

DB42

湖北省地方标准

DB42/T 242—2026
代替 DB42/ 242-2014

建筑地基基础技术标准

Technical standard for building foundation

2026 - 04 - 03 发布

2026 - 08 - 03 实施

湖北省住房和城乡建设厅
湖北省市场监督管理局

联合发布

目 次

前言	V
1 范围	1
2 规范性引用文件	1
3 术语和定义	2
4 符号	3
4.1 作用和作用效应	4
4.2 抗力和材料性能	4
4.3 几何参数	4
4.4 计算系数	5
5 基本规定	5
6 岩土分类及工程特性指标	11
6.1 岩土分类	11
6.2 工程特性指标	14
7 天然地基设计计算	15
7.1 基础埋置深度	15
7.2 承载力计算	16
7.3 变形计算	21
7.4 稳定性计算	24
8 软弱地基	25
8.1 一般规定	25
8.2 软弱地基计算	25
8.3 建筑措施	25
8.4 结构措施	27
8.5 施工措施及使用维护	27
8.6 大面积地面荷载	28
9 地基处理	29
9.1 一般规定	29
9.2 水泥土搅拌桩复合地基	30
9.3 混凝土桩复合地基	32
9.4 石灰桩复合地基	34
9.5 强夯法和强夯置换法	36
9.6 多桩型复合地基	40
10 山区地基	42
10.1 一般规定	42
10.2 勘察要求	43
10.3 岩石地基	44

10.4	土岩组合地基.....	44
10.5	岩土边坡治理.....	45
10.6	压实填土地基.....	54
11	特殊土地基及特殊场地.....	56
11.1	膨胀土地基.....	56
11.2	红黏土地基.....	65
11.3	岩溶、土洞及地面塌陷场地.....	65
11.4	采空区场地.....	66
11.5	城市人防洞室.....	68
12	桩基础.....	69
12.1	一般规定.....	69
12.2	构造要求.....	71
12.3	桩基承载力计算.....	73
12.4	桩基沉降计算.....	76
12.5	桩基承台设计.....	77
13	基础设计.....	83
13.1	无筋扩展基础及扩展基础.....	83
13.2	柱下条形基础.....	91
13.3	筏基与桩筏基础.....	92
13.4	地下室设计.....	95
13.5	地下建筑物抗浮设计.....	97
13.6	墩基础.....	98
13.7	山区地基基础.....	99
14	地基基础抗震设计要点.....	101
14.1	一般规定.....	101
14.2	天然地基和复合地基.....	102
14.3	桩基础.....	102
14.4	抗震措施.....	103
15	地基基础施工.....	104
15.1	一般规定.....	104
15.2	土方开挖.....	105
15.3	大体积基础混凝土施工.....	106
15.4	钻孔灌注桩后压浆施工.....	107
15.5	长螺旋钻孔压灌桩施工.....	108
15.6	旋挖灌注桩施工.....	109
15.7	岩溶区灌注桩施工.....	110
15.8	预制桩施工.....	111
15.9	山区地基施工.....	112
15.10	其他灌注桩施工要点.....	113
16	轨道交通工程与邻近建筑.....	114
16.1	一般规定.....	114
16.2	勘察要求.....	115
16.3	轨道交通地下工程设计.....	116

16.4 围护结构与桩基检测	117
17 检测与监测	118
17.1 检测	118
17.2 监测	120
18 标准的实施及评价	121
附录 A（规范性） 岩土层剪切波速	122
附录 B（规范性） 岩石点荷载试验	123
附录 C（规范性） 岩、土的现场鉴别	126
附录 D（规范性） 岩土承载力特征值、压缩性指标	130
附录 E（规范性） 抗剪强度指标 c 、 φ 的标准值	137
附录 F（资料性） 附加应力系数、平均附加应力系数	139
附录 G（规范性） 桩侧土的摩阻力、桩端阻力特征值	151
附录 H（规范性） 岩石单轴抗压强度试验要点	159
附录 I（规范性） 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度	160
附录 J（规范性） 平板式筏基抗冲切计算	162
附录 K（资料性） 湖北省地方标准实施信息及意见反馈表	166
条文说明	166

前 言

本文件按照GB/T 1.1—2020《标准化工作导则 第1部分：标准化文件的结构和起草规则》的规定起草。

本文件代替DB42/ 242—2014《建筑地基基础技术规范》，与DB42/ 242—2014相比，除结构调整和编辑性改动外，主要技术变化如下：

- a) 地基基础混凝土材料耐久性的基本要求中最大氯离子含量修改为水溶性氯离子最大含量（见 5.10，2014年版的 3.0.10）；
- b) 补充了勘察工作中岩芯取样数量（见 5.15）以及在软土地区应增加静力触探孔数量的规定（见 5.14）；
- c) 调整了荷载分项系数取值所依据的相关标准（见 5.26，2014年版的 3.0.27）；
- d) 补充了红黏土按含水比进行状态分类的规定（见 6.1.16）；
- e) 删除了原规范 4.1.19、6.2.1、9.3.6、9.3.8、11.4.6、11.5.4、14.1.8；
- f) 调整了既有建筑物加层改造时地基承载力特征值提高系数（见 7.2.8，2014年版的 5.2.8）；
- g) 调整了按变形模量估算天然地基沉降量的计算公式（见 7.3.3，2014年版的 5.3.3），补充了上部结构、基础与地基共同作用分析的规定（见 7.3.7）；
- h) 调整了复合地基验收检测时有黏结强度桩身完整性的检测数量（见 9.3.4、9.6.11，2014年版的 7.3.4、7.6.11）；
- i) 补充了应进行专项论证边坡工程的规定（见 10.5.29）；
- j) 修改了岩溶场地地面塌陷可能性的判别及处理措施等相关内容（见 11.3.3，2014年版的 9.3.3）；
- k) 完善了岩溶场地施工勘察的相关要求（见 11.3.10，2014年版的 9.3.11），补充了岩溶场地最小桩径、抗浮锚杆和利用岩溶上覆土层作为持力层的相关规定（见 11.3.11、11.3.13、11.3.5）；
- l) 明确了预应力混凝土实心方桩的最小配筋率取值规定（见 12.2.3，2014年版的 10.2.3）；
- m) 补充了抗拔桩的相关计算规定（见 12.3.1、12.3.2、12.3.3、12.3.7）；
- n) 补充了桩身承载力计算时考虑桩身钢筋参与受力的规定，并给出了计算公式，调整了桩身承载力计算时预制桩的工作条件系数取值规定（见 12.3.9，2014年版的 10.3.9）；
- o) 修改了与基础连接的现浇钢筋混凝土短柱可作为固定端支座的条件（见 13.1.8，2014年版的 11.1.8）；
- p) 调整了地下建筑物的抗浮稳定安全系数以及抗拔构件平衡水浮力时的计算公式（见 13.5.4、13.5.5，2014年版的 11.5.5、11.5.6），增加了地下室底板抗浮验算时不宜考虑非预应力锚杆抗拔力的规定（见 13.5.5）；
- q) 调整了可不进行天然地基、复合地基、桩基及基础的抗震承载力验算的建筑物范围（见 14.2.1、14.3.1，2014年版的 12.2.1、12.3.1）；
- r) 增加了预制桩高频液压振动法施工（见 15.8.20）和载体桩施工要点（见 15.10.5）；
- s) 修改了轨道交通工程设计工作年限、勘察要求及检测要求等相关规定（见 16.1.2、16.2.1、16.2.4、16.4.1、16.4.3~16.4.5，2014年版的 14.1.2、14.2.1、14.2.2、14.4.1、14.4.3~14.4.5）；补充了高架工程、路基、涵洞工程、地面车站、车辆基地等勘察相关要求（见 16.2.2、16.2.3、16.2.5、16.2.6）；补充了关于等厚度水泥土搅拌墙和 MJS 成桩质量检测的相关规定（见 16.4.6、16.4.7、16.4.8）；

- t) 增加了甲级设计等级天然地基的承载力检测要求（见 17.1.17）；调整了场地存在多栋建筑物时，工程桩验收检测的规定（见 17.1.3、17.1.10，2014 年版的 15.1.14）；
- u) 修改了挤土桩的监测要求（见 17.2.5，2014 年版的 15.2.5）；扩大了需进行沉降观测的建筑物范围（见 17.2.6，2014 年版的 15.2.6）；
- v) 补充了附录 C 中有机质土、泥炭质土、泥炭、砂土、粉土和黏性土的现场鉴别相关内容（见表 C.10、表 C.11、表 C.12）；调整了附录 D 中岩石地基、杂填土和花岗岩残积土等承载力特征值部分指标（见表 D.1、表 D.20、表 D.22，2014 年版的表 E.0.1-1、表 E.0.1-20、表 E.0.1-22）；调整了附录 G 中钻孔桩桩侧摩阻力和桩端阻力等部分指标（见表 G.6、表 G.7、表 G.8，2014 年版的表 F.0.2-1、表 F.0.2-2、表 F.0.3）；

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由湖北省住房和城乡建设厅提出并归口。

本文件主要起草单位：湖北省建筑科学研究设计院股份有限公司、中南建筑设计院股份有限公司。

本文件参加起草单位：武汉市勘察设计有限公司、中南勘察设计院集团有限公司、中冶武勘工程技术有限公司、中铁第四勘察设计院集团有限公司、中南勘察基础工程有限公司、中信建筑设计研究总院有限公司、中国轻工业武汉设计工程有限责任公司、中煤科工集团武汉设计研究院有限公司、武汉和创建筑工程设计有限公司、华中科技大学、武汉地铁集团有限公司、武汉建工集团股份有限公司、武汉地质勘察基础工程有限公司、武汉华太岩土工程有限公司、湖北省建筑工程质量监督检验测试中心有限公司、武汉市市政工程项目建设事务中心、武汉精诚土木建筑工程设计审查有限公司、湖北建审工程咨询有限公司、武汉市建筑工程质量安全中心、武汉市市政工程设计研究院有限责任公司、中建三局集团有限公司、中国科学院武汉岩土力学研究所、武汉大学、中国地质大学（武汉）。

本文件主要起草人：李霆、刘士清、袁内镇、吴刚、官善友、刘佑祥、王爱勋、王金锋、阚明、徐杨青、杨锋、郑俊杰、王小南、曾铁梅、熊朝辉、温四清、陈庆敏、杨晓臻、王康、刘卫国、陈健、熊火清、丁洪元、何世达、宋榜慈、钟明、吴西臣、叶长松、纪晗、邓帮、和礼红、王辉、傅旭东、李长冬、马郢、王锋、陈彦、彭华中、顾春波、郁军、马昌慧。

本文件及其所代替的历次发布版本发布的情况为：

——2003年首次发布为DB42/ 242—2003；

——2014年第一次修订为DB42/ 242—2014；

——本次为第二次修订。

本文件实施应用中的疑问，可咨询湖北省住房和城乡建设厅，联系电话：027-68873088，邮箱：bkc@hbszjt.net.cn，或者牵头起草单位，联系电话：027-87823916，邮箱：501233895@qq.com。在执行过程中如有意见和建议请邮寄湖北省建筑科学研究设计院股份有限公司，地址：湖北省武汉市武昌区中南路16号，邮编430071，邮箱501233895@qq.com。

建筑地基基础技术标准

1 范围

本文件规定了岩土分类、工程特性指标、天然地基基础及桩基础的设计和施工、软弱地基、地基处理、山区地基、特殊土地基及特殊场地、地基基础抗震设计要点、轨道交通工程与邻近建筑、检测与监测等内容。

本文件适用于湖北省建筑工程的地基基础设计、施工、检测及监测，市政工程可参照使用。基坑工程支护结构为永久结构时应符合本文件的相关规定。

2 规范性引用文件

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

- GB 50007 建筑地基基础设计规范
- GB/T 50010 混凝土结构设计标准
- GB/T 50011 建筑抗震设计标准
- GB 50021 岩土工程勘察规范
- GB 50023 建筑抗震鉴定标准
- GB 50040 动力机器基础设计标准
- GB/T 50046 工业建筑防腐蚀设计标准
- GB 50108 地下工程防水技术规范
- GB 50157 地铁设计规范
- GB 50112 膨胀土地区建筑技术规范
- GB/T 50123 土工试验方法标准
- GB 50202 建筑地基基础工程施工质量验收标准
- GB/T 50266 工程岩体试验方法标准
- GB 50307 城市轨道交通岩土工程勘察规范
- GB 50325 民用建筑工程室内环境污染控制标准
- GB 50330 建筑边坡工程技术规范
- GB/T 50476 混凝土结构耐久性设计标准
- GB 50496 大体积混凝土施工标准
- GB 50497 建筑基坑工程监测技术标准
- GB 50652 城市轨道交通地下工程建设风险管理规范
- GB 50666 混凝土结构工程施工规范
- GB 55001 工程结构通用规范
- GB 55002 建筑与市政工程抗震通用规范
- GB 55008 混凝土结构通用规范
- GB 55030 建筑与市政工程防水通用规范
- GB 55033 城市轨道交通工程项目规范

CJJ/T 202-2013 城市轨道交通结构安全保护技术规范
JGJ 8 建筑变形测量规范
JGJ/T 72 高层建筑岩土工程勘察标准
JGJ 79 建筑地基处理技术规范
JGJ 83 软土地区岩土工程勘察规程
JGJ 94 建筑桩基技术规范
JGJ 106 建筑基桩检测技术规范
JGJ 120 建筑基坑支护技术规程
JGJ 340 建筑地基检测技术规范
JGJ 476 建筑工程抗浮技术标准
DB42/T 159 基坑工程技术规程
DB42/T 169 岩土工程勘察规程
DB42/T 489 预应力混凝土管桩和空心方桩技术规程
DB42/T 1710 工程勘察钻探封孔技术规程

3 术语和定义

GB 50007、GB 50330界定的以及下列术语和定义适用于本文件。

3.1

地基 foundation soils

支承基础的土体、岩体及加固体的总称。

3.2

基础 foundation

将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

[来源：GB 50007—2011，2.1.2]

3.3

复合地基 composite ground, 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。

[来源：GB 50007—2011，2.1.10]

3.4

地基处理 ground treatment, ground improvement

为提高地基承载力，或改善其变形性质或渗透性质而采取的工程措施。

[来源：GB 50007—2011，2.1.9]

3.5

土岩组合地基 soil-rock composite ground

在建筑地基的主要受力层范围内，有下卧基岩表面坡度较大的地基；或石芽密布并有出露的地基；或大块孤石或个别石芽出露的地基。

[来源：GB 50007—2011，2.1.8]

3.6

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。

[来源：GB 50007—2011，2.1.13]

3.7

扩展基础 spread foundation

为扩散上部结构传来的荷载，使作用在基底的压应力满足地基承载力的设计要求，且基础内部的应力满足材料强度的设计要求，通过向侧边扩展一定底面积的基础。

[来源：GB 50007—2011，2.1.11]

3.8

无筋扩展基础 non-reinforced spread foundation

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

[来源：GB 50007—2011，2.1.12]

3.9

地基承载力特征值 characteristic value of subsoil 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。

[来源：GB 50007—2011，2.1.3]

3.10

地基变形允许值 allowable subsoil deformation

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

[来源：GB 50007—2011，2.1.7]

3.11

岩体结构面 rock discontinuity structural plane

岩体内开裂的和易开裂的面，如层面、节理、断层、片理等，又称不连续构造面。

[来源：GB 50007—2011，2.1.5]

3.12

重力密度（重度） gravity density, unit weight

单位体积岩土体所承受的重力，为岩土体的密度与重力加速度的乘积。

[来源：GB 50007—2011，2.1.4]

3.13

岩石锚杆 anchored bar in rock

锚固于稳定岩层内的锚杆。

[来源：GB 50330—2013，2.1.22]

3.14

支挡结构 retaining structure

使岩土边坡保持稳定、控制位移、主要承受侧向荷载而建造的结构物。

[来源：GB 50007—2011，2.1.14]

3.15

墩基础 pier foundation

设置于岩土中，埋深大于3m、直径不小于1000mm且有效墩高与墩身直径的比小于6或有效墩高与扩底直径的比小于4的独立刚性基础。

4 符号

下列符号适用于本文件。

4.1 作用和作用效应

E_a ——主动土压力；

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；

G_k ——基础自重和基础上的土重；

M_k ——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩或截面的弯矩；

P_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力；

P_{20} ——相应于作用的准永久组合时，基础底面处的平均附加压力；

Q_k ——相应于作用的标准组合时，轴心竖向力作用下桩基中单桩所受竖向力。

4.2 抗力和材料性能

α ——土的压缩系数；

c ——黏聚力；

E_s ——土的压缩模量；

e ——孔隙比；

f_{0a} ——原房屋设计时的地基承载力特征值；

f_a ——修正后的地基承载力特征值、加层改造设计时的地基承载力特征值或由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值；

f_{ak} ——地基承载力特征值；

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值；

f_{spk} ——复合地基承载力特征值；

q_{pa} ——桩端阻力特征值；

q_{sia} ——第*i*层土桩侧阻力特征值；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

w ——土的含水率；

w_L ——土的液限；

w_p ——土的塑限；

γ ——土的重力密度，简称土的重度；

δ ——填土与挡土墙墙背的摩擦角；

δ_r ——填土与稳定岩石坡面间的摩擦角；

ϑ ——地基的压力扩散角；

μ ——土与挡土墙基底间的摩擦系数；

ν ——泊松比；

φ ——土的内摩擦角。

4.3 几何参数

A ——基础底面面积；

A_p ——桩身截面面积；

b ——基础底面宽度（最小边长）；或力矩作用方向的基础底面边长；

d ——基础埋置深度或桩身直径；

H_0 ——基础高度；
 H_f ——自基础底面算起的建筑物高度；
 H_g ——自室外地面算起的建筑物高度；
 L ——房屋长度或沉降缝分隔的单元长度；
 l ——基础底面长度；
 s ——沉降量；
 u_p ——桩身横截面周边长度；
 z_n ——地基沉降计算深度；
 θ ——边坡对水平面夹角。

4.4 计算系数

m ——面积置换率，为单桩横截面积与单桩所处理的地基单元面积之比；
 α ——附加应力系数；
 $\bar{\alpha}$ ——平均附加应力系数；
 η_b ——基础宽度的承载力修正系数；
 η_d ——基础埋深的承载力修正系数；
 ψ_s ——沉降计算经验系数。

5 基本规定

5.1 根据地基复杂程度，建筑物规模、功能要求，由于地基基础问题可能造成建筑物损坏或影响正常使用的程度以及对环境影响的程度，将地基基础设计分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按**错误!未找到引用源。**选用。

表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及纪念性建筑 30层以上的高层建筑 体型复杂，层数相差超过10层的高低层连成一体的建筑 大面积的多层地下建筑物（如地下车库、商场、运动场等） 对地基变形有特殊要求的建筑物 复杂地质条件下的坡上建筑物（包括高边坡） 对原有工程或环境影响较大的新建建筑物 场地和地基条件复杂的、七层以上的一般建筑物 基坑开挖深度大于15m的建筑工程 采用明挖法施工的轨道交通地下车站及地下通道、风道等附属工程
乙级	除甲级、丙级以外的工业与民用建筑物
丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及一般工业建筑物；次要的轻型建筑物
注：当改造加固地基基础规模大、工艺复杂时，设计等级为乙、丙级的建筑物宜提高设计等级。膨胀土地区建筑物的设计等级划分应符合GB 50112的规定。	

5.2 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：

- a) 所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；
- b) 设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计；

- c) 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。
- d) 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；
- e) 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。

5.3 地基变形计算值不应大于地基变形允许值。

5.4 建筑物的地基变形允许值应按表 2 规定采用。对表中未包括的建筑物，其地基变形允许值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。

表2 建筑物地基变形允许值

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 /mm	框架结构	0.002 <i>l</i>	0.003 <i>l</i>
	砌体墙填充的边排柱	0.0007 <i>l</i>	0.001 <i>l</i>
	当基础沉降时不产生附加应力的结构	0.005 <i>l</i>	0.005 <i>l</i>
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量 /mm		(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜 （按不调整轨道考虑）	纵 向	0.004	
	横 向	0.003	
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	
<p>注1：本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；</p> <p>注2：有括号者仅适用于中压缩性土；</p> <p>注3：<i>l</i>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）；</p> <p>注4：倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；</p> <p>注5：局部倾斜指砌体承重结构沿纵向6m~10m内基础两点的沉降差与其距离的比值。</p>			

5.5 表3所列范围内设计等级为丙级的建筑物可不作变形验算。

表3 天然地基可不作地基变形计算的丙级建筑物范围

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 f_{ak} /kPa		$80 \leq f_{ak} < 100$	$100 \leq f_{ak} < 130$	$130 \leq f_{ak} < 160$	$160 \leq f_{ak} < 200$	$200 \leq f_{ak} < 300$	
	各土层坡度 (%)		≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	
建筑类型	砌体承重结构、框架结构 (层数)		≤ 3	≤ 4	≤ 5	≤ 6	≤ 7	
	单层排架结构	单跨	吊车额定起重量 /t	< 15	< 20	< 30	< 40	< 50
			厂房跨度 /m	≤ 15	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30
	多跨 (6m柱距)		吊车额定起重量 /t	< 10	< 15	< 20	< 30	< 40
			厂房跨度 /m	≤ 12	≤ 15	≤ 18	≤ 24	≤ 30
	烟囱	高度 /m	≤ 40	≤ 50	≤ 75		≤ 100	
	水塔	高度 /m	≤ 20	≤ 30	≤ 30		≤ 30	
容积 /m ³		50~100	100~200	200~300	300~500	500~1000		
<p>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);</p> <p>注2: 地基主要受力层中如有承载力特征值小于130kPa的土层时, 应符合第8章的有关要求;</p> <p>注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;</p> <p>注4: 表中吊车的额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。</p>								

5.6 在深厚软土区地基设计时, 应考虑大面积填土所造成的地面沉降对建筑地基基础受力、变形以及使用功能的不利影响。

5.7 桩基沉降计算应符合下列规定:

- a) 对以下建筑物的桩基应进行沉降验算:
 - 1) 结构体型复杂、荷载分布不均匀或桩端平面下存在软弱土层的桩基;
 - 2) 摩擦型桩基;
 - 3) 对桩基沉降有控制要求的非嵌岩桩和非深厚坚硬持力层的桩基。
- b) 桩基沉降变形计算值不应大于桩基沉降变形允许值, 桩基沉降变形允许值应符合 JGJ 94 的规定。

5.8 嵌岩桩可不进行沉降验算。

5.9 经过地基处理的工程均应按第9章的规定进行沉降验算。

5.10 地基基础的耐久性设计应符合下列规定:

- a) 地基基础的耐久性应根据设计工作年限、GB/T 50010 的有关环境类别的规定以及水、土对钢、混凝土的腐蚀性评价进行设计;
- b) 二类和三类环境中, 设计工作年限为50年的地基基础混凝土结构, 其材料耐久性的基本要求应符合表4的规定;
- c) 二、三类环境中, 设计工作年限为100年的混凝土结构应采取专门的有效措施;
- d) 预应力混凝土、抗渗混凝土的耐久性设计应符合 GB/T 50010 的规定;
- e) 处在三类环境中的混凝土构件, 可采用阻锈剂、环氧树脂涂层钢筋或其他具有抗腐蚀性能的钢筋、采取阴极保护等措施;

f) 处于五类腐蚀环境中的混凝土结构，其耐久性设计应符合 GB/T 50046 的规定。

表4 地基基础混凝土材料耐久性的基本要求

环境类别		最大水胶比	混凝土最低强度等级	水溶性氯离子最大含量 (%)	最大碱含量 /kg/m ³
二类	a	0.55	C25	0.2	3.0
	b	0.50	C30	0.15	3.0
三类	a	0.45 (0.50)	C35 (C30)	0.15	3.0

注1: 水溶性氯离子最大含量按胶凝材料用量的质量百分比计, 计算时辅助胶凝材料的量不应大于硅酸盐水泥的量;
注2: 预应力构件混凝土中水溶性氯离子最大含量为0.06%, 其最低混凝土强度等级宜按表中规定提高不少于两个等级;
注3: 素混凝土结构的混凝土最大水胶比及最低强度等级的要求可适当放松, 但混凝土最低强度等级应符合本文件的有关规定;
注4: 当有可靠工程经验时, 二b类环境中的混凝土最低强度等级可为C25;
注5: 处于除冰盐影响环境的三类环境中的混凝土使用引气剂时, 可采用括号中的有关参数;
注6: 当使用非碱活性骨料时, 对混凝土中碱含量不作限制。

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

- 搜集附有坐标和地形的建筑总平面图,场区的地面整平标高,建筑物的性质、规模、荷载、结构特点,基础型式、埋置深度,地基允许变形等资料;
- 查明不良地质作用的类型、成因、分布范围、发展趋势和危害程度,提出有关岩土参数和整治方案的建议;
- 查明建筑范围内岩土层的类型、深度、分布、工程特性,分析和评价地基的稳定性、均匀性和承载力;
- 对需进行沉降计算的建筑物,提供地基变形计算参数,预测建筑物的变形特征;
- 查明埋藏的河道、浜沟、墓穴、防空洞、孤石等对工程不利的埋藏物;
- 查明地下水的埋藏条件,提供地下水位及其变化幅度;
- 判定水和土对建筑材料的腐蚀性。

5.12 详勘阶段勘探点宜按建筑物周边线和角点布置,勘探点在平面上应能控制建筑物的地基范围;控制性勘探孔不应少于勘探孔总数的 1/3; 单栋高层建筑勘探点的布置,应满足对地基均匀性评价的要求,且不应少于 4 个,控制性勘探孔不应少于 2 个;对高层建筑群,每栋建筑物至少应有 1 个控制性勘探点。

5.13 详细勘察的勘探深度应符合下列规定:

- 天然地基勘探孔深度应自基础底面算起,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,对独立柱基不应小于基础底面宽度的 1.5 倍,且不应小于 5m;
- 桩基础的勘探孔深度应符合下列规定:
 - 一般性勘探孔深度应进入预计桩端平面以下岩土层不小于 3d (d 为桩身设计桩径),且不应小于 3m;对桩身直径大于或等于 800mm 的桩,不应小于 5m;
 - 控制性勘探孔深度应满足下卧层验算要求;对需验算沉降的桩基,应满足地基变形计算深度要求;
 - 对嵌岩桩,控制性勘探孔深度应进入预计桩端平面以下岩层不小于 3d,一般性勘探孔深度应进入预计桩端平面以下岩层不小于 1d,且应穿过溶洞、破碎带到达稳定岩层。
- 地基处理勘探孔深度应满足地基承载力、变形计算和稳定性分析评价要求。

- d) 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，并深入稳定分布的地层；
- e) 对仅有地下室的建筑或高层建筑的裙房，当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；
- f) 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；
- g) 在上述规定深度内遇基岩或厚层碎石土等稳定地层时，天然地基勘探孔深度可适当调整。
- 5.14** 详细勘察采取土试样和进行原位测试应满足岩土工程评价需要，并符合下列要求：
- a) 采取土试样和进行原位测试的勘探孔的数量，应根据地层结构、地基土的均匀性和工程特点确定，且不应少于勘探孔总数的 1/2；
- b) 每个场地每一主要土层的不扰动试样或原位测试数据不应少于 6 件（组），当采用连续记录的静力触探或动力触探时，每个场地不应少于 3 个勘探孔；
- c) 在地基主要受力层内，对厚度大于 0.5m 的夹层或透镜体，应采取土试样或进行原位测试；
- d) 当土层性质不均匀时，应增加取土试样或原位测试数量。
- e) 在软土地区应增加静力触探孔的数量。
- 5.15** 详细勘察采取岩石试样和进行原位测试应满足岩土工程评价要求。高层建筑及单柱荷重大的多层建筑场地，在地基主要受力层内每一主要岩层，岩石试样的数量每层不应少于 6 件（组）；高层建筑采用天然地基以中等风化、微风化岩石作为持力层时，每层不宜少于 9 件（组）；高层建筑采用嵌岩桩以中等风化、微风化岩石作为持力层时，每层不应少于 9 件（组）；对无法取样的破碎和极破碎的岩石，宜进行原位测试或现场点荷载试验。
- 5.16** 当场地水文地质条件复杂，在基坑开挖过程中需要对地下水进行控制（降水或阻隔），且已有资料不能满足要求时，应进行专门的水文地质勘察。
- 5.17** 拟建场地或其附近存在对工程安全有影响的不良地质作用和地质灾害时，应进行不良地质作用和地质灾害勘察。其勘察成果尚应包括下列内容：
- a) 应查明不良地质作用和潜在地质灾害的类型、成因、分布，分析其对工程的危害；
- b) 对溶洞、土洞和其他洞穴，应评价其稳定性及对工程的影响，提出防治措施；
- c) 对潜在的崩塌、滑坡、泥石流等地质灾害，应查明其形成条件，分析其可能的发展及影响，提出防治要求与方案建议；
- d) 对存在的断裂，应明确其位置、活动性和对工程的影响，提出相关处理建议；
- e) 对采空区，应分析判定采空区的稳定性和工程建设的适宜性，并提出防治方案建议。
- 5.18** 场地和地基地震效应的岩土工程勘察除应满足相关标准规范要求外，还应符合下列规定：
- a) 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，划分对抗震有利、一般、不利和危险地段；
- b) 同一结构单元跨越不同地质单元时，应按最不利条件确定覆盖层厚度和场地类别；
- c) 抗震设防烈度为 7 度地区的高层建筑，当基础下存在 $f_{ak} \leq 70\text{kPa}$ 的软土时，宜判别软土震陷的可能性。
- 5.19** 地震液化的进一步判别应在地面以下 20m 的范围内进行；但对于按 GB/T 50011 的规定，可不进行天然地基和基础的抗震承载力验算的各类建筑物，可只判别地面下 15m 范围内土的液化。对判别液化而布置的勘探点不应少于 3 个，勘探孔深度应大于液化判别深度。
- 5.20** 凡判别为可液化的场地，应按 GB/T 50011 的规定确定其液化指数和液化等级。勘察报告除应阐明可液化的土层、各孔的液化指数外，尚应根据各孔液化指数综合确定场地液化等级。对于液化土，应提出消除地基液化影响的措施建议。
- 5.21** 遇地下水时应量测水位；对工程有影响的多层含水层的水位量测，应采取止水措施，将被测含水层与其他含水层隔开。

5.22 采用天然地基、复合地基及其它人工地基或桩端下卧层为红黏土或残积土时，应采用原位测试的方法查明红黏土、残积土的分布及力学性质。

5.23 场地复杂或有特殊要求的工程、地基条件与原勘察报告不符的工程，应进行施工勘察。

5.24 地基评价宜采用钻探取样、室内土工试验、触探并结合其他原位测试方法进行，并应符合下列规定：

- a) 地基基础设计等级为甲级的建筑物应提供载荷试验指标、抗剪强度指标、变形参数指标和原位测试指标；地基基础设计等级为乙级的建筑物应提供抗剪强度指标、变形参数指标和原位测试指标；地基基础设计等级为丙级的建筑物应提供触探及必要的钻探和土工试验资料，需要验算变形时，尚应提供变形参数；
- b) 地基土中存在对工程不利的互层土，或土层分布不均匀时，应以静力触探或其他原位测试的方法配合土工试验资料加以综合判别；
- c) 对抗震设防类别为甲类、乙类及丙类建筑中层数超过 10 层或高度超过 24m 的高层建筑应进行剪切波速的测试；对于抗震设防类别为丙类、丁类建筑中层数不超过 10 层且高度不超过 24m 的多层建筑，当无实测剪切波速时，可按附录 A 利用静力触探比贯入阻力或标贯击数的实测值确定岩土剪切波速。

5.25 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：

- a) 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；
- b) 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；
- c) 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，但其分项系数均为 1.0；
- d) 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。

5.26 地基基础设计时，作用组合的效应设计值应符合下列规定：

- a) 正常使用极限状态下，标准组合效应设计值 S_k 应按公式（1）确定：

$$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i>1} \psi_{ci} S_{Qik} \dots\dots\dots (1)$$

式中：

S_{Gk} ——永久作用标准值 G_k 的效应；

S_{Q1k} ——第 i 个可变作用标准值 Q_{1k} 的效应，其中 S_{Q1k} 为第 1 个可变作用（主导可变作用）标准值 Q_{1k} 的效应；

ψ_{ci} ——第 i 个可变作用 Q_i 的组合值系数，按 GB 55001 的规定取值。

- b) 正常使用极限状态下，荷载效应的准永久组合的效应设计值 S_q 应按公式（2）确定：

$$S_q = S_{Gk} + \sum_{i \geq 1} \psi_{qi} S_{Qik} \dots\dots\dots (2)$$

式中：

ψ_{qi} ——第 i 个可变作用的准永久值系数，按 GB 55001 的规定取值。

- c) 承载能力极限状态下，由可变作用控制的基本组合的效应设计值 S ，应按公式（3）确定：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \dots\dots\dots (3)$$

式中：

γ_G ——永久作用的分项系数，按 GB 55001 的规定取值；

γ_{Q1} ——第 1 个可变作用的分项系数，按 GB 55001 的规定取值；

γ_{Qi} ——第 i 个可变作用的分项系数，按 GB 55001 的规定取值。

- d) 承载能力极限状态下，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 可按公式（4）确定：

$$S_d = 1.35 S_k \leq R \dots\dots\dots (4)$$

式中：

R ——结构构件抗力的设计值，按有关建筑结构设计规范的规定确定；

S_k ——标准组合的作用效应设计值。

5.27 地基基础的设计工作年限不应小于建筑结构设计的工作年限。

6 岩土分类及工程特性指标

6.1 岩土分类

6.1.1 作为建筑地基的岩土，可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土、残积土、人工填土及其他特殊土。

6.1.2 岩石应为颗粒间牢固联结，呈整体或具有节理裂隙的岩体。作为建筑物地基，除应确定岩石的地质名称及风化程度外，尚应按 6.1.3~6.1.4 的规定划分岩石坚硬程度和岩体完整程度。

6.1.3 岩石的坚硬程度应根据岩块的饱和单轴抗压强度 f_{rk} 按表 5 分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩和极软岩。当缺乏饱和单轴抗压强度资料或不能进行该项试验时，可采用点荷载试验进行强度换算，点荷载试验应符合附录 B 的有关规定，也可在现场通过观察定性划分，划分标准可按附录 C 表 C.1 执行。岩石的风化程度可分为未风化、微风化、中风化和强风化，现场鉴别按附录 C 表 C.3 执行。

表5 岩石坚硬程度的划分

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

注：当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度的划分。

6.1.4 岩体完整程度应按表 6 划分为完整、较完整、较破碎、破碎和极破碎。当缺乏试验数据时可按附录 C 表 C.2 执行。

表6 岩体完整程度划分

完整程度等级	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数 K	> 0.75	$0.75 \sim 0.55$	$0.55 \sim 0.35$	$0.35 \sim 0.15$	< 0.15
岩石质量指标 RQD	> 90	$90 \sim 75$	$75 \sim 50$	$50 \sim 25$	< 25

注1：完整性指数为岩体纵波波速与岩块纵波波速之比的平方。选定岩体、岩块测定波速时应有代表性；
注2：岩石质量指标为采用直径75mm金刚石钻头和双层岩芯管在岩石中连续取芯，回次钻进所取岩芯中，长度大于10cm的岩芯段长度之和与该回次进尺的比值，以百分数计。

6.1.5 碎石土为粒径大于 2mm 的颗粒质量超过总质量 50% 的土。碎石土可按表 7 分为漂石、块石、卵

石、碎石、圆砾和角砾。现场鉴别按附录 C 中表 C.4 执行。

表7 碎石土的分类

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

注：定名时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

6.1.6 碎石土的密实度，可根据圆锥动力触探修正后的锤击数平均值按表 8 或表 9 分为松散、稍密、中密、密实。锤击数修正方法应符合 GB 50021 的有关规定。

表8 碎石土密实度按 $N_{63.5}$ 分类

重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leq 5$	松 散
$5 < N_{63.5} \leq 10$	稍 密
$10 < N_{63.5} \leq 20$	中 密
$N_{63.5} > 20$	密 实

注1：本表适用于平均粒径小于等于50mm且最大粒径不超过100mm的卵石、碎石、圆砾、角砾。对于平均粒径大于50mm或最大粒径大于100mm的碎石土，可用超重型动力触探或按附录C中表C.4鉴别其密实度；
注2：表内 $N_{63.5}$ 为经综合修正后的平均值。

表9 碎石土密实度按 N_{120} 分类

超重型圆锥动力触探锤击数 N_{120}	密实度
$N_{120} \leq 3$	松散
$3 < N_{120} \leq 6$	稍密
$6 < N_{120} \leq 11$	中密
$11 < N_{120} \leq 14$	密实
$N_{120} > 14$	很密

6.1.7 砂土为粒径大于 2mm 的颗粒质量不超过总质量 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 50%的土。砂土可按表 10 分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

表10 砂土的分类

土的名称	粒 组 含 量
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：定名时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

6.1.8 砂土的密实度，可根据标准贯入试验锤击数并参照静力触探比贯入阻力的平均值按表 11 综合判别，差异过大时，应分析原因。

表11 砂土密实度按 N 、 p_s 分类

标准贯入试验锤击数 N	静力触探比贯入阻力 p_s /MPa		密实度
	粉细砂	中粗砂	
$N \leq 10$	$p_s \leq 4$	—	松散
$10 < N \leq 15$	$4 < p_s \leq 6$	$3 < p_s < 5$	稍密
$15 < N \leq 30$	$6 < p_s \leq 11$	$5 \leq p_s < 8$	中密
$N > 30$	$p_s > 11$	$p_s \geq 8$	密实

注：表中 N 为未经钻杆长度修正的平均值。

6.1.9 黏性土为塑性指数 I_p 大于 10 的土，可按表 12 分为黏土、粉质黏土。

表12 黏性土的分类

塑性指数 I_p	土的名称
$I_p > 17$	黏土
$10 < I_p \leq 17$	粉质黏土

注：塑性指数由相应于 76 g 圆锥体沉入土样中深度为 10 mm 时测定的液限计算而得。

6.1.10 黏性土按地质年代、成因，可分为老黏性土、一般黏性土、新近沉积黏性土。

- 老黏性土为分布在江汉平原、襄樊平原等高阶地的第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前沉积的黏性土。现场鉴别可按附录 C 中表 C.5 执行。
- 一般黏性土为分布在平原河流两侧及湖泊边缘、高河漫滩或一级阶地前沿及冲沟凹地的第四纪全新世 (Q_4) 早期沉积的黏性土。
- 新近沉积黏性土为分布在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段的第四纪全新世中近期沉积的黏性土，一般为欠固结土。现场鉴别方法可按附录 C 中表 C.6 执行。

6.1.11 黏性土的状态，可根据土的液性指数，并参照标准贯入试验锤击数、静力触探比贯入阻力的平均值，按表 13 综合判别，差异过大时，应分析原因。

表13 黏性土的状态按 I_L 、 N 、 p_s 分类

液性指数 I_L	标准贯入试验锤击数 N	静力触探比贯入阻力 p_s /MPa	状态
$I_L \leq 0$	$N \geq 25$	$p_s \geq 4.5$	坚硬
$0 < I_L \leq 0.25$	$10 \leq N < 25$	$2.2 < p_s < 4.5$	硬塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	$2.5 \leq N < 10$	$0.7 \leq p_s \leq 2.2$	可塑
$0.75 < I_L \leq 1$	$0.8 \leq N < 2.5$	$0.4 \leq p_s < 0.7$	软塑
$I_L > 1$	$N < 0.8$	$p_s < 0.4$	流塑

注1：对低塑性的黏性土、粉土、粉砂互层中的黏性土的状态，应以原位测试判别为主；
注2：表中 N 为未经钻杆长度修正的平均值。

6.1.12 粉土为介于砂土与黏性土之间，塑性指数 $I_p \leq 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒质量不超过总质量 50% 的土。

6.1.13 粉土的密实度，可根据土的孔隙比，并参照静力触探比贯入阻力的峰值平均值按表 14 综合判别，差异过大时，应分析原因。

表14 粉土的密实度按 e 、 p_s 分类

孔隙比	静力触探比贯入阻力 p_s /MPa	密实度
$e > 0.9$	$p_s \leq 1.0$	稍密
$0.75 \leq e \leq 0.9$	$1.0 < p_s \leq 2.5$	中密
$e < 0.75$	$p_s > 2.5$	密实

6.1.14 淤泥为在静水或缓慢的流水环境中沉积，并经生物化学作用形成，其天然含水量大于液限、天

然孔隙比不小于 1.5 的黏性土。天然含水量大于液限、天然孔隙比小于 1.5 但不小于 1.0 的黏性土或粉土为淤泥质土。

6.1.15 由细粒土和粗粒土混杂且缺乏中间粒径的土应定名为混合土。当碎石土中粒径小于 0.075mm 的细粒土质量超过总质量的 25% 时，应定名为粗粒混合土；当粉土或黏性土中粒径大于 2mm 的粗粒土质量超过总质量的 25% 时，应定名为细粒混合土。

6.1.16 红黏土分为原生红黏土和次生红黏土。颜色为棕红或褐黄，覆盖于碳酸盐岩系之上，其液限大于或等于 50% 的高塑性黏土，应判定为原生红黏土。现场鉴别可按附录 C 中表 C.7 执行。红黏土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45% 的土为次生红黏土。红黏土的状态除按液性指数判定外，尚可根据含水比按表 15 划分。

表15 红黏土的状态分类

含水比 a_w	状态
$a_w \leq 0.55$	坚硬
$0.55 < a_w \leq 0.70$	硬塑
$0.70 < a_w \leq 0.85$	可塑
$0.85 < a_w \leq 1.00$	软塑
$a_w > 1.00$	流塑

6.1.17 人工填土根据其组成和成因，可分为素填土、压实填土、杂填土、冲填土。素填土为由碎石土、砂土、粉土、黏性土等组成的填土。经过压实或夯实的填土为压实填土。杂填土为含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。冲填土为由水力冲填泥砂形成的填土。

6.1.18 膨胀土为土中黏粒成分主要由亲水性矿物组成，同时具有显著的吸水膨胀和失水收缩特性，其自由膨胀率大于或等于 40% 的黏性土。现场鉴别可按附录 C 中表 C.8 执行。

6.1.19 残积土为由母岩完全风化而成且未经搬运的土，现场鉴别可按附录 C 中表 C.9 执行。残积土与强风化岩可根据标准贯入试验锤击数和剪切波速按表 16 划分。

表16 残积土与强风化岩的划分

判别指标	沉积岩类		花岗岩类	
	强风化岩石	残积土	强风化岩石	残积土
标准贯入试验锤击数 N	$N \geq 35$	$N < 35$	$N \geq 50$	$N < 50$
剪切波速 V_s (m/s)	$V_s \geq 350$	$350 > V_s > 210$	$V_s \geq 400$	$V_s < 400$

注：表中 N 为未经钻杆长度修正的平均值。

6.2 工程特性指标

6.2.1 土的工程特性指标可采用强度指标、压缩性指标以及静力触探探头阻力、动力触探锤击数、标准贯入试验锤击数、载荷试验承载力等特性指标表示。

6.2.2 地基土工程特性指标的代表值应分别为标准值、平均值及特征值。抗剪强度指标应取标准值，压缩性指标应取平均值，载荷试验承载力应取特征值。

6.2.3 载荷试验包括浅层平板载荷试验、深层平板载荷试验和岩石地基载荷试验。浅层平板载荷试验适用于浅层地基，深层平板载荷试验适用于深层地基，岩石地基载荷试验适用于岩石地基。载荷试验的要求应符合 GB 50007 的规定。

6.2.4 以室内试验、标准贯入、动力触探、静力触探试验或现场鉴别等方法确定地基土（岩）承载力特征值和压缩性指标时，武汉地区及地质条件与武汉地区相类似的江汉平原宜按附录 D 中的多种方法综合确定，其他地区应结合当地经验进行适当修正。

6.2.5 土的抗剪强度指标，可采用原状土室内剪切试验、无侧限抗压强度试验、现场剪切试验、十字板剪切试验等方法测定，并应符合下列规定：

- a) 当采用室内剪切试验确定时，宜选择三轴压缩试验中的自重压力下预固结不排水试验。经过预压固结的地基可采用固结不排水试验。每层土的试验数量不应少于 6 组。室内试验抗剪强度指标 c_k 、 φ_k 可按附录 E 确定；
- b) 在验算坡体的稳定性时，对于已有剪切破裂面或其他软弱结构面的抗剪强度，必要时可进行野外大型剪切试验或沿预定剪切面（裂隙、节理结构面）的室内剪切试验。

6.2.6 土的压缩性指标可采用原状土室内压缩试验、原位浅层或深层平板载荷试验、旁压试验确定，并应符合下列规定：

- a) 当采用室内压缩试验确定压缩模量时，试验所施加的最大压力应超过土自重压力与预计的附加压力之和，试验成果用 $e-p$ 曲线表示；
- b) 当考虑土的应力历史进行沉降计算时，应进行高压固结试验，确定先期固结压力、压缩指数，试验成果用 $e-lgp$ 曲线表示。确定回弹指数时，应在估计的先期固结压力之后进行一次卸荷，再继续加荷至预定的最后一级压力；
- c) 当存在深基坑开挖卸载和再加载时，应进行回弹再压缩试验，其压力的施加应与实际的加载状况一致；
- d) 地基土的压缩性可按 P_1 为 100kPa， P_2 为 200kPa 时相对应的压缩系数值 a_{1-2} 划分为低、中、高压缩性，并按以下规定进行评价：
 - 1) 当 $a_{1-2} < 0.1 \text{MPa}^{-1}$ 时，为低压缩性土；
 - 2) 当 $0.1 \text{MPa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 时，为中压缩性土；
 - 3) 当 $a_{1-2} \geq 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 时，为高压压缩性土。

7 天然地基设计计算

7.1 基础埋置深度

7.1.1 基础埋置深度，应按下列条件确定：

- a) 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；
- b) 建筑物的结构特点，包括高度、结构体系、高宽比等；
- c) 作用在地基上的荷载大小和性质；
- d) 工程地质和水文地质条件；
- e) 相邻建筑物的基础埋深与基础形式；
- f) 地基土的膨胀收缩特征。

7.1.2 当上层土的承载力大于下层土且上层土有足够厚度时，宜利用上层土作持力层，在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋。除岩石地基外，基础埋深不宜小于 0.5m。

7.1.3 基础埋置深度除应满足地基承载力、变形要求外，尚应满足整体稳定性、抗倾覆稳定性和抗滑移稳定性的要求。

7.1.4 高层建筑，除岩石地基外，天然地基、复合地基和经过处理的其他地基上的基础埋置深度不宜小于建筑物高度的 1/15；除岩石地基外，高层建筑宜设地下室，高度超过 50m 的高层建筑应设地下室。

7.1.5 对临近边坡坡肩的建筑物，基础埋深应通过边坡稳定性分析确定。

7.1.6 在膨胀土和红黏土分布区，基础埋深应分别符合 11.1 和 11.2 的有关规定。

7.1.7 相邻基础之间埋深的高差应视土质情况、荷载大小和基础形式而定，最大高差不宜大于两基础之间净距的二分之一。土质较好时上述限制可适当放宽。同一基础底面标高变化时，设置台阶的高宽比

不宜大于 1:2。山区地基按 10.1.6 的规定执行。

7.1.8 当相邻建筑物采用天然地基时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑物基础埋深。当埋深大于原有建筑物基础时，两基础之间的高差应经计算确定，并满足 7.1.7 的规定，必要时应对相邻建筑物采取加固或可靠的隔离保护措施。

7.2 承载力计算

7.2.1 基础底面的压力，应符合公式（5）、（6）要求：

a) 当轴心荷载作用时：

$$P_k \leq f_a \dots\dots\dots (5)$$

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 ——按抗剪强度指标确定的地基承载力特征值或修正后的地基承载力特征值（kPa）。

b) 当偏心荷载作用时，除符合公式(5)要求外，尚应符合公式(6)要求：

$$P_{kmax} \leq 1.2f_a \dots\dots\dots (6)$$

式中：

P_{kmax} ——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最大压力值（kPa）。

7.2.2 基础底面的压力，可按公式（7）～（10）确定：

a) 当轴心荷载作用时：

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} \dots\dots\dots (7)$$

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 ）。

b) 当偏心荷载作用时：

$$P_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \dots\dots\dots (8)$$

$$P_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \dots\dots\dots (9)$$

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（ $kN \cdot m$ ）；

W ——基础底面的抵抗矩（ m^3 ）；

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

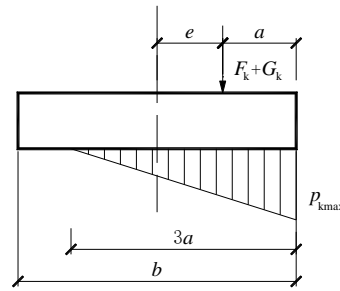
c) 当偏心距 $e > b/6$ 时（图 1）， P_{kmax} 应按公式（10）计算：

$$P_{kmax} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \dots\dots\dots (10)$$

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 ）。



标引序号说明:

b——力矩作用方向基础底面边长。

图1 偏心荷载 ($e > b/6$) 下基底压力计算示意图

7.2.3 地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、公式计算等方法,并结合工程经验综合确定。对地基基础设计等级为甲级的建筑物应采用载荷试验结合理论公式计算或其他原位测试等方法确定;对地基基础设计等级为乙级及表 3 以外的地基基础设计等级为丙级的建筑物应采用理论公式计算并结合 6.2.4 的规定确定;对表 3 所列的地基基础设计等级为丙级的不作沉降验算的建筑物可按 6.2.4 的规定或其他原位测试方法确定。

7.2.4 对于地基基础设计等级为甲级的建筑物尚宜采用极限平衡法进行计算,综合评价。极限平衡法应按公式 (11) ~ (14) 计算极限承载力,地基承载力特征值由公式 (15) 确定:

$$f_u = 0.5N_\gamma \zeta_\gamma b \gamma + N_q \zeta_q \gamma_m d + N_c \zeta_c c_k \dots\dots\dots (11)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi_k} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2} \right) \dots\dots\dots (12)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi_k \dots\dots\dots (13)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi_k \dots\dots\dots (14)$$

$$f_a = f_u / k \dots\dots\dots (15)$$

式中:

f_u ——极限承载力 (kPa);

N_γ 、 N_q 、 N_c ——承载力系数,按表17根据 φ_k 查表确定;

ζ_γ 、 ζ_q 、 ζ_c ——基础形状系数,按表18确定;

c_k 、 φ_k ——基础底面以下深度为一倍基础宽度的范围内的土层的黏聚力标准值 (kPa)、内摩擦角标准值 (deg),分层土取加权平均值;

γ ——基础底面以下土的重度 (kN/m^3)。当持力层为隔水层时取天然重度;当持力层为透水含水层时取浮重度;

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m^3)。当持力层为隔水层时,采用基础底面以上土的天然重度加权平均值;当持力层为含水层时,按该含水层地下水位上、下分别取天然重度、浮重度进行加权平均;

b ——基础底面宽度 (m),大于6m时按6m取值;

d ——基础埋置深度（m），一般自室外地面标高算起；在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应自天然地面标高算起；对于地下室，如采用箱形基础或筏基，基础埋置深度自室外地面标高算起；如采用独立基础或条形基础，宜自室内地面标高算起；

k ——安全系数，确定地基土承载力特征值时，对黏性土取2；对老黏性土，取2.5~3.0；对砂类土，取4.0。

表17 N_c 、 N_q 、 N_r 系数表

φ_k (°)	N_c	N_q	N_r	φ_k (°)	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.8	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.11	115.31	222.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.02	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.06
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	765.86
25	20.72	10.66	10.88	—	—	—	—

表18 基础形状系数

基础形式	ζ_r	ζ_q	ζ_c
条形	1.00	1.00	1.00
矩形	$1-0.4b/l$	$1+(b/l)\tan\varphi_k$	$1+(b/l)(N_q/N_c)$
圆形和方形	0.60	$1+\tan\varphi_k$	$1+(N_q/N_c)$

注：b、l分别为基础底面宽度和长度。

7.2.5 当基础宽度大于3m或埋置深度大于0.5m时，以载荷试验或其他原位测试、查承载力表等方法确定的地基承载力特征值，尚应按公式（16）修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \dots\dots\dots (16)$$

式中：

f_a ——修正后的地基承载力特征值（kPa）；

f_{ak} ——通过查表、载荷试验或其他原位测试确定的地基承载力特征值（kPa）；

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土类查表19取值；

b ——基础底面宽度（m），当其小于3m按3m取值，大于6m按6m取值；

γ 、 γ_m ——按7.2.4规定取值；

d ——基础埋置深度（m），按7.2.4规定取值。

表19 承载力修正系数

土的种类		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	0.1
人工填土		0	0.1
黏性土	$I_L \geq 1.0$	0	0.1
	$I_L = 0.75$	0.1	1.4
	$I_L \leq 0.25$	0.3	1.8
红黏土	含水比 > 0.8	0	1.2
	含水比 ≤ 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 2.1t/m^3 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	0.3	2.0
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的松散及稍密状态）		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注1：土的 I_L 介于0.25与1.0之间时可插值确定 η_b 、 η_d ；
注2：强风化岩石及残积土，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；
注3：地基承载力按深层平板载荷试验确定时不进行深度修正；
注4：大面积压实填土是指填土范围大于两倍基础宽度的填土；
注5：膨胀土深度修正应符合11.1.8的规定；
注6：含水比是指天然含水率与液限的比值。

7.2.6 岩石地基承载力特征值可用岩基载荷试验并结合附录 D 表 D.1 综合确定。对完整、较完整和较破碎的岩石可按公式 (17) 计算:

$$f_a = \psi_r f_{rk} \dots\dots\dots (17)$$

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;

ψ_r ——折减系数, 根据地区经验确定。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。

7.2.7 当地基受力层范围内有软弱下卧层时, 承载力验算应符合下列规定:

a) 下卧层承载力应按公式 (18) 验算:

$$p_z + p_{oz} \leq f_{az} \dots\dots\dots (18)$$

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;

p_{oz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值;

f_{az} ——软弱下卧层顶面处按抗剪强度指标计算或修正后的地基承载力特征值。

b) 对条形基础和矩形基础, p_z 值可分别按公式 (19)、(20) 计算:

$$p_z = \frac{b(p_k - p_o)}{b + 2z \tan \theta} \dots\dots\dots (19)$$

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_o)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \dots\dots\dots (20)$$

式中:

b ——条形基础或矩形基础底边的宽度 (m);

l ——矩形基础底边的长度 (m);

p_o ——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距离 (m);

θ ——地基压力扩散线与铅直线的夹角 (压力扩散角), θ 按表 20 取值。

表20 压力扩散角 θ 值

基础宽度 b 、持力层厚度 z 和 z/b		扩散角 θ 值
$b \leq 12m$	$z/b \geq 1$ 或 $z \geq 3m$	22° (30°)
	$z/b < 1$ 且 $z \leq 1m$	0°
$B > 12m$	$z/b \geq 1/4$	22° (30°)
	$z \leq 2m$	0°

注1: 上表中可内插确定 θ 值;

注2: 括号内数字适用于密实碎石土、砾砂、粗砂、中砂及老黏土, 括号外数字适用于其他土层;

注3: 持力层承载力特征值 ≤ 140 kPa 时, θ 角宜适当减小。

7.2.8 既有建筑物加层改造时地基承载力特征值，宜通过试验确定。在房屋完好、变形基本稳定且原地基承载力在 80kPa 以上的条件下，也可按公式 (21) 确定：

$$f_a = \mu_1 f_{oa} \dots\dots\dots (21)$$

式中：

f_a ——加层改造设计时的地基承载力特征值 (kPa)；

f_{oa} ——原房屋设计时的地基承载力特征值 (kPa)；

μ_1 ——提高系数，按表 21 采用。

表21 提高系数 μ_1 值

p/f_{oa}	1.0	0.8	0.4	<0.4
μ_1	1.2	1.1	1.05	1.0

注1： p 为原房屋设计时相应于荷载标准组合时基础底面处的平均压力；
注2：采用本表的提高系数尚应满足以下房屋已使用年限：2年以上的砾、粗、中、细、粉砂；5年以上的粉土和粉质黏土；8年以上地基土静承载力标准值大于100kPa的黏土；使用期不够或岩石、碎石、其他软弱土，提高系数值可取1.0；

7.3 变形计算

7.3.1 计算地基变形时，可采用各向同性均质线性变形体理论计算地基内的应力分布。沉降量的计算可采用室内土工试验或原位测试得到的压缩性指标，并应符合下列规定：

a) 地基的最终沉降量按公式 (22) 计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_{z0}}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \dots\dots\dots (22)$$

式中：

s ——地基最终沉降量 (mm)；

s' ——按分层总和法计算出的地基沉降量 (mm)；

ψ_s ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可采用表 22 的数值，表中 E_s 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，按公式 (23) 计算；

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数 (图 2)；

p_{z0} ——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，可按附录 F 采用。

表22 沉降计算经验系数 ψ_s

基底附加压力	\bar{E}_s /MPa				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_{z0} \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_{z0} \leq 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum A_i / E_{si}} \dots\dots\dots (23)$$

式中：

A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

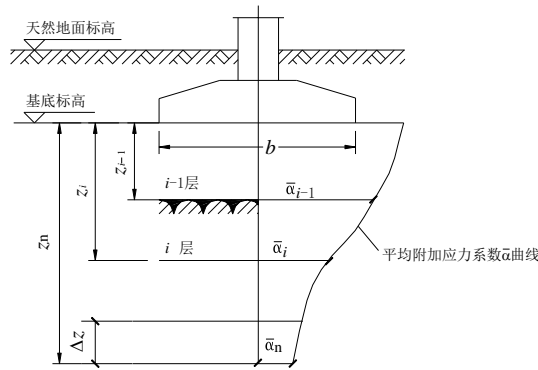


图2 基础沉降计算的分层示意

b) 地基沉降计算深度 z_n (图 2)，应符合公式 (24) 要求，如确定的计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算；

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \dots\dots\dots (24)$$

式中：

$\Delta s'_i$ ——在计算深度范围内，第 i 层土的计算沉降值；

$\Delta s'_n$ ——在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算沉降值， Δz 见图 2 并按表 23 确定。

表23 计算深度内底部分层厚度 Δz

b /m	$b \leq 2$	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$8 < b$
Δz /m	0.3	0.6	0.8	1.0

c) 当无相邻荷载影响，基础宽度在 1m~30m 范围内时，基础中点的地基沉降计算深度也可按简化公式 (25) 计算；

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \dots\dots\dots (25)$$

式中：

b ——基础宽度 (m)。

d) 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或密实砂卵石层, 建筑物对沉降无特殊要求时, z_n 可取至该土层表面。

7.3.2 对地基基础设计等级为甲级的建筑物尚宜采用考虑地基土的应力历史的方法, 按公式 (26) ~ (28) 计算地基沉降量:

a) 对正常固结土:

$$s_{n1} = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[c_{ci} \lg \left(\frac{p_{0i} + p_{zi}}{p_{0i}} \right) \right] \dots \dots \dots (26)$$

b) 对超固结土, 当 $p_{0i} + p_{zi} \leq p_{ci}$ 时, 地基分段沉降量按公式 (27) 计算; 当 $p_{0i} + p_{zi} > p_{ci}$ 时, 地基分段沉降量按公式 (28) 计算:

$$s_{n2} = \sum_{i=1}^{n_2} \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[c_{si} \lg \left(\frac{p_{0i} + p_{zi}}{p_{0i}} \right) \right] \dots \dots \dots (27)$$

$$s_{n3} = \sum_{i=1}^{n_3} \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[c_{si} \lg \left(\frac{p_{ci}}{p_{0i}} \right) + c_{ci} \lg \left(\frac{p_{0i} + p_{zi}}{p_{ci}} \right) \right] \dots \dots \dots (28)$$

c) 总沉降量按公式 (29) 计算:

$$s = s_{n1} + s_{n2} + s_{n3} \dots \dots \dots (29)$$

式中:

n_1 、 s_{n1} ——地基压缩层范围内符合公式 (26) 条件的计算分层数、累计沉降量;

n_2 、 s_{n2} ——地基压缩层范围内符合公式 (27) 条件的计算分层数、累计沉降量;

n_3 、 s_{n3} ——地基压缩层范围内符合公式 (28) 条件的计算分层数、累计沉降量;

h_i ——第 i 层分层厚度;

e_{0i} ——第 i 层初始孔隙比;

c_{si} 、 c_{ci} ——分别为第 i 层土的回弹指数和压缩指数;

p_{0i} ——第 i 层土自重压力平均值 (kPa);

p_{zi} ——相应于作用的准永久组合时第 i 层土附加压力平均值 (kPa), 附加压力系数见附录 F;

p_{ci} ——第 i 层土前期固结压力平均值 (kPa)。

d) 地基压缩层深度取附加压力等于土自重压力 20% 处, 对于软土取土自重压力 10% 处。

7.3.3 对不能准确取得压缩模量的地基土, 包括碎石土、砂土、残积土、强风化岩等, 可按 JGJ / T 72 的相关规定, 采用变形模量估算天然地基的最终沉降量。

7.3.4 计算地基变形时应考虑相邻荷载的影响, 其值可按应力叠加原理, 采用角点法计算。

7.3.5 当建筑物地下室基础埋置较深时, 地基土的回弹变形量可按公式 (30) 进行计算:

$$s_c = \psi_s s' = \psi_c \sum_{i=1}^n \frac{p_c}{E_{ci}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \dots \dots \dots (30)$$

式中:

s_c ——地基回弹变形量 (mm);

ψ_c ——回弹量计算的系数，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 (MPa)，按 GB/T 50123 中土的固结试验回弹曲线的不同应力段计算。

7.3.6 回弹再压缩变形量计算可采用再加荷的压力小于卸载土的自重压力段内再压缩变形线性分布的假定按公式 (31) 进行计算：

$$s'_c = \begin{cases} r'_0 s_c \frac{p}{p_c R'_0} & p < R'_0 p_c \\ s_c \left[r'_0 + \frac{r'_{R'=1.0} - r'_0}{1 - R'_0} \left(\frac{p}{p_c} - R'_0 \right) \right] & R'_0 p_c \leq p \leq p_c \end{cases} \dots\dots\dots (31)$$

式中：

s'_c ——地基土回弹再压缩变形量 (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)。

7.3.7 在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑，应按照上部结构、基础与地基的共同作用进行变形计算。上部结构、基础与地基的共同作用分析应符合下列规定：

- a) 共同作用分析的地基反力和变形结果及其分布规律应同时符合理论及工程实践经验；
- b) 当采用线弹性模型分析计算时，地基模型可采用有限压缩层模型，地基反力分析应采用迭代计算；
- c) 共同作用分析也可采用非线性弹性地基模型进行分析计算；
- d) 共同作用分析应按回弹再压缩变形段及压缩变形段分别确定计算参数。

7.3.8 大面积地面荷载引起的沉降，可按 8.6 条有关规定进行计算。

7.3.9 对于间距较密（压力扩散角线相互交叉）的基础，验算软弱下卧层强度及地基变形时，应考虑地基压力扩散重叠的影响。当建筑物采用条形基础，且条形基础净面积和基础外包面积之比大于 0.6 时，可按筏板基础计算地基变形。

7.4 稳定性计算

7.4.1 采用圆弧滑动法计算地基稳定时，对天然地基，稳定安全系数不应小于 1.2。

7.4.2 建筑物位于斜坡场地或边坡坡顶附近时，应按 GB 50330 及第 10 章的有关规定进行稳定性验算。

7.4.3 位于稳定土坡坡顶附近的建筑，基础底面外缘距坡顶边缘的距离尚应符合 GB 50007 的有关规定。

8 软弱地基

8.1 一般规定

8.1.1 主要由淤泥、淤泥质土、人工填土或其他高压缩性土层构成的地基，应按软弱地基进行设计。在建筑地基的局部范围内有高压缩性土层时，应按局部软弱土层考虑。

8.1.2 经扰动后的软黏性土应根据其灵敏度适当降低承载力。灵敏度 S_t 为原状土的无侧限抗压强度与重塑土的无侧限抗压强度之比。黏性土的灵敏度，按表 24 分为四类：

表24 黏性土的灵敏度

$S_t < 2$	$2 \leq S_t < 4$	$4 \leq S_t < 8$	$S_t \geq 8$
不灵敏	中等灵敏	高灵敏	极灵敏

8.1.3 软弱地基设计应对建筑体型、荷载情况、结构类型、地质条件和经济指标等进行综合分析，确定合理的基础设计方案和技术措施。

8.1.4 当软弱地基的承载力和变形能满足多层建筑的地基基础设计要求时，可采用天然地基。否则，应采用地基处理或桩基等其他方案。

8.1.5 带有轨道行吊的轻钢厂房，采用天然地基、复合地基、换填等人工地基时，应按 5.2 条、5.5 条的规定进行变形验算，变形验算应考虑动荷载作用下软土流变的不利影响；当吊车起重量大于 20t 或吊车工作级别高于 A5 时，宜采用桩基础。

8.2 软弱地基计算

8.2.1 多层建筑在地基土比较均匀的条件下，宜使基础平面形心与结构竖向永久荷载重心重合。当不能重合时，在作用的准永久组合下，偏心距应符合式 (32) 的要求，当筏板基础为矩形时，可简化为式 (33)。

$$e \leq 0.15 \frac{W}{A} \dots\dots\dots (32)$$

$$e \leq 0.025b \dots\dots\dots (33)$$

式中：

W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩 (m^3)；

A ——基础底面积 (m^2)；

b ——与偏心距方向一致的筏基底面宽度 (m)。

8.2.2 当按地基承载力计算基础面积时，对不均匀沉降要求严格的建筑物，在作用的准永久组合下，基础底面处的附加压力值不宜大于 0.75 倍地基承载力特征值 f_{ak} 。

8.2.3 在深厚软土区地基设计时，应计算大面积填土荷载引起软弱土层的变形量。新近人工填土引起淤泥和淤泥质土的附加变形量，可考虑在建筑物施工期间只完成其最终变形量的 5%~20%。

8.2.4 软弱地基设计尚应符合第 7 章及第 13 章的有关规定。

8.3 建筑措施

8.3.1 在满足使用和其他要求的前提下，建筑体型应力求简单。当建筑体型比较复杂、高度差异或荷载差异较大时，根据其平面形状和荷载的差异情况，宜在适当部位设置沉降缝将其划分成若干个刚度较好的结构单元。当沉降缝两侧的结构单元连接时，应采用能自由沉降的悬挑等连接构造。对于后期不均匀沉降量较大的建筑物，两单元间不应采用简支连接的结构型式。

8.3.2 建筑物沉降缝的设置应符合下列规定：

- a) 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) 建筑物高度差异或荷载差异处；
 - 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处；
 - 5) 建筑结构或基础类型不同处；
 - 6) 分期建造房屋的交界处。
- b) 沉降缝应有足够的宽度，沉降缝的缝宽可按公式（34）计算：

$$w_f = 6H_{f1} + 20 \dots\dots\dots (34)$$

式中：

w_f ——沉降缝的宽度值（mm）， w_f 不应小于60mm；
 H_{f1} ——自基础底面标高算起至建筑物沉降缝侧边顶面的高度（m）。

- c) 高耸建筑物沉降缝宽度应按表 2 允许倾斜值经计算确定。
- d) 当沉降缝两侧单元建筑物顶高度不同时，缝宽计算应按 H_{f1} 的低值取用。沉降缝内不应填塞碎砖、碎木块、混凝土或砂浆碎块等建筑垃圾。
- e) 抗震设计时，沉降缝宽度尚应满足防震缝宽度要求。

8.3.3 相邻建筑物基础间净距，可根据相邻建筑物的不同基础情况，按下列条件确定：

- a) 相邻建筑物均采用天然地基时，可按表 25 选用；

表25 相邻建筑物基础间的净距

单位为 m

影响建筑物的预估中心沉降量/mm	受影响建筑物的长高比	
	$L/H_f \leq 2.5$	$2.5 < L/H_f < 5.0$
70~150	2~4	3~6
160~250	4~6	6~9
260~400	6~9	9~12

注1：表中L为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度（m）；H为自基础底面标高算起至建筑物主要屋面的高度（m）。
 注2：当受影响建筑物的刚度较好时，其间净距可适当缩小。
 注3：当有下列情况时，可不受表25的限制：
 1) 影响建筑物的预估中心沉降量小于 40mm 时；
 2) 当相邻建筑物基础间主要受力层内采用排桩、地下连续墙等隔离措施时。
 注4：当受影响建筑物属于对变形有严格要求的建筑物时，基础间净距应通过计算确定。

- b) 当受影响建筑物采用桩基础，影响建筑物采用浅埋天然地基时，或当受影响建筑物采用天然地基，影响建筑物采用桩基础时，基础间净距应根据工程具体情况并考虑施工影响后确定，不受表 25 规定限制；
- c) 在确定相邻建筑物净距时，尚应考虑受影响建筑物的现状。

8.3.4 建筑物各组成部分的标高，应根据基础的预估沉降值，采取下列相应措施适当调整：

- a) 室内地坪和地下设施的标高应予以抬高；
- b) 建筑物各部分（或设备之间）使用功能有联系时，可将沉降较大者标高予以提高；
- c) 应考虑建筑物与设备之间的沉降差，并留有足够的净空；

- d) 建筑物有管道穿过时，应预留足够尺寸的孔洞，管道应采用柔性接头等；
- e) 必要时，可在建（构）筑物（如钢结构等）的竖向承重构件中，设置千斤顶支座，以备将来调整标高时安设千斤顶。

8.4 结构措施

8.4.1 根据不同结构型式和地质条件，可按下述条件选用处理方案：

- a) 对于地层较均匀，建筑体型较规则，荷载或荷载差异不大的建筑物，可采用加强基础整体刚度的方法，如采用交叉梁系基础，筏板基础或箱形基础等；
- b) 当条件许可时，可采用加大基础埋深，设置半地下室或地下室的补偿基础，采用覆土少、自重轻的基础形式；
- c) 当地基承载力或变形不能满足设计要求时，宜对地基进行处理，可选用机械压（夯）实、换填垫层或复合地基等方法；
- d) 对于地质条件复杂，建筑体型复杂、荷载或荷载差异较大的建筑物，可采用桩基；
- e) 同一结构单元不应采用不同基础形式。自承重砌体墙及外阳台不应支承在未经处理的填土或软土上。

8.4.2 为减少建筑物沉降和不均匀沉降，可采用下列措施：

- a) 选用轻型结构，减轻墙体自重，采用架空地板代替填土；
- b) 调整各部分的荷载分布、基础宽度或埋置深度；
- c) 加强基础及上部结构刚度。

8.4.3 对于砌体承重结构的房屋，宜采用下列措施增强整体刚度和强度：

- a) 对于三层和三层以上的房屋，其长高比 L/H 不宜大于 2.5；当房屋的长高比为 $2.5 < L/H \leq 3.0$ 时，宜合理布置纵横墙，做到纵横墙不转折或少转折，并应控制其内横墙间距或增强基础刚度和强度；当房屋的预估最大沉降量不大于 120mm 时，其长高比可适当放宽；
- b) 墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁；
- c) 在墙体上开洞时，宜在开洞部位采用构造柱及圈梁加强。

8.4.4 圈梁应按下列要求设置：

- a) 在多层房屋的基础和顶层处应各设置一道圈梁，其他各层亦应每层设置圈梁。单层工业厂房、仓库可结合基础梁、联系梁、过梁等酌情设置；
- b) 圈梁应设置在外墙、内纵墙和主要内横墙上，且宜在平面内连成封闭系统。

8.4.5 当建筑物的长高比大于 2.5 时，为减少房屋中部沉降，宜采用下列措施：

- a) 当采用筏板基础时，纵向两端宜少挑出，其挑出的长度从轴线算起一般不宜大于 1000mm。横向挑出可为不等宽，即中部较宽，两端较窄，当横向挑出长度大于 1500mm 时，宜增设基础挑梁；
- b) 其他类型基础宜采取降低建筑物中部基底附加应力的措施。

8.4.6 当沉降缝设置在建筑物中部时，宜采用下列措施：

- a) 邻近沉降缝两边的上部结构宜选用轻质材料，减轻墙体自重，采用架空地板代替室内填土；
- b) 邻近沉降缝两边的基础可选用较小的基底压力。

8.4.7 当采用地下室和箱形基础作为补偿基础时，可采用灌水等预压措施，灌水预压时间可结合沉降观测确定，并宜控制基底最大压力不大于地基承载力特征值。

8.4.8 当建筑物与其邻接的附房（如门罩、连廊及低层用房等）用沉降缝分隔时，附房基础方案的选择，应考虑附房沉降与主楼相协调。

8.5 施工措施及使用维护

8.5.1 应选择合理的施工程序，对荷载差异较大的建筑物，宜先建重、高部分，后建轻、低部分。对基础埋深不同的建筑物，宜先深后浅。

8.5.2 施工时，应采取下列措施：

- a) 当开挖基坑采用明沟排水时，应先挖好集水井，井底铺设滤水层。排水沟随基坑开挖逐步加深。水应连续排出，及时引开，不应昼排夜淹。雨季施工时，应加强地面有组织排水，防止地面水及管道漏水流入基坑造成基坑边坡塌方和坑底土浸泡软化、膨胀隆起等现象发生；
- b) 基坑开挖时，弃土应随挖随运，不应堆置坑边，如临时堆置时，应验算边坡稳定及坑底隆起。在坑边设置重型设备时，也应考虑其影响；
- c) 施工时应注意对基坑底面软土的保护，减少扰动，宜采取在坑底铺设厚度不小于 200mm 压实的中砂或碎石保护层；
- d) 基坑挖好后，应立即组织基础施工，基坑不应长期暴露和泡水；
- e) 基坑回填前应将积水排除。填土应均衡分层回填压实；
- f) 建筑物施工期间，应根据沉降观测资料，控制施工速度、沉降差和沉降速率。如发现沉降量或沉降差异值异常时，应分析原因，采取措施后方可继续施工。

8.5.3 施工及使用期间，不宜在天然地基浅基础邻近开挖深沟（坑）及堆载。邻近浅埋基础的给排水管网，应防止水管渗漏。

8.5.4 活荷载较大的建筑物（如书库、仓库等）与构筑物群（如筒仓料库、油罐等），使用初期应根据沉降情况合理地控制加荷速率和加荷顺序，掌握加荷间隔时间。

8.5.5 建筑物不应在使用期间改变用途，随意增大荷载值或改变荷载分布。建筑物、道路、重要管线、室外地面等应进行长期沉降观测，发现问题及时处理。

8.6 大面积地面荷载

8.6.1 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，在建筑范围内有地面荷载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计，应预估沉降量和不均匀沉降量。当有条件时，宜利用堆载预压过的建筑场地。

8.6.2 地面堆载应均衡，应按设计要求有控制地分期施加，避免大量、快速、集中堆载，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。

8.6.3 地面堆载应满足地基承载力、变形、稳定性的要求，并应考虑对周边环境的影响。当堆载量超过地基承载力特征值时应进行专项设计。

8.6.4 厂房和仓库的结构设计，宜考虑不均匀沉降产生的次应力，可适当提高柱、墙的抗弯能力，改善节点构造，增强房屋的刚度。对于中、小型仓库和厂房，宜采用静定结构。

8.6.5 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，除应遵守第 7 章有关规定外，尚应符合公式（35）要求：

$$s'_g \leq [s'_g] \dots\dots\dots (35)$$

式中

s'_g ——由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降量计算值，可按GB 50007有关规定进行计算；

$[s'_g]$ ——由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降允许值，可按表26采用。

表26 地基附加沉降量允许值 $[s'_g]$

单位为 mm

b	a							
	6	10	20	30	40	50	60	70
1	40	45	50	55	55	-	-	-
2	45	50	55	60	60	-	-	-
3	50	55	60	65	70	75	-	-
4	55	60	65	70	75	80	85	90
5	65	70	75	80	85	90	95	100

注：表中 a 为地面荷载的纵向长度（m）； b 为车间跨度方向基础底面边长（m）。

8.6.6 按 8.6.5 设计时，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，地面平均荷载大于 25kN/m^2 时，净空宜大于 300mm，净距宜大于 200mm。并按吊车轨道可能移动的幅度，加宽钢筋混凝土吊车梁腹部并配置抗扭钢筋。

8.6.7 当地面堆载较大或使用功能有要求时，宜采用下列措施：

- a) 堆载地坪下采用地基处理措施；
- b) 主体结构采用桩基。

9 地基处理

9.1 一般规定

9.1.1 地基处理方法的确定宜按下列步骤进行：

- a) 根据建筑物的特点及场地岩土工程条件，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；
- b) 对初步选出的各种地基处理方案，分别从对环境的影响、工程造价、施工工期、施工复杂程度、本地区施工技术水平等方面进行综合性技术经济比较，优化地基处理方法；
- c) 对已选定的地基处理方法，宜在有代表性的场地上进行相应的试验，并进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求，应查明原因，修改设计参数或选择其他合适的地基处理方法。

9.1.2 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地基承载力特征值进行修正时，基础宽度的地基承载力修正系数应取零，基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

9.1.3 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，地基处理的设计尚应符合下列规定：

- a) 经处理后的地基，承载力验算应同时满足轴心荷载作用和偏心荷载作用要求；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；
- b) 按地基变形设计或应作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；
- c) 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及构筑物，应进行地基稳定性验算。

9.1.4 对路基、堆场处理后的地基，应采用圆弧滑动法进行地基整体稳定性分析，分析时应考虑增强体抗弯破坏后其抗剪强度降低的不利情况，其稳定安全系数不应小于 1.30。

9.1.5 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。

9.1.6 处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价。复合地基应进行增强体强度检验、桩身完整性和单桩竖向承载力检测,以及单桩或多桩复合地基载荷试验。施工工艺对桩间土承载力有影响时尚应进行桩间土承载力检测。

9.1.7 地基处理所采用的材料,应符合耐久性设计和绿色环保的要求。

9.2 水泥土搅拌桩复合地基

9.2.1 水泥土搅拌桩的施工工艺分为浆液搅拌法(以下简称湿法)和粉体搅拌法(以下简称干法)。选用水泥土搅拌桩时应符合下列规定:

- a) 水泥土搅拌桩适用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、素填土、粉土(稍密、中密)、黏性土(软塑、可塑)以及松散—稍密砂土等地基。适用于七层及以下的民用建筑或相当的工业建筑的地基处理,且其基础为条基、十字交叉梁基础或筏基,不宜用于荷载较大的独立基础的建筑物;
- b) 水泥土搅拌桩应进行工艺性试桩,数量不应少于3根,多轴搅拌施工不应少于3组;应对工艺性试桩的质量进行必要的检验,确定施工参数;工艺性试桩可结合承载力试桩进行。

9.2.2 水泥土搅拌桩用于处理泥炭土、有机质土、pH值小于4的酸性土、塑性指数大于25的黏土,或在腐蚀性环境中以及无工程经验的地区使用时,应通过现场和室内试验确定其适用性。

9.2.3 固化剂水泥掺量不宜小于被加固湿土质量的15%。湿法的水泥浆水灰比可选用0.5~0.6。对无工程经验的土层应进行水泥与土的配合比试验。当地基土的天然含水量小于30%时,不宜采用干法。

9.2.4 水泥土搅拌桩应穿透软弱土层或液化土层,桩端到达承载力相对较高的土层。设置的搅拌桩同时为提高地基抗滑稳定性时,其桩长超过潜在最危险滑弧以下不应少于2.0m。单轴与双轴搅拌桩的加固深度不宜大于18m,三轴搅拌桩加固深度不宜大于30m。水泥土搅拌的桩径不宜小于0.5m,相邻桩的间距不宜大于4倍桩径。

9.2.5 水泥土搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过现场单桩或多桩复合地基静载试验确定,试验数量不应少于3点。初步设计时可按公式(36)估算:

$$f_{\text{spk}} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{\text{sk}} \dots\dots\dots (36)$$

式中:

f_{spk} ——水泥土搅拌桩复合地基承载力特征值(kPa);

m ——面积置换率;

A_p ——水泥土搅拌桩的截面积(m^2);

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值,取桩间天然地基土承载力特征值(kPa);

β ——桩间土承载力发挥系数,加固土层为淤泥、淤泥质土、流塑状软土时,可取0.1~0.4,其他土层可取0.4~0.8,加固土层强度高或设置褥垫层或土被封闭在格栅加固体中时取高值,桩端持力层土层强度高时取低值;

R_a ——水泥土搅拌桩单桩竖向承载力特征值(kN)。

9.2.6 单桩承载力特征值应通过现场静载试验确定,试验数量不应少于3根。初步设计时可按公式(37)估算单桩承载力特征值,并应同时满足公式(38)的要求:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{sia} l_i + \alpha A_p q_p \dots\dots\dots (37)$$

$$R_a \leq \eta f_{cu} A_p \dots\dots\dots (38)$$

式中：

f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块（边长为 70.7mm 立方体，也可采用边长为 50mm 的立方体）在标准养护条件下 90 天龄期的立方体抗压强度平均值（kPa）；

η ——桩身强度折减系数，干法可取 0.20~0.25；湿法可取 0.25；

u_p ——桩的横截面周长（m）；

n ——桩长范围内所划分的土层数；

q_{sia} ——桩侧第 i 层土的摩阻力特征值（kPa），按附录 G 表 G.3 取值；

l_i ——桩长范围内第 i 层土的厚度（m）；

q_p ——桩端土阻力，采用桩端地基土未经修正的承载力特征值（kPa）；

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

9.2.7 搅拌桩复合地基承载力特征值不宜大于 180kPa，桩径 500mm 的搅拌桩单桩承载力特征值不宜大于 120kN。当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应按 GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

9.2.8 搅拌桩复合地基应在基础和桩之间设置褥垫层。褥垫层厚度宜取 150mm~300mm。其材料可选用中砂、粗砂或级配砂石等，最大粒径不宜大于 20mm，褥垫层的夯填度（夯实后的厚度与虚铺厚度的比值）不应大于 0.9。

9.2.9 搅拌桩复合地基中的桩长超过 10m 时，经试验后方可采用固化剂掺量设计。在全桩长水泥总掺量不变的前提下，桩身上部 1/3 桩长范围内，可适当增加水泥掺量和搅拌次数。

9.2.10 竖向承载搅拌桩可只在基础平面范围内布置，桩间距不宜小于 2 倍桩径。独立基础下的桩数不宜少于 4 根。

9.2.11 水泥土搅拌桩复合地基的沉降计算应符合下列规定：

- a) 水泥土搅拌桩复合地基的最终沉降量，采用分层总和法按现行国家标准 GB 50007 有关公式计算，地基沉降计算深度应大于复合土层的深度。复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍， ζ 值可按公式（39）确定；

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \dots\dots\dots (39)$$

式中：

f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值（kPa）。

- b) 复合地基的沉降计算经验系数 ψ_s 可采用表 27 的数值，其中沉降计算深度范围内压缩模量的当量值 \overline{E}_s 按公式（40）计算：

表27 复合地基沉降计算经验系数 ψ_s

\overline{E}_s /MPa	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

$$\bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^n A_i + \sum_{j=1}^m A_j}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_{spi}} + \sum_{j=1}^m \frac{A_j}{E_{sj}}} \dots\dots\dots (40)$$

式中：

- A_i ——加固土层第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；
- A_j ——加固土层下第 j 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；
- E_{spi} ——加固土层第 i 层土的压缩模量；
- E_{sj} ——加固土层下第 j 层土的压缩模量。

c) 当桩周为深厚淤泥、淤泥质土时，复合地基沉降计算中桩端以下未加固土层的压缩变形可按 12.4 中等代实体基础法进行计算，沉降经验系数按表 22 取值。水泥土搅拌桩复合土层的压缩变形仍按 9.2.11 a) 的规定计算。

9.2.12 水泥土搅拌桩施工时，停浆（灰）面高于桩顶设计标高不应小于 500mm。超长部分应采用人工或专用机械截桩。

9.2.13 当水泥土搅拌桩桩侧为成层土时，宜对相对软层增加搅拌次数或增加水泥掺量。

9.2.14 施工中应保持搅拌机底盘的水平和导向架的竖直，水泥土搅拌桩的垂直度偏差不应大于 1%；桩位偏差对条形基础的边桩沿轴线方向不应大于桩径的 1/4、沿垂直轴线方向不应大于桩径的 1/6，其它情况不应大于 150mm；成桩直径和桩长不应小于设计值。

9.2.15 水泥土搅拌桩干法施工机械应配置经国家计量部门确认的具有能瞬时检测并记录出粉体计量装置及搅拌深度自动记录仪，并应对该装置定期标定。应定期检查钻头磨损情况，当直径磨损量大于 10mm 时，应更换钻头。

9.2.16 水泥土搅拌法施工提钻喷浆（粉）速度不应大于 0.9m/min，宜全桩长复搅，复搅速度宜为 0.5m/min~0.8m/min。对地基土进行干法咬合加固时，如复搅困难，可采用慢速搅拌，保证搅拌的均匀性。

9.2.17 水泥土搅拌桩施工过程中应随时检查施工记录和计量记录。重点检查水泥用量、桩长、搅拌头转数和提升速度、复搅次数、复搅深度和停浆处理方法等。

9.2.18 水泥土搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法：

- a) 成桩 28 天后，桩身均匀性应采用 $M_{63.5}$ 动力触探检测，检测数量根据工程具体情况确定；
- b) 对重要的、变形要求严格的工程或经触探和静载试验检测后对桩身质量有怀疑时，应在成桩 28 天后，采用双管单动取样器钻取芯样作水泥土抗压强度检测，并对桩身均匀性进行描述；检测数量为施工总桩数的 0.5%，且不应少于 6 点。

9.2.19 水泥土搅拌桩复合地基验收检测应采用单桩静载试验、单桩或多桩复合地基静载试验检测承载力。静载试验宜在成桩 28 天后进行，验收检测数量单桩和复合地基各不应少于桩总数的 1%，且每项单体工程的单桩和复合地基静载试验各不应少于 3 点（多轴搅拌不应少于 3 组）。对重要的、变形要求严格的工程宜进行多桩复合地基静载试验。

9.2.20 基槽开挖后，应检验桩位、桩数与桩顶质量，如不符合设计要求，应采取有效补强措施。

9.3 混凝土桩复合地基

9.3.1 混凝土桩复合地基处理应符合下列规定：

- a) 根据桩体材料和施工方法的不同,混凝土桩复合地基可分为水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)复合地基、混凝土灌注桩复合地基和预制混凝土桩复合地基以及其他具有一定强度混合材料桩复合地基;
- b) 混凝土桩复合地基法适用于处理正常固结的黏性土、粉土、砂类土、填土和淤泥质土等地基。
- 9.3.2 混凝土桩复合地基设计应符合下列规定:
- a) 应选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层;基础下持力层应为正常固结且承载力特征值不宜小于80kPa的土层或经处理后的适宜土层;
- b) 桩在使用荷载作用下应能产生一定的沉降或向褥垫层内的刺入变形;混凝土桩复合地基应在基础与桩之间设置褥垫层,褥垫层的厚度宜取150mm~300mm,当桩顶沉降小时,取高值;垫层材料宜选择中粗砂、级配砂石(砂与碎石的体积比宜取2:1),碎石最大粒径不宜超过30mm,褥垫层的夯填度不应大于0.9;
- c) 混凝土桩可只布置在基础平面范围内;条形基础宜考虑沿轴线梅花型布桩或多排布桩;基础承载力尚应按桩基础的有关规定进行复核算;
- d) 桩中心距不宜小于3.5倍桩身直径;
- e) 建筑物地基处理设计采用的桩身混凝土强度等级不宜低于C25,桩顶以下适当长度宜配置构造钢筋;道路路基加固桩身混凝土强度等级不应低于C25;
- f) 混凝土桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载试验确定,试验数量不应少于3点。初步设计时可按公式(41)估算;

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{ak} \dots\dots\dots (41)$$

式中:

f_{spk} ——混凝土桩复合地基承载力特征值(kPa);

m ——面积置换率;

R_a ——混凝土桩单桩竖向承载力特征值(kN);

A_p ——混凝土桩的截面积(m^2);

f_{ak} ——处理后桩间土承载力特征值,取桩间天然地基土承载力特征值(kPa);

β ——桩间土承载力发挥系数,可取0.7~0.9,当桩间土承载力较低,桩顶沉降小时取低值。

- g) 单桩竖向承载力特征值 R_a 的取值,应符合下列规定:

- 1) 单桩竖向承载力特征值应通过静载试验确定,试验数量不应少于3根;
- 2) 初步设计时,可按公式(42)估算;

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{sia} l_i + q_p A_p \dots\dots\dots (42)$$

式中:

u_p ——桩的周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

q_{sia}, q_p ——桩侧第 i 层土的侧阻力、桩端端阻力特征值(kPa),可按附录G取值;

l_i ——第 i 层土的厚度(m)。

- h) 桩体混凝土强度应满足公式(43)要求;当复合地基承载力验算进行基础埋深的深度修正时,桩体的混凝土强度应满足公式(44)的要求;

$$f_{cu} \geq 4 \frac{R_a}{A_p} \dots\dots\dots (43)$$

$$f_{cu} \geq \frac{4R_a}{A_p} \left[1 + \frac{\gamma_m(d-0.5)}{f_{spa}} \right] \dots\dots\dots (44)$$

式中：

f_{cu} ——桩体材料试块(150mm 立方体)标准养护 28 天的立方体抗压强度平均值 (kPa)；

d ——基础埋置深度 (m)；

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m³)，地下水位以下取浮重度；

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值 (kPa)。

i) 地基处理后的变形计算应按 9.2.11 的有关规定执行。

9.3.3 混凝土桩复合地基的施工应符合下列规定：

- a) 宜采用长螺旋钻孔工艺施工，当采用振动、锤击或静压工艺施工时，应适当加大桩距并采取防止地面隆起的措施；
- b) 长螺旋钻孔泵压混凝土成桩施工可按 15.5 执行。沉管成桩施工和回转钻进成桩施工应执行国家现行有关规定；
- c) 混凝土桩复合地基基槽宜采用人工开挖。凿除桩头时不应采用大锤敲击桩头，宜采用小凿沿桩周边对称截桩或采用专用机械截桩；
- d) 褥垫层铺设宜采用静力压实法，当基础底面下桩间土的含水率较小且褥垫层较厚时，也可采用动力夯实法；
- e) 混凝土桩施工垂直度偏差不应大于 1%；对满堂布桩基础，桩位偏差不应大于 0.4 倍桩径；对柱下独立承台，中间桩位偏差不应大于 0.4 倍桩径，边桩桩位偏差不应大于 0.25 倍桩径；对条形基础，边桩顺轴向桩位偏差不应大于 0.25 倍桩径，边桩垂直轴向桩位偏差不应大于 1/6 倍桩径；
- f) 施工质量检验主要应检查施工记录、混凝土坍落度、桩数、桩位偏差、褥垫层厚度、夯填密实度和桩体试块抗压强度等。

9.3.4 混凝土桩复合地基质量检验应符合下列规定：

- a) 桩身质量检测宜采用低应变动测法。抽检桩数不应少于总桩数的 30%且不应少于 20 根；
- b) 混凝土桩复合地基承载力验收检测应采用复合地基静载试验和单桩静载试验；
- c) 复合地基和单桩静载试验数量均不宜少于总桩数的 1%，且单体工程的试验数量均不应少于 3 点。

9.4 石灰桩复合地基

9.4.1 石灰桩复合地基处理应符合下列规定：

- a) 石灰桩根据成孔方法不同，可分为人工洛阳铲成孔法、机动洛阳铲成孔法以及沉管法等；根据投料方式不同，可分为管内投料法和管外投料法；
- b) 石灰桩适用于处理饱和黏性土、粉土、淤泥、淤泥质土、填土等地基。施工前应经过现场试验，验证成孔成桩的可行性；
- c) 石灰桩的主要固化剂为生石灰，掺合料宜优先选用粉煤灰、炉渣等工业废料。生石灰与掺合料的配合比宜根据地质情况确定，生石灰与掺合料的体积比一般情况下选用 1:2，加固淤泥、淤泥质土及新填土时选用 1:1，桩顶附近生石灰用量宜适当减少。

9.4.2 石灰桩复合地基设计应符合下列规定：

- a) 石灰桩桩顶施工标高应高出设计桩顶标高 100mm 以上，石灰桩宜留 300mm 以上的孔口高度，并用含水率适当的黏性土夯实封口；
- b) 石灰桩成孔直径可采用 250mm~400mm，桩距可用 2 倍~3 倍成孔直径。石灰桩可只布置在基础底面范围内，当基底土的承载力特征值小于 70kPa 时，可在基础以外布置 1 排~2 排围护桩；
- c) 洛阳铲成孔桩长不宜超过 6m；机械成孔管外投料时，桩长不宜超过 8m；
- d) 石灰桩复合地基承载力特征值不宜超过 160kPa，当土质较好并采取保证桩身强度的措施时，经试验后可适当提高；
- e) 需利用桩身排水固结作用时桩顶宜设置 200mm 厚的砂石垫层；
- f) 石灰桩复合地基承载力特征值应通过单桩或多桩复合地基静载试验确定，试验不应少于 3 点，初步设计时，可按公式（45）估算：

$$f_{\text{spk}} = mf_{\text{pk}} + (1-m)f_{\text{sk}} \dots\dots\dots (45)$$

式中：

f_{spk} ——石灰桩复合地基承载力特征值（kPa）；

f_{pk} ——桩身抗压强度比例界限值（kPa），由单桩竖向静载试验确定，无试验资料时，可取 350kPa~500kPa，土质软弱时取低值；

f_{sk} ——桩间土承载力特征值（kPa），取天然地基承载力特征值的 1.05 倍~1.2 倍，土质软弱或置换率大时取高值；

m ——面积置换率，为一根桩横截面积与一根桩所处理的地基面积之比，也可按基础下各桩横截面积之和与基础底面积之比进行计算，石灰桩面积按 1.1 倍~1.2 倍成桩直径计算，土质软弱时取高值。

- g) 石灰桩复合地基的沉降验算应符合 7.3 有关规定。石灰桩桩端下为软弱土层时，尚应符合第 8 章的要求；
- h) 石灰桩复合土层的压缩模量宜通过桩身及桩间土压缩试验确定，初步设计可按公式（46）计算：

$$E_{\text{sp}} = \alpha[1+m(n-1)]E_{\text{s}} \dots\dots\dots (46)$$

式中：

E_{sp} ——复合土层的压缩模量（MPa）；

α ——系数，可取 1.1~1.3，可挤密的土中挤土成孔或置换率大时取高值；

n ——桩土应力比，可取 3~4，长桩取大值；

E_{s} ——天然土的压缩模量（MPa）。

9.4.3 石灰桩施工应符合下列规定：

- a) 石灰材料应选用新鲜生石灰块，有效氧化钙含量不宜低于 70%，进入现场的生石灰应有防水、防雨措施，宜做到随用随进，使用前应进行破碎，粒径不应大于 70mm，消石灰粉含量不宜超过 15%；
- b) 掺合料的含水率宜控制在 30%左右。无经验时宜进行成桩工艺试验，确定密实度的施工控制指标；
- c) 施工前应做好场地排水设施，防止场地积水；
- d) 施工顺序宜由外围或两侧向中间进行，在软土中宜间隔成桩；

- e) 管外投料或人工填料时应采取有效措施减少地下水渗入孔内的速度，成孔后填料前应排除孔底积水。填料时应分段夯实，每次填料厚度不应大于 400mm；
- f) 桩位允许偏差为 0.5 倍桩径；
- g) 石灰桩施工中应做好施工记录，记录内容主要包括成孔直径、成孔深度、桩底土层种类及性状、填料、配合比、填料次数及夯实情况等。

9.4.4 石灰桩复合地基质量检验应符合下列规定：

- a) 石灰桩复合地基检测与检验可根据工程要求和当地经验采用开挖检查、静力触探或标准贯入、竖向抗压静载试验等方法进行检验，并结合工程测试及观测资料综合评价加固效果。施工检测宜在施工后 7 天~10 天进行；
- b) 采用静力触探或标准贯入试验检测时，检测部位应为桩中心及桩间土，每两点为一组。检测组数由设计单位根据工程情况提出具体要求；
- c) 石灰桩复合地基验收检测应采用单桩或多桩复合地基静载试验检测承载力。检测数量每 200m² 处理面积不应少于 1 点，且每一单体工程不应少于 6 点。静载试验应在桩体强度满足试验荷载条件，并宜在成桩 28 天后进行。检测数量由设计单位根据工程情况提出具体要求。

9.5 强夯法和强夯置换法

9.5.1 强夯法和强夯置换法处理地基应符合下列规定：

- a) 强夯法适用于处理碎石土、砂土、杂填土、素填土和低饱和度的粉土与黏性土等地基。强夯置换法可用于高饱和度的粉土与软塑~流塑状态的黏性土等地基并对变形要求不严格的工程；
- b) 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。一个试验区的面积不宜小于 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；
- c) 场地地下水位高，影响施工或夯实效果时，应采取降水或其他技术措施。

9.5.2 强夯置换处理地基，应通过现场试验确定其适用性和处理效果。

9.5.3 强夯法处理地基的设计应符合下列规定：

- a) 强夯的有效加固深度应根据现场试夯或地区经验确定。在缺少试验资料或经验时可按表 28 预估；

表28 强夯的有效加固深度

单位为 m

单击夯击能 $E/\text{kN}\cdot\text{m}$	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、黏性土等细颗粒土
1,000	4.0~5.0	3.0~4.0
2,000	5.0~6.0	4.0~5.0
3,000	6.0~7.0	5.0~6.0
4,000	7.0~8.0	6.0~7.0
5,000	8.0~8.5	7.0~7.5
6,000	8.5~9.0	7.5~8.0
8,000	9.0~9.5	8.0~8.5
10,000	9.5~10.0	8.5~9.0
12,000	10.0~11.0	9.0~10.0

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12,000kN·m时，强夯的有效加固深度应通过试验确定。

- b) 夯点的夯击次数，应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并应同时满足下列条件：
- 1) 最后两击的平均夯沉量宜符合表 29 的要求，当单击夯击能 E 大于 12,000kN·m 时，应通过试验确定；

表29 强夯法最后两击平均夯沉量

单击夯击能 E /kN·m	最后两击平均夯沉量不大于 /mm
$E < 4,000$	50
$4,000 \leq E < 6,000$	100
$6,000 \leq E < 8,000$	150
$8,000 \leq E < 12,000$	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。
- c) 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必要时可适当增加夯击遍数；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；
- d) 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，对于渗透性较差的黏性土地基，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；
- e) 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 倍~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；
- f) 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，并不应小于 3m；对可液化地基，基础边缘以外的处理宽度，不应小于 5m；
- g) 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。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后，对试夯场地进行检测，并与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，确定工程采用的各项强夯参数；
- h) 根据基础埋深和试夯时所测得的夯沉量，确定起夯面标高、夯坑回填方式和夯后标高；
- i) 强夯地基承载力特征值应通过现场静载试验、原位测试和土工试验，按 GB 50007 有关规定确定，初步设计时可根据地区经验确定；
- j) 强夯地基变形计算应符合 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。
- 9.5.4 强夯法处理地基的施工应符合下列规定：
- a) 强夯夯锤质量可取 10t~60t，其底面形式宜采用圆形，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静接地压力值可取 25kPa~80kPa，单击夯击能高时取较大值，单击夯击能低时取较小值，对于细颗粒土宜取较小值。锤的底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔，孔径可取 300mm~400mm；
 - b) 强夯法施工应按下列步骤进行：
 - 1) 清理并平整施工场地；
 - 2) 标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；
 - 3) 起重机就位，夯锤置于夯点位置；
 - 4) 测量夯前锤顶高程；

- 5) 将夯锤起吊到预定高度,开启脱钩装置,待夯锤脱钩自由下落后,放下吊钩,测量锤顶高程,若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时,应及时将坑底整平;
- 6) 重复步骤 5),按设计规定的夯击次数及控制标准,完成一个夯点的夯击。当夯坑过深出现提锤困难,但无明显隆起,而尚未达到控制标准时,宜将夯坑回填至与坑顶齐平后,继续夯击;
- 7) 换夯点,重复步骤 3)至 6),完成第一遍全部夯点的夯击;
- 8) 用推土机将夯坑填平,并测量场地高程;
- 9) 在规定的间隔时间后,按上述步骤逐次完成全部夯击遍数,最后用低能量满夯,将场地表层松土夯实,并测量夯后场地高程。

9.5.5 强夯置换法处理地基的设计应符合下列规定:

- a) 强夯置换墩的深度由土质条件决定,除厚层饱和粉土外,应穿透软土层,到达较硬土层上,深度不宜超过 7m,采用柱锤时不宜超过 10m;
- b) 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定;
- c) 墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、工业废渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料,粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%;
- d) 夯点的夯击次数应通过现场试夯确定,且应同时满足下列条件:
 - 1) 墩底穿透软弱土层,且达到设计墩长;
 - 2) 累计夯沉量为设计墩长的 1.5 倍~2.0 倍;
 - 3) 最后两击的平均夯沉量宜按表 29 确定。
- e) 墩位布置宜采用等边三角形或正方形。对独立基础或条形基础可根据基础形状与宽度相应布置;
- f) 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 倍~3 倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 1.5 倍~2.0 倍。墩的计算直径可取夯锤直径的 1.1 倍~1.2 倍;
- g) 强夯置换法处理范围应符合 9.5.3 f) 的规定;
- h) 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;
- i) 强夯置换设计时,应预估地面抬高值,并在试夯时校正;
- j) 强夯置换地基处理试验方案的确定,应符合 9.5.3 g) 的规定。检测项目除进行现场静载试验检测承载力和变形模量外,尚应采用超重型或重型动力触探等方法,检查置换墩着底情况,以及地基土的承载力与密度随深度的变化;
- k) 确定软弱黏性土中强夯置换地基承载力特征值时,可只考虑墩体,不考虑墩间土的作用,其承载力应通过现场单墩静载试验确定;对饱和粉土地基,当处理后墩间土能形成 2.0m 以上厚度的硬层时,其承载力可通过现场单墩复合地基静载试验确定;
- l) 强夯置换地基的变形宜按单墩承受的荷载,采用单墩静载试验确定的变形模量计算加固区的地基变形,对墩下地基土的变形可按置换墩材料的压力扩散角计算传至墩下土层的附加应力,按 GB 50007 的有关规定计算确定;对饱和粉土地基,当处理后墩间土能形成 2.0m 以上厚度的硬层时,可按 9.2.11 的规定计算确定。

9.5.6 强夯置换法处理地基的施工应符合下列规定:

- a) 强夯置换夯锤底面形式宜采用圆形,夯锤底静接地压力值宜大于 80kPa,可取 100kPa~200kPa;
- b) 强夯置换施工应按下列步骤进行:
 - 1) 清理并平整施工场地,当表层土松软时可铺设一层厚度为 1.0m~2.0m 的砂石施工垫层;
 - 2) 标出夯点位置,并测量场地高程;

- 3) 起重机就位，夯锤置于夯点位置；
 - 4) 测量夯前锤顶高程；
 - 5) 夯击并逐击记录夯坑深度。当夯坑过深而发生起锤困难时停夯，向坑内填料直至与坑顶齐平，记录填料数量，如此重复直至满足规定的夯击次数及控制标准完成一个墩体的夯击。
当夯点周围软土挤出影响施工时，应随时清理，并在夯点周围铺垫碎石，继续施工；
 - 6) 按照“由内而外，隔行跳打”的原则，完成全部夯点的施工；
 - 7) 推平场地，用低能量满夯，将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程；
 - 8) 铺设垫层，并分层碾压密实。
- 9.5.7 强夯和强夯置换施工时，起吊夯锤的起重机械宜采用带有自动脱钩装置履带式起重机、专用施工机械或其他可靠的起重设备，夯锤的质量不应超过起重机械额定起重质量。采用履带式起重机时，可在臂杆端部设置辅助门架，或采取其他安全措施，防止起落锤时机架倾覆。
- 9.5.8 当场地表层土软弱或地下水位较高，夯坑底积水影响施工质量时，宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的砂石材料的施工措施。施工时地下水位宜低于坑底面以下 2m。坑内或场地积水应及时排除，对细颗粒土，尚应采取晾晒等措施降低含水率。当地基土的含水率低，影响处理效果时，宜采取增湿措施。
- 9.5.9 施工前应查明影响范围内地下构筑物和地下管线的位置及标高等，并采取必要措施予以保护，以免因施工而造成损坏。
- 9.5.10 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，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。
- 9.5.11 施工过程中的监测工作应符合下列规定：
- a) 开夯前应检查夯锤质量和落距，以确保单击夯击能量符合设计要求；
 - b) 在每一遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏差或漏夯应及时纠正；
 - c) 按设计要求检查每个夯点的夯击次数、每击的夯沉量、最后两击的平均夯沉量和总夯沉量、夯点施工起止时间；对强夯置换尚应检查置换深度；
 - d) 施工过程中应对各项参数及情况进行详细记录。
- 9.5.12 强夯和强夯置换施工结束后应根据地基土的性质及所采用的施工工艺，待土层休止期结束后再进行基础施工。
- 9.5.13 强夯处理后的地基竣工验收，承载力检验应根据静载试验、其他原位测试和室内土工试验等方法综合确定。强夯置换法后的地基竣工验收，除应采用单墩静载试验进行承载力检验外，尚应采用动力触探等查明置换墩着底情况及密度随深度的变化情况。
- 9.5.14 强夯法和强夯置换法处理地基的质量检验应符合下列规定：
- a) 检查施工过程中的各项测试数据和施工记录，不符合设计要求时应补夯或采取其他有效措施；
 - b) 强夯处理后的地基竣工验收承载力检验，应在施工结束后间隔一定时间进行，对于碎石土和砂土地基，其间隔时间可取 7 天~14 天；粉土和黏性土地基可取 14 天~28 天。强夯置换地基间隔时间可取 28 天；
 - c) 强夯地基均匀性检验，可采用动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验等原位测试，以及室内土工试验。检验点的数量应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑物，每个建筑地基每 400m²宜布置一个检测点，且不应少于 3 点；对于复杂场地或重要建筑地基，每 300m²宜布置一个检验点，且不应少于 3 点。强夯置换地基可采用超重型或重型动力触探试验等方法，检查置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化，检验数量不应少于墩点数的 3%，且不应少于 3 点；
 - d) 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，每个建筑地基静载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。强夯置换地基单墩静载试验检验数量不应少于墩点数的 1%，且不应少于 3 点；对饱和粉土地基，当处理后墩间土能形成 2.0m 以上厚度的硬层时，其地基承载力可通过现场单墩复合地基静载试验确定，检验数量不应少于墩点数的 1%，每个建筑静载试验检验点不应少于 3 点。

9.6 多桩型复合地基

9.6.1 多桩型复合地基适用于处理不同深度存在相对硬层的正常固结土，或浅层存在欠固结土、可液化土等特殊土，以及对地基承载力和变形要求较高的地基。

9.6.2 多桩型复合地基的设计应符合下列原则：

- a) 桩型及施工工艺的确定应考虑土层情况、承载力与变形控制要求、经济性、环境要求等综合因素；
- b) 对复合地基承载力贡献较大或用于控制复合土层变形的长桩，应选择相对较好的持力层；对处理欠固结土的增强体，其长度应穿越欠固结土层；对处理液化土的增强体，其长度宜穿过可液化土层；
- c) 当地基浅部存在软土或欠固结土时，宜先采用预压、压实、夯实、挤密等方法或低强度桩复合地基法等处理浅层地基，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理；
- d) 对可液化地基，可采用挤密碎石桩等处理液化土层，再采用有黏结强度桩进行处理的方案。

9.6.3 多桩型复合地基单桩承载力应采用静载试验确定，各桩型检测数量均不应少于 3 点；对施工扰动敏感的土层，应考虑后施工桩对已施工桩的单桩承载力的影响。

9.6.4 多桩型复合地基的布桩宜采用正方形或三角形间隔布置，刚性桩可在基础范围内布置，其他增强体桩位布置应满足填土地基、液化土地基对不同性质土处理范围的要求。

9.6.5 多桩型复合地基垫层的厚度宜根据构成复合地基的各桩的类型选取，对桩身强度较高的刚性桩与其他材料增强体组合的复合地基，垫层厚度宜取刚性桩直径的 1/2。

9.6.6 多桩型复合地基承载力特征值应通过多桩复合地基静载试验确定，试验数量不应少于 3 点。初步设计时可采用以下方式估算：

- a) 由具有不同黏结强度的桩组合形成的多桩型复合地基，其承载力特征值可采用公式(47)计算：

$$f_{\text{spk}} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{\text{a1}}}{A_{\text{p1}}} + m_2 \frac{\lambda_2 R_{\text{a2}}}{A_{\text{p2}}} + \beta(1 - m_1 - m_2) f_{\text{sk}} \dots\dots\dots (47)$$

式中：

m_1 、 m_2 ——分别为桩1（黏结强度高的桩，以下同）、桩2的面积置换率；

λ_1 、 λ_2 ——分别为桩1、桩2的单桩承载力发挥系数，应由单桩复合地基静载试验按等变形准则或多桩复合地基静载试验确定，有地区经验时也可按地区经验确定，无经验时可参照表30取值；

R_{a1} 、 R_{a2} ——分别为桩1、桩2的单桩承载力特征值（kN）；

A_{p1} 、 A_{p2} ——分别为桩1、桩2的截面面积（ m^2 ）；

β ——桩间土承载力发挥系数，按地区经验确定，无经验时可取0.9~1.0；

f_{sk} ——处理后复合地基桩间土承载力特征值（kPa）。

表30 桩体承载力发挥系数取值

多桩复合地基类型	λ_1	λ_2
混凝土桩（桩1）+水泥土搅拌桩（桩2）	0.9~1.0	0.7~0.9
注：当桩1的桩端置于坚硬土层，桩顶未设置褥垫层或褥垫层厚度较薄时，表中数值取低值，否则取高值。		

- b) 由具有黏结强度桩与散体材料桩或石灰桩组合形成的复合地基承载力特征值可按公式(48)~(49)计算：

$$f_{\text{spk}} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{\text{al}}}{A_{\text{p1}}} + \beta [1 - m_1 + m_2 (n - 1)] f_{\text{sk}} \dots\dots\dots (48)$$

$$f_{\text{spk}} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{\text{al}}}{A_{\text{p1}}} + m_2 f_{\text{pk}} + [1 - m_1 - m_2] f_{\text{sk}} \dots\dots\dots (49)$$

式中：

λ_1 ——桩1的单桩承载力发挥系数，应由复合地基等变形准则确定，一般情况下可取1.0；

β ——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数，一般可取0.6~1.0；当桩1的桩端为坚硬土层时，取低值，桩顶未设置褥垫层或褥垫层厚度较薄时，取低值；

n ——仅由散体材料桩加固处理形成复合地基的桩土应力比；

f_{sk} ——仅由散体材料桩或石灰桩加固处理后桩间土承载力特征值（kPa）；

f_{pk} ——石灰桩桩身抗压强度比例界限值（kPa）；

m_1 ——有黏结强度桩的面积置换率；

m_2 ——散体材料桩或石灰桩的面积置换率。

- c) 当桩1为混凝土桩时，桩体强度应符合9.3.2的有关规定。

9.6.7 多桩型复合地基面积置换率应根据基础面积与该面积范围内实际的桩1、桩2布桩数分别进行计算，当基础面积较大时，也可以单元面积置换率替代。

9.6.8 多桩型复合地基变形计算可按9.2.11的有关规定进行，复合土层的压缩模量计算可按下列要求进行：

- a) 具有黏结强度增强体的长桩型和短桩型所形成的复合加固区、短桩桩端至长桩桩端加固区的地基土模量提高系数分别按公式(50)~(51)计算：

$$\zeta_1 = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \dots\dots\dots (50)$$

$$\zeta_2 = \frac{f_{\text{spk1}}}{f_{\text{ak}}} \dots\dots\dots (51)$$

式中：

f_{spk} 、 f_{spk1} ——分别为由长桩型和短桩型处理形成的复合地基承载力特征值和仅由长桩型处理形成的复合地基承载力特征值（kPa）；

ζ_1 、 ζ_2 ——分别为由长桩型和短桩型处理形成的复合地基承载力提高系数和仅由长桩型处理形成的复合地基承载力提高系数；

f_{ak} ——天然地基承载力特征值 (kPa)。

- b) 对由具有黏结强度的桩与散体材料桩组合处理后的复合土层,地基土模量提高系数按公式(52)计算。

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{spk2}} [1 + m_2(n-1)]\alpha \dots\dots\dots (52)$$

式中:

f_{spk2} ——仅由散体材料桩处理形成的复合地基承载力特征值 (kPa);

α ——处理后桩间土承载力调整系数, $\alpha = f_{sk} / f_{ak}$;

m_2 ——散体材料桩的面积置换率。

9.6.9 复合地基变形计算深度应大于复合土层的厚度,并应满足 GB 50007 中地基变形计算深度的有关规定。

9.6.10 多桩型复合地基的施工应符合下列原则:

- a) 对需要处理液化的地基,应先施工消除液化的增强体;
- b) 应采取措施降低或减小后施工增强体对已施工增强体的质量和承载力的影响。

9.6.11 多桩型复合地基的质量检测应符合下列规定:

- a) 竣工验收时,多桩型复合地基承载力检测应采用多桩型复合地基静载试验和单桩静载试验,复合地基载荷板尺寸应按多桩复合单元面积确定;
- b) 多桩复合地基静载试验的数量对每一单体工程不应少于 3 点,单桩静载试验检测数量对每一单体工程不应少于总桩数的 1%,且不应少于 3 根;
- c) 增强体施工质量检测,对散体材料增强体的检测数量不应少于其桩数的 2%,对具有黏结强度的增强体的完整性检测数量不应少于其桩数的 30%。

10 山区地基

10.1 一般规定

10.1.1 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:

- a) 建设场区内,在自然条件下,有无滑坡不良地质现象,有无影响场地稳定性的断层、破碎带;
- b) 在建设场地周围,有无不稳定的边坡;
- c) 施工过程中,因挖方、填方、堆载和卸载等对山坡稳定性的影响;
- d) 地基内岩石厚度及空间分布情况、基岩面的起伏情况、有无影响地基稳定性的临空面;
- e) 建筑地基的不均匀性;
- f) 岩溶、土洞的发育程度,有无采空区;
- g) 出现危岩崩塌、泥石流等不良地质现象的可能性;
- h) 地表水、地下水对建筑地基和建设场区的影响。

10.1.2 受滑坡、泥石流、崩塌等严重地质灾害威胁的地带不宜选作建筑场地。处于不稳定斜坡地段未经可靠整治不应作为建筑场地。

10.1.3 山区建设工程的总体规划,应根据使用要求、地形地貌合理布置。竖向设计宜结合地形考虑,避免大填大挖。主体建筑应布置在较好的地基上,使地基条件满足上部结构要求。

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

10.1.5 由于建设工程改变斜坡的自然平衡条件而影响其稳定或江、河、湖水涨落影响边坡稳定时,地

基基础设计应同时考虑边坡加固。

10.1.6 同一建筑及相邻建筑物基础的基础底面高差应根据地形、地貌及地基条件，经地基稳定验算后确定。必要时可采取支挡措施解决基底高差问题。

10.1.7 岩石地基的承载力特征值应按 7.2.6、附录 H、附录 B 及岩石地基载荷试验确定，初步设计时可按附录 D 表 D.1 估算。

10.1.8 基岩面坡度较大，不宜设置沉降缝分隔且开挖深度受限制时的建筑地基，可采用墩基过渡型式。在满足变形控制的条件下也可采用大直径桩。

10.2 勘察要求

10.2.1 在山区建设时详勘阶段岩土工程勘察工作除应符合 GB 50021 及第 5 章的相关要求外，尚应符合以下要求：

- a) 查明山区建设场地稳定性和工程建设适宜性；查明不良地质作用和地质灾害类型、分布、稳定性等；调查地表水、地下水的影响；调查地下水的汇水面积；
- b) 应查明基岩的岩性、结构、构造、岩面变化、风化程度，确定其坚硬程度、完整程度和基本质量等级，查明临空面、破碎带、软弱岩层、破碎岩体、洞穴及充填等情况；
- c) 查明特殊性岩土性质、特征及分布范围；
- d) 对岩土组合地基，应查明岩土交界面展布方向（单倾斜面、相向倾斜面、相反倾斜面）及微地貌特征；应查明对工程有影响的石芽或大块孤石的出露范围、规模；查明溶沟、溶槽发育情况；
- e) 抗震设防烈度为 7 度的重大工程场地，应进行活动性断裂勘察，查明活动性断裂分布和类型，分析其活动性和地震效应，评价断裂对工程建设可能产生的影响，并提出处理方案建议。

10.2.2 山区地基岩土工程分析评价和勘察报告除应符合 GB 50021 外，尚应符合以下要求：

- a) 评价山区地基的稳定性、均匀性，当地基岩土压缩性差异较大时，应评价对地基变形的影响，必要时应估算差异沉降；
- b) 根据土岩组合地基基岩顶面的倾斜类型，评价对地基不均匀变形的影响；
- c) 位于边坡坡顶或邻近边坡下的建筑物应评价边坡的整体稳定性；根据边坡的稳定性提出建筑物离坡肩或坡脚的安全距离的建议或措施；
- d) 评价地表水、地下水作用对建设场地和地基基础的影响；
- e) 预测在施工过程中由于挖方、填方、堆载或卸载等对建设场地稳定性的影响，并提出预防措施的建议；
- f) 评价滑坡、崩塌、泥石流、岩溶等不良地质作用及地质灾害对工程建设的影响，并提出防治措施的建议。

10.2.3 山区边坡勘察除应符合 GB 50330 有关规定外，尚应符合以下要求：

- a) 应先进行地形、地貌及工程地质测绘和调查。边坡勘探应采用钻探（直孔、斜孔）、坑（井）探、槽探等方法，勘探点深度应进入最下层潜在滑动面 2.0m~5.0m。对于复杂重要的边坡工程可辅以洞探。位于岩溶发育区的边坡除采用上述方法外，必要时可采用物探；
- b) 边坡剖面图应能反映边坡全貌。每一单独边坡段应有勘探线、勘探点控制；
- c) 对建筑物安全有影响的边坡，应查明可能的滑动面、可能破坏模式，提供有关边坡稳定计算参数，进行边坡现状和建筑物建成后边坡稳定性分析评价；对不稳定边坡提出治理措施和监测方案的建议；
- d) 分析边坡开挖对坡上或坡下邻近建筑物、道路、市政管线稳定性影响，提出应采取的措施的建议；
- e) 对于抗震设防烈度为 7 度的场地，应评价地震引发崩塌、滑坡等地质灾害的可能性，并提出地质灾害防治措施建议。

10.3 岩石地基

10.3.1 岩石地基基础设计应符合下列规定：

- a) 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；
- b) 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，且两种或多种岩体变形模量差异达 2 倍及 2 倍以上，应进行地基变形验算；
- c) 地基主要受力层深度内存在软弱下卧岩层时，应考虑软弱下卧层的影响进行地基承载力、变形和稳定性验算；
- d) 当基岩面起伏较大，且均使用岩石地基时，同一建筑物可以采用多种基础形式。同一基础可以放阶处理，但应满足稳定要求；
- e) 当基础附近有临空面时，应验算基础稳定性，存在不稳定临空面时，应根据具体情况，采取加大基础埋深，增设抗滑构件等措施；
- f) 高层建筑基础嵌入硬质岩石时，宜在基础周边及底面设置砂质或其他材料褥垫层，垫层厚度可取 50mm~100mm，不宜采用肥槽填充混凝土的做法。

10.3.2 对处于断层破碎带范围内的地基、因爆破施工造成岩石松动破碎的地基，宜适当降低承载力特征值并加大基础埋深。需要对岩石进行爆破时，应采用控制爆破。

10.3.3 地基中有软硬交替的岩层时，应采取在硬层分布区设褥垫或在软层分布区超挖回填混凝土等措施，减少不均匀沉降。

10.3.4 对遇水易软化或膨胀的岩石地基，应采取防水、止水措施，缩短暴露时间，必要时宜降低地基承载力特征值。

10.3.5 对岩层面（或软弱结构面）倾角小于边坡坡角的顺向坡，地基基础设计时应进行沿层面（或软弱结构面）滑动稳定性的验算。在确定基础埋深时，应考虑相邻基础之间的相互影响。

10.3.6 对承受上拔力或较大水平力的基础或需要抗浮的基础，可采用岩石锚杆等予以锚固。

10.4 土岩组合地基

10.4.1 建筑地基的主要受力层范围内，如遇下列情况之一者，属于土岩组合地基：

- a) 下卧基岩表面坡度较大；
- b) 石芽密布并有出露；
- c) 大块孤石或个别石芽出露。

10.4.2 石芽密布并有出露的地基，当石芽间距小于 2m，其间为硬塑或坚硬状态的黏性土时，对于六层和六层以下的砌体承重结构、三层和三层以下的框架结构或具有 15t 和 15t 以下吊车的单层排架结构，其基底压力小于 200kPa 时，可不作地基处理。如不能满足上述要求，可利用经检验稳定性可靠的石芽做支墩式基础，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。

10.4.3 对于大块孤石或个别石芽出露的地基，如土层承载力特征值大于 150kPa、房屋为单层排架结构或一、二层砌体承重结构时，宜在基础与岩石接触部位采用褥垫进行处理。对于多层砌体承重结构，应根据土质情况，结合 10.4.5、10.4.6 的规定综合处理。

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

- a) 中砂、粗砂 0.87 ± 0.05 ；
- b) 土夹石（其中碎石含量为 20%~30%） 0.70 ± 0.05 。

10.4.5 当建筑物对地基变形要求较高或地质条件比较复杂不宜按 10.4.2、10.4.3 有关规定进行地基处理时，可适当调整建筑平面位置，也可采用墩基、桩基或梁、拱跨越等处理措施。

10.4.6 在地基压缩性相差较大的部位，宜结合建筑平面形状、荷载条件设置沉降缝。沉降缝宽度按 8.3.2 确定。

10.5 岩土边坡治理

10.5.1 在建设场区内，由于施工或其他因素的影响有可能诱发滑坡、崩塌等地质灾害的地段，应采取可靠的预防措施。对具有发展趋势并威胁建（构）筑物安全使用的滑坡与崩塌，应采取处置措施消除隐患。

10.5.2 建筑边坡（包括土质边坡和岩质边坡）工程的设计工作年限不应低于被保护的建（构）筑物设计工作年限。

10.5.3 边坡工程应按其损坏后可能造成的破坏后果（危及人的生命、造成经济损失、产生社会不良影响）的严重性、边坡类型和坡高等因素，根据表 31 确定安全等级。岩质边坡的岩体分类应符合表 32 的规定。岩质边坡岩体完整程度划分应符合表 33 的规定。

表31 边坡工程安全等级

边坡类型		边坡高度 H /m	破坏后果	安全等级
岩质边坡	岩体类型为 I 或 II 类	$H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
	岩体类型为 III 或 IV 类	$15 < H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
		$H \leq 15$	很严重	一级
严重	二级			
不严重	三级			
土质边坡	$10 < H \leq 15$	很严重	一级	
		严重	二级	
	$H \leq 10$	很严重	一级	
		严重	二级	
		不严重	三级	
注1：一个边坡工程的各段，可根据实际情况采用不同的安全等级；				
注2：对危害性极严重、环境和地质条件复杂的特殊边坡工程，其安全等级应根据工程情况适当提高；				
注3：很严重：造成重大人员伤亡或财产损失；严重：可能造成人员伤亡或财产损失；不严重：可能造成财产损失。				

表32 岩质边坡的岩体分类

边坡岩体类型	判定条件			
	岩体完整程度	结构面结合程度	结构面产状	直立边坡自稳能力
I	完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合 线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	30m高的边坡长期稳定，偶有掉块
II	完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合 线倾角 $27^\circ \sim 75^\circ$	15m高的边坡稳定， 15m~30m高的边坡 欠稳定
	完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合 线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	

表 32 岩质边坡的岩体分类（续）

边坡岩体类型	判定条件			直立边坡自稳能力
	岩体完整程度	结构面结合程度	结构面产状	
II	较完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	边坡出现局部塌落
III	完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $27^\circ \sim 75^\circ$	8m高的边坡稳定， 15m高的边坡欠稳定
	较完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $27^\circ \sim 75^\circ$	
	较完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	
	较破碎	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	
	较破碎 (碎裂镶嵌)	结构面结合良好或一般	结构面无明显规律	
IV	较完整	结构面结合差或很差	外倾结构面以层面为主，倾角多为 $27^\circ \sim 75^\circ$	8m高的边坡不稳定
	较破碎	结构面结合一般或差	外倾结构或外倾不同结构的组合线倾角 $27^\circ \sim 75^\circ$	
	破碎或极破碎	碎块间结合很差	结构面无明显规律	
<p>注1：表中结构面指原生结构面和构造结构面，不包括风化裂隙；</p> <p>注2：表中外倾结构面系指倾向与坡向的夹角小于30°的结构面；</p> <p>注3：表中不包括全风化基岩；全风化基岩可视为土体；</p> <p>注4：I类岩体为软岩，应降为II类岩体；I类岩体为较软岩且边坡高度大于15m时，可降为II类；</p> <p>注5：当地下水发育时，II、III类岩体可根据具体情况降低一档；</p> <p>注6：强风化岩应划为IV类；完整的极软岩可划为III类或IV类；</p> <p>注7：当边坡岩体较完整、结构面结合差或很差、外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角$27^\circ \sim 75^\circ$；结构面贯通性差时，可划为III类；</p> <p>注8：当有贯通性较好的外倾结构面时应验算该结构面破坏的稳定性。</p>				

表 33 岩质边坡岩体完整程度划分

岩体完整程度	结构面发育程度		结构类型	完整性指数 K_v	岩体体积结构面数
	组数	平均间距/m			
完整	1~2	>1.0	整体状	>0.75	<3
较完整	2~3	$1.0 \sim 0.3$	厚层状结构、块状结构、层状结构和镶嵌碎裂结构	$0.75 \sim 0.35$	3~20
不完整	>3	<0.3	裂隙块状结构、碎裂结构、散体结构	<0.35	>20
<p>注1：结构类型的划分应符合GB 50021的有关规定；镶嵌碎裂结构为碎裂结构中碎块较大且相互咬合、稳定性相对较好的一种类型；</p> <p>注2：岩体体积结构面数系指单位体积内的结构面数目（条/m^3）。</p>					

10.5.4 破坏后果很严重、严重的下列边坡工程，其安全等级应定为一级：

- a) 由外倾软弱结构面控制的边坡工程；

- b) 工程滑坡地段的边坡工程；
- c) 边坡塌滑区有重要建（构）筑物的边坡工程。
- 10.5.5 边坡支护结构设计时应进行下列计算和验算：
- a) 支护结构上的作用荷载计算；
- b) 支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、局部抗压承载力的计算；支护结构基础的地基承载力计算；
- c) 锚杆锚固体的抗拔承载力及锚杆杆体抗拉承载力的计算；
- d) 支护结构稳定性验算；
- e) 对边坡变形有控制要求的支护结构变形分析计算。
- 10.5.6 边坡塌滑区范围可按公式（53）估算：

$$L = \frac{H}{\operatorname{tg}\theta} \dots\dots\dots (53)$$

式中：

L ——边坡顶塌滑区边缘至坡底边缘的水平投影距离（m）；

H ——边坡高度（m）；

θ ——坡顶无荷载时边坡的破裂角（°）。对于直立土质边坡可取 $45^\circ + \varphi/2$ ，对斜面土质边坡，可取 $(\beta + \varphi)/2$ ， φ 为土体的内摩擦角， β 为坡面与水平面夹角；对于岩质边坡可按 GB 50330 的有关规定确定。

10.5.7 岩体结构面抗剪强度指标的试验应符合 GB/T 50266 的有关规定。当无条件进行试验时，结构面的抗剪强度指标标准值在初步设计时可按表 34 并结合类似工程经验确定。

表34 结构面抗剪强度指标标准值

结构面类型		结构面结合程度	内摩擦角 φ (°)	黏聚力 c /MPa
硬性结构面	1	结合好	>35	>0.13
	2	结合一般	35~27	0.13~0.09
	3	结合差	27~18	0.09~0.05
软弱结构面	4	结合很差	18~12	0.05~0.02
	5	结合极差（泥化层）	<12	<0.02

注1：除表中1、5项外，结构面两壁岩性为极软岩、软岩时取表中较低值；

注2：取值时应考虑结构面的贯通程度；

注3：结构面浸水时取较低值；

注4：临时性边坡可取高值；

注5：已考虑结构面的时间效应；

注6：未考虑结构面参数在施工期和运行期受其它因素影响发生的变化，当判定为不利因素时，可进行适当折减。

10.5.8 岩体结构面的结合程度可按表 35 确定。

表35 结构面的结合程度

结合程度	结合状况	起伏粗糙程度	结构面张开度/mm	充填状况	岩体状况
结合良好	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤3	胶结	硬岩或较软岩
结合一般	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	3~5	胶结	硬岩或较软岩
	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤3	胶结	软岩

表 35 结构面的结合程度（续）

结合程度	结合状况	起伏粗糙程度	结构面张开度/mm	充填状况	岩体状况
结合一般	分离	起伏粗糙	≤3（无充填时）	无充填或岩块、岩屑充填	硬岩或较软岩
结合差	分离	起伏粗糙	≤3	干净无充填	软岩
	分离	平直光滑	≤3（无充填时）	无充填或岩块、岩屑充填	各种岩层
	分离	平直光滑	—	岩块、岩屑夹泥或附泥膜	各种岩层
	分离	平直光滑、略有起伏	—	泥质或泥夹岩屑充填	各种岩层
	分离	平直很光滑	≤3	无充填	各种岩层
结合极差	结合极差	—	—	泥化夹层	各种岩层
<p>注1：起伏度：当$R_a \leq 1\%$，平直；$1\% < R_a \leq 2\%$时，略有起伏，$2\% < R_a$时为起伏，其中$R_a = A/L$，A为连续结构面起伏幅度（cm），L为连续结构面取样长度（cm），测量范围L一般为1.0m~3.0m；</p> <p>注2：粗糙度：很光滑，感觉非常细腻如镜面；光滑，感觉比较细腻，无颗粒感觉；较粗糙，可以感觉到一定的颗粒状；粗糙，明显感觉到的颗粒状。</p>					

10.5.9 当无试验资料和缺少当地经验时，天然状态或饱和状态岩体内摩擦角标准值可根据天然状态或饱和状态岩块的内摩擦角标准值结合边坡岩体完整程度按表 36 中系数折减确定。

表36 边坡岩体内摩擦角的折减系数

边坡岩体完整程度	内摩擦角的折减系数
完整	0.95~0.90
较完整	0.90~0.85
较破碎	0.85~0.80
<p>注1：残积土层可按成份相同的土层考虑；</p> <p>注2：强风化基岩可根据地方经验进行适当折减。</p>	

10.5.10 边坡岩体等效内摩擦角宜按当地经验确定。当缺乏当地经验时，可按表 37 取值。

表37 边坡岩体等效内摩擦角标准值

边坡岩体类型	I	II	III	IV
等效内摩擦角 φ_e (°)	$\varphi_e > 72$	$72 \geq \varphi_e > 62$	$62 \geq \varphi_e > 52$	$52 \geq \varphi_e > 42$
<p>注1：适用于高度为不大于30m的边坡。当高度大于30m时，应做专门研究；</p> <p>注2：边坡高度较大时宜取较小值；高度较小时宜取较大值；当边坡岩体变化较大时，应按同等高度段分别取值；</p> <p>注3：已考虑时间效应，对于II、III、IV类岩质临时边坡可取表中上限值，I类岩质临时边坡可根据岩体强度及岩体完整程度取大于72°的数值；</p> <p>注4：适用于完整、较完整的岩体；破碎、较破碎的岩体可根据地方经验在表中数值的基础上适当折减。</p>				

10.5.11 边坡稳定性计算应根据不同的工况选择相应的抗剪强度指标。土质边坡按水土合算原则计算时，地下水位以下宜采用土的饱和自重固结不排水抗剪强度指标；按水土分算原则计算时，地下水位以下宜采用土的有效抗剪强度指标。

10.5.12 填土边坡的力学参数宜根据试验并结合当地经验确定。试验方法应根据工程要求、填料的性质和施工质量等确定，试验条件应尽可能接近实际状况。

10.5.13 土质边坡抗剪强度试验方法的选择应符合下列规定：

- a) 根据坡体内的含水状态选择天然或饱和状态的抗剪强度试验方法；

- b) 用于土质边坡,在计算土压力和抗倾覆计算时,对黏土、粉质黏土宜选择直剪固结快剪或三轴固结不排水剪,对粉土、砂土和碎石土宜选择有效应力强度指标;
- c) 用于土质边坡计算整体稳定、局部稳定和抗滑稳定性时,对一般的黏性土、砂土和碎石土,按 10.5.13 b) 相同的试验方法,但对饱和软黏性土,宜选择直剪快剪、三轴不固结不排水试验或十字板剪切试验。
- 10.5.14 抗震设防烈度为 7 度的地区,永久边坡应按现行标准的规定进行抗震计算,6 度区可不进行抗震计算,但应采取抗震构造措施。
- 10.5.15 坡顶有重要建筑物的边坡设计应符合 GB 50330 的相关规定。
- 10.5.16 岩质边坡的侧向岩石压力和破裂角计算应符合下列规定:
- a) 对无外倾结构面的岩质边坡,以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法计算侧向岩石压力;对坡顶无建筑荷载的永久边坡和坡顶有建筑荷载的临时边坡,破裂角按 $45^\circ + \varphi/2$ 确定, I 类岩体边坡可取 75° 左右;坡顶无建筑荷载的临时边坡的破裂角, I 类岩体边坡取 82° , II 类岩体边坡取 72° , III 类岩体边坡取 62° , IV 类岩体边坡取 $45^\circ + \varphi/2$;
- b) 当有外倾硬性结构面时,应按 GB 50330 的相关规定计算岩石压力;
- c) 当边坡沿外倾软弱结构面破坏时,侧向岩石压力按 GB 50330 的相关规定计算,破裂角取该外倾结构面的倾角,同时应按 10.5.16 a) 进行验算。
- 10.5.17 对拟布置建筑物的斜坡应进行稳定性分析。边坡稳定性计算方法,根据边坡类型和可能的破坏形式,可按下列原则确定:
- a) 土质边坡、极软岩质边坡、破碎或极破碎岩质边坡,可采用圆弧滑动面法计算;
- b) 对可能产生平面滑动的边坡可采用平面滑动面法计算;
- c) 对可能产生折线滑动的边坡可采用折线滑动面法计算;
- d) 对结构复杂的岩质边坡,可配合采用赤平极射投影法和实体比例投影法分析,并采用三维刚体平衡法计算;
- e) 当边坡破坏机制复杂时,宜结合数值方法进行分析;
- f) 边坡稳定性分析的岩土指标,应采用试验和反算相结合的方法选取;
- g) 边坡稳定安全系数应满足表 38 规定的要求,否则应对边坡进行处理。

表38 边坡稳定安全系数

边坡类型		安全等级		
		一级	二级	三级
永久边坡	一般工况	1.35	1.30	1.25
	地震工况	1.15	1.10	1.05
临时边坡		1.25	1.20	1.15
<p>注1: 表列各种计算应符合GB 50330的有关规定,计算时应考虑拟建建筑物的荷载,并考虑开挖暴露后岩土性质改变、强度下降的可能性;</p> <p>注2: 对地质条件很复杂或破坏后果严重的边坡工程,其稳定安全系数宜适当提高。</p> <p>注3: 7度区的永久边坡应进行地震工况边坡稳定性校核,表中的安全系数仅适用于坍塌区内无重要建(构)筑物的边坡。</p>				

- 10.5.18 岩土边坡治理方法可根据不同情况按下列原则确定:
- a) 当场地宽敞时,宜优先采用坡率法;
- b) 土质边坡高度不大于 8m,岩质边坡高度不大于 10m 时可采用重力式挡墙或扶壁式挡墙,后填土支挡可采用扶壁衡重式挡墙、锚锭板挡墙或土工格栅加筋挡墙;

- c) 对场地狭小、高度较大、变形控制要求严格的边坡可采用排桩式锚杆挡墙、板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙；
- d) 滑坡防治可采用排水、卸载、反压、支挡等综合措施。

10.5.19 岩、土质边坡坡率允许值应根据当地经验确定。当土质均匀良好、地下水贫乏、无不良地质现象时，土质边坡坡率允许值可按表 39 确定；岩质边坡坡率允许值可按表 40 确定；边坡较高时宜分级放坡，分级放坡时应验算边坡整体稳定性和各级边坡稳定性；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。

表39 土质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状 态	坡率允许值（高宽比）	
		坡高小于5m	坡高5m~10m
碎石土	密实	1: 0.35~1: 0.50	1: 0.50~1: 0.7
	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

表40 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≤H<15m	15m≤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: 1.0		

注1：表中H为边坡高度；
 注2：IV类强风化包括各类风化程度的极软岩；
 注3：采取坡面保护措施或破坏后果不严重时可取较大坡率值；
 注4：本表不适合于由外倾软弱结构面控制的边坡和倾倒崩塌型破坏的边坡。

10.5.20 重力式挡墙类型应根据使用要求、地形和施工条件综合考虑确定，挡土高度不宜大于 8m，岩质边坡不宜大于 10m。对岩质边坡和挖方形成的土质边坡宜采用仰斜式，高度较大的土质边坡宜采用衡重式或仰斜式。挡墙施工中开挖土石方危及相邻建筑物安全的边坡不应采用重力式挡墙。

10.5.21 作用于挡土墙背的主动土压力应按公式（54）进行计算：

$$E_a = \psi_c \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a \dots\dots\dots (54)$$

式中：

E_a ——主动土压力合力（kN/m）；

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

8m 时宜取 1.2;

γ ——墙背土的重度 (kN/m^3);

h ——挡土结构的高度 (m);

k_a ——主动土压力系数, 按公式 (55) 计算, 其中 f_1 按公式 (56) 计算, f_2 按公式 (57) 计算, f_3 按公式 (58) 计算, f_4 按公式 (59) 计算, k_q 按公式 (60) 计算, η 按公式 (61) 计算;

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} (f_1 + f_2 - f_3 \cdot f_4) \dots\dots\dots (55)$$

$$f_1 = k_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)] \dots\dots\dots (56)$$

$$f_2 = 2\eta \sin \alpha \cos \varphi \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) \dots\dots\dots (57)$$

$$f_3 = 2\sqrt{k_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \dots\dots\dots (58)$$

$$f_4 = \sqrt{k_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \dots\dots\dots (59)$$

$$k_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma h \sin(\alpha + \beta)}; \dots\dots\dots (60)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \dots\dots\dots (61)$$

式中:

q ——地表均布荷载 (kN/m^2), 以单位水平投影面上的荷载强度计;

c ——土的黏聚力 (kPa);

φ ——土的内摩擦角 ($^\circ$);

δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角 ($^\circ$), 可按表 41 选用;

β ——填土表面与水平面的夹角 ($^\circ$);

α ——支挡结构墙背与水平面的夹角 ($^\circ$);

θ ——滑裂面与水平面的夹角 ($^\circ$).

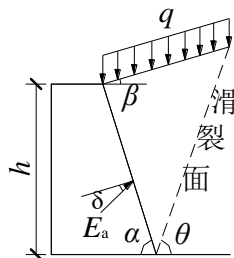


图3 挡土墙背土压力计算简图

表41 土对挡土墙背的摩擦角 δ

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

注: ϕ_k 为墙背填土内摩擦角。

10.5.22 当挡土结构后缘有较陡峻的稳定岩石坡面, 岩坡的坡角 $\theta > 45^\circ \phi/2$ 时(图4), 应按公式(62) (有限范围填土) 计算土压力系数。

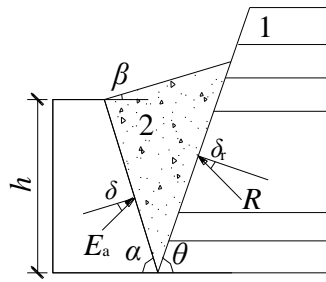


图4 有限范围填土土压力计算

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r) \sin(\theta - \beta)} \left[\frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha} - \eta \frac{\cos \delta_r}{\sin \alpha} \right] \dots\dots\dots (62)$$

式中:

θ ——稳定岩石坡面的倾角 ($^\circ$);

δ_r ——稳定岩石坡面与填土间的摩擦角 ($^\circ$), 根据试验确定。当无试验资料时可取 $\delta_r = (0.4 \sim 0.7) \phi_k$, ϕ_k 为填土内摩擦角标准值 ($^\circ$), 砂类土取高值。

10.5.23 重力式挡墙的抗滑稳定性应按公式(63) 验算, 其中 G_n 按公式(64) 计算, G_t 按公式(65) 计算, E_{at} 按公式(66) 计算, E_{an} 按公式(67) 计算, 计算简图见图5:

$$\frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \dots\dots\dots (63)$$

$$G_n = G \cos \alpha_0 \dots\dots\dots (64)$$

$$G_t = G \sin \alpha_0 \dots\dots\dots (65)$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \dots\dots\dots (66)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \dots\dots\dots (67)$$

式中:

G ——挡土墙每延米自重 (kN);

α_0 ——挡土墙基底的倾角 ($^\circ$);

α ——挡土墙墙背的倾角 ($^\circ$);

μ ——土对挡土墙基底的摩擦系数, 由试验确定, 也可按表42选用。

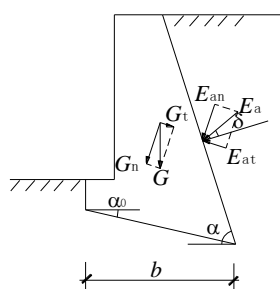


图5 挡土墙抗滑稳定性验算示意

表42 岩土对挡土墙基底的摩擦系数 μ

岩土类别		摩擦系数 μ
黏性土	可塑	0.20~0.25
	硬塑	0.25~0.30
	坚硬	0.30~0.40
粉土		0.25~0.35
中砂、粗砂、砾砂		0.35~0.40
碎石土		0.40~0.50
极软岩、软岩、较软岩		0.40~0.60
表面粗糙的坚硬岩、较硬岩		0.65~0.75

注：对易风化的软质岩、塑性指数大于22的黏性土及碎石土，基底摩擦系数应通过试验确定。

10.5.24 重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按公式(68)验算,其中 E_{ax} 按公式(69)计算, E_{az} 按公式(70)计算, x_f 按公式(71)计算, Z_f 按公式(72)计算,计算简图见图6:

$$\frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}Z_f} \geq 1.6 \dots\dots\dots (68)$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \dots\dots\dots (69)$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) \dots\dots\dots (70)$$

$$x_f = b - Z \cot \alpha \dots\dots\dots (71)$$

$$Z_f = Z - b \tan \alpha_0 \dots\dots\dots (72)$$

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)。

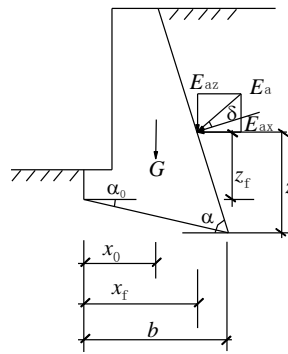


图6 挡土墙抗倾覆稳定性验算示意

10.5.25 块石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 400mm，混凝土挡土墙的墙顶宽度不宜小于 200mm。应每隔 10m~20m 设置一道伸缩缝。墙身应布置适当数量的泄水孔，在墙背泄水孔附近应设反滤层。其余构造设计应符合 GB 50007 和 GB 50330 的有关规定。

10.5.26 各类锚杆挡墙、岩石喷锚支护可按 GB 50007 及 GB 50330 的有关规定进行设计。

10.5.27 永久边坡的支护排桩桩身混凝土、配筋应符合第 12 章的相关规定。一、二级安全等级永久边坡的排桩应进行桩身抗裂验算及变形验算。各级临时边坡的变形允许值应符合 DB42/T 159 的有关规定。永久边坡变形允许值应根据使用要求、支护类型、环境条件等综合考虑。

10.5.28 采用排桩支护的一级、二级永久边坡，排桩应全数进行低应变检测，钻芯检测数量不应少于 3%且不应少于 3 根。有条件时宜进行单桩水平静载试验。其他安全等级的边坡，低应变检测数量不应少于总桩数的 30%。

10.5.29 下列边坡工程应进行专项论证：

- a) 边坡高度大于 30m 的岩质边坡；
- b) 边坡高度大于 15m 的土质边坡；
- c) 土、岩混合及地质环境条件复杂的边坡；
- d) 已有崩塌、滑坡的边坡；
- e) 周边已有永久性建（构）筑物与市政工程需要保护的边坡；
- f) 外倾结构面并有软弱夹层的边坡；
- g) 膨胀土边坡；
- h) 采用新结构、新技术的边坡。

10.6 压实填土地基

10.6.1 当利用压实填土作为建筑工程的地基持力层时，在平整场地前，应根据结构类型、填料性能和现场条件等，对拟压实的填土提出质量要求。未经检验查明以及不符合质量要求的压实填土，均不应作为建筑工程的地基持力层。

10.6.2 对于填土厚度大于 5m 或重大的填土工程，在施工前应选择试验场区，进行填方试验，取得填方参数，指导设计和施工。

10.6.3 压实填土地基设计前应具备详细的地形、地貌及岩土工程勘察资料。位于塘、沟、积水洼地等场地的填土，应查明地下水及地表水的排泄条件、地层软土的分布与性质。

10.6.4 在厚度较大的压实填土或厚薄不均的压实填土上进行建筑时，应查明压缩层的变形指标，进行沉降验算。高填方压实填土区不经二次处理不宜作为重要建筑物的建筑场地。设置在斜坡上的压实填土，应验算其稳定性。当天然地面坡度大于 20% 时，应采用防止压实填土可能沿坡面滑动的措施，并应避免雨水沿斜坡排泄。

10.6.5 当压实填土地基不能满足承载力和变形要求时，可采用其他地基处理方法综合治理。选择填料

时应考虑后续处理的可能性。

10.6.6 压实填土地基承载力特征值，应根据现场原位测试结果确定，并应符合下列规定：

- a) 对于地基基础设计等级为甲级、乙级的建筑物应采用载荷试验，结合静力、动力触探的方法进行测试，地基基础设计等级为丙级的建筑物可采用静力、动力触探进行测试；
- b) 地基基础设计等级为甲级的建筑物不宜以深厚填土作基础持力层；
- c) 初步设计时，对于压实的碎石、卵石预估的承载力特征值不宜大于 250kPa，压实的土夹石不宜大于 180kPa，压实的黏性土、粉土不宜大于 150kPa。

10.6.7 压实填土的填料，应符合下列规定：

- a) 级配良好的砂土或碎石土；
- b) 性能稳定的工业废料；
- c) 以砾石、卵石或块石作填料时，分层夯实时其最大粒径不宜大于 400mm；分层压实时其最大粒径不宜大于 200mm；
- d) 以粉质黏土、粉土作填料时，其含水率宜为最优含水率，可采用击实试验确定；
- e) 挖高填低或开山填沟的土料和石料，应符合设计要求；
- f) 不应使用淤泥、耕土、冻土、膨胀性土以及有机质含量大于 5% 的土。

10.6.8 压实填土的施工，应符合下列规定：

- a) 铺填料前，应清除或处理场地内填土层底面以下的耕土和软弱土层，对斜坡宜开挖形成 1:2（高宽比）台阶，分层压实；
- b) 分层填料的厚度、分层压实的遍数，应根据所选用的压实设备，通过试验确定；
- c) 在雨季、冬季进行压实填土施工时，应采取防雨、防冻措施，防止填料受雨水淋湿或冻结，并应采取措施防止出现“橡皮”土；
- d) 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。

10.6.9 压实填土的质量以压实系数 λ_c 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 43 的数值确定。

表43 压实填土的质量控制

结构类型	填土部位	压实系数 λ_c	控制含水率 (%)
砌体承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.97	$w_{op} \pm 2$
	在地基主要受力层范围以下	≥ 0.95	
排架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.96	
	在地基主要受力层范围以下	≥ 0.94	
注1：压实系数 λ_c 为压实填土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值， w_{op} 为最优含水率；压实系数采用轻型击实试验确定，道路工程采用重型击实试验确定。 注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。			

10.6.10 压实填土的最大干密度和最优含水率，宜采用击实试验确定，当无试验资料时，最大干密度可按公式 (73) 计算，当填料为碎石或卵石时，其最大干密度可取 $2100\text{kg}/\text{m}^3 \sim 2200\text{kg}/\text{m}^3$ 。

$$\rho_{dmax} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{op} d_s} \dots\dots\dots (73)$$

式中：

ρ_{dmax} —— 分层压实填土最大干密度；

η ——经验系数，粉质黏土取 0.96，粉土取 0.97；

ρ_w ——水的密度；

d_s ——土粒相对密度（比重）；

w_{op} ——填料的最优含水率。

10.6.11 压实填土的边坡允许值，应根据其厚度、填料性质等因素，按表 44 的数值确定。

表44 压实填土的边坡允许值

填料类别	压实系数 λ_c	边坡允许值（高宽比）			
		填土厚度 H/m			
		$H \leq 5$	$5 < H \leq 10$	$10 < H \leq 15$	$15 < H \leq 20$
碎石、卵石	0.94~0.97	1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
砂夹石（其中碎石、卵石占全重30%~50%）		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
土夹石（其中碎石、卵石占全重30%~50%）		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
粉质黏土、黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土		1:1.50	1:1.75	1:2.00	1:2.25

注：当压实填土厚度大于20 m时，可设计成台阶进行压实填土的施工。

10.6.12 当压实填土阻碍原地表水畅通排泄时，应根据地形修筑雨水截水沟，并采取防渗、防漏措施。

10.6.13 高填方压实填土宜采用高能压（振）实机械进行压实，或采用分层强夯进行夯实，压实系数不宜小于 0.95。高填方压实填土场地的高层建筑及对变形敏感的建筑物宜采用桩基等进行二次处理。

10.6.14 当利用厚度较大的压实填土作为天然地基的持力层时，建筑物的刚度应适当增加，长高比不应大于 2.5；同一结构单元的建筑物不应建在填土厚度差异较大的场地。

10.6.15 压实填土宜采用环刀法或核子密度仪进行分层检测。验收检测宜采用载荷试验配合静力触探、动力触探等原位测试方法进行承载力及填筑均匀性检测。载荷试验数量每单体建筑不应少于 3 点。

11 特殊土地基及特殊场地

11.1 膨胀土地基

11.1.1 勘探点的布置、孔深和土样采取除符合 GB 50021 有关规定外，尚应符合下列要求：

- 勘探点的布置及控制性钻孔深度应根据地形地貌条件和地基基础设计等级确定，钻孔深度不应小于大气影响深度，且控制性勘探孔不应小于 8m，一般性勘探孔不应小于 5m；
- 取原状土样的勘探点应根据地基基础设计等级、地貌单元和地基土胀缩等级布置，其数量不应少于勘探点总数的 1/2；详细勘察阶段，地基基础设计等级为甲级的建筑物，不应少于勘探点总数的 2/3，且不应少于 3 个勘探点；
- 采取原状土样应从地表下 1m 处开始，在 1m 至大气影响深度内每米取土样 1 件；土层有明显变化处，宜增加取土数量；大气影响深度以下，可适当加大取土间距。在大气影响深度内，每个控制性勘探孔均应采取 I、II 级土试样，取样间距不应大于 1.0m，在大气影响深度以下，取样间距可为 1.5m~2.0m；一般性勘探孔从地表下 1m 开始至 5m 深度内，可取 III 级土试样，测定天然含水量。
- 钻探时，不应向孔内注水。

11.1.2 初步勘察或详细勘察应采取适量的原状土样进行室内基本物理力学性质试验及自由膨胀率试验，初判为膨胀土时，应进行收缩试验和 50kPa 压力下的膨胀率试验，判定膨胀潜势和胀缩等级。膨胀土的膨胀潜势按表 45 分为三类；膨胀土地基的胀缩等级可根据地基分级变形量按表 46 分为三级。对膨

胀土应进行黏土矿物成分、体膨胀量和无侧限抗压强度试验。对各向异性膨胀土，应测定其不同方向的膨胀率、膨胀力和收缩系数。查明场地滑坡、地裂等不良地质作用，预估地下水位季节性变化的影响，并评价其危害程度。自由膨胀率试验方法应符合 GB 50112 的规定。

表45 膨胀土的膨胀潜势分类

自由膨胀率 δ_{ef} (%)	膨胀潜势
$40 \leq \delta_{ef} < 65$	弱
$65 \leq \delta_{ef} < 90$	中
$\delta_{ef} \geq 90$	强

表46 膨胀土地基的胀缩等级

地基分级变形量 /mm	等级
$15 \leq S_c < 35$	I
$35 \leq S_c < 70$	II
$S_c \geq 70$	III

注：地基分级变形量按公式（76）、（77）、（81）进行计算。

11.1.3 地基承载力特征值应考虑地基土吸水膨胀后强度衰减的可能性，可由载荷试验或其他原位测试、并结合工程实践经验等方法综合确定。

- a) 荷载较大的重要建筑物宜采用 GB 50112 现场浸水载荷试验、剪切试验或旁压试验综合确定；
- b) 已有大量试验资料和工程经验的地区，可按当地经验确定。

11.1.4 确定膨胀土地基上建筑物的基础埋置深度，应综合考虑下列条件：

- a) 场地类型；
- b) 膨胀土地基胀缩等级；
- c) 大气影响急剧层深度；
- d) 建筑物的结构类型；
- e) 作用在地基上的荷载大小和性质；
- f) 建筑物的用途，有无地下室、设备基础和地下设施，基础型式和构造；
- g) 相邻建筑物的基础埋深；
- h) 地下水的影响；
- i) 地基稳定性。

11.1.5 膨胀土地基上建筑物的基础埋置深度不应小于 1m。膨胀土地基稳定性验算时应计取水平膨胀力的作用。膨胀土地区建(构)筑物应采取预防胀缩变形的地基基础措施、建筑措施与结构措施。

11.1.6 平坦场地上的多层建筑物，以基础埋深为主要防治措施时，基础最小埋深不应小于大气影响急剧层深度；对于坡地，可按 11.1.7 确定。建筑物对变形有特殊要求时，应通过地基胀缩变形计算确定，必要时，尚应采取其他措施。

11.1.7 当坡地坡角为 $5^\circ \sim 14^\circ$ ，基础外边缘至坡肩的水平距离为 5m~10m 时，基础埋深（图 7）可按公式（74）确定：

$$d = 0.45 d_a + (10 - l_p)tg\beta + 0.30 \dots\dots\dots (74)$$

式中：

d ——基础埋置深度（m）；

- d_a ——大气影响深度 (m)；
- β ——设计斜坡坡角 ($^\circ$)；
- l_p ——基础外边缘至坡肩的水平距离 (m)。

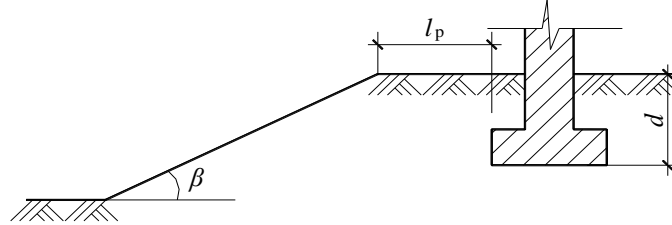


图7 坡地上基础埋深计算示意图

11.1.8 修正后的地基承载力特征值应按公式 (75) 计算：

$$f_a = f_{ak} + \gamma_m (d - 1.0) \dots \dots \dots (75)$$

式中：

- f_{ak} ——地基承载力特征值 (kPa)，按 11.1.3 的原则确定；
- γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m^3)，地下水位以下取浮重度。

11.1.9 膨胀土地基变形量，可按下列变形特征分别计算：

- a) 场地天然地表下 1m 处土的含水率等于或接近最小值 (按公式 (79) 计算， Δw_1 为零时的含水率) 时，或地面有覆盖且无蒸发可能时，以及建筑物在使用期间，经常有水浸湿的地基，可按膨胀变形量计算；
- b) 场地天然地表下 1m 处土的含水率大于 1.2 倍塑限含水率时，或直接受高温作用的地基，可按收缩变形量计算；
- c) 其他情况下按胀缩变形量计算。

11.1.10 地基土的膨胀变形量 (图 8) 应按公式 (76) 计算：

$$s_e = \psi_e \sum_{i=1}^n \delta_{epi} \cdot h_i \dots \dots \dots (76)$$

式中：

- s_e ——地基土的膨胀变形量 (mm)；
- ψ_e ——计算膨胀变形量的经验系数，宜根据当地经验确定，无可依据经验时，三层及三层以下建筑物可采用 0.6；
- δ_{epi} ——基础底面下第 i 层土在该层土的平均自重压力与对应于荷载效应准永久组合时的平均附加压力之和作用下的膨胀率 (用小数计)，由室内试验确定；
- h_i ——第 i 层土的计算厚度 (mm)；
- z_{en} ——膨胀变形计算深度。应根据大气影响深度确定，有浸水可能时可按浸水影响深度确定；
- n ——基础底面至计算深度内所划分的土层数。

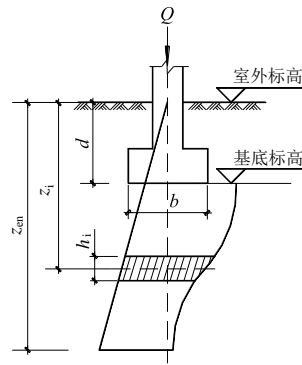


图8 地基土的膨胀变形计算示意图

11.1.11 地基土的收缩变形量应按公式 (77) 计算:

$$s_s = \psi_s \sum_{i=1}^n \lambda_{si} \cdot \Delta w_i \cdot h_i \dots\dots\dots (77)$$

式中:

s_s ——地基土的收缩变形量 (mm) ;

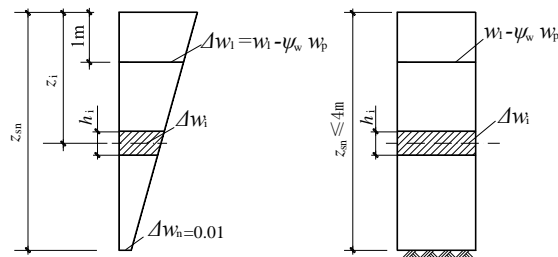
ψ_s ——计算收缩变形量的经验系数, 宜根据当地经验确定, 无可依据经验时, 三层及三层以下建筑物可采用 0.8;

λ_{si} ——基础底面下第 i 层土的收缩系数, 由室内试验确定, 试验方法应符合 GB 50112 的规定;

Δw_i ——地基土收缩过程中, 第 i 层土可能发生的含水率变化平均值 (以小数表示), 按公式 (78) 计算;

z_{sn} ——收缩变形计算深度。应根据大气影响深度确定; 当有热源影响时, 可按热源影响深度确定; 在计算深度内有稳定地下水位时, 可计算至水位以上 3m。

11.1.12 收缩变形计算深度内各土层的含水率变化值见图 9 a), 应按公式 (78) ~ (79) 计算。地表下 4m 深度内存在不透水基岩时, 可假定含水率变化值为常数, 见图 9 b)。



a) 含水率线性变化

b) 含水率为常数

图9 地基土收缩变形计算含水率变化示意图

$$\Delta w_i = \Delta w_1 - (\Delta w_1 - 0.01) \frac{z_i - 1}{z_{sn} - 1} \dots\dots\dots (78)$$

$$\Delta w_1 = w_1 - \psi_w w_p \dots\dots\dots (79)$$

式中：

Δw_i ——第*i*层土的含水率变化值（以小数表示）；

Δw_1 ——地表下1m处土的含水率变化值（以小数表示）；

w_1 、 w_p ——地表下1m处土的天然含水率和塑限（以小数表示）；

ψ_w ——土的湿度系数，在自然气候影响下，地表下1m处土层含水率可能达到的最小值与其塑限之比。

11.1.13 土的湿度系数应根据当地10年以上土的含水率变化确定，无资料时，可根据当地有关气象资料按公式（80）计算：

$$\psi_w = 1.152 - 0.726 \alpha - 0.00107 c \dots\dots\dots (80)$$

式中：

α ——当地9月至次年2月的月份蒸发力之和与全年蒸发力之比值（月平均气温小于0℃的月份不统计在内）；

c ——全年中干燥度大于1.0且月平均气温大于0℃月份的蒸发力与降水量差值之总和（mm），干燥度为蒸发力与降水量之比值。

11.1.14 大气影响深度应由各气候区土的深层变形观测或含水率观测及地温观测资料确定；无此资料时，可按表47及表48采用。

表47 大气影响深度

土的湿度系数 ψ_w	大气影响深度 d_a /m
0.6	5.0
0.7	4.0
0.8	3.5
0.9	3.0

注：大气影响急剧层深度可按表中大气影响深度乘以0.45采用。

表48 大气影响和影响急剧层深度

项 目	郟 阳	钟 祥	江陵荆州	武 汉
全年蒸发力之和 /mm	809.9	918.5	835.1	865.4
9月至次年2月的蒸发力之和 /mm	198.7	258.5	227.4	225
α	0.245	0.281	0.272	0.260
K. 大于1.0的月份的蒸发力减降水量差值的总和 C /mm	99.5	57.8	24.6	26.3
湿度系数 ψ_w	0.86	0.88	0.92~0.90	0.93~0.90
大气影响深度 d_a /m	3.20	3.10	3.00	3.00
大气影响急剧层深度 /m	1.45	1.40	1.35	1.35

11.1.15 地基土的胀缩变形量应按公式（81）计算：

$$s_{es} = \psi_{es} \sum_{i=1}^n (\delta_{epi} + \lambda_{si} \cdot \Delta w_i) h_i \dots\dots\dots (81)$$

式中：

s_{es} ——地基土的胀缩变形量（mm）；

ψ_{es} ——计算胀缩变形量的经验系数，宜根据当地经验确定，无可依据经验时，三层及三层以下可取0.7。

11.1.16 膨胀土地基变形量取值，应符合下列规定：

- 膨胀变形量应取基础的最大膨胀上升量；
- 收缩变形量应取基础的最大收缩下沉量；
- 胀缩变形量应取基础的最大胀缩变形量；
- 变形差应取相邻两基础的变形量之差；
- 局部倾斜应取砌体承重结构沿纵墙 6m~10m 内基础两点的变形量之差与其距离的比值。

11.1.17 建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。地基变形允许值应符合表 49 的规定。表中未包括的建筑物，应根据上部结构对地基变形的适应能力及功能要求确定。

表49 建筑物地基变形允许值

结构类型		相对变形		变形量/ <i>mm</i>
		种类	数值	
砌体结构		局部倾斜	0.001	15
房屋长度三到四开间及四角有构造柱或配筋砌体承重结构		局部倾斜	0.0015	30
工业与民用 建筑相邻柱 基	1 框架结构无填充墙时	变形差	0.001 1	30
	2 框架结构有填充墙时	变形差	0.0005 1	20
	3 当基础不均匀升降时不产生附加应力的结构	变形差	0.003 1	40
注：1为相邻柱基的中心距离（m）。				

11.1.18 位于坡地场地上的建筑物地基稳定性，应按下列规定进行验算：

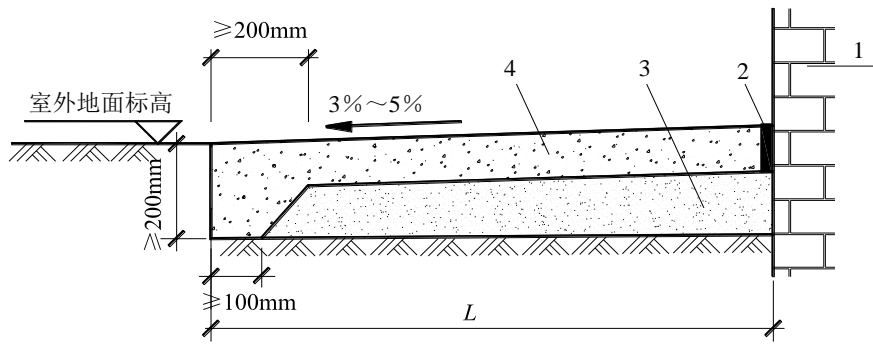
- 土质较均匀按圆弧滑动法验算；
- 土层较薄，土层与岩层间存在软弱层时，取软弱层面为滑动面进行验算；
- 层状构造的膨胀土，如层面与坡面斜交，且交角小于 45°时，应验算层面的稳定性。

11.1.19 地基稳定性安全系数可取 1.2。验算时，应考虑下列因素：

- 建筑物和堆料的荷载；
- 削坡卸荷时应力释放；
- 水平膨胀力；
- 土体吸水膨胀后强度的衰减。

11.1.20 建筑措施应符合下列要求：

- 在满足使用功能的前提下，建筑物的体型应力求简单；
- 建筑物宜置于膨胀土层厚度均匀，地形坡度小的地段；
- 建筑物宜避让胀缩性相差较大的土层，应避开地裂带，不宜建在地下水位升降变化大的地段，无法避免时，应采取设置沉降缝或提高建筑结构整体抗变形能力等措施；
- 建筑物在挖方与填方交界处或地基土显著不均匀处，建筑物平面转折部位、高度或荷重有显著差异部位及建筑结构或基础类型不同部位宜设置沉降缝；
- 屋面排水宜采用外排水，水落管不应设在沉降缝处，且其下端距散水面不应大于 300mm。建筑物场地应设置有组织的排水系统；
- 建筑物四周应设散水，并宜符合下列规定（构造做法见图 10）：



标引序号说明:

- 1——外墙;
- 2——交接缝;
- 3——垫层;
- 4——面层。

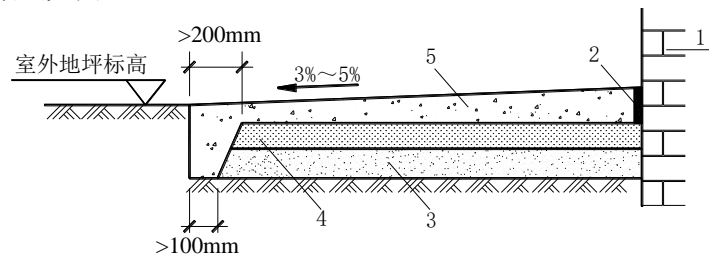
图10 散水构造示意图

- 1) 散水面层采用 C20 混凝土或沥青混凝土，垫层宜采用 2:8 灰土或三合土，厚度按表 50 选用；
- 2) 散水面层的伸缩缝间距不应大于 3m；
- 3) 散水最小宽度按表 50 选用。散水外缘应超出基槽 300mm，坡度为 3%~5%；
- 4) 散水与外墙的交接缝和散水之间的伸缩缝，均应填以柔性防水材料。

表50 散水构造尺寸

地基胀缩等级	散水最小宽度 L /m	面层厚度 /mm	垫层厚度 /mm
I	1.2	≥100	≥100
II	1.5	≥100	≥150
III	2.0	≥120	≥200

g) 平坦场地胀缩等级为 I 级、II 级的膨胀土地基，采用宽散水作为主要防治措施时，应符合下列规定（构造做法见图 11）：



标引序号说明:

- 1——外墙;
- 2——交接缝;
- 3——垫层;
- 4——隔热保温层;
- 5——面层。

图11 宽散水构造示意图

- 1) 面层可采用强度等级 C20 的混凝土或沥青混凝土，厚度不小于 100mm；

- 2) 隔热保温层可采用 1:3 石灰焦渣, 厚度 100mm~200mm;
 - 3) 垫层可采用 2:8 灰土或三合土, 厚度 100mm~200mm;
 - 4) 胀缩等级为 I 级的膨胀土地基宽散水宽度不应小于 2m, 胀缩等级为 II 级的膨胀土地基宽散水宽度不应小于 3m, 坡度宜为 3%~5%。
- h) 建筑物的室内地面设计应符合下列要求:
- 1) 对使用要求严格的地面, 可根据地基土的胀缩等级要求采取相应的设计措施。胀缩等级为 III 级的膨胀土地基和使用要求特别严格的地面, 可采取地面配筋或地面架空等措施。经常用水房间的地面应设防水层, 并保持排水通畅;
 - 2) 对使用要求不严格的工业与民用建筑地面, 可按一般方法进行设计;
 - 3) 大面积地面应做分格变形缝。地面、墙体、地沟、地坑和设备基础之间宜采用变形缝隔开。变形缝均应填嵌柔性防水材料。
- i) 建筑物周围的广场、场区道路和人行便道设计应符合下列要求:
- 1) 建筑物周围的广场、场区道路和人行便道的标高应低于散水外缘;
 - 2) 场区道路宜采用灰土上铺砌大块石及砂卵石垫层、沥青混凝土或沥青表面处置面层。路肩宽度不应小于 0.8m;
 - 3) 人行便道宜采用预制块铺设, 并宜与房屋散水相连接;
 - 4) 广场应设置有组织的截、排水系统。
- 11.1.21 结构措施应符合下列规定:
- a) 选择适宜的结构体系和基础型式, 加强基础和上部结构的整体强度和刚度, 并预留适应升降的空间;
 - b) 承重墙体应采用实心墙, 墙厚不应小于 240mm, 砌体强度等级不应低于 MU10, 砌筑砂浆强度等级不应低于 M5; 不应采用空斗墙、砖拱、无砂大孔混凝土和无筋中型砌块;
 - c) 建筑平面拐角部位不应设置门窗洞, 墙体尽端至门窗洞边的有效宽度不宜小于 1m; 楼梯间不宜设在建筑物端部;
 - d) 砌体结构的圈梁设置应符合下列要求:
 - 1) 砌体结构应在基础顶部和屋盖处各设置一道钢筋混凝土圈梁, 多层房屋的其他楼层处当为 I 级、II 级膨胀土地基时可隔层设置, 当为 III 级膨胀土地基时应每层设置;
 - 2) 单层厂房的围护墙体应在基础顶部和屋盖处各设置一道钢筋混凝土圈梁, 当为 I 级、II 级膨胀土地基时沿墙高每隔 4m 增设一道、当为 III 级膨胀土地基时沿墙高每隔 3m 增设一道;
 - 3) 圈梁应在同一平面内闭合;
 - 4) 基础顶面和屋盖处的圈梁高度不应小于 240mm, 其他位置不应小于 180mm; 圈梁的纵筋直径不应小于 12mm, 根数不应少于 4 根, 箍筋直径不应小于 6mm, 间距不应大于 200mm, 混凝土强度等级不应低于 C25;
 - e) 砌体结构应设置构造柱, 并应符合下列要求:
 - 1) 构造柱应设置在: 房屋的外墙拐角, 楼(电)梯间, 内、外墙交接处, 开间大于 4.2m 的房间纵、横墙交接处, 隔开间横墙与内纵墙交接处;
 - 2) 构造柱的截面不应小于 240mm×240mm, 纵向钢筋直径不应小于 12mm, 根数不应少于 4 根, 箍筋直径不应小于 6mm, 间距不应大于 200mm, 混凝土强度等级不应低于 C25;
 - 3) 构造柱与圈梁连接处, 构造柱的纵筋应上下贯通穿过圈梁, 或锚入圈梁不小于 35d;
 - 4) 构造柱可不单独设置基础, 但纵筋应伸入基础圈梁或基础梁内 35d;
 - f) 门窗或其他洞口宽度大于等于 600mm 时, 均应采用钢筋混凝土过梁, 不应采用砖拱过梁; 在底层窗台处宜设置 60mm 厚的钢筋混凝土带并与构造柱拉接;

- g) 预制钢筋混凝土梁支承在墙体上的长度不应小于 240mm；预制钢筋混凝土板支承在墙体的长度不应小于 100mm、在梁上不应小于 80mm；预制钢筋混凝土梁、板与支承部位应可靠拉接；
- h) 框架、排架结构的围护墙体应与柱有可靠拉接，且宜砌筑在基础梁上，基础梁下宜预留 100mm 空隙，并应做防水处理；
- i) 吊车梁应采用简支梁，吊车梁与吊车轨道之间应采用便于调整的连接方式，吊车顶面与屋架下弦的净空不宜小于 200mm。

11.1.22 地基基础设计应采用下列措施：

- a) 膨胀土的地基处理可采用换土、土性改良、砂石或灰土垫层等方法；
- b) 换土可采用非膨胀性土、灰土或改良土，换土厚度应通过变形计算确定；膨胀土土性改良可采用掺和水泥、石灰等材料，掺和比和施工工艺应通过试验确定；
- c) 平坦场地上胀缩等级为 I 级、II 级的膨胀土地基宜采用砂、碎石垫层；垫层厚度不应小于 300mm；垫层宽度应大于基底宽度，两侧宜采用与垫层相同的材料回填，并应做好防水、隔水处理；
- d) 对较均匀胀缩等级为 I 级的膨胀土地基，可采用条形基础，基础埋深较大或基底压力较小时，宜采用墩基础；对胀缩等级为 II、III 级的膨胀土地基，宜进行地基处理或采用桩基础。

11.1.23 桩基础设计应符合下列规定：

- a) 桩顶标高低于大气影响急剧层深度的高、重建筑物，可按一般桩基础进行设计；
- b) 桩顶标高位于大气影响急剧层深度内的三层及三层以下的轻型建筑物，桩基础设计应符合下列要求：
 - 1) 按承载力计算时应考虑土中水份变化对其承载力的影响。单桩承载力特征值可根据当地经验确定。无资料时，应通过现场静载试验确定；
 - 2) 桩端进入大气影响急剧层深度以下或非膨胀土层中的长度，按膨胀变形计算时，应符合公式 (82) 要求；按收缩变形计算时，应符合公式 (83) 要求；按胀缩变形计算时，计算长度应取式 (82) 和式 (83) 中的较大值，且不应小于 4 倍桩径及 1 倍扩大端的直径，最小长度应大于 1.5m。

$$l_a \geq \frac{v_e - Q_k}{u_p \cdot \lambda \cdot q_{sa}} \dots\dots\dots (82)$$

$$l_a \geq \frac{Q_k - A_p \cdot q_{pa}}{u_p \cdot q_{sa}} \dots\dots\dots (83)$$

式中：

- l_a ——桩端进入大气影响急剧层以下或非膨胀土层中的长度 (m)；
- v_e ——在大气影响急剧层内桩侧土的最大胀拔力标准值，应由当地经验或试验确定 (kN)；
- Q_k ——对应于荷载效应标准组合，最不利工况下作用于桩顶的竖向力，包括承台和承台上土的自重 (kN)；
- u_p ——桩身周长 (m)；
- λ ——桩侧土的抗拔系数，应由试验或当地经验确定；当无此资料时，可按 JGJ 94 的相关规定取值；
- A_p ——桩端截面积 (m²)；
- q_{pa} ——桩的端阻力特征值 (kPa)；
- q_{sa} ——桩的侧阻力特征值 (kPa)。

- c) 当桩身承受胀拔力时,应进行桩身抗拉强度和裂缝宽度控制验算,并采取通长配筋,最小配筋率应符合 GB 50007 的要求;
- d) 桩承台梁下应留有空隙,其值应大于土层浸水后的最大膨胀量,且不应小于 100mm。承台梁两侧应采取防止空隙堵塞的措施。

11.1.1.24 膨胀土地区的挡土墙等支挡结构的设计与构造措施及管道处理措施应符合 GB 50112 的规定。

11.2 红黏土地基

11.2.1 应采用钻探和原位测试相结合的方法,着重查明红黏土状态分布、裂隙发育特征及地基的不均匀性,提供相应的承载力和变形计算参数。原生红黏土的地基承载力特征值 f_{ak} 可按 7.2.3 及附录 D 表 D.8 确定,当红黏土为未经扰动的下卧层时,可通过静载试验及原位测试等方法适当提高红黏土承载力。

11.2.2 当基础浅埋、外侧地面倾斜、有临空面或承受较大水平荷载时,应考虑土体结构和裂隙对承载力的影响,以及开挖面长时间暴露导致裂隙发展和复浸水对土质的影响,宜适当降低承载力特征值,或对临空面进行可靠的支挡、封闭处理。

11.2.3 对于压缩层范围内全部由红黏土组成的均匀地基,基础宜浅埋,利用浅部较硬土层作天然地基持力层,持力层应及时封闭,不应浸水。当红黏土地基不均匀时可进行地基处理或采用桩基础。有土洞存在时,尚应按 11.3 的有关规定进行处理。

11.2.4 对于压缩层范围内由红黏土与岩石共同组成的不均匀地基,应按 10.4 和 11.3 的有关规定进行设计。

11.2.5 对炉窑等高温设备的基础应考虑地基土的不均匀收缩变形。

11.3 岩溶、土洞及地面塌陷场地

11.3.1 岩溶场地可根据岩溶发育程度划分为三个等级,应根据具体情况,按表 51 划分。

表51 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 5 m 地下有暗河、伏流 钻孔见洞隙率大于 30%、线岩溶率或延米线岩溶率大于 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
岩溶微发育	地表无岩溶塌陷、漏斗 溶沟、溶槽较发育 相邻钻孔间基岩面相对高差小于 2m 钻孔见洞隙率小于 10%、线岩溶率或延米线岩溶率小于 5%
注1:线岩溶率:见洞隙钻探进尺之和与可溶岩、洞隙钻探总进尺的百分比。 注2:延米线岩溶率:单孔基岩面以下每延米碳酸盐岩中溶洞(隙)进尺所占的百分比。	

11.3.2 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,如无法避开岩溶强发育地段时应采取可靠措施进行处理。

11.3.3 对于有第四系土层覆盖的隐伏岩溶地区,应按以下原则判别地面塌陷的可能性并采取相应措施:

- a) 基岩面以上覆盖土层为黏性土,黏性土有一定厚度且无土洞及充填有流塑状红黏土的深、大溶沟和溶槽存在时,可不考虑地面塌陷;当可溶岩面以上分布有砂岩、泥岩等非可溶岩层时,亦可不考虑地面塌陷;

- b) 基岩面以上直接覆盖土层为第四系砂类土，且基岩岩溶发育时，或当可溶岩面以上分布有风化程度高、节理发育的碎屑岩，且碎屑岩厚度小于 2.0m 时，应视为地面易塌陷区；
- c) 在岩溶场地地面易塌陷区，不应抽取岩溶水；
- d) 岩溶场地地面易塌陷区，可采用嵌岩桩基础；桩基设计时应考虑岩溶地面塌陷对桩基承载力及桩身强度的不利影响，并应加强桩身混凝土强度和配筋；也可采用其他岩溶处理方案。

11.3.4 岩溶地区在符合 11.3.3 的条件下可利用上部稳定黏性土层的承载力，按第 7 章有关规定进行地基设计。当可溶岩中存在暗河、伏流或特大未充填的溶洞时应进行专题研究。

11.3.5 可利用上覆土层作为持力层的岩溶场地上的浅基础、小直径桩基、复合地基宜采用整体性好的筏板基础。

11.3.6 基础位于微风化硬质岩石表面时，对于宽度小于 1m 的竖向溶蚀裂隙和落水洞近旁地段，可不考虑其对地基稳定性的影响。如岩体存在倾斜软弱结构面时，应进行地基稳定性验算。

11.3.7 对岩溶水通道堵塞或涌水，有可能造成场地暂时性淹没的地段，或经工程地质评价属于不稳定的岩溶地基，未经处理不宜作建筑地基。

11.3.8 在地下水强烈活动于岩土交界面的岩溶地区，应预估地下水位在使用期间的变化，提出场地土洞发育程度的分区资料。施工时，应沿基槽认真查明基础下土洞的特征和分布情况。

11.3.9 由地表水形成的土洞或塌陷地段，应采取地表截流、防渗或堵漏等措施进行处理。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，除应清除软土，抛填块石作反滤层，面层用黏土夯填外，尚应查明并消除地下水活动的影响，包括停用相关的抽水井或封堵相关的矿坑突水口等。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，可用桩基处理。

11.3.10 岩溶发育区施工勘察应符合下列规定：

- a) 采用嵌岩桩时应逐桩进行施工勘察，直径大于 1m 的桩或岩石埋深大于 40m 当承台下桩数少于 9 根时，每桩超前钻孔数不应少于 2 个；桩直径大于 1.5m 时，每桩超前钻孔数为 3 个；对于抗拔桩可一桩布置一个钻孔；
- b) 需要利用覆盖土层作持力层，根据地区经验在可能出现土洞时，采用独立柱基或条基时，每柱（墙）下至少布置 2 个孔进行岩面以上土层的施工勘察；当采用筏板基础时，施工勘察孔可均匀布置，间距不应大于 6m；
- c) 当可溶性岩上覆砂类土时应做好钻孔的护壁工作，进入可溶性岩的勘探孔应采用注水泥浆及时封闭；
- d) 钻孔进入桩端以下完整基岩的深度不应小于 5m，对于抗拔桩钻孔进入桩端以下完整基岩的深度不应少于 2m；遇串珠状溶洞或溶槽时，当延米线岩溶率 $\leq 5\%$ 时，溶隙（洞）可计为完整岩石的累计厚度；
- e) 施工勘察钻杆直径不应小于 50mm。

11.3.11 岩溶中等及以上发育场地的嵌岩端承型桩，桩直径不宜小于 800mm，桩端全断面嵌入完整岩层表面的深度不应小于桩身直径的 2 倍，且不应小于 2m。

11.3.12 当岩层表层存在溶洞（槽）或串珠状溶洞（槽）时，桩端嵌入溶洞（槽）底部完整岩石的深度不应小于 0.5m，且桩身嵌岩深度的总和不应小于 2m 和 2 倍桩直径。

11.3.13 抗浮锚杆锚固段不应进入可溶岩。

11.4 采空区场地

11.4.1 在煤矿、金属及非金属矿的采空区或邻近的边缘地段进行建设前，宜取得场地的长期变形监测资料，并按基本建设程序进行采空区专项勘察，考虑场地变形以及岩层采动损害对山体 and 边坡稳定性的影响，判定场地的稳定性和建设适宜性。在采空区不宜兴建对变形要求严格的建筑物。

11.4.2 在对采空塌陷区进行建筑适宜性评价时，应遵循以收集资料、调查和测绘、工程物探为主，工程钻探、测试与地表变形监测为辅，综合评价的技术路线。在进行建筑适宜性评价时，应掌握以下几方面资料：

- a) 矿区及矿床地质资料；
- b) 矿山开采设计资料；
- c) 矿山开采方法和顶板管理方法；
- d) 采空区分布及采深、采厚比 H/M 和终采时间；
- e) 由覆岩性质和采矿方法所决定的覆岩冒落类型及其地表移动（塌陷）特征；
- f) 矿山开采生产过程及成果资料；
- g) 矿山开采全过程的地表移动、变形监测资料；
- h) 采空区已有建筑物的类型、基础型式、变形破坏情况。

11.4.3 应在充分收集矿山设计、开采生产过程及地表变形等资料的基础上，结合工程地质调查、分析，作出如下判断：

- a) 确定塌陷区及影响区的范围及其中间区、内边缘区和外边缘区的具体界限；判定充分采动连续地表移动塌陷区的地表移动变形处于地表移动延续时间的总移动期（初始期、活跃期、衰退期）中的阶段；非连续地表移动塌陷区的覆岩冒落情况，塌陷区的边界裂缝分布及深度；
- b) 对处于采空区上的山体、边坡（陡壁），根据地质条件和采空区的空间组合关系，经过分析、验算，判定山体、边坡（陡壁）崩塌、滑坡的可能性。
- c) 对采矿山体塌陷边界角外侧的缓坡地段或平坦地段的稳定性进行分析、评价，确定因塌陷山体的不对称挤压而产生鼓胀变形或地表隆起的情况及这类变形的发展趋势。

11.4.4 应根据矿山设计及开采过程的相关资料和现场调查资料综合分析、评价，并按下列规定划分可以建筑的场地和不适宜建筑的场地：

- a) 当矿山开采已充分采动并已终止开采、覆岩经连续地表移动已经过衰减期或处于稳定期并符合下列条件的地段可作为建筑场地：
 - 1) 采深与采厚比值大于 60 的深埋矿层的采空区上，覆岩冒落及变形对地表无影响的地段；
 - 2) 地表剩余倾斜率值 $\Delta i < \pm 3 \text{ mm/m}$ 、剩余曲率值 $\Delta K < 0.2 \times 10^{-3}/\text{m}$ 和剩余水平变形值 $\Delta \epsilon < \pm 2 \text{ mm/m}$ 的地段；
 - 3) 对采空区上山体、边坡进行稳定性评价后结论为“稳定”的地段；
 - 4) 对采空塌陷区边界角外侧的场地，经调查和监测确定没发生地表隆起，或虽曾发生过隆起变形但终采后隆起变形已终止的地段；
 - 5) 受安全矿柱保护的地段。
- b) 下列地段不适宜作为建筑场地：
 - 1) 矿山开采活动尚未终结，地表移动变形处于活跃期或虽进入衰减期但未完全稳定的地段；
 - 2) 地表剩余倾斜率值 $\Delta i \geq \pm 3 \text{ mm/m}$ 或剩余曲率值 $\Delta K \geq 0.2 \times 10^{-3}/\text{m}$ 或剩余水平变形值 $\Delta \epsilon \geq \pm 2 \text{ mm/m}$ 的地段；
 - 3) 开采过程中出现非连续地表变形，坚硬顶板尚未发生冒落的地段；
 - 4) 有多层矿体（层）的矿区，已采矿体（层）的采空区地表移动变形虽已稳定，但仍计划开采其他矿体（层）将进行重复采动的地段；
 - 5) 由于地表移动可能引起山体、边坡失稳（即可能发生滑坡和岩崩的影响范围）地段；
 - 6) 采空塌陷区边界角外侧出现地表鼓胀、隆起变形的场地，隆起变形尚未终止，或当前虽已停止但还有未采矿体将要开采，可能发生重复隆起的地段；
 - 7) 第四系覆盖层中分布有饱和粉土、砂类土地层的地段。

11.4.5 在采空区应采取下列防止地表和建筑物变形的措施：

- a) 开采工艺措施：
 - 1) 采用充填法管理顶板，及时全部充填或两次充填，以减少地表下沉量；
 - 2) 减少开采厚度，或采用条带法开采，使地表变形不超过建筑物的允许变形值；
 - 3) 增大采空区宽度，使地表移动均匀；
 - 4) 控制开采，使开采推进速度均匀、合理。
- b) 建筑物设计措施：
 - 1) 建筑物应布置在地表变形小、变形均匀的地段，并避开地表裂缝、塌陷坑、台阶等分布地段；
 - 2) 建筑物长轴应垂直工作面的推进方向；
 - 3) 建筑形体应力求简单、规则；
 - 4) 基础底部应位于同一标高和岩性均一的地层上，否则应设置沉降缝分开。当基础埋深不相等时，应采用台阶过渡。建筑物不宜采用柱廊和独立柱；
 - 5) 加强基础刚度和上部结构强度；
 - 6) 建筑物的不同结构单元应相对独立，建筑物长高比不宜大于 2.5。
- c) 工程治理措施：
 - 1) 工程治理方法的确定应根据工程特点及治理目的，并充分考虑采空区地质条件、开采方式、覆岩垮落类型、地表变形特征、工期、地区经验、环境保护、拟建建（构）筑物地基条件、现场施工条件等综合确定；
 - 2) 灌注充填法适用于不稳定或相对稳定的采空塌陷区，灌注材料以水泥、粉煤灰、黏性土为主，在满足设计的条件下，可选用其他材料代替，设计应综合考虑采空区的形成时间、埋深、采厚、采矿方法、顶板或覆岩岩性及其力学性质、水文地质及工程地质特征等因素；
 - 3) 砌筑法适用于采空区非充分采动、采空区顶板尚未完全塌陷、需回填空间较大、埋深浅、通风良好、具有人工作业条件，且材料运输方便的采空区；
 - 4) 开挖回填法适用于挖方规模较小、易开挖且周边无建筑物的采空区。回填时可采用强夯或重锤夯实处理；
 - 5) 强夯法适用于埋深小于 10m、覆岩顶板厚度不大于 6m 的采空区，上覆顶板完整性差、岩体强度低的采空区地段或采空区地表裂缝区的处治。对于尚未自然垮落的采空区强夯法设计应遵循两阶段设计原则，第一阶段为夯塌设计，第二阶段为夯实设计；
 - 6) 跨越法适用于埋深浅、范围小、不易处理的采空区。当采用桩基穿过采空区时，应对采空区进行注浆或浆砌工程处治。

11.4.6 对于采深小的民间小窑采空区应进行专门调查，建筑物应避开裂缝和陷坑地段。对次要建筑当采深采厚比大于 30，地表已经稳定时，可不进行稳定性评价。

11.4.7 应开展采空区地面和建筑物长期变形监测；对新采、复采的已建场地，宜进行变形跟踪监测。变形监测的主要内容应包括采空区地表的水平位移、垂直位移、地表裂缝及建筑物沉降、倾斜等。

11.5 城市人防洞室

11.5.1 在存在城市人防洞室的场地进行建筑时，应调查人防洞室建设年代、施工方法、维护状态和应用价值。对不能废弃的人防洞室在地基基础设计及施工中，应对人防洞室采取有效的保护措施。

11.5.2 岩土工程勘察时，应查明人防洞室的走向、结构型式、宽度、顶底板标高、洞内水位、砌筑材料、厚度及施工质量，评价洞体自身稳定性对地面稳定性和拟建建筑物的影响。

11.5.3 对适宜建设场地上的多层建筑，为避免残余沉降，应加强基础和上部结构的整体刚度或采取局部跨越措施。

11.5.4 对荷载较大或对沉降有严格要求的建筑，应采用桩基础。将桩端置于人防洞室底板下一定深度

的土层内。不应将桩端置于洞顶和洞侧壁土层内。

11.5.5 对自身稳定性差的人防洞室应采取加固处理或回填等措施。

12 桩基础

12.1 一般规定

12.1.1 本章包括混凝土预制桩和混凝土灌注桩及其低桩承台基础。

12.1.2 桩可按下列情况分类：

- a) 按桩的竖向受力性状，可分为摩擦型桩（包括端承摩擦桩）和端承型桩（包括摩擦端承桩）；
- b) 按桩的使用功能可分为竖向抗压桩、竖向抗拔桩、水平受荷桩和复合受荷桩（竖向和水平荷载均较大的桩和斜桩）；
- c) 按桩的成桩方法（工艺）可分为非挤土桩、部分挤土桩和挤土桩；
- d) 按桩身直径或边长（统一以 d 表示圆桩直径或方桩边长）大小可分为小直径桩（ $d \leq 250\text{mm}$ ），中等直径桩（ $250\text{mm} < d < 800\text{mm}$ ）和大直径桩（ $d \geq 800\text{mm}$ ）。

12.1.3 桩基设计应具备下列资料：

- a) 各设计等级的桩基工程，均应进行详细勘察，岩土工程资料应符合 GB 50021 的有关规定及第 5 章的相关要求；
- b) 建设场地的平面图，包括道路交通、架空和地下管线及地下建筑物的分布以及电力容量、燃气压力等情况；相邻既有建筑物的用途、基础形式、埋置深度以及防振和防噪音要求；
- c) 拟建建筑物的平面布置、抗震设防烈度、建筑场地类别以及作用于基础的荷载大小和性质；
- d) 桩基施工机械设备条件和对场区工程地质条件的适应性，施工机械设备的进出场和运行条件，桩基施工可能对场地环境造成的影响。

12.1.4 桩基应根据具体条件分别进行下列承载能力计算和稳定性验算：

- a) 应根据桩基的使用功能和受力特征分别进行桩基的竖向承载力计算和水平承载力计算；
- b) 应对桩身和承台结构承载力进行计算；对于桩侧土不排水抗剪强度小于 10 kPa 且长径比（桩长与圆桩直径或方桩边长之比）大于 50 的桩，应进行桩身压屈验算；对于混凝土预制桩，应按吊装、运输和沉桩工况分别进行桩身承载力验算；
- c) 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；
- d) 对位于坡地、岸边的桩基，应进行整体稳定性验算；
- e) 对于抗浮、抗拔桩基，应进行基桩和群桩的抗拔承载力计算；
- f) 对于抗震设防区的桩基，应进行抗震承载力验算。

12.1.5 桩的设计应符合下列规定：

- a) 应根据使用要求以及地下水对混凝土的侵蚀性及耐久性要求进行承载力计算和桩身强度、桩身裂缝控制验算；
- b) 桩基础的沉降验算，应符合 5.7、5.8 和 12.4 的规定；
- c) 桩基础的抗震设计应符合第 14 章的有关规定；
- d) 桩基设计宜选用中低压缩性土层作桩端持力层，当建筑物体型复杂、荷载不均匀或对变形要求严格时，不应采用桩端置于高压缩性土层中的摩擦桩；
- e) 同一结构单元内的桩基，不应选用压缩性差异较大的土层作桩基持力层，不宜采用部分摩擦型桩和部分端承型桩；
- f) 岩溶地区的桩基，当岩溶上覆土的稳定性有保证，且桩端持力层承载力和厚度满足要求时，可利用其作为桩端持力层。采用嵌岩桩时，应符合 11.3.10 及 11.3.11 的规定；

- g) 膨胀土地基中的桩基宜采用旋挖钻孔或挖孔等干作业成孔灌注桩，桩端进入膨胀土的大气影响急剧层以下的深度，应符合 GB 50112 的有关规定；
- h) 当承台底地基土承载力较高且能发挥作用时，可按桩和承台底的土层共同工作的原理，考虑承台底地基土的抗力作用；
- i) 当沉桩有挤土或振动效应时，应考虑挤土或振动对邻近桩、建筑物、道路及地下管线的不良影响，当沉桩有噪音时尚应考虑噪音对周围环境的影响；
- j) 在深厚淤泥、淤泥质土中不宜采用大片密集挤土灌注桩。沉管灌注桩、夯扩桩、挤土型载体桩等挤土灌注桩不应用于高于 20 层或高度超过 75m 的高层建筑。淤泥、淤泥质土及 $f_{ak} \leq 70\text{kPa}$ 饱和软土等深厚软土区的高层建筑不应采用挤土灌注桩。当挤土型灌注桩穿越淤泥的厚度大于 2m、淤泥质土厚度大于 3m 时应进行成桩工艺试验或采用复打工艺，单打或复打后桩径不应小于 500mm。夯扩桩和载体桩的成桩深度不宜大于 20m，沉管灌注桩的成桩深度不宜大于 25m；
- k) 饱和粉土或砂类土层、软流塑红黏土层、易流土流砂的土层、承压含水层、饱和残积土层、岩溶水或裂隙水发育的岩石层、可能产生有害气体的地层、厚度大于 3m 的淤泥（淤泥质土）层、厚度大于 3m 的未经压实的填土层中不应采用人工挖孔桩（墩）。人工挖孔桩（墩）的挖孔深度不宜大于 15m、不应大于 20m，且应采用钢筋混凝土或钢筒护壁；
- l) 高度超过 50 m 的高层建筑采用灌注桩时，当承台下存在 $f_{ak} \leq 60\text{kPa}$ 软土时，应对承台下和承台间软土进行加固或换填处理。承台间和承台下可采用搅拌桩格构式加固，处理深度不应小于承台下 2m，或至承台底面以下较好土层的顶面，承台周边加固范围不应少于承台外 1m；
- m) 水下灌注混凝土端承型嵌岩桩设计应采取桩端后压浆措施。钻孔灌注桩采用后压浆技术时，单桩竖向抗压承载力应通过静载试验确定，且应考虑施工因素的不确定性，对试桩静载结果进行适当折减。施工过程中发现注浆管堵塞或注浆量偏少时，验收检测应增加静载试验检测数量，抽检注浆有问题的工程桩；
- n) 预制方桩边长不应小于 200mm；预应力管桩直径不应小于 300mm；沉管灌注桩及夯扩桩直径不应小于 377mm，采用复打工艺时桩管直径不应小于 325mm；人工挖孔桩直径不应小于 1000mm。

12.1.6 预制桩设计尚应符合下列规定：

- a) 预制桩的分节长度应根据施工、运输条件确定。除锚杆静压桩外，每根桩接头不宜超过 2 个，预应力混凝土管桩或空心方桩接头不应超过 3 个。对于抗拔桩以及高层建筑桩基、对抗震设防有要求的建筑物桩基、长径比大于 60 的端承型桩基、沉桩困难的大片密集桩，应采用焊接接头或机械连接接头；
- b) 高度 100m 及以上的高层建筑物不应采用预应力管桩或空心方桩基础；高度小于 100m 当层数为 30 层及以上的高层建筑物，在采用桩筏基础等措施的条件下方可采用预应力管桩或空心方桩基础；高度超过 75m 的高层建筑采用管桩或空心方桩基础时应通过专项论证；
- c) 高度超过 50m 的高层建筑，当承台下存在 $f_{ak} \leq 70\text{kPa}$ 的软土时不宜选用管桩、空心方桩基础，如必须采用时，应对承台底软土进行搅拌桩满堂咬合加固或换填处理，处理深度不应小于承台下 2m，或至承台底面以下较好土层的顶面，承台周边加固范围不应少于承台外 1m。预制实心桩承台底和承台间软土加固应符合 12.1.5 1) 的相关规定；
- d) 管桩及空心方桩应设闭口桩靴，并在桩孔底灌注长度不少于 1.5m 强度不小于 C25 微膨胀混凝土或不低于 M20 的水泥砂浆；
- e) 不应利用中、微风化硬质岩或岩芯天然状态单轴抗压强度大于 15MPa 的中、微风化软质岩作为桩端持力层。

12.1.7 符合下列条件之一的桩基，当桩周土层产生的沉降超过基桩的沉降时，在计算基桩承载力时，应计入桩侧负摩阻力：

- a) 桩穿越较厚松散填土、自重湿陷性黄土、欠固结土、液化土层进入相对较硬土层时；

- b) 桩周存在软弱土,邻近桩侧地面承受局部较大的长期荷载,或地面大面积堆载(包括填土)时;
c) 由于降低地下水位,使桩周土有效应力增大,并产生显著压缩沉降时。

12.1.8 桩身混凝土应符合以下规定:

- a) 桩身混凝土强度等级应经计算确定。设计工作年限不少于 50 年时,微腐蚀性环境中预制桩的混凝土强度等级不应低于 C30,预应力桩不应低于 C40,灌注桩不应低于 C25。二 b 类、三类环境及微腐蚀环境中灌注桩混凝土强度等级不应低于 C30。腐蚀环境中的桩,桩身混凝土强度等级应符合 GB/T 50010、GB/T 50046 及 GB/T 50476 的有关规定。扩底桩扩大头材料强度不应低于桩身材料强度。设计工作年限为 100 年时,桩身混凝土强度等级宜适当提高;
b) 水下灌注的混凝土桩,混凝土设计强度等级不宜高于 C40,不应高于 C50。当桩身混凝土设计强度等级不高于 C40 时应按设计强度等级提高一个等级配制混凝土,桩身混凝土设计强度等级高于 C40 时应按设计强度等级提高两个等级配制混凝土;
c) 桩身裂缝控制等级及最大裂缝宽度应根据环境类别和水、土介质腐蚀性等级按表 52 规定选用;

表52 桩身的裂缝控制等级及最大裂缝限值

环境类别		钢筋混凝土桩		预应力混凝土桩	
		裂缝控制等级	最大裂缝限值 /mm	裂缝控制等级	最大裂缝限值 /mm
二	a	三	0.2	二	-
	b	三	0.2	二	-
三 a		三	0.2	一	-

- d) 腐蚀性环境桩基结构耐久性设计应符合 GB/T 50046 等的有关要求;
e) 腐蚀性环境桩基结构,受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋。

12.1.9 高层建筑桩基承台(筏板)的埋置深度应满足承载力、变形和稳定性要求,且不宜小于建筑物高度的 1/18(钢结构建筑物为 1/20)。

12.2 构造要求

12.2.1 桩的最小中心距应符合表 53 的规定。桩端扩大头直径不宜大于桩身直径的 2.5 倍,人工挖孔桩扩底直径不应大于桩身直径加 1.6m。扩底坡率应根据工程条件和施工措施确定,但不应缓于 1:2(宽高比)。

表53 桩的最小中心距

成桩工艺与土类		排数不少于3排且桩数不少于9根的摩擦型桩	其他情况
挤土预制桩		4.0d (3.5d)	3.5d
非挤土灌注桩		3.0d	3.0d
部分挤土灌注桩	饱和黏性土	4.0d	3.5d
	非饱和土、饱和非黏性土	3.5d	3.0d
挤土灌注桩	饱和黏性土	4.5d且2.5D	4.0d且2.2D
	非饱和土、饱和非黏性土	4.0d且2.2D	3.5d且2.0D
人工挖孔桩		-	2.5d且D+1.0m

注1: d为桩身直径或边长,复打桩为复打后的桩径, D为扩大端设计直径(扩大端可为夯扩、钻扩和人工挖扩的扩大端);
注2: 对于布桩超过30根的大片密集挤土型桩,上列桩距中心距宜适当增加;
注3: 长螺旋钻孔压灌混凝土桩按部分挤土灌注桩确定桩间距,但桩中心距均不应小于3.5d;

表 53 桩的最小中心距（续）

成桩工艺与土类	排数不少于3排且桩数不少于9根的摩擦型桩	其他情况
注4: 具有扩大端的夯扩桩、载体桩及摩擦型钻扩桩等的桩中心距应按本表挤土灌注桩的要求执行;		
注5: 非挤土型的端承桩及端承型嵌岩桩表列桩距可适当减小, 但不宜小于2.5d; 人工挖孔嵌岩桩桩中心距不宜小于2.5d且不宜小于D+0.5m;		
注6: 括号内尺寸为有经验时桩的最小中心距。		

12.2.2 桩端进入持力层的深度应符合下列要求:

- 桩端进入持力层的深度, 应根据地质条件、荷载大小和性质以及施工工艺确定, 宜为桩身直径的1倍~3倍。确定桩端进入持力层深度时, 尚应考虑特殊土、岩溶等影响。嵌岩灌注桩周边嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩的深度不宜小于0.5m。对于岩溶发育的可溶性岩, 桩端入岩深度应符合11.3.11及11.3.12的规定。当持力层基岩埋深及岩性变化较大时, 宜进行施工勘察确定入岩深度;
- 当存在震陷液化土层时, 桩端进入持力层的深度应符合第14章的有关规定;
- 当存在软弱下卧层时, 桩端下持力层的厚度应满足下卧层强度和变形要求, 且不宜小于桩径的4倍, 扩底桩端下持力层厚度不宜小于扩底直径的3倍;
- 各类预制桩, 当采用压桩力或贯入度与桩长双控时, 桩端进入持力层(无软弱下卧层)的深度宜以压桩力或贯入度控制为主;
- 同一承台下的桩宜采取措施减少相邻桩之间桩端的标高差。当桩端持力层起伏大时, 桩端高差允许值应考虑持力层稳定性。

12.2.3 桩的主筋应经计算确定。打入式预制桩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%; 预应力管桩及方桩最小配筋率不宜小于0.5%; 灌注桩的最小配筋率不宜小于0.2%~0.65% (小直径桩取大值), 抗压桩、抗拔桩纵向钢筋直径不应小于12mm, 根数不应少于6根, 受水平荷载的桩纵向钢筋直径不应小于12mm, 根数不应少于8根, 腐蚀性环境中灌注桩主筋直径不应小于16mm。

12.2.4 液化土和震陷软土中桩的配筋范围, 应取桩顶至液化土层或震陷软土层底面埋深以下不小于1.0m的范围, 且其纵向钢筋应与桩顶截面相同, 箍筋应加粗和加密。

12.2.5 桩身配筋长度应符合下列规定:

- 桩基承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时, 其纵筋应穿过淤泥、淤泥质土或液化土层, 进入下部土层深度不应小于2倍桩径, 且不应小于1m;
- 灌注桩纵向构造钢筋的长度不应小于桩长的2/3; 大直径钻(冲)孔桩主筋宜通长设置或部分通长设置。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;
- 受水平荷载和弯矩较大的桩, 配筋量及长度应通过计算确定;
- 端承型桩、位于坡地或岸边的桩、抗拔桩, 纵向钢筋应通长配置。

12.2.6 灌注桩的箍筋直径不应小于6mm, 箍筋间距可采用200mm~300mm。承受水平力较大的桩基、承受水平地震力的桩基以及考虑主筋参与桩身受压承载力计算的桩基, 桩顶不小于5倍桩身直径范围内的箍筋应加密, 间距不应大于100mm; 当考虑箍筋受力作用时, 其配置应符合GB/T 50010的有关规定。当钢筋笼长超过4m时, 应每隔2m左右设一道焊接加强箍, 加强箍直径不应小于12mm, 大直径桩的加强箍直径不应小于16mm。

12.2.7 纵向受力钢筋混凝土保护层厚度灌注桩不应小于50mm, 预制桩不应小于45mm, 预应力混凝土桩不应小于35mm, 在腐蚀性环境中, 上述保护层厚度应适当增加, 灌注桩不应小于55mm。

12.2.8 对于一柱一桩的大直径灌注桩, 可设置承台或将桩和柱直接连接。当桩和柱直接连接时, 柱边至桩周边之间最小间距及桩顶配筋应满足表59及表60的要求, 并进行局部承压验算。当柱与桩的连接不能满足固接要求时, 则应在二个方向设置连系梁, 连系梁的截面和配筋应经计算确定。

12.2.9 多层砌体结构大直径人工挖孔桩上的基础梁与桩的连接,宜设置与桩顶截面一致的桩帽。桩帽底可与基础梁底标高一致,并与基础梁一次浇注。

12.2.10 布置桩位时,宜使桩基的承载力合力点与竖向永久荷载合力作用点重合,且宜将桩布置于柱、墙下或基础梁下,当必须在底层门窗洞口下布桩时,除满足强度计算外,尚应加强基础梁和墙体刚度。

12.2.11 桩顶嵌入承台内的长度不应小于 50mm,大直径桩和承受水平力为主的桩不宜小于 100mm。主筋伸入承台内的锚固长度不宜小于钢筋直径的 35 倍。

12.3 桩基承载力计算

12.3.1 群桩中单桩桩顶作用力应按公式 (84) ~ (87) 计算:

a) 轴心竖向力作用下;

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \dots\dots\dots (84)$$

b) 偏心竖向力作用下;

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum_{j=1}^n y_j^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \dots\dots\dots (85)$$

c) 水平力作用下;

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \dots\dots\dots (86)$$

d) 浮力作用下单根抗浮桩的上拔力计算。

$$N_{ik} = \frac{N_{wk} - G_k}{n} \dots\dots\dots (87)$$

式中:

F_k ——相应于作用的标准组合时,上部结构传至桩基承台顶面的竖向力;

G_k ——桩基承台自重及承台上土自重标准值;

Q_k ——相应于作用的标准组合轴心竖向力作用下单桩的平均竖向力;

n ——桩基中的桩数;

Q_{ik} ——相应于作用的标准组合偏心竖向力作用下第*i*根桩的竖向力;

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于作用的标准组合作用于承台底面绕通过桩群形心的*x*、*y*主轴的力矩;

x_i 、 y_i 、 x_j 、 y_j ——桩*i*、桩*j*分别至*y*、*x*轴线的距离;

H_k ——相应于作用的标准组合时,作用于承台底面的水平力;

H_{ik} ——相应于作用的标准组合时,作用于任一单桩的水平力;

N_{ik} ——相应于作用的标准组合时,作用于任一单桩的上拔力;

N_{wk} ——相应于作用的标准组合时,作用于基础底面的浮力作用值。

12.3.2 单桩承载力计算应符合公式 (88) ~ (90) 的规定:

a) 轴心竖向压力作用下;

$$Q_k \leq R_a \dots\dots\dots (88)$$

- b) 偏心竖向力作用下，除满足公式（88）外，尚应满足公式（89）要求：

$$Q_{kmax} \leq 1.2R_a \dots\dots\dots (89)$$

式中：

R_a ——单桩竖向抗压承载力特征值。

- c) 水平荷载作用下：

$$H_{ik} \leq R_{Ha} \dots\dots\dots (90)$$

式中：

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值。

- d) 上拔力作用下群桩基础呈非整体破坏时应符合公式（91）的要求，呈整体破坏时应按 JGJ 94 的有关规定进行抗拔验算。

$$N_{ik} \leq T_a \dots\dots\dots (91)$$

式中：

T_a ——单桩竖向抗拔承载力特征值。

12.3.3 单桩竖向承载力特征值的确定应符合下列规定：

- a) 单桩竖向抗压和抗拔承载力特征值应通过单桩竖向静载试验确定，可取单桩竖向极限承载力的 1/2。对单桩承载力很高的大直径端承型桩，有条件时可采用深层平板载荷试验或岩基平板载荷试验确定桩端岩石的承载力特征值；
- b) 试桩之前需进行设计估算时，单桩竖向抗压承载力特征值（包括桩端嵌入软质岩及强风化硬质的桩）可按公式（92）预估：

$$R_a = q_{pa} A_p + u_p \sum q_{sia} l_i \dots\dots\dots (92)$$

式中：

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

q_{pa} 、 q_{sia} ——桩端端阻力、第*i*层土桩侧阻力特征值，由当地载荷试验结果统计分析算得，或按附录G采用；

A_p ——桩端横截面面积；

u_p ——桩身截面周长；

l_i ——第*i*层岩石的厚度。

- c) 大直径灌注桩（ $d \geq 800\text{mm}$ ）估算单桩竖向抗压承载力特征值时可按公式（93）计算，计算混凝土护壁的大直径挖孔桩单桩竖向承载力特征值时，其设计桩径取护壁外直径。扩底桩斜面及以上 2d 长度范围内不计侧阻力；

$$R_a = \Psi_p q_{pa} A_p + u_p \sum \Psi_{si} q_{sia} l_i \dots\dots\dots (93)$$

式中：

Ψ_p 、 Ψ_{si} ——大直径桩端阻、侧阻尺寸效应系数，按表54取值。

表54 端阻、侧阻尺寸效应系数

土类别	黏性土、粉土	砂土、碎石土
Ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
Ψ_p	$(0.8/D)^{1/4}$	$(0.8/D)^{1/3}$

注：当为等直径桩时， $D=d$ ， D 、 d 的单位为m。

- d) 当桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中，当桩长较短且入岩较浅时，可按公式(94)估算单桩竖向抗压承载力特征值：

$$R_a = q_{pa} A_p \dots\dots\dots (94)$$

式中：

q_{pa} ——桩端端阻力特征值，采用桩端岩石承载力特征值。

- e) 嵌岩灌注桩桩端以下三倍桩径范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布，并应在桩底应力扩散范围内无岩体临空面。桩端岩石承载力特征值，当桩端无沉渣时，应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值按7.2.6及附录H确定，或采用岩基载荷试验确定；
- f) 初步设计时单桩竖向抗拔承载力特征值可按公式(95)进行估算：

$$T_a = u_p \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_p \dots\dots\dots (95)$$

式中：

λ_i ——第*i*层岩土抗拔系数，根据地区经验取值，无地区经验时可按表55取值，桩长径比小于20时取小值；

G_p ——单桩自重，地下水位以下取浮重度。当单桩竖向抗拔承载力特征值采用试验方法确定时， G_p 取为0。

表55 抗拔系数 λ_i

桩型	土、岩类别	λ_i 值
预制桩	砂土	0.5~0.7
	黏性土、粉土	0.7~0.8
泥浆护壁的冲孔、钻孔、旋挖灌注桩	砂土	0.4~0.6
	黏性土、粉土	0.5~0.7
	强风化岩	0.7~0.8
	中等风化、微风化岩	0.8~0.9

注1：桩长*l*与桩径*d*之比小于20时， λ_i 取较小值，反之取较大值；

注2：砂土、粉土密度较小、黏性土状态较软者， λ_i 取较小值，反之取较大值；

注3：风化程度越强取较小值，反之取较大值；

注4：表中 λ_i 值在有充分试验依据的条件下，可根据地区经验作适当调整。

12.3.4 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，应通过现场水平静载试验确定，试验数量不应少于3根。必要时可进行带承台桩的静载试验，试验宜采用慢速维持荷载法。初步设计时可按JGJ 94的有关规定估算单桩水平承载力。

12.3.5 超高层建筑及高度超过75m且桩周为深厚软土的高层建筑或作用于桩基上的外力主要为水平力时，应根据使用要求对桩顶变位的限制，对桩基的水平承载力进行验算。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，应计算

土抗力的作用。当水平推力较大时，宜设置斜桩。

12.3.6 在水平力作用下，桩身构造配筋应符合 JGJ 94 的有关规定。

12.3.7 当桩基承受拔力时，应按 JGJ 94 和 DB 42/T 489 的有关规定进行抗拔承载力验算，非预应力抗拔桩按 GB/T 50010 计算的桩身最大裂缝宽度不应超过 0.2mm，桩身裂缝宽度计算时混凝土保护层厚度可取 30mm。单桩抗拔承载力特征值应通过抗拔试验确定，试验数量应符合第 17 章的规定。

12.3.8 桩基设计时应进行桩身强度验算，桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

12.3.9 按桩身混凝土强度计算桩身抗压承载力时，应按桩的类型和成桩工艺的不同将混凝土的轴心抗压强度设计值乘以工作条件系数 ϕ_c ，桩轴心受压时桩身强度应符合公式 (96) 的规定。对于桩顶以下 5 倍桩径范围内螺旋式箍筋间距不大于 100mm、配筋率不低于 0.65%、钢筋保护层厚度不小于 70mm 的灌注桩，可适当计入桩身纵向钢筋的抗压作用，桩轴心受压时桩身强度应符合公式 (97) 的规定。

$$Q \leq A_p f_c \phi_c \dots\dots\dots (96)$$

$$Q \leq A_p f_c \phi_c + 0.9 f_y' A_s' \dots\dots\dots (97)$$

式中：

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；按 GB/T 50010 取值；

Q ——相应于作用的基本组合时的单桩竖向力设计值；

A_p ——桩身横截面积；

ϕ_c ——工作条件系数，采用锤击或静压法施工的非预应力预制桩取 0.75、预应力实心方桩取 0.7、预应力管桩及预应力空心方桩取 0.65；灌注桩取 0.6~0.8（水下灌注桩、小直径桩、长桩或混凝土强度等级高于 C35 时取用低值）；水下灌注混凝土时端承型嵌岩桩取值不应大于 0.6；灌注桩桩顶以下 $f_{ak} \leq 70\text{kPa}$ 的软土厚度大于 3m 或大于 3d 时取值不应大于 0.7；

f_y' ——纵向主筋抗压强度设计值，按 GB/T 50010 取值；

A_s' ——纵向主筋横截面积，注浆管、声测管、钻芯导管等截面面积不应计入钢筋面积。

12.3.10 当桩承受较大偏心荷载或弯矩时，应按偏心受压或压弯构件验算桩身强度。

12.4 桩基沉降计算

12.4.1 桩基沉降验算应遵守 5.7 和 5.8 的规定。

12.4.2 当桩中心距不大于 6 倍桩径时，宜采用等代实体基础，按单向压缩分层总和法计算桩基最终沉降量，桩端以下地基内应力分布采用各向同性均质线性变形体理论计算，见图 12 a)。承台底附加应力以 $\varphi/4$ 角向下扩散，桩端平面附加应力作用面积按图 12 b) 计算。 φ 为桩长范围土层内摩擦角标准值的加权平均值。

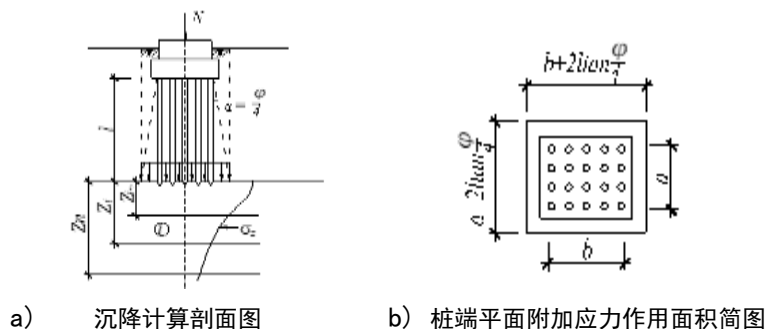


图12 桩基沉降计算示意图

12.4.3 桩基最终沉降量可用角点法按公式(98)计算:

$$s = \phi_p \sum_{j=1}^m p_{oj} \sum_{i=1}^n \frac{Z_{ij} \bar{\alpha}_{ij} - Z_{(i-1)j} \bar{\alpha}_{(i-1)j}}{E_{si}} \dots\dots\dots (98)$$

式中:

s ——桩基最终沉降量 (mm);

ϕ_p ——沉降计算经验系数, 无可靠经验时, 可按表56采用, 其中计算深度范围内压缩模量的当量值 \bar{E}_s 按照公式(99)计算;

m ——角点法计算点对应的荷载分块数;

p_{oj} ——角点法计算点对应的桩端平面, 相应于作用的准永久组合时第 j 荷载块的附加应力 (kPa);

n ——计算深度内的土层数;

E_{si} ——桩端平面下第 i 层土在自重应力至自重应力加附加应力段的压缩模量 (MPa);

Z_{ij} 、 $Z_{(i-1)j}$ ——桩端平面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m);

$\bar{\alpha}_{ij}$ 、 $\bar{\alpha}_{(i-1)j}$ ——桩端平面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土土底面深度范围内平均附加压力系数, 按附录F采用。

表56 桩基沉降经验系数表

\bar{E}_s (MPa)	$6 \leq \bar{E}_s < 10$	$10 \leq \bar{E}_s < 15$	$15 \leq \bar{E}_s < 30$	$30 \leq \bar{E}_s < 40$
ϕ_p	0.8~0.6	0.5	0.4	0.3

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum A_i / E_{si}} \dots\dots\dots (99)$$

式中:

A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

12.4.4 在较均匀的土层中, 对基础平面复杂或布桩不规则的桩基最终沉降量计算也可采用明德林应力公式计算地基中的竖向附加应力, 按 GB 50007 的有关规定计算最终沉降量。

12.5 桩基承台设计

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

- 承台的宽度不应小于 500mm。对于多桩承台, 中、小直径桩的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宜小于 150mm。大直径桩桩边至承台边距离不宜小于 300mm。对于条形承台梁, 桩的外边缘至承台梁边缘的距离不宜小于 75mm;
- 承台的最小厚度不应小于 300mm;
- 柱下独立两桩承台应按 GB/T 50010 中深受弯构件配置纵向受拉钢筋、水平及竖向分布钢筋;
- 承台的配筋, 对于矩形承台其钢筋应按双向均匀通长布置, 见图 13a), 钢筋直径不宜小于 12mm, 间距不宜大于 200mm; 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, 见图 13b)。承台梁的主筋除满足计算要求外, 尚应符合现行国家标准 GB 55008 关于最小配筋率的规定, 主筋直径不宜小于 12mm, 架立筋直径不宜小于 10mm, 箍筋直径不应小于 6mm, 见图 13 c)。钢筋锚固长度自边桩内侧 (圆桩应将直径乘以 0.8 等效

为方桩)算起,不应小于 35d;当不满足时应将钢筋弯折,水平段长度不应小于 25d,弯折长度不应小于 10d (d 为钢筋直径),柱下独立承台的最小配筋率不应小于 0.15%;

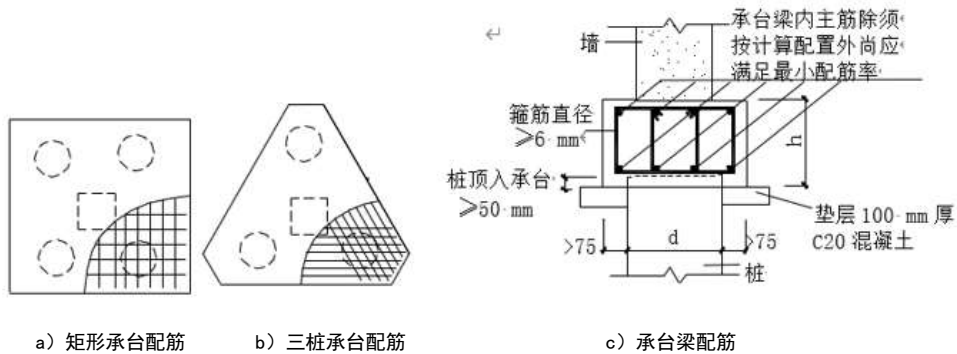


图13 承台配筋示意图

e) 承台混凝土强度等级不应低于 C25,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。

12.5.2 柱下桩基承台的弯矩可按简化计算公式 (100) ~ (104) 确定:

a) 多桩矩形承台计算截面取在柱边和承台高度变化处 (杯口外侧或台阶边缘), 见图 14 a);

$$M_x = \sum_{i=1}^m N_i y_i \dots\dots\dots (100)$$

$$M_y = \sum_{i=1}^m N_i x_i \dots\dots\dots (101)$$

式中:

M_x 、 M_y ——分别为垂直y轴和x轴方向计算截面处的弯矩设计值 (kN·m);

x_i 、 y_i ——垂直y轴和x轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离 (m);

m——计算截面外侧桩的数量;

N_i ——扣除承台和其上填土自重后相应于作用的基本组合时的第i桩竖向力设计值 (kN)。

b) 三桩承台:

1) 等边三桩承台, 见图 14 b);

$$M = \frac{N_{\max}}{3} (S - \frac{\sqrt{3}}{4} c) \dots\dots\dots (102)$$

式中:

M ——由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值;

N_{\max} ——扣除承台和其上填土自重后的三桩中相应于作用的基本组合时的最大单桩竖向力设计值;

S ——桩距;

c ——方柱边长, 圆柱时 $c=0.886d$ (d为圆柱直径)。

2) 等腰三桩承台, 见图 14 c)。

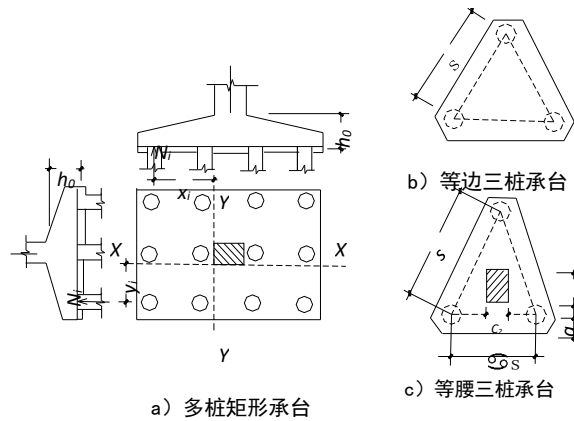


图14 承台弯矩计算示意

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(S - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_1 \right) \dots\dots\dots (103)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(\alpha S - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_2 \right) \dots\dots\dots (104)$$

式中：

M_1 、 M_2 ——分别为由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩设计值；

S ——长向桩距；

α ——短向桩距与长向桩距之比，当 α 小于0.5时，应按变截面的二桩承台设计；

c_1 、 c_2 ——分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长。

12.5.3 柱下桩基础独立承台受冲切承载力的计算，应符合下列规定：

- a) 柱对承台的冲切，可按公式（105）～（108）计算（图15），对中、低压缩性土上的承台，当承台与地基土之间没有脱空现象时，可适当减小承台受冲切计算的厚度；

$$F_l \leq 2[\beta_{ox}(b_c + a_{oy}) + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})] \beta_{hp} f_t h_0 \dots\dots\dots (105)$$

$$F_l = F - \sum N_i \dots\dots\dots (106)$$

$$\beta_{ox} = \frac{0.84}{\lambda_{ox} + 0.2} \dots\dots\dots (107)$$

$$\beta_{oy} = \frac{0.84}{\lambda_{oy} + 0.2} \dots\dots\dots (108)$$

式中：

F_l ——扣除承台及其上填土自重，作用在冲切破坏锥体上相应于作用的基本组合的冲切力设计值，冲切破坏锥体应采用自柱边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线构成的锥体，锥体与承台底面的夹角不小于45°（图15）；

h_0 ——冲切破坏锥体的有效高度；

β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数，当 h 不大于800mm时， β_{hp} 取1.0； h 不小于2000mm时， β_{hp} 取0.9，其间接线性内插法取用；

β_{ox} 、 β_{oy} ——冲切系数；

λ_{ox} 、 λ_{oy} ——冲跨比， $\lambda_{ox}=a_{ox}/h_0$ 、 $\lambda_{oy}=a_{oy}/h_0$ ， a_{ox} 、 a_{oy} 为柱边或变阶处至桩边的水平距离；

当 $a_{ox}(a_{oy}) < 0.25h_0$ 时， $a_{ox}(a_{oy}) = 0.25h_0$ ；当 $a_{ox}(a_{oy}) > h_0$ 时， $a_{ox}(a_{oy}) = h_0$ ；

F ——柱根部轴力设计值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

$\sum N_i$ ——冲切破坏锥体范围内各桩的净反力设计值之和。

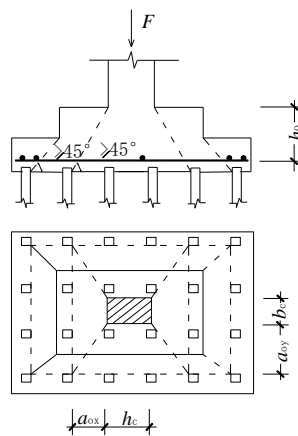


图15 柱对承台冲切计算示意

b) 角桩对承台的冲切，可按下列公式计算：

1) 多桩矩形承台受角桩冲切的承载力应按公式(109)~(112)计算，见计算简图见图16：

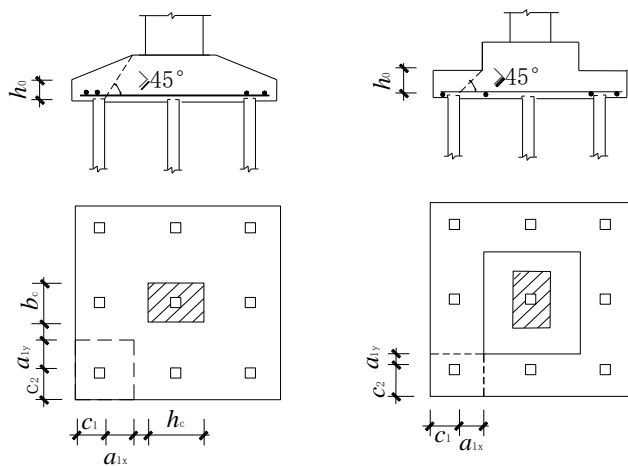


图16 矩形承台角桩冲切计算示意

$$F_l \leq 2[\beta_{ox}(b_c + a_{oy}) + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp}f_t h_0 \dots\dots\dots (109)$$

$$F_l = F - \sum N_i \dots\dots\dots (110)$$

$$\beta_{ox} = \frac{0.84}{\lambda_{ox} + 0.2} \dots\dots\dots (111)$$

$$\beta_{oy} = \frac{0.84}{\lambda_{oy} + 0.2} \dots\dots\dots (112)$$

式中：

N_i ——扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于作用的基本组合时的竖向力设计值；

β_{ix} 、 β_{iy} ——角桩冲切系数；

λ_{ix} 、 λ_{iy} ——角桩冲跨比，其值满足0.25~1.0， $\lambda_{ix} = a_{ix} / h_0$ ， $\lambda_{iy} = a_{iy} / h_0$ ；

c_1 、 c_2 ——从角桩内边缘至承台外边缘的距离；

a_{ix} 、 a_{iy} ——从承台底角桩内边缘引45°冲切线与承台顶面或承台变阶处相交点至角桩内边缘的水平距离；

h_0 ——承台外边缘的有效高度。

2) 三桩三角形承台受角桩冲切的承载力可按公式(113)~(116)计算(图17)，其中底部角桩按公式(113)~(114)计算，顶部角桩按公式(115)~(116)计算；对圆柱及圆桩，计算时可将圆形截面换算成正方形截面。

$$N_l \leq \beta_{11}(2c_1 + a_{11}) \tan \frac{\theta_1}{2} \beta_{hp} f_t h_0 \dots\dots\dots (113)$$

$$\beta_{11} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2} \right) \dots\dots\dots (114)$$

$$N_l \leq \beta_{12}(2c_2 + a_{12}) \tan \frac{\theta_2}{2} \beta_{hp} f_t h_0 \dots\dots\dots (115)$$

$$\beta_{12} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2} \right) \dots\dots\dots (116)$$

式中：

λ_{11} 、 λ_{12} ——角桩冲跨比， $\lambda_{11} = a_{11} / h_0$ ， $\lambda_{12} = a_{12} / h_0$ ；

a_{11} 、 a_{12} ——从承台底角桩内边缘向相邻承台边引45°冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离；当柱位于该45°线以内时则取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。

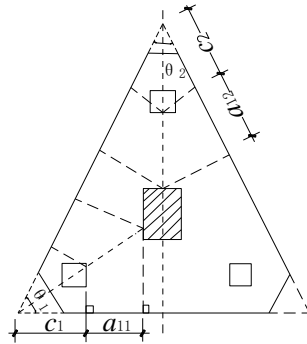


图17 三角形承台角桩冲切计算示意

12.5.4 柱下桩基独立承台应进行受剪承载力验算，验算截面应取柱边和桩边、变阶处和桩边连线形成的斜截面，当柱边外有多排桩或变阶处外侧有多排桩形成多个斜截面时，尚应对每个斜截面分别进行验算。

12.5.5 柱下桩基独立承台斜截面受剪承载力可按公式（117）～（118）计算（图18）：

$$V \leq \beta_{hs} \beta f_t b_0 h_0 \dots\dots\dots (117)$$

$$\beta = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \dots\dots\dots (118)$$

式中：

V ——扣除承台及其上填土自重后相应于作用的基本组合时斜截面的最大剪力设计值；

b_0 ——承台计算截面处的计算宽度。阶梯形承台变阶处的计算宽度、锥形承台的计算宽度应按附录I的有关规定确定；

h_0 ——计算宽度处的承台有效高度；

β ——剪切系数；

β_{hs} ——受剪切承载力截面高度影响系数， $\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4}$ ， h_0 小于800mm时， h_0 取800mm； h_0 大于2000mm时， h_0 取2000mm；

λ ——计算截面的剪跨比， $\lambda_x = a_x / h_0$ ， $\lambda_y = a_y / h_0$ ； a_x 、 a_y 为柱边或承台变阶处至 x 、 y 方向计算一排桩的桩边的水平距离，当 $\lambda < 0.25$ 时，取 $\lambda = 0.25$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ 。

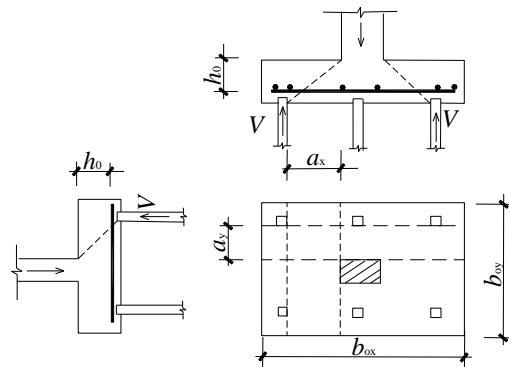


图18 承台斜截面受剪计算示意

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

12.5.7 承台之间的连接应符合下列要求：

- 单桩承台宜在两个相互垂直的方向设置连系梁；
- 两桩承台，宜在其短向设置连系梁；
- 连系梁顶面宜与承台顶面位于同一标高，地下室外墙下连系梁当底板未设置垂直于外墙的次梁时，其梁底标高可与基础底板底标高相同。连系梁的宽度不应小于 250mm，梁的高度可取承台中心距的 1/10~1/15，且不应小于 400mm；
- 连系梁的主筋应按计算要求确定。连系梁内上下纵向钢筋直径不应小于 12mm 且不应少于 2 根，并应按受拉要求锚入承台或混凝土墙、柱内。

13 基础设计

13.1 无筋扩展基础及扩展基础

13.1.1 无筋扩展基础系指由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础。无筋扩展基础适用于多层民用建筑和轻型厂房。

13.1.2 无筋扩展基础高度，应符合公式（119）要求（图 19）：

$$H_0 \geq \frac{b - b_0}{2 \tan \alpha} \dots\dots\dots (119)$$

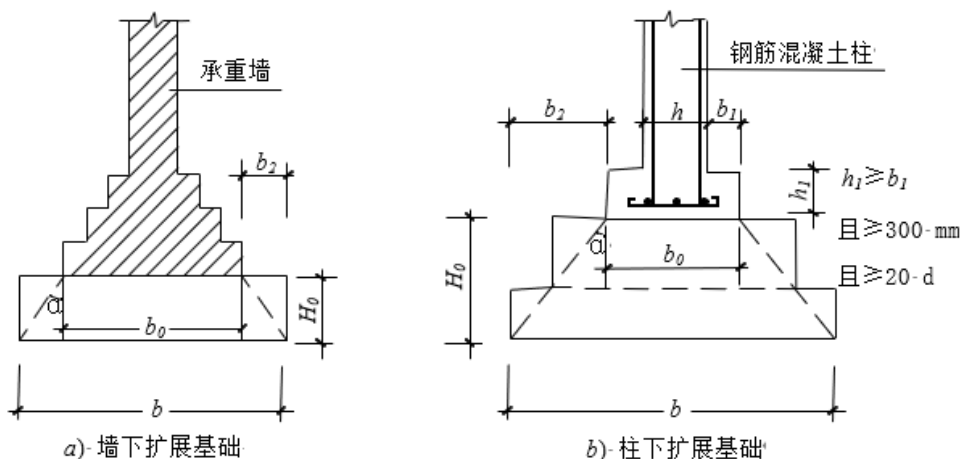
式中：

b ——基础底面宽度；

b_0 ——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度；

H_0 ——基础高度；

$\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比 $b_2 : H_1$ ，其允许值可按表 57 选用。



标引序号说明：

d ——柱中纵向钢筋直径。

图 19 无筋扩展基础构造示意

表57 无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p_k \leq 100$	$100 < p_k \leq 200$	$200 < p_k \leq 300$
混凝土基础	C20混凝土	1 : 1.00	1 : 1.00	1 : 1.25
毛石混凝土基础	C20混凝土	1 : 1.00	1 : 1.25	1 : 1.50
砖基础	砖不低于MU10、砂浆不低于M5	1 : 1.50	1 : 1.50	1 : 1.50
毛石基础	砂浆不低于M5	1 : 1.25	1 : 1.50	-

注1: p_k 为作用的标准组合时基础底面处的平均压力值 (kPa) ;
注2: 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度, 不宜大于200mm;
注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;
注4: 对混凝土基础, 当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, 应进行局部受压承载力验算。
注5: 砖基础包括蒸压粉煤灰砖、灰砂砖、页岩砖、混凝土砖等。

- 13.1.3 基础材料采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱, 其柱脚高度 h_1 不应小于 b_1 (图 19), 并不应小于 300mm 且不应小于 20d (d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径)。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。
- 13.1.4 无筋扩展基础, 当基础下持力层主要范围内存在软弱土层或不均匀土层时应设置基础圈梁。
- 13.1.5 扩展基础系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。其构造应符合下列要求:
- 锥形基础的边缘高度, 不宜小于 200mm; 阶梯形基础的每阶高度, 宜为 300mm~500mm;
 - 垫层的厚度不宜小于 70mm, 垫层混凝土强度等级不应低于 C20;
 - 扩展基础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宜小于 10mm; 间距不宜大于 200mm, 也不宜小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不应小于 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%。当有垫层时钢筋保护层的厚度不应小于 40mm, 无垫层时不应小于 70mm。
 - 混凝土强度等级不应低于 C25;
 - 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, 并交错布置, 见图 20 a) ;
 - 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处, 底板横向受力钢筋可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, 见图 20 b) 。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置, 见图 20 c) ;
 - 柱下钢筋混凝土独立基础底面宜为正方形或矩形平面, 基础底面从柱截面边缘每边伸出的长度不宜相差过大。

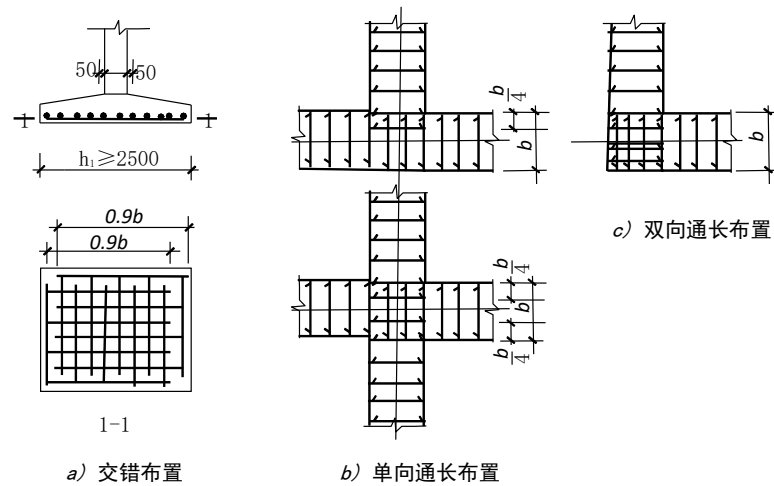


图20 扩展基础底板受力钢筋布置示意

13.1.6 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a 应根据钢筋在基础内的最小保护层厚度按现行 GB/T 50010 有关规定确定。有抗震设防要求时，纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 应按公式（120）～（122）计算：

a) 一、二级抗震等级：

$$l_{aE} = 1.15l_a \dots\dots\dots (120)$$

b) 三级抗震等级：

$$l_{aE} = 1.05l_a \dots\dots\dots (121)$$

c) 四级抗震等级：

$$l_{aE} = l_a \dots\dots\dots (122)$$

式中：

l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度。

d) 当基础高度小于 l_a (l_{aE}) 时，纵向受力钢筋的锚固总长度除符合上述要求外，其最小直锚段的长度应 $\geq 20d$ ，弯折段的长度不应小于 150 mm。

13.1.7 现浇柱的基础，其插筋的数量、直径以及钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固长度应满足 13.1.6 的要求，插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法，应符合 GB/T 50010 的规定。插筋的下端宜做成直钩放在基础底板钢筋网上，弯折段的水平长度不应小于 150 mm。当符合下列条件之一时，可将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插筋锚固在基础顶面下 l_a 或 l_{aE} （有抗震设防要求时）处（图 21）。

- a) 柱为轴心受压或小偏心受压，基础高度不小于 1200mm。
- b) 柱为大偏心受压，基础高度不小于 1400mm。

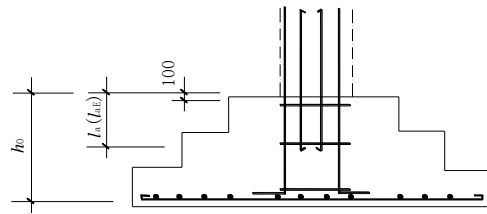


图21 现浇柱的基础中插筋构造示意

13.1.8 现浇钢筋混凝土柱通过短柱与基础连接（图 22），当同时满足条件 a)~c)时，短柱顶可作为现浇钢筋混凝土柱计算的固定端支座。短柱的配筋除满足计算要求外，可按图 23 的构造要求进行设计。短柱四角纵向钢筋的直径不宜小于 20mm，并延伸至基础底板的钢筋网上水平弯折 150mm。短柱长边的纵向钢筋，当长边尺寸小于或等于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm；当短柱长边尺寸大于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 16mm，间距不应大于 300mm，且每隔一根伸下一根并作 150mm 的直钩支承在基础底部的钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底（图 23）。短柱短边纵向钢筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm，且每边的配筋率（按短柱的截面面积计算）不应小于 0.05%。短柱中的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm。

- a) 上部结构为单层建筑。
- b) 短柱高度 $H \leq 5m$ 。
- c) 短柱与上部钢筋混凝土柱的截面刚度比应符合公式（123）的要求。

$$E_2 I_2 / E_1 I_1 \geq 10 \dots\dots\dots (123)$$

式中：

E_1 ——钢筋混凝土柱的弹性模量；

I_1 ——钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩；

E_2 ——短柱的钢筋混凝土弹性模量；

I_2 ——短柱对其截面短轴的惯性矩。

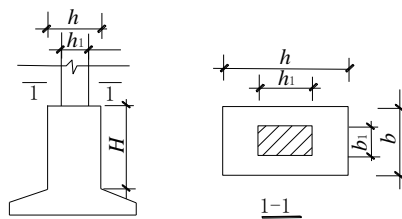


图22 基础短柱示意

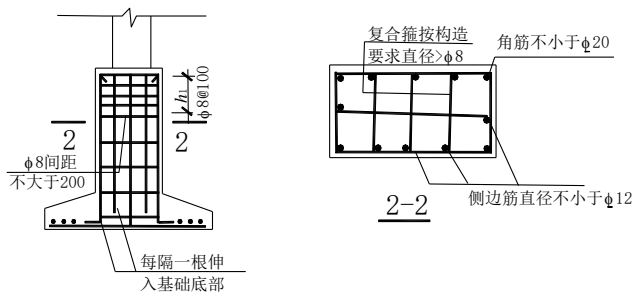


图23 基础短柱构造配筋示意

13.1.9 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接，应符合下列要求（图 24）：

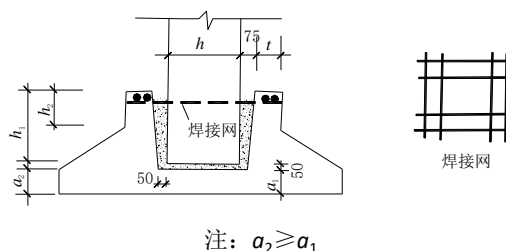


图24 预制钢筋混凝土柱独立基础示意

a) 柱的插入深度，可按表 58 选用，并应满足 13.1.6 钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性；

表58 柱的插入深度 h_1

单位为 mm

矩形或工字形柱				双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$	
$h \sim 1.2h$	h	$0.9h$ 且 ≥ 800	$0.8h$ 且 ≥ 1000	$(1/3 \sim 2/3)h_a$ $(1.5 \sim 1.8)h_b$

注1: h 为柱截面长边尺寸; h_a 为双肢柱全截面长边尺寸; h_b 为双肢柱全截面短边尺寸;
注2: 柱轴心受压或小偏心受压时, h_1 可适当减小, 偏心距大于 $2h$ 时, h_1 应当适当加大。

b) 基础的杯底厚度和杯壁厚度，可按表 59 选用；

表59 基础的杯底厚度和杯壁厚度

单位为 mm

柱截面长边尺寸 h	杯底厚度 a_1	杯壁厚度 t
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

注1: 双肢柱的杯底厚度值, 可适当加大;
注2: 当有基础梁时, 基础梁下的杯壁厚度, 应满足其支承宽度的要求;
注3: 柱子插入杯口部分的表面应凿毛, 柱子与杯口之间的空隙, 应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实, 当达到材料设计强度的70%以上时, 方能进行上部吊装。

c) 当柱为轴心受压或小偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.65$ 时, 或大偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时, 杯壁可不配筋; 当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$ 时, 杯壁可按表 60 构造配筋; 其他情况下, 应按计算配筋。

表60 杯壁构造配筋

柱截面长边尺寸 /mm	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋直径 /mm	8~10	10~12	12~16

注: 表中钢筋置于杯口顶部, 每边两根, 见图24。

13.1.10 扩展基础的计算应符合下列规定：

- a) 对柱下独立基础，当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；
- b) 对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）与基础交接处以及基础变阶处的基础受剪切承载力；
- c) 基础底板的配筋，应按抗弯计算确定；
- d) 当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下基础顶面的局部受压承载力。

13.1.11 柱下独立基础的受冲切承载力应按公式（124）～（126）验算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \dots\dots\dots (124)$$

$$a_m = \frac{a_t + a_b}{2} \dots\dots\dots (125)$$

$$F_l = p_j A_l \dots\dots\dots (126)$$

式中：

β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数，按12.5.3规定取值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度；

a_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长，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；

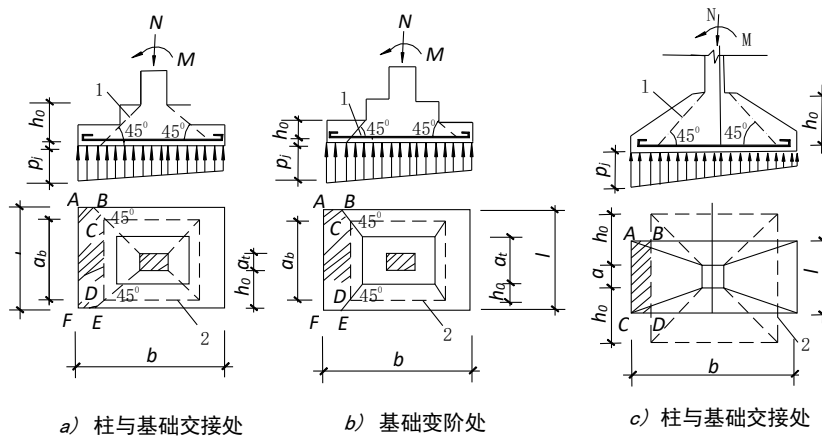
a_b ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长，当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内，见图25 a)、图25 b)，计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度；当冲切破坏锥体的底面在1方向落在基础底面以外，见图25 c)，即 $a+2h_0 \geq l$ 时， $a_b=l$ ；

a_m ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度；

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，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，见图25 a)、图25 b)中阴影面积ABCDEF，或图25 c)中阴影面积ABDC；

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。



标引序号说明：

- 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。

图25 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置示意

13.1.12 在轴心荷载或单向偏心荷载作用下底板受弯可按下列简化方法计算：

- a) 对于矩形基础，当台阶的宽高比不大于 2.5 和偏心矩不大于 1/6 基础宽度时，任意截面的弯矩可按公式 (127) ~ (128) 计算 (图 26)；基础底板钢筋可按公式 (129) 计算；基础底板配筋除满足计算要求外，尚应符合 13.1.5 c) 的最小配筋率和构造要求。计算最小配筋率时，阶形或锥形基础采用截面的有效面积 A_0 ；

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a_1)(p_{\max} + p - \frac{2G}{A}) + (p_{\max} - p)l \right] \dots\dots\dots (127)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a_1)^2 (2b + b')(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A}) \dots\dots\dots (128)$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 f_y h_0} \dots\dots\dots (129)$$

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；

a_1 ——任意截面 I-I 至基底边缘最大反力处的距离；

l 、 b ——基础底面的边长；

p_{\max} 、 p_{\min} ——相应于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；

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；

G ——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重；当组合值由永久荷载控制时，荷载分项系数可取 1.35。

- b) 对于墙下条形基础任意截面的弯矩 (图 27)，可取 $l = a_1 = 1\text{m}$ 按公式 (130) 进行计算，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；

$$M_l = \frac{1}{6} a_1^2 \left(2p_{\max} + p - \frac{3G}{A} \right) \dots\dots\dots (130)$$

3) 墙下条形基础底板每延米宽度的配筋除满足计算要求外，尚应符合 13.1.5 c) 的最小配筋率和构造要求。

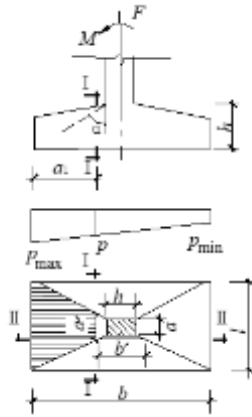


图26 矩形基础底板的计算示意

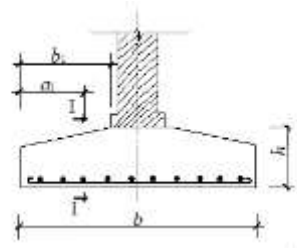


图27 墙下条形基础的计算示意

13.1.13 对基础底面宽度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，应按公式（131）～（132）验算柱（墙）与基础交接处以及基础变阶处截面受剪切承载力；

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t A_0 \dots\dots\dots (131)$$

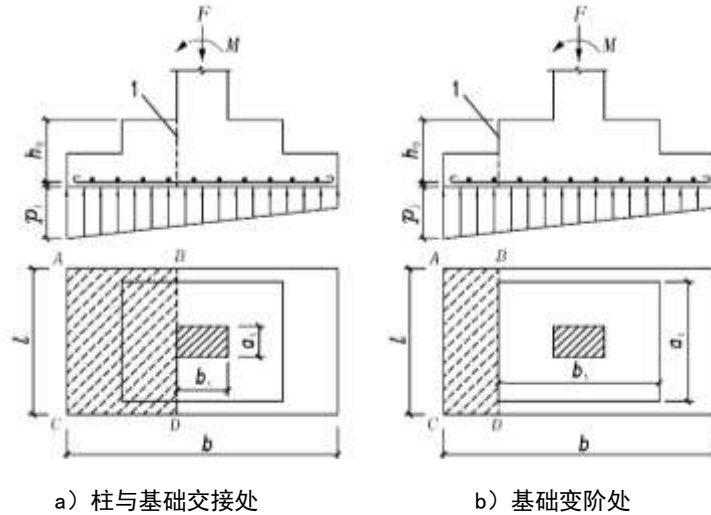
$$\beta_{hs} = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (132)$$

式中：

V_s ——柱与基础交接处或基础变阶处的剪力设计值（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），图28中的阴影面积乘以基底平均净反力；

β_{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 ——验算截面处基础的垂直截面有效面积。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附录 I 计算。



标引序号说明：

1——剪切验算截面。

图28 验算阶形基础受剪切承载力示意图

13.1.14 当建筑物柱下钢筋混凝土独立基础底面以下持力层为软弱土层、相邻柱柱底反力相差较大、基础底面标高相差较大或基础埋深较大形成底层柱高度与上层相差较大时宜设置钢筋混凝土基础连系梁，连系梁应与柱有可靠拉接。

13.1.15 无筋扩展基础室内地面以下或防潮层以下的砌体，应符合表 61 的要求。

表61 地面以下或防潮层以下的砌体所用材料的最低强度等级

基础的潮湿程度	烧结普通砖、蒸压灰砂砖、页岩砖	混凝土砌块	石 材	水泥砂浆
稍潮湿的	MU15	MU10	MU30	M5
很潮湿的	MU20	MU10	MU30	M7.5
含水饱和的	MU20	MU15	MU40	M10

13.2 柱下条形基础

13.2.1 当采用无筋扩展基础及扩展基础不能满足上部结构荷载作用下地基的承载力和变形要求时，可采用直列或十字交叉格构式柱下条形基础。柱下条形基础的构造，除参照 13.1.5 规定外，尚应符合下列要求：

- 柱下条形基础梁的高度应根据计算确定，建筑物次要部位或柱荷载较轻的基础梁高度不宜小于柱距的 $1/7 \sim 1/8$ ，柱荷载较大的基础梁高度宜根据梁底反力，取柱距的 $1/4 \sim 1/6$ 。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；
- 条形基础的端部宜向外伸出，其长度宜为第一跨距的 0.25 倍；
- 现浇柱与条形基础梁的交接处，其平面尺寸不应小于图 29 的规定；
- 条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除满足计算要求外，顶部钢筋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总面积的 $1/3$ ；
- 柱下条形基础的混凝土强度等级，不应低于 C25。

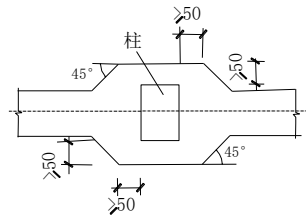


图29 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

13.2.2 柱下条形基础的计算，除应符合 13.1 的要求外，尚应符合下列原则：

- 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；
- 当不满足 13.2.2 a) 时，宜按弹性地基梁计算；
- 对交叉条形基础，交点上的柱荷载，可按交叉梁的刚度或变形协调的原则进行分配。其内力可按本条规定，分别进行计算；
- 基础梁正截面受弯及斜截面受剪承载力按 GB/T 50010 的规定验算；
- 当存在扭矩时，尚应作抗扭计算；
- 当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力。

13.3 筏基与桩筏基础

13.3.1 筏形基础分梁板式和平板式两种类型，应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小、施工条件以及使用要求等因素选型。框架-核心筒结构和筒中筒结构宜采用平板式筏形基础。

13.3.2 筏形基础的平面尺寸，应根据地基土的承载力、地基变形、上部结构的布置及荷载分布等因素按第 7 章有关规定确定。当为满足地基承载力的要求而扩大底板面积时，扩大部位宜设在建筑物的宽度方向。对单幢高层建筑物，在地基土比较均匀的条件下，基底平面形心宜与结构竖向永久荷载重心重合。当不能重合时，在作用的准永久组合下，偏心距 e 宜符合公式 (133) 要求。对带裙房的高层建筑物，采用公式 (133) 计算时，主楼和裙房可分开考虑。

$$e \leq 0.1 \frac{W}{A} \dots\dots\dots (133)$$

式中：

W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩 (m^3)；

A ——基础底面积 (m^2)。

13.3.3 筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30，筏板基础应设置混凝土垫层，其强度等级不应小于 C20，厚度不应小于 100mm，淤泥、淤泥质土层上的垫层厚度不应小于 150mm。筏板迎水面纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度应从筏板底面算起，且不应小于 50mm。筏板基础作为地下室的一部分时，尚应符合地下室对防水混凝土的要求。

13.3.4 筏板基础的构造，应符合下列要求：

- 梁板式筏基的底板最小厚度不应小于 400mm，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。梁板式筏基梁的高跨比不宜小于 1/6；
- 平板式筏基的筏板最小厚度不应小于 500mm；
- 考虑到整体弯曲影响，梁板式筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，顶部钢筋应按实际配筋全部连通，纵横方向的底部钢筋尚应有 1/2~1/3 贯通全跨，且底板上下贯通钢筋的配

筋率均不应小于 0.15%。平板式筏基柱下板带和跨中板带的底部支座钢筋应有不少于 1/3 贯通全跨，顶部钢筋应按计算配筋全部连通，上下贯通钢筋的配筋率均不应小于 0.15%；

- d) 为减少基底压力而设置架空层的筏板基础，外侧基础梁及底板应考虑防水要求；
- e) 筏板悬臂部分下的地基土如有可能与悬臂脱开时，应在悬臂上部设置受力钢筋。对于双向悬臂挑出但基础梁无法外伸的筏板，宜在筏板角区布置放射状附加钢筋；
- f) 当筏板的厚度大于 2000mm 时，宜在板厚中间部位设置直径不小于 12mm、间距不大于 300mm 的双向钢筋网；
- g) 地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接的构造应符合下列要求：
 - 1) 柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm（图 30）；
 - 2) 当交叉基础梁的宽度小于柱截面的边长时，交叉基础梁连接处应设置八字角，柱角与八字角之间的净距不宜小于 50mm，见图 30a）；
 - 3) 单向基础梁与柱的连接，可按图 30 b）、图 30 c）采用；
 - 4) 基础梁与剪力墙的连接，可按图 30 d）采用。

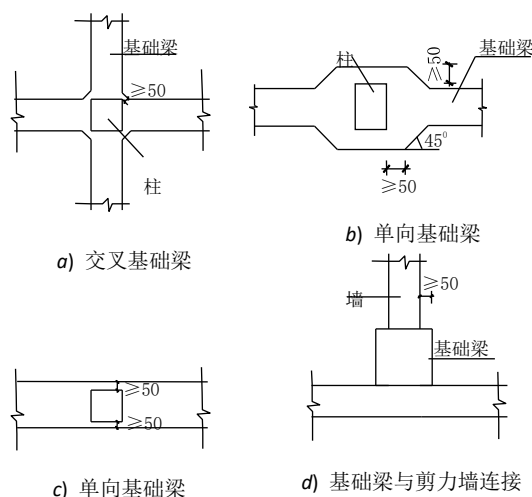


图30 地下室底层柱或剪力墙与基础梁连接的构造要求

13.3.5 梁板式筏基底板应计算正截面受弯承载力，其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。

13.3.6 平板式筏基的板厚应满足受冲切承载力的要求。

13.3.7 平板式筏基柱下冲切计算时应考虑作用在冲切临界面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力，对基础边柱和角柱冲切计算时，其冲切力应分别乘以 1.1 和 1.2 的增大系数。按附录 J 计算。

13.3.8 平板式筏基应验算距内筒和柱边缘 h_0 （筏板的截面有效高度）处截面的受剪承载力。当筏板变厚度时，尚应验算变厚度处筏板的受剪承载力。

13.3.9 梁板式筏基基础梁和平板式筏基的顶面应满足底层柱下局部受压承载力的要求。

13.3.10 对筏板裂缝有特殊要求时应进行裂缝宽度验算。上述计算应符合 GB 50007 及 GB/T 50010 的有关规定。

13.3.11 当柱荷载较大，等厚度筏板的受冲切承载力不能满足要求时，可在筏板上增设柱墩或在筏板下局部增加板厚或采用抗冲切箍筋来提高受冲切承载能力。

13.3.12 当地基土比较均匀、地基压缩层范围内无软弱土层或可液化土层、上部结构刚度较好、柱网和荷载较均匀、相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20%，且梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 1/6 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,计算的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,筏基内力应按弹性地基梁板方法进行分析计算。

13.3.13 按基底反力直线分布计算的梁板式筏基,其基础梁的内力可按连续梁分析,边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

13.3.14 按基底反力直线分布计算的平板式筏基,可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中,柱宽及其两侧各 0.5 倍板厚且不大于 1/4 板跨的有效宽度范围内,钢筋配置量不应小于柱下板带钢筋数量的一半,且应能承受部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{umb}$ 。 M_{umb} 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩, α_m 按公式(134)计算。对有抗震设防要求的无地下室或单层地下室平板式筏基,计算柱下板带截面受弯承载力时,柱内力应按地震作用不利组合计算。

$$\alpha_m = 1 - \alpha_s \dots\dots\dots (134)$$

式中:

α_m ——不平衡弯矩通过弯曲来传递的分配系数;

α_s ——不平衡弯矩通过冲切临界截面上的偏心剪力来传递的分配系数。 α_s 见附录J。

13.3.15 当筏板基础的外墙或内墙为钢筋混凝土墙时,在上部无剪力墙的情况下,可按梁高等于地下室总高的基础梁进行抗弯、抗剪计算。当筏板局部弯曲为主且墙体符合深受弯构件时,应符合 GB/T 50010 有关规定。

13.3.16 筏板与地下室外墙的接缝、地下室外墙沿高度处的水平接缝应严格按施工缝要求施工,必要时可设通长止水带。

13.3.17 高层建筑筏形基础与裙房基础之间的构造应符合下列要求:

- a) 当高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝时,高层建筑的基础埋深应大于裙房基础的埋深至少 2m。当不满足要求时必须采取有效措施。沉降缝地面以下处应用粗砂填实(图 31);
- b) 当高层建筑与相连的裙房之间不设置沉降缝时,宜在裙房一侧设置用于控制沉降差的后浇带,当沉降实测值和计算确定的后期沉降差满足设计要求后,方可进行后浇带混凝土浇筑。当高层建筑基础面积满足地基承载力和变形要求时,后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第一跨内。当需要满足高层建筑地基承载力、减小高层建筑沉降量,减小高层建筑与裙房间的沉降差而增大高层建筑基础面积时,后浇带可设在距主楼边柱的第二跨内,此时应满足以下条件:
 - 1) 地基土质较均匀;
 - 2) 裙房结构刚度较好且基础以上的地下室和裙房结构层数不少于两层;
 - 3) 后浇带一侧与主楼连接的裙房基础底板厚度与高层建筑的基础底板厚度相同(图 32);

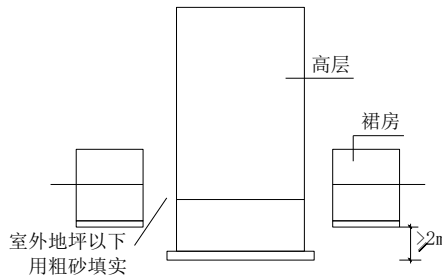


图31 高层建筑与裙房间的沉降缝处理

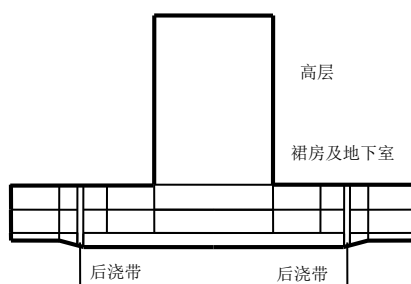
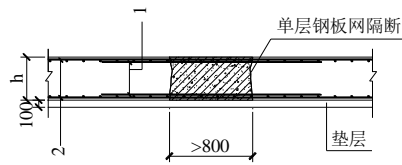


图32 高层建筑与裙房间的后浇带处理

- c) 当高层建筑与相连的裙房之间不允许设置沉降缝和后浇带时，应进行地基变形验算，验算时需考虑地基与结构变形的相互影响并采取相应的有效措施；
- d) 当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时，高层建筑及与其紧邻一跨裙房的筏板应采用相同厚度，裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化，应同时满足主、裙楼基础整体性和基础板的变形要求；应进行地基变形和基础内力的验算，验算时应分析地基与结构间变形的相互影响，并采取有效措施防止产生有不利影响的差异沉降。
- 13.3.18 在同一大面积整体筏形基础上建有多幢高层和低层建筑时，筏板厚度和配筋宜按上部结构、基础与地基土的共同作用的基础变形和基底反力计算确定。
- 13.3.19 带裙房的高层建筑下的大面积整体筏形基础，其主楼下筏板的整体挠度值不宜大于 0.5‰，主楼与相邻的裙房柱的差异沉降不应大于 1‰。
- 13.3.20 当桩筏基础下桩的数量较少时，桩宜布置在墙下、梁板式筏形基础的梁下或平板式筏形基础的柱下。基础底板的厚度应满足整体刚度及防水要求。筏板的构造尚应满足 13.3.4 的有关要求。
- 13.3.21 桩筏基础筏板混凝土强度等级不应低于 C30。
- 13.3.22 当筏形基础下需要满堂布桩时，基础板的厚度应满足受冲切承载力的要求。基础板沿桩顶、柱边、剪力墙边或筒体周边的受冲切承载力可按现行国家规范计算。
- 13.3.23 当地基比较均匀、上部结构刚度较好，桩筏基础筏板的弯矩可按倒楼盖法进行计算。先将基础板上的竖向荷载设计值按静力等效原则移至基础底面桩群承载力重心处。弯矩引起的桩顶不均匀反力按直线变化原则计算，并以柱或墙为支座采用倒楼盖法计算板的弯矩。当支座反力与实际柱或墙的作用力相差较大时，应重新调整桩位再次计算桩顶反力。
- 13.3.24 当需要考虑桩与筏板共同分担荷载时，筏板应按桩土共同作用进行计算。
- 13.3.25 筏形基础地下室施工完毕后，应及时进行基坑回填工作。填土应按设计要求选料，回填时应先清除基坑中的杂物，在相对的两侧或四周同时回填并分层夯实，回填土的压实系数不应小于 0.94。

13.4 地下室设计

13.4.1 地下室不宜设置变形缝，当地下室长度超过伸缩缝最大间距时，应采取相应措施，防止出现裂缝。可采取的减少混凝土裂缝开展的措施：每隔 30m~40m 设置贯通顶板、底部及墙板的施工后浇带，后浇带可设置在柱距三等分的中间范围内以及剪力墙附近，其方向宜与梁正交，沿竖向应设置在同跨内。底板及外墙的后浇带宜增设附加防水层；后浇带封闭时间宜滞后 45 天以上，其混凝土强度等级宜提高一级，并宜采用无收缩混凝土，低温入模。后浇带带宽不宜小于 800mm，后浇带中加强钢筋宜根据实际情况设置。后浇带构造可按图 33 及图 34 设置。当地下室不设变形缝时，除设置后浇带外，尚应采取措减少温度应力影响。有经验时可采用跳仓施工，减少后浇带数量。



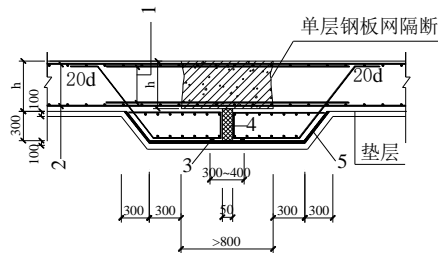
标引序号说明:

1——后浇带加强钢筋;

2——结构主筋。

注: 本图用于地下水位较低时的地下室底板。

图33 后浇带构造一



标引序号说明:

1——后浇带加强钢筋;

2——结构主筋;

3——外贴式止水带;

4——填缝材料;

5——卷材防水层。

注: 本图用于地下水位较高时的地下室底板

图34 后浇带构造二

13.4.2 高层建筑地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,应符合以下 a)~f) 的规定。当不符合时,建筑物的嵌固部位可设在筏形基础的顶面,此时宜考虑基础侧向土和基底土对地下室的抗力:

- a) 地下室顶板应避免开设大洞口。当开设较小洞口时,应采取相应的结构措施,满足水平力的传递要求,同时结构计算时,应考虑楼板开洞的影响,板的力学模型应能反应其实际受力状况;
- b) 地下一层与首层的侧向刚度比不宜小于 2.0,不应小于 1.5;
- c) 地下一层柱每侧的纵向钢筋面积不小于同截面地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍,且地下室顶板梁柱节点左右梁端截面与下柱上端同一方向实配的受弯承载力之和不小于地上一层对应柱下端实配的受弯承载力的 1.3 倍,地下一层梁端顶面和底面的纵向钢筋应比计算值增大 10%;
- d) 地下一层结构顶板应采用梁板式楼盖,板厚不应小于 180mm,混凝土强度等级不宜小于 C30;楼面应采用双层双向配筋,且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25%;
- e) 当地下室内、外墙与主体结构墙体之间的距离小于等于 30m 时,该范围的内、外墙可计入地下一层的结构侧向刚度,但此范围内的侧向刚度不能重叠使用于相邻建筑;
- f) 地下室与上部对应的剪力墙肢端部边缘构件的纵向钢筋截面积不应小于地上一层对应的剪力墙肢边缘构件的纵向钢筋截面积。

13.4.3 地下室外墙、底板的厚度应经计算确定。地下室外墙厚度不应小于 250mm,底板厚度不应小于 350mm;混凝土强度等级不应低于 C30。当地下室有防水要求时,地下室外墙和底板应按防水混凝土设计。防水混凝土应符合 GB 55030 和 GB 50108 的有关规定。

13.4.4 地下室外墙和底板的混凝土保护层厚度、钢筋的锚固长度、裂缝控制等级和最大裂缝宽度应符合 GB/T 50010 的有关规定。

13.4.5 地下室外墙和底板的构造应符合下列要求：

- a) 外墙墙体内应设置双面双向钢筋，竖向和水平钢筋的直径不宜小于 12mm，不应小于 10mm，间距不宜大于 150mm。外墙水平分布筋宜按照细而密的原则布置在竖向筋的外侧；
- b) 外墙上部有剪力墙、柱等竖向构件时，外墙顶部应设暗梁，暗梁的纵筋直径不宜小于 18mm，根数不应少于 4 根，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm。外墙上部无剪力墙时，外墙顶部应设加强纵筋，纵筋直径不宜小于 18mm，根数不应少于 4 根；
- c) 底板内应设置双面双向钢筋，钢筋的直径不应小于 12mm，间距不应大于 200mm，并应满足最小配筋率要求。当构造底板顶面与承台顶面设计标高一致时，应加强承台与底板连接处的抗剪措施。

13.4.6 地下室外墙应按 5.25、5.26 的规定采用相应作用的组合进行设计，并应遵守如下规定：

- a) 进行地下室外墙内力分析时，应根据其周边的情况选取符合实际受力状态的计算简图；
- b) 外墙的内力分析按弹性理论计算；
- c) 作用于外墙的荷载应考虑由回填土、地下水、地面附加荷载等引起的水平侧向荷载作用，并应考虑上部结构传来的荷载。外墙上的水土侧压力，对于砂类回填土，应按水土分算的原则计算。对于黏性土，可按水土合算的原则计算。水平土压力应按静止土压力计算；
- d) 当地下室外支护结构为地下连续墙或刚度较好的排桩且完好保留时，土压力可根据实际情况适当折减，水压力不能折减；
- e) 当室外所停车辆仅为轻型小汽车时，地面可变荷载不应小于 5kN/m^2 。

13.4.7 当有多层地下室时，除底板之外的地下室各层梁板，应考虑外墙传递的水平侧压力在水平构件中产生的轴力影响。

13.4.8 底板的荷载组合应考虑两种最不利情况：

- a) 当底板底土抗力不能有效发挥时，不应考虑地下水浮力和板底土反力作用，只考虑底板自重及板上荷载作用；
- b) 考虑地下水浮力、板底土反力、底板自重及板上永久荷载的组合。

13.5 地下建筑物抗浮设计

13.5.1 地下建筑物应进行抗浮验算，抗浮验算包括抗浮稳定（整体稳定和局部稳定）验算及地下建筑物构件的强度、刚度验算。

13.5.2 采取下列措施和具备下列条件可减小水浮力对地下建筑物的危害：

- a) 地下建筑物埋于相对隔水层，周边无砂类土、杂填土等透水土层，或虽有薄层砂类土、杂填土等时可采取换填、隔离等有效措施阻断地面水和上层滞水渗入基底时；
- b) 场地潜水、承压水、裂隙水和岩溶水等地下水的最高水位低于地下建筑物基底标高；
- c) 地面采取有组织排水，场地不具备长期渍水的条件；
- d) 基坑回填应采用分层夯实的黏性土、灰土或预拌流态固化土、素混凝土等弱透水材料；
- e) 基底下不应设置砂、石等透水材料垫层，土方超挖部分应采用混凝土回填，基础梁等的混凝土应采用原槽浇灌；
- f) 地下建筑物外墙防水保护层不应采用透水的泡沫塑料等材料；
- g) 地下建筑物周边应设混凝土散水等加以封闭；
- h) 地下建筑物周边上、下水管线应采取可靠的防渗漏措施。

13.5.3 抗浮设计水位的提供应符合下列原则：

- a) 抗浮设计应全面考虑上层滞水、承压水、潜水、裂隙水、岩溶水等不同类型地下水的水位。水位变化及水力联系的影响，按最不利情况确定抗浮设计水位；
- b) 上层滞水的抗浮设计水位可按使用阶段地下室外墙基坑肥槽回填标高取值。对二、三级阶地可通过地形、地貌的调查提供抗浮设计水位。如地面有可能长期渍水时，应按渍水水面标高取值；
- c) 场地土层存在不同类型的地下水时，应分别提出勘察期间对抗浮有影响的潜水、承压水、裂隙水、岩溶水等不同类型地下水的水位标高及其水力联系。如有长期水文观测资料或历史水位记录时，可取历史最高水位为抗浮设计水位。当上述类型地下水与上层滞水有水力联系且水位低于上层滞水水位时，按 13.5.3 b) 上层滞水水位取值。当无长期水文观测资料及历史水位记录，不能判断场地最高水位，且上述类型水与上层滞水无水力联系时，应结合建筑物重要性、环境条件及区域水文地质条件、勘察期间测得的水位等综合研究确定抗浮设计水位；
- d) 对紧邻江、河、湖泊的地下建筑物，确定抗浮设计水位时应根据地层分布情况考虑江、河、湖泊最高水位和水位坡降的影响。当以最高水位作为抗浮设计水位时，可根据抗拔试验结果按底板及抗拔构件容许变形所对应的荷载作为单根抗拔构件的抗拔承载力特征值，底板及抗拔构件容许变形值不宜大于 10mm，不应大于 20mm，且抗拔构件抗拔承载力极限值与特征值之比不应小于 1.5，抗拔构件应满足抗裂要求；
- e) 承压水最高测压水位高于隔水层顶面标高及基底标高，且隔水层较薄时，不宜考虑隔水层的隔水作用；
- f) 当地下建筑物周边有连续可靠的排水通道，且排水量及排水速度大于地面水和地下水的补给速度时，可取排水通道的标高作为抗浮设计水位；
- g) 对处于斜坡上或其他可能产生明显水头差的场地的地下建筑物，应考虑地下水对地下建筑物产生的非均布浮力，结合建筑物周边的地面标高分段提出相应的抗浮设计水位。

13.5.4 地下建筑物在进行使用期的整体抗浮稳定验算和局部抗浮稳定验算中，当以建筑物自重或压重平衡抗浮设计水位产生的水浮力时，抗浮稳定安全系数不应小于 1.1，地铁地下结构的抗浮稳定安全系数应符合 16.3 的有关规定。当整体抗浮稳定满足要求而局部不满足时，根据结构布置情况可采用增加结构刚度的措施。

13.5.5 当建筑物采用压重等措施后抗浮稳定安全系数不满足要求时，宜优先采用抗拔桩增加建筑物抗浮能力；当采用抗拔锚杆时，应符合 JGJ 476 的相关要求，且应考虑锚杆不均匀变形的不利影响，在地下室底板强度和抗裂验算时，不宜考虑非预应力锚杆的抗拔力。采用抗拔构件平衡水浮力时抗拔构件的根数可按公式（135）计算：

$$n \geq \frac{K_w N_{wk} - G_k}{T_a} \dots\dots\dots (135)$$

式中：

- n ——抗拔构件根数；
- N_{wk} ——相应于抗浮设计水位作用下，基础底面的浮力标准值；
- G_k ——建筑物自重（含压重）标准值；
- K_w ——抗浮稳定安全系数，按 13.5.4 规定取值；
- T_a ——单根抗拔构件抗拔承载力特征值。

13.5.6 抗拔锚杆抗拔承载力特征值应通过抗拔锚杆基本试验确定，锚杆抗拔承载力特征值的估算应符合 13.7 及 JGJ 476 的相关规定。

13.5.7 施工期间应采取基坑排水、超过一定水位的水自动流入地下室等防止建筑物上浮的有效措施。

13.6 墩基础

13.6.1 墩基础可按天然地基进行设计，确定墩基底面积的设计计算应符合第7章相关规定的要求。人工挖孔墩宜采用圆形截面，人工挖孔墩的适用范围及要求应符合12.1.5 k)的规定。

13.6.2 墩基础的构造应符合下列规定：

- a) 墩身混凝土强度等级不应低于C25；
- b) 墩身采用构造配筋时，纵向钢筋配筋率不应小于0.15%，宜通长配筋，箍筋直径不宜小于8mm，间距不宜大于250mm；
- c) 对于一柱一墩的墩基础，墩与柱的连结应符合12.2.8的规定。墙下基础梁与墩顶的连结应符合12.2.9规定；
- d) 墩基成孔可采用人工挖孔、机械钻孔的方法施工。墩底扩底直径不宜大于墩身直径的2.5倍且每边扩出尺寸不应大于800mm；
- e) 相邻墩墩底标高一致时，墩位按上部结构要求及施工条件布置，墩中心距可不受限制。持力层起伏很大时，应综合考虑相邻墩墩底高差与墩中心距之间的关系，进行持力层稳定性验算，不满足时可调整墩距或墩底标高；
- f) 墩底进入持力层的深度不宜小于300mm。当持力层为中风化、微风化、未风化岩石时，在保证墩基稳定性的条件下，墩底可直接置于岩石面上，岩石面不平整时，应整平或凿成台阶状。

13.6.3 墩基础的设计应符合下列规定：

- a) 墩底面积计算不考虑墩身侧摩阻力，墩身自重及扩大头上部土重应作为荷载计入，墩底岩土承载力特征值采用修正后的持力层承载力特征值或按抗剪强度指标确定的承载力特征值。岩石持力层承载力特征值不进行深宽修正；
- b) 持力层承载力特征值的确定应符合7.2.5及7.2.6的规定。地基基础设计等级为甲级的建筑物应通过载荷试验确定墩底持力层承载力特征值；
- c) 墩身混凝土强度验算应符合12.3.8及12.3.9的规定；
- d) 墩底压力的计算、墩底软弱下卧层验算及单墩沉降验算应符合第7章天然地基设计计算中的有关规定；
- e) 当墩身的混凝土强度等级低于柱的混凝土强度等级时，尚应验算墩身顶面的局部受压承载力；
- f) 当墩基础有效墩高不小于6m时，墩身配筋应按桩基进行设计。

13.7 山区地基基础

13.7.1 岩石出露地表，地形平坦的建筑场地，当建筑物采用岩石地基，在满足地基承载力、稳定性及防冻等要求情况下，基础可不考虑埋置深度。

13.7.2 岩石锚杆基础适用于直接建在岩石上的柱基，以及承受拉力或水平力较大的建筑物基础。

- a) 当基岩的强度较高，上部结构荷载较小，无偏心或偏心很小时，对于预制柱承重的建筑物，可在岩面或在岩体中做一钢筋混凝土杯口，并将杯口用锚杆锚固在基岩上，基础尺寸比柱截面稍大即可；对于现浇的钢筋混凝土柱，可将柱子的钢筋直接插入基岩做成锚杆基础，基础的尺寸就是柱子的截面尺寸。
- b) 当基岩的强度较低，上部结构荷载较大或偏心较大时，应根据岩石地基承载力确定基础底面尺寸。当柱底需要布置较多锚杆时，可增加基底面积。
- c) 锚杆的设计应以能发挥锚杆最大抗拔力为原则，设置方向可不与地面垂直。锚杆基础应与基岩连成整体，以达到地基基础稳定要求，并应符合下列规定：
 - 1) 锚孔直径，宜取锚杆直径的3倍，但不应小于1倍锚杆直径加50mm。锚杆基础应符合图35所示构造要求；
 - 2) 锚杆钢筋锚入基础或上部结构的长度，应符合钢筋的锚固长度要求；

3) 锚杆宜采用热轧带肋钢筋,水泥砂浆强度不宜低于 30MPa,细石混凝土强度不宜低于 C30。灌浆前,应将锚杆孔清理干净。

13.7.3 锚杆基础中单根锚杆所承受的拉力,应按公式(136)~(137)验算:

$$N_{ii} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xk} y_i}{\sum_{j=1}^n y_j^2} - \frac{M_{yk} x_i}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \dots\dots\dots (136)$$

$$N_{i\max} \leq R_i \dots\dots\dots (137)$$

式中:

F_k ——相应于作用的标准组合作用在基础顶面上的竖向力;

G_k ——基础自重及其上的土重;

M_{xk} 、 M_{yk} ——按作用的标准组合计算作用绕通过基础底面形心主轴 x 、 y 的力矩值;

x_i 、 y_i 和 x_j 、 y_j ——第 i 根锚杆和第 j 根锚杆分别至 y 、 x 轴线的距离;

N_{ii} ——按作用的标准组合下,第 i 根锚杆所承受的拔力值;

R_i ——单根锚杆抗拔承载力特征值。

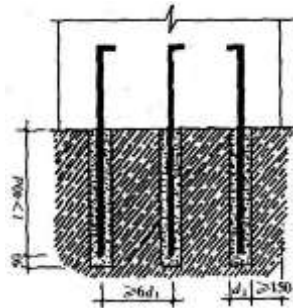


图35 锚杆基础

13.7.4 单根锚杆抗拔承载力特征值 R_i 应通过现场试验确定,试验数量应符合第 17 章的规定;估算单根锚杆抗拔承载力可按公式(138)计算:

$$R_i \leq 0.8\pi d_1 l f \dots\dots\dots (138)$$

式中:

d_1 ——锚杆孔直径(m);

l ——锚杆的有效锚固长度(m);

f ——砂浆与岩石间的黏结强度特征值(MPa),可按表62选用。

表62 砂浆与岩石的黏结强度特征值

单位为 MPa

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

注:水泥砂浆强度为30MPa,混凝土强度等级为C30。

13.7.5 当岩石地基稳定,地基承载力较高,柱子截面和地基承载力能满足上部荷载和基础稳定要求时,可采用不扩展的柱基础。不扩展的柱基础埋深不应小于柱子截面最大边长。

13.7.6 建筑场地局部为天然稳定斜坡，可采用桩（墩）基础，且基础底均深入到稳定地层一定深度。边坡宜采取措施进行护理以保持稳定。

13.7.7 岩石地基局部洞穴（槽）规模小时，可采用与基础混凝土强度相同的混凝土嵌实处理；也可采用跨越洞穴（槽）的梁式基础。但必须保证洞穴（槽）两侧岩体及基础的稳定性。当洞穴规模大时，可在洞穴（槽）中或两侧设置桩（墩）基础，将上部荷载传到洞穴（槽）底稳定岩层。

13.7.8 当建筑场地内部分地段基岩出露，部分地段基岩有一定埋深时，基岩出露地段可采用天然地基，基岩未出露地段可采用墩基础。如基岩埋深较大，基岩上部土层可以利用时，可采用天然地基，此时在基岩出露地段应设置褥垫层，按变形设计调整建筑物的不均匀沉降。天然地基、墩基础、褥垫层设计应符合本文件有关要求。

14 地基基础抗震设计要点

14.1 一般规定

14.1.1 选择建筑场地时，应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料，对抗震有利、一般、不利和危险地段做出综合评价。对不利地段，应尽量避免；当无法避开时应采取有效的抗震措施。对危险地段，不应建造抗震设防类别为甲、乙、丙类的建筑。

14.1.2 当需要在条状突出的山嘴、高耸孤立的丘、强风化岩石和非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造丙类及丙类以上建筑时，除保证其在地震作用下的稳定性外，尚应估计不利地段对设计地震动参数可能产生的放大作用，其水平地震影响系数最大值应乘以增大系数。其值应根据不利地段的具体情况确定，在 1.1~1.6 范围内采用。

14.1.3 在故河道以及临近河岸、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，采取防止土体滑动或结构抗裂的措施。

14.1.4 地基和基础设计应符合下列要求：

- a) 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上；
- b) 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基；当抗震设防类别为丙类的建筑采用天然地基时，可部分采用复合地基等人工地基或墩基础。当天然地基与墩基础并用时，应考虑基底高差与基础中心距之间的关系，进行持力层稳定性验算，不满足时可调整基底标高，且基础间尚应设置基础系梁。当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时，应根据地震时两部分地基基础的沉降差异，在基础、上部结构的相关部位采取相应措施；
- c) 地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应根据地震时地基不均匀沉降和其他不利影响，采取相应的措施；
- d) 山区建筑场地应根据地质、地形条件和使用要求，因地制宜设置符合抗震设防要求的边坡工程；边坡设计应符合 GB 50330 的要求；其稳定性验算时，有关的摩擦角应按设防烈度的高低相应修正；
- e) 山区边坡附近的建筑基础应进行抗震稳定性设计。建筑基础与土质、强风化岩质边坡的边缘应留有足够的距离，其值应根据抗震设防烈度的高低确定，并采取措施避免地震时地基基础破坏。

14.1.5 框架—抗震墙结构、板柱—抗震墙结构中的抗震墙基础和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙基础以及底部框架—抗震墙砌体房屋中的落地抗震墙基础，应有良好的整体性和抗转动能力，基础形式应采用钢筋混凝土条形基础、筏形基础或桩基。

14.1.6 对有抗震设防要求的结构，当地下一层结构顶板作为上部结构嵌固端时，嵌固端处的底层框架柱下端截面组合弯矩设计值应按现行国家标准 GB/T 50011 的规定乘以其抗震等级相对应的增大系数。当平板式筏形基础板作为上部结构的嵌固端、计算柱下板带截面组合弯矩设计值时，底层框架柱下

端内力应考虑地震作用组合及相应的增大系数。

14.1.7 平板式筏基在地震作用下的抗冲切计算按附录 J 执行。

14.2 天然地基和复合地基

14.2.1 地基主要受力层范围内不存在地基承载力特征值 $f_{ak} < 80\text{kPa}$ 软弱黏性土层的下列建筑可不进行天然地基、复合地基及基础的抗震承载力验算：

- a) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
- b) 砌体房屋；
- c) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的民用框架和框架-抗震墙房屋；
- d) 基础荷载与 14.2.1 c) 相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

14.2.2 天然地基的抗震验算，应采用地震作用效应的标准组合和地基抗震承载力进行。地基抗震承载力应取地基承载力特征值与地基抗震承载力调整系数的乘积。地基抗震承载力调整系数应根据地基土的性状取值，但不应超过 1.5。

14.2.3 地基抗震承载力应按公式 (139) 计算：

$$f_{aE} = \xi_a f_a \dots\dots\dots (139)$$

式中：

- f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；
- ξ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表63采用；
- f_a ——经过基础埋深与宽度修正后的地基承载力特征值，按本文件的有关规定采用。

表63 地基抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ξ_a
岩石，密实的碎石土、砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5
中密和稍密的碎石土、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、粉土	1.1
淤泥、淤泥质土，松散的砂和杂填土	1.0
注：强夯、换填及复合地基等人工地基根据其承载力按表取用调整系数。	

14.2.4 验算天然地基和复合地基等人工地基的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应力和边缘最大压力应分别符合公式 (140) 及公式 (141) 要求：

$$p \leq f_{aE} \dots\dots\dots (140)$$

$$p_{max} \leq 1.2 f_{aE} \dots\dots\dots (141)$$

式中：

- p ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压应力；
- p_{max} ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压应力。

14.2.5 高宽比大于 4 的高层建筑以及主楼与裙房相连时，在多遇地震作用下，高层建筑的基础底面不宜出现零应力区；其他建筑，基础底面与地基之间的零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%；岩石地基不能满足上述要求时，可采用岩石锚杆抵抗上拔力。

14.3 桩基础

14.3.1 承受竖向荷载为主的低桩承台桩基，当地面下无液化土层，且桩基承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值 $f_{ak} \leq 100\text{kPa}$ 填土时，下列建筑可不进行桩基抗震承载力验算：

- a) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
- b) 砌体房屋；
- c) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的民用框架和框架-抗震墙房屋；
- d) 基础荷载与 14.3.1 c) 相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。
- 14.3.2 非液化土中低承台桩基的抗震验算，应符合下列规定：
- a) 单桩竖向和水平向的抗震承载力特征值，均可比非抗震设计时提高 25%；
- b) 对于 7 度抗震设防烈度的低桩承台（或地下室）周围存在厚度大于 3m 的非液化土、非软弱土（ $f_{ak} \geq 80\text{kPa}$ ），且低桩承台（或地下室）的外侧土体抗力发挥有保证（填土分层夯实，且压实系数 $\lambda_c \geq 0.94$ 或混凝土原槽浇注等）时，对于抗震设防类别为丙、丁类建筑可不进行单桩水平向承载力抗震验算。对于抗震设防类别为甲、乙类建筑，可由承台（或地下室）正面填土与桩共同承担水平地震作用，承台（或地下室）正面土的水平抗力可取被动土压力的 1/3，但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。
- 14.3.3 存在液化土层的低桩承台桩基抗震验算，应符合下列规定：
- a) 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，可按下列两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 14.3.2 a) 取用，液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力乘以表 64 的折减系数；

表64 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 d_s /m	折减系数
≤ 0.6	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$d_s \leq 10$	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 14.3.2 a) 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。
- b) 打入式预制桩及其他挤土桩，当平均桩距为 2.5 倍~4 倍桩径且桩数不少于 5×5 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。
- 14.3.4 在液化地基中采用桩基，且需全部消除地基液化沉陷时，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，对于强风化软质岩石或其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。
- 14.3.5 液化土和震陷软土中桩身配筋应符合 12.2.4 的规定。
- 14.3.6 处于液化土中的桩基承台周围，宜用密实干土填筑夯实，若用砂土或粉土填筑夯实后，应使其密实度达到中密以上的要求。

14.4 抗震措施

- 14.4.1 对抗震设防烈度不低于 7 度的建筑工程，当地面下 20m 范围内存在饱和砂土和饱和粉土时，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抗液化措施。

14.4.2 当液化土层较平坦且均匀时，宜按表 65 选用地基抗液化的措施；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65 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	2)或3)	1)或2)+3)	1)
丙类	3)亦可不采取措施	3)或更高要求措施	1)或2)+3)
丁类	可不采取措施	可不采取措施	3)或其他经济的措施

注：表中1)为全部消除液化沉陷措施；2)为部分消除液化沉陷措施；3)为基础和上部结构处理。

14.4.3 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 采用桩基时，应符合 14.3.4、14.3.5 的规定要求；
- 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；
- 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，且加固后的标准贯入锤击数值应达到不液化的要求；
- 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；
- 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。

14.4.4 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 处理深度应使处理后的地基液化指数减小，其值不宜大于 5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数不宜大于 4；对独立基础和条形基础的处理深度，尚不应小于基础底面下 6m（粉土）、7m（砂土）和基础宽度的较大值；
- 采用加密法加固后的标准贯入锤击数值宜达到不液化的要求；
- 基础边缘以外的处理宽度，应符合 14.4.3 e) 的要求；
- 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；

14.4.5 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：

- 选择合适的基础埋置深度；
- 调整基础底面积，减少基础偏心；
- 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；
- 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；
- 管道穿过建筑处应预留足够尺寸的孔洞或采用柔性接头等。

14.4.6 当钢筋混凝土房屋的框架独立柱基有下列情况之一时，宜沿两个主轴方向设置基础系梁：

- 一级框架和Ⅳ类场地的二级框架；
- 各柱基础底面在重力荷载代表值作用下的压应力差别较大；
- 基础埋置较深，或各基础埋置深度差别较大；
- 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层、液化土层和严重不均匀土层；
- 桩基承台之间。

15 地基基础施工

15.1 一般规定

15.1.1 地基基础施工之前，应具备下列资料：

- a) 场地的岩土工程勘察资料、环境资料及地下障碍物的分布情况；
- b) 基础设计图纸、设计要求及须达到的标准、检验手段；
- c) 建筑物和地下设施类型、布置；
- d) 施工组织设计或施工方案；
- e) 相关的试验资料；
- f) 在防汛控制区内的工程，汛期施工应符合水务部门的要求。

15.1.2 采用天然地基的基础，土方开挖完毕后，应经勘察、设计、监理、施工等方面共同进行验槽，合格后方可进行基础施工。验槽时应检验核对基槽地质状况与岩土工程勘察资料所提供的状况是否一致，并及时处理发现的问题。桩基承台及其他地基的基础，应对桩或地基进行检测验收并符合设计要求后，方可进行基础施工。

15.1.3 建筑物施工期间，应及时分析沉降观测数据，如发现沉降值或沉降差异值异常时，应分析原因，采取措施后方可继续施工。

15.1.4 地基与基础工程施工前，应调查清楚场区地上及地下的环境，必要时制定有针对性的施工保护措施。

15.1.5 对水下浇注混凝土的灌注桩，钻孔达到设计深度，灌注混凝土前必须进行孔底沉渣厚度检测。孔底沉渣厚度检测不合格，不应灌注混凝土。

15.1.6 钻孔灌注桩应严格控制孔底沉渣的厚度，端承型桩沉渣厚度不应大于 50mm，摩擦型桩不应大于 100mm，抗拔桩及不考虑桩端抗力的抗水平力桩不应大于 200mm。端承型桩二次清孔应采用气举反循环清孔工艺。

15.1.7 在承台、地下室外墙与基坑侧壁间隙回填土前，应排除积水，清除虚土和建筑垃圾，填土应按设计要求选料，分层对称填筑压实，且压实系数应满足设计要求。

15.1.8 地基基础施工应采取控制振动、噪声、扬尘、废水、废弃物以及有毒有害物质等的措施，贯彻绿色施工理念。

15.2 土方开挖

15.2.1 土方开挖前应制定详细的施工方案，包括土方开挖方式及顺序、机械设备选择、通道设置、施工进度计划、降排水措施及季节性（冬期、雨期、汛期等）施工措施、支护方案、监测方案、应急措施、安全文明施工措施等内容。

15.2.2 土方开挖的顺序、方法必须与设计工况相一致，并遵循“开槽支撑、先撑后挖、分层开挖、严禁超挖”的原则。

15.2.3 土方开挖应均衡分层进行，高差不宜过大，对软土相邻高差不应超过 1m。挖出的土方不应堆置在基坑边。采用机械挖土时，应确保基坑内的桩体、支撑立柱、降水井立管等不受损坏。夯扩桩、CFG 桩、沉管灌注桩、预制桩等桩基，对设计桩顶标高以上 1.0m 以内的土方应采用人工开挖方式。

15.2.4 地基基础施工之前，应了解场区周围的排水情况，对有可能排入或渗入基坑的地面雨水、生活用水、上下水管渗漏水应设法排除，避免地表水渗入边坡土体和基坑内。

15.2.5 基坑开挖结束后，应在基坑底做好排水措施，确保基坑底的地基土不受水浸泡。

15.2.6 基础施工完毕后，应及时回填基坑。填土应分层铺土，分层夯实，每层回填土厚度视填土性质及所选用机械性能而定，一般不宜超过 300mm，每层填土经验收符合设计要求后方可继续施工。

15.2.7 雨期施工时，应有保证基础工程质量和安全的措施。可适当放缓边坡，或采取护坡措施，控制工作面不宜过大。应逐段、逐片分期施工。重要或特殊工程的土方工程宜避开雨季施工。

15.2.8 冬期施工时，开挖后应采取防止基底土受冻，如遇受冻现象，应将受冻的土层全部挖除或采取其他有效措施。

15.3 大体积基础混凝土施工

15.3.1 大体积混凝土系指最小尺寸不小于 1m 的大体量混凝土，或预计会因混凝土中胶凝材料水化引起的温度变化和收缩而导致有害裂缝产生的混凝土。

15.3.2 大体积基础混凝土施工应编制专项施工方案，除满足本文件的规定外，尚应符合 GB 50496 和 GB 50666 等相关规定。

15.3.3 大体积混凝土施工过程中，应根据气候条件采取控温保湿措施，并测定浇筑后的混凝土温升值、表面温度、内部温度和环境温度，监测混凝土的内外温差、内部温差和降温速率，将温差控制在设计要求的范围内。若设计无具体要求时，混凝土中心与表面的温度差不宜超过 25℃，混凝土表面温度与环境温度的温度差不宜超过 20℃，温升值不宜大于 50℃，降温速率不宜大于 2.0℃/天。

15.3.4 大体积基础混凝土的保温及测温工作要持续到混凝土内部温度与大气平均温度差在 15℃内，且混凝土强度达到设计强度的 75%以上时，方可停止。

15.3.5 控制大体积混凝土温度和收缩裂缝可采用下列技术措施：

- a) 选用低水化热水泥，优选混凝土原材料和优化配合比等；
- b) 降低混凝土的入模温度。利用夜间或有利的低温季节浇筑混凝土；搅拌混凝土时采用冰水或掺冰以及预冷骨料等措施；
- c) 加强施工中的温度控制。采取在混凝土中埋设冷却水管，浇筑后应及时通水冷却，适当减薄浇筑层厚度，利用层面散热等措施；
- d) 混凝土表面采取适当的保温保湿措施。
- e) 改善约束条件，削减温度应力。合理地分缝分块，合理安排施工程序，避免过大的高差和长期暴露面等；
- f) 提高混凝土的极限拉伸强度，增加和合理布置抗裂钢筋。

15.3.6 大体积混凝土抗裂应按公式（142）进行计算：

$$\frac{\alpha(T_p + T_r - T_f)}{K} \leq \epsilon_p \dots\dots\dots (142)$$

式中：

- T_p ——浇筑温度（℃）；
- T_r ——水化热绝热温升值（℃）；
- T_f ——大体积混凝土表面温度（℃）；
- α ——温度膨胀系数，一般取 $10 \times 10^{-6}/\text{℃}$ ；
- ϵ_p ——混凝土极限拉应变，一般在 $(50 \sim 100) \times 10^{-6}$ ；
- K ——常数，一般大于5，取决于约束条件、徐变及塑性变形等。

15.3.7 混凝土的水化热绝热温升值可按公式（143）计算，混凝土的最大水化热绝热温升值可按公式（144）计算。

$$T_r(t) = \frac{CQ}{C'\rho} (1 - e^{-mt}) \dots\dots\dots (143)$$

$$T_{rmax} = \frac{CQ}{C'\rho} \dots\dots\dots (144)$$

式中：

- $T_r(t)$ —— t 时间混凝土的水化热绝热温升值（℃）；

C ——每立方米混凝土的水泥用量 (kg)；

Q ——每千克水泥水化热量 (J/kg)，根据所用水泥由试验测定；

C' ——混凝土的比热，0.92~1.00，一般取0.96 (J/kg·K)；

ρ ——混凝土的质量密度，取2400kg/m³；

e ——常数， $e=2.718$ ；

m ——与水泥品种、浇筑时的温度有关的经验系数，一般取0.2~0.4；

t ——混凝土浇筑后至计算时的天数 (day)。

15.3.8 大体积基础混凝土应做到分层浇筑、分层捣实，保证上、下层混凝土在初凝之前结合好，不致形成施工缝。也可以留置基础后浇带。所浇筑的混凝土经一段时间养护干缩后，采用补偿收缩混凝土浇筑后浇带。有经验时也可设置膨胀加强带，连续浇筑，膨胀加强带采用补偿收缩混凝土浇筑。

15.3.9 大体积混凝土的浇筑方案应根据整体性要求、构件尺寸、钢筋疏密、混凝土的供应等具体情况，按图 36 选用全面分层、分段分层或斜面分层的方式浇筑。分层厚度取决于振动棒的棒长和振动力的大小，也要考虑混凝土的供应速度和浇筑量的多少，宜为 300mm~500mm。

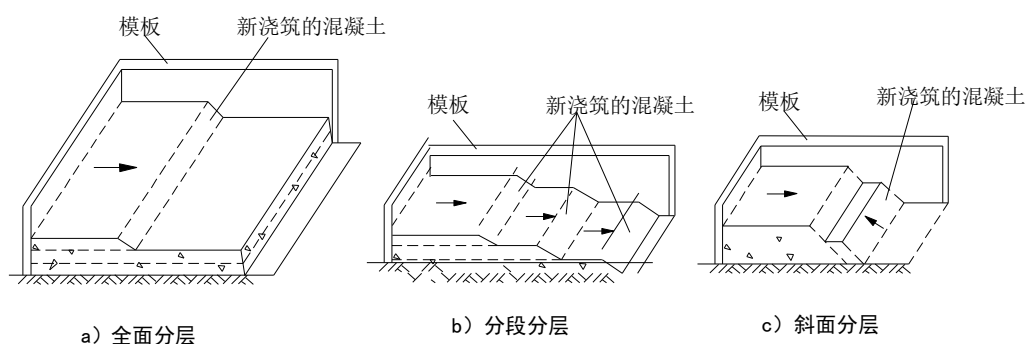


图36 大体积基础混凝土浇筑分段分层示意

15.3.10 大面积基础底板宜采用跳仓法施工，跳仓法施工应编制专项方案。

15.4 钻孔灌注桩后压浆施工

15.4.1 钻孔灌注桩后压浆工艺适用于无流动地下水的岩层、卵砾石层、中粗砂夹卵砾石层、中粗砂、稍密和中密粉细砂、粉土、黏性土等岩土层。对无工程经验的地区和土层，必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。应先进行后压浆施工，然后再进行基坑土方开挖和深井降水。

15.4.2 钻孔灌注桩后压浆工艺可用于消除沉渣及混凝土离析对承载力的影响，提高钻孔灌注桩竖向承载力。后压浆方式可分为桩侧压浆和桩端压浆以及桩侧、桩端复合压浆。

15.4.3 钻孔灌注桩后压浆工艺压浆时应注意观测场地附近有无渗浆现象，防止对邻近设施造成影响。

15.4.4 对桩径 600mm 以上的桩，桩身纵向通长钢筋不宜少于 6 根。桩端和桩侧压浆竖管应沿桩周均匀布置，压浆竖管采用直径不小于 25mm 且壁厚不小于 3mm 钢管。压浆管上部露出自然地面 300mm，下部伸出钢筋笼底部以下 200mm，压浆管最上面一个接头距自然地面不应小于 6m。桩端压浆竖管的数量详表 66。

表66 桩端后压浆管数量表

桩直径d (mm)	桩端后压浆数量
600≤d≤1200	2根
1200<d≤1500	3根

表 66 桩端后压浆管数量表（续）

桩直径d (mm)	桩端后压浆数量
1500<d≤2000	4根

15.4.5 固化剂应选用强度等级 42.5 及以上的通用硅酸盐水泥。每根桩的桩端压浆量（压浆管共压入的水泥重量）应考虑桩径、桩长、土层等情况，根据工程试验结果确定，但不宜少于表 67 中的数值。水灰比控制在 0.4~0.65，终止压力 2.0MPa~4.0MPa，岩层、非饱和黏性土及粉土终止压力可为 3.0MPa~10.0MPa。压浆参数应以压浆量控制为主，压力控制为辅。外掺剂可根据工程需要和土质条件选用具有早强、缓凝等作用的材料，但应避免环境污染。

表 67 每根桩的桩端压浆量（水泥重量）

桩直径/mm	压浆量（水泥重量）/t
600	1.2
700	1.6
800	2.0
900	2.5
1000	3.0

注：桩侧压浆量根据桩长、桩径、土层情况经试验确定。

15.4.6 桩端后压浆喷口设置在压浆管底部 500mm 范围内，桩侧后压浆环管采用直径 33mm~40mm 橡胶钢丝管。喷口直径 3mm，间距 80mm，梅花形设置，并采用具有单向阀功能的喷口保护装置。

15.4.7 每根桩浇注完混凝土后，在 12 小时至 24 小时内必须用清水将喷口冲开；压浆作业宜于成桩后 2 天开始，不宜迟于成桩 30 天后；压浆应以同一承台下的桩为一组。

15.4.8 压浆竖管应采用丝扣连接并缠紧胶带，不宜采用焊接。安装压浆竖管时，必须对每节压浆管进行注水检验；如果管内水面下降，则应对已安装的压浆管重新更换，整个安装过程不应碰撞、挤压压浆管，并由专人同步填写注水检验记录。

15.4.9 露出桩顶的压浆管口应用堵头封堵，并涂上红油漆，不应碰撞。

15.4.10 水泥浆搅拌后必须过滤方可进入压浆泵，由专人同步填写压浆量和相应的压力，以及总压浆量和终止压力。

15.4.11 压浆顺序：压浆时首先应采用低压（低档）压入水灰比为 0.6 左右的水泥浆，然后逐步加压和采用水灰比为 0.4~0.5 的水泥浆；压浆流量不宜超过 75L/min。对桩侧和桩端复合压浆的桩，首先进行桩侧压浆再进行桩端压浆。

15.4.12 后压浆过程中如出现压力骤变或地面渗浆、注浆量很大但压浆压力变小等异常情况，应做好详细记录并查明原因，及时处理。

15.4.13 在桩身混凝土强度达到设计要求的条件下，承载力检验应在压浆完成 20 天后进行。

15.4.14 钻孔灌注桩后压浆工艺除钻孔灌注桩施工应进行的质量控制和检验外，还应对压浆管及接头材质、安装质量、喷口设置及保护、注水试验、压水试验、水泥质量、水灰比、初始压力、初始压浆量、终止压力、终止压浆量等进行重点控制和检查。

15.5 长螺旋钻孔压灌桩施工

15.5.1 长螺旋钻机应能钻进设计要求穿透的土层，当需要穿透老黏土、厚层砂类土、碎石土以及塑性指数大于 25 的黏土时，应进行试钻。

15.5.2 长螺旋钻机定位时，钻头与桩位偏移不应大于 20 mm，钻头刚接触地面时，下钻速度应慢。钻机钻进过程中，不宜反转或提升钻杆。

15.5.3 钻进过程中，如遇到卡钻、钻机摇晃、偏斜或发生异常的声响时，应立即停钻，查明原因，采取相应措施后方可继续作业。

15.5.4 根据桩身混凝土的设计强度等级，通过试验确定混凝土配合比；混凝土坍落度宜为 140mm~180mm；粗骨料可用卵石或碎石，最大粒径不宜大于 31.5mm；细骨料应选用中粗砂，砂率宜控制在 40%~45%。可掺加粉煤灰或外加剂。

15.5.5 混凝土泵应根据桩径、桩长、泵送距离选型，安放位置应与钻机的施工顺序相配合，泵管布置尽量减少弯道，泵与钻机的距离不宜超过 60m。

15.5.6 混凝土的泵送宜连续进行，当钻机移位时，混凝土泵料斗内的混凝土应连续搅拌，泵送混凝土时，料斗内混凝土的高度不应低于 400mm。

15.5.7 混凝土输送泵管尽可能保持水平，长距离泵送时，泵管下面应垫实。

15.5.8 当气温高于 30℃时，宜在输送泵管上采取降温措施，必要时对原材料、拌合站等采取遮阳、冷却措施。

15.5.9 开始灌注混凝土时，应停顿 10s~20s 加压，再缓慢提升钻杆。提钻速度应根据土层情况确定，且应与混凝土泵送量相匹配，保证管内有一定高度的混凝土。

15.5.10 钻进地下水位以下的砂类土时，应有防止钻杆内进水的措施，压灌混凝土应连续进行。

15.5.11 压灌桩的充盈系数宜为 1.0~1.3。桩身混凝土超灌高度不宜小于 0.6m。

15.5.12 成桩后，应及时清除钻杆及软管内残留混凝土。长时间停置时，应采用清水将钻杆、泵管、混凝土泵清洗干净。

15.5.13 对配筋的压灌桩，混凝土压灌结束后应立即采用专用的插筋器将钢筋笼插至设计深度。

15.6 旋挖灌注桩施工

15.6.1 旋挖灌注桩适用于填土、黏性土、粉土、砂土、碎石土、卵砾石土层、岩层，当钻进硬质岩时应进行工艺试验。

15.6.2 旋挖钻机应配备成孔和清孔用泥浆及泥浆池（箱），在容易产生泥浆渗漏的土层中应采取提高泥浆比重、掺入锯末、掺入增黏剂提高泥浆黏度等维持孔壁稳定的措施。

15.6.3 泥浆制备和储存的能力应大于钻孔和清孔时的泥浆需求量，每台套钻机的泥浆储备量应不少于单桩成孔体积的两倍。

15.6.4 旋挖钻机施工时，场地应平整，排水应通畅，并应满足机械行走所需的地面承载力，必要时先垫设能保证其安全的钢板或路基板。

15.6.5 每根桩均应安设钢护筒，护筒应按下列规定设置：

- a) 根据地质情况和地下水位情况以及孔内泥浆高度的需求确定钢护筒的安设深度，钢护筒的最小长度不宜小于 4.0m 且宜穿过易坍孔的软土层；
- b) 钢护筒应采用钢板制作，壁厚根据桩径、长度综合确定，保证施工过程中护筒变形满足要求，其内径应大于钻头直径 100mm，上部应对称设二个溢浆孔口；
- c) 钢护筒起吊时应采用钢扁担，埋设应准确稳固，护筒中心和桩位中心偏差应小于 50mm，护筒安设垂直度偏差不应大于 0.5%。

15.6.6 成孔前和每次提出钻斗时，应检查钻斗和钻杆连接销子、钻斗门连接销子以及钢丝绳的状况，并清除钻斗上的土渣。

15.6.7 旋挖钻机成孔应采用跳挖方式，钻斗倒出的土距桩孔口的最小距离应大于 6m，并应及时清除。根据钻进速度应同步补充泥浆，保持所需泥浆面的高度不变。

15.6.8 达到钻孔深度时，应采用清孔钻头清孔。清孔后孔底 500mm 以内泥浆比重应小于 1.25，含砂率不大于 8%，黏度不大于 28s。

15.6.9 干作业成孔时应采用专用钻头清孔，并采取措施保证钢筋笼及导管安装完毕后孔底沉渣厚度

符合要求。

15.6.10 水下浇注的混凝土的含砂率宜为 40%~45%，坍落度宜为 180mm~220mm，水泥用量不少于 360kg/m³，中粗砂、粗骨料应采用连续级配。当导管直径为 300mm 时，粗骨料最大粒径应小于 40mm，当导管直径为 250mm 时，粗骨料最大粒径应小于 31.5mm。

15.6.11 导管接头应采用丝扣或双螺纹方扣快速接头，不宜采用法兰接头。导管应设在钢筋笼中间。提升导管时，不应挂碰钢筋笼。

15.6.12 导管使用前应试拼装和试压，试水压力为 0.6MPa~1.0MPa。每次浇注完混凝土后应及时对导管内外进行清洗，使用前应检查是否有水泥浆块附着在导管内壁。

15.6.13 使用的隔水栓应有良好的隔水性能，保证顺利排出。隔水栓宜采用和桩身混凝土同强度等级的现浇细石混凝土，并用布包裹成与导管内径相同的细石混凝土塞。

15.6.14 二次清孔后应立即浇注混凝土，首次浇注混凝土时，应有足够的混凝土储备量，确保导管首次埋入混凝土面的深度不小于 1.2m。混凝土灌注桩充盈系数不应小于 1.0。

15.6.15 导管埋深宜为 4m~6m，导管不应提出混凝土面，并应设专人同步测量导管埋深及管内外混凝土面的高差，填写水下浇注混凝土的动态记录。

15.6.16 水下浇注混凝土必须连续进行，对浇注过程中的一切故障均应记录备案，并及时采取有效措施（如水下接桩等措施）。

15.6.17 桩身混凝土必须现场留有试件，直径不小于 800mm 或单桩混凝土量超过 25m³ 的桩，每根桩应留有 1 组试件；单桩混凝土量超过 50m³ 的桩，每 50m³ 应留有 1 组试件；直径小于 800mm 的桩或单桩混凝土量不超过 25m³ 的桩，每个灌注台班不应少于 1 组；每组试件应留 3 件。

15.6.18 当混凝土面接近钢筋笼底时，应降低浇注混凝土的速度，当混凝土面上升到钢筋笼内 3m~4m 时，再提升导管，使导管底端高于钢筋笼底端，防止钢筋笼上浮。

15.6.19 桩顶混凝土的超灌高度：对桩径不大于 1200mm 的桩，超灌高度为 1 倍的桩径且不小于 0.8m，对桩径大于 1200mm 的桩，超灌高度应大于 0.7 倍桩径且不小于 1.0m。

15.7 岩溶区灌注桩施工

15.7.1 灌注桩施工前应平整场地、碾压密实，对于桩位下有土洞的基桩施工，如土洞顶部覆盖层较薄（小于 3.0m）时，采用直接开挖换填处理。

15.7.2 灌注桩施工前应埋设护筒，并符合 15.6.5 的规定

15.7.3 岩溶区的灌注桩施工，配制泥浆体积宜为正常条件下泥浆体积的 3 倍以上。

15.7.4 岩溶区的灌注桩应根据覆盖层和基岩情况分别采用不同的成孔工艺：

- a) 当覆盖层中不含土洞时，采用回转钻进成孔、旋挖钻进成孔或冲击成孔工艺；当覆盖层中含有体积较大的土洞、且埋深大于 3.0m 时，应对土洞进行预注浆充填或低强度等级混凝土回填后再采用回转、旋挖或冲击钻进等成孔工艺；
- b) 当钻孔至溶洞顶板以上 1.0m 时，改用低频率、小冲程冲击钻进成孔工艺；
- c) 当岩面为斜面时，应预先在岩面上部桩孔内回填小片石或混凝土等，用钻头反复冲击，直至全断面进入岩层为止；
- d) 当溶洞顶板被击穿时，利用泥浆泵对孔内进行补浆，防止泥浆面下降导致孔壁坍塌，同时在顶部厚度范围内反复轻提慢放冲锤，直至冲锤不受明显阻碍；
- e) 当溶洞内有黏土或砂、砾等充填物时，在钻孔桩施工前宜对溶洞内充填物进行注浆预处理；
- f) 对于地下水水量较大的溶洞，可采用单层或多层长护筒跟进的方法，护筒的直径级差一般不小于 15mm；
- g) 钻头直径应视地层情况适当加大；
- h) 成孔过程中如遇漏浆，应及时补浆并向孔内回填片石、黏土或混凝土反复冲孔造壁；

- i) 在岩溶中等或强烈发育的场地，灌注桩身混凝土时应观察混凝土顶面标高的变化，如遇混凝土下沉，应继续补灌混凝土，直至稳定后方可拔出导管。

15.8 预制桩施工

- 15.8.1 预制桩需要穿透较厚的密实砂层、碎石土、卵石层时，应通过现场试验确定其适用性。
- 15.8.2 预制桩可采用静压、锤击、振动等施工工艺，工艺的选择应考虑当地施工经验。
- 15.8.3 沉桩前应对场地内空中和地下各种管线以及地下障碍物进行处理；施工过程中应对邻近既有建筑物和地下管线进行观测，必要时制定并实施针对性的保护措施。
- 15.8.4 场地应平整，排水应通畅，并应满足沉桩所需的地面承载力，场地地基承载力不应小于桩机接地压强的 1.2 倍。
- 15.8.5 沉桩机械的选用应根据地质条件、桩型、桩的密集程度、单桩竖向承载力及现有施工条件等因素确定。
- 15.8.6 拟建建筑物轴线控制点应设在不受挤土效应和桩机行走影响的固定物上。
- 15.8.7 桩机就位时，应对桩位进行复测。
- 15.8.8 预制桩运输时，其支承点应与设计吊点位置相吻合，上层桩的支承点不应在下层桩支承点的外侧（即悬臂的一侧）。预应力管桩装运时，要扎牢塞紧，防止桩身滑动和滚动，或采用特制的专用放置架。
- 15.8.9 桩段运到现场后，应对吊点及跨中处有无裂缝、桩身有无缺角等现象进行检查，对强度和龄期、配筋等进行复查，不符合要求的桩应及时采取处理措施。
- 15.8.10 采用蒸汽养护的预制桩，宜在混凝土强度达到 100% 的设计强度后自然养护 5 天（静压桩）或 20 天（锤击桩）以上才能进行沉桩。
- 15.8.11 工程桩施工之前，根据试桩结果确定沉桩参数。施工过程中，认真记录每节桩的入土深度和相应的压力表读数（静压桩）、锤击数和最后 10 击的贯入度（锤击桩）。
- 15.8.12 采用焊接、法兰接头及硫磺胶泥锚接接头时，接桩施工应符合施工规范的有关规定。
- 15.8.13 对于一般性地下障碍物可采用钢送桩器进行排除，然后再进行沉桩，不应用桩段直接沉入。
- 15.8.14 桩顶高出地面时，应进行截桩，截桩后桩顶应低于自然地面不少于 200mm，截桩时应确保桩身的完整性。
- 15.8.15 施工大面积密集群桩时，可采取下列辅助措施：
- 预钻孔沉桩，孔径宜比桩径（或方桩对角线）小 50mm~100mm，深度视桩距和土的密实度、渗透性而定，宜为桩长的 1/3~1/2，施工时宜随钻随沉桩；
 - 设置袋装砂井或塑料排水板，以消除部分超孔隙水压力，减少挤土现象。袋装砂井直径一般为 70mm~80mm，间距 1m~1.5m；塑料排水板与袋装砂井的深度根据具体情况确定；
 - 设置隔离桩、隔离墙或减振沟；
 - 控制沉桩的施工进度和沉桩顺序，按“先深后浅、先大后小、先长后短、先密后疏”的原则。一般情况下，先沉中间桩；为保护周边设施和建筑物，先沉临近周边设施和建筑物的桩。
- 15.8.16 方桩的边应和相应的承台边平行。压桩过程中应在两个互相垂直的方向同步校正桩身垂直度，以保证桩身轴心受压，不应直接用桩机机身将桩身拨正。
- 15.8.17 桩端进入坚硬、硬塑的黏性土，中密以上粉土、砂土、碎石类土，风化岩等持力层且无软弱下卧层时，静压桩以压力值为主要控制指标，锤击桩以锤击数和最后 10 击的贯入度为主要控制指标，桩端标高在征得设计单位同意后，可作为辅助控制指标。
- 15.8.18 静压法施工应符合下列要求：

- a) 根据土质情况、单桩竖向极限承载力以及布桩密集程度等因素，压桩机应配足重量。静压桩机的重量不宜小于单桩极限承载力的 1.2 倍（不含静压桩机大履和小履的重量），场地应平整压实，表层土承载力应满足桩机接地压力的要求；
- b) 应选择夹持摩擦力大而夹持力小的静压桩夹具。油压表必须经法定计量单位的校准且在有效期内；
- c) 如采用吊环，则在压桩前应割掉吊环，压桩过程中夹具不应夹在吊环、接头及预埋管处；
- d) 压桩力应通过试桩静载试验确定，短桩不宜小于单桩竖向极限承载力的 1.2 倍。

15.8.19 锤击法施工应符合下列要求：

- a) 施工前应评估锤击桩对周边环境的影响在可控的范围；
- b) 应采用重锤轻击的原则进行施工；
- c) 应采用桩垫。

15.8.20 高频液压振动法施工应符合下列要求：

- a) 施工前，应针对场地主要土质确定最优频率范围；
- b) 桩与液压振动锤连接须牢固，确保液压振动锤和桩中心同一直线，维持设备与桩的稳定性；
- c) 桩的沉设需一次性完成，避免摩阻力恢复造成沉桩困难。

15.8.21 遇下列情况之一，应暂停沉桩，并及时处理：

- a) 沉桩深度超过设计深度，油压值或锤击数和最后 10 击的贯入度却达不到要求；
- b) 桩顶和桩身混凝土破碎或桩身产生明显裂纹；
- c) 桩身突然倾斜、移位或有严重回弹；
- d) 与邻桩入土长度相差悬殊，或桩端不能落在同一持力层上；
- e) 场地内地面严重隆起或邻桩发生严重位移；
- f) 已施工的桩向上位移；
- g) 桩身夹持机具打滑，或压桩机下陷严重不能保证桩身垂直度。

15.9 山区地基施工

15.9.1 边坡开挖和地基基础施工前，应根据岩土工程勘察报告和设计的要求，编制施工组织设计和制定保护环境的安全措施。当边坡开挖和地基基础施工可能影响边坡稳定或危及邻近建（构）筑物、市政管线安全时，应先进行边坡治理。

15.9.2 对于土质边坡或易于软化的岩质边坡，在开挖时应采取相应的排水和坡面、坡脚的保护措施，边坡的顶部应设置截水沟。坡脚及坡面上不应有积水。

15.9.3 边坡开挖前应有边坡治理设计文件，无边坡治理设计文件不应进行边坡施工。边坡施工应根据边坡设计工况要求进行。边坡施工应由上往下分层分段开挖，依次进行，不应下部掏挖、无序大开挖、大爆破作业。挖、填宜平衡，弃土应分散处理，不应将弃土堆置在坡顶及坡面上。当必须在坡顶或坡面设置弃土或转运站时，应进行坡体稳定性验算，严格控制堆积的土方量。

15.9.4 边坡开挖后，应根据边坡治理设计文件，立即对边坡进行治理。

15.9.5 对岩层层面或主要节理面与边坡开挖面的倾斜方向一致的顺向坡，应根据倾角大小确定边坡的防护方法。当开挖揭露的岩层层面或主要节理面情况与设计文件参考的情况明显不一致时，应及时提请设计单位进行复核确认，确保支护方案的安全性和合理性。

15.9.6 挡土墙施工应符合下列要求：

- a) 对于可以向坡外排水的支挡结构，挡土墙应设置排水孔，其纵横间距宜取 2m~3m，外倾 5%，孔径不宜小于 $\phi 100\text{mm}$ 。墙后应做好滤水层和必要的排水盲沟，在墙顶地面应铺设防水层。当墙后有山坡时，还应设置截水沟；
- b) 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；

- c) 墙后填土宜选择透水性较强的填料。当采用黏性土作为填料时,宜掺入适量的块石。在季节性冻土地区,墙后填土应选用非冻胀性填料(如炉渣、碎石、粗砂等);
 - d) 当地基土有变化时挡土墙应加设沉降缝。在弯角处应适当采取加强措施。
- 15.9.7 建筑物地基铺设砂石褥垫层时,应确保褥垫中砂石不因地表水的渗入或排水设施渗漏而流失。
- 15.9.8 对易于软化的岩、土地基,基坑(槽)开挖后不应浸泡水。可采取预留 100mm 至 200mm 保护层,经验槽合格后清除保护层,及时施工混凝土垫层。
- 15.9.9 未经治理的边坡上、下缘及洪水或潜在地质灾害可能影响范围内,不应布置施工用的临时设施(工棚)或堆放重要设备。
- 15.9.10 山区边坡工程施工、质量检验、监测及验收,应符合 GB 50330 的有关规定。

15.10 其他灌注桩施工要点

15.10.1 人工挖孔桩施工要点:

- a) 桩端置于老黏土、残积土或软质岩时,应采取防止桩端岩土软化的措施,并及时浇注封底混凝土;
- b) 人工挖孔桩(墩)应采取有效的通风措施以防止有害气体及液体等对人体产生伤害。孔内必须采用低压照明;
- c) 挖出的土应及时清除外运,不应堆放在孔口附近;
- d) 人工挖孔桩应采用混凝土护壁,护壁厚度不应小于 100mm,混凝土强度等级不应低于桩身混凝土强度等级,并配置直径不小于 8mm 钢筋;
- e) 在地下水位较高的土层中施工时,必须采取可靠的技术措施和安全措施,防止孔内积水及孔壁渗水,保证混凝土质量;
- f) 浇注混凝土时,应采用串筒浇注,分层振捣,不应将混凝土直接倾倒入桩孔中;
- g) 人工挖孔桩采用间隔跳挖、间隔浇注施工。不应在填土和软土中扩孔。

15.10.2 冲孔桩施工要点:

- a) 冲击成孔时应掌握周边各种建筑和地下设施的资料,并采取有效的保护措施;
- b) 大直径冲击成孔灌注桩施工时可逐级冲击成孔,第一级成孔直径为设计桩径的 0.6 倍~0.8 倍;
- c) 在钻头锥顶和提升绳之间应设置保证钻头自动转向的装置;
- d) 开孔时低锤密击,卵石及基岩层大冲程低频冲击;
- e) 冲孔桩应采取有效的技术措施,保证孔壁稳定及二次清孔效果,确保桩底沉渣厚度小于规定的要求。

15.10.3 沉管灌注桩施工要点:

- a) 混凝土桩尖应有足够的强度、刚度、准确的外形尺寸,并保证桩管和桩尖的接触部位的密封性能,防止桩尖破损、桩管吞桩尖以及管中进水等情况的发生;
- b) 当桩端处在软硬土互层的地层时,除应满足桩长要求以外,还应满足贯入度的要求;
- c) 在软弱土层中,振动沉管灌注桩应当减缓拔管速度,并减少拔管高度和反插深度,淤泥中不宜使用反插法;
- d) 应严格控制混凝土的坍落度,混凝土充盈系数不应小于 1.0,对于混凝土充盈系数小于 1.0 的桩,应全长复打;对有可能出现断桩、缩颈的桩应采用局部复打。成桩后的桩身混凝土顶面标高应高于桩顶设计标高不少于 0.6m,全长复打的桩入土深度宜接近原桩长,局部复打应超过断桩或缩颈的部分以下 0.6m。

15.10.4 夯扩桩施工要点:

- a) 应综合考虑桩长、穿透土层及持力层性质、桩径、设计承载力等因素选择合适的桩锤;
- b) 夯扩桩施工扩大头时,如出现桩管反弹现象,可采用干硬性混凝土进行扩大头施工;

- c) 夯扩桩拔外管时如出现内管随着外管上升的现象,应立即停止拔管,采取适当方式进行处理,并应进行重点检测。

15.10.5 载体桩施工要点:

- a) 根据地质条件、建筑物结构荷载需求、场地施工条件等因素选择合适的载体桩施工工法;
- b) 高层建筑采用载体桩,应采用取土引孔工艺,即通过长螺旋或旋挖设备进行取土引孔,然后置入钢护筒护壁,再进行载体和桩身的施工;
- c) 载体桩对载体进行施工时,应采用自动化夯击设备,即通过输入施工参数,计算机控制系统自动控制提锤夯击,自动测量每击贯入度和最终三击贯入度,以确保载体的施工质量和效率。

16 轨道交通工程与邻近建筑

16.1 一般规定

16.1.1 轨道交通工程与邻近建筑包括采用各种施工方法施工的轨道交通车站、区间线路(含高架、地面及地下隧道)、附属地上及地下建筑,以及在轨道交通工程主体结构及附属建筑物邻近兴建的其他建筑物。

16.1.2 轨道交通主体结构工程以及结构损坏会对运营安全有严重影响的结构工程,设计工作年限不应小于100年,其他结构工程的设计工作年限不应小于50年。

16.1.3 轨道交通工程的设计应考虑使用要求、岩土工程条件、周边环境、施工方法等因素,在满足轨道交通安全和使用的要求的前提下,应减少周边管线的迁改、建筑物的拆改和对周边环境的干扰。

16.1.4 轨道交通工程施工时,应对周边既有建筑物及地下管线进行调查,查明建筑物基础形式、埋深、结构完好程度及倾斜率等,必要时对邻近建筑物进行安全鉴定。应根据空间关系、地质条件、建筑物基础类型及管线性质等,采取相应保护措施,减小对既有建筑物及管线的影响。

16.1.5 在邻近轨道交通工程新建地下及地上建筑物时,应严格执行GB 55033、GB 50652、CJJ/T 202等规范及当地相关文件要求。

16.1.6 在轨道交通工程规划控制区内不应新建非轨道交通工程地下及地上建筑物,锚杆等构件均不应侵入轨道交通规划控制区。在轨道交通工程规划影响区内、在建和运营的轨道交通规划控制保护地界内不宜兴建(新建、改建、扩建)地下及地上建筑物,必须建设时,所有建(构)筑物均不应侵入规划控制线外5m范围内,也不应侵入在建已建线路隧道结构边线外一倍的隧道结构外径的范围,并应进行专项技术论证,经轨道交通管理部门及规划部门认可。轨道交通工程施工前在轨道交通工程规划影响区附近兴修建筑物时,应考虑后期轨道交通工程施工和运营的影响,可采用加长、加强桩基或加大基础埋深等措施,并应考虑后期轨道交通建设运营产生的振动影响。

16.1.7 邻近在建及已建成的轨道交通工程的新建建筑物,除应遵守16.1.6的规定外,尚应符合下列规定:

- a) 在轨道交通工程规划控制保护地界内进行建设的项目需经工程实施方案研究论证,建设单位应当制定必要的工程安全保护措施,确保轨道交通结构稳定和运营安全。同时应征得轨道交通建设单位和运营单位同意后,方可依法办理有关许可手续;
- b) 在轨道交通规划控制保护地界以外,邻近轨道交通工程兴建地下建筑物时,当基坑开挖深度超过轨道交通工程基底标高或采用管井降水时,应加强基坑的支护措施,控制管井降水时间及含砂率,施工过程中应对轨道交通主体及附属工程进行严密的变形监测。轨道交通主体及附属工程的变形限值、结构变形宜按照相关轨道交通设计规范及建筑结构设计规范的规定执行。轨道交通运营安全指标可执行CJJ/T 202-2013中的表B.0.2。

16.1.8 在建和运营的轨道交通按照下列标准划定安全保护区:

- a) 地下车站与隧道结构外侧 50m 内；
- b) 地面和高架车站以及线路轨道外边线等外侧 30m 内；
- c) 车站出入口、通风亭等建（构）筑物外边线外侧 10m 内；
- d) 水底隧道结构外边线 150m 内。

16.1.9 轨道交通建设规划确定的近期建设轨道交通项目按照下列标准设立轨道交通规划控制区和规划影响区：

- a) 轨道交通线路中心线两侧各 15m 划定为轨道交通规划控制区；规划控制区外两侧各 20m 划定为轨道交通规划影响区；对于线路曲线段、上下行线路分别位于建（构）筑物两侧等特殊地段以及项目环境影响评价报告有明确要求的，根据技术要求设立轨道交通规划控制区和规划影响区；
- b) 轨道交通建设规划确定的轨道交通场站及其附属设施结构外边线外侧不少于 10m（地面通风亭处按照结构外边线不少于 15m）划定为轨道交通规划控制区，特殊困难条件下经论证按照不少于 5m 划定规划控制区；
- c) 尚未编制总平面设计方案的轨道交通项目，普通车站按照宽度 100m、长度 250m~300m 内；带配线的车站按宽度 100m、长度 600m~700m 内；
- d) 设定轨道交通场站规划控制区应当同时满足交通配套设施设置、环评、消防等要求。

16.1.10 轨道交通规划控制区范围外新（改、扩）建建（构）筑物，其地上、地下结构（含围护结构）除满足建筑间距、后退规划用地范围线、后退规划道路红线距离要求外，还应当后退轨道交通规划控制区边界不少于 5m，特殊困难条件下经论证不少于 3m。轨道交通线路及车站与建（构）筑物结合建设，经研究论证、审查可行的，地块开发建设应当与轨道交通工程同步设计、配套施工。

16.2 勘察要求

16.2.1 工程勘察，除应满足现行规范对勘察的相关规定外，尚应满足以下要求：

- a) 应进行相关土工试验，确定各土层的黏聚力 c 及内摩擦角 φ ；
- b) 应提供各土层静止侧压力系数、水平及垂直基床系数；
- c) 对于岩石地层，应给出黏聚力 c 及内摩擦角 φ 、单轴极限抗压强度、弹性模量和泊松比等；对中、微风化岩石应查明其产状、倾角及潜在不利结构面；
- d) 应提供各土层的渗透系数及地下水位的变化幅度，查明承压水层的分布，并通过抽水试验确定地下水控制设计参数；
- e) 采空区、岩溶、有害气体等不良地质勘察应符合现行规范要求，并提出工程措施意见，必要时应进行专项勘察。采空区应查明地质特征，进行稳定性评价等；岩溶地区，应探明岩溶发育程度、岩溶填充情况及岩溶水水量等；燃气、油气、化学污染、人工有机物堆积、化粪池等产生、存储有害气体地段应查明有害气体储存情况及危害程度；
- f) 填土、软土、膨胀岩土等特殊土场地的勘察应符合相关规范的要求；
- g) 暗挖法施工（包括矿山法施工及盾构法施工）的区间隧道勘察孔位置应离隧道外壁 3m~5m，并在隧道两侧交错布置，并应提出盾构穿越相关岩土层的可行性。明挖法施工的勘察孔布置应满足 GB 50021、JGJ 120 等相关要求；
- h) 采用冻结法施工的地下工程，应提供需冻结土层范围的地下水流速，并通过试验提供岩土层的冻结温度、冻土融化压缩系数、冻融土导热系数和比热容、冻土单轴抗压强度、抗剪强度和抗折强度等，或通过实验确定指导冻结施工的相关技术参数；
- i) 地下车站及隧道应提供比热容、导热系数、导温系数等土层热物理指标和土壤电阻率。

16.2.2 高架工程、路基、涵洞工程以及地面车站、车辆基地等勘察除应满足等现行规范要求，尚应重点满足以下要求：

- a) 高架工程应重点查明工程地质条件及基础持力层特性，并提供沿线土壤电阻率；
- b) 路基工程应查明岩土体地质条件及物理力学指标，并评价路基边坡的稳定性；
- c) 车辆基地勘察包括站场股道、出入线、各类房屋建筑及其附属设施的勘察，可根据不同建筑类型分别进行勘察，其中站场股道及出入线勘察可根据线路敷设形式按照 GB 50307 进行勘察，地面车站、各类建筑及附属设施应按 GB 50021 有关规定执行。

16.2.3 车站及车辆段等宜进行土壤氡浓度或土壤表面析出率测定，检测应满足 GB 50325 要求。

16.2.4 邻近轨道交通影响区新建建筑物时，应尽量收集利用相邻轨道交通工程的勘察资料或扩大勘察范围，勘察应满足评价新建建筑物与相邻轨道交通工程相互影响的需要。

16.2.5 勘探完成后应进行封孔，封孔应满足 DB42/T 1710 相关要求。

16.2.6 报告编制除满足现行规范规定以外，尚应包括地质条件可能造成的工程风险说明。

16.3 轨道交通地下工程设计

16.3.1 地下工程施工期的地面附加荷载，宜采用 20kN/m^2 ，端头井处不应小于 30kN/m^2 ，施工机具荷载不应超过 10kN/m^2 。当荷载大于本要求时，应按实际荷载取值或采用限载措施。

16.3.2 明挖法施工的地下工程，在无上部建筑的情况下，宜采用 Wenkler 弹性地基模型，分析轨道交通结构整体受力。

16.3.3 盖挖逆作法施工的地下工程，应符合以下规定：

- a) 宜采用临时支撑柱与永久柱合一的结构方案；
- b) 中间竖向支撑系统的设计，应严格控制支撑柱的就位精度，允许定位偏差不应大于 20mm ，垂直度偏差不宜大于 $1/500$ 。在柱的设计中根据施工允许偏差计入偏心对承载能力的影响；
- c) 相邻立柱间和立柱与侧墙之间沉降差应控制在 $0.002L$ （ L 为轴线间距）之内；
- d) 竖向立柱的长细比不应大于 25。其沉降应满足主体结构的受力和变形要求；
- e) 当楼盖、梁、板整体浇注作为水平支撑体系时，应符合承载力、刚度及抗裂要求。

16.3.4 盾构法隧道设计应符合以下原则：

- a) 盾构法隧道宜选择适宜盾构掘进的地层，避免穿越坚硬岩层、含有漂石的卵砾石层以及上下软硬不均等不良地层，当必须穿越时，应有可靠的工程措施；
- b) 隧道覆土厚度及隧道之间的间距应综合考虑地质和环境条件等因素确定，应满足下列规定：
 - 1) 隧道覆土厚度不宜小于 $1.5D$ （ D 为隧道的外径）；
 - 2) 并行隧道间的净距以及隧道与地下障碍物的净距不宜小于 $1.0D$ ；
 - 3) 交叉隧道最小净距不宜小于 $0.4D$ ；
 - 4) 当不能满足上述要求时应采取可靠措施保证隧道稳定及周边环境安全。
- c) 盾构隧道与车站主体、联络通道、区间风井等结构相接处宜设置变形缝，其构造应符合轨道交通工程防水的相关规定；
- d) 盾构掘进时应对管片背后进行同步注浆。注浆材料宜根据岩土工程条件选定；
- e) 区间联络通道，应根据所处地层、水文和周边环境条件，选择合适的施工工法，必要时可采取土体加固、冻结法、洞外降水、洞内支撑等措施，联络通道两侧的正洞应设置加强衬砌段。

16.3.5 盾构法隧道计算应符合以下原则：

- a) 结构计算时应分别选取隧道覆土最厚（薄）、水压力最大（小）、存在超载或偏压等不利工况进行横断面内力计算；
- b) 盾构隧道的计算模型应根据地层情况，衬砌的构造特点以及施工工艺等确定，并应考虑管片与地层之间的共同作用以及管片接头刚度的影响；
- c) 横断面方向管片结构计算模型有匀质圆环模型、梁-弹簧模型等。错缝拼装管片衬砌计算，宜考虑衬砌环间剪力传递作用的影响；

- d) 当采用匀质圆环模型进行管片衬砌计算时，应考虑管片接头影响对衬砌环整体刚度进行适当折减；错缝拼装衬砌环应考虑管片接头弯矩向两侧管片的传递效应；
 - e) 遇下列情况时，应对隧道纵向强度和变形进行分析：
 - 1) 覆土厚度或地层沿隧道纵向有较大变化时；
 - 2) 穿越重要建（构）筑物或直接承受较大局部荷载时；
 - 3) 地基沿纵向产生不均匀沉降时。
 - f) 盾构法隧道衬砌结构应按荷载效应准永久组合进行变形计算，其直径变形量不应大于 2‰D。
- 16.3.6 盾构始发、接收设计应符合下列要求：**
- a) 盾构始发或接收前，洞门外土体加固方法、加固体范围和加固体物理力学参数等应根据土层、地下水、盾构选型、覆土厚度、周围环境等条件确定。可采用高压旋喷桩、深层搅拌桩、混凝土素桩、注浆法、冻结法、管井降水等措施；
 - b) 加固体在隧道径向范围宜为隧道周围各 3.0m 的区域；加固体长度不宜小于盾构机机头长度，在有水地层条件接收时，加固体长度应不小于盾构机机头长度加 2.0m；
 - c) 当洞门处围护结构采用非钢筋混凝土材料时，加固体范围应重新核算。
- 16.3.7 净距小于 1.0D 的盾构隧道设计应符合下列基本原则：**
- a) 应综合考虑工程地质及水文地质条件、周围环境情况、隧道净距、施工顺序、工程造价等因素，对因近距离盾构掘进产生的相互影响采取适当的保护措施，如衬砌加强、地层加固、隧道内支撑等；
 - b) 隧道衬砌设计应对相邻隧道的施工影响进行计算分析，必要时对管片配筋、接头螺栓等设计参数作适当加强。
- 16.3.8 长江 I 级阶地基底深度超过 20m 且位于饱和砂类土及互层土时，应对地连墙接缝止水方案进行比选论证，确定合理的工艺工法。**
- 16.3.9 抗浮设计应符合下列要求：**
- a) 应按设计工作年限为 100 年的要求确定抗浮设计水位；
 - b) 抗浮设计水位的取值可参照 13.5.3 执行；
 - c) 地铁车站当满足 13.5.2 规定的条件和采取的措施后，抗浮设计应结合轨道交通工程的具体情况进行专项技术论证；
 - d) 结构以自重和压重平衡地下水浮力时，抗浮稳定安全系数不应小于 1.10；采用复合或叠合结构考虑围护结构摩阻力时，抗浮稳定安全系数不应小于 1.15。当结构跨度较大时，应进行整体抗浮稳定及局部抗浮稳定验算，必要时设置抗拔构件；
 - e) 自重及压重不能平衡地下水浮力的 U 形槽及埋深较浅的隧道等地下结构，应采取增设抗拔构件等抗浮措施；
 - f) 地下结构的侧墙、底板等构件均应考虑地下水的浮力和侧压力作用，按最不利组合对构件进行强度和抗裂验算。

16.4 围护结构与桩基检测

16.4.1 作为围护结构的混凝土灌注桩及地下连续墙的检测，应满足以下要求：

- a) 混凝土灌注桩应采用低应变动测法检测桩身完整性，检测数量不应少于总桩数的 50%，且不应少于 10 根。深厚软土区域的混凝土灌注桩应全数进行低应变动测法检测桩身完整性；
- b) 对低应变检测发现疑问的桩应采用钻芯法检测桩身强度、桩长、持力层性状及桩身完整性，检测数量不应少于 3 根；
- c) 地下连续墙应采用声波透射法检测墙身完整性，所有槽段均应埋置声测管，检测槽段数不应少于总槽段数的 50%，且不应少于 6 个槽段。必要时可进行钻芯法补充检测。

16.4.2 应对坑底加固及端头井加固的水泥土进行钻芯检测，每个端头井钻芯点数不应少于3点，坑底加固钻芯点数每200m²不少于1个点，且不应少于3点。

16.4.3 抗压桩应通过单桩竖向抗压静载试验确定单桩抗压承载力，同条件下的试桩检测数量不应少于3根，总桩数少于50根时不应少于2根。车站主体结构及附属结构工程桩应根据工程具体情况确定检测方法和数量，工程桩桩身完整性应进行100%低应变检测；对大直径钻孔灌注桩、以桩身强度控制设计的桩或重要工程的桩基尚应进行声波透射法检测，检测数量不应少于总桩数的10%，且不应少于10根；嵌岩桩尚应进行钻芯检测，检测数量不宜少于同条件下总桩数的2%，且不应少于6根。抗压桩的承载力验收检测数量不宜少于同条件下总桩数的1%，且不宜少于3根，总桩数少于50根时不宜少于2根。

16.4.4 抗拔桩应通过单桩竖向抗拔静载试验确定单桩抗拔承载力，同条件下的试桩检测数量不应少于3根。工程桩桩身完整性应进行100%低应变检测，抗拔桩的承载力验收检测数量不宜少于同条件下总桩数的1%，且不宜少于3根，总桩数少于50根时不宜少于2根。

16.4.5 采用盖挖法（含临时路面工程）施工的基坑工程，立柱桩应进行声波透射法检测，检测数量不应少于总桩数的20%，且不应少于5根，立柱桩抗压承载力的检测方法及其数量视具体情况确定。

16.4.6 等厚度水泥土搅拌墙及MJS止水均应按非原位工艺进行试验，经钻芯检测合格后方可使用。

16.4.7 等厚度水泥土搅拌墙连续性、均匀性可采用钻芯法检测判定。对墙体抗渗性能有特别要求的，应进行墙体渗透性试验。TRD等厚度水泥土搅拌墙的取芯孔数量宜每50延米取1个点，且不应少于3个检测点；CSM等厚度水泥土搅拌墙的取芯孔数量不宜少于总幅数的5%，且不应少于5个检测点。

16.4.8 MJS成桩质量检测应检查桩体的长度、直径、完整性、强度，质量检验要求见表68。

表68 MJS质量检验要求

序号	检查项目	允许偏差或允许值		数量要求	检验方法
		单位	数值		
1	桩体强度	MPa	1.2	3%~5%且不应少于5根	取芯试验
2	桩体完整性	满足设计要求		3%~5%且不应少于5根	取芯判断
3	桩长	满足设计要求		每根	测钻杆长度
4	成桩直径	mm	+50	抽查	开挖暴露钢尺量测或取芯判断
注：对于施工技术成熟度较弱、周边环境影响风险大、施工质量薄弱处（或施工出现过异常情况）或地质条件复杂的区域等应加大钻孔取芯比例及数量，不应少于总桩数20%且不应少于10根。					

17 检测与监测

17.1 检测

17.1.1 本节检测系指为设计提供依据的检测、施工检测以及验收检测。

17.1.2 为地基基础设计提供依据的试桩和锚杆检测应在设计前进行，并应符合下列规定：

- 单桩竖向抗压静载试验、单桩抗拔静载试验及锚杆抗拔试验等应加载到破坏，对承载力很高、根据现场条件难以加载到破坏的桩，最大加载量不应小于预估的单桩极限承载力；
- 单栋建筑同条件（岩土工程条件相同、桩型和桩径及单桩承载力相同、桩端持力层相同及桩长相近，以下同）的试桩单桩竖向抗压或抗拔静载试验检测数量不宜少于预估总桩数的1%，且

不应少于 3 根，当预估总桩数少于 50 根时，不应少于 2 根；锚杆抗拔试验检测数量不应少于 6 根；

- c) 不应利用工程桩进行试桩检测。试桩静载检测数量不应计入工程桩的验收检测数量；
- d) 轨道交通工程应符合现行规范和第 16 章的相关规定；
- e) 试桩在静载试验前、后均应进行桩身完整性检测。

17.1.3 同一场地存在多栋建筑物时，对同条件的桩，为设计提供依据的试桩单桩竖向抗压静载试验的数量，每单栋建筑不应少于 1 根，每施工单位施工的试桩检测数量不应少于 3 根，试验结果离散性大时应按单栋建筑的要求进行检测。

17.1.4 桩基施工应加强施工过程质量控制，尚应依据相关规范和设计要求进行检测。

17.1.5 对打入式桩、静力压桩，应提供经确认的施工过程有关参数。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩位偏差、桩身垂直度等检测。

17.1.6 对混凝土灌注桩，应提供施工过程有关参数，包括原材料的力学性能检验报告，试件留置数量及制作养护方法、混凝土抗压强度试验报告，钢筋笼制作质量检查报告等。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩径、桩位偏差等检测。

17.1.7 人工挖孔桩终孔时，应逐孔进行桩端持力层检验。对于单柱单桩的大直径嵌岩桩终孔时，应视岩性采用超前钻逐孔检验孔底下 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。

17.1.8 施工完成后的工程桩应进行桩身完整性检测，抗压和抗拔工程桩应进行竖向承载力验收检测，承受水平力较大的桩应进行水平承载力验收检测。

17.1.9 单桩竖向抗压承载力验收检测静载试验的最大加载量不应小于承载力特征值的 2 倍；抗拔及承受水平力单桩承载力验收检测，静载试验应进行裂缝控制，最大加载量根据配筋情况由设计单位计算确定；抗拔兼抗压桩验收检测，抗拔静载试验上拔量不宜超过 10mm，且应考虑上拔量对抗压承载力的影响。

17.1.10 竖向抗压工程桩验收检测应符合下列规定：

- a) 单栋建筑同条件的桩竖向抗压承载力静载试验检测数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根，当总桩数少于 50 根时，不应少于 2 根；
- b) 甲级、乙级设计等级的灌注桩或甲级设计等级的预制桩，工程桩单桩竖向抗压承载力应采用静载试验的方法进行验收检测，其他桩基当符合 17.1.15、17.1.16 规定时，可采用高应变方法检测单桩承载力，单栋建筑高应变检测数量不宜少于总桩数的 5%，且不应少于 6 根，此时工程桩静载试验检测数量可适当减少，但每栋建筑不应少于 1 根；
- c) 人工挖孔桩竖向抗压承载力可根据桩端岩基载荷试验或桩端土深层平板载荷试验结果、终孔时桩端持力层检验结果以及桩身质量检测结果综合核验；
- d) 对高度超过 50m 的高层建筑大直径灌注桩，单桩竖向抗压静载试验受检桩应随机抽检，且试验时的桩顶标高应与工程桩设计桩顶标高基本一致。若因条件限制不能随机抽检时，应全数埋设声测管，工程桩 3 桩及以下承台应全数进行声波透射法桩身完整性检测，多于 3 桩的承台进行声波透射法桩身完整性检测的数量不应小于承台下桩数的 50%；同时钻芯检测数量不应少于总桩数的 2%，且不应少于 6 根。

17.1.11 水平受力桩和抗拔桩的承载力验收检测数量不宜少于同条件下总桩数的 1%，且不应少于 3 根，当总桩数少于 50 根时，不应少于 2 根。单桩竖向抗拔承载力验收检测，应在桩顶设计标高处进行。

17.1.12 基础抗浮（拔）锚杆完成后应进行抗拔承载力验收检测，检测数量不宜少于抗浮（拔）锚杆总数的 5%，且不应少于 6 根。

17.1.13 预应力混凝土管桩及空心方桩的验收检测应符合 DB 42/T 489 的规定。

17.1.14 桩身完整性检测应符合下列规定：

- a) 工程桩应全数进行低应变检测。低应变验收检测时，桩顶实际标高不应高于桩顶设计标高；
- b) 除人工挖孔桩以外的大直径灌注桩，应进行声波透射法检测，单栋建筑检测数量不应少于总桩数的 10%，且不应少于 10 根，独立承台基础每个承台下的抽检桩数不应少于 1 根；
- c) 甲级、乙级设计等级的大直径灌注桩及直径不小于 600mm 的嵌岩桩，应采用钻芯法检测工程桩的桩身混凝土强度、桩身完整性、桩底沉渣厚度、持力层状况等，每单栋建筑物的检测数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根。

17.1.15 不应采用高应变法检测人工挖孔扩底桩、大直径嵌岩桩、夯扩桩、后压浆钻孔灌注桩、素混凝土桩及荷载~沉降曲线呈缓变形的大直径灌注桩的竖向抗压承载力。

17.1.16 高应变检测单桩竖向抗压承载力应取得与其同条件桩的静载试验可靠的对比资料。

17.1.17 基槽（坑）开挖到设计标高后，应进行基槽（坑）检验。基槽（坑）检验应核对工程地质条件是否与勘察成果一致以及能否满足设计要求，还应核对基槽（坑）的施工位置、平面尺寸及槽（坑）底标高是否满足要求。对甲级设计等级的天然地基，尚应采用静载试验方法检测基底下的持力层地基承载力，单位工程检测数量为每 500m²（按地基基础占地面积计算）不应少于 1 点，且总点数不应少于 3 点，复杂场地或重要建筑地基应增加检测数量。当发现地质条件与勘察报告和设计文件不一致、或遇到异常情况时，应会同有关单位查明情况，提出处理意见，必要时应进行施工勘察。

17.1.18 在压实填土地基或换填垫层的施工过程中，应分层取样检测干密度和含水率，取样点位于每层厚度的 2/3 深度处。检测点数量，对大基坑每 50m²~100m² 面积内不应少于 1 个点；对基槽每 10m~20m 不应少于 1 个点；每个独立柱基不应少于 1 个点。采用贯入仪或动力触探检测垫层的施工质量时，分层检测点的间距应小于 4m。

17.1.19 对散体材料复合地基增强体应进行密实度检测；对有黏结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检测。

17.1.20 复合地基承载力的验收检测应采用复合地基静载试验，对有黏结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载试验。

17.1.21 地下连续墙应提交经确认的有关成墙记录和施工报告。地下连续墙完成后应进行墙体质量检测。检测方法可采用钻芯法或声波透射法；采用钻芯法检测时，非承重地下连续墙检测槽段数不应少于同条件下总槽段数的 10%，对承重地下连续墙检测槽段数不应少于同条件下总槽段数的 20%；采用声波透射法检测时，地下连续墙所有槽段都应埋置声测管，实际检测槽段数不应少于同条件下总槽段数的 50%。

17.1.22 用于高度超过 50m 高层建筑的载体桩及其他在省内应用较少的新桩型应加强承载力及桩身质量检测，单桩承载力检测应采用静载试验方法，试验数量除满足现行规范和本文件相关要求外，单栋建筑物验收检测静载试验数量尚应至少增加 1 根，从先期施工的或不利条件的工程桩中选择试验桩位。对直径 600mm 及以上的灌注桩应进行钻芯，检测桩身及扩大头混凝土强度、桩长及桩身完整性、桩底沉渣厚度、进入持力层情况等，检测数量除满足现行规范和本文件相关要求外，每单栋建筑钻芯数量尚应增加总桩数的 1%，且不少于 3 根。

17.1.23 当检测发现地基处理的效果、单桩承载力、桩身或地下连续墙质量、抗浮（拔）锚杆承载力不满足设计要求时，应结合工程场地地质和施工情况综合分析，必要时应扩大检测数量，提出处理意见。

17.1.24 边坡工程的检测、验收应符合 GB 50330 的有关规定。

17.2 监测

17.2.1 大面积填方等地基处理工程，应对地面沉降进行长期监测，直到沉降达到稳定标准；施工过程中还应应对土体位移、孔隙水压力等项目进行监测并根据监测资料进行综合分析，判断地基稳定性。

17.2.2 基坑监测应符合 GB 50497 及 DB42/T 159 的有关规定。

17.2.3 地基基础施工过程中对周边环境影响较大时，应对地下水位变化、周边建筑物的沉降和位移、

土体变形、地下管线变形等进行监测。

17.2.4 边坡工程的监测应符合 GB 50330 的有关规定。边坡工程施工过程中,应严格记录气象条件、挖方、填方、堆载等情况。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,且不应少于二年。爆破施工时,应监控爆破对周边环境的影响。

17.2.5 对挤土桩布桩较密或周边环境保护要求严格时,应在打桩过程中对土体隆起和位移、邻桩桩顶标高及桩位、周边受影响的建(构)筑物变形及振动等进行监测。

17.2.6 所有新(改、扩)建建筑物均应在施工期间及使用期间进行沉降变形观测,直至沉降变形达到稳定标准为止。

17.2.7 需要积累建筑物沉降经验的工程,应进行建筑物沉降观测和基底压力监测。宜同时进行分层沉降监测。

17.2.8 对软弱地基、有软弱下卧层的天然地基及复合地基等人工地基、摩擦桩基,在建筑物竣工验收时,应提供施工期间沉降速率发展的趋势,结合工程地质状况、实测沉降量及差异沉降进行分析及必要的估算。在结构封顶且墙体工程竣工后不少于三个月内,当沉降均匀、沉降速率呈衰减趋势、预计后期沉降量不影响使用功能的建筑地基,在其他资料符合要求的条件下,可以进行验收。

17.2.9 轨道交通工程与周边建筑的相互影响监测应符合国家和行业现行有关标准的要求。

18 标准的实施及评价

18.1 结合实际,认真做好标准实施准备,包括标准实施的方案准备、组织准备、知识准备、手段准备和物质条件准备等。

18.2 制定标准实施方案,明确适用对象和场景、提供实施必备条件和保障(组织、制度、资金、人员和设备仪器等)、推荐方法路径,确定资源要素配置、关键环节和控制点,提出标准实施中的注意事项。

18.3 针对相关方和具体对象/岗位进行标准宣贯和培训,结合标准要求,落实责任制,做到横向到边,纵向到底。

18.4 标准实施主要在工程建设、技术改造等活动中开展。工程建设、技术改造活动标准实施的重点是落实国家的环境保护、安全的要求;落实国际单位制的要求。

18.5 标准实施的检查主要是检查标准实施方案的落实情况,也要检查标准实施的支持手段和物质条件的落实情况。做好标准实施检查记录,畅通标准实施信息采集的方式方法和反馈渠道,定期整理并处理收集到的意见建议。

18.6 在标准实施一定时间后,对照标准实施方案,开展标准实施效果评价分析,总结实施经验成效,梳理存在的薄弱环节,标准实施的评价主要是评价标准实施的效果,主要从技术进步、质量水平提高、客户满意度、规范秩序、效率提高、节约费用、节省时间、履行社会责任等方面进行有益性评价,同时还要评价标准实施带来的问题,以便为未来改进提供参考。对标准实施评价的基本依据是《中华人民共和国标准化法》等。

18.7 适时向专业标准化技术委员会和标准归口管理单位反馈情况,提出标准推广、修改、补充、完善或者废止等意见建议。

18.8 标准实施信息及意见反馈表相关示例见附录 K。

附 录 A
(规范性)
岩土层剪切波速

除按规定应进行土层剪切波速测量的场地外,当场地无实测剪切波速时,各类岩土层的剪切波速可参照表 A.1~表 A.6 的规定取值。

表A.1 岩土层的剪切波速表

土类	人工填土	一般黏性土	淤泥质土	粉土	粉细砂	粗砾砂	砂砾卵石	老黏性土
v_s 范围值 (m/s)	90~180	130~240	100~180	140~250	170~340	280~440	350~450	210~400
v_s 平均值 (m/s)	140	170	130	180	240	350	390	310

表A.2 岩石的剪切波速表

坚硬程度等级	波速 V_s (m/s)	风化程度		
		强风化	中风化	未、微风化
硬质岩	范围值	500~850	650~900	850~1200
	平均值	650	750	990
软质岩	范围值	450~750	550~850	750~1000
	平均值	550	680	850
极软岩(泥岩)	范围值	350~500	500~750	
	平均值	400	620	

表A.3 利用标贯锤击数平均值确定淤泥质土、黏性土的剪切波速表

土类	一般黏性土					老黏性土					
	N	3	5	7	9	11	13	18	23	26	29
v_s (m/s)	160	180	200	220	230	240	280	300	320	340	360

表A.4 利用标贯锤击数平均值确定粉细砂的剪切波速表

N	10	15	20	25	30	35	40
v_s (m/s)	200	230	250	260	270	280	290

表A.5 利用静力触探 P_s 的平均值确定淤泥质土、黏性土的剪切波速表

土类	淤泥质土、一般黏性土					老黏性土			
	P_s (MPa)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
v_s (m/s)	130	170	210	230	240	250	270	300	330

注:表中 v_s 数据乘以1.1的系数为粉性土的剪切波速。

表A.6 利用静力触探 P_s 的平均值确定粉细砂的剪切波速表

P_s (MPa)	4	5	6	7	8	9	10	12
v_s (m/s)	170	190	210	230	250	270	290	310

附录 B
(规范性)
岩石点荷载试验

- B.1** 点荷载强度试验适用于各类岩石。
- B.2** 试件可用钻孔岩芯，或从岩石露头、勘探坑槽、平洞、巷道中采取的岩块。试件在采取和制备过程中，应避免产生裂缝。
- B.3** 试件尺寸应符合下列规定：
- a) 当采用岩芯试件作径向试验时，试件的长度与直径之比不应小于 1；作轴向试验时，加载两点间距与直径之比宜为 0.3~1.0；
 - b) 当采用方块体或不规则块体试件作试验时，加荷两点间距宜为 30mm~50mm；加荷两点间距与加荷处平均宽度之比宜为 0.3~1.0；试件长度不应小于加荷两点间距。
- B.4** 试件含水状态可根据需要选择天然含水状态、烘干状态、饱和状态或其他含水状态。试件烘干和饱和方法应符合 GB/T 50266 的有关规定。
- B.5** 同一含水状态下的岩芯试件数量每组应为 5 个~10 个，方块体或不规则块体试件数量每组应为 15 个~20 个。
- B.6** 试件描述应包括下列内容：
- a) 岩石名称、颜色、矿物成分、结构、风化程度、胶结物性质等；
 - b) 试件形状及制备方法；
 - c) 加荷方向与层理、节理、裂隙的关系；
 - d) 含水状态及所使用的方法。
- B.7** 本试验应采用点荷载试验仪。
- B.8** 试验应按下列步骤进行：
- a) 径向试验时，将岩芯试件放入球端圆锥之间，使上下锥端与试件直径两端紧密接触，量测加荷点间距。接触点距试件自由端的最小距离不应小于加荷两点间距的 0.5 倍；
 - b) 轴向试验时，将岩芯试件放入球圆锥之间，使上下锥端位于岩芯试件的圆心处并与试件紧密接触。量测加荷点间距及垂直于加荷方向的试件宽度；
 - c) 方块体与不规则块体试验时，选择试件最小尺寸方向为加荷方向。将试件放入球端圆锥之间，使上下锥端位于试件中心处并与试件紧密接触。量测加荷点间距及通过两加荷点最小截面的宽度（或平均宽度）。接触点距试件自由端的距离不应小于加荷点间距的 0.5 倍；
 - d) 稳定地施加荷载，使试件在 10s~60s 内破坏，记录破坏荷载；
 - e) 试验结束后，应描述试件的破坏形态。破坏面贯穿整个试件并通过两加荷点为有效试验。
- B.9** 试验成果整理应符合下列要求：
- a) 按公式 (B.1) 计算岩石点荷载强度：

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \dots\dots\dots (B.1)$$

式中：

I_s ——未经修正的岩石点荷载强度 (MPa)；

P ——破坏荷载 (N);

D_e ——等价岩芯直径 (mm)。

b) 径向试验时, 应按公式 (B. 2) ~ (B. 3) 计算等价岩芯直径 D_e :

$$D_e^2 = D^2 \dots\dots\dots (B. 2)$$

$$D_e^2 = DD' \dots\dots\dots (B. 3)$$

式中:

D ——加荷点间距 (mm);

D' ——上下锥端发生贯入后, 试件破坏瞬间的加荷点间距 (mm)。

c) 轴向、方块体或不规则块体试验时, 应按公式 (B. 4) ~ (B. 5) 计算等价岩芯直径 D_e :

$$D_e^2 = \frac{4WD}{\pi} \dots\dots\dots (B. 4)$$

$$D_e^2 = \frac{4WD'}{\pi} \dots\dots\dots (B. 5)$$

式中:

W ——通过两加荷点最小截面的宽度 (或平均宽度) (mm)。

d) 当加荷两点间距不等于 50mm 时, 应对计算值进行修正。当其试验数据较多, 且同一组试件中的等价岩芯直径具有多种尺寸, 而加荷两点间距不等于 50mm 时, 应根据试验结果, 绘制 D_e^2 与破坏荷载 P 的关系曲线, 并在曲线上查找 $D_e^2 = 2500\text{mm}^2$ 对应的 P_{50} 值, 按公式 (B. 6) 计算岩石点荷载强度:

$$I_{s(50)} = \frac{P_{50}}{2500} \dots\dots\dots (B. 6)$$

式中:

$I_{s(50)}$ ——经尺寸修正后的岩石点荷载强度 (MPa);

P_{50} ——根据 $D_e^2 \sim P$ 关系曲线确定的 D_e^2 为 2500mm^2 时的 P 值 (MPa)。

e) 当加荷两点间距不等于 50mm, 且其试验数据较少, 不宜采用上述方法修正时, 应按公式 (B. 7) ~ (B. 8) 计算岩石点荷载强度:

$$I_{s(50)} = FI_s \dots\dots\dots (B. 7)$$

$$F = \left(\frac{D_c}{50}\right)^m \dots\dots\dots (B. 8)$$

式中:

F ——修正系数;

m ——修正指数, $m = 2(1 - n)$, n 为 $\log P \sim \log D_0^2$ 关系曲线的斜率。

f) 按公式 (B. 9) 计算岩石点荷载强度各向异性指数:

$$I_{a(50)} = \frac{I'_{s(50)}}{I''_{s(50)}} \dots\dots\dots (B. 9)$$

式中：

$I_{a(50)}$ ——岩石点荷载强度各向异性指数；

$I'_{s(50)}$ ——垂直于弱面的岩石点荷载强度（MPa）；

$I''_{s(50)}$ ——平行于弱面的岩石点荷载强度（MPa）。

- g) 按式(K. 7)计算的垂直和平行弱面岩石点荷载强度应取平均值。平均值的计算，当一组有效的试验数据不超过 10 个时，应舍去最高值和最低值，再计算其余数的平均值；当一组有效数据超过 10 个时，可舍去前二个高值和后二个低值，再计算其余数的平均值；
- h) 计算值精确至 0.01；
- i) 点荷载强度试验记录应包括工程名称、取样位置、试件编号、试件描述、试验类型、试件尺寸、破坏荷载。

B. 10 采用岩石点荷载试验可按公式 (B. 10) 估算岩石的单轴抗压强度，并按附录 H 和 7.2.6 规定确定单轴抗压强度的标准值和岩石承载力特征值。

$$f_r = 22.82^{0.75} I_{s(50)} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (B. 10)$$

附录 C
(规范性)
岩、土的现场鉴别

各类岩、土的现场鉴别可按表C.1~表C.12的规定执行。

表C.1 岩石坚硬程度的现场鉴别

坚硬程度等级		定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	坚硬岩	锤击声清脆，有回弹，震手，难击碎；基本无吸水反应	未风化—微风化的花岗岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英岩、石英砂岩、硅质砾岩、硅质石灰岩等
	较硬岩	锤击声较清脆，有轻微回弹，稍震手，较难击碎；有轻微吸水反应	1 微风化的坚硬岩； 2 未风化—微风化的大理岩、板岩、石灰岩、白云岩、钙质砂岩等
软质岩	较软岩	锤击声不清脆，无回弹震手，较易击碎；指甲可刻出印痕	1 中等风化—强风化的坚硬岩或较硬岩； 2 未风化—微风化的凝灰岩、千枚岩、泥灰岩、砂质泥岩等
	软岩	锤击声哑，无回弹，有凹痕，易击碎；浸水后手可掰开	1 强风化的坚硬岩或较硬岩； 2 中等风化—强风化的坚硬岩或较硬岩、较软岩； 3 未风化—微风化的页岩、泥岩、泥质砂岩等
极软岩		锤击声哑，无回弹，有较深凹痕，手可捏碎；浸水后可捏成团	1 强风化的较软岩、软岩； 2 各种半成岩

表C.2 岩体完整程度的现场鉴别

完整程度等级	现场鉴别特征				
	结构面发育程度		主要结构面的结合强度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距(m)			
完整	1~2	>1.0	好或一般	节理、裂隙层面	整体状或巨厚层状结构
较完整	1~2	>1.0	差	节理、裂隙层面	块状或厚层状结构
	2~3	1.0~0.4	好或一般		块状结构
较破碎	2~3	1.0~0.4	差	节理、裂隙层面，小断层	裂隙块状或中厚层状结构
	≥3	0.4~0.2	好		镶嵌碎裂结构
			一般		中、薄层状结构
破碎	≥3	0.4~0.2	差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		≤0.2	一般或差		碎裂状结构
极破碎	无序	-	很差	-	散体状结构

注：平均间距指主要结构面（1组~2组）间距平均值。

表C.3 岩石风化程度的现场鉴别

风化程度	野外特征
未风化	岩质新鲜，偶见风化痕迹
微风化	结构基本未变，仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变色，有少量风化裂隙
中等风化	结构部分破坏，矿物成分基本未变化，仅沿节理面出现次生矿物。风化裂隙发育，岩体被切割成岩块。不能用镐挖掘，岩芯钻方可钻进。
强风化	结构已大部分破坏，矿物成分已显著变化。长石、云母已风化成次生矿物。裂隙很发育，岩体破碎。用镐可挖掘，干钻不易钻进。
<p>注1：对于沉积岩，标准贯入锤击数 N（未经钻杆长度修正）≥ 35为强风化。对于花岗岩类岩石，标准贯入锤击数 N（未经钻杆长度修正）≥ 50 为强风化。</p> <p>注2：泥岩和半成岩，可不进行风化程度划分。</p>	

表C.4 碎石土密实度野外鉴别

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒含量大于总重的70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难，用撬棍方能松动，井壁一般较稳定。	钻进极困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定。
中密	骨架颗粒含量等于总重 60%~70%，呈交错排列，大部分接触	锹镐可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状	钻进较困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象。
稍密	骨架颗粒含量等于总重的55%~60%，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂土立即坍落	钻进较容易，冲击钻探时，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌
松散	骨架颗粒含量小于总重的60%，排列十分混乱，绝大部分不接触	锹易挖掘，井壁极易坍塌	钻进很容易，冲击钻探时，钻杆无跳动，孔壁极易坍塌。
<p>注1：骨架颗粒系指与本文件表7相对应的粒径颗粒；</p> <p>注2：碎石土的密实度应按表中各项要求综合确定。</p>			

表C.5 老黏性土的现场鉴别

地质年代及成因	第四纪晚更新世（ Q_3 ）及其以前沉积的黏性土，河流冲积、洪积。		
分布规律	多分布在丘陵、垄岗、河流高阶地等。		
颜色及包含物	颜色为黄褐色、褐黄色、褐红色、红褐色。含有铁锰质结核及高岭土条纹、网纹等，偶含碎石。		
天然状态	坚硬	硬塑	
野外特征	黏土	干而坚硬，很难掰成块	手捏感觉硬，不易变形，用力捏先裂成块。
	粉质黏土	干硬，能掰开或捏成块，有棱角	手捏感觉硬，不易变形，土块用力捏散成碎块，手按无指印。

表C.6 新近沉积的黏性土的现场鉴别

鉴别项目	特征
沉积环境	河漫滩和山前洪冲积扇（锥）的表层；古河道；已堆塞的湖、塘、沟、谷；河道泛滥区。
颜色	颜色较深暗，呈褐、暗黄或灰色，含有机物质较多时带灰黑色；一般呈黄褐色。
结构及状态	结构性差，用手扰动原状土时极易变软，塑性较低的土还有震动水析现象，淤泥及淤泥质土呈流塑状。
含有物	完整的剖面中无原生的粒状结核体，但可能含有圆形或亚圆形的钙质结核体（如姜结石）或贝壳等；在城镇附近可能含有少量碎砖、瓦片、陶瓷、铜币或朽木等人类活动的遗物。

表C.7 红黏土的现场鉴别

鉴别项目	特征
颜色	棕红色或褐黄色
母岩岩性	主要为石灰岩、白云岩等碳酸岩类岩石，岩层褶皱剧烈，岩石较破碎，易风化残积。
土体结构与裂隙发育	致密状的：偶见裂隙（<1条/m）；巨块状的：较多裂隙（1~5条/m）；碎块状的：富裂隙（>5条/m）。
土体状态与压缩性	具有表面收缩，上硬下软特性。地下水位以上的土强度高；地下水位以下一般呈可塑、软塑或流塑状态，强度低、压缩性高。
分布规律	覆盖于碳酸岩系之上，多分布在山区或丘陵地带，见于山坡、山麓、盆地或洼地中，其厚度取受基岩的起伏影响，一般是低处厚，高处薄，变化极大。

表C.8 膨胀土的现场鉴别

鉴别项目	特征
分布规律	分布于盆地的边缘和较高级的阶地上、下接湖积或冲积平原，上邻丘陵山地；在堆积时代上多属更新世，在成因类型上冲积、坡积和残积均有
矿物成份	含多量的蒙脱石、伊利石（水云母）、多水高岭土等（化学成份以SiO ₂ 和Al ₂ O ₃ 、Fe ₂ O ₃ 为主）。
颗粒与结构	黏土颗粒含量较高，塑性指数大，一般接近于黏土，土的结构强度高，但在水的作用下其表面易成泥泞的稀泥并在一定范围内膨胀。
干燥后特征	干燥时土质坚硬，易裂，具有不甚明显的垂直节理，在现场可见高度2m~5m左右的陡壁，有崩塌现象。

表C.9 残积土的现场鉴别

鉴别项目	特征
结构	结构已全部破坏，矿物成份除石英外，已风化或土状。镐易挖掘，干钻易钻进，具可塑性。
分布规律	分布于基岩起伏平缓地区，与下伏基岩强风化呈渐变关系。
残积岩性及特点	残积砂土：未经分选，具母岩矿物成分，表面粗糙，有棱角，常混碎石及黏性土，其厚度不均。 残积粉土和黏性土：具母岩矿物成分和结构特点，呈可塑、硬塑或坚硬状态，厚度不均。 残积碎石土：碎石成分与母岩相同，未经搬运、分选差，粒径差异大、颗粒呈棱角形，厚度不均。

表C.10 有机质土、泥炭质土和泥炭的现场鉴别

岩土名称	有机质含量W _o	颜色	光泽度	包含物特征	腥臭味	干土性质
有机质土	5%≤W _o ≤10%	深灰色	有光泽	含腐植物，含少量未完全分解的动植物体，浸水后有气泡。	有腥臭味	干燥后体积收缩
泥炭质土	5%<W _o ≤60%	深灰色或黑色	稍有光泽	能看见未完全分解的植物结构，浸水位体胀，易崩解，有植物残渣浮于水中。	有较浓烈腥臭味	干缩现象明显
泥炭	W _o >60%	黑色	暗无光泽	除有泥炭质土特征外，结构松散，土质轻。	有较浓烈腥臭味	干缩现象极为明显

表C.11 砂土的现场鉴别

岩土名称	观察颗粒粗细	干燥状态	用手拍后的状态	手指黏着感
砾砂	约25%以上的颗粒比荞麦或高粱粒(2mm)大	颗粒完全分散	表面无变化	无黏着感
粗砂	约有一半以上颗粒比小米粒(0.5mm)大	颗粒完全分散,个别胶结	表面无变化	无黏着感
中砂	约有一半以上颗粒与砂糖或白菜籽(0.25mm)近似	颗粒基本分散,部份胶结,胶结部份一拍即散	表面偶有水印	无黏着感
细砂	大部份颗粒与粗玉米(0.1mm)近似	颗粒基本分散,少量胶结,胶结部份稍加碰撞即散	表面有水印,可见现翻浆	稍有轻微黏着感
粉砂	大部份颗粒与小米粉(0.1mm)近似	颗粒基本分散,大部份胶结,稍加压即能即散	表面现翻浆现象显著	有轻微黏着感

表C.12 粉土和黏性土的现场鉴别

岩土名称	湿润时刀切面	手捻感	黏着程度	湿土搓条情况	干土性质
粉土	无光滑面、切面比较粗糙	感觉有细颗粒存在或感觉粗糙,有轻微黏滞感或无黏滞感	一般不黏着物体,干燥后一碰就掉	能搓成2mm~3mm的土条	用手很易捏碎
黏性土	切面光滑或稍有光滑,切面规则	感觉不到颗粒的存在或仔细感觉有少量细颗粒,有黏滞感或滑腻感	能或极易黏着物体,干燥后较易剥掉或不易剥掉	能搓成0.5mm~2mm的土条	用手难捏碎,用锤易击碎

附录 D

(规范性)

岩土承载力特征值、压缩性指标

D.1 岩土承载力特征值

D.1.1 根据现场鉴别结果确定地基承载力特征值时宜符合表D.1、表D.2的规定。

表D.1 岩石地基承载力特征值 f_a

单位为 kPa

岩石类别	饱和单轴抗压强度标准值 (MPa)	风化程度		
		强风化	中风化	微风化
坚硬岩	$f_{rk} > 60$	1000~1500	6000~15000	12000~24000
较硬岩	$30 < f_{rk} \leq 60$	800~1200	4500~12000	8000~18000
较软岩	$15 < f_{rk} \leq 30$	700~1000	2500~6000	5000~9000
软岩	$5 < f_{rk} \leq 15$	500~800	1000~3000	2500~4500
极软岩	$f_{rk} \leq 5$	400~600	700~1500	1500~2500

注1: 岩石地基承载力应根据岩层的地质年代、产状、破碎程度、饱和单轴抗压强度(极软岩取天然状态下单轴抗压强度)和工程经验综合确定, 有条件时宜进行岩石载荷试验, 确定岩石承载力。依据不充分时可取表内数据。

注2: 对强风化岩, 当含泥量(风化残积土)较少时, 取表中上限值, 反之取下限值;

注3: 对完整、较完整的中风化、微风化岩石, 取表中上限值或较高值, 对较破碎的中风化、微风化岩石, 取表中下限值。

注4: 对破碎的中、微风化岩石, 可采用现场试验确定地基承载力, 当无法进行试验时, 可在表中下限值的基础上, 折减降低使用。

注5: 表中强风化数值为 f_{ak} 。

表D.2 碎石土承载力特征值 f_{ak}

单位为 kPa

土的名称	密实度		
	稍密 $5 \leq N_{63.5} \leq 10$ $3 < N_{120} \leq 6$	中密 $10 < N_{63.5} \leq 20$ $6 < N_{120} \leq 11$	密实 $N_{63.5} > 20$ $N_{120} > 11$
卵石	300~500	500~800	800~1000
碎石	250~400	400~700	700~900
圆砾	200~300	300~500	500~700
角砾	200~250	250~400	400~600

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

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

D.1.2 根据室内物理、力学指标平均值确定地基承载力特征值时，应符合表D.3～表D.10的规定。

表D.3 粉土承载力特征值 f_{ak}

单位为 kPa

孔隙比 e	含水量 w (%)			
	20	25	30	35
0.6	(260)	(240)	-	-
0.7	200	190	(160)	-
0.8	160	150	130	-
0.9	130	120	100	(90)
1.0	110	100	90	(80)
1.1	100	90	80	(70)

注：有括号者仅供内插用。

表D.4 一般黏性土承载力特征值 f_{ak}

单位为 kPa

孔隙比 e	液性指数 I_L					
	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.6	-	270	250	230	210	-
0.7	250	220	200	180	160	(135)
0.8	220	200	180	160	140	(120)
0.9	190	170	150	130	110	(100)
1.0	160	140	120	110	100	(90)
1.1	-	130	110	100	80	(70)

注：有括号者仅供内插用。

表D.5 新近沉积黏性土承载力特征值 f_{ak}

单位为 kPa

孔隙比 e	液性指数 I_L		
	0.25	0.75	1.25
0.8	120	100	80
0.9	110	90	80
1.0	100	80	70
1.1	90	70	-

表D.6 老黏性土承载力特征值 f_{ak}

含水比 α_w	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75
f_{ak} /kPa	(630)	560	480	430	380	(350)

注1：含水比 α_w 为天然含水量 w 与液限 w_L 的比值；
注2：本表仅适用于静力触探比贯入阻力 $p_s \geq 3.0$ MPa 的土。

表D.7 淤泥和淤泥质土承载力特征值 f_{ak}

天然含水量 w (%)	36	40	45	50	55	65
f_{ak} /kPa	70	65	60	55	50	40

表D.8 红黏土承载力特征值 f_{ak}

E_{s1-2} /MPa	6	8	10	12	14	16	18	20
f_{ak} /kPa	220	250	270	290	310	320	330	340
注：本表适用于碳酸盐类岩层的残积红黏土，对极软岩、软岩的残积黏性土也可参照使用。								

表D.9 膨胀土承载力特征值 f_{ak}

单位为kPa

含水比 α_w	孔隙比 e		
	0.6	0.9	1.1
<0.5	350	280	200
0.5~0.6	300	220	170
0.6~0.7	250	200	150
注：此表适用于基坑开挖时土的天然含水量等于或小于勘察取土试验时土的天然含水量。			

表D.10 花岗岩残积土承载力特征值 f_{ak}

单位为kPa

土类		砾质黏性土			砂质黏性土			黏性土		
天然含水量 w (%)		20	30	40	20	30	40	<30	40	50
孔隙比 e	0.6	400	(350)	-	350	300	250	-	-	-
	0.8	350	300	-	300	250	(200)	280	(220)	-
	1.0	300	250	(200)	250	200	(150)	240	200	-
	1.1	250	200	150	200	150	(100)	200	160	(140)
	1.2	-	-	-	-	-	-	160	140	120
注1：括号内的数值为供内插用；										
注2：砾质黏性土为>2mm颗粒含量超过20%的土，砂质黏性土为不超过20%的土，黏性土为不含>2mm颗粒的土。										

D.1.3 根据标准贯入试验、圆锥动力触探自由落锤锤击数、静力触探试验比贯入阻力 p_s 的标准值确定地基承载力特征值时，应符合表D.11~表D.22的规定。表中 N 为未经杆长修正的标准贯入击数标准值。

- a) 标准贯入试验锤击数 N (或动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 、 M_{20} ，静力触探比贯入阻力 p_s) 的标准值，应按公式 (D.1) 计算：

$$N \text{ (或 } N_{63.5}、M_{20}、p_s) = \psi \cdot \mu \dots\dots\dots (D.1)$$

式中：

μ ——标准贯入自由落锤锤击数 N (或单孔同一土层的动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 、 M_{20} 、静力触探比贯入阻力 p_s) 的平均值；

ψ ——统计修正系数，不应小于0.75。

- b) 统计修正系数，应按公式 (D.2) 计算：

$$\psi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \dots\dots\dots (D. 2)$$

式中：

ψ —— 某一原位测试指标的统计修正系数；

n —— 据以查表的标准贯入锤击数（或单孔同一土层的动力触探锤击数、静力触探比贯入阻力）参与统计的数据数。 n 不应少于6个；

δ —— 变异系数。当 δ 值较大值,应分析原因,如分层是否合理,试验有无差错,并应增加测试数量。

表D. 11 中、粗、砾砂承载力特征值 f_{ak}

$N_{63.5}$	3	4	5	6	7	8	9	10
f_{ak} (kPa)	120	150	180	220	260	300	340	380
注1：本表一般适用于冲积和洪积的砂土、且中、粗砂的不均匀系数不大于6,砾砂的不均匀系数不大于20； 注2：表中 $N_{63.5}$ 系经杆长修正后的锤击数标准值。								

表D. 12 砂土承载力特征值 f_{ak}

土类		标准贯入试验锤击数 N (击)								
		10	15	20	25	30	35	40	45	50
f_{ak} (kPa)	中、粗砂	180	250	280	310	340	380	420	460	500
	粉、细砂	140	180	200	230	250	270	290	310	340

表D. 13 砂类土承载力特征值 f_{ak}

ρ_s / (MPa)	f_{ak} / kPa	
	粉细砂	中粗砂
3.0	110	140
4.0	130	180
5.0	150	220
6.0	170	260
7.0	190	290
8.0	210	320
9.0	230	350
10.0	250	380
11.0	270	410
12.0	290	440
13.0	310	470
14.0	330	500
15.0	350	530

注：以粉砂为主的粉砂与粉土、粉质黏土互层的 f_{ak} 值,应按公式 (D. 3) 取值：

$$f_{ak} = \frac{f_{ak(max)} + f_{ak(avg)}}{2} \dots\dots\dots (D. 3)$$

式中：

$f_{ak(max)}$ —— 为三者 f_{ak} 的最大值；

$f_{ak(avg)}$ —— 为三者 f_{ak} 的平均值。

表D.14 粉土承载力特征值 f_{ak}

p_s (MPa)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
f_{ak} (kPa)	90	100	110	130	150
注：以粉土为主的粉土与粉砂、粉质黏土的互层的 f_{ak} 值，应取三者的 f_{ak} 的平均值。					

表D.15 一般黏性土承载力特征值 f_{ak}

N	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
f_{ak} (kPa)	85	100	120	140	160	180	200	230	260	290

表D.16 淤泥质土、一般黏性土承载力特征值 f_{ak}

p_s (MPa)	0.3	0.5	0.7	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.7	2.9
f_{ak} (kPa)	40	60	80	100	120	150	180	210	240	270	290
注：以粉质黏土为主的粉质黏土与粉土、粉砂互层的 f_{ak} 值应按公式 (D.4) 取值：											
$f_{ak} = \frac{f_{ak(\min)} + f_{ak(\text{avg})}}{2} \dots\dots\dots (D.4)$											
式中：											
$f_{ak(\min)}$ ——为三者 f_{ak} 的最小值；											
$f_{ak(\text{avg})}$ ——为三者 f_{ak} 的平均值。											

表D.17 老黏性土承载力特征值 f_{ak}

N	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
f_{ak} (kPa)	330	360	390	420	450	480	510	540	570	(610)

表D.18 老黏性土承载力特征值 f_{ak}

p_s (MPa)	3.0	3.3	3.6	3.9	4.2	4.5	4.8
f_{ak} (kPa)	320	360	400	450	500	560	(610)

表D.19 素填土承载力特征值 f_{ak}

p_s (MPa)	0.5	1.0	1.5	2.0
f_{ak} (kPa)	50	80	110	130
注：本表仅适用于堆积时间超过十年、主要由黏性土、粉土组成的素填土；含砖渣、碎石等在30%以下的素填土。				

表D.20 杂填土承载力特征值 f_{ak}

$M_{63.5}$	1	2	3	4
f_{ak} (kPa)	40	80	110	150
注1：本表适用于堆积时间超过十年的建筑垃圾和土为主的填土；				
注2：表中 $M_{63.5}$ 为经杆长修正后的锤击数标准值。				

表D.21 残积黏性土承载力特征值 f_{ak}

N	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34
f_{ak} (kPa)	230	250	270	290	310	330	350	370	390	410	430
注：本表仅适用于极软岩、软岩的风化残积黏性土。											

表D.22 花岗岩残积土承载力特征值 f_{ak}

N	4~10	10~15	15~20	20~30	30~50
砾质黏性土	(100)~220	220~280	280~350	350~(430)	350~600
砂质黏性土	(80)~200	200~250	250~300	300~(380)	-
黏性土	130~180	180~240	240~(280)	280~330	-
注1：括号内的数值为供内插用；					
注2：砾质黏性土、砂质黏性土、黏性土的划分同表E.10的注2。					

D.2 岩土压缩性指标

D.2.1 根据地基承载力特征值确定强风化岩石的变形模量时，应符合表D.23的规定。

表D.23 强风化岩石变形模量

f_{ak} (kPa)	400	500	700	900	1100	1300	1500
E_0 (MPa)	44	46	50	54	58	62	66

D.2.2 根据标准贯入、动力触探锤击数、静力触探试验比贯入阻力的标准值确定土的压缩性指标时，应符合表D.24~表D.29的规定：

表D.24 碎石土的变形模量

f_{ak} (kPa)	240	320	400	480	560	640	720	800	860	900	950	1000
E_0 (MPa)	16	21	26	31	36	42	48	53	57	60	62	65

表D.25 砂类土的压缩模量

p_s (MPa)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$E_{s(1-2)}$ (MPa)	10	12	13	15	17	19	21	23	25	27	29	32	35
注：以粉砂为主的粉砂与粉土、粉质黏土互层的 E_s 值应取三者的 E_s 与其厚度的加权平均值。													

表D.26 粉土压缩模量

p_s (MPa)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$E_{s(1-2)}$ (MPa)	6	7	8	9	10
注：以粉土为主的粉土与粉砂、粉质黏土互层的 E_s 取值同表E.0.2-3的注。					

表D.27 素填土压缩模量

p_s (MPa)	0.5	1.0	1.5	2.0
$E_{s(1-2)}$ (MPa)	2.0	3.0	4.0	5.0
注：本表仅适用于堆积时间超过十年、主要由黏性土组成的素填土；含砖渣、碎石等在30%以下的填土。				

表D.28 杂填土压缩模量

$N_{63.5}$	1	2	3	4
$E_s(1-2)$ (MPa)	2.0	3.5	5.0	6.5
注：表中 $N_{63.5}$ 系经杆长修正后的锤击数标准值。				

表D.29 残积黏性土变形模量

N	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34
E_0 (MPa)	21	22	23	24	25	27	29	32	35	38	41
注：本表仅适用于极软岩、软岩的风化残积黏性土。											

附录 E

(规范性)

抗剪强度指标 c 、 ϕ 的标准值室内土工试验抗剪强度指标 c 、 ϕ 的标准值

E.1 在基础底面以下同一类土层至少取 6 组试样, 每组按 GB/T 50123 进行室内剪切试验, 得出试验值 c_i 、 ϕ_i 。

E.2 内摩擦角标准值 ϕ_k 、黏聚力标准值 c_k , 可按下列规定计算:

- a) 根据室内试验所取得的 c_1 、 ϕ_1 、 c_2 、 ϕ_2 、……、 c_n 、 ϕ_n 的结果, 按公式 (E.1)、(E.2)、(E.3) 计算变异系数 δ 值、平均值 μ 值和标准差 σ 值, 得出 ϕ_m 、 c_m 、 σ_ϕ 、 σ_c 、 δ_ϕ 、 δ_c 的值:

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (E.1)$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \dots\dots\dots (E.2)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \dots\dots\dots (E.3)$$

式中:

δ ——变异系数;

μ ——某一土性指标的试验平均值;

σ ——标准差。

- b) 按公式 (E.4) ~ (E.5) 计算内摩擦角和黏聚力的统计修正系数 ψ_ϕ 、 ψ_c :

$$\psi_\phi = 1 - \left[\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right] \delta_\phi \dots\dots\dots (E.4)$$

$$\psi_c = 1 - \left[\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right] \delta_c \dots\dots\dots (E.5)$$

式中:

ψ_ϕ ——内摩擦角的统计修正系数;

ψ_c ——黏聚力的统计修正系数;

δ_ϕ ——内摩擦角的变异系数;

δ_c ——黏聚力的变异系数;

n ——试验组数。

c) 按公式 (E.6)、(E.7) 分别计算内摩擦角标准值 φ_k 、黏聚力标准值 c_k ：

$$\varphi_k = \psi_\varphi \varphi_m \dots\dots\dots (E.6)$$

$$c_k = \psi_c c_m \dots\dots\dots (E.7)$$

式中：

φ_m ——内摩擦角的试验平均值；

c_m ——黏聚力的试验平均值。

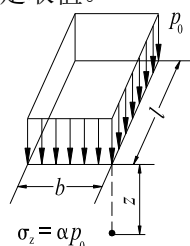
d) 当 ψ 小于 0.75 时，应分析 δ 值过大的原因，如分层是否合理，试验有无差错，并应增加试验组数。

附录 F

(资料性)

附加应力系数、平均附加应力系数

沉降计算时，均布和三角形分布荷载作用下矩形面积和圆形面积相关计算点的附加应力系数和平均附加应力系数可分别按表F.1～表F.7的规定取值。



图F.1 矩形面积均布荷载作用下应力计算示意图

表F.1 矩形面积均布荷载作用下角点的附加应力系数 α

(l 、 b 分别为矩形的长度、宽度， z 为基础底面以下计算点深度)

z/b	l/b										
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2434	0.2437	0.2439	0.2440	0.2441	0.2442	0.2442
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2324	0.2330	0.2333	0.2336	0.2337	0.2338
0.8	0.1999	0.2075	0.2120	0.2147	0.2165	0.2176	0.2183	0.2188	0.2192	0.2194	0.2196
1.0	0.1752	0.1851	0.1914	0.1955	0.1981	0.1999	0.2012	0.2020	0.2026	0.2031	0.2034
1.2	0.1516	0.1628	0.1705	0.1757	0.1793	0.1818	0.1836	0.1849	0.1858	0.1865	0.1870
1.4	0.1305	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1667	0.1684	0.1696	0.1705	0.1712
1.6	0.1123	0.1241	0.1329	0.1396	0.1445	0.1482	0.1509	0.1530	0.1545	0.1557	0.1566
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1240	0.1294	0.1334	0.1365	0.1389	0.1408	0.1422	0.1434
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1236	0.1263	0.1284	0.1300	0.1314
2.2	0.0732	0.0832	0.0915	0.0983	0.1039	0.1084	0.1120	0.1149	0.1172	0.1190	0.1205
2.4	0.0642	0.0734	0.0813	0.0879	0.0943	0.0979	0.1016	0.1047	0.1071	0.1092	0.1108
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0842	0.0886	0.0924	0.0955	0.0981	0.1003	0.1020
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0760	0.0805	0.0842	0.0874	0.0900	0.0923	0.0941
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0689	0.0732	0.0769	0.0801	0.0828	0.0851	0.0870
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0579	0.0627	0.0668	0.0704	0.0735	0.0762	0.0786	0.0806
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0611	0.0646	0.0674	0.0704	0.0727	0.0747
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0594	0.0624	0.0651	0.0674	0.0694
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0548	0.0577	0.0603	0.0626	0.0646
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0475	0.0507	0.0535	0.0560	0.0582	0.0603
4.2	0.0247	0.0291	0.0332	0.0371	0.0407	0.0439	0.0469	0.0496	0.0521	0.0543	0.0563
4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0342	0.0376	0.0407	0.0436	0.0462	0.0485	0.0507	0.0526
4.6	0.0209	0.0247	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0405	0.0430	0.0453	0.0474	0.0493
4.8	0.0193	0.0228	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0378	0.0402	0.0424	0.0444	0.0463
5.0	0.0179	0.0212	0.0243	0.0273	0.0301	0.0328	0.0353	0.0376	0.0397	0.0417	0.0435
6.0	0.0127	0.0151	0.0174	0.0196	0.0218	0.0238	0.0257	0.0276	0.0293	0.0310	0.0325
7.0	0.0094	0.0112	0.0130	0.0147	0.0164	0.0180	0.0195	0.0210	0.0224	0.0238	0.0251
8.0	0.0073	0.0087	0.0101	0.0114	0.0127	0.0140	0.0153	0.0165	0.0176	0.0188	0.0198
9.0	0.0058	0.0069	0.0080	0.0091	0.0102	0.0112	0.0122	0.0132	0.0142	0.0151	0.0161
10.0	0.0047	0.0056	0.0065	0.0074	0.0083	0.0092	0.0100	0.0109	0.0117	0.0125	0.0132
12.0	0.0033	0.0039	0.0046	0.0052	0.0058	0.0064	0.0071	0.0077	0.0083	0.0088	0.0094
14.0	0.0024	0.0029	0.0034	0.0038	0.0043	0.0048	0.0052	0.0057	0.0061	0.0066	0.0070
15.0	0.0021	0.0025	0.0029	0.0034	0.0038	0.0042	0.0046	0.0050	0.0054	0.0058	0.0061
16.0	0.0019	0.0022	0.0026	0.0029	0.0033	0.0037	0.0040	0.0044	0.0047	0.0051	0.0054
18.0	0.0015	0.0018	0.0020	0.0023	0.0026	0.0029	0.0032	0.0035	0.0038	0.0040	0.0043
20.0	0.0012	0.0014	0.0017	0.0019	0.0021	0.0024	0.0026	0.0028	0.0031	0.0033	0.0035

表 F.1 矩形面积均布荷载作用下角点的附加应力系数 (续)

z/b	l/b										
	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	5.2
0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2340	0.2340	0.2341	0.2341	0.2341	0.2341	0.2341	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342
0.8	0.2197	0.2198	0.2199	0.2200	0.2200	0.2201	0.2201	0.2201	0.2202	0.2202	0.2202
1.0	0.2036	0.2038	0.2040	0.2041	0.2042	0.2042	0.2043	0.2043	0.2044	0.2044	0.2044
1.2	0.1873	0.1876	0.1879	0.1880	0.1882	0.1883	0.1884	0.1884	0.1885	0.1885	0.1886
1.4	0.1718	0.1722	0.1725	0.1728	0.1730	0.1731	0.1733	0.1734	0.1735	0.1735	0.1736
1.6	0.1574	0.1579	0.1584	0.1587	0.1590	0.1592	0.1594	0.1596	0.1597	0.1598	0.1599
1.8	0.1443	0.1450	0.1455	0.1460	0.1463	0.1466	0.1469	0.1471	0.1472	0.1474	0.1475
2.0	0.1324	0.1333	0.1339	0.1345	0.1350	0.1353	0.1356	0.1359	0.1361	0.1363	0.1364
2.2	0.1218	0.1227	0.1235	0.1242	0.1248	0.1252	0.1256	0.1259	0.1261	0.1264	0.1266
2.4	0.1122	0.1133	0.1142	0.1150	0.1156	0.1161	0.1166	0.1169	0.1172	0.1175	0.1177
2.6	0.1035	0.1047	0.1058	0.1066	0.1073	0.1079	0.1084	0.1089	0.1092	0.1096	0.1098
2.8	0.0957	0.0970	0.0982	0.0991	0.0999	0.1006	0.1009	0.1016	0.1020	0.1024	0.1027
3.0	0.0887	0.0901	0.0913	0.0923	0.0931	0.0939	0.0945	0.0951	0.0955	0.0959	0.0963
3.2	0.0823	0.0837	0.0850	0.0861	0.0870	0.0878	0.0885	0.0891	0.0896	0.0901	0.0904
3.4	0.0765	0.0780	0.0793	0.0804	0.0814	0.0823	0.0830	0.0837	0.0842	0.0847	0.0851
3.6	0.0712	0.0728	0.0741	0.0753	0.0763	0.0772	0.0780	0.0787	0.0793	0.0798	0.0803
3.8	0.0664	0.0680	0.0694	0.0706	0.0717	0.0726	0.0734	0.0741	0.0748	0.0753	0.0758
4.0	0.0620	0.0636	0.0650	0.0663	0.0674	0.0683	0.0692	0.0699	0.0706	0.0712	0.0717
4.2	0.0580	0.0596	0.0610	0.0623	0.0634	0.0644	0.0653	0.0661	0.0668	0.0674	0.0679
4.4	0.0544	0.0560	0.0574	0.0586	0.0598	0.0608	0.0617	0.0625	0.0632	0.0639	0.0644
4.6	0.0510	0.0526	0.0540	0.0553	0.0564	0.0574	0.0584	0.0592	0.0599	0.0606	0.0612
4.8	0.0480	0.0495	0.0509	0.0522	0.0533	0.0543	0.0553	0.0561	0.0569	0.0575	0.0582
5.0	0.0451	0.0466	0.0480	0.0493	0.0504	0.0515	0.0524	0.0534	0.0540	0.0547	0.0553
6.0	0.0340	0.0353	0.0366	0.0377	0.0388	0.0398	0.0407	0.0416	0.0424	0.0431	0.0438
7.0	0.0263	0.0275	0.0286	0.0296	0.0306	0.0315	0.0324	0.0332	0.0339	0.0347	0.0353
8.0	0.0209	0.0219	0.0228	0.0237	0.0246	0.0254	0.0262	0.0270	0.0277	0.0283	0.0290
9.0	0.0169	0.0178	0.0186	0.0194	0.0202	0.0209	0.0216	0.0223	0.0229	0.0235	0.0241
10.0	0.0140	0.0147	0.0154	0.0161	0.0168	0.0174	0.0180	0.0186	0.0192	0.0198	0.0203
12.0	0.0110	0.0105	0.0111	0.0116	0.0121	0.0126	0.0131	0.0136	0.0140	0.0145	0.0149
14.0	0.0074	0.0079	0.0083	0.0087	0.0091	0.0095	0.0099	0.0103	0.0107	0.0110	0.0113
15.0	0.0065	0.0069	0.0073	0.0076	0.0080	0.0083	0.0087	0.0090	0.0094	0.0097	0.0100
16.0	0.0058	0.0061	0.0064	0.0067	0.0071	0.0074	0.0077	0.0080	0.0083	0.0086	0.0089
18.0	0.0046	0.0049	0.0051	0.0054	0.0056	0.0059	0.0062	0.0064	0.0067	0.0069	0.0072
20.0	0.0037	0.0040	0.0042	0.0044	0.0046	0.0048	0.0050	0.0053	0.0055	0.0057	0.0059

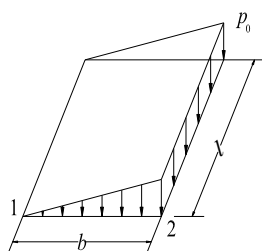
表 F.1 矩形面积均布荷载作用下角点的附加应力系数 (续)

z/b	l/b											
	5.4	5.6	5.8	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	10.0	>10.0
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
0.2	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342
0.8	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2203
1.0	0.2044	0.2045	0.2045	0.2045	0.2045	0.2045	0.2046	0.2045	0.2046	0.2046	0.2046	0.2046
1.2	0.1886	0.1887	0.1887	0.1887	0.1887	0.1888	0.1888	0.1888	0.1888	0.1888	0.1888	0.1888
1.4	0.1737	0.1737	0.1737	0.1738	0.1738	0.1739	0.1739	0.1739	0.1739	0.1739	0.1740	0.1740
1.6	0.1599	0.1600	0.1601	0.1601	0.1602	0.1602	0.1603	0.1603	0.1603	0.1604	0.1604	0.1604
1.8	0.1476	0.1477	0.1478	0.1478	0.1479	0.1480	0.1481	0.1481	0.1481	0.1482	0.1482	0.1483
2.0	0.1366	0.1367	0.1368	0.1368	0.1370	0.1371	0.1372	0.1372	0.1373	0.1373	0.1374	0.1375
2.2	0.1267	0.1269	0.1270	0.1271	0.1273	0.1274	0.1275	0.1276	0.1277	0.1278	0.1277	0.1279
2.4	0.1179	0.1181	0.1182	0.1184	0.1186	0.1188	0.1189	0.1190	0.1191	0.1191	0.1192	0.1194
2.6	0.1100	0.1102	0.1104	0.1106	0.1109	0.1111	0.1112	0.1113	0.1114	0.1115	0.1116	0.1118
2.8	0.1030	0.1032	0.1034	0.1036	0.1039	0.1042	0.1043	0.1045	0.1046	0.1047	0.1048	0.1050
3.0	0.0966	0.0968	0.0971	0.0973	0.0977	0.0980	0.0982	0.0983	0.0985	0.0985	0.0987	0.0990
3.2	0.0908	0.0911	0.0913	0.0916	0.0920	0.0923	0.0926	0.0928	0.0929	0.0930	0.0932	0.0935
3.4	0.0855	0.0858	0.0861	0.0864	0.0869	0.0873	0.0875	0.0877	0.0879	0.0880	0.0882	0.0886
3.6	0.0807	0.0810	0.0814	0.0816	0.0822	0.0826	0.0829	0.0832	0.0834	0.0835	0.0837	0.0842
3.8	0.0763	0.0766	0.0770	0.0773	0.0779	0.0784	0.0787	0.0790	0.0792	0.0794	0.0796	0.0802
4.0	0.0722	0.0726	0.0730	0.0733	0.0740	0.0745	0.0749	0.0752	0.0754	0.0756	0.0758	0.0765
4.2	0.0684	0.0689	0.0693	0.0696	0.0703	0.0709	0.0713	0.0716	0.0719	0.0721	0.0724	0.0731
4.4	0.0649	0.0654	0.0658	0.0662	0.0670	0.0676	0.0680	0.0684	0.0687	0.0689	0.0692	0.0700
4.6	0.0617	0.0622	0.0626	0.0630	0.0638	0.0645	0.0650	0.0654	0.0657	0.0659	0.0663	0.0671
4.8	0.0587	0.0592	0.0597	0.0601	0.0609	0.0616	0.0621	0.0626	0.0629	0.0632	0.0635	0.0645
5.0	0.0559	0.0564	0.0569	0.0573	0.0582	0.0589	0.0595	0.0599	0.0603	0.0606	0.0610	0.0620
6.0	0.0444	0.0450	0.0455	0.0460	0.0470	0.0479	0.0486	0.0491	0.0496	0.0500	0.0506	0.0521
7.0	0.0359	0.0365	0.0371	0.0376	0.0387	0.0396	0.0404	0.0411	0.0416	0.0421	0.0428	0.0449
8.0	0.0296	0.0301	0.0307	0.0312	0.0323	0.0332	0.0341	0.0348	0.0354	0.0359	0.0367	0.0394
9.0	0.0247	0.0252	0.0257	0.0262	0.0273	0.0282	0.0291	0.0298	0.0304	0.0310	0.0319	0.0351
10.0	0.0208	0.0213	0.0218	0.0222	0.0233	0.0242	0.0250	0.0258	0.0264	0.0270	0.0279	0.0316
12.0	0.0153	0.0157	0.0161	0.0165	0.0174	0.0183	0.0190	0.0197	0.0203	0.0209	0.0219	0.0264
14.0	0.0117	0.0120	0.0124	0.0129	0.0135	0.0142	0.0148	0.0155	0.0160	0.0166	0.0175	0.0227
15.0	0.0103	0.0106	0.0109	0.0112	0.0119	0.0126	0.0132	0.0138	0.0144	0.0149	0.0158	0.0212
16.0	0.0092	0.0095	0.0097	0.0100	0.0107	0.0113	0.0119	0.0124	0.0129	0.0134	0.0143	0.0198
18.0	0.0074	0.0076	0.0079	0.0081	0.0086	0.0092	0.0097	0.0102	0.0106	0.0110	0.0118	0.0176
20.0	0.0061	0.0063	0.0065	0.0067	0.0071	0.0076	0.0080	0.0084	0.0088	0.0092	0.0099	0.0159

表F.2 圆形面积均布荷载作用下中点及边点的附加应力系数 α 、 α'

z/r	系数		z/r	系数		z/r	系数	
	α	α'		α	α'		α	α'
0.0	1.000	0.500	1.6	0.390	0.244	3.2	0.130	0.103
0.1	0.999	0.482	1.7	0.360	0.229	3.3	0.124	0.099
0.2	0.992	0.464	1.8	0.332	0.217	3.4	0.117	0.094
0.3	0.976	0.447	1.9	0.307	0.204	3.5	0.111	0.089
0.4	0.949	0.432	2.0	0.285	0.193	3.6	0.106	0.084
0.5	0.911	0.412	2.1	0.264	0.182	3.7	0.101	0.079
0.6	0.864	0.374	2.2	0.245	0.172	3.8	0.096	0.074
0.7	0.811	0.369	2.3	0.229	0.162	3.9	0.091	0.070
0.8	0.756	0.363	2.4	0.213	0.154	4.0	0.087	0.066
0.9	0.701	0.347	2.5	0.200	0.146	4.2	0.079	0.058
1.0	0.647	0.332	2.6	0.187	0.139	4.4	0.073	0.052
1.1	0.595	0.313	2.7	0.175	0.133	4.6	0.067	0.049
1.2	0.547	0.303	2.8	0.165	0.125	4.8	0.062	0.047
1.3	0.502	0.286	2.9	0.155	0.119	5.0	0.057	0.045
1.4	0.461	0.270	3.0	0.146	0.113			
1.5	0.424	0.256	3.1	0.138	0.108			

注1： α ——圆形面积均布荷载作用下中点的附加应力系数；
注2： α' ——圆形面积均布荷载作用下周边点的附加应力系数；
注3： r ——圆的半径。



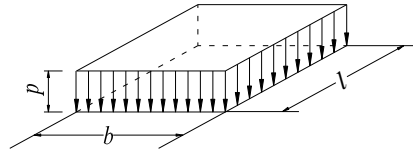
图F.2 矩形面积三角形分布荷载作用下应力计算示意图

表F.3 矩形面积三角形分布荷载作用下角点的附加应力系数 α

z/b	l/b													
	0.2		0.4		0.6		0.8		1.0		1.2		1.4	
	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2
0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500
0.2	0.0223	0.1821	0.0280	0.2115	0.0296	0.2165	0.0301	0.2178	0.0304	0.2182	0.0305	0.2184	0.0305	0.2185
0.4	0.0269	0.1094	0.0420	0.1604	0.0487	0.1781	0.0517	0.1844	0.0531	0.1870	0.0539	0.1881	0.0543	0.1886
0.6	0.0259	0.0700	0.0448	0.1165	0.0560	0.1405	0.0621	0.1520	0.0654	0.1575	0.0673	0.1602	0.0684	0.1616
0.8	0.0232	0.0480	0.0421	0.0853	0.0553	0.1093	0.0637	0.1232	0.0688	0.1311	0.0720	0.1355	0.0739	0.1381
1.0	0.0201	0.0346	0.0375	0.0638	0.0508	0.0852	0.0602	0.0996	0.0666	0.1086	0.0708	0.1143	0.0735	0.1176
1.2	0.0171	0.0260	0.0324	0.0491	0.0450	0.0673	0.0546	0.0807	0.0615	0.0901	0.0664	0.0962	0.0698	0.1007
1.4	0.0145	0.0202	0.0278	0.0386	0.0392	0.0540	0.0483	0.0661	0.0554	0.0751	0.0606	0.0817	0.0644	0.0864
1.6	0.0123	0.0160	0.0238	0.0310	0.0339	0.0440	0.0424	0.0547	0.0492	0.0628	0.0545	0.0696	0.0586	0.0743
1.8	0.0105	0.0130	0.0204	0.0254	0.0294	0.0363	0.0371	0.0457	0.0435	0.0534	0.0487	0.0596	0.0528	0.0644
2.0	0.0090	0.0108	0.0176	0.0211	0.0255	0.0304	0.0324	0.0387	0.0384	0.0456	0.0434	0.0513	0.0474	0.0560
2.5	0.0063	0.0072	0.0125	0.0140	0.0183	0.0205	0.0236	0.0265	0.0284	0.0318	0.0326	0.0365	0.0362	0.0405
3.0	0.0046	0.0051	0.0092	0.0100	0.0135	0.0148	0.0176	0.0192	0.0214	0.0233	0.0249	0.0270	0.0280	0.0303
5.0	0.0018	0.0019	0.0036	0.0038	0.0054	0.0056	0.0071	0.0074	0.0088	0.0091	0.0104	0.0108	0.0120	0.0123
7.0	0.0009	0.0010	0.0019	0.0019	0.0028	0.0029	0.0038	0.0038	0.0027	0.0047	0.0056	0.0056	0.0064	0.0066
10.0	0.0005	0.0004	0.0009	0.0010	0.0014	0.0014	0.0019	0.0019	0.0023	0.0024	0.0028	0.0028	0.0033	0.0032

表 F.3 矩形面积三角形分布荷载作用下角点的附加应力系数 α (续)

z/b	l/b													
	1.6		1.8		2.0		4.0		6.0		8.0		10.0	
	点1	点2	点1	点2	点1	点2	点1	点2	点1	点2	点1	点2	点1	点2
0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500
0.2	0.0306	0.2185	0.0306	0.2185	0.0306	0.2185	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186
0.4	0.0545	0.1889	0.0546	0.1891	0.0547	0.1892	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894
0.6	0.0690	0.1625	0.0694	0.1630	0.0696	0.1633	0.0702	0.1639	0.0702	0.1640	0.0702	0.1640	0.0702	0.1640
0.8	0.0751	0.1396	0.0759	0.1405	0.0764	0.1412	0.0776	0.1424	0.0776	0.1426	0.0776	0.1426	0.0776	0.1426
1.0	0.0753	0.1202	0.0766	0.1215	0.0774	0.1225	0.0794	0.1248	0.0795	0.1250	0.0796	0.1250	0.0796	0.1250
1.2	0.0721	0.1037	0.0738	0.1055	0.0749	0.1069	0.0779	0.1103	0.0782	0.1105	0.0783	0.1105	0.0783	0.1105
1.4	0.0672	0.0897	0.0692	0.0921	0.0707	0.0937	0.0748	0.0982	0.0752	0.0986	0.0752	0.0987	0.0753	0.0987
1.6	0.0616	0.0780	0.0639	0.0806	0.0656	0.0826	0.0708	0.0882	0.0714	0.0887	0.0715	0.0888	0.0715	0.0889
1.8	0.0560	0.0681	0.0585	0.0709	0.0604	0.0730	0.0666	0.0797	0.0673	0.0805	0.0675	0.0806	0.0675	0.0808
2.0	0.0507	0.0596	0.0533	0.0625	0.0553	0.0649	0.0624	0.0726	0.0634	0.0734	0.0636	0.0736	0.0636	0.0738
2.5	0.0393	0.0440	0.0419	0.0469	0.0440	0.0491	0.0529	0.0585	0.0543	0.0601	0.0547	0.0604	0.0548	0.0605
3.0	0.0307	0.0333	0.0331	0.0359	0.0352	0.0380	0.0449	0.0482	0.0469	0.0504	0.0474	0.0509	0.0476	0.0511
5.0	0.0135	0.0139	0.0148	0.0154	0.0161	0.0167	0.0248	0.0256	0.0283	0.0290	0.0296	0.0303	0.0301	0.0309
7.0	0.0073	0.0074	0.0081	0.0083	0.0089	0.0091	0.0152	0.0154	0.0186	0.0190	0.0204	0.0207	0.0212	0.0216
10.0	0.0037	0.0037	0.0041	0.0042	0.0046	0.0046	0.0084	0.0083	0.0111	0.0111	0.0128	0.0130	0.0139	0.0141



图F.3 矩形面积均布荷载作用下应力计算示意图

表F.4 矩形面积均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

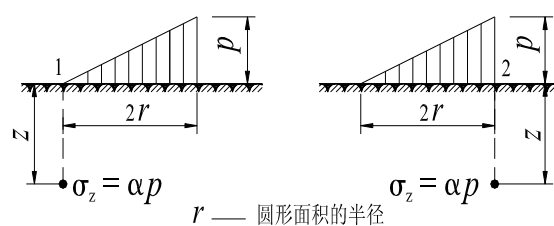
z/b	l/b												
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	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
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

表 F.4 矩形面积均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (续)

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	0.0797	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	0.0988
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

表F.5 圆形面积均布荷载作用下中点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

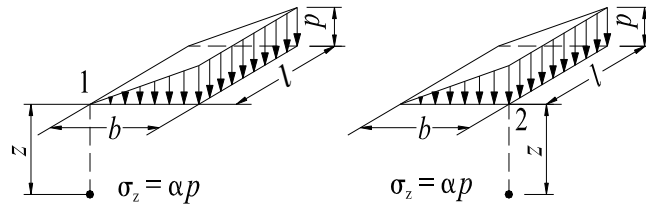
z/r	$\bar{\alpha}$	z/r	$\bar{\alpha}$	z/r	$\bar{\alpha}$
0.0	1.000	1.7	0.718	3.4	0.463
0.1	1.000	1.8	0.697	3.5	0.453
0.2	0.998	1.9	0.677	3.6	0.443
0.3	0.993	2.0	0.658	3.7	0.434
0.4	0.986	2.1	0.640	3.8	0.425
0.5	0.974	2.2	0.623	3.9	0.417
0.6	0.960	2.3	0.606	4.0	0.409
0.7	0.942	2.4	0.590	4.1	0.401
0.8	0.923	2.5	0.574	4.2	0.393
0.9	0.901	2.6	0.560	4.3	0.386
1.0	0.878	2.7	0.546	4.4	0.379
1.1	0.855	2.8	0.532	4.5	0.372
1.2	0.831	2.9	0.519	4.6	0.365
1.3	0.808	3.0	0.507	4.7	0.359
1.4	0.784	3.1	0.495	4.8	0.353
1.5	0.762	3.2	0.484	4.9	0.347
1.6	0.739	3.3	0.473	5.0	0.341



图F.4 圆形面积三角形分布荷载作用下应力计算示意图

表F.6 圆形面积三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/r	点1		点2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
0.0	0.000	0.000	0.500	0.500
0.1	0.016	0.008	0.465	0.483
0.2	0.031	0.016	0.433	0.466
0.3	0.044	0.023	0.403	0.450
0.4	0.054	0.030	0.376	0.435
0.5	0.063	0.035	0.349	0.420
0.6	0.071	0.041	0.324	0.406
0.7	0.078	0.045	0.300	0.393
0.8	0.083	0.050	0.279	0.380
0.9	0.088	0.054	0.258	0.368
1.0	0.091	0.057	0.238	0.356
1.1	0.092	0.061	0.221	0.344
1.2	0.093	0.063	0.205	0.333
1.3	0.092	0.065	0.190	0.323
1.4	0.091	0.067	0.177	0.313
1.5	0.089	0.069	0.165	0.303
1.6	0.087	0.070	0.154	0.294
1.7	0.085	0.071	0.144	0.286
1.8	0.083	0.072	0.134	0.278
1.9	0.080	0.072	0.126	0.270
2.0	0.078	0.073	0.117	0.263
2.1	0.075	0.073	0.110	0.255
2.2	0.072	0.073	0.104	0.249
2.3	0.070	0.073	0.097	0.242
2.4	0.067	0.073	0.091	0.236
2.5	0.064	0.072	0.086	0.230
2.6	0.062	0.072	0.081	0.225
2.7	0.059	0.071	0.078	0.219
2.8	0.057	0.071	0.074	0.214
2.9	0.055	0.070	0.070	0.209
3.0	0.052	0.070	0.067	0.204
3.1	0.050	0.069	0.064	0.200
3.2	0.048	0.069	0.061	0.196
3.3	0.046	0.068	0.059	0.192
3.4	0.045	0.067	0.055	0.188
3.5	0.043	0.067	0.053	0.184
3.6	0.041	0.066	0.051	0.180
3.7	0.040	0.065	0.048	0.177
3.8	0.038	0.065	0.046	0.173
3.9	0.037	0.064	0.043	0.170
4.0	0.036	0.063	0.041	0.167
4.2	0.033	0.062	0.038	0.161
4.4	0.031	0.061	0.034	0.155
4.6	0.029	0.059	0.031	0.150
4.8	0.027	0.058	0.029	0.145
5.0	0.025	0.057	0.027	0.140



图F.5 矩形面积三角形分布荷载作用下应力计算示意图

表F.7 矩形面积三角形分布荷载角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b	l/b																z/b
	0.2		0.4		0.6		0.8		1.0		1.2		1.4		1.6		
	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	
0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0
0.2	0.0112	0.2161	0.0140	0.2308	0.0148	0.2333	0.0151	0.2339	0.0152	0.2341	0.0153	0.2342	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.2
0.4	0.0179	0.1810	0.0245	0.2084	0.0270	0.2153	0.0280	0.2175	0.0285	0.2184	0.0288	0.2187	0.0289	0.2189	0.0290	0.2190	0.4
0.6	0.0207	0.1505	0.0308	0.1851	0.0355	0.1966	0.0376	0.2011	0.0388	0.2030	0.0394	0.2039	0.0397	0.2043	0.0399	0.2046	0.6
0.8	0.0217	0.1277	0.0340	0.1640	0.0405	0.1787	0.0440	0.1852	0.0459	0.1883	0.0470	0.1899	0.0476	0.1907	0.0480	0.1912	0.8
1.0	0.0217	0.1104	0.0351	0.1461	0.0430	0.1624	0.0476	0.1704	0.0502	0.1746	0.0518	0.1769	0.0528	0.1781	0.0534	0.1789	1.0
1.2	0.0212	0.0970	0.0351	0.1312	0.0439	0.1480	0.0492	0.1571	0.0525	0.1621	0.0546	0.1649	0.0560	0.1666	0.0568	0.1678	1.2
1.4	0.0204	0.0865	0.0344	0.1187	0.0436	0.1356	0.0495	0.1451	0.0534	0.1507	0.0559	0.1541	0.0575	0.1562	0.0586	0.1576	1.4
1.6	0.0195	0.0779	0.0333	0.1082	0.0427	0.1247	0.0490	0.1345	0.0533	0.1405	0.0561	0.1443	0.0580	0.1467	0.0594	0.1484	1.6
1.8	0.0186	0.0709	0.0321	0.0993	0.0415	0.1153	0.0480	0.1252	0.0525	0.1313	0.0556	0.1354	0.0578	0.1381	0.0593	0.1400	1.8
2.0	0.0178	0.0650	0.0308	0.0917	0.0401	0.1071	0.0467	0.1169	0.0513	0.1232	0.0547	0.1274	0.0570	0.1303	0.0587	0.1324	2.0
2.5	0.0157	0.0538	0.0276	0.0769	0.0365	0.0908	0.0429	0.1000	0.0478	0.1063	0.0513	0.1107	0.0540	0.1139	0.0560	0.1163	2.5
3.0	0.0140	0.0458	0.0248	0.0661	0.0330	0.0786	0.0392	0.0871	0.0439	0.0931	0.0476	0.0976	0.0503	0.1008	0.0525	0.1033	3.0
5.0	0.0097	0.0289	0.0175	0.0424	0.0236	0.0476	0.0285	0.0576	0.0324	0.0624	0.0356	0.0661	0.0382	0.0690	0.0403	0.0914	5.0
7.0	0.0073	0.0211	0.0133	0.0311	0.0180	0.0352	0.0219	0.0427	0.0251	0.0465	0.0277	0.0496	0.0299	0.0520	0.0318	0.0541	7.0
10.0	0.0053	0.0150	0.0097	0.0222	0.0133	0.0253	0.0162	0.0308	0.0186	0.0336	0.0207	0.0359	0.0224	0.0379	0.0239	0.0395	10.0

表 F.7 矩形面积三角形分布荷载角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (续)

z/b	1/b														z/b
	1.8		2.0		3.0		4.0		6.0		8.0		10.0		
	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	点 1	点 2	
0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0
0.2	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.0153	0.2343	0.2
0.4	0.0290	0.2190	0.0290	0.2191	0.0290	0.2192	0.0291	0.2192	0.0291	0.2192	0.0291	0.2192	0.0291	0.2192	0.4
0.6	0.0400	0.2047	0.0401	0.2048	0.0402	0.2050	0.0402	0.2050	0.0402	0.2050	0.0402	0.2050	0.0402	0.2050	0.6
0.8	0.0482	0.1915	0.0483	0.1917	0.0486	0.1920	0.0487	0.1920	0.0487	0.1921	0.0487	0.1921	0.0487	0.1921	0.8
1.0	0.0538	0.1794	0.0540	0.1797	0.0545	0.1803	0.0546	0.1803	0.0546	0.1804	0.0546	0.1804	0.0546	0.1804	1.0
1.2	0.0574	0.1684	0.0577	0.1689	0.0584	0.1697	0.0586	0.1699	0.0587	0.1700	0.0587	0.1700	0.0587	0.1700	1.2
1.4	0.0594	0.1585	0.0599	0.1591	0.0609	0.1603	0.0612	0.1605	0.0613	0.1606	0.0613	0.1606	0.0613	0.1606	1.4
1.6	0.0603	0.1494	0.0609	0.1502	0.0623	0.1517	0.0626	0.1521	0.0628	0.1523	0.0628	0.1523	0.0628	0.1523	1.6
1.8	0.0604	0.1413	0.0611	0.1422	0.0628	0.1441	0.0633	0.1445	0.0635	0.1447	0.0635	0.1448	0.0635	0.1448	1.8
2.0	0.0599	0.1338	0.0608	0.1348	0.0629	0.1371	0.0634	0.1377	0.0637	0.1380	0.0638	0.1380	0.0638	0.1380	2.0
2.5	0.0575	0.1180	0.0586	0.1193	0.0614	0.1223	0.0623	0.1233	0.0627	0.1237	0.0628	0.1238	0.0628	0.1239	2.5
3.0	0.0541	0.1052	0.0554	0.1067	0.0589	0.1104	0.0600	0.1116	0.0607	0.1123	0.0609	0.1124	0.0609	0.1125	3.0
5.0	0.0421	0.0734	0.0435	0.0749	0.0480	0.0797	0.0500	0.0817	0.0515	0.0833	0.0519	0.0837	0.0521	0.0839	5.0
7.0	0.0333	0.0558	0.0347	0.0572	0.0391	0.0619	0.0414	0.0642	0.0435	0.0663	0.0442	0.0671	0.0445	0.0674	7.0
10.0	0.0252	0.0409	0.0263	0.0403	0.0302	0.0462	0.0325	0.0485	0.0349	0.0509	0.0359	0.0520	0.0364	0.0526	10.0

附录 G

(规范性)

桩侧土的摩阻力、桩端阻力特征值

G.1 混凝土预制桩、沉管灌注桩、夯扩桩的桩侧阻力特征值、桩端阻力特征值,可按表 G.1、表 G.2、表 G.3、表 G.4、表 G.5 取值。表中 N 、 p_s 分别为未经杆长修正的标准贯入击数、静力触探比贯入阻力的平均值。

表 G.1 混凝土预制桩桩侧阻力特征值 q_{sia}

单位为kPa

土的名称	土的状态及 N 、 $N_{63.5}$ 、 p_s (MPa) 值		混凝土预制桩桩侧阻力特征值 q_{sia}
填土	-		10~14
淤泥	-		6~8
淤泥质土	-		9~15
黏性土	$0.75 < I_L \leq 1$		15~20
	$0.5 < I_L \leq 0.75$		20~30
	$0.25 < I_L \leq 0.5$		30~35
	$0 < I_L \leq 0.25$		35~40
	$I_L \leq 0$		40~50
红黏土	$0.7 < a_w \leq 1$		6~16
	$0.5 < a_w \leq 0.7$		16~37
粉土	$p_s \leq 1$		11~20
	$1 < p_s \leq 2.5$		20~28
	$p_s > 2.5$		28~40
粉细砂	稍密	$10 < N \leq 15$	18~25
	中密	$15 < N \leq 30$	25~35
	密实	$N > 30$	35~45
中砂	中密	$15 < N \leq 30$	27~37
	密实	$N > 30$	37~48
粗砂	中密	$15 < N \leq 30$	37~48
	密实	$N > 30$	48~58
砾砂	稍密	$5 < N_{63.5} \leq 15$	30~50
	中密(密实)	$15 < N_{63.5}$	58~69
圆砾、角砾	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	80~100
碎石、卵石	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	100~150
软质岩残积土	$25 < N < 35$		50~60
硬质岩残积土	$35 < N < 50$		70~80
强风化软质岩	$N \geq 35$ $N_{63.5} > 10$		80~120
强风化硬质岩	$N \geq 50$ $N_{63.5} > 15$		110~150

注：表中 a_w 为含水比， $a_w = w/w_l$ 。

表 G.2 混凝土预制桩桩端阻力特征值 q_{pa}

单位为kPa

土的名称	土的状态及 N 、 $M_{63.5}$ 、 p_s (MPa) 值	桩入土深度 (m)			
		$h \leq 10$	$10 < h \leq 15$	$15 < h \leq 30$	$h > 30$
黏性土	$0.5 < I_L \leq 0.75$	400~800	700~1000	900~1300	1100~1600
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	700~1000	900~1400	1200~1800	1700~2000
	$0 < I_L \leq 0.25$	1000~1500	1400~2200	1900~2500	2400~2900
	$I_L \leq 0$	1400~1900	1800~2500	2400~2800	2600~3100
粉土	$1.0 < p_s \leq 2.5$	500~800	700~1000	900~1500	1400~1700
	$p_s > 2.5$	600~1100	1000~1500	1400~1800	1700~2000
粉砂	稍密	500~900	800~1300	1100~1500	1400~1700
	中密、密实	700~1100	1000~1600	1500~2300	2200~2800
细砂	中密、密实	1300~2000	1900~2500	2400~2900	2700~3300
中砂		1800~2600	2500~3300	3100~3900	3700~4200
粗砂		2800~3700	3600~4200	4100~4900	4800~5200
砾砂		3000~5000		4500~5500	
角砾、圆砾		3500~6000		5000~6500	
碎石、卵石	$M_{63.5} > 10$	4500~6500		5500~7500	
软质岩	强风化	2000~4000			
硬质岩	强风化	2500~5500			

注1：本表适用于非压桩力或贯入度控制桩长的桩基。

注2：以压桩力或贯入度控制桩长，当桩端进入低压缩性土层时，表内端阻可大幅度提高，应通过静载试验确定。

表 G.3 沉管灌注桩或夯扩桩桩侧阻力特征值 q_{s1a}

单位kPa

土的名称	土的状态及 N 、 p_s (MPa) 值		沉管灌注桩或夯扩桩桩侧阻力特征值 q_{s1a}
填土	-		8~11
淤泥	-		5~7
淤泥质土	-		8~11
一般黏性土 老黏性土	$0.75 < I_L \leq 1$		11~15
	$0.5 < I_L \leq 0.75$		15~23
	$0.25 < I_L \leq 0.5$		23~30
	$0 < I_L \leq 0.25$		30~34
	$I_L \leq 0$		34~41
红黏土	$0.7 < a_w \leq 1$		6~15
	$0.5 < a_w \leq 0.7$		15~35
粉土	稍密	$p_s \leq 1$	8~16
	中密	$1 < p_s \leq 2.5$	16~25
	密实	$p_s > 2.5$	25~34
粉细砂	稍密	$10 < N \leq 15$	15~20
	中密	$15 < N \leq 30$	20~25
	密实	$N > 30$	25~38
中砂	中密	$15 < N \leq 30$	21~29
	密实	$N > 30$	29~38
粗砂	中密	$15 < N \leq 30$	29~38
	密实	$N > 30$	38~46
砾砂	中密(密实)	$15 < N_{63.5}$	46~55

表 G.4 沉管灌注桩桩端阻力特征值 q_{pa}

单位为kPa

土的名称	土的状态及 N 、 $M_{63.5}$ 、 p_s (MPa) 值	桩入土深度 (m)		
		$5 \leq h \leq 10$	$10 < h \leq 15$	$h > 15$
一般黏性土 老黏性土	$0.5 < I_L \leq 0.75$	300~600	600~700	700~900
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	600~800	800~1000	1000~1200
	$0 < I_L \leq 0.25$	800~1100	1100~1400	1400~1800
	$I_L \leq 0$	1100~1400	1400~1700	1700~2000
粉土	$1 < p_s \leq 2.5$	500~800	800~1000	1000~1200
	$p_s > 2.5$	600~900	900~1200	1200~1400
粉砂	稍密	500~900	900~1300	1200~1500
	中密、密实	700~1100	1100~1600	1400~2100
细砂	中密、密实	1000~1500	1400~1900	1800~2400
中砂		1500~1900	1900~2500	2500~3100
粗砂		2200~2900	2900~3700	3700~4300
砾砂		2500~4200		
角砾、圆砾	$M_{63.5} > 10$	2900~4600		
碎石、卵石		3300~5000		

表 G.5 夯扩桩桩端阻力特征值 q_{pa}

单位为kPa

土的名称	桩端土的比贯入阻力 (MPa)	桩端土承载力特征值 q_{pa}
一般黏性土 老黏性土	1.5	500
	2.0	600
	2.5	700
	3.0	800
	4.0	900
	5.0	1100
粉土	1.5	900
	2.0	1000
	3.0	1100
	4.0	1300
	5.0	1500
砂土 (粉、细砂)	5.5	1500
	6.0	1600
	7.0	1700
	8.0	1900
	9.0	2100
	10	2300
	11	2500

注：表中桩端土的比贯入阻力计算值 P_{s0} 按下列公式确定：

$$\text{当 } p_{s1} \leq p_{s2} \text{ 时} \quad p_{s0} = (P_{s1} + P_{s2}) / 2 \dots\dots\dots (G.1)$$

$$\text{当 } p_{s1} > p_{s2} \text{ 时,} \quad p_{s0} = P_{s2} \dots\dots\dots (G.2)$$

式中：

p_{s1} ——桩端标高以上4d（d为桩端直径）范围内土的比贯入阻力的平均值；

p_{s2} ——桩端标高以下4d范围内土的比贯入阻力的平均值。

G.2 钻孔桩侧土的摩阻力、桩端阻力特征值,可按表 G.6、表 G.7 取值。表中 N 、 p_s 意义同 G.1。

表 G.6 钻孔桩侧阻力特征值 q_{sia}

单位为kPa

土的名称	土的状态及 N 、 $N_{63.5}$ 、 p_s (MPa) 值		水下钻(冲)孔桩	干作业钻(挖)孔桩
填土	-		9~13	9~13
淤泥	-		5~8	5~8
淤泥质土	-		9~14	9~14
一般黏性土 老黏性土	$0.75 < I_L \leq 1.0$		19~25	19~26
	$0.50 < I_L \leq 0.75$		26~32	26~33
	$0.25 < I_L \leq 0.50$		32~41	33~42
	$0 < I_L \leq 0.25$		41~46	41~47
	$I_L \leq 0$		47~50	48~52
红黏土	$0.7 < a_w \leq 1.0$		6~15	6~15
	$0.5 < a_w \leq 0.7$		15~35	15~35
粉土	稍密	$p_s \leq 1.0$	12~21	12~21
	中密	$1 < p_s \leq 2.5$	21~31	21~31
	密实	$p_s > 2.5$	31~41	31~41
粉细砂	稍密	$10 < N \leq 15$	11~23	11~23
	中密	$15 < N \leq 30$	23~32	23~32
	密实	$N > 30$	32~43	32~43
中砂	中密	$15 < N \leq 30$	26~36	26~36
	密实	$N > 30$	36~47	36~47
粗砂	中密	$15 < N \leq 30$	37~47	37~47
	密实	$N > 30$	47~58	49~60
砾砂	稍密	$5 < N_{63.5} \leq 15$	25~45	30~50
	中密、密实	$N_{63.5} > 15$	58~65	56~65
圆砾、角砾	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	67~75	67~75
碎石、卵石	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	70~85	75~85
软质岩残积土	-	$N < 35$	40~50	40~50
硬质岩残积土	-	$N < 50$	60~70	60~75

注1: 对于尚未完成自重固结的填土、淤泥和以生活垃圾为主的杂填土, 不计算其侧阻力。
注2: 软质岩残积土、硬质岩残积土系指母岩分别为 $f_{rk} \leq 15$ MPa、 $f_{rk} > 30$ MPa 的岩石。
注3: 长螺旋钻孔压灌桩可按干作业钻(挖)孔桩数据使用, 有工程经验时可适当提高。

表 G.7 钻孔桩桩端阻力特征值 q_{pa}

单位为kPa

土的名称	土的状态及 N 、 $M_{63.5}$ 、 p_s (MPa) 值		水下钻(冲)孔桩				干作业钻孔桩		
			$5 \leq h \leq 10$ 0	$10 < h \leq 15$	$15 < h \leq 30$	$h > 30$	$5 \leq h \leq 10$	$10 < h \leq 15$	$h \geq 15$
一般黏性土 老黏性土	$0.25 < I_L \leq 0.5$		200~300	300~400	400~500	500~600	400~500	700~800	800~900
	$0 < I_L \leq 0.25$		300~500	500~600	600~700	700~800	600~800	800~1000	1000~1300
	$I_L \leq 0$		400~600	600~700	700~800	800~900	800~900	900~1200	1200~1400
粉土	中密	$1.0 < p_s \leq 2.5$	100~200	200~300	300~400	400~450	300~500	500~700	700~800
	密实	$p_s > 2.5$	200~300	300~400	400~500	500~550	600~800	700~900	800~1000
粉砂	稍密	$1.0 < N \leq 15$	150~200	200~250	250~300	300~350	200~400	500~700	700~800
	中密密实	$N > 15$	200~300	300~400	400~500	500~550	400~500	600~800	800~900
细砂	中密密实	$N > 15$	300~400	400~500	500~600	600~650	600~800	1000~1200	1200~1300
中砂			400~500	500~700	700~900	900~1000	900~1200	1400~1600	1600~1900
粗砂			700~900	1000~1100	1200~1300	1300~1400	1400~1800	2000~2300	2300~2600
砾砂	中密密实	$N_{63.5} > 15$	700~1000		1000~1500		1600~2500		
角砾、圆砾		$N_{63.5} > 10$	900~1100		1100~1700		2000~2700		
碎石、卵石		$N_{63.5} > 10$	1000~1500		1500~1900		2200~3200		
软质岩 残积土	$N < 35$		400~600				500~900		
硬质岩 残积土	$N < 50$		500~800				600~1100		
<p>注1: 人工挖孔桩按干作业钻孔桩取值, 对一般黏性土及老黏性土, 宜将表中数据降低15%~30%使用;</p> <p>注2: 二、三级阶地岗垅地区老黏土, 当基底不浸水时, 端阻取降低后的高值, 高阶地沟谷、高低阶地交界地带及施工条件差时取降低后的低值;</p> <p>注3: 长螺旋钻孔压灌桩可按干作业钻孔桩取值;</p> <p>注4: h为桩入土深度(m)。</p>									

G.3 钻（挖）孔桩桩侧岩石的侧阻力特征值及端阻力特征值,可按表 G.8 取值。

表 G.8 钻（挖）孔桩桩端阻力特征值 q_{pa} 、桩侧阻力特征值 q_{sia}

单位为kPa

岩石类别	饱和单轴抗压强度标准值 (MPa)	强风化		中风化		微风化	
		q_{pa}	q_{sia}	q_{pa}	q_{sia}	q_{pa}	q_{sia}
坚硬岩	$f_{rk} > 60$	1800~2600	100~170	6000~15000	350~900	12000~24000	800~1500
较硬岩	$30 < f_{rk} \leq 60$	1000~2000	90~130	4500~12000	270~800	8000~18000	480~1100
较软岩	$15 < f_{rk} \leq 30$	800~1600	80~110	3000~6000	180~350	5000~9000	250~600
软岩	$5 < f_{rk} \leq 15$	600~1200	50~90	1500~3500	100~200	3000~5000	150~300
极软岩	$f_{rk} \leq 5$	500~900	40~80	1000~2000	70~120	2000~3000	120~180

注1: 孔底沉渣厚度应小于50mm。
注2: 对强风化岩, 当含泥量(风化残积土)较少时, 取表中上限值, 反之取下限值。
注3: 对完整、较完整的中风化、微风化岩石, 取表中上限值; 较破碎的中风化、微风化岩石, 取表中下限值。
注4: 对破碎的中、微风化岩石可采用现场试验确定桩端阻力, 当无法进行试验时, 可在下限值的基础上折减降低使用。
注5: 嵌岩深度大时, 其侧阻力、端阻力取表中较高值; 反之取较低值。
注6: 场地施工条件差, 遇水软化的软质岩石, 或嵌岩深度较浅时, 表中数据应适当降低。
注7: 岩石的桩端阻力尚应根据7.2.6规定及岩层的地质年代、产状、工程经验等综合考虑确定。
注8: 极软岩取天然状态下单轴抗压强度标准值。

附 录 H
(规范性)
岩石单轴抗压强度试验要点

- H.1 试料可用钻孔的岩芯或坑探、槽探中采取的岩块。
- H.2 岩样尺寸一般为 $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ ，数量不应少于六个，进行饱和处理。
- H.3 在压力机上以每秒 $500\text{kPa} \sim 800\text{kPa}$ 的加载速度加载，直到试样破坏为止，记下最大加载，做好试验前后的试样描述。
- H.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，岩石饱和单轴抗压强度的标准值按公式 (H.1) ~ (H.2) 计算：

$$f_{rk} = \psi \cdot f_{rm} \dots\dots\dots (H.1)$$

$$\psi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \dots\dots\dots (H.2)$$

式中：

f_{rm} —— 岩石饱和单轴抗压强度平均值；

f_{rk} —— 岩石饱和单轴抗压强度标准值；

ψ —— 统计修正系数；

n —— 试样个数；

δ —— 变异系数。

- H.5 对风化的软岩或极软岩，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。
- H.6 当无法取得饱和单轴抗压强度数据时，可用点荷载试验强度估算。估算方法按附录 B 执行。

附录 I
(规范性)

阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度

1.1 对于阶梯形承台应分别在变阶处 (A_1-A_1 , B_1-B_1) 及柱边处 (A_2-A_2 , B_2-B_2) 进行斜截面受剪计算 (图 I.1)。

- a) 计算变阶处截面 A_1-A_1 、 B_1-B_1 的斜截面受剪承载力时, 其截面有效高度均为 h_{01} , 截面计算宽度分别为 b_{y1} 和 b_{x1} 。
- b) 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 $h_{01}+h_{02}$, 截面计算宽度按公式 (I.1) ~ (I.2) 计算:

对 A_2-A_2
$$b_{y0} = \frac{b_{y1} \cdot h_{01} + b_{y2} \cdot h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \dots\dots\dots (I.1)$$

对 B_2-B_2
$$b_{x0} = \frac{b_{x1} \cdot h_{01} + b_{x2} \cdot h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \dots\dots\dots (I.2)$$

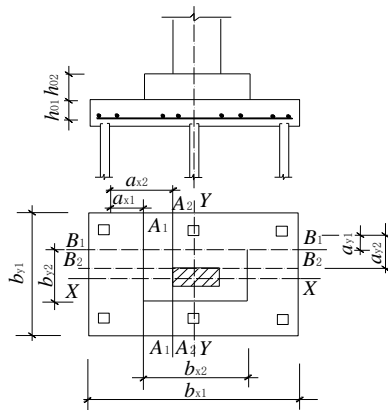


图 I.1 阶梯形承台斜截面受剪计算示意

1.2 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 I.2), 截面有效高度均为 h_0 , 截面的计算宽度按公式 (I.3) ~ (I.4) 计算:

对 A-A
$$b_{y0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left[1 - \frac{b_{y2}}{b_{y1}} \right] \right] b_{y1} \dots\dots\dots (I.3)$$

对 B-B
$$b_{x0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left[1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}} \right] \right] b_{x1} \dots\dots\dots (I.4)$$

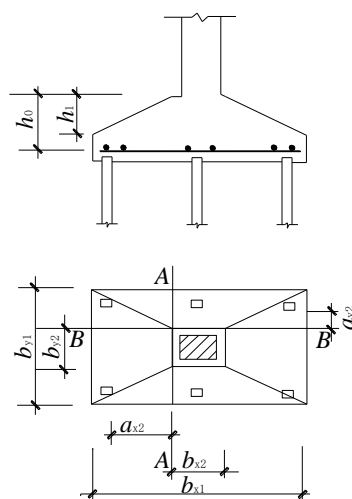


图 1.2 锥形承台受剪计算示意

附录 J
(规范性)
平板式筏基抗冲切计算

J.1 平板式筏基距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪应力 τ_{\max} 应按公式(J.1)、(J.2)、(J.3)计算(图 J.1)。

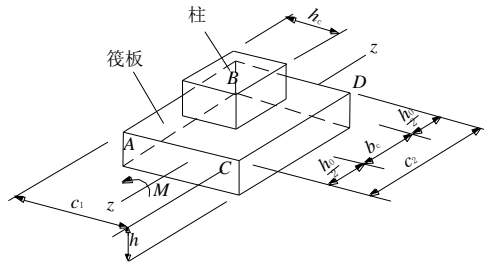


图 J.1 内柱冲切临界截面

$$\tau_{\max} = \frac{F_l}{u_m h_0} + \frac{\alpha_s M_{\text{unb}} c_{AB}}{I_s} \dots\dots\dots (J.1)$$

$$\tau_{\max} \leq 0.7(0.4 + \frac{1.2}{\beta_s}) \beta_{\text{hp}} f_t \dots\dots\dots (J.2)$$

$$\alpha_s = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{c_1/c_2}} \dots\dots\dots (J.3)$$

式中：

F_l ——相应于作用的基本组合时的冲切力，对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值；对边柱和角柱，取轴力设计值减去筏板冲切临界截面范围内的地基反力设计值；地基反力值应扣除底板自重；

h_0 ——筏板的有效高度；

M_{unb} ——作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值；

α_s ——不平衡弯矩通过冲切临界面上的偏心剪力来传递的分配系数；

β_s ——柱截面长边与短边的比值，当 $\beta_s < 2$ 时， β_s 取 2；当 $\beta_s > 4$ 时， β_s 取 4；

c_1 ——与弯矩作用方向一致的冲切临界面的边长；

c_2 ——垂直于 c_1 的冲切临界面的边长；

c_{AB} ——沿弯矩作用方向，冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距离；

u_m ——距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面周长；

I_s ——冲切临界截面对其重心的极惯性矩；

β_{hp} ——按12.5.3规定计算确定；

c_1 、 c_2 、 c_{AB} 、 u_m 、 I_s ——应根据柱所处的位置分别按公式(J.6)~(J.22)计算确定。

J.2 对有抗震设防要求的平板式筏基，应验算地震作用效应和其他荷载效应基本组合的临界截面的最大剪应力 $\tau_{E,max}$ 。

$$\tau_{E,max} = \frac{V_{SE}}{u_m h_0} + \frac{\alpha_s M_E c_{AB}}{I_s} \dots\dots\dots (J.4)$$

$$\tau_{E,max} \leq 0.7(0.4 + \frac{1.2}{\beta_s}) \frac{\beta_{hp} f_t}{\gamma_{RE}} \dots\dots\dots (J.5)$$

式中：

V_{SE} ——相应于地震作用效应和其他作用效应基本组合时的冲切力，与 F_l 相同，应取轴力设计值减去筏板相应范围内的地基反力设计值；

M_E ——考虑地震作用组合后的冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，受剪力时取0.85；其他符号同J.1。

J.3 内柱应按公式(J.6)~(J.10)计算(图J.2)：

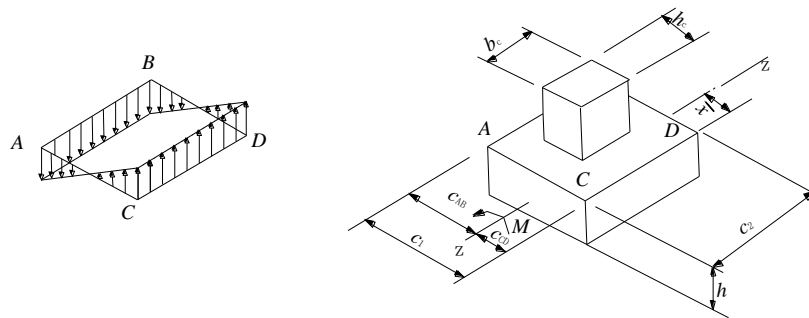


图 J.2 内柱冲切临界截面

$$c_1 = h_c + h_0 \dots\dots\dots (J.6)$$

$$c_2 = b_c + h_0 \dots\dots\dots (J.7)$$

$$c_{AB} = \frac{c_1}{2} \dots\dots\dots (J.8)$$

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 \dots\dots\dots (J.9)$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + \frac{c_2 h_0 c_1^2}{2} \dots\dots\dots (J.10)$$

式中：

h_c ——与弯矩作用方向一致的柱截面的边长；

b_c ——垂直于 h_c 的柱截面边长。

J.4 边柱应按公式 (J.11) ~ (J.16) 计算 (图 J.3)：

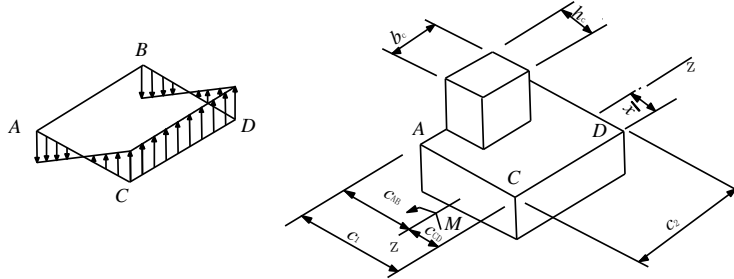


图 J.3 边柱冲切临界截面

$$c_1 = h_c + \frac{h_0}{2} \dots\dots\dots (J.11)$$

$$c_2 = b_c + h_0 \dots\dots\dots (J.12)$$

$$\bar{x} = \frac{c_1^2}{2c_1 + c_2} \dots\dots\dots (J.13)$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{x} \dots\dots\dots (J.14)$$

$$u_m = 2c_1 + c_2 \dots\dots\dots (J.15)$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + 2h_0 c_1 \left(\frac{c_1}{2} - \bar{x}\right)^2 + c_2 h_0 \bar{x}^2 \dots\dots\dots (J.16)$$

式中：

\bar{x} ——冲切临界截面中心位置。

J.5 角柱应按公式 (J.17) ~ (J.22) 计算 (图 J.4)：

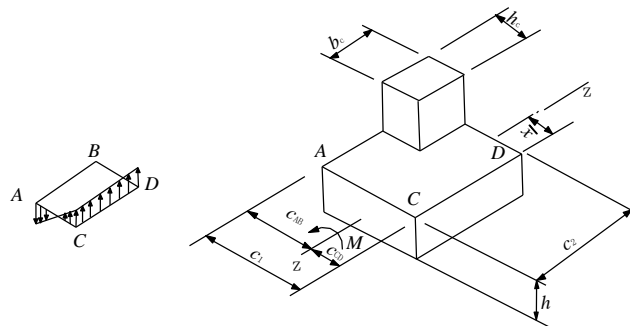


图 J.4 角柱冲切临界截面

$$c_1 = h_c + \frac{h_0}{2} \dots\dots\dots (J.17)$$

$$c_2 = b_c + \frac{h_0}{2} \dots\dots\dots (J. 18)$$

$$\bar{x} = \frac{c_1^2}{2c_1 + 2c_2} \dots\dots\dots (J. 19)$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{x} \dots\dots\dots (J. 20)$$

$$u_m = c_1 + c_2 \dots\dots\dots (J. 21)$$

$$I_s = c_1 h_0^3 / 12 + c_1^3 h_0 / 12 + h_0 c_1 (c_1 / 2 - \bar{x})^2 + c_2 h_0 \bar{x}^2 \dots\dots\dots (J. 22)$$

附录 K
(资料性)

湖北省地方标准实施信息及意见反馈表

湖北省地方标准实施信息及意见反馈表如表K.1所示。

表 K.1 湖北省地方标准实施信息及意见反馈表

标准名称及编号			
总体评价	适用性	该标准与当前所在地的产业或社会发展水平是否相匹配？	<input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否
	协调性	该标准的特色要求与其他强制性标准的主要技术指标、相关法律法规、部门规章或产业政策是否协调？	<input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否
	执行情况	标准执行单位或人员是否按照标准要求组织开展相关工作？	<input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否
实施信息	标准实施过程中是否存在阻力和障碍？		<input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否
	实施过程中存在的主要问题		
修改意见	总体意见	<input type="checkbox"/> 适用 <input type="checkbox"/> 修改 <input type="checkbox"/> 废止	
	具体修改意见	需修改章节： 具体修改意见：	
反馈渠道	<input type="checkbox"/> 标准化行政主管部门 <input type="checkbox"/> 省直行业主管部门 <input type="checkbox"/> 专业标准化技术委员会（工作组） <input type="checkbox"/> 标准起草组（牵头起草单位）		
反馈人	姓名：	单位：	联系方式：

填表说明：为及时掌握标准实施情况，了解地方标准实施过程中存在的问题，并为标准复审提供科学依据，特制定《湖北省地方标准实施信息及意见反馈表》。可根据实际情况在表格中对应方框打勾，有需要文字说明的反馈意见可在相应位置进行文字描述，也可另附页。

湖北省地方标准

建筑地基基础技术标准

DB42/T 242-2025

条文说明

目 次

1	范围.....	169
2	规范性引用文件.....	169
3	术语.....	169
4	符号.....	169
5	基本规定.....	169
6	岩土分类及工程特性指标.....	172
7	天然地基设计计算.....	174
8	软弱地基.....	180
9	地基处理.....	183
10	山区地基.....	187
11	特殊土地基及特殊场地.....	189
12	桩基础.....	203
13	基础设计.....	208
14	地基基础抗震设计要点.....	212
15	地基基础施工.....	213
16	轨道交通与邻近建筑.....	217
17	检测与监测.....	222
	附录D(规范性) 岩土承载力特征值、压缩性指标.....	225
	附录G(规范性) 桩侧土的摩阻力、桩端阻力特征值.....	229

1 范围

本文件主要适用于我省建筑工程地基基础的设计与施工，同时提出了地基基础检测与监测的原则要求，均以符合或严于现行国家标准及行业标准有关规定为修编规范的原则，市政工程可参照使用。

本文件修编过程中充分考虑了湖北省的地方特点，体现了地方标准的可操作性和适用性，同时对现行标准进行了补充和完善。

对于振动荷载作用下的地基设计，由于土的动力性能与静力性能差异较大，应按国家现行标准GB 50040的规定进行设计。但基础设计，仍然可以采用本文件进行设计。

由于地基土的性质复杂。在同一地基内土的力学指标离散性一般较大，加上暗塘、古河道、山前洪积、岩溶等许多不良地质条件，必需强调因地制宜原则。设计人员应根据具体工程的地质条件、结构类型以及地基在长期荷载作用下的工作性状，采用优化设计方法，以提高设计质量。

2 规范性引用文件

(无说明)

3 术语

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

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

采用“特征值”一词，用以表示正常使用极限状态计算时采用的地基承载力和单桩承载力的值，其涵义即为在发挥正常使用功能时所允许采用的抗力设计值。

4 符号

(无说明)

5 基本规定

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

地基基础设计等级采用三级划分，如正文表1。现对该表作如下重点说明：

a) 30层以上的高层建筑，不论其体型复杂与否均列入甲级，这是考虑到其高度和重量对地基承载力和变形均有较高要求，采用天然地基往往不能满足设计需要，而须考虑桩基或进行地基处理。

b) 体型复杂、层数相差超过10层的高低层联成一体的建筑物是指在平面上和立面上高度变化较大、体型变化复杂，且建于同一整体基础上的高层宾馆、办公楼、商业建筑等建筑物。由于上部荷载大小相差悬殊、结构刚度和构造变化复杂，很易出现地基不均匀变形，为使地基变形不超过建筑物的允许值，地基基础设计的复杂程度和技术难度均较大，有时需要采用多种地基和基础类型或考虑采用地基与基础和上部结构共同作用的变形分析计算来解决不均匀沉降对基础和上部结构的影响问题。

c) 大面积的多层地下建筑物存在深基坑开挖的降水、支护和对邻近建筑物可能造成严重不良影响等问题，增加了地基基础设计的复杂性，有些地面以上荷载很小的大面积多层地下建筑物，如地下停车场、商场、运动场等还存在抗地下水浮力的设计问题。

d) 复杂地质条件下的坡上建筑物是指坡体岩土的种类、性质、产状和地下水条件变化复杂等对坡体稳定性不利的情况，此时应作坡体稳定性分析，必要时应采取整治措施。

$$S_{mn} = S_B - (S_A + \alpha_{AC} l_{AB})$$

定义局部挠曲

$$\delta = \frac{S_{mn}}{l_{AC}},$$

则：

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{S_{mn}}{l_{AC}} \\ &= \frac{S_B - (S_A + \alpha_{AC} l_{AB})}{l_{AC}} \\ &= \left(\frac{S_B - S_A}{l_{AB}} - \frac{S_C - S_A}{l_{AC}} \right) l_{AB} / l_{AC} \\ &= \frac{(\alpha_{AB} - \alpha_{AC}) l_{AB}}{l_{AC}} \end{aligned}$$

δ 值以绝对值表示。如区分正、负，则正值表示下凹、负值表示上凸。也可采用下式直接计算 δ ：

$$\delta = \frac{S_B}{l_{AC}} - \frac{S_A l_{BC} + S_C l_{AB}}{l_{AC}^2}$$

若B点在A、C之间的中点附近，则：

$$\delta = \frac{S_B - 0.5(S_A + S_C)}{l_{AC}}$$

对中低压缩性土 δ 不应超过0.0010，高压缩性土不应超过0.0015。

关于绝对沉降的控制标准，采用国标GB 50007对多层建筑和体型简单的高层建筑基础平均沉降允许200mm的规定。我省武汉市、黄石市等地都曾发生过建筑物超量沉降的事故，导致房屋倾斜、开裂或严重影响使用功能。经验表明，绝对沉降愈大，差异沉降发生的可能性也愈大。绝对沉降愈大，沉降稳定的时间愈长，到竣工时，沉降速率仍然很高，后期变化难以预测，很可能出现各种纠纷，往往不能顺利验收，影响房屋及时投入使用。从使用功能方面考虑在规范中控制绝对沉降也是必要的。

5.5 本条在国标GB 50007的基础上作了较大修改。主要考虑采用天然地基的建筑物，特别是持力层为软土，当建筑物刚度较差时，常发生结构开裂或倾斜现象，因此应从严控制。对建筑物的层数、吊车额定起重量及厂房跨度均作了较严格的限制，确保安全。

5.6 新近填土作为荷载对下伏软弱土层的变形影响较大，由于新近填土荷载对下伏软弱土层产生的附加应力及附加沉降，在湖北省已造成天然地基沉降过大、桩基产生负摩擦力造成桩身破坏或沉降过大等多起事故，应引起高度重视。

在深厚软土区域进行工程建设时，宜采取措施对建设场地的地面沉降进行防控；建筑物周边的散水、平台、坡道的地基，建筑物进出口处的台阶、道路的地基，广场、室外地面停车场等硬质铺地的地基，室外管线及相应构筑物（如检查井、阀门井、电缆井等）、地下水池、化粪池等范围内的地基均宜进行处理或采取有效的结构措施。

5.10 由于地基基础特别是基础构件维修困难，对基础的耐久性问题应予以特别重视。应保证在建筑物整个使用寿命期间的地基基础不能失效，而不是仅仅保证建筑设计工作年限内的耐久性。目前在地基基础耐久性方面的规定尚不完善，难以保证基础受拉、受弯构件的耐久性，设计中应根据实际情况采取相应的措施，提高基础构件的耐久性。

本条摘录了GB/T 50010中有关混凝土材料耐久性的相关规定。根据现行国家标准GB 55008的规定，将“最大氯离子含量”改为“水溶性氯离子最大含量”。

基础及承台的混凝土抗裂验算应符合GB/T 50010的有关规定；桩身混凝土抗裂验算要求应符合本文件第12章的规定。

5.18 强烈地震时产生软土震陷，不仅被科学实验和理论研究证实，而且在宏观震害调查，特别是“5.12”汶川地震调查中证明其存在。软土震陷评估方法可参考GB 50021和JGJ 83。

5.23 对于场地复杂或有特殊要求的工程、地基条件与原勘察报告不符的工程，当详细勘察阶段岩土工程勘察资料不能满足施工图设计要求时，进行施工勘察是必须的。

5.24 本条对不同地基基础设计等级建筑物的勘察方法、测试内容、以及岩土参数指标提出了不同的要求。平板载荷试验可以较直观地提供承载力及变形模量，但试验条件受到一些限制。对于埋藏较深的土层，只能依靠螺旋板载荷试验及旁压试验，少数情况可利用深层平板载荷试验，费时费力，因此，在执行“甲级设计等级建筑物应提供载荷试验指标”的规定时应考虑工程具体情况。一般情况下，对于甲级建筑物采用天然地基时基底下的持力层应当提供载荷试验指标，当基坑开挖深度较大时，可与设计、施工单位协商，在施工过程中配合进行平板载荷试验，操作困难时可在勘察阶段采用螺旋板载荷试验、旁压试验或深层平板载荷试验提供数据。当持力层厚度不大，建筑物荷载较大时，对持力层以下主要土层如经验不足也宜提供载荷试验指标。

当采用桩基础时，对于承载力很高的甲级设计等级的人工挖孔桩基础宜提供桩端持力层的载荷试验指标。需考虑承台底抗力时，承台底持力层也宜提供载荷试验指标。对于一些经验不足的岩土，如残积土、红黏土、强风化岩层等，在条件允许时应进行载荷试验。

工程经验表明，当地基土中存在对工程不利的互层土，或土层分布不均匀时，采用单一的土工试验资料难以准确判别和划分，以静力触探或其他原位测试的方法配合土工试验资料加以综合判别是合适的。

5.26 荷载组合的效应设计值应按现行国家标准GB 55001的规定执行，其中现行国家标准GB 55001提高了部分荷载及荷载分项系数的取值。本文件修编中引用了GB 50007规定的各种组合效应设计值表达式，对由永久荷载控制的基本组合采用简化算法确定效应设计值时，综合荷载分项系数可取1.35。

5.27 现行国家标准GB 55001规定，工程设计时，应根据工程的使用功能、建造和使用维护成本以及环境影响等因素规定设计工作年限，地基基础设计必须满足上部结构设计工作年限的要求。

6 岩土分类及工程特性指标

6.1 岩土分类

6.1.1~6.1.3 根据本地区经验认为全风化岩石结构基本破坏，大部分已风化呈土状，全风化与残积土难以区分，所以本文件取消了全风化，仍沿用多年来本地区对风化带的划分方法，将岩石的风化程度分为未风化、微风化、中风化和强风化。

残积土常作为基础的持力层，所以将残积土也列入作为建筑地基的岩土，以便积累经验。

残积土系由不同的母岩就地风化而成，未经搬运的土，属于特殊类型土，其工程性质与老黏性土差异大，应根据其成因、颜色、结构、颗粒物组成等主要现场特征，加以鉴别，避免将残积土误定为工程性质良好的老黏性土或碎石土。

6.1.6 正文中表8是根据铁道部第二勘测设计院研究成果制定的。正文中表9是根据中国建筑西南勘察研究院的研究成果制定的。

圆锥动力触探成果的修正问题,在《地基工程原位测试技术》(中国铁道出版社、1996)已明确说明。应用圆锥动力触探锤击数判别碎石土密实程度和确定承载力时,需进行杆长修正,修正方法已纳入GB 50021-2001附录B中。

6.1.8 正文表11中利用 p_s 判别粉细砂的密实程度,是根据武汉地区201组粉细砂层的 $p_s \sim N$ 的统计关系,按 N 判别砂土密实程度的界限值反算 p_s 值而建表的。

当利用 p_s 判定粉细砂密实度与利用 N 判定出现矛盾时,应综合考虑,如差别很大,应分析原因。

6.1.10 按本文件黏性土的分类仍保留一般黏性土和老黏性土,这是因为湖北地区的老黏性土无论其承载力和变形性质都远较一般黏性土为好,如果采用一般黏性土的承载力来评价老黏土,势必得出承载力偏低的结果。同时,多年来湖北省及武汉地区采用TJ 7-74规范、DB 42/169-1999及WBJ 1-1-92确定老黏土地基承载力的工程效果比较明显。另外,GB 50007对于土的承载力也强调根据本地区经验确定。

基于上述理由,本文件保留了老黏土和一般黏性土的名称,同时分别给出了地基承载力表。

关于一般黏性土与老黏性土的划分,首先应根据其沉积年代,但也要考虑其力学特性。根据对载荷试验与静力触探、标准贯入试验的对比资料绘制的黏性土的 $f_{ak} \sim p_s$ 、 $E_0 \sim N$ 、 $f_{ak} \sim N$ 关系曲线分析,可以明显看出,关系曲线不是简单的直线关系,而是呈折线变化。当 $N > 13$ 击、 $p_s > 3\text{MPa}$ 后, $f_{ak} \sim p_s$ 、 $E_0 \sim N$ 曲线向上偏折,曲线斜率明显增大, p_s 、 N 值增加, f_{ak} 、 E_0 则急剧增大,说明 p_s 对 f_{ak} 、 N 对 E_0 值的影响比对一般黏性土更加敏感显著。而 $f_{ak} \sim N$ 曲线则出现相反的现象,当 $N > 13$ 击后,关系曲线向下偏折,曲线斜率变小, N 值增加, f_{ak} 增加幅度比一般黏性土小,说明一般黏性土的 N 对 f_{ak} 值的影响比对老黏性土的敏感显著。据此,在一般情况下,老黏性土,应属于静力触探比贯入阻力平均值大于或等于 3MPa 或标准贯入锤击数平均值大于或等于13击的土,一般黏性土应属于静力触探比贯入阻力平均值小于 3MPa 或标准贯入锤击数平均值小于13击的土。

如果根据地质年代和根据力学性质确定的结果不一致,应分析原因。

6.1.11 利用标准贯入锤击数、静力触探比贯入阻力的平均值划分黏性土状态,是根据武汉地区室内试验的 I_L 与 N 、 p_s 对比资料,经统计得出下列关系式:

$$I_L = 2.27N^{-0.24} - 1 \quad n=54, \text{ 相关系数 } r=-0.83$$

$$I_L = 11.84p_s^{-0.291} - 1 \quad n=81, r=-0.77, p_s \text{ 单位为(kPa)}。$$

上式第一式系手拉绳标贯击数(N)与 I_L 的关系。

对低塑性的黏性土、粉土、粉砂互层的黏性土,由于粒组中粉粒与极细砂粒成分比较高,塑性试验往往呈现“假塑性”,液限试验对这类土也不适用,加之土样的采取和试样制备也极易扰动。利用室内土工试验判别这类黏性土的状态,往往不能真实反映其实际性状。如新城花园二期商住楼工程3-1、3-2均为粉质黏土、粉土、粉砂互层土,厚达15.7m,室内试验结果:天然含水量大于液限、孔隙比大于1.0、液性指数大于1.0,塑性指数为11。根据上述室内试验指标,3-1、3-2层定名为流塑状态的淤泥质粉质黏土、粉土、粉砂互层。如果按原位测试判别,这两层土中的粉质黏土层的静力触探比贯入阻力 $p_s = 0.8\text{MPa} \sim 1.1\text{MPa}$,粉土、粉砂的 $p_s > 1.8\text{MPa}$,标准贯入锤击数 $N=3.1$ 击 ~ 4.9 击,则应定名为可塑状态的粉质黏土、粉土、粉砂互层。

为了探讨利用3-1、3-2互层土作为夯扩桩基的持力层的可能性,设计了25根试桩,试桩结果:满足设计要求的有24根桩,其中18根桩未破坏,最终沉降量最小为18.07mm,最大为35.99mm,回弹变形与沉降量百分比最大为60.3%,最小为25.3%,平均为38.2%,持力层土在单桩竖向极限承载力为1600kN时,仍处于弹性状态。6根桩压至破坏,取前一级荷载为单桩竖向极限承载力时的最低沉降量,最小为17.4mm,最大为36.3mm,只有1根桩由于贯入度过大不满足设计要求,其单桩竖向极限承载力为960kN,与设计要求的1120kN相差14.3%。

因此,本文件规定对低塑性的黏性土、粉土、粉砂互层中的黏性土的状态,应以原位测试判别为主。另外,对于按室内试验定名为淤泥质粉质黏土、粉土、粉砂互层的土,亦应以原位测试判别其状态。

6.1.13 利用静力触探比贯入阻力峰值平均值划分粉土的密实度系根据武汉地区88组 $p_s \sim e$ 对比资料得到下列 $p_s \sim e$ 对应关系:

表1 静力触探比贯阻力与粉土密实度关系

p_s /MPa	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
e	0.89	0.82	0.77	0.74	0.71

6.1.19 残积土与沉积岩类风化岩的划分,系根据武汉地区岩土工程勘察的统计结果,由极软岩、软岩和较软岩风化的残积土层标贯击数 $N_{\max}=32$ 击, $N_{\min}=13$ 击,剪切波速 $v_{s\min}=218$ m/s,强风化层剪切波速 $v_{s\min}=344$ m/s。故取 $N < 35$ 击、 350 m/s $> v_s \geq 210$ m/s时为残积土, $N \geq 35$ 击、 $v_s \geq 350$ m/s时为强风化岩。

正文表16残积土与沉积岩类风化岩的划分、正文表13利用 N 、 p_s 值划分黏性土的状态和正文表14利用 p_s 值划分粉土的密实程度,均系武汉地区的统计关系,可适用于江汉平原,其他地区在应用时,应结合地区经验进行判别划分。

6.2 工程特性指标

6.2.2 土的工程特性指标代表值采用了GB 50007的规定。GB 50007规定的代表值取用方法已与其他国家标准相协调。对于原位测试指标,如静力触探的贯入阻力、动探及标贯击数等代表值,当利用其判别土的状态或密实度时,应取平均值;当利用其确定地基承载力时,应取标准值。

6.2.3 GB 50007及本文件均规定了地基基础设计等级为甲级的建筑物应提供载荷试验指标。载荷试验指标的提供仅依靠浅层平板载荷试验及深层平板载荷试验是难以实现的,在勘察阶段中尚宜考虑采用螺旋板载荷试验及旁压试验来取得承载力等指标。

6.2.4 GB 50007、GB 50021相继取消了承载力等经验表格。目的是促使各地根据当地情况进行试验,积累符合当地实际的经验数据。本文件岩土承载力压缩性指标表的编制资料主要来源于以下两方面:

a) 以往国家、地方规范所给出的岩土参数表,这部分参数表经过多年工程实践已积累了一些经验,并取得了良好的工程效果。在编制时,根据GB 50007对地基承载力的规定要求,作了相应的调整后纳入本文件。

这部分参数表包括表D.2、表D.5、表D.7~表D.16和表D.24。

鉴于湖北省地形、地貌、地质条件复杂,同类土性质随地区有一定差异,因此,使用这类表时,尚应结合当地经验和试验结果综合确定。

b) 目前,湖北省除武汉外的其他地区,尚不具备建立地基土承载力表的条件,本文件编制时,主要收集了武汉地区几十年来所积累的资料,经过统计分析后,得出各种岩土的承载力和压缩性指标相关表,分别纳入湖北省DB 42/169-1999、WBJ 1-1-92中,经过多年工程实践取得了良好的工程效果,在编制时,根据国标GB 50007对地基承载力的规定要求,将原位载荷试验取得的原地基承载力基本值作了必要的调整后在附录D中列出了各种岩土的承载力特征值和压缩性指标,对于地质条件与武汉地区相类似的江汉平原局部地区,可以参照使用,对于其他地区,尚应结合当地经验或经试验确定之。本文件给出的武汉地区的经验表格不能取代各地试验结果,在执行本文件时应严格遵守5.24、7.2.3及其他条款的规定,合理使用附录D中的经验表格。

7 天然地基设计计算

7.1 基础埋置深度

7.1.4 除岩石地基外,高层建筑的高度超过50m时,按规定的埋深具有设置地下室的条件,为增强地基基础稳定性,合理利用地下空间,本条作了应设地下室的规定。对于构筑物 and 工业建筑,由于用途差异较大,可不设地下室。

7.1.7 持力层顶面经常是倾斜的,因此导致基础埋深的变化。如果相邻基础埋深相差过大,较浅的基础的荷载将扩散传递至较深的基础,结果是改变原设计的基础受力状况。为避免这种情况发生,本条

对埋深不同的相邻基础的高差作了限制,即不应大于两基础净距的0.5倍,若土质较好(如硬塑以上黏土、碎石土)可适当放宽限制。山区地基难以满足上述要求,应按10.1.6的要求执行。

7.2 承载力计算

7.2.1 符号 f_a 在国标GB 50007中解释为“修正后的地基承载力特征值”。由于 f_a 可以通过理论公式、原位测试和查表等多种方法确定,其中采用理论公式可按土的抗剪强度指标计算承载力特征值,而不必进行“修正”,因此本文件将 f_a 定义为“按土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值或修正后的地基承载力特征值”,其含义包括采用理论公式直接计算的结果和查表、原位测试所得数据加以深、宽修正的结果。

7.2.3 修订后的国标GB 50007删除了承载力表,同时也删除了获取承载力特征值采用什么方法的有关规定。本文件根据地区经验列入了承载力表,相应地也应规定不同的承载力确定方法的适用范围。

7.2.4 本文件采用的极限承载力计算公式是国际上都很熟悉的公式,容易被接受,国内已纳入行业规范JGJ/T 72。这一公式是按极限平衡条件推导的,从土力学观点而言具有确定的意义,可以反映不同基础形式对承载力的影响;而国标中的承载力公式是按有限塑性区条件列出的,大致相当于过去的 $p_{1/4}$,是按平面课题推导而得的,只符合条形基础的情况,而且在考虑塑性区发展程度上有相当大的人为主观因素。欧洲规范规定计算承载力时不采用总的安全系数,而对 c 、 φ 分别采用分项安全系数。本文件经过对不同土类的对比计算,仍采用总的安全系数,为便于掌握,规定了不同土类的安全系数取值。对重要工程应采用国标公式和本条公式对比计算综合考虑取值。

用理论公式计算地基承载力特征值时宜采用三轴压缩试验得出的抗剪强度参数,并根据地基是否预固结、加荷速率高低选用不固结不排水或固结不排水试验结果。 c_k 、 φ_k 是经过统计修正以后的标准值,当试验结果不正常时,可参照土的物理性质指标和其他原位测试结果并根据地区经验作适当调整。

承载力计算中基底上、下土的重度在考虑地下水(特别是多层地下水)浮力时如何取值过去往往使设计人员困惑。本条对此作了明确规定。总的原则是:基础置于隔水层内时即不考虑地下水浮力,隔水层包括黏土、粉质黏土等不透水或弱透水层。如基础置于含水层(包括强透水性的砂土、碎石土以及厚层粉土等)内,则按所在含水层的水位进行基底以上土的重度加权计算。这样处理虽与有效应力理论不甚相符,但符合实际经验,且便于掌握。

7.2.5 本条黏性土的承载力修正系数与国标相比有所调整。国标GB 50007中以 e 和 I_L 等于0.85作为 η_d 取值的一个分界点, η_d 值由1.0突变至1.6。根据本地区经验,孔隙比在0.85上下时并不能说明土质有本质的变化,而以 I_L 的三个界限值(0.25、0.75、1.0)来划分则物理意义更明确。因此在正文表19中将黏性土按 I_L 分为1.0、0.75、0.25三档,分别相当于流塑、软塑、可塑、硬塑之间的界限值,按此三档提供 η_b 、 η_d , $I_L=1.0$ 时 $\eta_b=0$ 、 $\eta_d=1.0$,相当于 $\varphi=0$; $I_L=0.75$ 时 $\eta_b=0.1$ 、 $\eta_d=1.4$,相当于 $\varphi=6^\circ$; $I_L=0.25$ 时 $\eta_b=0.3$ 、 $\eta_d=1.8$,相当于 $\varphi=10^\circ\sim 12^\circ$ 。当 I_L 介于0.25与1.0之间时可以内插。如 $I_L=0.85$,内插 $\eta_d=1.32$,但当 I_L 略小于0.85(例如0.845)时则远小于原来的1.6,偏于安全,且比较合理。

对于主裙楼一体的结构,主体结构的基础埋深可按国标GB 50007的条文说明取值。地下室采用构造底板时,可将底板允许抗力及建筑物自重中的小值折算成土层厚度进行修正。

7.2.7 本条关于软弱下卧层验算,仍采用国标GB 50007的公式,但对应力扩散角的取值作了调整。本文件2003版扩散角主要是根据地区经验,结合TJ7-74规范的规定进行取值。与本文件2003版、TJ7-74规范相比,本文件2014版扩大了扩散角通过插值取值的范围,扩散角取值的突变情况有所好转,并对本文件2003版中 $b>12\text{m}$ 、 $z\geq 3\text{m}$ 时扩散角均取 22° (30°)进行了限制。2014版修编后,扩散角在基础宽度为12m左右处,应根据建筑物和地质情况由设计人员进行适当取值。为直观反映扩散角在上述不同情况下的取值方法,将本文件2003版、TJ7-74规范和本文2014版的扩散角取值图示如下:

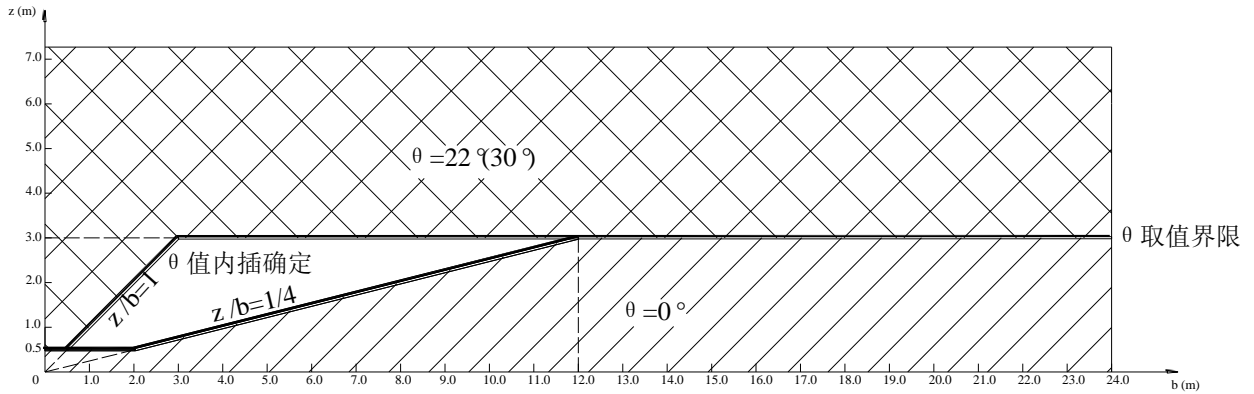


图2 本文件2003版 (DB42/242-2003) 扩散角 θ 取值

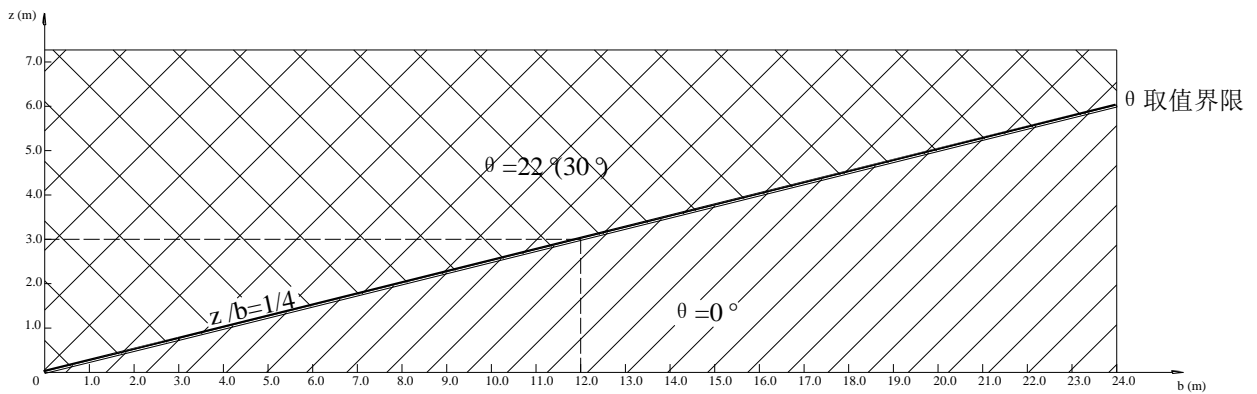


图3 TJ7-74规范扩散角 θ 取值

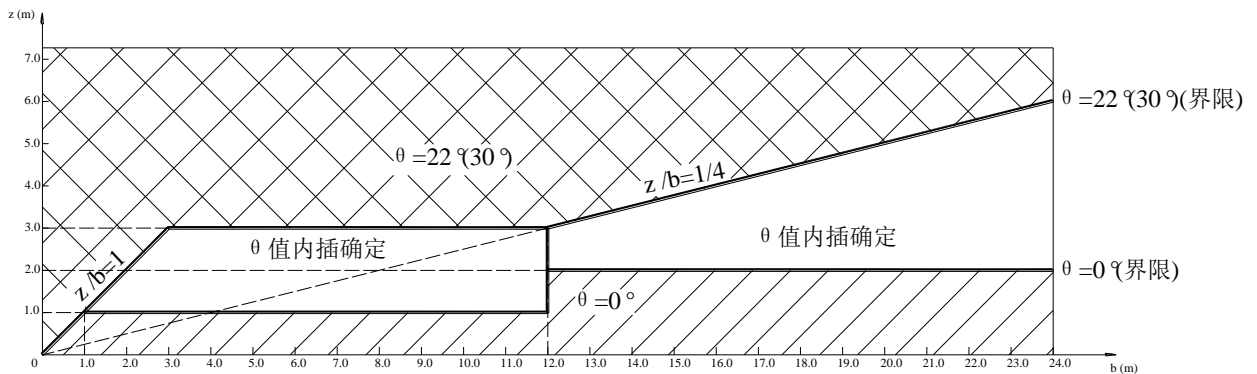


图4 本文件2014版的扩散角 θ 取值

7.2.8 既有建筑物加层改造前，要求进行安全鉴定和抗震鉴定，为保证与抗震鉴定规范的一致性，本条关于原有建筑物加层改造时地基承载力特征值的确定是参照GB 50023-2009第4.2.7条制定的。

7.3 变形计算

7.3.2 本文件除采用GB 50007的沉降计算方法以外，另补充考虑应力历史的沉降计算方法，即采用压缩指数的计算方法。此法是国际通用方法。其显著的优点是：1、考虑应力历史，对初始压缩和回弹再压缩分别用不同的参数计算，更接近实际；2、考虑不同压力阶段压缩性指标的变化，无须人为选定不同压力段的压缩模量；3、避免采用变化幅度很大的修正系数，根据若干比较计算，现行方法需通过“经验”来调整的那一部分如果考虑应力历史，可以从理论角度来弥补；因此修正系数可为1.0。采用这种计算方法，要求勘察单位进行高压固结试验，且试验必须采用I级原状土试样。由于土样扰动往往难以避免，试验结果可能离散或异常，因此对试验结果应加以鉴别。按应力历史计算地基沉降需要提供 p_c 、

c_c 、 c_s 三个主要参数。在试验资料不够完整可靠的情况下，建议参考以下经验关系。这些关系是国内外长期实践统计的结果，经与武汉地区现有资料比较，认为比较合适。

a) 对黏性土

$$p_c=48N \text{ (kPa)} \text{ (} N \text{为标贯击数)}$$

$$p_c=0.25q_c \text{ 或 } p_c=0.23p_s \text{ (} q_c \text{为静力触探锥尖阻力, } p_s \text{为静力触探比贯入阻力)}$$

b) 对淤泥、淤泥质土、软黏性土

$$c_c=0.6(e_0-0.5) \text{ (} e_0 \text{为孔隙比)}$$

$$c_c=0.54(2.6w-0.35) \text{ (} w \text{为含水量, 以小数计)}$$

c) 对一般黏性土和老黏性土

$$c_c=0.3(e_0-0.27) \text{ (} e_0 \text{为孔隙比)}$$

d) 对砂类土

$$\text{松砂: } c_c=0.05 \sim 0.06$$

$$\text{密砂: } c_c=0.02 \sim 0.03$$

e) 对各类土

$$c_s=(1/5 \sim 1/15)c_c$$

关于土的应力历史应根据其地质成因年代结合试验结果综合判定。对于武汉地区可按以下原则处理。

a) 沿江一级阶地的一般黏性土、砂卵石层均按正常固结土计算，但对浅部可塑以上的黏性土硬壳层可考虑其准前期固结压力，对小于 p_c 的压力段按回弹再压缩指数进行计算。

b) 对三级阶地的老黏性土(Q_3 、 Q_2)及其下部的粉土、砂卵石层均按超固结土进行计算。

c) 湖塘底的新近沉积土、吹填土、新近人工填土应属欠固结土。这类土目前试验资料很少，一般不能作为天然地基，故本文件未列入欠固结土的沉降计算公式。

考虑应力历史的沉降计算和回弹再压缩计算可参照下例进行。

某高层建筑筏板基础底面尺寸为30m×48m，埋置深度为6m，基础底面以上土层的平均重度为18.5kN/m³，基底总压力249.4kPa，基底附加压力138.4kPa，基础底面以下土层如下：

表 2 基底以下土层物理力学性质

深度	土类	天然孔隙比 e	天然重度 γ kN/m ³	前期固结压力 p_c kPa	压缩指数 c_c	回弹指数 c_s
6.0~7.5m	正常固结粉质黏土	0.900	18.5	认为与自重压力相等	0.189	0.020
7.5~9.0m	超固结黏土	0.850	18.5	180	0.174	0.015
9.0~11.0m	超固结黏土	0.750	19.5	250	0.150	0.012
11.0~13.0m	超固结黏土	0.720	19.5	324	0.135	0.010
13.0~15.0m	超固结黏土	0.705	19.5	400	0.131	0.009
15.0~18.0m	超固结黏土	0.680	19.5	490	0.123	0.007
18.0~35.0m	超固结黏土	0.620	19.5	600	0.105	0.006

求：1 建筑物中心点下附加压力引起的沉降量；

2 基坑开挖回弹再压缩沉降量；

3 总沉降量。

解：

表 3 分层计算土自重压力、附加压力，确定压缩层下限

分层序号	深度 m	相对基底深度 m	分层厚度 cm	分层中点深度 m	土自重压力 p_{0i} kPa	附加应力系数 α_i	附加应力 p_{zi} kPa	$p_{0i} + p_{zi}$ kPa	前期固结压力 p_c kPa
1	10.0 11.5	0.0 1.5	150	0.75	124.9	0.9991	138.3	263.2	认为与土自重压力相等
2	11.5 13.0	1.5 3.0	150	2.25	152.6	0.9973	138.0	290.6	180
3	13.0 15.0	3.0 5.0	200	4.0	186.0	0.9888	136.8	322.8	250
4	15.0 17.0	5.0 7.0	200	6.0	225.0	0.9736	134.7	359.7	324
5	17.0 19.0	7.0 9.0	200	8.0	264.0	0.9687	134.1	398.1	400
6	19.0 22.0	9.0 12.0	300	10.5	312.8	0.8924	123.5	436.3	490
7	22.0 25.0	12.0 15.0	300	13.5	371.3	0.8204	113.5	484.8	600
8	25.0 28.0	15.0 18.0	300	16.5	429.8	0.7426	102.8	532.6	600
9	28.0 31.0	18.0 21.0	300	19.5	488.3	0.6654	92.1	580.4	600

注1： α_i 是采用角点法查附录F表F.1确定的基础中心点下不同深度的附加应力系数；
注2：第9计算层中点附加应力 $92.1 < 488.3 \times 0.2$ ，满足压缩层下限要求。

表4 分层计算沉降

计算分层	(1) Δh_i (2) e_i (3) c_{ci} (4) c_{si}	(1) p_{0i} (2) p_{zi} (3) $p_{zi} + p_{0i}$ (4) p_{ci}	计算条件	算式	Δ_{si} (cm)
1	(1) 150 (2) 0.900 (3) 0.189 (4) 0.020	(1) 124.9 (2) 138.3 (3) 263.2 (4) 等于 p_{0i}	正常固结	$150 \div (1+0.9) \times 0.189 \times \log(263.2 \div 124.9)$	4.83
2	(1) 150 (2) 0.850 (3) 0.174 (4) 0.015	(1) 152.6 (2) 138.0 (3) 290.6 (4) 180	超固结 $p_{zi} + p_{0i} > p_{ci}$	$150 \div (1+0.85) \times [0.015 \times \log(180 \div 152.6) + 0.174 \times \log(290.6 \div 180)]$	3.02
3	(1) 200 (2) 0.750 (3) 0.150 (4) 0.012	(1) 186.0 (2) 136.8 (3) 322.8 (4) 250	超固结 $p_{zi} + p_{0i} > p_{ci}$	$200 \div (1+0.75) \times [0.012 \times \log(250 \div 186.0) + 0.150 \times \log(322.8 \div 250)]$	2.08

表4 分层计算沉降(续)

计算 分层	(1) Δh_i (2) e_i (3) c_{s_i} (4) c_{s_i}	(1) p_{0_i} (2) p_{z_i} (3) $p_{z_i}+p_{0_i}$ (4) p_{z_i}	计算条件	算 式	Δ_{s_i} (cm)
4	(1) 200 (2) 0.720 (3) 0.135 (4) 0.010	(1) 225.0 (2) 134.7 (3) 359.7 (4) 324	超固结 $p_{z_i}+p_{0_i}>p_{0_i}$	$200 \div (1+0.72) \times [0.010 \times \log(324 \div 225) + 0.135 \times \log(359.7 \div 324)]$	0.90
5	(1) 200 (2) 0.705 (3) 0.131 (4) 0.009	(1) 264.0 (2) 134.1 (3) 398.1 (4) 400	超固结 $p_{z_i}+p_{0_i}<p_{0_i}$	$200 \div (1+0.705) \times 0.009 \times \log(398.1 \div 264)$	0.19
6	(1) 300 (2) 0.680 (3) 0.123 (4) 0.007	(1) 312.8 (2) 123.5 (3) 436.3 (4) 490	超固结 $p_{z_i}+p_{0_i}<p_{0_i}$	$300 \div (1+0.680) \times 0.007 \times \log(436.3 \div 312.8)$	0.18
7	(1) 300 (2) 0.620 (3) 0.105 (4) 0.006	(1) 371.3 (2) 113.5 (3) 484.8 (4) 600	超固结 $p_{z_i}+p_{0_i}<p_{0_i}$	$300 \div (1+0.620) \times 0.006 \times \log(484.8 \div 371.3)$	0.13
8	(1) 300 (2) 0.620 (3) 0.105 (4) 0.006	(1) 429.8 (2) 102.8 (3) 532.6 (4) 600	超固结 $p_{z_i}+p_{0_i}<p_{0_i}$	$300 \div (1+0.620) \times 0.006 \times \log(532.6 \div 429.8)$	0.1
9	(1) 300 (2) 0.620 (3) 0.105 (4) 0.006	(1) 488.3 (2) 92.1 (3) 580.4 (4) 600	超固结 $p_{z_i}+p_{0_i}<p_{0_i}$	$300 \div (1+0.620) \times 0.006 \times \log(580.4 \div 488.3)$	0.08

 $\Sigma \Delta_{s_i}=11.51\text{cm}$

3 以基底土自重压力($18.5 \times 6=111\text{kPa}$)作为开挖卸载,计算各分层附加压力,确定回弹变形层下限。

表5 基底以下各土层附加压力

分层 序号	深度 /m	相对基底 深度 /m	分层厚度 cm	分层中点 深度 /m	土自重压 力 p_{0_i} /kPa	附加应力 系数 α_i	附加应力 p_{z_i} /kPa	$p_{0_i} + p_{z_i}$ kPa
1	10.0 11.5	0.0 1.5	150	0.75	124.9	0.9991	-110.9	14.0
2	11.5 13.0	1.5 3.0	150	2.25	152.6	0.9973	-110.7	41.9
3	13.0 15.0	3.0 5.0	200	4.0	186.0	0.9888	-109.8	76.2

表5 基底以下各土层附加压力（续）

分层序号	深度 /m	相对基底深度 /m	分层厚度 cm	分层中点深度 /m	土自重压力 p_{0i} /kPa	附加应力系数 α_i	附加应力 p_{zi} /kPa	$p_{0i} + p_{zi}$ kPa
4	15.0	5.0	200	6.0	225.0	0.9736	-108.1	116.9
	17.0	7.0						
5	17.0	7.0	200	8.0	264.0	0.9687	-107.5	156.5
	19.0	9.0						
6	19.0	9.0	300	10.5	312.8	0.8924	-99.1	213.7
	22.0	12.0						
7	22.0	12.0	300	13.5	371.3	0.8204	-91.1	280.2
	25.0	15.0						
8	25.0	15.0	300	16.5	429.8	0.7426	-82.4	347.4
	28.0	18.0						

注1: 附加压力根据基底土自重压力计算，计算方法同前；
注2: 第8计算层中点附加应力 $|-82.4| < 429.8 \times 0.2$ ，满足变形下限要求。

4 回弹再压缩变形量可根据7.3.5~7.3.6进行计算。

总沉降量为上述计算的沉降和回弹再压缩变形量之和。

7.3.3 本条提供了用变形模量计算沉降的方法。有些情况下，勘察单位无法进行室内压缩试验，只能进行原位测试，得到的是变形模量。如果需要压缩模量，就要通过某种经验关系换算，结果很不可靠。

7.4 稳定性计算

7.4.1~7.4.3 地基稳定安全系数未与地基基础设计等级或边坡安全等级挂钩，考虑我省丘陵、山区特点，位于斜坡地带的建筑很多，地基稳定性问题很突出，应根据工程的重要性及岩土工程条件确定稳定安全系数，对岩土工程条件复杂的重要建筑物，应适当提高稳定安全系数。

建筑物位于坡地或边坡坡顶附近时，其稳定安全系数应符合GB 50330的规定。

8 软弱地基

8.1 一般规定

8.1.1 构成软弱地基土的类别主要为淤泥、淤泥质土和人工填土。淤泥与淤泥质土的主要特征是“三高一低”，即天然含水量高，孔隙比高，压缩性高，强度低。高灵敏度是淤泥与淤泥质土的重要特性，这类土结构受扰动后，强度降低。人工填土的主要特征是组成物质成分杂乱，均匀性差，新近人工填土由于堆积历史较短，存在自重固结特性、稳定性以及湿陷性等问题，这些特性应引起设计和施工的足够重视。

8.1.2 软弱地基的主要问题是地基变形问题，由于各类建筑物的平面形状不一，荷载差异以及刚度强弱不同等因素，对地基变形的适应能力不尽相同。因此，软弱地基上建筑物的设计，应考虑上部结构和地基的共同作用，当前是一个重要的研究课题。目前解决的途径，主要是：

- 确定合理的基础设计方案和结构措施，以减小地基变形；
- 适当加强上部结构整体刚度以及采取有效的建筑措施，以适应地基变形；
- 采用适应软弱地基特性的施工工艺与使用维护措施，以避免产生“额外的”基础沉降量。

8.1.3 多层建筑软弱地基基础设计，采用天然地基基础方案的前提是应能满足软弱地基的承载力和变形要求。天然地基基础方案，一般较经济，施工时间短，受到普遍欢迎。但软弱地基的沉降量较大，过大的不均匀沉降易引起建筑物开裂与倾斜，沉降稳定时间较长等问题，须引起设计注意。应根据勘察资料，综合考虑结构类型、材料情况、施工与使用条件等因素，精心设计。当不满足地基承载力或变形要求时，应采用地基处理或桩基等其他方案，不应勉强采用天然地基。

8.1.4 目前我省大量采用轻钢厂房,有轨道行吊运行时常发生地基不均匀沉降影响使用的事例,因此强调了进行变形计算并采取相应措施的要求。

8.2 软弱地基计算

8.2.1 软弱地基上建筑产生不均匀沉降造成整体倾斜,除地基不均匀外,主要是上部结构荷载不均匀造成的。对单幢建筑物,在均匀地基的条件下,基础的整体倾斜主要取决于荷载效应准永久组合下产生的偏心距大小。当基础底面为矩形,其长与宽为 L, b 时,则:

$$e \leq \frac{0.15W}{A} = \frac{0.15b}{6}$$

$$\text{即 } \frac{6e}{b} \leq 0.15$$

基础底面边缘的最大与最小地基反力值为:

$$\text{最大地基反力值: } P_{\max} = \frac{F_k + G_k}{A} (1 + 6e/b) \leq \frac{1.15(F_k + G_k)}{A}$$

$$\text{最小地基反力值: } P_{\min} = \frac{F_k + G_k}{A} (1 - 6e/b) \geq \frac{0.85(F_k + G_k)}{A}$$

满足地基承载力的要求,不等于满足地基变形的要求,因此,对于在本文件正文表3以外的以及需验算地基变形的丙级设计等级的建筑物,尚应按照本文件的规定要求验算地基变形。

8.2.2 软弱地基土层载荷试验 $Q \sim s$ 曲线表明,一般为缓变型曲线,基础板上压力愈大,试验曲线愈陡,地基土的变形模量亦随压力增大而降低,当压力达到一定值时,沉降就急骤增加,增加少量荷载,即可能引起地基破坏。由于软土存在这一特性,设计时必须注意以下两点:

a) 选取地基承载力时,宜使基底压力值小于地基承载力特征值,否则易引起建筑物沉降量增大,故软弱地基取用地基承载力时,有“斤斤计较”之说。武汉市就有因地基承载力取用不妥,建筑物沉降长期不能稳定的实例;

b) 对于变形敏感的建筑物,为了减小地基变形量,宜选用较小的地基承载力值,GB 50007-2011的表5.3.5中当 $P_0 \leq 0.75f_{ak}$ 时,沉降计算经验系数 ψ_s 在软弱地基区段中就约降低30%,因而使地基沉降量约可降低30%,本条考虑了此项规定。

8.2.3 在软弱地基场地上的大面积填土,宜先填土后施工基础,此时,基础的埋置深度可自填土地面标高算起,但地基的沉降变形计算,仍应考虑大面积填土荷载引起软弱土层的变形沉降量,大面积新近人工填土引起的淤泥和淤泥质土的变形量在建筑物的施工期间(预计一年左右时间)只完成其最终沉降量的5%~20%。

8.3 建筑措施

8.3.1 对于相邻结构单元之间的连接构造形式,GB 50007与本文件规定为:“应采用能自由沉降的连接构造”。对于简支连接体,在50年代~60年代,武汉市曾采用过。在建筑物建成后,对于地基沉降量较小,尤其是地基不均匀沉降量较小时,一般都无问题。但在后期不均匀沉降量较大的建筑物,简支连接体均产生裂缝且很难稳定,这是符合软弱地基后期沉降量大(约占70%~90%),稳定时间长(5年至10年,如设计采用的地基承载力过大,甚至长期不易稳定)的规律的。另外,在抗震设防地区,也不应采用简支连接体。

8.3.2 过去一直按房屋层数确定房屋沉降缝的宽度,由于没有房屋高度因素,有时不能满足整体倾斜的要求。本条按沉降缝两边各倾斜3‰,并留有20mm空隙而定的。设房屋每层高度为3m,基础埋深与屋面突出高度(如女儿墙等)之和为2m,本条与GB 50007的房屋沉降缝宽度 W_f 值见表6:

表6 沉降缝宽度与房屋高度的关系

房屋层数	H_f /m	W_f /mm	
		本文件	GB50007
二	8	68	50
三	11	86	80
四	14	104	80
五	17	122	120
六	20	140	>120
七	23	158	>120

8.3.3 相邻建筑物基础净距,应与地基土条件、基础方案以及相邻建筑物刚度与荷载情况有关,本条分为二类情况,一是相邻建筑物均采用天然地基;二是相邻建筑物中一栋采用桩基。当影响建筑物采用桩基时,应考虑桩基施工时对被影响建筑物的影响。

8.4 结构措施

8.4.1 根据不同的结构型式和地质条件,应选用不同的基础方案,以达到技术合理的目的。武汉市就有个别小区建设,不根据地质变化条件,采用一种基础方案(类似基础通用图的作法),致使小区43栋住宅,就有26栋住宅产生严重倾斜,不得不进行纠偏处理。本条提供了四种不同的基础方案,但应注意,当软弱土层较厚时,一般换填垫层也只能起到换填部分为较好土层的作用,减少的地基沉降量是有限度的。武汉市某工程,采用砂垫层处理地基,但由于垫层下有较厚软弱土层,造成沉降量过大,房屋产生倾斜。

8.4.5 当建筑物的长高比大于2.5时,极易产生地基纵向盆形挠曲沉降变形。如汉阳月湖旁某六层住宅,地表以下为厚近20m的灰色淤泥质土,地基承载力标准值为60kPa~80kPa,采用墙下浅埋筏板基础,两端挑出筏板长2.5m,横向挑出筏板长2.2m,房屋建成后不久,即产生严重的盆形沉降变形,纵向外墙两端产生密集的八字形裂缝,在两端山墙的一、二开间横墙屋面圈梁顶处,产生明显的水平缝(预制圆孔屋面板底与圈梁顶面间有10mm~20mm宽的水平缝)。本条旨在增大山墙部位的沉降,减少房屋中部的沉降,以达到缓和地基纵向盆形挠曲变形的目的。

8.4.6 当软弱地基上建筑物中部设置沉降缝时,由于沉降缝处双墙构造,荷载较重,当地基产生盆形沉降变形时,沉降缝的顶部极易相碰,武汉市曾经发生多起沉降缝顶部相碰的工程实例,本条即是为了减少沉降缝处的地基变形而采取的措施。

8.4.7 建于汉口软弱地基上的新华饭店(11层),中国市政工程中南设计院办公楼(12层),市保险公司综合楼(14层),长航住宅楼(15层)均采用地下室和箱形基础作为补偿基础,其中部分工程就是采用在地下室中灌水预压措施,均取得建成后使用阶段沉降量小,沉降稳定快的效果,本条就是根据这个经验总结提出的。

8.4.8 当建筑物与其邻接的附房用沉降缝分隔时,其地基基础设计须持慎重态度,其中重要的原则是要考虑建筑物与附房连接处的变形协调。武汉市就因此问题未处理好已发生多起工程事故,如武汉市的大东门饭店,主楼采用桩基,桩端持力层为老黏土,基础沉降量很小,而邻近的门罩与主楼用沉降缝分隔,门罩荷载很轻,原设计考虑连接处的关系,仍采用桩基础,但施工时改为天然地基直接建在软弱的填土上。由于沉降量大且长期不易稳定,加上门罩整体刚度较差,造成主楼与门罩连接处以及门罩本身严重开裂,影响使用与美观,而且修了又裂,直到六年后地基变形基本稳定,才做到修而不裂。

8.5 施工措施及使用维护

8.5.1~8.5.5 本节内容系根据软弱地基的特点和有关规范的规定,并总结过去经验,归纳编写而成。其目的是保证建筑物在施工及使用期间能够满足设计要求。

8.6 大面积地面荷载

8.6.1~8.6.6 地面荷载系指生产堆料、工业设备等地面堆载和天然地面上的大面积填土荷载。大面积地面荷载引起的工程事故已屡见不鲜,本节主要根据GB 50007大面积地面荷载一节结合我省情况编写而成的。

9 地基处理

9.1 一般规定

9.1.1 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处理地基,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。

地基处理方法的选择不限于本章中提到的方法,可根据实际情况选择合适的地基处理技术。

9.1.2 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的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文件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。

a) 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二倍),可按现行国家标准GB 50007规定的土性要求进行修正。

b) 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。

c) 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。

9.1.3对处理后的地基应进行的设计计算内容给出规定。

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,按现行国家标准GB 50007的方法验算,对有黏结强度的增强体复合地基,当增强体周边土质软弱时,按其荷载传递特性,可按等代实体深基础法验算。处理后的地基应满足建筑物承载力、变形和稳定性要求。

9.1.4 采用散体材料进行地基处理的路基和堆场,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。天津大学和中国建筑科学研究院都作了一些研究,规定处理后的地基上建筑物稳定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,可按加固体的密实度通过试验确定,这是常用的方法。胶结材料抵抗水平荷载和弯矩的能力较弱,其对整体稳定的作用(这里主要指具有胶结强度的竖向增强体),假定其桩体完全断裂,按滑动面材料的摩擦性能确定抗剪强度指标,对工程验算是安全的。验算结果表明,采用无配筋的竖向增强体地基处理,其提高稳定安全性的能力是有

限的。工程需要时应配置钢筋，增加增强体的抗剪强度；或采用设置抗滑构件的方法满足稳定安全性要求。

9.1.5 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。

9.1.6 本条是地基处理工程验收检验的基本要求。

换填垫层、预压地基、压实地基、夯实地基、注浆加固地基的检测，主要通过静载荷试验、静力触探或动力触探、标准贯入或土工试验等检验处理地基的均匀性和承载力。复合地基施工后，应进行增强体施工质量检验、增强体承载力检测以及复合地基承载力检测。

9.1.7 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，不应在地基土和地下水造成新的污染。地基处理采用材料的耐久性要求，应符合有关规范的规定。GB/T 50046对工业建筑材料的防腐蚀问题进行了规定，GB/T 50010对混凝土的防腐蚀和耐久性提出了要求，应遵照执行。

9.2 水泥土搅拌桩复合地基

9.2.1 由于水泥土桩复合地基承载力一般不超过180kPa，其成桩均匀性难以控制，当用于荷载较大的独立基础时会导致基础底面积过大，不均匀沉降难以控制，且经济效益不好，因此不宜用于荷载较大的独立基础建筑物。当用于欠固结软土时，可不考虑桩间土的承载作用，桩承受全部荷载，但应进行技术经济比较后确定适用性。由于受搅拌机机械搅拌能力的限制，需穿过硬土或厚层砂类土时，应通过试验确定是否适用。

9.2.2 对于泥炭土、有机质含量大于5%或pH值小于4的酸性土，水泥在上述土层有可能不凝固或发生后期崩解。因此必须进行现场和室内试验确定其适用性。

9.2.3 本条仅适用于竖向承载搅拌桩，不包括用于深基坑止水帷幕的水泥土桩，故水泥掺量宜大于15%，对于通常采用的直径500mm搅拌桩，每延米水泥掺量不宜小于50kg。水泥土的抗压强度随其相应的水泥掺入比的增大而增大，但因场地土质与施工条件的差异，掺入比的提高与水泥土强度增加的百分比不完全一致。

9.2.6 水泥土的强度随龄期的增长而增大，在龄期超过28天后，强度仍有明显增长，为了降低造价，对承重搅拌桩试块国内外都取90天龄期为标准龄期。对起支挡作用承受水平荷载的搅拌桩，考虑工期要求，水泥土强度标准取28天龄期为标准龄期。从抗压强度试验得知，在其它条件相同时，不同龄期的水泥土抗压强度间大致呈线性关系，其经验关系式如下：

$$\begin{aligned} f_{cu7} &= (0.47 \sim 0.63) f_{cu28} \\ f_{cu14} &= (0.62 \sim 0.80) f_{cu28} \\ f_{cu60} &= (1.15 \sim 1.46) f_{cu28} \\ f_{cu90} &= (1.43 \sim 1.80) f_{cu28} \\ f_{cu90} &= (2.37 \sim 3.73) f_{cu7} \\ f_{cu90} &= (1.73 \sim 2.82) f_{cu14} \end{aligned}$$

上式 f_{cu7} 、 f_{cu14} 、 f_{cu28} 、 f_{cu60} 、 f_{cu90} 分别为7天、14天、28天、60天、90天龄期的水泥土抗压强度。

当龄期超过三个月后，水泥土强度增长缓慢。180天的水泥土强度为90天的1.25倍，而180天后水泥土强度增长仍未终止。

9.2.7 本条根据软土地区水泥土搅拌桩应用经验确定。由于水泥土强度有限，当水泥土强度为2MPa时，一根直径500mm的搅拌桩，其单桩承载力特征值仅为120kN左右，复合地基承载力受水泥土强度的

控制,盲目提高水泥土搅拌桩单桩承载力及复合地基承载力已造成不少工程事故。鉴于水泥土桩桩身强度的限制和被加固土的承载力限制,故提出本条的上限值,以策安全。

9.2.8 在基础与桩之间设置一定厚度的褥垫层后,可保证基础通过褥垫层将一部分荷载传到桩间土上,保证桩土共同分担荷载。由于水泥土桩桩身强度的原因,粒径过大的碎石可能会将桩头压破,不利于复合地基承载,故限制最大粒径不大于20mm。

9.2.9 根据室内模型试验和水泥土桩的加固机理分析,其桩身轴向应力自上而下逐渐减小,其最大轴力位于桩顶3倍桩径范围内。因此,从经济性角度讲,变掺量设计是合理的,但由于施工中难于控制质量,故一般不提倡变掺量设计。若施工质量有可靠保证,经试验后可考虑采用。水泥与土的搅拌均匀程度对加固体的强度有较大影响。实践证明采取复搅工艺对提高桩体强度有较好效果。

9.2.10 水泥土搅拌桩的强度和刚度是介于柔性桩(砂桩、碎石桩等)和刚性桩(钢桩、混凝土桩等)之间的一种桩,其承载性能与刚性桩相似。水泥土搅拌桩较碎石桩及灰土桩强度高,而侧向变形比较低,可不设围护桩。由于水泥土搅拌桩已表现出刚性桩的性状,故当桩间距小于2d时,群桩效应明显,不利于单桩承载力的发挥,也不经济。三轴搅拌桩间距根据试验确定。

9.2.11 对于水泥土搅拌桩复合地基的沉降计算,采用了国标GB 50007的计算公式。

9.2.12 根据实际施工经验,搅拌桩顶端0.3m~0.5m的桩身质量较差。为保证桩头质量,停浆(灰)面必须高于桩顶设计标高500mm。高出部分在基坑开挖时截除。基坑开挖时,桩顶和桩身已有一定的强度,为保证桩不被损坏,不应采用反铲及其他常规机械直接挖桩。

9.2.13 由于水泥土强度与被加固土有直接关系,为保证桩身强度不致有过大差异,制定本条可提高软土层位处桩身强度,从而使桩体能可靠传递竖向荷载。

9.2.14 由于水泥土桩通常承担了较大的荷载,当桩位偏差较大时,易引起基础偏心,故限制不大于150mm。

9.2.15 干法施工过程中水泥土掺量失控是影响工程质量的重要环节,应配置水泥用量自动记录仪,以使水泥掺量均匀并符合设计要求,从而保证水泥土桩桩身施工质量。

9.2.16 提钻速度过快不能保证桩身质量,过慢则影响工效。在水泥掺量不变的前提下,复搅可有效地提高桩身强度,保证质量。条件许可时,应尽量复搅。

9.2.17 本条所列均为施工质量保证措施,尤其是水泥用量、桩长、搅拌头提升速度。

9.2.18 水泥搅拌桩的桩身质量检验目前尚无成熟的方法,特别是对常用的直径500mm干法桩遇到的困难更大,采用钻芯法检测时应采用双管单动取样器,避免过大扰动芯样使检验失真。当钻芯困难时,可将桩头挖开一定深度进行外观检查并取样进行抗压试验。

9.3 混凝土桩复合地基

9.3.1 严格说CFG桩不属于混凝土桩,但由于其承载及变形特性与一般混凝土桩相似,故将CFG桩复合地基归入混凝土桩复合地基。

由于混凝土桩复合地基中桩顶沉降一般较小,故在欠固结土中应用时,桩间土的固结沉降使桩间土与基础脱开,导致桩头受力过大,引起复合地基产生过大沉降甚至破坏。因此,混凝土桩复合地基法不适用于欠固结土。加固填土时,宜配合石灰桩等共同形成多元复合地基,以达到提高承载力和减小沉降的目的。

9.3.2 选择承载力相对较高的土层作桩端持力层是为了获得较高的单桩承载力,从而获得较高的复合地基承载力。桩产生一定的沉降或向褥垫层刺入是保证桩土共同承担荷载的必要条件。基础下持力层承载力特征值一般应大于80kPa,当其承载力较低时,可采用加固措施,提高承载力。

褥垫层在混凝土复合地基中具有下列作用:1)保证桩、土共同承担荷载,是混凝土桩形成复合地基的重要条件;2)通过改变褥垫层厚度,调整桩土垂直荷载的分担比,通常褥垫层越薄,桩承担的荷载占总荷载的百分比越高;3)可减少基础底面的应力集中。工程实践和室内试验表明,褥垫层的适宜厚度为

150mm~300mm。当桩间土承载力较高时，可取高值。垫层材料的选择应既能保证桩顶向垫层刺入又要保证垫层具有一定的强度。级配砂石可作为首选材料。

当复合地基承载力要求不高，单排布桩可以满足承载力要求时，建议沿轴线梅花型布置，可以起到平衡弯矩的作用。

桩中心距过小则不经济且不利于桩间土承载力充分发挥。

目前，施工中广泛采用商品混凝土，故桩身强度可得到保证，桩身强度过小不利于提高复合地基的承载力，故对桩身混凝土强度进行了必要的限制。但是设计人员也不能单纯地通过增加桩身强度来提高单桩承载力，否则不利用发挥桩间土承载力。

承载力计算公式与水泥土搅拌桩相同，混凝土桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时可按计算公式估算。式中 f_{sk} 为加固后桩间土承载力特征值，宜按经验取值，与成桩工艺和土性有关，如无经验时，可取天然地基承载力特征值。

为防止荷载向桩顶转移时桩顶破坏，必须保证桩身强度具有足够的安全储备。

复合地基的沉降验算应符合9.2.11的规定。

9.3.3 由于复合地基法多用于处理软弱黏性土，不宜采用振动或挤土类桩，由于长螺旋钻孔工艺属部分挤土工艺，宜优先采用。

长螺旋钻孔泵压混凝土桩在湖北地区已有较成熟的施工经验，但是也有不少教训。在超软土(淤泥)中，当桩间距较小时，应注意桩的施工顺序和施工间隔时间，且不应采用过大的灌注压力和充盈系数，否则极易产生串孔和桩顶塌陷，影响桩身质量和桩间土的强度。在高塑性黏土中成桩时应采取避免抱钻的措施，否则，在长螺旋取土施工中可能会引起地面下沉。由于长螺旋钻孔桩通常分几次灌注完成，因此，分次灌注的交界面容易形成桩身缺陷。软土中长螺旋施工尚须进一步积累经验。

由于混凝土桩复合地基中的混凝土桩具有一定的桩身强度而往往又没有配置钢筋，因此，在开挖时，若遇到较大的水平力，极易使桩身断裂而导致承载力降低，留下质量隐患。

褥垫层厚度不大，一般采用静力法将其压实。

本次修订参照验收规范GB 50202中水泥粉煤灰碎石桩复合地基桩位偏差的要求，调整了条形基础桩位偏差的规定。

9.3.4 由于桩身强度较高且桩身材料均匀性较好，可采用低应变动测法检测桩身质量。为保证工程质量，复合地基应进行验收检测，应同时采用单桩静载试验和复合地基静载试验。单桩静载试验能真实反映承载力实际状况，应以单桩静载试验为主要检测手段。

9.4 石灰桩复合地基

9.4.1 由于生石灰的吸水膨胀作用，特别适用于新填土和淤泥的加固，生石灰吸水后可使淤泥产生固结。具有一定强度的密集石灰桩身与经加固的桩间土结合为一体，使桩间土欠固结状态消除。石灰桩可用于地下水位以下的土层，关键是施工工艺能否确保桩身材料的密实度，因此对地下水位以下且渗透性较大的土层，施工前应进行成孔成桩可行性试验，根据实际情况采用可靠措施，保证成桩时水不致大量渗入桩内，以确保桩身的密实。石灰桩不适宜于地下水位以下的砂类土。

关于水质、土质的影响，要注意一些特殊情况。土和水中含有大量盐、碱、氯化物时，不影响石灰桩的加固效果；如土和水中含有过量的强酸，则会造成土和石灰桩身的结构破坏，此时不宜采用石灰桩；如土和水中含弱酸，则应进行试验后慎重采用。

石灰桩掺合料应优先选用 SiO_2 、 Al_2O_3 含量较高的活性材料，常用的有粉煤灰、煤渣、矿渣、火山灰等，生石灰与活性掺合材料可以发生水化反应，生成不溶于水的水化物，提高桩身强度和石灰桩复合地基承载力，同时使用工业废料也符合国家环保政策。

石灰桩桩身材料的配合比十分重要。试验证明，当掺合料用量太少时，生石灰用量越大，桩身强度反而降低，但生石灰用量大，对桩间土的加固效果增强。土层强度高时生石灰用量减少，反之增加。实

际工程中宜根据地质条件确定，桩顶附近减少生石灰用量可减少生石灰膨胀引起的地面隆起和地层裂缝，同时桩体强度较高。

9.4.2 石灰桩属柔性桩，具可压缩性，一般情况下可不在桩顶设置垫层。石灰桩身具有较强的渗水性，可作为竖向排水通道，因此，当需利用桩身起排水固结作用时，可在桩顶设置砂石垫层作为水平排水通道。

9.4.4 石灰桩加固软土的机理分为物理加固和化学加固两个作用。物理作用(吸水、膨胀)一般在7天以内可以完成，此时桩身的直径和密度已定型，在夯击力和石灰膨胀力作用下，7天~10天桩身已具有一定强度。而石灰桩的化学作用则速度缓慢，桩身强度的增长可延续3年甚至5年。经研究表明，7天~10天龄期的桩身强度约为28天龄期强度的60%，28天龄期的桩身强度仅为后期强度的50%~60%，考虑到施工的需要，将28天龄期的强度视为桩身设计强度，并在施工28天后进行复合地基载荷试验检测石灰桩复合地基承载力。当需要扩大检测面对载荷试验以外区域检验复合地基承载力时，在取得载荷试验与静力触探检测对比经验的条件下，可采用静力触探估算复合地基承载力。

9.5 强夯法和强夯置换法

(无说明)

9.6 多桩型复合地基

9.6.1 本节涉及的多桩型复合地基指由两种不同的竖向增强体(桩体)处理形成的复合地基，本节只对两种桩型与土体所形成的复合地基进行了规定，两种以上桩型与土体所形成的复合地基设计、施工与检测应通过试验确定其适用性和设计、施工参数。

9.6.2 本条为多桩型复合地基的设计原则。采用多桩型复合地基处理，一般情况下场地土具有特殊性，采用一种增强体处理后达不到设计要求的承载力或变形要求，而采用一种增强体处理特殊性土，减少其特殊性的工程危害，再采用另一种增强体处理使之达到设计要求。

多桩型复合地基的工作特性，是在等变形条件下的增强体和地基土共同承担荷载，必须通过现场试验确定设计参数和施工工艺。

9.6.3 工程中，由于土性的差异，加之不同桩型的施工工艺不同，不同的施工顺序会导致不同的挤土效果。因此，对施工扰动敏感的土层，应充分考虑后施工桩(尤其是挤土工艺桩)对已施工增强体或桩体承载力的影响，必要时应通过试验确定方案的适应性。

10 山区地基

10.1 一般规定

10.1.6 山区地基因地形起伏较大，同一建筑物的基底标高不易统一，应根据地形、地貌及持力层起伏情况合理确定基底、承台底或桩底标高。在保证基础稳定的前提下避免大挖、大填。当相邻基础标高相差较大时，必须根据原始地形、地貌及岩土性质评价地基稳定性，必要时应通过计算进行确认。当地基稳定性不能满足要求，加大基础埋深有困难时，经过技术、经济比较可采取支挡措施，对临空的稳定岩土面应采取适当的保护措施。

10.2 勘察要求

10.2.1~10.2.3 鉴于山区地基的复杂性，除按GB 50021进行勘察外，本条着重强调了山区地基的勘察要求。湖北省山区面积较大，当地勘察力量薄弱，手段不全，可采用调查、坑探、取样等辅助方法予以补充。对存在滑坡、崩塌、泥石流等地质灾害的场地，应通过详细的勘察为建筑物设计及地质灾害治理提供依据。

边坡工程影响面较广，处理不当就可能酿成地质灾害，工程地质勘察工作尤为重要。勘察工作不能局限于红线范围，必须扩大勘察范围，一般在坡顶的勘察范围应达到坡高的1倍~2倍，才能获得较完整的地质资料，对于高大边坡应进行专题研究，提出勘察方案。

“5.12”汶川地震以及“4.14”玉树地震的震害宏观调查表明，强震区地震引发崩塌、滑坡、泥石流等次生地质灾害，对灾区人民生命财产造成重大损害。因此，对于抗震设防烈度大于等于7度的场地，应评价地震引发崩塌、滑坡等地质灾害的可能性，并提出地质灾害防治措施建议。

10.3 岩石地基

10.3.1 岩石地基中，持力层范围内软岩、硬岩相间出现的现象很常见。在平面上软硬岩石相间分布或在垂向上硬岩有一定厚度、软岩有一定埋深的情况下，为安全合理地使用地基，应对地基的承载力和变形进行验算。岩石可视为不可压缩的地基，上部荷载通过基础传递到岩石地基上时，基底应力以直接传递为主，应力呈柱状分布，当荷载不断增加使岩石裂缝被压密产生微小沉降而卸荷时，部分荷载将转移到冲切锥范围以外，应力扩散后基底压力呈钟形分布。验算岩石下卧层强度时，基底压力扩散角根据岩石完整程度可按 $30^{\circ}\sim 40^{\circ}$ 计算。

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

基岩面起伏大并形成临空面较常见，应重视临空面对地基稳定性的影响，确保安全。

10.4 土岩组合地基

10.4.5 对重要的或荷载较大的建筑物以及对变形有严格要求的建筑物，在石芽密布或大块孤石、个别石芽出露的场地，宜选用岩石作为基础持力层。此时可采用墩基、桩基或梁、拱跨越等措施，保证建筑物的正常使用。

10.5 岩土边坡治理

10.5.2~10.5.3 引用了GB 50330的规定。

10.5.5 本条a)~d)所列内容为支护结构承载力计算和稳定性计算的基本要求，是边坡工程满足承载力极限状态的具体内容，是支护结构安全的重要保证，设计时上述内容应认真计算，满足规范要求以确保工程安全。

10.5.7~10.5.13 引用了GB 50330的规定。

10.5.19 本条引用了GB 50330的相关规定。本条中土质及岩质边坡的坡率允许值已沿用多年，土质边坡的高度大于6m时宜分级放坡，岩质边坡的坡高大于15m时，根据岩层力学性质，产状等也可分级放坡，分级放坡便于施工和维护。分级放坡的前提是场地条件允许，同时应经过技术经济比较。

10.5.21~10.5.22 所列主动土压力计算公式是按照楔体平衡条件求极值的方法推导而得到的。计算时可以考虑凝聚力 c 和超载 q 、墙背不同倾斜度、粗糙度以及墙顶地面坡度等因素，且不必进行多次试算，因此适应性很广。由于土压力的发挥与挡土结构的位移有关，在位移达不到极限状态的情况下，实际土压力值通常大于计算值，故对高大挡土墙应对计算结果乘以增大系数。

10.5.29 引用了GB 55003的相关规定。

10.6 压实填土地基

10.6.1 当前大量的建筑物场地在未经填土设计的前提下盲目填筑，特别是深厚填土的场地，盲目填筑造成后续工作和二次处理的困难，因此在深厚填方区必须根据建筑物地基的要求以及二次处理的可行性进行认真研究，确定填料的性质、填筑措施，保证填土质量并满足二次处理的要求，避免造成损失。

10.6.4 在厚度较大的压实填土上进行建筑，由于填土的不均匀性且其多为欠固结土，变形计算的精度较低，为估算性质。对重要的建筑物，当压实填土较厚或厚薄不均时，应进行二次处理，如采用桩基，桩端应进入填土层下部较好土层一定的深度。单桩承载力计算中不应考虑填土的摩阻力，必要时尚应计及填土的负摩阻力。

10.6.14 当利用厚度较大的压实填土作为天然地基的持力层时，由于填土的不均匀性，应采取建筑措施。如采取缩短结构单元长度，使建筑物长高比小于2.5；加强基础及上部结构刚度等措施。当一个结构单元下填土厚度不均时，差异沉降很难估计，因此同一结构单元不应置于填土厚度严重不均的场地。

11 特殊土地基及特殊场地

11.1 膨胀土地基

11.1.1

a) 可行性研究勘察阶段以工程地质调查为主，主要内容应查明有无膨胀土。工程地质调查的内容是按综合判定膨胀土的要求提出的，即土的自由膨胀率、工程地质特征、建筑物损坏情况等。

b) 初步勘察除要求查明不良地质作用、地貌、地下水等情况外，还要求进行原状土基本物理力学性质、膨胀、收缩、膨胀力试验，以确定膨胀土的胀缩等级，为建筑总平面布置、主要建筑物地基基础方案和预防措施以及不良地质作用的防治提供资料和建议。

c) 详细勘察除一般要求外，应确定建筑物地基土层分布及其物理力学性质和胀缩性能，为地基基础的设计、防治措施和边坡防护以及不良地质作用的治理，提供详细的工程地质资料和建议。

d) 结合膨胀土地基的特殊情况，对勘探点的布置、孔深和土样采取提出要求。根据大气影响深度及胀缩性评价所需的最少土样数量，规定膨胀土地面下5m以内必须采取土样，地基基础设计等级为甲级的建筑物，取原状土样的勘探点不应少于3个。大气影响深度范围内是膨胀土的活动带，故要求适当增加取样数量。经多年现场观测，我国膨胀土地区平坦场地的大气影响深度一般在5m以内，地面5m以下由于土的含水量受大气影响较小，采取土样进行胀缩性试验的数量可适当减少。如果地下水位波动很大，或有溶沟溶槽水时，则应根据具体情况确定采取土样的深度。

对于膨胀土地区的高层建筑，其岩土工程地质的勘察尚应符合现行国家标准GB 50021的相关规定。

11.1.5

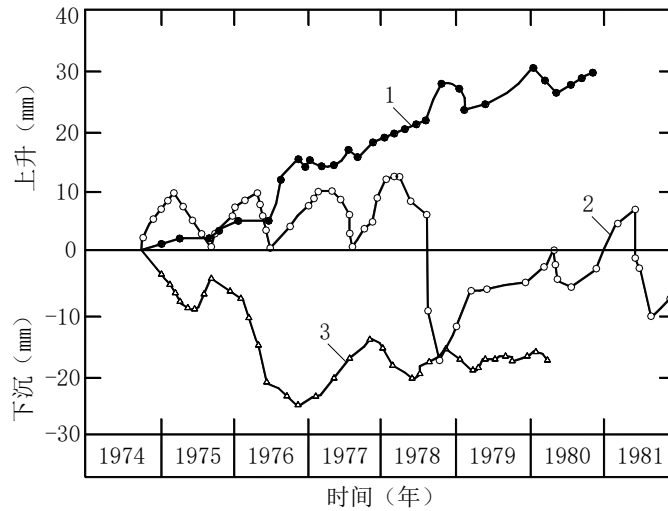
a) 膨胀土上建筑物的基础埋深除满足建筑的结构类型、基础形式和用途以及设备设施等要求外，尚应考虑膨胀土的地质特征和胀缩等级对结构安全的影响。

b) 膨胀土场地大量的分层测标、含水量和地温等多年观测结果表明：在大气压力的作用下，近地表土层长期受到湿胀干缩循环变形的影响，土中裂隙发育，土强度指标特别是粘聚力严重降低，坡地上的大量浅层滑动也往往发生在地表下1.0m的范围内。该层是活动性极为强烈的地带，因此，本文件规定建筑物基础埋置深度不应小于1.0m。

c) 当以基础埋深为主要预防措施时，对于平坦场地，基础埋深不应小于当地的大气影响急剧层。例如：安徽合肥基础埋深大于1.6m时，地基的胀缩变形量已能满足要求，可不再采取其他防治措施；云南鸡街地区有6栋平房基础埋深1.5m~2.0m，经过多年的位移观测，房屋的变形幅度仅为1.4mm~4.7mm，房屋完好无损。而另一栋房屋基础埋深为0.6m，房屋的位移幅度达到49.6mm，房屋严重破坏。但是，对于1层~2层的房屋，过大的基础埋深可能使得造价偏高。因此，可采用墩式基础、柔性结构以及宽散水、砂垫层等措施减小基础埋深。如在某地损坏房屋地基上建造的试验房屋，采用墩式基础加砂垫层后，基础埋深为0.5m，也未发现房屋开裂。但是离地表1m深度内地基土含水量变化幅度及上升、下降变形都较大，对II、III级膨胀土上的建筑物容易引起开裂。

由于各种结构的允许变形值不同，通过变形计算确定合适的基础埋深，是比较有效而经济的方法。

11.1.9~11.1.10 对全国膨胀土地区7个省中167栋不同场地条件有代表性的房屋和构筑物（其中包括23栋新建试验房）进行了4年~10年的竖向和水平位移、墙体裂缝、室内外不同深度的土体变形和含水量、地温以及树木影响的观测工作，对158栋较完整的资料进行统计分析表明，由于各地场地、气候和覆盖等条件的不同，膨胀土地基的竖向变形形态可分为上升型、下降型和升降循环波动型三种，如图5。



1—上升型变形；2—升降循环型变形；3—下降型变形

图5 膨胀土上房屋的变形形态

表7是我国膨胀土地区155栋有代表性的房屋长期竖向位移观测结果的统计。

表7 膨胀土上房屋位移统计

地 区		位 移 形 态		
		上升型 (栋数)	下降型 (栋数)	升降循环型 (栋数)
云 南	蒙 自	1	10	5
	江水地	1	4	2
	鸡 街	4	14	6
广 西	南 宁	1	5	5
	宁 明	—	10	5
	贵 县	1	2	1
	柳 州	2	—	1
广 东	湛 江	2	—	4
河 北	邯 郸	1	—	5
河 南	平 顶 山	12	9	—
安 徽	合 肥	—	3	14
湖 北	荆 门	3	—	3
	郟 县	—	5	8
	枝 江	—	1	2
	卫家店	—	—	3
小计 (占%)		28 (18.1%)	63 (40.6%)	64 (41.3%)

上升型位移是由于房屋建成后地基土吸水膨胀产生变形，导致房屋持续多年的上升，如图5中的曲线1。例如：河南平顶山市一栋平房建于1975年的旱季，房屋各点均持续上升，到1979年上升量达到45mm。应当指出，房屋各处的上升是不均匀的，且随季节波动，这种不均匀变形达到一定程度，就会导致房屋开裂破坏。产生上升型位移的主要原因如下：

- 1) 建房时气候干旱，土中含水量偏低；

- 2) 基坑长期曝晒;
3) 建筑物使用期间长期受水浸润。

波动型的特点是房屋位移随季节性降雨、干旱等气候变化而周期性的上升或下降,一个水文年基本为一循环周期,如图5曲线2。我国膨胀土多分布于亚干旱和亚湿润气候区,土的天然含水量接近塑限,房屋位移随气候变化的特征比较明显。表8是各地气候与房屋位移状况的对照。可以看出,在广西、云南地区,房屋一般在二、三季度的雨季因土中含水量增加而膨胀上升;在四、一季度的旱季随土中水份大量蒸发而收缩下沉。但长江以北的中原、江淮和华北地区,情况却与之相反。这是因为该地区雨季集中在7月~8月份,并常以暴雨形式出现,地面径流量大,向土中渗入量少。房屋的位移主要受地温梯度的变化影响而上升或下降。在冬、春季节,地表温度远低于下部恒温。根据土中水份由高温向低温转移的规律,水份由下部向上部转移,使上部土中的含水量增大而导致地基土上升;在夏、秋季节,水份向下转移并有大量的地面蒸发,使地基土失水而收缩下沉。

表8 各地气候与房屋位移

地 区	年蒸发量 /mm	雨 季		旱 季		地 温 /℃	
	年降雨量 mm	起止日期	位 移	起止日期	位 移	深度 m	最高(日期)
		降雨占总数		降雨占总数			最低(日期)
云南 (蒙自、鸡街)	2369.3	5~8月	上 升	10~4月	下 降	0.2	25.8 (8月)
	852.4	75%		25%			14.0 (1月)
广西 (南宁、宁明)	1681.1	4~9月	上 升	10~3月	下 降	0.5	28.0 (9月)
	1356.6	69%		31%			15.6 (1月)
湖北 (郧县、荆门)	1600.0	4~10月	下 降	11~3月	上 升	0.5	26.5 (8月)
	100.0	89%		11%			5.5 (1月)
河南平顶山	2154.6	6~9月	下 降	10~3月	上 升	0.4	27.6 (8月)
	759.1	64%		36%			5.2 (1月)
安徽合肥	1538.9	4~9月	下 降	10~3月	上 升	0.2	32.1 (8月)
	969.5	62%		38%			4.9 (1月)
河北邯郸	1901.7	7~8月	下 降	11~5月	上 升	0.5	25.2 (7月)
	603.1	70%		30%			2.5 (1月)

下降型常出现在土的天然含水量较高(例如大于 $1.2w_p$)或建筑物靠近边坡地带,如图5中的曲线3。在平坦场地,房屋下降位移主要是土中水份减少,地基产生收缩变形的结果。土中水份减少,可能是气候干旱,水份大量蒸发的结果,也可能是局部热源或蒸腾量大的种木(如桉树)大量吸取土中水份的结果。至于临坡建筑物,位移持续下降,一方面是坡体临空面大于平地,土中水份更容易蒸发而导致较平坦场地更大的收缩变形。另一方面,坡体向外侧移而产生的竖向变形(即剪应变引起),这种在三向应力条件下侧向位移引起的竖向变形是不可逆的。湖北郧县膨胀土边坡观测中就发现了上述状况,它的发展必然导致坡体滑动。上述下降收缩变形量的计算是指土体失水收缩而引起的竖向下沉,在设计中应避免后一种情况的发生。

本条给出的天然地表下1.0m深度处的含水量值,是经统计分析得出的一般规律,未包括荷载、覆盖、地温之差等作用的影响。当土中的应力大于其膨胀力时,土体就不会发生膨胀变形,由收缩变形控制。对于高重的建筑物,当基础埋于大气影响急剧层以下时,主要受地基土的压缩变形控制,应按相关技术标准进行建筑物的沉降计算。

正文公式(76)实际上是地基土在不同压力下各层土膨胀量的分层总和。计算图式和参数的选择是根据膨胀土两个重要性质确定的:

1) 当土的含水量一定时,上覆压力小膨胀量大,压力大时膨胀量小。当压力超过土的膨胀力时就不膨胀,并出现压缩,膨胀力与膨胀量呈非线性关系。在计算过程中,如某压力下的膨胀率为负值时,即不发生膨胀变形,该层土的膨胀量为零。

2) 当土的上覆压力一定时,含水量高的土膨胀量小,含水量低的土膨胀量大。含水量与膨胀量之间也为非线性关系。地基土的膨胀变形过程是其含水量不断增加的过程,膨胀量随其含水量的增加而持续增大,最终到达某一定值。因此,膨胀量的计算值是预估的最终膨胀变形量,而不是某一时段的变形量。

3) 关于膨胀变形计算的系数

室内和原位的膨胀试验以及房屋的变形观测资料,都能反映地基土的膨胀变形随土中含水量和上覆压力的不同而变化的特征,为我们提供了用室内试验指标来计算地基膨胀变形量的可能性。但是,由室内试验指标提供的计算参数,是用厚度和面积都较小的试件,在有侧限的环刀内经充分浸水而取得的。而地基土在膨胀变形过程中,受力情况及浸水和边界条件都与室内试验有着较大的差别。上述因素综合影响的结果给计算膨胀变形量和实测变形量之间带来较大的差别。为使计算膨胀变形量较为接近实际,必须对室内外的试验观测结果全面地进行计算分析和比对,找出其间的数量关系,这就是膨胀变形计算的系数 ψ_e 。

对河北邯郸、河南平顶山、安徽合肥、湖北荆门、广西宁明、云南鸡街和蒙自等地的40项浸水载荷试验和6栋试验性房屋以及12栋民用房屋的室内外试验资料分别计算膨胀量,与实测最大值进行比对。根据统计分析,浸水部分的 $\psi_e = 0.47 \pm 0.12$ 。

图6是按 $\psi_e = 0.47$ 修正后的计算值与实测值的比较结果。表9和图7为浸水部分 ψ_e 的统计分布状况。12栋民用房屋的 ψ_e 中值与浸水部分相同,只有平顶山地区的 ψ_e 偏大且离散性也较大,这是由于室内试验资料较少且欠完整的缘故。考虑到实际应用,取 $\psi_e = 0.6$ 时,对80%的房屋是偏于安全的。

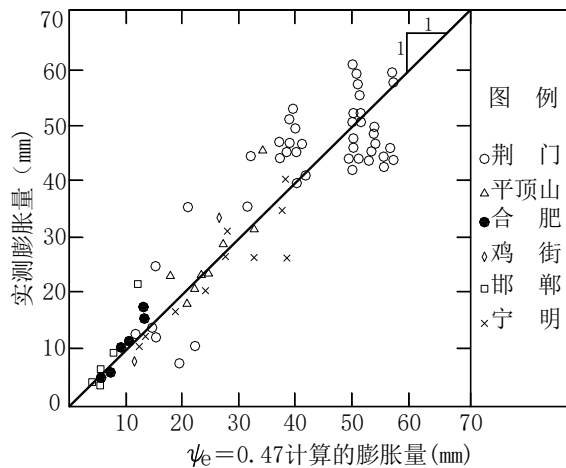
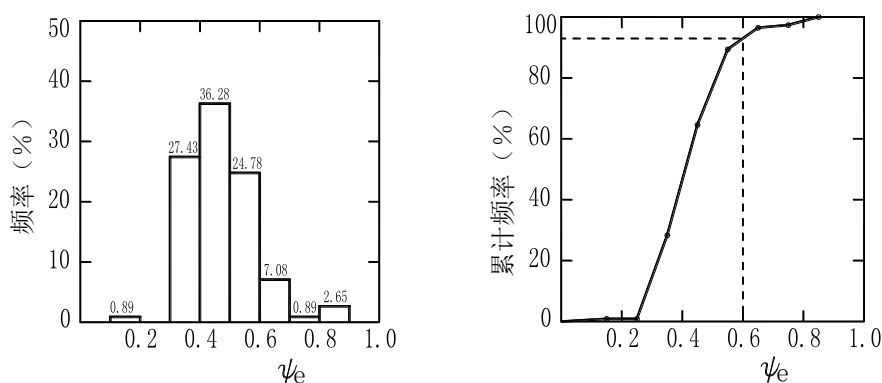


图6 计算膨胀量与实测膨胀量的比较

表9 膨胀量（浸水部分）计算的经验系数 ψ_e 统计分布

ψ_e	0.1 ~ 0.2	0.2 ~ 0.3	0.3 ~ 0.4	0.4 ~ 0.5	0.5 ~ 0.6	0.6 ~ 0.7	0.7 ~ 0.8	0.8~0.9	总数
频数	1	0	31	41	28	8	1	3	113
频率	0.89	0.00	27.43	36.28	24.78	7.08	0.89	2.65	
累计频率	0.89	0.89	28.32	64.60	89.38	96.46	97.35	100.00	

图7 膨胀变形量计算经验系数 ψ_e 的统计分布状况

11.1.11 失水收缩是膨胀土的另一属性。收缩变形量的大小取决于土的成份、密度和含水量。

a) 就同一性质的膨胀土而言，在相同条件下，其初始含水量 W_0 越高（饱和度越高，孔隙比越大），在收缩过程中失水量就越多，收缩变形量也就越大。表10和图8是广西南宁原状土样室内收缩试验所测得的收缩量与含水量之间的关系。图中的三条曲线表明，当土样的起始含水量分别为36.0%~44.7%，并同样干燥到缩限 w_s 时，其线缩率 δ_s 从3.7%增大到7.3%。所谓缩限，是土体在收缩变形过程中，由半固态转入固态时的界限含水量。从每条曲线的斜率变化可以看出：当土的含水量达到缩限之后，土体虽然仍在失水，但其变形量已经很小，从对建筑工程的影响来说，已失去其实际的意义。

表10 同质土的线缩率 δ_s 与含水量 w 关系

土号	$\gamma(g/m^3)$	$w_0(\%)$	e_0	$\delta_s(\%)$	$w_s(\%)$	收缩系数 λ_s
I-1	1.76	44.7	1.22	7.3	25.5	0.38
I-2	1.80	41.9	1.13	5.7	26.0	0.37
I-3	1.89	36.0	0.94	3.7	26.0	0.37

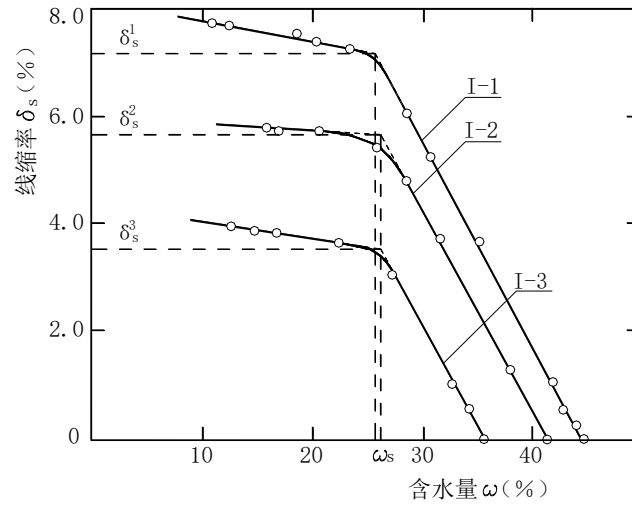


图8 同质土的线缩率 δ_s 与含水量 w 关系

b) 收缩变形量主要取决于土体本身的收缩性能以及含水量变化幅度，表11和图9为不同质土的线缩率 δ_s 与含水量 w 关系。由图9和图10可知：当土体在收缩过程中其含水量在某一起始值与缩限之间变化时，收缩变形量与含水量间的变化呈直线关系，其斜率因土质不同而异。取直线段的斜率作为收缩变形量的计算参数，即土的收缩系数 λ_s 。 $\lambda_s = \frac{\Delta\delta_s}{\Delta w}$ ，其中， Δw 为图9中直线段两点含水量之差值（%）， $\Delta\delta_s$ 为与 Δw 对应的的线缩率的变化值。

表11 不同质土的线缩率 δ_s 与含水量 w 关系

土号	$\gamma(g/m^3)$	$w_0(\%)$	e_0	收缩系数 λ_s
2A-1	2.02	22.0	0.63	0.55
9-1	2.04	20.6	0.59	0.28

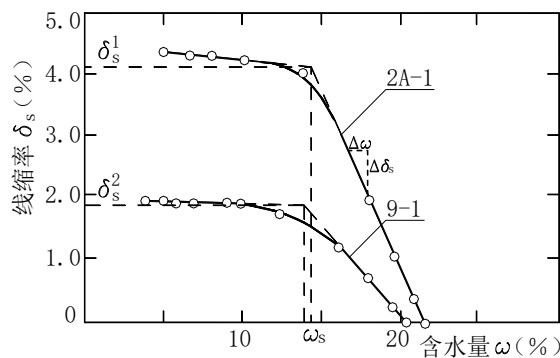
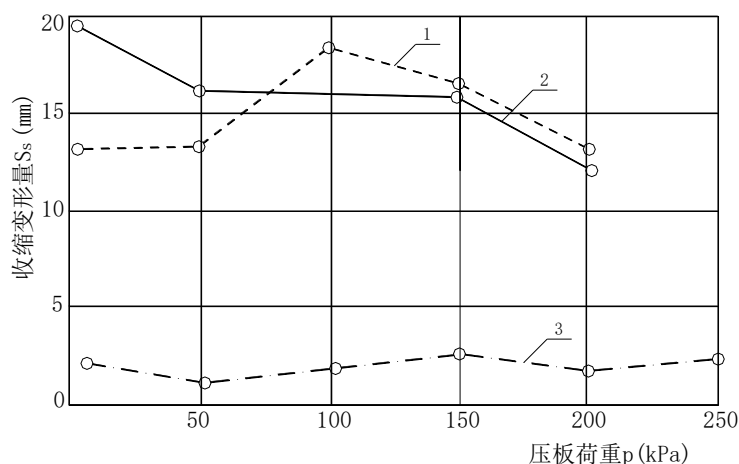


图9 不同质土的线缩率 δ_s 与含水量 w 关系

c) 土失水收缩与外部荷载作用下的固结压密变形是同向的变形，都是孔隙比减少、密度增大的结果。但两者有根本性的区别：失水收缩主要是土的黏粒周围薄膜水或晶格水大量散失的结果；固结压密

变形是在荷重的作用下土颗粒移动重新排列的结果（特别是非饱和土，在一般压力下并无固结排水现象）。由收缩产生的内应力要比固结压密产生的内应力大得多。虽然实际工程中膨胀土的失水收缩和荷载作用下的压缩沉降变形难于分开，但在试验室内可有意识地将两种性质不同的变形区别开来。

d) 膨胀土多呈坚硬和半坚硬状态，其压缩模量大。在一般低层房屋所能产生的压力范围内，土的密度改变较小。所以，土在收缩前所处的压力大小对收缩量的影响较小；至于收缩过程中，土样一旦收缩便处于超压密状态，压力改变土密度的影响更可以忽略不计。图10为云南鸡街地区，膨胀土在自然风干条件下，不同荷载的压板试验沉降稳定后，在干旱季节所测得的收缩变形量，可说明上述问题。



- 1—基础埋深0.7m，测试日期：1975年4~5月；
 2—基础埋深0.7m，测试日期：1977年3~5月；
 3—基础埋深2.0m，测试日期：1977年10~12月

图10 云南鸡街地区原位收缩试验 S_s - p 关系

e) 关于收缩变形计算的系数

与膨胀变形量计算的道理一样，小土样的室内试验提供的计算指标与原位地基土在收缩变形过程中的工作条件存在一定的差别。为使计算的收缩变形量与实测的变形量较为接近，在全国几个膨胀土地区结合实际工程，进行了室内外的试验观测工作，并按收缩变形计算公式进行计算与统计分析，以确定收缩变形量计算值与实测值之间的关系。对四个地区15栋民用房屋室内外试验资料进行计算并与实测值比对，其结果为收缩变形量计算经验系数 $\psi_s = 0.58 \pm 0.23$ ，取 $\psi_s = 0.8$ 。对实际工程而言，80%是偏于安全的， ψ_s 的统计分布见表12和图11。

表12 收缩量计算的系数 ψ_s 统计分布

ψ_s	0.2~0.3	0.3~0.4	0.4~0.5	0.5~0.6	0.6~0.7	0.7~0.8	0.8~0.9	0.9~1.0	1.0~1.1	1.1~1.2	1.2~1.3	总数
频数	8	15	22	12	13	13	7	5	1	2	2	100
频率	8	15	22	12	13	13	7	5	1	2	2	
累计频率	8	23	45	57	70	83	90	95	96	98	100	

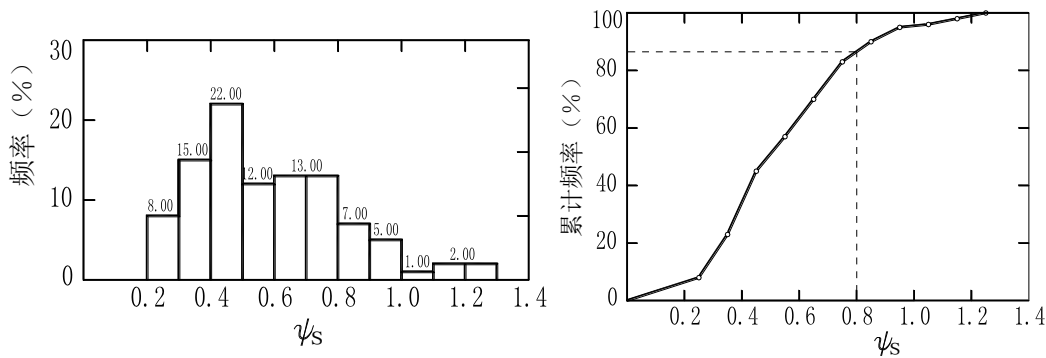


图11 收缩变形量计算经验系数 ψ_s 的统计分布状况

f) 计算收缩变形量的公式是一个通式，其中最困难的是含水量变化值，应根据引起水份减少的主要因素确定。如局部热源及树木蒸腾很难采用计算来确定其收缩变形量。

11.1.13 GB 50112编制时的研究证明，我国膨胀土在自然气候影响下，土的最小含水量与塑限之间有密切关系。同时，在地下水位深的情况下，土中含水量的变化主要受气候因素的降水和蒸发之间的湿度平衡所控制。由此，可根据长期（10年以上）含水量的实测资料，预估土的湿度系数值。从地区看，某一地区的气候条件比较稳定，可以用上述方法统计解决，这样可能更准确。从全国看，特别是一些没有观测资料的地区，最小含水量仍无法预测，因此，GB 50112规范组建立了气候条件与湿度系数的关系。从此关系中，还可预测某些地区膨胀土的胀缩势能可能产生的影响，及其对建筑物的危害程度。例如，在湿度系数为0.9的地区，即使为强亲水性的膨胀土，其地基上的胀缩等级可能为弱的I级，而在0.7、0.6的地区可能是II、III级。即土质完全相同的情况下，在湿度系数较高的地区，其分级胀缩量将低于湿度系数较低的地区；在湿度系数较低的地区，其分级膨胀量将高于湿度系数较高的地区。

湿度系数计算举例：

1) 某膨胀土地区，中央气象局1951年~1970年蒸发力^①和降水量月平均值资料如表13，干燥度大于1的月份的蒸发和降水量月平均值资料如表14。

表13 某地20年蒸发力和降水量月平均值

月份	蒸发力 /mm	降水量 /mm
1	21.0	19.7
2	25.0	21.8
3	51.8	33.2
4	70.3	108.3
5	90.9	191.8
6	92.7	213.2
7	116.9	178.9
8	110.1	142.0
9	74.7	82.5
10	46.7	89.2
11	28.1	55.9
12	21.1	25.7

注：由于实际蒸发量尚难全面科学测定，中央气象局按彭曼（H. L. Penman）公式换算出蒸发力。经证实，实用效果较好。公式包括日照、气温、辐射平衡、相对湿度、风速等气象要素。

表14 干燥度大于1的月份的蒸发和降水量

月份	蒸发力 /mm	降水量 /mm
1	21.0	19.7
2	25.0	21.8
3	51.8	33.2

2) 计算过程见表15。

表15 湿度系数 ψ_w 计算过程表

序号	计算参数	计算值
①	全年蒸发力之和	749.0
②	九月至次年二月蒸发力之和	216.3
③	$\alpha = ②/①$	0.289
④	$c = \text{全年中干燥度} > 1 \text{ 的月份的蒸发力减降水量差值的总和}$	23.1
⑤	0.726α	0.210
⑥	$0.00107c$	0.025
⑦	湿度系数 $\psi_w = 1.152 - 0.726 \alpha - 0.00107c$	0.917

由表15可知，算例湿度系数 $\psi_w \approx 0.9$ 。

11.1.14 实测资料表明，环境因素的变化对胀缩变形及土中水份变化的影响是有一定深度范围的。该深度除与当地的气象条件（如降雨量、蒸发量、气温和湿度以及地温等）有关外，还与地形地貌、地下水和土层分布有关。图12是云南鸡街在两年内对三个工程场地四个剖面的含水量沿深度变化的统计结果。在地表下0.5m处含水量变化幅度为7%；而在4.5m处，变化幅度为2%，其环境影响已很微弱。图13由深层测标测得土体变形幅度沿其深度衰减的状况，表明平坦场地与坡地地形差别的影响较为显著。本文件正文表47及表48给出的数值是根据平坦场地上多个实测资料，结合当地气象条件综合分析的结果，它不包括局部热源、长期浸水以及树木蒸腾吸水等特殊状况。

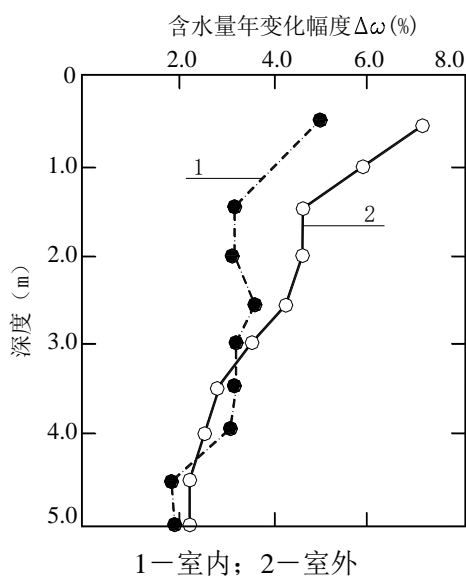
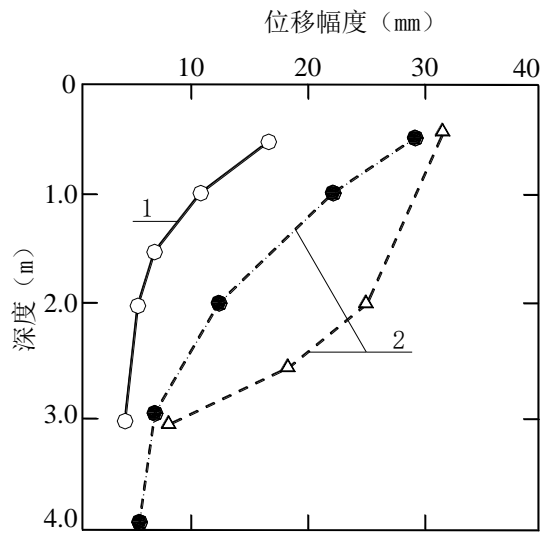


图12 土中含水量沿深度的变化



1—湖北荆门（平坦场地）；2—湖北郢县（山地坡肩）

图13 不同地形条件下的分层位移量

11.2 红黏土地基

11.2.1 本文件所列红黏土承载力表引自原GBJ 7-89，代表我国典型的红黏土分布地区(云、桂、黔)的经验。我省虽也有红黏土分布，但有关承载力的实际试验数据很少，因此目前只能借鉴外地已有的经验。至于次生红黏土，由于经过搬运再沉积，土质会有或多或少的改变，所以不宜完全按标准的红黏土去查表，而应按照地区经验并通过一定的测试手段确定承载力。对红黏土和次生红黏土采用原位测试或室内试验确定承载力的方法和标准原则上与一般土类并无不同之处。

11.2.4 上硬下软是典型红黏土最主要的特征，也是红黏土地基基础设计首先要考虑的问题。基础浅埋，可充分利用上部承载力较高的有利条件，但应对下部的软弱下卧层进行验算。红黏土与岩溶土洞往往是伴生的地质现象，如果上层红黏土厚度不大，基岩面以上有土洞发育，则应按本文件11.3的规定进行处理。

11.2.5 红黏土具有胀缩性，但主要表现为收缩。轻型建筑物一般整体刚度小，很容易由于不均匀的收缩变形而受损。将基础埋置在大气影响急剧层以下是避免或减少收缩变形最有效的办法。当然也可以按照膨胀土地基的某些处理方法，采取加宽散水，防止水分蒸发等措施。

11.3 岩溶、土洞及地面塌陷场地

11.3.1 本条引用GB 50007的规定，岩溶场地必须按本条规定经勘察确定场地岩溶发育程度。详细勘察中往往出现见洞隙率及线岩溶率偏小的现象，应予以重视，必须结合区域岩溶发育程度进行判定，必要时应增加钻孔数量。当采用嵌岩桩时，应以施工勘察的结果判断岩溶发育程度。

钻孔见洞隙率=（见洞隙钻孔数量/钻孔总数）×100%

线岩溶率=（见洞隙钻探进尺之和/钻探总进尺）×100%

这里特别强调，不应采用增加大量钻孔的措施试图查明岩溶的详细分布，大量的钻孔既达不到查明岩溶规模的目的，又容易诱发地面塌陷。

11.3.2 建筑用地日趋紧张，避开岩溶强发育区进行建筑十分困难，因此，当必须在岩溶强发育场地兴建甲、乙级建筑物时，应视具体情况进行分析研究，存在地下暗河、伏流的场地或串珠状溶洞强发育时，不宜作为建筑场地。湖北省通山、咸宁、赤壁等地情况复杂，应慎重对待。

11.3.3 当可溶性岩面以上直接覆盖第四系砂类土，且基岩中岩溶发育，应视为地面易塌陷区。武汉地区曾发生近二十起地面塌陷事故，造成多栋建筑物倒塌受损，汉南的岩溶地面塌陷威胁长江堤防安全。因此岩面以上的土层不能作为基础持力层，应采用嵌岩桩保证安全。嵌岩桩应采用大直径桩，单桩

承载力计算时不应计取基岩面以上土层的摩阻力，验算桩身强度时尚应考虑负摩阻力的影响，且应加强桩身配筋，以抵抗地面塌陷产生的水平力。

11.3.10 过去可溶性岩的施工勘察为一桩一孔，当桩直径较大时，一个施工勘察孔不能反映桩端岩石情况；岩石埋深超过40m时，施工勘察孔的垂直度难以保证，孔位与桩位可能错位，因此本条规定了增补施工勘察孔的具体要求。

过去发生的岩溶地面塌陷相当一部分系由于地质钻孔封闭不严诱发所致。因此，岩溶地区的勘探孔必须及时注浆封闭。

11.3.11

a) 湖北省可溶岩分布区域较广，岩溶发育深度大多在岩面以下5m以内，部分在10m以内，岩层表面溶沟、溶槽强烈发育，属岩溶浅层发育性质。岩溶发育的岩层呈蜂窝状，但岩石骨架有较高承载力。过去按国标、行标及湖北省地方标准的规定，岩溶地区嵌岩每桩布置1个~2个施工勘察孔，施工勘察孔在岩面以下5m及3倍桩径范围内未见溶洞、溶槽时，入岩深度仅要求不小于0.5m，不能提供嵌岩侧阻力。按上述规定多年来虽未发现质量、安全事故，但单桩承载力的安全度有可能达不到规范要求。近两年武汉等地区加强了工程桩钻芯检测，发现部分桩施工钻探孔在桩端以下未发现岩溶，而钻芯检测中发现桩端下存在不同程度岩溶现象，给桩基验收带来困难。结合地区长期经验，为增加岩溶地区桩基安全度，本条规定了桩端进入完整岩层表面的最小入岩深度不应小于桩身直径的2倍，且不应小于2m，桩端穿过岩石表面溶沟、溶槽，适当增加嵌岩侧阻力。对于串珠状溶洞，本文件增加了11.3.12规定，要求按施工勘探孔揭示的岩溶发育情况，嵌岩深度的总和（即桩身进入岩面的深度减去岩溶总高度）不应小于桩身直径的2倍，且不应小于2m。对鄂南地区存在地下河及大型溶洞的地区，应加强勘察工作，不应在地下河及大型溶洞上方兴建建筑物。

b) 岩溶中等和强烈发育的场地，岩溶分布无规律，当前的技术手段无法准确查明桩端以下岩溶的空间分布。过去规范规定必须逐桩进行施工勘察，逐桩确定终孔深度，当施工勘察揭示岩层表面5 m范围内为完整性岩时，桩端入岩深度可为0.5m。实际上施工勘察每桩1~2个钻孔不能全面反映桩端岩溶的分布，往往造成桩端以下仍存在不同程度的岩溶现象，此时桩端进入岩层表面仅0.5m，不能提供嵌岩侧阻力，对端承型桩而言存在安全隐患，因此增加了本条的规定。

c) 桩基设计单位应根据详勘及施工勘察情况经计算确定桩的承载性状，对桩端阻力大于桩侧阻力的桩应视为端承型桩，桩端进入可溶岩表面深度应符合本条规定。入岩深度增加后，设计中仍不计嵌岩侧阻力，将其作为安全储备。

d) 为保证桩端嵌入完整岩石的深度满足规范要求，施工勘察钻孔的深度必须相应增加，即钻孔进入岩层表面以下完整岩石的深度不应小于7m且不应小于5m+2倍桩直径。

e) 如一桩布置2个及以上施工勘察孔，应对比各施工勘察孔的柱状图，以不利情况作为该桩终孔依据。施工中应检查记录岩面埋深，在冲、钻无偏孔现象后开始计算入岩深度，保证桩端全断面入岩深度满足要求。

11.4 采空区场地

11.4.1 煤矿、金属及非金属矿采空区或邻近的边缘地段，是指地下矿层（体）被采出的空间（两端矿柱之间的空区）经过顶板和覆岩冒落后，扩展至地表的移动变形区及影响区的全部范围，其面积远远大于地下采空区。地表变形不只有下沉，还在特定部位伴随有对称或不对称的水平位移、弯曲和隆起变形；在山体、边坡下采矿，还会出现特殊的不对称变形区，既影响山体、边坡的稳定性，也可能影响坡脚外侧场地的稳定性。故所谓“采空区场地”应考虑以上广义的范围内各种变形的影响。

11.4.2 由于采空区的地表移动变形区及影响区的分布、变形特征与矿床的埋藏条件、地质构造、采矿方案、采矿方法及生产周期、顶板及覆岩性质所决定的冒落类型等诸多因素有关，若想以单纯的勘探而不去弄清各种采矿要素来评价采空区场地的稳定性和建筑的适宜性是不可能的。因此，对采空塌陷

区进行建筑适宜性评价时，应遵循收集资料、调查和测绘为主，勘探测试与变形监测为辅，综合评价的技术路线，收集资料主要包括下列内容：

a) 矿层的分布、层数、厚度、埋深和上覆岩土层的地层岩性、地质构造、岩体结构、地表水和地下水活动规律等。

b) 矿山开采设计资料：井巷位置、采区布置、安全矿柱分布的平面设计图和包括矿层（体）及其顶底板的地层、构造和井巷、采区和矿柱分布的剖面图。

c) 矿山开采生产过程及成果资料：各采区采掘过程的时间、空间分布及地面地下对照图；各采区的采深和采高及采掘方法及顶板管理方式。

d) 开采过程中地表移动的测绘资料和监测资料。测绘资料包括塌陷盆地范围、裂缝及边界裂缝分布的平面图和反映塌陷边界角及采空区上方对应的地表移动（塌陷）盆地各区段（中间区、内边缘区、外边缘区）特征的剖面图；监测资料包括各采区地表移动变形的监测数据和反映地表下沉全过程（初始期、活跃期、衰退期、稳定期）的下沉曲线图（图14）。

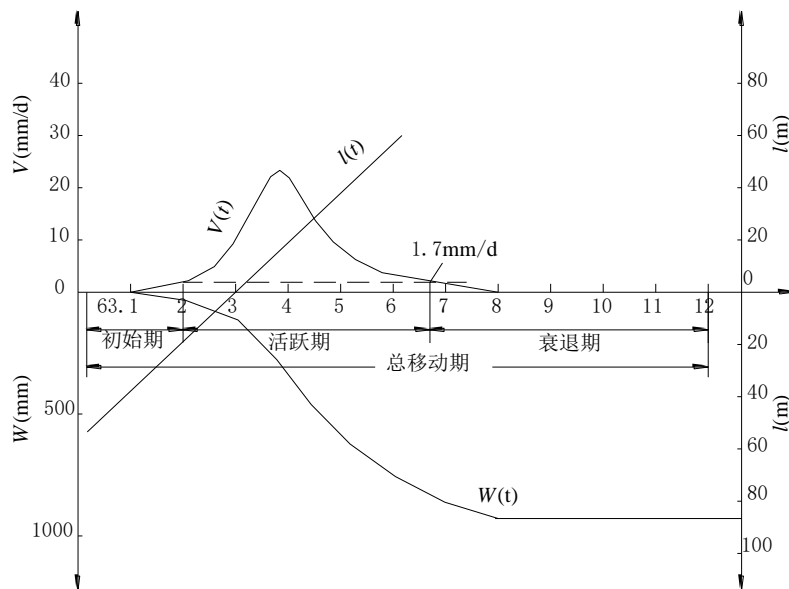


图14 地表移动延续时间的确定方法

e) 根据矿山地质构造、地层岩性、概化的矿体（层）覆岩地层组合及力学特征，区分覆岩是以软弱岩为主的岩体还是以坚硬岩为主的岩体，并结合采矿方法和顶板管理方法，综合判定覆岩垮落类型及其地表塌陷类型和变形、稳定状态：

1) 矿体（层）顶板以上的覆岩是以软弱岩层（页岩为主的砂页岩互层）为主时，多数为“三带型塌陷”，即顶板向上依次为垮落带、裂隙带和弯曲带，地表形成塌陷盆地并可划分出中间区（主下沉区）、内边缘区和外边缘区（下沉伴随水平位移）（图15）。

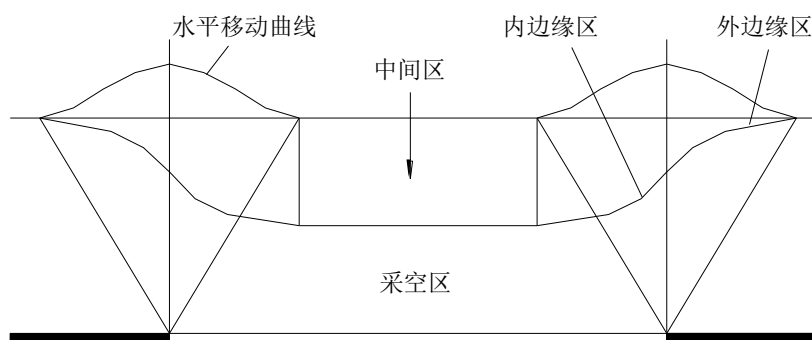


图15 近水平煤层充分采动时地表移动盆地分区示意

2) 矿体(层)顶板以上的覆岩以坚硬岩层(厚层坚硬砂岩、石灰岩、大理岩或岩浆岩)为主时,多为“切冒型塌陷”,即当厚层坚硬覆岩下方采空区达到一定面积时直达地表的一次性突然垮落和地表塌陷。这种类型的塌陷没有“三带”,而是塌陷体整体下沉,边界裂缝由采空区直达地表。一次性整体下沉后,地表变形基本稳定(表16)。

表16 覆岩类型及典型冒落类型

序号	覆岩类型	冒落类型	变形特征
1	覆岩全部为可冒落岩层,一般以软~中硬的砂页岩为主。	三带型	覆岩破坏可分为冒落带、裂缝带和弯曲带;当冒落带和裂隙带不能达到地表时,则地表出现连续性变形;当冒落带和裂隙带能达到地表时,则地表出现非连续性变形。
2	煤层上面某一高度存在一定厚度的极坚硬岩层。	拱冒型	在长臂陷落法开采的情况下,随着采空区的扩大,极坚硬岩层以下的岩层发生拱型冒落,冒落达到极坚硬岩层时形成悬顶。此时,围岩形成“自然拱”或无支撑“砌体拱”、“板拱”。近煤层的顶板岩层受到破坏,远离顶板的岩层不受破坏,地表只产生微小下沉。
3	全部为极坚硬覆岩,当采用条带法或刀柱法开采时。	弯曲型	当煤柱面积占30%~35%,且尺寸适当,分布均匀时,极坚硬岩层形成悬顶,覆岩不发生冒落破坏。地表变形值很小,最大值一般不超过煤层采高的5~15%。
4	全部为极坚硬覆岩	切冒型	当开采深度较小且煤柱面积小于30%~35%,极坚硬岩层不能形成悬顶,煤柱也不能形成稳定支座。地表突然陷落,地表裂缝直通采空区,地表形成“断陷”式盆地。
5	全部覆岩为极软弱的急倾斜岩层或土层。	抽冒型	当开采深度较小或接近冲积层开采时,覆岩变形不能形成悬顶,采空区内无冒落矸石支撑时,覆岩会发生“抽冒型”破坏,地面形成漏斗状陷坑。

3) 不同的采矿方法(如长臂式大面积开采、条带式开采、房柱式开采)和不同的顶板管理方法(如全部陷落法、充填条带法、垮落条带法)对“三带型塌陷”和“切冒型塌陷”的地表移动过程的表现也不相同。如“三带型”塌陷:在充分采动(全部陷落法)的情况下发生连续地表移动并形成较完整的塌陷盆地;在非充分采动情况下发生非连续地表移动,地表塌陷呈现不连续、不规则形态的“切冒型塌陷”;在充分采动(全部陷落法)的情况下发生一次性整体下沉,地表变形很快达到稳定。非充分采动(条带式开采

或房柱式开采)情况下可能发生非连续地表移动或长期不发生塌陷,这种情况下地面长期处于不稳定状态。

11.4.3 在充分搜集矿山设计、开采及地面变形监测资料的基础上进行现场调查、分析、评价。主要调查内容如下:

a) 地貌调查包括地表裂缝分布(尤其要确定塌陷区边界裂缝)、地表陷坑、台阶、边缘区水平位移以及塌陷区外侧鼓胀、隆起特点,将现场调查资料与搜集的矿山设计、开采及监测资料进行核对,最终确定塌陷区范围及其中间区、内外边缘区和鼓胀隆起区的大体位置。根据矿山监测资料和现场调查的微地貌特征,判定连续地表移动塌陷区的地表移动变形是否已处于衰退期或稳定期;非连续地表移动塌陷区的边界裂缝是否由顶板切至地表,覆岩塌陷是否充分。

b) 对处于采空区上的山体、边坡(陡壁)进行地质测绘,查明地质构造、地层岩性及其产状。对山体、边坡进行岩体结构类型划分和节理裂隙统计。根据结构面组合关系判断边坡(陡壁)倾斜、崩塌或座落的可能性。对外倾软弱结构面进行极限平衡验算,判定山体、块体滑移的可能性。

c) 对采矿山体塌陷边界角外侧的缓坡段或坡脚外侧的平缓地段的地表变形进行调查或监测,确定这些地段是否因塌陷山体的不对称挤压而产生鼓胀变形和地表隆起。

11.4.4 在评价、划分场地建筑的适宜性和稳定性时,终采时间及其后的地表移动延续时间和采深采厚比(H/M)是主控因素,其中定量标准为地表变形(倾斜、曲率、水平变形)容许值。

a) 地表移动延续时间(T)的确定。

1) 根据最大下沉点的下沉与时间关系曲线及下沉速度曲线确定地表移动延续时间T,见图14,图中:

- ① 下沉10mm时为移动期开始的时间;
- ② 连续6个月下沉值不超过30mm时,可认为地表移动期结束;
- ③ 从地表移动期开始到结束的整个时间为地表移动的延续时间;
- ④ 在地表移动过程的延续时间内,地表下沉速度大于50mm/月(1.7mm/天)(矿层倾角小于45°),或大于30mm/月(1.0mm/天)(矿层倾角大于45°)的时间称为活跃期;从地表移动期开始到活跃期开始的阶段称为初始期;从活跃期结束到移动期结束的阶段称为衰退期。

2) 当无实测资料时,地表移动的延续时间T可按以下公式确定:

当 $H_0 \leq 400$ m时
$$T = 2.5H_0$$

当 $H_0 > 400$ m时
$$T = 1000 \exp\left(1 - \frac{400}{H_0}\right)$$

式中:

H_0 ——平均开采深度(m);

T——地表移动延续时间(天)。

3) 当地表变形已超越 $T = 2.5H_0$ (天),但仍小于 $5H_0$ (天),即仍有缓慢的残余变形时,宜接续或重新进行地表变形监测。

b) 国家标准GB 51044中对采空区稳定性的判定提出了以下几种判别方法:

表17 按终采时间判别场地稳定性

稳定状态	不稳定	相对稳定	稳定
终采时间	<2H(天)或≤1年	2H~3H(天)且>1年	>3H(天)且>2年
注: H——采空区采深(m)。			

表18 按地表移动变形特征判别场地稳定性

稳定状态	不稳定	相对稳定	稳定
地表移动变形特征	非连续变形	连续变形	连续变形
		盆地边缘区	盆地中间区
	地面有塌陷坑、台阶	地面倾斜、有地裂缝	地面无地裂缝、台阶、塌陷坑

表19 按顶板岩性及覆盖层厚度判别浅层采空区场地稳定性

稳定状态	不稳定	相对稳定	稳定
顶板岩性	无坚硬岩层分布或为薄层或软硬岩层互层状分布	有厚层状坚硬岩层分布且 $15.0\text{m} > \text{层厚} > 5.0\text{m}$	有厚层状坚硬岩层分布且层厚度 $\geq 15.0\text{m}$
覆盖土层厚度	$< 5\text{m}$	$5\text{m} \sim 30\text{m}$	$> 30\text{m}$

表20 按地表移动变形值判别场地稳定性

稳定状态	评价因素				备注
	下沉速率 V_s / (mm/天) 及下沉值 / mm	剩余倾斜 Δi (mm/m)	剩余曲率 ΔK ($\times 10^{-3}/\text{m}$)	剩余水平变形值 $\Delta \epsilon$ (mm/m)	
稳定	$< 1.0\text{mm}/\text{天}$, 且连续6个月累计下沉 $< 30\text{mm}$	< 3	< 0.2	< 2	同时具备
相对稳定	$< 1.0\text{mm}/\text{天}$, 但连续6个月累计下沉 $> 30\text{mm}$	$3 \sim 10$	$0.2 \sim 0.6$	$2 \sim 6$	具备其一
不稳定	$\geq 1.0\text{mm}/\text{天}$	> 10	> 0.6	> 6	具备其一

表21 按煤(岩)柱稳定系数判别场地稳定性

稳定状态	不稳定	相对稳定	稳定
煤(岩)柱稳定性系数	< 1.2	$1.2 \sim 2$	> 2
注: 本表适用于穿巷、房柱及单一巷道等类型采空场地的稳定性定量评价。			

11.4.5 当已确定为适宜建筑地段,即总体上已处于基本稳定但局部仍有欠稳定或可能活化的局部地段,或对特别重要的建(构)筑物下的采空区,可考虑采用注浆加固冒落带的治理措施。注浆治理应在勘探资料清楚的基础上进行专项设计。

11.4.6 民间小窑采空区,是指非正规开采的小矿井。这类小矿井往往既无地质资料,也无设计图纸和生产记录,对这类小矿采空区,除访问当事人了解采矿过程概况外,主要应通过调查、测绘、钻探或物探,掌握矿层(体)埋藏条件、地质结构、采深采厚及覆岩性质等资料,根据终采时间和地表变形的宏观特征,必要时进行地表变形监测,判定其稳定性和建筑适宜性。一般情况下,以避让为宜,若无法避让,应采取可靠的治理措施。

11.5 城市人防洞室

(无说明)

12 桩基础

12.1 一般规定

12.1.1 本章所述及的桩基础，仅限于建筑工程中最常用的混凝土预制桩和灌注桩低桩承台基础。

12.1.2 关于桩的分类

桩基设计时桩型选择及其构造要求与桩的分类及其使用范围有关，本文件按桩的受力情况、使用功能、成桩方法以及桩截面大小四种情况分类。

工程实践表明成桩的挤土效应对桩的承载力、成桩质量及环境往往产生不利影响，是桩基设计可行性和可靠性的重要因素。按成桩的挤土情况分为非挤土桩型，如钻孔灌注桩和人工、机械挖孔桩等；挤土桩型，如静压或打入式预制桩和沉管灌注桩等；部分挤土桩，如预成孔后压入或打入预制桩、开口管桩、长螺旋钻孔压灌混凝土桩等。

12.1.3 除本条规定条件外，尚应注意收集地质条件相同或相邻建筑的桩基静载试验资料。对于地质复杂和荷载较大的一柱一桩的桩基，勘察布孔尚应提出具体的要求。

12.1.5 关于桩的设计原则

a) 对于锤击预制桩和静压预制桩，为使达到设计要求的深度、往往采用过度锤击或超压力静压，易使桩身强度受到损坏等情况，设计应考虑桩身强度具有一定潜力。

d) 本条对桩端持力层选用作了原则性规定。

e) 对于同一结构单元内的桩基础，规定不应选用压缩性差异较大的土层作为桩基持力层，和不宜采用部分摩擦型桩和部分端承型桩，是因为桩基差异沉降不易控制。

f) 岩溶地区的桩基，当岩溶层面上覆盖较厚的 Q_3 老黏土层，且桩底下老黏土有足够厚度时，可利用其作为桩基持力层。当必须采用嵌岩桩时，应对岩溶进行施工勘察。

g) 膨胀土地区的桩基，在大气影响急剧层内，膨胀土层失水时土体收缩，桩侧阻力丧失，潮湿时土体膨胀使桩侧面产生向上的抬升的胀切力。而且膨胀土体湿胀、干缩现象能可逆性反复进行。因此在大气影响急剧层上、下桩段由侧、端阻力，桩顶荷载、桩身自重组成平衡力系。其设计应符合GB 50112的相关规定。

h) 当承台底地基土承载力较高而桩基为摩擦型桩时，基础荷载首先由刚度大的桩基承受，当桩顶产生沉降时，基础荷载的一部分将转移至承台地基，最终经过基础沉降协调使桩土共同受载。当承台底面以下存在液化土、高灵敏软土、欠固结土、新填土，或可能出现震陷、降水、沉桩过程产生土体隆起时，不应考虑承台底土的抗力。

i) 在沉桩有挤土、振动效应时（尤其是饱和软土中设置挤土桩），如设计和施工不当，就会产生明显的挤土效应，导致邻桩断裂或缩径（特别是未凝固的灌注桩），地面隆起桩体上抬，从而降低承载力增加桩基沉降。挤土效应和振动效应有时还会损坏邻近建筑物和地下管线等设施。沉桩的振动和噪声也会干扰周边居民的正常生活，特别是学校、医院等正常工作，这也是桩基设计选型的重要因素。

j) 对夯扩桩、振动或锤击灌注桩、载体桩桩长的限制，是考虑保证施工安全和成桩质量的需要。当场地条件、施工机械能力以及施工经验均具备时，应经过技术论证和成桩试验后适当加长。

对夯扩桩、沉管灌注桩、载体桩由于成桩过程中的挤土效应，产生桩体受损，地面上隆、桩体上浮等较为普遍，故对其使用范围作了严格的控制，在淤泥、淤泥质土及 $f_{ak} \leq 70 \text{kPa}$ 的场地仅局限于多层住宅桩基。

尤其当桩身穿越淤泥，淤泥质土或 $f_{ak} \leq 70 \text{kPa}$ 饱和软土层时，应进行成桩试验，因上述软土的流变性容易使桩体产生严重缩径乃至断桩的质量事故。此外挤土灌注桩当穿越上述土层时，应当采取减慢拔管速度、保证管内混凝土高度和适当增加桩顶混凝土灌注高度等提高桩体混凝土凝固前抵抗软土回缩挤压的综合措施，以保证桩身混凝土灌注质量。

k) 对不应采用人工挖孔桩（墩）的工程地质条件和水文地质条件作了严格的规定，以及对挖孔护壁形式和材料要求及挖孔桩深度均作了明确规定，是为了确保人工挖孔桩的施工安全。当护壁参与桩（墩）身抗压计算时，混凝土护壁强度等级应与桩（墩）身相同。

人工挖孔实施前尚应编制详细的施工组织设计和完善的安全技术措施，并按相关规定进行技术论证。

l) 对高度超过50m的高层建筑灌注桩基承台下存在 $f_{ak} \leq 60 \text{kPa}$ 软土时，应对上述软土进行换填或加固，目的是为了提提高软土地地高层建筑桩基的整体性和抗震性能。

m) 根据武汉地区经验，高层建筑桩基由于部分工程桩注浆管因故堵塞，经静载试验其竖向承载力约为同一工程后注浆桩设计承载力估算值的2/3，其他抽检后注浆正常的工程桩的静载试验承载力与设计要求基本一致，约为非后压浆桩承载力试验值的1.3倍左右。同时在不少后压浆桩基工程中，注浆量及承载力离散性较大，为确保后压浆桩基工程总体质量，应慎重确定后压浆桩单桩承载力。当静载试验单桩承载力超过同类非后压浆单桩承载力静载试验值或后压浆桩预估计算值的1.3倍时，不应盲目采信，应经分析后适当降低设计单桩承载力，提高系数不应大于1.3。对嵌岩桩端后压浆桩，后压浆作为对桩底薄层沉渣的技术处理措施，不考虑单桩承载力的提高。

n) 对预制方桩规定边长不应小于200mm是指锚杆静压桩以及为控制沉降而设置的减沉桩；预制管桩规定桩径不应小于300mm和沉管灌注桩管径不小于325mm是为了保证成桩质量。对人工挖孔桩规定最小桩径不宜小于1000mm，是出于保证施工安全和体现以人为本适当改善劳动条件的考虑。

12.1.7 本条对桩基承载力计算时应考虑负摩阻力的条件作了规定。

12.1.8 本条对桩混凝土强度等级按承载力、施工工艺及土层条件和耐久性等要求作了规定。对于水下浇注的混凝土应考虑水下浇注对设计强度等级的不利影响，要求其配比强度等级较设计强度提高1~2个等级，混凝土质量应按配比强度进行验评。桩身混凝土强度现场钻芯验证时可按设计强度评定。

12.2 构造要求

12.2.1 桩中心距的选定，是一个复杂的问题，它与荷载、土性、桩径、桩的类型（摩擦型、端承型）、成桩工艺（挤土、非挤土）、施工难度、群桩效率、承台底土抗力的发挥以及承台造价等诸多因素相关。因桩距选择不当所引起的沉桩困难、邻桩受损的事故时有发生，因此合理确定桩的中心距是桩基设计工作的重要环节。

对于扩底桩（人工或机械扩底），为使扩底不至于塌孔，确保施工安全和扩底质量，扩底直径不应大于桩身直径的2.5倍。同时为了保证桩侧阻力得到有效发挥，对于摩擦端承型扩底桩的最小中心距和扩底间净距作了规定。对于不计桩侧摩阻力的端承型桩基或墩基，在施工条件许可或采取跳挖跳打措施能有效避免扩底坍塌时，其扩底净间距可不受限制。

对于长螺旋钻孔压灌混凝土桩，虽然属于部分挤土桩，但成桩时混凝土具有较高压力，在软土中充盈系数较大，扩径明显，容易引发串孔事故，故桩中心距不应小于 $3.5d$ 。

12.2.2 本条对桩端进入持力层的最小深度提出了具体要求。

a) 桩端进入持力层的最小深度考虑了各类土层中成桩的可能性和尽量提高其端阻力的发挥水平。对岩溶发育的灰岩，由于基岩表面不整合，故入岩深度应适当增加。

当持力层较薄且桩端下存在软弱土层时，如桩端进入持力层过深反而会降低承载力。当持力层较厚且施工条件许可时，宜利用端阻力随桩端进入持力层深度增加而增大的特性，使桩端进入持力层深度达到临界深度以提高桩基的承载力。

根据武汉地区的工程实践，夯扩桩进入密实砂土或硬塑黏性土中深度不宜过大，有的工程对比试验表明，在相同持力层中，桩端进入持力层中深度较深的单桩承载力反而比进入持力层深度较浅的单桩承载力低，其原因就是进入持力层深度过大，反而不利于扩大头的形成，同时也易造成桩机的损坏，有的资料表明在持力层面上夯扩成桩，也获得成功。

c) 当桩端持力层下存在软弱下卧层时，对桩端下持力层的厚度作了规定，并提出满足承载力和变形的要求。这是因为存在软弱下卧层时，桩基承载力受到进入持力层深度、持力层厚度及软弱下卧层承载力、变形的双重制约。

d) 各类预制桩采用压桩力或锤击贯入度与桩长“双控”沉桩时，当设计桩端以下无软弱下卧层时，宜以压桩力和贯入度控制为主，桩长为辅的原则，这是因为沉桩中土层被挤密后（尤其在砂类土层中），往往达不到预期的沉桩深度，如设计人员一味追求以桩长控制，则桩身易在超压或过度锤击的施工过程中损坏。如果对沉桩深度存有疑惑时可作补充勘察。

e) 同一基础下的桩基，其桩端宜位于同一持力层内，是为了保证各桩的承载力和变形基本一致，从而确保桩基的承载力和变形满足设计要求。对于预制桩在桩身强度许可时，可采取适度超压和超打的措施减少相邻桩的桩端高差。当持力层起伏较大时，桩端高差的允许值应进行持力层坡面稳定性分析，必要时采用联合承台或适当补桩的措施。

12.2.3 桩的主筋应经计算确定是指承载力要求高的端承型桩、抗拔桩、抗水平力和抗弯桩以及预制桩的主筋应经计算确定，同时规定了各类桩的最小配筋率，灌注桩的最少钢筋根数和最小钢筋直径。

对于柱下单桩基础，如大跨度框架或排架结构，不能同时在二个方向设置基础梁时，尚应考虑柱底弯矩的影响，使桩身的配筋与柱的配筋相匹配。对于桩周和承台底以下为软弱土层的桩基，其钢筋数量宜适当增加。

12.2.5 桩身配筋的长度

a) 桩基承台下存在淤泥或淤泥质土层时，对于挤土型灌注桩，为避免在成桩施工时发生软土与其下土层界面处产生断桩，以及受邻桩施工挤压时桩身缩径等质量问题，使桩基配筋部分嵌固于相对较好的土中，提高桩基侧向水平抗力，因此要求将桩基纵向钢筋穿过上述软土土层，且进入下部土层不应小于1m。

c) 受水平荷载和弯矩较大的桩，纵向钢筋的长度应通过计算确定，计算应符合JGJ 94的有关规定。

d) 位于坡地岸边的桩基，桩基将承受一定的水平力，故其纵向钢筋应通长配置。对于抗拔桩、端承型桩及嵌岩桩，因承载需要桩身钢筋也应通长配置。

12.2.8 对于一柱一桩的大直径灌注桩，可设置承台或将柱与桩直接连接。当柱与桩的连接不能满足柱底固接要求时，则应二个方向设置基础梁。基础梁的刚度和承载力应满足柱底固接要求。

12.2.9 本条规定了多层砌体结构墙下基础梁与大直径人工挖孔桩（墩）的连接构造，使连接构造简化。按本条规定在桩（墩）顶设置桩（墩）帽可保证桩与基础梁的整体连接。其钢筋构造可参照框架顶层的梁柱连接，并应满足钢筋锚固长度的要求。

12.2.10 桩基平面布置时宜使桩基的合力点与竖向永久荷载合力作用点重合，避免产生附加弯矩而使桩基受力不均。如因施工等原因产生桩移位时，不应仅作扩大承台的简单处理，而应按桩偏位实际情况进行桩基和承台验算。当必须在底层门窗洞口下布桩时，应增大基础梁的刚度。

12.3 桩基承载力计算

12.3.1~12.3.2 群桩中单桩桩顶竖向力采用了正常使用极限状态标准组合下的竖向力，承台及承台上土自重采用标准值。其意义在于以荷载标准组合值确定桩数，与天然地基确定基础尺寸的原则相一致。同时避免了设计值、标准值相混淆，便于应用。

12.3.3 为保证桩基设计的可靠性，规定建筑物单桩竖向承载力特征值应采用竖向静载试验确定。设计等级为丙级的次要的轻型建筑物可采用静力触探及标准贯入试验参数确定单桩竖向承载力特征值。确定单桩竖向承载力时，应重视类似工程、邻近工程的经验。

嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩石的嵌岩桩，规范给出了单桩竖向承载力特征值的估算公式(78)，只计端阻。简化计算的意义在于硬质岩强度超过桩身混凝土强度，设计以桩身强度控制，不必要计入侧阻、嵌岩阻力等不定因素。当然，嵌岩桩并不是不存在侧阻和嵌岩阻力，有时侧阻和嵌岩阻力占有很大的比例。对于嵌入破碎岩和软质岩石中的桩，单桩承载力特征值则按正文公式(76)进行估算。

为确保大直径嵌岩桩的设计可靠性，必须确定桩底一定深度内岩体性状。此外，在桩底应力扩散范围内可能埋藏有相对软弱的夹层，甚至存在洞隙，应引起足够注意。岩层表面往往起伏不平，有隐伏沟

槽存在，特别在碳酸盐类岩石地区，岩面石芽、溶槽密布，此时桩端可能落于岩面隆起或斜面处，有导致滑移的可能，因此，规范规定在桩底端应力扩散范围内应无岩体临空面存在，并确保基底岩体的稳定性。实践证明，作为基础施工图设计依据的详细勘察阶段的工作精度，满足不了这类桩设计施工的要求，因此，当基础方案选定之后，还应根据桩位及要求专门性的桩基勘察，以便针对各个桩的持力层选择入岩深度、确定承载力，并为施工处理等提供可靠依据。

通过静载试验确定单桩竖向抗压承载力时，对于符合12.1.7规定的需计入桩侧负摩阻力的情况，应考虑单桩静载试验时与单桩正常使用时桩土相对变形的不同，通过计算提高单桩竖向抗压静载试验的最大加载量，以满足单桩正常使用时竖向抗压承载力特征值的要求。

12.3.7 本条修订时，增加了抗拔灌注桩的裂缝计算规定；根据GB/T 50476-2019第3.5.4条的规定，对裂缝宽度无特殊外观要求的，当保护层设计厚度超过30mm时，可将厚度取为30mm计算裂缝的最大宽度；因此本条给出桩身裂缝宽度计算时混凝土保护层厚度可取30mm的规定。

12.3.9 采用预制桩植桩法施工，当最大锤击应力或压桩力与直接采用锤击法或静压法施工的最大锤击应力或压桩力接近时，预制桩工作条件系数宜按锤击法或静压法施工情况取值；当最大锤击应力或压桩力较小时，工作条件系数的取值由设计单位根据工程实际情况和相关标准确定。

12.4 桩基沉降计算

12.4.1~12.4.3 桩基沉降计算是一项复杂的工作，多本标准作了不同的经验拟合计算规定。根据湖北省的经验，选取了等代实体法。等代实体的底面积按桩长范围内土层内摩擦角 ϕ 的加权平均值，取 $\phi/4$ 向下扩散至桩底进行计算。与GB 50007推荐的等代实体法一致。

从经验拟合这一观点出发，GB 50007在这一条款中的修订工作主要是收集大量实际工程资料进行统计分析。修订组共收集了上海地区93幢建筑的完整实测资料和工程计算资料，在随后的资料复查整理中，因各种原因共放弃了其中24幢建筑物的资料，实际用于分析的建筑物共69幢。在统计分析的过程中逐步确定了各项计算规定，最后确定了桩基最终沉降量计算的经验修正系数 ϕ_p 。为了得到确定的统计结果，作了一系列经验性的规定。

a) 统计分析中的计算规定及说明：

1) 统计时是将各幢建筑物中心点计算沉降值或最大计算沉降值与实测各点的平均沉降值进行比较。计算得到的最大沉降值，不是代表建筑物在某处实际发生的最大沉降值，而是估算的建筑物最终平均沉降。因为缺少实测倾斜值与计算值的对比统计资料，也因为这种算法不考虑上部结构的刚度，可能严重歪曲了实际的不均匀沉降。估算建筑物平均沉降时，一般可选取建筑物中心点作为沉降值计算点，此时荷载分块数 $m=4$ ，若计算点任意选取，可取最大计算沉降值作为估算结果。

2) 公式中所用的压缩模量 E_s 为计算深度处土在自重应力至自重应力加附加应力作用下的压缩模量。一般采用勘察报告中提供的由室内土工压缩试验得到的数值。压缩模量的取值对于沉降计算有很大的影响，但由于目前对于原位试验本身及其试验结果与室内试验得出的 E_s 之间的规律尚未有较明确的统一认识，目前仍采用室内压缩试验得出的压缩模量。待今后进一步积累经验，再行修订。

3) 在引用GB 50007附录R.0.3表时，根据武汉地区经验，对于 $\bar{E}_s < 15\text{MPa}$ 一档，改为 $6\text{MPa} \leq \bar{E}_s < 10\text{MPa}$ 和 $10\text{MPa} \leq \bar{E}_s < 15\text{MPa}$ 两档，其经验系数由0.5改为0.5~0.8。

12.4.4 当承台形状复杂或布桩不规则时，采用等代实体法计算沉降较困难，可采用明德林应力公式计算地基中的附加应力。用分层总和法计算沉降时，在桩端以下一定范围内分层适当加密，一般区域分层厚度可取1m。

上海市在应用明德林应力公式计算中积累了较多经验，其计算经验系数见表22，可供参考。

深厚软土中的端承型桩基不宜采用明德林公式计算地基中的附加应力。

表22 沉降计算经验系数

桩端入土深度 /m	<30	40	50	70
沉降计算经验系数 ψ_m	1.1	1.05	0.9	0.75
注：表内数值可以内插。				

12.5 桩基承台设计

12.5.1 二桩承台的设计要求按梁式承台设计。考虑到二桩承台设计施工中存在两桩中心的连线与柱中心不重合，在设计和施工中由于桩位偏心引起承台的扭矩应进行计算，并配置相应的抗扭纵筋和抗扭箍筋。同时应考虑扭矩对桩顶与承台连接的影响，此时宜设置联系梁来平衡扭矩或加强桩顶与承台的连接构造。

上部为砌体结构的桩基承台梁可以按以桩为支座的墙梁或连续梁进行设计。当按墙梁设计时，承台梁上部砌体应符合GB 50003中墙梁上砌体的有关构造要求，并应考虑施工过程中砌体尚未完全达到设计强度时的工作状况和加载情况。

12.5.7 承台间的连接，通常应在两个相互垂直方向上设置连系梁，对于单层工业厂房排架柱基础横向跨度较大、设置连系梁有困难时，可在纵向设置连系梁，在端部应按基础设计要求设置地梁。

13 基础设计

13.1 无筋扩展基础及扩展基础

13.1.1 考虑到灰土基础、三合土基础在本省应用很少，本文件未考虑列入这部分基础的构造要求，如特殊情况需要使用，可按GB 50007的规定采用。

13.1.2 正文表57中提供的无筋扩展混凝土基础台阶宽高比的允许值。当基础单侧扩展范围内基础底面的平均压力值超过300 kPa时，应按下式验算墙(柱)边缘或变阶处的受剪承载力：

$$V_s \leq 0.366f_t A$$

式中：

V_s ——相应于作用基本组合时的地基土平均净反力产生的沿墙(柱)边缘或变阶处单位长度的剪力设计值。

f_t ——基础混凝土抗拉强度设计值。

A ——沿墙(柱)边缘或变阶处基础的垂直截面面积(m²)。当验算截面为阶形时其截面折算宽度按附录I计算。

上式是根据材料力学、素混凝土抗拉强度设计值及基底反力为直线分布的条件下确定的，适用于除岩石以外的地基。岩石地基上的无筋扩展基础设计时应对应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。

13.1.8 现浇钢筋混凝土柱通过短柱与基础连接，在满足本条的规定条件时，短柱顶可作为上部结构底层柱计算的固定端进行分析。短柱的计算可把上部结构底层柱底的内力作为荷载施加于短柱顶面进行结构分析。同时，短柱的构造配筋应满足本条的规定，短柱中的箍筋应按复合箍配置。当不能满足本条的规定条件时，短柱应和上部结构柱一起按变阶柱或框架柱进行结构分析，按其实际受力情况和刚度比分配内力，并按柱的要求进行配筋和构造设计。

13.1.11 试验结果和工程实践表明，当冲切破坏锥体落在基础底面以内时，基础截面高度由受冲切承载力控制。

13.1.12 本条正文中的公式(126)和(127)是以基础台阶宽高比小于或等于2.5，以及基础底面与地基土之间不出现零应力区为条件推导出来的弯矩简化计算公式，适用于除岩石以外的地基。对阶梯形及锥形独立基础，可将其截面折算成矩形，其截面折算宽度及有效高度按附录I计算。

13.1.13 当柱下独立基础底面两个方向的边长比值有可能大于2时,基础受力状态接近于单向受力,墙下条形基础底板为单向受力,柱(墙)与基础交接处不存在受冲切的问题,仅需对基础进行斜截面受剪切承载力验算。

13.1.14 在无地下室的框架结构中,当基础埋置深度较大时,地上一层柱的嵌固部位取基础顶面显然不合理,可采取地面下设柱墩(短柱)、拉梁和钢筋混凝土刚性地坪等结构措施。

13.2 柱下条形基础

13.2.1~13.2.2 基础梁的截面高度应根据地基反力、柱荷载的大小等因素确定。在选择基础梁的截面时,距柱边缘处基础梁的受剪截面和斜截面承载力尚应满足现行GB/T 50010的要求。

对柱下条形基础梁的内力计算方法,本文件划分了按连续梁计算内力的适用条件。满足此条件的一般柱距及中等压缩性的地基都可考虑地基反力为直线分布。当不满足此条件时,宜按弹性地基梁法计算内力,分析时采用的地基模型应结合工程实际条件和地区经验进行选择。

13.3 筏基与桩筏基础

13.3.1 平板式筏基具有抗冲切及抗剪切能力强的特点,且构造简单,施工便捷。

13.3.2 偏心距 e 的大小对建筑物倾斜起主要作用。高层建筑由于楼身质心高,荷载重,当筏形基础开始产生倾斜后,建筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量,而倾覆力矩的增量又产生新的倾斜增量,倾斜可能随时间而增长,直至地基变形稳定为止。因此对高层建筑偏心距要求严格,对于多层建筑及硬土地区可以适当放松。

13.3.3 防水混凝土抗渗等级应按表23选用。

表23 防水混凝土抗渗等级

埋置深度 d /m	设计抗渗等级
$d < 10$	P8
$10 \leq d < 20$	P8
$20 \leq d < 30$	P10
$30 \leq d$	P12

13.3.4 筏形基础底面的压力,偏心荷载作用时,当偏心距 $e > b/6$,出现 P_{\min} 负值的情况时,筏板悬臂部分下的地基土有可能与悬臂板脱开,悬臂板由于土和板自重引起正向弯曲,应在悬臂板上部增加配筋。对于高层建筑的筏形基础,要求 $P_{\min} \geq 0$,不允许出现脱开情况。

13.3.5~13.3.9 应该注意的是地基土反力应采用设计值。

13.3.15 $L_0/h < 5.0$ 的简支钢筋混凝土单跨梁或多跨连续梁按深受弯构件设计。其中 $L_0/h \leq 2$ 的简支钢筋混凝土单跨梁和 $L_0/h \leq 2.5$ 的简支钢筋混凝土多跨连续梁称为深梁。计算方法和构造要求,应符合GB/T 50010的有关规定。

13.3.17 试验表明,当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时,高层建筑的荷载通过裙房基础扩散,使裙房基础下地基反力相对较大,因此本条提出高层建筑与其紧邻一跨的裙房筏板应采用相同厚度。高层建筑连同紧邻一跨的裙房其变形相当均匀,因此,当需要设置后浇带时,后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第一跨内。当满足本条规定的条件时,后浇带可设在第二跨内。

13.3.24 桩与筏板共同分担建筑物荷载是客观存在,当采用摩擦型桩的桩筏基础,在施工初期,由于上部结构整体刚度尚未形成,此时的上部荷载主要由筏底桩间土来承担,随着上部楼层施工的进展,上部结构整体刚度逐渐形成,此时所增加的上部荷载渐次从基底土转为由桩来承担。

13.4 地下室设计

13.4.1 本条给出了后浇带构造示意图,地下室外墙的后浇带构造,应符合相关标准的要求。

13.4.2 所谓大洞口,是指直径或边长超过1/3建筑物宽度的洞口。当开设的洞口虽然不是大洞口,但其尺寸影响水平力传递时,应采取相应的结构措施,如加大洞口四周的板厚,或在洞口周边设梁。

13.4.3 鉴于目前地下室构造底板漏水情况较多，且大多有抗浮要求，参照JGJ 476的规定，本次修订时，将地下室构造底板最小厚度调整为350mm。

13.4.5 已建工程地下室外墙裂缝的统计资料表明，地下室外墙裂缝大部分是垂直裂缝。外墙水平筋按照细而密的原则布置在竖向筋的外侧是控制垂直裂缝的措施之一。

13.4.6 当地下室外墙外侧存在地连墙或护坡桩时，土压力可以考虑护坡桩的作用进行折减，折减系数由设计人员根据支护结构的水平刚度及完好程度确定，地下连续墙、大直径混凝土护坡桩，折减系数可取0.5~0.7，较小直径混凝土护坡桩、粉喷桩或搅拌桩重力式挡墙，折减系数可取0.8~0.9。水土分算时，水压力不应折减。

13.4.7 当地下室层数较多时，地下二层及以下各层地下室外墙的水平侧压力很大，设计时应考虑其对地下室水平构件的轴力影响。

13.5 地下建筑物抗浮设计

13.5.1 地下建筑物的浮起不仅是地下水的浮力作用，在基坑回填土未夯实的情况下或地下室周边为富含水的深厚杂填土等透水土层，在雨水等地面水的长期作用下，地下建筑物常发生浮起、结构损坏的事故，因此地下建筑物均应进行抗浮验算。

首先应对地下建筑物在抗浮设计水位作用下会不会浮起进行稳定性验算。稳定性包括整体稳定和局部稳定，地下建筑物往往会发生局部浮起，因此应特别注意局部稳定性的验算。在地下建筑物稳定性得到保证的前提下，再对地下室底板及外墙等构件进行强度和抗裂验算。

13.5.2 当地下建筑物埋于相对隔水层，地下水最高水位低于基底标高，考虑地下建筑物处于地面水及地下水的长期作用，如采取可靠措施能同时满足本条规定的8个条件，可靠阻断上层滞水渗入基底时，方可不考虑上层滞水浮力作用。

当地下室周边有薄层杂填土、砂类土等透土层，可采取换填措施隔断地面水和地下水，换填的范围不小于基坑回填土外2m，换填深度应进入相对隔水层顶面以下不少于0.5m。

13.5.3 抗浮设计水位的确定是抗浮设计的首要条件。由于地下建筑物一旦浮起，将难以修复，因此对甲、乙级设计等级建筑物，不仅要考虑设计工作年限中的安全，尚应考虑建筑物使用寿命内的安全，抗浮设计水位应取历史最高水位。

由于上层滞水及地面水有可能采取隔断措施，而潜水、承压水、岩溶水等地下水隔断困难，不同性质地下水的抗浮措施不同，因此必须分别提出与抗浮设计有关的上层滞水、承压水、潜水、岩溶水、裂隙水等不同性质地下水的抗浮设计水位，不能混为一谈。

上层滞水水位变化无常，且不可能获取上层滞水的历史最高水位，因此宜取地下建筑物使用阶段地面标高为上层滞水抗浮设计水位。对地下建筑物处于较长斜坡上的情况，可分段取最不利标高作为上层滞水抗浮设计水位。当地面有长期渍水的可能时，尚应考虑渍水的影响。

当地下建筑物基底以下为相对隔水层，下部赋存承压水，当承压水最高水位高于基底标高，考虑地质钻孔等封闭不严及沿桩周渗水等因素，承压水有可能进入地下建筑物基底，因此不宜考虑隔水层的隔水作用。当采取可靠阻隔承压水的措施后，方可考虑隔水层的隔水作用。

对紧邻江河、湖泊一级阶地的地下建筑物，承压水的标高与江河、湖泊水位紧密相关，据荆州大堤荆州段及洪湖段承压水位的长期观测结果表明，距长江不同距离的承压水位与长江水位的关系如下式：

$$Y=Ae^{-ax}$$

式中：

Y ——距长江边某点承压水位

A ——长江水位

X ——某点距长江边距离

a ——衰减指数，荆州0.00011~0.00041，均值0.00023，国家点0.00026；江陵0.00014；洪湖0.00012~0.00030。

经计算承压水头坡降基本呈线性变化，坡降率为：3‰~10‰，国家点为：7.8‰。

武汉长江紫都楼盘两年观测结果承压水头坡降率约为：5‰~10‰。

三峡蓄洪后2000年~2011年12年间汉口站长江最高水位为25.62m（黄海高程），最低水位11.50m，最高水位超过长江警戒水位25.21m。长江历史最高水位为27.64m。

由于承压水位变化与场地土层性质、分布及长江水位维持时间等诸多因素相关，在防洪控制区（武汉距江边500m）建议承压水头坡降率取5‰~8‰，控制区以外江河一级阶地承压水位可根据当地经验取值，武汉市一级阶地可取地面以下3 m左右为承压水抗浮设计水位。

襄阳等地汉江一级阶地下部砂卵石层渗透系数较大，承压水的坡降率应根据当地经验取值。

长江最高水位的确定，武汉市考虑三峡蓄洪影响，可根据建筑物的重要性在长江警戒水位(25.21m)与长江最高水位(27.64m)之间取值。其他地区应根据历年水位统计确定江河最高水位。

由于江河最高水位维持时间有限，属罕见情况，在此工况下只需保证地下建筑物不被浮起破坏，因此可适当降低抗浮稳定的安全系数。抗拔构件的安全系数不再采用2，可根据抗拔构件抗拔试验，以容许拔起量所对应的荷载作为抗拔构件的抗拔力特征值参与计算，为保证安全，抗拔构件的抗拔安全系数不应小于1.5。底板及抗拔构件等的抗裂验算应采用江河最高水位时场地水位进行计算。

承压水、裂隙水、岩溶水等的抗浮设计水位的确定较为困难，如有该地区长期观测资料，可以确定最高水位时，应采用最高水位作为抗浮设计水位。无资料时，根据地区经验及建筑物重要性由勘察、设计单位共同研究，将实测水位适当提高作为抗浮设计水位。

13.5.4 地下建筑物抗浮措施常采用压重或设置抗拔构件的方法。采用沿地下室外墙周边设置土中盲沟、排水沟、集水井等降低地下水位的措施，有几个弊病：一是增加长期抽水的维护及运转费用；二是基坑回填土质量不易保证，盲沟下沉及长期土中细颗粒进入盲沟造成盲沟堵塞，使盲沟失效；三是维护检查困难。因此应慎重采用。

13.5.5 当抗拔构件间距较小，有可能引起整体上拔破坏时，尚应按整体上拔破坏的情况验算抗浮稳定性。

13.5.6 抗拔锚杆试验要点可参照GB 50007和JGJ 476等相关规定执行。

13.6 墩基础

13.6.1 在实际工程中墩基础的应用较为普遍，其基本要求是地基承载力按深埋基础天然地基的方法进行计算。

当墩基础有效墩高不小于6m时，随着墩基埋深的加大，其受力和破坏状态趋向于和桩基一致。当仍按墩基础设计方法计算地基承载力时，应结合工程实际，按变形控制进行建筑物基础的设计，同时墩身的配筋应符合桩基的配筋要求。

13.6.2 采用一柱一墩的墩基础，柱与墩的连结以及墩帽(或称承台)的构造，应视设计等级、荷载大小、连系梁布置情况等综合确定。墙下墩基多用于多层砖混结构建筑物，设计不考虑水平力，墙下基础梁与墩的连结只需考虑构造要求，采取插筋连结即可。可设置与墩顶截面一致的墩帽与基础梁一同浇注。采用墩基础的多层建筑，墩中心距如同天然地基，不必受桩基中有关中心距的限制，但相邻墩底高差应当考虑持力层的稳定性。

13.6.3 地基基础设计等级为甲级的建筑物墩底持力层承载力特征值可用孔内墩底平板载荷试验、岩基平板载荷试验、深层平板载荷试验、螺旋板载荷试验等方法确定。宜在勘察工作中进行，也可配合施工在施工阶段进行。

有效墩高超过6m且墩周土强度较高时，墩周摩阻力将有所发挥，此时可不考虑墩身及扩大头面积上部土自重的影响。当桩周土为淤泥、淤泥质土、欠固结填土及软土时，应计入墩身及扩大头面积上部土层自重的作用。

13.7 山区地基基础

13.7.1 山区地基与平原相比，一般其工程地质条件较复杂，主要表现在地基的不均匀性和建设场地的稳定性两方面，且因地形高差变化较大，建筑物各基础的埋深的一致性也受到影响。建筑物采用岩石地基时，应结合场地条件因地制宜确定基础形式，可采用浅埋和深埋相结合的方式，结合考虑地基承载力，地基稳定性和变形控制要求，确定基础的埋深。当基础处于不同持力层上时应重视对场地稳定性与建筑物变形差异的计算和控制。

13.7.2 高层建筑当基础埋深不满足本文件规定要求时，可采用岩石锚杆基础。

13.7.5 当上部结构传来基础的荷载为轴心受压或小偏心受压时，位于裂隙不发育，整体性好，岩石坚硬程度为较硬岩石，且无风化特征的岩石地基上的基础，可采用不扩展柱基。对基础荷载存在水平力和受拉的情况进行分析验算，并采取相应措施满足受力要求。在需要进行抗震设防的区域采用不扩展柱基时，基础应当满足有关抗震设防要求。

13.7.6 坐落在斜坡上的建筑物基础，其坡面稳定是应该给予足够重视的问题。应考虑设置坡面基础后由于开挖土方或地表水下渗、地下水埋藏深度变化等原因，破坏了山坡的平衡条件，导致产生滑坡和崩塌。同时斜坡上的建筑物基础对地基增加附加应力后，斜坡的整体稳定和基础下坡面的局部稳定问题也应予以重视，并应控制建筑物的差异变形在本文件规定的限值之内。

14 地基基础抗震设计要点

14.1 一般规定

14.1.2 建筑物分为甲类、乙类、丙类、丁类四个抗震设防类别。抗震设防类别划分应遵照国家标准GB 55002和GB 50223的规定。本条考虑局部突出地形对地震参数的放大作用，由于情况比较复杂，对各种可能出现情况的地震动参数的放大作用都做出具体规定是很困难的。GB 55002-2021第4.1.1条文说明给出了增大系数的计算公式，可供参考。

14.1.4 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上，或部分采用天然地基部分采用桩基，主要是考虑地震波的影响不同而对建筑抗震不利。另外尚应考虑性质截然不同的地基或部分天然地基部分桩基对沉降的不利影响。墩基础为埋置深度较深的深基础，属于天然地基，其有关规定详见本文件的第13章。至于复合地基与天然地基在同一结构单元的使用问题，应考虑二者模量的差异，当模量相近时，可考虑同时使用。

本条根据GB/T 50011的规定，针对山区房屋边坡工程和地基基础设计，提出了明确的抗震要求。抗震设计方法可参考GB/T 50011的相关说明。

14.1.5 框架—抗震墙结构、板柱-抗震墙结构中的抗震墙和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙以及底部框架—抗震墙砌体房屋中的落地抗震墙均是这类结构中的主要抗侧力构件，当地基土较弱，基础刚度和整体性较差，在地震作用下抗震墙基础将产生较大的转动，从而降低了抗震墙的抗侧力刚度，对内力和位移都将产生不利影响。

14.2 天然地基和复合地基

14.2.1 本条参考GB 55002和GB/T 50011最新修订版的规定进行了修改。GB 55002对上部结构规定各类建筑均应进行构件截面抗震承载力验算，因此当抗震设防烈度为6度时，天然地基、复合地基及基础除本条规定可不进行抗震承载力验算以外的建筑均应进行抗震承载力验算。

14.2.2~14.2.4 在地震作用下，基底压力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。

14.3 桩基

14.3.1 根据GB55002的规定，本条扩大了抗震设防烈度为6度时应进行桩基抗震承载力验算的建筑范围。

14.3.2 对于单桩水平向承载力抗震验算，本条根据上海市DGJ 08-11-1999提出7度抗震设防烈度的低桩承台，符合条件的抗震设防类别为丙、丁类的建筑可不进行单桩水平向承载力抗震验算，并由承台(或地下室)正面填土的水平抗力(取被动土压的1/3)与桩共同承担水平地震作用的计算方法。

14.4 抗震措施

14.4.1 本条饱和土液化判别要求不含黄土、粉质黏土。

14.4.4 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。

15 地基基础施工

15.1 一般规定

15.1.1 地基与基础工程的施工，场地的岩土工程地质勘察资料非常重要。基础工程的施工又影响邻近建筑物和地下设施，对这些建筑物及设施的类型、分布及结构状况的掌握，有利于基础工程施工的安全与质量，同时又可使这些设施得到保护。由于地质资料不详或对邻近建筑物与设施没有充分重视而造成的基础工程质量事故或邻近建筑物与设施的破坏，时有发生。施工前尽可能准确掌握必要的资料，做到心中有数是非常重要的。施工依据之一是设计图纸及文件，施工组织设计或施工方案是指导施工的的必要文件，本条b)、d)是必须的。基础施工若需开挖基坑，为保证基坑周边环境、边坡及工程桩的安全与质量，应制定相应的边坡支护、土方开挖、降排水等设计与施工方案。深基坑工程需遵循湖北省地方标准DB 42/T 159的有关规定，施工遇汛期尚应遵守防汛管理部门的有关规定。

15.1.2 地基基础技术要求严格，属隐蔽工程，关系到整个工程的安全，必须强化地基基础工程的验收，参加验收的各方人员需符合GB 50300的要求。地基基础工程施工中，虽有勘探资料，但常有与地勘资料不符或异常情况发生，致使工程不能顺利进行。为避免不必要事故或损失，施工遇到异常情况出现应停止施工，待妥善解决后再继续施工。本条文主要强调了基础施工的基本工作程序及对坑底土的核验要求。

15.1.3 由于地下工程的不确定性因素较多，沉降观测数据能较准确地反映建筑物在施工期间地基基础的实际沉降变形程度与趋势，应以此作为确定施工作业方法的依据之一，同时可检验地基基础成果的质量。

15.1.4 当前地基与基础工程中，由于片面追求节省投资和加快进度，对安全性和环境保护缺乏足够的重视和预见，往往导致施工过程中对场区周边建（构）筑物、各类设施、居民正常生活产生较大的影响，有的甚至造成事故。因此强调事先制定针对性的防护措施。

15.1.5

a) 对水下浇筑混凝土的钻孔桩，为保证桩端阻力的发挥，施工过程中对孔底沉渣厚度的控制至关重要。终孔后虽然进行了清孔，但因安装钢筋笼、导管对孔壁的影响以及孔内泥浆的沉淀等因素，在浇筑混凝土前必须再次检测桩端沉渣厚度，特别是施工中成孔完成后到浇筑前放置的时间过长、施工中塌孔、钢筋笼或导管挂/刮孔壁等异常情况可能造成沉渣厚度过大的桩更应仔细检测，当沉渣厚度超过规定时应进行二次清孔。二次清孔宜采用导管顶部加装反循环或气举反循环装置进行清孔。对于孔壁无粗颗粒土采用正循环成孔的桩，钢筋笼及导管安装后应继续进行泥浆置换清孔，直至混凝土灌注前经检查沉渣厚度满足要求后，方可停止清孔。钻孔灌注桩在水下浇筑混凝土前，除对孔底沉渣厚度采用专门仪器进行测量并记录外，尚应测量孔深是否与终孔时一致。

b) 钻孔灌注桩在水下浇筑混凝土时，由于钢筋笼和导管挂/刮孔壁、钢筋笼和导管安放过程中塌孔、泥浆沉淀等因素产生的孔底沉渣往往较厚。钻芯检测表明：水下浇筑混凝土的钻孔桩桩底沉渣厚度过大问题较为普遍，严重影响了工程质量，遗留了较大的安全隐患，因此在混凝土浇筑前必须进行沉渣厚度检测，保证成桩质量和工程安全。

15.1.6 近年对于桩底不同沉渣厚度的试桩结果表明，沉渣厚度不仅影响端阻力的发挥，也影响侧阻力的发挥。浇注混凝土之前，孔底沉渣厚度指标的规定，对端承型桩不应大于50mm；对摩擦型桩不应大于100mm，这是多年灌注桩的施工经验。

15.2 土方开挖与回填

15.2.1 土方开挖是地基基础施工中一项很重要的工作，为指导土方开挖，需制定详细的土方开挖施工方案。为保证方案的完整性、可行性、安全性与经济性，条文对方案的具体内容作出了明确的规定，如降排水措施及季节性施工措施、支护方案、应急措施等。

15.2.3 土方开挖要分层均衡进行很重要，分层厚度应根据工程的具体情况（包括土质、环境等）决定，开挖本身是一种卸荷过程，应防止局部区域挖土过深、卸载过速，降低土体抗剪性能，引起土体失稳。由于土方未分层开挖造成的基坑失事、工程桩的偏斜甚至断裂事故时有发生，因此对挖土顺序必须认真对待。挖出的土方如堆置于基坑边，将会使基坑的实际主动土压力超过计算值，对软土区极易造成基坑边坡失稳，当土质较好确需在基坑边临时堆土时，应进行专门设计，充分考虑地面超载的作用。根据武汉地区的大量工程实践经验，为防止挖土机械对工程桩的碾压而破坏桩体，条文特别强调对夯扩桩、CFG桩、沉管灌注桩、预制桩等小直径的桩基，在设计桩顶标高以上的1 m以内的土方应采用人工开挖方式。

15.2.4 诸多建筑基坑边坡失事的发生，无不说明了防排水系统对边坡稳定性的重要影响，排水系统对维护基坑的安全极为重要，必须详细全面了解周边地面排水情况，制定防排水措施，并保证地基基础施工期间防排水系统的正常安全运转。

15.2.5 在基坑底应设置排水沟及集水井，及时用泵排除坑底积水，确保坑底土体原状结构。

15.2.6 基础施工完毕验收合格后方可进行回填。

15.2.7 雨季对边坡的稳定是极其不利的，同时在雨季进行地基基础施工也会直接影响到基础工程的质量。

15.2.8 基底土如若受冻，将会破坏基底土体原状结构，影响地基土的承载力。

15.3 大体积基础混凝土施工

15.3.1 明确了大体积混凝土的定义。

15.3.2 大体积混凝土工程施工时，除应满足普通混凝土施工所要求的混凝土力学性能及施工性能外，还应控制有害裂缝的产生。GB 50496和GB 50666均对大体积混凝土施工作了规定。施工前应编制满足上述要求的专项施工方案，通过技术交底和现场监督，切实贯彻落实。

15.3.3~15.3.4 为了掌握大体积混凝土的温升和降温的变化规律以及各种材料在各种条件下的温度影响，需要对大体积混凝土进行温度监测控制。混凝土内部温度是由水泥水化热的绝热温度、浇筑温度和混凝土的散热温度的叠加，内部与表面温差过大，会产生温度应力和温度变形，温度应力与温差成正比，当温度应力超过混凝土内外的约束时，会产生裂缝。另外浇筑温度与外界气温有直接关系，外界气温越高，浇筑温度也越高，当气温下降，会大大增加外层混凝土与内部的温度梯度，因而会造成温差和温度应力，从而出现裂缝，所以控制表面温度与外界气温温差是防止裂缝的重要一环。混凝土表面裂缝多数发生在浇筑初期，而初期的表面温度骤降是引起表面裂缝的主要原因，日平均气温在2天~4天内连续下降6℃~9℃时，未满28天龄期的混凝土在暴露表面可能产生裂缝。必须指出，在龄期3天~5天拆模的混凝土使表面混凝土突然暴露在较冷的空气中，也相当于一次气温骤降，因此拆模后必须立即进行保温。

15.3.5 根据大体积混凝土特性与产生裂缝的原因分析，在控制大体积混凝土温度和收缩裂缝方面可采取多种技术措施，主要有本条文所列举的6条措施。当采用在混凝土中埋设冷却水管降温的方法时，应注意防止冷却水管周边产生凝结水裂缝。

15.3.6 混凝土浇筑温度系指混凝土振捣后，在混凝土表面下50mm~100mm深处的温度。

15.3.7 目前对于混凝土的水化热绝热温升值公式有三种，根据工程的具体实践经验认为条文中所列计算公式比较符合实际。混凝土的最高温升计算时间偏晚，如能根据不同情况调整m的取值，可能会使计算更接近实际。现代混凝土已与传统混凝土不同，其胶凝材料除水泥外，尚有较多的其他掺合料和外加剂，这些掺合料和外加剂对水化热量均有一定的影响，计算时应给予考虑。

15.3.8 此条文的主要目的是为了保证大体积混凝土的整体性与密实性。设置基础后浇带不仅可以减轻约束作用，缩小约束范围，同时也可利用浇筑的层面进行散热，降低混凝土内部的温度，后浇带的

设置和处理应满足相关国家规范的规定，当设计无具体规定时，其间距一般为20m~30m，缝带宽1m，可在后浇带形成40天后封闭，冬季可适当延长。

15.3.9 全面分层是将整个结构浇筑层分为数层浇筑，当已浇筑的下层混凝土尚未凝结时，即开始浇筑第二层，如此逐层进行，直到浇筑完成。此种方法可适用于结构平面尺寸不太大的工程，一般长方形底板宜从短边开始，沿长边推进浇筑，亦可从中间向两端或从两端向中间同时进行浇筑。分段分层适用于厚度较薄而面积或长度较大的工程。施工时从底层一端开始浇筑混凝土，进行到一定距离后浇筑第二层，如此依次向前浇筑其他各层。斜面分层适用于结构的长度超过厚度3倍的工程，振捣工作应从浇筑层的底层开始逐渐上移，以保证分层混凝土之间的施工质量。

15.4 钻孔灌注桩后压浆施工

15.4.1 钻孔灌注桩后压浆工艺的适用土层和钻孔灌注桩的适用土层并不完全相同。钻孔灌注桩后压浆工艺(侧压和端压)的适用土层主要是考虑到其可压性，在黏土层采用后压浆是不合适的，在砂层、碎石土中压浆的效果较理想，压浆提高承载力来源于两个方面，一方面桩端土层被加固，提高了端阻力；另一方面浆液会沿桩身向上，对桩下部周围的土体也起到了加固，提高了桩下端部分土体的摩擦力，此外，端压浆使钻孔灌注桩回淤清理不干净的沉渣问题得到了一定的解决，但这并不意味着采用后压浆工艺的钻孔灌注桩可以放松对回淤的控制。并均应进行试桩。

15.4.4 对于直径较大的桩($d>1200\text{mm}$)，为保证端压浆的可靠性和效果，应增加压浆竖管的根数并均匀设置。因为在起吊、安装过程中，压浆管容易损坏，从而影响压浆效果，端压浆下部钢管伸出钢筋笼底部以下的长度不宜过长。

15.4.5 后压浆能提高钻孔灌注桩的承载力是由于固化剂对土体空隙的填充、固化等作用，所以，压浆量应作为主要控制指标，压力应作用辅助控制指标，并且均应通过试桩确定。针对不同土层、不同孔隙比和不同深度，同一直径桩的压浆量实际上是有区别的，表中规定的是最小压浆量，作为试桩前的参考压浆量，当场地附近出现渗浆情况时，不能盲目地认为压浆量够了，就终止压浆，此时应采用间隔复压、掺早强剂、封闭渗浆通道等方法，保证压浆量。在15.4.11中强调应首先用低档(低压)，然后逐步加压，以保证压浆效果。

15.4.7 压浆成败的一个重要环节是压浆通道是否通畅，所以必须坚持在浇注混凝土后12h~24h内用清水将喷口冲开，并且如果发现桩端成孔存在塌孔情况，应提前压清水。

15.4.8 考虑到压浆管很薄，并且桩基施工是昼夜连续进行，如采用焊接连接方式，很容易把压浆管焊破，易发生压浆管堵塞，从而会使浆液不能压到指定的位置，导致压浆效果不佳，实际施工中丝扣连接能有效避免这些问题。

15.5 长螺旋钻孔压灌桩施工

(无说明)

15.6 旋挖灌注桩施工

15.6.4 旋挖钻机重量较大、机架较高、设备较昂贵，保证其安全作业是极为重要的。在本文件15.6.4~15.6.7中，强调其作业的注意事项，这些是旋挖钻机无循环工艺在武汉地区使用后得出的极为重要的经验教训，是经过惨痛教训后的总结，也是能否成功应用的关键环节。

15.6.13 目前实际工程中采用了几种不同的隔水栓，如预制混凝土隔水栓球、砂包、细石混凝土隔水栓，大量的施工实践经验表明，从施工的方便程度、可靠性和经济性、隔水栓对桩身混凝土的影响等方面综合考虑，现浇细石混凝土隔水栓是介于刚性和柔性隔水栓之间的一种，具有较好的可操作性。

15.6.15 关于导管理深的多少，一直是施工企业争论不休的问题，根据目前的施工技术水平、导管配置情况和大量的检测统计表明，导管的埋深宜为4m~6m，并且直径较大的桩取大值，直径较小的桩取小值，埋深太浅容易出现断层，埋深太深容易出现堵管等意外情况。

15.7 岩溶区灌注桩施工

15.7.1 对于埋深较浅的土洞，采用直接开挖换填处理经济性更好。

15.7.3 为了预防岩溶洞隙钻穿时，发生泥浆大量流失，导致桩孔坍塌，一般采用多配置泥浆及时向孔内补浆的办法。

15.7.4

b) 当钻孔至溶洞顶板以上1.0m时，为了避免泥浆突然大量流失，导致桩孔坍塌，只能采用逐渐钻穿溶洞顶板的方法。而用低频率、小冲程冲击成孔工艺是实现这一目的的较好方式。

c) 采用该种施工方式是为了避免因岩层产状倾斜产生钻孔“顺层跑”，从而导致桩孔垂直度超标。

e) 注浆预处理的目的是提高充填物的强度进而防止该部分孔壁坍塌。

f) 地下水水量较大的溶洞，一般体积较大，混凝土难以充填，埋设护筒隔离是较好的方法。对于独立的多层空洞，采取多层护筒隔离，为了避免因护筒变形影响护筒埋设，护筒的直径级差一般不小于15mm。

15.8 预制桩施工

15.8.4 本条是保证预制桩施工质量的必要条件之一。很多预制桩工程的实例表明，由于表层地基土的承载力不够、含水量较大、排水不畅通等原因容易造成静压机沉陷和难以行走，这些现象均会对桩位和已施工的桩产生不良影响，甚至需要采取补桩、增大承台等措施。

15.8.10 采用蒸汽养护的桩，应采用自然养护时间和强度双控，除应满足100%的混凝土强度外，对自然养护时间作出了规定，同时为防止桩身破损，应选择夹持摩擦力大而夹持力小的静压桩夹具。

15.8.12 预制桩的接头质量对桩基础的结构完整是至关重要的。预制桩的焊接方法有多种，除了标准图集中提出的角钢连接外，在武汉市还经常采用具有良好受力性能、经济、焊接时间短、便于施工的连接方法，如“预制桩装配式可调平刚性接头装置”等。

15.8.17 预制桩的设计压力值应通过试桩确定，本条明确了其所述条件下的终止沉桩的条件。一般地，当设计压力值已满足要求，桩端已进入持力层而桩端设计标高未达到时，应保持稳压1min~2min，稳压下沉量应通过试桩确定；对土层分布不均或存在不太厚的硬隔层时，可能会发生设计压力值达到要求，而桩端标高不满足要求的情况，此时应根据工程实际，采取适当措施。

15.8.18 整个工程的预制桩是否沉桩到位，与静压机的配置和压桩能力密切相关，本条规定了静压桩机配备重量的下限，同时为保证后续施工桩的质量，杜绝采用“浮船法”沉桩。预制桩的起吊装置有多种方式，如吊环、预埋管等，如采用预埋管则应验算该处的各种指标是否满足设计要求，压桩机的夹具不应压在该处，否则会导致桩身断裂或破损。

15.8.19 锤击过程能量传递，会对周边设施和建筑物产生不利影响，因此锤击前应先进行评估并应采取重锤轻击等相应措施尽量减小其影响范围。避免锤击时引起桩顶、桩身开裂。采用桩垫可减少桩身的损坏。

15.9 山区地基施工

15.9.1 山区一般地质条件和环境条件比较复杂，地基基础施工稍不注意时容易引发滑坡、崩塌地质灾害。所以在地基基础施工前编制施工组织设计和制定保护环境的安全措施，可以起到防患于未然的作用。

当边坡开挖或地基基础施工会影响边坡稳定或危及邻近建（构）筑物、市政道路、管线安全时，应对边坡进行治理，必要时进行基坑工程设计。若是永久性边坡应按永久性边坡进行治理。目的是为了防边坡开挖或地基基础施工引发滑坡、崩塌地质灾害，危及邻近建（构）筑物、市政道路、管线等的安全。

15.9.4 由于边坡开挖后，边坡应力平衡遭到破坏，土质及软质岩石遇水等风化作用下，岩土强度降低，边坡容易失稳，所以强调边坡开挖后应根据边坡治理设计文件立即进行治理。

15.9.5 岩层层面或主要结构面与边坡开挖面倾斜方向一致时的顺向坡，岩层层面或主要结构面倾角（ α ）与边坡面坡角（ θ ）大小关系不同与边坡稳定性有很大关系。当 $\alpha < \theta$ 时，一般称为顺倾坡(如图16a)，边坡稳定性差；当 $\alpha = \theta$ 时，一般称为层面坡(如图16b)，边坡较稳定；当 $\alpha > \theta$ 时，一般称为伏倾坡

(如图16c),边坡稳定性好。所以当岩层层面或主要结构面与边坡开挖面倾斜方向一致时的顺向坡,应根据岩层倾角大小确定边坡的防护方法。

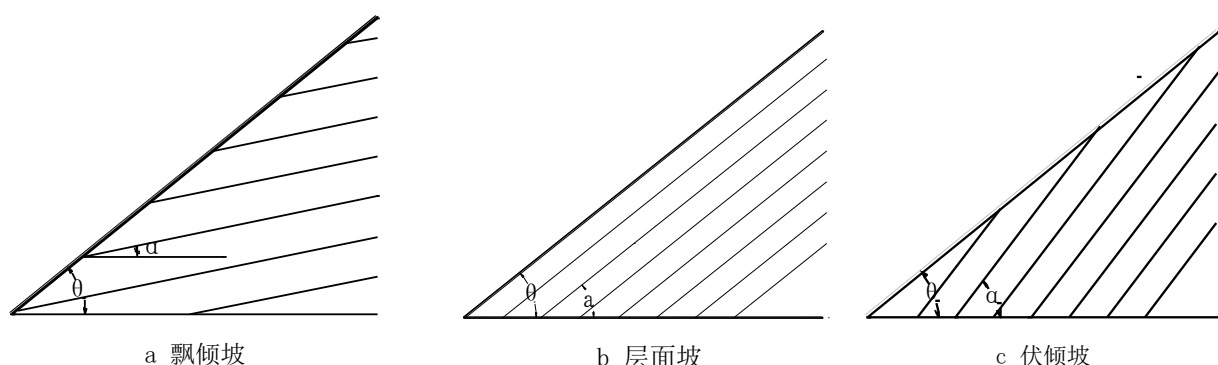


图16 结构面倾角与坡面倾角关系

15.9.8 易于软化的岩、土,如泥岩或土遇水后强度会急剧降低,所以施工时要求不应被水浸泡。有时难保证岩、土被水浸泡时,可以采用预留100 mm~200 mm保护层办法处理。

15.9.9 在山区施工常会遇到边坡、洪水或潜在地质灾害(如滑坡、崩塌)影响区。施工用临时设施(如工棚)或堆放重要设备、器材时应避开这些地段。十堰城区曾发生过多次由于施工用工棚或塔吊设备在未治理的边坡下面(下缘),一场降雨,边坡失稳,产生滑坡,造成人员死亡和设备砸坏事件。这种情况应避免。

15.10 其他灌注桩的施工要点

15.10.1 人工挖孔桩施工时,对桩端土及时封底是保证桩基础承载力的关键。一些工程人工挖孔桩的各方面质量控制均较好,但就是没有及时封底,导致沉降过大,引起工程质量事故。人工挖孔桩施工时应特别注意人身安全,对有害气体和液体、承压水、淤泥的治理,以及雨季施工、挖出土的堆放和孔口的覆盖等,均要采取一系列切实可行的安全措施。

15.10.2 有些施工单位图省事,对大直径冲击成孔灌注桩采用一次冲击成孔,由于其冲击钻头重量大,引起周边设施和建筑物产生裂缝、沉降等。因此,强调大直径冲击成孔灌注桩应逐级成孔。

16 轨道交通与邻近建筑

16.1 一般规定

16.1.1 本条轨道交通主要指市域范围内在不同型式轨道上运行的大、中运量的公共交通系统,是当代城市中地铁、轻轨、单轨、自动导轨系统、磁悬浮现代有轨电车等轨道交通的总称。因此这一含义决定了轨道交通工程的施工工艺、建筑结构型式、功能种类繁多。轨道交通附属建筑包含直接和间接服务于轨道交通正常运营的地上、地下工程,如出入口、地面风亭、地面高架的天桥、与主体分离的变电所、冷却塔、地面疏散通道、控制中心等等。邻近轨道交通主体及附属建筑兴建的或既有的工业与民用建筑物与轨道交通主体及附属建筑在施工、使用过程中可能发生相互干扰、相互影响的问题,二者协调不当有可能造成重大损失或事故。编写本章规定的目的旨在规范轨道交通与邻近建筑二者的关系准则,便于相互了解和沟通,尽量减少相互干扰,确保轨道交通与邻近建筑在建设和使用过程中的安全。

16.1.2 本条所指设计工作年限是指在一般维护条件下,能保证主体结构工程安全正常使用的最低时长。轨道交通车站、附属地上及地下建筑的主体结构、区间线路(含高架、地面及地下隧道)设计工作年限为100年;与主体结构相连的构件,如内部夹层板、站台板、楼梯、轨顶风道板等,维修和置换会影响正常运营时,其设计工作年限也宜为100年。

16.1.3 轨道交通建筑的设计应考虑使用要求、岩土工程条件、周边环境、施工方法等因素,在满足轨道交通安全和使用要求的前提下,为节省工程投资和实施时减少对城市正常生活秩序的影响,应减少周边管线、建筑物的迁改和对周边环境的干扰。

城市轨道交通车站一般布置在主要人流集散点和各种交通枢纽（铁路、民航、公路等）节点上，沿线多为城市繁华地段，既有生活设施密集，实施期间与周边环境相互关系的处理是关系工程能否顺利进行的主要甚至是决定性因素。因此，轨道交通的设计除考虑功能和施工工艺之外，对交通、管线、建筑物等周围环境应仔细分析、处理。

16.1.4 本条规定属于轨道交通岩土勘察工作内容，具体细则按照GB 50307的规定执行。

16.1.5 本条针对在轨道交通规划控制保护地界内、外新建的与轨道交通正常运营无直接关系但可能影响彼此工程安全的建筑物时应遵守的规定。这类“邻近”工程需要进行“邻近程度”及对彼此工程“危害程度”的评定。一是为轨道交通工程的安全采取必要的措施，二是为解决可能的纠纷提供依据。当设计不能明确时，需要组织专家进行专项论证。周边环境与轨道交通工程的邻近关系和风险分级可参考GB 50652的相关规定。

其中，周边环境与轨道交通地面工程的距离按工程外轮廓投影间的最近距离考虑。

16.1.6 在轨道交通规划控制区内兴建建筑物将对轨道交通主体及附属建筑物带来直接的影响，规划应予严格控制。同时兴建的建筑物虽在规划控制区外，其附属构件如锚杆等也不应侵入轨道交通规划控制区。在轨道交通规划影响区内原则上也不宜兴建地下及地上建筑物，以免造成轨道交通施工困难或影响轨道交通的正常运营。

特殊情况下必须在轨道交通规划控制区或规划影响区内兴建建筑物时，应精细策划、充分论证，在征得规划及轨道交通建设单位、运营单位的同意后方可建设。

16.1.7 当轨道交通工程正在施工或已建成时，在其邻近兴建建筑物时必须保证轨道交通工程的安全。即使在轨道交通规划控制保护地界以外兴建建筑物，当其基坑采用管井降水或基坑开挖深度超过轨道交通基础深度时，也可能对轨道交通工程带来不利影响，应予以高度重视。应加强基坑的支护结构、设置隔离桩（墙），止水帷幕不应渗漏，同时应控制管井降水时间及含砂率，出水含砂率不应超过十万分之一，施工过程中应对轨道交通主体及附属工程进行严密的变形监测。

对于轨道交通工程规划控制保护地界外新建的邻近地下工程，应根据邻近工程与轨道交通工程的先后实施顺序、规模、施工方法等特点，评估对轨道交通工程的附加风险程度，根据相应的风险等级采用针对性的加固措施；必要时应组织专家进行专项研究。

16.1.8~16.1.10 系根据武汉市轨道交通工程规划控制的相关文件规定进行编写，控制区的划分尚应满足隧道结构外边缘以外1倍隧道外径为控制线的要求，省内其他城市可参照使用。

16.2 勘察要求

16.2.1 本条原则规定了轨道交通岩土工程勘察必须进行的工作，各土层的黏聚力、内摩擦角、土层静止侧压力系数，轨道交通工程所处土层的水平及垂直基床系数等，均为结构计算需要的参数，应予提供，且每一主要土层的数据不应少于3组。岩石的 c 、 φ 值及基床系数确定应符合GB 50307的相关规定。

对于岩石地层，应给出黏聚力 c 及内摩擦角 φ ；对中、微风化岩石应查明其产状、倾角及潜在不利结构面。

对于岩石材料，目前在轨道交通工程主体和围护结构计算中采用摩尔库伦强度准则，虽然有其不合理性，但如采用其他更合理的弹塑性准则，如DP准则，势必增加参数的勘察取值难度和计算的复杂度，而带来的准确性提升和经济效益有限；而岩石产状、结构面等是其强度和稳定性的控制因素。

对轨道交通工程遇到的不良地质作用，如采空区、岩溶、地裂缝、地面沉降、有害气体等，应按照GB 50021、TB 10027等现行标准的规定进行查探和稳定性、危害程度评定。岩溶场地的勘察不可能准确查明岩溶的分布情况，应根据区域岩溶发育情况，布置适当的钻孔判定岩溶的发育程度。钻孔往往诱发岩溶地面塌陷，因此钻孔不宜过多且应立即注浆封闭钻孔，注浆封闭钻孔是一种岩溶预处理的有效措施，应严格执行。

采用冻结法施工的地下工程，应提供需冻结土层范围的地下水流速，并通过实验确定指导冻结施工的相关技术参数，如土层的导热系数、导温系数等。地下水流速超过2.5m/s时不宜采用冻结法施工。

提供土层热物理参数的目的是为地铁车站及隧道空调、通风提供设计依据。提供土壤电阻率系为供电设备的接地装置提供依据。

16.3 轨道交通地下工程设计

16.3.4 本条规定了盾构法隧道设计中应考虑的主要问题。

a) 对盾构法施工的适用范围作出了原则规定。

盾构主要有土压平衡式盾构和泥水平衡式盾构两种。

地层承压水头高、上方有大水体的越江隧道或环境特别紧张的隧道应采用泥水平衡式盾构。

1) 随着施工技术的不断进步,各种新型、高性能土体改良添加剂的诞生,盾构机已能适应多种环境和地层的要求,适用范围大大扩展。但即使是在适宜采用盾构法施工的地层,也必须通过土体改良来降低刀盘扭矩和减小刀具的磨损。对于坚硬岩层、含有漂石的卵砾石层以及上下软硬不均等不良地层,更要采取特殊的施工技术措施及特殊定制盾构机。因此,在前期选线时,应该尽量避开不良地层,以降低施工难度及工程造价,减少施工风险。

b) 本款说明如下:

1) 为避免盾构掘进时造成过大的地表变形,破坏周边建(构)筑物,或因覆土不足造成隧道本身上浮,盾构隧道最小覆土厚度不宜小于 $1.5D$ (D 为隧道的外径)。如若覆土小于该值,需综合考虑地质情况、邻近建筑物状况等因素并采用相应技术措施,当隧道上方有沟渠、河道通过时,应按照沟(河)底面设计标高计算确定覆土厚度。

2) 鉴于轨道交通工程的设计工作年限为100年,一般穿越河海的盾构隧道覆土,除了满足结构抗浮要求外,还要考虑后期运营阶段诸多不确定因素如船锚等对结构安全的影响,最小覆土厚度不宜过小。

3) 就并行隧道来说,由于受到施工时的影响,管片将产生与单条隧道不同的变形及应力。为减小相互干扰,保证盾构施工的安全,本规定要求并行隧道间的净距以及隧道与地下障碍物的净距不宜小于 $1.0D$ 。当不能满足时,应充分分析相互影响,并采取相应的技术措施。

4) 就交叉隧道来说,盾构掘进及后期运营时,管片将产生与单条隧道不同的变形及应力。为减小相互干扰,保证盾构隧道的安全,结合国内交叉隧道的成功经验,本规定要求交叉隧道最小净距不宜小于 $0.4D$ 。

d) 同步注浆材料宜选择惰性缓凝无机材料,且注浆材料凝结固化时应具有低收缩特性。

e) 盾构隧道的联络通道,一般在盾构隧道施工完成后,采用矿山法进行二次施工,可根据工程地质及水文地质条件,选用冻结法等合适的地层加固工法。

16.3.5 本条对盾构隧道的计算作了原则规定:

a) 盾构隧道设计荷载按GB 50157相关规定执行。作用在区间隧道结构上的荷载,如地层压力、水压力、地面各种荷载及施工荷载,有许多不确定因素,所以必须考虑每个施工阶段及使用过程中荷载的变动,选择施工结构整体或构件的应力为最大,工作状态为最不利的荷载组合进行设计。

b) 盾构隧道衬砌结构的计算模型应根据地层情况、衬砌的构造特点及施工工艺等确定。装配式圆形衬砌,视地层情况可分别采用匀质圆环法及梁-弹簧模型计算法等,各方法均有一定适用范围。近年来,考虑接头刚度的变化,把隧道圆形衬砌看成多较圆环,引入基床系数抗力模型模拟土体的变形限制,增加隧道柔性变形,降低其内力和刚度,管片厚度得以减薄。要精确地模拟使用和施工阶段盾构隧道和周边地层的共同作用是比较困难的,当前将三维有限元数值方法、半解析数值方法应用于隧道工程,这些方法可计入时间空间变化、几何及材料的非线性,因此更能符合工程实际。

c) 本款说明如下:

1) 自由圆环法。埋设于松软、饱和土层($N=2$ 击~ 4 击, N 为标准贯入试验锤击数)中的衬砌,当结构变形时,土层提供的被动抗力较小,为简单起见,略去接头刚度对衬砌圆环内力的影响,按自由

变形的匀质圆环来计算,可求得偏安全的内力。而接缝处刚度不足时往往采用衬砌环的错缝拼装予以弥补,这对分块较少的衬砌环结构尤为合适。

2) 衬砌环间采用错缝拼装时,可考虑由于纵向接头存在引起的匀质圆环刚度降低及环间接头通过剪力传递所引起的断面与接头内力的重分配;或以二环为一个计算单元、块与块间设接头的回转弹簧、两环之间设径向剪切弹簧及切向弹簧的计算模式进行计算。

3) 梁—弹簧模型算法。在实际工程中,地下装配式圆形衬砌结构螺栓接头能够承担一定的弯矩、轴力和剪力,且接头的变形和内力间呈线性关系,因此可将这样的接头当作理想的弹性铰。对埋设于 $N=2$ 击~4击,土层中的隧道衬砌结构,可以考虑衬砌与地层共同作用,在结构防水确有保证的情况下,用此法计算可大大减小断面弯矩,给工程带来较大的经济效益。此时,必须对圆环的变形作一定限制,并对施工提出必要的技术措施。若有条件采用有限元法进行结构分析,就可将较多的构造因素考虑进去,如接头螺栓及螺栓所施加的预应力、块与块间的传力弹性衬垫的作用等,有利于优化设计。

d) 装配式圆形衬砌根据防水要求,管片或砌块间连接构造不同,以及采用错缝拼装还是通缝拼装等,虽然都能拼装成一个整体结构,事实上接缝处的刚度远远小于断面部分的刚度,与整体式等刚度圆形衬砌差异更大。基于这种情况,工程设计时常对衬砌接头处刚度进行一定的折减,根据武汉已有工程经验,通常按照70%~75%进行折减。

f) 盾构衬砌环的变形量对结构受力、接缝张角、接缝防水、地表变形等均有重大影响,故必须对衬砌结构变形进行验算,作必要的控制。根据已有工程的实践经验,施工时控制衬砌环的直径变形(包括结构变形和拼装误差)在 $2\%D\sim 6\%D$ 、纵缝张开量在 $1\text{mm}\sim 2\text{mm}$ 以内为宜。

16.3.6 本条规定了盾构始发、接收的基本要求:

a) 为了保证盾构能够安全的始发、接收,需对洞门外的土体进行加固,以保证在凿除洞门后地层能够自稳。

高压旋喷桩加固法适用地层较广,受土层、土的粒度、土的密度、硬化剂黏性、硬化剂硬化时间的影响较小,可广泛适用于淤泥、软弱黏性土、砂土甚至砂卵石等多种土性。选用高压旋喷桩法加固时需注意以下几个问题:

1) 不适用于硬塑、坚硬黏性土、对含大量植物根茎或有过多有机质时,应根据现场试验结果确定其适用性。

2) 对于地下水流速过大或者已大量涌水,浆液无法在注浆管周围凝固情况的工程要慎重使用。

3) 对于无充填物的岩溶地段及对水泥有严重腐蚀的地基,均不宜采用。

4) 当加固深度超过 15m 时,桩体的垂直度和咬合度较难保证。

深层搅拌桩法,又称为水泥土搅拌桩法,适用于处理淤泥与淤泥质土、粉土、素填土、黏性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。选用搅拌桩法加固时需注意以下几个问题:

1) 加固深度较浅,一般加固深度小于 10m 时,能取得较好的价格效果。

2) 对施工要求较高,类似于旋喷桩加固,桩体的垂直度和咬合度较难保证。

3) 在富水砂层中,搅拌桩加固止水应谨慎使用,或者和其他工法一起联合使用。

三轴搅拌水泥土桩穿透能力强,咬合可靠,是一种较好的洞门外软土加固方法。

混凝土素桩法适用于地质条件较好(对于武汉地区来说,一般指长江三级阶地),且无地下水的土层。

处于江、河一级阶地或砂和砂类土中的洞门除按上述要求进行土体加固外,尚应进行管井降水,确保安全。

由于冻结法造价高、解冻后存在沉降问题等缺点,因此冻结法一般是在其它施工方法很难达到地层稳定的目的时才采用。在有良好的施工管理情况下,是一种可靠性较高的施工方法。冻结法对地层限制较少,但是地下水流速超过 2.5m/s 时不宜采用。

此外,当地质条件良好,地下水影响小,且有成功工程案例借鉴时可不对端头进行加固,但是必须采用相应的辅助措施,如合理控制盾构到达施工参数,包括调整好盾构姿态,适当降低盾构推进的速度,设定相对较为合理的土压力以及同步注浆压力等,同时增加封门处喷射混凝土厚度,根据地层条件和盾构推进速度合理地掌握封门的破除时机,最好当盾构刀盘顶到围护结构时再开始破除盾构封门。

b) 需要特别说明的是,若盾构始发或者接收地层中无水,但在始发或者接收竖井周围存在有水地下管线,如雨水管、污水管或雨污合流管、上水管、热力管线等,其变形后有可能使其内水外流,从而导致无水地层变成有水地层,此时须将无水地层视为有水地层处理。

c) 当洞门处的围护结构采用玻璃纤维或碳纤维等特殊材料时,不需要预先破除洞门,盾构机可直接切削围护结构,其加固体范围可重新核算适当减少。

16.3.7 本条规定了小净距盾构隧道设计的基本原则:

a) 近些年,在城市市区狭窄的地下空间进行设计和施工时,受各种条件的制约,修建近邻隧道的实例越来越多,如已建成通车的武汉地铁2号线洪山广场站~中南路站区间隧道最近间距约2.0m;铁路隧道已有相隔30cm进行施工的实例。根据地质条件、隧道相互的位置关系、隧道施工顺序等条件,多条隧道交错的近邻盾构施工期间会在隧道横断面方向或纵断面方向发生有别于单个隧道的位移及应力,严重时会影响隧道衬砌的安全性。因此在对近邻隧道的相互影响论证分析时,应对这一问题有充分认识,有必要对发生影响的各种因素进行详细调查。同时,应根据需要对盾构隧道衬砌进行加强、进行地基加固或采用辅助施工措施,例如隧道架设内支撑等方法进行保护。

b) 多条交叠隧道相互影响根据隧道所处地质条件的不同有差异,一般在灵敏度高的黏性土地基、自立性差的砂性地基中影响较大。此时有必要对引起荷载发生变化的地基松弛进行慎重的研究。另外,即使地基比较好或已经过加固处理,隧道间距较小时,施工荷载的影响也是较大的。

除此之外,对先期施工隧道产生影响的因素主要有后续隧道施工时的荷载,包括推力,壁后注浆压力、泥水压力机泥土压力等,这些荷载通过隧道间的土压力作为先期施工的偏心荷载是伴随盾构施工所产生的暂时性荷载,但是由盾构掘进的推力对隧道间土体所产生的荷载在盾构通过以后也很难急速减少,有时会在很长时间内残留,因此在考虑施工荷载时要充分加以注意。

16.3.8 深度超过20m的基坑曾多次出现地连墙接缝处水土流失的险情,应加强地连墙接缝处的止水措施。

16.3.9 本条规定了轨道交通地下结构抗浮设计的原则,抗浮设计水位的确定应符合本文件13.5的规定,由于工程的重要性,强调地铁主体结构及附属建筑物抗浮设计水位不应低于一般建筑物的抗浮设计水位。

地铁车站主体及支护结构大多采用复合结构或叠合结构,复合或叠合结构可有效隔断上层滞水,在江、河三级阶地或岗垅地区有可能具备规范规定的不考虑地下水浮力或降低抗浮设计水位的条件,为慎重起见,如不考虑抗浮则应进行专项技术论证。

16.4 围护结构与桩基检测

16.4.1 本条所指对象包括作为车站围护结构的混凝土灌注桩及地下连续墙,以及作为临时或者永久结构的临时立柱桩和抗拔桩等,承载力和桩身完整性检测是桩基质量检测中的两项重要内容,除此之外,质量检测的其他内容要求已在相关的设计和施工质量验收规范中作出了明确规定。

桩基检测方法较多,有高、低应变法,声波透射法,钻芯法,竖向/水平静载试验,自平衡法,开挖查看法等,具体检测方法的选择应根据成桩工艺、桩体材料、地质条件、检测目的和要求,综合考虑检测方法的适用范围、能力、效率和经济性,利用多种检测方法的互补优势,如桩身完整性检测宜采用两种或两种以上检测方法进行检测。

钻芯法取样应采用单动双管钻进工艺;芯样试件直径不宜小于骨料最大粒径的3倍,在任何情况下不应小于骨料最大粒径的2倍;从经济合理的角度综合考虑,应选用外径为101mm和110mm的钻头;当

受检桩采用商品混凝土、骨料最大粒径小于30mm时，可选用外径为91mm的钻头；如果不检测混凝土强度，可选用外径为76mm的钻头。现场钻芯检测的参数和详细要求按照JGJ 106规定执行。

地下连续墙应采用声波透射法检测墙身完整性，检测槽段数不应少于总槽段数的50%，且不应少于3个槽段，应在混凝土浇筑前每个槽段预埋3根以上声测管。必要时可进行钻芯法补充检测。

16.4.2 基坑土体加固的检测主要是在基坑开挖前和基坑开挖过程中进行。

基坑开挖前的检测，应对加固体的长度、均匀性和强度进行检测；当不能确定加固体质量时，可采用钻头连续钻取全长范围的加固体，判断是否为硬塑状态，有无明显夹泥、夹砂断层，判断有效深度范围的加固体强度及均匀性是否符合设计要求。

基坑开挖期的质量检测主要是通过直观检验开挖面的加固体外观质量和触感硬度，如不符合设计要求应立即采取必要的补救措施，防止出现工程事故。

16.4.3 施工前进行单桩竖向抗压静载试验，目的是为设计提供依据。所谓同条件下的桩指地质情况、持力层性状、单桩承载力、桩型、桩径等基本相似的桩。

对设计等级高且缺乏地区经验的地区，本条规定的试桩数量仅仅是下限，若实际中由于某些原因不足以为设计提供可靠依据或设计另有要求时，可根据实际情况增加试桩数量。另外，如果施工时桩参数发生了较大变动或施工工艺发生了变化，应重新进行试桩。

车站主体结构及附属结构工程桩的承载力检测较为复杂，实施难度大，因此工程桩应根据工程具体情况确定单桩承载力的检测方法。

桩基竖向抗压承载力检测的方法应用较多的有静载试验、高应变法等；另外自平衡法在轨道交通桩基检测中应用也越来越多。因地铁车站静载试验受设备或场地限制，很难甚至无法进行传统的单桩竖向抗压承载力静载检测，可以采用自平衡法进行竖向承载力检测；当有场地的对比验证资料时，可将高应变法作为竖向抗压承载力验收检测的补充，检测的方法及数量应根据工程具体情况由设计单位分析确定。

逆作法施工的工程桩可采用自平衡法检测单桩抗压承载力，采用声波透射法检测桩身完整性。检测数量视具体情况确定。

16.4.4 在轨道交通工程中，车站围护结构兼做永久抗拔结构比较普遍，一是施工较底板抗拔桩简单方便，二是在改善主体结构受力的同时节省工程投资。当围护桩兼做抗拔桩时，同条件下抗拔试桩数不应少于3根。非围护结构的抗拔桩不应利用工程桩作试验，可在地面进行试桩，试验结果应扣除桩顶设计标高至地面各土层的侧阻，并留有一定富裕量，检测数量同上。

16.4.5 轨道交通工程较多在市区繁华地段修建，为不至于中断正常交通，常采用临时路面板供车辆通行，此时临时立柱桩需要承受较大的竖向荷载，施工质量要求更高，有时采用复合后注浆加强竖向抗压承载力。当临时立柱桩兼做永久抗拔桩时，其营运期间将承受竖向上拔力，前后相反的受力更需要保证施工质量。故对于临时路面板下和兼做抗拔桩的临时立柱桩，检测抽样数量宜适当增加。采用声波透射法检测时，施工前每根桩应预先埋设至少2根声测管，对于临时路面板下临时立柱桩，尚宜进行竖向抗压承载力检测，也可在设计中根据地区经验采取加大桩长、后注浆等措施预留一定的富裕量，不再进行抗压承载力检测。

17 检测与监测

17.1 检测

17.1.1 建筑地基基础工程中的检测工作包括为设计提供先期依据的试验检测，施工过程中的施工检测，施工完毕后验收时的验收检测以及对正在施工或已使用的建筑物地基和桩基，由于施工、设计、灾害、改造等原因，需对其质量进行验证的鉴定检测。

其中施工检测及验收检测在GB 50202中有明确规定。对于地基基础，承载力是一个重要指标，鉴于其验证工作费时费力，在施工检测中不易实施，如验收中不加以认定，事实证明将会产生许多隐患，因此，GB 50202中强化了验收检测的要求，以确保安全。

本章重点是试验检测和验收检测的原则要求,至于具体的检测方法则应符合GB 50007、GB 50202、JGJ 79、JGJ 340、JGJ 106等的规定。

17.1.4 工程桩施工参数与施工前提供依据的试桩不同、施工单位变更、施工工艺改变、施工过程控制等因素都可能造成质量隐患,仅在施工后进行验收检测,即使发现质量问题,也只是事后补强,造成不必要的浪费。因此,尚应加强施工过程中的质量控制,做到信息化施工,以便及时发现并解决问题,做到防患于未然,提高效益。如:冲(钻)孔灌注桩施工过程中采用一些成熟的技术和常规方法进行孔径、孔垂直度、孔深、沉渣厚度和桩端岩性鉴别等项目的检验;对于打入式预制桩,在施工过程中进行监测等。

17.1.10 单桩承载力对建筑的安全影响较大,因此对甲级、乙级设计等级的灌注桩或甲级设计等级的预制桩,应采用单桩竖向抗压静载试验检测其承载力。近年来我省相继发生灌注桩试桩承载力满足设计要求,而工程桩承载力相差甚远事故,究其原因,主要是工程桩承载力在地面检测,不能在坑内随机检测所致,考虑深基坑内静载试验条件限制,为确保质量,本条作出了加强声波透射及钻芯检测的规定。乙、丙级设计等级的预制桩及丙级设计等级直径小于800mm非嵌岩的灌注桩,其竖向抗压承载力验收检测可采用高应变方法,适当减少静载试验的数量,每单栋建筑不应少于1根。人工挖孔桩的竖向抗压承载力验收检测可根据桩端岩基载荷试验或桩端土深层平板载荷试验结合桩身混凝土质量及施工资料进行核校。

由于验收检测的目的主要是核验施工质量,因此场地存在多栋建筑物时,对同条件桩的验收检测仍按单栋建筑的检测要求执行。

17.1.14 采用声波透射法检测桩身完整性时,因为预埋的声波管堵塞而影响检测数量和检测质量的案例时有发生,因此预埋声波管时应采取措施防止堵塞,埋设的数量不宜少于要求的检测数量的2倍。

17.1.16 采用高应变方法进行单桩竖向抗压承载力验收检测前应取得在相同岩土工程情况下与工程桩桩型、桩径及施工工艺相同、桩长相近的试桩(加载至破坏)的动静对比资料。动静对比试验时,应在静载试验前进行高应变检测,动静对比试桩的数量同条件下的桩不应少于3根。

17.1.22 载体桩扩大头为挤土型,其桩距不大,后施工的桩对邻近桩的持力层可能造成不利影响,同时扩大头的形成不易控制,因此对先打入的桩应增加静载试验及其他检测项目的数量。对于我省应用不多的新桩型,出于安全考虑也应增加检测数量。

17.2 监测

17.2.3 施工过程中的深井降水将产生地面大面积沉降,但沉降坡率可以控制在3%之内,不致造成周边建筑物受损。但是当建筑物体型复杂,相邻结构单元地基处理方法不同时易造成差异沉降,使建筑物开裂,监测中应予以注意。

施工过程抽取浅层潜水或上层滞水,或在人工挖孔桩中局部抽水、地下连续墙施工、SMW工法桩施工等均可能对周边建筑造成影响,应加强监测,防止事故。

17.2.5 挤土桩的挤土效应对周边环境的影响不可忽视,特别在饱和淤泥、淤泥质土中尤为严重。由于挤土效应造成邻近建筑和管线破坏的事例屡见不鲜,防止此类事故的发生,一是在施工中采取措施,二是加强监测。重要的工程可采用测斜管等进行土体位移观测,确保邻近建筑物的安全。

17.2.8 JGJ/T 8中提出了建筑物变形稳定标准为0.01mm/天~0.04mm/天,这是一个经验值。上述稳定标准不能完全取代工程竣工时的沉降稳定验收标准。众所周知,软土地区采用天然地基的建筑,采用摩擦桩基的建筑,某些采用复合地基的建筑,在竣工时沉降不可能达到稳定标准。如以变形稳定标准0.01mm/天~0.04mm/天作为验收标准,则难以实施,也不符合上述地基变形规律。

建筑物地基验收时,应分析施工期间沉降速率的发展趋势,特别是结构封顶且墙体竣工后的沉降发展情况,结合变形稳定标准,沉降计算结果综合分析,由设计、监理、质监、检测、施工及建设单位共同研究,当沉降均匀、沉降速率呈衰减趋势、预计后期沉降量不影响使用功能时,沉降达不到稳定标准不影响工程验收。

如端承型桩基、低压缩性土中的天然地基或设计计算沉降量很小的地基，竣工后沉降较大，应查明原因，方可进行验收。

17.2.9 新建轨道交通工程对周边建筑物的影响监测应符合GB 50911的有关规定，对周边建（构）筑物的监测以竖向位移为主，必要时应增加水平位移和倾斜监测；新建周边建筑对既有轨道交通的影响监测应符合GB/T 39559、CJJ/T 202的有关规定，对既有轨道交通的监测以竖向位移、水平位移和净空收敛为主。

附录 D
(规范性)

岩土承载力特征值、压缩性指标

D.1 岩土承载力特征值

a) 本次修订参照DB 42/T 169-2022的规定,对表D.1、表D.2、表D.20、表D.22中内容进行了局部修改。

b) 对岩土地基承载力表使用的说明:

本文件的一般黏性土、老黏性土、粉土、残积土和风化岩石的地基承载力表所依据的载荷试验与土的物理力学指标及原位测试参数之间的对比试验资料多集中在武汉地区,地质条件与武汉地区相类似的江汉平原尚可参照,其他地区,目前尚不具备建立承载力表的条件,在使用承载力表时,应根据当地地层条件,并结合上部结构特点,在表中数值的基础上乘以修正系数,修正系数应根据试验或地区经验确定。

c) 表D.1岩石地基承载力特征值

岩石地基承载力,由于影响岩体承载力的因素多而复杂,即使是同一地质年代、同一类型、同一风化程度、同一地区的岩体,其承载力仍有差异,甚至差异很大,所以GB 50007要求采用岩石地基载荷试验方法确定。

由于受现场试验条件的限制,当无法进行现场试验时,对完整、较完整和较破碎的岩体,可取样进行室内试验,根据饱和单轴抗压强度标准值乘以折减系数按下式计算确定:

$$f_a = \psi_r f_{rk},$$

式中 ψ_r 取值强调由地区经验确定,无经验时,按岩体的完整程度给出了一个范围值:对完整岩体取0.5、对较完整岩体取0.2~0.5、对较破碎岩体取0.1~0.2。

经过多年来的工程实践和湖北地区已有的现场试验对比情况分析证明,国家规范给出的折减系数 ψ_r 值范围是安全的。对完整、较完整的中、微风化岩体,可取表中上限值或较高的值,较破碎的中、微风化岩体,可取表中的下限值或较低的值。

对破碎的中、微风化岩体地基承载力,可采用现场载荷试验或点荷载试验确定。无法试验时,可在表中下限值的基础上,根据工程经验进行折减降低使用。

对施工条件差、遇水软化的软质岩石,表中数值应适当降低。

强风化岩石地基承载力按照风化后的同类土考虑。

为确保岩石地基的设计可靠性,必须确定基底一定深度内岩体性状。此外,在基底应力扩散范围内可能埋藏有相对软弱夹层,甚至存在洞隙,应引起足够重视。岩层表面往往起伏不平,有隐伏沟槽存在,特别在碳酸盐岩石地区,岩面石芽、溶槽密布,应在基底近旁或应力扩散范围内无岩体临空面存在,确保基底岩体的稳定性。

d) 表D.3粉土承载力特征值 f_{ak} 本次未修订,该表系根据武汉地区23组载荷试验资料,得下列方程,经调整后给出的:

$$f_0 = 43.07e^{-1.734 W^{-0.724}}, \quad r = 0.86$$

f_0 单位为kPa(以下同)。

e) 表D.4一般黏性土承载力特征值 f_{ak} 本次未修订,该表系根据武汉地区45组载荷试验资料,得下列方程,经调整后给出的:

$$f_0 = 176.68e^{-1.3725 (I_L + 1)^{-0.452}}, \quad r = 0.86$$

f) 表D.6老黏性土承载力特征值 f_{ak} 本次未修订,该表系根据武汉地区24组载荷试验资料,得下列方程,经调整后给出的:

$$f_0 = 216d_w^{-1.483}, \quad r = -0.69$$

g) 表D.8红黏土承载力特征值

红黏土承载力特征值本次未修订，该表引用了TB10002.5-2005（J 464-2005），主要为西南地区的红黏土、还有东北花岗岩残积土、江西页岩、砂岩残积土等。

2003版表E.0.1-8利用含水比确定红黏土承载力表，根据多年来工程实践证明，明显偏低，在2014年版予以删除。湖北地区的红黏土多分布在超固结的老黏土层以下，其承载力值相对比较高，采用 E_s 值确定 f_{ak} 值较为合理。

h) 砂类土承载力特征值表

表D.13砂类土承载力特征值本次未修订，该表系根据武汉地区静力触探联合试验小组对中粗砂、粉细砂进行45组载荷试验资料，得到下列基本方程，经调整后给出的：

中粗砂【R】= $0.2381p_s^{0.64}-0.12$

粉细砂【R】= $0.0197p_s+0.6559$

式中R单位为 t/m^2 ， p_s 为 kg/cm^2 。

i) 利用标贯试验成果确定地基参数时，以下几个问题需要说明：

1) 关于标贯试验成果的修正问题，国外对N值的传统修正内容包括：饱和粉细砂的修正、地下水位修正、土的上覆压力修正，国内长期以来并不考虑这些修正，而着重考虑杆长的修正，TJ 7-74对标贯击数的杆长校正有过明确规定，并限制标贯的杆长小于21m，GBJ 7-89规范对杆长的修正仍沿用TJ7-74规定，国外的一些规范（除日本外），均不考虑杆长的修正问题。

杆长修正实质上是考虑传输给探杆的锤击能量受杆长影响问题。按弹性杆件弹性波的波动理论表明：当杆长小于10m时，随着杆长的增长，有效能量是逐渐增大的，超过10m后，有效能量趋于定值。通过实测杆件的锤击应力波，发现锤击输给杆件的能量变化远大于杆长变化时能量的衰减。

据此，国家标准GB 50021-94明确规定对标贯试验不作杆长修正，GB50021-2001规范仍保持这一规定不变。

考虑到本文件采用标贯试验估计土的物理力学指标或地基承载力时，统计回归的经验公式所依据的原始数据是未经修正的实测平均值，所以本文件规定的标贯试验成果中应采用不作杆长修正的N值。

2) 国内在70年代前，标贯试验的落锤方式基本上是采用手拉绳牵引进行标准贯入试验，由于绳索与滑轮的摩擦阻力及运转中绳索所引起的张力，消耗了一部分能量，减少了落锤的冲击能，使锤击数N增加；而自由落锤完全克服了上述缺点，能比较真实地反映土的性状。

本文件规定标贯试验的落锤方式应采用自由落锤。而标贯试验与土的物理力学指标的统计关系中除残积土是采用自由落锤的N外，其他均依据手拉绳标贯试验的锤击数。

根据49组不同落锤方式的对比试验结果，得方程：

$$N(\text{自由})=0.83N(\text{手拉})$$

据上式，对利用标贯试验确定土的物理力学指标和地基承载力时所采用的手拉绳锤击数进行了相应的调整。

3) 由于土的不均匀性及试验操作等影响因素，标贯试验N值往往离散性大，在利用N值解决工程问题时，应持慎重态度，试验操作要规范。在分析整理时，与动力触探相同，应剔除个别异常的N值，判别舍弃异常数据有不同的检验标准，常用的有三倍标准差法、Crubbs法、极差分析法和极差比等方法。同一土层参加统计的试验数据不应小于6组，依据单孔标贯（或触探）试验或小于6组的测试资料提供设计参数是不可信的。

当利用标贯试验、静力触探或圆锥动力触探确定地基承载力和压缩性指标时，应采用附录D公式（D.1）经统计修正后的N（或 p_s 、 $N_{63.5}$ 、 N_{120} ）的标准值。

j) 表D.15一般黏性土和表D.17老黏性土承载力特征值本次未修订，该表系根据35组载荷试验资料，得到下列方程，经调整后给出的：

一般黏性土 $N < 13$, $f_k = 14.892 + 26.053N$

老黏性土 $N \geq 13$, $f_k = 4.77 + 27.18N$

f_k 单位为kPa（以下同）。

表D.15一般黏性土的 f_{ak} 值是将手拉绳锤击数调整为自由落锤锤击数所对应的 f_k 值。表D.17老黏性土的 f_{ak} 值采用自由落体的标准贯入锤击数（ $N_{自由}$ ）所对应的 f_k 值。

k) 表D.16淤泥质土、一般黏性土和表D.18老黏性土承载力特征值本次未修订，该表系根据载荷试验资料，得基本方程，经调整后给出的：

淤泥质土、一般黏性土： $p_s < 3.0 \text{ MPa}$, $f_k = 30.878 + 0.0822p_s$

老黏性土： $p_s \geq 3.0 \text{ MPa}$, $f_k = 157.92p_s - 122.26$

D) 残积黏性土承载力特征值

表D.21残积黏性土承载力特征值本次未修订，该表系按 $f_{ak} = 119.87 + 7.81N$ 的回归经验公式的基础上并根据多年来的工程实践经验和载荷试验资料进行了适当的调整后给出的。

表24根据残积黏性土载荷试验与静力触探比贯入阻力（ $p_s \sim f_{ak}$ ）的回归经验公式 $f_{ak} = 180.96 + 33.92p_s$ 的基础上，并根据多年来的工程实践经验进行了适当调整后给出的。

表 24 利用静力触探比贯入阻力确定残积黏性土的 f_{ak} 值

p_s / MPa	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5
f_{ak} / kPa	250	280	300	320	360	380

D.2 岩土压缩性指标

a) 表D.23强风化岩石和表D.29残积黏性土变形模量系根据强风化岩石及残积黏性土的载荷试验的 E_0 与比例界限压力、标准贯入击数 N 对比资料，得下列建表的基本方程：

$$E_0 = 36.76 + 0.02 f_{ak} \text{ (kPa)} \text{ (强风化岩石)}$$

$$E_0 = 10.13 + 0.66N \text{ (残积黏性土)}$$

根据载荷试验 E_0 与静力触探 p_s 的相关关系。可给出表25：

表 25 利用静力触探比贯入阻力确定残积黏性土的 E_0 值

p_s / MPa	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
E_0 / MPa	20	22	24	27	30	33	36

b) 表 D. 26 粉土压缩模量系根据 88 组静力触探与室内试验对比资料，得下列建表方程：

$$E_s = 5.260p_s^{0.543} \quad r = 0.79$$

c) 黏性土的压缩性指标，根据载荷试验的 E_0 、室内试验与标准贯入试验、静力触探试验对比资料得到下列回归方程，可给出下列相关表：

$$\text{淤泥质土: } E_0 = 1.398 + 0.917 E_s, \quad E_0 = (1.26 \sim 1.80) E_s$$

$$\text{一般黏性土: } E_0 = 1.592 + 1.700 E_s, \quad E_0 = (1.83 \sim 2.20) E_s$$

$$\text{老黏性土: } E_0 = 14.518 + 1.489 E_s, \quad E_0 = (1.97 \sim 2.83) E_s$$

表 26 利用静力触探比贯入阻力确定淤泥质土、黏性土压缩性指标

土类	淤泥质土、一般黏性土										老黏性土								
	p_s / MPa	0	0.5	0.7	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.7	3.0	3.3	3.6	3.9	4.2	4.5	4.8	5.1
E_{s1-2} / MPa	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14	15	16	17	19	21	22	
E_0 / MPa	3	4	5	6	8	12	14	16	18	20	31	34	38	42	46	52	56	60	

表 27 利用标准贯入击数确定黏性土压缩性指标

土类	淤泥质土、一般黏性土										老黏性土									
	N	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
E_{s1-2} / MPa	4	6	8	9	10	11	12	13	14	15	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23

附录 G (规范性)

桩侧土的摩阻力、桩端阻力特征值

G.1~G.3

a) 确定桩侧阻力、桩端阻力特征值的指示性指标，对黏性土仍沿用JGJ 94-2008桩基规范采用液性指数。根据湖北、武汉地区多年经验和习惯，对粉土采用静力触探比贯入阻力实测值；砂类土采用标贯或静力触探判定的密实度；碎石类土采用动力触探经修正后的锤击数 $N_{63.5}$ 。

b) 本文件对黏性土仍保留了一般黏性土和老黏性土的分类，所以在桩侧阻力、桩端阻力特征值表中也相应的分为一般黏性土和老黏性土。

c) 本次修订参照DB 42/T 169-2022的规定，对表G.8中软岩和极软岩在强风化和中风化时的取值进行了修订。

表G.8嵌岩钻（挖）孔桩端阻力、桩侧阻力表2014版修订和补充主要参考了建筑桩基技术规范、高层建筑岩土工程勘察规程、公路桥涵设计规范、广东地基设计规范等对风化岩石的 $q_{pa} = C_1 f_{rk}$ 、 $q_{sia} = C_2 f_{rk}$ 的桩端阻力系数 C_1 、桩侧阻力系数 C_2 的取值，综合湖北地区的试桩资料，并考虑地下水影响和岩体完整程度综合确定给出的。

硬质岩石的中风化岩石的 C_1 采用0.15、 C_2 采用0.015~0.02；微风化岩石的 C_1 采用0.20~0.30、 C_2 采用0.015~0.03；

软质岩石的中风化岩石的 C_1 采用0.20~0.40、 C_2 采用0.015~0.02；微风化岩石的 C_1 采用0.30~0.60、 C_2 采用0.02~0.04。

根据岩体的完整程度，分别取值。对完整、较完整的岩体，可取表中上限值或较高的值；对较破碎的岩体，可取表中下限值或较低的值。

对破碎的中、微风化岩体的 q_{sia} 、 q_{pa} 值，可采用现场桩的静载荷试验确定，当无条件试验时，可在表中下限值的基础上，根据工程经验进行折减，降低使用。