



贵州省地方标准

DB22/45-2004

贵州建筑地基基础设计规范

Code for design of building foundation of Guizhou

2004-12-30 发布

2005-03-01 实施

贵州省建设厅 发布

受控本 时间: 2005年5月27日

贵州省地方标准

贵州建筑地基基础设计规范

DB22/45-2004

Code for design of building foundation of Guizhou

主编单位: 贵州省建筑设计研究院

原贵州工业大学

批准部门: 贵州省建设厅

施行日期: 二〇〇五年三月一日

2004年12月 贵阳

关于发布工程建设地方标准 《贵州建筑地基基础设计规范》的通知

黔建科标通[2004]418 号

各市（州、地）建设局；各设计、施工、质监、监理单位；各有关单位：

为使我省建筑地基基础的设计、检验和监测等技术活动有所遵循，保证工程质量，根据黔建科标通发（2001）77 号文的要求，由贵州省建筑设计研究院、原贵州工业大学等单位编制的《贵州建筑地基基础设计规范》，经审查，批准为地方标准，编号为 DB22/45-2004，自 2005 年 3 月 1 日起施行。

本标准由我厅负责管理和印发，贵州省建筑设计研究院负责具体技术内容的解释。

贵州省建设厅

二〇〇四年十二月三十日

前 言

本规范根据贵州省建设厅《关于编制〈贵州建筑地基基础设计规范〉的通知》(黔建科标通发[2001]77号),以国家现行有关规范为基本依据,结合我省建筑地基特点编制而成。

规范总结了我省多年来的建筑地基基础工程实践经验,广泛征求了省内外有关单位及专家的意见,经多次讨论、修改,最后经审查定稿。

本规范共 10 章 9 个附录,主要内容包括:建筑地基基础设计的基本规定、地基计算、各类地基(红粘土地基、填土地基、砂卵石地基、岩石及岩溶地基、土岩组合地基)基础设计、边坡及基坑支护设计、地基基础的检验与监测等。

各单位在使用本规范过程中,结合工程实践,加强经验总结和资料积累,以便今后为规范的修订提供数据。对本规范的意见或建议请寄交贵阳市遵义路 48 号贵州省建筑设计研究院技术处(邮编:550002, Email: zqchen@xinhuanet.com)。

本规范由贵州省建设厅归口管理,由主编单位负责具体技术内容的解释。

本规范主编单位:贵州省建筑设计研究院
原贵州工业大学

参编单位(排序不分先后):贵州省建筑工程勘察院、贵州地质工程勘察院、贵州省冶金设计研究院、贵阳建筑设计有限公司、贵州省煤矿设计研究院、贵州省交通规划勘察设计研究院、贵州中建建筑科研设计院、国家电力公司贵阳勘测设计研究院

本规范编制委员会

主 任:李光荣

副主任:高国富 金幸初 张洪生 陈宗强 唐建平

编制组 组 长:张洪生

副组长:陈宗强 金幸初

主要起草人:

张洪生 张先茂 杨世忠 郑树旌 陈宗强 金幸初
袁 玩 高 岱 常大美 李佑方

(以下按姓氏笔划排序)

邓光前 孔思丽 龙万学 叶 波 刘荣富 任庭坚
朱立军 朱 彦 李光荣 时南翔 沈春勇 沈志平
汪泽斌 杨益才 周宏文 林力勋 罗 强 高国富
莫安儒 唐建平 袁凌云 黄质宏 曹卫峰 谢树庸
鄢贵权

参与审阅的专家组成员:

顾宝和 林宗元 方鸿琪 张在明 钟 亮 张永钧
方玉树 陈希昌 许承泽 童印佩 王绍华 韦明辉
黄志祥

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	基本规定	5
3.1	设计原则	5
3.2	地基岩土分类	7
3.3	工程特性指标	10
4	地基计算	12
4.1	基础埋置深度	12
4.2	地基承载力计算	13
4.3	地基变形验算	19
4.4	地基稳定性验算	25
5	土质地基	26
5.1	红粘土地基	26
5.2	填土地基	27
5.3	砂卵石地基	29
6	岩石及岩溶地基	30
6.1	岩石地基	30
6.2	岩溶地基	31
6.3	岩溶地基的处理与利用	33
7	土岩组合地基	34
7.1	一般规定	34

7.2 地基处理与构造措施	35
8 基础	37
8.1 无筋扩展基础	37
8.2 扩展基础	37
8.3 柱下条形基础	39
8.4 筏形基础	41
8.5 桩基础	43
9 边坡及基坑支护	49
9.1 一般规定	49
9.2 支护结构设计	50
10 检验与监测	56
10.1 检验	56
10.2 监测	57
附录 A 土(岩)地基承载力特征值表	60
附录 B 地基土浅层平板载荷试验要点	64
附录 C 深层平板载荷试验要点	66
附录 D 岩石单轴抗压强度试验要点	67
附录 E 抗剪强度指标 c 、 φ 标准值	68
附录 F 岩基载荷试验要点	70
附录 G 附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$	72
附录 H 石芽地基或基岩的稳定计算	76
附录 J 砂卵石地基压缩模量与变形模量的换算 及变形简化计算	78
附录 K 用词及用语说明	81
条文说明	83

1 总 则

1.0.1 贵州地区有其特殊的地质条件，为了在建筑地基基础设计中，贯彻执行国家的技术经济政策，突出地方特点，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于工业与民用建筑（包括构筑物）的地基基础设计。对于地下挖空区、地震和机械振动作用下的地基基础设计，以及当基础处于侵蚀性环境或受高温、冷冻等影响时，应符合国家现行有关标准、规范的规定。

1.0.3 地基基础设计，应坚持因地制宜、依山就势，充分利用岩土工程条件，合理布局，就地取材，保护环境和节约资源的原则。

1.0.4 地基基础设计应根据岩土工程勘察资料，综合考虑结构类型、材料与施工条件等因素，精心设计。

1.0.5 地基基础设计，除应执行本规范外，尚应符合国家现行有关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地基 Subgrade, Foundation soils

支承建筑物或构筑物基础及地面荷载的土体或岩体。

2.1.2 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。

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

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

2.1.4 地基变形允许值 Allowable subsoil deformation

为保证建筑物或构筑物处在正常使用极限状态下而确定的变形控制值。

2.1.5 土岩组合地基 Soil-rock composite subgrade

建筑地基(或沉降缝分隔区段的建筑地基)的主要受力层范围内,存在有部分为岩石(或石芽、大块孤石)和部分为土质的地基。

2.1.6 岩溶地基 Karst subgrade

可溶性岩石受水的溶解作用和伴随的机械作用所形成的诸如石芽、溶沟、溶槽、溶洞等地貌的地基。

2.1.7 地基处理 Ground treatment

为提高地基的承载力,改善其变形性质或渗透性质等而采取的人工方法。

2.1.8 复合地基 Composite subgrade, Composite foundation

部分土体被增强或被置换,而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.9 扩展基础 Spread foundation

将上部结构传来的荷载,通过向侧边扩展成一定底面积,使作用在基底的压应力等于或小于地基土的承载力,而基础内部的

应力应同时满足材料本身的强度要求,起到压力扩散作用的钢筋混凝土基础。

2.1.10 无筋扩展基础 Non-reinforced spread foundation

以毛石、混凝土或毛石混凝土等为材料,且不需配置钢筋的墙下条形基础或柱下独立基础。

2.1.11 筏板基础 Raft foundation

支承整个建筑物或构筑物的大面积整体钢筋混凝土板式或梁板式基础。

2.1.12 桩基础 Pile foundation

由设置于岩土中的桩和联接于桩顶端的承台组成的基础。

2.1.13 支挡结构 Retaining structure

使岩土边坡保持稳定、控制边坡位移而兴建的结构物。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

E_a —— 主动土压力;

H —— 作用于基础(或桩)顶面的水平力;

F —— 基础顶面竖向力;

s —— 沉降量;

G —— 恒载;

M —— 作用于基础底面的力矩或截面的弯矩;

p —— 基础底面处的平均压力;

p_n —— 基础底面处的平均附加压力;

Q —— 桩基中单桩所受竖向力。

2.2.2 材料性能和结构构件抗力

E_s —— 土的压缩模量;

q_m —— 桩端土的承载力特征值;

q_{sn} —— 桩周土的摩擦力特征值;

R_n —— 单桩竖向承载力特征值;

R_t —— 锚杆抗拔承载力特征值;

ω —— 土的含水量;

- ω_L —— 液限;
- ω_P —— 塑限;
- C —— 粘聚力;
- f_n —— 修正后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;
- γ —— 土的重力密度 (简称土的重度);
- δ —— 墙背与墙后土的摩擦角;
- θ —— 地基的压力扩散角;
- μ —— 土与挡土墙基底间的摩擦系数;
- φ —— 内摩擦角;
- a —— 压缩系数;
- e —— 孔隙比。

2.2.3 几何参数

- A —— 基础底面面积;
- 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, 桩身直径;
- H_0 —— 基础高度;
- L —— 房屋长度或沉降缝分隔单元长度;
- l —— 基础底面长度;
- u —— 周长;
- z_n —— 地基沉降计算深度;
- β —— 边坡与水平面的夹角。

2.2.4 设计参数和计算系数

- $\bar{\alpha}$ —— 平均附加应力系数;
- η_b —— 基础宽度的承载力修正系数;
- η_d —— 基础深度的承载力修正系数;
- ψ_s —— 沉降计算经验系数。

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.1 地基基础设计应根据地基复杂程度、建筑物规模、功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度，按表 3.1.1 选用相应的地基基础设计等级。

表 3.1.1 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物 30 层以上的高层建筑 体型复杂，层数相差超过 10 层的高低层连体建筑物 大面积的地下车库、商场、运动场等多层地下建筑物 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） 场地和地基条件复杂的一般建筑物 对原有工程影响较大的新建建筑物 复杂地质条件及软土地基上的二层及二层以上地下室的基坑工程
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次要的轻型建筑物

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

- 1 所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；
- 2 地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物，除完整的硬质岩石地基外，均应进行地基变形设计；
- 3 设计等级为丙级的建筑物，遇下列情况之一时，应作变

形验算:

- 1) 地基承载力特征值小于 130kPa, 且体形复杂的建筑物;
- 2) 在基础上或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的建筑物;
- 3) 持力层土性或厚度差异变化大的建筑物;
- 4) 软弱地基上存在偏心荷载的建筑物;
- 5) 相邻建筑距离过近, 可能发生倾斜的建筑物;
- 6) 填土地基上的建筑物。

4 下列情况应进行地基稳定性验算:

- 1) 高层建筑、高耸结构和挡土构筑物工程;
- 2) 建造在斜坡上或边坡附近的建(构)筑物;
- 3) 利用岩溶顶板作基础持力层的建筑物;
- 4) 基坑工程。

5 当地下水埋藏较浅, 地下建(构)筑物存在上浮问题时, 尚应进行抗浮和抗渗验算。

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

- 1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时, 传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。
- 2 计算地基变形时, 基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合, 不计入风荷载和地震作用。相应的限值为地基变形允许值。
- 3 计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时, 荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合, 但其分项系数均为 1.0。
- 4 在确定基础或桩台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时, 上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力, 应按承载能力极

限状态下荷载效应的基本组合，采用相应的分项系数。
当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

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

3.1.4 地基基础设计应考虑地下建（构）筑物建成后由于水文地质条件的改变对环境的影响。

3.2 地基岩土分类

3.2.1 建筑地基常遇的岩土类型，可分为土质地基、岩石及岩溶地基、土岩组合地基三种基本类型。

3.2.2 土质地基可按土的成因、粒径大小、塑性指数等进行分类。

- 1 粘性土地基，根据其塑性指数 I_p 划分地基亚类， $I_p > 17$ 为粘土地基， $10 < I_p \leq 17$ 为粉质粘土地基；根据其液性指数 I_L 可按表 3.2.2 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑、流塑状态。

表 3.2.2 粘性土的状态

液性指数 I_L	状态	液性指数 I_L	状态
$I_L \leq 0$	坚硬	$0.75 < I_L \leq 1$	软塑
$0 < I_L \leq 0.25$	硬塑	$I_L > 1$	流塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	可塑		

- 2 红粘土地基专指碳酸盐岩系的岩石经红土化作用形成的高塑性粘性土地基。其液限一般大于 50。红粘土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45 的为次生红粘土地基。

- 3 填土地基可分为非压实填土（如素填土、杂填土）地基和压实填土地基。
- 4 混合土地基是指缺乏中间粒径的细粒土与粗粒土混杂土地基。当碎石土中粒径小于 0.075mm 的细粒土含量超过全重的 25%时，为粗粒混合土地基；当粉土或粘性土中粒径大于 2mm 粗粒土含量超过全重的 25%时，为细粒混合土地基。
- 5 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、天然孔隙大于或等于 1.5 的粘性土。当天然含水量大于液限而天然孔隙比小于 1.5 但大于或等于 1.0 的粘性土或粉土为淤泥质土。
- 6 砂卵石地基是指在较大河流的河漫滩上，经冲积形成，以粗颗粒形状的圆形及亚圆形卵石（粒径大于 20mm 的颗粒含量超过全重 50%）为主、孔隙充填砂砾的地基。
- 7 碎石土地基及砂土地基分类按现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 规定。

3.2.3 岩石地基根据其坚硬程度、完整程度、岩体基本质量等级和风化程度，可按表 3.2.3-1、表 3.2.3-2、表 3.2.3-3 和表 3.2.3-4 进一步划分地基亚类。

表 3.2.3-1 岩石坚硬程度划分

坚硬程度 类别	硬质岩		软质岩		极软岩
	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	
饱和单轴 抗压强度 标准值 f_{rk} (MPa)	$f_{rk} > 60$	$60 \geq f_{rk} > 30$	$30 \geq f_{rk} > 15$	$15 \geq f_{rk} > 5$	$f_{rk} \leq 5$
代表性岩石	硅质石灰岩	白云岩 石灰岩	泥灰岩 砂质泥岩	泥岩、页岩 泥质砂岩	风化软岩 全风化岩

表 3.2.3-2

岩石完整程度划分

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

注：完整性指数为岩体纵波与岩块或岩体最大纵波波速之比的平方。选定岩体测定波速时应有代表性。

表 3.2.3-3

岩体基本质量等级划分

完整程度 坚硬程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
坚硬岩	I	II	III	IV	V
较硬岩	II	III	IV	IV	V
较软岩	III	IV	IV	V	V
软 岩	IV	IV	V	V	V
极软岩	V	V	V	V	V

表 3.2.3-4

岩石风化程度划分

风化程度	特 征
未风化	岩质新鲜，表面无风化迹象
微风化	岩质新鲜，表面稍有风化迹象，结构面完全闭合
中风化	1、结构和构造层理清晰 2、岩体被节理、裂隙分割成块状（20~50cm），裂隙中填充少量风化物。锤击声脆，且不易击碎 3、用镐难挖掘，岩心钻方可钻进
强风化	1、结构和构造层理不甚清晰，矿物成分已显著变化 2、岩体被节理、裂隙分割成碎石状（2~20cm），碎石用手可以折断 3、用镐可以挖掘，手摇钻不易钻进
全风化	1、结构和构造层理不清晰，矿物成分已全部变化 2、手摇钻可以钻进

3.2.4 岩溶地基的岩石坚硬性和完整性，仍按表 3.2.3-1、3.2.3-2 划分。根据地基岩体中岩溶洞隙的发育规模和发育程度，可按表 3.2.4 划分地基亚类。

表 3.2.4 岩溶地基按洞隙发育程度划分

地基名称	判定条件
强发育地基	漏斗、落水洞、地面塌陷、溶洞等地表岩溶现象发育，钻孔遇洞率 30%以上，以大形态的隐伏溶洞或串珠状洞隙为主
中等发育地基	漏斗、落水洞、地面塌陷、溶洞等地表岩溶现象发育，钻孔遇洞率 10-30%，以单个溶洞和溶隙为主
微发育地基	漏斗、落水洞、地面塌陷、溶洞等地表岩溶现象不发育，钻孔遇洞率小于 10%，以溶蚀裂隙为主，基本没有溶洞

3.2.5 土岩组合地基是指主要受力层由土和岩石组合而成的地基。

3.3 工程特性指标

3.3.1 岩土的工程特性指标包括强度指标、压缩性指标及静力触探探头阻力、标准贯入试验锤击数、载荷试验承载力等各种原位测试特性指标。

3.3.2 地基岩土工程特性指标的代表值有平均值、标准值及特征值。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。

3.3.3 地基土载荷试验包括浅层平板载荷试验和深层平板载荷试验。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。浅层平板载荷试验应符合本规范附录 B《地基土浅层平板载荷试验要点》，深层平板载荷试验应符合本规范附录 C《深层平板载荷试验要点》。

3.3.4 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。当采用室内剪切试验确定时,应选择三轴压缩试验中的不固结不排水试验。每层土的试验数量不应少于六组。在验算坡体的稳定性时,对于已有剪切破裂面或其它软弱结构面的抗剪强度,应进行野外大型剪切试验。

3.3.5 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确定。当采用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。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。为确定回弹指数,应在估计的先期固结压力之后进行一次卸荷,再继续加荷到预定的最后一级压力。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、并应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,为高压性土。

3.3.6 岩石地基承载力特征值按本规范 4.2.5 确定。

4 地基计算

4.1 基础埋置深度

4.1.1 建筑物基础的埋置深度，应按下列条件确定：

- 1 建筑物的用途、有无地下室、设备基础和地下设施，基础的型式及构造；
- 2 作用在地基上的荷载大小和性质；
- 3 工程地质与水文地质条件；
- 4 相邻建筑物基础的埋深；
- 5 地基土胀缩性及大气的影晌。

4.1.2 在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋。当上层土（岩）的承载力大于下层土（岩）时，宜充分利用上层土（岩）作持力层。

4.1.3 土质地基上建筑物的基础埋置深度不宜小于 0.5m。

4.1.4 高层建筑筏形基础和箱形基础的埋置深度，应满足地基承载力、变形和稳定性的要求。

除岩石地基外，在抗震设防区，天然地基上的箱形和筏形基础的埋置深度不宜小于建筑物高度的 $1/15$ ，桩基、桩筏或桩箱基础的埋置深度（不计桩长）不宜小于建筑物高度的 $1/18 \sim 1/20$ ；非抗震设防区，当建筑物高度不大于 100m 时，基础埋置深度可适当减小，但天然地基上的箱形和筏形基础的埋置深度不宜小于建筑物高度的 $1/18$ ；桩基、桩筏或桩箱基础的埋置深度（不计桩长）不宜小于建筑物高度的 $1/25$ 。

位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑要求。

4.1.5 基础宜埋置在地下水位以上，当必须埋置到地下水位以下时，应采取确保地基土（岩）在施工中不受扰动的有效措施。当地下水有腐蚀性时，应对基础采取防腐蚀措施。

4.1.6 基础埋置于易风化、易软化、裂隙发育的岩石上时，基础底面岩石不宜裸露大气中，基坑开挖后应立即浇注混凝土垫层进行封闭。

4.1.7 当基础下岩(土)地基为斜坡面时,基础宽度方向的深度不宜有差异;条形基础在长度方向可设置台阶,土质地基每级台阶高度不宜大于500mm,长度不宜小于台阶高度的2倍;岩石地基基底台阶的高宽比,可根据岩石原表面的坡度及基础材料确定,但台阶高度不宜大于1000mm,长度不宜小于台阶高度的1倍。

4.2 地基承载力计算

4.2.1 建筑物基础底面的压力,应满足下列条件:

1 当轴心荷载作用时:

$$p_k \leq f_a \quad (4.2.1-1)$$

式中 p_k ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面处的平均压力值;

f_a ——修正后的地基承载力特征值。

2 当为偏心荷载作用时,除符合式(4.2.1-1)要求外,尚应符合下式要求:

$$p_{k\max} \leq 1.2f_a \quad (4.2.1-2)$$

式中 $p_{k\max}$ ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面的最大压力值。

4.2.2 基础底面的压力,对于土质地基可按下列公式确定:

1 当轴心荷载作用时:

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (4.2.2-1)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合时,上部结构传至基础顶面的竖向力值;

G_k ——基础自重和基础上土重的标准值;

A ——基础底面面积。

2 当偏心荷载作用时:

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (4.2.2-2)$$

$$p_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (4.2.2-3)$$

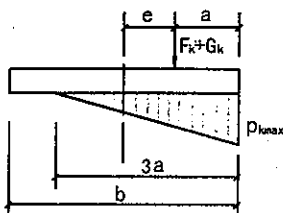


图4.2.2 偏心荷载($e > b/6$)下
基底压力计算示意图

b —力矩作用方向基础底面边长

式中 M_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的力矩值;

W ——基础底面的抵抗矩;

$p_{k\min}$ ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底面边缘的最小压力值。

3 当偏心距 $e > b/6$ 时 (图 4.2.2), $p_{k\max}$ 应按下式计算:

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \quad (4.2.2-4)$$

式中 l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长;

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

4.2.3 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、并结合工程实践经验等方法综合确定; 初步设计时, 其地基承载力特征值可根据本规范附录 A 《土 (岩) 地基承载力特征值表》确定。

4.2.4 岩石地基承载力特征值 f_{rk} 按下列方法确定:

- 1 完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值 f_{rk} 可按本规范附录 F 《岩石载荷试验》确定, 也可根据室内饱和单轴抗压强度按下式确定:

$$f_a = \psi_r f_{rk} \quad (4.2.4)$$

式中 f_a ——岩石地基承载力特征值 (kPa);

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa), 按本规范附录 D 《岩石单轴抗压强度试验要点》确定;

ψ_r ——折减系数。根据岩体完整程度以及岩石结构面的间距、宽度、产状和组合综合确定, 当岩体完整裂隙不发育时取 0.50; 对较完整岩体取 0.20~0.50; 对较破碎岩体可取 0.10~0.20;

- 注: 1 上述折减系数未考虑施工期及建筑物使用后风化作用的继续;
2 对于软质岩石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。
3 对大面积平坦岩石地基, 其折减系数 ψ_r 可根据岩体完整程度取其中较大值; 对于石芽地基、岩石边坡地基, 应根据岩体完整程度取其中较小值。

2 现场无法取样的破碎、极破碎的岩石、薄层状岩石和软质岩石, 其地基承载力特征值应按本规范附录 B 《地基土浅层平板载荷试验要点》确定, 并按式 (4.2.5) 修正。

4.2.5 当基础埋置深度大于 0.5m 或基础宽度大于 3m 时, 通过载荷试验或其它原位测试、查本规范附录 A 《土(岩)地基承载力特征值表》等方法确定的地基承载力特征值, 应按式 (4.2.5) 进行深度和宽度修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (4.2.5)$$

式中 f_a ——经深度和宽度修正后的地基承载力特征值;

f_{ak} ——地基承载力特征值, 按本规范 4.2.3 条的原则确定;

γ ——基础底面以下土的重度, 地下水位以下取浮重度;

γ_m ——基础底面以上土体重度的加权平均值, 地下水位以

下取浮重度；

b ——基础底面宽度(m)，当基底宽 b 小于 3m 按 3m 计算，当 b 大于 6m 按 6m 计算；

d ——基础埋置深度(m)，一般从室外地面标高算起。在填方整平区，当基础完工后立即回填土方（压实系数不小于 0.94），再进行上部结构施工，应自填土地面标高算起；当上部结构施工完成后再回填土方时，应从天然地面标高算起。对于采用箱形基础或筏形基础的地下室，基础埋置深度自室外地面算起。当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋置深度的地基承载力修正系数，

根据基底持力层土类按表 4.2.5 采用。

表 4.2.5 地基承载力宽度和深度修正系数

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

注：1 地基承载力特征值按本规范附录 C《深层平板载荷试验要点》确定时 η_d 取 0；

2 软岩、极软岩和破碎、极破碎岩石地基，可分别参照本表中中风化、全风化的地基承载力修正系数取值，其他状态下的岩石不进行修正。

4.2.6 当荷载偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时，土质地基承载力特征值，根据土的抗剪强度指标可按下式计算，并应满足变形要求：

$$f_u = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \quad (4.2.6)$$

式中 f_u ——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值；

M_b 、 M_d 、 M_c ——地基承载力系数，按表 4.2.6 确定；

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

c_k ——基底下一倍短边宽深度内土的粘聚力标准值。

4.2.7 当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下列式验算：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{uz} \quad (4.2.7-1)$$

式中 p_z ——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处地基土的自重压力值；

f_{uz} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值。

表 4.2.6

地基承载力系数 M_b 、 M_d 、 M_c

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

对于条形基础和矩形基础，式 (4.2.7-1) 中的 p_c 值可按下列公式简化计算：

条形基础

$$p_c = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (4.2.7-2)$$

矩形基础

$$p_c = \frac{l b (p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (4.2.7-3)$$

中 b —— 矩形基础或条形基础底边的宽度；

- l ——矩形基础底边的长度;
 p_c ——基础底面处土的自重压力值;
 z ——基础底面至软弱下卧层的距离;
 θ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角,可按表 4.2.7 采用。

表 4.2.7 地基压力扩散角 θ 和 $\tan\theta$ 值

E_{s1}/E_{s2}	$z = 0.25b$		$z \geq 0.50b$	
	θ	$\tan\theta$	θ	$\tan\theta$
1	4°	0.070	12°	0.213
3	6°	0.105	23°	0.424
5	10°	0.176	25°	0.466
10	20°	0.364	30°	0.577

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

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

4.2.8 对于沉降已经稳定的建筑或经过预压的地基, 可适当提高地基承载力。

4.3 地基变形验算

4.3.1 建筑物的地基变形计算值, 不应大于地基变形允许值。

4.3.2 地基变形特征可分为: 沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。

4.3.3 在计算地基变形时, 应符合下列规定:

- 1 由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形, 对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制; 对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降

差控制;

- 2 对于多、高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制,必要时尚应控制平均沉降量;
- 3 必要时需分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值,以便预留建筑物有关部分之间的净空,考虑连接方法和施工顺序等。

4.3.4 建筑物的地基变形允许值,按表 4.3.4 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 4.3.4 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		
(1) 框架结构	0.002/	0.003/
(2) 砌体墙填充的边排柱	0.0007/	0.001/
(3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005/	0.005/
单层排架结构(柱距 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	
多层和高层建筑基础的整体倾斜		
$H_e \leq 24$	0.004	
$24 < H_e \leq 60$	0.003	
$60 < H_e \leq 100$	0.0025	
$H_e > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量(mm)	200	

续表

变 形 特 征	地基土的分类	
	中、低压缩性土	高压缩性土
高耸结构基础的倾斜 $H_e \leq 20$ $20 < H_e \leq 50$ $50 < H_e \leq 100$ $100 < H_e \leq 150$ $150 < H_e \leq 200$ $200 < H_e \leq 250$	0.008	
	0.006	
	0.005	
	0.004	
	0.003	
	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm) $H_e \leq 100$ $100 < H_e \leq 200$ $200 < H_e \leq 250$	400	
	300	
	200	

注：1 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；

2 有括号者仅适用于中压缩性土；

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

4 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

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

4.3.5 计算土质地基变形量时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论，地基最终变形量 s (mm) 可按式 (4.3.5-1) 计算。

$$s = \psi_s s_s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_o}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (4.3.5-1)$$

式中 s_s' ——按分层总和法计算出的地基变形量；

ψ_s ——地基的沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料或按工程类比法由勘察单位提供，无地区经验时，可采用表 4.3.5 的数值；

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数 (图

4.3.5);

p_0 ——对应于荷载效应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、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。当采用角点法计算地基变形时, 按现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 附录 K 确定; 当采用基础中心点计算时, 按本规范附录 G《附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 》确定。对于具有刚性下卧层(岩层)的地基, 其附加应力系数按本规范附录 G 采用。

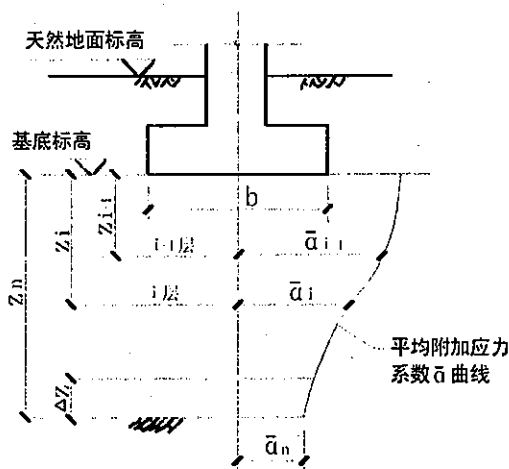


图 4.3.5 基础沉降计算的地基分层示意图

表 4.3.5

沉降计算经验系数 ψ_s

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

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

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} = \frac{p_o z_n \bar{\alpha}_n}{s'} \quad (4.3.5-2)$$

式中 A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

4.3.6 地基变形计算深度 z_n (图 4.3.5) 应符合下式要求:

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (4.3.6)$$

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

$\Delta s'_n$ ——在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值, Δz 见图 4.3.5 并按表 4.3.6 确定。

如确定的计算深度下部仍有较软土层时, 应继续计算, 直至满足要求为止。

表 4.3.6

 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

4.3.7 当无相邻荷载影响,基础宽度在1~30m范围内时,基础中点的地基变形计算深度也可按下式简化计算:

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (4.3.7)$$

式中 b ——基础宽度 (m)。

在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至变形模量大于100MPa 基岩表面; 当存在较厚的坚硬粘性土层, 其孔隙比小于0.5、压缩模量大于50MPa, 或存在较厚的密实砂卵石层, 其压缩模量大于80MPa 时, z_n 可取至该层土表面。

4.3.8 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。

4.3.9 均质较完整岩石地基的最终变形量可采用弹性理论公式计算, 且认为建筑物施工期间已完成全部变形量。

$$s = b p_o \frac{1 - \mu^2}{E_o} k_{con} \quad (4.3.9)$$

式中 b ——基础短边尺寸;

μ ——岩石的泊松比;

E_o ——岩石的变形模量;

k_{con} ——变形系数, 按表4.3.9采用。

表 4.3.9 变形系数表

l/b	圆形	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 10
k_{con}	0.79	0.88	1.08	1.22	1.44	1.61	1.72	2.12

注: l 为矩形基础底面长边尺寸。

4.3.10 在土岩组合地基中, 七层及七层以下的砌体房屋, 当基础下土层最小厚度 $\geq 3B$ (B 为基础宽度) 时, 可按匀质地基考虑, 但计算地基土的应力时应考虑下卧刚性岩层的影响。

4.3.11 基础置于非硬质岩石上的地基基础设计等级为甲级的建筑物, 以及复合地基或软弱地基上的乙级建筑物, 除应进行地

基变形量计算外，尚应在施工期间及使用期间进行沉降变形观测。

4.4 地基稳定性验算

4.4.1 进行建筑场地规划设计时，应尽量避免在边坡塌滑区和滑坡、崩塌及岩溶、土洞强烈发育地区建造建（构）筑物。如果必须在以上地区建造建筑物时，应结合地基基础设计要求，按照有关规定采取有效整治措施。

4.4.2 土质地基以及近似土质性质的岩石地基，其地基稳定性可采用圆弧滑动面法验算，其稳定安全系数不应小于 1.3。

4.4.3 具有外倾结构面岩石地基，应考虑岩石结构面的最不利组合，按刚体极限平衡计算法验算，其稳定安全系数不应小于 1.35。

4.4.4 地质条件复杂或破坏后果严重的边坡工程，可按上述 4.4.2、4.4.3 条方法验算，其稳定安全系数宜适当提高。

5 土质地基

5.1 红粘土地基

5.1.1 地基基础设计应取得下列岩土工程勘察资料:

- 1 沿基础轴线的工程地质剖面, 图中应有按不同红粘土状态划分的土质单元;
- 2 取得各土质单元的地基计算参数, 如重度 γ 、地基承载力特征值 f_{ak} 、内摩擦角标准值 ϕ_k 、粘聚力标准值 C_k 等。需验算地基变形的工程, 应附有各土质单元的平均压缩曲线;
- 3 需验算地基收缩变形的工程, 应有大气影响深度内各层土的收缩系数、地表下 1m 处土的天然含水量和塑限含水量;
- 4 地下水的水位、水量;
- 5 抗震场地土的类型和场地类别。

5.1.2 红粘土层上的建筑地基基础设计除应符合本规范 3.1.2 的规定外, 尚应满足下列要求:

- 1 采用天然地基时, 基础宜浅埋, 充分利用上部硬塑或可塑土层作持力层;
- 2 沉降计算深度范围内有基岩时, 应按刚性下卧层条件下的附加应力计算地基变形量。

5.1.3 位于坡顶上的建筑, 除应满足本规范 3.1.2 规定外, 下列情况之一, 还应对地基进行稳定性验算:

- 1 基础外侧有陡坎, 其基础底面外边线至陡坎的水平距离小于 2.5 倍基础宽度或 2.5m;
- 2 基岩表面倾向临空面, 岩面坡度大于 0.2 或岩面有软塑土分布。

5.1.4 均质土坡的稳定性验算可采用圆孤条分法, 最危险滑动面上的稳定安全系数为 1.2~1.3。如土层厚度不大, 下伏基岩面倾向临空面, 或下沿为软土堆积时, 可采用平面或折线滑动面

验算，其稳定安全系数为 1.25~1.35。

5.1.5 用于稳定性验算的抗剪强度指标，宜将粘聚力标准值 C_k 乘以 0.8 的折减系数。

5.1.6 三层及三层以下的砌体建筑，应考虑红粘土地基收缩变形对上部结构的影响，基础埋深宜超过大气影响急剧层深度，贵阳地区不宜小于 1.35m，或采取有效的防水保湿措施；对高温设备基础则应采取隔热保湿措施。

5.2 填土地基

5.2.1 填土根据堆填方式可分为非压实填土与压实填土两类。

1 非压实填土是指由人类生产和生活废弃物在地表自然堆填而成，按其物质组成可分为：素填土、杂填土、工业废料填土及混合填土。

2 压实填土是对选定的填料，按压实标准，有组织填筑的土层。按压实方法可分为：机械振动碾压填土与强夯压实填土。

5.2.2 当确定对填土地基处理利用前，应选择有代表性的地段，设置试验区，其数量与范围视工程复杂程度、规模与技术要求而定，拟通过试验性施工及相应检测，验证处理方法的适用性和设计参数的正确性。

5.2.3 填土的填料及填土地基的施工要求应符合现行《建筑地基处理技术规范》JGJ79 的有关要求。

5.2.4 填土地基承载力特征值按下列要求确定：

1 经处理后的非压实填土地基承载力特征值应通过载荷试验确定；当采用复合地基时，应按《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002 附录 A 确定。

2 未经加固或新近填筑的粘性土填土中的端承桩基，应考虑桩周土固结对桩产生负摩擦。

5.2.5 压实填土地基除应满足地基承载力要求外，尚应按地基变形控制进行设计。地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填

土，压实系数 λ_c 不应小于 0.94。

5.2.6 填土地基的稳定性验算应符合下列要求：

- 1 当填土底面坡度大于 20% 时，应验算其滑动稳定；
- 2 填土地基的稳定性验算，粘性土填土可采用圆弧滑动面法，粗粒土填土可采用直线滑动面法；
- 3 压实填土的边坡允许值（高宽比）应由计算确定，当初步确定时，可根据填料性质，填土厚度按表 5.2.6 的数据取用。对边坡高度超过表列高度的压实填土，可分级放坡，每隔 6~8m 设一道边坡平台，平台宽度为 1~3m。
- 4 位于斜坡上的压实填土及对边坡高度超过表 5.2.6 所列高度的压实填土，应进行稳定性验算。

5.2.7 填土地基应考虑建筑物上部结构与地基基础的共同作用，合理选择基础形式、加强上部结构构造、控制施工顺序等。

表 5.2.6 压实填土地基的边坡允许值

填 土 类 别	填土厚度 H (m)				压实 系数 λ_c
	边坡允许值 (高宽比)				
	H≤5	5<H≤10	10<H≤15	15<H≤20	
不易风化的石块	1:1	1:1.25	1:1.50	1:1.75	0.94 ~ 0.97
碎石、卵石	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	—	
土夹石 (其中碎石、 卵石占全重 30~50%)	1:1.25	1:1.50	—	—	
红粘土	1:1.25	1:1.75	—	—	

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；

2 对于砂土或充填物为砂土的碎石土，其边坡坡度允许值均按自然体

止角确定。

5.3 砂卵石地基

5.3.1 砂卵石地基的工程地质勘察应采用钻探与原位测试相结合等方式进行，并应查明地基是否存在不均匀性，提供满足设计要求的有关工程地质资料。

5.3.2 采用天然地基时，基础宜浅埋，充分利用砂卵石层。

5.3.3 砂卵石地基上的建筑地基基础设计应符合本规范 3.1.2 的规定。

5.3.4 砂卵石地基的变形计算可采用分层总和法，其压缩模量与变形模量的换算可按本规范附录 J.0.1。高层建筑的箱形和筏形基础可利用变形模量直接计算地基的最终变形量，其计算方法可按本规范附录 J.0.2。

5.3.5 同一建筑地基，应避免部分为砂卵石、部分为岩石作为基础持力层，当不可避免时，应根据实际情况对地基进行处理、合理选择基础形式、加强上部结构构造等综合措施，其变形应满足本规范表 4.3.4 的要求。

5.3.6 当砂卵石地基下存在砂夹层或砂透镜体不能满足地基承载力或地基变形要求时，可采用置换加密、高压旋喷注浆等方法进行地基处理。

5.3.7 地基基础设计等级为甲级建筑物的砂卵石地基，均应在施工及使用过程中进行变形观测。

6 岩石及岩溶地基

6.1 岩石地基

6.1.1 岩石地基的工程勘察应满足下列要求:

- 1 应查明岩石地基的岩性、岩石构造、软弱夹层与岩石结构面。并测量层面、软弱夹层、断层、破碎带、挤压带、节理面产状和宽度,描述其性状。位于斜坡上或河岸的建筑物场地及地基,应分析和评价其稳定性。
- 2 应按岩石强度或风化带划分岩质单元,分别提出各单元岩石物理力学性质指标和岩体、软弱结构面强度值。
- 3 描述场地与地基所处水文地质单元,分析判定地下水补给和排泄条件,提供地下水位和抗浮计算水位,提出地下水 PH 值。对基坑施工、桩基施工涌水进行预测,对建筑物地基排水必要性和工程措施提出建议。
- 4 根据建筑物和基础荷载,合理选择持力层,对基础型式的选择作必要的分析比较和提出建议。
- 5 当地基内存在软弱夹层、裂隙等不利地质时,宜明确基础底面高程、清挖深度要求及施工开挖防护措施等。

6.1.2 岩石地基基础设计应符合下列要求:

- 1 基础在满足地基承载力条件下,对处于软硬互层、岩体变形模量差异 2 倍以上的地基基础设计等级为甲、乙级建筑物地基应作变形验算,对地基主要受力层范围内存在软弱下卧层时,应验算下卧层承载能力和变形;
- 2 对位于斜坡上的建筑,其场地及地基均应进行抗滑稳定性分析和验算。
- 3 地基基础处于地下水位以下且地下水较丰富时,应考虑地基排水措施。基坑或桩基施工期抽水,应考虑对周围环境的地面沉降、塌陷等不利影响。对基底或基坑边坡开挖应控制爆破、软岩表面应封闭保护。
- 4 完整岩石地基的应力扩散角可采用 $30^{\circ}\sim 40^{\circ}$,硬质岩石

取小值, 软质岩石取大值, 并应考虑岩石结构面的影响。

6.1.3 置于硬质岩石上的条形基础、筏形基础以及地下室底板, 宜加设隔离层。

6.2 岩溶地基

6.2.1 岩溶地基的工程勘察应提出以下数据和参数:

- 1 场地基岩面等高线图、上覆土层等厚线图, 溶沟、溶槽、溶洞、土洞等岩溶现象应按比例或图例反映在工程地质平、剖面图上;
- 2 溶沟、溶槽、溶隙及溶洞等应提供其埋深、分布形态、规模、充填物性状、地下水活动情况, 鉴定溶洞顶板岩体厚度及质量等级和溶洞周围与底板以下 5m 内的岩体完整性情况。提供主要岩体软弱结构面倾向、倾角和岩体及软弱结构面物理力学性质指标;
- 3 提供土洞的埋深, 顶部土层厚度、性状, 土洞尺寸、水的活动情况与土洞发展的趋势等资料;
- 4 应说明地下水类型(裂隙水或溶洞水)、地下水位变幅、流向、补给来源、流量大小、岩体透水性以及其对土洞、溶洞发展和充填物冲蚀、潜蚀的影响。

6.2.2 对于重要建筑物, 应选择有利场地, 主体建筑应尽量避免开溶洞、土洞等岩溶强发育地带。

6.2.3 地基基础设计等级为丙级的建筑物, 当基础底面以下的土层厚度大于独立基础宽度的 3 倍或条形基础宽度的 6 倍, 且不具备形成土洞或其他地面变形的条件时, 可不考虑岩溶对地基稳定性的影响, 按本规范第 4 章有关规定进行地基基础设计。

6.2.4 七层及七层以下的砌体房屋及单层轻型工业厂房, 基础底面与洞体顶板间土层厚度小于独立基础宽度的 3 倍或条形基础宽度的 6 倍, 当符合下列条件之一时, 可不考虑岩溶对地基稳定性的不利影响:

- 1 洞隙或岩溶漏斗被沉积物填满, 其承载力特征值 $\geq$

150kPa, 且无被水冲蚀的可能;

- 2 洞体围岩基本质量等级为 I 级或 II 级, 顶板岩石厚度大于或等于洞跨;
- 3 洞体较小, 基础底面大于洞的平面尺寸, 并有足够的支承长度;
- 4 宽度或直径小于 1.0m 的竖向洞隙。

6.2.5 当场地存在下列情况之一的地段, 未经处理时, 不应作为建筑物地基:

- 1 浅层洞成群分布, 洞径大, 且不稳定的地段;
- 2 埋藏浅的漏斗、溶槽等, 并有软弱土体覆盖的地段;
- 3 土洞或塌陷成群的地段;
- 4 岩溶水排泄不畅, 可能造成暂时淹没的地段。

6.2.6 当不符合上述 6.2.3、6.2.4 条条件时, 应进行洞体地基稳定性分析, 并应符合下列规定:

- 1 顶板情况清楚、计算参数可靠、可将顶板视为结构承重体系进行力学分析且满足承载力要求时, 可采用岩石顶板作为建筑地基, 但应加强构造措施;
- 2 基础附近有洞隙形成临空面时, 应验算向临空面倾覆或沿裂隙面滑移的可能。

6.2.7 土洞对地基的影响, 应综合分析处理:

- 1 在地下水强烈活动于岩土交界面的岩溶地区, 除已查明的土洞之外, 施工时, 应沿基槽认真查明基础下土洞的分布位置;
- 2 岩溶地区, 应注意人工降水引起土洞或地表塌陷的可能性。在塌陷范围内不允许采用天然地基。在已有建筑附近抽水时, 应考虑对其影响;
- 3 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。

6.3 岩溶地基的处理与利用

6.3.1 当岩溶洞隙较小时,可采用镶补、嵌塞与跨越等方法处理地基。

6.3.2 当岩溶洞隙较大时,可采用混凝土梁、板和拱等结构跨越,也可采用浆砌块石等堵塞措施。跨越结构应有可靠的支承面。梁式结构在岩石上的支承长度应大于梁高的1.5倍。

6.3.3 对尺寸较大的洞隙,当采用调整桩距方法处理时,桩的设计应符合下列规定,并根据不同条件选择:

- 1 桩底以下3倍桩底直径及5m深度范围内无洞隙分布,岩体完整,桩端周边应嵌入中风化岩体500mm以上,并低于应力扩散范围内的洞隙底板,或经验算其深度已满足不向临空面滑移的部位;
- 2 当基坑涌水可以抽排、孔壁稳定,宜用人工挖孔桩。其桩底应经严格鉴定,必要时可用风镐钻、钻孔声波测试等补充验证;
- 3 当基坑涌水量较大,抽排将引起环境及相邻建筑物的不良影响,或孔壁为淤泥类软土无法护壁时,宜用钻孔桩,其嵌岩深度要求同本条1、2款;
- 4 当挖孔桩太深,而在底部三倍桩底直径或5m深度范围内尚有洞隙存在时,可用挖孔桩下加设钻孔桩,将部分荷载传递于深部岩体中,其桩数应按承台下的群桩计算确定;
- 5 挖孔桩较深,其底部有1/4以下的面积仍为洞隙充填物难以挖除时,可在该部位设置钻孔桩,或在桩底设置一定厚度的钢筋混凝土底板,底板宽度视情况向周边加大,并采取有效措施保证该底板不向残留洞隙滑移或变位。

6.3.4 岩溶强发育地段,采用桩基处理困难时,可采用箱、筏基础。

7 土岩组合地基

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于七层及七层以下的砌体房屋。

7.1.2 建筑地基的主要受力层范围内，遇有下列情况之一时，属于土岩组合地基：

- 1 建筑平面范围内，部份为土质地基，另一部份为岩石地基；
- 2 基岩起伏多变，覆盖土层厚度相差较大的地基；
- 3 石芽密布并有出露的地基；
- 4 大块孤石或个别石芽出露的地基。

7.1.3 土岩组合地基设计应考虑石芽的稳定及岩溶土洞的存在对地基稳定性的影响。如建筑场地内存在滑坡，应及早治理；基础外边缘应位于潜在滑动体以外，出露石芽稳定性可按本规范附录 H《石芽地基或基岩的稳定计算》方法验算；岩溶土洞对土岩组合地基的影响可按本规范有关规定处理。

7.1.4 地基基础设计时，应考虑土岩组合地基的不均匀性可能引起地基产生过大的不均匀沉降。底部框架房屋及多层多排柱内框架房屋不宜采用土岩组合地基。

7.1.5 土岩组合地基中，土质地基为硬塑红粘土，当满足如下各条件时，可不作地基变形验算。

- 1 土岩组合地基中土质地基的基础底面的压力，应符合下式要求：

$$p_k \leq (0.75 \sim 0.90) f_n \quad (7.1.5)$$

式中系数取值：七层房屋取 0.75；五层以下取 0.9；六至五层按 0.75~0.9 之间取值。

- 2 应满足本规范 7.2 节的规定，并应符合结构抗震措施的设计要求。

7.1.6 当石芽、孤石、岩石地基为白云质岩，应查明其表层强风化白云岩粉（砂）的厚度并检验其压缩性，其厚度过大时，不

应直接作为地基持力层或褥垫。

7.1.7 当土岩组合地基层局部范围内存在较厚的软弱下卧层，应按式(4.2.7-1)验算其承载力，并考虑刚性基岩的影响计算土中附加应力和地基不均匀沉降。如不满足要求，可采用碎石置换或在此处采用端承桩基础。

7.1.8 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，沉降缝宽度按计算确定，且不应小于 60mm。

7.1.9 开挖基坑达到设计标高后，应进行验槽。

7.2 地基处理与构造措施

7.2.1 对同一建筑，部分为土质、部分为岩石的地基，当其中岩石地基为中风化、微风化硬质岩石时，按土质、岩石地基各占平面面积大小采取如下措施：

- 1 当房屋长高比大于 2.5，土岩成片各占面积相近时，宜在土岩接合部位设置沉降缝。
- 2 如局部为较小面积的土质地基，可在土质地基部位设置端承桩基础，并在其上采用基础梁与岩石地基上基础整体联结。
- 3 如局部为较小面积的岩石地基，可在岩基上作褥垫，在土岩接合部位的墙体段不宜开设孔洞，且在该墙段内，沿墙高设置 $2\Phi 6@500$ 钢筋，伸入交接处两边墙段内长度 1000mm~2000mm。

7.2.2 部分为土质、部分为岩石的地基，当其岩石地基为强风化软质岩时，可采用式(7.1.5)确定基底面积，在土岩交接处的墙体内不宜开设孔洞，且在该墙段内按照上述 7.2.1 条第 3 款设置钢筋。

7.2.3 基岩起伏多变、覆盖土层厚度相差较大的地基，当局部土层厚度 $< 0.5\text{m}$ ，且基岩为完整坚硬岩石时，应将该处土层挖除后再加设褥垫。在其交接处按照上述 7.2.1 条第 3 款设置钢筋。

7.2.4 对于石芽密布并有出露的地基，应根据石芽间距、位置、

石芽间土质条件采取以下措施。

- 1 当房屋外墙四角及窗间墙下为稳定石芽，石芽间距小于2m，其间为硬塑红粘土时，可不进行地基处理；
- 2 当位于门、窗洞口下存在出露石芽，应将洞口上门窗过梁加长及洞口下基础圈梁加强；
- 3 当房屋外墙四角及个别窗间墙下未有出露石芽，且土层较厚，可在该处设置端承桩，其上设置基础梁；
- 4 如石芽间为较厚软塑或可塑状态土层时，可在其土层上采用基础梁，支承在稳定石芽地基上，按石芽岩石地基承载力特征值设计梁端支承面积，其长度不小于600mm，其宽度应大于墙宽100mm。当软塑或可塑土层厚度较小时，可采用碎石置换，按碎石承载力特征值确定基底面积。
- 5 当石芽间距超过2m，石芽间仍为硬塑状态红粘土，可在石芽与基础接触部位作褥垫。

7.2.5 对于大块孤石或个别石芽出露的地基，宜在基础与岩石接触部位作褥垫，并在土岩交接处墙段内按照本规范7.2.1第3款设置钢筋，或采用基础梁跨过石芽、孤石，梁底预留空隙 $\geq 50\text{mm}$ ，梁端支承在坚硬土层上，按式(7.1.5)确定基底面积。

7.2.6 褥垫可采用中砂、粗砂等材料，其厚度宜取300~500mm，夯填度宜根据试验确定，当无资料时，对于褥垫材料为中砂、粗砂的夯填度取 0.87 ± 0.05 。

注：夯填度为褥垫夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

8 基 础

8.1 无筋扩展基础

8.1.1 无筋扩展基础是指由毛石、混凝土或毛石混凝土等材料组成且不需要配置钢筋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。

8.1.2 无筋扩展基础台阶的宽高比应小于表 8.1.2 的要求。

表 8.1.2 无筋扩展基础台阶宽高比允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值			
		$\rho \leq 100$	$100 < \rho \leq 200$	$200 < \rho \leq 300$	$300 < \rho \leq 500$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25	1:1.50
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50	1:1.75
毛石基础	M5 砂浆	1:1.25	1:1.50	—	—

注：1 ρ 为荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值 (kPa)；

2 当基础由不同的材料叠合组成时，应对接触部份作抗压验算；

3 毛石混凝土基础是指在基础中掺入 20%~30%未风化块石，其块石的块径不大于 300mm、抗压强度不小于 30MPa。毛石混凝土基础台阶厚度不宜小于 400mm。

4 作为毛石基础材料的石料，抗压强度不应小于 30MPa，且不应采用强风化岩石。石料块径不小于 300mm，且应有较平整的上、下面。毛石基础台阶不宜小于两层块石或三层毛石，每阶厚度 400mm~600mm，伸出宽度不宜大于 200mm。

8.2 扩展基础

8.2.1 扩展基础是指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。扩展基础的构造应符合下列要求：

- 1 锥形基础边缘高度,不宜小于 200mm;阶梯形基础的每阶高度,宜为 300~500mm;
- 2 垫层厚度不小于 70mm,垫层混凝土强度等级不低于 C10;
- 3 底板受力钢筋配筋率不应小于 0.15%,直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm、且不宜小于 100mm,当有垫层时钢筋保护层厚度不小于 40mm,无垫层时不小于 70mm;
- 4 混凝土强度等级不应低于 C25;
- 5 柱下混凝土基础预留插筋的数量、直径以及钢筋的种类应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固长度及与柱内纵向受力钢筋的搭接长度,应符合现行《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

8.2.2 扩展基础的计算应符合现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 有关要求。当基础置于完整、较完整的硬质岩石地基上时,扩展基础的台阶宽高比不宜大于 1,尚应验算柱边或墙边缘以及变阶处基础受剪承载力,受剪承载力可按式 (8.2.2) 计算:

$$V \leq 1.4 \frac{4-\lambda}{3} \beta_{hs} f_t b h_0 \quad (8.2.2)$$

式中 V ——相应于荷载效应基本组合时的地基土单位面积净反力产生的截面剪力设计值,其值等于计算截面外侧基底面积上净反力的总和;

β_{hs} ——截面高度影响系数,基础高度 h 小于 800mm 时取 1.0, h 大于 2000mm 时取 0.9,其间按线性内插法取用。

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

b ——基础受剪截面的计算宽度,按现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 附录 S 规定取值;

h_0 ——基础受剪截面的有效高度;

λ ——基础台阶宽度 a 与台阶的高度 h 之比, λ 应 ≤ 2.5 ;
当 $\lambda < 1.0$ 时取 $\lambda = 1.0$ 。

8.2.3 基础嵌入基岩的深度 h 满足下式要求时,可不考虑基顶

弯距和水平力对基底压力的影响:

$$h \geq \sqrt{\frac{M_k(1 + \frac{H_k}{2M_k}h)}{0.083 f_a b}} \quad (8.2.3)$$

式中 M_k ——相应于荷载效应标准组合作用于基岩顶面的弯距;

H_k ——相应于荷载效应标准组合作用于基岩顶面的水平力;

f_a ——地基承载力特征值;

b ——垂直于弯矩作用方向的基础宽度。

8.2.4 七层及七层以下的砌体房屋,当地基为完整硬质岩石时,可直接在整平的岩石地基上砌筑上部结构。但室外散水应采用混凝土铺设,散水坡度不宜小于 5%,厚度不宜小于 100mm,当紧靠基础有室外排水明沟时,基础底面标高应低于排水沟底。

8.3 柱下条形基础

8.3.1 柱下条形基础的截面一般为倒 T 形,由柱下基础梁和底部翼板组成。柱下条形基础的构造,除按本规范 8.2.1 规定外,尚应符合下列要求:

- 1 基础梁的高度按地基净反力计算确定,宜为柱距的 $1/4 \sim 1/8$ 。翼板厚度不应小于 200mm,当厚度大于 250mm 时,宜用变厚翼板,其坡度小于或等于 1:3。
- 2 条形基础的端部应向外伸出,其长度宜为相邻第一跨距的 $1/4$ 。
- 3 现浇柱与条形基础梁交接处,其尺寸不应小于图 8.3.1 (a) 的规定。对于交叉条形基础,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,柱角和八字角之间的净距不宜小于 50mm,见图 8.3.1 (b)。

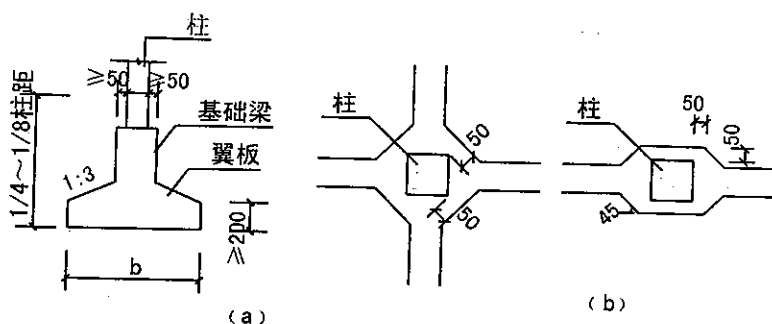


图 8.3.1 柱下条形基础构造

4 基础梁的配筋构造应符合现行《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除满足计算要求外，顶部钢筋宜全部贯通，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋总面积的 $1/3$ 。

5 柱下条形基础混凝土强度等级不应低于 C25。

8.3.2 柱下条形基础的计算，其基底面积应符合本规范第 4 章的有关要求外，尚应符合下列规定：

- 1 当地基土比较均匀，上部结构刚度较好，荷载分布比较均匀，柱距相差不大，竖向荷载的重心与基础形心间的偏心距不大于基础长度的 3%，且条形基础梁高度不小于 $1/6$ 柱距时，基础底面应力可按直线分布，条形基础梁的内力可按连续梁计算，但边跨跨中弯矩及第一内支座弯矩值宜乘以 1.2 的系数；当条形基础的形心与上部荷载合力中心不符合上述要求时，可延长条基端柱外部长度进行调整，其延伸长度为相应边跨长的 $1/4 \sim 1/3$ ；当采用直线分布计算条基的内力时，应验算支座处剪力是否平衡，并予以调整。
- 2 当不满足第 1 款时，宜按弹性地基梁计算；
- 3 基础梁交叉点上的柱荷载，应按交叉处梁的刚度或变形

协调原则进行分配，其内力可按第1款规定计算；

4 当存在扭矩时，尚应作抗扭验算；

5 底部翼板的计算同墙下条形基础。

8.4 筏形基础

8.4.1 筏形基础可采用梁板式筏基和平板式筏基。

8.4.2 筏形基础的平面尺寸及埋置深度应满足地基承载力、地基变形和建筑物整体稳定性要求。

8.4.3 对单幢建筑物，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，在荷载效应准永久组合下，偏心距 e 应符合下式要求：

$$e \leq 0.1W/A \quad (8.4.3)$$

式中 W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩；

A ——基础底面积。

8.4.4 地基均匀条件下的筏形基础可适当加设悬臂部分以扩大基底面积和调整偏心距，梁板式筏基挑出长度不宜大于上部结构端开间柱距的 $1/4$ ，平板式筏基挑出长度不宜大于上部结构端开间柱距的 $1/3 \sim 1/6$ 。

8.4.5 筏形基础的混凝土强度等级，对于高层建筑不应低于 C30，对于多层房屋不应低于 C25，当有地下室时，应采用防水混凝土。

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

高层建筑的梁板式筏基，其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于 $1/20$ ，且板厚不应小于 300 mm。高层建筑地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏基基础梁边缘的距离不应小于 50 mm。

8.4.7 平板式筏基的板厚除应满足受冲切承载力的要求外，尚应验算距内筒边缘或柱边缘 h_0 处筏板的受剪承载力，且板厚不应小于 400 mm。

- 1 筏板计算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，对于内筒下的筏板，应考虑内筒根部弯距的影响。
- 2 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，可在筏板上面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力。
- 3 当筏板变厚度时，应验算变厚度处筏板的受剪承载力。当变化较大时，宜在变阶处加腋。
- 4 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，钢筋网的竖向间距不宜大于 1000mm。

8.4.8 当地基土比较均匀、上部结构刚度较好、梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 $1/6$ ，且相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20% 时，筏形基础可仅考虑局部弯曲作用，筏形基础的内力，可按基底反力直线分布进行计算，计算时基底反力应扣除底板自重及其上填土的自重，当有地下水时尚应进行抗浮验算。

当不满足上述要求时，筏形基础的内力应按弹性地基梁板方法进行分析计算。

8.4.9 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，边跨跨中弯距以及第一内支座的弯距值宜乘以 1.2 系数。

梁板式筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，纵横方向的底部钢筋尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨，且其配筋率不应小于 0.15%，顶部钢筋按计算配筋全部连通。

8.4.10 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。

平板式筏基柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨，且配筋率不应小于 0.15%；顶部钢筋应按计算配筋全部连通。

8.4.11 梁板式筏基的基础梁除满足正截面受弯及斜截面受剪承载力外,尚应按现行《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定验算底层柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

8.4.12 筏板的地下室外墙施工缝宜设置在距筏板顶面 500mm 处,并应设置通长止水带。

8.4.13 筏形基础地下室施工完毕后,应及时进行基坑回填工作。回填基坑时,应先清除基坑中的杂物,并应在相对的两侧或四周同时回填并分层夯实。

8.4.14 岩石地基上的平板式筏基,由上部荷载产生的基底压力集中分布在柱或墙边 45° 冲切锥体范围内,其基底压力可按直线分布计算。但应根据基岩的风化程度和完整情况考虑部分基底压力向冲切锥体以外扩散。必要时,可按上述基底压力分布特性建立计算模型。

8.5 桩 基 础

8.5.1 本节所指桩基础仅为低承台混凝土大直径机械成孔或人工挖孔灌注桩。机械成孔桩用于穿越淤泥及可能发生流砂的土层,人工挖孔桩用于穿越无地下水或水量不多以及孔壁不易坍塌的土层。

8.5.2 按桩的承载力性状分为摩擦桩和端承桩。当持力层为硬质岩石时,宜采用端承桩;当为软质岩石或土质地基时,宜采用摩擦端承桩。

同一建筑结构单元内,不应同时采用摩擦桩和端承桩两种形式。

8.5.3 桩和桩基的构造,应符合下列要求:

- 1 摩擦桩的中心距不宜小于 3 倍桩身直径,端承桩的中心距不宜小于 2 倍桩径,扩底灌注桩不宜小于 1.5 倍扩底直径,扩底净距不宜小于 1 米。
- 2 端承桩桩端全断面嵌入岩层最小深度,地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物不应小于 500mm;丙级建筑物,

当为软质岩石地基时不宜小于 500mm，完整或较完整的硬质岩石不宜小于 200mm。

- 3 端承桩下存在有软弱层、断裂带或洞穴时，应验算岩石的冲切强度和下卧层承载力。

- 4 桩底宜在同一标高上。对于端承桩，当相邻桩的桩底高差大于 1 倍桩的中心距尺

寸时，应保证桩的稳定，并应查明桩底以下是否有岩体临空面、陡坡、鹰嘴等情况。在群桩承台的筏板基础中，桩长不宜相差过大，以避免出现短桩的应力集中。

- 5 人工挖孔桩的桩径不应小于 800mm。扩底桩的桩底直径不宜大于 2 倍桩径，在软质岩石或土层上的桩底面宜做成锅底状，矢高 200mm，

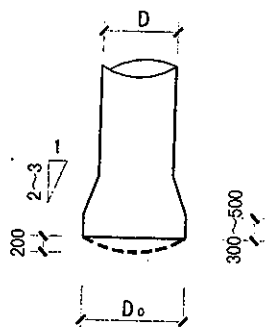


图 8.5.3

对硬质岩石上的桩底面可做成平底，扩底局部尺寸如图 8.5.3。

- 6 桩身配筋应经计算确定，其最小配筋率不宜小于 0.2%。当地基基础设计等级为丙级时可不受此限，但应配置 6~8 根 $\Phi 12 \sim 14$ 的纵向钢筋。

- 7 桩的配筋长度：

- 1) 受水平荷载和弯矩较大的桩，配筋长度应通过计算确定；

- 2) 桩基承台下存在淤泥或淤泥质土时，配筋长度应穿过淤泥或淤泥质土层；

- 3) 端承桩、抗拔桩以及坡地岸边的桩应通长配筋；

- 4) 桩径大于 600mm 的钻孔灌注桩，构造钢筋的长度不宜小于桩长的 $2/3$ 。

8 桩径不小于 800mm 的一柱一桩，当桩顶无法设置地基梁时，应在地坪以下设置承台或桩帽，其承台或桩帽的高度由计算确定。

9 桩顶嵌入承台或桩帽内的长度不宜小于 50mm，桩身主筋伸入承台或桩帽内应满足锚固长度要求。

8.5.4 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，尚应符合下列规定：

1 厚度由计算确定，最小厚度不应小于 300 mm；

2 群桩承台，桩的外边缘至承台边缘的距离不小于 150 mm。对于墙下条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离不小于 75 mm。

8.5.5 桩帽边至桩边不应小于 200mm，桩帽高度不宜小于 1000mm，并上下各配置不少于 $\Phi 12@150$ 的双向钢筋。

8.5.6 单桩承载力计算应符合下列规定：

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_n \quad (8.5.6-1)$$

偏心竖向力作用下，除满足公式 (8.5.6-1) 外，尚应满足下式要求：

$$Q_{ik \max} \leq 1.2 R_n \quad (8.5.6-2)$$

2 水平力作用下

$$H_{ik} \leq R_{ln} \quad (8.5.6-3)$$

式中 R_n ——单桩竖向承载力特征值；

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

H_{ik} ——相应于荷载效应标准组合作用下任一单桩的水平力；

R_{ln} ——单桩水平承载力特征值。

8.5.7 单桩竖向承载力特征值 R_n 的确定应符合下列规定：

1 地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物，当为土质地基或软质岩石地基时，单桩竖向承载力特征值应通过竖向

静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量不宜少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根，桩的静载荷试验可按现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 进行。

- 2 设计等级为丙级的建筑物，当无条件进行桩的静载荷试验时，可采用静力触探及标贯试验参数确定，或根据具体情况参考条件类似的荷载试验资料确定。
- 3 端承桩桩端以下 3 倍桩底直径深度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。桩端岩石地基承载力特征值，当桩端无沉渣时，对完整的硬质岩石地基，应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值按本规范 4.2.5 条确定，或按本规范附录 F《岩基载荷试验》确定；对软质岩石地基，应按本规范附录 C《深层平板载荷试验要点》确定。

8.5.8 单桩竖向承载力特征值 R_n 可按下列表达式计算：

对于摩擦端承桩，桩的竖向承载力特征值为桩端端阻承载力特征值与桩侧阻承载力特征值之和：

$$R_n = q_{pa}A_p + \mu_p \sum q_{sia}L_i \quad (8.5.8-1)$$

式中 q_{pa} 、 q_{sia} ——桩端端阻力、桩侧阻力特征值，由当地静载荷试验结果统计分析确定；

A_p ——桩底端横截面面积；

μ_p ——桩身周长；

L_i ——第 i 层岩土厚度；

对于硬质岩石上的端承桩，桩的竖向承载力特征值为：

$$R_n = q_{pa}A_p \quad (8.5.8-2)$$

式中 q_{pa} ——桩端岩石承载力特征值。

8.5.9 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求，且不应低于 C25。

1 桩轴心受压时

$$Q \leq \psi A_p f_c \quad (8.5.9)$$

式中 Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

A_p ——桩身横截面面积;

ψ_c ——工作条件系数, 水下灌注桩取 0.6, 其它取 0.7。

- 2 当作用在桩顶的荷载以水平力或弯矩为主时, 应验算桩的水平承载力, 必要时尚应验算桩的水平位移和桩的裂缝。

8.5.10 当端承桩嵌入基岩的深度 h 满足下列要求时, 可不考虑桩顶水平力或弯矩对基底压力的影响。

- 1 当基岩顶仅有弯矩作用时

$$\text{圆形截面桩} \quad h \geq \sqrt{\frac{M_k}{0.066 f_a D}} \quad (8.5.10-1)$$

$$\text{矩形截面桩} \quad h \geq \sqrt{\frac{M_k}{0.083 f_a b}} \quad (8.5.10-2)$$

- 2 当基岩顶有弯矩和水平力同时作用时,

$$\text{圆形截面桩} \quad h \geq \sqrt{\frac{M_k (1 + \frac{H_k}{2M_k} h)}{0.066 f_a D}} \quad (8.5.10-3)$$

$$\text{矩形截面桩} \quad h \geq \sqrt{\frac{M_k (1 + \frac{H_k}{2M_k} h)}{0.083 f_a b}} \quad (8.5.10-4)$$

式中 M_k ——相应于荷载效应标准组合作用于基岩顶面的弯矩;

H_k ——相应于荷载效应标准组合作用于基岩顶面的水平力;

f_a ——地基承载力特征值;

D ——桩的直径;

b ——垂直于弯矩作用方向的基础宽度。

8.5.11 承台或桩帽的混凝土强度等级不应低于 C25。当承台或桩帽的混凝土强度等级低于柱的混凝土强度等级时，应验算承台或桩帽局部受压承载力。

8.5.12 承台之间的连接应符合下列要求：

- 1 单桩承台，宜在两个互相垂直的方向上设置联系梁；
- 2 两桩承台，宜在其短向设置联系梁；
- 3 联系梁顶面宜与承台位于同一标高。联系梁的宽度不应小于 250mm，梁的高度可取承台中心距的 $1/10 \sim 1/15$ ；
- 4 联系梁的主筋应按计算确定，上、下纵筋的最小配筋率为 0.2%、直径不应小于 12 mm 且不应少于 2 根，并应按受拉要求锚入承台或桩帽。抗震设防时，连系梁的配筋除按梁上实际荷载计算外，还应按柱上最大轴力 5% 作为拉力计算配筋。当柱距较大，设置联系梁有困难时，应将承台加高加大，原槽浇灌或采取其它有效措施。

9 边坡及基坑支护

9.1 一般规定

9.1.1 边坡支护结构设计应满足下列要求：

- 1 支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、局部抗压承载力以及锚杆的抗拉承载力等均应满足国家现行相关标准的要求；
- 2 锚杆锚固体的抗拔承载力和支护结构基础的地基承载力计算应符合有关规定；
- 3 支护结构应验算其整体稳定和局部稳定；
- 4 对施工期可能出现的不利工况应进行验算，同时应采取有效的综合措施确保边坡和邻近建（构）筑物的变形满足要求；
- 5 应进行地下水控制，并应采取可靠的排水措施。
- 6 支挡结构回填土，应选择透水性强的填料。当采用粘性土作填料时，宜掺入适量的碎石。

9.1.2 基坑工程应符合下列规定：

- 1 基坑支护应保证岩土开挖、地下结构施工的安全，并使周围环境不受损害。
- 2 基坑开挖与支护设计应包括下列内容：
 - 1) 支护体系的方案技术经济比较和选型；
 - 2) 支护结构的强度、稳定和变形计算；
 - 3) 基坑内外土体的稳定性验算；
 - 4) 基坑降水或止水帷幕设计以及围护墙的抗渗设计；
 - 5) 基坑开挖与地下水变化引起的基坑内外土体的变形及其对基础桩、邻近建筑物和周边环境的影响；
 - 6) 基坑开挖施工方法的可行性及基坑施工过程中的监测要求；
 - 7) 土方开挖完成后应立即对基坑进行封闭，防止浸水和暴露，并应及时进行地下结构施工。基坑土方开挖应严

格按设计要求进行,不应超挖。基坑周边超载,不应超过设计荷载限制条件。

9.1.3 支护结构的荷载取值及荷载效应计算规则应符合现行《建筑地基基础设计规范》GB50007、《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的有关规定。

9.2 支护结构设计

9.2.1 支护结构形式可根据场地地质和环境条件、边坡高度、基坑深度及其安全等级、施工设备、工期、施工季节综合考虑,参照表 9.2.1 选用。

表 9.2.1 常用支护结构的类型及适用条件

结构 型式	适用条件	
	边坡	基坑
重力式 挡墙	1. 边坡安全等级一~三级 2. 边坡高度H: 土坡 $\leq 8\text{m}$; 岩坡 $\leq 10\text{m}$ 3. 场地允许, 坡顶无重要建(构)筑物 4. 土方开挖后边坡稳定性较差时不宜采用 5. 不宜直接与锚杆(索)联合应用	1. 基坑侧壁安全等级宜为三级 2. 基坑深度 $\leq 4.5\text{m}$ 3. 施工场地应满足放坡条件 4. 挡墙底土质松软、压缩性较高时不应采用 5. 当地下水位高于基坑底面时, 应采取降水措施
排桩式 锚杆 支护	1. 边坡安全等级一、二级 2. 坡顶建(构)筑物需要保护、场地狭窄、不允许有较大变形的边坡支护 3. 边坡高度H: 土坡 $\leq 15\text{m}$; 岩坡 $\leq 30\text{m}$ 4. 对变形有较高要求的土质边坡, 应采用预应力锚杆 5. 位于滑坡区或切坡后可能引起滑坡的边坡 6. 高度较大新填方边坡不宜采用	1. 基坑侧壁安全等级一~三级 2. 多层地下室基坑开挖支护 3. 不允许有较大变形的基坑支护 4. 地下水位高于基坑底面时, 宜采用降水排桩加截水帷幕 5. 周边地下原有地下设施管网较多要慎用 6. 桩底土质松软、压缩性较高时不宜采用

续表

结构型式	适用条件	
	边坡	基坑
悬臂式支护	1. 边坡安全等级一~三级 2. 边坡高度: 土坡 $H \leq 8m$; 岩坡 $H \leq 10m$ 3. 当悬臂桩底端嵌入土层的土质较差以及对支护变形要求较高时不应采用 4. 当悬臂桩底端嵌入完整稳定岩层内时, 土坡土质较差, 或对支护结构变形要求较高时均可采用	1. 基坑侧壁安全等级一~三级 2. 当地下水位高于基坑底面时, 宜采用降水、排桩加截水帷幕 3. 桩底端嵌入的土层土质较差以及对支护结构变形要求较高时不应采用
土钉支护	1. 边坡安全等级三级 2. 对变形要求严格的边坡不应采用 3. 边坡范围原有地下设施管网较多时不应采用 4. 松软土层、地下水发育区不应采用 5. 坡顶有建(构)筑物, 不应采用	1. 基坑侧壁安全等级宜为三级的非松软土地 2. 基坑深度不宜大于 12m, 对支护变形要求严格时不应采用 3. 当地下水位高于基坑底面时, 应采取降水或截水措施 4. 周边地下原有地下设施管网较多时不应采用
坡率法	1. 边坡安全等级二、三级 2. 坡顶无重要建(构)筑物, 场地有放坡条件 3. 边坡高度 H : 土坡 $\leq 10m$; 岩坡 $\leq 25m$ 4. 不良地质段、地下水发育区、流塑状土时不应采用	1. 基坑侧壁安全等级宜为三级 2. 施工场地应满足放坡条件 3. 可独立或与上述其他支护结构结合使用 4. 当地下水位高于坡脚时, 应采取降水措施

注: 表中边坡安全等级按现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 确定,

表中基坑侧壁安全等级按现行《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 确定。

9.2.2 排桩式支护结构(岩石锚杆支护桩、土层锚杆支护桩)及悬臂式支护桩设计应符合下列规定:

1 基坑及边坡开挖与支护应根据工程需要、周边环境及水

文地质条件,可采用降低地下水位、隔离地下水、坑内明排或组合方法等对地下水进行控制,设计时尚应考虑由于降水、排水引起的地层变形的影响,当采用明排水时应作反滤层。停止降水时应采取保证基坑内结构物不上浮的措施;

- 2 支护计算时,应根据场地的实际土层分布、地下水条件、环境控制条件、开挖施工过程的实际工况设计。支护结构构件截面设计时,荷载效应组合的设计值应采用荷载基本组合及相应的分项系数,土压力分项系数为 1.0。
 - 3 排桩式支护可根据受力条件分段按平面问题计算。计算桩后侧向土压力时,在相应与坑底(坡脚)地面以上部分的计算宽度取桩(立柱)间水平距离;在坑底(坡脚)地面以下部分,当柱宽或桩径 $\leq 1\text{m}$ 时,对立柱取 $1.5b+0.5$ (b 为柱宽),对桩取 $0.9(1.5D+0.5)$ (D 为桩径),当柱宽或桩径 $>1\text{m}$ 时,对柱取 $b+1$,对桩取 $0.9(D+1)$,上述计算宽度不应大于立柱或桩的中心距。
 - 4 排桩式锚杆支护结构的计算,应符合现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的 8.2.6~8.2.9 条的规定。
 - 5 桩底(端)嵌入土层的悬臂支护结构,可根据现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 附录 T 计算。
- 9.2.3 排桩式支护结构的设计构造应符合下列要求:
- 1 现浇钢筋混凝土支护结构的混凝土强度等级不应低于 C25;
 - 2 桩式支护结构的顶部应设置圈梁,其宽度应大于桩的厚度。桩顶嵌入圈梁的深度不宜小于 50mm;桩、墙内竖向钢筋锚入圈梁内的长度宜按受拉锚固要求确定;
 - 3 边坡支护的立柱基础应置于稳定的地基上,可采用独立基础、条形基础和桩基础,基坑支护桩底端应嵌入稳定的土层和岩层内,当立柱(桩)端位于土层时,宜在坑底或坡脚附近设置锚杆。

9.2.4 基坑悬臂式支护桩嵌入土层深度除应满足抗倾覆、抗水平推移外,对于饱和土还应按照现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 附录 V 和附录 W 分别进行基坑底抗隆起稳定验算以及基坑底抗渗流稳定验算。

9.2.5 岩石锚杆支护结构设计,宜符合下列规定(图 9.2.5):

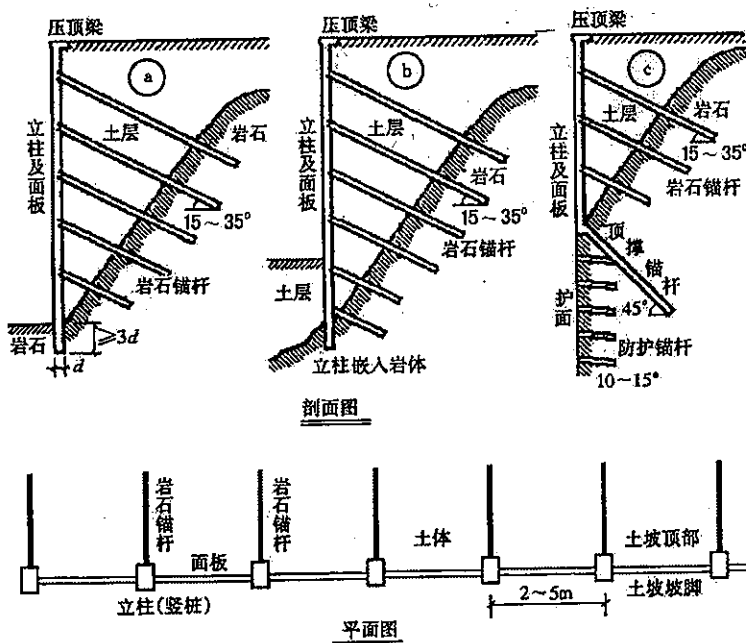


图 9.2.5 锚杆体系支护结构

- 1 立柱(桩)的截面尺寸除应满足强度、刚度和抗裂要求外,还应满足挡板(拱板)的支座宽度、锚杆的钻孔和锚固等要求,肋柱宽不宜小于 300mm,截面高度不宜小于 400mm,钻孔桩直径不宜小于 500mm,人工挖孔桩直径不

宜小于 800mm, 永久性支护挡板(拱板)厚度不宜小于 200mm, 永久性锚杆支护现浇混凝土构件的温度伸缩缝间距不宜大于 25m;

- 2 立柱端部应嵌入稳定岩层内, 并应根据端部的实际情况假定为固定支承或铰支承, 当立柱插入岩层中的深度大于 3 倍立柱长边时, 可按固定支承计算;
- 3 岩石锚杆应与立柱牢固连接, 并应验算连接处立柱的抗剪强度。

9.2.6 岩石锚杆应符合下列构造要求:

- 1 岩石锚杆由锚固段和非锚固段组成。锚固段应嵌入稳定的基岩中, 嵌入基岩深度应分别根据岩石与锚固体粘结强度、锚杆钢筋与砂浆之间的粘结强度, 经计算取其较大值。锚固长度不应小于 3m, 且普通锚杆不宜大于 45D 和 6m, 预应力锚索不宜大于 55D 和 8m (D 为锚杆直径—m), 锚杆水泥砂浆不应低于 M30, 非锚固段主筋应进行防护处理;
- 2 作支护用的岩石锚杆, 锚杆直径不宜小于 130mm; 作防护用的锚杆, 其直径不宜小于 100mm;
- 3 岩石锚杆的竖向间距不宜小于 2.5m, 水平间距不宜小于 2m。锚杆尽量与边坡垂直并与岩石结构面呈较大倾角相交。第一锚点可设于坡顶下 1.5~2m 处, 第一排锚固体上覆土层厚度不宜小于 4m, 上覆岩石厚度不宜小于 2m;
- 4 岩石锚杆与水平面的夹角宜为 $15^{\circ}\sim 35^{\circ}$ 。
- 5 岩石锚杆的截面面积及与砂浆的锚固长度、锚固体与地层的锚固长度均应满足现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的有关计算规定和试验要求。

9.2.7 嵌岩悬臂支护桩应满足下列要求:

- 1 坑底应为稳定完整基岩;
- 2 悬臂式支护桩的桩端嵌入岩层内深度 h (图 9.2.7) 按式 (8.5.10-3)、(8.5.10-4) 计算确定 (M_k 、 H_k 分别为土压

力作用于基岩顶面的弯距和水平力), 且不应小于桩直径或桩截面长边的 3 倍。

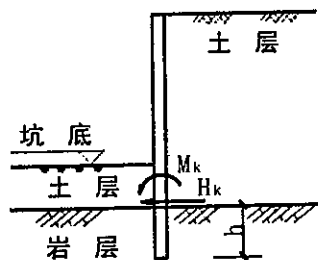


图 9.2.7 悬臂式桩端嵌入基岩深度计算

10 检验与监测

10.1 检 验

10.1.1 基槽(坑)开挖后,应进行基槽检验。基槽检验可用触探或其他方法,当发现与勘察报告和设计文件不一致或遇到异常情况时,应结合地质条件提出处理意见。

10.1.2 压实填土地基,在压实填土的过程中,应分层取样检验土的干密度和含水量。每 $50\sim 100\text{ m}^2$ 面积内应有一个检验点,根据检验结果求得的压实系数,不应低于表 10.1.2 的规定,对碎石土干密度不应低于 2.0 t/m^3 。

山区坡地填土,除清除坡面草皮、耕土、软土、杂填土外,尚应将表面挖成阶梯形,以保证填土整体稳定。

表 10.1.2 压实填土的质量控制

结构类型	填 土 部 位	压实系数 λ_c	控制含水量(%)
砌体承重结构 和框架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.97	$\omega_{cp} \pm 2$
	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	$\omega_{cp} \pm 2$
	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, ω_{cp} 为最优含水量;

2 地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土,压实系数不应小于 0.94。

10.1.3 对混凝土灌注桩,应提供经确认的施工过程有关参数,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。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩位偏差等检验。

10.1.4 人工挖孔桩终孔时,应进行桩端持力层检验。一柱一桩的大直径端承灌注桩,应视岩性检验桩底下 3D (D 为桩端直径)或 5m 深度范围内有无空洞、破碎带、软弱夹层等不良地质条件。

10.1.5 施工完成后的工程桩应进行桩身质量检验。直径大于 800mm 的地基基础设计等级为甲、乙级的建筑物端承桩应采用钻孔抽芯法或声波透射法检测,检测桩数不应少于总桩数的 10%,且每根桩下承台的抽检桩数不应少于 1 根,对于一柱一桩的设计等级为丙级的建筑物桩基础,检测桩数不应少于总桩数的 30%,其余 70%可采用可靠的动测法进行检测;直径小于和等于 800mm 的桩及直径大于 800mm 的非端承桩,可根据桩径和桩长的大小,结合桩的类型和实际需要采用钻孔抽芯法或声波透射法或可靠的动测法进行检测,检测桩数不应少于总桩数的 10%。

10.1.6 施工完成后的工程桩应进行竖向承载力检验。竖向承载力检验的方法和数量可根据地基基础设计等级和现场条件,结合当地可靠经验和技术确定。大直径端承桩的承载力可根据终孔时桩端持力层岩性报告结合桩身质量检验报告核检。复杂地质条件下的工程桩竖向承载力的检验宜采用静载荷试验,检验桩数不应少于同条件下总桩数的 1%,且不应少于 3 根。

10.1.7 复合地基(碎石桩、水泥土搅拌桩等)除应进行静荷载试验外,尚应进行竖向增强体及周边土的质量检验。

10.1.8 抗浮锚杆完成后应进行抗拔力检验,检验数量不应少于锚杆总数的 3%,且不应少于 6 根。

10.1.9 边坡及基坑支护结构的工程质量检验应符合现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的有关规定。

10.2 监测

10.2.1 大面积填方等地基处理工程,应对地面沉降进行长期监测,施工过程中还应对土体变形、孔隙水压力等进行监测。

10.2.2 施工过程中需要降水(挖孔桩或基坑降水)而周边环境要求监控时,应对地下水位变化和降水对周边环境的影响进行监

测。

10.2.3 预应力锚杆施工完成后应对锁定的预应力进行监测，监测锚杆数量不应少于总数的 10%，且不应少于 6 根。

10.2.4 基坑开挖应根据设计要求进行监测，实施动态设计和信息化施工。

10.2.5 基坑开挖监测内容包括支护结构的内力和变形，地下水位变化及周边建（构）筑物、地下管线等市政设施的沉降和位移等。监测内容可按照表 10.2.5 选择。

10.2.6 基坑开挖对邻近建（构）筑物的变形监控应考虑基坑开挖造成的附加沉降与原有沉降的叠加。基坑开挖前应对周围建筑及市政设施进行检测，并经各方认可。

10.2.7 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。爆破开挖时，应监控爆破对周边环境的影响。土石方工程完成后，尚应对边坡的水平位移和竖向位移进行监

表 10.2.5 基坑监测项目选择表

地基基础 设计等级	监测项目	支护 结构 水平 位移	监控范围内 建(构)筑物 沉降与地下 管线变形	土方 分层 开挖 标高	地下 水位	锚杆 拉力	支撑 轴力 或 变形
甲级		√	√	√	√	√	√
乙级		√	√	√	√	√	△
地基基础 设计等级	监测项目	立柱 变形	桩墙内力	基坑 底隆 起	土体 侧向 变形	孔隙 水压力	土压力
甲级		√	√	√	√	△	△
乙级		△	△	△	△	△	△

注：√为必测项目，△为宜测项目。

测，直到变形稳定为止，对永久性边坡不应少于三年。

10.2.8 下列建筑物应在施工期间及使用期间进行变形观测：

- 1 基础置于非硬质岩石上的地基基础设计等级为甲级的建筑物；
- 2 复合地基或软弱地基上的设计等级为乙级的建筑物；
- 3 加层、扩建建筑物；
- 4 受邻近深基坑开挖施工影响或受场地地下水等环境因素变化影响的建筑物；
- 5 需要积累建筑经验或进行设计反分析的工程。

10.2.9 施工期间的监测资料应作为检验建筑物地基基础工程质量和竣工验收的主要依据。

附录 A 土（岩）地基承载力特征值表

A. 0.1 根据野外鉴别结果，或根据土的颗粒级配，确定地基承载力特征值时，可根据附表 A. 0. 1-1、附表 A. 0. 1-2 确定。

表 A. 0. 1-1 岩石地基承载力特征值 f_r (kPa)

岩石类别	强风化 (破碎)	中等风化 (较破碎)	微风化 (完整)
硬质岩石	750~2000	2000~6000	> 6000
软质岩石	220~750	750~2200	2200~5000
极软质岩石	180~300	300~750	750~2200

注：1 承载力特征值，如取用大于 4000kPa 时，应由试验确定；

2 对于强风化的岩石，当与残积土难于区分时按土考虑。

表 A. 0. 1-2 碎石土地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)

土的名称 \ 密实度	稍 密	中 密	密 实
卵 石	300~500	500~800	800~1000
碎 石	250~400	400~700	700~900
圆 砾	200~300	300~500	500~700
角 砾	200~250	250~400	400~600

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

2 当粗颗粒为中等风化或强风化时，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。

A. 0.2 根据室内试验测得的物理力学指标平均值确定地基承载

力特征值时, 按附表 A. 0. 2-1、附表 A. 0. 2-2 中的承载力基本值乘以回归修正系数 ψ_f 。

1 回归修正系数 ψ_f , 应按式 (A. 0. 2-1) 计算:

$$\psi_f = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta \quad (\text{A. 0. 2-1})$$

式中 n ——据以查表的土性指标参加统计的数据数;

δ ——变异系数, 按式 (A. 0. 2-2) 计算。

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (\text{A. 0. 2-2})$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (\text{A. 0. 2-3})$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (\text{A. 0. 2-4})$$

式中 μ ——据以查表的某一土性指标试验平均值;

σ ——标准差。

2 当表中并列二个指标时, 变异系数应按式 (A. 0. 2-5) 计算:

$$\delta = \delta_1 + \xi \delta_2 \quad (\text{A. 0. 2-5})$$

式中 δ_1 、 δ_2 ——分别为第一指标和第二指标的变异系数;

ξ ——第二指标的折减系数, 见相应表的注。

表 A. 0. 2-1 淤泥及淤泥质土地基承载力基本值 (kPa)

天然含水量 ω (%)	36	40	45	50	55	65	75
承载力基本值 f_a	100	90	80	70	60	50	40

表 A. 0. 2-2 粘性土地基承载力基本值 (kPa)

第二指标 液性 指数 I_L	0	0. 25	0. 50	0. 75	1. 00	1. 20
第一指标 孔隙比 e						
0. 5	475	430	390	(360)	—	—
0. 6	400	360	325	295	(265)	—
0. 7	325	295	265	240	210	170
0. 8	275	240	220	200	170	135
0. 9	230	210	190	170	135	105
1. 0	200	180	160	135	115	—
1. 1	—	160	135	115	105	—

注：1 有括号者仅供内插用；2 折减系数 $\xi = 0. 1$ 。

A. 0. 3 根据含水比 α_w 指标确定红粘土地基承载力特征值时，按附表 A. 0. 3 取用。

表 A. 0. 3

红粘土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

含水比 α_w	0. 50	0. 55	0. 60	0. 65	0. 70	0. 75
红粘土	350	300	260	230	210	190
次生红粘土	250	220	190	170	150	140
含水比 α_w	0. 80	0. 85	0. 90	0. 95	1. 00	
红粘土	170	150	130	120	110	
次生红粘土	130	120	110	105	100	

注: $\alpha_w = w/w_L$, w ——土的含水量, w_L ——液限。

附录 B 地基土浅层平板载荷试验要点

B.0.1 地基土浅层平板载荷试验可适用于确定浅部地基土层的承压板下应力主要影响范围内的承载力。承压板面积不应小于 0.25m^2 ，对于软土不应小于 0.5m^2 。

B.0.2 试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的三倍。应保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用粗砂或中砂层找平，其厚度不超过 20mm 。

B.0.3 加荷分级不应少于 8 级。最大加载量不应小于设计要求的两倍。

B.0.4 每级加载后，按间隔 10、10、10、15、15min，以后为每隔半小时测读一次沉降量，当在连续两小时内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

B.0.5 当出现下列情况之一时，即可终止加载：

- 1 承压板周围的土明显地侧向挤出；
- 2 沉降 s 急骤增大，荷载~沉降 ($p \sim s$) 曲线出现陡降段；
- 3 在某一级荷载下，24 小时内沉降速率不能达到稳定；
- 4 沉降量与承压板宽度或直径之比大于或等于 0.06。

当满足前三种情况之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载。

B.0.6 承载力特征值的确定应符合下列规定：

- 1 当 $p \sim s$ 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；
- 2 当极限荷载小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；
- 3 当不能按上述二款要求确定时，当承压板面积为 $0.25 \sim 0.50\text{m}^2$ ，可取 $s/b = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载量的一半。

B.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测

值的极差不超过其平均值的 30%时, 取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak} 。

B. 0. 8 土质地基的变形模量, 采用下式进行计算:

$$E_0 = \omega(1 - \mu^2) \frac{pb}{s} \quad (\text{B. 0. 8})$$

式中 E_0 ——土的变形模量;

p —— 载荷试验 $p \sim s$ 曲线比例界限点对应的荷载 (kPa);

s ——与荷载 p 相对应的承压板的沉降量;

b —— 承压板的直径或宽度 (mm);

ω ——沉降系数: 刚性方形承压板 ω 取 0. 88, 刚性圆形承压板 ω 取 0. 79;

μ ——土的泊松比, 可按附表 D. 0. 8 采用。

附表 B. 0. 8

土的泊松比

土的名称与状态	泊松比
碎石土	0. 22~0. 30
砂土、粉土	0. 20~0. 25
粉质粘土: 坚硬状态	0. 25
可塑状态	0. 30
软塑或流塑状态	0. 35
粘土: 坚硬状态	0. 25
可塑状态	0. 30
软塑或流塑状	0. 42

附录 C 深层平板载荷试验要点

C.0.1 深层平板载荷试验可适用于确定深部地基土层及大直径桩桩端土层在承压板下应力主要影响范围内的承载力。

C.0.2 深层平板载荷试验的承压板采用直径为 0.8m 的刚性板，紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 80cm。

C.0.3 加荷等级可按预估极限承载力的 $1/10 \sim 1/15$ 分级施加。

C.0.4 每级加荷后，第一个小时内按间隔 10、10、10、15、15min，以后为每隔半小时测读一次沉降。当在连续两小时内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

C.0.5 当出现下列情况之一时，可终止加载：

- 1 沉降 s 急骤增大，荷载~沉降 ($p \sim s$) 曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且 s 超过 $0.04d$ (d 为承压板直径)；
- 2 在某级荷载下，24 小时内沉降速率不能达到稳定；
- 3 本级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍；
- 4 当持力层土层坚硬，沉降量很小时，最大加载量不小于

设计要求的 2 倍。

C.0.6 承载力特征值的确定应符合下列规定：

- 1 当 $p \sim s$ 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；
- 2 满足前三条终止加载条件之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载，当该值小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；
- 3 不能按上述二款要求确定时，可取 $s/d = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载值，但其值不应大于最大加载量的一半。

C.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测值的极差不超过其平均值的 30% 时，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak} 。

附录 D 岩石单轴抗压强度试验要点

D.0.1 试料可用钻孔的岩心或坑、槽探中采取的岩块。

D.0.2 试样采用圆柱体标准试样，一般试样直径 d 为 50mm，高 h 为 100mm。

D.0.3 在进行岩石的单轴抗压试验前，首先对试样进行饱和处理，在进行岩石的单轴抗压试验时，其加载速度以每秒 500~800kPa 为宜，连续加载直至试样完全破坏时终止试验。试样破坏后，应立即记下最大加载和对试样断口进行描述，并详细记录岩样的破坏形态。同类岩石的试验数据量不应少于 6 个。

D.0.4 根据参加统计的一组试样的试验值计算其平均值、标准差、变异系数，取岩石饱和单轴抗压强度的标准值为：

$$f_{rk} = \psi f_{rm} \quad (D.0.4-1)$$

$$\psi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \quad (D.0.4-2)$$

式中 f_{rm} ——岩石饱和单轴抗压强度平均值；

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值；

ψ ——统计修正系数；

n ——试样个数；

δ ——变异系数，按本规范式 (E.0.1-1) 计算。

附录 E 抗剪强度指标 c 、 φ 标准值

E.0.1 内摩擦角标准值 φ_k 、粘聚力标准值 c_k ，可按下列规定计算：

- 1 根据室内 n 组三轴压缩试验的结果，按下列公式计算某一土性指标的变异系数、试验平均值和标准差：

$$\delta = \sigma / \mu \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中 δ —— 变异系数；
 μ —— 试验平均值；
 σ —— 标准差。

- 2 按下列公式计算内摩擦角和粘聚力的统计修正系数 ψ_φ 、 ψ_c ：

$$\psi_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_\varphi \quad (\text{E.0.1-4})$$

$$\psi_c = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_c \quad (\text{E.0.1-5})$$

式中 ψ_φ —— 内摩擦角的统计修正系数；

ψ_c —— 粘聚力的统计修正系数;

δ_φ —— 内摩擦角的变异系数;

δ_c —— 粘聚力的变异系数。

$$3 \quad \varphi_k = \psi_\varphi \varphi_m \quad (\text{E. 0. 1-6})$$

$$c_k = \psi_c \varphi_m \quad (\text{E. 0. 1-7})$$

式中 φ_m —— 内摩擦角的试验平均值;

c_m —— 粘聚力的试验平均值。

附录 F 岩基载荷试验要点

F.0.1 本附录适用于确定完整、较完整、较破碎岩基作为天然地基或桩基础持力层时的承载力。

F.0.2 采用圆形刚性承压板，直径为 300mm。当岩石埋藏深度较大时，可采用钢筋混凝土桩，但桩周需采取措施以消除桩身与土之间的摩擦力。

F.0.3 测量系统的初始稳定读数观测：加压前，每隔 10min 读数一次，连续三次读数不变可开始试验。

F.0.4 加载方式：单循环加载，荷载逐级递增直到破坏，然后分级卸载。

F.0.5 荷载分级：第一级加载值为预估设计荷载的 $1/5$ ，以后每级为 $1/10$ 。

F.0.6 沉降量测读：加载后立即读数，以后每 10min 读数一次。

F.0.7 稳定标准：连续三次读数之差均不大于 0.01mm。

F.0.8 终止加载条件：当出现下述现象之一时，即可终止加载：

- 1 沉降量读数不断变化，在 24 小时内，沉降速率有增大的趋势；
- 2 压力加不上或勉强加上而不能保持稳定。

注：若限于加载能力，荷载也应增加到不少于设计要求的两倍。

F.0.9 卸载观测：每级卸载为加载时的两倍，如为奇数，第一级可为三倍。每级卸载后，隔 10min 测读一次，测读三次后可卸下一级荷载。全部卸载后，当测读到半小时回弹量小于 0.01mm 时，即认为稳定。

F.0.10 岩石地基承载力的确定

- 1 对应于 $p \sim s$ 曲线上起始直线段的终点为比例界限。符合终止加载条件的前一级荷载为极限荷载。将极限荷载除以 3 的安全系数，所得值与对应于比例界限的荷载相

比较，取小值；

- 2 每个场地载荷试验的数量不应少于 3 个，取最小值作为岩石地基承载力特征值。
- 3 岩石地基承载力不进行深度和宽度修正。

附录 G 附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

G.0.1 矩形面积上均布荷载作用下，通过中心点竖线上的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ (表 G.0.1)。

G.0.2 圆形和矩形面积上均布荷载作用下，基础中心轴与刚性岩层交点处的附加应力系数 α_n (表 G.0.2)。

G.0.3 当有刚性下卧岩层时 (图 G.0.3)，基底中心处到第 i 层

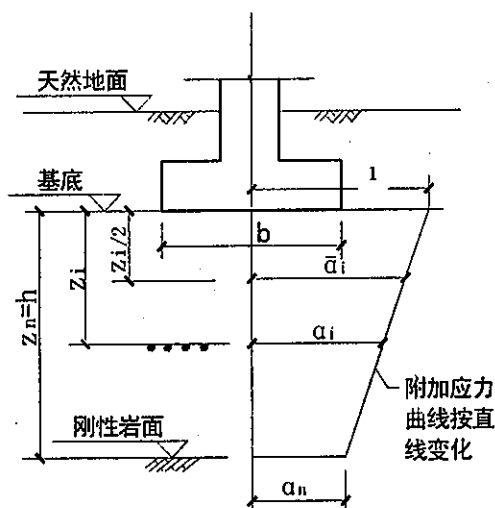


图 G.0.3 刚性下卧岩层基底中心处的附加应力曲线

土底面的 z_i 深度处附加应力系数 α_i 及其 z_i 深度范围内平均附加应力系数 $\bar{\alpha}_i$ ($i=1 \cdots n$) 按以下公式计算：

$$\alpha_i = 1 - \left(\frac{1 - \alpha_n}{z_n} \right) z_i \quad (\text{G. 0. 3-1})$$

$$\bar{\alpha}_i = \frac{1 + \alpha_i}{2} \quad (\text{G. 0. 3-2})$$

$$\bar{\alpha}_n = \frac{1 + \alpha_n}{2} \quad (\text{G. 0. 3-3})$$

附表 G. 0. 1 矩形面积上均布荷载作用下通过中心点竖线上的平均附加
应力系数 $\bar{\alpha}$

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	>10 (系数)
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.997	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998
0.2	0.987	0.990	0.991	0.992	0.992	0.992	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993
0.3	0.967	0.973	0.976	0.978	0.979	0.979	0.980	0.980	0.981	0.981	0.981	0.981	0.981
0.4	0.936	0.974	0.983	0.986	0.988	0.988	0.989	0.989	0.990	0.990	0.990	0.990	0.990
0.5	0.900	0.915	0.924	0.929	0.933	0.935	0.937	0.939	0.939	0.940	0.940	0.940	0.940
0.6	0.858	0.878	0.890	0.898	0.903	0.906	0.910	0.912	0.913	0.914	0.914	0.915	0.915
0.7	0.816	0.840	0.855	0.865	0.871	0.876	0.881	0.884	0.885	0.886	0.887	0.887	0.888
0.8	0.775	0.801	0.819	0.831	0.839	0.844	0.851	0.855	0.857	0.858	0.859	0.860	0.860
0.9	0.735	0.764	0.784	0.797	0.806	0.813	0.821	0.826	0.829	0.830	0.831	0.832	0.833
1.0	0.698	0.728	0.749	0.764	0.775	0.783	0.792	0.798	0.801	0.803	0.804	0.806	0.807
1.1	0.663	0.694	0.717	0.733	0.744	0.753	0.764	0.771	0.775	0.777	0.779	0.780	0.782
1.2	0.631	0.663	0.686	0.703	0.715	0.725	0.737	0.744	0.749	0.752	0.754	0.750	0.758
1.3	0.601	0.633	0.657	0.674	0.688	0.698	0.711	0.719	0.725	0.728	0.730	0.733	0.735
1.4	0.573	0.605	0.629	0.648	0.661	0.672	0.687	0.696	0.701	0.705	0.708	0.711	0.714
1.5	0.548	0.580	0.604	0.622	0.637	0.648	0.664	0.672	0.679	0.683	0.686	0.690	0.693
1.6	0.524	0.556	0.580	0.599	0.613	0.625	0.641	0.651	0.658	0.663	0.666	0.670	0.675
1.7	0.502	0.533	0.558	0.577	0.591	0.603	0.620	0.631	0.638	0.643	0.646	0.651	0.656
1.8	0.482	0.513	0.537	0.556	0.571	0.583	0.600	0.611	0.619	0.624	0.629	0.633	0.638

注: b —矩形的短边, l —矩形的长边, z —荷载作用面起算的深度。

续表

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	>10 (条形)
1.9	0.463	0.493	0.517	0.536	0.551	0.563	0.581	0.593	0.601	0.606	0.610	0.616	0.622
2.0	0.446	0.475	0.499	0.518	0.533	0.545	0.563	0.575	0.584	0.590	0.594	0.600	0.600
2.1	0.429	0.459	0.482	0.500	0.515	0.528	0.546	0.559	0.567	0.574	0.578	0.585	0.591
2.2	0.414	0.443	0.466	0.484	0.499	0.511	0.530	0.543	0.552	0.558	0.563	0.570	0.577
2.3	0.400	0.428	0.451	0.469	0.484	0.496	0.515	0.528	0.537	0.544	0.548	0.556	0.564
2.4	0.387	0.414	0.436	0.454	0.469	0.481	0.500	0.513	0.523	0.530	0.535	0.543	0.551
2.5	0.374	0.401	0.423	0.441	0.455	0.468	0.486	0.500	0.509	0.510	0.522	0.530	0.539
2.6	0.362	0.389	0.410	0.428	0.442	0.455	0.473	0.487	0.496	0.504	0.509	0.518	0.528
2.7	0.351	0.377	0.398	0.416	0.430	0.442	0.461	0.474	0.484	0.492	0.497	0.506	0.517
2.8	0.341	0.366	0.387	0.404	0.418	0.430	0.449	0.463	0.472	0.480	0.486	0.495	0.506
2.9	0.331	0.356	0.377	0.393	0.407	0.419	0.438	0.451	0.461	0.469	0.475	0.485	0.496
3.0	0.322	0.346	0.366	0.383	0.397	0.409	0.427	0.441	0.451	0.459	0.465	0.474	0.487
3.1	0.313	0.337	0.357	0.373	0.387	0.398	0.417	0.430	0.440	0.448	0.454	0.464	0.477
3.2	0.305	0.328	0.348	0.364	0.377	0.398	0.407	0.420	0.431	0.439	0.445	0.455	0.468
3.3	0.297	0.320	0.339	0.355	0.368	0.379	0.397	0.411	0.421	0.429	0.436	0.446	0.460
3.4	0.289	0.312	0.331	0.346	0.359	0.371	0.388	0.402	0.412	0.412	0.427	0.437	0.452
3.5	0.282	0.304	0.323	0.338	0.351	0.362	0.380	0.393	0.403	0.403	0.418	0.429	0.444
3.6	0.276	0.297	0.315	0.330	0.343	0.354	0.372	0.385	0.395	0.403	0.410	0.421	0.436
3.7	0.269	0.290	0.308	0.323	0.335	0.346	0.364	0.377	0.387	0.395	0.402	0.413	0.429
3.8	0.263	0.284	0.301	0.316	0.328	0.339	0.356	0.369	0.379	0.388	0.394	0.405	0.422
3.9	0.257	0.277	0.294	0.309	0.321	0.332	0.349	0.362	0.372	0.380	0.387	0.398	0.415
4.0	0.251	0.271	0.288	0.302	0.314	0.325	0.342	0.355	0.365	0.373	0.379	0.391	0.408
4.1	0.246	0.265	0.282	0.296	0.308	0.318	0.335	0.348	0.358	0.366	0.372	0.384	0.402
4.2	0.241	0.260	0.276	0.290	0.302	0.312	0.328	0.341	0.352	0.359	0.366	0.377	0.390
4.3	0.236	0.255	0.270	0.284	0.296	0.306	0.322	0.335	0.345	0.353	0.359	0.371	0.390
4.4	0.231	0.250	0.265	0.278	0.290	0.300	0.316	0.329	0.339	0.347	0.353	0.365	0.384
4.5	0.226	0.245	0.260	0.273	0.285	0.294	0.310	0.323	0.333	0.341	0.347	0.359	0.378
4.6	0.222	0.240	0.255	0.268	0.279	0.289	0.305	0.317	0.327	0.335	0.341	0.353	0.373
4.7	0.218	0.235	0.250	0.263	0.274	0.284	0.299	0.312	0.321	0.329	0.336	0.347	0.367
4.8	0.214	0.231	0.245	0.258	0.269	0.279	0.294	0.306	0.316	0.324	0.330	0.342	0.362
4.9	0.210	0.227	0.241	0.253	0.265	0.274	0.289	0.301	0.311	0.319	0.325	0.337	0.357
5.0	0.206	0.223	0.233	0.249	0.260	0.269	0.284	0.296	0.306	0.313	0.320	0.332	0.352

注: b —矩形的短边, l —矩形的长边, z —荷载作用面起算的深度。

附表 G. 0. 2 圆形和矩形均布荷载作用下基础中心轴与刚性岩层交点处
 α_0 的附加应力系数

$\frac{h}{b}$	圆形 (直径=b)	长方形基础的长宽比				$\frac{l}{b} > 10$ (条基)
		$\frac{l}{b} = 1$	$\frac{l}{b} = 2$	$\frac{l}{b} = 3$	$\frac{l}{b} = 10$	
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.125	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009
0.250	1.064	1.053	1.033	1.033	1.033	1.033
0.375	1.072	1.082	1.059	1.059	1.059	1.059
0.500	0.965	1.027	1.039	1.026	1.025	1.025
0.750	0.684	0.762	0.912	0.911	0.902	0.902
1.00	0.473	0.541	0.717	0.769	0.761	0.761
1.25	0.335	0.395	0.593	0.651	0.636	0.636
1.50	0.249	0.298	0.474	0.549	0.560	0.560
2.00	0.148	0.186	0.314	0.392	0.439	0.439
2.50	0.098	0.125	0.222	0.287	0.359	0.359
3.50	0.051	0.065	0.113	0.170	0.262	0.262
5.00	0.025	0.032	0.064	0.093	0.181	0.185
10.00	0.006	0.008	0.016	0.024	0.068	0.086
25.00	0.001	0.001	0.003	0.005	0.014	0.037
	0	0	0	0	0	0

注: h ——深度, b ——矩形的短边, l ——矩形的长边。

附录 H 石芽地基或基岩的稳定计算

H. 0.1 具有单一外倾软弱结构面的出露石芽或基岩 (图 H. 0.1) 抗滑动稳定性应满足下式要求:

$$\frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{CLb}{G \sin \alpha} \geq 1.35 \quad (\text{H. 0.1})$$

式中 ϕ ——外倾滑动结构面的内摩擦角 (°);

C ——外倾滑动结构面的粘聚力 (kPa);

α ——外倾滑动结构面倾角 (°);

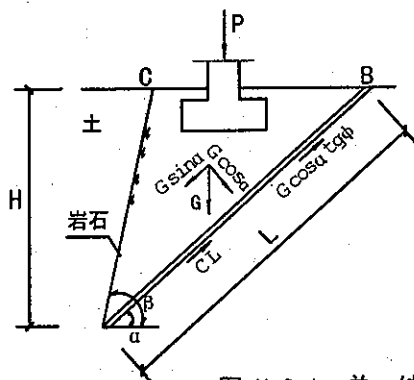


图 H. 0.1 单一结构面石芽地基基础

L ——滑动岩体的滑动面长 (m), $L = H / \sin \alpha$;

H ——滑动岩体高 (m);

b ——滑动面平均宽度 (m);

G ——滑动岩体自重 (包括基础自重) 与基础顶面集中荷载 P 的合力 (kN/m), 即 $G = W + P$

H. 0.2 出露石芽或基岩按式 (H. 0.1) 验算稳定性时应满足以下

条件:

- 1 外倾滑动结构面的走向应与石芽或基岩坡面平行或接近平行 (约在 30° 范围内);
- 2 外倾滑动结构面应在坡面露出, 即外倾滑动结构面的倾角 α 应小于基岩或石芽坡面的倾角 β , 即 $\alpha < \beta$

H. 0.3 当外倾滑动结构面内有地下水时, 应考虑其地下水的影响。

附录 J 砂卵石地基压缩模量与变形模量的 换算及变形简化计算

J. 0.1 砂卵石地基可根据原位试验得出的变形模量 E_0 ，按下式计算压缩模量 E_s ：

$$E_s = \frac{1}{\beta} E_0 \quad (\text{J. 0.1-1})$$

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \quad (\text{J. 0.1-2})$$

式中 E_s 、 E_0 ——分别为砂卵石土的压缩模量和变形模量；

μ ——砂卵石土的泊松比，0.22~0.30。

J. 0.2 对于砂卵石地基上高层建筑下的箱形及筏形基础，可利用变形模量按下式计算最终变形量 s (mm)：

$$s = p_k b \eta \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_{0i}} \quad (\text{J. 0.2-1})$$

式中 p_k ——对应于荷载效应准永久组合时基础底面处的平均压力标准值 (kPa)；

b ——基础底面宽度 (m)；

η ——修正系数，可查表 J. 0.2-1 确定；

δ_i 、 δ_{i-1} ——与基础长宽比及基础底面至第 i 层土和第 $i-1$ 层土底面的距离 z 有关的无因次系数，可查表 J. 0.2-3 确定；

E_{0i} ——基础底面下第 i 层土按载荷试验求得的变形模量 (MPa)。

表 J. 0. 2-1

 η 系数表

$m=2z_n/b$	$0 < m \leq 0.5$	$0.5 < m \leq 1$	$1 < m \leq 2$	$2 < m \leq 3$	$3 < m \leq 5$	$m > 5$
η	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.70

注: z_n ——岩层的埋藏深度或压缩层深度, b ——基础底面宽度。

按上式计算变形量时, 地基压缩层深度 z_n 按下式确定:

$$z_n = \kappa (z_m + \xi b) \quad (\text{J. 0. 2-2})$$

式中 z_m ——与基础长宽比有关的经验值, 按表 J. 0. 2-2 确定;

ξ ——系数, 按表 J. 0. 2-2 确定;

κ ——调整系数, 取 0.3。

表 J. 0. 2-2

 z_m 值和 ξ 系数表

l/b	1	2	3	4	5
z_m	11.60	12.40	12.50	12.70	13.20
ξ	0.42	0.49	0.53	0.60	0.62

表 J. 0. 2-3

 δ 系数表

$m=2z/b$	圆形 基础 $b=2r$	矩形基础 $n=l/b$						条形 基础 $n \geq 10$
		1. 00	1. 40	1. 80	2. 40	3. 20	5. 00	
0. 00	0. 000	0. 000	0. 000	0. 000	0. 000	0. 000	0. 000	0. 000
0. 40	0. 067	0. 100	0. 100	0. 100	0. 100	0. 100	0. 100	0. 104
0. 80	0. 163	0. 200	0. 200	0. 200	0. 200	0. 200	0. 200	0. 208
1. 20	0. 262	0. 299	0. 300	0. 300	0. 300	0. 300	0. 300	0. 311
1. 60	0. 346	0. 380	0. 394	0. 397	0. 397	0. 397	0. 397	0. 412
2. 00	0. 411	0. 446	0. 472	0. 482	0. 486	0. 486	0. 486	0. 511
2. 40	0. 461	0. 499	0. 538	0. 556	0. 565	0. 567	0. 567	0. 605
2. 80	0. 501	0. 542	0. 592	0. 618	0. 635	0. 640	0. 640	0. 687
3. 20	0. 532	0. 577	0. 637	0. 671	0. 696	0. 707	0. 709	0. 763
3. 60	0. 558	0. 606	0. 676	0. 717	0. 750	0. 768	0. 772	0. 831
4. 00	0. 579	0. 630	0. 708	0. 756	0. 796	0. 820	0. 830	0. 892
4. 40	0. 596	0. 650	0. 735	0. 789	0. 837	0. 867	0. 883	0. 949
4. 80	0. 611	0. 668	0. 759	0. 819	0. 873	0. 908	0. 932	1. 001
5. 20	0. 624	0. 683	0. 780	0. 884	0. 904	0. 948	0. 977	1. 050
5. 60	0. 635	0. 697	0. 798	0. 867	0. 933	0. 981	1. 018	1. 095
6. 00	0. 645	0. 708	0. 814	0. 887	0. 958	1. 011	1. 056	1. 138
6. 40	0. 653	0. 719	0. 828	0. 904	0. 980	1. 031	1. 090	1. 178
6. 80	0. 661	0. 728	0. 841	0. 920	1. 000	1. 065	1. 122	1. 215
7. 20	0. 668	0. 736	0. 852	0. 935	1. 019	1. 088	1. 152	1. 251
7. 60	0. 674	0. 744	0. 863	0. 948	1. 036	1. 109	1. 180	1. 285
8. 00	0. 679	0. 751	0. 872	0. 960	1. 051	1. 128	1. 205	1. 316
8. 40	0. 684	0. 757	0. 881	0. 970	1. 065	1. 146	1. 229	1. 347
8. 80	0. 689	0. 762	0. 888	0. 980	1. 078	1. 162	1. 251	1. 376
9. 20	0. 693	0. 768	0. 896	0. 989	1. 089	1. 178	1. 272	1. 404
9. 60	0. 697	0. 772	0. 902	0. 998	1. 100	1. 192	1. 291	1. 431
10. 00	0. 700	0. 777	0. 908	1. 005	1. 110	1. 205	1. 309	1. 456
11. 00	0. 705	0. 786	0. 922	1. 022	1. 132	1. 233	1. 349	1. 506
12. 00	0. 710	0. 794	0. 933	1. 037	1. 151	1. 257	1. 384	1. 550

注： l 、 b ——分别为矩形基础的长度与宽度（米）； z ——为基础底面至该层土底面的距离（米）； r ——圆形基础的半径（米）。

附录 K 用词及用语说明

K.0.1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词，说明如下：

- 1 表示严格，非这样做不可的用词：
正面词采用“应”；反面词采用“不应”。
- 2 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：
正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

K.0.2 条文引用语如下：

- 1 指明必须按有关标准和规范执行的写法为：
“应按……执行”或“应符合……要求”。
- 2 非必须按所指定的标准和规范执行的写法为：
“可参照……”。

贵州省地方标准

贵州建筑地基基础设计规范

DB22/45—2004

条文说明

前 言

《贵州建筑地基基础设计规范》(DB22/45-2004), 经贵州省建设厅 2004 年 12 月 30 日以黔建科标通[2004]418 号文批准, 予以发布。

为便于广大设计、施工、质监、监理、科研、教学等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定, 按章、节、条编出了本规程条文说明, 供使用者参考, 在使用中如发现本条文说明有不妥之处, 请将意见寄往贵州省建筑设计研究院。

目 次

1	总则	86
3	基本规定	87
3.1	设计原则	87
4	地基计算	88
4.1	基础埋置深度	88
4.2	地基承载力计算	88
4.3	地基变形验算	90
4.4	地基稳定性验算	91
5	土质地基	93
5.1	红粘土地基	93
5.2	填土地基	94
5.3	砂卵石地基	95
6	岩石及岩溶地基	97
6.1	岩石地基	97
6.2	岩溶地基	97
7	土岩组合地基	98
7.1	一般规定	98
7.2	地基处理与构造措施	99
8	基础	100
8.1	无筋扩展基础	100
8.2	扩展基础	101
8.4	筏形基础	105
8.5	桩基础	106
9	边坡及基坑支护	108
9.2	支护结构设计	108
10	检验与监测	109
10.1	检验	109
10.2	监测	109

1 总 则

1.0.1 贵州地处山区，建筑地基复杂。多年来，省内各设计单位在建筑地基基础设计中积累了不少经验，取得了很多成果。为使我省在地基基础设计时推广成功经验，共享成果，贯彻执行国家技术法规，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保工程质量，制定本规范，共同遵循。

1.0.2 本规范适用于我省建筑地基基础设计，对于市政工程以及条件相适应的构筑物也可参照执行。

对于淤泥及淤泥质土以及其他特殊土质的地基基础设计，按国家现行相关技术标准、规范执行。

1.0.3、1.0.4 为节约资源，规定了地基基础设计要充分利用自然地形和工程地质条件，综合考虑结构类型，合理采用基础形式，精心设计，节约建设投资。

1.0.5 地基基础设计中，除应遵守本规范的规定外，尚应遵守国家现行《建筑地基基础设计规范》GB50007、《建筑边坡工程技术规范》GB50330、《岩土工程勘察规范》GB50021、《建筑结构荷载规范》GB50009、《混凝土结构设计规范》GB50010、《建筑抗震设计规范》GB50011、《高层建筑混凝土结构设计技术规程》JGJ3等。

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.2 结合我省工程地质情况及工程实践经验，在现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 的基础上增加了以下内容：完整的硬质岩石地基上的甲、乙级建筑物可以不作地基变形设计；利用岩溶顶板作基础持力层的建筑，应对顶板进行稳定性验算。地基基础设计中考虑了山区地基的复杂性。

4 地基计算

4.1 基础埋置深度

4.1.6 本条规定是为避免基岩受大气影响，加速基岩风化，降低基岩承载力，如某工程裸露白云质基岩，一年后原较完整中风化基岩表层，近 10cm 厚风化成疏松破碎状态。

4.2 地基承载力计算

4.2.2 试验及理论分析，影响基底压力分布的因素较多，工程设计计算时不可能一一考虑，对于土质地基（包括极软、极破碎岩石地基）上的柱下独立基础、墙下条形基础，基础底面尺寸较小，同时基础相对刚度很大，一般基底压力分布可近似地按直线分布的图形计算，即可采用公式(4.2.2-1)、(4.2.2-2)、(4.2.2-3)进行简化计算。

由于岩石地基沉降变形小，对于岩石地基上的基础，其相对刚度较小，理论计算分析：基底压力向荷载作用点附近集中，向基础边缘方向逐渐减小。采用文克尔(winkler)地基模型计算，

结果表明当柔度指数 $\lambda L < \pi/4 \approx 0.8$ ($\lambda = \sqrt{\frac{K}{4E_c I}}$ ，式中 K 为地

基集中基床系数， E_c 、I 分别为基础材料弹性模量和截面惯性矩，L 为基础长)，可认为该基础为绝对刚性，基底压力可采用上述呈直线变化的简化公式计算。对于岩石地基上的柱下独立基础，一般尺寸很小，如其底面尺寸均位于冲切角以内，为便于计算，也可采用基底压力呈直线分布的简化公式(4.2.2-1)、(4.2.2-2)、(4.2.2-3)计算，显然是偏于安全的。对于土质地基及岩石地基上其它梁板式基础，以及不均匀性地基的基础，如采用简化计算公式计算基底压力可能误差较大，应慎重采用。

4.2.3 土(岩)地基特征值是我省执行《建筑地基基础设计规范》GBJ7-89 实践经验的总结，根据我省多个工程调查总结及多

个岩土地基载荷试验资料,并考虑现行《建筑地基基础设计规范》GB50007,按地基承载力确定基础底面积时,传至基础上的荷载效应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合取值;以及岩石地基的分类作了新的修订,所以本规范附录 A 对 GBJ7-89 附录五土(岩)的承载力标准值作了一定修改。

4.2.4 对于完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值,当按本规范附录 D《岩石单轴抗压强度试验要点》确定时,由于其试件尺寸较小包含的裂隙(结构面)很少,甚至不含裂隙,因而其抗压强度较高,而地基岩体是含有一定量的裂隙结构面,因而应乘折减系数 ψ_r 。

考虑本地区柱状石芽地基受力状态,与平坦无起伏的岩石地基不同,可能与单轴受力状态相近,则在现场作简单模拟试验,将中风化的白云质灰岩,人工凿成直径为 250mm,高度为 500mm 的石柱,垂直加载至破坏,极限抗压强度为 7.10MPa,比上述具有明显裂隙试件的单轴抗压强度值 $f_r=7.944\text{MPa}$ 还低,显然这是由于该试件尺寸较大,含有裂隙(结构面)所致,因此对于石芽地基如采用单轴抗压强度确定岩石地基承载力,应根据不同完整程度按规范取相应折减系数 ψ_r 最小值。

4.2.5 由于强风化、全风化岩石,其性质接近土质,地基可按均质考虑,其地基承载力特征值,尚应按深度修正。

式(4.2.5)中,关于填方整平区基础埋置深度 d ,当基础完工后立即回填土方(压实系数 λ 不小于 0.94),再进行上部结构施工,可自填土地面标高算起,但当计算地基变形时尚应考虑填土自重在地基中产生的附加应力。

4.2.6 式(4.2.6)是假设地基为均质、各向同性的半无限体,按弹性理论公式推得,当地基主要受力层范围内存在有下卧刚性岩层时,应根据地基岩土分布实际情况分析后采用,对于地表为斜坡面时不宜采用该公式计算。

4.2.7 软弱下卧层验算的主要问题是确定分布在软弱层顶面的压力,目前有三种方法:1)将双层地基假定为均质地基计

算,按照附加应力曲线,确定软弱土层顶面的压力,该方法适用于两土层性质相差不大,如两土层性质相差很大时,其误差较大; 2) 按双层地基理论,根据两土层不同变形性质,直接求出软弱土层顶面的压力,该方法计算较麻烦也缺乏试验资料,根据该理论解:当上层较硬的土层厚度小于或等于受荷面积宽度的四分之一时,验算时可不考虑地基的不均匀性,即认为下述扩散角法中 $\theta = 0$; 3) 压力扩散角法,现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 根据试验结合理论分析提出了地基压力扩散角 θ 表,应用方便可靠。本规范根据我省土层分布情况,在表中增补了 $E_{s1}/E_{s2}=1$ 时地基压力扩散角 θ 值及 $\tan \theta$ 值。

4.3 地基变形验算

4.3.5 地基土中附加应力分布,考虑下卧刚性岩层对土中附加应力有应力集中的影响,在附录 G 中增设了相应的附加应力系数、平均附加应力系数表格及计算式,其最终沉降计算式不变,式 (4.3.5-1) 中沉降计算经验系数 ψ_s ,本地区尚无沉降观测资料及经验,则参考采用现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 中表 5.3.5 中数值。为简化计算,根据推导,确定沉降计算经验系数 ψ_s 时,其 $\bar{E}_s$ 值可按式 (4.3.5-2) 计算。

4.3.7 在计算深度范围内存在基岩时,参照原苏联规范,地基变形计算深度 z_n 可算至其变形模量 E_0 为 100MPa 的岩石表面,这样对可不计算的下卧刚性岩层有较明确的定量标准。

4.3.9 式 (4.3.9) 是根据弹性理论将岩石地基作为均质各向同性直线变形体按三向受力状态求得。因此该公式适用于均质的岩石地基,其相应变形系数 (表 4.3.9) 适用于中心荷载作用下刚性基础,式中岩石地基变形模量 E_0 应通过载荷试验按该式反算求得,试验观测地基的沉降变形值 s 为 $p-s$ 曲线比例界限 (或地基承载力特征值) 相应的变形值且为该段稳定的最后永久变形值,包含有弹性变形及不可恢复的塑性变形值。式中泊松比 (侧膨胀系数) 可由室内试验或按经验取值,采用该公式计算岩石地

基竖向变形是假设变形模量 E_0 为沿深度不变。

4.3.10 该条明确了丙级建筑地基土主要受力层深度为 $3B$ 。通过计算,对宽度为 B 的条形基础,其地基分别为具有下卧刚性岩层上覆土层厚度为 $3B$,及不具有下卧刚性岩层的均质土层地基,当两种土层的压缩性相同,按分层总和法原理计算两种地基基础中心点下沉降量,两者相近。根据调查某学校多幢 5~6 层 60~70 米长教学楼砌体结构,混凝土条形(局部柱下独立基础)基础,地基为红粘土,深度不等,但等于或大于 $3B$,分别建于上个世纪 50 年代和 50 年代初,按一般地基基础设计未作任何处理至今完好。根据以上所述,当最小土层厚度大于或等于 $3B$ 时可按均质地基考虑。

4.3.11 建筑物的沉降观测能反映地基的实际变形以及地基变形对建筑物的影响过程,系统的沉降观测资料是验证建筑物地基基础设计方案是否正确,地基事故是否需及时处理,以及施工质量是否合格的重要依据,也是建筑物地基容许变形值的参考。通过对沉降计算值与实测值的比较还可判断计算值的可靠性,为沉降计算经验系数的确定提供资料,因此本条规定置于非硬质岩石上的地基基础设计等级为甲级建筑物以及复合地基或软弱地基上的乙级建筑物,除进行地基变形量计算外,尚应在施工期内及使用期间进行沉降变形观测。

4.4 地基稳定性验算

4.4.2 对于均匀的土质地基边坡,及其性质近似土质的软岩,极软岩,破碎、极破碎较均匀的岩石地基边坡,在一定条件下,可看作平面问题,按圆弧法进行稳定分析,采用最不利滑动面相应的最小安全系数判断其稳定性。

4.4.3 对于具有结构面或软弱结构面岩石地基边坡,当稳定性受外倾结构面(外倾结构面走向与岩坡面走向夹角小于 30°)控制,对可能产生平面滑动的岩石地基边坡宜采用平面滑动法进行计算;对可能产生折线滑动的边坡宜采用折线滑动面法进行计

算。对于具有两组或多组结构面的交线倾向于临空面的岩石边坡，可采用棱形体（楔形四面体）分割法进行计算。

5 土质地基

5.1 红粘土地基

5.1.1 现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 式 (5.3.5) 计算地基变形量时所采用的压缩模量 E_{si} 为基础底面下第 i 层土的压缩模量 (MPa), 应取土的自重压力与附加压力之和的压力段计算, 而不是固定取用 $P=100\sim 200\text{kPa}$ 压力段的 E_{si} 值。为满足这一取值条件, 应取得各层土的压缩曲线, 红粘土是按状态划分土质单元 (分层) 的, 因此本条第 3 款规定需验算地基变形的工程, 应取得各土质单元的平均压缩曲线, 根据计算土层的实际埋深和附加应力的计算该压力段的 E_{si} 值。

大量试验研究资料表明, 红粘土的胀缩性能以收缩为主, 在 50kPa 荷载作用下的膨胀率 $\delta_{ep}\leq 0$ 。因此, 一般情况下只需验算地基的收缩变形量。根据现行《膨胀土地基建筑技术规范》GBJ12 附录二所列数据, 可计算得贵阳地区土的湿度系数 $\psi_w=0.196$, 由表 3.2.5 中查得大气影响深度 $d_a\approx 3\text{m}$ 。省内其余地区的大气影响深度, 可参照贵阳地区的气候差异相应确定。

5.1.2 红粘土覆盖在碳酸盐岩上, 由于常有岩溶现象, 至使红粘土层厚变化极大, 厚度小于地基变形计算深度 z_n 的地段, 由于刚性下卧层 (非压缩性的基岩) 的存在, 附加应力相应增大, 地基变形量也相应增大。基底下红粘土层厚小于 z_n 的现象广泛存在, 因此地基变形验算应考虑刚性下卧层影响。

现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 规范条文说明表 5.3-4 列出了《带形基础下非压缩性地基上面土层中的应力系数》如下表所列, 当矩形基础长短边之比大于 2 时可参考表列数值。

Z/h		0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
基岩埋藏 深度	h=b	1.000	1.009	1.020	1.024	1.023	1.022
	h=2b	1.00	0.99	0.92	0.84	0.78	0.76
	h=5b	1.00	0.82	0.57	0.44	0.37	0.36

注：表中 h 为基岩上覆土层厚度；b 为条形基础半宽；Z 为纵坐标。

5.1.5 本条第 1 款规定基础底面外边线至陡坎的水平距离小于 2.5 倍基础宽度应进行地基稳定性验算，这是根据现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 式 (5.4.2-1、2) 简化而得。

5.1.7 现行各种技术规范对边坡稳定性验算的稳定安全系数取值不统一，如现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 规定采用圆弧滑动面法进行验算时，要求 $M_R/M_S \geq 1.2$ (M_S 为滑动力矩， M_R 为抗滑力矩)；现行《岩土工程勘察规范》GB50021 第 4.7.7 条规定，验算已有边坡稳定时，边坡稳定系数 F_s 取 1.1~1.25；现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 表 5.5.1 边坡稳定安全系数中，对安全等级为一级者，按平面滑动法或折线滑动法计算者取 1.35，按圆弧滑动法计算者取 1.30。为安全起见，本条参照了现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的规定。

5.1.8 在本规范条文说明第 5.1.1 中已说明贵阳地区大气影响深度 $d_a \approx 3m$ ，按现行《膨胀土地区建筑技术规范》GBJ112 第 3.2.5 条的规定，大气影响剧烈层深度为大气影响深度乘以 0.45 采用，故贵阳地区大气影响剧烈层深度为 1.35m。

5.2 填土地基

5.2.2 填土地基的利用，可根据建筑体型、结构与荷载情况及填料性能等，结合现场条件、工期要求及地区经验综合比选，提

出一、二种地基处理方法，在加固试验区进行施工试验，根据试验结果对加固效果、技术经济、环境影响等分析确定。

对压实填土，根据使用要求确定填料材质的质量指标，并对填料进行技术经济比选，验算场地在堆填加载条件下地基与填筑体的承载力、可能变形及稳定性。

填土质量检测方法应按多指标多方法的原则确保检测数据可靠、正确。

5.2.4 填土地基承载力特征值可按载荷试验或原位试验、公式计算，并结合工程经验综合确定。承载力特征值的确定应同时满足卧层顶面承载力特征值的要求。

5.2.5 填土地基主要由变形控制。

5.2.7 填土地基应充分考虑填土地基基础与上部结构的协同工作，选择处理措施时，优先考虑对地基的处理与加固，并相应采取适应地基不均沉降的建筑和结构措施。当地基承载力或变形不能满足要求时，可选用机械、振动碾压、换填、复合地基或强夯法处理。

5.3 砂卵石地基

5.3.1 砂卵石地基上适用的原位测试方法主要是圆锥动力触探（重型 $N_{63.5}$ 或超重型 N_{120} ）。亦可采用浅层平板载荷试验及深层平板载荷试验。根据成都地区的研究成果，以超重型圆锥动力触探（ N_{120} ）最为适宜，并编制了根据超重型圆锥动力触探锤击数 N_{120} 进行砂卵石地基的密实度划分和确定砂卵石地基的承载力特征值 f_u 及变形模量 E_0 的对应关系表，见下二表：

砂卵石地基的密实度划分

密实度 触探类型	松散	稍密	中密	密实
N_{120}	$N_{120} \leq 4$	$4 < N_{120} \leq 7$	$7 < N_{120} \leq 10$	$N_{120} > 10$

砂卵石地基的承载力特征值 f_n 及变形模量 E_0

N_{120}	3	4	5	6	7	8
f_n (kPa)	240	320	400	480	560	640
E_0 (MPa)	16.0	21.0	26.0	31.0	36.5	42.0
N_{120}	9	10	11	12	14	16
f_n (kPa)	720	800	850	900	950	1000
E_0 (MPa)	47.5	53.0	56.5	60.0	62.5	65.0

5.3.4 分层总和法是计算地基变形的经典方法。但砂卵石地基难于取得原状土样，主要是靠现场原位测试得出其变形模量 E_0 ，而进行沉降计算时需用的指标是压缩模量 E_s ， E_0 与 E_s 可用本规范附录 J 的相关公式计算。附录 J 式 (J.0.1-1) 在成都地区砂卵石地基中应用，其理论计算与观测结果的符合性较好。成都地区根据超重型圆锥动力触探锤击数 N_{120} 给出了砂卵石地基的 β 值，见下表：

砂卵石地基的 β 值

N_{120}	$4 < N_{120} \leq 7$	$7 < N_{120} \leq 10$	$N_{120} > 10$
β	0.88~0.80	0.80~0.74	0.74

6 岩石及岩溶地基

6.1 岩石地基

6.1.2 在岩石地基中，持力层范围内软、硬岩互层的现象是常见的，有时软弱岩层深度较大，若要求全部去除而使施工难度加大，因此本规范提出经过分析验算软弱岩层的承载力和变形来确定是否可利用。

上部荷载通过基础传到不可压缩的岩石地基上，基底应力以直接传递为主，应力呈柱形分布，当荷载不断增加使岩石裂缝被压密产生微弱的沉降而卸荷，此时部分荷载转移到冲切锥范围以外扩散，基底压力呈钟形分布。在此基础上提出了当需验算岩石下卧层强度时，其基底压力扩散角为 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 。

当岩石起伏较大，当基础置于硬质岩石上时，因地基刚度大，同一建筑中允许使用两种以上的不同基础型式，如挖孔桩与独立柱基并用，条基与独立柱基并用等。

6.1.3 体积较大的混凝土直接浇注在硬质岩石上，混凝土的收缩受到基岩的约束将会使混凝土产生裂缝，因此，应结合建筑防水、防潮等做法设置隔离层。

6.2 岩溶地基

6.2.1 当前使用的勘查手段难以准确地界定岩溶的范围大小和岩溶周边岩石的性状，不能满足设计需要，所以，当勘察发现有溶洞、裂隙等不良地质条件时，应加密钻孔，要基本上能绘出其规模及边界线，提供处理这些不良地质现象的依据。

6.2.2 在岩溶发育地区宜增加初步勘查阶段，大体查明岩溶洞穴的分布，使建筑总图布置时将主体建筑避开岩溶发育地带。

6.2.3 当岩溶上部覆盖层较厚、岩石起伏不大且覆盖层的地基承载力特征值和基础沉降值能满足要求时，宜采用刚度较大的箱、筏基础。

7 土岩组合地基

7.1 一般规定

7.1.3 在土岩组合地基中,常存在溶洞、土洞、具有临空面的出露岩体或单个石芽,也常存在有沿软弱结构面滑动和场地滑坡的可能性。由于岩体或石芽与周围土体的抗剪强度和岩体内结构面的抗剪强度一般不能同步发挥,故附录H计算式中未考虑岩体和石芽与周围土体的作用,同时也偏于安全。另外出露基岩和石芽的稳定验算未考虑滑动岩体受转动力矩的影响,即破坏只是考虑滑动破坏,因此对于具有陡倾不连续面的陡坡基岩(石芽)还应考虑可能产生的倾倒崩塌破坏。

按本规范附录H对出露基岩和单个石芽稳定验算,如不能满足要求,应采用预应力锚杆等方法处理。

7.1.4 由于土岩组合地基的不均匀性,可能产生过大的不均匀沉降,影响建筑物正常使用或造成结构损坏,因而对敏感性结构的多层底部框架-抗震墙、多排内框架及框架结构的房屋不宜采用土岩组合地基。

7.1.5 土岩组合地基,其工程地质条件较为复杂,岩面起伏变化大、土层厚度及性质差别较大,地质勘察很难查明岩土分布详细情况,地基反力及沉降变形也很难通过理论计算确定,根据我省多年工作实践经验,总结及理论分析,对七层及七层以下砌体房屋可不作地基变形验算,但应满足本条相应条件要求。

按式(7.1.5)验算地基承载力,实际上也是为了降低基底压力以及减少地基沉降量或沉降差,同时考虑土岩组合地基的基底压力不均匀性。

根据地基与基础共同作用计算分析,岩石地基压缩性小,抵抗变形能力强,故岩石地基处的基底压力大于临近土质地基处的基底压力,另外,土层厚度较薄处的基底压力常常大于土层厚度较厚处的基底压力,甚至可能大于平均基底压力,因此,考虑多种不利情况,则将承载力特征值乘于折减系数(0.75~0.90)。

7.2 地基处理与构造措施

7.2.1~7.2.6 为了防止过大的不均匀沉降造成结构损坏,影响建筑正常工作,除按式(7.1.4)控制减小基底压力外,还针对土岩组合地基、土岩不同的分布情况提出了相应设计要求、构造及地基处理措施,概括起来有如下两个方面:

1) 加强上部结构整体性以抵抗变形的能力。除按抗震设防要求设置抗震构造柱及圈梁外,还应在土岩交结处沿墙高度设置拉结钢筋,避免在该段墙体开设门窗孔洞;在大面积出露基岩与土质地基交接处设置沉降缝。

2) 对地基进行处理。一种是全褥处理方案,即将出露基岩凿槽设置褥垫,改善土岩交接处变形条件,避免地基反力在基岩处集中墙身产生裂缝。另一种是全刚方案,即将面积较少且土层较深的土质地基处采用人工挖孔桩与岩石地基间加设基础梁,如果石芽之间土层较浅,则可采用碎石置换,因为碎石地基承载力高,压缩变形小且在施工中完成,水稳定性好。

8 基 础

8.1 无筋扩展基础

8.1.2 山区地基通常遇到强风化岩或卵石地基，其地基承载力特征值往往大于 300kPa，为满足设计需要，增加了基底平均压力为 300~500kPa 的台阶宽高比允许值。

无筋扩展式基础刚度大，当荷载作用于基础上时，轴向力在一定范围内向下传递，在此角度范围内基础只承受压力，不致因弯剪强度不足而破坏，此角度即为本规范表 8.1.2 中基础台阶宽高比允许值，其值确定如下：

1) 按混凝土受弯承载力确定无筋扩展基础的宽高比。

按现行《混凝土设计规范》GB50010 附录 A

$$M \leq \gamma f_{ct} \omega$$

混凝土强度等级 C15，取 $\gamma = 1.5$ ，基础台阶宽度 $b=1$ ， $f_{ct}=0.55f_t$

$$M = \frac{1.5 f_{ct} h^2}{6} = \frac{1.5 \times 0.55 f_t h^2}{6} = 0.1375 f_t h^2$$

若阶梯形基础阶高为 h ，阶宽为 a

$$M = \frac{1}{2} [p] a^2 b = \frac{1}{2} [p] a^2$$

$$\text{即 } M = \frac{1}{2} [p] a^2 b = 0.1375 f_t h^2$$

$$\frac{a^2}{h^2} = \frac{0.1375 f_t}{0.5 [p]} = 0.275 \frac{f_t}{[p]}$$

$$\text{或 } \frac{a}{h} = \sqrt{0.275 \frac{f_t}{[p]}} = 0.52 \sqrt{\frac{f_t}{[p]}}$$

以基底平均压力 500kPa 代入则得:

$$\frac{a}{h} = 0.52 \times 1.349 = 0.7015$$

即台阶宽高比为 1:1.425, 取 1:1.5

2) 按现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 条文说明第

8.1.2, 基础变阶处受剪承载力为

$$V_s \leq 0.366 f_t A$$

$$\text{即 } [p] a = 0.366 f_t A = 0.366 f_t h$$

$$\frac{a}{h} = \frac{0.366 f_t}{[p]} = 0.666$$

台阶高宽比取 1:1.5

根据以上计算, C15 混凝土基础当基底平均压力值为 300~500kPa 时, 其台阶宽高比取 1:1.5。

C15 毛石混凝土基础的台阶宽高比, 比 C15 混凝土时适当提高, 取值为 1:1.75。

8.2 扩展基础

8.2.1 考虑到基础是处于二 a 类环境中, 按现行《混凝土设计规范》GB50010 表 3.4.2 规定, 其混凝土最低等级为 C25, 故此改扩展基础混凝土强度等级不低于 C25。

8.2.3 岩石地基上的钢筋混凝土扩展基础, 由于地基承载力很高, 基底面积较小, 基底面积一般在柱、墙边 45° 冲切锥体范围内, 可不作抗冲切计算。但是否进行抗剪承载力计算, 现行《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 的 8.2.7 条没有明确规定,

而在其条文说明中有“阶梯形独立柱基及锥形独立柱基其斜截面受剪的折算宽度，可按照本规范附录S确定”的要求，似乎又要进行抗剪承载力计算。如果不作抗剪承载力计算，基础高度会很小，几千吨压力的扩展基础，高度几十厘米就够了，设计者一般不敢采用。如用现行《混凝土结构设计规范》GB50010 抗剪公式，计算出的基础高度又太大，显然不合理。因此，本规范根据扩展基础底板的受力特点，近似地按混凝土深受弯构件受剪承载力计算规定，导出了岩石地基上扩展基础的受剪承载力计算公式。该公式仅作为本规范的过渡性公式，待今后理论研究的深入再加以修正。

按现行《混凝土结构设计规范》GB50010 的 10.7.5 条，矩形截面的深受弯构件 ($\frac{l_0}{h} \leq 5.0$)，在均布荷载作用下的简支梁，当不考虑竖向和水平分布钢筋时，其斜面截面的受剪承载力应符合下式：

$$V \leq 0.7 \frac{(8 - l_0/h)}{3} f_t b h_0$$

$$\frac{l_0}{h} \leq 5.0, \text{ 当 } \frac{l_0}{h} \leq 2 \text{ 时, 取 } \frac{l_0}{h} = 2$$

对于均布荷载作用下的悬臂梁，根据剪力等效原则存在这样的关系：

$$\frac{1}{2} q l_0 \text{ (简支)} = q l_0 \text{ (悬臂)}$$

$$\text{即 } l_0 \text{ (简支)} = 2 l_0 \text{ (悬臂)}$$

代入受剪承载力公式得悬臂梁受剪承载力：

$$V \leq 0.7 \frac{(8-2l_0/h)}{3} f_t b h_0 = 1.4 \frac{(4-l_0/h)}{3} f_t b h_0$$

$$\frac{l_0}{h} \leq 2.5, \text{ 当 } \frac{l_0}{h} \leq 1 \text{ 时, 取 } \frac{l_0}{h} = 1$$

混凝土扩展基础，由于台阶的宽高比也要求小于 2.5，可视为一倒置的均布荷载作用下的悬臂深受弯构件，其受剪承载力应符合上式，此时将台阶的宽高比 $\lambda = l_0/h$ 代入，可得扩展基础受剪承载力公式：

$$V = 1.4 \frac{(4-\lambda)}{3} f_t b h_0$$

$\lambda \leq 2.5$ ，当 $\lambda \leq 1$ 时，取 $\lambda = 1$

λ 由 2.5~1.0 时受剪承载力系数由 0.7~1.4 连续变化，在 $\lambda=1.0$ 得最大值 1.4，是一般混凝土梁受剪承载力的两倍。再引入截面高度系数 β_{hp} ，当 h 不大于 800mm 时取 1.0；当 h 大于 2000mm 时取 0.9，其间按线性内插法取用。

$$V = 1.4 \frac{(4-\lambda)}{3} \beta_{hp} f_t b h_0$$

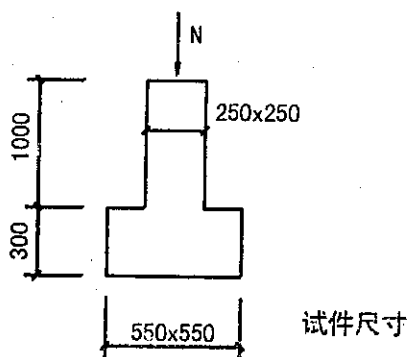
$\lambda \leq 2.5$ ，当 $\lambda \leq 1$ 时，取 $\lambda = 1$

下面对一轴心受压混凝土柱下扩展基础（柱 1300mm × 1300mm，轴压力设计值 $F = 32000\text{kN}$ ，基础混凝土为 C30），用不同的方法计算基础高度（详附表）。比较其结果可以看到，按本规范计算的基础高度均比不考虑抗剪计算的高度大，而且随地基承载力的提高，增大的幅度愈大。与按混凝土规范受剪承载力公式计算的基础高度相比较要小得多，也比较合理。

附表： 基础计算高度 h (mm) (取 $h=h_0+50$)

地基承载力特征值 (kPa)	1500	2500	3500	4500
方形基础边长 (mm)	4200	3200	2700	2400
台阶宽度 (mm)	1450	950	700	550
基底净反力设计值 (kPa)	1760	3070	4335	5501
剪力设计值 (kn)	10718	9335	8193	7261
不考虑抗剪计算的基础高度 h (mm)	1500	1000	750	600
按混凝土规范受剪公式计算的基础高度 h (mm)	2900	3290	3420	3400
按本规范公式计算的基础高度 h (mm)	1500	1670	1730	1730

为验证式 (8.2.3) 的安全性, 在工程现场作了两组静载试验。试件按设计荷载 1000kN, 地基承载力特征值 4000kPa、混凝土 C30 计算, 扩展基础底面尺寸为 550×550 (mm), 计算基础高度为 300mm, 底板钢筋按构造配 3 ϕ 10@200。加载最大达 1800kN (见图表), 试验结果, 基础均未出现裂缝或产生剪切破坏。



试验结果统计表

组数	试件号	加载时混凝土强度	最大荷载 N (kN)	最大基底压力 (kPa)	未继续加载原因
1	1号	C40	1450	4800	柱顶端局压开裂
	2号	C40	1800	6000	堆载不足
2	1号	C50	1630	5400	柱顶端局压开裂
	2号	C50	1800	6000	堆载不足
	3号	C20	1800	6000	1270kN 时柱顶端局压开裂 堆载不足
	4号	C30	1450	4800	柱顶端局压开裂
	5号	C30	970	3200	混凝土浇注有空洞 柱顶端局压开裂

8.4 筏形基础

8.4.14 岩石地基属于不可压缩地基，可以认为是刚性地基，墙、柱下基础底板冲切锥以内部分竖向刚度无穷大。按就近传递原则，墙、柱荷载将通过刚度无穷大的冲切锥，直接传给刚度同样无穷大的地基，压力集中在冲切锥范围内呈柱状分布。只有随着荷载的增加，岩石的裂隙被压密，产生微小沉降时才卸荷，将一小部分压力扩散到冲切锥以外的基础板上，压力发生转移。转移值的大小随变形情况（地基变形、底板弹塑性变形）而定。地基变形愈大（地基愈软）、底板变形愈小（刚度愈大）则转移值愈大。

由于岩石地基变形很小，冲切锥以外的基础底板为有限刚度，因此，转移的压力很小，扩散的范围也不大。实际工程中往往是由于岩层较破碎、岩溶发育，不便采用独立柱基或桩基的情

况下才改而采用筏基。按此模型计算的平板式筏基,能较好地满足由于岩体破碎、岩溶发育等地基不均匀产生的底板弯矩和不均匀沉降的要求,配筋量较基底压力按直线分布计算时小。

8.5 桩基础

8.5.2 当持力层为硬质中、微风化岩石时,由于施工掘进困难,桩型宜采用端承桩,而在软质岩石中(如泥岩、页岩)桩端提供的承载力较小,而桩侧提供的侧阻承载力往往占有较大份额,而施工挖进容易,所以在软质岩石中建议采用摩擦型端承桩。

当地下水水量较大,抽水造成地面塌陷对周围环境及对临近建(构)筑物造成破坏是不可忽视的,不宜采用人工挖孔桩方案。

8.5.3 在硬质岩石中,当上部荷载较大、桩数较多,桩的间距达不到规定时,端承型挖孔桩扩大头之间的净距可以为零,但应跳挖施工以保证施工安全。

对于硬质岩石地基上的桩基础,为保证桩的稳定性,当为甲、乙级建筑时,桩全断面嵌入岩石的深度不宜小于 500mm,当为丙级建筑时,考虑到开凿硬质岩石施工困难,要求桩全断面嵌入岩石的深度不宜小于 200mm。

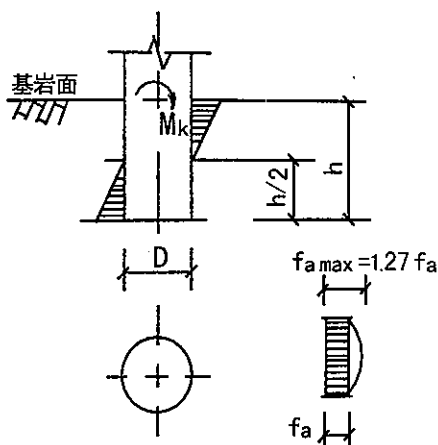
桂林市建筑设计院对柳州银都大厦工程核心筒筏板下挖孔群桩的承载力进行测试,当桩的刚度差异很大时,桩的承载力是不相同的,短桩的刚度大,短桩的应力集中明显。鉴于此,所以在桩筏基础中的布桩中建议桩的长短不宜相差过大。

本规范对桩端扩大头的细部尺寸作出了建议,为保证桩头混凝土的浇注质量,增加了直线段,在硬质岩石中桩底难以掘成锅底形,改为平底。

8.5.10 圆形截面桩嵌入岩石的深度 h 的计算公式按下列假定导出:

- 1) 嵌入岩石深度范围内应力图形按两个相等三角形变化(下图所示);
- 2) 桩侧压力分布假定最大地基承载力特征值 $f_{a, \max} = 1.27f_a$;

- 3) 计算时假定弯矩全部由孔壁承受, 不考虑岩石对桩底的抵抗作用, 并忽略桩顶的水平力;
- 4) 岩石水平地基承载力特征值为 $0.5f_u$



$$M_k = \frac{1}{2} \times 0.5 f_u \times \frac{2}{3} h \cdot \frac{h}{2} \cdot D = \frac{0.5 f_u D}{6} h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{M_k}{0.5 f_u D / (1.27 \times 6)}} = \sqrt{\frac{M_k}{0.0656 f_u D}} \approx \sqrt{\frac{M_k}{0.066 f_u D}}$$

对于矩形截面桩, 嵌入岩石深度 h 基本与圆形截面桩相同, 不同之处在于圆形截面桩的桩侧压力分布假定为最大地基承载力特征值 $f_{u, \max} = 1.27 f_u$, 因此, 矩形截面桩嵌入岩石深度 h 的计算公式为:

$$h = \sqrt{\frac{M_k}{0.083 f_u b}}$$

式中 b ——垂直于弯矩作用方向的基础宽度。

9 边坡及基坑支护

9.2 支护结构设计

9.2.1 表 9.2.1 结合本地区情况及存在问题对现行《建筑边坡工程技术规范》GB50330 和《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 中有关支护结构类型和适用条件给予适当的补充、整理成表。

由于重力式挡土墙是由抗拉强度很低的块石、毛石砌筑或毛石混凝土浇注而成,采用锚杆作为挡土墙支点后将会使挡土墙墙身产生较大弯矩导致墙身横截面拉裂破坏,因此,重力式挡土墙不宜直接与锚拉杆联合使用。

排桩式锚杆用于边坡支护可设基础,而用于基坑支护时,桩底很难做基础,如桩底土质较差、压缩性较大时,桩底地基沉降大,将改变整个支护结构内力,锚杆拉力减小,土坡将产生较大变形而破坏,因而,桩底应置于密实土层或岩石中。

为避免悬臂式支护桩变形过大,桩底端应嵌入稳定岩石或坚硬密实土层中。

由于只有土体变形后才能使土钉墙结构被动受力而发挥作用,因此,对边坡变形要求高时不应采用。

9.2.2 主要引用我国铁路、道路工程的有关资料。桩前坑底(坡脚)地面以下被动土压力计算,应考虑桩前岩土层的土质、厚度及稳定性、前期固结压力影响、地面是否平整等因素,并应根据位移条件取值。

9.2.7 桩端嵌入岩层深度 h 除应满足本规范第 8.5.10 的计算要求外,同时,对于坑底无覆盖土层情况下应大于 3 倍悬臂桩长边尺寸。当坑底有覆盖土层时,可根据工程经验采用类比法酌情减小。

10 检验与监测

10.1 检验

10.1.4 人工挖孔桩应逐孔进行终孔验收，终孔验收的重点是持力层的岩土特征。对单柱单桩的大直径嵌岩桩，承载能力主要取决于嵌岩段岩性特征和下卧层的持力性状，终孔时，应用钻机或风钻对孔底下 3d 或 5m 深度范围内持力层进行检验，直径大于 1.5m 的桩在周边检验不应少于 3 点，查明是否存在溶洞、破碎带和软弱夹层等，遇异常应提供岩芯抗压强度试验报告。

10.1.5 桩基工程事故，有相当部分是因桩身存在严重的质量问题而造成的。桩基施工完成后，合理地选取工程桩进行完整性检测，评定工程桩质量十分重要。常用桩基完整性检测方法有钻孔抽芯法、声波透射法、高应变动力检测法、低应变动力检测法等。钻孔抽芯法通过钻取混凝土芯样和桩底持力层岩芯，既可直观地判别桩身混凝土的连续性，持力层岩土特征及沉渣情况，又可通过芯样试压，了解混凝土和岩样的强度，是大直径桩的重要检测方法。声波透射法通过预埋管逐个剖面检测桩身质量，既能可靠地发现桩身缺陷，又能合理地评定缺陷的位置，大小和形态，不足之处是需要预埋管，检测时缺乏随机性，且只能有效检测桩身质量。实际工作中，如果预埋 PVC 管与钢筋笼固定不牢或固定点距离大于 2 米，在振动器的作用下，预埋管壁与桩身容易出现空腔，使声波不能透视（只有反射），一般透视率在 30%~35%，为达到好的效果，预埋管与钢筋笼固定点宜小于 1m（或埋管直径 6~8 倍）并固定牢固。在工作中，将声波透射法与钻孔抽芯法有机地结合起来进行大直径桩质量检测是科学、合理的，且是切实有效的检测手段。

10.2 监测

10.2.6 监测值的变化和周边建（构）筑物、管网允许的最大沉降变形是确定监控报警标准的主要因素，其中周边建（构）筑物原有的沉降与基坑开挖造成的附加沉降叠加后，不能超过允许的最大沉

降变形值。业主应会同监测单位应在基坑开挖前对附近民房进行裂缝调查，设置标志，避免不必要的损失。