孔隙水压力消散，减少挤土应力；

4) 为减少挤土对既有建筑物、管线等环境设施的影响，可在桩基与保护对象之间设置防挤沟等隔离措施。

7 混凝土预制桩的接桩在实际应用中有钢板焊接法、机械连接法和硫磺胶泥锚接法三种。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、桩身承载力较高的情况；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。

### 10.6.3

1 钢筋混凝土预制方桩桩身内应配置一定数量的纵向钢筋和箍筋，本次修订根据国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定对配筋率作了限制。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；

2 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。

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。

10.6.4 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 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，比国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的要求（200mm）更为严格；

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 中对混凝土的构造要求及国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的相关规定。对于预制构件，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，国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 规定预制桩主筋混凝土保护层厚度不应小于 45mm。当设计使用年限为 100 年或桩身处于干湿交替的环境，保护层厚度应予提高；

3 根据国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 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。

**10.6.5** 近年来预应力混凝土预制实心方桩在实际工程中的应用趋于广泛。目前较为成熟的生产工艺是，利用先张长线 and 定型模具，高强混凝土经浇捣、激振成型，形成断面为正方形的预制细长桩。钢筋笼由预应力 PC 钢棒和螺旋筋焊接或绑扎而成，可以采用振动或高频振动等方式成型，其桩身混凝土强度等级可达到 C60 以上，该技术利用预应力钢棒的高强度来优化传统预制方桩，大幅度提高其在制作、运输、吊装、沉桩过程中的性能。

与预应力混凝土空心桩相比，空心桩在预制过程中，可能产生断面偏心，桩壁厚度不均匀，加上锤击沉桩时的偏心因素，可能造成桩壁较薄一侧的压应力较大，引起桩身破坏而断桩，因此空心桩更适用于软弱土层较厚的地基。实心桩截面强度均匀，具有较强的穿过硬土层的能力，抗弯、抗剪性能较好。

**10.6.6** 根据目前工程中的应用情况，预应力混凝土空心桩按截面形式可分为管桩、空心方桩、竹节桩等；按混凝土强度可分为预应力高强混凝土桩和预应力混凝土桩。其质量要求应符合国家现行标准《先张法预应力混凝土管桩》GB13476、《预应力混凝土空心方桩》JG197 及《先张法预应力离心混凝土异形桩》GB31039 的规定。与预制实心桩相比，预应力空心桩抗剪能力较差，因此不能承受较大振动力或水平力。

**10.6.8** 桩顶的填芯混凝土，其作用主要是改善桩顶的受力状态，有利于桩与承台连接。桩顶与承台间锚入钢筋是构造要求。当为插筋时，选用的插筋直径与桩径成正比。

承压桩浅部断桩或桩顶低于设计标高较多时需要接桩。接桩部分采用实心混凝土，混凝土强度等级不应小于 C30；接桩部分直径大于预应力混凝土空心桩直径 200mm 以上；接桩部分与空心桩桩身的搭接长度宜与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 A16@200，箍筋采用环式箍 A8@200。

**10.6.9** 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。在岩溶发育地区采用冲孔桩时应适当加密勘探孔，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。

**10.6.11** 为减少钻孔桩侧阻的叠加效应，对摩擦型桩最小中心距应适当加大并不小于 3d。

对于小直径桩，桩的长径比应进一步严格控制。

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。

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。

**10.6.16 湿作业成孔灌注桩**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下：

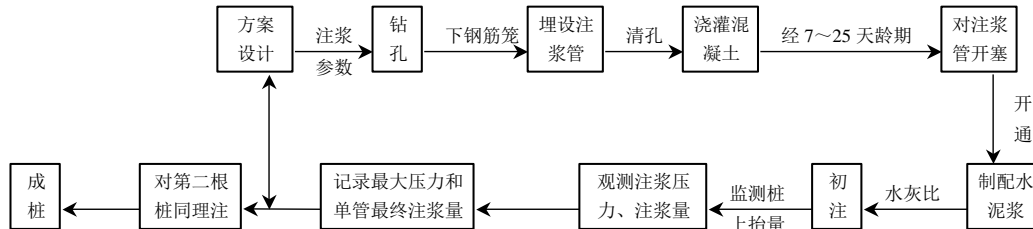


图 10.6.16 桩底后注浆流程图

4 桩底后注浆技术成败的关键是正确制作注浆头（既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 10.6.16：

表 10.6.16 一般砾石层注浆量（水泥量）的经验数据表(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
$\phi 1500$	$\geq 5000$	$\geq 3500$	$\geq 3500$	$\geq 3000$

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。

考虑到后注浆工艺、原理及质量尚有一定的不确定性，采用桩端后注浆后，建议桩的单桩承载力取值不超过按灌注桩计算的单桩承载力的 30%。

**10.6.17** 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，目前我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，地基土分布以我省沿海深厚的淤泥质土层为主。由于成桩施工时具有挤土效应，对周边环境有一定影响，近年来的应用有所减少，本次修订进一步限制其适用于地基基础设计等级为丙级的建筑。

**10.6.18** 桩的最小中心距是我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，提出了本规范表 10.6.18 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。桩过长时，钢管的稳定和灌注混凝土均会出现较大的质量问题。

**10.6.20** 施工实践经验和本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长，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，在深厚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。

**10.6.21** 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。

桩身主筋、箍筋及配筋长度均作了较为严格的规定，以与现行相关国家标准一致。

**10.6.22** 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。

**10.6.23** 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  $1.5\text{m}$  及夯扩工序中外管的上拔高度  $h$ 。

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-2008) 表 3.3.3 基桩的最小中心距规定提出了夯扩桩的最小中心距要求。

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-2008) 4.1.2-1 及《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2011) 8.5.3-5 规定，桩身混凝土强度等级不得小于 C25，修改桩身混凝土强度的最低要求。二 b 类环境及三类及四类、五类微腐蚀环境中不应低于 C30；在腐蚀环境中的桩，桩身混凝土的强度等级应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

**10.6.24** 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  $\frac{\pi}{4}d_o^2H$ ），经过夯扩工序形成高度为  $h$  的空心短圆柱体（体积  $\frac{\pi}{4}D^2h - (h-c)\frac{\pi}{4}d_o^2$ ），通过体

积换算，再乘以实践经验修正系数  $\alpha$  确定。在式(10.6.24-1)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，就应适当增加扩大头混凝土灌量  $\frac{\pi}{4}d_o^2H$ ；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  $\frac{\pi}{4}d_o^2H$  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(10.6.24-1)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

$$D = d_o \sqrt{\frac{H_1 + H_2 + h_2 - c_1 - c_2}{h_2}} \text{ 估算。}$$

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  $\beta$ 。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 R 是根据杭州地区对粉砂、粉土和粉质粘土的试验成果提出的，对其它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。

本规范的计算公式相比国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.3.6 及第 6.5.13 条规定，引进了夯扩头直径计算修正系数桩端土夯实综合修正系数，以考虑夯扩时对桩端扩大头及桩端所处持力层夯实的影响。根据《武汉市夯扩桩设计施工技术规定》、《深圳地区夯扩桩技术规定》等资料，均考虑相近的修正来计算承载力。故此处仍保留原公式及修正系数。



**10.6.26** 人工挖孔桩具备施工简单、环境污染小、桩身质量易保证等优点，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可采用人工挖孔桩。当目前常用的机械钻孔设备无法在基岩中扩孔时，桩端采用人工挖掘扩孔也是最简单的方法。

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 20m。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。

由于人工挖孔桩具有工人劳动强度大、作业环境差、易出安全事故、挖空抽水易引起周边沉降开裂等明显的缺点，因此该技术被列为被限制的施工技术，本次修订进一步对人工挖孔桩的使用条件做了严格限制，适用桩孔深度由 40m 减少为 20m。

人工挖孔桩的桩长亦不宜小于 6 米，桩长少于 6 米的按墩基础考虑；桩长虽然大于 6 米，但  $L/D$  小于 3，亦按墩基计算。

**10.6.27** 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。

扩底端侧面的斜率应根据实际成孔及土体自立条件确定，根据工程经验  $b/h$  可取 1/4~1/2。具体而言，砂土宜塌落，斜率应缓一些，可取 1/4，粉土、黏土自立性较好，可取 1/3~1/2。

砖砌护壁影响桩侧阻力，导致单桩承载力的降低，本次修订取消了砖砌护壁。

**10.6.28** 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。

**10.6.29** 根据现行国家行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的规定，增加了年腐蚀速率取值的内容。

**10.6.30** 参照《上海市地基基础设计规范》DGJ08-11 的规定计算桩身强度。

**10.6.32** 钢管桩  $d_s/r > 100$  时存在局部屈曲导致钢管桩承载力降低的情况。

**10.6.35** 加固方式可采取在钢管桩顶和桩底外侧加设环形钢板箍，可有效防止钢管桩局部径向失稳。

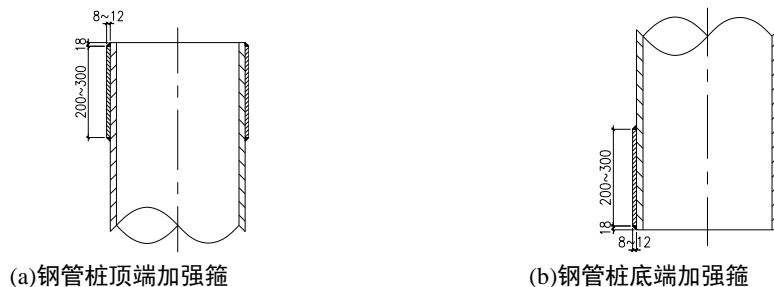


图 10.6.35 钢管桩加强箍

**10.6.38** 根据《建筑桩基技术规范应用手册》中钢桩的防腐蚀要求，对原文增加了干湿及水位波动环境的防腐蚀要求。采用增加腐蚀余量的方法，应明确钢桩的腐蚀速率，当无实测资料时可按表 10.6.29 确定。当工程需要时可参考《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》JTS153-3 的有关规定。

**10.6.39** 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。二支分支器每挤扩一次，形成一组对支；旋转  $90^\circ$  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。挤扩成型的效果是支盘桩提高性能的关键，优先选用三支分支器，尽量增大弓压臂宽度。施工前应试成孔，验证成盘土层挤扩压力等地质资料，确认土层成盘适应性和挤扩压力控制范围，运用盘腔检测器检测土层成盘效果，确定挤扩参数，指导施工。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。

**10.6.40** 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  $0.7$  的杭州粘性土中的带量测元件的支盘桩（桩长  $48.7\text{m}$ 、主桩直径  $0.8\text{m}$ 、盘径  $1.6\text{m}$ ）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，如软可塑状黏性土、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。

**10.6.41** 勘探点间距宜为  $15\sim 25\text{m}$ ，相邻勘探孔揭露的成盘层层面（或层中）高差宜控制为  $1\sim 2\text{m}$ 。当土层的性质或状态在水平方向分布变化较大或存在可能影响成桩的土层时，应适当加密勘探点。对独栋建筑不应少于 4 个勘探点。复杂地质条件下的柱下单桩基础，应按柱列线布置勘探点，并每柱宜设一个勘探点。

**10.6.42** 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，是为了减小支在竖直方向的相互影响，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。

**10.6.43** 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 JGJ94 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。

**10.6.44** 列出几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。

**10.6.45** 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。部分钢筋宜延伸至盘下，有利于将荷载传至盘底。

对以底承力盘为主受力的挤扩支盘桩，宜沿桩身通长配筋；短桩宜通长配筋；对不以底承力盘为主受力的长桩，配筋长度不宜小于  $2/3$  桩长，且钢筋端部宜延伸至相邻盘底面 500mm 以下；对竖向承载力较高的单桩，宜沿深度分段变截面通长配筋；对承受负摩阻力的桩应沿桩身通长配筋。

**10.6.46** 虽然支盘桩在浙江省的使用已积累了一定经验，但使用范围相对较窄，多集中在宁波、湖州、嘉兴地区，加之支盘桩受力较普通钻孔灌注桩复杂，存在桩身与盘、盘与盘之间的相互作用，因此对地基设计等级为甲、乙级的支盘桩基础，强调应通过静载荷试验确定支盘桩的承载力特征值。

当地基设计等级为丙级和初步设计时，可采用经验公式。挤扩支盘桩在省内多为水下钻孔灌注成桩，原规范桩侧阻力取预制桩值不妥，本次修改为按水下钻孔灌注桩取值；经一定数量的工程静载荷试验验证，原规范桩端阻力和盘阻力取预制桩值乘 0.24 偏小，为此，通过分析省内部分地区试桩资料并参考《挤扩支盘灌注桩技术规程》CECS192，制定挤扩支盘桩桩端土承载力特征值参数表（表 10.6.46-1）。

桩体受荷以后，桩侧阻力逐渐向下发挥，遇支盘时荷载传递重新分配，支盘附近失去摩阻力。为此，计算支盘桩桩侧阻力时，桩穿越土层的厚度减去盘高，同时盘高乘以折减系数以考虑不同土质的影响。

鉴于支的受力复杂，且支的水平投影面积小，计算式中未计入支的阻力，作为安全储备。

**10.6.47** 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。

**10.6.48** 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。

# 11 沉 井

## 11.1 一般规定

**11.1.1** 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。

**11.1.4** 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。下沉验算时，最终控制工况是刃脚和隔墙底部土体全部掏空，此时土体提供的反力仅为摩阻力。

**11.1.7** 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，较大型沉井必要时采用打砂桩的方法处理。

## 11.2 计 算

**11.2.1** 公式(11.2.1)考虑下沉到位的沉井，最后还有个清底封底的工序，故按刃脚下的土被掏空，阻力不计。式(11.2.1)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。

**11.2.3** 公式(11.2.3)偏于安全，不考虑井壁外侧与土层间的摩阻力。当封底混凝土与底板间有拉结筋等可靠连接时，其自重可计入抗浮作用。

**11.2.4** 公式(11.2.4)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。

**11.2.5** 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(11.2.5-1)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(11.2.5-5)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》GB50009取值。

**11.2.6** 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。

**11.2.7** 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。

**11.2.9** 施工余量  $h_0$  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。

**11.2.10** 公式（11.2.10）忽略了混凝土横向变形系数的影响。

**11.2.11** 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。

**11.2.13** 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。

## 12 基坑支护

### 12.1 一般规定

**12.1.1** 基坑工程的地域性强，地方经验非常重要，由于影响基坑安全的不确定因素众多，理论计算分析结果常常与实际情况存在一定差距，应重视地方经验对基坑工程设计与施工的指导作用。注重概念设计，根据邻近类似的工程实践和当地的施工水平，采取合理的支护措施，对理论分析的结果进行判断和调整。

**12.1.2** 基坑工程设计等级一、二、三级相应于表 3.0.1 中地基基础设计等级甲、乙、丙级。

**12.1.3** 相对于建筑主体结构，基坑属于临时工程，其作用时间基本满足土方开挖、主体地下结构施工完成、基坑回填的需求即可。尽管如此，基坑施工仍需设置合理的时间要求。设计阶段，应根据地下室层数、土质条件、环境条件、当地施工水平等因素，预估合理的施工时间，并考虑不确定因素后确定基坑支护设计使用期限。基坑支护结构在其设计使用期限内应保证其性能正常发挥。

**12.1.6** 基坑工程设计除了需考虑基坑工程自身的施工影响因素外，还需重视邻近工程施工的影响。

基坑工程自身的施工影响包括：地面超载、施工荷载等。

邻近工程距离基坑工程较近时，应重视其施工的影响。邻近工程施工的影响包括：

- 1 施工超载增加。邻近基坑的出土口、施工道路邻近基坑时，应考虑其超载作用；
- 2 工程桩或围护桩施工影响。如邻近工程采用挤土桩，如管桩、钢板桩等，应考虑其挤土产生的侧压力增量，同时考虑其挤土效应可能引起的主动区土体强度的下降；
- 3 加载或卸载效应。邻近基坑土方开挖时，卸载可能引起侧压力不平衡；钢支撑预加轴力时，增加了支护结构的侧压力；
- 4 地下盾构隧道施工时土体应力状态的改变。

**12.1.9** 工程桩采用挤土型桩时，挤土桩施工对坑内土体产生扰动。此时，基坑工程设计应考虑桩基施工对土体扰动导致的地基土力学性能劣化的影响。

**12.1.13** 自然地面标高宜选取坑外周边  $2\sim 3h$  ( $h$  为基坑深度) 范围的场地标高，需平整场地的范围一般也取  $2\sim 3h$  的宽度；土质条件差时取高值，土质条件好时取低值。

### 12.2 设计计算

**12.2.2~12.2.7** 大放坡、土钉墙、复合土钉墙、重力式水泥土挡墙以及桩墙式支护均为浙江省采用较多的、较普遍的基坑围护形式。随着实践的发展，桩墙式支护结构在不断创新，如近几年出现的型钢水泥土搅拌墙、渠式切割型钢水泥土连续墙、带支腿的地下连续墙等等。

条文列举了上述各围护形式的使用条件、设计内容等，具体可参照浙江省工程建设标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T1096。

**12.2.11** 侧向基床比例系数的取值对围护墙内力变形计算结果的影响重大。考虑到基坑开挖过程中坑内土体的扰动、土体的流变性能等，实际基床比例系数比原位测试值低。

因此，设计应综合考虑可能影响基床比例系数取值的各种因素，结合基坑监测结果，通过大量反分析积累工程经验，使参数取值尽量合理。

**12.2.18** 若锚杆间距小于规定值，应考虑群锚效应引起的承载力折减。

### 12.3 与主体结构相结合的支护结构

**12.3.1** 支护结构与主体结构相结合，是指基坑施工期间利用在建建筑物地下结构外墙、梁、板、柱兼作基坑支护结构构件，少设或不设置临时支护结构构件。

逆作法施工时，结构设计应考虑结构各部分的施工顺序、施工进度及取土顺序等因素对其的影响，并应充分考虑土方开挖与运输的方式及使用工具，确保足够的施工空间。

**12.3.3** 地下连续墙作为主体结构的一部分时，需采取措施确保墙体竖向承载性能。墙底注浆是有效提高承载力的措施之一。

普通地下连续墙墙端设置支腿，称作带支腿地下连续墙。其在杭州黄龙饭店、国大城市广场等工程均有成功应用，设计时应重视支腿在墙端截面的抗剪、抗弯性能，并选择合适的施工工艺，保证支腿的施工质量满足要求。

#### **12.4 地下水控制**

**12.4.1** 本条列出了常用的地下水控制方法，并提出了地下水控制方案的确定原则。降水可以减小作用在支护结构上的侧压力，降低地下水渗流破坏的风险和支护结构的施工难度，但随之带来对周边环境的影响问题，因此需合理确定地下水控制方案，控制基坑降水对周边环境的影响。

根据具体工程特点，基坑工程可采用一种或多种地下水控制方法相结合的形式。如隔渗帷幕+坑内降水，隔渗帷幕+坑边控制性降水，降水+回灌，部分基坑边降水+部分基坑边截水等。降水或截水一般都需结合集水明排。

## 13 减少建筑物受到地基变形危害的措施

### 13.1 一般规定

**13.1.2~13.1.4** 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和货场，根据其特点提出了相应应采取的技术措施。

### 13.2 建筑措施

**13.2.2** 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。本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。



## 14 既有建筑受到地基变形危害的补救

### 14.1 一般规定

**14.1.1** 既有建筑地基变形危害是指既有建筑地基变形超过允许值并影响结构安全和正常使用情况。危害发生后，应根据性质、原因、危急程度等，判断危害影响可控并具备补救实施条件，方可进行相应的补救。

**14.1.3** (1) 既有建筑的地基变形危害发生时，应先做初步的整体安全性和补救措施可行性评估，并及时采取应急措施，防止危害进一步扩大。

(2) 既有建筑在进行加固设计和施工前，应先对地基、基础、上部结构进行鉴定，根据鉴定结果，确定加固的必要性和可能性，针对地基、基础、上部结构的现状分析和评价，进行加固设计，制定施工方案。

(3) 既有建筑受到地基变形危害的补救鉴定、加固设计、施工、监理、检验和监测，应由具有相应资质的单位和有经验的专业人员承担。

**14.1.4** 既有建筑在设计、施工、使用中，未充分考虑建筑场地和地下水的影响，而产生地基变形危害在本省较为常见。建设各方若不重视建筑边坡、地面超载、地面和地下水、地基液化、临近地上和地下工程的施工等对既有建筑地基的承载力和稳定产生的影响，容易产生基础沉降过大或沉降不均匀甚至基础上浮变形现象，造成基础和上部结构构件开裂等危害。确定补救方案时宜综合运用建筑场地及地下水治理、地基基础加固等各类补救方法，充分考虑上部结构、基础和地基的共同作用，力求经济有效。

**14.1.5** 现场的检验和监测工作贯穿地基变形危害补救施工前、施工过程中及施工后一定时期，是补救方案确定、施工过程指导和控制、验收的基本要求，应实施信息化施工。

**14.1.6** 沉降观测是地基变形危害补救工程施工期间必做的工作，不仅是信息化施工的必要手段，也是补救效果评价和验收的重要依据。沉降观测终止时间，可由设计根据《工程观测规范》GB50026、《建筑变形测量规范》JGJ08 等有关规范确定。

### 14.2 场地及地下水治理

**14.2.1** 工程场地条件、水文地质环境的变化或考虑不足易引发既有建筑地基变形危害，对场地及地下水环境资料的掌握是评估危害程度、预测危害趋势的基本条件。对既有建筑地基变形危害的补救，应先从“疏导”不利的工程场地条件、水文地质环境入手，扭转危害发展趋势，然后进行地基基础加固。采用控制地下水位、控制地面超载、建筑边坡治理、设置阻隔等措施，改善或治理建筑场地及地下水状况，可减少、控制和消除地基变形危害，减小或消除地基基础加固的困难。

**14.2.2** 地下水的升降会引起场地和地基的变形，直接或间接引起建筑整体或局部的下沉、上浮和倾斜。利用和控制地下水是减小和消除地基变形危害较为直接有效的补救方法。

**14.2.6** 当既有建筑周边的边坡引起地基变形危害，应及时对边坡进行加固治理，确保其稳定性满足要求；建筑物的结构构件不宜直接作为边坡的支挡构件或与边坡支护构件直接相连。

建筑物宜处于边坡滑移面影响范围以外，否则应按条文要求进行整体稳定验算。

### 14.3 纠倾加固

**14.3.1** 当既有建筑物整体倾斜度超过本规范规定的变形容许值或现行行业标准《危险房屋鉴定标准》JGJ125 的危险临界值，影响安全和正常使用时，可通过纠倾和加固等手段，恢复其正常使用功能，延长建筑物的使用寿命。

**14.3.3** 迫降纠倾通过人为降低沉降较小处基础标高来达到纠倾的目的，实际工程中应用较多，积累的成功经验也较为丰富；但倾斜建筑往往伴随较大的沉降量，迫降纠倾常造成底层标高过低，产生污水外排障碍和地表水倒灌等问题。

**14.3.4** 顶升技术是一种地基沉降差异快速逆补差的过程，也是地基附加应力瞬时重新分布的过程，使沉降较小处附加应力增加，当原有场地上既有建筑物地基土的固结度达 80% 以上，基础沉降接近稳定时，可以通过顶升纠倾来调整剩余不均匀沉降。

#### 14.4 地基基础加固

**14.4.1** 由于浙江地区地质情况比较复杂，软土地基、岩溶地质等复杂地基较为普遍，因设计不当或邻近工程施工、基坑开挖预防措施不足对既有建筑造成危害现象屡有发生，可采用地基加固、基础加固或二者相结合的方式进行危害补救。

**14.4.2** “托换加固”是指改变结构荷载传递路径的上部结构加固或基础加固的通称，在地基基础加固工程中广泛应用，也是既有建筑地基变形危害补救所采用的主要加固方法之一。托换加固可以采用上部结构加固、地基基础加固或相结合的方式，实际工程中大部分采用地基基础托换加固的方式，上部结构加固应满足国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 等相关规范的要求。

局部托换加固的受力分析难度较大，确定局部托换加固的范围以及局部托换的位移控制标准应考虑既有建筑的变形适应性。

当既有建筑危害补救采用整体托换加固方式时，应综合考虑技术可行性和经济性。

**14.4.3** 托换加固设计应针对托换过程最不利工况进行上部结构和基础内力复核。采用桩基础建筑托换加固时，宜避免加固桩和原有桩合力偏心，如果合力产生偏心应考虑偏心弯矩对新增桩和原有桩承载力以及对基础和上部结构的影响。

当托换加固采用锚杆静压桩、人工挖孔桩和混凝土灌注桩等桩型时，应考虑新增桩对原有桩承载力的影响，避免新增桩施工过程中致使原有桩承载力不足而造成既有建筑危害加剧。

**14.4.5** 当地基中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或较高的有机质时，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注浆加固法。

**14.4.6** 沉降已稳定的既有建筑，个别部位因承载力不足产生不均匀沉降时，可采用扩大基础、加强基础刚度或增大基础埋深等方法补救。扩大基础加固法应使新旧基础牢固连接，加宽部分的钢筋也应与原有基础内的钢筋有效焊接。

**14.4.7** 锚杆桩压桩时，在桩周一定范围产生剪切重塑区，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，根据工程实际经验，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。

**14.4.8** 树根桩常用直径在 200mm 左右，国外工程报道较多采用 100mm，个别工程用于基

础加固的树根桩直径达 500mm。为了有别于钻孔灌注桩，桩径不宜超过 400mm。由于树根状具有施工场地小、施工噪声和振动小、对结构基础土和墙身不产生任何次应力，适合已倾斜或开裂建筑物的危害补救。

## 15 地基基础抗震设计要点

### 15.1 场地

**15.1.2** 场地地段的划分，是在选择建筑场地的勘察阶段进行的，要根据地震活动情况和工程地质资料进行综合评价。对软弱土、液化土等不利地段，要按规范的相关规定提出相应的措施。

### 15.2 天然地基和浅基础

**15.2.1** 根据我国多次强烈地震的震害经验表明：在遭受破坏的建筑中，因地基失效导致的破坏较上部结构惯性力的破坏为少，大量的一般的天然地基都具有较好的抗震性能。因此，本条规定了天然地基可以不验算的范围。

条文中主要受力层包括地基中的所有压缩层。

**15.2.3** 地基基础的抗震验算，一般采用“拟静力法”，此法假定地震作用如同静力，然后在这种条件下验算地基和基础的承载力和稳定性。压力的计算应采用地震作用效应标准组合，即各作用分项系数均取 1.0 的组合。

### 15.3 液化土

**15.3.4** 本条提供了一个简化的预估液化危害的方法，可对场地的喷水冒砂程度、一般浅基础建筑的可能破坏，作粗略的预估，以便为采取工程措施提供依据。

**15.3.6~15.3.8** 在这几条中规定了消除液化震陷和减轻液化影响的具体措施，这些措施都是在震害调查和分析判断的基础上提出来的。

**15.3.9** 本条规定了有可能发生侧扩或流动时滑动土体的最危险范围并要求采取土体抗滑和结构抗裂措施。

### 15.4 桩基础

**15.4.1** 桩基较其他基础形式具有较好的抗震性能，但设计中应把握以下三点：一是基桩进入液化土层以下稳定土层的长度不应小于本条规定的最小值；二是为确保承台和地下室墙土抗力能分担水平地震作用，肥槽回填质量必须确保；三是当承台周围为软土和可液化土，且桩基水平承载力不满足要求时，可对外侧土体进行适当加固以提高水平抗力。

**15.4.2** 限制使用黏土砖以来，有些地区改为多层的混凝土抗震墙房屋和框架-抗震墙房屋，当其基础荷载与一般民用框架相当时，也可不进行桩基的抗震承载力验算。

**15.4.3** 承台底面与地基土间往往容易脱开，为安全计，本条规定不应考虑承台与土的摩擦阻抗。

对于疏桩基础，如果桩的设计承载力按桩极限荷载取用则可以考虑承台与土间的摩阻力。因为此时承台与土不会脱空，且桩、土的竖向荷载分担也比较明确。

**15.4.4** 本条中规定的液化土中桩的抗震验算原则和方法主要考虑了以下情况：

1 不计承台旁的土抗力或地坪的分担作用是处于安全考虑，拟将此作为安全储备；

2 根据地震反应分析与振动台试验，地面加速度最大时刻出现在液化土的孔压比为小于 1（常为 0.5~0.6）时，此时土尚未充分液化，只是刚度比未液化时下降很多，因之对液化土的刚度作折减。

3 液化土中孔隙水压力的消散往往需要较长的时间。地震时土中孔压不会排泄消散，往往于震后才出现喷砂冒水，这一过程通常持续几小时甚至一两天，其间常有沿桩与基础四周排水现象，这说明此时桩身摩阻力已大减，从而出现竖向承载力不足和缓慢的沉降，因此应按静力荷载组合校核桩身的强度与承载力。

**15.4.6** 桩基理论分析已经证明，地震作用下的桩基在软、硬土层交界面处最易受到剪、弯损害。但目前还没有简便实用的计算方法保证桩在地震作用下的安全，因此必须采取有效的构造措施。本条的要点在于保证软土或液化土层附近桩身的抗弯和抗剪能力。

## 16 检验与监测

### 16.2 检验

**16.2.1** 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。

**16.2.2** 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。

**16.2.3** 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%。

**16.2.5** 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 3d 或 5m 深度范围内持力层进行检验,查明是否存在溶洞、破碎带和软夹层等,并提供岩芯抗压强度试验报告。

**16.2.8** 桩基工程事故,有相当部分是因桩身存在严重的质量问题而造成的。桩基施工完成后,合理地选取工程桩进行完整性检测、评定工程桩质量是十分重要的。抽检方式必须随机、有代表性。常用桩基完整性检测方法有钻孔抽芯法、声波透射法、高应变动力检测法、低应变动力检测法等。其中低应变方法方便灵活、检测速度快,适宜用于预制桩、小直径灌注桩的检测。一般情况下低应变方法能可靠地检测到桩顶下第一个缺陷的界面,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。

**16.2.10** 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。

**16.2.18** 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，其它位置一般就能满足要求，因此应该选择这些点进行检测。

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。

### 16.3 监测

**16.3.2** 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。

**16.3.3** 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。

**16.3.4** 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。

**16.3.5** 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。

**16.3.6** 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。

**16.3.7** 挤土桩施工过程中造成的土体隆起等挤土效应，不但影响周边环境，也会造成邻桩的抬起，严重影响成桩质量和单桩承载力，应实施监控。

**16.3.8** 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。