

备案号:J10715-2006

DB

重庆市工程建设标准

DBJ50-047-2006

建筑地基基础设计规范

Code for design of building foundation

2006-01-26 发布

2006-03-01 实施

重庆市建设委员会 发布

CHONGQINGSHI GONGCHENG JIANSHE BIAOZHUN



版权所有 翻印必究

重庆市建设委员会文件

渝建发[2006]11号

重庆市建设委员会 关于发布建筑地基基础设计规范的通知

各区县(自治县、市)建委,各有关单位:

为推动建设技术进步,满足新形势下建设工作需要,根据《重庆市工程建设标准化工作管理办法》(渝建发[2004]84号)有关规定,我委组织重庆市土木建筑学会、中冶赛迪工程技术股份有限公司、重庆大学建筑设计研究院等单位对原《重庆市建筑地基基础设计规范》(DB50/5001-1997)进行了修订。新修订的《建筑地基基础设计规范》已经我委组织的专家组审查通过,现批准该标准为我市强制性工程建设标准,编号 DBJ50-047-2006,自 2006 年 3 月 1 日起施行。原《重庆市建筑地基基础设计规范》(DB50/5001-1997)同时废止。

该标准由重庆市建委负责管理,由中冶赛迪工程技术股份有限公司负责解释(地址:重庆市渝中区双钢路 1 号,邮编:400013,联系人:胡朝晖,电话:023-63548422)。

重庆市建设委员会

二〇〇六年一月二十六日

关于同意《建筑地基基础设计规范》 备案的函

建标标备便[2006]21号

重庆市建设委员会：

你委科教处“关于《建筑地基基础设计规范》工程建设地方标准备案的申请”收悉。经研究，同意《建筑地基基础设计规范》作为“中华人民共和国工程建设地方标准”备案，备案号：J10715-2006。

该项标准的备案公告，将刊登在近期出版的《工程建设标准化》刊物上。

建设部标准定额司

二〇〇六年二月十三日

前 言

本规范是根据重庆市建委渝建[2004] 77号文的要求,由重庆市土木建筑学会会同有关设计、勘察、科研、教学、检测和施工单位对《重庆市建筑地基基础设计规范》DB50/50-1997进行修订而成。

本次规范修订的原则是:保留原规范的先进成果、内容;补充完善10多年重庆市在地基基础方面科研、设计、施工中取得的成果和经验;充分体现重庆市的地区特色;力求与国家 and 地方现行有关规范协调统一;注重规范的系统性和可操作性。

规范编制组在修订过程中,调查总结了近10多年重庆市地基基础工程的实践经验,开展了专题研究,采纳了该领域新的科研成果,并在广泛征求有关设计、勘察、科研、教学、监测和施工单位意见的基础上,通过反复讨论、修改,最后经审查定稿。

本次修订后共分9章9个附录,附录F、J为参考性附录。主要修订内容如下:

1 鉴于已有专门的地方规范《地质灾害防治工程设计规范》DB50/5029和《建筑边坡支护技术规范》DB50/5018,本规范取消了地质灾害防治及边坡工程设计的有关内容;

2 明确了地基基础极限状态设计和计算方法;

3 调整了土质地基按抗剪强度参数计算承载力特征值的公式,取消了岩质地基承载力的理论计算公式;

4 增加了二、三级建筑物在岩质边坡上基础设置要求;

5 修改补充了洞室地基方面的设计内容;

6 修改补充了强夯法、振动碾压法等地基处理方面的设计内容;

7 增加了建筑基坑设计的内容;

8 增加了工业厂房柱基础基底应力的控制要求和有关设计内容;

9 修改补充了人工挖孔桩的有关设计内容;

10 增加了筏形基础的有关设计内容;

11 增加了基础双向偏心受压的计算;

12 修改了嵌岩基础可不考虑弯矩和剪力影响的嵌岩深度的计算方法;

13 修改了嵌岩基础考虑嵌固力的计算方法;

14 修改了嵌岩桩的承载力计算方法;

15 增加了地基基础检验与检测的有关内容。

本规范主编单位、参编单位、主编、执笔人、参编人、技术顾问及审查专家

主编单位:重庆市土木建筑学会

中冶赛迪工程技术股份有限公司

重庆大学建筑设计研究院

参编单位:重庆市设计院

机械工业第三设计研究院

重庆市建筑科学研究院

重庆大学

解放军后勤工程学院

重庆市地质矿产勘察开发总公司

中煤集团重庆设计研究院

重庆市地质灾害防治工程勘察设计院

重庆大恒建筑设计有限公司

重庆市高新岩土工程勘察设计院

三峡水电建筑勘察设计院

綦江建筑勘察设计院有限公司

重庆市万州区建筑设计院

长江科学院重庆岩基研究中心

重庆市交通规划勘察设计院

重庆路威土木设计有限公司

重庆蜀通岩土有限公司

重庆市德感建筑安装工程有限公司

主 编:曾世仁

执笔人(按姓氏笔画排列):方玉树 邓小华 周晓雪 罗济章

胡岱文 胡朝晖 徐锡权 徐 革

黄家愉 谭红霞 熊启东 黎 力

参编人(按姓氏笔画排列):马厚富 王家海 阴 可 刘光华
何沛田 陈坤喜 李章仲 李信臻
何洪建 郑立群 苟基佐 林道刚
胡胜利 聂方东 谢文惠 谭天贵
薛尚铃

技术顾问:郑颖人

审查专家:张永兴 江欢成 苗思定 谢孝忠 王荣斋
何 平 万 放 邱 峰 徐世莲

目 次

1 总则	1
2 术语、符号	3
2.1 术语	3
2.2 主要符号	4
3 基本规定	6
4 地基计算	10
4.1 基础埋置深度	10
4.2 地基承载力计算	10
4.3 地基变形计算	15
4.4 地基稳定性验算	19
5 山区地基	21
5.1 土岩组合地基	21
5.2 压实填土地基	22
5.3 洞穴地基	25
6 地基处理	30
6.1 一般规定	30
6.2 强夯法	30
6.3 振动碾压法	32
6.4 换填垫层法	33
6.5 减少不均匀沉降对建筑物危害的措施	35
7 建筑基坑	39
7.1 一般规定	39
7.2 土质基坑	40
7.3 岩质基坑	43
8 基础	45

8.1 一般规定	45
8.2 扩展式基础	47
8.3 桩	58
8.4 桩基承台	65
8.5 筏形基础	72
8.6 岩石锚杆基础	75
9 检验与监测	77
9.1 一般规定	77
9.2 地基的检验	77
9.3 桩基础的检验	78
9.4 锚杆(索)的检验	79
9.5 深基坑监测	80
9.6 地下洞穴监测	81
附录 A 土基静载荷试验	82
附录 B 岩基静载荷试验	83
附录 C 平均附加应力系数	85
附录 D 人工洞室地基承载力验算	87
附录 E 主动、被动、有限范围土土压力计算	90
附录 F 桩(肋柱)间挡板的土压力计算	93
附录 G 桩承载力自平衡测试法	95
附录 H 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度	99
附录 J 岩基上桩的负摩阻力计算	101
本规范用词说明	103
条文说明	105

1 总 则

1.0.1 为了在地基基础设计中贯彻执行国家的技术经济政策,合理利用国家资源,做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于重庆市的建筑物和构筑物(以下统称为建筑物)的地基基础设计。重庆市的公路、桥涵、码头、机场、管道、地下建筑和架空线路工程的地基基础设计,可参照本规范执行。

1.0.3 地基基础设计,应遵循下列基本原则:

1 重视地质环境,因地制宜,保护生态环境,充分利用地形与场地工程地质条件;

2 根据工程地质勘察资料,综合考虑建筑物的重要性、上部结构的类型、材料供应情况以及施工条件等因素,合理选择基础型式,精心设计;

3 根据施工现场反馈的信息,进行动态设计。

1.0.4 地基基础设计应具备下列基本资料:

1 拟建场地工程地质勘察报告;

2 拟建场地周边的建筑物情况。

1.0.5 本规范是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的基本原则,并按现行国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T50083 的规定制定。

1.0.6 本规范应与重庆市工程建设标准《工程地质勘察规范》DBJ50-043 配套使用。采用本规范设计时,荷载取值应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定;基础设计除应符合本规范外,尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010、《砌体结构设计规范》GB50003 和《建筑抗震设计规范》GB50011 等的有关规定。

1.0.7 本规范未列入的部分,可按照国家、行业和地方现行有关规范执行。

2 术语、符号

2.1 术语

- 2.1.1 地基 subgrade, foundation soils
承受建筑物基础传来的各种作用的岩土体。
- 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 土岩组合地基 soil-rock composite subgrade
由土与岩石(或大块孤石)组成的地基。
- 2.1.4 填土地基 fill-foundation soil
由人工填土组成的地基。
- 2.1.5 洞穴地基 foundation with cavern
地基受力层范围内存在着洞穴的地基。
- 2.1.6 地基承载力特征值 characteristic value of subgrade bearing capacity
具有一定安全储备的地基承载能力代表值。
- 2.1.7 扩展基础 spread foundation
底部截面扩大的基础。分为无筋扩展基础和有筋扩展基础两类。
- 2.1.8 刚性下卧层 rigid sub-layer
相对上方持力土层而言其压缩模量或变形模量很大的土层或岩层。
- 2.1.9 桩基础 pile foundation
由桩或桩与连接于桩顶的承台所组成的基础。
- 2.1.10 嵌岩桩 rock-socketed piles
端部嵌入基岩不小于1倍桩径的桩。
- 2.1.11 基坑支护结构 supporting of foundation pit
为保持基坑稳定、控制基坑变形而兴建的结构。

2.2 主要符号

2.2.1 抗力和材料性能:

- c —— 粘聚力;
 e —— 孔隙比;
 E —— 弹性模量;
 E_s —— 土的压缩模量;
 f_s —— 修正后的地基承载力特征值;
 f_{sk} —— 地基承载力特征值;
 f_{uk} —— 地基极限承载力标准值;
 f_{sia} —— 第 i 层土的桩侧土摩阻力特征值;
 R_s —— 单桩竖向承载力特征值;
 R_{hs} —— 单桩水平承载力特征值;
 R_t —— 单桩抗拔承载力特征值;
 w —— 含水量;
 γ —— 岩土的重度;
 ν —— 泊松比;
 φ —— 岩土的内摩擦角。

2.2.2 作用和作用效应:

- e —— 荷载偏心距;
 E_a —— 主动岩土压力;
 E_0 —— 静止岩土压力;
 E_p —— 被动岩土压力;
 F —— 基础顶面竖向力;
 G —— 基础自重;
 M —— 作用于基础底面的力矩或截面的弯矩;
 N —— 桩顶竖向力;

p —— 基底平均压力;

p_0 —— 基底平均附加压力。

2.2.3 几何参数:

- A —— 基础底面积;
 A_p —— 桩端截面面积;
 b —— 基础底面宽度(最小边长);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 —— 基础底面长度;
 u —— 桩身周长;
 W —— 基础底面抵抗矩。

2.2.4 计算系数:

- γ_0 —— 结构重要性系数;
 γ_f —— 地基极限承载力分项系数;
 δ —— 挡土墙墙背摩擦角;
 η_b —— 地基承载力宽度修正系数;
 η_d —— 地基承载力深度修正系数;
 k_a —— 主动土压力系数;
 k_0 —— 静止土压力系数;
 k_p —— 被动土压力系数。

3 基本规定

3.0.1 本规范采用极限状态设计法。地基基础极限状态分为下列两类:

1 承载力极限状态:对应于地基基础达到最大承载能力、整体失稳或不适于继续承载的变形;

2 正常使用极限状态:对应于地基基础达到建筑物正常使用所规定的变形值或达到耐久性要求的某项限值。

3.0.2 根据地基基础损坏造成建筑物破坏后果(危及人的生命,造成的经济损失、社会环境影响及修复的可能性)的严重性,将建筑物分为三个安全等级,按表 3.0.2 选用。

表 3.0.2 建筑物安全等级

安全等级	破坏后果
一级	很严重
二级	严重
三级	不严重

3.0.3 结构的重要性系数 γ 应按下列规定取值:

1 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件,不应小于 1.1;

2 对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件,不应小于 1.0;

3 对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年及以下的结构构件,不应小于 0.9。

3.0.4 地基基础设计根据极限状态设计法的要求,应进行下列计算:

1 地基基础均应进行承载力验算,其内容包括:

1) 地基承载力验算;

2) 基础的强度验算;

3) 有软弱下卧层时,软弱下卧层的承载力验算。

2 除下列情况外应进行地基变形验算:

1) 位于微风化和中等风化岩质地基上的建筑物;

2) 表 3.1.4 所列范围内的建筑物,且无下列情况:

a 地基承载力特征值小于 130kPa,且体形复杂的建筑;

b 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;

c 相邻建筑距离过近,可能发生倾斜时;

d 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。

3 下列情况应进行稳定性验算:

1) 土质地基上的高层建筑、高耸结构,以及在斜坡上或边坡附近的建筑物;

2) 边坡和基坑工程;

3) 软弱地基上有大面积堆载时;

4) 其他需要验算稳定性的建筑物。

4 当地下水埋藏较浅,地下室或地下构筑物存在上浮问题时,尚应进行抗浮验算。

表 3.0.4 可不作地基变形计算的建筑物范围

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

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

2 表中的砌体承重结构和框架结构系指民用建筑, 对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;

3 表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

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

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时, 传至基础或承台底面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, 并乘以相应的重要性系数 γ_0 。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值;

2 计算地基变形时, 传至基础底面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。相应的限值应为地基变形允许值;

3 计算挡墙土压力、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下荷载效应的标准组合。

3.0.6 正常使用极限状态下, 荷载效应的标准组合值 S_k 应用下式表示:

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

式中 S_{Gk} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值;

S_{Q1k} ——按可变荷载标准值 Q_{1k} 计算的荷载效应值;

ψ_{ci} ——可变荷载 Q_{ik} 的组合值系数, 按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

荷载效应的准永久组合值 S_k 应用下式表示:

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

式中 ψ_{qi} ——可变荷载 Q_{ik} 的准永久值系数, 按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

承载力极限状态下, 由可变荷载效应控制的基本组合设计值 S , 应用下式表示:

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

式中 γ_G ——永久荷载的分项系数, 按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值;

γ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的分项系数, 按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

对由永久荷载效应控制的基本组合, 也可采用简化规则, 荷载效应基本组合的设计值 S 按下式确定:

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

式中 S_k ——荷载效应的标准组合值。

3.0.7 岩土的分类及工程特性指标应由工程地质勘察报告提供。

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根据建筑物的功能和结构类型、荷载的大小和性质、工程地质条件、建筑物基础的环境等因素综合确定。在满足地基基础的强度、变形和稳定性要求的条件下,基础一般宜浅埋。

4.1.2 基础宜埋置在地下水位面以上。当基础确需埋置在地下水位面以下时,应采取措施使地基土在施工中不受扰动。当地下水或土具有腐蚀性时,还应对基础采取防腐措施。

4.1.3 基础埋置深度对土质地基不宜小于 0.5m,对岩质地基不宜小于 0.2m。基础设置在倾斜的岩土层上时,条形基础可在基础的长度方向设置台阶,土质地基每级台阶的高度不宜大于 0.5m,台阶的宽度不应小于台阶高度的 2 倍;岩质地基每级台阶的高度不宜大于 1.0m,台阶的高宽比不宜大于 1.0。

4.1.4 建筑物基础不应浅于室外排水明沟。当岩质地基上基础埋置深度小于 0.2m 时,宜适当加宽散水。

4.1.5 抗震设防区,高层建筑基础埋深对土质地基不宜小于建筑物高度的 1/15,桩基础或桩筏基础的承台或筏板埋深对土质地基不宜小于建筑物高度的 1/18。岩质地基上高层建筑基础埋深可不受此限制,但应满足抗滑和抗倾覆要求。

4.1.6 确定新建建筑物的基础埋深应考虑与既有建筑物相邻基础的相互影响。

4.2 地基承载力计算

4.2.1 基础底面压力应满足下列要求:

1 轴心荷载作用时应满足下式:

$$\gamma_0 p_k \leq f_a \quad (4.2.1-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

p_k ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面平均压力值(kPa);

f_a ——修正后的地基承载力特征值(kPa)。

2 偏心荷载作用时除应满足式(4.2.1-1)要求外,尚应满足下式:

$$\gamma_0 p_{kmax} \leq 1.2 f_a \quad (4.2.1-2)$$

式中 p_{kmax} ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面边缘最大压力值(kPa)。

对位于土质地基上的工业建筑柱基础还应满足下列要求:

1) 当地基承载力特征值小于或等于 200 kPa 时,承受吊车起重量大于或等于 750kN 的单层厂房柱基础或承受吊车起重量大于或等于 150kN 的露天栈桥柱基础,应满足下式:

$$\frac{p_{kmin}}{p_{kmax}} \geq 0.25 \quad (4.2.1-3)$$

式中 p_{kmin} ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面边缘最小压力值(kPa)。

2) 上述情况以外的承受吊车荷载的柱基础,基底不应出现零应力区;

3) 无吊车荷载情况的厂房柱基础,基础底面的零应力区面积不应超过基底面积的 25%。

4.2.2 基础底面压力可按下列规定确定:

1 轴心荷载作用时按下式计算:

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

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

G_k ——基础自重和基础上的土重标准值(kN);

A ——基础底面面积(m²)。

2 偏心荷载作用时按下式计算:

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

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

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(kNm);

W ——基础底面的抵抗矩(m^3).

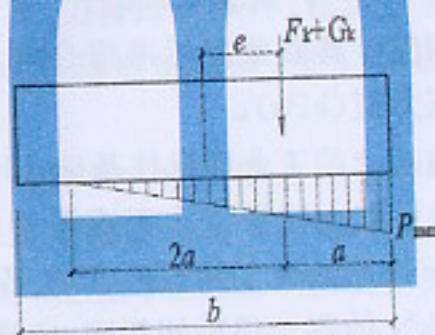


图 4.2.2 偏心荷载($e > b/6$)下基底压力计算图

对矩形基础,当偏心距 $e > b/6$ (图 4.2.2)时,按下式计算:

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

式中 l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长(m);

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离(m).

4.2.3 地基承载力特征值应根据地基极限承载力标准值按下式确定:

$$f_{ak} = \gamma_i \cdot f_{uk} \quad (4.2.3)$$

式中 f_{ak} ——地基承载力特征值(kPa);

f_{uk} ——地基极限承载力标准值(kPa),由工程地质勘察报告提供;

γ_i ——地基极限承载力分项系数,对土质地基取 0.50,对岩质地基取 0.33。

4.2.4 当基础埋置深度大于 0.5m 或基础宽度大于 3m 时,根据荷载试验(参见附录 A 或附录 B)或其他原位测试等方法确定的地基承载力特征值,应按下式修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) \eta_d \gamma_m (d-0.5) \quad (4.2.4)$$

式中 f_a ——修正后的地基承载力特征值(kPa);

f_{ak} ——荷载试验或其他原位测试等方法确定的地基承载力特征值(kPa);

γ ——基础底面下持力层土的重度(kN/m^3),地下水位以下取浮重度(kN/m^3);

γ_m ——基础底面以上土体重度的加权平均值(kN/m^3),地下水位以下取有效重度;

b ——基础底面宽度(m),小于 3m 时按 3m 计算,大于 6m 时按 6m 计算;

d ——基础埋置深度(m),一般从室外地面算起。在填方整平地区可自填土地面算起,但填土在上部结构施工后完成时,应自天然地面算起。对地下室,当采用箱形基础或筏形基础时,应自室外地面算起;当采用独立基础或条形基础时,应从室内地面算起。当埋深小于 0.5m 时按 0.5m 计算;

η_b, η_d ——基础宽度和埋置深度的地基承载力修正系数,根据基底持力层土的类别按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 地基承载力宽度和深度修正系数

基底持力层土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土		0	1.0
e 或 I_L 大于等于 0.85 粘性土		0	1.2
红粘土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leq 0.8$	0.15	1.4
压实填土	压实系数大于 0.95 且粘粒含量大于或等于 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
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
粉土	粘粒含量大于或等于 10% 的粉土	0.3	1.5
	粘粒含量小于 10% 的粉土	0.5	2.0
粉砂、细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注: 1 当按第6章进行地基处理时, 处理后的地基承载力不进行宽度修正, 深度修正系数 η_d 取 1.0;

2 在基底处进行的静荷载试验确定的地基承载力不进行深度修正;

3 强风化的岩石, 可按所风化成的相应土类取值, 其他状态下的岩石不修正。

4.2.5 当荷载偏心距不大于 0.033 倍基础底面宽度时, 根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按下式计算:

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_{md} + M_c C_k \quad (4.2.5)$$

式中 f_a ——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值;

M_b 、 M_d 、 M_c ——土质地基承载力系数, 按表 4.2.5 确定;

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

C_k ——相应于基底下—倍短边宽深度范围内土的粘聚力标准值(kPa);

表 4.2.5 承载力系数 M_b 、 M_d 、 M_c

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

注: φ_k ——相应于基底下—倍短边宽度的深度范围内土的内摩擦角标准值(°)。

4.2.6 地基受压层范围内有软弱下卧层时, 应按下式验算:

$$\gamma_0 (p_z + p_{cz}) \leq f_{az} \quad (4.2.6-1)$$

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应力值(kPa);

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重应力标准值(kPa);

f_{az} ——经深度修正后的软弱下卧层地基承载力特征值(kPa), 修正深度应取至软弱下卧层顶面。

对条形基础和矩形基础, 式(4.2.6-1)中的 p_z 可按下列公式计算:

$$\text{条形基础} \quad p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (4.2.6-2)$$

$$\text{矩形基础} \quad p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(1 + 2z \tan \theta)} \quad (4.2.6-3)$$

式中 b ——基础底边的宽度(m);

l ——矩形基础底边的长度(m);

p_c ——基础底面处土的自重应力标准值(kPa);

z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离(m);

θ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角(°), 可按表 4.2.6 采用。

表 4.2.6 地基压力扩散角 θ

E_{s1} / E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
1	(4°)	(12°)
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注: 1 中间数值采用插值法, 括号内的数值仅供插值用;

2 E_{s1} 为上层土压缩模量; E_{s2} 为下层土压缩模量;

3 $z/b < 0.25$ 时取 $\theta = 0^\circ$; $z/b > 0.50$ 时 θ 值不变。

4.3 地基变形计算

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 建筑物的地基变形允许值应按表 4.3.2 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 4.3.2 建筑物地基变形允许值

变形特征	地基土的类别	
	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基础的沉降差		
(1) 框架结构	0.002 l	0.003 l
(2) 砖石墙填充的边排柱	0.0007 l	0.001 l
当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 l	0.005 l
单层排架结构(柱距为 6m)柱基的沉降量(mm)	(120)	200
桥式吊车轨道的倾斜(按不调整轨道考虑)		
纵向	0.004	
横向	0.003	
多层和高层建筑物基础的倾斜		
$H_g \leq 24$	0.004	
$24 < H_g \leq 60$	0.003	
$60 < H_g \leq 100$	0.0025	
$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量(mm)	200	
高耸结构基础的倾斜		
$H_g \leq 20$	0.008	
$20 < H_g \leq 50$	0.006	
$50 < H_g \leq 100$	0.005	
$100 < H_g \leq 150$	0.004	
$150 < H_g \leq 200$	0.003	
$200 < H_g \leq 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm)		
$H_g \leq 100$	400	
$100 < H_g \leq 200$	300	
$200 < H_g \leq 250$	200	

注: 1 有括号者仅适用于中压缩性土;

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

3 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值;

4 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之比。

4.3.3 岩质地基的最终沉降量需要验算时可采用下式:

$$s = bp \frac{1-v^2}{E} k_{con} \quad (4.3.3)$$

式中 p —— 相应于荷载效应准永久组合时,基础底面处的压力值(kPa);

v —— 岩石的泊松比;

E —— 岩石的弹性模量(MPa);

k_{con} —— 变形系数,按表 4.3.3 采用。

表 4.3.3 变形系数表

l/b	圆形	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 10.0
k_{con}	0.79	0.88	1.08	1.22	1.44	1.61	1.72	2.72

注: l 、 b 分别为矩形基础底面长度和宽度。

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

4.3.5 计算土质地基变形时,地基内的应力分布,可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终沉降量可按式计算:

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{a}_i - z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \quad (4.3.5)$$

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,根据沉降观测资料确定,也可采用表 4.3.5 的数值;

n —— 基变形计算深度范围内所划分的土层数(图 4.3.5);

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);

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

表 4.3.5 沉降计算经验系数 ψ_s

E_s (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基底附加压力					
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

倾角 θ 应满足表 4.4.3 的要求,基础和岩坡不属于上述情况或倾角 θ 不满足表 4.4.3 要求时,应进行稳定性分析;

2 基础外边缘到坡面的水平距离 a 应满足表 4.4.3 的要求,不满足该表要求时,应对坡面采取防护措施;

3 对水平荷载较大的建筑物基础,除应满足表 4.4.3 的要求外,尚应验算地基的稳定性。

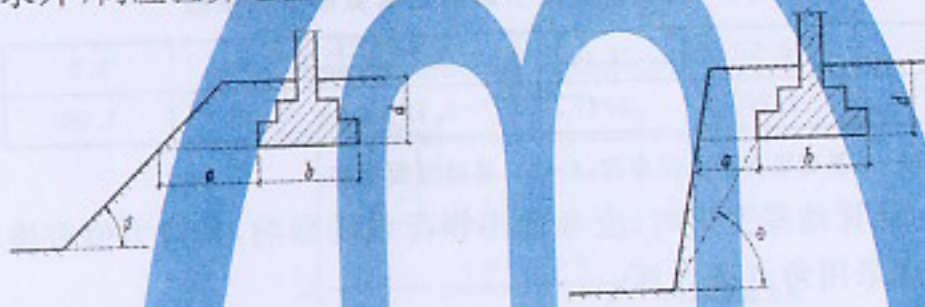


图 4.4.2 土坡上的基础

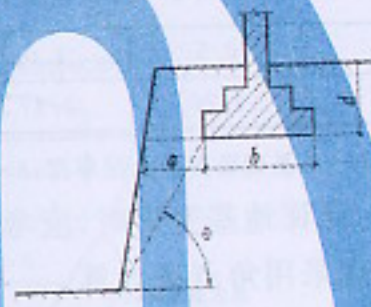


图 4.4.3 岩坡上的基础

表 4.4.3 岩质边坡上的基础设置要求

岩体完整程度	完整	较完整
基础外边缘与坡脚连线的倾角 $\theta(^{\circ})$	≤ 75	≤ 65
基础外边缘到坡面的水平距离 $a(m)$	≥ 1.5	≥ 2.0

注:当为嵌岩基础时,倾斜角 θ 应从基础外边缘的嵌岩面算起。

5 山区地基

5.1 土岩组合地基

5.1.1 在地基受力层范围内,遇有下列情况之一时,应按土岩组合地基设计:

1 建筑物同一结构单元的地基,部分为岩质地基,另一部分为土质地基;

2 下卧基岩表层坡度较大的地基;

3 基岩起伏多变,土层厚度相差较大的地基;

4 石芽密布并有部分出露的地基;

5 风化残余岩块与残积土混杂堆积的地基;

6 崩塌体堆积,或崩塌体与坡积土混杂堆积的地基。

5.1.2 土岩组合地基上的建筑物,宜选用简洁的建筑平面与体型,且选择刚度较大的结构体系与基础型式,应注意基础工程在土岩结合部位的构造处理。

5.1.3 当地基中下卧基岩面为单向倾斜、岩面坡度大于 10%、基底下的土层厚度大于等于 1.5m 时,应按下列规定进行设计:

1 当结构类型和地质条件符合表 5.1.3 的要求,上覆土体稳定时,可不作地基变形验算;

表 5.1.3 下卧基岩表面允许坡度值

地基承载力特征值 $f_{ak}(kPa)$	四层及四层以下的砌体 承重结构三层及三层 以下的框架结构	具有 15t 和 15t 以下吊车的 一般单层排架结构	
		带墙的边柱和山墙	无墙的中柱
≥ 150	$\leq 15\%$	$\leq 15\%$	$\leq 30\%$
≥ 200	$\leq 25\%$	$\leq 30\%$	$\leq 50\%$
≥ 300	$\leq 40\%$	$\leq 50\%$	$\leq 70\%$

2 在岩土界面上存在软弱结构面(如泥化带)时,应验算地基的整体稳定性;

3 当土岩组合地基位于山间坡地、山麓洼地或冲沟地带时,若存在软弱土层,应验算软弱下卧层的强度及不均匀沉降。

5.1.4 对建筑物范围内的土岩组合地基,可采用深挖换填、梁(拱)板跨越、桩基以及基岩上作褥垫等方法处理。

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

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

5.1.6 对于大块孤石或个别石芽出露的地基,当土层的承载力特征值大于 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的部位采用褥垫进行处理。

5.1.7 土岩组合地基上的地基基础设计,可考虑与上部结构的共同作用,加强上部结构的刚度,调整不均匀变形。

5.2 压实填土地基

5.2.1 压实填土包括分层压实和分层夯实的填土。当利用填土作为地基时,应在平整场地以前,根据建筑物的结构类型、填料成份、现场条件,压实及夯实机械等因素,提出填土地基的质量要求与检验方法。未检验查明,以及不符合设计要求的压实填土,不得直接作为建筑物地基。

5.2.2 回填年限不低于 10 年的粘土和粉质粘土,回填年限不低于 5 年的粉土、砂土和碎石土,当填土的均匀性与密实性较好,且自重作用下变形已基本稳定,在进行现场荷载试验、室内试验

或触探试验检验后,可作为三级建筑的地基;有可靠经验时,也可作为二级建筑的地基。

5.2.3 压实填土地基应根据建筑物对地基的具体要求,进行填方设计。填方设计的内容包括填料的成分、粒径、级配、夯实或压实机械的选择、密实度以及检测要求等。

5.2.4 压实填土地基的填料,不得使用淤泥、膨胀土和耕植土,以及有机质含量大于 5% 的土。

5.2.5 对含有生活垃圾或有机质废料的填土,未经处理不得作为建筑物的地基。

5.2.6 在水田、池塘、沟渠等积水地带进行填方工程时,应在填方之前开沟放水,尽量疏干积水,清除淤泥及腐植土,并在底部铺填砂、卵石、矿渣等透水性较强的散粒材料,铺设厚度不宜小于 200mm,并进行碾压处理。

5.2.7 填土质量以压实系数 λ_c 控制,并按建筑物的结构类型和压实填土所在的部位按表 5.2.7 确定。

表 5.2.7 填土地基压实系数控制值

结构类型	填土部位	压实系数(λ_c)	控制含水量(%)
砌体承重及 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:压实系数 λ_c 为填土的实际干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 之比; w_{op} 为最优含水量。

5.2.8 压实填土的最大干密度,应在试验室采用击实试验确定,击实试验的操作应符合国家相关标准的规定。

对于粘性土或粉土填料,当无试验资料时,可按式(5.2.8)计算最大干密度:

$$\rho_{dmax} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{op} d_s} \quad (5.2.8)$$

式中 ρ_{dmax} ——压实填土的最大干密度;

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

ρ_w ——水的密度;

d_s ——土粒相对密度(比重);

w_{cp} ——最优含水量,对于粘性土取 $w_p \pm 2$ (w_p 为塑限),粉土取 14%~18%。

对于碎石、卵石,或岩石碎屑等填料,最大干密度可取 2.2 t/m^3 。

5.2.9 压实填土地基应注意采取地面排水措施,同时应防止填土区内上、下水道大量涌水或渗漏,使填土颗粒流失,必要时应在填土坡的坡脚处设置反滤层。

5.2.10 进行初步设计时,压实填土地基承载力特征值可按表 5.2.10 采用。

表 5.2.10 压实填土地基承载力特征值

填土类型	压实系数 λ_c	承载力特征值 $f_{ak}(\text{kPa})$
碎石、卵石	0.94~0.98	300~400
砂夹石(碎石卵石占全重 30~50%)		250~300
土夹石(碎石卵石占全重 30~50%)		190~200
粉土		130~180

5.2.11 压实填土边坡的允许值可按表 5.2.11 的数值确定。设置在斜坡上的压实填土,应进行整体稳定性验算。当天然地面坡度大于 0.2 时,应采取措施防止填土沿坡面滑动,并应避免雨水沿斜坡排泄。

表 5.2.11 压实填土边坡坡度允许值

填土类型	压实系数 λ_c	边坡坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 8m 以内	坡高为 8~15m
碎石、卵石	0.94~0.98	1:1.50~1:1.25	1:1.75~1:1.50
砂夹石(碎石卵石占全重 30~50%)		1:1.50~1:1.25	1:1.75~1:1.50
土夹石(碎石卵石占全重 30~50%)		1:1.50~1:1.25	1:2.00~1:1.50
粉土		1:1.75~1:1.50	1:2.25~1:1.75

5.3 洞穴地基

5.3.1 对洞穴地基进行设计时,除应取得工程地质勘察报告外,尚应取得洞室结构的相关资料和预期的地下空间开发与利用等资料。

5.3.2 选择建筑场地时,宜避开岩溶、土洞发育及人工洞室密布的地区。在进行建筑场地的整体规划时,重要建筑物应放置在地下洞穴较少的位置,同时应注意地面排水系统的规划与设计,采取有效的疏导排泄措施。

5.3.3 洞穴地基上的基础,应尽量浅埋。

5.3.4 位于洞穴地基上的一、二级建筑物,应严格执行“动态设计、信息化施工”。当为浅埋洞穴时,应验算洞穴地基承载力和洞穴地基变形,且应对浅埋洞穴围岩、支护结构及地面建筑物实施监测。监测时间应从施工开始直至建筑物投入正常使用后两年,不得中途间断。

5.3.5 洞穴围岩压力宜根据围岩的工程地质特性及岩体力学属性,相应采用弹性理论、弹塑性理论、或散体理论计算,并结合经验类比,经综合分析后确定。

5.3.6 洞穴地基符合下列条件之一,对二、三级建筑物有可靠经验时,可不考虑地下洞穴对地基稳定性的影响:

1 洞穴围岩分级为 I、II 级时,且基础底面下洞穴顶板岩体的厚度大于洞跨,或与洞跨相当时;

2 洞穴体积较小,基础底面宽度大于洞穴跨度,且洞穴侧壁岩体稳定时;

3 洞穴被密实的沉积物或堆积物全部填充,且不存在被水流冲蚀的可能性时。

5.3.7 应根据洞穴围岩岩体结构面与洞穴临空面的空间组合关系,对岩体结构面不利空间组合向洞穴临空面滑塌的可能性进行验算,并采取有效的防治措施。

5.3.8 当洞穴顶板为完整岩体,且基础直接放置在其上时,宜按冲切破坏锥体计算顶板岩体的抗冲切承载力。顶板岩体抗冲切承载力按下式计算:

$$F_t = \frac{0.24}{\lambda + 0.5} f_t u_m h \quad (5.3.8-1)$$

$$\text{对于矩形基础} \quad u_m = 2(b + l + 2\lambda_h) \quad (5.3.8-2)$$

$$\text{对于圆形基础} \quad u_m = (d + \lambda h)\pi \quad (5.3.8-3)$$

验算时应符合下式要求:

$$F_1 \geq F + G + V_m \gamma \quad (5.3.8-4)$$

式中 F_t ——顶板抗冲切承载力特征值;

F ——相应于荷载效应基本组合(分项系数取 1.0)时,上部结构传递至基础顶面的竖向力值;

G ——基础自重和基础上的土重;

λ ——冲跨比, $\lambda = \tan\theta$, 取 $\lambda = 0.3 \sim 0.5$;

u_m ——冲切破坏锥体在 $h/2$ 高度处的周长;

V_m ——冲切破坏锥体的体积;

l, b ——矩形基础的长边与短边边长;

d ——圆形基础的底面直径;

h ——基础底面以下洞穴顶板的厚度;

γ ——洞穴顶板岩石的重度;

f_t ——岩体抗拉极限强度标准值,由工程地质勘察报告提供。

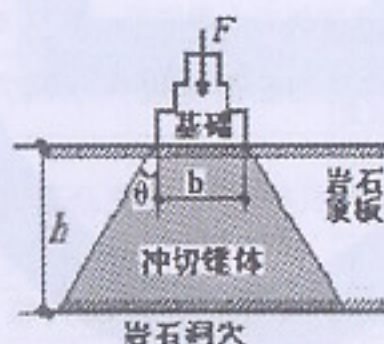


图 5.3.8 冲切计算简图

5.3.9 根据洞穴形态及顶板完整程度,可将顶板岩体视作梁、板、拱、壳等自承重结构进行结构力学分析和验算。

5.3.10 对人工洞室的地基进行稳定性评价时,应考虑如下主要影响因素:

- 1 结构面产状及其与洞轴线的关系;
- 2 岩石的坚硬程度及矿物的可溶性;
- 3 地下水的情况;
- 4 已有支护结构的有利作用。

5.3.11 浅埋人工洞室地基上的一、二级建筑建筑物,应考虑地面建筑物和地下洞室的相互影响,且应对其安全进行专门论证。论证时,一般应按以下内容进行:

1 按作用在洞室地基上地面建筑的荷载性质、大小、分布等,采用理论分析与经验类比相结合的方法,对洞室地基整体稳定性进行综合分析评价。必要时,也可按地面建筑与浅埋洞室相互作用与经验类比相结合的方法进行深入分析;

2 验算洞室地基承载力和洞室地基变形。洞室地基的应力,应小于或等于地基承载力和洞室结构的承载力。建筑物的洞室地基变形,应满足第 4.3.2 条规定的相应变形允许值;地下洞室的周边变形,应小于或等于洞室允许变形值,且不得侵入洞室建筑限界;

3 对洞室围岩岩体结构面的不利组合,应进行局部稳定性验算,并采取措施避免洞室因局部岩体的失稳而危及洞室地基的整体稳定性;

4 按“动态设计、信息化施工”进行设计时,对洞室地基和地面建筑物在施工过程中设点实施监测、及时反馈。必要时,为修改初拟的设计参数进行反分析。

5.3.12 当人工洞室地基反力分布较均匀且分布范围较大时,若符合附录 D 的条件,可按附录 D 验算洞室地基的承载力;当洞顶地基反力分布范围较小(如独立基础)时,除按附录 D 验算洞室地

基的承载力外,尚应按第 5.3.8 条的规定验算洞室顶板岩体的抗冲切承载力。

5.3.13 对地基承载力、变形及稳定性有不利影响的人工洞室,经综合分析后,可依据具体情况采取如下加固措施:

1 封填加固。对已经废弃的人工洞室,可采用块石填筑、混凝土灌注堵塞封闭。对于大型洞室,当条件允许时,可按照基础工程所在位置设置刚性横墙;

2 衬砌加固。对未设置衬砌结构的人工洞室,加设衬砌结构。当原有衬砌结构不能安全承载时,应予以加强;

3 贯穿式顶撑。当顶板上作用有较大的集中荷载,且条件允许时,可采用贯穿顶板的桩,或在洞室内设置钢筋混凝土柱,将顶板荷载直接传递到洞底;

4 当围岩裂隙发育,局部岩块可能发生滑塌时,宜采用灌浆、锚杆锚固、或锚喷支护;

5 洞室围岩侧壁岩体有良好的支承条件时,宜采用梁、板、拱等跨越结构体系承载。否则,应对洞室围岩进行相应加固、或用桩基作支承深入到可靠的岩层后,再采用跨越结构体系承载。

5.3.14 岩溶洞穴地基上不宜采用挤土式桩基础,宜采用端承桩,桩端下洞穴的顶板厚度,不得小于 5m,且应验算桩端下顶板岩体的抗冲切承载力。

5.3.15 对建筑物地基有不良影响的岩溶地下洞穴,可采取下列处理措施:

1 对地下水应积极疏导,切忌堵截;

2 洞口较小的竖向洞穴或落水洞,宜采用镶补、嵌塞、跨盖等方法处理;

3 顶板不稳定的浅埋洞穴,可采取清除覆盖土、爆开顶板、挖除松软填充物、采用块石及碎石回填等处理方法;

4 洞穴围岩裂隙比较发育时,宜先清除岩屑,然后进行灌浆或混凝土镶补,对可能产生滑塌的岩块进行锚固;

5 洞跨较大或顶板较破碎的洞穴,如果围岩侧壁比较完整且强度较高时,宜采用梁、板、拱跨越;

6 规模较大的岩溶洞穴,可采用洞底支撑柱(墙),或贯穿式灌注桩。

5.3.16 土洞的地基处理,可采用以下措施:

1 埋藏较浅的土洞及所形成的地表塌陷,应清除土洞内的松软堆积物,然后抛填块石,在块石上面铺垫一定厚度的砂作反滤层,面层采用当地的粘性土进行夯实;

2 埋藏较深的土洞,宜采用砂、砾石或细石混凝土灌填,或用水泥砂浆、粘土拌水泥等材料灌注,还可采用梁、板、拱等结构跨越;

3 重要的建筑物,宜采用桩基础;

4 浅埋而密集的土洞群体,可采用强夯或重锤夯实处理;

5 由地表水形成的土洞,应根据场地的水文地质资料,对地表水采取相应的分流、疏导、防渗、堵漏等措施,避免地表水对土洞的继续冲蚀,制止其继续发展。

6 地基处理

6.1 一般规定

6.1.1 地基处理方案,应根据当地的地基、设备、材料、环境保护等条件以及上部结构特点综合确定。

6.1.2 根据所选定的地基处理方案,在现场选择有代表性的地段,进行相应的现场试验性施工和测试,以取得相应的设计和施工参数。

6.1.3 经处理后的地基,应根据现场静载荷试验确定其地基承载力及变形模量。当具有足够的类比试验资料时,对二、三级建筑物,也可采用其它原位试验方法确定。

6.2 强夯法

6.2.1 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、杂填土、素填土等地基。对高饱和度的粘性土地基,可采用在夯坑内回填块石与粗颗粒土混合料进行强夯,改变饱和地基的组成结构。回填混合料超过 300mm 粒径的块石含量不宜超过石块总重量的 40%,且最大粒径不应大于 500mm。

6.2.2 拟采用强夯法处理的山区沟谷地带,进行新填筑时,每次的回填深度可根据强夯的有效加固深度确定。

6.2.3 强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料或经验时,可按表 6.2.3 或按式 6.2.3 计算预估。

表 6.2.3 强夯法的有效加固深度(m)

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

注:有效加固深度是从最初起夯面算起。

$$H = k \sqrt{Qh} \quad (6.2.3)$$

式中: H ——强夯有效加固深度(m);

k ——修正系数,取 0.4~0.6。夯击能越大,修正系数取低值,反之取高值;

Q ——夯锤的质量(t);

h ——夯锤的落距(m)。

6.2.4 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 1/2~1/3,且不宜小于 3.0m。

6.2.5 夯点的夯击次数,应根据现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定。当单击夯击能量小于 4000kN·m 时,最后两击的平均夯沉量不宜大于 80mm,当单击夯击能量为 4000kN·m~5000kN·m 时,平均夯沉量不宜大于 100mm。

6.2.6 场地的夯击遍数,应根据地基土的性质确定,一般情况可采用 2~3 遍点夯,最后再以低能量满夯 1~2 遍,满夯时应锤印搭接。对于渗透性能较差的粘性土地基,两遍夯击之间的间歇时间宜为 2~4 周,对于渗透性好的地基,可连续夯击。

6.2.7 强夯采用点夯时,夯击点位置一般按正方形、三角形布置;夯击点的间距第一遍一般取 2.5~3.5 倍夯锤直径;下一遍夯点宜在第一遍夯点之间;对加固有效深度较深的工程,第一遍的夯点间距宜加大,并宜增加夯击遍数。

6.2.8 强夯施工前,应查明场地范围内的地下构筑物和各种地下管线位置及高程等,并采取必要的措施,以免因强夯施工而造

成损坏。

6.2.9 当强夯施工所产生的振动对临近建筑物或设备会产生不利的影响时,应设置监测点并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6.2.10 强夯的锤质量宜为 10~40t,落距 10~40 m。

6.2.11 强夯施工结束后应间隔一定时间方能对地基进行质量检验。对于碎石土地基可取 7~14 天;粉土和低饱和度的粘土地基可取 14~28 天。

6.2.12 强夯后的地基承载力由现场静荷载试验确定。

6.3 振动碾压法

6.3.1 采用振动碾压法加固地基,应先进行碾压试验,面积不宜小于 20m×30m。

6.3.2 碾压施工前应对场地回填的岩土混合料抽样试验,对粗颗粒土宜选用大型击实试验,得出最优含水量、最大干密度等参数。

6.3.3 采用泥岩、砂岩碎屑作填料,进行初步设计时可参照表 6.3.3 选用。

表 6.3.3 振动碾压参数表

压实系数	0.98	0.95	0.90
振动碾自重(t)	10~16	10~16	5~8
填料粒径(mm)	<200	<300	<200
料铺设厚度(mm)	400	600	400
碾压遍数	8~10	7~9	6~8

6.3.4 在斜坡地区进行压实填土作业时,若斜坡表面坡度大于 0.2 时,应将坡面挖成台阶,每个台阶的高度不得大于 500mm,且台阶的宽度不得小于 1000mm。当天然坡度大于 0.3 时,还应在台阶平台上夯填厚度不小于 100mm 碎石土,才能进行填土。

6.3.5 分段填筑,各段应设立标志,以防漏压、欠压和过压,上下

层的分段接缝位置应错开。

6.3.6 碾压填土地基施工过程中,应分层检测填土的干密度及含水量。每 200~400m² 范围内应设置一个检测点,检测填土的干密度宜采用灌水法或挖坑大于石块粒径的灌砂法进行。

6.3.7 振动碾压法加固地基,填料要求及压实系数的控制指标按第 5.2 节的规定执行。

6.3.8 振动碾压法处理地基后的地基承载力由现场静荷载试验确定。

6.4 换填垫层法

6.4.1 换填垫层法适用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。

6.4.2 垫层材料可采用中砂、粗砂、碎(卵)石、粉煤灰以及强度高、密实性好、性能稳定和无腐蚀性的其它材料。

6.4.3 换填垫层的宽度应较基础底面宽度加大 300~400mm。垫层的厚度 z 应根据地基土的承载力进行确定,一般为 0.5~2.0m,并符合下式要求。

$$p_z + p_{cz} \leq f_{sz} \quad (6.4.3-1)$$

式中 p_z ——相应于荷载效应标准组合时,垫层底面处地基的附加应力值(kPa);

p_{cz} ——垫层底面处地基的自重应力标准值(kPa);

f_{sz} ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa)。

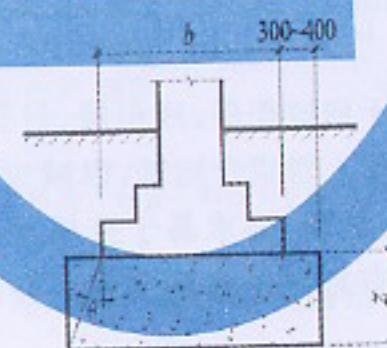


图 6.4.3 扩散应力垫层

垫层底面处地基的附加应力,可按下列简化式计算:

$$\text{条形基础} \quad p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (6.4.3-2)$$

$$\text{矩形基础} \quad p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (6.4.3-3)$$

式中 b ——矩形基础或条形基础的底面宽度(m);

l ——矩形基础的底面长度(m);

p_k ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面的平均压力值(kPa);

p_c ——基础底面处地基土的自重应力标准值(kPa);

z ——垫层的厚度(m);

θ ——垫层的应力扩散角,可按表 6.4.3 取值。

表 6.4.3 垫层应力扩散角 $\theta(^{\circ})$

换填材料	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石、矿渣
z/b	
0.25	20
≥ 0.50	30

注:1 当 $z/b < 0.25$ 时, θ 均取 0° ;

2 当 $z/b = 0.25 \sim 0.50$ 时,扩散角按内插法取用。

6.4.4 垫层中不应夹有块石,卵(碎)石的粒径一般不超过 50mm,同时不得含有草根、垃圾等有机物,含泥量不应超过 5%。

6.4.5 砂卵(碎)石垫层施工时,应分层填筑和夯实,每层虚铺厚度一般为 200~250mm,可采用平振法、插振法、水撼法、夯实法等进行密实处理。

6.4.6 褥垫主要用于崩坡积层、残积层、岩石碎屑堆积层等含有大量孤石的地基,以及土岩组合地基,以减少地基的不均匀变形。作为调整变形的垫层材料,要求易于夯填与控制密实度,具有较大的变形调整幅度,有良好的水稳定性。褥垫材料可选用炉渣、土夹石等。

6.4.7 在岩土组合地基中设置褥垫时,褥垫厚度应根据需要的

调整变形量,所采用材料的性质、通过计算确定。其厚度一般采用 300~500mm。

当褥垫设置在基岩坑(槽)中时,可根据所采用的褥垫材料在侧限条件下进行压缩试验,按照测试获得的压力与变形关系曲线,采用下式计算褥垫厚度:

$$z = \frac{s}{s_0} h_0 \quad (6.4.7)$$

式中 z ——褥垫厚度(mm);

s ——需要调整的地基变形值(mm);

h ——进行侧限压缩时的试样高度(mm);

s_0 ——相当于基底压力作用下,侧限压缩试验试样变形量(mm)。

6.4.8 在岩石碎屑填土或含有大量孤石的地基中设置调整变形垫层时,应采用粒径为不大于 40mm 的卵石作垫层材料,垫层厚度为 500~600mm。在无法取得卵石的地区设置调整变形垫层时,可采用粒径为不大于 30mm 的碎石替代,垫层的厚度不应小于 700mm。

6.4.9 垫层承载力宜通过现场静载荷试验确定,当无荷载试验资料时,可按表 6.4.9 选用。

表 6.4.9 各种垫层承载力表

施工方法	垫层材料	压实系数	承载力特征值 f_{ak} (kPa)
轻型夯实或振密	碎石、卵石	0.94~0.98	300~400
	砂夹石(其中碎石卵石占全重的 30~50%)		250~300
	土夹石(其中碎石卵石占全重的 30~50%)		190~200
	中砂、粗砂、砾砂		150~200
	粉土		130~180

注:该表数值仅适用于初步设计和安全等级为三级的建筑物的施工图设计。

6.5 减少不均匀沉降对建筑物危害的措施

6.5.1 在满足使用要求的前提下,建筑物的体型应力求简单。

6.5.2 沉降缝宜在建筑物的下列部位设置:

- 1 地基土的压缩性有显著差异处;
- 2 平面形状复杂的建筑物转折部位;
- 3 建筑物高度或荷载差异较大处;
- 4 建筑结构或基础类型不同处;
- 5 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;

6 下卧基岩的驼峰顶部两侧;

7 分期建造房屋的交接处。

6.5.3 在中、高压缩性的土质地基上,相邻建筑物宜间隔一定的距离,否则应采取可靠措施,减小其相互影响。

6.5.4 建筑物可根据预估的不均匀沉降量,适当调整各组成部分的标高:

1 室内地坪和地下设施的标高,应根据预估沉降量予以提高。建筑物各部分(或设备之间)有联系时,可将沉降量较大者标高提高;

2 建筑物与设备之间应留有净空。建筑物有管道穿过时,应预留孔洞或采用柔性管道接头等。

6.5.5 为减小建筑物沉降和不均匀沉降,可采取以下结构措施:

1 选用轻型结构,减轻墙体自重,采用架空地板代替室内填土;

2 设置地下室或半地下室,采用覆土少自重轻的基础型式;

3 调整各部分的荷载分布,调整基础断面或埋置深度,调整基础底面压力,减少不均匀沉降;

4 对不均匀沉降要求严格的建筑物,可选用较小的基底压力;

5 加强上部结构的刚度,利用地基基础与上部结构的共同作用来抵抗、调整地基的不均匀沉降。

6.5.6 合理安排施工顺序,调整沉降差。

6.5.7 建筑体型复杂、荷载差异较大的对沉降敏感的结构,可采用桩基、筏基等加强基础整体刚度,减小不均匀沉降。

6.5.8 对砌体承重结构的房屋,宜采用以下措施增强结构的整体性和强度:

1 对三层和三层以上的砌体结构的房屋,其长高比 L/h 不宜大于 2.5,否则宜设置沉降缝,当房屋的长高比为 $2.5 < L/h \leq 3.0$ 时,纵墙不宜转折或少转折,必要时可增强基础刚度和强度。当房屋最大沉降量控制在 120mm 以内时,其长高比一般情况可不受限制;

2 墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁;

3 在墙体上开洞时,宜在开洞部位设置钢筋混凝土边框或采用构造柱及圈梁加强。

6.5.9 位于土岩组合地基及软弱地基上的砌体承重结构的房屋,除宜采取第 6.5.8 的措施外,尚宜采用以下措施增强结构的整体性和强度:

1 建筑物的内纵墙应减少转折,不宜间断。横隔墙的间距宜小于纵墙间距的 1.5 倍;

2 顶层与底层的砌体材料,必须具有良好的质量,灰缝饱满平整,必要时可在灰缝内配置适量钢筋;

3 墙体的局部倾斜大于 0.001 时,应在墙体的转角及纵横墙交接处的灰缝内配置适量的钢筋,每隔 10 线砖配置一道,钢筋配置量为 $\Phi 4 @ 60$,伸入转角墙体及纵横墙交接处的墙段内,深入长度不少于 1000mm;

4 位于土岩地基交接处的墙段,不宜开设孔洞,且应在该墙段内配置适量的钢筋,钢筋伸入土岩地基交接处两边墙内的长度不得小于 2000mm;

5 土岩组合地基上的建筑物,不宜采用外墙承重的内框架结构。

6.5.10 位于软弱地基或不均匀地基上的砌体房屋,圈梁应按下

列要求设置:

1 在多层建筑物的基础和顶层处宜各设置一道,其他各层可隔层设置,必要时可层层设置;

2 单层工业厂房、仓库,可结合基础梁、连系梁、过梁等设置;

3 土岩组合地基中,下卧基岩为单倾或驼峰状时,原则上各楼层位置及基础顶部均应设置圈梁。下卧基岩为凹槽形时,圈梁可在基础顶部及建筑物一、二层楼面和顶层屋面设置;下卧基岩起伏多变,并有溶沟(槽)等岩溶现象存在,地基土质又比较软弱时,除在基础顶部及每个楼层设置圈梁外,还应增设构造柱;

4 圈梁的做法和设置尚应满足现行《砌体结构设计规范》GB50003、《建筑抗震设计规范》GB50011的要求。

6.5.11 位于软弱地基或不均匀地基上的单层工业厂房和库房,宜采取下列结构构造措施:

1 单层工业厂房宜采用静定结构;

2 单层工业厂房或库房的柱基础计算倾斜值大于 0.0015 时,应适当加大柱的配筋,加强柱与屋架的连接,必要时应验算屋架下弦出现压应力的可能性;

3 为减小或防止吊车梁由于地基不均匀变形而产生的不良后果,可选取如下措施:

1) 采用刚度较大与强度较高的柱断面型式;

2) 适当加大吊车梁顶面至屋架下弦的净空,适当加宽吊车梁边缘至上柱边缘的距离,以便在必要时调整吊车梁;

3) 吊车梁与柱子采取便于调整标高和水平位置的连接方式。

7 建筑基坑

7.1 一般规定

7.1.1 基坑支护设计应保证岩土开挖、地下结构施工的正常进行,并应保证周边建筑物及市政设施的安全和正常使用。

7.1.2 基坑开挖与支护设计应包括下列内容:

1 支护结构方案的技术经济比较和选型;

2 基坑开挖时岩(土)的稳定性分析;

3 支护结构的强度、稳定计算,必要时应控制变形;

4 基坑开挖对邻近建筑物和市政设施的影响;

5 基坑开挖的技术要求及基坑的检测、监测要求。

7.1.3 基坑侧壁应根据其破坏可能产生的后果(危及人的生命、造成的经济损失、产生的社会不良影响)严重性,按表 7.1.3 确定其安全等级及重要性系数 γ_0 。

表 7.1.3 基坑侧壁安全等级及重要性系数 γ_0

安全等级	破坏后果	γ_0
一级	很严重	1.1
二级	严重	1.0
三级	不严重	0.90

注:一个基坑工程的各段,可根据实际情况采用不同的安全等级。

7.1.4 基坑支护设计应具备下列资料:

1 拟建场地和基坑影响范围内的工程地质勘察报告;

2 基坑周边邻近建筑物和地下设施的结构类型、基础形式、结构现状质量评价以及与建筑基坑的关系;

3 拟建建筑总平面图、地下结构及综合管网平面图及相关资料。

7.1.5 作用于支护结构的荷载包括岩土侧向压力、水压力、基坑影响范围内建筑物荷载、施工荷载、地面超载等。

7.1.6 支护结构设计应符合下列规定：

- 1 基坑的支护设计宜采用动态设计法；
- 2 基坑的支护设计应按基坑开挖的实际工况进行；
- 3 基坑的支护结构设计可考虑基坑平面形状的影响：在基坑平面直线段可按平面问题进行设计计算；在靠近基坑平面的凹角区段，可考虑三维空间作用的有利影响；对基坑平面的凸角区段，应局部加强。

7.1.7 基坑周边有建筑物时，基坑支护设计应符合下列规定：

- 1 当临近建筑物基础与基坑的距离满足第 4.4.2 条或第 4.4.3 条的要求，且无地下水的不利影响时，可不考虑已有建筑物对支护结构的影响；

- 2 基坑边缘临近已有建筑物基础时，应采取合理的支护设计及相应的施工方案，并加强对相邻建筑物的监测。

7.1.8 地质和环境条件很复杂、稳定性极差的基坑设计应进行专门论证。

7.1.9 基坑宜根据实际情况设置良好的排水系统。基坑顶部宜设置排水沟，对顶部的裂隙应封闭处理。挡墙应设置泄水孔，并应设置滤水层或滤水包。基坑坡脚宜设置排水沟。

7.2 土质基坑

7.2.1 基坑侧壁可直立开挖的最大深度按下式计算：

$$h = \gamma_k \frac{2c_k \sqrt{K_a} - qk_s}{\gamma \cdot K_a} \quad (7.2.1)$$

式中 h —— 基坑侧壁直立深度；

γ_k —— 系数，取 0.67；

γ —— 土的天然重度；

K_a —— 主动土压系数， $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_k/2)$ ；

c_k, φ_k —— 土的粘聚力、内摩擦角标准值；

q —— 基坑顶部超载。

7.2.2 当场地无不良地质现象，地下水水位低于坡脚，放坡不会对周边建筑物产生不利影响时，基坑开挖宜采用坡率法。基坑放坡坡率可根据稳定分析确定，也可按表 7.2.2 确定。

表 7.2.2 土质基坑侧壁坡率允许值

基坑土体类别	状态	坡度允许值(高宽比)		
		坑深在 5m 以内	坑深为 5~8m	坑深为 8~12m
碎(卵)石土	密实	1:0.20~1:0.30	1:0.30~1:0.50	1:0.75~1:1.00
	中密	1:0.30~1:0.45	1:0.45~1:0.75	1:1.00~1:1.25
	稍密	1:0.45~1:0.70	1:0.70~1:1.00	
粘性土	坚硬	1:0.70~1:0.95	1:0.95~1:1.25	
	硬塑	1:0.95~1:1.15	1:1.15~1:1.50	
	可塑	1:1.20~1:1.45		

注：1 表中碎石土的填充物为坚硬或硬塑状态的粘性土；

2 对于砂土或填充物为砂土的碎石土，其基坑的坡率允许值应按自然休止角确定。

7.2.3 支护结构型式可根据基坑周边环境、开挖深度、水文地质、施工方法、基坑侧壁安全等级等条件按表 7.2.3 选择。

表 7.2.3 基坑支护结构常用型式

结构型式	周边环境	开挖深度 H (m)	基坑侧壁安全等级	说明
重力式挡墙	场地允许，坡顶无重要建筑物	$H \leq 6$	一、二、三级	
悬臂式桩板挡墙 悬臂式排桩挡墙		$H \leq 8$	一、二、三级	对基坑变形要求较高时，不宜采用
排桩式锚杆挡墙 桩板式锚杆挡墙	坡顶建筑物需要保护	$H \leq 15$	一、二、三级	严格按逆作法施工
土钉挡墙	周边无重要建筑物	$H \leq 12m$	二、三级	严格按逆作法施工，不宜用于软土地基

注：根据工程具体情况，表中支护结构型式可相互结合使用。

7.2.4 土压力计算应符合下列规定：

- 1 支挡结构的主动土压力可采用朗金或库仑土压力理论计算(详见附录 E)；

2 当对支挡结构水平位移有严格限制时,应采用静止土压力。静止土压力系数 k_0 宜由试验测定,当无试验条件时,对正常固结土,可参考表 7.2.4;

表 7.2.4 静止土压力系数 k_0

土类	坚硬土	硬—可塑粘性土 粉土、砂土	可—软塑粘性土
k_0	0.2~0.4	0.4~0.5	0.5~0.6

3 当基坑后缘有较陡峻的稳定岩坡,岩坡坡角 $\theta >$ 土体的破裂角 $(45^\circ + \varphi/2)$ 时,应按有限范围内填土计算土压力(详见附录 E);

4 对砂土及碎(卵)石土应按水土分算的方法计算侧向压力;当有可靠经验时,对粘性土可按水土合算方法计算侧向压力;

5 桩板挡墙、锚杆挡墙的挡板荷载取值可考虑桩间土的卸荷拱作用。当挡板位于桩(肋柱)外侧时,挡板的所承受的荷载可参考附录 F 计算。

7.2.5 支护结构设计应符合下列规定:

1 重力式挡墙应进行墙身承载力、地基承载力、抗滑移、抗倾覆验算,地基软弱时应进行地基稳定性验算,计算和构造按照《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定执行;

2 土钉挡墙应进行整体稳定性验算和土钉抗拉承载力计算,设计和构造应符合现行《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 的要求。混凝土面层可采用喷射混凝土,按以土钉为点支承的连续板进行设计;

3 悬臂式排桩、悬臂式桩板挡墙嵌固深度应满足抗倾覆、抗滑移及整体稳定的要求;当坑底为软弱土时,尚应进行抗隆起稳定性验算;有渗流时,尚应进行抗渗流稳定性验算。悬臂桩结构计算构造可按现行《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 的有关要求执行;

4 排桩式锚杆挡墙、桩板式锚杆挡墙的立柱、锚杆的设计和构造,可按现行《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 或《建筑边坡工

程技术规范》GB50330 的有关规定执行;

5 挡板可作成平板或拱板,根据挡板与立柱的连接构造可按水平连续板、简支板、双铰拱板进行计算,挡板所受土压力按 7.2.4 条第 5 款的规定取值。

7.3 岩质基坑

7.3.1 岩质基坑侧壁根据岩体的完整程度、裂隙的发育程度及结构面与基坑的相互关系,可分为:整体稳定基坑侧壁、外倾结构基坑侧壁、碎裂结构基坑侧壁三类。

7.3.2 有条件时基坑开挖宜采用坡率法,基坑侧壁的坡率应根据稳定分析确定,也可按照工程类比的原则参考同类岩层已有稳定基坑的坡率值分析确定。

7.3.3 对整体稳定基坑侧壁,一般可不进行支护。采用爆破法施工时,应采取合理的爆破施工工艺减小对周边环境的影响。当基坑顶部边缘有建筑物或岩体抗拉强度较低时,基坑的上部宜采用锚杆进行支护,以减少和控制岩体开挖后产生的卸荷裂隙。

7.3.4 对由外倾结构面控制的岩质基坑侧壁的支护设计应符合以下要求:

1 支护结构可采用悬臂式桩板挡墙、桩锚挡墙等型式进行支护;

2 外倾结构基坑侧壁的侧向力可按楔形体极限平衡法进行计算;

3 具有两组或多组结构面交线倾向于临空面的岩质基坑壁,可采用棱形体分割法计算棱体的下滑力;

4 支护结构应按逆作法施工。基坑侧壁在外倾结构面临空范围内,不宜采用爆破施工。基坑开挖过程中,应对岩体外倾结构面坑壁周围环境进行严密监测;

5 悬臂式桩板挡墙、桩锚挡墙应在顶部设置压顶梁。在两

组或多组结构面切割的棱形体范围内,竖桩间宜设置连系梁。

7.3.5 碎裂结构基坑侧壁可按土质基坑侧壁进行支护设计。

7.3.6 对基坑中局部的不稳定块体,可采取清除或锚固进行支护。对可能长期暴露易风化的岩体可采用锚喷、格构等构造措施护面。

8 基础

8.1 一般规定

8.1.1 工程设计中应根据工程地质条件、上部结构型式、荷载情况和施工条件,确定基础型式和埋深。在同一结构单元范围内,基础的持力层应相同。

8.1.2 除箱形基础外,基础埋深小于基础的宽度时,可不考虑周边岩土抗侧力、摩阻力的作用;当基础埋深大于基础的宽度时,宜考虑基础周边岩土对基础抗侧力、摩阻力的作用。

8.1.3 土质地基上高层建筑的整体式基础底面形心,宜与上部竖向永久荷载重心相重合。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:

$$e \leq 0.10 \frac{W}{A} \quad (8.1.2)$$

式中 W ——与偏心距方向一致的基础底面抵抗矩;
 A ——基础的底面积。

8.1.4 岩质地基上高宽比大于 4 的高层建筑,其整体式基础底面不宜出现零应力区;高宽比不大于 4 的高层建筑,其整体式基础底面的零应力面积区不宜超过基础底面面积的 15%。

8.1.5 土质地基上的高层建筑和与其相连的裙房,当基础用沉降缝脱开时,应保证高层主楼基础的有效埋深。当不设沉降缝时,应采取有效措施减少差异沉降及其影响。岩质地基上的高层建筑和与其相连的裙楼基础间,可不设沉降缝。

8.1.6 基础设计应满足下列 8.1.6-1 和 8.1.6-2 式中抗倾覆、抗滑移的要求,当需考虑地下水作用时,还应按式 8.1.6-3 作抗浮稳定验算。

$$\text{倾覆稳定性验算} \quad M_k/M_g \geq 1.6 \quad (8.1.6-1)$$

$$\text{滑移稳定性验算} \quad Q_k/Q_h \geq 1.3 \quad (8.1.6-2)$$

$$\text{抗浮稳定性验算} \quad F_k/F_t \geq 1.1 \quad (8.1.6-3)$$

式中 M_g, Q_h, F_t ——分别为作用在基础上的倾覆力矩,滑动力和浮力;

M_k, Q_k, F_k ——分别为作用在基础上的抗倾覆力矩,抗滑动力和抗浮力。

8.1.7 当嵌入岩质地基内的基础顶面有弯矩和剪力作用时,基础嵌入基岩的深度 h_r 如能满足下式要求,可不考虑弯矩和剪力对基底压力的影响:

$$\text{圆形基础} \quad h_r = \frac{5.08V + \sqrt{25.8V^2 + 15.24f_a d M}}{f_a d} \quad (8.1.7-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad h_r = \frac{4V + \sqrt{16V^2 + 12f_a b M}}{f_a b} \quad (8.1.7-2)$$

式中 h_r ——基础嵌入基岩中的有效深度,不得小于 0.5m;

M, V ——相应于荷载效应标准组合时,作用于基岩表面标高处的弯矩值、剪力值;

d ——圆形基础嵌岩段的设计直径;

b ——垂直于弯矩作用方向的嵌岩段基础宽度。

8.1.8 在下列情况下可考虑采用桩基础:

1 采用天然地基或地基加固处理不能满足建筑物对地基承载力的要求或地基变形值超过允许值时;

2 经技术经济指标、施工条件等方面的比较,采用桩基础比其它天然地基或地基加固处理更优越时;

3 高耸构筑物对整体倾斜有严格限制时;

4 重要、大型、精密机械基础对地基有严格要求时;

5 建筑物不满足整体抗倾覆、抗滑移、抗浮要求时。

8.1.9 钢筋混凝土基础的混凝土强度等级不宜低于 C25。

8.1.10 现浇大体积混凝土基础应采取有效措施控制和减小温

度应力。

8.1.11 当墙下条形基础嵌入中、微风化基岩,基础嵌岩深度不小于基础宽度时,地基承载力可考虑岩体对基础的嵌固作用,地基的竖向承载力特征值可按下式计算:

$$f_a = (1 + 0.052n)f_{ak} \quad (8.1.11)$$

式中 n ——嵌岩段深度与基础宽度之比。

8.2 扩展式基础

8.2.1 无筋扩展基础系指由砖、毛石、条石、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。

8.2.2 无筋扩展基础高度,应符合下式要求:

$$H_0 \geq \frac{b - b_0}{2 \tan \alpha} \quad (8.2.2)$$

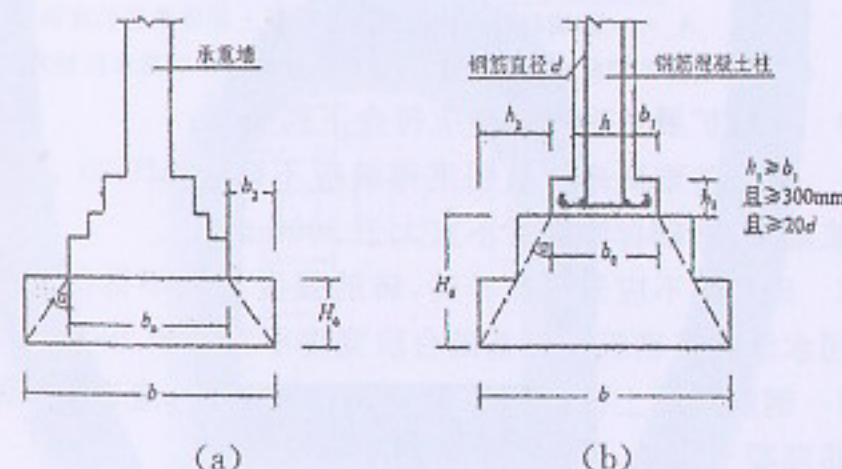


图 8.2.2 无筋扩展基础构造示意

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 $b_2:H_0$, 其允许值见表 8.2.2。

表 8.2.2 无筋扩展基础台阶宽高比

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
毛石混凝土基础	C15 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	—
条石基础	条石不低于 MU30, 砂浆不低于 M5	1:1.0	1:1.25	1:1.5

- 注: 1 p 为相应于荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值(kPa);
2 阶梯状毛石基础的每阶伸出宽度,不宜大于 200mm;
3 基础底面处的平均压力值超过 300kPa 的混凝土基础,除按抗弯验算外,尚应按下式进行抗剪验算;

$$V_s \leq 0.7 f_t A$$

式中 V_s ——相应于荷载效应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 ——混凝土的轴心抗拉强度设计值;

A ——沿墙(柱)边缘或变阶处混凝土基础单位长度面积。

- 4 当基础由不同材料叠合组成时,应对接触部分作局部承压验算。

8.2.3 无筋扩展基础的构造应符合下列要求:

- 1 毛石基础所用石料强度等级应不低于 MU30,宜采用水泥砂浆砌筑,基础台阶宽度不宜大于 300mm;
- 2 砖基础不应采用蒸养砖,砖的强度等级不得低于 MU10,应采用水泥砂浆砌筑。砖基础台阶宽度不宜大于 200mm;
- 3 钢筋混凝土柱(墙)下设置砌体基础时,应在柱(墙)下设置钢筋混凝土枕垫,详图 8.2.2(b)。

8.2.4 配筋扩展基础系指柱下独立基础和墙、柱下条形基础。在工程设计中,应根据场地的工程地质情况、柱距、荷载条件、施工条件等因素进行选用。

8.2.5 配筋扩展基础的构造,应符合下列要求:

- 1 锥形基础的边缘高度不宜小于 200mm,锥形基础坡面与水平面的夹角不宜大于 25° ,不应大于 35° 。阶梯形基础的每阶高

度宜为 300~500mm;

2 基础底板的受力钢筋,其直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm,也不宜小于 100mm;

3 墙下条形基础,底板的纵向分布筋直径不宜小于 8mm,间距不应大于 300mm,每延米分布筋的面积,应不少于受力钢筋面积的 1/10;

4 配筋扩展基础的混凝土强度等级不宜低于 C25,垫层混凝土强度等级不宜低于 C10。无垫层时基础底部受力钢筋的保护层厚度不宜小于 70mm;有垫层时不宜小于 40mm;

5 当独立基础的边长或条形基础的宽度大于 2.5m 时,基础底板上的受力钢筋长度,可取边长的 0.9 倍,并宜交错布置(图 8.2.5-1a);

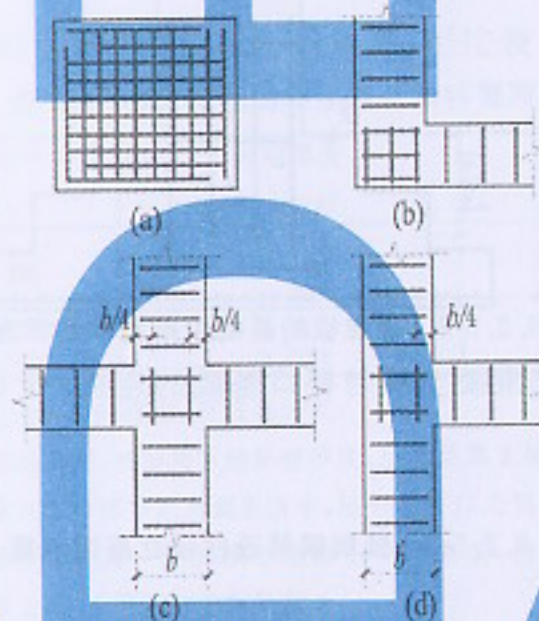


图 8.2.5-1 配筋扩展基础

6 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处,底板的横向受力钢筋,沿着主要受力方向应通长布置(图 8.2.5-1c、d)。另一方向的受力钢筋,可布置到主要受力方向底板宽度的 1/4 处。在墙拐角处,底板受力钢筋应沿两个方向通长布置(图 8.2.5-1b);

7 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的插筋锚固长度 l_a (详图 8.2.5-2) 应按现行《混凝土结构设计规范》

GB50010 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} 应按下列式计算:

- 一、二级抗震等级: $l_{aE}=1.15l_a$
 三级抗震等级: $l_{aE}=1.05l_a$
 四级抗震等级: $l_{aE}=l_a$

式中 l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度。对轴心受压或小偏心受压构件纵向受压钢筋的锚固长度可乘以 0.7 的系数。

8 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。插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法,应符合现行《混凝土结构设计规范》的规定。基础的高度应由计算确定;

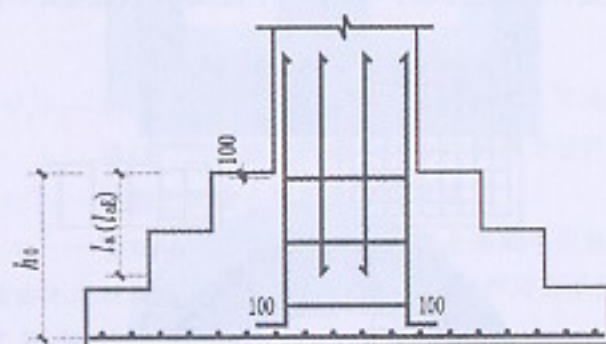
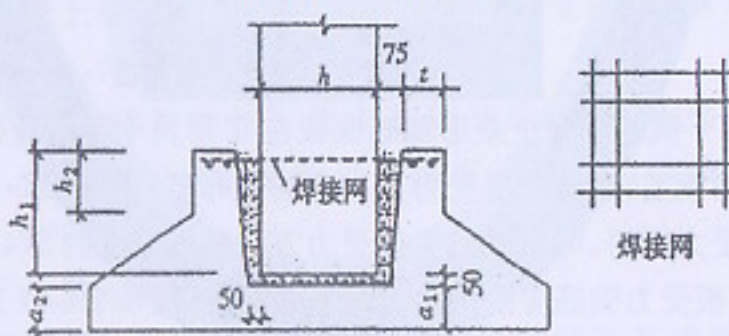


图 8.2.5-2 现浇板的基础中插筋构造示意

9 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接(图 8.2.5-3),应符合下列要求:

图 8.2.5-3 预制钢筋混凝土柱独立基础示意



注: $a_2 \geq a_1$

注: $a_2 \geq a_1$

1) 柱的插入深度,可按表 8.2.5-1 选用,并应满足第 7 款钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性要求;

表 8.2.5-1 柱的插入深度 h_1 (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	$(1/3 \sim 2/3)h$ $(1.5 \sim 1.8)h_b$

注:1 h 为柱截面长边尺寸; h_b 为双肢柱全截面长边尺寸; h_b 为双肢柱全截面短边尺寸;

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 应适当加大。

2) 基础的杯底厚度和杯壁厚度,可按表 8.2.5-2 选用;

表 8.2.5-2 基础的杯底厚度和杯壁厚度

柱截面长边尺寸 h (mm)	杯底厚度 a_1 (mm)	杯壁厚度 t (mm)
$h < 500$	≥ 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;

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;

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。

3) 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 8.2.5-3 构造配筋;

表 8.2.5-3 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(图 8.2.5-3)。

10 预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)与高杯口基础的连接(图 8.2.5-4),应符合第 9 款(1)项插入深度的规定。起重机起重量小于或等于 75t,轨顶标高小于或等于 14m,基本风压小于 0.5kPa 的工业厂房,且基础短柱的高度不大于 5m 者,杯壁厚度应符合表 8.2.5-4 的规定。杯壁和短柱配筋,可按图 8.2.5-5 的构造要求进行设计;

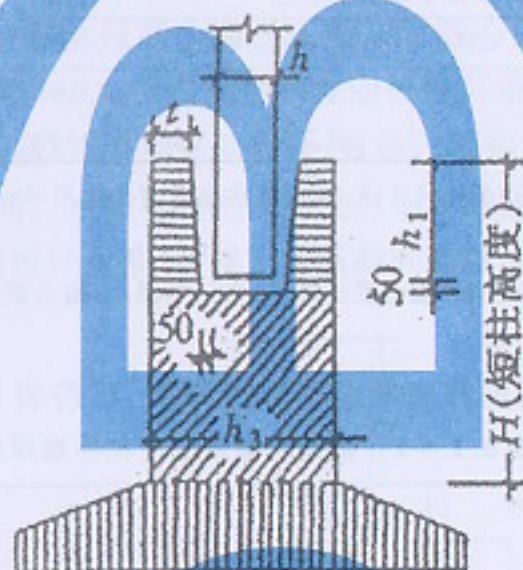


图 8.2.5-4 高杯口基础

11 高杯口基础短柱的纵向钢筋,除满足计算要求外,且满足本条之 10 款的要求时,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。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 1m 左右伸下一根并作 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板顶面下 l_a 处(图 8.2.5-5)。短柱短边每隔 300mm 应配置直径不小于 12mm 的纵向钢筋,且每边的配筋率不少于 0.05% 短柱的截面面积。短柱中的箍筋直径不应小于 8mm,间距不应大于 300mm。

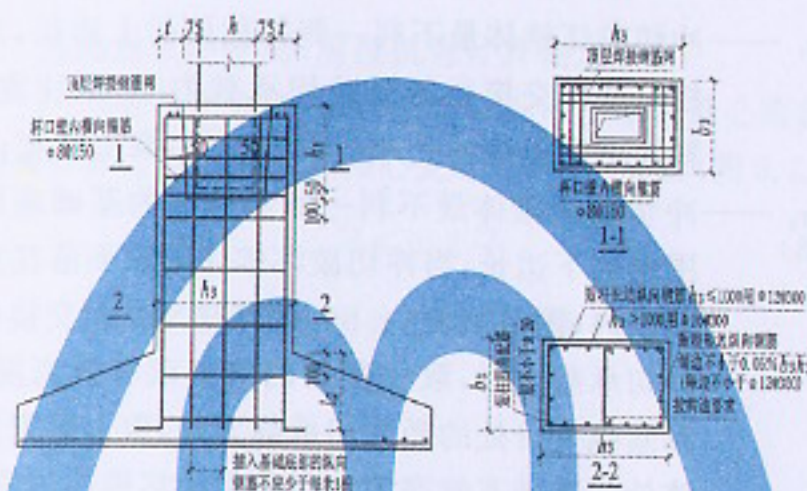


图 8.2.5-5 高杯口基础构造配筋示意

表 8.2.5-4 高杯口基础的杯壁厚度 t

h (mm)	t (mm)	h (mm)	t (mm)
$600 < h \leq 800$	≥ 250	$1000 < h \leq 1400$	≥ 350
$800 < h \leq 1000$	≥ 300	$1400 < h \leq 1600$	≥ 400

8.2.6 配筋扩展基础的计算,应符合下列要求:

1 基础底面积,应按本规范第四章有关规定确定。在墙下条形基础相交处,不应重复计入基础面积;

2 对矩形截面柱的矩形基础,应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力;受冲切承载力应按下列公式验算:

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \quad (8.2.6-1)$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \quad (8.2.6-2)$$

$$F_l = p_j A_j \quad (8.2.6-3)$$

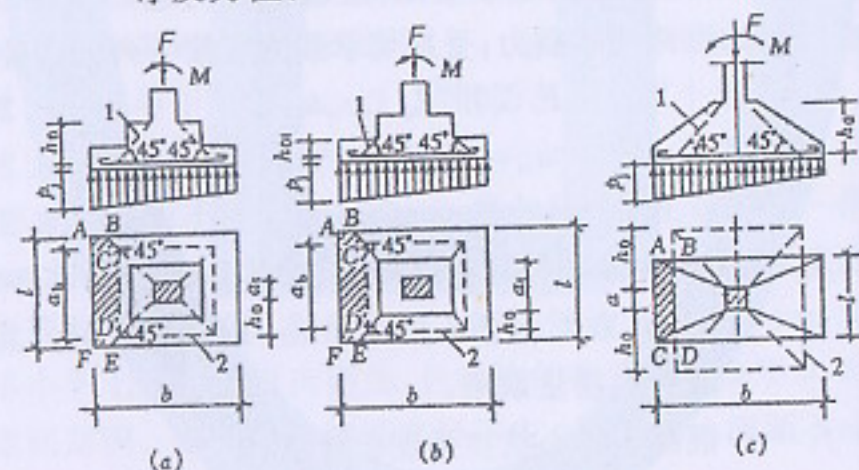
式中 β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数,当 $h \leq 800$ mm 时, β_{hp} 取 1.0;当 $h \geq 2000$ mm 时, β_{hp} 取 0.9,其间按线性内插法取用;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度;基础变阶处冲切破坏锥体的有效高度取 h_{01} ;

a_m ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度;

- 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的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(图 8.2.6-1a、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 l 方向落在基础底面以外,即 $a + 2h_0 \geq l$ 时(图 8.2.6-1c), $a_b = l$;
- p_j ——相应于荷载效应基本组合时,地基的净反力值,对偏心受压基础可取基础边缘处最大的地基净反力值;
- A_t ——冲切验算时取用的部分基底面积(图 8.2.6-1a、b 中的阴影面积 ABCDEF,或图 8.2.6-1c 中的阴影面积 ABCD);
- F_t ——相应于荷载效应基本组合时,作用在 A_t 上地基土净反力值。



(a) 柱与基础交接处; (b) 基础变阶处

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 8.2.6-1 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

3 基础底板的配筋,应按抗弯计算确定:

1) 当符合下列条件时,基础底板可按单向偏心荷载作用下底板受弯计算,否则应按双向偏心受压基础进行计算(图 8.2.6-2);

$$\frac{e_y}{l} \leq 0.2 \frac{e_x}{b} \quad (8.2.6-4)$$

式中 e_x, e_y ——为基础底面处的轴向力偏心矩。

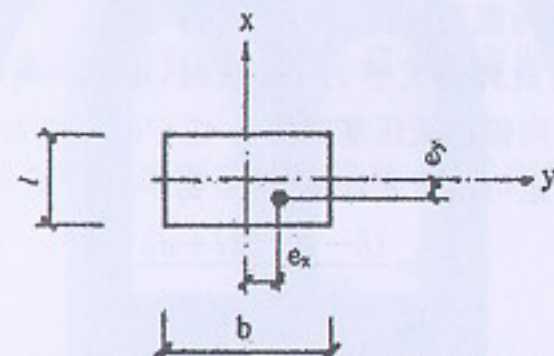


图 8.2.6-2 双向偏心受压基础示意图

2) 对于轴心荷载或单向偏心荷载作用的矩形基础,当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 1/6 基础宽度时,任意截面的弯矩可按下列公式计算(图 8.2.6-3);

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{\max} - p) l \right] \quad (8.2.6-5)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b') \left(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A} \right) \quad (8.2.6-6)$$

式中 M_I, M_{II} ——任意截面 I-I、II-II 处相应于荷载效应基本组合时的弯矩值;

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;

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

p ——相应于荷载效应基本组合时,在任意截面 I-I 处基础底面地基反力值;

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

3) 对于墙下条形基础任意截面的弯矩(图 8.2.6-4),可取 $l = a' = 1\text{m}$ 按式(8.2.6-5)进行计算,其最大弯矩截面的位置,应符合下列规定:

当墙体材料为混凝土时,取 $a_1 = b_1$;

如为砖墙且放脚不大于 $1/4$ 砖长时,取 $a_1 = b_1 + 1/4$ 砖长;

4) 当双向偏心受压基础的 $e_y \leq l/6$, $e_z \leq b/6$ 时,基础柱边 I-I、II-II 剖面的弯矩可按下式计算(图 8.2.6-5):

$$M_I = \frac{(b-h)^2(2l+a)}{24} p_I \quad (8.2.6-7)$$

$$M_{II} = \frac{(l-a)^2(2b+h)}{24} p_{II} \quad (8.2.6-8)$$

$$p_I = \frac{F}{bl} \left(1 + \frac{6e_z}{b}\right) \quad (8.2.6-9)$$

$$p_{II} = \frac{F}{bl} \left(1 + \frac{6e_y}{l}\right) \quad (8.2.6-10)$$

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

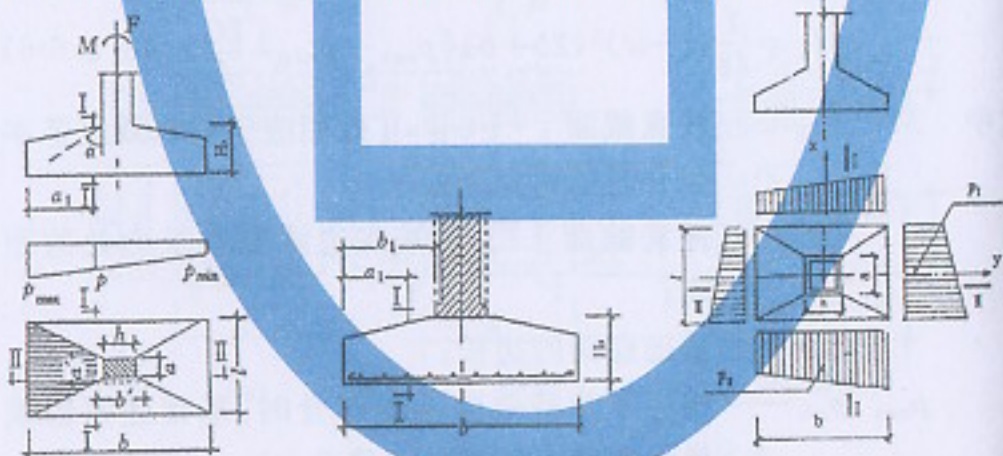


图 8.2.6-3

图 8.2.6-4

图 8.2.6-5

矩形基础底板的计算示意 墙下条形基础的计算示意 双向偏心受压基础的计算示意

8.2.7 柱下条形基础一般指柱下钢筋混凝土地基梁。截面形式宜为倒 T 形,平面布置宜为一字形布置或交叉形布置。

8.2.8 柱下条形基础的构造,除满足本规范第 8.2.5 条 1~6 款要求外,尚应符合下列规定:

1 柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 $1/4 \sim 1/8$ 。翼板厚度不应小于 200mm 。当翼板厚度大于 250mm 时,宜采用变厚度翼板,其坡度不宜大于 $1:3$;

2 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;

3 现浇柱与条形基础梁的交接处,其平面尺寸不应小于图 8.2.8 的规定;

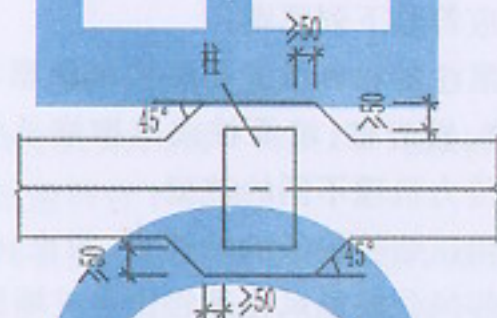


图 8.2.8 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

4 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截面总面积的 $1/3$;

5 柱下条形基础的混凝土强度等级,不宜低于 C25。

8.2.9 柱下条形基础的计算,除应符合本规范 8.2.6 条第 1 款的要求外,尚应符合下列规定:

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

2 当不满足本条第 1 款的要求时,宜按弹性地基梁计算;

3 对交叉条形基础,交点上的柱荷载,可按交叉梁的刚度或变形协调的要求,进行分配。其内力可按本条上述规定,分别进行计算;

4 验算柱边缘处基础梁的受剪承载力;

5 存在扭矩时,尚应作抗扭计算;

6 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。

7 倒 T 形地基梁尚应验算梁翼板的抗弯及抗冲切承载力。

8.3 桩

8.3.1 桩的设计应符合下列原则:

1 人工挖孔灌注桩和机械成孔灌注桩根据场地的工程地质条件可采用摩擦桩、嵌岩桩、端承桩或摩擦端承桩。在同一结构单元内,不应采用传力机理不同的桩型;

2 桩基宜选用压缩性较低的粘性土、粉土、中密或密实的砂土、碎石土以及中等风化或微风化基岩作为桩端持力层;

3 所有桩基均应进行承载力和桩身强度验算。对位于坡地岸边的桩基应进行桩基的整体稳定验算,当利用倾斜的岩土层作持力层时,应保证桩基的稳定性;

4 当建筑物对桩基有特殊要求及位于土质地基上的桩基,应作变形验算;

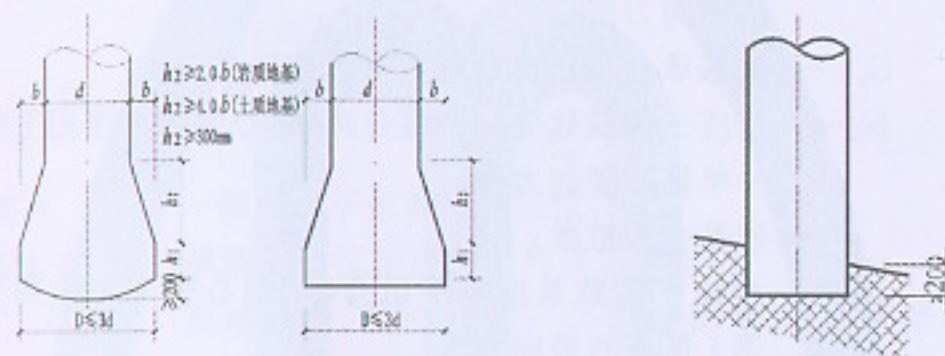
5 人工挖孔灌注桩宜用于无地下水或地下水位较低的建筑场地;

6 机械成孔灌注桩长径比不宜大于 50。在完整及较完整的岩质地基上宜采用嵌岩桩,桩径不宜大于 600mm,桩端嵌入基岩深度不应小于 1 倍桩径;

7 人工挖孔灌注桩截面形状一般为圆形,必要时也可矩形或其它形式。桩径不宜小于 800mm,桩长不宜超过 30m。人工

挖孔桩的扩底构造要求见 8.3.1-1 图。对岩基宜采用扩底端承桩;

8 灌注桩进入持力层的最小深度应满足下列要求:粘性土和砂类土为 1.5m;砂卵石为 0.5m;岩基为 0.2m。当人工挖孔桩桩端置于斜面基岩上时,应将岩面整平,见 8.3.1-2 图。



(a)用于土质地基 (b)用于岩质地基

图 8.3.1-1 挖孔桩扩大头构造图 8.3.1-2 基岩顶面为斜面时桩端做法

8.3.2 桩的布置应符合下列规定:

1 柱下桩基根据工程地质情况和施工条件,可采用单桩,也可采用多桩。根据上部结构情况,也可采用无承台的独立桩基;

2 桩的中心距不宜小于桩径的 2.5 倍和扩大头直径的 1.5 倍,且扩大头净距不应小于 1.0m,岩质地基上的端承桩间距可不受此限制;

3 群桩布置可采用对称形、梅花形或环形,其中心宜与上部荷载重心重合,并使桩群在受水平和弯矩方向有最大的抵抗矩;

4 根据上部荷载大小和桩型,墙下桩基可单排或多排布置,纵横墙交接处宜布桩。对单排桩的条形承台,当承台侧向无支承长度过长时,应在适当部位增设垂直于承台的连梁。

8.3.3 群桩中单桩桩顶竖向力和水平力应按下列公式计算:

1 轴心竖向力作用下

$$N_k = (F_k + G_k) / n \quad (8.3.3-1)$$

偏心竖向力作用下

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (8.3.3-2)$$

2 水平力作用下

$$H_{ik} = H_k / n \quad (8.3.3-3)$$

式中 F_k —— 相应于荷载效应标准组合时, 作用于桩基承台顶面的竖向力值;

G_k —— 桩基承台自重及承台上土自重标准值;

N_k —— 相应于荷载效应标准组合时, 轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力值;

n —— 桩基中的桩数;

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

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

x_i, y_i —— 桩 i 至通过桩群形心的 y, x 轴线的距离;

H_k —— 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面的水平力值;

H_{ik} —— 相应于荷载效应标准组合时, 作用于第 i 根桩的水平力值。

8.3.4 桩身强度应满足下式要求:

$$\gamma_0 N \leq \psi_c f_c A \quad (8.3.4)$$

式中 γ_0 —— 结构重要性系数;

ψ_c —— 工作条件系数, 人工挖孔灌注桩 $\psi_c = 0.9$, 机械成孔灌注桩 $\psi_c = 0.8$;

f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值;

A —— 桩身横截面面积;

N —— 相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力值。

8.3.5 单桩承载力计算应符合下列要求:

1 轴心竖向力作用下

$$\gamma_0 N_k \leq R_a \quad (8.3.5-1)$$

偏心竖向力作用下, 除满足公式(8.3.5-1)外, 尚应满足下列要求:

$$\gamma_0 N_{ikmax} \leq 1.2 R_a \quad (8.3.5-2)$$

式中 R_a —— 单桩竖向承载力特征值;

N_{ikmax} —— 相应于荷载效应标准组合时, 偏心竖向力作用下第 i 桩的最大竖向力值。

2 水平荷载下

$$\gamma_0 H_{ik} \leq R_{ha} \quad (8.3.5-3)$$

式中 R_{ha} —— 单桩水平承载力特征值。

8.3.6 单桩承载力特征值应按下列规定确定:

1 对一级建筑物, 桩径不大于 600mm 的灌注桩, 其单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定, 具体试桩按《建筑基桩检测技术规范》J256 有关规定执行。对直径大于 600mm 的桩宜通过现场载荷板试验取得承载力参数后计算确定。对大直径嵌岩桩, 有经验时可采用附录 G 的桩承载力自平衡法测定;

2 对二级建筑物, 在缺少试桩资料或地质条件复杂地区, 宜通过单桩静载荷试验确定; 如有可靠资料和经验时, 也可通过计算确定其单桩承载力;

3 当桩承受的水平荷载较大时, 单桩水平承载力宜通过现场水平静载荷试验确定; 当无条件时, 也可根据桩土共同工作原理, 采用弹性地基梁法计算桩的内力及变位。

8.3.7 单桩竖向承载力特征值按下式计算:

$$R_a = R_{sa} + R_{pa} \quad (8.3.7)$$

式中 R_a —— 单桩竖向承载力特征值;

R_{sa} —— 桩侧土总摩阻力特征值, 按第 8.3.9 条取值;

R_{pa} —— 桩端承载力特征值, 按第 8.3.10 条取值。

8.3.8 置于基岩上的人工挖孔桩及穿越土层厚度小于 10m 的机械成孔端承桩、嵌岩桩均不考虑桩侧正摩阻力。

8.3.9 桩侧土总摩阻力特征值按下式计算:

$$R_{sa} = \sum \psi_{si} \varphi_{si} f_{sia} u_i l_i \quad (8.3.9)$$

式中: ψ_{si} ——大直径桩侧阻尺寸效应系数。桩直径小于 800mm 时取 1; 大于 800mm 时, 对粘性土、粉土取 1, 对砂土、碎石类土取 $(0.8/d)^{1/3}$;

φ_{si} ——第 i 层土的桩侧土摩阻力折减系数。土质地基上的非端承桩取 1, 岩质地基上的机械成孔端承桩(含嵌岩桩): 对于粘性土取 0.6, 对于非粘性土取 0.5;

f_{sia} ——第 i 层土的摩阻力特征值, 按工程地质勘察报告提供的极限摩阻力标准值乘以 0.5 取用。初步设计时, 也可按表 8.3.9 取值。当有扩大头时, 其扩大头斜面部分及以上 2.0m 范围内不计算桩侧土的摩阻力;

u_i ——第 i 层土层中的桩身周长;

l_i ——第 i 层土层中桩的长度。

表 8.3.9 桩侧土摩阻力特征值 f_{sia}

土的名称	土的状态	摩阻力特征值 f_{sia} (kPa)
粘性土	$I_L > 1$	10~17
	$0.75 < I_L \leq 1$	17~24
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	24~32
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	32~39
	$0 < I_L \leq 0.25$	39~44
	$I_L \leq 0$	44~49
红粘土	$0.75 < a_w \leq 1$	6~15
	$0.25 < a_w \leq 0.75$	15~35
粉土	$e > 0.90$	11~20
	$0.70 < e \leq 0.90$	20~30
	$e \leq 0.70$	30~40
粉、细砂	稍密	11~20
	中密	20~30
	密实	30~40
中砂	中密	25~36
	密实	36~45
粗砂	中密	37~47
	密实	47~58
砾砂	中密、密实	58~67
砾石(圆砾、角砾)		60~90
碎石、卵石		80~200

注: 1 土层中粒径为 300~400mm 的漂石、块石, 含量占 40%~50% 时, f_{sia} 可取 300kPa;

2 砂土可根据密实度选用其大值或小值;

3 圆砾、角砾、碎石和卵石可根据密实度和填充料选用大值或小值。

8.3.10 桩端承载力特征值按下述原则计算:

1 桩端承载力特征值

$$R_{pa} = \psi_p \psi_c f_s A_p \quad (8.3.10-1)$$

式中 ψ_p ——桩端阻尺寸效应系数。对桩端持力层为基岩的桩取 1; 其它情况时, 桩直径小于 800mm 时取 1, 大于 800mm 时, 对粘性土、粉土取 $(0.8/D)^{1/4}$; 对砂土、碎石类土取 $(0.8/D)^{1/3}$ (D 为桩端直径);

ψ_c ——工作条件系数。人工挖孔灌注桩 $\psi_c = 1.0$, 机械成孔灌注桩 $\psi_c = 0.8$;

A_p ——桩端横截面积;

f_s ——桩端地基承载力特征值。

2 嵌岩深度不小于 1 倍桩径的嵌岩桩, 嵌岩部分的承载力特征值按下式计算:

$$R_{pa} = \beta f_s A_p \quad (8.3.10-2)$$

式中 β ——考虑嵌固力影响后的承载力综合系数, 圆桩见表 8.3.10-1, 矩形桩见表 8.3.10-2, 表中 n 为桩嵌岩深度与桩直径之比。

表 8.3.10-1 圆桩承载力综合系数 β

$n = h_r / d$	1	2	3	4	≥ 5
β	1.105	1.210	1.315	1.420	1.525

注: 1 若 n 不为整数时, β 值可按线性插值法计算;

2 人工挖孔嵌岩桩, 表中系数可提高 20%。

表 8.3.10-2 矩形桩承载力综合系数 β

β a/b	$n = h_r / a$	1	2	3	4	≥ 5
1		1.100	1.200	1.300	1.400	1.500
0.9		1.095	1.190	1.285	1.380	1.475
0.8		1.090	1.180	1.270	1.360	1.450
0.7		1.085	1.175	1.255	1.340	1.425
0.6		1.080	1.160	1.240	1.320	1.400
0.5		1.075	1.150	1.225	1.300	1.375

注:1 表中 a 为矩形桩截面的短边尺寸, b 为桩截面的长边尺寸, h 为嵌岩深度;

2 若 n 不为整数时, β 值可按线性插值法计算;

3 人工挖孔嵌岩桩,表中系数可提高 20%。

8.3.11 位于基岩上的端承桩(含嵌岩桩)符合下列条件之一时,在设计中应考虑负摩阻力的影响(计算参见附录 J)。

1 桩穿越新近填土、欠固结土、膨胀土层时;

2 桩穿越较厚的软弱土层,且附近场地地面进行大面积堆载或填土时;

3 由于地下水位降低使桩周土中有效应力增大,并产生显著压缩沉降时。

8.3.12 水平荷载较大的群桩基础,可考虑承台、桩群、土共同作用,按弹性地基反力法计算,求得各单桩内力后进行桩身承载力验算。

8.3.13 桩的构造,应符合下列要求:

1 桩身混凝土强度等级不宜低于 C25,当进行水下混凝土浇注时不应低于 C30;

2 主筋的混凝土保护层厚度不应小于 40mm,水下灌注混凝土时不应小于 50 mm;

3 主筋数量不宜少于 6 根,直径不小于 12mm,桩身配筋率可取 0.65%~0.2%(小直径桩取大值,大直径桩取低值);对受水平荷载特别大的桩、抗拔桩应根据计算确定配筋率;

4 箍筋一般采用直径为 6~8mm@200~300 mm,圆桩宜采用螺旋式箍筋;受水平荷载较大的桩基、抗震设防桩基及一柱一桩桩基顶部 1500 mm 范围内箍筋应适当加密;抗震设防的桩应通长配筋;当钢筋笼长度超过 4m 时,应每隔 2m 设一道直径为 12~20mm 的加劲箍,焊接成环后与主筋焊牢;

5 当设有承台时,桩的主筋伸入承台长度对 HPB235 钢筋,不宜小于 30 倍钢筋直径;对 HRB335 及 HRB400 钢筋,不宜小于 35 倍钢筋直径。

8.3.14 人工挖孔桩的护壁应按封闭框架计算内力和配筋,护壁

所承受的水平土压力,在地面以下 5m 范围内,按主动土压力计算;5m 以下各点土压力,取 5m 处的主动土压力值。

8.4 桩基承台

8.4.1 柱下桩基承台的弯矩可按以下简化计算方法确定:

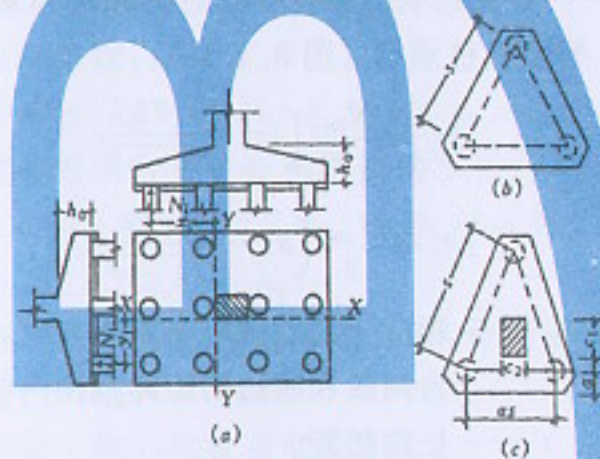


图 8.4.1 承台弯矩计算示意

1 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,图 8.4.1a):

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (8.4.1-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (8.4.1-2)$$

式中 M_x, M_y ——相应于荷载效应基本组合时,垂直 y 轴、 x 轴方向计算截面处的弯矩值;

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;

N_i ——相应于荷载效应基本组合时,扣除承台和其上填土自重后的第 i 桩竖向力值。

2 三桩承台

1) 等边三桩承台(图 8.4.1b):

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left[s - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right] \quad (8.4.1-3)$$

式中 M ——相应于荷载效应基本组合时,由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩值;

$N_{\max}$ ——相应于荷载效应基本组合时,扣除承台和其上填土自重后的三桩中的最大单桩竖向力值;

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(图 8.4.1c):

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left[s - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_1 \right] \quad (8.4.1-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left[\alpha s - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_2 \right] \quad (8.4.1-5)$$

式中 M_1, M_2 ——相应于荷载效应基本组合时,由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩值;

s ——长向桩距;

α ——短向桩距与长向桩距之比,当小于 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。

8.4.2 砌体墙下梁式承台的设计,可按现行《砌体结构设计规范》关于墙梁设计的有关规定进行计算。

8.4.3 柱下桩基独立承台受冲切承载力的计算,应符合下列规定:

1 柱对承台的冲切,可按下列公式计算(图 8.4.3-1):

$$F_l \leq 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} f_t h_0 \quad (8.4.3-1)$$

$$F_l = F - \sum N_i \quad (8.4.3-2)$$

$$\beta_{0x} = \frac{0.84}{\lambda_{0x} + 0.2} \quad (8.4.3-3)$$

$$\beta_{0y} = \frac{0.84}{\lambda_{0y} + 0.2} \quad (8.4.3-4)$$

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荷载效应基本组合的冲切力值,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 8.4.3-1);

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; 当 h 不小于 2000mm 时, β_{hp} 取 0.9, 其间按线性内插法取用;

β_{0x}, β_{0y} ——冲切系数;

$\lambda_{0x}, \lambda_{0y}$ ——冲跨比, $\lambda_{0x} = a_{0x}/h_0$, $\lambda_{0y} = a_{0y}/h_0$, a_{0x}, a_{0y} 为冲跨,即柱边或承台变阶处至桩边的水平距离; 当 $a_{0x} (a_{0y}) < 0.2h_0$ 时, 取 $a_{0x} (a_{0y}) = 0.2h_0$; 当 $a_{0x} (a_{0y}) > h_0$ 时, 取 $a_{0x} (a_{0y}) = h_0$;

F ——相应于荷载效应基本组合时,作用于基础顶面的竖向力值;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

$\sum N_i$ ——相应于荷载效应基本组合时,冲切破坏锥体范围内各桩的净反力值之和。

对中低压压缩性土中的承台,当承台与地基土之间没有脱空现象时,可根据地区经验,适当减小柱下桩基独立承台受冲切计算的承台厚度。

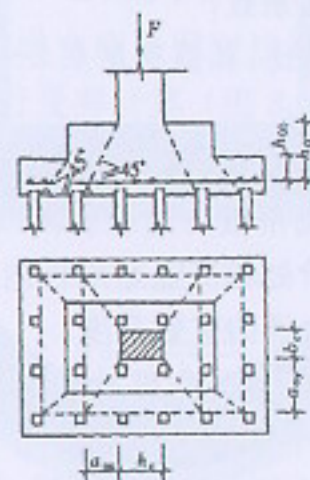


图 8.4.3-1 桩对承台冲切计算示意

2 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下式计算(图 8.4.3-2):

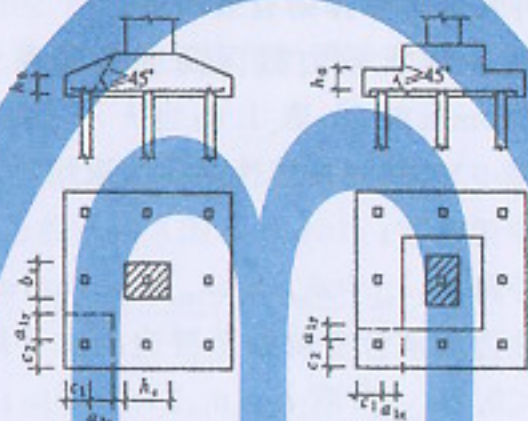


图 8.4.3-2 矩形承台角桩冲切计算示意

$$N_l \leq \left[\beta_{1x} \left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2} \right) + \beta_{1y} \left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2} \right) \right] \beta_{hp} f_t h_0 \quad (8.4.3-5)$$

$$\beta_{1x} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{1x} + 0.2} \right) \quad (8.4.3-6)$$

$$\beta_{1y} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{1y} + 0.2} \right) \quad (8.4.3-7)$$

式中 N_l ——扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力值;

β_{1x}, β_{1y} ——角桩冲切系数;

$\lambda_{1x}, \lambda_{1y}$ ——角桩冲跨比,其值满足 $0.2 \sim 1.0$, $\lambda_{1x} = a_{1x}/h_0$, $\lambda_{1y} = a_{1y}/h_0$;

c_1, c_2 ——从角桩内边缘至承台外边缘的距离;

a_{1x}, a_{1y} ——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下列公式计算(图 8.4.3-3):

$$\text{底部角桩: } N_l \leq \beta_{11} (2c_1 + a_{11}) \tan \frac{\theta_1}{2} \beta_{hp} f_t h_0 \quad (8.4.3-8)$$

$$\beta_{11} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2} \right) \quad (8.4.3-9)$$

$$\text{顶部角桩: } N_l \leq \beta_{12} (2c_2 + a_{12}) \tan \frac{\theta_2}{2} \beta_{hp} f_t h_0 \quad (8.4.3-10)$$

$$\beta_{12} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2} \right) \quad (8.4.3-11)$$

式中 $\lambda_{11}, \lambda_{12}$ ——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。

对圆柱及圆桩,计算时可将圆形截面换算成正方形截面。

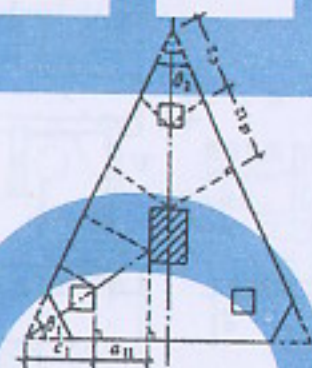


图 8.4.3-3 三角形承台角桩冲切计算示意

8.4.4 柱下桩基独立承台应分别对柱边和桩边、变阶处和桩边联线形成的斜截面进行受剪计算(图 8.4.4)。当柱边外有多排桩形成多个剪切斜截面时,尚应对每个斜截面进行验算。斜截面受剪承载力可按下列公式计算:

$$V \leq \beta_{hs} \beta f_t b_0 h_0 \quad (8.4.4-1)$$

$$\beta = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \quad (8.4.4-2)$$

式中 V ——扣除承台及其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时,斜截面的最大剪力值;

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本规范附录 H 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, $\lambda_x = a_x/h_0$, $\lambda_y = a_y/h_0$, 当 $\lambda < 0.3$ 时, 取 $\lambda = 0.3$; 当 $\lambda > 3.0$ 时, 取 $\lambda = 3.0$ 。

a_x, a_y ——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。

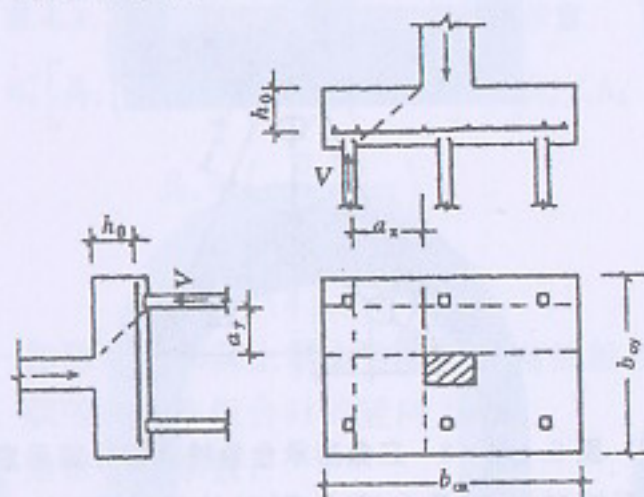


图 8.4.4 承台斜截面受剪计算示意

8.4.5 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。

8.4.6 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要求外,尚应符合下列要求:

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

2 承台的最小厚度不应小于 300mm;

3 承台的配筋,对于矩形承台,其钢筋应按双向均匀通长布置(图 8.4.6a),钢筋直径不宜小于 10mm,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(图 8.4.6b)。承台梁的主筋除满足计算要求外尚应符合现行《混凝土结构设计规范》GB50010 关于最小配筋率的规定,主筋直径不宜小于 12mm,架立筋不宜小于 10mm,箍筋直径不宜小于 6mm(图 8.4.6c);

4 承台混凝土强度等级不应低于 C25,高层建筑桩基承台不应低于 C30。纵向钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 70mm,当有混凝土垫层时,不应小于 40mm。

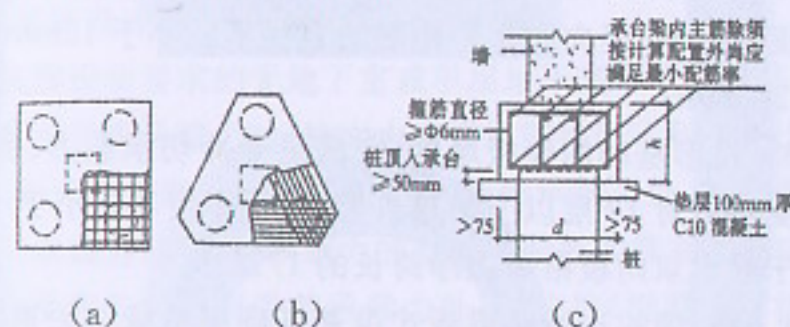


图 8.4.6 承台配筋示意

(a) 矩形承台配筋; (b) 三桩承台配筋; (c) 条形承台配筋

8.4.7 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 有抗震要求的柱下独立承台,宜在两个主轴方向设置联系梁;

4 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 1/10~1/15;

5 联系梁的主筋应按计算要求确定。联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内。

8.5 筏形基础

8.5.1 筏形基础分梁板式和平板式两种类型,应根据工程地质条件、上部结构荷载大小、施工条件以及经济指标等因素选型。

8.5.2 筏形基础的构造,应符合下列要求:

1 筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30。当有地下室时,应采用防水混凝土并按《地下工程防水技术规范》GB50108 的有关规定进行防水混凝土设计。筏形基础的混凝土垫层,其强度等级不应小于 C15,厚度不应小于 100mm;

2 采用筏形基础的地下室,应沿地下室的四周布置钢筋混凝土外墙,外墙厚度不应小于 250mm。墙的截面设计,除应满足承载力的要求外,还应考虑变形、抗裂、防渗等要求。墙体内应设置双面钢筋网,竖向和水平钢筋的直径不宜小于 12mm,间距不宜大于 200mm;

3 筏形基础的筏板厚度,应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。对 12 层以上的建筑物,筏板厚度不宜小于 400mm,且不小于最大双向板格短边净跨长的 1/14;

4 柱、墙的边缘至梁板式筏基基础梁边缘的距离,不应小于 50mm。当交叉基础梁的宽度小于柱截面的边长时,基础梁节点的构造尺寸应满足第 8.2.8 条 3 款的要求;

5 筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外,纵横方向的底部钢筋应有 1/2~1/3 全跨通长布置。通长钢筋配筋率不应小于 0.15%;顶部纵筋应按实际配筋全部贯通;

6 筏基底板悬臂部分的上部宜设置构造钢筋。对于双向悬挑板挑出但基础梁无法外伸的筏板,宜在筏板角区布置放射状底部附加钢筋;

7 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。

8.5.3 在土质地基上,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板的厚跨比不小于 1/6,且相邻柱的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,按基底反力直线分布进行内力计算。计算时基底反力值应扣除底板及其上填土的自重。

当不满足上述要求时,筏基内力应按弹性地基梁板法进行计算。

8.5.4 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,边跨跨中弯矩值以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

8.5.5 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。部份不平衡弯矩的计算应符合《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定。

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。

8.5.6 梁板式筏基底板除计算正截面受弯承载力外,其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。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《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定验算柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

平板式筏基的板厚应满足受冲切承载力的要求。计算时应按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。平板式筏板除满足受冲切承载力外,尚应验算距内筒边缘或柱边缘 h 处筏板的受剪承载力。当筏板变厚度时,尚应验算变厚度处筏板的受剪承载力。必要时应进行裂缝宽度验算。上述计算应符合《建筑地基基础设计规范》GB50007 及《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

8.5.7 当柱荷载较大,等厚度筏板的受冲切承载力不满足要求时,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能力。

8.5.8 当筏板基础上的外墙或内墙为钢筋混凝土时,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。当筏板以局部弯曲为主且墙体符合深受弯构件条件并按其进行设计时,应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定。

8.5.9 筏形基础上高层建筑物中的塔楼与裙房之间的构造,应符合下列要求:

1 在土质地基上,当塔楼与裙房间需设置沉降缝时,塔楼基础的埋置深度应大于裙房基础的埋深,且不小于 2m。当不能满足该要求时,必须采取有效措施。沉降缝在地面以下部位,采用粒径小于 10mm 的碎石进行回填;

2 在土质地基上塔楼与裙房间不设置沉降缝时,宜在裙房一侧设置后浇带,后浇带宜设置在距塔楼边柱的第二跨内。后浇带混凝土宜根据实测沉降值并计算后期沉降差能满足设计要求后,方可进行浇注;

3 在土质地基上,当塔楼与裙房之间不能设置沉降缝和后浇带时,应进行地基变形验算,验算时需考虑地基变形对结构的影响并采取有效措施;

4 在岩质地基上,塔楼与裙房之间可不设沉降缝及后浇带;

5 筏形基础地下室施工完毕后,应及时进行基坑的回填工作。回填基坑时,应先清除基坑内的杂物,在相对的两侧或四周同时并分层夯实回填。

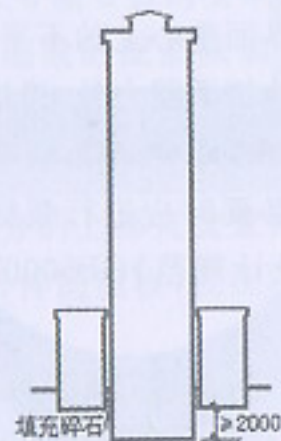


图 8.5.9 塔楼与裙房间的构造要求

8.6 岩石锚杆基础

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

1 锚杆孔直径,宜取锚杆直径的 3 倍,但不应小于一倍锚杆直径加 50mm。锚杆基础的构造要求,可按图 8.6.1 采用;

2 锚杆插入上部结构的长度,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。

8.6.2 锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力,应按下列公式验算:

$$N_{tik} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xy}}{\sum y_i^2} - \frac{M_{yx} x_i}{\sum x_i^2} \quad (8.6.2-1)$$

$$N_{tikmax} \leq R_t \quad (8.6.2-2)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合时,基础顶面的竖向力值;

G_k ——基础自重及其上的土自重标准值;

M_{xk}, M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合时,作用在基础底面形心处的力矩值;

x_i, y_i ——第 i 根锚桩至通过基础底面形心的 y, x 轴线的距离;

N_{tik} ——相应于荷载效应标准组合时,第 i 根锚杆的拔力值;

R_t ——单根锚杆抗拔承载力特征值。

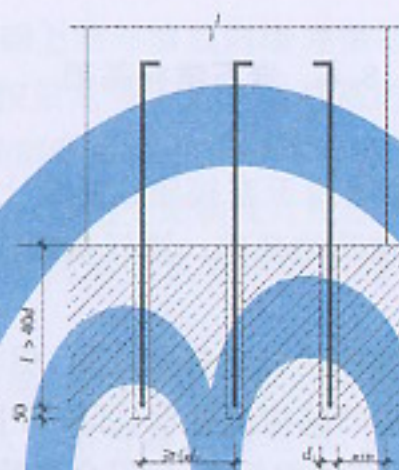


图 8.6.1 锚杆基础

d_1 —锚杆孔直径; l —锚杆的有效锚固长度; d —锚杆直径

8.6.3 对安全等级为一级的建筑物,单根锚杆抗拔承载力特征值 R_t 应通过现场试验确定;对安全等级为二级的建筑物,单根锚杆抗拔承载力特征值 R_t 宜通过现场试验确定;对于其它建筑物可按下列式计算:

$$R_t \leq 0.8\pi d_1 l f \quad (8.6.3)$$

式中 f ——砂浆与岩石间的粘结强度特征值(MPa),按工程地质勘察报告提供的砂浆与岩石间的粘接强度极限标准值乘以 0.4 的折减系数取用。

8.6.4 锚杆基础应按式 8.6.4 计算基础的顶部弯矩,进行顶部配筋。锚杆基础顶部配筋除满足计算要求外,尚应满足《混凝土结构设计规范》GB50010 中关于受弯构件最小配筋率的要求。

$$M_c = \gamma_0 N_{ti} c \quad (8.6.4)$$

式中 c ——拔力合力作用点到墙、柱边缘的距离。

N_{ti} ——相应于荷载效应基本组合时,第 i 根锚杆的拔力值。

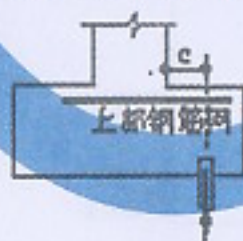


图 8.6.4 锚杆基础顶部配筋示意图

9 检验与监测

9.1 一般规定

9.1.1 地基与基础检验与监测工作应根据工程的特点和地基的情况开展。

9.1.2 地基基础工程在每道工序施工完成后,应经检验监测合格,才能进入下一道工序。

9.1.3 对地基与基础工程进行检验或监测,应采用现行规范提供的方式、方法进行。对于现行规范尚未列入的检验或监测项目,应由检验或监测单位提出详细的实施方案并经专项论证。

9.1.4 对地基与基础工程进行检验或监测完成后,应提出检验或监测报告,检验或监测报告必须列入相应的数据、指标、参数、图件或照片。

9.1.5 对填土地基,应重点检验填土的密实程度。对土岩组合地基,应着重检验地基的均匀性。

9.1.6 土质地基上对沉降敏感的建筑物及填土地基上的建筑物都应进行地基变形观测。岩质地基上的建筑物可不进行沉降观测。

9.2 地基的检验

9.2.1 地基的检验应根据工程情况、地质条件等因素,选择适宜的测试方法。

9.2.2 当需要确定地基承载力、变形参数时,应采用地基原位静荷载试验法。

1 土质地基承压板的面积可选用 $0.25 \sim 1.0\text{m}^2$,有条件时,

宜用 1m^2 的承压板,减少试验误差;

2 岩质地基可采用直径 300mm 的圆形板作静荷载试验;

3 地基 2m 深度内的试验,可采用静荷载试验法;当需要确定地基深层的参数时,可采用挖探井的“深层静荷载试验法”;

4 检验数量对每个建筑地基不应少于 3 处,对复杂场地或安全等级为一级的地基,应增加试验点数。

9.2.3 需检测的地基可采用动力触探、旁压试验等方法。

9.3 桩基础的检验

9.3.1 工程桩应进行单桩承载力和桩身完整性抽样检验。

9.3.2 对建筑物安全等级为一级且直径不大于 600mm 的钻孔灌注桩,应采用现场静荷载试验方法。对其它情况的钻孔灌注桩和各种情况的人工挖孔灌注桩可根据终孔时持力层检验情况和桩身质量检验情况核校。

9.3.3 采用岩石的单轴抗压强度检验桩基础地基的承载力时,抽(取)芯的位置应在桩端底面。单体建筑物每一结构单元采样的数量可根据场地的复杂程度、建筑物的安全等级、桩径的大小按表 9.3.3 确定。

表 9.3.3 单体建筑物每一结构单元桩基础岩石采样数量一览表

安全等级	桩直径 $d(\text{mm})$	
	≥ 800	< 800
一级	不少于总桩数的 10%; 且不应少于 6 根	不少于总桩数的 5%; 且不应少于 6 根
二、三级	不少于总桩数的 5%; 且不应少于 4 根	不少于总桩数的 3%; 且不应少于 4 根

注: 1 每桩应不少于 9 个标准试件($\phi 50 \times 100\text{mm}$ 的圆柱体)进行天然湿度条件下的岩石单轴抗压强度试验;

2 当场地岩性有变化时,应增加取样数量。对复杂场地的一级建筑不宜少于 9 根,二级建筑不宜少于 6 根;

3 总桩数少于表中规定时,应全数检验;

4 对场地简单的非极软岩岩质地基,当采用人工挖孔桩时,对三级建筑物可不取样。

9.3.4 当地基中存在溶洞、破碎带和软弱夹层时,应对大直径挖孔桩或机械成孔嵌岩桩桩底下 3 倍桩径或 5m 范围内的岩性进行检验。

9.3.5 桩身完整性检查可采用钻孔抽芯法、低应变动测法、声波透射法,有关检测方法应符合《建筑基桩检测技术规范》JGJ106 等相关规范的有关规定。

9.3.6 采用现场静荷载试验方法检验单桩承载力时,检测荷载值应为单桩承载力特征值的 1.6 倍。单体建筑物的检验数量为总桩数的 1%且不得少于 3 根。

9.3.7 对于岩质地基,试桩的总沉降量应小于桩身弹性压缩量加 4mm ,或荷载全部卸载后的残余变形应小于 4mm 。桩身的弹性压缩量按下式计算:

$$s_s = \frac{QL}{E_b A} \quad (9.3.7)$$

式中 s_s ——检验荷载下桩身弹性压缩量计算值;

Q ——桩的试验荷载;

E_b ——桩身混凝土的弹性模量;

A ——桩身截面面积;

L ——桩穿越土层的长度;

9.4 锚杆(索)的检验

9.4.1 锚杆(索)的锚孔成形后,应检验锚孔的位置、钻进角度和深度,应特别注意锚固段的长度。

9.4.2 在锚杆(索)钻孔时,应将岩芯制作成试样,进行岩石在天然湿度条件下单轴抗压强度试验,每个锚杆工程试样数量为锚杆总数的 3%,且不应少于 9 件。

9.4.3 对于基坑支护用的结构锚杆(索)、岩石锚杆基础用的抗

拔锚杆、地坪或水池底板用的抗浮锚杆,都应进行现场抗拔检验。检验数量不宜少于锚杆总数的2%,且不应少于5根。

9.4.4 锚杆(索)的抗拔检验荷载采用锚杆(索)抗拔承载力特征值的1.1倍。进行检验试验时,应采用分级拔升法,分4至5次将荷载施加完毕。拔升锚杆的支点,与受拔锚杆的距离不得少于6倍锚孔直径。

9.5 深基坑监测

9.5.1 深基坑开挖之前,应对周边建筑物及各种设施进行全面的调查,设置监测点。

9.5.2 岩石深基坑开挖时,应严密监测坡顶卸荷裂隙的开展情况,以及原有结构面的活动情况,并对边坡周边建筑物和设施进行监测,每天不少于2次。

9.5.3 当采用爆破法施工时,爆破的监测与控制:

- 1 应对爆破影响区建筑物进行裂缝的产生与发展的监测;
- 2 宜进行爆破振动速度监测;
- 3 爆破产生的地面质点振动速度,应按表9.5.3控制如下:

表 9.5.3 爆破振动安全允许标准

保护对象类别		安全允许振动速度 cm/s		
		<10Hz	10Hz~50Hz	50 Hz~100Hz
土坯房、毛石房屋		0.5~1.0	0.7~1.2	1.1~1.5
一般砖房、非抗震的大型砌块建筑		2.0~2.5	2.3~2.8	2.7~3.0
钢筋混凝土结构房屋		3.0~4.0	3.5~4.5	4.2~5.0
新浇大体积 混凝土龄期	初凝~3天	2.0~3.0		
	3天~7天	3.0~7.0		
	7天~28天	7.0~12.0		

注: Hz 为频率符号,名称为赫兹

9.5.4 在深基坑开挖过程中,应严密监测地下水的动态,当地下水水量较大时,应积极采取疏导措施。

9.5.5 深基坑开挖时,每天除对坡顶的位移或变形进行至少2次监测外,还应对临时支护结构进行变形位移监测。

9.6 地下洞穴监测

9.6.1 地下洞穴和上部建筑物应按设计要求进行监测。

9.6.2 监测内容应包括:

- 1 洞室变形、周边收敛,必要时尚应监测洞穴围岩压力;
- 2 基础沉降及倾斜;
- 3 施工爆破振动波速;
- 4 其他需要的监测内容。

附录 A 土基静载荷试验

A.0.1 本附录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。确定完整、较完整、较破碎基岩作为天然地基或桩基础持力层时的承载力。

A.0.2 承压板的面积不应小于 0.25m^2 , 对于软土不应小于 0.5m^2 , 对填土地基不宜小于 1.0m^2 。

A.0.3 试验基坑宽度不应小于承压板直径或宽度的 3 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找平, 其厚度不超过 20mm 。

A.0.4 加荷分级按预估的极限荷载分级且不应少于 8 级。

A.0.5 每级加载后, 按间隔 10、10、10、15、15 分钟, 以后每隔半小时测读一次沉降量。当连续两小时内, 每小时内的沉降量小于 0.1mm 时, 可认为承压板的沉降已趋稳定, 可施加下一级荷载。

A.0.6 当出现下列情况之一时, 可终止载荷试验:

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

当出现前三种情况之一时, 其对应的前一级荷载定为极限荷载。该极限荷载对应的承载力即为极限承载力。

A.0.7 同一土层参加统计的试验点不应小于三点, 当试验实测值极差不超过平均值的 30% 时, 应取此平均值作为该土层地基极限承载力标准值。

附录 B 岩基静载荷试验

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

B.0.2 岩基载荷试验应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, 但桩周应采取措施消除桩身与土之间的摩擦力。

B.0.3 加压前, 每隔 10 分钟应读数一次, 连续三次读数不变时可开始试验。

B.0.4 应采取单循环加载方式, 荷载应逐级递增直到破坏, 然后分级卸荷。

B.0.5 第一级加荷值应为预估极限荷载的 $1/5$, 以后每级加载值应为预估极限荷载的 $1/10$ 。

B.0.6 加荷后应立即读数, 以后每隔 10 分钟应读数一次。连续出现三次读数之差均不大于 0.01mm 时, 可加下一级荷载。

B.0.7 当出现下述情况之一时, 即可终止加载:

- 1 承压板周围的岩体出现隆起现象时, 或径向裂纹持续发展;
- 2 沉降量读数不断变化, 在 24 小时内, 沉降速度有增大的趋势;
- 3 压力加不上或勉强加上而不能保持稳定。

符合终止加载条件的前一级荷载应视为极限荷载。该极限荷载对应的承载力即为极限承载力。

B.0.8 每级卸荷应为加载时的两倍, 如为奇数, 第一级可为三倍。每级卸荷后, 每隔 10 分钟应测读数一次, 测读三次后可卸下一级荷载。全部卸荷后, 当测读到 30 分钟回弹量小于 0.01mm 时, 可认为稳定。

B.0.9 每个场地载荷试验的数量不应少于 3 个。当试验实测值极差不超过平均值的 30% 时,应取此平均值作为岩质地基极限承载力标准值;当试验实测值极差超过平均值的 30% 时,应取最小值作为岩质地基极限承载力标准值。

附录 C 平均附加应力系数

表 C.0.1 矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b	l/b												
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2318	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	0.2283	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

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
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
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0988
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

附录 D 人工洞室地基承载力验算

D.0.1 本附录适用于以下条件的洞室地基承载力估算:

- (1) 洞室覆盖层厚度 $H \geq 2h_q$ (I~III 级围岩), 或 $H \geq 2.5h_q$ (IV~VI 级围岩) (h_q 见第 D.0.5);
- (2) 洞室跨度为 10 m 以内 (含 10 m);
- (3) 地面建筑为 10 层以内 (含 10 层)。

若不满足条件 (1) 时, 应将洞室地基视为沟壑。不满足条件 (2) 或 (3) 时, 宜用本附录的方法 (或其他方法) 与数值计算、经验类比相结合, 通过综合分析来确定洞室地基的承载力。

D.0.2 地面建筑地基反力传至洞顶上的附加荷载

计算简图见图 D.0.2。此时的地面建筑地基反力传至洞顶上的附加荷载 Q , 按下式计算 (以下取洞室轴向单位厚度 $t = 1$ m 计算):

$$Q = W - 2(F_f + F_c) \quad (\text{D.0.2-1})$$

式中 W ——洞顶岩柱自重及相应于荷载效应基本组合 (分项系数取 1.0) 时, 地面建筑地基反力产生的总下滑力 (kN);
 F_f ——洞顶岩柱侧面的摩阻力 (kN);
 F_c ——洞顶岩柱侧面的粘结阻力 (kN)。

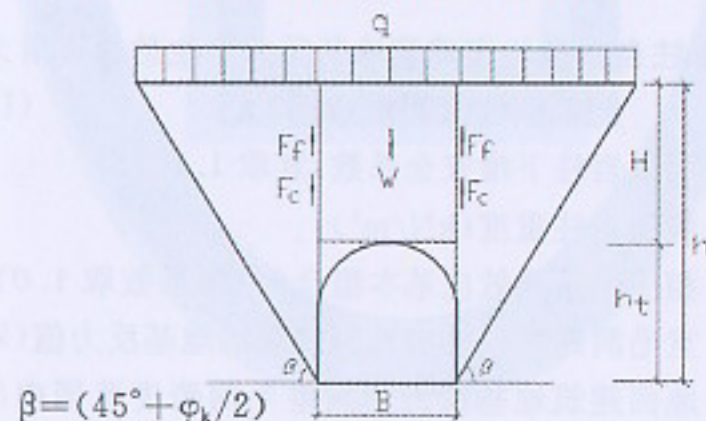


图 D.0.2

当 $Q < 0$ 时, 稳定系数 $k = \frac{2(F_t + F_c)}{W} > 1.0$ 稳定, 地面建筑地基反力对洞顶无附加荷载影响;

当 $Q = 0$ 时, 稳定系数 $k = \frac{2(F_t + F_c)}{W} = 1.0$ 极限平衡, 地面建筑地基反力对洞顶无附加荷载影响;

当 $Q > 0$ 时, 稳定系数 $k = \frac{2(F_t + F_c)}{W} < 1.0$ 不稳定, 地面建筑地基反力对洞顶有附加荷载影响。此时的洞顶附加荷载值可简化为均布垂直压力作用在洞顶上, 即:

$$q_1 = \frac{Q}{B_1} = \frac{W - 2(F_t + F_c)}{B_1} \quad (\text{D. 0. 2-2})$$

式中 q_1 —— 相应于荷载效应基本组合 (分项系数取 1.0) 时的洞顶附加荷载值 (kPa);

B —— 洞室毛洞跨度 (m);

上式 q_1 需与洞顶岩石塌落高度当量荷载 γh_q (γ 为洞顶岩石重度, h_q 为洞顶岩石塌落高度) 比较, 取大值对洞室 (即洞室地基) 进行结构承载力验算。

验算洞室结构承载力时, 洞顶附加荷载设计值为 γh_q (γ_q 为附加荷载分项系数, 宜取 $\gamma_q = 1.25$)。结构重要性系数 γ_0 按设计安全等级取值。

D. 0. 3 洞顶岩柱自重及地面建筑地基反力产生的总下滑力

$$W = F_s (BH\gamma + qB_1) t \quad (\text{D. 0. 3})$$

式中 F_s —— 洞顶岩柱下滑安全系数, 宜取 1.15;

γ —— 洞顶岩柱重度 (kN/m³);

q —— 相应于荷载效应基本组合 (分项系数取 1.0) 时, 洞室毛洞跨度范围内地面建筑的地基反力值 (kPa);

B_1 —— 地面建筑地基反力在洞室毛洞跨度范围内的作用宽度 (m), 当满跨作用时 $B_1 = B$;

H —— 洞顶覆盖层厚度 (m), 为基础底面至毛洞顶的距离。

基础底面以上岩土层厚度的重量视为地表荷载。

D. 0. 4 洞顶岩柱侧面的摩阻力

$$F_t = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lambda \cdot t \cdot \tan \varphi_k \quad (\text{D. 0. 4-1})$$

侧压力系数 $\lambda = \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_k}{2}) \quad (\text{D. 0. 4-2})$

式中 φ_k —— 岩体内摩擦角标准值 (°);

h —— 洞室毛洞底板至地面建筑基础底面的高度 (m)。

D. 0. 5 洞顶岩柱侧面的粘结阻力

$$F_c = c_k (H - h_q) t \quad (\text{D. 0. 5-1})$$

洞顶岩石塌落高度 $h_q = 0.45 \times 2^{-i} \times \bar{\omega} \quad (\text{D. 0. 5-2})$

洞室跨度影响系数 $\bar{\omega} = 1 + i(B - 5) \quad (\text{D. 0. 5-3})$

式中 c_k —— 岩体粘结力标准值 (kPa);

S —— 洞室围岩分级, 共分 I、II、III、IV、V、VI 级, S 分别对应等于 1、2、3、4、5、6;

i —— 围岩压力增减率, $B < 5\text{m}$ 时, $i = 0.2$; $B = 5 \sim 15\text{m}$ 时, $i = 0.1$; $B > 15\text{m}$ 时, 可参照 $i = 0.1$ 。

附录 E 主动、被动、有限范围内土土压力计算

E.0.1 对墙背垂直、坑顶水面的基坑,可按朗金土压力理论公式计算土的主动、被动压力强度:

1 无粘性土的土压力强度

$$\sigma_a = (q + \gamma \cdot h) k_a \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$\sigma_p = (q + \gamma \cdot h) k_p \quad (\text{E.0.1-2})$$

2 粘性土的土压力强度

$$\sigma_a = (q + \gamma \cdot h) k_a - 2c_k \sqrt{k_a} \quad (\text{E.0.1-3})$$

$$\sigma_p = (q + \gamma \cdot h) k_p - 2c_k \sqrt{k_p} \quad (\text{E.0.1-4})$$

式中 k_a, k_p —— 主动土压力系数、被动土压力系数:

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_k}{2}) \quad (\text{E.0.1-5})$$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2}) \quad (\text{E.0.1-6})$$

σ_a, σ_p —— 计算点的主动与被动土压力强度标准值(kPa),
当 $\sigma_a < 0$ 时,取 $\sigma_a = 0$;

h —— 计算点处的土层的厚度(m);

γ —— 土体重度(kN/m³);

c_k, φ_k —— 计算点处的土的粘聚力标准值(kPa)、土的内摩擦角标准值(°)。

E.0.2 根据库仑土压力理论,可按下式计算主动土压力合力标准值:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a \quad (\text{E.0.2-1})$$

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \beta - \varphi_k - \delta)} \times \{ [k_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi_k + \delta) \sin(\varphi_k - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cos \varphi_k \cos(\alpha + \beta - \varphi_k - \delta) \} \quad (\text{E.0.2-2})$$

$$-2\{ [k_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi_k - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi_k] \times [k_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi_k + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi_k] \}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{E.0.2-2})$$

$$k_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma h \sin(\alpha + \beta)} \quad (\text{E.0.2-3})$$

$$\eta = \frac{2c_k}{\gamma h} \quad (\text{E.0.2-4})$$

式中 h —— 挡墙高度;

β —— 墙背填土坡度角;

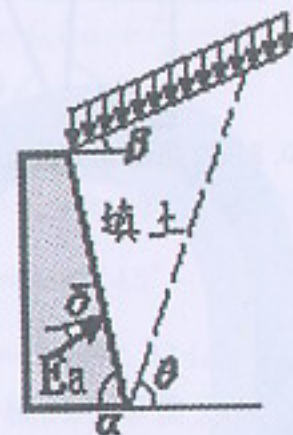
q —— 墙背填土地表均布可变荷载标准值;

k_a —— 主动土压力系数;

δ —— 土对挡土墙墙背的摩擦角,可按表 E.0.2 采用;

c_k —— 土的粘聚力标准值(kPa);

φ_k —— 土的内摩擦角标准值(°)。



E.0.2 土压力计算简图

表 E.0.2 土对挡土墙墙背的摩擦角 δ

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

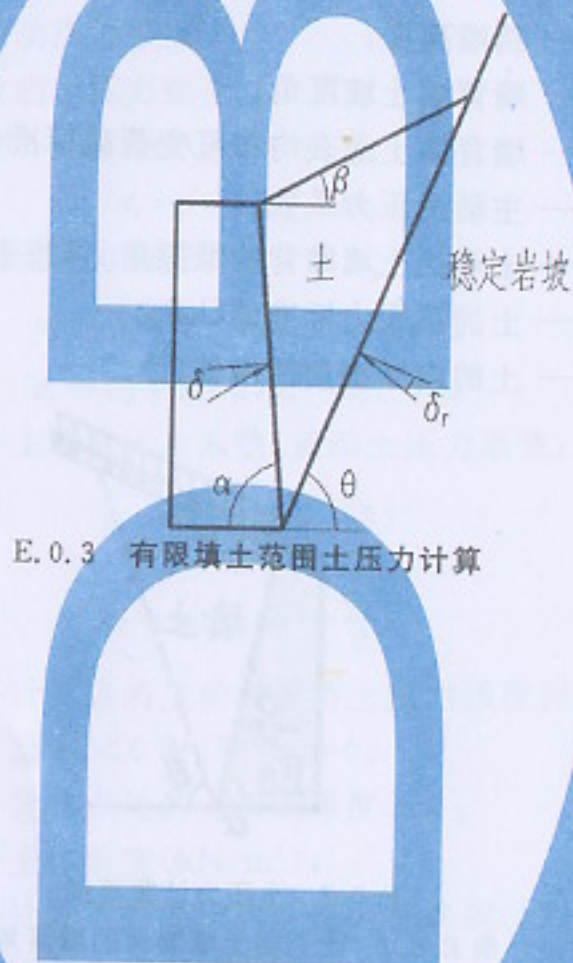
E.0.3 当基坑后缘有较陡峻的稳定岩坡,岩坡坡角 $\theta >$ 土体的破裂角 $(45^\circ + \varphi/2)$ 时,应按有限范围内填土计算土压力。土压力的

合力标准值可按式 E.0.2-1 计算, 主动土压力系数按下式计算:

$$k_a = \frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha + \beta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha \sin(\theta - \beta) \sin(\alpha + \theta - \delta - \delta_r)} \quad (\text{E.0.3})$$

式中 θ —— 稳定岩石坡面的倾角;

δ_r —— 稳定岩石坡面与土的摩擦角, 根据试验确定。当无试验资料时, 可取 $\delta_r = 0.33\varphi_k$ 。



E.0.3 有限填土范围土压力计算

附录 F 桩(肋柱)间挡板的土压力计算

F.0.1 桩(肋柱)间支挡所受的水平推力与桩(肋柱)尺寸、间距及岩土的性质有关, 考虑到土拱效应, 桩(肋柱)承受全部推力, 当桩(肋柱)间支挡设置在桩前临空一侧, 则桩(肋柱)间支挡可拟化为一个由桩(肋柱)、土拱和桩间支挡组成的筒仓的一个侧壁来计算其所承受的推力。

如图 F, 此时拟化的筒仓为 ABCED 多边形仓, 侧壁水平土压力计算公式见下式:

$$q_x = \frac{A}{U} \cdot \frac{\gamma}{\tan \varphi} (1 - \exp(-\frac{U}{A} k z)) \quad (\text{F.0.1})$$

其中:

$$A = l_0 (a + \frac{l_0}{4} - \delta)$$

为简化可取

$$A = l_0 (a + \frac{l_0}{4})$$

$$k = k_a \cdot \tan \varphi$$

$$k_a = \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$U = 2a + 2.414l_0$$

式中 q_x —— 桩间土对挡板的水平推力;

A —— ABCED 的面积;

l_0 —— 桩(肋柱)净距;

a —— 桩(肋柱)平行水平推力方向的边长;

δ —— 挡板厚度;

U —— 闭合截面 ABCED 的周长;

γ —— 土的重度;

φ_k —— 土的内摩擦角标准值($^\circ$);

z —— 算点至桩顶的距离。

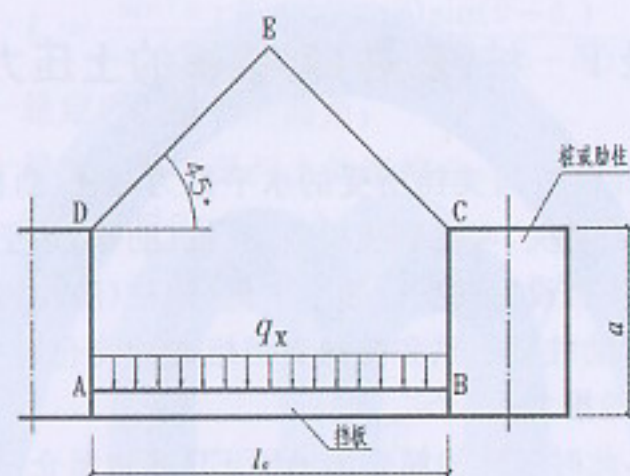


图 F 拟化仓筒法计算桩间支撑简图

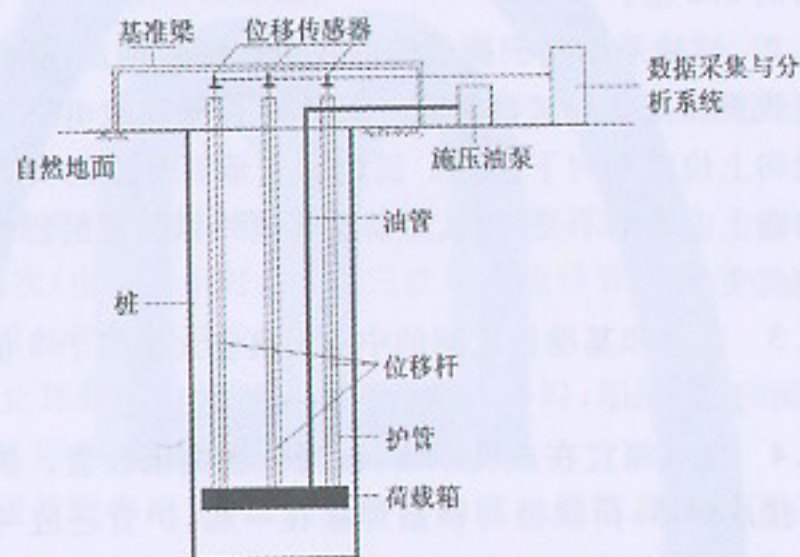
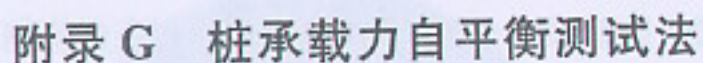


图 G-1 桩自平衡测试布置图

G.1 适用范围

G.1.1 本方法适用于岩石、粘性土、粉土和砂土层中的钻(冲)孔灌注桩,人工挖孔桩、沉管灌注桩等,特别适用于传统静载试验相当困难的大直径嵌岩桩、机械钻(冲)孔灌注桩、水上试桩、坡地试桩、基坑底试桩、狭窄场地试桩等情况。

G.1.2 当需测定桩的分层侧阻力和端阻力或桩身截面的位移量时,可埋设测量桩身应力、应变、桩底反力的传感器或位移杆。

G.1.3 为设计提供依据的试验桩,应加载至破坏。

G.2 设备仪器及其安装

G.2.1 试验加载采用专用的荷载箱,必须经法定检测单位标定。荷载箱平放于试桩中心;荷载箱极限加载能力应大于预估极限承载力的1.2倍。

G.2.2 试验采用联于荷载箱的压力表测定油压,根据荷载箱率定曲线换算荷载。试桩位移一般采用百分表或电子位移计分别测量向上位移和向下位移。固定和支承百分表的夹具和基准梁在构造上应确保不受气温、振动及其他外界因素的影响以防止发生竖向变位。

G.2.3 试桩和基准桩之间的中心距离应大于等于3倍试桩桩径且不小于2.0m。

G.2.4 荷载箱宜在成孔以后,混凝土浇筑前设置。护管与钢筋笼焊接成整体,荷载箱与钢筋焊接在一起,护管还应与荷载箱顶盖焊接,焊缝应满足强度要求,并确保护管不渗漏水泥浆。荷载箱摆放处一般宜有加强措施,可配置加密钢筋网2层。在人工挖孔桩孔底用高强度等级的砂浆或高强度等级混凝土将孔底找平。

G.2.5 荷载箱摆设位置应根据地质报告进行估算。当端阻力小于侧阻力时,荷载箱放在桩身平衡点处,使上、下段桩的承载力相等以维持加载。当端阻力大于侧阻力时,可根据桩长径比、地质情况采取以下措施:

- 1 桩顶提供一定量的配重;
- 2 改用大吨位、小直径的荷载箱,加载至侧阻力充分发挥,再根据实际尺寸换算后确定端阻力值。

G.3 试验方法

G.3.1 试验加载方式:采用慢速维持荷载法,逐级加载。每级荷载达到相对稳定后方可施加下级荷载,直到试桩破坏,然后分级

卸载到零。结合实际工程桩的荷载特征,也可采用多循环加、卸载法(每级荷载达到相对稳定后卸载到零)。对于工程桩作检验性试验,可采用快速维持荷载法,即每隔一小时施加一级荷载。

G.3.2 加载分级:每级加载为预估极限承载力的1/10~1/15,第一级可按2倍分级荷载加载。

G.3.3 位移观测:每级加载后在第1小时内分别于5、10、15、30、45、60分钟测读一次,以后每隔30分钟测读一次。每次测读值记入试验记录表。

G.3.4 位移相对稳定标准:每一小时的位移不超过0.1mm,并连续出现两次(由1.5小时内连续三次观测值计算),认为已达到相对稳定,可加下一级荷载。

G.3.5 终止加载条件:当出现下列情况之一时,即可终止加载。

- 1 已达到极限加载值;
- 2 某级荷载作用下,桩的位移量为前一级荷载作用下位移量的5倍;
- 3 某级荷载作用下,桩的位移量为前一级荷载作用下位移量的2倍,且24小时尚未达到相对稳定;
- 4 累计上拔量超过100mm。

G.3.6 卸载及卸载位移观测:每级卸载值为每级加载值的2倍。每级卸载后隔15分钟测读一次残余沉降,读两次后,隔30分钟再读一次,即可卸下一级荷载,全部卸载后,隔3~4小时读一次。

G.4 单桩竖向极限承载力的确定

G.4.1 上、下段桩的极限承载力可以按下列方法综合确定。

1 根据位移随荷载的变化特征确定极限承载力,对于陡变型Q~s曲线取Q~s曲线发生明显陡变的起始点。

2 对缓变型Q~s曲线,按位移值确定极限值,极限侧阻取对应于向上位移 $s_L = 40 \sim 60\text{mm}$ 对应的荷载;极限端阻取 $s_F =$

40~60mm 对应的荷载,或大直径桩的 $s_T = 0.03 \sim 0.06D$ (D 为桩端直径,大桩径取低值,小桩径取高值)对应的荷载。

3 当按上述两款判定桩的承载力未达到极限时,桩的极限承载力应取最大试验荷载值。

G.4.2 分别求得上、下段桩的极限承载力 $Q_{u上}$ 、 $Q_{u下}$,然后考虑桩自重影响,得出单桩竖向抗压极限承载力为

$$Q_u = \frac{Q_{u上} - W}{\gamma} + Q_{u下} \quad (G.4.2)$$

式中 W —— 荷载箱上部桩自重;

γ —— 系数,对于粘性土、粉土 $\gamma = 0.8$;对于砂土 $\gamma = 0.7$;
对于岩石 $\gamma = 1$ 。

G.4.3 单桩竖向极限承载力标准值应根据试桩位置、实际地质条件、施工情况等综合确定。

附录 H 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度

H.0.1 对于阶梯形承台应分别在变阶处 ($A_1 - A_1, B_1 - B_1$) 及柱边处 ($A_2 - A_2, B_2 - B_2$) 进行斜截面受剪计算(图 H.0.1)。

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

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

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

$$\text{对 } B_2 - B_2 \quad b_{x0} = \frac{b_{x1} h_{01} + b_{x2} h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (H.0.1-2)$$

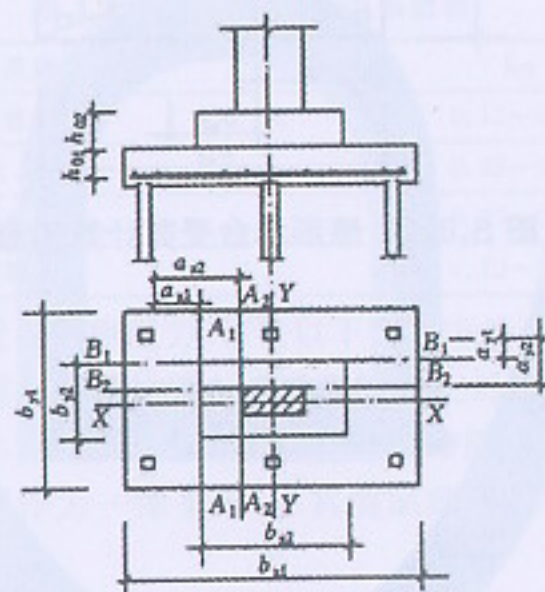


图 H.0.1 阶梯形承台斜截面受剪计算示意

H.0.2 对于锥形承台应对两个截面 $A - A, B - B$ 进行斜截面受剪计算(图 H.0.2),截面有效高度均为 h_0 ,截面计算宽度按下

式计算:

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

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

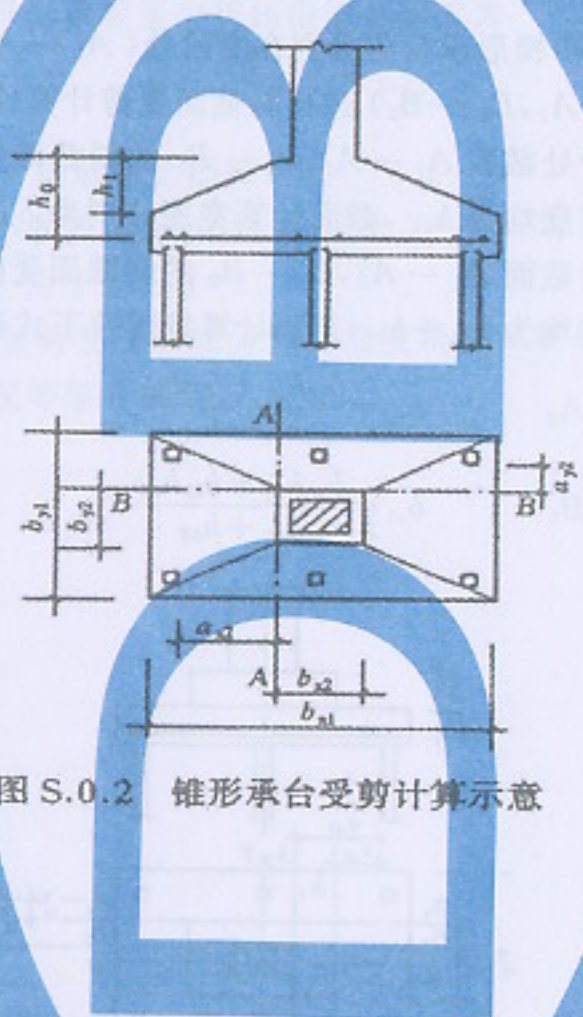


图 S.0.2 锥形承台受剪计算示意

附录 J 岩基上桩的负摩阻力计算

J.0.1 单桩承受的负摩阻力按下式计算:

$$R_f = \sum_{i=1}^n \tau_{ni} \cdot u \cdot l_i \quad (\text{J.0.1-1})$$

式中: R_f ——单桩承受的负摩阻力(kN);

τ_{ni} ——第 i 层土侧负摩阻力标准值(kPa);

u ——桩截面的周长(m);

l_i ——桩在第 i 层土中的深度(m)。

第 i 层土侧负摩阻力标准值按下式计算:

$$\tau_{ni} = \zeta_{ni} \cdot \sigma_{vi} \quad (\text{J.0.1-2})$$

式中: ζ_{ni} ——第 i 层土桩侧负摩阻力系数,见表 J.0.1;

σ_{vi} ——第 i 层土平均有效覆盖压力(kPa)。

表 J.0.1 桩侧负摩阻力系数表

土的类别	ζ_{ni}
饱和软土	0.15~0.25
粘性土、粉土	0.25~0.40
砂土	0.35~0.50
新近填土	0.20~0.50

J.0.2 群桩承受的负摩阻力,可按以下两种方法计算。

1 可将群桩所包围的填土或可压缩性土的总重量作为群桩承受的负摩阻力,再除以桩数则为单桩的负摩阻力;

2 将群桩视作为一深基础,求其侧面摩阻力再除以桩数即得单桩的负摩阻力。

J.0.3 单桩在负摩阻力下的桩身强度应按下式验算:

$$1.25R_f + \gamma_0 N \leq f_c \cdot A \quad (\text{J.0.3})$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值(kPa);

A ——桩的横截面积(m^2);

N ——相应于荷载效应基本组合时,桩顶轴向压力值(kN)。

J.0.4 地基承载力按下式验算:

$$R_f + \gamma_0 N_k \leq 1.6 R_{ps} \quad (\text{J.0.4})$$

式中 R_{ps} ——桩端承载力特征值(kN),按 8.3.10 条计算;

N_k ——相应于荷载效应标准组合时,桩顶轴向压力值(kN)。

本规范用词说明

1.0.1 为便于执行本规范条文,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1 “应”和“不应”用于表示要准确地符合标准而应严格遵守的要求。“应”等效于“有必要”、“要求”、“要”和“只有……才允许”,“不应”等效于“不允许”、“不准许”、“不许可”和“不要”。

2 “宜”和“不宜”用于表示在几种可能性中推荐特别适合的一种,不提及也不排除其他可能性,或表示某个行动步骤是首选但未必是所要求的,或(以否定形式)表示不赞成但也不禁止某种可能性或行动步骤。“宜”等效于“推荐”和“建议”,“不宜”等效于“推荐不”、“推荐……不”、“建议不”和“建议……不”。

3 “可”和“不必”用于表示在标准的界限内所允许的行动步骤。“可”等效于“允许”、“许可”和“准许”,“不必”等效于“不需要”和“不要求”。

1.0.2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。非必须按所指定的标准、规范,或其他规定执行时,写法为“可参照……”。

重庆市工程建设标准

建筑地基基础设计规范

DBJ50-047-2006

条文说明

2006 重 庆

目 次

3	基本规定	109
4	地基计算	117
4.1	基础埋置深度	117
4.2	地基承载力计算	118
4.3	地基变形计算	119
5	山区地基	123
5.1	土岩组合地基	123
5.2	压实填土地基	123
5.3	洞穴地基	124
6	地基处理	132
6.1	一般规定	132
6.2	强夯法	132
6.3	振动碾压法	133
6.4	换填垫层法	134
6.5	减少不均匀沉降对建筑物危害的措施	135
7	建筑基坑	136
7.1	一般规定	136
7.2	土质基坑	136
7.3	岩质基坑	137
8	基础	139
8.1	一般规定	139
8.2	扩展基础	142
8.3	桩	143
8.5	筏形基础	145
9	检验监测	146

9.3	桩基础的检验	146
9.4	锚杆(索)的检验	147
9.5	深基坑监测	147
后记		149

3 基本规定

3.0.7 目前在建设工程中存在对岩土分类和工程特性指标的采用比较随意的现象。即使设计人员对岩土的分类和工程特性指标取值有疑问,也应向勘察单位提出,由勘察单位决定是否修改和如何修改。如有修改,应以勘察单位出具的正式文件(勘察报告的补充文件)为准。为此本规范强调岩土分类和工程特性指标应采用工程地质勘察报告的结果。

重庆市工程建设标准《工程地质勘察规范》DB50-043 已对岩土的分类及工程特性指标的确定作出了明确的规定。为了方便设计人员熟悉这方面的内容,现将《工程地质勘察规范》DB50-043 的有关岩土分类的条文摘录如下:

1 岩石应根据坚硬程度按表 3.0.7-1 分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩及极软岩。

表 3.0.7-1 岩石坚硬程度划分

名称	定性鉴定	代表性岩石	天然湿度条件下岩石抗压强度标准值 f_{rk} (MPa)
坚硬岩	锤击声清脆,有回弹,震手,难击碎;大多无吸水反应	石英岩、石英砂岩、硅质石灰岩、白云岩、硅质板岩、硅铁质胶结的砂岩、坚硬石灰岩	$f_{rk} \geq 60$
较硬岩	锤击声较清脆,轻微回弹,难击碎;浸水后反应不明显	钙质胶结砂岩、石灰岩、白云岩、钙质砾岩	$60 > f_{rk} \geq 30$
较软岩	锤击声哑,无回弹,较易击碎;浸水后指甲可划出印痕	泥质砂岩、砂质泥岩、砾岩	$30 > f_{rk} \geq 15$
软岩	锤击声哑,有较深凹痕,无回弹,手可捏碎;浸水后可能崩解	绿泥片岩、云母片岩、页岩、泥岩、泥质胶结的砂岩	$15 > f_{rk} \geq 5$
极软岩	锤击声哑,有较深凹痕,无回弹,手易捏碎;浸水后易崩解	泥岩、页岩	$f_{rk} < 5$

注:1 表中代表性岩石除极软岩外不含强风化岩石;

- 2 有岩石抗压强度测试成果时,应以岩石抗压强度标准值进行划分,无岩石抗压强度测试成果时,可通过定性鉴定划分;
- 3 当岩体完整程度为极不完整时可不进行坚硬程度划分;
- 4 表中天然湿度系指勘察期间现场岩石的湿度,建筑物使用期间岩体处于水位以下时按饱和状态对待。

2 岩石风化程度可按表 3.0.7-2 分为强风化、中等风化和微风化。

表 3.0.7-2 岩石风化程度划分

风化程度	特征
强风化	结构与构造大部已破坏,颜色及矿物成分明显变化,岩石被裂隙分割成块碎石状,岩芯节长一般小于 200mm;用手可折断,用镐可以挖掘
中等风化	结构与构造清晰,岩石被分割成大块状,裂隙中少有充填,岩芯节长一般大于 200mm;不易击碎,用镐难挖掘,岩石表面或裂面大都变色
微风化	岩石新鲜,基本无风化迹象,裂面有轻微褪色,锤击声清脆

3 岩层可根据单层厚度按表 3.0.7-3 分为巨厚层、厚层、中厚层和薄层。

表 3.0.7-3 岩层按单层厚度划分

厚度 h (m)	$h > 1.0$	$1.0 \geq h > 0.5$	$0.5 \geq h > 0.1$	$h \leq 0.1$
类别	巨厚层	厚层	中厚层	薄层

4 岩体结构类型应按表 3.0.7-4 分为整体状结构、块状结构、层状结构、碎裂结构和散体结构。

表 3.0.7-4 岩体结构类型划分

岩体结构类型	岩体地质类型	主要结构体形状	结构面发育情况
整体状结构	巨厚层状沉积岩	巨块状	以层面裂隙及构造裂隙为主,多呈闭合型,裂隙间距大于 1.5m,一般不超过 1~2 组;无危险结构面组成的落石掉块
块状结构	厚层状沉积岩	块状柱状	只具少量贯通性较好的裂隙,间距 0.7~1.5m;一般为 2~3 组,有少量分离体
层状结构	多韵律的薄层及中厚层状沉积岩	层状、板状、透镜状	有层理、裂隙,常有层面错动面
碎裂结构	构造影响严重的破碎岩层	碎块状	断层、断层破碎带、层理及层间结构面较发育,一般有 3 组以上,裂隙间距多小于 0.3m,有许多分离体形式
散体结构	构造影响严重或风化程度极高	碎屑状	构造和风化裂隙密集,结构错综复杂,多充填粘性土,形成无序小块和碎屑

5 岩体裂隙发育程度可按表 3.0.7-5 分为不发育、较发育和发育。

表 3.0.7-5 岩体裂隙发育程度划分

裂隙发育程度	裂隙组数	裂隙间距(m)
不发育	0~2	> 1.0
较发育	2~3	0.3~1.0
发育	> 3	< 0.3

注:表中裂隙系指构造裂隙且不含层面。

6 岩体完整程度应根据完整性系数或岩石质量指标按表 3.0.7-6 划分为完整、较完整、较不完整、不完整和极不完整。当缺乏试验数据时,可根据裂隙发育程度和岩体结构类型按表 3.0.7-7 划分。

表 3.0.7-6 岩体完整程度定量划分

完整程度等级	完整	较完整	较不完整 (较破碎)	不完整 (破碎)	极不完整 (极破碎)
完整性系数 K_v	> 0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	< 0.15
岩石质量指标 RQD (%)	> 90	90~75	75~50	25~50	< 25

注:1 $K_v = (V_R/V_p)^2$;式中 V_R —弹性波在岩体的传播速度, V_p —弹性波在岩块的传播速度;

2 当需确定 RQD 时,应采用 75mm 口径(N 型)双层岩芯管和金刚石钻头。

表 3.0.7-7 岩体完整程度定性划分

完整程度	裂隙发育程度	岩体结构类型
完整	不发育	整体结构
较完整	较发育	厚层状~巨厚层状或块状结构
较不完整 (较破碎)	发育,裂隙面平均间距 0.10~0.30m	薄层状~中厚层状或碎裂镶嵌结构
不完整(破碎)	发育,裂隙面平均间距小于 0.10m	碎裂状结构
极不完整(极破碎)	发育,结构面无序	散体状结构

7 岩体基本质量等级应根据岩石坚硬程度和岩体完整程度按表 3.0.7-8 分为五级。

表 3.0.7-8 岩体基本质量等级划分

岩石坚硬程度	岩体完整程度				
	完整	较完整	较不完整 (较破碎)	不完整 (破碎)	极不完整 (极破碎)
坚硬	I	II	III	IV	V
较硬	II	III	IV	IV	V
较软	III	IV	IV	V	V
软	IV	IV	V	V	V
极软	V	V	V	V	V

8 粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重的 50% 的土应定名为碎石土, 并按表 3.0.7-9 进一步分类。

表 3.0.7-9 碎石土分类

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

注: 分类时应根据粒组含量由大到小推定, 以最先符合者确定。

9 对于平均粒径小于或等于 50mm, 且最大粒径不超过 100mm 的碎石土, 密实度可根据重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 按表 3.0.7-10 划分为松散、稍密、中密和密实。

表 3.0.7-10 碎石土的密实度按 $N_{63.5}$ 划分

未经修正的重力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leq 7$	松散
$7 < N_{63.5} \leq 15$	稍密
$15 < N_{63.5} \leq 30$	中密
$N_{63.5} > 30$	密实

10 对于平均粒径大于 50mm 或最大粒径大于 100mm 且小于

500mm 的碎石土, 密实度可根据超重型动力触探锤击数 N_{120} 按表 3.0.7-11 划分为松散、稍密、中密、密实和很密。

表 3.0.7-11 碎石土的密实度按 N_{120} 划分

未经修正的超重型动力触探锤击数 N_{120}	密实度
$N_{120} \leq 4$	松散
$4 < N_{120} \leq 7$	稍密
$7 < N_{120} < 12$	中密
$12 \leq N_{120} \leq 15$	密实
$N_{120} > 15$	很密

11 当无触探测试资料时, 对于平均粒径大于 50mm 或最大粒径大于 100mm 的碎石土, 其密实度可按表 3.0.7-12 定性划分为稍密、中密和密实。

表 3.0.7-12 碎石土的密实度定性划分

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
稍密	骨架颗粒含量小于总重量的 60%, 排列混乱, 大部分不接触	可挖掘, 井壁易坍塌; 从井壁取出大颗粒后砂土立即坍塌	钻进较容易, 冲击钻探时钻杆稍有跳动; 孔壁易于坍塌
中密	骨架颗粒含量约为总重量的 60%~70%, 呈交错排列, 大部分不接触	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, 冲击钻探时钻杆和吊锤跳动不剧烈; 孔壁有坍塌现象
密实	骨架颗粒含量大于总重量的 70%, 呈交错排列, 连续接触	镐挖掘困难, 用撬棍方能松动; 井壁一般较稳定	钻进极困难, 冲击钻探时钻杆和吊锤跳动剧烈; 孔壁较稳定

注: 1 骨架颗粒是指表 3.2.1 相对应的颗粒粒径的颗粒;

2 碎石土的密实度应按表列各项判别条件综合确定。

12 粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过 50% 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土应定名为砂土, 并按表 3.0.7-13 进一步分类。

表 3.0.7-13 砂土划分

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2.000mm 的颗粒含量占全重的 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.500mm 的颗粒含量超过全重的 50%
中砂	粒径大于 0.250mm 的颗粒含量占全重的 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量占全重的 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量占全重的 50%

注:分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

13 砂土密实度可根据标准贯入试验锤击数 N 按表 3.0.7-14 分为松散、稍密、中密和密实。

表 3.0.7-14 砂土密实度定量划分

未经杆长修正的标准贯入试验锤击数 N	密实度
$N \leq 10$	松散
$10 < N \leq 15$	稍密
$15 < N \leq 30$	中密
$N > 30$	密实

14 粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 且塑性指数等于或小于 10 的土应定名为粉土。粉土的密实度应根据孔隙比按表 3.0.7-15 划分为稍密、中密和密实,其湿度应根据天然含水量按表 3.0.7-16 划分为稍湿、湿、很湿。

表 3.0.7-15 粉土密实度划分

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

表 3.0.7-16 粉土湿度划分

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

15 塑性指数大于 10 的土应定名为粘性土,并应根据塑性指数按表 3.0.7-17 进一步分类。粘性土状态根据液性指数按表 3.0.7-18 划分为坚硬、硬塑、可塑、软塑和流塑。

表 3.0.7-17 粘性土划分

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

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

表 3.0.7-18 粘性土的状态

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

16 土按成因可分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土、风积土和人工填土。

17 在静水环境或缓慢流水环境中沉积并经生物化学作用形成、天然含水量大于液限、天然孔隙比大于或等于 1.5 的粘性土应定名为淤泥。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,应定名为淤泥质土。

18 碳酸盐岩系列的岩石经红土化作用形成的液限大于或等于 50% 的高塑性土应定名为红粘土。经搬运后仍保留红粘土的特征、液限大于 45% 的土可定名为次生红粘土。

19 粘粒成分主要由亲水性矿物组成、具有显著的吸水膨胀和失水收缩特性、自由膨胀率大于或等于 40% 的粘性土应定名为膨胀土。

20 人工填土根据其物质组成,可分为素填土和杂填土。由碎石土、砂土、粉土、粘性土等组成的填土应定名为素填土;含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土应定名为杂填土。

人工填土根据其成因可分为抛填土、压实填土和冲填土。随意倾倒、堆放的土应定名为抛填土；按一定标准压实或夯实的素填土定名为压实填土；由水力冲填泥砂形成的填土应定名为冲填土。

21 土的压缩性可根据压力段为 $0.1 \sim 0.2 \text{MPa}^{-1}$ 的压缩系数按表 3.0.7-19 分为高压压缩性土、中压缩性土和低压压缩性土。

表 3.0.7-19 土的压缩性划分

压缩系数 $a_{1-2} (\text{MPa}^{-1})$	压缩性
$a_{1-2} < 0.1$	低压压缩性土
$0.1 \leq a_{1-2} < 0.5$	中压缩性土
$a_{1-2} \geq 0.5$	高压压缩性土

4 地基计算

4.1 基础埋置深度

4.1.1 本条列出了确定基础埋置深度应考虑的主要因素。山区地基的环境因素很重要，在很多情况下，环境因素对基础埋置深度将起到决定性的作用，不少工程因忽视环境因素而导致失败，必须给予足够的重视。

基础深埋必然要增加基础工程费用和施工难度，因此，在满足强度、变形与稳定要求的条件下，基础宜浅不宜深。

4.1.2 重庆地区的地下水位比较深，一般情况下基础都在地下水位以上。但某些地区的地下水比较丰富，还可能有承压水存在，若处理不当，可能出现流砂、流泥现象，造成施工中的极大困难。

重庆地区蕴藏有石膏及硫铁矿矿床，这些矿床常分解出硫酸离子，污染地下水，对基础工程产生硫酸侵蚀，生成的铝和钙的复硫酸盐，俗称水泥细菌，可使混凝土全部侵蚀破坏，应引起高度重视。重庆地区还有丰富的石灰岩、泥灰岩、白云岩，这些岩层附近的地下水，若富含碳酸根离子，有可能对混凝土产生碳酸侵蚀，破坏混凝土表面的硬壳层。岩盐也是重庆地区的特产，当氯离子与硫酸根离子在地下水中同时存在时，对硅酸盐水泥有严重的侵蚀作用。硫酸侵蚀、碳酸侵蚀、氯离子侵蚀在重庆地区是客观存在，应引起注意。

在可能的情况下，将基础置于地下水位之上既能减小施工难度又能防止水对基础的腐蚀。

4.1.3 在土质地基上，规定了基础的埋置深度不能少于 0.5m ，其原因是表层土体的孔隙与大气连通，是生物的主要活动场所，

富含有机物,土体的稳定性较差,不进行特殊处理不宜作地基持力层。据统计,在地表 0.5m 以下地区,生物活动将大大减弱,可作为地基持力层使用。这里应当指明,不是所有的土质地基都要求将基础埋置在 0.5m 以下,例如挖方整平的地基,生物活动层已全部挖除干净,对于内墙(柱)基础,在地坪封闭后不利于生物的活动,就不一定将基础埋至 0.5m 以下。岩质地基不存在上述问题,基础埋深的确定主要考虑防风化问题。

岩质地基的变形量较小,不均匀变形可忽略,因此可放宽对基底台阶宽高比的限制。事实上重庆地区许多建筑物特别是错层建筑,错层处基底标高差达数米,未见有不良现象。

4.2 地基承载力计算

4.2.1 式(4.2.1-1)及式(4.2.1-2)中,作用项带入结构重要性系数 γ_0 是为了体现不同安全等级建筑物对地基承载安全储备要求的差异。如上部结构内力分析中已考虑结构重要性系数 γ_0 ,则作用项中不再带入 γ_0 进行计算,本规范所有章节均按此执行。

本条新增了对工业建筑柱基础底面边缘最小压力的要求,主要是为了避免柱基础产生过大的转动而影响上部结构的正常使用。

4.2.2 公式(4.2.2-4)不适用于带锚杆的基础。

4.2.3 本次修订采用由地基极限承载力标准值乘以地基极限承载力分项系数方法来确定地基承载力特征值。式(4.2.3)中地基极限承载力分项系数 γ_i 是安全系数的倒数,对土质地基,相应安全系数为 2;对岩质地基,相应安全系数为 3。考虑到岩质地基脆性大,破坏前变形小,对岩质地基取了较大的安全系数。

鉴于《工程地质勘察规范》(DBJ50-043)对地基极限承载力标准值的确定方法已经做出规定(该规范规定,对建筑物安全等级

为一级的土质地基和建筑物安全等级为一级且岩体基本质量等级为 IV 和 V 级的岩质地基,应进行静荷载试验;对建筑物安全等级为二级的土质地基和建筑物安全等级为一级且岩体基本质量等级为 I、II 和 III 级的岩质地基,宜进行静荷载试验),作为与之配套使用的设计规范,不再对此做出规定。

对于岩石地基,《工程地质勘察规范》(DBJ50-043)规定:“当岩体完整、较完整、较破碎时,岩质地基极限承载力标准值可由岩石抗压强度标准值乘以地基条件系数确定。完整时地基条件系数取 1.60~1.20(坚硬岩与较硬岩取较小值),较完整时取 1.20~0.85,较破碎时取 0.85~0.55”。岩石单轴抗压强度乘以地基条件系数后,等效于岩基载荷试验得到的地基极限承载力标准值。

4.2.6 本条与《建筑地基基础设计规范》(GB50007)基本一致,有以下补充:

1 软弱下卧层承载力进行深度修正时,所用公式是式(4.2.4),但式中 d 为基础埋深,故补充“修正深度应取至软弱下卧层顶面”一语。

2 重庆地区软弱下卧层存在 $E_{s1}/E_{s2} < 3$ 的情况,为在此种情况下也能用简化式计算软弱下卧层顶面处的附加应力,补充了 $E_{s1}/E_{s2} = 1$ 时的地基压力扩散角,但仅供插值用。

3 为了体现不同安全等级建筑物对地基承载安全储备要求的差异,作用项带入结构重要性系数 γ_0 。

4.3 地基变形计算

4.3.1、4.3.2 这两条规定引自《建筑地基基础设计规范》(GB50007)的强制性条文。

4.3.3 岩质地基变形小且完成快,基础设计一般不受变形控制。

式(4.3.3)是刚性基础沉降计算的弹性力学公式,采用该公

式是考虑岩质地基情况与该公式适用条件比较吻合。

4.3.4 本条与《建筑地基基础设计规范》(GB50007)第5.3.3条第1款相同。

由于在重庆地区作为建筑物地基的土的压缩性普遍较低,本条没有对预估施工期和使用期的地基变形作出规定。

4.3.5 本条与《建筑地基基础设计规范》(GB50007)的规定基本一致。鉴于重庆地区存在大量的岩质地基而本条中的方法对岩质地基不适用,故条文中将国标中的“地基变形”改为“土质地基变形”。

《重庆市建筑地基基础设计规范》(DB50/5001)系采用一般的分层总和法计算土质地基变形量,本次修订时,考虑到对一般的分层总和法计算结果的可靠程度了解不够而国标推荐的方法计算过程较简单特别是有了根据大量统计得到的沉降计算经验系数,使其可靠性相对较高,故采用了国标中的方法。

4.3.6 地基变形计算深度确定原则应与地基变形计算方法匹配,鉴于本规范已经采用了国标《建筑地基基础设计规范》(GB50007)中的地基变形计算方法,地基变形计算深度的确定原则也应采用该国标中按变形比控制的原则,故本条规定的原则与国标中的原则一致。

本条对 Δz 的具体取值方法与国标有所不同,对此作如下说明:

为考察 Δz 取值方法的合理性,现引入应变比。应变比 R_s 是 Δz 土层的应变($\Delta s_n'/\Delta z$)与地基变形计算深度范围的应变(s'/z_n)之比,即:

$$R_s = \frac{\Delta s_n'/\Delta z}{s'/z_n} \quad (1)$$

将国标中无相邻荷载影响时的 z_n 经验公式即本规范式(4.3.7)、TJ7-74 规范规定的 $\Delta z = 1\text{m}$ 和现行国标制定 Δz 表所依据的经验公式

$$\Delta z = 0.3(1 + \ln b) \quad (2)$$

及变形比条件 $\Delta s_n'/s' = 0.025$ 代入(1)式,得

$$R_s = \frac{b}{40} (2.5 - 0.4 \ln b) \quad (3)$$

$$R_s = \frac{b}{12} \cdot \frac{2.5 - 0.4 \ln b}{1 + \ln b} \quad (4)$$

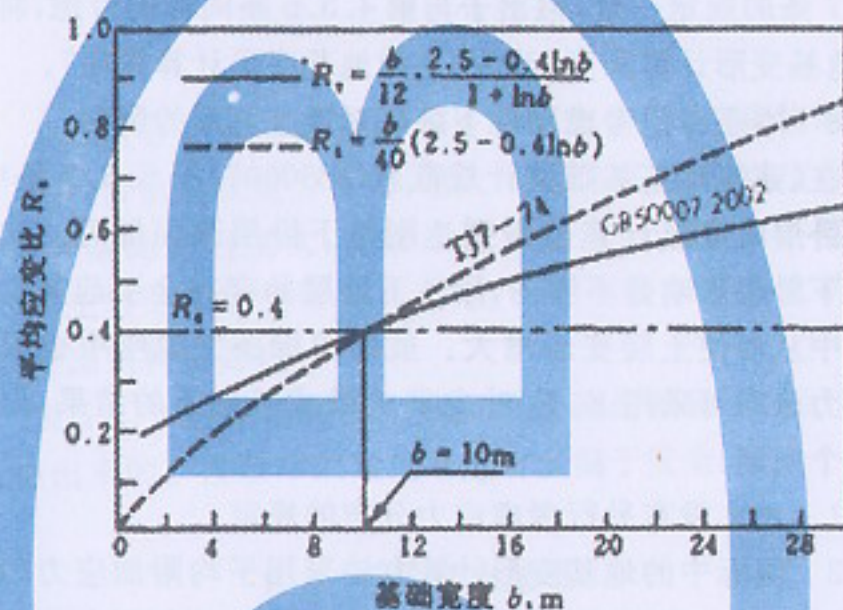


图 4.3.6 $R_s - b$ 曲线

作出 $R_s - b$ 曲线如图所示。从图中可见:两曲线交于 $b = 10\text{m}$, $R_s = 0.4$ 处。按 TJ7-74 规范的变形比法(即 Δz 取 1m)确定 z_n 时,对大基础($b > 10\text{m}$)应变比偏大即沉降量偏小;对小基础($b < 10\text{m}$)应变比偏小即沉降量偏大。按现行国标的变形比法(即 Δz 按(2)式计算)确定 z_n 时,上述情况有所改善,但变化趋势依然存在。

根据上述分析,不如统一以 $R_s = 0.4$ 作为确定 z_n 的标准。将 $R_s = 0.4$ 及 $\Delta s_n'/s' = 0.025$ 代入(1)式,得

$$\Delta z = z_n/16 \quad (5)$$

故 Δz 对为不同基础宽度都可取 $z_n/16$ 。

Δz 按 $z_n/16$ 取值的优点是:

1 对不同基础宽度有统一的应变比,从而大大改善沉降量对大基础偏小、对小基础偏大的状况;

2 取值与基础宽度无关,从而避免了相邻基础与计算基础宽度悬殊或相邻基础不只一个时,如何选择确定所需的基础宽度的困惑。

4.3.7 本条规定与国标《建筑地基基础设计规范》(GB50007)第5.3.7条的规定一致,但出于与第4.3.5条同样的考虑,将国标中的“地基变形计算深度”改为“土质地基变形计算深度”。

4.3.8 本条专门考虑刚性下卧层对地基变形的影响。

在《建筑地基基础设计规范》(GB50007)第5.3.7条中,有刚性下卧层时变形计算范围到达刚性下卧层顶面即可。这样考虑刚性下卧层影响是不够的,刚性下卧层的存在会引起其上土层应力集中从而使土层变形增大。虽然国标条文说明中也提到最大压应力分布可采用K. E. 叶戈罗夫带式基础下的结果,但存在下面二个问题:

1 正文没有另行考虑应力分布的规定;

2 国标中的地基变形计算方法采用平均附加应力(系数)而不是附加应力(系数),运用该方法就用不上叶戈罗夫的应力系数表,用上叶戈罗夫的应力系数表就不能运用该方法。本规范对此作了改进,建立了土层变形增大系数表。这一表格的建立使考虑刚性下卧层对变形的影响变得简单。

土层变形增大系数表是根据考虑了应力集中的地基变形计算结果与未考虑应力集中的地基变形计算结果的对比得到的。为便于内插,本次修订在表中增加了变形增大系数为1的情况。

因在本规范中附加应力(系数)不直接用于地基变形计算,故本次修订取消了附加应力计算的规定(包括有刚性下卧层时的应力增大系数表)。

4.3.9 根据一些工程经验,相邻的两个基础净距离大于10m时,相邻基础的影响已不明显。

5 山区地基

5.1 土岩组合地基

5.1.1 土岩组合地基的主要特点是不均匀变形,建筑物的平面与体形复杂,恰恰造成应力重迭,增大不均匀沉降,所以应尽量避免。结构和基础的刚度大,能够承受和适应部分地基不均匀变形。另外,土岩结合部变形差异大,上部结构将出现较大的剪切力,所以应加强构造处理。

5.1.3 表5.1.3是总结我国大量实践经验的基础上,经过变形验算后提出来的。按表中的数值取值时多偏于安全。

5.2 压实填土地基

5.2.2 通常将碎石及砂土等无粘结性的填土年限超过5年,粘性土及粉土的年限超过10年时,称为老填土。老填土在自重作用下的变形已基本稳定,可作为天然地基。山区地基填土的填料比较复杂,多利用爆破开采出来的岩石作填料,其中有大量块石;填土方式又多为“倾倒”回填,块石集中区存在较大的空洞,加上块石深埋地下,风化进程有所减慢,使填土的变形长期得不到稳定。因此山区的这种填土,很难说明变形的稳定年限,只有通过监测证明填土的稳定性。要作为天然地基的利用,应通过试验检测,确定地基承载力、变形模量参数后,进行设计。

5.2.3 填土工程设计是一项很重要的工作,过去在很大程度上忽略了这项工作。只有在精心设计、精心施工的条件下,才能获得高质量的填土地基。重庆江北机场沟谷深达30m,跑道的压实系数要求达0.98,为此选择了四块场地进行“强夯”、“振动碾压”

及相互交叉的各种填方处理试验,确定了填方的设计参数后才开始施工。江北机场从设计、施工、检测等各个环节控制严格,从1986年至今近20年,使用效果很好。

近几年城市建设高速发展,新城区的建设、各种经济开发区、科技园区如雨后春笋、规划建设速度之快过去少有,但却忽略了填方设计问题。只顾将山丘放炮铲平,大粒径的块石整车整车倾倒填筑到沟谷地带,回填深度达30m、40m,看似一个“小平原”产生,“强夯”后就规划建设。但“强夯”的有效影响深度有限,建设工程将潜伏着变形的隐患,因此,必须进行填方设计。

5.2.6 在水田、池塘、沟渠等积水地区,通常沉积有一层富含有机质的土层,填土前必须清除。在其下面也均为饱和软弱土体,在填土的重力作用下必然产生固结压缩。为加速部分土体的固结,应在其表面铺设一定厚度的砂卵、碎石等散粒材料。

5.2.7 填土地基的压实系数,是填土地基的重要指标,应按建筑物的结构类型、填土部位、对变形的要求确定。

5.2.8 压实填土最大干密度的测定,目前存在着一些不足。试验室击实试验值偏低而现场小坑灌砂法得出的值偏高,导致压实系数偏高很多。详见6.3.6条文说明。

5.2.9 填土地基不论压实、夯实都应做好地面排水措施。排水不好,满场地都会出现坑洼集水,地基含水量大大增高,压夯处理地基时,就会出现“橡皮土”,甚至场地根本无法施工,等待凉晒,导致延误工期。

5.3 洞穴地基

5.3.1 山区地基中,常有洞穴存在,其中有天然洞穴和人工洞室两大类。天然洞穴常见的有岩溶洞穴和土洞。地下矿床采空区,也属洞穴地基,因资料不足,故未列入本规范。

洞穴地基设计时,应要求工程地质勘察报告包含:洞室围岩

分级、围岩性状、裂隙分布和空间形态以及与洞穴临空面的关系、洞穴顶部覆盖层厚度、拟建建筑物与洞穴的空间几何关系和尺寸等。如为人工洞室,还应查明洞室支护结构的竣工资料。

5.3.3 洞穴顶部覆盖层,是洞穴地基设计时的薄弱部位,顶板一旦失稳,对其上部的建筑物危害性极大。为保证建筑物和地下洞穴两者的安全,基础应尽量浅埋,使洞穴顶部覆盖层应有足够的厚度。

岩溶洞穴地基的上部覆土,多属红土地层,有上硬下软的特性,基础浅埋可充分利用表面硬土层的承载力,也可减少传至洞顶的附加应力。

5.3.4 岩层中洞穴地基不同于一般的(无洞穴)岩石地基。由于洞穴的存在,不仅影响地基的承载力,而且会因洞穴围岩应力重分布而导致洞穴地基变形,特别是浅埋洞穴(通常认为洞顶覆盖层厚度接近2~2.5倍洞顶塌落高度时,成拱效应差)时尤其如此。故对位于洞穴地基上的一级、二级建筑物,不仅应验算洞穴地基的承载力,而且还应验算洞穴地基变形。

岩石地层多受地质构造控制,设计参数的变异性不易掌握,计算理论与预测结果不一定完全符合实际,故应对浅埋洞穴围岩、支护结构及地面建筑设点实施监测,且应通过监测信息,及时反馈、修正,实施信息化动态设计。这就是当前国内外行之有效的“动态设计,信息化施工”原则。

据重庆市主城区经验,洞穴地基变形当加卸载完成后,还会延后相当时间。一般认为从施工开始至建筑物正常使用后两年内为变形期。当然,由于岩性和环境等条件不同,洞穴地基变形期会有长有短。

5.3.5 洞穴围岩压力,宜根据围岩的工程地质特性和岩体力学属性,选择合适的围岩压力理论确定,可参考有关规范和岩体(石)力学文献进行。无论应用何种理论计算,均宜进行工程类比,综合分析后作出判断。

5.3.6 本条对位于洞穴地基上的二、三级建筑物,列出了可不考虑洞穴对地基稳定性影响的必要条件。这是基于重庆市主城区的工程实践经验拟定的,但由于地质条件的复杂性,应根据实际情况,在可靠经验的基础上慎重确定。

5.3.7、5.3.9 岩体结构面是影响地下洞室稳定性的主要因素之一,顶板围岩冒落、及侧壁围岩滑塌,大多是由于结构面的不利空间组合引起的。验算时,可根据结构面的各种不同组合,选用与之相适应的计算模式。如为局部稳定问题,可用块体平衡理论估算;如为整体稳定问题,若顶板为水平岩层,且顶板跨中有裂隙时,可按悬臂深梁估算,若裂隙处于支座处,可按简支深梁估算;当顶板受多组裂隙切割,且顶板呈拱形时,可按拱结构估算。

5.3.8 本条列出了顶板抗冲切承载力计算公式,设计时应根据岩质地基承载力及顶板抗冲切力的计算结果,取其小值作地基承载力控制值。岩体抗拉极限强度由地质勘察报告通过试验确定。据重庆地区经验,侏罗系岩层中,岩石试件单轴抗拉强度与抗压强度的比值约为:砂岩 0.04~0.07,泥岩 0.07~0.12。

计算式中的冲跨比,与岩体强度有关,极软质岩取 0.3,软质岩取 0.4,硬质岩取 0.5。

5.3.10 人工洞室的稳定性,主要取决于洞室围岩的岩体结构、岩石强度、地下水条件、支护结构类型等因素。岩体中的软弱结构面,通常是稳定因素的关键。人工洞室的稳定性评价时应特别注意以下问题:

1 整体及块状结构岩体中,洞室围岩一般较稳定,但应注意结构面不利组合可能产生局部岩块坍塌。结构面水平或缓倾时,洞室侧壁较稳定,应注意洞顶围岩的稳定性。洞室轴线沿结构面倾向方向布置时,洞室一般较稳定;斜交时,应注意岩块沿结构面滑塌的可能性;

2 围岩属硬质岩时,一般稳定性较好,软质岩次之,极软质岩最差。围岩中含食盐或石膏等易溶于水的矿物时,对洞室的稳

定很不利;

3 地下水在围岩裂隙中活动,可溶解岩层中的某些矿物,造成岩块崩塌,使岩体强度降低,削弱承载力;

4 完整而可靠的衬砌结构,对保证人工洞室地基的安全承载有利。

5.3.11 本条是以重庆市有关高等院校、设计、施工、检测等单位多年科研和工程实践相结合的经验为基础拟定的。对于浅埋人工洞室地基上的一、二级建筑物,按照本条规定,应进行理论分析与经验类比相结合的稳定性综合分析评价,设点监测,实施“动态设计、信息化施工”,从已建成多幢高层建筑的情况来看,至今安全状况良好。

理论分析是一种不可缺少的预测方法,需采用合适的计算理论和计算方法,为综合分析判断提供依据。经验类比能判断预测结果是否符合客观规律和实际,其作用对工程安全极为重要,故本条所列的浅埋人工洞室地基上的一、二级建筑物,应组织相关专家对预测结果进行安全评估。

第 5.3.11 条第 1 款规定中,有两个层次含义:(1)在进行洞室地基整体稳定性定量评价时,为减少计算工作量,一般可将建筑物荷载直接作用在洞室地基上进行定量分析,不考虑地面建筑刚度对地基的贡献;(2)对特别需要进一步了解地面建筑与浅埋洞室相互作用机理的工程,则需要更符合实际的定量分析结果作为稳定性评价依据。此时,便可按地面建筑与浅埋洞室相互作用进行深入分析,该分析考虑了地面结构刚度对地基的贡献。前者计算结果偏于安全,后者更符合实际。但大量研究分析表明,根据地面建筑结构各层刚度情况,对地基有贡献的层数大约为 4~6 层以内,再上则贡献不明显。究竟采用何种方法进行定量分析,应由具体情况确定。

此外,尚应查明和分析洞室围岩岩体结构面不利组合及地下水等对洞室地基稳定性的影响,以此作为稳定性综合分析评价的

组成部分。

5.3.12 当人工洞室地基反力分布较均匀且分布范围较大,并符合附录 D 规定的条件时,可按附录 D 的简化方法估算人工洞室地基承载力,但仍需用工程类比加以判断。

在简化方法计算中,为偏于安全计,(D.0.4-1)式忽略了洞室跨度范围 B 以外地基反力对拱顶岩柱侧面摩阻力的增大作用;考虑到洞顶岩石塌落高度 h_q 的计算式(D.0.5-2),是根据 127 座铁路隧道的 427 处塌方资料,统计归纳后得出的各类围岩塌落高度的当量荷载经验公式。对比了水电部门 35 个类似跨度的隧道塌方资料,发现其中多数也是符合该统计规律的,该式已广泛用于隧道设计和施工中。因此, h_q 应是洞顶围岩的松动或塌落高度,它不应在洞顶岩柱侧面粘结阻力再有贡献,故在(D.0.5-1)式中减去了 h_q 高度范围的粘结阻力作用。

以下是按附录 D 估算人工洞室地基承载力的算例,供参考:

〔例-1〕 洞室围岩分级为Ⅲ级,洞跨 $B=5\text{m}$,洞高 $h_t=5\text{m}$ 覆盖层厚度 $H=3\text{m}$,岩体计算参数 $\varphi=36^\circ$, $c_k=250\text{kN/m}^2$, $\gamma=25\text{kN/m}^3$,洞顶满跨作用的地面建筑地基反力值 $q=150\text{kN/m}^2$ (约为 10 层地面建筑),洞顶岩体稳定性无不利结构面影响。试验算洞室地基承载力。

洞室覆盖层厚度 H 验算:

洞室跨度影响系数 $\bar{\omega}=1+i(B-5)=1+0.1\times(5-5)=1$

洞顶岩石塌落高度 $h_q=0.45\times 2^{i-1}\times\bar{\omega}=0.45\times 2^{1-1}\times 1=1.80\text{m}$

岩石地层时 $2h_q=2\times 1.80=3.60\text{m}>H=3\text{m}$ 。因不满足条件(1),所以,应将洞室地基视为沟壑。此时,宜采用跨越脱开的基础方案。

〔例-2〕 条件同〔例-1〕,仅 $H=4\text{m}$ 。

1) 洞室覆盖层厚度 H 验算

$2h_q=2\times 1.80\text{m}=3.60\text{m}<H=4\text{m}$ 满足条件(1),也满足条件(2)和(3),可用本方法验算。

2) 洞顶岩柱自重及地面建筑地基反力产生的总下滑力

$$W=F_t(BH\gamma+qB_1)t=1.15\times(5\times 4\times 25+150\times 5)\times 1=1438\text{kN}$$

3) 洞顶岩柱侧面的摩阻力

$$h=h_t+H=5+4=9\text{m}$$

$$\lambda=\tan^2(45^\circ-\varphi_k/2)=\tan^2(45^\circ-36^\circ/2)=0.2596$$

$$F_t=\frac{1}{2}\gamma h^2\lambda\tan\varphi_k=\frac{1}{2}\times 25\times 9^2\times 0.2596\times 1\times \tan 36^\circ=191\text{kN}$$

4) 洞顶岩柱侧面的粘结阻力

$$F_c=c_k(H-h_q)t=250\times(4-1.80)\times 1=550\text{kN}$$

5) 地面建筑地基反力传至洞顶上的附加荷载

$$Q=W-2(F_t+F_c)=1438-2\times(191+550)=-44\text{kN}<0$$

稳定系数 $k=\frac{2(F_t+F_c)}{W}=1.03>1.0$ 稳定,地面建筑地基

反力对洞顶无附加荷载影响。考虑到洞室地基应保证在设计使用年限内的耐久性问题,对毛洞应作相应防护构造处理。

〔例-3〕 洞室围岩分级为Ⅲ级,洞跨 $B=8\text{m}$,洞高 $h_t=6\text{m}$,覆盖层厚度 $H=4.8\text{m}$,岩体计算参数 $\varphi_k=36^\circ$, $c_k=250\text{kN/m}^2$, $\gamma=25\text{kN/m}^3$,洞顶满跨作用的地面建筑地基反力值 $q=150\text{kN/m}^2$ (约为 10 层地面建筑),洞顶岩体稳定性无不利结构面影响。试验算洞室地基承载力。

1) 洞室覆盖层厚度 H 验算

洞室跨度影响系数 $\bar{\omega}=1+i(B-5)=1+0.1\times(8-5)=1.3$

$$\text{洞顶岩石塌落高度 } h_q=0.45\times 2^{i-1}\times\bar{\omega}=0.45\times 2^{3-1}\times 1.3=2.34\text{m}$$

$2h_q=4.68\text{m}<H=4.8\text{m}$ 满足条件(1),也满足条件(2)

和(3),可用本方法验算。

2) 洞顶岩柱自重及地面建筑地基反力产生的总下滑力

$$W=F_t(BH\gamma+qB_1)t=1.15\times(8\times 4.8\times 25+150\times 8)\times 1=2484\text{kN}$$

3) 洞顶岩柱侧面的摩阻力

$$h=h_i+H=6+4.8=10.8\text{m}$$

$$\lambda=\tan^2(45^\circ-\varphi_k/2)=\tan^2(45^\circ-36^\circ/2)=0.2596$$

$$F_f=\frac{1}{2}\gamma h^2\lambda\tan\varphi_k=\frac{1}{2}\times 25\times 10.8^2\times 0.2596\times 1\times \tan 36^\circ=275\text{kN}$$

4) 洞顶岩柱侧面的粘结阻力

$$F_c=c_k(H-h_q)t=250\times(4.8-2.34)\times 1=615\text{kN}$$

5) 地面建筑地基反力传至洞顶上的附加荷载

$$Q=W-2(F_f+F_c)=2484-2\times(275+615)=704\text{kN}>0$$

$$\text{稳定系数 } k=\frac{2(F_f+F_c)}{W}=0.72<1.0 \text{ 不稳定, 地面建筑地基}$$

反力对洞顶有附加荷载影响。此时的洞顶附加荷载值,可简化为均布垂直压力作用在洞顶上,即

$$q_1=\frac{Q}{Bt}=\frac{W-2(F_f+F_c)}{Bt}=\frac{2484-2\times(275+615)}{8\times 1}=88\text{kN/m}^2$$

洞顶岩石塌落高度当量荷载为:

$$\gamma h_q=25\times 2.34=59\text{kN/m}^2<q_1$$

应按 $q_1=88\text{kN/m}^2$ 验算洞室结构承载力,即洞室地基承载力验算。

验算洞室结构承载力时,洞顶附加荷载设计值为:

$$\gamma_q q_1=1.25\times 88=110\text{kN/m}^2$$

以上算例通过两种数值计算分析对比后,表明洞室地基在无不利结构面影响下,数值计算结果有更大的承载力。附录 D 的计算方法反算现有更大跨度的洞室地基,也与实际情况基本相符。

5.3.13 条文中提出的人工洞室加固措施,积累了重庆地区几十年的经验,是行之有效的。

5.3.14 岩溶地区一般不宜采用挤土桩,这种桩在施工时需施加较大的锤击力,该锤击力主要集中在桩的端部,容易冲裂岩体,使岩溶洞穴顶板受损。此外,岩溶地区的岩面凸凹不平,且有石笋存在,使桩容易偏斜。非挤土桩没有这种缺陷。桩的端部应全断

面放置在岩体中,以免桩受力后发生偏斜。机械钻孔或人工挖孔灌注桩在施工中,若发现有贯通顶板的裂缝,应采用速凝水泥砂浆压浆灌缝。

桩端下顶板的最小厚度,应通过计算与试验确定。

5.3.15 岩溶洞穴地基需要进行加固处理时,应根据洞体特征、工程地质条件、施工工艺等妥善选择加固方案,不能盲目硬搬外地经验。

对建筑物危害最大的是浅埋岩溶洞穴,尤其是顶板应认真处理。基础埋置深度宜浅不宜深,以保证顶板有足够的厚度。

5.3.16 土洞顶板的强度很低,受力后易塌陷,对建筑物的危害较大,工程地质勘察必须对土洞探查清楚。土洞的分布一般有如下规律:

1 土洞与岩溶洞穴通常有连带关系,溶槽、溶沟、落水洞附近多有土洞发生。

2 地下水活动强烈,将给土洞提供良好的发育条件,在地下水位升降带附近,或地下水主要补给方向上,土洞较发育。

3 土洞多分布在地形底洼处与河谷地带,这些地区也是塌陷发育区。

4 具有湿化性与崩解性的粘性土和粉土,易受水的冲蚀或潜蚀,是土洞发育的有利地层条件。

5 地表水形成的土洞,多分布在排水沟渠、人工湖塘、积水洼地等的下部或两侧土体中。

土洞多数是由于地表水和地下水的活动引起的,土洞地基除按本条规定办理外,应重视地面排水系统的处理,减少大气降水、生产生活用水渗入地下,还应充分掌握地下水动态,合理开发地下水资源,使地下水位稳定在土层中或岩面以下,防止土洞发育。

6 地基处理

6.1 一般规定

6.1.1 现有的地基处理方法很多,没有一种方法是万能的,都有它的适用条件。因地质条件、材料及经济条件差异较大,只有结合当地的条件,选择成熟的、可靠的、经济的地基处理方法才是最合理的。

6.1.2 同一地域的地基条件,差异和变化仍然很大,根据多年的工程实践,无论选择哪种地基处理方法,都应在处理区域选择试验地段进行试验,确定设计、施工参数后,再进行现场的地基处理,避免盲目施工。

6.2 强夯法

6.2.1 强夯法又名动力固结法,60年代末由法国梅拉提出,并在海滩的多幢多层建筑中成功运用。其方法是将10~40t重锤,使其从10~40m高度处自由下落,对地基进行强力冲击,以达到加固地基的目的。

我国1979年开始试验研究与运用,重庆1981年在四川染料厂(长寿),约6000m²的生化三废车间饱和填土地基上试验研究。由于场地地基承载力低,履带吊车行走都感困难。同时考虑到饱和地基易出现“橡皮土”现象,不易夯击密实。因此试验中加入30cm左右粒径的块石,以改变土的组成结构,经试验效果很好。根据强夯前后的静载荷试验检测,强夯后承载力和变形模量均比强夯前提高约三倍。地基固结三个月后,又增高约15%。

6.2.2 此条针对重庆的深沟地带,规划建设中应估计到将来强

夯处理时的机械设备、锤重、落距,根据夯击能的影响深度,确定每次分层回填厚度。不能盲目地回填30m、40m,到时夯击能量达不到加固的深度,而潜伏着隐患。

6.2.3 法国梅拉最早提出的加固影响深度经验公式为: $H = \sqrt{Qh}$ 。此公式的影响深度仅与锤重和落距有关。事实上夯击次数,地基土性质、锤底单位压力,地下水等等影响因素较多。国内在推广应用研究中都认为这些公式得出的影响深度偏大,应该折减修正。重庆地区地基土质相对较好,经工程实践提出修正系数 k 值一般为0.4~0.6。夯击能越大,修正系数取低值,反之取高值。

6.2.7 第一遍点夯间距偏小,会使地基的浅层得以加固形成密实层,第二遍点夯的夯击能不易传到地基深部,夯击效果受到影响,所以第一遍点夯间距宜拉大。

6.3 振动碾压法

6.3.1 山区工程建设中,大量的沟谷填筑,滑坡治理中的削方减载压脚、三峡库区的库岸斜坡处理,均有大量的振动碾压工程。近两年三峡库区的建设积累了大量的经验,但也存在不少的问题,为了使振动碾压的地基处理方法更加完善,本节收集了以往工程及库区建设的资料,作出了有关规定。

试验应根据不同的回填材料、铺设厚度、含水量、碾压机械及碾压速度、遍数等因素,确定施工的控制参数。

6.3.2 目前滑坡治理、三峡库岸治理的振动碾压工程,击实试验基本上都用重型击实仪。击实筒的内径为152mm、筒高116mm,落锤质量4.5kg,这种体积击实筒对于块石土混合料的抽样,击实是有局限的。本条建议选用大型击实仪,筒的直径为300mm,高度288mm,落锤质量35.2kg。

室内击实试验时,应采用等量替代法;根据仪器容许的最大粒径以下和粒径大于5mm的土粒,按比例等质量替换超粒径颗

粒法进行。

6.3.4 在斜坡地带填土时,为防止填土沿着原有坡面滑移,应将坡面开挖成台阶,当坡度大于30%时,还应在台阶平台上夯填碎石,以增强稳定性。

6.3.6 三峡库区的振动碾压工程中,现场干密度的检测多数采用直径165mm小坑灌砂法,而填料又是块石土混合料。若小坑中遇到小石块含量较多,所测得的干密度值就偏高,与试验室击实实验所测得的最大干密度相比,压实系数就大。如有不少工程抽检的压实系数达到了0.98~1.00,然而监测单位提供的水平位移或沉降变形却大于100mm,说明小坑贯砂法检测不适宜于块石混合料的填土。本条建议采用挖大坑作灌水法和大坑灌砂法测定现场干密度,坑的大小视工程和试验条件而言,但应大于填料块石粒径。

6.4 换填垫层法

6.4.1 当建筑物的楼层数不多,荷载不大时,采用换填垫层是一种简单、经济、适用的方法。

6.4.2 垫层法的特点:调整基底的压力分布,改变填土地基的不均匀变形,扩散基底压力,减小下卧层顶部的应力。重庆砂卵石、碎石丰富、稳定性好,就地取材,价格相对低廉,为换填垫层法施工创造了较好的条件。

6.4.6 在土岩组合地基中,采用褥垫法调整地基的不均匀变形时,宜对选用的褥垫材料、厚度等进行试验,得出较可靠的参数后再用于工程实践中。褥垫材料应慎重选择,以前曾有用粉质粘土作褥垫失败的教训。

6.4.9 三级建筑的基槽(坑)作换填垫层时,受条件限制无法强夯、振动碾压等,只能用小型设备夯实和振密,地基承载力相对较低,有条件时应通过静荷载试验确定地基承载力特征值。

6.5 减少不均匀沉降对建筑物危害的措施

6.5.3 建筑物的荷载不仅使建筑物下面的土层受到压缩,在它以外一定范围内的土层,因应力扩散的影响也将产生压缩变形。两建筑物相距太近,当被影响的建筑物刚度较差时,会产生裂缝;被影响的建筑物刚度较好时,会产生倾斜;为减少建筑物的相互影响,建筑物之间应相隔一定距离。

6.5.4 土质地基承受荷载后必然有沉降。新填土地基即使不受荷载,自重固结也会产生沉降变形。因此在进行建筑物设计时,应预估沉降量的大小,预留出建筑物与设备之间、穿墙孔洞与管道之间的沉降变形位置,才不至于因变形而使建筑的功能受到影响。

7 建筑基坑

7.1 一般规定

7.1.1 对于基坑工程,从确保安全及节省投资的角度出发,基坑侧壁暴露的时间越短越好,基坑侧壁开挖的面越小越好,并应作到及时开挖、及时施工、及时回填。

在较短时间(1~2年)回填的基坑侧壁,其支护可按临时性支护考虑,本章的规定一般是针对此种情况。但如因建设资金不到位等原因造成基坑施工中途停工,基坑长时间暴露的情况,应考虑影响基坑侧壁稳定的不利因素,采取适当的加固措施。

对于与主体结构脱开、不回填的永久性基坑侧壁,或者以主体结构兼作基坑支挡结构时,基坑的支护应按永久性支护设计,并应满足主体结构使用年限的要求。

7.1.6 动态设计法是基坑工程的基本原则。根据施工中反馈的信息和监测资料修改完善设计是必须的,可以避免勘察中的疏漏或错误,动态掌握基坑的实际变形、应力状况,修正设计,确保安全。

支护设计宜考虑基坑的平面形状,在总图布置时,应尽量避免基坑平面形成凸角,当无法避免时,应采取加强措施。

7.2 土质基坑

7.2.1 公式 7.2.1 适用于使用时间较短的基坑,基坑顶部不应有振动荷载,基坑顶部的裂缝应采取封闭措施。

7.2.2 表 7.2.2 是在永久性边坡坡率的基础上,将 5 米以内的基坑侧壁的坡率进行了适当调整,坡度比边坡要陡些。此表仅适

用于临时性基坑。

7.2.4 工程上主要是应用库仑、朗金土压力理论计算土压力。无论库仑理论或朗金理论计算土压力,由于理论的假说与实际情况有一定的出入,理论中也不可能对影响土压力大小及其分布规律的各种因素及其相互作用全面考虑。所以也只能看作是近似的方法,与实测数据也有一定距离。一般认为,库仑公式计算主动土压力比较接近实际,但计算被动土压力误差较大,会出现超过实际情况 2~3 倍的情况,甚至更大。朗金土压力理论由于没有考虑到墙背的边界条件(即假定墙背的摩擦角为零),计算结果主动土压力偏大,被动土压力偏小。

须严格控制位移的支护结构,应按静止土压力设计。

附录 F 摘自重庆市地方标准《地质灾害防治工程设计规范》DB50/5029,桩间挡板所承担的土压力是按拟化筒仓法计算的。

7.3 岩质基坑

7.3.1 整体稳定基坑侧壁是指稳定分析满足要求的基坑侧壁,一般是指岩体结构完整、较完整,裂隙不发育且连通性差,主要结构面或由结构面组成的棱线,其倾向与基坑倾向相反或呈大角度斜交的基坑侧壁;外倾结构基坑侧壁,是指岩体结构还比较完整,裂隙不太发育,主要结构面或由结构面组成的棱线,其倾向与基坑倾向基本一致,或呈小角度斜交的基坑侧壁;碎裂结构基坑侧壁,是指岩体裂隙比较发育,结构已遭受严重破坏,结构面的规律性较差,且连通性较好,岩体的性质已接近散体结构的基坑侧壁。

7.3.3 对整体稳定的岩质基坑,在开挖过程中,在基坑顶部(拉应力区)常常会出现卸荷裂隙,爆破施工不当也容易造成爆破振动裂隙。这些裂隙使基坑顶部容易成为塌跨部位。对顶部的裂缝应采取封闭措施,否则雨水、地下水等涌入,不但增加孔隙水压力,而且会使结构面软化,降低结构面的强度,对稳定不利。

当基坑顶部的房屋位于卸荷裂隙范围内时,房屋会随之出现裂缝,将影响房屋的正常使用、对基坑的安全不利,这种情况可采取锚杆进行支护。锚杆的设置可根据数值分析计算,也可根据经验按工程类比的原则确定。一般情况下,当软质岩边坡高度小于12m,或硬质岩边坡高度小于15m时,可在边坡顶部0.2~0.3倍基坑高度处设置至少一排结构锚杆。锚杆的横向间距不应大于3m,长度不应小于6m。锚孔直径不宜小于130mm,钢筋不宜少于3根直径22mm。结构锚杆宜与水平面成20°~30°角。

用锚杆来控制岩质基坑裂隙卸荷的设计计算,目前尚缺乏充分的研究。黄求顺、张四平、胡岱文所著《边坡工程》(重庆大学出版社)一书中,提供了一种算法,可供设计参考。

7.3.4 外倾结构基坑侧壁的侧向力可按楔形体极限平衡法进行计算。当工程设计中需要考虑楔形体与支挡结构的摩擦作用时,楔形体的侧向力可按《建筑边坡工程技术规范》GB50330第6.3.2式计算;当忽略楔形体与支挡结构的摩擦影响(即支挡结构与楔形体的摩擦角为零)时,可按《建筑边坡工程技术规范》GB50330第6.3.3式计算。

8 基础

8.1 一般规定

8.1.3 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,荷载大,当整体式基础开始产生倾斜后,建筑物总重对基础底面形心产生新的倾复力矩增量,而倾复力矩增量又产生新的倾斜增量,故倾斜可能随时间增大。因此对高层建筑偏心距要求应严于一般建筑物。

8.1.4 考虑到重庆地区得天独厚的岩质地基优势,建议在不满足8.1.4条的情况下,可采取在竖向构件(柱、墙)出现拉应力的基础部位设置锚入岩质地基的抗拔锚杆的方法纠正偏心影响。

8.1.7 此条文及其公式参照《公路桥涵地基与基础设计规范》JTJ024第4.3.5条,并考虑嵌岩顶面处水平剪力作用进行编制。在JTJ024第4.3.5条中,假定嵌入基岩的桩(基础)在嵌岩深度范围内,由顶部弯矩产生的应力图形按两个三角形变化。假定圆形截面桩桩侧最大压应力 $\sigma_{\max}$ 为平均压应力 σ_p 的1.27倍;矩形截面桩桩侧最大压应力 $\sigma_{\max}$ 与平均压应力 σ_p 相等。按上述两条基本假定,并考虑桩(基础)嵌岩面水平剪力的影响,可得到计算简图如图8.1.7所示。由沿嵌岩深度范围的桩侧压应力不应大于地基的水平承载力特征值的计算规定,并取地基水平承载力特征值为地基承载力特征值的0.5倍,可得到下列公式(1)和(2)。

$$\text{圆形截面桩: } \sigma_{\max} = 1.27 \left[\frac{6(M + V \cdot \frac{h_r}{2})}{dh_r^2} + \frac{V}{dh_r} \right] \leq 0.5f_s \quad (1)$$

$$\text{矩形截面桩: } \sigma_{\max} = \frac{6(M + \frac{h_r}{2}V)}{bh_r^2} + \frac{V}{bh_r} \leq 0.5f_s \quad (2)$$

由公式(1)、(2)即可导出下列公式:

$$\text{圆形基础 } h_r = \frac{5.08V + \sqrt{25.8V^2 + 15.24f_s d M}}{f_s d} \quad (8.1.7-1)$$

$$\text{矩形基础 } h_r = \frac{4V + \sqrt{16V^2 + 12f_s b \cdot M}}{f_s b} \quad (8.1.7-2)$$



图 8.1.7

8.1.9 根据《混凝土结构设计规范》GB50010 中关于耐久性的规定,处于与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境(二a环境)中,设计使用年限为50年的结构混凝土的最低混凝土强度等级为C25,故本条作出对钢筋混凝土基础的混凝土等级不宜低于C25的规定。对设计使用年限不到50年的建筑物或者确有可靠工程经验时,钢筋混凝土基础的混凝土强度等级可放宽到C20。

8.1.10 现浇的连续墙式结构、地下构筑物及箱形基础、筏形基础及设备基础等大体积混凝土结构开裂的现象较为普遍,严重时可能影响到构件的整体性、耐久性甚至承载能力,因此本条文要

求采取有效措施控制和减少温度应力的影响。根据大体积混凝土结构的特点这些有效措施一般可归纳为如下几个方面:

1 用伸缩缝将结构物的平面划分成几个温度区段,或者采用后浇带、膨胀加强带的办法来减少混凝土的温度和收缩影响;

2 适当加大配筋率,在刚度突变部位增加构造配筋,配置细而密的钢筋等;

3 当大体积混凝土基础设置于岩质地基上时,宜在混凝土垫层上设置隔离层减少地基对基础的约束,但应保证基础的抗滑稳定性;

4 在混凝土的材料构成上采取措施,如采用低水化热水泥,合理的骨料级配、降低水灰比等;

5 在施工上采取措施,即合理的浇筑程序、科学的养护措施等。

针对不同的结构,可以采用一种或同时采用多种措施,控制或减小温度和收缩应力,减小或避免裂缝开展。

8.1.11 混凝土条形基础嵌入基岩中的深度不小于基础宽度且采用原槽浇灌时,应考虑岩基嵌固力的承载作用。本条计算公式系将条形基础在嵌固力作用下视为一扩底基础而导出的,如图8.1.11所示:

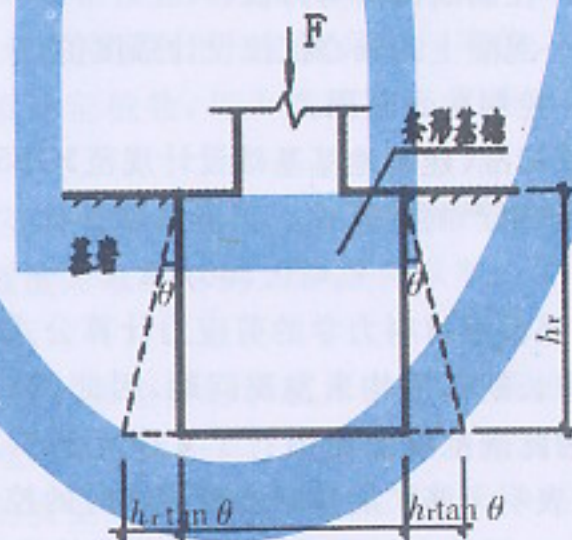


图 8.1.11

$$f_a b = f_{ak} (b + 2h_r \tan \theta)$$

$$f_a = f_{ak} (1 + \frac{2h_r}{b} \tan \theta)$$

$$\text{令 } \frac{h_r}{b} = n, \text{ 取 } \theta = 1.5^\circ$$

即 $f_a = (1 + 2n \tan 1.5^\circ) f_{ak} = (1 + 0.052n) f_{ak}$

式中 f_a —— 考虑岩基嵌固作用的地基承载力特征值;

f_{ak} —— 地基承载力特征值;

n —— 嵌岩段深度与基础宽度之比。

8.2 扩展基础

8.2.2 考虑到灰土基础,三合土基础在本市应用很少,本规范未列入这部分基础的构造要求,如特殊情况需要使用,可按《建筑地基基础设计规范》GB50007 的规定采用。

对混凝土无筋扩展基础,当基础底面处的平均压力值超过 300kPa 时,以往是按下式进行抗剪验算并控制基础的断面的:

$$V_s \leq 0.7 f_t A \quad (1)$$

式中 V_s —— 控制断面的剪力值;

f_t —— 混凝土的轴心抗拉设计强度值;

A —— 控制截面面积。

而现国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 中提出比

(1) 要求更严的计算式:

$$V_s \leq 0.366 f_t A \quad (2)$$

(2) 式是根据材料力学的剪应力计算公式导出,考虑到(1)式以往工程中长期使用均未发现问题,因此(2)式是否符合情况值得研讨。为此规范编制组进行了 6 个无筋扩展基础的实物试验,试验结果表明无筋扩展基础出现裂缝时的控制断面的剪力值均大于 $0.7 f_t A$,因此本规范采用(1)式作为抗剪的验算式。

经试验分析无筋扩展基础台阶宽高比较大时弯矩对断面将

起控制作用,因此在本规范表 8.2.2 的注 3 中提出应进行抗弯验算。

8.2.5 钢筋混凝土柱和剪力墙为轴心受压或偏心受压构件时,其纵向受压钢筋的锚固长度参照《混凝土结构设计规范》GB50010 第 9.3.3 条,对纵向受拉钢筋可乘以 0.7 的折减系数。

8.3 桩

8.3.1 重庆地区大部分挖孔桩持力层为岩质地基,经工程实践比较,一般情况下,加大扩底面积比加深嵌岩深度对桩承载力的提高更为合理、经济。

机械成孔灌注桩长径比的限制主要是考虑到桩的稳定性及桩身混凝土质量。

人工挖孔桩尺寸的确定主要是考虑施工的难易及安全,深度大于 10m 的桩孔,宜有送风装置。

扩底端直径与桩身直径之比除考虑到施工的难易外,还考虑到保持桩间土的稳定性,有利于桩基受力。

8.3.3 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一致。

8.3.4 人工挖孔桩具有截面尺寸大、桩身质量有保证的特点,因此在考虑桩身强度时取 0.9 的工作条件系数。另考虑了结构重要性系数的影响。

8.3.6 岩质地基上灌注桩的承载力比较高,现场静载试验比较困难。但重庆地区多年来积累了不少实际工程的经验,因此本规范根据建筑物的安全等级分别对待。

8.3.10 原《重庆市建筑地基基础设计规范》DB50/5001 对嵌岩桩的嵌岩部份承载力在第 5.4.8 条及第 5.4.9 条中已有计算规

定,但按原规定计算嵌岩部份承载力存在下述问题:

1 计算公式中承载力仅与天然湿度下的单轴抗压强度、嵌岩深度和桩尺寸有关,而与岩体状态无关,即只要桩尺寸、嵌岩深度及天然湿度下的单轴抗压强度相同,无论岩体是完整、较完整或较破碎其承载力均相同,这是不合理的;

2 按原规范计算,嵌岩桩嵌入 5 倍桩径的承载力比嵌入 4 倍桩径的承载力还低,这也不合理;

3 当嵌岩深度为零时,按桩计算和按天然地基上的基础计算,其承载力相差较大;

4 按原规范计算出的嵌岩桩承载力与国内外规范相比,偏低较多。

所以本次修订对嵌岩桩的计算公式进行了如下调整:

1 将嵌岩桩承载力直接用岩基承载力特征值来表示,从而解决了深基、浅基承载力的接轨问题;

2 本次所提出的嵌岩桩承载力计算公式,是在黄求顺教授进行大量模型试验后提出的计算公式的基础上进行的调整而导出的,现简介如下:

计算嵌岩桩嵌入部份的承载力时,可将桩视为图 8.3.10 所示的扩底端承桩,嵌岩桩嵌入部份承载力特征值可用下式表示:

$$R_{ps} = f_a A_p (1 + 2n \tan \theta)^2 \quad (1)$$

将扩号内数值展开:

$$(1 + 2n \tan \theta)^2 = 1 + 4n \tan \theta + 4n^2 \tan^2 \theta \quad (2)$$

$$\approx 1 + 4n \tan \theta$$

$$\therefore R_{ps} = f_a \cdot A_p (1 + 4n \tan \theta) \quad (3)$$

$$\text{取 } \beta = 1 + 4n \tan \theta \quad (4)$$

$$\text{将(4)代入(1)得: } R_{ps} = \beta f_a A_p \quad (5)$$

(5) 式即为 8.3.10-2 的计算公式。

上列各式 R_{ps} ——嵌岩桩嵌入部分承载力特征值;

f_a ——岩基承载力特征值;

A_p ——桩身截面积;

n ——桩嵌岩深度与桩直径之比;

θ ——假想扩散角;

β ——考虑嵌固力影响后的承载力综合系数。

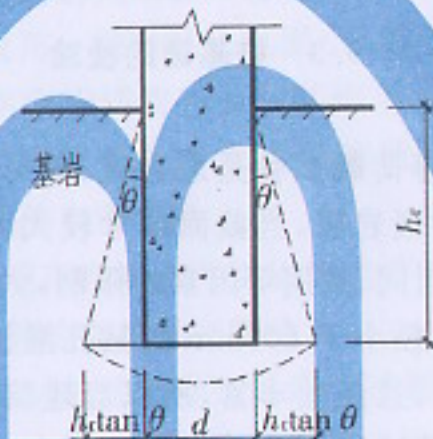


图 8.3.10

经对国内外 60 余例试桩资料作了分析比较,当取 $\theta = 1.5^\circ$ 时按(5)式计算有足够的安全度。表 8.3.10-1 即是按 $\theta = 1.5^\circ$ 时计算出的 β 值。

对于矩形桩可按照圆桩作同样的推导,仍取 $\theta = 1.5^\circ$,求得不同嵌入深度的 β 值列入表 8.10.3-2 中。

按调整后的计算公式克服了原计算公式中前面所述的几项缺点,是安全、可靠、合理的。

8.3.11 本条对重庆地区常见的位于岩石地基上的端承桩,提出了考虑负摩阻力影响的前提条件,并在附录 J 中提出了参考的计算方法,如有可靠经验,也可采用其他的计算方法。

8.5 筏形基础

8.5.4 仅考虑筏基底板的局部弯曲作用、基底反力按直线分布是有条件的一种简化算法。在梁板式筏基的设计中,为避免由于使用这种计算方法导致边跨跨中和第一内支座的弯矩值产生较大误差,特提出本条规定。

9 检验监测

9.3 桩基础的检验

9.3.2 单桩现场静荷载试验是最直观、最可靠的桩承载力确定方法。重庆地区的嵌岩桩,当截面尺寸较大时,竖向承载力上千吨。受试验条件、时间、费用等因素的限制,大直径的桩难以做静荷载试验。对于直径小于 600mm 的钻孔灌注桩,重庆地区试验设备能力完全满足,且经验丰富,所以当建筑物的安全等级为一级时,强调作静荷载试验。

9.3.3 多年来对桩基岩石的取样数量、位置没有统一的依据,设计、施工、质检等部门难以统一。本条综合重庆市地方标准 DB50/5001 附录 C 第 C.0.7 条规定和国标 GB50007 附录 J 第 J.0.2 条规定,对桩基岩石的取样位置及数量作了明确的规定。

表 9.3.3 的取样数量,是对场地岩体单一且均匀一致的前提下而言,当场地的地质情况复杂,有两种岩层(如砂岩、泥岩)及互层存在时,应增加取样数量,将不同的岩层芯样都取到。

在实际取样中,还应根据不同结构部位的重要性,由地勘、设计、监理等将取样点合理选择,即增加代表性,也突出针对性。

9.3.5 桩身的完整性检验本条提到了三种方法,各有特色,视具体情况选取一种或两种综合分析评定。

低应变动测法:重庆地区的动测多采用低应变法,主要是反射波法。此种测试方法简便,检测速度快,价格低廉,主要适用于小直径桩。对大直径、埋深又很大的桩,由于激振能量小,当桩身存在多个缺陷或桩周阻力很大时,桩的反射波和深部缺陷的反射波信号较弱,测试精度受到影响。

声波透射法:大桩开始施工时,就要埋管,与钢筋笼固定,费

用较高;既然埋了管此桩就必须检测,缺乏随机性。其优点为:可逐个剖面检测桩身质量,既可发现桩身的缺陷,又能合理地评定缺陷的位置,形态和大小。

钻孔抽芯法:目前钻孔取芯只能用 100 型钻机,比较费事,若抽检数量少,费用就高。同时钻孔范围小,对于大直径桩,也受到检验的局限性,监测完毕还需补孔。其优点为:钻孔从桩顶钻至基岩层,可取混凝土芯样及岩芯样,桩底沉渣情况也能判断;芯样可测强度,也能判断缺陷和密实度。

在桩内有动水或存在溶洞等复杂地质情况时,宜选用声波透射法或钻孔抽芯法等检查桩身完整性。

9.3.7 此条主要是对桩的沉降变形进行控制。桩不仅要满足承载力要求,变形过大会影响建筑物的正常使用,甚至出现开裂等。

9.4 锚杆(索)的检验

9.4.4 岩石锚杆抗拔试验的破坏模式有如下四种:①钢筋拉断;②锚杆从锚固砂浆中拔出;③锚杆体从岩壁拔出;④孔口岩体出现锥形破坏拔出。

为了不出现钢筋拉断,伤害试验人员,检验荷载采用 1.1 倍锚杆抗拔承载力特征值。

有个别检测单位,为了试验简单方便,将锚杆孔岩石凿平,带孔的钢垫板穿入钢筋后,直接压住孔口,其上安放张拉千斤顶进行试验。本来孔口受拉可能出现锥形破坏,因孔口钢板受张拉千斤顶的反力,结果变为孔口受压,试验方法不正确。为此本条规定受拔锚杆的支点距离不得少于 6 倍锚孔直径。

9.5 深基坑监测

9.5.2 岩石深基坑开挖都会出现临空面、裂隙、结构面的组合,

导致块体的滑落。特别是有外倾结构面的基坑,容易产生滑塌,威胁施工人员的生命安全。加之岩石基坑开挖,一般都采用爆破作业,爆破的振动影响,加速裂隙的开展。因此监测是必要的。

9.5.3 多年来的实践表明,因爆破作业导致基坑周边的建构筑物开裂纠纷不断,经常是公安局组织专家分析,房屋开裂是否是爆破振动引起。为了减少纠纷,加强对分析结果的统一认识,爆破施工前对周边建筑物的裂缝状况进行记录,爆破中对爆破振动速度、裂隙的开展进行监测是必要的。

后 记

本规范的修编得到了重庆市建设委员会乔明佳等领导的关心,得到了市建委科教处的具体指导和支持。

原规范主编黄求顺教授对原规范的编制作出了重大的贡献,为本次规范的修编奠定了良好的基础。

在本次规范的修编过程中,还得到了重庆市有关科研、设计、施工和大专院校以及同行专家、学者的帮助和支持。

在此一并致谢!