重庆市工程建设标准

建筑地基基础设计标准

Standard for design of building foundation

DBJ50/T-047-2024

主编单位：中冶赛迪工程技术股份有限公司
重庆市设计院有限公司
批准部门：重庆市住房和城乡建设委员会
施行日期：2025年03月01日

2024 重 庆

重庆工程建设

重庆工程建设

重庆市住房和城乡建设委员会文件

渝建标〔2024〕53 号

重庆市住房和城乡建设委员会
关于发布《建筑地基基础设计标准》的通知

各区县（自治县）住房城乡建委，两江新区、重庆高新区建设局，万盛经开区住房城乡建设局、双桥经开区建设局、经开区生态环境建管局，有关单位：

现批准《建筑地基基础设计标准》为我市工程建设地方标准，编号为 DBJ50/T-047-2024，自 2025 年 3 月 1 日起施行，原《建筑地基基础设计规范》DBJ50-047-2016 同时废止。标准文本可在标准施行后登录重庆市住房和城乡建设技术发展中心官网免费下载。

本标准由重庆市住房和城乡建设委员会负责管理，中冶赛迪工程技术股份有限公司负责具体技术内容解释。

重庆市住房和城乡建设委员会

2024 年 11 月 27 日

重庆工程建设

重庆工程建设

前　言

本标准系根据重庆市住房和城乡建设委员会渝建科〔2022〕32号文的要求对重庆市《建筑地基基础设计规范》DBJ50-047-2016进行修订而成。

本次修订的原则是：保留原规范的先进成果、内容；补充完善近几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；力求与国家和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。

在修订过程中，编制组开展了专题研究，进行了广泛的调查分析，总结了近年来重庆市在地基基础方面科研、设计、施工中取得的成果和工程实践经验，参考了国内有关技术标准，吸纳了国内外相关科技成果；并以多种方式广泛征求有关设计、勘察、科研、教学、监测和施工单位的意见，通过反复讨论、修改，并经审查定稿。

本标准共分10个章节和4个附录。主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、地基计算、山区地基、地基处理、基坑工程、浅基础、桩基础、地下结构抗浮、地基基础抗震、轨道交通工程安全保护区地基基础、既有建筑地基基础加固、检验与监测。

本标准修订的主要技术内容是：

1. 修改作用分项系数、荷载效应等相关规定，与《工程结构通用规范》、《建筑结构可靠性设计统一标准》等规范与标准协调一致；

2. 修改大直径嵌岩桩单桩承载力确定方法相关规定，与《建筑与市政地基基础通用规范》、重庆市《建筑桩基技术标准》相协调；

3. 细化补充重庆地区抗浮设防水位、抗浮验算与措施相关规定，与《建筑工程抗浮技术标准》、《建筑地基基础设计规范》衔接

重庆工程建设

配套；

4. 补充重庆地区的地基处理方法，如强夯置换法、素混凝土桩复合地基方法等；

5. 补充完善桩基础设计相关内容，如管桩、螺杆桩等桩基础的设计、检验及抗震要求；

6. 补充勘察、施工、验收、检测、沉降监测和运营维护等控制性要求；

7. 新增坡地地基场地稳定性分析、地基基础设计等内容；

8. 增加高填方区域、红黏土区域、采空区、滑坡区等特殊地区地基处理、设计与验算相关规定；

9. 增加轨道交通工程安全保护区内地基基础的相关规定；

10. 增加既有建筑地基基础加固的相关规定。

本标准由重庆市住房和城乡建设委员会负责管理和对强制性条文的解释，由中冶赛迪工程技术股份有限公司负责具体技术内容的解释。本标准在执行过程中如有意见或建议，请寄送重庆市《建筑地基基础设计规范》(修编)编制组。(通讯地址：重庆市渝中区双钢路 1 号中冶赛迪工程技术股份有限公司，邮编：400013；电子邮箱：Jun. Ma@cisdi. com. cn)。

重庆工程建设

本标准主编单位、参编单位、主要起草人员和主要审查人员：

主 编 单 位：中冶赛迪工程技术股份有限公司
重庆市设计院有限公司

参 编 单 位：重庆市土木建筑学会
重庆市建筑科学研究院有限公司
中机中联工程有限公司
重庆大学
中煤科工重庆设计研究院(集团)有限公司
中国建筑西南勘察设计研究院有限公司
大成国际工程有限公司
重庆创筑技准建筑设计有限公司
重庆市鹏越工程技术咨询有限责任公司
重庆设计集团有限公司
重庆市勘测院
重庆都安工程技术咨询有限公司
重庆大学建筑规划设计研究总院有限公司
重庆市住房和城乡建设委员会轨道交通处
重庆市住房和城乡建设委员会设计绿建处
重庆路威土木工程设计有限公司
西南大学
重庆科技大学
重庆川东南工程勘察设计院有限公司
重庆市二零八地质环境研究院有限公司
重庆建筑工程职业学院
重庆迪赛因建设工程设计有限公司
重庆纵横工程设计院
重庆汇中建筑施工图设计审查有限公司
重庆市水利电力建筑勘测设计研究院有限公司
重庆大有工程设计研究院集团有限公司

重庆市建设

重庆市全城建筑设计有限公司
重庆市兴正建设工程咨询有限公司
重庆大恒工程设计有限公司
重庆蜀通岩土工程有限公司
建华建材(四川)有限公司
坦萨土工合成材料(中国)有限公司
陕西龙海新创基础工程有限公司
重庆卓典建设工程有限公司
重庆建工第三建设有限责任公司
重庆建工第十一建筑工程有限责任公司

主要起草人员: 薛尚铃　胡朝晖　汤启明　徐　革　何永春
唐秋元　李成芳　来武清　王大高　张文正
何　平　杨　越　邓小华　冯永能　吴曙光
徐　海　赵启林　汪　凯　周海鹰　陈小平
丁选明　周成涛　马　骏　谭天贵　熊启东
饶正保　欧阳天烽　汪时机　周礼婷　余　周
王雪雪　荀基佐　陈希昌　刘海军　肖　宇
林义华　徐　艳　聂　影　沈琪雯　张智畯
李　涛　王　晨　王定军　李石科　周　珉
黄　伟　李　镜　许　星　白　彬　张枝华
胡安林　张顺斌　高　峰　夏启龙　高　涛
刘　蔚　陈　锐　刘　力　王韦俨　彭　昊
王新华　何　波　向先林　胡　滔　刘　轶

主要审查人员: 戴一鸣　张京街　康景文　何建波　杨　泉
孔凡林　沈治宇

重庆工程建设

目　次

1　总则 …… 1
2　术语和符号 …… 2
2.1　术语 …… 2
2.2　符号 …… 4
3　基本规定 …… 6
4　地基计算 …… 13
4.1　一般规定 …… 13
4.2　基础埋置深度 …… 13
4.3　承载力计算 …… 14
4.4　变形计算 …… 21
4.5　稳定性验算 …… 26
5　山区地基 …… 27
5.1　一般规定 …… 27
5.2　坡地地基 …… 28
5.3　岩石地基 …… 30
5.4　土岩组合地基 …… 31
5.5　红黏土地基 …… 33
5.6　人工填土地基 …… 34
5.7　人工洞室地基 …… 38
5.8　岩溶地基 …… 42
5.9　采空区地基 …… 43
6　地基处理 …… 47
6.1　一般规定 …… 47
6.2　换填垫层法 …… 50

重庆工程建设

6.3 振动及冲击碾压法 …… 54
6.4 强夯法 …… 55
6.5 强夯置换法 …… 58
6.6 注浆法 …… 59
6.7 高压旋喷法 …… 60
6.8 素混凝土桩复合地基 …… 61
6.9 减少不均匀沉降危害的措施 …… 62
7 基坑工程 …… 66
7.1 一般规定 …… 66
7.2 支护结构设计 …… 69
7.3 土质基坑 …… 70
7.4 岩质基坑 …… 72
7.5 岩土混合基坑 …… 73
7.6 地下水控制 …… 74
8 浅基础 …… 75
8.1 一般规定 …… 75
8.2 扩展式基础 …… 76
8.3 柱下条形基础 …… 93
8.4 筏形基础 …… 95
8.5 岩石锚杆基础 …… 99
9 桩基础 …… 103
9.1 一般规定 …… 103
9.2 桩基计算 …… 105
9.3 桩基构造 …… 107
9.4 承台及连系梁构造 …… 110
10 地下结构抗浮 …… 114
10.1 一般规定 …… 114
10.2 抗浮设防水位 …… 116
10.3 抗浮验算 …… 117
重庆工程建设

10.4 抗浮措施 …… 120
11 地基基础抗震 …… 125
11.1 一般规定 …… 125
11.2 天然地基和浅基础 …… 126
11.3 桩基础 …… 128
12 轨道交通工程安全保护区地基基础 …… 130
13 既有建筑地基基础加固 …… 133
13.1 一般规定 …… 133
13.2 扩大基础加固 …… 135
13.3 托换加固 …… 136
13.4 锚杆(索)加固 …… 138
13.5 微型桩加固 …… 140
14 检验与监测 …… 141
14.1 一般规定 …… 141
14.2 地基检验 …… 142
14.3 桩基检验 …… 143
14.4 锚杆检验 …… 145
14.5 基坑监测 …… 145
14.6 建筑物沉降变形监测 …… 146
附录A 平均附加应力系数 …… 148
附录B 人工硐室地基承载力验算 …… 151
附录C 溶洞的稳定计算 …… 154
附录D 主动、被动、有限范围内土土压力计算 …… 157
本标准用词说明 …… 160
引用标准名录 …… 161
条文说明 …… 163

重庆工程建设

重庆工程建设

Contents

1 General provisions 1
2 Terms and symbols 2
2.1 Terms 2
2.2 Symbols 4
3 Basic requirements 6
4 Foundation design calculation 13
4.1 General requirements 13
4.2 Embedded depth of foundation 13
4.3 Bearing capacity calculation 14
4.4 Deformation calculation 21
4.5 Stability calculation 26
5 Foundation in mountain area 27
5.1 General requirements 27
5.2 Foundation on slopes 28
5.3 Foundation on rock 30
5.4 Foundation on rock and soil 31
5.5 Foundation on red clay 33
5.6 Foundation on compacted fill 34
5.7 Foundation on artificial cavern 38
5.8 Foundation on karst area 42
5.9 Foundation on mining area 43
6 Ground treatment 47
6.1 General requirements 47
6.2 Replacement layer of compacted fill 50

6.3 Vibration and impact compaction method ····· 54
6.4 Dynamic compaction method ····· 55
6.5 Dynamic replacement method ····· 58
6.6 Grouting method ····· 59
6.7 High-pressure jet grouting method ····· 60
6.8 Plain concrete pile composite foundation ····· 61
6.9 Measures to reduce uneven settlement ····· 62
7 Excavation engineering ····· 66
7.1 General requirements ····· 66
7.2 Support structure design ····· 69
7.3 Soil excavations ····· 70
7.4 Rock excavations ····· 72
7.5 Soil-rock mixed excavations ····· 73
7.6 Groundwater control ····· 74
8 Shallow foundations ····· 75
8.1 General requirements ····· 75
8.2 Spread footing ····· 76
8.3 Strip footing under column ····· 93
8.4 Raft foundation ····· 95
8.5 Foundation on rock-anchor system ····· 99
9 Pile Foundation ····· 103
9.1 General requirements ····· 103
9.2 Pile foundation calculation ····· 105
9.3 Pile foundation construction ····· 107
9.4 Pile cap and tie beam construction ····· 110
10 Underground structure against uplift ····· 114
10.1 General requirements ····· 114
10.2 Equivalent water level for structural design of building against uplift ····· 116

10.3 Against uplift calculation ····· 117
10.4 Against uplift measure ····· 120
11 Seismic design for foundation ····· 125
11.1 General requirements ····· 125
11.2 Natural ground and foundation ····· 126
11.3 Pile foundation ····· 128
12 Foundation design in safety protection zones of rail transit engineering ····· 130
13 Strengthening of foundations for existing buildings ··· 133
13.1 General requirements ····· 133
13.2 Foundation widening reinforcement ····· 135
13.3 Improvement for underpinning ····· 136
13.4 Anchor (cable) reinforcement ····· 138
13.5 Micro-pile reinforcement ····· 140
14 Inspection and Monitoring ····· 141
14.1 General requirements ····· 141
14.2 Foundation inspection ····· 142
14.3 Pile foundation inspection ····· 143
14.4 Anchor inspection ····· 145
14.5 Excavation monitoring ····· 145
14.6 Settlement and deformation monitoring of building ····· 146
Appendix A Coefficient of average additional stress ····· 148
Appendix B Bearing capacity verification for artificial cavern foundations ····· 151
Appendix C Stability calculation for karst caverns ····· 154
Appendix D Calculation of active, passive, and limited range soil pressure ····· 157
Explanation of Wording in this standard ····· 160

List of quoted standards ····· 161
Explanation of provisions ····· 163

重庆工程建设

1 总 则

1.0.1 为了在建筑地基基础设计工作中贯彻执行国家的技术经济政策，合理利用资源，做到技术先进、安全适用、经济合理、绿色环保，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于重庆市建筑工程地基基础设计。机械振动作用、侵蚀性环境或受高温、冷冻等影响的地基基础的设计尚应符合本标准第1.0.3条的规定。

1.0.3 重庆市建筑地基基础的设计除应符合本标准外，尚应执行国家和地方现行有关标准的规定。

重庆工程建设

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 地基 ground

承受建(构)筑物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 ground

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

2.1.4 填土地基 fill-foundation soil

由人工填土形成的地基。

2.1.5 洞室地基 foundation with cavern

地基受力层范围内存在洞室的地基。

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

将上部结构传来的荷载,通过向侧边扩展成一定底面积,使作用在基底的压应力满足地基承载力的设计要求,且基础内部的应力满足材料强度的设计要求,起应力扩散作用的基础。

2.1.8 刚性下卧层 rigid sub-layer

相对于持力层而言,其压缩模量或变形模量较大的下部土层或岩层。

2.1.9 桩基础 pile foundation

由设置于岩土中的桩和与桩顶连接的承台共同组成的基础或由桩与桩(剪力墙)直接连接的单桩基础,简称桩基。

2.1.10 嵌岩桩 rock-socketed piles

端部嵌入岩石中风化层、微风化层中的桩。

2.1.11 基坑支护结构 supporting of foundation pit

基坑工程采用的围护桩(墙)、支撑、锚杆、围檩等结构体系的总称。

2.1.12 岩溶地基 karst subgrade

岩体中存在溶洞、溶蚀裂隙,或岩体表面存在石芽、溶沟(槽)、溶蚀漏斗、伴生土洞等不良地质作用的地基。

2.1.13 坡地地基 sloping fields subgrade

坡地上,对建(构)筑物约束部位不在同一水平面上且不能简化为同一水平面的地基。

2.1.14 边坡地基 slope subgrade

临近边坡坡顶,以边坡岩土体为基础持力层的地基。

2.1.15 采空区地基 subgrade of goaf area

建(构)筑物基础附加应力影响范围内的岩土体和其下伏采空区共同构成的地基。

2.1.16 采动边坡 mined slope

受采空区采动变形影响控制的边坡。其主要破坏形式为采动滑坡和采动坡体崩塌。

2.1.17 采深采厚比 ratio of depth mining and thickness mining

采空区开采深度与法向开采厚度的比值。

2.1.18 岩土混合基坑 rock-soil composite excavation

上部为土层,下部为岩石组成的基坑。

2.1.19 抗浮设防水位 equivalent water level for structural design of building against uplift

在建筑结构设计工作年限内，满足一定设防标准要求的地下结构底板底面上可能受到的最大浮力确定的地下水水位。

2.1.20 托换加固 improvement for underpinning

通过在结构与基础间设置构件或在地基中设置构件，改变原地基和基础的受力状态，而采取托换技术进行地基基础加固的技术措施的总称。

2.2 符 号

2.2.1 抗力和材料性能：

c ——黏聚力；

e ——孔隙比；

E ——弹性模量；

E_s ——土的压缩模量；

f_a ——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak} ——地基承载力特征值；

f_{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_a ——单桩竖向承载力特征值；

R_{ha} ——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；

v ——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；

S_d——作用组合的效应设计值。

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。

福建工程建设

3 基本规定

3.0.1 地基基础应满足下列功能要求：

1 基础应具备将上部结构荷载传递给地基的承载力和刚度；

2 在上部结构的各种作用和作用组合下，地基不得出现失稳；

3 地基基础沉降变形不得影响上部结构功能和正常使用；

4 具有足够的耐久性能。

3.0.2 地基基础应根据地基复杂程度、建(构)筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建(构)筑物破坏或影响正常使用的程度分为三个设计等级。设计时应根据具体情况，按表 3.0.2 选用。

表 3.0.2 地基基础设计等级

设计等级	建筑及地基类型
甲级	抗震设防分类为甲、乙类的高层建筑 30 层以上或高度超过 100m 的高层建筑 场地和地基条件复杂的 7 层以上的建筑 位于边坡塌滑区范围内的高层建筑 位于洞室上的高层建筑 对基础变形有特殊要求的建筑 对相邻既有工程影响较大的新建建筑 基础持力层位于非岩质地基的层数相差超过 10 层的高低层连成一体建(构)筑物
乙级	除甲级、丙级以外的建筑
丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的 7 层及 7 层以下的一般建筑 次要的轻型建(构)筑物

3.0.3 基坑支护结构的安全等级和重要性系数 γ_0 应根据其破坏后果、对社会或环境产生的影响程度按表 3.0.3 确定。

表 3.0.3　基坑支护结构的安全等级

安全等级	破坏后果、对社会或环境产生的影响程度	γ_0
一级	很严重：对人的生命、经济、社会或环境影响很大	1.1
二级	严重：对人的生命、经济、社会或环境影响较大	1.0
三级	不严重：对人的生命、经济、社会或环境影响均较小	1.0

注：同一基坑工程的不同部位，可根据实际情况采用不同的安全等级。

3.0.4　地基基础设计应符合下列规定：

1　所有建(构)筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；

2　位于土质地基上的建(构)筑物，除表 3.0.4 所列设计等级为丙级的建(构)筑物，且无下列情况时，可不进行地基变形验算外，其余均应进行地基变形计算：

1）地基承载力特征值小于 130kPa，且体形复杂的建筑；

2）在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降或建筑发生倾斜时；

3）地基存在厚度较大的填土，其自重固结未完成或使用期可能被水浸泡发生湿陷性沉降时；

4）持力层的岩土性能或厚度差异变化较大。

表 3.0.4　可不作地基变形验算的设计等级为丙级的建(构)筑物范围

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

续表3.0.4

建筑类型	烟囱	高度(m)	≤40	≤50	≤75		≤100
	水塔	高度(m)	≤20	≤30	≤30		≤30
		容积(m^3)	50～100	100～200	200～300	300～500	500～1000

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 12层以下的建筑，基础采用条形或筏形基础，持力层地基承载力特征值≥300kPa的强风化岩质地基可不进行地基变形验算；

4 位于微风化或中风化岩质地基上的建(构)筑物可不进行地基变形验算；

5 下列情况应进行稳定性验算：

1) 经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，以及在斜坡上或边坡附近的建(构)筑物；

2) 基坑工程；

3) 软弱地基上建(构)筑物基础附近有大面积堆载；

4) 洞室地基、采空区地基上的建(构)筑物；

5) 地下室或地下构筑物存在上浮问题；

6) 其他需要验算稳定性的情况。

3.0.5 地基基础设计前应进行工程地质勘察，勘察成果应包括下列内容：

1 拟建场地的地形、地貌、地质构造条件、地基岩土分类、分布情况及其物理力学指标；

2 地基基础影响范围内地下水的埋藏条件、类型、水位及其变化情况；

3 地基土和地下水对地基和基础的主要建筑材料的腐蚀性

分析和判定；

4 场地和地基的地震效应评价；

5 场地稳定性和工程建设适宜性的评价；

6 场地存在不良地质作用时，应结合其性质和规模，评价稳定性及对拟建工程的影响程度，并提出防治措施建议；

7 分析评价地基均匀性，对拟采用地基基础方案进行评价，提供地基承载力和满足变形验算等设计所需岩土参数，提出地基基础方案建议以及基坑支护体系的选型建议，分析施工可能遇到的地质问题及工程与周围环境的相互影响并提出防治措施和检测建议；

8 应评价天然地基的可行性，提出天然地基持力层的建议；

9 需进行抗浮设计时应提供抗浮设计水位建议值及抗浮措施建议；

10 桩基础应提出桩基类型、施工方法和桩端持力层建议；分析评价桩侧负摩阻力；评价成桩可能性、桩的施工条件及其对环境的影响，并提出设计、施工应注意的问题；

11 洞室地基应提供围岩的完整性和坚硬程度，确定围岩级别，评价洞室地基稳定性；

12 地基需进行处理时，应分析其必要性、处理方法的适宜性和处理范围建议；提出设计施工可能遇到的地质风险和对环境的影响，以及应注意的问题和检测、监测建议。

3.0.6 地基基础设计时，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

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

2 计算地基变形时，传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合，不计入风荷载和地震作用；

相应的限值应为地基变形允许值；

3 计算挡土墙、地基或滑坡稳定以及基础抗浮稳定时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数均为1.0；

4 在确定基础或桩基承台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的作用效应和相应的基底反力、挡土墙土压力以及滑坡推力，应按承载能力极限状态下作用的基本组合，采用相应的分项系数；当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态下作用的标准组合；

5 基础结构抗震验算时，其承载力调整系数 γ_{RE} 应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011的规定采用。

3.0.7 地基基础的设计工作年限不应低于上部结构的设计工作年限。

3.0.8 基础构件设计时，其安全等级不应低于上部结构的安全等级。结构重要性系数，安全等级为一级时不应小于1.1，二级、三级不应小于1.0。

3.0.9 地基基础设计时，作用组合的效应设计值应符合下列规定：

1 正常使用极限状态下，标准组合的效应设计值 S_k 应按下式确定：

$$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \Psi_{ci} S_{Qik} \qquad (3.0.9\text{-}1)$$

注：组合中的效应设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

式中：S_{Gk} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值；

S_{Qik} ——按第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值，其中 S_{Q1k} 为诸个可变荷载效应中起控制作用者；

Ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载 Q_i 的组合值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值；

n ——参与组合的可变荷载数。

2 正常使用极限状态下，准永久组合值的效应设计值 S_k 应按下式确定：

$$S_k = S_{Gk} + \sum_{i=1}^{n} \Psi_{qi} S_{Qik} \tag{3.0.9-2}$$

注：组合中的效应设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

式中：Ψ_{qi} ——第 i 个可变荷载 Q_{ik} 的准永久值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值。

3 承载能力极限状态下，基本组合的效应设计值 S_d 应按下式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} \gamma_{L1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \Psi_{ci} S_{Qik} \tag{3.0.9-3}$$

式中：γ_G、γ_{Qi} ——永久荷载的分项系数，第 i 个可变荷载的分项系数，按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的规定取值；

γ_{Li} ——第 i 个可变荷载考虑设计工作年限的调整系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值；

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

$$S_d = 1.4 S_k \tag{3.0.9-4}$$

5 地震作用效应和其他作用效应的标准组合的效应值 S，应按下式确定：

$$S = S_{GE} + S_{Ehk} + S_{Evk} + \sum S_{Dik} + \sum \Psi_i S_{ik} \tag{3.0.9-5}$$

式中：S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应；

S_{Dik} ——不包括在重力荷载内的第 i 个永久荷载标准值的效应；

S_{ik} ——不包括在重力荷载内的第 i 个可变荷载标准值的效应；

Ψ_i ——不包括在重力荷载内的第 i 个可变荷载的组合值系数，按现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定取值。

6 地震作用效应和其他荷载效应的基本组合的效应设计值 S 应按下式确定：

$$S=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh} S_{Ehk}+\gamma_{Ev} S_{Evk}+\sum \gamma_{Gj} S_{Gjk}+\sum \Psi_i \gamma_i S_{ik} \tag{3.0.9-6}$$

式中：γ_G ——重力荷载分项系数，按现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定取值；

γ_{Eh}、γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，按现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定取值；

γ_{Gj}、γ_i ——不包括在重力荷载内的第 j 个永久荷载的分项系数，不包括在重力荷载内的第 i 个可变荷载的分项系数，按现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定取值。

3.0.10 地基基础设计时，应取得相邻建(构)筑物基础形式及埋置深度、地下管网和地下构筑物分布及埋深等资料。

3.0.11 建(构)筑物周边有需处理的边坡时，应按先治理、后建设的原则进行设计，并考虑边坡与邻近基坑或基础的相互作用影响。

3.0.12 地基基础应根据设计工作年限和环境类别进行耐久性设计，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476 的规定。在腐蚀环境中基础构件防腐设计应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 的有关规定。

3.0.13 有防水、防裂、防腐等要求的混凝土基础构件，应进行裂缝宽度计算，最大裂缝宽度限值应满足现行国家标准的有关要求。

4 地基计算

4.1 一般规定

4.1.1 地基计算包括地基承载力计算、地基变形计算和地基稳定性验算，并应符合下列规定：

1 地基均应满足承载力计算的要求；

2 对地基变形有控制要求的工程，均应按地基变形设计；

3 对受水平荷载作用的工程或位于斜坡上的工程，应进行地基稳定性验算。

4.1.2 对于山区地基、邻近轨道交通建筑地基、既有建筑地基加固等特殊地基的计算应按本标准相关章节进行计算。

4.2 基础埋置深度

4.2.1 基础埋置深度应根据建(构)筑物的功能和结构类型、作用在地基上荷载的大小和性质、工程地质和水文地质条件、基础周边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，基础宜浅埋。

4.2.2 建筑基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。除岩石地基外，建筑基础埋置深度不宜小于建(构)筑物高度的1/15，桩基础或桩筏基础的埋置深度(不计桩长)不宜小于建(构)筑物高度的1/18。当位于岩石地基上建筑基础埋置深度不满足要求时，其基础埋深应根据抗滑移和抗倾覆稳定性确定。

4.2.3 在满足地基稳定和变形要求的前提下，当上层地基的承载力大于下层土时，宜利用上层土作持力层。土质地基上基础埋置

深度不宜小于 0.5m，岩质地基上基础埋置深度不宜小于 0.2m。

4.2.4 浅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，应采取降、排水措施。

4.2.5 当存在相邻建(构)筑物时，应考虑相邻建(构)筑物的相互影响；新建建(构)筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础，两基础间应保持一定安全距离，其数值应根据建筑荷载大小、基础形式和工程地质情况确定。

4.2.6 对邻近边坡的建(构)筑物，基础的埋深应通过边坡的稳定性分析确定。

4.3 承载力计算

4.3.1 基础底面压力应满足下列要求：

1 当轴心荷载作用时，满足下式：

$$p_k \leqslant f_a \tag{4.3.1-1}$$

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

f_a ——修正后的地基承载力特征值(kPa)。

2 当偏心荷载作用时，除应符合式(4.3.1-1)要求外，尚应符合下列规定：

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{4.3.1-2}$$

式中：p_{kmax} ——相应于作用的标准组合时基础底面边缘最大压力(kPa)。

3 对位于土质地基上的工业建筑柱下基础尚应符合下列规定：

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

$$\frac{p_{kmin}}{p_{kmax}} \geqslant 0.25 \qquad (4.3.1\text{-}3)$$

式中：p_{kmin}——相应于作用的标准组合时基础底面边缘最小压力（kPa）。

2）本款1)项以外的承受吊车荷载的柱下基础应保证底面为全压力区；

3）无吊车荷载作用下的工业厂房柱下基础底面与地基土之间的零应力区不应超过基底面积的1/4。

4.3.2 基础底面的压力可按下列公式确定：

1 基础底面平均压力按下式计算：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \qquad (4.3.2\text{-}1)$$

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

G_k——相应于作用的标准组合时基础自重和基础上的土重（对稳定的地下水位以下部分应扣除水的浮力）（kN）；

A——基础底面面积（m^2）。

2 基础底面边缘最大压力和最小压力按下式计算：

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \qquad (4.3.2\text{-}2)$$

$$p_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \qquad (4.3.2\text{-}3)$$

式中：M_k——相应于作用的标准组合时作用于基础底面的力矩（kN·m）；

W——基础底面的抵抗矩（m^3）。

重庆工程建设

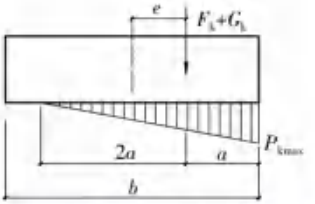


图 4.3.2 偏心荷载($e>b/6$)下基底压力计算图

对矩形基础，当偏心距 $e>b/6$(图 4.3.2)且基础底面不能承受拉力时，基础底面边缘最大压力按下式计算：

$$p_{kmax}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la} \tag{4.3.2-4}$$

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)。

4.3.3 当基础埋置深度大于 0.5m 或基础宽度大于 3m 时，根据静载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，应按下列公式进行深度和宽度修正：

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5) \tag{4.3.3}$$

式中：f_a ——修正后的地基承载力特征值(kPa)；

f_{ak} ——载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值(kPa)；

γ ——基础底面下持力层土的重度(kN/m³)，地下水位以下取浮重度(kN/m³)；

γ_m ——基础底面以上各层土体重度的加权平均值(kN/m³)，地下水位以下取浮重度；

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)，宜从室外地面算起。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基时，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，根据基底持力层岩土的类别按表4.3.3采用。

表4.3.3 地基承载力宽度和深度修正系数

基底持力层岩土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土、e或I_L大于等于0.85黏性土		0	1.0
红黏土 次生红黏土	含水比$\alpha_w>0.8$	0	1.2
	含水比$\alpha_w\leq0.8$	0.15	1.4
压实填土	压实系数大于0.95且黏粒含量大于或等于10%的粉土	0	1.5
	最大干密度大于2.1t/m³的级配砂石	0	2.0
e及I_L均小于0.85的黏性土		0.3	1.6
粉土	黏粒含量大于或等于10%的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量小于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 强风化岩石可参照所风化成的相应土类取值，其它风化状态的岩石不修正；

2 深层载荷板静荷载试验确定的地基承载力不进行深度修正；

3 含水比是土的天然含水率与液限之比。

4.3.4 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的地基承载力特征值可按下式计算：

$$f_a=M_b\gamma b+M_d\gamma_m d+M_c c_k \qquad (4.3.4)$$

式中：f_a ——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值(kPa)；

M_b、M_d、M_c ——承载力系数，按表4.3.4确定；

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

c_k ——相应于基底下一倍短边宽深度范围内土的黏聚力标准值(kPa)。

表 4.3.4 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——相应于基底下一倍短边宽深度范围内土的内摩擦角标准值(°)。

4.3.5 地基受压层范围内有软弱下卧层时,应按下式验算:

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{4.3.5-1}$$

式中:p_z——相应于作用的标准组合时软弱下卧层顶面处的附加压力值(kPa);

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值(kPa);

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa)。

对条形基础和矩形基础，式(4.3.5-1)中的 p_z 可按下列公式计算：

条形基础

$$p_z=\frac{b(p_k-p_c)}{b+2z\tan\theta} \tag{4.3.5-2}$$

矩形基础

$$p_z=\frac{lb(p_k-p_c)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)} \tag{4.3.5-3}$$

式中：b ——条形基础或矩形基础底边的宽度(m)；

l ——矩形基础底边的长度(m)；

p_c ——基础底面处土的自重应力值(kPa)；

z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离(m)；

θ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角(°)，可按表 4.3.5 采用。

表 4.3.5　地基压力扩散角 θ

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

注：1　E_{s1} 为上层土压缩模量；E_{s2} 为下层土压缩模量；

2　$z/b<0.25$ 时取 $\theta=0°$；$z/b>0.50$ 时 θ 值不变；

3　中间数值采用插值法，括号内的数值仅供插值用。

4.3.6　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：

$$f_{ak}=\frac{f_{uk}}{K} \tag{4.3.6}$$

式中：f_{ak} ——地基承载力特征值(kPa)；

f_{ak} ——地基极限承载力标准值(kPa)，由工程地质勘察报告提供；

K ——地基极限承载力安全系数，对土质地基取2，对岩质地基取3。

4.3.7 位于土质边坡或破碎、极破碎岩质边坡上的基础(图4.3.7)，同时符合下列规定时地基承载力可不考虑边坡的影响：

1 坡角β不大于永久边坡的坡率允许值；

2 坡角β小于45°且坡高小于8m时，当其垂直于坡顶边缘线方向的基础底面边长b小于或等于3m，基础底面外缘到坡面的水平距离a，对于条形基础不小于该边长的3.5倍，对于矩形或圆形基础不小于该边长或直径的2.5倍，且均不小于2.5m；

3 基础荷载向坡外的偏心距e不应大于边长的1/30。

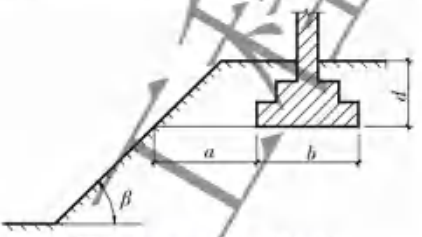


图4.3.7 边坡上的基础

4.3.8 位于无外倾结构面、岩体较完整、完整或较破碎岩质边坡上的基础(图4.3.8)，同时符合下列规定时地基承载力可不考虑边坡的影响：

1 坡角β不大于永久边坡的坡率允许值；

2 基础应位于边坡塌滑区以外，塌滑区破裂角可按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330确定；

3 基础外边缘与边坡坡脚连线倾角θ小于45°且坡高小于15m；

4 基础底面外缘到坡面的水平距离a，对于微风化或中风化的硬质岩不小于2.0m、软质岩不小于3.0m；

5　基础荷载向坡外的偏心距 e 不应大于边长的 1/30。

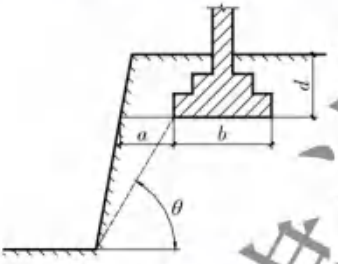


图 4.3.8　岩质边坡上的基础

4.3.9　对位于边坡上的基础，当不满足本标准 4.3.7～4.3.8 条款要求时，应按边坡地基进行承载力验算。

4.3.10　临近边坡的建筑，当边坡存在支护结构时，尚应考虑上部结构传递给支护结构的竖向及水平荷载。

4.4　变形计算

4.4.1　有变形控制要求的建(构)筑物应进行地基变形计算，地基变形计算值不应大于地基变形允许值。

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

4.4.3　建(构)筑物的地基变形允许值应按表 4.4.3 采用。对表中未包括的建(构)筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对基础的不均匀沉降的适应能力和使用上的要求确定。

重庆工程建设

表 4.4.3　建(构)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	$0.002l$	$0.003l$
(2)砖石墙填充的边排柱	$0.0007l$	$0.001l$
当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	$0.005l$	$0.005l$
单层排架结构(柱距为 6m)柱基的沉降量(mm)	(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)		
纵向	0.004	
横向	0.003	
多层和高层建(构)筑物基础的倾斜　$H_g \leqslant 24$	0.004	
$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	
$60 < H_g \leqslant 100$	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　$H_g \leqslant 20$	0.008	
$20 < H_g \leqslant 50$	0.006	
$50 < H_g \leqslant 100$	0.005	
$100 < H_g \leqslant 150$	0.004	
$150 < H_g \leqslant 200$	0.003	
$200 < H_g \leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm)　$H_g \leqslant 100$	400	
$100 < H_g \leqslant 200$	300	
$200 < H_g \leqslant 250$	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(构)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。

4.4.4 岩质地基的最终变形量验算可采用有限元计算法或按下式计算：

$$s=bp\frac{1-v^2}{E}k_{con} \tag{4.4.4}$$

式中：s ——地基最终变形量(mm)；

b ——矩形基础宽度或圆形基础直径(m)；

p ——相应于作用的准永久组合时，基础底面压力平均值(kPa)；

v ——岩体的泊松比；

E ——岩体的弹性模量(MPa)，无弹性模量数据时可采用变形模量；

k_{con} ——变形系数，按表 4.4.4 采用。

表 4.4.4 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。

4.4.5 计算土质地基变形时，地基的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按下式计算：

$$s=\Psi s'=\Psi\sum_{i=1}^{n}\frac{p_0}{\bar{E}_{si}}(z_i\bar{a}_i-z_{i-1}\bar{a}_{i-1}) \tag{4.4.5}$$

式中：s ——地基最终变形量(mm)；

s' ——按分层总和法计算出的地基变形量(mm)；

Ψ ——沉降计算经验系数，根据沉降观测资料确定，也可根据变形计算深度范围内压缩模量的当量值($\bar{E}_s$)、基底附加压力按表 4.4.5 取值；

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数(图 4.4.5)；

p_0 ——对应于作用的准永久组合时的基础底面处的附加压力(kPa)；

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

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

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

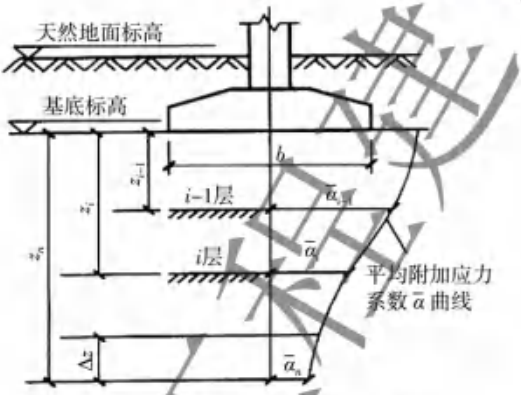


图 4.4.5 基础沉降计算的分层示意

表 4.4.5 沉降计算经验系数 Ψ_s

基底附加压力 \ $\bar{E}_s$(MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$P_0 \geqslant f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$P_0 \leqslant 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

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

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} = \frac{p_0 z_n \bar{\alpha}_n}{s'} \tag{4.4.6}$$

式中:A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

4.4.7 土质地基变形计算深度 z_n(图 4.4.5)应符合下式的规定：

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n} \Delta s'_i \tag{4.4.7}$$

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

$\Delta s'_n$ ——在由计算深度处向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值(mm)，Δz 见图 4.4.5 并取计算深度的 1/16。

如确定的计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算。

4.4.8 当无相邻荷载影响且基础宽度在 1m～30m 范围内时，基础中点的土质地基变形计算深度也可按下式计算：

$$z_n = b(2.5 - 0.4\ln b) \tag{4.4.8}$$

式中：b——基础宽度(m)。

4.4.9 对由上部土层和下部岩层构成的土岩组合地基，可仅进行土层变形计算，但应考虑岩层对变形的增大影响，按下式进行土层变形计算：

$$s_g = \beta_g s \tag{4.4.9}$$

式中：s_g ——有下卧岩层时土质地基最终变形量(mm)；

s ——地基变形计算深度相当于实际土层厚度时按第 4.4.5 条计算的地基最终变形量(mm)；

β_g ——下卧岩层引起的土层变形增大系数，按表 4.4.9 确定。

表 4.4.9 下卧岩层引起的土层变形增大系数

z/b	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
β_g	1.26	1.17	1.12	1.09	1.00

注：z——基础底面下土层厚度；b——基础底面宽度。

4.4.10 当存在相邻荷载时，应计算相邻荷载引起的地基变形，其值可按应力叠加原理，采用角点法计算。

4.4.11 大面积填土地基下卧有软弱层时，应考虑附加荷载对下部土层的影响，并进行地基变形验算。

4.4.12 位于土质地基上的建(构)筑物地下室基础埋置较深时，

地基变形计算应考虑回弹再压缩和正常固结压缩的叠加，回弹再压缩变形量计算可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 执行。

4.5 稳定性验算

4.5.1 建设场地应根据地形特点及岩土类型、失稳模式、建筑结构的荷载及分布、基础型式等，综合采用定性和定量评价方法，对场地整体稳定性进行验算，并应符合以下规定：

1 建设场地进行稳定性计算之前，应根据现场调查和勘察资料，对场地的可能破坏形式、破坏范围、影响范围和稳定状态做出定性判断，确定潜在滑面位置和形态；

2 计算土质边坡、破碎或极破碎岩质边坡场地的整体稳定性时，可采用圆弧滑动法；计算沿结构面（基岩面、原地面、层面、裂隙面和断层面等）滑动的场地整体稳定性时，可采用平面或折线型滑动法；对结构复杂的岩质边坡，可配合采用极射赤平投影法和实体比例投影法；当边坡或坡地破坏机制复杂时，可采用数值分析法辅助分析；

3 场地整体稳定安全系数，应满足现行国家、行业及重庆市相关标准的要求，当不满足时，应采取综合治理措施，保证场地安全。

4.5.2 位于斜坡或坡顶的建（构）筑物，除符合本标准第 4.3.7、4.3.8 条规定外，均应进行稳定性验算。

4.5.3 建（构）筑物基础存在浮力作用时，应进行抗浮稳定性验算，抗浮稳定性验算应符合本标准第 10 章的有关规定。

5 山区地基

5.1 一般规定

5.1.1 山区地基设计，除应符合本标准第1章要求外，尚应对下列设计条件分析认定：

1 建设场地内，在自然条件下，有无危岩崩塌、滑坡、泥石流、地面塌陷等不良地质作用；有无断层、破碎带；场地周边有无稳定性不满足要求的边坡；

2 施工过程中，因挖方、填方、堆载和卸载等对山坡稳定性的影响；

3 建筑地基的不均匀性；

4 岩溶、土洞的发育程度，有无采空区；

5 工程建设诱发危岩崩塌、滑坡、泥石流、岩溶塌陷等不良地质作用的可能性；

6 地表水、地下水对建筑地基和建设场地的影响。

5.1.2 对建(构)筑物有潜在威胁或直接危害的滑坡、危岩或崩塌、泥石流、以及岩溶、土洞强烈发育地段、红黏土地基裂隙密集带或深长裂隙地段、采空区不稳定地段，未经治理不得作为建筑场地。

5.1.3 山区工程建设，应充分利用和保护天然排水系统和山地植被。当必须改变排水系统时，应设计导流或拦截设施将水引出场外。在受山洪影响的地段，应有相应的排洪设施。

5.1.4 坡地排水设计时，应结合边坡截水、排水与坡面保护，构成坡顶与坡面相结合的排水系统。

5.1.5 建(构)筑物的平面布置和竖向设计应考虑以下因素：

1 山地斜坡的走向和坡角；

重庆工程建设

2　坡体的边缘和边坡可能产生滑塌的范围；

3　岩层倾向与倾角。

5.1.6　位于斜坡或邻近坡顶的桩基础不宜采用挤土桩，且桩端应进入边坡或斜坡潜在破裂面以下足够深度的稳定岩土层内。

5.2　坡地地基

5.2.1　坡地地基基础设计除应进行地基承载力、地基变形、基础强度和稳定性验算外，尚应进行场地稳定性验算。

5.2.2　坡地建设场地稳定性分析应符合下列规定：

1　根据场地的工程地质条件，选择平行于场地滑动方向具有代表性的断面进行计算。计算断面不得少于2个，其中应有一个在主滑段面；

2　滑移型场地应考虑地震作用。一般情况按拟静力法，采用极限平衡法计算场地稳定性；对于特别重要、地质条件复杂的高边坡，应补充动力时程分析；

3　场地稳定性应结合建筑与边坡共同作用进行分析，根据坡上建(构)筑物地基基础方案，考虑坡上建(构)筑物传递给坡体的荷载；

4　场地稳定性计算分为一般工况和地震工况，计算荷载包括计算单元自重、地下水压力、块体水平地震作用和建筑传给坡体的自重荷载、风荷载及水平地震作用；

5　采用静力法分析的坡地地基场地稳定性安全系数，应根据其地基基础设计等级按表5.2.2确定。

表5.2.2　坡地地基场地稳定性安全系数

地基基础设计等级	甲级	乙级	丙级
一般工况	1.35	1.30	1.25
地震工况	1.15	1.10	1.05

5.2.3 坡地建筑场地稳定性采用拟静力法计算时，对于地震工况，坡体的综合水平地震系数 α_m，6 度(0.05g)时取 0.0125、7 度(0.10g)时取 0.025。对于重要建(构)筑物场地，经论证后可适当考虑坡体对加速度的放大作用。

5.2.4 坡地建筑地基基础设计除应满足本标准 5.1.5、5.1.6 条外，尚应符合下列规定：

1 坡脚建(构)筑物外墙或基础至边坡的安全距离应根据山体边坡稳定状况确定，确因场地条件限制不能满足安全距离要求时，坡脚边坡除应设置永久性支挡结构外，尚应考虑建(构)筑物外墙及基础承受侧向荷载的要求；

2 位于坡顶的建筑基础设计应根据建筑结构类型、荷载分布、坡体地质构造、岩土条件等，合理选择基础形式；基础临近边坡边缘时，应考虑边坡对地基承载力和基础变形的影响，并对地基的稳定性进行验算；

3 多层建筑基础宜嵌入临空外倾滑动面以下，高层建筑桩基应嵌入临空外倾滑动面以下；岩质边坡上的基础，还宜在基础与外倾滑动面以上岩体间设隔离层。

5.2.5 坡地建筑为倾斜型或阶梯型接地方式时，建(构)筑物底部宜为台阶型。掉层、跌落、错层及跌错建筑宜将斜坡设置成阶梯。基础设置在完整、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，台阶的高宽比不宜大于 0.5；岩石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。

5.2.6 坡地建筑需考虑地震效应下山地建筑场地稳定性与结构嵌固端的相互影响，用作结构嵌固的坡地地基，应满足坡地建筑结构设计对基础嵌固条件有效性的要求。

5.2.7 在现状稳定的古滑坡或已治理滑坡地段新建房屋建筑时，应进行专项勘察和可行性论证。地基基础设计，除应满足本

标准第 3.0.4 条规定外，尚应符合下列规定：

1 复核滑坡稳定性系数，不满足新建建(构)筑物的需求时，应进行加固处理；

2 新建建(构)筑物的基础宜独立设置，不宜利用原有滑坡治理支挡结构，新建房屋基础也不宜兼作抗滑支挡构件；

3 新建建(构)筑物不宜设置在已治理的滑坡主滑段，当新建建(构)筑物位于已治理的滑坡主滑段时，基础宜采用桩基础或桩锚基础，将荷载直接传至稳定的岩土层中；

4 新建建(构)筑物基础的布置不应影响滑坡治理支挡结构的正常工作，新建建(构)筑物基础与滑坡治理支挡结构距离较近时，应考虑相互的不利影响；

5 新建建(构)筑物基础及上部结构宜加强整体刚度，或者采取适应变形的结构体系；

6 新建建(构)筑物不应破坏坡体原有的排水系统，当必须改变时，应结合建(构)筑物的排水系统，恢复原有排水系统的功能；

7 新建建(构)筑物及古滑坡或已治理滑坡场地，应加强变形监测。

5.3 岩石地基

5.3.1 岩石地基应充分考虑岩层产状、岩层特性的变化对地基承载力和变形的影响。

5.3.2 同一建筑结构单元的基础，持力层置于较完整、完整、较破碎岩石地基上时，可采用多种基础形式。

5.3.3 地基基础设计等级为甲、乙级的建(构)筑物地基，当处于软硬互层，地基主要受力层范围内，岩层变形模量差异达 2 倍及 2 倍以上时，应验算软弱下卧层地基承载力。较完整、完整岩石地基的应力扩散角可采用 30°～40°，软质岩取小值，硬质岩取大值，并应考虑岩石结构面的影响。

5.3.4 建筑基坑开挖、基槽施工时，应采取措施防止岩石裂隙的扩展，对遇水易软化的岩石，尚宜采取防水、止水、及时封底等措施。

5.3.5 建筑基础底面标高不应浅于室外排水明沟底面标高。当岩质地基上基础埋置深度小于 0.5m 时，宜适当加宽散水。裂隙发育或强风化岩层、较软岩、软岩和极软岩作为地基时，基坑开挖至设计标高后应立即封闭。

5.4 土岩组合地基

5.4.1 建筑地基的主要受力层范围内，如遇下列情况之一时，应按土岩组合地基设计，考虑不均匀地基在荷载作用下可能引起的不均匀变形。

1 基岩表层坡度较大或起伏多变、覆盖土层厚度相差较大的地基；

2 石芽密布并有部分出露的地基；

3 大块孤石或个别石芽出露的地基。

5.4.2 当采用褥垫层等方法处理土岩组合地基时，建(构)筑物宜选用简单规则的平面及体型、适应不均匀沉降能力较强的结构体系并适当加强上部结构及基础的刚度。

5.4.3 当建(构)筑物范围内部分为岩质地基、部分为土质地基，或者建(构)筑物范围内基岩起伏多变、覆盖土层厚度相差较大时，应根据建(构)筑物类型、荷载分布、变形控制要求和地基条件，设置沉降缝，并可采取深挖换填、梁(拱)板跨越、桩基以及在基岩上作褥垫等方法处理。

5.4.4 当结构类型和地质条件不满足表 5.4.4 的要求时，应进行地基变形验算。

表 5.4.4　下卧基岩表面允许坡度值

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

5.4.5　对于石芽密布并有出露的地基，当石芽间距小于 2m，其间为硬塑或坚硬状态的红黏土，且符合表 5.4.5 要求时，可不做地基处理。对其它可采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采用褥垫层。若石芽间有较厚软弱土层时，可用碎石、土夹石等进行置换。

表 5.4.5　可不作地基处理的建(构)筑物范围

砌体承重结构	六层和六层以下	基底压力<200kPa
框架结构	三层和三层以下	
单层排架结构	吊车起重量 150kN 和 150kN 以下	

5.4.6　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。对于多层砌体承重结构，应根据土质情况，结合本标准第 5.4.8 条、5.4.9 条的规定综合处理。

5.4.7　褥垫层可采用中砂、粗砂、土夹石等材料，其厚度宜取 300mm～500mm，夯填度应根据试验确定。当无资料时，夯填度可按表 5.4.7 所列的数值进行设计。

表 5.4.7 褥垫夯填度

夯填料	夯填度
中砂、粗砂	0.87±0.05
土夹石(其中碎石含量为 20%～30%)	0.7±0.05

注:夯填度为褥垫夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

5.4.8 当建(构)筑物对地基变形要求高或地质条件复杂,不宜按本标准第 5.4.5 条、第 5.4.6 条有关规定进行地基处理时,可调整建筑平面位置,或采用桩基、梁拱跨越等处理措施。

5.4.9 在地基压缩性相差较大的部位,宜结合建筑平面形状、荷载条件设置沉降缝。沉降缝宽不宜小于 30mm,特殊情况下可适当加宽。

5.5 红黏土地基

5.5.1 红黏土地基基础设计时,应对下列设计条件进行分析认定:

1 红黏土的类型和竖向力学性质变化特性,竖向裂隙发育特征;

2 下伏基岩岩性、岩溶发育特征及其与红黏土的性质、厚度变化情况的关系;

3 竖向裂隙的密度、深度、宽度和延伸方向;

4 地表水和地下水的分布特征,地下水的类型和水文地质条件;

5 既有工程经验。

5.5.2 地基主要受力层范围内全部由红黏土组成的地基,地基设计应符合下列规定:

1 低层、多层建筑宜选用天然地基;

2 采用天然地基时,基础宜浅埋,应充分利用上部坚硬、硬塑土层作持力层,并应进行下卧层承载力验算;

3　沉降计算深度范围内有基岩时，地基变形计算应考虑刚性下卧层的影响。

5.5.3　红黏土地基主要受力层范围内发育有土洞或岩溶时，地基基础设计除应符合本标准第5.4节的有关规定外，尚应符合本标准第5.8节的有关规定。

5.5.4　设计应提出施工阶段防止红黏土地基失水干缩的措施。基坑（槽）开挖至预定深度前应预留保护层，应检验合格后开挖到位并及时封闭基底。高温季节中断开挖时，应用水封保湿。

5.5.5　在红粘土地基上低层建筑物的基础埋深应大于大气影响急剧层深度。纵向长度大的低层砌体结构房屋，其角端2～3开间的基础埋置可适量加深，宜应加大房屋周边的散水宽度。

5.6　人工填土地基

5.6.1　对未经处理的填土地基，应根据填土的填料成分、均匀性、密实度、压缩性以及填土的堆积年限等情况，根据建（构）筑物的重要性、上部结构类型、荷载性质与大小、现场条件等因素，选择合适的地基处理方法，并应符合以下规定：

1　新近填土和含有生活垃圾或有机质废料的填土，不得直接作为建（构）筑物地基的持力层；

2　粉土、砂土和碎石土，当填土的均匀性与密实性较好，自重作用下变形已基本稳定，在运营期不会被江、河、库水浸泡产生湿陷性沉降并有可靠经验时，经现场荷载试验、室内试验或触探试验检验，可作为设计等级为丙级建筑的地基；

3　对填土采用强夯法处理时，强夯的处理深度应满足地基变形的要求；

4　采用桩基时，应考虑填土对桩基的不利影响。

5.6.2　当拟利用填土作为建筑工程的基础持力层、或拟进行建设场地填方设计时，应根据场地地形、地质情况、规划、建筑及基

础特征、填料、现场条件及使用要求等，选择合理的填筑设计方案。对重要的填方工程、高填方工程、采用新工法或缺乏成熟经验的工程，应选择有代表性的场地，通过现场试验或试验性施工，确定施工方案、设计和施工参数。

5.6.3 填方设计应符合环境保护和水土保持的要求，应满足场地及边坡的稳定性、填土密实度及均匀性、场地或建(构)筑物使用要求、控制工后沉降。填方设计应包括：对原有场地的地基处理、填土填筑、填筑边坡、排水系统等设计内容。

5.6.4 对原有场地的地基处理应符合下列规定：

1 填土前，应清除原有场地的耕植土；

2 原有场地的地基变形、稳定性不能满足填筑地基和拟建建(构)筑物地基要求时，应采用换填、强夯、强夯置换、复合地基等对原场地地基进行处理；

3 原有场地为单向斜坡且基岩面坡度大于20%时，应进行整体稳定性验算，并将斜坡设置成台阶。

5.6.5 填土填筑设计应符合下列规定：

1 填料可选择级配良好碎石土、砂土、粉土、黏性土。分层重锤夯实时最大粒径不宜大于100mm，分层碾压时最大粒径不宜大于200mm，强夯时最大粒径不应大于800mm，并应小于填筑厚度的2/3；不得选用淤泥、耕植土以及有机质含量大于5%的土。在填方地基建(构)筑物区拟采用桩基时，应避免使用影响后续桩基施工的填料；

2 填土填筑应采用堆填摊铺；碎石土、砂土宜选用强夯法、冲击碾压法；粉土、黏性土宜选用冲击碾压法或振动碾压法。冲击碾压法、振动碾压法的分层厚度和施工应符合本标准第6.3节的规定，强夯法的分层厚度和施工应符合本标准第6.4节规定，必要时应由试验确定；

3 大型填方工程相邻施工工作面的搭接部位宜采取补强处理，搭接面的填筑质量不得低于正常填筑区域；

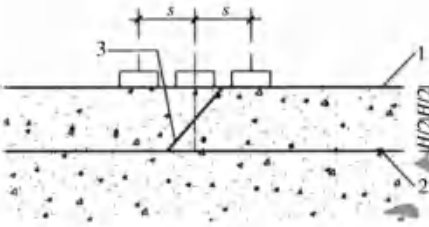


图 5.6.5　工作面搭接处理示意

1—现处理工作面；2—上一搭接处理工作面；3—工作交接面

4　采用冲击碾压法、振动碾压法的填土的压实质量宜以压实系数λc 控制，并应按建(构)筑物的结构类型和压实填土所在的部位按表 5.6.5 确定。采用强夯法处理的填土的质量应符合设计要求，块石、卵石、碎石等填料夯实后土干密度不应小于 2.1t/m³。

表 5.6.5　冲击碾压法、振动碾压法压实填土地基压实系数控制值

结构类型	填土部位	压实系数(λ_c)	控制含水量(%)
砌体承重结构及框架结构	在地基主要受力层范围内	≥0.97	w_{op} ±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。

5.6.6　填筑边坡设计应符合下列规定：

1　填筑边坡允许坡率应根据工程地质条件、边坡高度、填料的物理力学性能及分级高度、荷载等经稳定性分析后确定；

2　原有场地坡底下卧有软弱土层，不满足填筑边坡稳定要求时，应进行地基处理；

3　初步设计时，高填方边坡形式和坡率宜满足表 5.6.6-1 的要求，碾压处理的压实填土的边坡坡率允许值可按表 5.6.6-2 的数值确定；

4　填筑边坡可根据工程的具体情况，采用植被柔性防护、刚

性防护或两者相结合的方式对边坡坡面进行防护。

表 5.6.6-1　高填方边坡形式和坡率

边坡性质	综合坡率	边坡设计参数			
		单级边坡坡高（m）	单级边坡坡率	马道宽度（m）	马道坡度（%）
永久边坡	1∶1.75～1∶3.0	8～10	1∶1.5～1∶2.5	2.0～3.0	1～2

注：土料填筑的边坡和高度大的边坡坡率，坡高取小值，马道宽度取大值。

表 5.6.6-2　压实填土边坡坡度允许值

填土类型	压实系数 λ_c	边坡坡率允许值（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

5.6.7　填土地基排水系统设置和排水措施，应符合下列规定：

1　应设置地面排水系统并充分利用天然排水系统，当原地表水畅通排泄受到阻碍时，应根据地形设置截水沟或其他排水设施；

2　当场地高差大，填土地基分台阶填筑，填土区有较丰富的地下径流、泉水、裂隙水出露时，宜在填土体中设置排水沟网或盲沟，将地下水引到下一台阶；

3　对较陡斜坡上的填土边坡，应采取措施避免雨水沿原始坡面排泄；

4　设置在填土区的给排水管道，应采取防渗、防漏措施，避免因漏水使填土颗粒流失；排水沟较陡时，应设置消能坎和消能（沉砂）池；

5　施工期间，应采取有效的排水措施，保证施工质量和施工安全。

5.6.8　填土地基的地基承载力特征值应根据试验确定，当进行

初步设计时，压实填土地基承载力特征值可按表 5.6.8 估算。

表 5.6.8　压实填土地基承载力特征值

填土类型	压实系数λ_c	地基承载力特征值f_{ak}(kPa)
砂夹石(碎石卵石占全重 30～50%)	0.94～0.98	250～300
土夹石(碎石卵石占全重 30～50%)		190～200
粉土		130～160

5.6.9　填土地基上的建(构)筑物应合理选择基础形式，除应满足地基承载力要求外，尚应按地基变形控制进行设计。

5.7　人工硐室地基

5.7.1　对硐室地基进行设计时，除应取得工程地质勘察报告外，尚应取得既有地下硐室结构的相关资料和城市地下空间开发与利用规划的相关资料。

5.7.2　确定硐室地基上建(构)筑物的基础型式和埋置深度时，应考虑建(构)筑物和地下硐室的相互影响。

5.7.3　位于浅埋硐室地基上的地基基础设计等级为甲、乙级的建(构)筑物，应验算硐室地基承载力和硐室地基变形，应对浅埋硐室围岩、支护结构及地面建(构)筑物实施监测。

5.7.4　硐室结构稳定系数、承载能力和围岩变形值宜根据围岩的工程地质特性及岩体力学属性，采用理论分析和有限元数值模拟计算，并结合工程经验类比确定。

5.7.5　位于硐室影响范围以外的建(构)筑物和符合下列条件之一的地基基础设计等级为乙、丙级建(构)筑物，当有可靠经验时，可不考虑地下硐室对地基稳定性的影响：

1　硐室围岩级别为Ⅰ、Ⅱ级时，且基础底面下硐室顶板岩体的厚度不小于洞跨时；

2　基础底面宽度大于硐室跨度，且硐室侧壁岩体稳定时；

3　硐室被密实的沉积物或堆积物全部填充，其承载力和变形能满足作为上部结构地基需要，且不存在被水流冲蚀的可能性。

5.7.6　当硐室顶板为Ⅰ、Ⅱ级围岩或较完整、完整的Ⅲ级围岩，且基础直接放置在其上时，宜按冲切破坏锥体验算顶板岩体的抗冲切承载力。顶板岩体抗冲切承载力可按下式计算：

$$F_l=\frac{0.24}{\lambda+0.5}f_l u_m h \tag{5.7.6-1}$$

对于矩形基础　$u_m=2(b+l+2\lambda h)$　(5.7.6-2)

对于圆形基础　$u_m=(d+\lambda h)\pi$　(5.7.6-3)

验算时应符合下式要求：

$$F_l \geqslant F+G+V_m\gamma \tag{5.7.6-4}$$

式中：F_l ——顶板抗冲切承载力特征值(kN)；

F ——相应于作用的基本组合(分项系数取1.0)时，上部结构传递至基础顶面的竖向力值(kN)；

G ——基础自重和基础上的土重(kN)；

λ ——冲跨比，$\lambda=\tan\theta$，取$\lambda=0.3\sim0.5$；

u_m ——冲切破坏锥体在$h/2$高度处的周长(m)；

V_m ——冲切破坏锥体的体积(m^3)；

l、b ——矩形基础的长边与短边边长(m)；

d ——圆形基础的底面直径(m)；

h ——基础底面以下硐室顶板的厚度(m)；

γ ——硐室顶板岩石的重度(kN/m^3)；

f_l ——岩体天然抗拉极限强度标准值(kPa)，由工程地质勘察报告提供。

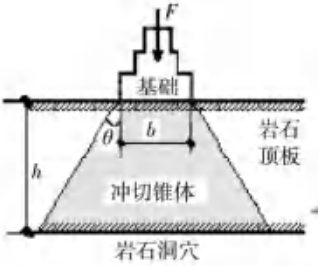


图 5.7.6 冲切计算简图

5.7.7 对硐室地基，可根据硐室形态及顶板完整程度，将顶板岩体视作梁、板、拱、壳等自承重结构进行承载能力计算和变形验算。

5.7.8 对硐室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 硐室是否处于偏压和高应力状态；

4 地下水的情况；

5 已有支护结构的有利作用；

6 上部建筑基础型式、基坑施工步序以及上部结构施工加载模式；

7 岩土体物理力学参数。

5.7.9 浅埋硐室地基上的设计等级为甲、乙级建(构)筑物，对硐室稳定性评价应符合下列规定：

1 按作用在硐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，对硐室地基整体稳定性采用数值模拟进行综合分析评价；对传力模式简单的工程，应建立传统力学模型，采用荷载结构法进行计算。必要时，也可按地面建筑与浅埋硐室相互作用与经验类比相结合的方法进行分析；

2 验算硐室地基承载力和硐室地基变形。硐室地基的应力，应小于或等于地基承载力和硐室结构的承载力。建(构)筑物的

硐室地基变形，应满足本标准第4.4.2条规定的相应变形允许值；

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

5.7.10 当地基反力分布较均匀、分布范围较大且符合附录B规定，可按附录B验算地基承载力；当洞顶地基反力分布范围较小时，除应按附录B验算地基承载力外，尚应按本标准第5.7.6条规定验算硐室顶板岩体的抗冲切承载力。

5.7.11 当按附录B验算地面建筑地基反力对洞顶无附加荷载影响，或按5.7.6条验算硐室顶板满足抗冲切承载力要求时，应结合围岩的地质及环境条件，对既有毛洞进行适当的防护处理，确保硐室地基的耐久性要求。

5.7.12 对地基承载力、变形和稳定性有不利影响的硐室，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。对已经废弃的硐室，采用块石填筑、混凝土灌注堵塞封闭。对于大型硐室，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硐室，加设衬砌结构。当原有衬砌结构不能安全承载时，予以加强；

3 贯穿硐室。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，或在硐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，采用灌浆、锚杆锚固、锚喷支护；

5 硐室围岩侧壁岩体有良好的支承条件时，采用梁、板、拱等跨越结构体系承载；硐室围岩侧壁岩体支承条件不好时，先对硐室围岩进行相应加固或用桩基作支承深入到可靠的岩层，再采用跨越结构体系承载。

5.8 岩溶地基

5.8.1 置于岩溶地基上的地基基础设计等级为甲、乙级的建(构)筑物可按附录C进行地基稳定性验算。当满足地基稳定性和变形要求时,基础宜浅埋。对于稳定的溶洞,其顶板为基本质量等级Ⅰ级、Ⅱ级的岩体,经强度验算满足设计要求时,可作为基础持力层;顶板为基本质量等级Ⅲ级或Ⅳ级的岩体,可通过原位实体基础载荷试验评价溶洞顶板的强度与稳定性。

5.8.2 置于土洞地基上的建(构)筑物不宜采用挤土式桩基础;当桩端以下3倍桩径及5m深度范围内为完整或较完整岩层时,可利用溶洞顶板作为基桩持力层,并应对顶板进行强度计算和稳定性验算。

5.8.3 下列地段未经处理,不应作为建(构)筑物地基:

1 浅层溶洞成群分布,洞室体积较大,不稳定的地段;

2 漏斗、溶槽等埋藏浅,并有软弱体覆盖的地段;

3 溶洞、土洞以及塌陷等岩溶强发育的地段;

4 岩溶水丰富,排泄通道不畅,可能造成场地淹没的地段;

5 覆盖型导水构造破碎带或断层交汇的地段;

6 岩溶中等发育且存在层流、越流潜蚀形成土洞条件的地段。

5.8.4 岩溶洞室不满足作为地基要求时,可采取以下处置措施:

1 洞口较小的竖向溶洞或落水洞,宜采用镶补、嵌塞、跨盖等方法处理;

2 顶板不稳定的浅埋溶洞,可清除覆盖土、爆开顶板、挖除松软填充物,采用充填法进行处理。充填材料可采用素土、灰土、砂砾、块石、碎石、混凝土、泡沫轻质土等;

3 溶洞围岩裂隙较发育时,宜先清除欠稳定的岩体,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;

4 溶洞较大或顶板较破碎的溶洞,若围岩侧壁比较完整且

强度较高时，宜采用梁、板、拱跨越；

5 规模较大的岩溶洞室，可采用洞底支撑柱（墙），或贯穿式灌注桩。

5.8.5 土洞的地基处理，可采取下列处理措施：

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，面层采用当地的黏性土进行夯实；

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、黏土拌水泥等材料灌注，或采用梁、板、拱等结构跨越；

3 重要的建（构）筑物，宜采用桩基础穿越；

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，杜绝地表水对土洞的继续冲蚀，制止其继续发展。

5.8.6 当地下水抽取可能引起土洞塌陷的场地不应采用浅基础，应采用桩基础或进行地基处理。

5.9 采空区地基

5.9.1 采空区建（构）筑物地基基础设计，宜根据工程类型、规模、荷载和变形要求等，结合建筑、结构、地基处理措施等综合考虑。地基基础设计除应符合本标准第3章规定外，尚应考虑下列因素：

1 采空区覆岩和顶板的稳定性及其对建（构）筑物地基的影响；

2 采空区剩余变形及其对地基基础变形的影响；

3 当拟建建（构）筑物基础近旁有采动边坡时，应验算采动边坡滑坡、崩塌或坡脚隆起变形的可能，保证边坡的稳定及建（构）筑物的安全。

5.9.2 建（构）筑物基础对采空区覆岩和顶板的稳定性影响的分

析，可采用附加应力分析法、荷载临界影响深度判别法、数值分析法等，结合地区经验综合评价，并应符合下列规定：

1 采用附加应力分析法时，附加应力影响深度应取地基中附加应力 δ_z 等于自重应力 0.1 倍的深度，稳定性评价应符合表 5.9.2-1 规定；

表 5.9.2-1 根据附加应力影响深度对采空区稳定性影响程度评价标准

影响程度	大	中等	小
附加应力影响深度 H_4 和垮落断裂深度 H_{11}	$H_4 \geqslant H_{11}$	$H_{11} < H_4 \leqslant 2.0H_{11}$	$H_{11} \geqslant 2H_4$

注：垮落断裂深度 H_{11} 指采空区垮落断裂带的埋藏深度，H_{11} = 采空区采深 H − 垮落断裂带高度 H_h，宜通过钻探及其岩芯描述并辅以测井资料确定。

2 采用荷载临界影响深度判别法时，应按基底压力、基础尺寸计算荷载临界影响深度，稳定性评价应符合表 5.9.2-2 规定；

表 5.9.2-2 根据荷载临界影响深度对采空区稳定性影响程度评价标准

影响程度	大	中等	小
荷载临界影响深度 H_D 和采空区采深 H	$H_D \geqslant H$	$H_D < H \leqslant 1.5H_D$	$H \geqslant 1.5H_D$

注：采空区采深 H 指巷道（采空区）顶的埋置深度，对于条带式开采和穿巷开采指垮落拱顶的埋藏深度。

3 数值分析法可用于复杂采空场地对拟建工程的影响规律和程度的定性评价，可作为其他评价方法的补充和参考。

5.9.3 对荷载分布均匀，且不超过七层的一般建（构）筑物，当符合下列条件之一时，可不考虑采空区对地基稳定性的不利影响：

1 场地处于稳定状态，工程建设对采空区场地稳定性影响小；

2 采空区顶板为较完整、完整的坚硬岩、较硬岩，其建（构）筑物基础下的厚度不小于采空区跨度；

3 小窑开采区，建（构）筑物避开地表裂缝和陷坑地段，地表已经稳定，采空区采深采厚比大于 30 时。

5.9.4 地基基础设计应考虑采空区剩余变形的影响，并应符合下列规定：

1　采空区建(构)筑物地基变形除应计算附加荷载引起的正常地基变形值外，尚应计算考虑采空区地表剩余变形值；

2　采用桩基工程穿越采空区时，应根据采空区剩余变形值考虑桩侧负摩阻力、水平变形和桩基压屈的不利影响。

5.9.5　采空区覆岩完全垮落且充填密实时，地基基础设计可将垮落断裂带岩体视为下卧层。当基础附加应力影响至垮落断裂带岩体时，应按不均匀地基设计。

5.9.6　采空区地基处理设计等级应根据建(构)筑物的规模、地基基础设计等级、采空区的特征和稳定性等，按表5.9.6规定确定。

表5.9.6　采空区地基处理设计等级

设计等级	建(构)筑物及采空区特征
甲级	1 地基基础设计等级为甲级及现行国家标准《煤矿矿井设计规范》GB 50592中规定的结构安全等级为一级的建(构)筑物； 2 位于急倾斜煤层采空区露头地段、非正规开采的小窑煤矿开采区、多煤层开采采空区上的建(构)筑物； 3 地表移动盆地外边缘区以及地表陷坑、塌陷、滑坡、崩塌、地裂缝等发育地段的建(构)筑物； 4 采深采厚比<30且停采时间$t<2.0H_d$或<1年的采空区建(构)筑物
乙级	除甲级、丙级以外的建(构)筑物
丙级	1 荷载分布均匀的七层以下民用建筑及一般的工业建(构)筑物，次要的轻型建(构)筑物； 2 水平(缓倾斜)采空区，采用正规开采的单一煤层的一般拟建(构)筑物； 3 地表移动盆地中间区及地表陷坑、塌陷、滑坡、崩塌、地裂缝等不发育地段的一般建(构)筑物； 4 采深采厚比≥60且停采时间$t\geq3.0H_d$且≥2年的采空区的一般建(构)筑物

注：1　H_d为采空区埋深(m)，t为停采时间(天)；

2　对30层以上和高度大于100m的超高层建筑以及高度超过100m的构筑物的下伏采空区地基处理设计与施工应进行专门研究。

5.9.7　采空区地基处理方法应根据上部结构对地基处理的要求、采空区采矿和地质条件、覆岩垮落类型、地表变形特征、工期、

当地经验和环境保护等按表 5.9.7 综合确定。

表 5.9.7　采空区地基处理常用方法

地基处理方法	适用范围
灌注充填法	适用于各类采空区地基
穿越/跨越法	埋深不大于 30m 的非急倾斜采空区地基
砌筑法	非充分采动、采空区顶板未完全垮落、空洞大、通风良好且具备人工作业和材料运输条件的采空区地基
剥挖回填法	采空区地基处理设计等级为乙级、丙级、采空区埋深小于 20m，建(构)筑物基底压力小于 200kPa 的采空区地基
强夯法	埋深小于 10m，覆岩顶板厚度不大于 6m 的采空区；覆岩岩体完整程度为极破碎—较破碎、坚硬程度为极软岩—较软岩的采空区；采空区地基处理设计等级为乙级、丙级的采空区

5.9.8　采空区建(构)筑物地基处理宜在地表移动衰退期结束后进行。采空区地基处理设计等级为甲级、乙级的建(构)筑物，应采用动态设计法，选择有代表性的区段进行现场试验和试验性施工，并校验设计参数和施工工艺选取的合理性。

5.9.9　应对采空区地基处理后的工后检验和变形监测提出设计要求，并应符合下列规定：

1　经检验、监测和验算符合设计要求后，方可进行建筑主体工程的施工；

2　对建(构)筑物地基稳定性及地表残余变形的工后验算，应符合现行国家标准《煤矿采空区岩土工程勘察规范》GB 51044 的有关要求；

3　对地基处理设计等级为甲、乙级的建(构)筑物应进行长期变形监测；采空区地基处理设计等级甲、乙级或按变形设计的丙类建(构)筑物，应开展采空区变形监测；变形监测应符合现行国家标准《工程测量通用规范》GB 55018、《煤矿采空区岩土工程勘察规范》GB 51044、《工程测量标准》GB 50026、现行行业标准《建筑变形测量规范》JGJ 8 的有关规定。

6 地基处理

6.1 一般规定

6.1.1 地基处理方案应根据处理目的、场地工程地质条件、工程结构类型和使用要求、施工条件和工期、环境影响、预估处理效果和造价等进行综合比较后确定。

6.1.2 处理后的地基应满足建(构)筑物对地基承载力、变形和稳定性要求。地基处理的设计应符合下列规定：

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

2 按地基变形设计或应作变形验算且需进行地基处理的建(构)筑物，应对处理后的地基进行变形验算；

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

6.1.3 地基处理施工前，应选择有代表性的地段，通过现场试验确定地基处理方法的适用性和处理效果，以及设计、施工参数。

6.1.4 采用分层处理时，每完成一道工序应按设计要求进行验收检验，未经检验或检验不合格时，不得进行下一道工序施工。

6.1.5 经处理后的地基应根据静载荷试验确定其承载力和变形模量。

6.1.6 在处理后的地基上修建建(构)筑物，结构设计宜考虑地基基础与上部结构的共同作用。

6.1.7 置于经处理的地基上的建(构)筑物应在施工期间及使用期间进行沉降观测，直至沉降达到稳定为止。

6.1.8 复合地基承载力特征值和单桩竖向承载力特征值应通过

复合地基试验确定。初步设计时，可按下式估算。

1 对散体材料增强体复合地基应按下式计算：

$$f_{spk}=[1+m(n-1)]f_{sk} \qquad (6.1.8\text{-}1)$$

式中：f_{spk} ——复合地基承载力特征值(kPa)；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值(kPa)，可根据试验确定，在无试验资料时，可取天然地基承载力特征值；

n ——复合地基桩土应力比，在无实测资料时，对黏性土可取 2～4，对粉土可取 1.5～3，原土强度低取大值，原土强度高取小值；

m ——面积置换率；$m=d^2/d_e^2$；d 为桩身平均直径(m)，d_e 为一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径(m)；等边三角形布桩 $d_e=1.05s$，正方形布桩 $d_e=1.13s$，矩形布桩 $d_e=1.13\sqrt{s_1s_2}$，s、s_1、s_2 分别为桩间距、纵向桩间距和横向桩间距。

2 对有粘结强度增强体复合地基应按下式计算：

$$f_{spk}=\lambda m\frac{R_a}{A_p}+\beta(1-m)f_{sk} \qquad (6.1.8\text{-}2)$$

3 增强体单桩竖向承载力特征值可按下式估算：

$$R_a=u_p\sum_{i=1}^{n}q_{si}l_{pi}+\alpha_p q_p A_p \qquad (6.1.8\text{-}3)$$

式中：R_a ——单桩竖向承载力特征值(kN)；

λ ——单桩承载力发挥系数，可根据试验确定，在无试验资料时，可取 0.85～1；

A_p ——桩的截面积(m^2)；

β ——桩间土承载力发挥系数，可按地区经验取值；在无试验资料时，对淤泥、淤泥质土、流塑状黏土、抛填土等高压缩性土层，可取 0.1～0.5，对其它土层，可取 0.4～0.7；

u_p ——桩的周长(m)；

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值(kPa)；

l_{pi} ——桩长范围内第 i 层土的厚度(m)；

α_p ——桩端端阻力系数，可取 0.6～0.8；

q_p ——桩端端阻力特征值(kPa)。

6.1.9 有粘结强度复合地基增强体桩身强度应满足式(6.1.9-1)的要求。当复合地基承载力进行基础埋深修正时，增强体桩身强度应满足式(6.1.9-2)的要求。钢筋混凝土桩、管桩桩身承载力计算可按《建筑桩基技术规范》JGJ 94 执行。

$$f_{cu} \geqslant 4\frac{\lambda R_a}{A_p} \tag{6.1.9-1}$$

$$f_{cu} \geqslant 4\frac{\lambda R_a}{A_p}\left[1+\frac{\gamma_m(d-0.5)}{f_{spa}}\right] \tag{6.1.9-2}$$

式中：f_{cu} ——桩身混凝土或水泥土配比相同的室内加固土试块(70.7mm 立方体)在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa)；

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

d ——基础埋置深度；

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值(kPa)。

6.1.10 复合地基变形计算应符合本标准 4.4 节有关规定，复合地基压缩模量可按式(6.1.10-1)计算：

$$E_{sp}=\zeta E_s \tag{6.1.10-1}$$

$$\zeta=\frac{f_{spk}}{f_{ak}} \tag{6.1.10-2}$$

式中：E_s ——处理前地基土压缩模量(MPa)；

f_{spk} ——复合地基承载力特征值(kPa)；

f_{ak} ——础底面下处理前地基承载力特征值(kPa)。

6.1.11 经处理后的地基，其承载力特征值可进行基础埋深深度修正。基础埋深的地基承载力修正系数，对于大面积压实的干密

度大于 2.1t/m^3 的级配砂石可取 2.0；其他可取 1.0。

6.2 换填垫层法

6.2.1 换填垫层法适用于浅层软弱土层或不均匀土层的地基处理。

6.2.2 换填垫层设计应确定垫层材料、垫层厚度、底面和顶面平面尺寸及其压实标准以及换填垫层施工质量的检测方法和标准。

6.2.3 换填砂垫层可采用中砂、粗砂、砾砂；换填碎石垫层可采用圆(角)砾或碎(卵)石，碎(卵)石最大粒径不宜大于 100mm，含泥量不应大于 5%；也可采用粉煤灰、土工合成材料及其他性能稳定、无侵蚀性材料。垫层材料中不应含草根、垃圾等有机物。

6.2.4 换填垫层的厚度应根据需置换软弱土层的埋藏深度或下卧土层的承载力确定，宜为 0.5m～3m，并应符合下列公式规定：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{6.2.4-1}$$

式中：p_z ——相应于作用的标准组合时，垫层底面处的附加压力值(kPa)；

p_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值(kPa)；

f_{az} ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa)。

对条形基础和矩形基础，式(6.2.4-1)中的 p_z 值可按下列公式简化计算：

条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta} \tag{6.2.4-2}$$

矩形基础

$$p_z=\frac{lb(p_k-p_c)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)} \qquad (6.2.4\text{-}3)$$

式中：b ——矩形基础或条形基础底边的宽度(m)；

l ——矩形基础底边的长度(m)；

p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值(kPa)；

p_c ——基础底面处土的自重压力值(kPa)；

z ——基础底面下垫层的厚度(m)；

θ ——垫层的压力扩散角，可按表6.2.4采用。

表6.2.4 垫层压力扩散角θ(°)

换填材料 / z/b	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石、矿渣	两层及两层以上土工合成材料加筋垫层
0.25	30	25
≥0.50	30	35

注：1 当$z/b<0.25$时，θ取0°；

2 当$0.25<z/b<0.5$时，θ值可以内插；

3 土工合成材料加筋垫层其压力扩散角宜由现场静载荷试验确定。

6.2.5 换填垫层宽度应符合下列规定：

1 垫层底面宽度应满足基础底面应力扩散的要求，可按下式估算：

$$b' \geq b+2z\tan\theta \qquad (6.2.5)$$

式中：b' ——垫层底面宽度(m)；

θ ——压力扩散角，按表6.2.4取值，当$z/b<0.25$时，按表6.2.4中$z/b=0.25$取值。

2 垫层顶面每边超出基础底边缘不应小于300mm，从垫层底面两侧向上放坡。

重庆工程建设

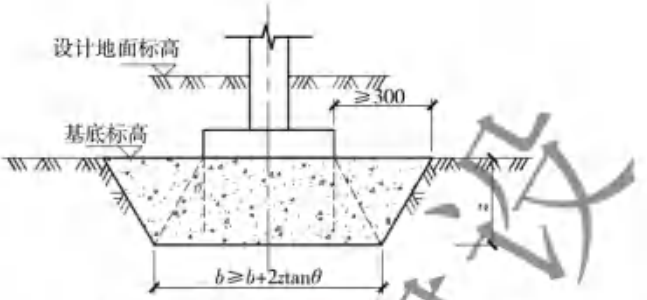


图 6.2.5　垫层底面宽度确定示意图

6.2.6　换填垫层的压实标准可按本标准表 5.6.5 选用。垫层的承载力宜通过现场静载试验确定，对地基基础设计等级为丙级的建(构)筑物，当无载荷试验资料时，可按表 5.6.8 确定；当换填材料采用中砂、粗砂、砾砂时，压实系数可取 0.94～0.98，承载力特征值可取 150～200kPa。

6.2.7　当采用分层铺设的土工合成材料与地基土构成加筋垫层时，所用筋材的品种、性能，应根据工程特性和地基土条件，通过现场试验后确定。筋材应具有抗拉强度高、受拉伸长率小、耐久性好、表面摩阻力大等特性，宜采用双向、三向或多层共挤的复合土工格栅。

6.2.8　加筋垫层设计应符合下列规定：

1　加筋垫层的总厚度宜大于 1.0m，小于 3m；

2　加筋层数宜为 2～3 层，筋材距基础底面的距离不宜小于 0.5m；底层筋材距垫层底部的距离不应小于 200mm；筋材层间距宜大于 0.5m，且宜小于 1m；

3　筋材的连接宜采用搭接法，搭接长度不宜小于 1m，搭接缝应交替错开；

4　筋材每边超出基础外缘的宽度宜大于 4m；

5　筋材端部应反包回折压入垫层，回折长度不宜小于 2.5m，回折处用土工胞腔袋压实；

6 加筋垫层层间填料必须分层压实，且压实系数不应低于0.94，不得采用重锤夯实。

6.2.9 垫层的施工方法、分层铺填厚度、每层压实遍数宜通过现场试验确定。每层虚铺厚度一般为200～300mm，可采用夯实法、平振法、插振法、水撼法、碾压法。

6.2.10 土岩组合地基中的褥垫厚度应根据需要调整的变形量、所采用材料的性质，通过试验分析后确定。褥垫材料采用炉渣、中砂、粗砂、土夹石时，厚度一般采用300～500mm；采用卵石时，粒径不宜大于50mm，厚度宜取500～600mm；采用碎石时，粒径不宜大于30mm，厚度不宜小于700mm。

6.2.11 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：

$$z = \frac{s}{s_0} h_0 \tag{6.2.11}$$

式中：z ——褥垫厚度(mm)；

s ——需要调整的地基变形值(mm)；

h_0 ——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)。

6.2.12 加筋垫层中土工合成材料应符合下列规定：

1 土工合成材料质量符合设计要求、外观无破损、无老化、无污染；

2 土工合成材料要求张拉平整、无皱折、紧贴下承层，锚固端锚固牢固；

3 上下层土工合成材料搭接缝要交替错开，搭接强度应满足设计要求。

6.3 振动及冲击碾压法

6.3.1 振动及冲击碾压法适用于处理由碎石土、砂土及泥岩、砂岩或石灰岩碎屑作为填料的大面积填土地基。

6.3.2 填土前，应清除原有场地的耕植物，并采取挖除换填、抛石挤淤等方法处理软弱土层。

6.3.3 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。

6.3.4 振动及冲击碾压设计应根据填料的性质、压实机械的性能、压实要求，通过现场试验确定分层铺设厚度、碾压遍数等参数。采用泥岩、砂岩碎屑作填料，进行初步设计时可按表6.3.4-1及6.3.4-2选用。

表6.3.4-1 振动碾压参数表

压实系数	0.97		0.95	0.93
振动碾自重(t)	≥20		≥18	≥15
振动激振力(t)	≥50	≥30	≥30	≥30
填料粒径(mm)	<200		<200	<300
每层铺填厚度(mm)	400		400	500
碾压遍数	静碾1～2 振碾6～8	静碾1～2 振碾8～10	静碾1～2 振碾7～9	静碾1 振碾6～8

表6.3.4-2 冲击碾压参数表

压实系数	0.97	0.95	0.93
填料粒径(mm)	<300	<300	<400
每层铺填厚度(mm)	400～800	500～1000	600～1200
碾压遍数	25～30	20～25	18～25
冲击势能(kJ)	25～32	25～32	25～32

6.3.5 在坡度大于20%的斜坡地区进行压实填土作业时，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30%时，填土前尚应在台阶平台上夯填厚度不小于100mm碎石土。

6.3.6 填土分段填筑时，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搭接，搭接处应增加碾压遍数。

6.3.7 冲击(振动)碾压处理范围应大于建(构)筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下填土深度的1/2～2/3，且不应小于3m。

6.3.8 碾压填土地基施工过程中，应分层检验填土的含水量及干密度。采用灌砂法或灌水法检测碎石土干密度不得低于2.1t/m³。

6.3.9 振动及冲击碾压地基，填料要求及压实系数的控制指标应按本标准第5.6节有关规定执行。

6.4 强夯法

6.4.1 强夯法适用于碎石土、砂土、低饱和度粉土与黏性土、杂填土、素填土等地基。

6.4.2 强夯设计应确定单击夯击能、夯点的夯击次数、夯击遍数、两遍夯击之间的间隔时间、夯点间距和平面布置、强夯处理范围及强夯地基检测的方法和数量等。

6.4.3 人工填土强夯地基的填料可选取卵石、碎石、块石等级配良好的粗粒土，不得使用淤泥、强膨胀岩土及有机质含量大于5%的土。以块石或岩石碎屑作为填料时，最大粒径不宜大于800mm。

6.4.4 强夯法处理深厚人工填土地基时宜采取分层强夯的方法，分层强夯厚度可根据强夯的有效加固深度确定。填土方式宜采用分层堆填，堆填厚度可取0.8～1.2m。在易汇水的沟谷地段应设置排水盲沟。

6.4.5 强夯的有效加固深度应根据现场试夯确定。在缺少试验

资料或经验时，初步设计可按表 6.4.5 进行预估。

表 6.4.5　强夯的有效加固预估深度(m)

单击夯击能(kN·m)	块石、碎石填土地基	粉土、黏性土原状土地基
1000	5.0～6.0	3.0～4.0
2000	6.0～7.0	4.0～5.0
3000	7.0～8.0	5.0～6.0
4000	8.0～9.0	6.0～7.0
5000	9.0～9.5	7.0～7.5
6000	9.5～10.0	7.5～8.0
8000	10.0～10.5	8.0～8.5
12000	11.0～12.0	9.0～10.0
14000	12.0～13.0	—
15000	13.0～14.0	—
16000	14.0～15.0	—
18000	15.0～16.0	—
20000	16.0～17.0	—
22000	17.0～18.0	—
25000	18.0～19.0	—

注：有效加固深度应从最初的起夯面算起。

6.4.6　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确定，并符合下列规定：

1　最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值：

当单击夯击能 $E<4000$kN·m 时为 50mm；当 4000kN·m $\leqslant E<6000$kN·m 时为 100mm；当 6000kN·m $\leqslant E<8000$kN·m 时为 150mm；当 8000kN·m $\leqslant E<12000$kN·m 时为 200mm；当 12000kN·m $\leqslant E<16000$kN·m 时为 250mm；当 16000kN·m $\leqslant E<20000$kN·m 时为 300mm；$E>20000$kN·m 时为

350mm；

2 夯坑周围地面不应发生过大隆起；

3 不因夯坑过深而发生提锤困难。当夯坑过深出现提锤困难时，宜在夯坑内回填碎石土与坑顶齐平后再继续夯击。

6.4.7 场地的夯击遍数应根据地基土的性质确定，一般可采用点夯2～3遍，然后以低能量满夯1～2遍，最后采用振动碾压法对表层松动土层碾压密实。满夯时应使夯锤锤印搭接。深厚填土分层强夯时，中间层填土可采用点夯而不须进行满夯。对于渗透性能较差的黏性土地基，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。

6.4.8 夯击点位置可根据基础底面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的(2.0～3.0)倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间，以后各遍夯击点间距可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当加大，并宜增加夯击遍数。

6.4.9 填土深度较大的填土地基，可采取不同能级组合法及组合锤法强夯工艺进行地基处理，并应符合下列规定：

1 高能级夯击能不宜小于8000kN·m，中等能级夯击能宜为4000kN·m～6000kN·m；低能级夯击能大于3000kN·m；

2 点夯宜为3～4遍，高能级点夯2遍，中等能级点夯1～2遍；

3 夯击点位置宜采取正方形布置，第一遍夯击点间距可取夯锤直径的(2.5～3.5)倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间，第三遍夯击点位于第一遍夯击点中间。

6.4.10 强夯处理范围应大于建(构)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，且不应小于3m。

6.4.11 强夯地基的变形计算应符合本标准第4章的有关规定。有效加固深度内土层的变形模量、压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

6.4.12 强夯施工前，应查明场地范围内和周边的地下构筑物和各种地下管线位置及高程等，并采取必要的保护措施。

6.4.13 当强夯施工所产生的振动对临近建(构)筑物或设备产生不利影响时，应设置监测点并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6.5 强夯置换法

6.5.1 强夯置换法适用于处理高饱和度的粉土与软塑状的淤泥、淤泥质土、黏性土及含水量较高的素填土地基。

6.5.2 强夯置换墩的深度由土层条件决定，除饱和粉土外，应穿透软土层到达硬质土层上，置换墩体深度不宜超过15m。

6.5.3 强夯置换法的单击夯击能和置换深度应通过试验确定。

6.5.4 夯锤宜采用铁质柱形锤，直径宜为1.0m～1.5m，锤底接地静压力可取100kPa～200kPa。

6.5.5 置换材料可用级配良好的块石、碎石、矿渣等坚硬不易风化的粗颗粒材料，粒径大于300mm的颗粒含量不宜超过全重的30%。

6.5.6 夯点的夯击次数应通过现场试夯确定，并应同时满足下列条件：

1 墩体穿透软弱土层，且达到设计墩长；

2 累计夯沉量为设计墩长的(1.5～2.0)倍；

3 最后二击平均夯沉量不大于本标准第6.4.6条的规定。

6.5.7 夯点宜采用等边三角形或正方形布置。

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

6.5.9 强夯置换处理范围应按本标准第6.4.10条的规定。

6.5.10 墩顶应铺一层厚度不小于500mm的压实垫层，垫层材料可与墩体相同，粒径不大于100mm。

6.6 注浆法

6.6.1 注浆加固适用于砂土、粉土、黏性土、人工填土、土洞或岩溶等地基的局部加固处理。

6.6.2 注浆加固设计内容应包括注浆材料的选择、浆液配比、初凝时间、注浆压力、注浆范围、注浆孔布置、注浆顺序、注浆结束标准及质量检验标准。

6.6.3 采用注浆法加固地基时应以水泥浆为主要注浆材料。加固人工填土等空隙较大地层时，可在水泥浆液中掺入适量的砂、黏性土、粉煤灰或其他掺合料。

6.6.4 水泥浆的水灰比可取0.8～1.5。根据地质条件，可在浆液中加入速凝剂、减水剂等添加剂。

6.6.5 浆液的初凝时间宜根据加固目的和加固地基的地质特性通过现场试验确定。黏性土地基浆液初凝时间可取1～2h，砂土、人工填土地基浆液初凝时间可取10min～30min。

6.6.6 水泥浆液的注浆压力宜为0.2MPa～0.5MPa，水泥砂浆浆液的注浆压力宜为0.2MPa～1.5MPa。

6.6.7 注浆加固处理范围应大于所加固基础的范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下注浆处理深度的1/2～1/3，且不宜小于2m。

6.6.8 注浆孔布置应根据浆液有效扩散半径和注浆目的通过现场试验确定，常采用矩形、梅花形布置。黏性土及砂土地层注浆孔间距宜为1.0m～2.0m，松散填土地层注浆孔间距宜为0.5m～1.5m，外围注浆孔的间距取小值。

6.6.9 对填土地基，应采用多次注浆，间隔时间应按浆液的初凝试验结果确定，且不应大于4h。

6.6.10 注浆顺序可采用跳孔间隔、先外围后内部的方式进行；当有地下水渗流时，应自水头高的一端开始注浆；对加固渗透系数相同的地层，应首先完成最上层封顶注浆，再由下往上注浆；如土层的渗透系数随深度而增大，则应自下向上注浆；对互层地层，首先应对渗透性或孔隙率大的地层进行注浆。

6.6.11 当注浆段注浆压力达到设计要求后，10min 内持续注浆量小于 5L/min 时，可停止注浆。

6.6.12 注浆加固既有建(构)筑物基础时，应对建(构)筑物及其邻近地下管线的沉降、倾斜、地面隆起等现象进行监测，直至沉降稳定为止。

6.6.13 浆液有效扩散半径应通过现场试验或类似工程经验确定，也可根据工程地质条件按表 6.6.13 选用。

表 6.6.13 浆液有效扩散半径

土的种类	浆液有效扩散距离或扩散半径(m)
碎石类土	1.5～3.0
砾砂	1.3～2.5
粗砂	1.1～1.6
中砂	0.7～1.1
细砂	0.4～0.7
粉砂	0.3

6.6.14 注浆过程中，应对地面、周围建(构)筑物、地下管线进行沉降、倾斜、变形和位移监测。

6.7 高压旋喷法

6.7.1 高压旋喷法适用于处理淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、素填土及碎石土等地基。大粒径块石含量较多的填土地基、地下水流速较大或具有腐蚀性的地基，应根据现场试验结果确定

其适用性。

6.7.2 旋喷施工应根据工程需要和土质条件选用单管法、二重管法和三重管法。

6.7.3 高压旋喷法应通过现场试验确定注浆材料配比、施工参数及工艺。

6.7.4 旋喷桩固结体物理力学性能、桩径及桩长应根据旋喷工艺类型、地质条件、施工参数等由现场试验结合相似地质条件下的施工经验综合确定。

6.7.5 旋喷桩复合地基宜在基础和桩顶之间设置褥垫层，垫层厚度可取150～300mm，材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等。垫层最大粒径不宜大于20mm。

6.7.6 旋喷桩的平面布置可根据上部结构和基础特点确定。桩间距宜取2～3倍桩径，桩位宜按梅花形或长方形布置。独立基础下的桩数不应少于4根。

6.7.7 高压喷射注浆应以水泥为主要注浆材料，水泥浆水灰比宜取0.8～1.2。当需要改善浆液性能时，可在水泥浆液中加入添加剂和掺合料。

6.8 素混凝土桩复合地基

6.8.1 素混凝土桩复合地基适用于处理黏性土、粉土、砂土和自重固结已完成的素填土地基。对淤泥质土应按地区经验或通过现场试验确定其适用性。

6.8.2 素混凝土桩复合地基设计应符合下列规定：

1 应选择承载力和压缩模量相对较高的土层作为桩端持力层；

2 桩径：长螺旋钻中心压灌、干成孔和振动沉管成桩宜为350mm～600mm，泥浆护壁钻孔成桩宜为600mm～800mm；

3 桩间距应根据基础形式、设计要求的复合地基承载力和

变形、土性及施工工艺确定：

1）采用非挤土成桩工艺和部分挤土成桩工艺，桩间距宜为(3～5)倍桩径；

2）采用挤土成桩工艺和墙下条形基础单排布桩的桩间距宜为(3～6)倍桩径；

3）桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土层，采用长螺旋钻中心压灌成桩施工中可能发生窜孔时宜采用较大桩距。

4 桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜为桩径的40%～60%。褥垫材料宜采用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等，最大粒径不宜大于30mm；

5 可只在基础范围内布桩，并可根据建(构)筑物荷载分布、基础形式和地基土性状，合理确定布桩参数：

1）内筒外框结构内筒部位可采用减小桩距、增大桩长或桩径布桩；

2）对相邻柱荷载水平相差较大的独立基础，应按变形控制确定桩长和桩距；

3）筏板厚度与跨距之比小于1/6的平板式筏基、梁的高跨比大于1/6且板的厚跨比(筏板厚度与梁的中心距之比)小于1/6的梁板式筏基，应在柱(平板式筏基)和梁(梁板式筏基)边缘每边外扩2.5倍板厚的面积范围内布桩；

4）对荷载水平不高的墙下条形基础可采用墙下单排布桩。

6.9 减少不均匀沉降危害的措施

6.9.1 利用人工压实填土地基、土岩组合地基、处理土地基作为建筑持力层时，为预防或减少建(构)筑物沉降和不均匀沉降，应从建筑体型、荷载分布、结构类型、地质条件等方面进行综合分

析，确定合理的建筑和结构措施及施工要求。

6.9.2 相邻建筑荷载或基础埋深差异较大时，应选择合理的施工顺序，对荷载差异较大的建(构)筑物，宜先建荷载大的部分；对基础埋深不同的建(构)筑物，宜先建埋深大的部分。

6.9.3 相邻建筑之间的间隔距离较小时，应考虑新建建筑所产生的附加应力对相邻建筑的不利影响，并采取可靠措施，保证其安全和正常使用。

6.9.4 宜在下列部位设置沉降缝：

1 地基土的压缩性有显著差异处；

2 平面形状复杂的建(构)筑物转折部位；

3 建(构)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；

7 分期建造房屋的交接处。

6.9.5 根据预估的不均匀沉降量，适当调整建(构)筑物各组成部分高程时，应符合下列要求：

1 室内地坪和地下设施的高程，应根据预估差异沉降量予以提高。建(构)筑物各部分(或设备之间)有联系时，可将沉降量较大者高程予以提高；

2 建(构)筑物与设备之间应根据预估差异沉降量留有足够净空。建(构)筑物有管道穿过时，应根据预估差异沉降量预留孔洞或采取柔性管道接头。

6.9.6 为减少建(构)筑物沉降和不均匀沉降，采取结构措施应符合下列要求：

1 选用轻质结构，减轻墙体自重，设置地下室、半地下室或架空层，调整基础埋深及断面尺寸；

2 同一结构单元宜采用同一类型的基础，并应设置在同一

持力层上；

3 加强条形基础刚度或采用十字交叉条基、筏板等刚度较大的基础形式；

4 采用加筋垫层以调节基础变形；

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。

6.9.7 砌体承重结构房屋采取增强结构的刚度和强度措施时，宜符合下列规定：

1 对三层和三层以上的砌体结构的房屋，当房屋最大沉降量大于 120mm 时，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 $3.0>L/h>2.5$ 时，纵墙不宜转折或少转折，必要时应增强基础刚度和强度；

2 墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁、构造柱，设置要求应满足现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的要求；

3 基础圈梁的高度不宜小于 350mm。位于土岩地基交接处的墙段，不宜开设孔洞。

6.9.8 单层工业厂房和库房采取结构构造措施时，宜符合下列规定：

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 防止或减轻吊车梁由于地基不均匀变形而不满足使用要求时，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高程和水平位置的连接方式；

4）当填土厚度较大且有大面积堆载或有振动荷载时，宜设置基础横向拉梁或增强桩的侧向刚度，加大填土密实度等。

重庆工程建设

7 基坑工程

7.1 一般规定

7.1.1 基坑工程设计和施工应有保证周边建(构)筑物、地下管线、道路、桥梁、城市地下交通等市政设施安全和正常使用的工程措施,并应保证岩土开挖、地下结构施工的施工空间和安全。

7.1.2 基坑工程的设计工作年限应根据地下工程的施工周期及使用条件确定,且不应小于1年。

7.1.3 基坑支护结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

7.1.4 基坑工程支护结构的水平位移和沉降控制应符合下列要求:

1 支护结构的变形值应满足支护结构的安全和正常使用的要求;

2 当基坑开挖影响范围内有需要保护的建(构)筑物及地下管线、道路、桥梁、地下交通等市政设施时,支护结构的变形应按不影响其正常使用的要求确定,并符合现行相关规范的有关规定;

3 当支护结构构件同时用作主体地下结构构件时,支护结构的变形值不应大于主体结构对其变形的要求。

7.1.5 基坑工程设计前应取得下列资料:

1 用地红线图、拟建建筑总平面图及地下结构的设计资料;

2 场地和基坑影响范围内的工程地质勘察报告;

3 基坑周边综合管网资料、邻近建(构)筑物和地下设施的结构类型、基础形式、结构现状质量评价等资料。

7.1.6 基坑支护设计应包括下列内容:

1 基坑岩土体破坏模式的确定、稳定性分析与验算等；

2 基坑支护工程方案的技术经济比较和支护体系的选型；

3 确定基坑和支护结构施工和使用期间的作用与作用效应；

4 支护结构的强度、稳定计算，必要时应对变形进行计算并采取控制措施；

5 基坑开挖对邻近建(构)筑物、市政设施的影响，基坑顶部周边加载限制；

6 临近边坡的基坑，应分析边坡与基坑的相互影响；

7 基坑工程的地下水和地表水控制，基坑抗渗流稳定性验算；

8 基坑开挖、回填的方案及施工要求；

9 基坑工程的施工验收、监测、维护的特殊要求。

7.1.7 基坑支护设计应符合下列规定：

1 应采用动态设计法；

2 应考虑基坑开挖、支护结构施工的实际工况；

3 应根据基坑形状和施工时序的影响，考虑时空效应。

7.1.8 作用于支护结构的侧向压力应包含岩土压力、水压力等，并考虑基坑影响范围内的道路车辆荷载，建(构)筑物的竖向荷载、水平作用及施工荷载、地面堆载等影响。

7.1.9 对有潜在滑动面的基坑边坡，应分别按岩土侧向压力和剩余下滑力对支护结构产生的作用效应进行比较，按不利情况确定支护结构的侧向压力。

7.1.10 当基坑顶部存在永久支护边坡时，基坑设计应考虑上下段边坡的相互影响，应采取措施保证上部支护结构安全和地基稳定，并严格控制下部支护结构的变形。

7.1.11 支护结构型式可根据基坑周边环境、基坑深度、工程地质条件、施工条件按表7.1.11选择。

表 7.1.11　基坑支护结构常用型式及适用条件

结构型式		适用条件
悬臂式桩板挡墙		基坑较浅，场地不允许临时施工放坡，开挖时基坑稳定较差；对基坑变形要求较高，基坑较深时，可采用双排桩；桩嵌固段土质较差时应对土体加固处理
锚拉式桩板挡墙		基坑较深，对基坑变形要求较高，锚杆(索)具备有效锚固段，悬臂式桩板挡墙不适用时
锚杆挡墙	板肋式	基坑较深，施工期边坡稳定性较差时宜采用逆作法施工；对基坑变形有较高要求时，应采用预应力锚杆(索)
	锚喷式	基坑较浅，对基坑变形要求较低，基坑自稳性较好
	排桩式	基坑较深，对稳定性较差的土质边坡、有外倾软弱结构面的岩质边坡、逆作法开挖施工尚不能保证基坑稳定，应先施工超前桩；对基坑变形有较高要求时，应采用预应力锚杆(索)
双排桩		当锚拉式、支撑式和悬臂式结构不适用时，可采用
内支撑		基坑较深，周边环境及地质环境较复杂，对基坑变形要求较高，基坑形状较规则；可根据情况采用钢支撑、混凝土支撑或钢-钢筋混凝土组合支撑等形式
土钉挡墙		基坑较浅，基坑做在滑塌区上无建(构)筑物、重要地下管线，非软土场地，对基坑变形要求较低，用于临时基坑支护
坡率法		当场地无不良地质作用，地下水水位低于坡脚，放坡不会对周边建(构)筑物产生不利影响时；放坡坡面宜设置防护层，如挂网喷浆等

注：1　根据工程具体情况，表中支护结构型式可在不同部位组合使用；

2　锚杆(索)不能用于软土、有地下水位岩土层；当锚杆施工会造成基坑周边建(构)筑物损害，不应采用锚杆(索)。

7.1.12　当锚杆(索)穿越回填土时，应采取措施防止回填土固结、沉降对锚杆(索)的不利影响。

7.1.13　基坑工程的监测应根据周边环境和施工条件确定，并符合本标准第14章的有关规定。

7.1.14　当上部结构对地下室有嵌固、约束要求时，基坑肥槽回填应灌注混凝土或搅拌流动性水泥土，或采用灰土、级配砂石、压

实性较好的素土分层夯实，其压实系数不宜小于 0.94。

7.2 支护结构设计

7.2.1 支护结构构件按承载能力极限状态设计时，应符合下式规定：

$$\gamma_0 S_d \leqslant R_d \tag{7.2.1}$$

式中：γ_0——支护结构重要性系数；

S_d——作用基本组合的效应设计值；

R_d——支护结构构件的抗力设计值。

7.2.2 支护结构按正常使用极限状态设计时，应符合下式规定：

$$S_d \leqslant C \tag{7.2.2}$$

式中：S_d——作用标准组合的效应设计值；

C——支护结构水平位移、基坑周边建(构)筑物和地面沉降等的限值。

7.2.3 基坑支护设计的稳定性验算，应符合下式规定：

$$KS_k \leqslant R_k \tag{7.2.3}$$

式中：K——稳定性安全系数；

S_k——作用标准值的效应；

R_k——抗力标准值。

7.2.4 内支撑结构应采用稳定的结构体系并与挡土结构可靠连接，且具有足够的强度和刚度。支撑承载力计算应考虑安装偏心误差的影响，偏心距取值不宜小于支撑计算长度的 1/1000，且对混凝土支撑不宜小于 20mm，对钢支撑不宜小于 40mm。

7.2.5 预应力锚拉结构的锚杆(索)自由段的长度不应小于 5.0m，且应超过潜在滑动面 1.5m；土层锚杆(索)的锚固段长度不应小于 4.0m，岩石锚杆(索)的锚固段长度不应小于 3.0m；土层锚杆锚固段不应设置在未经处理的软弱土层、不稳定土层和不良地质作用地段。

7.2.6 支护结构材料应符合下列规定：

1 支挡结构与防护结构混凝土强度等级应根据所处场地环境类别、结构承载力、变形与裂缝控制、耐久性等综合确定。钢筋混凝土构件的混凝土强度等级不应低于C25；用于坡面防护的混凝土，其强度等级不应低于C20；

2 锚杆(索)原材料性能应符合国家现行标准的有关规定，杆体可采用普通钢材、精轧螺纹钢、无粘结钢绞线和高强钢丝，不宜采用镀锌钢材；

3 锚杆(索)注浆浆料应采用微膨胀水泥砂浆，浆体材料无侧限抗压强度不应低于25MPa。

7.2.7 桩、柱、梁、支撑的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于35mm，板的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于25mm，当采用C25混凝土时应增加5mm，且受力钢筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径；水下浇筑的灌注桩的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm。

7.3 土质基坑

7.3.1 支护结构的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库仑或朗肯土压力理论计算(详见附录D)；

2 对支挡结构水平位移有严格限制时，土压力应采用静止土压力。静止土压力系数K0宜由试验测定，当无试验条件时，对正常固结土，可参考表7.3.1确定：

表7.3.1 静止土压力系数K_0

土类	坚硬土	硬塑～可塑黏性土、粉土、砂土	可塑～软塑黏性土
K_0	0.2～0.4	0.4～0.5	0.5～0.75

3 当支挡结构后缘有坡角大于$(45°+\varphi/2)$(φ为填土的内摩

擦角标准值)的稳定岩石坡面时,土压力应按有限范围填土计算,取岩石坡面为滑动面(详见附录D);

4 对砂性土及碎(卵)石土应按水土分算的方法计算侧向土压力;当有可靠经验时,对黏性土可按水土合算的方法计算侧向土压力;

5 桩板挡墙、锚杆挡墙的挡板荷载取值,当桩(肋)间为较密实土时,可考虑较密实土的卸荷拱作用。

7.3.2 土质基坑的放坡坡率宜根据稳定性分析确定。当放坡高度不大于10m且场地地质环境条件简单、土质均匀、地下水贫乏、放坡不会对周边建(构)筑物和市政设施产生不利影响时,基坑放坡坡率也可根据工程经验并结合周边已有稳定边坡的坡率值按工程类比的原则确定,基坑放坡坡率值可按表7.3.2取值。

表7.3.2 土质基坑临时坡率允许值

基坑土体类别	状态	坡率允许值(高宽比)	
		$H<5m$	$5m\leqslant H<10m$
碎石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中密	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	稍密	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
黏性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
	可塑	1:1.25~1:1.50	—
素填土	密实	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	中密	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
	稍密	1:1.25~1:1.50	—

注:1 表中H为基坑边坡高度;

2 表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的黏性土;

3 对于砂土或充填物为砂土的碎石土,其边坡坡率允许值应按自然休止角确定;

4 对于液性指数≥0.5的可塑状黏性土,坡率允许值取较缓值;

5 表中素填土系指20mm~200mm的硬质颗粒含量超过全重50%的素填土。

7.4 岩质基坑

7.4.1 岩质基坑的侧向岩石压力计算应符合下列规定：

1 对无外倾结构面的岩质边坡，应以岩体等效内摩擦角按侧向土压力计算方法计算侧向岩石压力；

2 当存在外倾结构面时，应计算外倾结构面的主动岩石压力，并与本条第一款的方法计算侧向岩石压力比较，取较大值。

7.4.2 在基坑潜在塌滑区附近有建(构)筑物时，可采取预应力锚杆(索)等措施控制坡顶岩土体的变形。

7.4.3 整体稳定的基坑边坡可采用护面处理；受外倾结构面控制的基坑边坡可采用放坡、锚杆挡墙支护，破碎、极破碎岩体的岩质基坑边坡宜按土质基坑进行支护设计。

7.4.4 具有两组或多组结构面且其交线倾向于临空面或存在相对于凹角、凸角有外倾结构面的岩质基坑边坡，应考虑空间效应，并应采取加强措施。

7.4.5 岩质基坑的放坡坡率应根据稳定性分析确定。在基坑边坡保持整体稳定的条件下，岩质边坡坡率允许值可根据工程经验并结合周边已有稳定边坡的坡率值按工程类比的原则确定，对无外倾结构面的边坡，放坡坡率可按表 7.4.5 取值。

表 7.4.5 岩质基坑边坡临时坡率允许值

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

续表7.4.5

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值(高宽比)		
		$H<8m$	$8m\leqslant H<15m$	$15m\leqslant H<25m$
Ⅲ类	未(微)风化	1:0.25～1:0.35	1:0.35～1:0.50	—
	中等风化	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75	—
Ⅳ类	中等风化	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	—
	强风化	1:0.75～1:1.00	—	—

注:1 表中 H 为基坑边坡高度;

2 全风化岩层可按土质基坑边坡坡率取值。

7.4.6 对基坑局部不稳定块体,可采取清除或附加锚固措施。对易风化的岩体应采用坡面封闭处理。

7.4.7 采用爆破法施工时,宜采取预裂爆破等施工工艺,当采用普通爆破施工时,应设置隔震沟、槽等,并预留部分岩体采用人工开挖,保证基坑边坡岩体的完整性。爆破产生的地面质点振动速度不得超过影响区建(构)物的控制值。

7.5 岩土混合基坑

7.5.1 岩土混合基坑的支护可按土质基坑段、岩质基坑段采用一阶支护或分阶支护,各阶的支护型式可为同一种型式,也可采用不同支护型式的组合支护。

7.5.2 当基坑上部与下部采用分阶或组合支护时,土质段可按土质基坑的要求设计,岩石段可按岩石基坑的要求设计。当上部支护结构位于下部基坑潜在塌滑区附近时,应考虑上部支护结构与下部支护结构的相互影响,结合部位的支护结构应加强处理。

7.5.3 岩土混合基坑边坡岩质基坑段与土质基坑段的侧向作用应分别确定。

7.5.4 岩土混合基坑应分析土体沿岩土界面滑移、土体内部滑移的稳定性及上层土体对岩体的不利影响。

7.5.5 岩土混合基坑可采用分段放坡的形式，当土质基坑段稳定性较差且无放坡条件时，宜采用桩板挡墙或排桩式锚杆挡墙。基坑坡体上的支护桩(肋)应锚入下部稳定岩土层内，并应验算岩体的侧向抗力。

7.6 地下水控制

7.6.1 当基坑开挖深度和影响范围内地下水发育时，应根据场地水文地质条件、周边环境条件和支护结构形式采取合理的截、降、排等地下水控制措施。坡地建筑基坑应根据地形地貌特征、坡面径流量和水系分布等设置截排水系统。

7.6.2 当降水可能对基坑周边建(构)筑物、地下管线、道路等市政设施造成危害或对环境造成不利影响时，应采用截水、回灌等地下水控制方法。

7.6.3 对于有防水要求的地下结构，基坑肥槽顶部应采用黏性土或灰土等材料做隔水封闭，并应设置截、排水系统。对于有抗浮要求的地下结构，基坑肥槽应采用黏性土或灰土、混凝土、水泥土等不透水材料回填密实。

重庆工程建设

8 浅基础

8.1 一般规定

8.1.1 建筑工程设计应根据工程地质条件、水文地质条件、上部结构形式、荷载情况、邻近建(构筑物)基础形式、场地周边各种地下设施情况和施工条件等综合考虑，确定基础形式和埋深。在同一结构单元内，宜选择同一基础持力层。

8.1.2 基础抗倾覆、抗滑移稳定性验算应符合下列规定：

抗倾覆稳定性验算 $M_{Kg}/M_k \geq 1.6$ (8.1.2-1)

抗滑移稳定性验算 $Q_{Kj}/Q_k \geq 1.3$ (8.1.2-2)

式中：M_g、Q_h ——分别为作用在基础上的倾覆力矩，滑动力；

M_k、Q_k ——分别为作用在基础上的抗倾覆力矩，抗滑动力。

8.1.3 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：

1 圆形基础

$$h_r \geq \frac{5.08V+\sqrt{25.8V^2+15.24f_a dM}}{f_a d} \quad (8.1.3\text{-}1)$$

2 矩形基础

$$h_r = \frac{4V+\sqrt{16V^2+12f_a bM}}{f_a b} \quad (8.1.3\text{-}2)$$

式中：h_r ——基础嵌入基岩中的有效深度，不得小于 0.5m；

M、V ——相应于作用的标准组合作用于基岩表面标高处的弯矩、剪力；

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；

f_{rk}——基础嵌岩段的岩石地基承载力特征值。

8.1.4 素混凝土基础的混凝土强度等级不应低于C20。钢筋混凝土基础的混凝土强度等级不应低于C25。采用水下浇筑工艺时，混凝土强度等级不宜低于C30。

8.1.5 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。

8.1.6 当墙下条形基础、独立基础嵌入中、微风化基岩的深度不小于基础宽度(直径)，考虑岩基嵌固作用时，地基竖向承载力特征值可按下式计算：

墙下条形基础 $f'_a=(1+0.052n)^2 f_{ak}$ (8.1.6-1)

矩形基础 $f'_a=\left[1+0.052\left(1+\frac{b}{a}\right)n\right]f_{ak}$ (8.1.6-2)

圆形基础 $f'_a=(1+0.052n)^2 f_{ak}$ (8.1.6-3)

式中：f'_a ——考虑岩基嵌固作用的地基承载力特征值(kPa)；

n ——嵌岩段有效深度 h_r 与基础宽度 b 或者圆形基础直径 D 之比；

f_{ak}——地基承载力特征值(kPa)；

a ——基础长度；

b ——基础宽度；

D——圆形基础直径。

8.2 扩展式基础

8.2.1 无筋扩展基础系指由砖、毛料石、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，应符合下式规定：

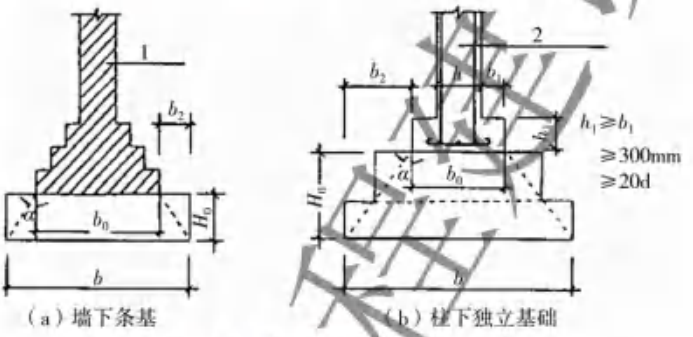
$$H_0 \geqslant \frac{b-b_0}{2\tan\alpha} \tag{8.2.2}$$

式中：b ——基础底面宽度(m)；

b_0 ——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度(m)；

H_0 ——基础高度(m)；

$\tan\alpha$ ——基础台阶宽高比 $b_2:H_0$，其允许值见表 8.2.2。



(a) 墙下条基　　(b) 柱下独立基础

图 8.2.2　无筋扩展基础构造示意

d—柱中纵向钢筋直径；1—承重墙；2—钢筋混凝土柱

表 8.2.2　无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

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

注：1　p_k 为作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值(kPa)；

2　阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于 200mm；

3　当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作局部承压验算；

4　混凝土基础单侧扩展范围内底面处的平均压力值超过 300kPa 时，除按抗弯验算外，尚应根据下式按抗剪验算确定基础高度；对基底反力集中于立柱附近的岩石基础，应进行局部受压承载力验算。

$$V_s \leqslant 0.7 f_t A$$

式中：V_s——相应于作用的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(kN)；

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。

8.2.3 无筋扩展基础的构造，应符合下列规定：

1 毛石基础所用石料强度等级应不低于MU30，宜采用细石混凝土或水泥砂浆砌筑，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)下设置无筋扩展基础时，应在柱(墙)下设置钢筋混凝土柱(墙)脚，其柱(墙)脚的构造应满足图8.2.2(b)中的要求。当柱(墙)纵向钢筋在柱(墙)脚内的锚固长度不满足锚固要求时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固钢筋长度不应小于10d也不应大于20d(d为纵向受力钢筋的最大直径)。

8.2.4 现浇钢筋混凝土扩展基础的构造，应符合下列规定：

1 锥形基础的边缘高度不宜小于200mm，且两个方向的坡度不宜大于1:3。阶梯形基础的每阶高度宜为300mm～500mm；

2 基础底板的受力钢筋，最小配筋率不应小于0.15%，其直径不应小于10mm，间距不应大于200mm，也不应小于100mm；

3 墙下条形基础，底板的纵向分布筋直径不应小于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15%；

4 配筋扩展基础的混凝土强度等级不应低于C25，垫层混凝土强度等级不宜低于C15。无垫层时基础底部受力钢筋的保护层厚度不应小于70mm；有垫层时不应小于40mm；

5 当柱下独立基础的边长和墙下条形基础的宽度大于或等于2.5m时，基础底板受力钢筋的长度，可取边长或宽度的0.9倍，并宜交错布置(图8.2.4-1)；

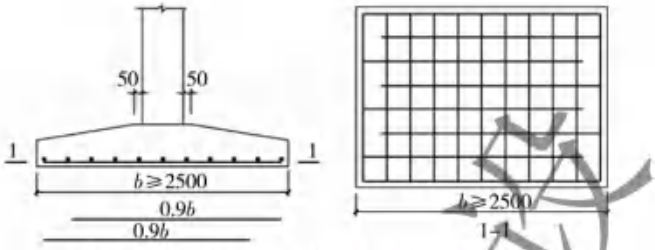


图 8.2.4-1　柱下独立基础底板受力钢筋布置

6　墙下条形基础底板在 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。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（图 8.2.4-2）。在墙拐角处，底板受力钢筋应沿两个方向通长布置（图 8.2.4-2）；

图 8.2.4-2　墙下条形基础纵横交叉处底板受力钢筋布置

7　钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋的插筋在基础内的锚固长度 l_a 应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 有关规定确定。有抗震设防要求时，纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{ae} 应按下式计算：

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：$l_{ae}=1.0l_a$

式中：l_a——纵向受力钢筋的锚固长度。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 现浇柱的基础的插筋数量、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，应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 有关的规定。

8.2.5 杯口基础的设计，应符合下列规定：

1 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接（图 8.2.5-1），应符合下列规定：

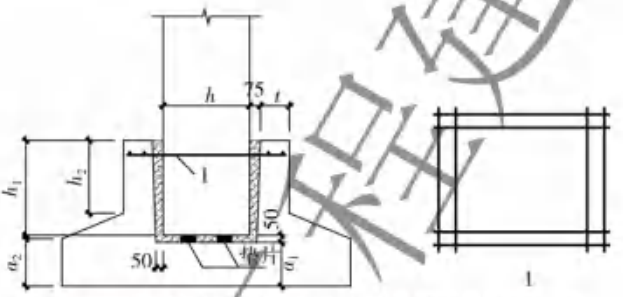


图 8.2.5-1 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接示意

注：$a_2 \geqslant a_1$；1—焊接网

1）柱的插入深度，可按表 8.2.5-1 选用，并应满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 有关钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性；

表 8.2.5-1 柱的插入深度 h1(mm)

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

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

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
$500\leqslant h<800$	≥200	≥200
$800\leqslant h<1000$	≥200	≥300
$1000\leqslant h<1500$	≥250	≥350
$1500\leqslant h<2000$	≥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 t 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 $t/h_2\geqslant0.65$ 时，或大偏心受压且 $t/h_2\geqslant0.75$ 时，杯壁可不配筋；当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5\leqslant t/h_2<0.65$ 时，杯壁可按表 8.2.5-3 构造配筋；其他情况下，应按计算配筋；

表 8.2.5-3　杯壁构造配筋

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

注：表中钢筋置于杯口顶部，每边两根（图 8.2.5-1）。

4）双杯口基础，当杯口间隔墙厚度小于 400mm 时，宜在隔墙内按图 8.2.5-2 配筋。

重庆工程建设

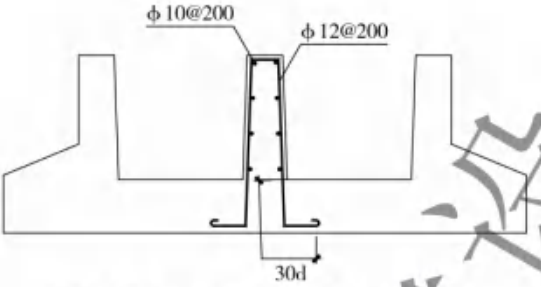


图 8.2.5-2　双杯口基础隔墙内配筋示意

2　预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)与高杯口基础的连接(图 8.2.5-3),除应符合本标准第 8.2.5-1 条插入深度的规定外,尚应符合下列规定:

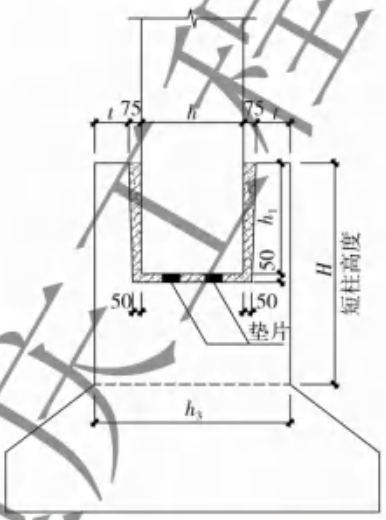


图 8.2.5-3　高杯口基础

1)　起重机起重量小于或等于 750kN,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;

2)　起重机起重量大于 750kN,基本风压大于 0.5kPa,应

符合下式的规定：

$$E_2J_2/E_1J_1 \geqslant 10 \qquad (8.2.5\text{-}1)$$

式中：E_1——预制钢筋混凝土柱的弹性模量(kPa)；

J_1——预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩(m^4)；

E_2——短柱的钢筋混凝土弹性模量(kPa)；

J_2——短柱对其截面短轴的惯性矩(m^4)。

3 当基础短柱的高度大于5m，应符合下式的规定：

$$\triangle_2/\triangle_1 \leqslant 1.1 \qquad (8.2.5\text{-}2)$$

式中：$\triangle_1$——单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移(m)；

$\triangle_2$——单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移(m)。

4 杯壁厚度应符合表8.2.5-4的规定。高杯口基础短柱的纵向钢筋，除满足计算要求外，在抗震设防烈度低于7度地区，且满足本条第1、2、3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，且每隔一米左右伸下一根并作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8.2.5-4)。短柱短边每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。短柱中杯口壁内横向箍筋不应小于A8@150；短柱中其他部位的箍筋直径不应小于8mm，间距不应大于300mm；当抗震设防烈度为6度和7度时，箍筋直径不应小于8mm，间距不应大于150mm。

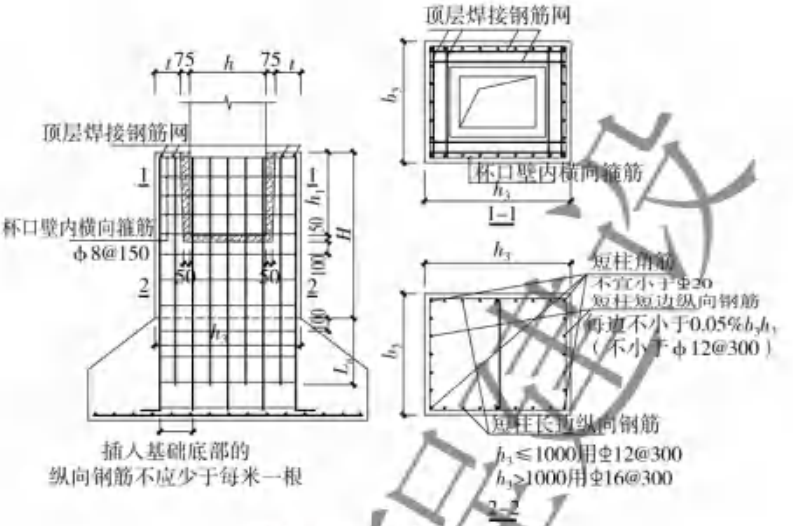


图 8.2.5-4 高杯口基础

表 8.2.5-4 高杯口基础的杯壁厚度 t

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

8.2.6 钢结构柱基础的设计应符合下列规定：

1 外露式钢柱脚基础，基础尺寸除应满足地基承载力及基础的强度要求外，基础的高度应不小于柱脚锚栓的锚固长度并考虑锚栓至基底的最小构造距离 100mm；基础顶面四边与锚栓中心线的距离不得小于 150mm，且不得小于 4 倍锚螺栓直径，对于锚板螺栓，尚不应小于锚板宽度；

2 外包式柱脚（图 8.2.6-1）基础的计算与构造应符合下列规定：

1）外包混凝土厚度，对 H 形截面柱不宜小于 160mm，对矩形管或圆管柱不宜小于 180mm，同时不宜小于钢柱截面高度的 0.3 倍；混凝土强度等级不宜低于 C30；柱脚混凝土外包高度，H 形截面柱不宜小于柱截面高

度的 2 倍，矩形管柱或圆管柱宜为柱截面高度或圆管直径的 2.5 倍；当外包柱脚未设置在地下室时，外包宽度和高度宜增大 20%；当外包柱脚设置在一层地下室时，外包宽度宜增大 10%；

2）外包钢筋混凝土的受弯和受剪承载力验算及受拉钢筋和箍筋的构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定，主筋伸入基础内的长度不应小于 25 倍直径，四角主筋两端应加弯钩，下弯长度不应小于 150mm，下弯段宜与钢柱焊接，顶部箍筋应加强加密。

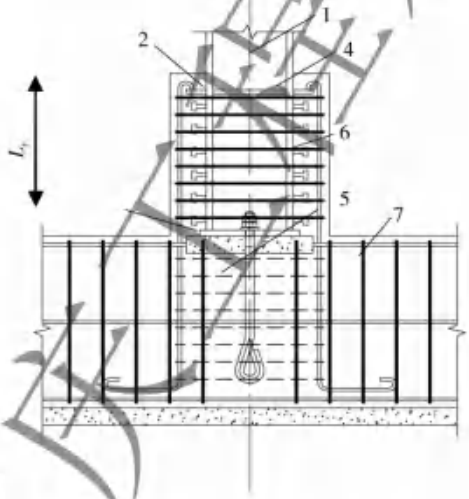


图 8.2.6-1　外包式柱脚

1—钢柱；2—水平加劲肋；3—柱底板；4—栓钉；5—锚栓
6—外包混凝土；7—基础梁；Lr—外包混凝土顶部箍筋至柱底板的距离

3　埋入式柱脚基础应符合下列规定：

1）柱埋入部分四周设置的主筋、箍筋应根据柱脚底部弯矩和剪力按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/

T 50010 计算确定，并应符合相关的构造要求。柱翼缘或管柱外边缘混凝土保护层厚度（图 8.2.6-2），边列柱的翼缘或管柱外边缘至基础梁端部的距离应不小于 400mm，中间柱翼缘或管柱外边缘至基础梁梁边相交线的距离应不小于 250mm；基础梁梁边相交线的夹角应做成钝角，其坡度应不大于 1：4 的斜角；在基础筏板的边部，应配置水平 U 形箍筋抵抗柱的水平冲切；

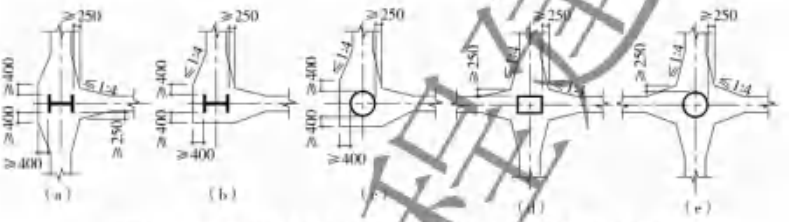


图 8.2.6-2　柱翼缘或管柱外边缘混凝土保护层厚度

2）埋入式柱脚埋入钢筋混凝土的深度应满足受力要求外，构造上不得小于表 8.2.6-1 的规定。

4　插入式柱脚基础应符合下列规定：

1）插入混凝土基础杯口的深度应符合表 8.2.6-1 的规定；

表 8.2.6-1　钢柱插入杯口的最小深度

柱截面形式	实腹柱	双肢格构柱（单杯口或双杯口）
最小插入深度 d_{min}	$1.5h_c$ 或 $1.5d_c$	$0.5h_c$ 和 $1.5b_c$（或 d_c）的较大值

注：1　h_c 为实腹工字形柱或矩形管柱的截面高度（长边尺寸）；b_c 为柱截面宽度；d_c 为圆管柱的外径；

2　格构柱的 h_c 为两肢垂直于虚轴方向最外边的距离，b_c 为沿虚轴方向的柱肢宽度；

3　双肢格构柱柱脚插入混凝土基础杯口的最小深度不宜小于 500mm，亦不宜小于吊装时柱长度的 1/20。

2）钢柱底至基础杯口底的距离不应小于 50mm，当有柱

脚底板时，可采用150mm，柱底板应设排气孔或浇注孔；

3）实腹柱、双肢格构柱杯口基础底板应验算柱吊装时局部受压和冲切承载力；

4）杯口基础的杯壁应根据柱底部内力设计值作用于基础顶面配置钢筋，杯壁厚度应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。

8.2.7 配筋扩展基础的计算，应符合下列规定：

1 基础底面积，应按本标准第4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 对柱下独立基础，当冲切破坏锥体落在基础底面以内时，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力；

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

4 基础底板应按抗弯计算确定配筋；

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

8.2.8 柱下独立基础受冲切承载力验算，应符合下列规定：

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 \qquad (8.2.8\text{-}1)$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \qquad (8.2.8\text{-}2)$$

$$F_l = p_j A_l \qquad (8.2.8\text{-}3)$$

式中：β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数，当 $h \leqslant 800$mm 时，β_{hp} 取1.0；当 $h \geqslant 2000$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（kPa）；

h_0——基础冲切破坏锥体的有效高度（m）；

a_m——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度（m）；

a_t——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长（m），当

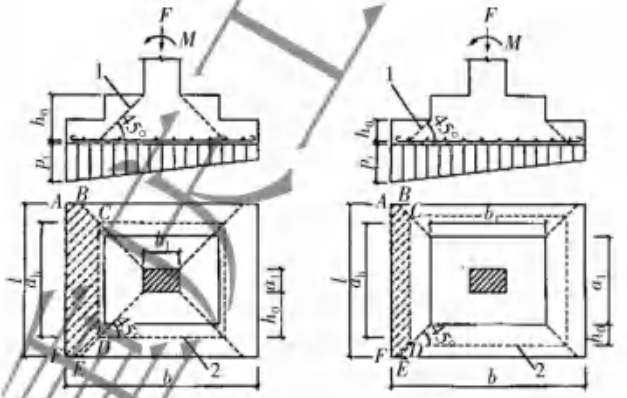
计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

a_b——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的基础底面积范围内的下边长(m)，当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内(图 8.2.8a.b)，计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度；

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

A_l——冲切验算时取用的部分基底面积(m^2)(图 8.2.8a.b 中的阴影面积 ABCDEF)；

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



(a) 柱与基础交接处　　(b) 基础变阶处

图 8.2.8 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；2—冲切破坏锥体的底面线

8.2.9 当基础置于较完整、完整、较破碎的岩石地基上时，柱边

或墙边缘以及变阶处基础受剪承载力验算按下式计算：

$$V \leqslant 0.7 \frac{(8-2\lambda)}{3} \beta_{hs} f_t b h_0 \qquad (8.2.9)$$

式中：V ——相当于作用的基本组合时，地基土单位面积净反力产生的截面剪力设计值，其值等于验算截面基底面积上净反力的总和；

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

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

b ——基础受剪截面的计算宽度，当验算截面为阶形或锥形时，可将其截面折算成矩形截面，截面的折算宽度按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录U规定取值；

h_0 ——基础受剪截面的有效高度，当验算截面为阶形或锥形时，可将其截面折算成矩形截面，截面的折算高度按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录U规定取值；

λ ——基础对应的台阶宽度 a 与台阶高度 h_0 之比，当 $\lambda>2.5$ 时取 $\lambda=2.5$；当 $\lambda<1.0$ 时取 $\lambda=1.0$。

当基础置于破碎、极破碎岩石地基上或土质地基上时，柱边或墙边缘以及变阶处的基础受剪承载力验算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定。

8.2.10 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8.2.10-1)：

$$\frac{e_y}{l} \leqslant 0.2 \frac{e_x}{b} \qquad (8.2.10\text{-}1)$$

式中：e_x、e_y ——为基础底面处的轴向力偏心矩。

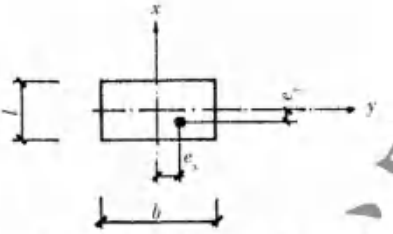


图 8.2.10-1　双向偏心受压基础示意图

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，柱下矩形独立基础任意截面的弯矩可按下列公式计算(图 8.2.10-2)：

$$M_{\mathrm{I}}=\frac{1}{12}a_1^2\left[(2l+a')\left(p_{\max}+p-\frac{2G}{A}\right)+(p_{\max}-p)l\right] \quad (8.2.10\text{-}2)$$

$$M_{\mathrm{II}}=\frac{1}{48}(l-a')^2(2b+b')\left(p_{\max}+p_{\min}-\frac{2G}{A}\right) \quad (8.2.10\text{-}3)$$

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

a_1——任意截面Ⅰ-Ⅰ至基底边缘最大反力处的距离；

l、b——基础底面的边长；

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

p——相应于作用的基本组合时在任意截面Ⅰ-Ⅰ处基础底面地基反力设计值；

G——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重；当组合值由永久荷载控制时，$G=1.40G_k$，G_k 为基础及其上土的标准自重。

3　对于墙下条形基础每延米宽度的弯矩(图 8.2.10-3)，按式(8.2.10-4)进行计算：

$$M_{\mathrm{I}}=\frac{1}{6}a_1^2\left(2p_{\max}+p-\frac{3G}{A}\right) \quad (8.2.10\text{-}4)$$

其最大弯矩截面的位置，应符合下列规定：

1）当墙体材料为混凝土时，取 $a_1=b_1$；

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

4 当双向偏心受压基础的 $e_y\leqslant l/6$、$e_x\leqslant b/6$ 时，基础的弯矩可简化为下式计算（图 8.2.10-4）：

$$M_{\mathrm{I}}=\frac{(b-h)^2(2l+a)}{24}p_{\mathrm{I}} \tag{8.2.10-5}$$

$$M_{\mathrm{II}}=\frac{(l-a)^2(2b+h)}{24}p_{\mathrm{II}} \tag{8.2.10-6}$$

式中：

$$p_{\mathrm{I}}=\frac{F}{bl}\left(1+\frac{6e_x}{b}\right) \tag{8.2.10-7}$$

$$p_{\mathrm{II}}=\frac{F}{bl}\left(1+\frac{6e_y}{l}\right) \tag{8.2.10-8}$$

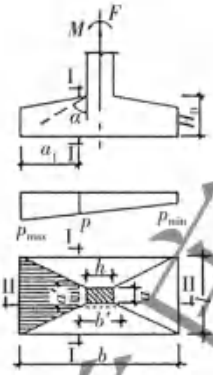


图 8.2.10-2 矩形基础底板的计算示意

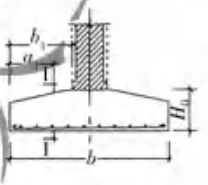


图 8.2.10-3 墙下条形基础的计算示意

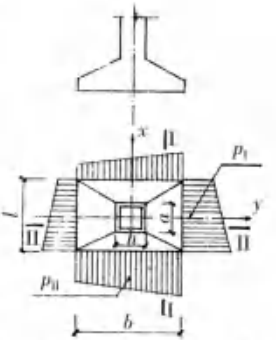


图 8.2.10-4 双向偏心受压基础的计算示意

8.2.11 当独立基础采用预制时，应符合下列规定：

1 预制独立基础与预制钢筋混凝土柱的连接，可采用套筒连接（图 8.2.11-1）。预制独立基础顶部连接面应设置贯通键槽及粗糙面，键槽深度不宜小于 20mm，宽度不宜小于深度的 3 倍且

不宜大于深度的 10 倍，键槽间距宜等于键槽宽度，键槽端部斜面倾角不宜大于 30°，粗糙面的凹凸深度不应小于 6mm。套筒、灌浆层材料、预制混凝土柱底构造措施及柱底接缝承载力应满足现行《装配式混凝土结构技术规程》的相关规定；

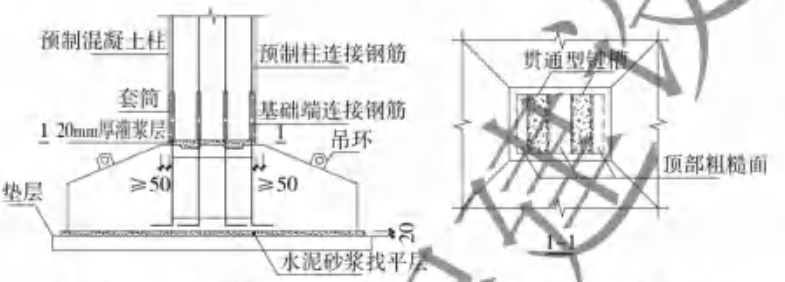


图 8.2.11-1　预制独立基础与预制混凝土柱采用套筒连接示意图

2　预制杯口基础与预制钢筋混凝土柱的连接，可采用设置键槽的方式连接（图 8.2.11-2），键槽宜沿杯口侧面贯通，键槽的其余要求同本条第 1 款的相关规定；

图 8.2.11-2　预制杯口基础与预制混凝土柱采用套筒连接示意图

3　除本条规定的连接方式外，也可结合预制混凝土柱柱底约束条件，采取焊接、锚栓连接等方式，保证柱底传力可靠；

4　预制独立基础及预制杯口基础吊装设施的位置应能保证构件在吊装、运输过程中平稳受力。设置预埋件、吊环、吊装孔及

各种内埋式预留吊具时，应对构件在该处承受吊装荷载作用的效应进行承载力的验算，并应采取相应的构造措施，避免吊点处混凝土局部破坏；

5 当预制基础中需设置拉梁时，拉梁宜采用预制。

8.2.12 符合下列情况之一的独立基础宜设置基础拉梁：

1 抗震等级为一、二级的框架结构；

2 各柱基承受的轴向荷载代表值差别较大；

3 基础埋置较深；

4 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层、液化土层和严重不均匀土层；

5 山地建筑基础。

8.2.13 独立基础拉梁宜按下列原则设计：

1 拉梁截面宽度可按(1/20～1/35)L，高度可按(1/12～1/20)L 确定，L 所连接柱子的中心距离；

2 当不考虑拉梁承受柱底弯矩时，可取其所连接柱子轴力较大者的 1/10，将拉梁按轴心受拉构件进行承载力验算。拉梁配筋宜上下相同，总量不少于 4ϕ14，箍筋不少于 ϕ6@200；柱底弯矩传至基础时，柱基础应按偏心受压考虑；

3 当考虑拉梁承受柱底弯矩时。拉梁正弯矩钢筋应全部拉通，负弯矩钢筋宜有 1/2 拉通，并应满足抗震构造要求；

4 如拉梁承托隔墙或其它竖向荷载时，则竖向荷载所产生的拉梁内力应与本条上述两种方法之一所得的内力组合，进行承载力验算。

8.3 柱下条形基础

8.3.1 柱下条形基础一般指柱下钢筋混凝土地基梁。截面形式一般为倒 T 形，由柱下基础梁和底部翼板组成，多呈一字形布置和交叉布置。

8.3.2 柱下条形基础的构造，除满足本标准第 8.2.4 条的规定外，尚应符合下列规定：

1 柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 1/4～1/8。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，其平面尺寸应满足图 8.3.2 的规定：

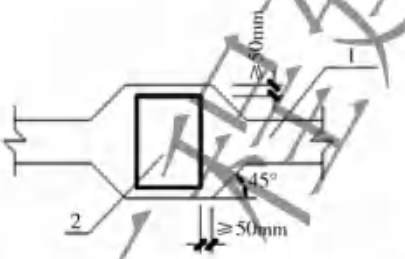


图 8.3.2 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

1—基础梁；2—柱

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。

8.3.3 柱下条形基础的计算，除应符合本标准 8.2.7 条第一款的要求外，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 当不满足本条第一款的要求时，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 应验算柱边缘处基础梁的受剪承载力；

5 当存在扭矩时，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。

8.4 筏形基础

8.4.1 筏形基础分为梁板式和平板式两种类型，应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小、使用要求以及施工条件等因素确定。

8.4.2 筏形基础的平面尺寸，应根据工程地质条件、上部结构布置、结构底层平面以及荷载分布等因素确定。对单栋高层建(构)筑物，当地基土层分布较均匀时，基底平面形心，宜与上部结构竖向永久荷载重心重合，当不能重合时，在作用的准永久组合下，偏心距 e 宜符合下式要求：

$$e \leqslant 0.10\frac{W}{A} \tag{8.4.1}$$

式中：W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩；

A ——基础的底面积。

8.4.3 筏形基础的构造，应符合下列规定：

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现行国家标准《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，强度等级不应小于C15，厚度不应小于100mm；筏板基础、桩筏基础设置混凝土垫层时，其纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度应从筏板底面算起，且不小于40mm；当未设置混凝土垫

层时，其纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度应不小于70mm；

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，内墙厚度不宜小于200mm。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，钢筋宜采用HRB400或HRB500，水平钢筋直径不宜小于12mm，竖向钢筋直径不宜小于10mm，间距不应大于200mm；

3 平板式筏基筏板的最小板厚度不宜小于500mm，不应小于300mm。梁板式筏基的最小板厚度不宜小于400mm，不应小于300mm，且板厚与最大双向板格的短边净跨之比不小于1/14，基础梁的高跨比不宜小于1/6；

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柱下条形基础相关规定的要求；

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不少于1/3全跨通长布置，顶部纵筋应按实际配筋全部贯通。上下通长钢筋配筋率不应小于0.15%；

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。

8.4.4 当土质地基较均匀，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。计算时地基反力值应扣除底板及其上覆填土的自重。若不满足，则筏基内力应按弹性地基梁板法计算。

8.4.5 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。

8.4.6 按基底反力直线分布计算的平板式筏基，可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中，柱宽及其两侧各0.5倍板厚且不大于1/4板跨的有效宽度范围内，钢筋配置量不应小于柱下板带钢筋数量的一半，且应能承受部分不平衡弯矩。部份不平衡弯矩的计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。

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。

8.4.7 梁板式筏基底板厚度应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求，底板的配筋应按正截面受弯承载力计算确定，且不应小于最小配筋率要求。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，尚应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010有关规定验算柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

8.4.8 平板式筏基的计算应符合下列规定，且应符合现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003、《建筑地基基础设计规范》GB 50007及现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定：

1 板厚应满足柱下受冲切承载力或筒体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；

2 应验算内筒、柱边缘以及筏板变厚部位的受剪承载力。受剪承载力验算时作用效应应取距离内筒、柱边缘以及筏板变厚度部位h_0处截面的剪力设计值；

3 筏基顶面应满足底层柱下局部受压承载的要求；

4 必要时应进行裂缝宽度验算。

8.4.9 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钢筋来提高受冲切承载能力。

8.4.10 当筏板基础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，应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010有关规定。

8.4.11 在同一大面积整体筏形基础上有多栋高层和低层建筑时，筏基的计算宜考虑上部结构、基础与地基的共同作用。筏基可采用弹性地基梁板理论进行整体计算；也可按各建（构）筑物的有效影响区域将筏基分为若干单元分别进行计算，计算式应考虑各单元的相互影响和交界处的变形协调条件。

8.4.12 筏形基础上高层建（构）筑物中的塔楼与裙房之间的构造，应符合下列规定：

1 在土质地基上，当塔楼与裙房间设置沉降缝时，高层建筑的基础埋深应大于裙房基础的埋深至少2m。沉降缝在地面以下部位，宜采用粒径小于10mm的碎石或粗砂进行回填；

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，后浇带宜设置在与高层建筑相邻裙房的第一跨内。当地基土质较均匀、裙房刚度较好且裙房结构层不少于两层（含地下室）、与主楼相连一侧裙房基础底板厚度与塔楼相同时，后浇带可设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，高层建筑及与其紧邻一跨裙房筏板应采用相同的厚度，裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化，应同时满足主、裙楼基础整体性和基础筏板的变形要求。应进行地基变形和基础内力的验算，验算时需考虑地基与结构间变形的相互影响，并采取有效措施防止产生不利影响的差异沉降；

4　在岩质地基上，塔楼与裙房之间可不设沉降缝及后浇带。

8.4.13　筏形基础地下室施工完毕后，应及时对肥槽进行回填。回填时，应先清除肥槽内的杂物，在对称两侧或四周同时分层夯实回填。

8.4.14　当筏形基础有防水要求时，基础应采用防水混凝土，防水混凝土的设计抗渗等级，应符合表 8.4.14 的规定。

表 8.4.14　防水混凝土设计最低抗渗等级

防水等级	建筑工程或浇混凝土结构
一级	P8
二级	P8
三级	P6

8.5　岩石锚杆基础

8.5.1　符合下列条件之一时可采用岩石锚杆基础：

1　直接以坚硬岩石为地基时；

2　上部结构使底层柱承受较大拉力时；

3　建(构)筑物抗倾覆稳定性不满足时。

8.5.2　岩石锚杆基础应根据基础荷载和岩石地基情况进行布置。

8.5.3　岩石锚杆基础构造应符合下列规定：

1　锚杆钢筋宜采用热轧带肋钢筋，水泥砂浆强度不宜低于 M30，细石混凝土强度不宜低于 C30；

2　采用水泥砂浆时锚杆钻孔直径宜取锚杆筋体直径的 3 倍，且不应小于锚杆直径加 50mm；采用细石混凝土时锚杆钻孔直径不应小于锚杆筋体直径的 5 倍，且不应小于 150mm；锚杆间距不应小于 6 倍锚杆钻孔直径；锚杆基础的构造要求，可按图 8.5.3 采用；

3　锚杆钢筋插入上部结构的长度，应符合钢筋受拉锚固长

度的要求；

4　锚杆注浆应采用压力注浆。注浆压力应根据地层情况确定，且不宜低于0.5MPa；

5　为增强砂浆或混凝土与岩层间的承载力，宜添加微膨胀剂。

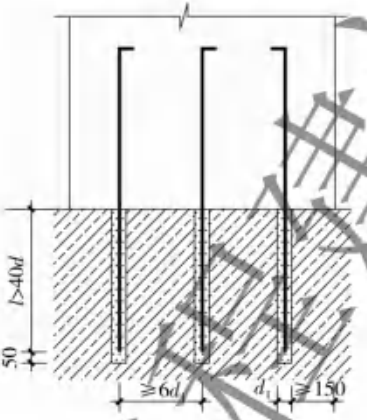


图 8.5.3　锚杆基础

d—锚杆直径；d_1—锚杆孔直径；l—锚杆的有效锚固长度

8.5.4　岩石锚杆计算应包括以下内容：

1　锚杆钢筋截面面积计算；

2　锚杆锚固体与地层的锚固长度计算；

3　锚杆钢筋与锚固砂浆间的锚固长度计算。

8.5.5　岩石锚杆基础不宜承受剪力。

8.5.6　锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力可按下列公式进行确定：

$$N_{tk}=\frac{F_k+G_k}{n}-\frac{M_{xk}y_i}{\sum y_i^2}-\frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2} \qquad (8.5.6\text{-}1)$$

$$N_{tk\max}\leqslant R_t \qquad (8.5.6\text{-}2)$$

式中：F_k——相应于作用的标准组合时，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}——相应于作用的标准组合时，作用在基础底面形心处的力矩值；

x_i、y_i——第 i 根锚杆至通过基础底面形心的 y、x 轴线的距离；

N_{tik}——相应于作用的标准组合时，第 i 根锚杆的拔力值；

R_t——单根锚杆抗拔承载力特征值。

8.5.7 对设计等级为甲级的建(构)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；对设计等级为乙级的建(构)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；初步设计时，单根锚杆抗拔承载力特征值 R_t 可按下式估算：

$$R_t = 0.8\pi d_1 l f \tag{8.5.7}$$

式中：f——水泥砂浆与岩石间、或混凝土与岩石间的粘结强度特征值(MPa)，应通过试验确定；当无试验资料时可根据工程情况，按表 8.5.7 取值。

表 8.5.7 水泥砂浆或混凝土与岩石间的粘结强度特征值

岩石类别	f(kPa)
极软岩	100～140
软岩	140～300
较软岩	300～480
较硬岩	480～720
坚硬岩	720～1000

注：1 适用于水泥砂浆强度不低于 M30 或混凝土强度不低于 C30；

2 岩体结构面发育时，取表中下限值；

3 岩石类别根据天然状态单轴抗压强度标准值 f_{rk} 划分：$f_{rk}<5$MPa 为极软岩，5MPa$\leqslant f_{rk}<15$MPa 为软岩，15MPa$\leqslant f_{rk}<30$MPa 为较软岩，30MPa$\leqslant f_{rk}<60$MPa 为较硬岩，$f_{rk}\geqslant 60$MPa 为坚硬岩；

4 岩石风化程度为中等风化。

8.5.8 设置锚杆的基础，应按式(8.5.8)进行抗弯承载力验算，并应满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中关

于受弯构件最小配筋率的要求。

$$M_c=\gamma_0\sum N_{ti}C \tag{8.5.8}$$

式中：C ——拔力合力作用点到墙、柱边缘的距离(m)；

$\sum N_{ti}$ ——相应于作用的基本组合时，锚杆的拔力合力值(kN)。

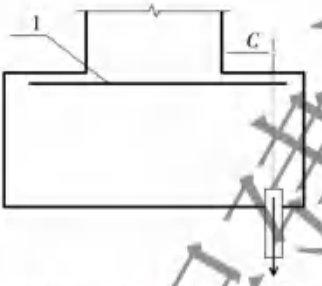


图 8.5.8　锚桩基础顶部示意图

1—上部钢筋

8.5.9　设置锚杆的临时性工程基础可不进行防腐处理，永久性工程应考虑场地土及地下水对锚杆钢筋的腐蚀性，并应采取相应的防腐措施。当永久性锚杆未采取防腐措施或防腐措施不能达到设计工作年限时，岩石锚杆基础的锚筋可采用增大钢筋截面面积方法：

$$d_g=d_{g0}+0.04n \tag{8.5.9}$$

式中：d_g ——考虑防腐后的钢筋截面直径(mm)；

d_{g0} ——未考虑防腐的钢筋截面直径(mm)；

n ——未采取防腐措施时，为设计工作年限；防腐措施不能达到设计工作年限时，为设计工作年限减去有效防腐的年限。

8.5.10　岩石锚杆基础施工应符合下列规定：

1　钻孔深度应超过设计深度，宜超深 0.50m；

2　注浆前应清除孔壁松动块体，将孔壁冲洗干净，对孔壁进行湿润，清除孔底残渣，排干孔底积水；宜按两次注浆；

3　采用细石混凝土时，应振捣密实。

9 桩基础

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于混凝土预制桩和混凝土灌注桩低桩承台基础。

9.1.2 桩基应根据具体条件进行下列承载能力计算和稳定性验算：

1 应根据桩基的使用功能和受力特性进行桩基的竖向承载力计算和水平承载力计算；

2 应对桩身和承台结构承载力进行计算；对混凝土预制桩，应按吊装、运输和锤击作用进行桩身承载力验算；

3 桩端平面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层承载力验算；

4 位于斜坡、边坡上的桩基，应进行整体稳定性验算；

5 位于洞室上的桩基，应进行地基抗冲切承载力验算；

6 穿越洞室且未对洞室进行填充的桩基，应对穿越段桩基进行承载力及稳定性验算；

7 对抗浮、抗拔桩基，应进行基桩和群桩的抗拔承载力计算；

8 桩基抗震承载力验算。

9.1.3 当桩基受水平荷载较大或对水平位移有严格限制时，应计算其水平位移。

9.1.4 对使用上限制裂缝宽度的桩基和承台，应进行裂缝宽度验算。

9.1.5 桩型与成桩工艺应根据建筑结构类型、荷载性质、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层、地下水位、施工设备、施工环境、施工经验、制桩材料供应等条件选择。

9.1.6 桩的布置宜符合下列规定：

1 桩基持力层为土层或强风化岩层时，基桩中心距不宜小于桩身直径的2.5倍，螺杆灌注桩、沉管夯扩灌注桩不宜小于桩身直径的3.0～3.5倍；

2 桩基持力层为中、微风化岩石时，人工挖孔灌注桩的中心距不宜小于桩径的2倍和扩大头直径的1.5倍；机械成孔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；桩侧净距不宜小于1.0m；

3 桩宜直接置于柱、墙等竖向构件之下，大直径桩基可采用一柱一桩，在结构变形缝处，也可两柱合用一桩，但宜使上部柱合力作用点与桩中心重合；

4 对于剪力墙下多桩基础，宜将桩布置于墙下及纵横墙相交处。对单排桩的条形承台，当承台侧向无支承且长度过长时，应在适当部位增设垂直于承台的连系梁；

5 群桩可采用三角形、矩形、梅花形等布置方式，其中心宜与上部荷载合力作用点重合，并使群桩在受水平力和力矩较大方向有较大抗弯截面模量；

6 同一结构单元，不宜同时采用摩擦桩和端承桩。当受条件限制必须采用时，应考虑产生的差异沉降对上部结构的影响，并采取相应的处理措施；

7 地下室钢筋混凝土挡墙下桩基础宜在桩顶设置垂直于挡墙的连系梁或板。

9.1.7 桩端进入持力层深度应符合下列规定：

1 以土层、极破碎和破碎岩石为持力层时，桩端进入持力层深度不宜小于2d，以卵石层、碎石层、强风化岩层为持力层时，桩端进入持力层深度不宜小于1.5d；

2 以较完整、完整岩石为持力层时，人工挖孔桩嵌入较完整、完整坚硬和较硬岩的深度不宜小于0.2m，嵌入软岩和极软岩的深度不宜小于0.5m；机械成孔灌注桩嵌入较完整、完整岩石深

度不应小于 0.5m；

3 以较破碎岩石为持力层时，桩端全断面进入岩层深度不应小于 0.5d 且不小于 1.0m。

9.2 桩基计算

9.2.1 桩基竖向承载力计算应符合下列要求：

1 荷载效应标准组合

轴心竖向力作用下：

$$N_k \leqslant R_a \tag{9.2.1-1}$$

偏心竖向力作用下除满足上式外，尚应符合下式要求：

$$N_{kmax} \leqslant 1.2R_a \tag{9.2.1-2}$$

2 地震作用效应和荷载效应标准组合

轴心竖向力作用下：

$$N_{Ek} \leqslant 1.25R_a \tag{9.2.1-3}$$

偏心竖向力作用下除应满足上式外，尚应符合下式要求：

$$N_{Ekmax} \leqslant 1.5R_a \tag{9.2.1-4}$$

式中：R_a ——单桩或基桩竖向承载力特征值；

N_{kmax} ——荷载效应标准组合偏心竖向力作用下，桩顶最大竖向力；

N_{Ek} ——地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩平均竖向力；

N_{Ekmax} ——地震作用效应和荷载效应标准组合下，桩顶最大竖向力。

9.2.2 单桩竖向承载力特征值 R_a 应按下式确定：

$$R_a = \frac{1}{K}Q_{uk} \tag{9.2.2}$$

式中：Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力标准值；

K ——安全系数，按重庆市地方标准《建筑桩基础技术标

准》DBJ50/T-200 的规定取值。

9.2.3 单桩竖向极限承载力标准值的确定，应符合重庆市地方标准《建筑桩基础技术标准》DBJ50/T-200 的规定。

9.2.4 采用单桩竖向静载试验确定单桩竖向极限承载力标准值和单桩水平静载荷试验确定单桩水平承载力标准值时，应按现行行业标准《建筑基桩检测技术规范》JGJ 106 执行；桩的极限侧阻力标准值和极限端阻力标准值宜通过埋设桩身轴力测试元件由静载试验确定。

9.2.5 根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系，或岩石单轴抗压强度和经验参数估算单桩竖向极限承载力标准值时，应按桩基不同成桩工艺、持力层等因素选用现行重庆市地方标准《建筑桩基础标准》DBJ50/T-200 不同计算方法。

9.2.6 置于基岩上的桩基，穿越土层厚度小于 10m 时，可不考虑桩侧土的正摩阻力。

9.2.7 位于岩石上的桩基符合下列条件之一时，在计算桩基承载力时应计入桩侧负摩阻力。桩侧负摩阻力可按现行重庆市地方标准《建筑桩基技术标准》DBJ50-200 的相关公式计算：

1 桩穿越较厚新近填土、欠固结土、液化土层时；

2 桩周存在软弱土层，邻近桩侧地面承受局部较大的长期荷载，或地面大面积堆载（包括填土）时；

3 由于降低地下水位，使桩周土产生显著压缩沉降时。

9.2.8 进行桩身强度验算时，轴心受压桩正截面受压承载力应符合下列规定：

1 当桩顶以下 5d 范围的桩身螺旋式（或水平环形）箍筋间距不大于 100mm，且符合本标准第 9.3.1 条规定配筋构造要求时：

$$\gamma_0 N \leqslant \Psi_c f_c A + 0.9 f'_y A'_s \qquad (9.2.8\text{-}1)$$

2 当桩身配筋不符合上述 1 款规定时：

$$\gamma_0 N \leqslant \Psi_c f_c A \qquad (9.2.8\text{-}2)$$

式中：N ——荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值；

Ψ_c ——基桩成桩工艺系数，按本标准第 9.2.9 条的规定取值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

f'_y ——纵向主筋抗压强度设计值；

A'_s ——纵向主筋截面面积；

A ——桩身横截面面积。

9.2.9 基桩成桩工艺系数 Ψ_c 应按下列规定取值：

1 混凝土预制桩、预应力混凝土管桩：$\Psi_c=0.85$；

2 干作业非挤土灌注桩：$\Psi_c=0.9$；

3 泥浆护壁和套筒护壁非挤土灌注桩：$\Psi_c=0.8$；

4 部分挤土灌注桩及挤土灌注桩：$\Psi_c=0.7\sim0.8$；

5 软土地区的挤土灌注桩：$\Psi_c=0.6$。

9.3 桩基构造

9.3.1 灌注桩配筋应符合下列规定：

1 桩身配筋率可取 0.65%～0.20%（小直径桩取高值，大直径桩取低值）；对受荷载特别大的桩、大偏心受压桩、抗拔桩，应根据计算确定配筋率，并不应小于上述规定值；

2 摩擦型灌注桩配筋长度不应小于 2/3 桩长，端承型桩或嵌岩桩应通长配筋；

3 对于受水平荷载较大的桩，主筋不应小于 8ϕ12；对于抗压桩和抗拔桩，主筋不应少于 6ϕ10；纵向主筋应沿桩身周边均匀布置，其净距不应小于 60mm，不宜大于 300mm；

4 穿越洞室的基桩、斜坡上的基桩，临空部分桩身应按框架柱配筋；

5 箍筋直径不应小于 6mm，间距宜为 200mm～300mm；圆桩宜采用螺旋式箍筋；大直径桩基，桩顶以下 1500mm 范围内箍筋间距不应大于 100mm，直径不应小于 8mm；中、小直径桩基及

考虑主筋作用计算桩身受压承载力的桩基，桩顶以下 5d 范围内箍筋间距不应大于 100mm。当钢筋笼长度超过 4m 时，应每隔 2m 设一道直径不小于 12mm 的加劲箍，焊接成环后与纵筋焊牢。椭圆形桩和矩形桩的钢筋笼，沿桩截面长边方向和桩长度方向每隔 400mm 宜增设直径不小于 10mm 的拉筋。

9.3.2 预应力混凝土管桩构造应符合下列要求：

1 预应力管桩最小配筋率不应小于 0.5%，并不得少于 6 根；

2 管桩两端螺旋筋加密区长度不得小于 2000mm，加密区螺旋筋的螺距为 45mm，其余部分螺旋筋的螺距为 80mm；

3 管桩上下节拼接可采用端板焊接连接或机械接头连接，接头应保证管桩内纵向钢筋与端板等效传力，接头连接强度不应小于管桩桩身强度。任一基桩的接头数量不宜超过 3 个。用作抗拔的管桩宜采用专门的机械连接接头或经专项设计的焊接接头。对于高回填土场地条件的管桩，上下节拼接不宜单独采用端板焊接连接方式。

9.3.3 桩身混凝土及混凝土保护层厚度应符合下列规定：

1 灌注桩桩身混凝土强度等级不应低于 C25，水下混凝土强度等级不应低于 C30；

2 预制桩不应低于 C30，预应力混凝土管桩混凝土强度等级不应低于 C60，预应力高强混凝土管桩混凝土土强度等级不应低于 C80；

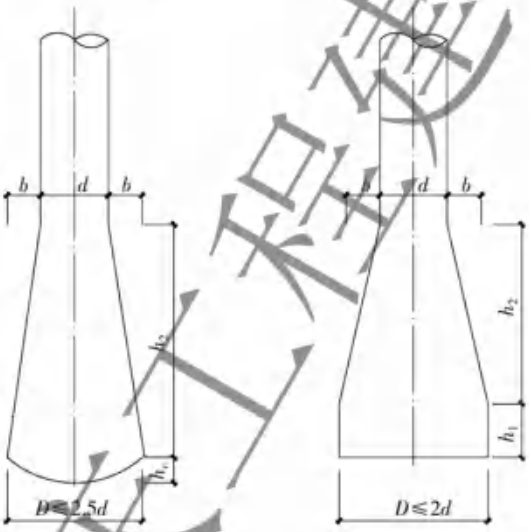
3 灌注桩主筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm，腐蚀环境中桩的主筋混凝土保护层厚度不应小于 55mm。预制桩的钢筋混凝土保护层厚度不应小于 45mm，预应力混凝土桩的钢筋混凝土保护层厚度不应小于 35mm。

9.3.4 人工挖孔扩底灌注桩扩底端尺寸应符合下列规定（图 9.3.4）：

1 在土质地基上的扩底桩，扩底端直径与桩身直径之比 D/d 不宜大于 2.5；岩质地基不应大于 2；

2　扩大部分高度与宽度之比 h_2/b 应视地质条件而定，土质地基扩孔时不应小于 4；岩质地基扩孔时不应小于 2；

3　在极软岩石地基或土质地基上的扩底灌注桩，桩端底面宜作成锅底状，矢高 h_c 在土层上可取(0.15～0.20)D(图 9.3.4-a)，在极软岩上可取 200mm；在软岩、硬质岩石地基上的桩底面可做成平底(图 9.3.4-b)，桩底嵌入持力层时扩底端应设计成竖直段，高度可取 300～500mm。



(a) 用于土质、极软岩石地基　　(b) 用于软岩、硬质岩石地基

图 9.3.4　人工挖孔扩底灌注桩构造

9.3.5　螺杆灌注桩螺纹段长度宜为桩长的 2/3，且直杆段长度不宜小于桩身直径的 5 倍。当桩周土层可能引起负摩阻力时，负摩阻力区域桩身应为直杆段。

9.3.6　重锤沉管夯扩桩扩大头直径 D 与桩身直径 d 之比宜取 2～3。

9.3.7　穿越洞室段桩基应按上部结构的框架柱进行设计，露出于地面之上的桩基础，出露部分及以下相关范围应按柱进行设计。

9.4 承台及连系梁构造

9.4.1 桩基承台的构造，除应满足抗冲切、抗剪切、抗弯、局部承压承载力和上部结构要求外，尚应符合下列规定：

1 柱下独立桩基承台的最小宽度不应小于500mm，桩的外边缘至承台边缘的距离不应小于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；对于墙下条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离不应小于75mm；

2 承台厚度应满足桩、柱主筋锚固长度要求，最小厚度不应小于300mm。

9.4.2 桩承台及连系梁混凝土强度等级不应低于C25。承台底面钢筋的混凝土保护层厚度，当有混凝土垫层时，不应小于50mm，无垫层时不应小于70mm；此外尚不应小于桩头嵌入承台内的长度。连系梁纵筋的混凝土保护层厚度不应小于35mm。

9.4.3 承台的钢筋配置应符合下列规定：

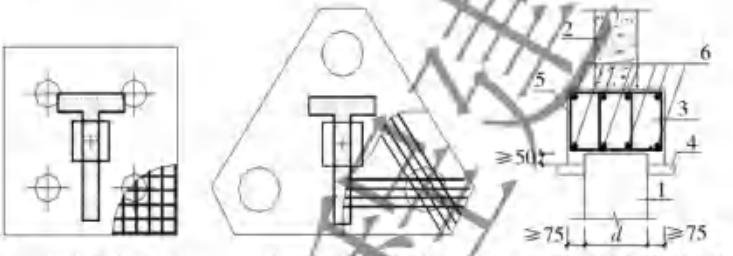
1 柱下独立桩基承台纵向受力钢筋应通长配置（图9.4.3-a），对四桩以上（含四桩）承台宜按双向均匀布置，对三桩的三角形承台应按三向板带均匀布置，且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内（图9.4.3-b）。纵向钢筋锚固长度自边桩内侧（当为圆桩时，应将其直径乘以0.8等效为方桩）算起，不应小于35d（d为钢筋直径）；当不满足时应将纵向钢筋向上弯折，此时水平段的长度不应小于25d，弯折段长度不应小于10d。承台纵向受力钢筋的直径不应小于12mm，间距不应大于200mm；

2 柱下单桩承台上、下纵向受力钢筋及高度范围水平分布钢筋宜形成封闭箍筋；

3 柱下独立两桩承台，应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010中的深受弯构件配置纵向受拉钢筋、水平及竖向分布钢筋。承台纵向受力钢筋端部的锚固长度及构造应与柱下多桩承台的规定相同；

4　条形承台梁的纵向主筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 关于最小配筋率的规定(图 9.4.3-c)，主筋直径不应小于 12mm，架立筋直径不应小于 10mm，箍筋直径不应小于 6mm。承台梁端部纵向受力钢筋的锚固长度及构造应与柱下多桩承台的规定相同；

5　筏形承台板在纵横两个方向的下部钢筋配筋率不宜小于 0.15%，上部钢筋应按计算配筋率通长设置。



(a) 矩桩承台配筋　　(b) 三桩承台配筋　　(c) 墙下承台梁配筋图

图 9.4.3　承台配筋示意

1—桩；2—混凝土墙；3—承台梁；4—垫层厚≥100mm；5—箍筋直径应≥6mm；6—承台梁内主筋，除按计算配置外，尚应满足最小配筋率

9.4.4　桩与承台的连接构造应符合下列规定：

1　桩嵌入承台内的长度对中、小直径桩及人工挖孔灌注桩不宜小于 50mm；对其余工艺施工的大直径桩不宜小于 100mm；

2　桩顶纵向主筋应锚入承台内，其锚入长度不宜小于 35 倍纵向主筋直径。对于抗拔桩，桩顶纵向主筋的锚固长度应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 确定；

3　对于大直径灌注桩，当采用一柱一桩时可设置承台或将桩与柱直接连接；

4　管桩应采用桩顶填芯混凝土内插钢筋与承台连接的方式。对于没有截桩的桩顶，可采用桩顶填芯混凝土内插钢筋和在桩顶端板上焊接锚筋相结合的方式。连接钢筋配筋率按桩外径实心截面计算不应小于 0.6%，数量不宜少于 4 根；

5　管桩顶部填芯混凝土深度不应小于3倍桩径且不应小于1.5m。对于桩顶承担较大水平力的桩，填芯混凝土深度应按计算确定，且不得小于6倍桩径并不得小于3m。填芯混凝土强度等级应比承台和承台梁提高一个等级，且不应低于C30。

9.4.5　柱与承台的连接构造应符合下列规定：

1　对于一柱一桩基础，柱与桩直接连接时，柱纵向主筋锚入桩身内长度不应小于35倍纵向钢筋直径；

2　对于多桩承台，柱纵向主筋应锚入承台不应小于35倍纵向钢筋直径；当承台高度不满足锚固要求时，竖向锚固长度不应小于21倍纵向钢筋直径，并向柱轴线方向呈90°弯折；

3　对于一、二级抗震等级的柱，纵向主筋锚固长度应乘以1.15的系数；对于三级抗震等级的柱，纵向主筋锚固长度应乘以1.05的系数。

9.4.6　连系梁构造应符合下列规定：

1　连系梁设置于桩基之间、承台之间、桩基与承台之间及桩基与其它形式基础之间；地形高差较大无法设置连系梁时，可在桩基与柱、剪力墙之间设置连系梁；

2　桩基宜沿两个主轴方向上设置连系梁。地基岩石露头且完整性较好或当桩与柱的截面直径之比大于2，可不设连系梁；

3　两桩桩基承台，宜在其短向设置连系梁；

4　连系梁顶面宜与承台或桩基顶面位于同一标高。连系梁宽度不宜小于200mm，其高度可取桩中心距的1/10～1/15，且不宜小于400mm；

5　连系梁配筋应按计算确定，梁上下部配筋不宜小于2根直径12mm钢筋；位于同一轴线上的相邻跨连系梁纵筋宜通长配置；

6　高层建筑剪力墙墙下的连系梁截面宽度不宜小于其上剪力墙厚度的2倍，且不宜小于400mm，连系梁截面高度不宜小于计算跨度的1/8；

7　钢筋混凝土挡土墙下连系梁未与钢筋混凝土板相连接时，连系梁腰筋和拉筋宜满足水平受弯构件纵筋及箍筋构造；

8　山地建筑边坡上桩基础与掉层结构间连系梁纵向钢筋宜通长设置。

重庆工程建设

10 地下结构抗浮

10.1 一般规定

10.1.1 抗浮工程应根据工程地质和水文地质条件的复杂程度、使用功能要求及抗浮失效可能造成的对正常使用影响程度或危害程度等划分为三个设计等级，并按表 10.1.1 确定。

表 10.1.1 建筑工程抗浮设计等级

抗浮工程设计等级	建筑工程特征
甲级	工程地质和水文地质条件复杂场地的工程； 建筑设计场坪低于防洪设防水位或位于经常被淹没场地的工程； 埋深较大和结构荷载分布变化较大的工程； 对上浮、隆起及其裂缝等有特殊要求的工程； 抗浮失效危害严重的工程； 按本标准第 3.0.1 条规定设计等级为甲级的工程
乙级	除甲级、丙级以外的工程
丙级	工程地质和水文地质条件简单的工程； 抗浮失效对工程安全危害不严重的工程； 按本标准第 3.0.1 条规定设计等级为丙级的工程； 临时工程

10.1.2 建筑工程施工期和使用期的抗浮稳定状态应根据地下结构形式及埋置深度、结构荷载分布、抗浮设计等级、抗浮设防水位等条件，按最不利组合工况确定。抗浮稳定性不满足要求时，应根据影响稳定状态的因素采取相应的抗浮措施。

10.1.3 抗浮结构及构件设计应进行下列计算和验算：

1 建设工程的抗浮稳定性验算；

2 抗浮构件的受拉荷载、抗拔承载力及筋材受拉承载力计算；

3 抗浮构件的群锚工况下的稳定性验算；

4 有变形、裂缝控制要求的地下结构底板和抗浮构件的变形、裂缝验算；

5 地下结构底板抗拔构件部位的受冲切、受弯、受剪及局部受压承载力验算；

6 抗浮构件受压工况的受压承载力验算；

7 电梯井、积水井、电力井等部位局部抗浮验算和结构局部受冲切、受弯、受剪验算。

10.1.4 抗浮结构及构件应按下列两类极限状态进行设计：

1 达到最大承载能力、整体或局部失稳破坏、发生不适于继续承载变形的承载能力极限状态；

2 达到正常使用所规定的变形限值，或达到耐久性要求某项限值的正常使用极限状态。

10.1.5 抗浮结构及构件设计采用的作用效应组合与抗力限值应符合下列规定：

1 抗浮稳定性验算作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，其分项系数为 1.0；

2 计算抗浮结构及构件内力、确定构件长度和直径、地下结构底板厚度和配筋及验算材料强度时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，相应的分项系数为 1.4；

3 按单个抗浮构件承载力确定构件数量时，传至地下结构底板底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合，相应的抗力应采用单个抗浮构件承载力特征值；

4 计算地下结构底板和抗浮结构及构件变形时，作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合，并应符合下式规定：

$$S_d \leqslant C \tag{10.1.5}$$

式中：S_d ——作用组合的效应（变形）设计值；

C ——设计对变形规定的相应限值，可按相关结构设计标准和本标准的有关规定采用。

5 当需要验算抗浮构件、地下结构底板的裂缝宽度时，作用

效应应按正常使用极限状态作用的标准组合，相应的分项系数为1.0。

10.1.6 抗浮设计等级为甲级、采取控制地下水水位及其联合方法的抗浮工程应进行水位长期观测和抗浮稳定性状态监测。

10.2 抗浮设防水位

10.2.1 抗浮设防水位可分为施工期抗浮设防水位和使用期抗浮设防水位。

10.2.2 抗浮设防水位应在综合考虑场地的工程地质及水文地质条件及地下水控制措施的基础上确定，确定原则应符合下列要求：

1 应全面分析上层滞水、潜水、承压水等不同类型地下水的水位，综合考虑水位变化及水力联系的影响，按最不利情况确定抗浮设防水位；

2 应取地下结构施工期间或全寿命期间可能遇到的最高水位，并应根据场地所在地貌单元、地层结构、地下水类型、各层地下水水位及变化幅度和地下水补给、径流、排泄条件等因素综合确定；

3 以潜水为主的抗浮设防水位，宜按勘察提供的抗浮设防水位建议值确定，且不应高于使用期间场地地面标高；

4 以承压水为主的抗浮设防水位，应确定承压水向上渗流与隆起稳定性，并应按场地最高承压水头确定；

5 存在多层独立水位的地下水时，抗浮设防水位应取基础底板所在含水层的最高水位，当多层水间有明显水力联系或建设工程造成各含水层联通时，抗浮设防水位应按各含水层的最高混合水位确定；

6 邻近江河、湖泊的建筑场地，抗浮设防水位应根据地层透水情况，考虑江河、湖泊等地表水系与设计工作年限相同时限的

设计承载水位及水位坡降影响，按渗流场计算确定。当场地与邻近江河、湖泊水力联系很小，且地下结构位于不透水或弱透水层上时，抗浮设防水位可在洪水位基础上折减考虑；

7 坡地建筑不同区域高差较大时，宜按水文地质条件、建筑设计标高划分抗浮设防分区，采用不同的抗浮设防水位。当建(构)筑物周边地面和地下结构有连续可靠的排水通道，且排水能力及排水速度大于地表水和地下水的补给速度时，宜以排水设施的底标高为基点，综合考虑地表水对地下水位的影响，确定抗浮设防水位；

8 对于斜坡上、承压水或其他可能产生明显水头差的地下结构，应考虑地下水对地下结构产生的非均布浮力；

9 当采用了地下水控制措施时，应根据地下水控制措施可能对地下水位的控制效果确定抗浮设防水位。

10.2.3 已有资料不能满足抗浮设计需要或因场地水文地质条件发生较大变化导致资料不能满足抗浮评价需要时，应按《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 467 的要求补充场地抗浮工程勘察。

10.2.4 设计单位对抗浮水位有质疑时，可进行专项论证。抗浮设防水位专项论证，宜收集并综合分析下列资料和成果：

1 满足抗浮评价要求的岩土工程勘察报告或抗浮工程勘察报告；

2 场地地下水位长期观测资料、近 5 年和历史最高水位及其变化规律；

3 场地地下水水位预测咨询报告；

4 拟采用的地下水控制措施；

5 工程建设场地和周边区域的环境规划。

10.3 抗浮验算

10.3.1 山地建筑应根据场地内区域抗浮水位标高的不同，分区

进行抗浮稳定性验算。

10.3.2 当地下水浮力作用中心与结构竖向荷载作用中心不重合时，尚应考虑偏心对地下结构的抗浮稳定性的影响。

10.3.3 采用自重或压重法对地下结构进行抗浮稳定性验算，应符合下列规定：

$$K_f=\frac{\sum G_k}{AF_w} \tag{10.3.3-1}$$

$$\sum G_k=\sum \Psi_i G_{ik} \tag{10.3.3-2}$$

$$F_w=\gamma_w \Delta h_w \tag{10.3.3-3}$$

式中：K_f ——计算区域抗浮稳定性系数；

$\sum G_k$——用于抗浮稳定性验算的重力抗浮荷载标准值(kN)，按式 10.3.3-2 确定；

A ——计算区域底板面积(m^2)；

Ψ_i ——第 i 个抗浮荷载的组合系数，按表 10.3.3 确定；

G_{ik} ——第 i 个抗浮荷载的标准值(kN)，基础上覆土层在地下水位面以下时，其自重按饱和重度计算；

F_w ——计算区域地下结构底板底面的单位面积水压力(kPa)，按式 10.3.3-3 确定；

γ_w ——水的重度(kN/m^3)；

Δh_w ——抗浮设防水位与地下结构底板高程的差值(m)。

表 10.3.3 抗浮荷载组合系数

荷载类型	抗浮工程设计等级	
	甲级及乙级	丙级
结构自重	1.0	1.0
结构内部固定设备、永久堆积物	0.95	1.0
结构上部填筑体、结构内部填筑体	0.9	0.95

10.3.4 地下结构抗浮稳定性系数 K_f 应不小于表 10.3.4 限值。当抗浮稳定性小于限值时，可采用增加压重或设置抗浮构件等

措施。

表 10.3.4　地下结构抗浮稳定安全系数 K_w

抗浮工程设计等级	施工期抗浮稳定安全系数	使用期抗浮稳定安全系数
甲级	1.05	1.10
乙级	1.00	1.05
丙级	1.00	1.00

10.3.5　采用抗浮锚固构件时，浮力作用下单个抗浮构件承担的上拔力可按下式计算：

$$N_{ik}=\frac{K_w \cdot AF_w-\sum G_k}{n} \tag{10.3.5}$$

式中：n——锚固构件根数。

10.3.6　地下结构抗浮稳定性计算应对建筑工程施工期和使用期两种工况进行验算。

10.3.7　施工期抗浮力应取包括地下结构底板在内的不同施工阶段的结构自重。

10.3.8　使用期抗浮力应按下列作用的组合取值：

1　包括地下结构底板在内的结构自重；

2　结构上部、地下结构底板外挑上的填筑材料自重；

3　地下结构底板和上部结构上的固定设备及永久堆积物自重；

4　与地下结构连接的结构或构件提供的抗浮力。

10.3.9　既有工程抗浮力应按下列作用的组合取值：

1　包括地下结构底板在内的结构自重；

2　结构上部及其底板外挑结构上的填筑材料自重；

3　地下结构底板和上部结构上固定设备及永久堆积物的自重；

4　无外挑结构地下外墙与接触土体间的侧摩阻力或外墙挑出结构上的填筑材料自重；

5　与地下结构连接的结构或构件提供的抗浮力。

10.3.10　地下室底板承载力应按最不利工况进行验算。当地基比较均匀、上部结构刚度较好、上部结构柱间距及柱荷载的变化不超过20%时，筏形基础可仅考虑局部弯曲作用，按倒楼盖法计算。当不符合上述条件时，宜按弹性地基板或有限元法计算。

10.3.11　地下室外墙的侧向水压力可按抗浮设防水位的水头高度确定。

10.3.12　地下室底板、外墙迎水面及室外地下室顶板最大裂缝宽度限值应取为0.2mm；非迎水面的混凝土最大裂缝宽度限值应取为0.3mm。

10.4　抗浮措施

10.4.1　抗浮治理方案宜根据场地水文地质和岩土工程条件、抗浮稳定状态、抗浮设计等级，并结合治理要求、对周边环境的影响、施工条件等因素以及当地工程相似场地上的抗浮措施综合确定。

10.4.2　抗浮力与浮力相差较小的工程，可采用压重抗浮法。

10.4.3　当基坑支护采用排桩或地下连续墙时，支护结构与地下结构有可靠连接时，可将支护桩或地下连续墙作为结构抗浮的一部分。

10.4.4　坡地建筑可采用排水盲沟、排水廊道等排水减压法。

10.4.5　扣除结构自重后的剩余浮力较小、对竖向位移控制要求不严格、基岩埋深较浅的工程可选用全长粘结抗浮锚杆。地基土体软弱、剩余浮力较大、对竖向位移控制要求较高的工程可选用抗浮桩。

10.4.6　采用桩基础时，工程桩可兼做抗浮桩。

10.4.7　同一工程可采用一种或多种抗浮措施，不同区域可采取不同抗浮方案。

10.4.8 抗浮压重荷载包括建筑自重、顶板或底板压重及其底板挑出结构上覆荷载等。

10.4.9 压重抗浮法设计应符合下列规定：

1 压重材料应结合当地材料供应条件选用土、砂石、混凝土或重型混凝土等；

2 压重材料不应对环境、结构或构件、地下水或土等产生腐蚀和污染，并应具有耐火性；

3 压重抗浮法作为抗浮措施在地下空间内部使用时，不应影响设计功能、结构或构件的使用功能；

4 采用结构或构件压重、地下结构底板外挑增重时，结构或构件应满足结构设计的强度及变形要求。

10.4.10 抗浮锚杆宜锚入稳定岩层，若存在卵石层或密实砂层，可采用土层抗浮锚杆，并应锚入卵石层或密实砂层。锚杆的极限抗拔承载力应符合下式要求：

$$R_k \geq K_t N_{uk} \tag{10.4.10}$$

式中：R_k ——锚杆极限抗拔承载力标准值(kN)；

K_t ——锚杆抗拔安全系数，可取 2。

10.4.11 锚杆极限抗拔承载力应通过抗拔试验确定，初步设计时可按下式估算：

$$R_k = \pi d q_{sk,i} l_i \tag{10.4.11}$$

式中：d ——锚杆的锚固体直径(m)；

l_i ——锚杆锚固段在第 i 岩土层中的长度(m)；

$q_{sk,i}$ ——锚固体与第 i 岩土层的极限粘结强度标准值(kPa)。

10.4.12 抗浮锚杆钢筋截面面积应满足下列公式要求：

$$A_s \geq \frac{N}{f_y} \tag{10.4.12-1}$$

$$N = \gamma_0 \gamma_F N_{ik} \tag{10.4.12-2}$$

式中：f_y ——锚杆钢筋抗拉强度设计值(kPa)；

A_s ——锚杆钢筋截面面积(mm^2)；

N ——锚杆轴向拉力设计值(kN)；

γ_0 ——基础的重要性系数，按本标准第 3.0.8 条取值；

γ_F ——作用基本组合的综合分项系数，按本标准第 10.1.5 条取值。

10.4.13 抗浮锚杆设计应符合下列规定：

1 抗浮锚杆的间距不应小于锚固体直径的 8 倍且不小于 1.5m；

2 岩石锚杆锚固段长度不应小于 3m；

3 腐蚀环境中的永久性锚杆应采用Ⅰ级防腐保护构造设计；非腐蚀环境中的永久性锚杆及腐蚀环境中的临时性锚杆应采用Ⅱ级防腐保护构造设计；

4 锚杆与底板的连接应作密封处理。

10.4.14 抗浮锚杆应进行抗拔承载力检验，并应符合本标准第 14.4 节要求。

10.4.15 抗浮桩应按下列公式同时验算群桩基础呈整体破坏和呈非整体破坏时的基桩抗浮承载力：

$$\frac{T_{gk}}{2}+G_{gp}\geqslant N_{ik} \qquad (10.4.15\text{-}1)$$

$$\frac{T_{uk}}{2}+G_{p}\geqslant N_{ik} \qquad (10.4.15\text{-}2)$$

式中：T_{gk} ——群桩呈整体破坏时基桩抗拔极限承载力标准值(kN)；

T_{uk} ——群桩呈非整体破坏时基桩抗拔极限承载力标准值(kN)；

G_{gp} ——群桩基础所包围体积的桩土总自重除以总桩数(kN)；

G_p ——基桩自重(kN)，地下水位以下取浮重度。当抗浮桩的抗拔极限承载力标准值采用试验方法确定时，G_p 取为 0。

10.4.16 初步设计时，基桩抗拔极限承载力标准值可按下列公式计算：

1 群桩呈整体破坏时：

$$T_{gk}=\frac{1}{n}u_l\sum\lambda_i l_i q_{sik} \qquad (10.4.16\text{-}1)$$

2 群桩呈非整体破坏时土层中基桩：

$$T_{uk}=u\sum\lambda_i l_i q_{sik} \qquad (10.4.16\text{-}2)$$

3 设计等级为丙级且嵌岩深度不小于3倍桩径的嵌岩桩基：

$$T_{uk}=0.8\xi_s f_{rk} u h_r \qquad (10.4.16\text{-}3)$$

式中：n ——基桩个数；

u ——桩身周长(m)；

u_l ——桩群外围周长(m)；

λ_i ——抗拔系数，砂土层可取0.5～0.7；黏性土、粉土层可取0.7～0.8；

l_i ——第 i 层土层内的桩长(m)；

q_{sik} ——桩侧表面第 i 层土的抗压极限侧阻力标准值(kPa)；

ξ_s ——嵌岩桩与岩体的侧阻力系数，按表10.4.16采用；

h_r ——嵌岩桩的嵌岩深度(m)。

表10.4.16 桩侧阻力系数 ξ_s

嵌岩深径比 h_r/d	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
极软岩、软岩	0.054	0.051	0.048	0.045	0.042	0.040
较硬岩、硬岩	0.045	0.040	—	—	—	—

注：干作业成孔时，表中系数可提高20%。

10.4.17 抗浮桩应通长配筋，且应保证与底板或承台有可靠的连接。

10.4.18 抗浮桩抗拔承载力应通过抗拔载荷试验确定。抗拔载荷试验应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007

附录 T 规定。

10.4.19 排水减压措施可单独使用，也可与其他抗浮措施同时使用。排水减压方式宜根据场地水文地质和限压设计要求确定，并应建立汇集与排出系统。

10.4.20 地下水具备自行排泄条件的工程宜采用盲沟、渗沟等自流排水限压；不具备自行排泄条件时，可采用盲沟、集水井、降水井等抽排水限压。

10.4.21 排水系统可与截水、隔水措施联合使用，宜与具有隔水性能的地下连续墙、搅拌桩和旋喷桩等止水帷幕联合设计。

10.4.22 盲沟、渗沟侧壁及顶部应设置反滤层，底部应设置封闭层；迎水侧可采用砂砾石、无砂混凝土、渗水土工织物作为反滤层。

10.4.23 排水系统应采取防止淤堵、渗漏、倒灌等措施。渗沟、盲沟每隔 30m 或在平面转弯、纵坡变坡点等处，宜设置检查井、疏通井。

重庆工程建设

11 地基基础抗震

11.1 一般规定

11.1.1 选择建筑场地时，应首先选择对抗震有利的地段。在危险地段严禁建造甲、乙、丙类建筑。对不利地段，应尽量避开；当无法避开时应采取有效措施。当工程结构处于条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸与边坡边缘等不利地段时，应考虑不利地段对水平设计地震参数的放大作用。放大系数应根据不利地段的具体情况确定，其数值不得小于1.1，不大于1.6。

11.1.2 地基和基础抗震设计应符合下列规定：

1 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上；

2 除岩质地基外，同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基；当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时，应根据地震时两部分地基基础的沉降差异，在基础、上部结构的相关部位采取相应措施；

3 地基为软弱土、未经处理的新近填土或严重不均匀土时，应根据地震时地基不均匀沉降和其他不利影响，采取相应的措施。

11.1.3 山地建筑地基基础抗震设计应符合下列规定：

1 应根据地质、地形条件及建筑功能要求，充分考虑场地稳定性验算，因地制宜应先进行边坡治理；

2 紧邻边坡附近的建筑基础应考虑场地不利条件的影响，并采取措施避免地震时地基基础遭受破坏；

3 支挡结构应考虑受建(构)筑物水平地震作用的影响，保

证地震时主体结构安全。

11.1.4 框架－抗震墙、板柱－抗震墙结构中的抗震墙基础和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙基础，应有良好的整体性和抗转动能力，基础型式应采用钢筋混凝土条形基础、筏形基础或桩基。

11.1.5 对存在液化土层的天然基础和低承台桩基抗震验算，按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定进行计算。

11.1.6 对需要采用时程分析法计算的建筑，岩土工程勘察报告尚应根据设计要求提供有关动力参数。必要时，可由场地地震安全性评价报告提供场地反应谱或场地地震输入时程曲线。

11.2 天然地基和浅基础

11.2.1 下列建筑可不进行地基和基础的抗震承载力验算：

1 采用天然地基上浅基础，而地基主要受力层范围内无淤泥、淤泥质土、松散填土的下列建筑：

1）一般的单层厂房和单层空旷房屋；

2）砌体房屋；

3）不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋；

4）基础荷载与 3）项相当的多层框架厂房和多层钢筋混凝土抗震墙房屋。

2 按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

11.2.2 天然地基基础抗震验算时，应采用地震作用的标准组合，且地基抗震承载力应取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

11.2.3 地基抗震承载力应按下式计算：

$$f_{aE}=\xi_a f_a \tag{11.2.3}$$

式中：f_{aE}——调整后的地基抗震承载力；

ξ_a——地基抗震承载力调整系数，应按表 11.2.3 采用；

f_a——深宽修正后的地基承载力特征值，按本标准采用。

表 11.2.3 地基抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ξ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{ak}\geqslant300$ 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，150kPa$\leqslant f_{ak}<$300kPa 的黏性土和粉土	1.3
稍密的细、粉砂，100kPa$\leqslant f_{ak}<$150kPa 的黏性土和粉土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土	1.0

11.2.4 地震作用下天然地基的竖向承载力验算应符合下列规定：

1 按地震作用的标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求：

$$p\leqslant f_{aE} \tag{11.2.4-1}$$

$$p_{kmax}\leqslant 1.2f_{aE} \tag{11.2.4-2}$$

式中：p——地震作用的标准组合的基础底面平均压力；

p_{kmax}——地震作用的标准组合的基础边缘的最大压力。

2 在地震作用下基础底面不宜出现脱离区（零应力区），基础底面与地基土之间脱离区（零应力区）面积不应超过基础底面面积的 15%。岩石地基不能满足上述要求时，可采用抗拔桩或岩石锚杆抵抗上拔力。

11.2.5 在验算天然地基上浅基础的水平抗震承载力时，可考虑基础底面与地基土之间的摩阻力。当基础周围回填土系分层夯实或混凝土原槽浇筑时，可考虑基础正侧面土的水平抗力，水平抗力可取被动土压力的 1/3。

11.2.6 提高天然地基上浅基础对地震作用的水平抗力，可选择下列措施：

1 基础（柱、墙）附近采用刚性地坪；

2 基础底面以下局部换土和夯实基础周围的回填土；

3 加大基础埋置深度或在基础底面下增设防滑趾；

4 加强基础的整体性和刚度，如设置纵横向设置连系梁、钢筋混凝土交叉条形基础等。

11.3 桩基础

11.3.1 承受竖向荷载为主的低承台桩基，地面下无可液化土层，当桩承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值大于100kPa的填土时，且符合本标准第11.2.1条1.2款规定的建筑可不进行桩基抗震承载力验算。

11.3.2 对于6度抗震设防烈度的低桩承台周围存在厚度大于3m的非软弱土($f_{ak}\geqslant110$kPa)，且低桩承台的外侧土体抗力充分发挥有保证(填土分层夯实，且压实系数$\lambda_c\geqslant0.94$或混凝土原槽浇筑等)，对于丙、丁类建筑可不进行单桩水平承载力抗震验算。对于甲、乙类建筑，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用，承台正面土的水平抗力可取被动土压力的1/3，但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力；桩水平抗力可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的相关规定计算。

11.3.3 桩基承台及地下室周围回填土应分层压实，填土压实系数不小于0.94。处于可液化土中的桩基承台及地下室周围，宜用非液化土填筑夯实，当采用砂土或粉土回填时，可采用注浆等措施来消除液化。

11.3.4 位于斜坡地段、岸边的桩基、和因地震作用或场地滑坡可能引起上覆土层滑动的桩基应考虑附加水平力对桩基承载力的不利影响，桩纵筋应通长设置，且应适当加强。

11.3.5 提高桩基对地震作用的水平抗力，可选择下列措施：

1 加大基础承台埋置深度及提高基础承台的整体刚度；

2 加强桩顶与承台的连接构造，增加桩顶约束；

3　地下室外墙与周边支护结构间应回填密实，保证水平力有效传递；

4　桩身范围内有液化土层时，桩端宜进入可液化土层下稳定土层一定深度。

重庆工程建设

12 轨道交通工程安全保护区地基基础

12.0.1 轨道交通工程安全保护区范围按现行国家标准《城市轨道交通工程项目规范》GB 55033 执行。

12.0.2 轨道交通工程安全保护区地基基础设计，除应符合本标准规定外，尚应考虑下列因素：

1 轨道交通结构对新建建(构)筑物的基础形式、超载、与轨道交通结构距离等相关要求；

2 施工过程中堆载、卸载和振动等对轨道交通结构的安全影响；

3 工程建设诱发轨道交通工程安全保护区边坡、基坑失稳、轨道交通构筑物失稳滑移的可能性；

4 工程建设过程中，地表水、地下水和工程综合给排水对轨道交通结构周边水文环境的影响；

5 既有城市轨道交通结构的变形要求。

12.0.3 运营、在建的城市轨道交通工程安全保护区内的建筑地基基础设计，应结合城市轨道交通的结构安全保护要求，确定外部作业影响等级，开展相应的结构安全评估工作。规划轨道交通线路保护区内的建筑地基基础设计阶段，应避免影响轨道交通结构的后期实施条件。

12.0.4 运营、在建的城市轨道交通工程安全保护区内工程建设土石方工程不得采用爆破施工，距离轨道交通结构较近的桩基不宜采用振动较大的机械成孔方式。

12.0.5 在城市轨道交通工程安全保护区内实施外部作业时，应确定外部作业影响等级，并结合影响等级开展相应的结构检测与监测工作。

12.0.6 轨道交通工程安全保护区内地基处理设计应符合下列规定：

1 轨道交通工程安全保护区内的地基处理作业实施前，应选择典型部位进行试验性施工，评估地基处理效果及环境影响，确定施工工艺和施工参数；

2 已建轨道交通明挖地下车站（含附属结构）或区间隧道正上方及两侧15m范围的地基，不应采用强夯、振动及冲击碾压、高压旋喷等处理措施；道路路基及路面碾压宜采用重量小于12t的轻型、中型静力机械碾压；

3 规划轨道线路工程安全保护区内，应根据规定线路的平面及标高设计、为后期轨道建设预留可行的建设条件，当复合地基底标高与规划轨道线路标高有重叠时，不应采用CFG桩、素混凝土桩等处理方案。

12.0.7 轨道交通工程安全保护区内基坑设计应符合下列规定：

1 轨道交通工程安全保护区内基坑设计安全等级不应低于二级；

2 支护桩与既有轨道交通结构的最小距离不应小于3.5m；

3 锚索、锚杆、土钉与既有轨道交通结构的最小距离不应小于3.5m；

4 基坑顶周边应设截水沟，基坑内应设置排水沟及集水井，严禁坑内积水。集水井应布置在远离轨道交通结构一侧；

5 基坑支护或地下室影响范围内有地下潜水水流通道时，应在建筑物下设置暗沟等措施疏通潜水水流通道，严禁地下水汇集下渗对轨道交通结构造成不良影响；

6 已建暗挖地下车站及区间隧道工程安全保护区内，不宜改变轨道交通结构隧道的埋深状态；基坑开挖范围不应侵入深埋隧道卸荷拱区域；

7 基坑开挖不得改变轨道交通高架结构基础嵌固条件；

8 轨道交通结构处于基坑潜在滑裂区内时，应考虑基坑开

挖对轨道结构的影响。

12.0.8 轨道交通工程安全保护区内基础设计应符合下列规定：

1 应考虑基础竖向、水平荷载轨道交通结构的影响；

2 轨道交通结构两侧的基础，应通过调整基础形式及基底标高等措施，使轨道交通结构位于基础竖向应力扩散范围以外；

3 轨道交通结构位于基础竖向应力扩散角范围内时，应通过改变基础形式或加大基础底面尺寸等方法，使传递至轨道交通结构上的附加荷载不大于 20kPa；当传递至轨道交通结构上的附加荷载超过 20kPa 时，需计算分析对轨道交通结构的影响；

4 轨道交通地下结构保护区内的桩基础，桩身应根据与轨道交通结构的空间位置关系，采取一定的竖向隔离措施，避免桩基础竖向力传递至轨道交通结构；

5 临近轨道交通地下结构的高层建筑基础，应考虑风荷载及地震作用下水平力对轨道交通结构的影响，当传递至轨道交通结构上附加水平荷载较大时，应通过改变嵌固端位置及基础形式等手段进行调节；

6 为避免或减弱新建建(构)筑物对轨道交通结构的影响而设置的永久保护结构，其设计工作年限应不低于被保护的轨道交通结构的设计工作年限；

7 既有暗挖轨道交通隧道正上方的建筑，当基础底标高与轨道交通隧道顶部距离不大于两倍隧道跨径且位于轨道交通隧道深浅埋分界线以上时，宜采用筏板基础；

8 建筑桩基础侧方 10m 内有规划的轨道交通地下结构时，应对桩基础钢筋进行加强。

13 既有建筑地基基础加固

13.1 一般规定

13.1.1 既有建筑地基基础加固适用于既有建筑因勘察、设计、施工或因使用不当，增加荷载、纠倾、移位、增层、顶升、改扩建、古建筑保护，邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程或自然灾害影响等而需对其地基和基础进行加固的设计和施工。

13.1.2 既有建筑地基基础加固可采用地基加固、基础加固或两者相结合的方法。在选择地基基础加固方案时，应考虑上部结构、基础和地基的共同作用。

13.1.3 地基基础加固可采用注浆加固法、锚杆静压桩法、坑式静压桩法、扩大基础加固法、托换加固法、锚杆加固法、微型桩加固法等。

13.1.4 地基基础加固设计时，应综合考虑地基基础加固施工方案，满足既有建筑附加变形在规范许可范围值内，应有保证新、旧基础可靠连接措施。

13.1.5 既有建筑地基变形超过设计允许值或地基基础承载力不满足设计要求时，在安全可控且具备补救实施条件下，应采取有效的补救措施，确保既有建筑的结构安全和正常使用。

13.1.6 既有建筑地基基础加固设计前，应收集该场地及影响范围内建筑群历次灾害、场地已有岩土工程勘察、地震地质、设计和施工的有关资料，并应对边坡场地的稳定性等进行勘察。

13.1.7 既有建筑地基基础现状的调查、检测与监测，应符合下列规定：

1 收集原始岩土工程勘察报告及有关地基基础设计的图纸资料；

2　检测地基变形在主体结构及建筑周边的反应；

3　当变形、损伤有发展时，应进行检测和监测；

4　当需通过现场检测确定地基的岩土性能或地基承载力时，测试点、勘察点应布置在临近既有地基基础的位置。

13.1.8　既有建筑地基基础加固计算，应包括以下内容：

1　应验算地基承载力；

2　应计算地基变形；

3　应验算基础抗弯、抗剪、抗冲切承载力；

4　受较大水平荷载或位于斜坡上的既有建(构)筑物地基基础加固，以及邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程基础埋深大于既有建筑基础埋深并对既有建筑产生影响时，应进行地基稳定性验算。

13.1.9　邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程对既有建筑产生影响时，除应优化新建地下工程施工方案外，尚应对既有建筑采取开挖支挡、地下墙(桩)隔离地基应力和变形、地基基础或上部结构加固等保护措施。

13.1.10　因边坡治理、邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程的建设对既有建筑有影响时，应符合下列规定：

1　因外部使用条件改变，如形成边坡或基坑等，应采取独立的边坡支护措施，并应考虑相互间的不利影响，严格控制边坡变形；建(构)筑物的结构构件不宜直接作为边坡的支挡构件或与边坡支挡构件直接连接；

2　对已出现明显变形，发生安全事故及使用条件重大改变的边坡工程，其鉴定和加固应符合现行国家标准《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843 的规定，既有建筑地基基础加固应在边坡工程补救加固完成后进行；

3　当新建建筑、深基坑开挖或地下轨道交通建设等对既有建筑地基基础及上部结构存影响时，应采取相应的措施确保既有建筑安全。

13.2 扩大基础加固

13.2.1 扩大基础加固包括加大基础底面积法、加深基础法等。

13.2.2 加大基础底面积法适用于当既有建(构)筑物荷载增加、地基承载力或基础底面积尺寸不满足设计要求，且基础埋置较浅，基础具有扩大条件时的加固，可采用混凝土套或钢筋混凝土套扩大基础底面积。加深基础法适用于既有建筑基础抗剪、抗冲切承载力不足时的基础加固。

13.2.3 扩大基础加固设计应符合下列规定：

1 当基础承受偏心受压荷载时，可采用不对称加宽基础；当承受中心受压荷载时，可采用对称加宽基础；

2 既有建筑地基承载力特征值应以地勘报告、地基基础鉴定报告或原位载荷试验确定，对需要加固的地基，应采用地基处理后经检验确定的地基承载力特征值；

3 当采用扩大基础底面积法有困难或条件不具备时，可将原独立基础改成条形基础；将原条形基础改成十字交叉条形基础或筏形基础；将原筏形基础改成箱形基础；

4 原基础采用摩擦桩，同时地基承载力不满足规范要求时，可采用增设承台考虑承台效应的复合基桩加固方式或多桩间增设筏板的桩筏基础加固方式，其承载力计算应满足《建筑桩基技术规范》JGJ 94 或本标准的相关要求；

5 采用加深基础法时，需对承载力进行校核并应满足本标准相关要求。

13.2.4 扩大基础加固计算应满足本标准 13.1.8 条的要求。既有建筑地基基础加固或增加荷载后，建(构)筑物相邻柱基的沉降差、局部倾斜、整体倾斜值的允许值，应符合本标准的相关规定。对有特殊要求的保护性建筑，地基基础加固或增加荷载后的地基变形允许值，应按建(构)筑物的保护要求确定。

13.2.5 扩大基础加固构造应符合下列规定：

1　对基础加宽部分，地基上应铺设厚度和材料与原基础垫层相同的夯实垫层；

2　当采用混凝土套加固时，基础每边加宽后的外形尺寸应符合本标准中有关无筋扩展基础或刚性基础台阶宽高比允许值的规定，沿基础高度隔一定距离应设置锚固钢筋；

3　当采用钢筋混凝土套加固时，基础加宽部分的主筋应与原基础内主筋焊接连接。

13.2.6　扩大基础加固施工前，应将原基础凿毛和刷洗干净，刷一层高强度等级水泥浆或涂混凝土界面剂，增加新、老混凝土基础的粘结力。

13.2.7　对条形基础加宽时，应按长度 1.5m～2.0m 划分单独区段，并采用分批、分段、间隔施工的方法。

13.2.8　对较大范围的既有建筑基础采用基础加深法进行加固时，应将基础面积划分为几个单元进行加固，一次加固不宜超过基础总面积的 20%，施工顺序，应先从角端处开始。

13.3　托换加固

13.3.1　发生下列情况时，可采用托换技术进行既有建筑地基基础加固：

1　地基不均匀变形引起的建(构)筑物倾斜、开裂；

2　地震、地下洞穴及采空区土体移动，软土地基沉陷等造成建(构)筑物损伤；

3　新建地下工程，邻近新建建筑，深基坑开挖，降水等造成建(构)筑物损伤；

4　轨道及地下工程穿越既有建筑，对既有建筑地基影响较大时；

5　需要保护的历史建(构)筑物、古建(构)筑物。

13.3.2　托换加固设计应符合下列规定：

1　应根据工程的结构类型、基础形式、荷载情况，以及场地地基基础情况进行方案比选，分别采用整体托换、局部托换或托换与加强建(构)筑物整体刚度相结合的设计方案；

2　对于砌体结构，抬墙梁的位置应避开一层门窗洞口，当不能避开时，应对抬墙梁上方的门窗洞口采用加强措施；

3　当既有建筑地基基础沉降、倾斜、变形、开裂超过本标准规定的控制指标时，应在分析原因基础上，采取针对性加固设计。

13.3.3　托换加固计算应符合下列规定：

1　应按上部结构、基础、地基变形协调原则进行地基承载力、地基变形、基础、抬墙(柱)梁承载力验算，并应符合本标准相关规定；

2　计算应满足《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 及《混凝土结构通用规范》GB 55008 的相关规定。

13.3.4　采用顶升法墙(柱)梁的承载力计算应符合下列规定：

1　抬墙(柱)梁下部为岩质地基时，可按弹性地基梁进行分析计算；

2　抬墙(柱)梁下部为土质地基时，可视桩为不动铰支座，按简支梁或连续梁进行分析计算。

13.3.5　采用顶升墙(柱)梁法托换时，被顶升的墙(柱)梁应满足转换构件构造要求。

13.3.6　采用桩式托换，应满足下列规定：

1　当有地下洞穴、采空区影响时，应通过现场试验进行成桩可行性分析；

2　评估托换桩的施工对原基础的影响。对产生影响的基础采取加固处理后，方可进行托换桩的施工；

3　应采取措施保证新增桩与原基础共同受力和变形。

13.3.7　托换加固施工前，应制定施工方案；施工过程中，应对既有建筑结构变形(应力、应变)、裂缝、基础沉降进行监测。

13.3.8　采用桩式托换时，应采用对地基土扰动较小的成桩方法

进行施工。

13.4 锚杆(索)加固

13.4.1 锚杆(索)加固法适用于既有建筑增大荷载形成的地基承载力和稳定性不足的偏心基础加固，包括基础单侧增加锚杆(索)、单侧增加微型桩以及受拉一侧增加锚杆(索)同时受压侧增设微型桩的加固方法。锚拉结构的锚杆自由段的长度不应小于5.0m，且穿过潜在滑动面进入稳定土层的长度不应小于1.5m。土层锚杆锚固段不应设置在未经处理的软弱土层、不稳定土层和不良地质作用地段。

13.4.2 单侧增加锚杆(索)加固法：适用于上部结构增大荷载形成的偏心基础，且受拉区无法采用增大基础面积法加固；可采用受拉区设置锚杆(索)，受压区增大基础底面积加固来增强基础稳定性，满足地基基础对承载力的要求，加固后的基底边缘最大压力应不大于$1.2f_a$，基础底面偏心距e不大于$b/6$。

13.4.3 受拉侧增设锚杆(索)、受压侧增设微型桩(图13.4.3)加固法，适用于偏心荷载作用下的基底边缘压力大于$1.2f_a$的情况，既有基础承担轴力，增大的轴力和弯矩由新增锚杆和微型桩共同承担。

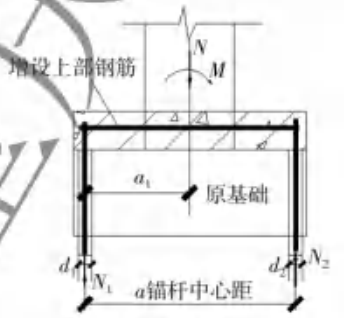


图 13.4.3

13.4.4 采用锚杆(索)和微型桩加固的基础应按《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 规定对基础进行抗弯、抗剪、抗冲切的承载力计算；与既有基础的连接构造应符合本标准和《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 规定。

13.4.5 锚杆(索)轴向拉力标准值应按下式计算：

$$N_k=\frac{M+a_1N-aN}{an} \tag{13.4.5-1}$$

当荷载中心与基础中心重合时，$a_1=0.5a$，锚杆(索)轴向拉力标准值应按下式计算：

$$N_k=\frac{M-0.5aN}{an} \tag{13.4.5-2}$$

式中：M ——相应于增大荷载后标准组合时基础底面的力矩；

N ——相应于增大荷载后标准组合时基础底面增大的轴力；

n ——单侧锚杆数量；

a ——锚杆(索)中心距；

13.4.6 单根锚杆(索)锚固体承载力特征值应按本标准第 8.5.7 进行计算确定，抗拔承载力检测应符合现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 的规定。

13.4.7 锚杆(索)材料的选用应符合以下规定：

1 锚杆(索)钢筋宜采用热轧带肋钢筋、预应力螺纹钢、钢绞线；

2 水泥宜采用普通硅酸盐水泥，需要时可采用抗硫酸盐水泥；

3 水中不应含有影响水泥正常凝结和硬化的有害物质，不得使用污水；

4 外加剂的品种和掺量应由试验确定；为增强砂浆与岩层间的粘结强度，宜添加微膨胀剂；

5 浆料配置的灰砂比宜为 0.80～1.50，水灰比宜为 0.38～0.50。

13.4.8 锚杆构造应符合以下规定：

1　基础内的钻孔施工不得损伤既有基础钢筋；

2　锚杆位于无腐蚀性的岩土层内钢筋保护层厚度不应小于25mm，对位于腐蚀性的岩土层内钢筋应采取特殊的防腐蚀处理，保护层厚度不应小于50mm。外露锚头可以采用防腐涂料或混凝土包裹；

3　采用水泥砂浆时锚杆钻孔直径宜取锚杆筋体直径的3倍，且不应小于锚杆直径加50mm；锚杆间距不应小于6倍锚杆钻孔直径；锚杆孔底应清底干净；

4　锚固体应采用压力注浆，注浆压力不宜低于0.5MPa；

5　钻孔深度应超过有效锚固长度不小于100mm。

13.5　微型桩加固

13.5.1　微型桩加固按桩型和施工工艺，可分为树根桩、注浆钢管桩等。适用于淤泥质土、黏性土、碎石土及人工填土等地基或基础加固。

13.5.2　微型桩加固设计计算应符合下列规定：

1　当桩与承台整体连接时，可按桩基础设计。树根桩和注浆钢管桩单桩竖向承载力标准值应通过单桩静载荷试验确定；

2　桩与基础不整体连接时，可按复合地基设计。复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定；

3　应对既有建筑的基础进行承载力验算，当基础不满足承载力要求时，应对原基础进行加固或增设新的桩承台。

13.5.3　采用微型桩加固基础时，桩顶与基础的连接应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的有关规定。

13.5.4　微型桩加固构造、施工应符合《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123或本标准有关规定。

14 检验与监测

14.1 一般规定

14.1.1 地基基础设计文件应提出相应的检验与监测技术要求。

14.1.2 建筑地基与基础工程检验应综合考虑场地地质条件、地基基础类型、施工工艺、各种检验方法的特点及适用范围等因素，合理选择检验方法，确定抽检数量。

14.1.3 检验点的布置宜遵循以下原则：

1 检验点应在整个施工场地内随机选取；

2 当施工场地地质条件变化较大时，应在较差地段增加检验点；

3 当对地基基础的施工质量有异议时，应在有异议部位布置检验点；

4 应在荷载较大或变形敏感部位布置检验点；

5 检验点的布置宜由建设或监理单位会同勘察、设计、施工及检测单位共同确定。

14.1.4 以岩石单轴抗压强度确定地基承载力时，宜采用钻探等对岩样扰动较小的方式进行取样。

14.1.5 为设计提供依据的基本试验应在设计前进行，最大加载量应加载至极限或破坏；为验证设计结果或为验收提供依据的验收检验，最大加载量应符合 14.2.1 条、14.3.8 条、14.4.2 条规定。

14.1.6 变形监测应符合现行国家标准《工程测量通用规范》GB 55018 有关规定。当基坑工程或建筑物监测期间出现下列情况之一时，应立即进行监测预警，同时提高监测频率：

1 变形量或变形速率出现异常变化或达到监测预警值；

2　支护结构、建筑物或周边环境出现开裂变形等异常现象。

14.2　地基检验

14.2.1　天然地基承载力检测应符合下列规定：

1　岩质地基的承载力可采用岩基载荷试验或岩石单轴抗压强度试验进行检测；土质地基的承载力可采用平板载荷试验或平板载荷试验结合其它原位测试方法进行检测；

2　载荷试验最大加载量，岩质地基不应小于承载力特征值的3倍，土质地基不应小于承载力特征值的2倍；

3　岩质地基载荷试验的圆形承压板直径为300mm；土质地基浅层平板载荷试验的承压板面积不应小于0.25m^2，对于软土不应小于0.5m^2，深层平板载荷试验的圆形承压板直径为800mm。

14.2.2　处理地基的承载力检测应符合下列规定：

1　处理地基的承载力可采用平板载荷试验并结合其它原位测试方法进行检测，旋喷桩、素混凝土桩等有粘结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载荷试验；

2　换填垫层地基、压实地基和注浆地基平板载荷试验的承压板面积不应小于1.0m^2，强夯地基平板载荷试验的承压板面积不宜小于2.0m^2。复合地基平板载荷试验的承压板尺寸应根据桩所承担的处理面积确定。

14.2.3　处理地基的处理效果检测应符合下列规定：

1　换填地基应分层进行密实度检测，检测方法可采用灌砂法、灌水法等；

2　压实、夯实地基应对地基土的密实度、均匀性进行检测，强夯置换地基应对置换墩着底情况、墩身密度随深度变化情况进行检测，检测方法可采用灌砂法、灌水法、圆锥动力触探、开挖探井、波速测试等方法综合确定；

3　注浆地基应对注浆体的强度、胶结情况、均匀性及渗透性

进行检测，检测方法可采用圆锥动力触探、开挖探井、钻孔取芯、波速测试、注水渗透试验等方法综合确定；

4 旋喷桩、素混凝土桩等有粘结强度复合地基尚应对桩身强度、桩身完整性等施工质量进行检测，检测方法可采用低应变法、钻芯法、开挖法、圆锥动力触探法等方法综合确定；

5 处理地基均匀性检测深度不应小于设计处理深度。

14.2.4 天然地基和处理地基的抽检数量、现场检测及数据处理等技术要求应符合现行重庆市工程建设标准《建筑与市政工程地基基础施工质量验收标准》DBJ50/T-125的规定。

14.2.5 当检验结果不满足要求时，应采用原检验方法或准确度更高的检验方法，在未检验点中进行扩大抽检，扩大抽检数量及结果评定方法应符合现行重庆市工程建设标准《建筑与市政工程地基基础施工质量验收标准》DBJ50/T-125的规定。

14.3 桩基检验

14.3.1 采用岩石单轴抗压强度确定嵌岩段总极限阻力时，单位工程岩样的取样数量、取样部位、取样方法、试件制作及测试数据统计应符合现行重庆市工程建设标准《建筑与市政工程地基基础施工质量验收标准》DBJ50/T-125的规定。

14.3.2 采用桩端岩基载荷试验确定嵌岩段总极限阻力时，每一单位工程桩端持力层为同一岩性的试验点数量不应少于总桩数的1%，且不得少于3点。对于小区工程，可将地质条件相近的各单位工程合并起来确定抽检数量，但对每一单位工程不得少于1点。

14.3.3 单柱单桩的大直径嵌岩灌注桩，应视岩性检验桩端以下3倍桩身直径或5m深度范围内有无溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件。

14.3.4 工程桩应进行承载力和桩身质量检验。

14.3.5 以土质地基、强风化岩石地基、极破碎或破碎岩石地基为持力层的桩基，以及以较破碎、较完整、完整岩石地基为持力层的中、小直径桩基，应采用单桩竖向抗压静载试验进行承载力验收检测。

14.3.6 以较破碎、较完整、完整岩石地基为持力层的大直径桩基，当为下列情况之一时应采用单桩竖向抗压静载试验进行承载力验收检测：

1 以较破碎岩石地基为持力层且设计等级为甲级的桩基；

2 地质条件复杂、桩的施工质量可靠性低；

3 采用新桩型或新工艺的桩；

4 施工过程中产生挤土上浮或偏位的群桩；

5 工程施工前已进行单桩静载试验，但施工过程变更了工艺参数。

14.3.7 采用单桩竖向抗压静载试验进行承载力验收检测时，抽检数量不应少于同一条件下桩基分享工程总桩数的1%，且不少于3根；当总桩数少于50根时，抽检数量不应少于2根。

14.3.8 工程桩静载试验的最大加载量应符合下列规定：

1 单桩竖向抗压静载试验加载量不应小于单桩承载力特征值的2.0倍；

2 单桩竖向抗拔静载试验加载量不应小于单桩竖向抗拔承载力特征值的2.0倍或使桩顶产生的上拔量达到设计要求的限值。当抗拔承载力受抗裂条件控制时，可按设计要求确定最大加载值；

3 单桩水平静载试验可按设计要求的水平位移允许值控制加载。

14.3.9 以岩石为持力层的大直径嵌岩桩，当受设备或现场条件限制无法进行单桩竖向抗压承载力静载试验检测时，可采用基桩承载力自平衡测试法或桩端岩基载荷试验法进行检验，也可根据终孔时桩端持力层检验情况结合桩身质量检验报告核验。

14.3.10 桩身完整性检验可采用钻孔抽芯法、声波透射法和低应变动测法，有关检测方法和抽检数量应符合现行重庆市工程建设标准《建筑与市政工程地基基础施工质量验收标准》DBJ50/T-125 的规定。采用钻孔抽芯法进行桩身完整性检验时，应采用与桩身混凝土强度等级相当的混凝土对钻孔进行充填处理。

14.3.11 当检测结果不满足要求时，应扩大抽检数量和范围，扩大抽检应采用原检测方法或准确度更高的检测方法。扩大抽检数量及结果评定方法应符合现行重庆市工程建设标准《建筑与市政工程地基基础施工质量验收标准》DBJ50/T-125 的规定。

14.4 锚杆检验

14.4.1 基坑支护锚杆、岩石基础锚杆、抗浮锚杆应进行现场抗拔承载力验收试验，每种类型锚杆的抽检数量不得少于锚杆总数的 5%，且不应少于 6 根。

14.4.2 永久性锚杆抗拔试验荷载为设计要求的锚杆轴向拉力标准值的 1.5 倍，临时性锚杆抗拔试验荷载为设计要求的锚杆轴向拉力标准值的 1.2 倍，锚杆现场试验方法及数据处理等技术要求应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的规定。

14.4.3 预应力锚杆施工完后应对预应力锁定值进行监测，监测数量不得少于锚杆总数的 5%，且不应少于 6 根。对多层锚杆支挡式结构，宜在同一剖面的每层锚杆上设置测点。

14.5 基坑监测

14.5.1 基坑开挖应根据设计要求进行监测，实施动态设计和信息化施工。监测实施前应确定监测控制值。安全等级为一级、二级的支护结构，应进行支护结构的水平位移监测和基坑开挖影响

范围内建(构)筑物、地面的沉降监测。

14.5.2 基坑工程监测期应从基坑施工前开始，直至地下工程完成为止。应采取巡视检查和仪器监测相结合的方式进行。

14.5.3 巡视检查以目测为主，应对支护结构及周边建筑物、管线、道路等有无变形、开裂、漏水等现象进行检查。

14.5.4 仪器监测项目包括支护结构的位移和内力、岩土压力、地下水位变化、邻近建(构)筑物位移、邻近地下管线及道路沉降等，可根据支护结构安全等级按表 14.5.4 选择。

表 14.5.4 基坑工程监测项目选择表

支护结构安全等级	支护结构水平及竖向位移	支护结构内力	锚杆拉力	岩土压力	地下水位	邻近建(构)筑物水平及竖向位移	邻近地下管线及道路沉降
一级	应测	宜测	应测	宜测	应测	应测	应测
二级	应测	选测	宜测	选测	应测	应测	应测
三级	应测	选测	选测	选测	选测	应测	应测

14.5.5 监测点应沿基坑支护结构顶部每 20m～30m 布设 1 点，中部、阳角处应布设。

14.5.6 基坑开挖采用爆破作业时，应对爆破影响范围内的建筑物、管线等进行振动效应监测。建筑物基础质点振动速度控制值可按《爆破安全规程》GB 6722 相关要求执行。

14.5.7 当基坑监测达到变形预警值，或基坑出现流沙、管涌、隆起、陷落，或基坑支护结构及周边环境出现大的变形时，应立即进行预警。

14.6 建筑物沉降变形监测

14.6.1 大面积填方地基处理工程及采空区地基处理工程，应对地面沉降进行长期监测，直到沉降变形达到稳定为止。

14.6.2 下列建筑物应在施工期间及使用期间进行沉降变形监

测，直到沉降变形达到稳定为止：

1 地基基础设计等级为甲级的建筑物或软弱地基上的地基基础设计等级为乙级建筑物；

2 处理地基上的建筑物；

3 采用新型基础形式或新型结构的建筑物；

4 加层、扩建建筑物；

5 可能受施工、振动、水位变化等周边环境因素变化影响的建筑物；

6 采空区地基处理设计等级为甲级、乙级的建筑物；

7 其他对地基变形有控制要求的建筑物。

14.6.3 建筑物沉降变形监测点布设及施测精度应满足《工程测量通用规范》GB 55018、《建筑变形测量规范》JGJ 8 的相关要求；监测频率应根据工程结构特点和加载情况确定，应至少在荷载增加到 25%、50%、75%和 100%时各观测 1 次。

重庆工程建设

附录 A　平均附加应力系数

表 A.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	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1735
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	0.1333	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	0.1188	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

续表A.0.1

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
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1095	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	0.0909	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	0.0850	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	0.0485	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
12.6	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

重庆工程建设

续表A.0.1

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
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

重庆工程建设

附录 B　人工硐室地基承载力验算

B.0.1　本附录适用于以下条件的硐室地基承载力估算：

1　硐室跨度不大于 10m；

2　地面建筑不高于 10 层。

不满足上述条件时，尚应结合数值分析、经验类比等方法，经综合分析后确定硐室地基的承载力。

B.0.2　地面建筑地基反力传至硐顶上的附加荷载计算简图见图 B.0.2，此时的地面建筑地基反力传至硐顶上的附加荷载 Q，按下式计算（以下取硐室轴向单位厚度 $l=1$m 计算）：

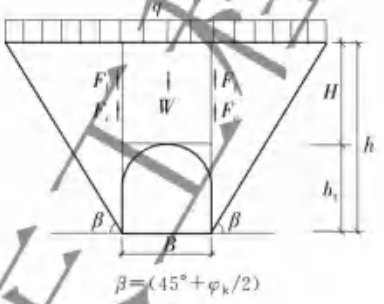


图 B.0.2

$$Q=F_sW-2(F_f+F_c) \qquad \text{(B.0.2-1)}$$

式中：W——硐顶岩柱自重及地面建筑地基反力产生的总下滑力（kN）；

F_s——硐顶岩柱下滑安全系数，宜取 1.15；

F_f——硐顶岩柱侧面的摩阻力（kN）；

F_c——硐顶岩柱侧面的粘结阻力（kN）。

当 $Q\leqslant 0$ 时，地面建筑地基反力对硐顶无附加荷载影响；

当 $Q>0$ 时，地面建筑地基反力对硐顶有附加荷载影响。此

时的硐顶附加荷载值可简化为均布垂直压力作用在硐顶上，即：

$$q_1=\frac{Q}{Bt}=\frac{F_sW-2(F_f+F_c)}{Bt} \qquad (B.0.2\text{-}2)$$

式中：q_1——硐顶附加荷载值(kPa)；

B——硐室毛硐跨度(m)。

上式 q_1 需与硐顶岩石塌落高度当量荷载 γh_q（γ 为硐顶岩石重度，h_q 为硐顶岩石塌落高度）比较，取大值对硐室（即硐室地基）进行结构承载力验算。

验算硐室结构承载力时，硐顶附加荷载设计值为 $\gamma_q q_1$（γ_q 为附加荷载分项系数，宜取 $\gamma_q=1.30$）。结构重要性系数 γ_0 按设计安全等级取值。

B.0.3 硐顶岩柱自重及地面建筑地基反力产生的总下滑力

$$W=(BH\gamma+qB_1)t \qquad (B.0.3)$$

式中：γ——硐顶岩柱重度(kN/m³)；

q——相应于作用的标准组合时，硐室毛硐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硐室毛硐跨度范围内的作用宽度(m)，当满跨作用时 $B_1=B$；

H——硐顶覆盖层厚度(m)，为基础底面至毛硐顶的距离。基础底面以上岩土层厚度的重量视为地表荷载。

B.0.4 硐顶岩柱侧面的摩阻力

$$F_f=\frac{1}{2}\gamma h^2\lambda\cdot t\cdot\tan\varphi_k \qquad (B.0.4\text{-}1)$$

侧压力系数 $\lambda=\tan^2(45°-\frac{\varphi_k}{2})$ (B.0.4-2)

式中：φ_k——岩体内摩擦角标准值(°)；

h——硐室毛硐底板至地面建筑基础底面的高度(m)。

B.0.5 硐顶岩柱侧面的粘结阻力

$$F_c=c(H-h_q)t \qquad (B.0.5\text{-}1)$$

压力拱高度　　$h_q = 0.45 \times 2^{S-1} \times \varpi$　　(B.0.5-2)

硐室跨度影响系数 $\varpi = 1 + i(B-5)$　　(B.0.5-3)

式中：c_k ——岩体黏结力标准值(kPa)。

S ——硐室围岩分级，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，$B<5$m 时，$i=0.2$；$B=5\sim15$m 时，$i=0.1$；$B>15$m 时，可参照 $i=0.1$。

重庆工程建设

附录C　溶洞的稳定计算

C.0.1　对于一般工程，根据已查明的地质条件，结合基底荷载情况，对影响溶洞稳定性的各种因素进行分析比较，可采用经验比拟法按表C.0.1进行地基稳定性评价。

表C.0.1　岩溶地基稳定性评价

评价因素	对稳定有利	对稳定不利
地质构造	无断层、褶曲，裂隙不发育或胶结良好	有断层、褶曲，裂隙发育，有两组以上张开裂隙切割岩体，呈干砌状
岩层产状	走向与洞轴线正交或斜交，倾角平缓	走向与洞轴线平行，倾角陡
岩性和层厚	厚层块状，纯质石灰岩，白云质石灰岩；岩体强度高	薄层状，石灰岩、泥灰岩、白云质石灰岩，有互层，岩体强度低
洞体形态及埋藏条件	埋藏深，覆盖层厚，洞体小（与基础尺寸比较），溶洞呈竖井状或裂隙状，单体分布	埋藏浅，在基底附近，洞径大，呈扁平状，复体相连
顶板情况	顶板厚度与洞跨比值大，平板状，或呈拱状，有钙质胶结	顶板厚度与洞跨比值小，有切割的悬挂岩块，未胶结
充填情况	为紧实沉积物填满，且无被水冲蚀的可能性	未充填，半充填或水流冲蚀充填物
地下水	无地下水	有水流或间歇性水流
建（构）筑物荷重及重要性	建（构）筑物荷重小，为一般建（构）筑物	建（构）筑物荷重大，为重要建（构）筑物

C.0.2　岩溶地基稳定性的定量评价：可按下列公式对溶洞顶板的稳定性进行验算。

1　当顶板为中厚层、薄层，裂隙发育，易风化的岩层，顶板有可能坍塌、但能自行填满洞体时，无需考虑其对地基的影响。此

时所需塌落高度(H)可按下式计算：

$$H=\frac{H_0}{K-1} \qquad (C.0.2\text{-}1)$$

式中：H_0——塌落前洞体最大高度(m)

K——岩石松散(涨余)系数，石灰岩 K 取1.2，黏土 K 取1.05。

2 当顶板岩层较完整，强度较高，层厚较大，并已知顶板厚度和裂隙切割情况时，可按抗弯、抗剪验算顶板稳定性，且应符合下列规定：

1）当顶板跨中有裂缝，顶板两端支座处岩石坚固完整时，可按悬臂梁计算：

$$M=\frac{1}{2}pl^2 \qquad (C.0.2\text{-}2)$$

2）当裂隙位于支座处，而顶板较完整时，可按简支梁计算：

$$M=\frac{1}{8}pl^2 \qquad (C.0.2\text{-}3)$$

3）当支座和顶板岩层均较完整时，可按两端固定梁计算：

$$M=\frac{1}{12}pl^2 \qquad (C.0.2\text{-}4)$$

4）计算弯矩和剪力应符合下列公式的要求：

$$\frac{6M}{bH^2}\leqslant\sigma \qquad (C.0.2\text{-}5)$$

$$H\geqslant\sqrt{\frac{6M}{b\sigma}} \qquad (C.0.2\text{-}6)$$

$$\frac{4f_s}{H^2}\leqslant S \qquad (C.0.2\text{-}7)$$

$$H\geqslant\sqrt{\frac{4f_s}{S}} \qquad (C.0.2\text{-}8)$$

式中：M——弯矩(kN·m·m)；

p——顶板所受总荷载(kN·m/m)，为顶板的岩体自重、

顶板上覆的土体重和附加荷载之和；

l ——溶洞跨度(m)；

σ ——岩体计算抗弯强度(石灰岩一般为允许抗压强度的1/8)(kPa)；

f_s ——支座处的剪力(kN)；

s ——岩体计算抗剪强度(石灰岩一般为允许抗压强度的1/12)(kPa)；

b ——梁板的宽度(m)；

H ——顶板岩层厚度(m)。

C.0.3 按极限平衡条件计算顶板受剪切承载力时，应符合下列公式的要求：

$$T \geqslant P \tag{C.0.3-1}$$

$$T = HSL \tag{C.0.3-2}$$

$$H = \frac{T}{SL} \tag{C.0.3-3}$$

式中：P ——溶洞顶板所受总荷载(kN)；

T ——溶洞顶板的总抗剪力(kN)；

L ——溶洞平面的周长(m)。

其余符号意义同前。

重庆工程建设

附录 D　主动、被动、有限范围内土土压力计算

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

1　无黏性土的土压力强度

$$\sigma_a=(q+\gamma\cdot h)k_a \tag{D.0.1-1}$$

$$\sigma_p=(q+\gamma\cdot h)k_p \tag{D.0.1-2}$$

2　黏性土的土压力强度

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

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

式中：k_a、k_p ——主动土压力系数、被动土压力系数：

$$k_a=\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_k}{2}\right) \tag{D.0.1-5}$$

$$k_p=\tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_k}{2}\right) \tag{D.0.1-6}$$

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/m^3)；

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

D.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：

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma h^2k_a \tag{D.0.2-1}$$

$$k_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta-\varphi_k-\delta)}\times\{k_q[\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\delta)$$

$$+\sin(\varphi_k+\delta)\sin(\varphi_k-\beta)]+2\eta\sin\alpha\cos\varphi_k\cos(\alpha+\beta-\varphi_k-\delta)$$

$$-2\sqrt{k_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi_k-\beta)]+\eta\sin\alpha\cos\varphi_k)}$$

$$\times\sqrt{k_q\sin(\alpha-\delta)\sin(\varphi_k+\delta)]+\eta\sin\alpha\cos\varphi_k)} \quad \text{(D.0.2-2)}$$

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

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

式中：h ——挡墙高度；

β ——墙背填土坡度角；

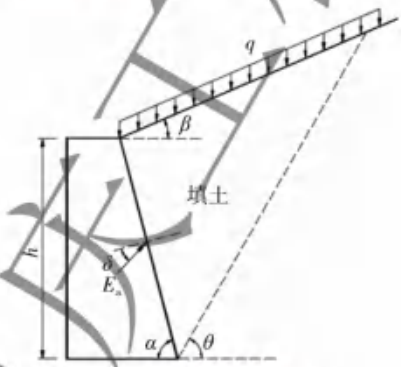
q ——墙背填土地表均布可变荷载标准值；

k_a ——主动土压力系数；

δ_r ——土对挡土墙墙背的摩擦角，可按表 D.0.2 采用；

c_k ——土的黏聚力标准值(kPa)；

φ_k ——土的内摩擦角标准值(°)。



D.0.2 土压力计算简图

表 D.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	$(0\sim0.33)\varphi_k$
墙背粗糙，排水良好	$(0.33\sim0.50)\varphi_k$

续表D.0.2

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背很粗糙，排水良好	$(0.50\sim0.67)\varphi_k$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67\sim1.00)\varphi_k$

D.0.3 当挡墙后土体破裂面以内有较陡的稳定岩石坡面时，应视为有限范围填土情况计算主动土压力（图 D.0.3）。有限范围填土时，主动土压力合力可按式 D.0.2-1 计算，主动土压系数按下式计算：

$$k_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\alpha-\delta+\theta-\delta_r)\sin(\theta-\beta)}\times\left[\frac{\sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\delta_r)}{\sin^2\alpha}-\eta\frac{\cos\delta_r}{\sin\alpha}\right] \tag{D.0.3}$$

式中：θ ——稳定岩石坡面的倾角（°）；

δ_r —— 稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的内摩擦角（°），根据试验确定。当无试验资料时，可取 $\delta_r=(0.40\sim0.70)\varphi_k$。

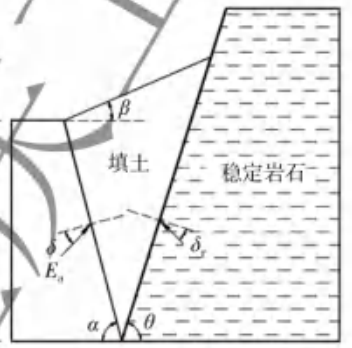


图 D.0.3 有限填土范围土压力计算

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1）表示很严格，非这样做不可的：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2）表示严格，在正常情况下均应这样做的：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4）表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

重庆工程建设

引用标准名录

1 《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003
2 《工程结构通用规范》GB 55001
3 《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002
4 《混凝土结构通用规范》GB 55008
5 《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021
6 《工程勘察通用规范》GB 55017
7 《工程测量通用规范》GB 55018
8 《城市轨道交通工程项目规范》GB 55033
9 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
10 《煤矿采空区建(构)筑物地基处理技术规范》GB51180
11 《建筑地基处理技术规范》JGJ 79
12 《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ11-501
13 《上海市地基基础设计标准》DGJ08-11
14 《广东省建筑地基基础设计规范》DBJ15-31
15 《广西建筑地基基础设计规范》DBJ45-003
16 《河南省建筑地基基础勘察设计规范》DBJ41-138
17 《贵州省建筑地基基础设计规范》DBJ52-45
18 《湖北省建筑地基基础技术规范》DB42-242
19 《浙江省建筑地基基础设计规范》DB33-T1136
20 《深圳市地基基础勘察设计规范》SJG01-2010
21 《工程勘察标准》DBJ50/T-043
22 《建筑桩基础技术标准》DBJ50/T-200

南京市建设

重庆工程建设

重庆市工程建设标准

建筑地基基础设计标准

DBJ50/T-047-2024

条文说明

重庆工程建设

2024 重 庆

重庆工程建设

目　次

1　总则 …… 169
3　基本规定 …… 170
4　地基计算 …… 174
4.1　一般规定 …… 174
4.2　基础埋置深度 …… 174
4.3　承载力计算 …… 176
4.4　变形计算 …… 177
4.5　稳定性验算 …… 180
5　山区地基 …… 182
5.1　一般规定 …… 182
5.2　坡地地基 …… 182
5.3　岩石地基 …… 185
5.4　土岩组合地基 …… 187
5.5　红黏土地基 …… 188
5.6　人工填土地基 …… 189
5.7　人工洞室地基 …… 191
5.8　岩溶地基 …… 195
5.9　采空区地基 …… 196
6　地基处理 …… 200
6.1　一般规定 …… 200
6.2　换填垫层法 …… 201
6.3　振动及冲击碾压法 …… 205
6.4　强夯法 …… 207
6.5　强夯置换法 …… 212

重庆工程建设

6.6 注浆法 …… 212
6.7 高压旋喷法 …… 213
6.8 素混凝土桩复合地基 …… 214
6.9 减少不均匀沉降危害的措施 …… 214
7 基坑工程 …… 216
7.1 一般规定 …… 216
7.2 支护结构设计 …… 218
7.3 土质基坑 …… 219
7.4 岩质基坑 …… 220
7.5 岩土混合基坑 …… 220
8 浅基础 …… 222
8.1 一般规定 …… 222
8.2 扩展式基础 …… 225
8.4 筏形基础 …… 229
8.5 岩石锚杆基础 …… 231
9 桩基础 …… 232
9.1 一般规定 …… 232
9.2 桩基计算 …… 232
9.3 桩基构造 …… 233
9.4 承台及连系梁构造 …… 234
10 地下结构抗浮 …… 235
10.1 一般规定 …… 235
10.2 抗浮设防水位 …… 236
10.3 抗浮验算 …… 240
10.4 抗浮措施 …… 242
11 地基基础抗震 …… 244
11.1 一般规定 …… 244
11.2 天然地基和浅基础 …… 245
11.3 桩基础 …… 245

12　轨道交通工程安全保护区地基基础 …… 247
13　既有建筑地基基础加固 …… 248
13.1　一般规定 …… 248
13.2　扩大基础加固 …… 249
13.3　托换加固 …… 251
13.4　锚杆(索)加固 …… 252
13.5　微型桩加固 …… 253
14　检验与监测 …… 254
14.1　一般规定 …… 254
14.2　地基检验 …… 254
14.3　桩基检验 …… 255
14.4　锚杆检验 …… 255
14.5　基坑监测 …… 256
附录 B　人工硐室地基承载力验算 …… 258

重庆工程建设

重庆工程建设

1 总 则

1.0.1 重庆地处山区，建筑地基情况复杂多变。多年来，市内各科研院校、设计单位在建筑地基基础设计中积累了不少经验，取得了很多成果。为使我市在建筑地基基础设计时推广成功经验，共享成果，贯彻执行国家技术经济政策，做到技术先进、安全适用、经济合理、绿色环保，制定本标准，共同遵循。

1.0.2 本标准主要针对重庆市工业与民用建筑(包括构筑物)的地基基础设计提出设计原则和计算方法。重庆市市政工程地基基础的设计可参考本标准。

对于机械振动荷载作用下的地基设计，由于土的动力性能与静力性能差异较大，尚应按现行国家标准《动力机器基础设计标准》GB 50040 的规定进行设计。对于湿陷性地基、膨胀土地基等，由于这些土类的物理力学性质比较特殊，选用土的承载力、基础埋深、地基处理等应按国家现行标准《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112、《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118 的规定进行设计。

1.0.3 采用本标准设计时，荷载作用取值应符合现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定；基础设计除应符合本标准外，尚应符合现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003、《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《砌体结构设计规范》GB 50003 和《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定，对既有建筑地基基础改造时，尚应符合现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 的有关规定。

3 基本规定

3.0.1 本条规定与《建筑与市政地基基础通用规范》(GB 55003-2021)中2.1.1的条文基本一致。

3.0.2 建筑地基基础设计等级是按照地基基础设计的复杂性和技术难度确定的，划分时考虑了建(构)筑物的性质、规模、高度和体型；对地基变形的要求；场地和地基条件的复杂程度；以及由于地基问题对建(构)筑物的安全或正常使用可能造成影响的严重程度等因素。

结合重庆地区地形、地质特点，抗震设防分类为甲、乙类的高层建筑、30层以上的或高度超过100m的高层建筑，应按地基基础设计等级甲级设计；对于场地和地基条件复杂的七层以上建筑，如场地地基为半填半挖、岩溶极为发育且岩面起伏很大、深回填土、桩端下受力范围存在软弱下卧层等，地基基础受力较为复杂，地基基础设计等级按甲级设计；位于边坡滑塌区内的高层建筑、位于洞室上的高层建筑自身无特殊性，但由于场地条件、环境条件的特殊性，应按地基基础设计等级甲级设计；对地基变形有特殊要求的建筑，主要包括有精密仪器设备或精密生产工艺的建筑，须严格控制地基基础沉降变形；对相邻既有工程影响较大的建(构)筑物包括在原有建(构)筑物旁和在地铁、地下隧道、重要地下管道上或旁边新建的建(构)筑物，当新建建(构)筑物对原有工程影响较大时，为保证原有工程的安全和正常使用，增加了地基基础设计的复杂性和难度。

表3.0.2设计等级为丙级的建(构)筑物是指建筑场地稳定，地基岩土均匀良好、荷载分布均匀的七层及以下的民用建筑和一般工业建(构)筑物以及次要的轻型建(构)筑物。

由于情况复杂，设计时应根据建（构）筑物和地基的具体情况参照上述说明确定地基基础的设计等级。

3.0.3 基坑支护结构的安全等级，是按照支护结构破坏或变形过大可能产生后果的严重性进行分级划分。本标准的基坑工程是特指临时性的建筑基坑工程，对永久基坑支护工程应按永久边坡进行设计并满足相关标准的要求。由于基坑支护结构施工或使用期间可能遇到设计时无法预测的不利条件，所以基坑支护结构设计采用的结构重要性系数的取值不宜小于1.0。

符合《重庆市城乡建设委员会关于进一步加强全市高切坡、深基坑和高填方项目勘察设计管理的意见》（渝建发〔2010〕166号）文中定义的深基坑应定为一级。

3.0.4 本条是地基基础设计的重要原则之一，从满足承载力计算、地基变形计算、稳定性及抗浮设计等方面做了具体规定。

1 所有建（构）筑物的地基计算均应满足承载力计算的要求，这是地基设计保证安全性的必要条件；

2 对建（构）筑物沉降特别敏感、高度不小于250m超高层建筑以及持力层为中等风化岩且下卧层为极软岩时，宜进行地基变形验算；

3 重庆地处山区，对处于斜坡上或边坡附近的建（构）筑物应进行稳定性验算；

4 重庆市不少地区地下水埋藏浅，对于大面积的多层地下建（构）筑物如地下车库、商场和运动场等，地下室或地下建（构）筑物存在上浮问题，应进行抗浮验算。

3.0.5 本条从设计需要地勘资料的角度，提出了工程勘察成果应包括的主要内容。具体的勘察工作应符合现行国家标准《工程勘察通用规范》GB 55017、《建筑和市政地基基础通用规范》GB 55003、现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021及现行重庆市地方标准《工程勘察标准》DBJ50/T-043的有关要求。当施工验槽地基条件与原勘察报告不符、或设计对特殊地基（如岩溶）有

要求时，应进行施工勘察。

3.0.12 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。

3.0.13 有防水、防裂要求的混凝土基础构件，应根据其所处的环境类别、裂缝控制等级，进行裂缝宽度的计算，迎水面的最大裂缝宽度应满足《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的要求，详下表。

表 3.0.13-1 有防水要求的基础构件表面裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值(mm)

环境类别	钢筋混凝土构件(包括基桩)		预应力混凝土构件(不包括基桩)	
	裂缝控制等级	w_{lim}	裂缝控制等级	w_{lim}
二a	三级	0.2(0.3)	三级	0.10
二b		0.2	二级	0
三		0.2	一级	0

注：1 二a类环境中，位于稳定地下水位以下的钢筋混凝土构件(包括基桩)，其最大裂缝宽度可采用括号内的数值；

2 当采用预应力混凝土桩时，二a类环境中，其裂缝控制等级应为二级，最大裂缝宽度应为0mm。

对有防腐要求的混凝土基础构件，进行裂缝宽度的计算，并根据水土的腐蚀程度，可满足《工业建筑防腐蚀设计标准》GB 50046 对裂缝限制的要求，详下表。

表 3.0.13-2　有防腐要求的基础构件表面裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值(mm)

结构种类	强腐蚀		中腐蚀		弱腐蚀	
	裂缝控制等级	w_{lim}	裂缝控制等级	w_{lim}	裂缝控制等级	w_{lim}
钢筋混凝土结构	二级	0.15	三级	0.20	三级	0.20
预应力混凝土结构	一级	/	一级	/	二级	/

注：裂缝控制等级的划分应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。

重庆工程建设

4 地基计算

4.1 一般规定

4.1.2 本条给出本节基础计算的适用范围，由于重庆地形条件复杂，轨道交通线路较发达，山区工程结构、坡地工程结构、临近轨道交通建设的等工程结构所涉及的特殊地基计算，需按照本标准相关章节进行，以满足工程结构的安全性。

4.2 基础埋置深度

4.2.1 基础埋置深度系指基础底面到该基础处地表的垂直距离。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。

4.2.2 本次沿用上一版的修订，对土质地基对埋置深度要求的对象做了修改，将高层建筑修订为建筑。本条规定与《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2011)的规定基本一致，鉴于重庆地区桩箱基础很少见，将桩箱基础改为桩基础。当建(构)筑物置于深厚回填土上采用桩基但无地下室时，需采取有效措施(如建(构)筑物外围基础梁加高、提高周边土体压实标准)将建(构)筑物水平荷载有效传给地基。

重庆地区经常遇到半岩半土地基的情况，当基础埋置深度无

法满足本条款要求时，需对基础抗滑移稳定性进行验算。基础受到的水平力包括：1）不平衡土侧压力，2）水平地震作用，3）风荷载；基础抗滑移水平抗力包括：1）基底与岩石的静摩擦力，2）桩基础的水平抗力，3）被动土压力。桩基础的水平抗力可采用地基系数法计算，对于土质地基桩基础水平刚度按"m"法取值，对于岩质地基桩基础水平刚度按"k"法取值。

4.2.3 在土质地基上，规定了基础的埋置深度不宜少于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，就不一定硬将基础埋至0.5m以下。

岩质地基表层没有生物活动，所以没有必要将基础埋至0.5m以下。岩质地基与土质地基承载力和抗变形能力差别很大，要求将基础埋至0.2m以下是为了确保基础以岩石为持力层。

4.2.4 重庆地区的地下水位一般比较深，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，当基坑挖掘出承压水时，堵塞比较困难，还有可能出现流砂、流泥现象，造成施工中的极大困难。将基础置于地下水位之上能减小施工难度。

4.2.5 相邻建（构）筑物距离较近时，应考虑相邻建（构）筑物的相互影响，当两基础间净距小于安全距离时，应采取措施保证建（构）筑物基础的正常使用。

4.2.6 临近边坡包括建（构）筑物临近坡顶、建（构）筑物在边坡上、建（构）筑物临近坡脚几种情况，各情况下基础的埋深均应考虑边坡的稳定性。建（构）筑物临近坡顶或在边坡上时，边坡稳定性分析应考虑建（构）筑物对边坡的加载，而建（构）筑物临近坡底

时应考虑坡脚处开挖对边坡稳定性的影响。

4.3 承载力计算

4.3.1 1、2 款与国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 的规定一致，这是刚性浅基础设计时基底压力需要满足的通用要求。

3 款中工业建筑柱基础容易出现荷载偏心距较大的情况，而不同工作状态的柱基础因荷载偏心产生的后果有较大差异，为恰当控制荷载偏心距，本条保留原规范了对工业建筑柱下基础底面边缘最小压力的有关要求。

4.3.2 本条规定与《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 基本一致，但增加了一个限制条件：基础底面不能承受拉力。这是因为基础底面不能承受拉力并不是对任何基础都必然存在的条件，带锚杆的基础底面便能承受拉力，该式对此不适用。

基底压力分布，是一个比较复杂的力学课题，它与基础的刚度、地基的变形性质及均匀性、基底与地基的接触条件等有关，进行精确计算太繁。在工程设计中普遍按材料力学的基本假定进行计算。这种简化计算方法，对普通扩展基础其误差不大，在工程设计中是允许的，因此本标准采用了这一计算方法。但对于梁板式基础，其误差相对要大一些，在工程设计中应慎用。

4.3.3～4.3.4 这两条规定与《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 一致。

4.3.5 本条与《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 基本一致。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压力，补充了 $E_{s1}/E_{s2}=1$ 时的地基压力扩散角。

4.3.6 岩质地基承载力特征值由岩质地基极限承载力标准值除以 3 确定，岩质地基极限承载力标准值由工程地质勘察报告提供。依据重庆市地方标准《工程勘察标准》DBJ50/T-043 的规定，

岩质地基极限承载力标准值可由天然岩石单轴抗压强度标准值（当岩体受水浸泡时，采用饱和值）乘以地基条件系数确定，地基条件系数可根据岩石坚硬程度和岩石的完整性按《工程勘察标准》DBJ50/T-043 的规定取值。

4.3.7 对土质边坡，本标准给出的条件与国标《建筑地基基础设计规范》（GB 50007-2011）给出的需进行边坡稳定性验算的条件基本一致。三款规定的目的分别为：（1）保证边坡稳定性，（2）保证基础襟边要求，保证基底应力不传递到边坡，（3）确保基础以竖向荷载为主，控制水平力对边坡的不利影响。

4.3.8 从安全起见，对无外倾结构面的岩质边坡，基础外边缘与边坡坡脚连线倾角 θ 大于 45°时均需进行边坡地基承载力验算。同时，考虑到破碎或极破碎岩质边坡与土质边坡较接近，从安全起见，对破碎或极破碎岩质边坡，采用与土质边坡相同的条件。

4.3.9 建（构）筑物位于边坡上时，因地基一侧临空，相对于半无限体的承载能力，边坡地基承载力有可能降低。因此，基础工程设计不仅应进行边坡稳定性验算，还应进行边坡地基承载力验算。边坡地基承载力可专项研究确定，或由边坡上平板载荷试验等方法确定的地基极限承载力标准值，按式（4.3.6）计算。

4.4 变形计算

4.4.2 本条与《建筑地基基础设计规范》GB 50007 第 5.3.3 条第 1 款相同。

由于在重庆地区作为建（构）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做出规定。

4.4.3 本条规定引用《建筑地基基础设计规范》GB 50007。

4.4.4 岩质地基变形小且完成快，基础设计一般不受变形控制。式（4.4.4）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。

4.4.5 本条土质地基变形的计算与《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 的规定一致。

4.4.6 本条增加了压缩模量当量值的另一种表达式即

$$\bar{E}_s = \frac{p_0 z_n \bar{\alpha}_n}{s'} \tag{1}$$

该式的由来是：

$p_0 \Sigma A_i$ 是变形计算深度范围内各层土的附加应力面积之和，也就是计算深度范围的附加应力面积，故有

$$p_0 \Sigma A_i = p_0 z_n \bar{\alpha}_n \tag{2}$$

$p_0 \Sigma \frac{A_i}{E_{si}}$（即 $\Sigma \frac{p_0 A_i}{E_{si}}$）是计算深度范围内各层土的变形计算值之和，也就是按经验系数修正前的地基变形计算值，故有

$$p_0 \Sigma \frac{A_i}{E_{si}} = s' \tag{3}$$

将(2)式和(3)式代入国标中的表达式：

$$\bar{E}_s = \frac{\Sigma A_i}{\Sigma A_i / E_{si}} \tag{4}$$

得到(1)式。因此(1)式与国标中的表达式完全等效。

由于 $z_n \bar{\alpha}_n$ 和 s' 在变形计算过程中已有数据，无需为了计算压缩模量当量值专门进行计算，而根据 ΣA_i 和 $\Sigma A_i / E_{si}$ 的直接含义进行压缩模量当量值计算时 ΣA_i 和 $\Sigma A_i / E_{si}$ 都需要专门进行计算，显然采用本条给出的(1)式进行压缩模量当量值计算要比按国标中的表达式计算来得简单。

4.4.7 地基变形计算深度确定原则应与地基变形计算方法匹配，鉴于本标准已经采用了国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 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_z 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

$$R_z=\frac{\Delta s'_n/\Delta z}{s'/z_n} \tag{1}$$

将国标中无相邻荷载影响时的 z_n 经验公式即本标准式（4.4.7）、TJ7-74 规范规定的 $\Delta z=1\text{m}$ 和现行国家标准制定 Δz 表所依据的经验公式

$$\Delta z=0.3(1+\ln b) \tag{2}$$

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

$$R_z=\frac{b}{40}(2.5-0.4\ln b) \tag{3}$$

$$R_z=\frac{b}{12}\cdot\frac{2.5-0.4\ln b}{1+\ln b} \tag{4}$$

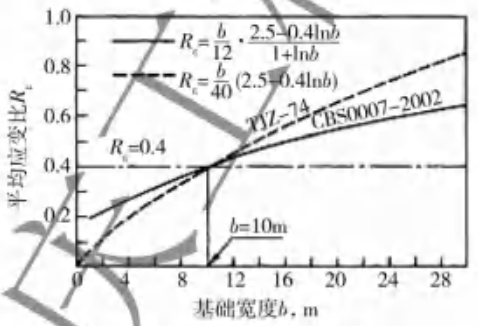


图 4.4.7　R_z-b 曲线

作出 R_z-b 曲线如图所示。从图中可见：两曲线交于 $b=10\text{m}$，$R_z=0.4$ 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。按现行国家标准的变形比法（即 Δz 按（2）式计算）确定 z_n 时，上述情况有所改善，但上述趋势依然存在。

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

$$\Delta z=z_n/16 \tag{5}$$

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、Δz 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 Δz 所需的基础宽度的困惑。

4.4.9 本条专门考虑下卧岩层对地基变形的影响。

在一些规范中，有下卧岩层时变形计算范围到达下卧岩层顶面即可。这样考虑下卧岩层影响是不够的，下卧岩层的存在会引起其上土层应力集中从而使土层变形增大。虽然有关规范的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。

本标准对此作了改进，建立了土层变形增大系数表。这一表格的建立使考虑下卧岩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。

4.4.10 本条规定与国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 的规定一致。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。

4.5 稳定性验算

4.5.1 重庆地区位于坡地、边坡的建筑及建筑群较多，由此建

(构)筑物场地的整体稳定性问题较突出。本条主要就场地整体稳定性验算提出原则性的要求:强调场地整体稳定性的评价,应综合采用定性和定量评价方法,尤其要根据地勘资料,根据边坡、坡地岩土体结构及结构面分布特征,确定场地潜在滑面位置和形态;对不同的破坏模式,规定了不同的稳定验算的方法;稳定性验算及稳定系数的要求,应满足现行国家有关标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑边坡工程技术规范》GB 50330、《滑坡防治设计规范》GB/T 38059 等的要求。

抗滑移、抗倾覆稳定性应符合本标准第8章的规定。

4.5.3 本次修编,地下结构、建(构)筑物基础的抗浮设计在本标准第 10 章有详细的规定,故抗浮的稳定性验算详见 10 章的相关规定。

重庆工程建设

5 山区地基

5.1 一般规定

5.1.1～5.1.2 工程地质条件复杂多变是山区地基的显著特征。在一个建筑场地内，经常存在地形高差较大，岩土工程特性明显不同，不良地质发育程度差异较大等情况。山区地基设计应重视潜在的地质灾害对建筑安全的影响，对避免诱发地质灾害和不必要的大挖大填，保证建(构)筑物的安全和节约建设投资，国内已有多起滑坡、泥石流、危岩崩塌等引起的房屋倒塌事故，必须引起重视。

5.1.5 山地建(构)筑物在平面布置和竖向设计时应考虑山地斜坡的走向和坡角，尽量做到"依山就势，顺其自然"，避免深开挖和高回填；建(构)筑物基础宜避开坡体的边缘，避开边坡可能产生滑塌的范围；对于岩层倾角较大、易产生顺层滑动的地段，宜避免形成顺向临空的岩质边坡，且不宜在顺向临空的岩质边坡体上加载；建筑物基础位于岩石坡地上时，应考虑坡向、坡角、岩层产状对岩石地基承载力、稳定性和地基变形的影响。

5.1.6 边坡挡墙宜与建筑的基础分开设置。当结构主体兼做支挡结构时，应考虑基础与上部结构的变形协调，在斜面或坡顶上建造的高层和重要的建(构)筑物宜采用桩基础、适当降低坡高、减缓坡角等措施。

5.2 坡地地基

5.2.2 考虑建筑与边坡的共同作用，坡上建(构)筑物传递给坡

体的荷载与建(构)筑物地基基础方案及滑坡体工程地质条件有关,建(构)筑物竖向荷载可根据基础持力层是否完全位于潜在滑面以下考虑是否传递给滑坡体,建(构)筑物水平荷载传递给坡体的部分为基础(桩基)顶面水平剪力与滑面处基础(桩基)的水平剪力之差,取决于基础(桩)周围岩土体对基础(桩身)的约束刚度。场地稳定性安全系数取值一般工况、地震工况与《建筑边坡工程技术规范》GB 50330-2013 一致,但建(构)筑物位于边坡滑塌区范围时,需考虑罕遇地震作用下场地的稳定性,计算方法可参见现行有关规范。

5.2.3 我国规范中边坡抗震拟静力法主要源于前苏联规范。综合《建筑边坡工程技术规范》、《铁路工程抗震设计规范》、《工业构筑物抗震鉴定标准》、《水工建(构)筑物抗震设计标准》、《公路工程抗震规范》、《滑坡防治设计规范》、《水利水电工程边坡设计规范》多个行业的标准,设防地震下作用在条块质心的水平地震力可以归纳为下式:

$$Q_{si}=\alpha_{wi}G_i \tag{1}$$

$$\alpha_{wi}=\xi\alpha_i\frac{\alpha_1}{g} \tag{2}$$

式中:Q_{si} ——第 i 个计算单元的地震力;

α_{wi} ——第 i 个计算单元的综合水平地震系数;

G_i ——第 i 个计算单元的自重;

ξ ——折减系数,通常取 0.25;

α_i ——第 i 个计算单元的动态分布系数,简称放大系数;

α_1 ——设计地震加速度。

重庆绝大多数地区为 6 度设防区,个别地区为 7 度设防区,本标准对滑移型破坏综合水平地震系数的取值与《建筑边坡工程技术规范》GB 50330-2013 一致。

国家级、重庆市级重点工程通常视为重要建(构)筑物。

5.2.5 岩质地基的变形量较小,不容易出现不均匀变形,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(构)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。

考虑到重庆地区强风化岩石普遍存在,承担低矮建筑荷载不成问题,而强风化岩石与土层较接近,本次修订将强风化岩石做地基时基础埋深的要求视为与土质地基相同。

建(构)筑物底部倾斜型或阶梯型的接地方式参见下图(图 5.2.5)。

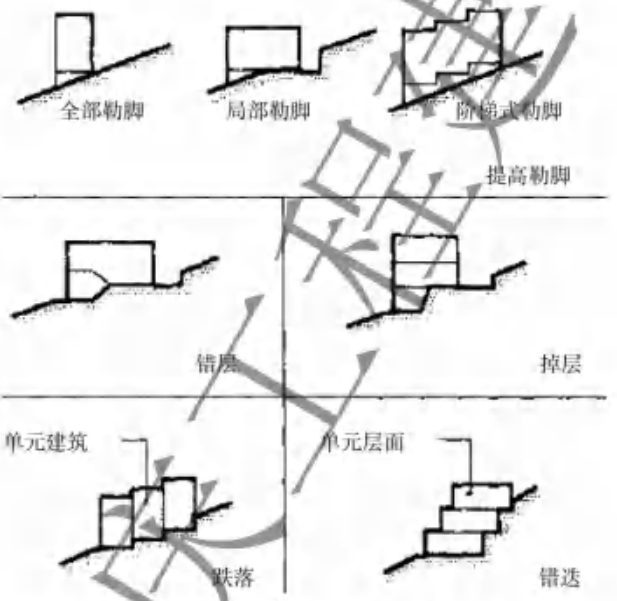


图 5.2.5 倾斜型或阶梯型的接地方式

5.2.6 坡地建筑结构计算假定各接地端为嵌固时,需采取措施确保基础嵌固条件的有效性。基础宜避开潜在的边坡滑塌区域及高陡的坡体边缘,并应根据拟建情况对场地及边坡的稳定性进行专项分析。根据重庆市住建委科技计划项目《考虑地震效应下山地建筑场地稳定性与结构嵌固端的相互影响关键技术研究》成果,坡地建筑结构嵌固端位移的位移对相邻结构层弯矩、剪力产

生影响；嵌固端位移越大，对上部结构位移影响越明显。为了提高坡地建筑基础对地震作用的水平抗力，可对底部加强区的竖向及水平构件增大其配筋率，适当增加结构延性，或对边坡加强支护，加大边坡地基对地下室的约束作用。

5.2.7 新建建(构)筑物宜布置在已治理滑坡的阻滑段。建(构)筑物基础与滑坡支挡结构距离较近时，应根据建(构)筑物基础与滑坡支挡结构的相互作用考虑相互的不利影响。

《滑坡防治工程勘察规范》GB-T32864-2016 中 13.3.2 条规定滑坡稳定系数为 1.15；《滑坡防治设计规范》GB-T38509-2020 中 7.2.1 条规定滑坡等级为 Ⅰ 级的滑坡抗滑稳定设计安全系数为 1.30；重庆市《地质灾害防治工程设计标准》DBJ50T-029-2019 中 4.1.2 条规定，一般工况下滑坡防治工程等级为一级时滑坡稳定安全系数为 1.2～1.3。而《建筑边坡工程技术规范》GB 50330-2013 中 5.3.2 条规定一级边坡一般工况下稳定安全系数为 1.35，大于上述规范中滑坡稳定安全系数，因此对于已治理滑坡拟新建房屋建筑时，应先复核已治理滑坡的稳定性系数。

5.3 岩石地基

5.3.1 在岩石地基中，岩石一般可视为不可压缩地基，上部荷载通过基础传递到岩石地基时，基底应力以直接传递为主，应力呈柱形分布，当荷载持续增加使岩石裂缝被压密产生微变形时，应力存在向基础底面外有限范围扩散，呈钟形分布。在此基础上，规定了特殊情况下验算软弱下卧层的要求。

在重庆的岩石地基中，平面或竖向岩体层状交替分布特性十分普遍。其岩体的弹性模量、承载力特征值、泊松比等主要力学指标差距较大，有时岩层间遇到软弱夹层时，对地基主要受力层范围的地基承载力影响较为明显，有时岩层间甚至存在一定厚度的极破碎夹层(类似于土的特性)应充分考虑对地基变形的影响。

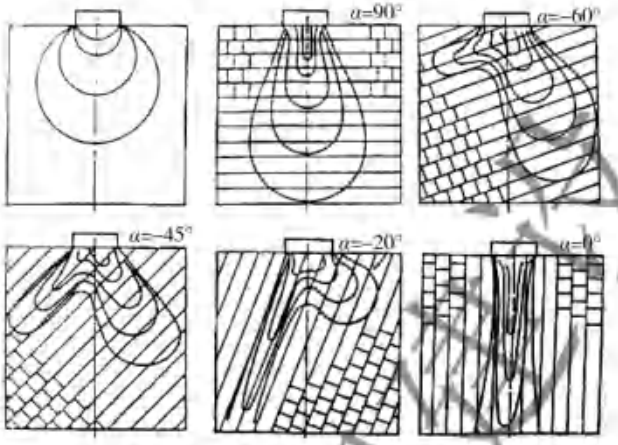


图 5.3.1　不同岩层层面等应力线图

重庆地区住宅小区地下车库设地通道与周边建(构)筑物连通的情况较为普遍，建(构)筑物水平投影范围内部分、局部基顶与地下车库基顶标高存在 1～3 层的高差，受地形或建筑功能布局影响，其地基一面或多面临空现象突出，其对地基承载力影响不容忽视。

对岩层面(或软弱结构面)倾角小于边坡坡角的顺向坡，如果岩质偏于软弱，有顺层滑动失稳的可能，地基基础设计时应进行沿层面(或软弱结构面)滑动稳定性的验算，验算时应采用沿层面或软弱结构面的抗剪强度参数。

5.3.2　较完整、完整、较破碎岩石地基刚度较大，建筑以此类岩基为持力层一般情况下可不考虑建(构)筑物荷载引起地基变形和地基不均匀沉降的影响。重庆地区基岩面起伏十分普遍，因此，在同一建(构)筑物下，允许多种基础形式组合使用，如桩基与独立基础或桩基与条形基础、独立基础组合使用。当组合使用时，宜采取增设基础连系梁、设置结构板等结构措施，加强基础或嵌固层的整体刚度。

5.3.5　重庆地区的酸雨比较严重，室外排水沟是雨水的汇集区，

明沟两侧易受雨水浸蚀，基础埋深不应浅于室外排水明沟。规定加宽散水，其目的也是防止雨水的浸蚀破坏。

重庆地区的侏罗系泥岩，常具有肉眼不易辨清的网状微细裂隙，敞露于大气中后，大气中水分的楔入与逸出，将使岩体沿着原有裂隙劈开，形成碎屑物质。基坑开挖后，只要立即采用水泥砂浆封闭，便可防止这种现象的发生。

5.4 土岩组合地基

5.4.1 土岩组合地基是山区常见的地基形式之一，由于地基的刚度不均匀，如设计处理不当，会出现较大的不均匀沉降，引起房屋开裂，影响使用，严重的甚至会危及结构安全。土岩组合地基设计的关键是解决不均匀沉降问题。减少地基不均匀沉降可采用深挖换填、在基岩上作褥垫、加强基础及上部结构的刚度等方法处理，也可采用桩基或梁、拱跨越等处理措施。

5.4.2 土岩组合地基的主要特点是不均匀沉降，建(构)筑物的平面与体型复杂，对地基会造成应力重叠，增大不均匀沉降，故建(构)筑物宜选取简单规则的平面和体型。在土岩组合地基，宜选用较适应不均匀沉降的结构体系，如厂房结构宜采用排架结构。地基基础设计，则考虑基础与上部结构的共同作用，加强结构和基础的刚度，使之能够承受和适应部分地基基础不均匀变形。另外，土岩结合部位变形差异大，应加强构造处理。对建(构)筑物采用桩基或对土岩组合地基进行了地基处理，使地基刚度变得均匀时，建筑的平面和体型等可不受本条规定的限制。

5.4.3 在建(构)筑物的范围内，部分为岩石地基部分为土质地基，或者基岩起伏多变，在土岩组合地基中出现较多。对重要的或者对沉降敏感的建(构)筑物，宜采用桩基、梁板跨越等方式处理。对多层房屋，部分为岩石地基部分为土质地基，可采用以下方式处理：

1）结合建筑平面布置，荷载分布及地基情况，宜在岩质地基及土质地基接合部位设置沉降缝；

2）当岩质地基所占面积较小时，可在岩质地基上设置褥垫层，并采用加强上部结构在土岩结合部的连接构造；

3）当土质地基所占的面积较小时，对土质地基可设置采用长桩子基础或端承桩基础，将基础的持力层放在岩基上；

4）当土质地基及岩质地基的面积相当时，可根据技术经济比较，采用本条第1)、2)、3)条的方法进行处理。

5.5 红黏土地基

5.5.1 红黏土是母岩为碳酸盐系（包括间夹其中的非碳酸盐岩类岩石），在湿热条件下经红土化作用形成的特殊土类，一般具有胀缩性和裂隙发育等特点。红黏土在垂直方向上状态变化较大，从地表往下随深度的增加，含水量逐渐提高，土体会逐渐变软，即"上硬下软"。而一些地区在水平方向上厚度变化也较大，造成红黏土地基的不均匀性；裂隙发育破坏了红黏土体的完整性，降低土体强度，增加土体透水性。故本条提出设计要考虑红黏土的状态分布，地基的均匀性和裂隙发育特征、下伏基岩特性、土洞分布、地表水及地下水的分布及动态变化的影响，采取当地既有成熟的工程经验。

5.5.2 对轻型建筑，在红黏土地区，尤其是地基主要受力层范围内全部由红黏土组成的地基，在满足承载力和变形的条件下，宜选用天然地基。基础宜浅埋，应充分利用上部坚硬、硬塑土层作持力层；同时基础的埋深宜大于大气影响急剧层的深度。沉降计算深度范围内有基岩时，因为刚性下卧层的存在，土的附加压力相应增大，地基变形量也相应增加。考虑刚性下卧层的影响的地基变形计算，可按本标准第4.4.9条的规定执行。

5.6 人工填土地基

5.6.1 在山区的工程建设中，不可避免会碰到填土地基。对未经填方设计处理的填方地基，应慎重对待，因为随意抛填的填土地基密实度差、不均匀性强、后期会在自重作用下出现较大的固结沉降及不均匀沉降，一般不宜直接作为建（构）筑物的地基使用，应进行地基处理或采用桩基，对桩基应考虑填土产生负摩阻力的不利影响。对老填土，当其填土均匀性和密实性较好，且自重固结基本完成，经试验检验合格，可作为地基基础设计等级为丙级建筑的地基直接使用。

5.6.2 随意抛填的填土不能作为基础的持力层使用，对桩基会产生较大的负摩阻力，对管线等带来不均匀沉降，影响管线的使用，且较厚的随意抛填的填土，在其上修建建（构）筑物时，后期进行地基处理难度较大，费用不低，风险不小。有条件时，对大面积的填土地基，应进行填土方案设计，选择合理的填土方式。对拟处理的填土，可采用碾压、振密、冲击、强夯等方式进行处理。

5.6.3 本条提出了填方设计的原则及要求达到的目标，并对填方设计的主要内容进行了规定。随着经济建设的发展，开山造地形成大型建设场地越来越多，大型建设场地的填方地基应根据使用功能，结合原场地地基和填筑地基的工程特点，可按下表进行工程建设场地分区，按不同分区的要求进行相关的处理。

表 5.6.3 建设场地工程分区

分区名称		分区条件
建（构）筑物区	重要建（构）筑物用地区	结构复杂、荷载大的建（构）筑物所在区域
	一般建（构）筑物用地区	结构简单、荷载小的建（构）筑物所在区域
边坡区	边坡用地区	天然边坡、填筑边坡所占用的区域
	边坡稳定影响区	影响天然地基或填筑边坡稳定的区域

续表5.6.3

分区名称	分区条件
场地平整区	具有一定的压实度和变形要求的区域
规划预留发展区	场地平整范围内预留的规划发展区域,目前尚无确切的技术要求。

5.6.4 底部若为较软弱的土层,设置成台阶也可能在土层中形成滑面,故建议增加整体稳定性验算。

5.6.6 本条中的高填方边坡是指填筑高度大于15m的高填方边坡,此类边坡的高度高,宜采用动态设计,并应在充分掌握场地工程地质条件、水文地质条件、填料来源及其工程性质的基础上,综合进行填筑断面、排水设施、边坡防护等设计。表5.6.6-1 高填方边坡形式和坡率的允许值,摘自现行国家标准《高填方地基技术规范》GB 51254,填料应满足本标准5.6.5条第1款的要求;表5.6.6-2 压实填土边坡坡度允许值,来自原重庆市地方标准《建筑地基基础设计规范》DBJ50-047-2016,可供初步设计时参考。

5.6.7 地表、地下水对填土质量有较大的影响,设置合理的排水系统及采取合适的排水措施,对保证填土地基的施工质量及保障后期的使用,具有重要的作用,排水系统的设计及要求是填土地基设计的一项重要内容。

5.6.9 填土地基上的建(构)筑物基础除应满足地基承载力要求外,尚应考虑填土的沉降对基础沉降的影响,按地基变形控制进行设计。对高填方设计的地基,可通过合适的置放时间来减少填土沉降的不利影响,填料采用块石、碎石填料时,宜不少于1个雨季自然密实期,采用其他填料时宜为1～2个雨季的自然密实期;工程中也可在施工期和工后进行沉降和变形监测,通过沉降观测资料分析判断高填方地基变形的发展趋势,综合建(构)筑物的建造时间确定建(构)筑物的地基基础设计。

5.7 人工硐室地基

5.7.1 山区地基中，常有硐室存在，可分为人工硐室和天然洞室两大类。防空洞、地下交通轨道及地下建筑形成的硐室属于人工硐室；岩溶洞穴和土洞属于天然洞室，设计可详见本标准第5.8节；地下矿床采空区，广义上也属于人工硐室地基，因其具有特殊性，本标准单独列入第5.9节。

硐室地基设计时，应要求工程地质勘察报告包含：硐室围岩分级、围岩性状、裂隙分布和空间形态以及与硐室临空面的关系、硐室顶部覆盖层厚度等。还应查明拟建建(构)筑物与硐室的空间几何关系和尺寸、硐室支护结构的竣工资料等。

重庆主城区地下人防硐室布局十分普遍，近年来，重庆地下建筑、轨道交通建设日益发展，有的已经建成，有的正在建设，有的处于城市规划之中，这些对地上建(构)筑物建设的影响不容忽视，收集、分析地下空间开发与利用的资料是必要的。

5.7.3 浅埋硐室是指洞顶至其影响范围内基础底面间覆盖层厚度接近2～2.5倍洞顶塌落高度，硐室周边的这一区域成拱效应差。岩石地基中由于硐室的存在，不仅影响地基的承载力，而且会因硐室围岩应力重分布而导致硐室地基变形。故对于地基基础设计等级为甲、乙类建筑，不仅应验算洞穴地基的承载力，而且还应验算硐室地基变形。

岩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，故应对浅埋硐室围岩、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，硐室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(构)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，硐室地基变形期也会有长有短。

5.7.4 硐室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。

5.7.5 本条对地基基础设计等级为乙、丙级建（构）筑物，列出了可不考虑硐室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，在有可靠经验基础上慎重确定。

地下硐室的影响范围确定应综合硐室截面大小、硐室结构形式、岩体特性、围岩等级、洞顶覆盖层厚度、岩体破裂角、地下空间利用功能等因素。

5.7.6 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。据长江科学院重庆岩基研究中心对30余年的试验成果的统计，侏罗系岩层中，砂岩的抗拉强度标准值约为抗压强度的1/10～1/25（即0.04～0.10），泥岩的抗拉强度标准值约为抗压强度的1/8～1/15（即0.07～0.12）。

计算式中的冲跨比，与岩体完整性和强度有关，极软质岩取0.3，软质岩取0.4，硬质岩取0.5。适用于Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类围岩和Ⅳ类围岩中岩体较完整的软岩；Ⅳ类围岩中的取值情况及Ⅳ、Ⅴ类围岩不适合按本条公式进行计算。

5.7.7 岩体结构面是影响地下硐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。

5.7.8 人工硐室的稳定性，主要取决于硐室围岩的岩体结构、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。人工硐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，硐室围岩一般较稳定，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，硐室侧壁较稳定，应注意洞顶围岩的稳定性。硐室轴线沿结构面倾向方向布置时，硐室一般较稳定；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，对硐室的稳定很不利；

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，对保证人工硐室地基的安全承载有利；

5 根据上部建（构）筑物与地下硐室空间几何关系，按基坑开挖的施工步骤和顺序确定硐室周边的地基卸载范围、卸载时机以及上部建（构）筑物建设和建成使用的加载步骤等不利工况来验算硐室地基稳定性；

6 岩土的物理力学参数应结合硐室的时空效应确定，对硐室地基稳定性影响较大；

7 硐室是否处于偏压和高应力状态。

5.7.9 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。对于浅埋人工硐室地基上的设计等级为甲、乙级建（构）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硐室地基上的设计等级为甲、乙级建(构)筑物，应组织相关专家对预测结果进行安全评估。

本条第1款规定中，有两个层次含义：(1)在进行硐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(构)筑物荷载直接作用在硐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；对基础传力地基，受力模式简单的，可直接采用荷载作用结构的计算模型分析地基；(2)对特别需要进一步了解地面建筑与浅埋硐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硐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，再增加层数则贡献不明显。究竟采用何种方法进行定量分析，应由具体情况确定。

此外，尚应查明和分析硐室围岩岩体结构面不利组合及地下水等对硐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。

5.7.10 当人工硐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B的简化方法估算人工硐室地基承载力，但仍需用工程类比加以判断。

5.7.11～5.7.12 硐室地基处理方法很多，封填加固材料及其承载力应满足上部基础对其承载和变形的要求；早期形成的已有人工硐室没有衬砌，俗称毛洞，对其进行加固，是能够作为承受上部建(构)筑物荷载的地基的；当采用贯穿硐室顶板的桩时，贯穿区

桩身配筋应加强，并采用钢套筒等措施保证混凝土浇筑质量。

5.8 岩溶地基

5.8.1～5.8.2 岩溶地区一般不宜采用挤土桩，挤土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，岩溶地区的岩面凹凸不平，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，以免桩受力后发生倾斜。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。

桩端下顶板最小厚度应与围岩类别、洞跨、基础型式、荷载等有关，应通过计算与试验确定。

5.8.3 为了保证结构工程的安全，本条规定的6种地段，需要采取合理可靠的措施对岩溶或土洞地基进行处理，才能作为建(构)筑物地基使用。岩溶发育程度可分为强发育、中等发育和微发育三个等级，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的规定划分。

5.8.4 岩溶洞室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、当地成熟的经验等妥善选择加固方案。

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

5.8.5 土洞顶板的强度很低，受力后易塌陷，对建(构)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黏性土和粉土及红黏土(及次生红黏土)，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。

5.9 采空区地基

5.9.1 对采空区采取治理综合措施，是为了从建(构)筑物自身的建筑布设、结构设计、采空区地基处理等多方面协调配合，从多角度减少采空区场地建(构)筑物受采空区变形的危害，为优化、合理、安全利用采空区场地提供保障。综合治理包括建筑措施、基础措施、结构措施等。

1 建筑的布置，应尽量避开采空区。当无法避免时，建筑措施宜符合下列规定：

1) 建(构)筑物的长轴宜平行于地表下沉等值线；

2) 建(构)筑物布置应避开地表裂缝、塌陷坑、台阶等分布地段；

3) 建(构)筑物平面应简单、规则，立面形状应力求简单、对称、等高；

4) 结构单元的长高比宜小于2，结构单元的长度不宜超过36m。建(构)筑物设置的变形缝应有足够的宽度，且应与建(构)筑物的纵向中心线垂直，竖向贯通。

2 采空区地基结构的设计，可根据建(构)筑物功能、使用要求及采空区变形特征，采用刚性和柔性相结合的设计理念，并应符合以下规定：

1）建筑结构采用刚性概念设计时，基础与地下室宜采取增强强度和刚度的措施包括：砌体结构采用条形基础时，应设置钢筋混凝土圈梁；对钢筋混凝土筏板基础，应根据地面水平变形引起的附加内力配置钢筋；对独立基础，应在各基础间设置联系梁；

2）采用柔性概念设计时，基础与地下室结构设计可根据具体情况，采用措施增强其柔性和可弯性；采用滑动层和可倾式基础；采用弱强度围护结构；

3）地下管网接头处应设置柔性接头或补偿器，并应增设附加阀门、修筑管沟等保护措施；环境许可时宜采用地面管网设计。

3 采空区结构措施包括以下内容：

1）增强建(构)筑物整体刚度与变形相协调，并宜采用轻质高强围护材料；

2）在采空区地表连续变形区内，宜采用条形、带形、柱下交梁、箱形等抗弯刚度较大的浅基础；对于浅层、非连续变形的采空区，可采用双层板基础和梁板跨越基础；建(构)筑物的基础类型及埋深宜选用相同形式；

3）在采空区地表非连续变形区内，应采用在基础下设置滑动层、柱柱间设置斜拉杆等构造措施；

4）在采空区地基压缩变形区内，宜设置变形补偿沟等减沉措施；

5）砌体结构承重墙体应纵、横方向对称布置，减少横墙间距、并以贯通内墙；砌体结构应采用钢筋混凝土基础，并应设置圈梁和构造柱，其位置、数量、尺寸和配筋应根据地表残余变形值计算确定；门窗口上下应增

设拉结钢筋；

6）室内地坪做法宜先铺设整片砂垫层，之后再砌筑地砖、预制混凝土块或钢丝网混凝土板。

4 采空区地基处理措施可详见本标准第5.9.7条。

5.9.2 附加应力分析法适用于垮落断裂带发育且密实程度差的浅层、中深层采空区场地。其计算模型可见下图，分层计算基础地面以下平均附加应力或基础中心点的附加应力 δ_z，分层厚度不宜大于5m，取附加应力值为 $0.1\delta_c$（自重应力）深度为建（构）筑物附加应力影响深度。

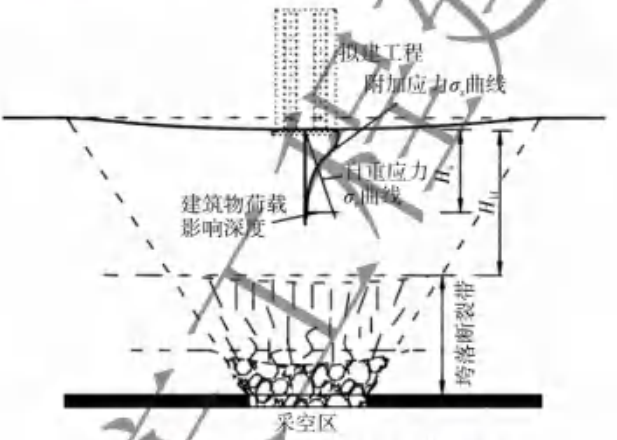


图5.9.2 附加应力分析法计算模型

荷载临界影响深度判别法可用于对穿巷、房柱及单一巷道等类型的采空区的稳定分析，当建（构）筑物建在采空区上时，可按式(1)计算顶板保持自然平衡状态时采空区巷道顶板临界深度 H_D：

$$H_D=\frac{B\gamma_0+\sqrt{B^2\gamma_0^2+4B\gamma_0 p_0\tan\varphi\tan^2(45^0-\varphi/2)}}{2\gamma_0\tan\varphi\tan^2(45^0-\varphi/2)} \tag{1}$$

式中：B ——巷道宽度（m）；

γ_0 ——顶板以上岩层的重度（kN/m³）；

p_0 ——建（构）筑物基底附加单位压力（kPa）；

φ ——顶板以上岩层的内摩擦角(°),由岩样剪切试验求得。

数值分析法可作为其他评价方法的补充和参考,其结果未经验证不得用于预测评价。

5.9.6 本条是根据现行国家标准《煤矿采空区建(构)筑物地基处理技术规范》GB 51180 的规定编写。

重庆工程建设

6 地基处理

6.1 一般规定

6.1.1 重庆地区常见的地基处理方法包括换填垫层法、振动碾压法、强夯法、注浆加固法等。地基处理方案的选择受多种因素控制，需综合考虑建(构)筑物地基基础安全等级、场地地质条件、结构类型、荷载大小、施工条件、机械设备以及当地的地基处理经验等。另外，通过加强上部结构刚度，充分考虑地基、基础与上部结构的共同作用，也能起到减少地基的不均匀沉降，有效控制变形的效果。

合理选择地基处理方案，不仅可以保证工程质量，加快工程建设进度，同时还可以节约大量投资。选择地基处理方案，必须综合考虑处理方案对周边建筑、地下管线、地下水等环境的影响，忽视对周边环境的影响，有时会带来非常复杂、严重的问题。

6.1.2 处理后的地基应满足建(构)筑物承载力、变形和稳定性要求。稳定性计算和变形计算应符合现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 和现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

处理地基的软弱下卧层验算，对压实、夯实、注浆加固地基及散体材料增强体复合地基等应按压力扩散角，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的方法验算，对有粘结强度的增强体复合地基，按其荷载传递特性，可按实体深基础法验算。

经处理后的地基与天然地基相比，场地内地基土的均匀性、密实度变异性较大，而现场检测的数量毕竟有限，不一定能较为全面地反映地基土的实际特性，因此，在地基承载力、变形指标的

设计取值上应严于天然地基。

6.1.3 地基处理是一项经验性很强的技术工作。影响地基处理效果的因素较多，相同的地基处理工艺、相同的设备，在不同的建筑场地、不同地质条件下，处理效果不尽相同，有时差别还较大；一个地区的成功经验在另外一个地区可能并不完全适用，因此，地基处理方案中相关设计参数的可靠性应通过现场试验性施工加以验证，并通过试验过程中取得的相关测试参数加以补充完善。尤其是建筑地基存在临空面、形成边坡地基时，注浆、强夯等地基处理方案的可靠性应引起设计、施工的高度重视。

6.1.4 为新增条款，与《建筑与市政地基基础通用规范》协调一致。

6.1.5 现场静载试验能较为准确地提供地基土的承载力和变形参数，因此，应采用该方法来确定地基承载力。

6.1.7 处理地基上的建(构)筑物，构筑物受地基沉降或不均匀沉降的影响，极易造成上部结构构件出现开裂变形现象，严重时甚至影响到结构安全使用，开展建(构)筑物沉降监测是必要的。建(构)筑物沉降稳定标准可参考《建筑变形测量规范》JGJ 8的相关规定作为判定依据，即最后100d的沉降速率小于0.01～0.04mm/d时，可认为已进入稳定阶段。

6.1.8～6.1.10 为新增条款，参考《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2012，对复合地基的有关其性的计算公式列入一般规定中。

6.1.11 为新增条款，根据《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2012，对经处理后的地基承载力特征值，如何进行修正进行规定。

6.2 换填垫层法

6.2.1 换填法主要用于处理浅层软弱地基，将基础底面下处理范围内的软弱土层部分或全部挖除，然后分层换填强度大、性能稳定，无侵蚀性材料，应压实至设计要求的密实度为止。另外，重庆地区的基岩往往起伏较大，崩坡积层、残积层、碎屑堆积层等土

质地基中常含有大量的孤石，岩溶地区石芽密布，这些土岩组合地基，通常须将基础下基岩（孤石）挖除一定厚度，垫以炉渣或土夹石等材料，形成“褥垫”，以调节地基的不均沉降。

6.2.3 垫层的主要作用是调整基底的压力分布，改变软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。重庆地区常见的换填垫层有砂垫层、碎石垫层及加筋垫层。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。

6.2.7 多层共挤复合成型的土工格栅材料要求：2%应变时的径向拉伸割线模量≥130KN/m，抗氧化性强度保持率≥90%，抗紫外线强度保持率≥90%，耐酸碱液强度保持率≥90%。

6.2.8 根据加筋地基的有关数值分析，第一层筋带至基底的距离宜取0.5m，不宜过大或过小，据此修改了加筋垫层的总厚度要求；加筋带层数存在最佳层数，当筋带层数为3层时，地基土承载力有较大的增加，当层数继续增加时，地基承载力增加幅度较少，且不经济；当筋带长度过小时，筋带不能有效的限制土的侧向位移，承载力较低；当筋带长度过大，承载力反而有所下降且造成浪费。通过对比分析，筋带长度取5倍基础宽度时，承载力较大；筋带间距取0.25b时，承载力较大，但间距不应小于0.5m，这主要是因为随着筋带的竖向间距过小，带间土对筋带的作用力较大，致使筋带率先破坏，导致地基承载力降低。当筋带间距过大时，筋带对带间土的侧向约束力减弱，导致承载力降低；筋带布置范围宜在基底以下0.25～1.5b之间。筋带设置深度过大，底部筋带应变较小，筋材的作用没有得到发挥，承载力增加缓慢，导致工程浪费。

考虑加筋的作用，加筋垫层层间填料的压实系数可适当放宽，此处参考了《深圳市地基处理技术规范》SJG 04-2015。

加筋地基数值模拟分析：加筋体（土工格栅）采用FLAC2D程序二维条形锚Strip单元，土体弹塑性模型采用摩尔-库仑破坏准

则。按平面应变分析条形基础，加筋土地基的承载力特征值、加筋长度、筋带层数、铺设位置范围对加筋效果的影响。模型长 20m，高 14m，基础为条基，宽度为 2.0m，基础作用在模型顶端中心部位。土体离散成 $0.5\times0.5m^2$ 的单元，在基础位置作用一个竖直向下的集中力来模拟基础加载过程。模型底部垂直方向约束，两侧水平方向约束。岩土参数：未处理的人工素填土（下卧层）重度 γ_1 取 $18kN/m^3$，弹性模量 E_1 取 10MPa，泊松比 μ_1 取 0.35，粘聚力 C_1 取 5kPa，内摩擦教 $\varphi_1=20°$。垫层厚 3.0m，重度 γ_2 取 $20kN/m^3$，弹性模量 E_2 取 12MPa，泊松比 μ_2 取 0.3，综合内摩擦角 φ_2 取 25°。

土工格栅弹性模量 E_3 取 500MPa，重度 γ_3 取 $15kN/m^3$，抗力强度取 150kN/m（主要为了分析筋带对地基承载力的影响），最大应变 ε_{max} 取 0.05，填土与筋带界面的剪切刚度取 20000kN/m。填土与筋带之间初设表观摩擦角取 26°，最小表观摩擦角取 21°，筋带的宽度取 25mm，厚度取 1.5mm，每米 6 条，未考虑横向筋带作用。

未处理地基的 p-s 曲线如图 6.2.8-1 所示，根据地基承载力特征值取值原则，其地基承载力特征值 f 为 89kPa。

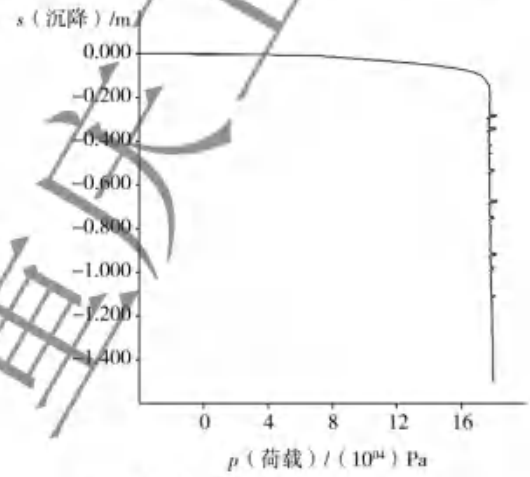


图 6.2.8-1　未处理地基 p-s 曲线图

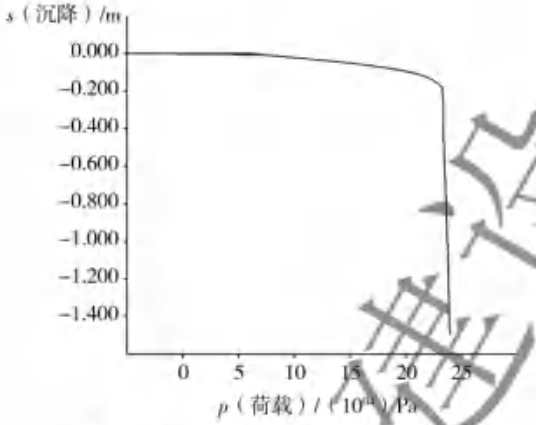


图 6.2.8-2　垫层处理地基 p-s 曲线图

根据 p-s 曲线图表明，未处理地基比例界限分明，比例极限对应的变形约为 150mm；但一旦超过比例极限，地基竖向变形显著，p-s 曲线陡降，未处理地基的破坏具有突发性，从变形到破坏无延性变形阶段，整个地基呈脆性材料的破坏特征。

垫层处理地基的 p-s 曲线如图 6.2.8-2 所示，其地基承载力特征值 f 为 116kPa。根据 p-s 曲线图表明，垫层处理地基比例界限分明，比例极限对应的变形约为 200mm，与实际情况较为吻合；但一旦超过比例极限，地基竖向变形显著，p-s 曲线陡降，垫层地基的破坏具有突发性，从变形到破坏无延性变形阶段，整个地基呈脆性材料的破坏特征。通过与图 6.2.8-1 对比分析，垫层处理地基的比例界限有所提高。

加筋地基数值模拟采用追踪分析方法，即按照最有利于提高地基承载力的方向进行分析，寻求最佳地基处理方案。由于篇幅所限，在此仅以地基处理效果最佳的方案进行分析说明。

当筋带层数为 3 层，筋带长度为 $5b$，间距为 $0.25b$，第一层筋带距离基底为 $0.25b$ 时，加筋效果最佳，其 p-s 曲线如图 6.2.8-3 所示。其地基承载力特征值 f 为 308.34kPa，为无筋垫层地基承

载力的 2～3 倍。

根据 p-s 曲线图表明，加筋地基处理地基比例界限不很分明，极限荷载值较前两种情况均有大大提高；加筋地基由于加筋带抗拉作用，从变形到破坏有一定渐变过程，即在超比例极限后，而且随着荷载的增加，p-s 曲线下降缓慢，曲线曲率小，地基呈延性破坏。

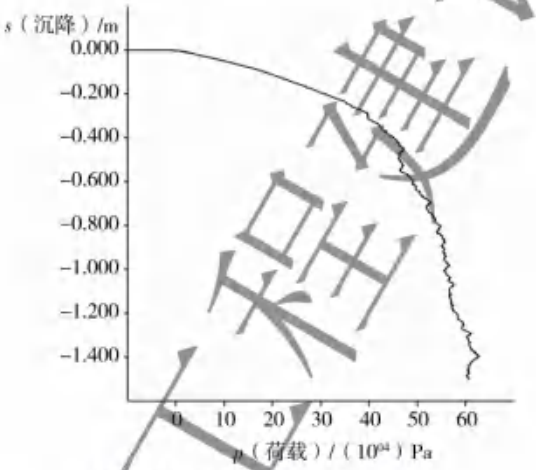


图 6.2.8-3　加筋地基 p-s 曲线图

6.2.9　垫层的分层铺填厚度、每层压实遍数等施工参数与场地地质条件、换填材料、施工机械、设计压实要求有直接关系，应通过现场试验来确定。当采用人力夯击或蛙式夯时，虚铺厚度可取 150～250mm；当采用重锤夯实时，可取 500mm 左右；采用机械碾压时，应符合 6.3 节的要求。

平振法及插振法是采用混凝土电动平板振动器或电动插入式振动器将垫层振动密实的一种处理方法

6.3　振动及冲击碾压法

6.3.2　对水田、池塘、沟渠等积水地带，应开沟放水，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。

6.3.4 选取表6.3.4-1中的相关参数时，碾压设备的碾压速度宜为2～4km/h，振动频率宜为25～30HZ，振幅宜为1.1～2.0mm。

20世纪50年代，南非共和国Berrange先生首创了连续式冲击压实技术及其设备，该冲击压实机由牵引机和压实轮（压实轮采用非圆截面形状，外形为三边形、四边形等多边形）两部分组成，压实轮在牵引拖动行驶滚动中将高位势能转化为动能对地面进行冲击从而对土体的深层产生较强的冲击能量，同时辅以滚压、揉压的综合作用，使土石颗粒之间发生位移、变形和剪切，从而获得深层压实效果的全新设计理念。我国20世纪90年代引进此法后再高速公路施工中迅速得到推广应用，重庆市万州五桥机场、重庆江北机场三期跑道等大型填土工程中应用了此法，取得了良好效果。

与振动碾压相比，冲击碾压在虚铺厚度、填料粒径方面有较大幅度的放宽，对于大面积填方工程，可起到节约造价、缩短工期的效果。

6.3.5 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。

6.3.8 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，说明小坑灌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 强夯法

6.4.1 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。强夯法是一种经济高效、节能环保的地基处理方式，广泛应用于工业与民用建筑、公路铁路路基、机场跑道、港口码头等建设工程。

强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，用夯锤夯击形成的强夯置换墩，适用于高饱和度的软黏土地基上对变形控制要求不严的工程。强夯置换法具有加固效果显著、施工期短、施工费用低等优点。

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一倍。地基固结三个月后，又增高约 15%，这是我市较早采用强夯工艺进行地基处理的工程案例。近年来，随着建设用地的紧张，市区内开山填沟形成大量的填土地基，多采用强夯工艺进行处理，取得了很好的效果。

强夯所用夯锤宜采用铸铁锤，不宜采用混凝土锤。

6.4.3 重庆地区填土地基的填料多为开山放炮形成的岩石碎屑，岩性以砂岩或页岩、泥岩为主，为了确保夯实效果，应对填料的级配加以控制，尤其是大的块石的粒径。建设部《推广应用和限制禁止使用技术公告》（2004 年 218 号）中，将“强夯法处理大块石填土地基”列为推广应用新技术，其中对强夯处理块石填土地

基的填料粒径提出了控制要求："适用于填料粒径大（最大可达800mm）的高填土地基分层强夯地基处理"。强夯施工前，应进行试夯，并根据试夯结果调整强夯设计。

6.4.4 强夯法处理深厚人工填土地基时，在原地形易汇水的沟谷地段应设置盲沟等排水通道，避免由于沟谷地段地下水渗透破坏，引起强夯填土地基沉降，进而产生建（构）筑物开裂变形。重庆地区不乏有此案例存在，应引起重视。

6.4.5 从起夯面算起，不完全满足工程设计要求的地基土，经强夯处理后，通过测试土的强度、变形、波速等指标，均满足设计要求的深度即为强夯的有效加固深度。应根据土的特性、夯击能、上部结构荷载、基础形式等综合确定。强夯有效加固深度为强夯处理后土的强度、变形等指标发生显著变化的深度，一般可认为加固土的强度、变形模量、波速等指标提高30%以上的深度为有效加固深度；强夯影响深度为为强夯处理后土的强度、变形等指标发生变化的深度，根据经验可取有效加固深度的1.5倍左右。

近几年来，重庆高能级的强夯处理项目较多，根据现场测试结果，结合《钢制储罐地基处理技术规范》GB/T 50756 补充了高能量强夯的有效加固深度。

重庆某场地素填土无序堆填或抛填，堆填时间3-4年，主要由粉质黏土夹砂岩、泥岩碎块石组成，局部含建筑垃圾。碎块石呈强、中风化，块径一般在10～200mm，局部块径约达500mm，含量约20～40%。稍湿、稍密，最大层厚45.60m。设计要求强夯处理后地基承载力特征值≥330KPa，处理深度≥18米，强夯夯击能为25000kN·m。主点夯单击夯击能采用25000kN·m，第一遍主点夯10m×10m正方形布点，第二遍主点夯夯点布置在第一遍每四个呈方形布置的夯点中心处，夯点击数8-10击。第三遍单击夯击能采用12000kN·m，6.9m×6.9m梅花形布点，夯点击数6-8击。第三遍夯点布置在第一、二遍主点夯完成后所形成的每四个相邻夯点中心处。第四遍、第五遍满夯单点夯击能采用3000kN·m，

第四遍满夯夯印相切，第五遍满夯夯印搭接 1/4 布点，满夯击数 1-2 击。经瞬态瑞雷波速测试，夯前填土的波速为 163.9～185.0m/s，夯后 18m 处填土的波速达到 220.60～533.60m/s，有效处理深度可达到 18m。

通过 $1m^2$ 承载板现场静载试验，强夯填土地基承载力特征值达到 360KPa，满足设计要求。

6.4.6 对于不同的地基土而言，单点的夯击次数也不同。单点的夯击次数可从现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定。夯点的夯沉量最大而夯坑周围土体的隆起量较小时的夯击次数为最佳夯击次数，不能只控制夯沉量而忽视夯坑周围土体隆起过大的问题，隆起量过大，表明夯击效率低，此时应适当降低夯击次数。重庆岩石碎屑填土地基，一般单点的夯击次数在 8～12 次可满足要求。

6.4.7 夯击遍数应根据地基土性质经试夯后确定。夯击遍数与压缩层厚度、填料特性、建筑允许沉降量有关，对重庆市的多数工程而言，填料为开山形成的岩石碎屑，孔隙大，渗透性强，采用点夯 2～3 遍，满夯 1～2 遍，均取得了较好的效果。表层 1m 范围内的填土结构松散，不处理直接作为基础持力层易引起不均匀沉降，应采取碾压措施将其压密。

6.4.8 复杂场地的强夯设计可进行强夯地基动力数值分析研究。通过强夯处理填土地基额动力数值分析，可以有效的模拟强夯处理效果，分析强夯参数的合理性，优化强夯设计，对复杂地基的强夯设计起到一定的指导作用。

通过重庆巫山某酒店强夯地基处理工程实例分析，该场地填土厚度大于 30m，填土下部填筑时间较长，经过了多个水文年，长江水位的涨落及浸泡使其基本完成了自重沉降。因此，只需对上部填土进行强夯处理。强夯参数按设计要求，夯击能取 6000KN·m，岩土参数取值：填土的重度取 $19.50KN/m^3$，弹性模量取 10MPa，泊松比取 0.35，抗剪强度参数 C 取 5KPa、φ 取 25°。采用国际通

用的 ANSYS/LS-DYNA 动力有限元软件，通过分析强夯击数（十击）与夯坑深度关系图，第一击夯坑深度最大，达到 0.5m（扣除了夯锤下落 1m 高度）。随着击数的增加，夯坑沉降幅度逐渐减少，到十击之后，几乎无增加，达到收锤标准，总沉降量达到 1.80m。与实际情况比较吻合。

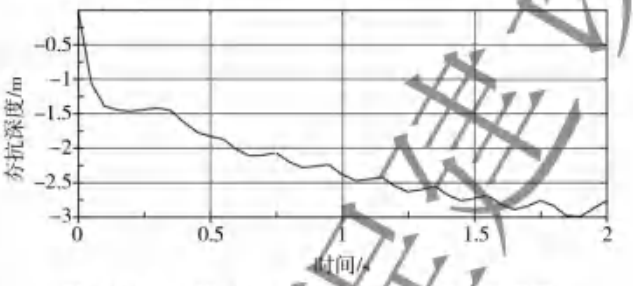


图 6.4.8-1　强夯击数（十击）与夯坑深度关系图

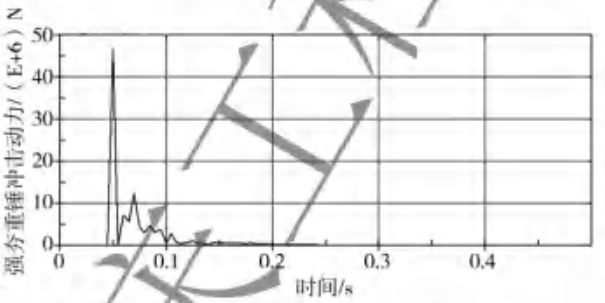


图 6.4.8-2　强夯重锤冲击动力与时间关系曲线

通过分析强夯重锤冲击动力与时间关系曲线，强夯重锤冲击动力是瞬态荷载，其与时间关系曲线为三角形关系，最大冲击动力达到 46900KN，几乎为重锤重量 245.9KN 的 190 倍（夯锤高 1m，直径 2m，吊高 25m，夯击能约 6000KN·m），作用时间仅为 0.01～0.1sec。如填土块石粒径较大，存在架空现象，则空洞具有吸能效应，重锤冲击动力将减小，冲击动力的影响范围也将减少，强夯加固深度受一定的影响。随作重锤重量的增加，冲击力将随

之增加，夯坑深度自然增加，强夯加固深度也随之增加。

就本项目而言，从强夯地基处理夯坑沉降云图分析强夯有效加固深度在 8～9m，与实际情况比较吻合。加固深度约为重锤直径的 4 倍，加固宽度约为重锤直径的 3 倍。重锤冲击动力作用与地基的沉降等值线近于竖立的半鸡蛋形，有别与静力作用地基形成的平躺鸡蛋形沉降等值线。强夯对深部地基加固具有较好的效果。

从多遍强夯（夯点间距取 5m）击数（十击）与夯坑深度关系分析，单点夯击会使周围已夯的夯坑产生隆起，对已夯的土体产生扰动，从而减弱强夯效果。因此夯点间距不能太小，一般不能小于 2.5 倍夯锤直径，夯击能大，夯点间距可取大些。当然间距太大就起不了均匀加固地基的效果。

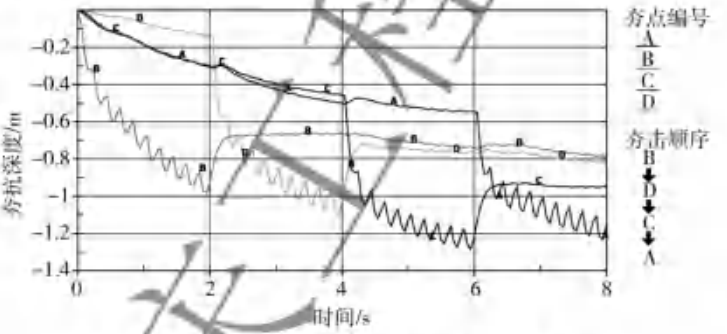


图 6.4.8-3　多遍强夯击数（十击）与夯坑深度关系图

6.4.9　不同能击组合法强夯工艺是指采用高能级夯击能与中等能级夯击能进行组合点夯，最后采用低能级夯击能进行满夯处理的地基处理方法，高能级点夯处理深部填土，中能级点夯处理中部填土，低能级满夯处理浅部填土，最终使整个深厚填土得到加固处理。对于填方深度大于 10 米以上的深厚块石填土地基，采取不同能级组合法强夯工艺，可取的良好效果。

6.4.13　强夯施工时的振动对周围建（构）筑物的影响程度与土

质条件、夯击能量及建(构)筑物的特性有关，当强夯距离建(构)筑物或设备较近时，应对强夯引起的地面振动加速度进行监测，确保建筑及设备的安全。强夯施工会对位于振动影响范围内的建(构)筑物或设备、仪表产生损伤时，应采取一定的隔振措施。对破坏力较大的瑞利波，可采取挖掘隔振沟的方法进行隔振，隔振沟距夯点越近，隔振效果越明显。

6.5 强夯置换法

6.5.1 强夯处理达不到收锤标准时，也可采用强夯置换法。

6.5.2 强夯置换墩长度与夯击能有关，《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 中 规定置换墩体深度不宜超过 10m，相对于最大夯击能 12000kN·m 而言，本标准最大夯击能提高到 25000kN·m，则偏保守规定置换墩体深度不宜超过 15m。

6.6 注浆法

6.6.1 强透水性、以块石为主的填土不适宜采用注浆加固处理，因浆液在此类地层易沿土中孔隙渗漏，甚至与地下水一起渗流。

6.6.2 注浆加固设计前，应进行室内浆液配比试验和现场注浆试验，确定设计参数，检验施工方法和设备。

6.6.3 注浆所用的材料由主剂(原材料)、溶剂(水)及外加剂混合而成。地基注浆加固时一般采用纯水泥浆，地层中有较大孔隙，耗浆量很大或有地下水时，宜采用水泥砂浆。有地下水活动、浆液漏失严重且无其他有效堵截措施的情况下，可采用水泥-水玻璃类双液注浆材料。

6.6.4 浆液的配比及外掺剂的掺入量应根据现场试验确定，对水泥浆液水灰比一般取 0.8～1.5，防渗注浆宜取较稀浆液，加固注浆宜取较稠浆液。

6.6.5 填土地基孔隙率大，跑浆现象严重，应采用水泥砂浆多次注浆施工，方可保证质量。砂浆的塌落度宜控制在 25mm～75mm 之间，后一次次注浆应在前次浆液初凝后进行。

6.6.6 注浆压力是浆液在地层中扩散的动力，它受地层条件、注浆方法和注浆材料等因素的影响和制约。注浆压力必须高于周围的土压力，但也不可过高，过高时浆液可能大量溢出注浆有效范围或冒浆，或造成土体破坏而形成塑性区。对于压密注浆，注浆压力主要取决于浆液的稠度，砂浆坍落度较小时，注浆压力可取较高值。

6.6.10 为防止相邻孔串浆和减少浆液的无效漏失，注浆施工顺序一般不宜采用从注浆地带某一端单向推进的方式，应按先外围孔后内部孔、跳孔间隔注浆方式进行。当地下水流速较大时，应考虑浆液在水流中的迁移效应，宜从水头高的一端开始注浆。

6.7 高压旋喷法

6.7.1 高压旋喷桩是利用高压设备使浆液通过注浆管以一定的压力从喷嘴中喷射出去，高压射流冲击切割土体，使一定范围内的土体结构破坏，浆液与土体搅拌混合固化。随着注浆管的旋转和提升而形成圆柱形桩体，凝固后便在土体中形成圆柱形状、有一定强度的固结体。

对大直径块石含量高的填土地基，喷射流受块石的阻挡，能量损失较大，冲击破碎力急剧下降，对处理效果有重要影响。另外，大块石含量高的填土地基，结构松散，喷射过程中跑浆现象比较严重，因此应通过现场试验确定其适用性。

6.7.2 高压旋喷法分单管法、二重管法及三重管法三种。单管法喷射高压水泥浆液一种介质；二重管法喷射高压水泥浆液和压缩空气两种介质；三重管法喷射高压水泥浆液、压缩空气和高压水流三种介质。相对而言，三重管法的地基处理范围较大。

6.7.4 旋喷桩固结体施工质量受地质条件、旋喷工艺影响较大，沿桩身轴线的不同部位，桩径大小也很不均匀，初步设计时，单管法可取0.4～0.6m、双管法可取0.7～1.0m、三管法可取1.2～1.5m。

6.8 素混凝土桩复合地基

6.8.2 重庆某旧城改造住宅小区9#、10#建筑为高层住宅，建筑高度99米，层数为33层，建筑层高为3米。拟建场区属河流阶地地貌，场地处于长江一级阶地之上，场地地层：粉质黏土厚度9.60～26.60；粉土厚度4.93～17.30，卵石局部夹有砂层透镜体，厚度5.50～36.65m。本场地采用复合地基对原地基土进行加固处理，竖向增强体采用桩径500mm的素砼螺杆灌注桩，建筑采用筏板基础。

9#楼螺杆桩有效桩长不小于16m，设计直线段桩长8m，螺纹段桩长8m。桩端进入卵石层深度不小于3m；桩矩形布置，间距1.55m×1.70m，桩身混凝土等级不低于C30。桩顶铺设厚300mm级配良好的碎石或砂砾垫层。

10#楼螺杆桩有效桩长不小于20m，设计直线段桩长10m，螺纹段桩长10m。桩端进入卵石层深度不小于3m；间距1.55m×1.70m，桩身混凝土等级不低于C30。桩顶铺设300mm级配良好的碎石或砂砾垫层。

地基经处理后单桩承载力特征值达1600kN，复合地基承载力特征值不小于650kPa。到目前该建筑已安全运行12年。

6.9 减少不均匀沉降危害的措施

6.9.1 人工压实填土地基、土岩组合地基、处理土地基上修建多层建筑，若处理不当，易产生较大沉降和不均匀沉降，引起结构构件破损，影响建(构)筑物正常使用，工程中可从上部建筑体型的

布置、结构构造、地基基础设计等方面采取措施来加以控制，通过预估建筑变形量，调整标高来使建(构)筑物适应这种变形，保证其使用功能不受影响。尽可能使建(构)筑物各单元的荷载差异不要太大，建(构)筑物平面形状力求简单，否则可使各单元隔开适当距离分别建造，且先建高后建低部分，先建重后建轻部分。

6.9.3 建(构)筑物的荷载不仅使建(构)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(构)筑物相距太近，当被影响的建(构)筑物刚度较差时，会产生裂缝；被影响的建(构)筑物刚度较好时，会产生倾斜；为减少建(构)筑物的相互影响，建(构)筑物之间应相隔一定距离。

6.9.5 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(构)筑物设计时，应预估沉降量的大小，预留出建(构)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。

6.9.6 对于填土地基、土岩组合地基而言，由于地基均匀性的差异、基底压缩层厚度的差异、柱间荷载大小的差异等问题，常产生不均匀沉降，而扩展(独立)基础调整差异沉降的能力较差，极易在上部结构产生裂缝，故对于框架结构不建议采用扩展(独立)基础。

重庆工程建设

7 基坑工程

7.1 一般规定

7.1.1 基坑工程是为保证地下结构施工空间和施工期间的安全的临时性技术措施，基坑支护结构除应满足地下结构施工要求外，尚需把保护周边环境安全作为设计的重要组成部分。

7.1.2 基坑工程的设计工作年限指支护(挡)结构能够发挥正常支护功能的年限，即从支护结构施工完成开始计算。基坑支护是为地下结构施工而采取的临时性措施，地下结构施工完成后，基坑支护也就随之完成其作用，由于支护结构的使用期短，设计时采用的荷载通常不考虑长期作用。为了防止因延长基坑支护结构使用期而带来实际荷载、材料性能，基坑所处环境的变化，设计应规定支护结构的工作年限。一般情况下，各种临时性支护结构均应保证施工开挖过程的安全和正常使用不得少于1年，对地下结构施工周期较长等特殊情况，设计工作年限应根据项目施工实际需求确定。对于施工过程中的基坑工程，施工单位应采取措施保证基坑和支护(挡)结构的安全，对暴露或停工时间超过设计工作年限的基坑，复工前宜进行基坑安全性评价，必要时应结合基坑监测数据采取相应的加强措施。

7.1.3 基坑工程设计时，支护结构应满足各种破坏模式下的承载能力极限状态，并对影响正常使用的极限状态进行控制。

7.1.6 基坑工程往往情况复杂，设计应对施工过程出现的不利工况应进行验算，同时应充分考虑施工对岩土参数的不利影响。基坑岩土体的稳定性分析及岩土侧向作用确定及作用效应计算，支护结构的强度、稳定计算，变形计算及控制，均应符合现行国家

相关标准的规定。

7.1.7 动态设计法是基坑工程设计的基本原则。支护设计宜考虑基坑的平面及空间形状，凸角凹角段应考虑空间效应；凸角段三面临空，岩土体稳定较差，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；凹角段也不总是有利的，应注意是否存在凹角外倾结构面影响。基坑施工开挖的顺序对基坑支护工程影响较大，要求纵横向分段逆作施工。对岛式基坑，不同侧基坑开挖先后顺序影响可通过数值分析确定。

7.1.8 在基坑影响范围内存在重要的建(构)筑物时，基础抗侧力、地基摩擦力、基础与基坑坡缘间的岩土抗力可承担部分建(构)筑物水平作用力。建(构)筑物剩余水平作用力对基坑支护结构产生的影响，可根据基础形式、埋深、刚度、构造措施，基础到基坑坡缘的距离，基坑的岩土性质估算，通过数值分析校核。根据研究，当支护结构附近的建筑桩基深入破裂面以下，破裂面以上采取竖向应力隔离处理时，边坡支护结构承担的建筑剩余水平作用力不超过建筑水平作用力的30%。此时，应根据实际情况考虑支护结构上的侧向岩土压力。

7.1.9 岩土界面较陡的岩土混合基坑或受外倾结构面影响的岩质基坑，易产生沿岩土界面或外倾结构面滑移破坏，此时，应进行剩余下滑力计算，根据力的大小、作用位置及方向确定其对支护结构产生的作用效应，并与岩土侧向压力产生的效应进行比较，按不利原则进行设计。

7.1.10 基坑顶部的永久支护边坡应满足现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的要求。

7.1.11 随着基坑深度越来越深，规模越来越大，周边环境越来越复杂，近年来出现了多种多样的基坑支护形式。本表列出了本地区常见的基坑支护形式及适用条件，特别是组合支护结构、双排桩及内支撑在土质深基坑中取得了较好的效果。由于采用主体地下结构逆作法施工的支护形式用的较少，故未列入。

7.1.12 当锚杆(索)超越用地红线时,应分析锚杆(索)对周边建(构)筑物、市政管网的影响并采取相应的处理措施。

回填土固结、沉降周期长,回填土固结、沉降会使锚杆(索)产生轴线外变形,从而导致锚(索)杆拉力过大甚至断裂。对于穿越回填土层的锚杆(索),一般可采用在稳定岩土层以上加设支墩、竖直肋板的形式对锚杆(索)进行支撑和保护,也可采用注浆的方式对回填土进行加固处理。

7.1.13 鉴于岩土工程的复杂性和诸多的不确定性因素,基坑工程的设计必须采用动态设计方法,基坑支护的顶部变形应根据施工中出现的具体问题和监测结果,分析其水平变形和沉降的累积量和变化速率,结合岩石性质、基坑高度、基坑支护形式以及周边环境综合分析并适时采取措施进行控制。

7.1.14 控制和提高建筑地下室周边回填土质量,确保基础承台和地下室外墙土能分担水平地震作用,对室外地面建筑工程质量及地下室嵌固、结构抗震和抗倾覆均较为有利。

7.2 支护结构设计

7.2.3 虽然目前工程结构设计大多采用以概率理论为基础、以分项系数表达的极限状态设计方法,但在基坑稳定性验算中仍然采用安全系数法进行设计,本条规定了安全系数法的设计表达式。基坑支护设计稳定性验算稳定性安全系数可参考下表取值:

表7.2.3 基坑支护设计稳定性安全系数参考值

整体稳定性	抗渗流(管涌)稳定性	抗承压水突涌稳定性	抗隆起稳定性	
			坑底	墙底
1.25/1.20/1.15	1.6/1.5/1.4	1.1	2.2/1.9/1.7	1.8/1.6/1.4

7.2.5 锚杆自由段长度是锚杆杆体不受注浆固结体约束,可自由伸长的部分。锚杆的自由段长度越长,预应力损失越小,锚杆

拉力越稳定。自由段长度过小，锚杆张拉锁定后的弹性伸长较小，锚具变形、预应力筋回缩等因素引起的预应力损失较大，同时，受支护结构位移的影响也越敏感，锚杆拉力会随支护结构位移增大有较大幅度增加，严重时锚杆会因杆体应力超过其强度发生脆性破坏。为控制锚杆(索)的预应力损失，提出的锚杆锚固段长度、自由段设置的技术要求。

7.3 土质基坑

7.3.1 支挡结构的主动土压力一般可按库伦土压力理论确定，当支挡结构满足墙背直立、光滑，墙后填土水平时，主动土压力系数可按朗肯土压力理论确定。黏性土或粉土的主动土压力也可采用楔体试算法图解求得。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，朗肯公式计算主动土压力偏于保守，但算被动土压力反而偏小。建议实际应用中，用库仑公式计算主动土压力，用朗肯公式计算被动土压力。土压力计算公式是在土体达到极限平衡状态的条件下推导出来的，当边坡支挡结构不能达到极限状态时，土压力设计值应取主动土压力与静止土压力的某一中间值。在山区地区，经常遇到支挡结构填土后存在较陡峻的岩石坡面，其倾角远大于库仑破坏面的倾角，这时，如果仍然采用古典土压力理论计算土压力，将会出现较大的偏差，当岩石自然边坡的倾角大于 $45°+\varphi/2$ 时，应按楔体试算法计算填土压力。

7.3.2 基坑放坡坡率原则上都应进行稳定性计算和评价，但对于工程地质及水文条件简单的土质边坡，也可根据工程经验按工程类比的原则确定放坡坡率，当土质均匀，级配良好时可取较陡值。

7.4 岩质基坑

7.4.2 岩质基坑开挖过程中，基坑顶部常常会出现拉应力区并形成卸荷裂隙，同时爆破施工不当也容易造成爆破振动裂隙，如有外倾裂隙也会卸荷张开。这些裂隙使基坑顶部容易成为跨塌部位。当基坑顶部的房屋位于卸荷裂隙或外倾裂隙范围内时，房屋会随之出现裂缝，将影响房屋的正常使用，且对基坑的安全不利，这种情况可采取预应力锚杆（索）进行支护，以减少和控制岩体开挖后产生的卸荷裂隙，控制支护结构变形。

7.5 岩土混合基坑

7.5.2 当基坑上部与下部分别支护时，如果上部支护结构的锚固段或基础位于基坑下部潜在塌滑区影响范围内时，上部结构除有竖向荷载对下部结构影响外，还可能存在水平作用力的影响；同时下部结构侧向变形对上部结构也可能产生不利影响，支护设计时应考虑其相互影响，并对结合部位进行加强。

7.5.3 岩质基坑段与土质基坑段可采用一阶支护，支护型式可为同一种型式，也可采用不同的组合型式，此时岩土侧向作用要对岩质段、土质段分别计算，按不利原则组合。当采用分阶支护时除岩土侧向作用分别确定外，还应考虑上下支护结构的相互影响。

7.5.4 岩土组合基坑稳定性分析不仅要考虑上部土体对下部岩体竖向荷载的影响，还要考虑土体剩余下滑力、土压力对基坑的影响。基坑的整体稳定性分析可采用不平衡推力折线传递系数法。当岩体为破碎、极破碎、极软岩时，可采用圆弧法。

7.5.5 嵌固段位于岩质基坑上的桩属于坡体桩，岩石嵌固段应有一定的襟边宽度，能为桩提供有效的侧向抗力，应避免产生桩

前岩体塑性破坏。襟边宽度的确定与岩性强度、岩体结构、桩的嵌固深度、桩所受的侧向作用、桩的刚度、岩质基坑的支护结构型式及强度有关；通过实体模型数值仿真分析，桩的嵌固段水平应力集中的范围不超过3倍的桩径，岩体中的水平应力不应超过岩体的横向承载力。当桩的嵌固段位于基坑坑底以下岩体时，按一般的抗滑桩设计即可，不存在以上问题，但有可能不经济。下部岩质基坑的支护结构应充分考虑上部支护桩的竖向及水平作用。

重庆工程建设

8 浅基础

8.1 一般规定

8.1.3 此条文及其公式参照《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63-2007 第 5.3.5 条，并考虑嵌岩顶面处水平剪力作用进行编制。在 JTG D63-2007 第 5.3.5 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 σ_{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 σ_{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 8.1.3 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)。

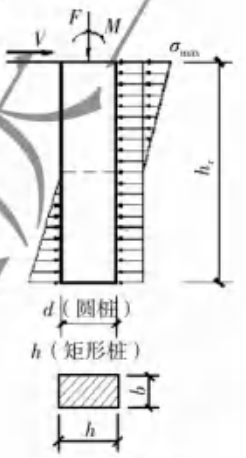


图 8.1.3

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

矩形截面桩：$\sigma_{max}=\frac{6\left(M+\frac{h_r}{2}V\right)}{bh_r^2}+\frac{V}{bh_r}\leqslant 0.5f_a$ (2)

由公式(1)、(2)即可导出下列公式：

圆形基础 $h_r=\frac{5.08V+\sqrt{25.8V^2+15.24f_ad\cdot M}}{f_ad}$ (8.1.4-1)

矩形基础 $h_r=\frac{4V+\sqrt{16V^2+12f_ab\cdot M}}{f_ab}$ (8.1.4-2)

8.1.4 根据《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 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，设计工作年限为 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。对设计工作年限不到 50 年的建（构）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。本次修订结合《混凝土结构通用规范》GB 55008 规定调整。

8.1.5 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。

8.1.6 混凝土基础嵌入基岩中的有效深度不小于基础宽度（直径）且采用原槽浇灌时，应考虑岩基嵌固力的承载作用。本条计算公式系将基础在嵌固力作用下视为一扩底基础而导出的，如下图所示：

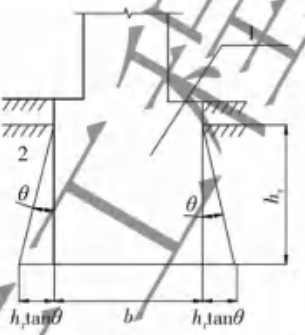


图 8.1.6 基础嵌入深度示意

1—基础；2—基岩

条形基础：

$$f'_a b = f_{ak}(b + 2h_r\tan\theta)$$

$$f'_a = f_{ak}\left(1 + \frac{2h_r}{b}\tan\theta\right)$$

令 $h_r/b = n$，取 $\theta = 1.5°$，

即 $f'_a = (1 + 2n\tan 1.5°)f_{ak} = (1 + 0.052n)f_{ak}$

式中：f'_a ——考虑岩基嵌固作用的地基承载力特征值（kPa）；

f_{ak} ——地基承载力特征值(kPa)；

n ——嵌岩段有效深度与基础宽度之比。

矩形基础：

$$f'_a \cdot a \cdot b = f_{ak} \cdot (a + 2h_r \tan\theta) \cdot (b + 2h_r \tan\theta) =$$

$$f_{ak}(ab + 2ah_r \tan\theta + 2bh_r \tan\theta + 4h_r^2 \tan^2\theta)$$

忽略高阶项得：

$$f'_a = f_{ak} \frac{ab + 2ah_r \tan\theta + 2bh_r \tan\theta}{ab} =$$

$$f_{ak} \cdot \left(1 + \frac{2h_r}{a}\tan\theta + \frac{2h_r}{b}\tan\theta\right),$$

令 $h_r/b = n$，则 $\frac{h_r}{a} = \frac{h_r}{b} \cdot \frac{b}{a} = \frac{b}{a} \cdot n$，

则：$f'_a = f_{ak} \cdot \left(1 + 2\tan\theta \cdot \frac{b}{a} \cdot n + 2\tan\theta \cdot n\right) = f_{ak} \cdot \left[1 + 2\tan\theta \cdot n\left(1 + \frac{b}{a}\right)\right]$，

故：$f'_a = \left[1 + 0.052\left(1 + \frac{b}{a}\right) \cdot n\right] \cdot f_{ak}$。

圆形基础：

$$\frac{f'_a \pi D^2}{4} = \frac{f_{ak} \pi (D + 2h_r \tan\theta)^2}{4},$$

即：$f'_a = f_{ak} \frac{(D + 2h_r \tan\theta)^2}{D^2} = f_{ak}\left(\frac{D + 2h_r \tan\theta}{D}\right)^2$，令 $h_r/D = n$，

则：$f'_a = f_{ak}(1 + 2n\tan\theta)^2 = f_{ak}(1 + 0.052n)^2$。

8.2 扩展式基础

8.2.2 考虑到灰土基础，三合土基础在重庆市应用很少，本标准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》GB 50007-2011 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：

$$V_s \leqslant 0.7 f_t A \tag{1}$$

式中：V_s——控制断面的剪力值(kN)；

f_t——混凝土的轴心抗拉设计强度值(kPa)；

A——控制截面面积(m^2)。

而现国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011中提出比(1)要求更严的计算式：

$$V_s \leqslant 0.366 f_t A \tag{2}$$

(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$0.7 f_t A$，因此本标准采用(1)式作为抗剪的验算式。

经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，因此在本标准表8.2.2的注4中提出应进行抗弯验算。

表8.2.2中的毛石混凝土基础是指在基础中掺入20%～30%未风化块石，其块石的块径不大于300mm、抗压强度不小于30MPa。毛石混凝土基础台阶厚度不宜小于400mm。表8.2.2中的作为毛石基础材料的石料，抗压强度不应小于30MPa，且不应采用强风化岩石。石料块径不小于300mm，且应有较平整的上、下面。毛石基础台阶不宜小于两层块石或三层毛石，每阶厚度400mm～500mm，伸出宽度不宜大于200mm。

8.2.3 毛石空隙率较大，因此无筋扩展基础宜采用细石混凝土或水泥砂浆砌筑。

8.2.4 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《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010第9.3.5条，对纵向受拉钢筋可乘以0.7的折减系数。

8.2.5 参考GB 50007-2011相关内容。

8.2.6 本条规定了钢结构柱脚的有关构造要求。钢结构框架柱的柱脚宜采用埋入式柱脚，可采用插入式柱脚及外包式柱脚；多层结构框架柱的柱脚尚可采用外露式柱脚；单层厂房柱刚接柱脚宜采用插入式柱脚，也可采用外露式柱脚，铰接柱脚宜采用外露式柱脚。外包式、埋入式及插入式柱脚，钢柱与混凝土接触的范围内不得涂刷油漆；柱脚安装时，应将钢柱表面的泥土、油污、铁锈和焊渣等用砂轮清刷干净。

8.2.9 随着岩石地基基础抗剪承载力计算经验积累，近年来规范编制组针对岩石地基上的抗剪问题，进行了理论分析和大量的现场试验。

现场试验是通过对岩石地基上混凝土试件的加载来模拟扩展基础，通过反力架体系、千斤顶和油泵的加载装置对放置在整平的基岩面上的试件进行加载，通过在基岩下埋设的压力盒及试件表面贴的胶基混凝土应变片来测定其各个试件加载时的基地反力分布情况和试件表面的应变发展情况。对试件加载直至破坏以了解基础的破坏形式同时测出基础破坏时的荷载值。

试验结果表明：现场试验所有试件的破坏形式均为井字形破坏形式，根据此破坏模式以及现场试验结果和有限元分析结果，进行理论分析得出适用于岩石地基上扩展基础抗剪承载力计算的公式。具体思路是：由于本次现场试验所有试件均为弯曲破坏，且破坏模式均为井字形破坏模式，故确定柱边截面（对应于本次试验中的加载板边缘处截面）为临界截面，理论基础是临界截面发生弯曲破坏时其抗剪承载力未达到极限状态。

对于有筋扩展基础，根据材料力学的理论和传统设计方法，并参照已有的相关研究成果，忽略钢筋协同抗剪的有利因素，考虑悬挑部分高跨比的影响，建议采用计算公式形式如下：

$$V \leqslant \alpha \frac{(8-l'/h)}{3} \beta_h f_t b h_0$$

参考贵州地区文献资料，在荷载作用下，土质地基基础的受

力状态与无腹筋简支梁弯剪受力状态较吻合(主要表现为剪力大、弯矩小),而通过试验表明岩质地基基础的受力状态则与矩形短梁直接剪切的受力状态类似,试验表明试件的破坏剪面是由锯齿状裂缝构成,试验测得的混凝土抗剪强度较高,提出岩石地基上独立基础抗剪的验算公式如下:

$$V \leqslant 1.2\beta_h f_t b h_0$$

扩展基础的计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关要求。当基础置于较完整/完整的岩石基础上时,尚应验算柱边或墙边缘以及变阶处基础受剪承载力,本条根据规范编制组前期试验结果,参照《混凝土结构设计标准》(GB/T 50010)中深受弯构件斜截面受剪承载力计算规定及国内类似地区地方标准,补充了岩石地基上钢筋混凝土扩展基础抗剪承载力计算公式。

矩形截面的深受弯构件($l_0/h \leqslant 5.0$),在均布荷载作用下的简支梁,当不考虑竖向分布筋和水平分布筋时,其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

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

$$\frac{l_0}{h} \leqslant 5.0,\text{当}\frac{l_0}{h} \leqslant 2.0\text{时,取}\frac{l_0}{h}=2.0$$

对于均布荷载作用下的悬臂梁,根据剪力等效原则可以得出简支梁与悬臂梁之间关系:

$$\frac{1}{2}ql_0(\text{简支})=ql_0(\text{悬臂})$$

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

代入受剪承载力公式得悬臂梁受剪承载力:

$$V \leqslant 0.7\,\frac{(8-2l_0/h)}{3} f_t b h_0$$

$$\frac{l_0}{h} \leqslant 2.5,\text{当}\frac{l_0}{h} \leqslant 1.0\text{时,取}\frac{l_0}{h}=1.0$$

混凝土扩展基础，由于台阶的宽高比也要求小于2.5，可将其视为一倒置的在均布荷载作用下的悬臂深受弯构件，其受剪承载力应符合上式，此时将台阶的宽高比 $\lambda=l_0/h_0$ 代入，可得扩展基础受剪承载力计算公式：

$$V\leqslant 0.7\frac{(8-2\lambda)}{3}f_tbh_0$$

$\lambda\leqslant 2.5$，当 $\lambda\leqslant 1.0$ 时，取 $\lambda=1.0$

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

$$V\leqslant 0.7\frac{(8-2\lambda)}{3}\beta_{hs}f_tbh_0$$

$\lambda\leqslant 2.5$，当 $\lambda\leqslant 1.0$ 时，取 $\lambda=1.0$。

8.4 筏形基础

8.4.1 筏形基础选型应根据工程具体情况确定。与梁板式筏基相比，平板式筏基具有抗冲切及抗剪能力强的特点，且构造简单、施工便捷，经大量工程实践及部分工程事故分析，平板式筏基具有更好的适应性。多数情况下，筒中筒结构、框架-核心筒的内筒、剪力墙结构墙距较小时，宜采用平板式筏基。

8.4.2 高层建筑由于楼身质心高、荷载大，当基础产生倾斜后，建(构)筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而倾覆力矩增量又产生新的倾斜增量，倾斜可能随时间而增大。因此，为避免基础产生倾斜，应尽量使结构竖向永久荷载与基础平面形心重合，当偏心难以避免时，则应规定竖向合理偏心距的限值。当基础置于中、微风化岩层上时，由于其基础变形可忽略，可不遵守此项规定。

8.4.3 对于多层建筑，平板式筏基筏板的最小厚度不应小于300mm，梁板式筏基的最小板厚不应小于200mm。

当地基条件较复杂、柱轴力及柱距相差较大时，应采用更精确的分析方法，如有限元法、差分法等。但同样需对计算结果进行分析判定，必要时作修正和调整。

8.4.4 当结构布置和荷载分布不符合本条规定时，如框架-核心筒结构、高层与裙楼相连的整体基础等，由于核心筒和周边柱、高层柱与裙楼柱之间竖向荷载差异较大，一般情况下不适合本条提出的简化计算方法，应采用正确反映结构实际受力情况的计算方法。

8.4.5 对按基底反力直线分布计算的梁板式筏基基础梁，当可按连续梁分析时，由于考虑整体弯曲的影响，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宜对边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值乘以增大系数。

8.4.6 为了保证板柱之间的弯矩传递，并使筏板在地震作用过程中处于弹性状态，规定了柱宽及其两侧有效宽度内，钢筋的最小配置量。

8.4.7 本条规定了梁板式筏基的计算内容：抗弯计算、抗冲切承载力计算、受剪承载力计算及局部承压计算。

8.4.8

1 平板式筏基板厚通常由冲切控制，包括柱下冲切和内筒冲切；

2 筏基内筒、柱边缘处以及筏板变厚度处剪力较大，应进行抗剪验算；

3 筏板顶面与结构柱、剪力墙交界处承受较大的竖向力，设计时应进行局部受压承载力计算；

4 当地下土壤或水具有腐蚀性时，宜进行裂缝宽度验算，以保证基础的耐久性。

8.4.10 按此条设计时，相应的墙体应按深受弯构件配筋。当筏板基础上的钢筋混凝土外墙或内墙开有洞口时，不应按此条规定

计算。

8.4.11 在同一大面积整体筏形基础上有多栋高层和低层建筑时，筏基的计算宜考虑上部结构、基础与地基的共同作用进行整体计算。对塔楼数目较多且塔楼、裙楼之间平面布局较复杂的工程，设计时可能存在一定难度。此时可按建(构)筑物的有效影响区域将筏基分为若干单元分别按弹性理论进行计算。按这种方法计算时，需要根据各单元间交界处的变性协调条件，依据沉降达到基本稳定的时间长短或工程经验，控制和调整各建筑单元之间的沉降差后，得到整体筏基的计算结果。

8.4.14 此条文根据《建筑与市政工程防水通用规范》GB 55030-2022 第 4.2.3 条编制。

8.5 岩石锚杆基础

8.5.1 该部分主要适用于抗倾覆设计，抗浮锚杆可参考本标准第 10 章内容。

重庆工程建设

9 桩基础

9.1 一般规定

9.1.5 本章所述桩型有预制混凝土管桩、旋挖成孔灌注桩、钻(冲)孔灌注桩、螺杆灌注桩、重锤沉管夯扩桩、人工挖孔灌注桩。

9.1.6 以岩石为持力层的桩基础沉降小，剪力墙下多桩基础，将桩基布置在剪力墙下有利于桩基础的承载力发挥。规定桩中心距和净距，主要是为了减少桩基间应力叠加及桩基施工时对相邻桩的影响。对上覆土层较浅的嵌岩桩，通过施工时采取有效措施，可适当放宽最小中心距和净距限制。

摩擦桩和端承桩的沉降不同，如果同一结构单元同时采用摩擦桩和端承桩，易导致结构产生不均匀沉降。当桩基持力层为岩石，桩基沉降小，摩擦型嵌岩桩与端承型嵌岩桩无法避免存在同一结构单元时，可通过加强桩间连系梁刚度等措施来处理。

9.2 桩基计算

9.2.6 岩石作为持力层时，桩嵌岩段承载力远大于土层段桩侧正摩阻力，穿越 10m 厚度土层一般还包括表层不能提供正摩阻力的填土，总的桩侧正摩阻力提供的帮助非常有限，忽略其影响是偏于安全和合理的。

9.2.7 重庆地处山区，深挖高填工程较多，特别是新近回填土区域采用桩基础时，应该考虑可能产生的桩基负摩阻力的不利影响。

9.3 桩基构造

9.3.1 本条对灌注桩的配筋率、配筋长度和箍筋进行了规定。

正截面配筋率为0.20%～0.65%，大桩径取低值，小桩径取高值，桩身完全嵌入完整中风化岩石时，构造配筋率可取低值；受荷载特别大的桩、大偏心受压桩、抗拔桩的纵向钢筋需要通过计算确定。对于受水平荷载桩，其极限承载力受配筋率影响大，主筋不应小于8φ12，以保证受拉区主筋不小于3φ12。对于抗压桩和抗拔桩，为保证桩身钢筋笼的成型刚度以及桩身承载力的可靠性，主筋不应小于6φ10。

穿越洞室基桩临空部分桩身缺少周边岩土约束，斜坡上外露基桩单独承担上部结构传来的水平荷载和竖向荷载，受力均较不利，按框架柱进行配筋加强是必要的，此加强段宜根据岩土性状、上部结构特点等沿桩身上下延伸一定长度。

关于箍筋的配置，主要考虑三方面因素：一是箍筋的受剪作用，对于地震设防地区，基桩桩顶要承受较大剪力和弯矩，在风载等水平力作用下也同样如此，而大直径桩抵抗水平力能力相对较强，重庆为6度地震设防区，地震作用相对较小，故对大直径桩仅桩顶1500mm范围箍筋应适当加密，中、小直径桩5d范围箍筋应适当加强，一般间距为100mm，箍筋直径不小于8mm；二是箍筋在轴压荷载下对混凝土起到约束加强作用，可大幅提高桩身受压承载力，而桩顶部分荷载最大，故桩顶部位箍筋应适当加密；三是为控制钢筋笼的刚度，根据桩身直径不同，箍筋直径一般为φ6mm～φ12mm，加劲箍为φ12mm～φ18mm。

9.3.2 根据《建筑地基基础设计规范》GB 50007和《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的要求，只有在满足本条规定的前提下，PRC管桩的性能才能得到有效发挥。管桩接头处的连接强度均不应低于桩身，以保证力的传递并可使接头的位置不受限制。接头质量受施工环境、施工工人技术等影响较大，接头数量较多时，

施工的风险更大，且接头超过 3 个时，通常桩长超过 50m，沉桩难度加大且沉桩过程的垂直度控制要求更高，可能会由于接桩的施工误差易造成管桩桩身在竖向力作用下的偏心受压或弯曲破坏。因此，规定一根管桩的接头数量不宜超过 3 个。

9.3.5 合理选取螺杆灌注桩直杆段和螺纹段长度，有利于充分发挥螺纹段对桩侧阻力的增大作用。

螺杆灌注桩螺纹段位于负摩阻力区域时，会增大桩身负摩阻力，不利于桩基承载力的发挥。

9.4 承台及连系梁构造

9.4.3 单桩承台截面相对较小，做成三向环箍是为了约束住混凝土，使承台内的混凝土处于三向约束的状态，以提高桩、柱（墙）纵筋锚固的可靠性。当承台与地下室底板相连时，则垂直方向可形成 U 型箍。

9.4.6 岩石露头、强度高且完整性较好时，设置连系梁可能反而会削弱地基的约束作用，此时根据上部结构高度、是否有地下室等因素，决定是否设置连系梁。

桩基截面惯性矩大于上部柱截面惯性矩 6～8 倍时，桩顶可视为上部柱的嵌固点，这是不少重庆老一代结构工程师的习惯做法，本条提出的桩与柱截面直径之比大于 2 时，可不设连系梁也是基于此时桩基可以视为上部柱嵌固点。对矩形桩、椭圆形桩、矩形柱等，可采用等效刚度方式换算成等效直径进行判断。桩长特别是土层段长度、填土质量对桩基的约束作用影响较大，工程中可根据以上因素并结合上部建筑情况、地基嵌固条件等选择加强、放松或是不设桩间连系梁。

用于抬上部剪力墙的连系梁，宜按转换梁进行构造处理。建筑跨越边坡形成掉层时，连系梁与设置的楼板成为掉层与边坡上桩基础间传递水平力的关键构件，楼层平面内会产生水平拉应力，此时连系梁按拉弯构件进行设计才能满足受力需要。

10 地下结构抗浮

10.1 一般规定

10.1.1 抗浮设计等级是考虑了地基基础设计等级的划分，参照《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476-2019，考虑到水文地质条件的复杂性对抗浮结构和构件的承载特性、耐久性以及水浮力、稳定性要求等确定会有一定影响，同时兼顾使用期间对锚固在地下结构底板下地基中的抗浮构件修复难度较大、地下水浮力可能产生的危害程度，以及拟建或既有工程所处的自身荷载特点和在地下水浮力下的稳定状态及变形要求等因素，对工程抗浮的设计等级进行划分，便于在进行抗浮设计和施工时区别对待。

10.1.2 在众多抗浮稳定性不足引发的工程事故中，大部分发生在施工期间，主要原因在于普遍忽视施工期间地下结构底板以上的荷载尚不足以抵抗地下水产生浮力的工况。因此，本条强调必须按施工期和使用期两个阶段内最不利组合工况进行稳定状态分析，兼顾整体和局部，并根据其不同的稳定状态采取相应的抗浮措施。"相应"即施工期的临时性措施和使用期的永久性措施、或施工期及使用期全过程发挥作用的抗浮措施，其实还涉及产生浮力的不同因素。建筑工程抗浮稳定性影响因素较多，重庆地区山地场地和临江临河场地的地下水补、径、排特征差异巨大。选取的抗浮措施必须根据场地水文地质条件，选取适宜的被动抗浮、主动控制（减降水压、及时疏排）等措施有机结合，以实现技术合理、安全可靠、经济节约的抗浮目标。

10.1.3 水浮力会使结构底板产生向上变形（包含刚体位移和结构变形），且变形后水浮力几乎没有消散，故当结构整体抗浮验算

通过时尤其应该重视对局部抗浮的验算。当整体抗浮稳定性满足但局部不满足时，个别柱会存在向上的刚体位移，剩余的水浮力需要通过底板的剪力来平衡，此时需要对结构底板受力进行验算，必要时需要更多的底板配筋和更厚的底板截面厚度来提供抗力。在采用压重法进行抗浮方案设计时，尤其注意对抗浮构件的受压承载力进行验算。抗浮设计也应该进行变形控制，对最大浮力工况下横向构件的挠度进行复核，构件的最大变形不应超过《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的要求。

10.1.5 参照《建筑工程抗浮技术标准》JGJ/476-2019 对设计采用的极限状态、效应组合、抗力限值进行了规定。对建筑工程而言，更倾向于将浮力视为永久荷载对待。

10.1.6 建筑工程在使用期间内，不可避免地发生使用条件或环境条件的改变，可能引起浮力增加，并改变既有工程的抗浮稳定状态及其构件性状，因此，需要通过各项监测掌握其稳定状态。

10.2 抗浮设防水位

10.2.1 施工期在时间尺度上，有可能不会出现使用期内的极端气候条件，可能不会有出现设防水位的机会（比如枯季施工，甚至可能没有地下水），施工期出现极端水文条件的机会要少于使用期，加上施工期往往也会有临时排水措施等情况，因此，将设防水位划分成施工期设防水位和使用期设防水位，进行区别对待，是有必要的，也是符合实际且可行的。施工期与使用期在条件相同的情况下也可采用相同的抗浮设防水位。当采用了地下水控制的工程，比如排水、隔挡水等措施后，可以降低抗浮水位，甚至不再考虑结构抗浮措施。

10.2.2 本条规定了使用期确定抗浮设防水位的基本原则，并强调各种可能出现情况的比较和分析。

1 由于上层滞水及地面水有可能采取隔断措施，若其不与

抗浮底板直接相连，可以不考虑抗浮，其最高水位不作为设防水位的确定依据。而潜水、承压水等地下水隔断困难，不同性质的地下水的抗浮措施不同。因此必须分别提出与抗浮设计有关的上层滞水、潜水、承压水等不同性质地下水的抗浮水位，不可混为一谈；

2 抗浮设防水位的确定是抗浮设计的首要条件。由于地下建筑一旦浮起，将难以修复，因此不仅要考虑设计工作年限中的安全，尚应考虑建（构）筑物使用寿命内的安全。抗浮设防水位的确定，不仅要考虑历史情况和当前条件，还要考虑在建筑全生命周期中（建筑设计工作年限）地下水赋存条件的变化。抗浮设防水位不是勘察期间实测到的场地最高水位，也不完全是历史上观测记录到的历史最高水位，是考虑了天然状态下和设计采取的地下水控制措施后可能出现的最高水位，是工程施工或使用期间可能遇到的最高水位，是根据场地条件和当地经验预测的、工程控制措施、周边规划改变等要素影响下未来可能出现的一个水位。当施工期和使用期有明显条件差异时，宜分别确定抗浮设防水位；

3 场地地下水为潜水的单一类型地下水时，有长期水位观测资料，且施工期不改变场地含水层特征（比如通过填方强夯处置改变地层的渗透性指标等时），场地抗浮设防水位可采用勘察报告提出的实测历史最高水位。由于重庆属山地，填土等含水层分布复杂，在山区常常还有分布不稳定，动态变化很大的一类水存在——上层滞水，虽然其经常存在，其空间边界条件也很难确定，难以查清，但建（构）筑物的基础直接完全置于整个上层滞水含水层中的情况比较少见，往往只是产生局部影响或被基坑直接穿越，不会在底板上形成稳定的水压，且因该类水往往水量不大，含水层厚度有限，因此，可在处置措施中考虑设置适当的排水设施即可，可以不考虑其水压力。一般情况下最高不应高于使用阶段场地地面标高取值，特殊情况下比如低洼淹没地段也可能高于地面标高（洪水时地下结构不进水情况）；

4　当地下建筑底板以下为相对隔水层，下部赋存承压水，当承压水最高水位高于底板标高，考虑地质钻孔等封闭不严及沿地基周边渗水等因素，承压水有可能进入地下建（构）筑物基底，因此不宜考虑隔水层的隔水作用（场地有排水设计，且排水能力大于可能透水能力时可以采用折减水压处置）。当采取可靠阻隔承压水的措施后，方可考虑隔水层的隔水作用。地下结构底板下隔水层厚度不足，可能产生坑底地基土隆起时，应将承压水头扣除地基土浮重度重量后的托举力视为"浮力"作用；

5　在多层地下水条件下，各层地下水的赋存条件可能存在较大差异，地下水位的影响因素也会千差万别，各层地下水可能具有各自的独立水位和最高水位。当各层水位通过某种方式（工程活动）形成联系时将形成混合水位；

6　对紧邻河流、湖泊、水库等地表水体的地下建（构）筑物，场地地下水位与河流、湖泊、水库等地表水体的水位紧密相关，场地地下水位的变化与场地水文地质结构和地表水的水位变化等因素相关。重庆山区地地形条件决定了地表水高水位持续时间有限，应综合考虑气象水文、防洪措施、地层渗透性、洪水特征、排水措施、水力坡降等因素综合确定抗浮设防水位，必要时根据《洪水影响评价报告》综合确定抗浮设防水位；

7　重庆地区建筑场地多为山区坡地，同一场地因地制宜地进行竖向设计的情况较多，不可避免地出现跨越不同地貌单元或地质单元、水文地质条件差异较大、室外场地高差较大以及大挖大填的情况，采用统一的抗浮设防水位，既不经济也不符合实际，本标准规定可分区确定抗浮设防水位；

众多工程事故案例已证明，建筑工程处于不透水地层且场地排水不畅时，基坑肥槽采用透水性较强的土回填，密实度较差、地表封闭效果较差等，地下水渗流或降雨等地表下渗将储存在肥槽中，由于无排泄条件而形成水头差将对基础底板产生较大的浮力。重庆地区同一个项目的不同区域易设计成不同室外标高，场

地和肥槽回填料较差，支挡措施排水不畅，易形成地下水汇集。重庆地区的建筑场地为山区坡地时，因此在场地地表封闭条件较好，具有比较完整的排水系统时（地下、地上），排水条件可以保证将地表及地下水及时排出，不会对建筑形成大规模破坏，综合考虑技术合理、安全可靠、经济节约的抗浮目标后，可以以排水设施的底标高为抗浮设防水位，甚至不考虑抗浮设防。

8 对于斜坡地段或其他可能产生明显水头差的地下结构，沿水力坡降各点的地下水位是不一样的，其产生的浮托力也是不一样的，不能简单一刀切的采用同一抗浮设防水位，从而导致工程投资增大和资源浪费；

9 当采用了地下水控制措施时，由于不同的工程措施，对地下水的影响差别很大，设计应当分析地下水控制措施可能对地下水的控制效果，合理确定设防水位，如采用了有效排水措施，且能将设计工作年限相同时限的自然最高地下水位降到抗浮底板以下，则可不再考虑结构抗浮。若排水能力有限，则应通过计算，论证等手段，确定采用的抗浮设防水位，当在抗浮底板周边采用帷幕灌浆等有效止水措施，则可不再考虑结构抗浮。当地下室各处底板标高均低于隔水的基岩面标高，在确保地下室与地下水有效阻隔的条件，可不考虑抗浮锚杆（索）、抗浮桩等被动抗浮措施，抗浮措施宜以疏排阻隔为主，则可不再考虑结构抗浮。

10.2.3 由于抗浮设防水位的确定受自然要素和人为活动条件的控制，工程建设过程本身是一个相对较长的过程，各阶段间可能出现较长时间间隔或条件变化，场地在前期勘察工作后，有可能经过较长的一个时间才进入设计、施工阶段，一是自然环境条件可能出现较大的改变，从而导致水文地质条件发生较大变化，不满足抗浮评价需要，也可能是由于场地的地质条件本身很复杂，后期施工验证发现差异较大，与设计工况出现较大差异，原有资料可能不再满足抗浮设防水位确定的要求，为科学决策，补充抗浮勘察工作是必要的。

10.2.4 为了确定合理的抗浮设防水位，除了取得场地抗浮工程勘察报告以外，尚应充分收集场地地下水补给与排泄条件、地下水水位年变化幅度、地下水位长观监测资料、场地地下水水位预测咨询报告以及抗浮设计等级、地下水控制措施、环境规划。并非所有场地都具备上述成果资料，召开专项论证会前应尽量收集，以便安全、经济的确定抗浮水位。

10.3 抗浮验算

10.3.1 山地建筑抗浮稳定性验算宜在基础标高突变、基础形式改变、地下水位标高变化较大、上部荷载突变等位置处进行分区。

10.3.2 当上部竖向荷载偏于一侧时，可能出现结构整体抗浮稳定性满足要求，但地下结构局部出现上浮情况，应局部采取抗浮措施满足要求。

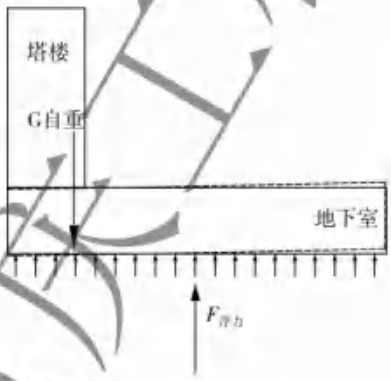


图 10.3.2 浮力作用中心与结构竖向荷载作用中心不重合

10.3.3 本条主要针对简单的浮力作用情况，浮力采用阿基米德原理计算，抗浮力考虑结构自重、永久堆积物等永久自重荷载。采用压重抗浮法时也可用该式验算。

建筑工程地下结构底板底面的浮力不仅受稳定水头产生的

静水压力，还可能包含裂隙水压力、承压水压力、渗流力等。抗浮设防水位是综合考虑场地的水文地质条件及地下水控制措施的基础上确定的，因此地下结构底板底面的水压力可直接根据抗浮设防水位与地下结构底板高程的差值计算求得。

10.3.6 抗浮稳定性不足引发的工程事故多发生在施工期间，施工期与使用期地下水位与上部荷载均有较大差异，故施工期与使用期抗浮稳定性应分别计算。施工期抗浮亦可根据实际情况选用永久性措施或临时性措施。

10.3.7 在施工期结构顶板、地下结构底板外挑结构上的填筑材料自重，在基坑回填之前均不能计入抗浮力。

10.3.8～10.3.9 地下结构内部底板上填筑材料荷载标准值应采用天然重度进行计算；结构上部，地下结构外墙挑出结构上的填筑材料自重标准值，抗浮设防水位以下应采用饱和重度计算，抗浮设防水位以上应采用天然重度计算。地下结构底板、上部结构层上固定设备及永久堆积物的自重标准值应采用设备铭牌标示重量和堆积重量。与地下结构刚性连接的结构和构件提供的抗拔力应按结构和构件的设计承载力取值。

无外挑结构地下外墙与接触填筑材料之间的侧摩阻力标准值宜按下列公式计算：

$$q_{sk}=f_t E_{k0} \tag{1}$$

$$f_t=\tan\varphi_t \tag{2}$$

$$E_{k0}=0.5K_0\gamma_m h^2 \tag{3}$$

式中：q_{sk}——地下外墙与接触填筑材料之间每延米平均侧摩阻力标准值(kN)；

f_t——土体与地下结构外墙间摩擦系数；

E_{k0}——土体静止土压力标准值(kN)；

φ_t——地下结构底板底以上范围内填筑材料对外墙墙背的摩擦角(°)；

γ_m——地下结构底板底以上范围内填筑材料重度的平均

值(kN/m³)；

K_0 ——计算点处的静止土压力系数；

h ——地下结构底板底以上范围内填筑材料的厚度(m)。

考虑到施工期和使用初期，基坑回填材料及其回填质量无法实现理想的隔水效果，且无法保证其余地下结构外墙之间接触的密切程度和摩擦性能，因此，为工程安全计，建议不考虑施工期和使用期地下外墙与接触填筑材料之间的侧摩阻力。而对于既有工程，经历了一定时间的使用，各种荷载基本固定或稳定，因此可以考虑地下室外墙侧摩阻力的有利作用。

10.3.10 地下室底板承载力验算要综合考虑上部荷载、地基反力以及基底浮力。可采用有限元法计算，或参考筏板基础采用相应的模型计算。当采用锚固抗浮法时，应注意抗浮锚杆或抗浮桩对底板的冲切验算。

10.3.11 对需考虑抗浮设计的地下室外墙，应综合考虑岩土侧压力和侧向水压力。

10.4 抗浮措施

10.4.5 全长粘结锚杆由于其直径较小，提供抗浮力有限，故不适用于抗浮力较大的工程。全长粘结锚杆由于没有预应力，因此只有在其发生一定变形之后才能发挥其抗浮力，故不适用于对竖向位移控制要求严格的工程。重庆地区基岩埋深 6m 以上的工程多采用桩基础，且根据《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476 建议全长粘结锚杆长度宜为 5～15m，故建议全长粘结锚杆用于基岩埋深 6m 以下的工程。

10.4.8 在抗浮方案中，配重法是最直接简单的方法。通过增加建(构)筑物自身的重量来抵抗水浮力，通常选择在底板上增加重量来实现。此方法虽对地下结构抗浮很有效，但底板加厚或增加回填，基础埋深势必增加，地下水浮力也相应增加，因此，所增加

的结构重量的作用会部分的被增加埋深所引起的浮力所抵消。基于以上原因，配重法一般较少采用，多数时间用于水浮力较小或局部抗浮不足的情况。

10.4.10 重庆地区土层多为粉质黏土，因此建议抗浮锚杆锚入稳定岩层。在江边、河漫滩等位置存在卵石层、砂层，可根据工程情况在控制好结构变形的条件下，选择土层锚杆。

10.4.12 锚杆除应考虑锚固段粘结强度的承载能力，还应保证钢筋的截面积。目前部分规范存在锚杆筋体受拉验算中，安全系数法与分项系数法混用的计算方法，导致筋体面积过大。本标准钢筋截面积计算按分项系数法确定，同时符合本章 10.1.5 中抗浮结构及构件设计采用的作用效应组合的规定。

10.4.13 岩土锚杆通常是以群体的形式出现的，而如果锚杆布置得很密，地层中受力区的重叠会引起应力叠加和锚杆附加位移，从而降低锚杆极限抗拔力的有效发挥，即"群锚效应"。为避免因锚杆间距过小而引起锚杆承载力的降低，国内外锚杆规范中均对锚杆锚固体的最小间距加以限制。本条规参考《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476 规定。

10.4.16 本条置于土层中的抗拔桩基承载力计算与现行《建筑桩基技术规范》JGJ 94、《建筑地基基础设计规范》GB 50007；设计等级为丙级且嵌岩深度不小于 3 倍桩径的嵌岩桩基抗拔极限载力标准值计算参考重庆市《建筑桩基础技术标准》DBJ50/T-200。

重庆工程建设

11　地基基础抗震

11.1　一般规定

11.1.1　本条考虑局部突出地形对地震参数的放大作用。可参考《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2011第4.1.8条条文说明增大系数的计算公式予以确定。

11.1.2　对同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上，或不宜部分采用浅基础部分采用桩基，主要是考虑地震波的影响不同而对建筑抗震不利影响。另外尚应考虑性质截然不同的地基或部分浅基础部分桩基对建筑抗降的不利影响。重庆地区对同一结构单元的基础持力层为基岩，且中等风化基岩较浅或出露时，可部分采用扩展(浅)基础部分采用桩基形式，并根据本标准6.7.7、6.7.8、6.7.11相关条文内容对基础、上部结构的相关部位采取设置拉梁、增加刚度等加强措施。

11.1.4　框架-抗震墙、板柱-抗震墙结构中的抗震墙和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙均是这类结构的主要抗侧力构件，当地基土较弱，基础刚度和整体性较差，在地震作用下抗震墙基础将产生较大的转动，从而降低了抗震墙的抗侧力刚度，对内力和位移都将产生不利影响。

11.1.5　工程地质勘察报告一般只需提供关于场地稳定性评价，而无须提供土的动力特性参数，因为抗震规范已经有了关于场地分类的规定和相应的设计反应谱。对于超限高层建筑，应由有资质单位提供安评报告，提供抗震设计参数。

11.2 天然地基和浅基础

11.2.1 地震震害调查和大量试算表明，在地震烈度不高、地基承载力较高的条件下，一般工业与民用建筑物不存在地震时地基基础发生强度破坏的可能性。这里不包括地裂、滑坡、不均匀地基和震陷等特殊的地基失效破坏。为减少不必要的验算工作量，本条列出了天然地基可不进行地基基础抗震强度验算的范围，对于近年来重庆应用渐广的地基处理做法，只要处理后的地基静承载力满足设计要求，地震时发生强度破坏的可能性不会比天然地基或桩基大，在本条规定的范围内，原则上也不必进行地基和基础的抗震强度验算。因为目前尚缺乏有关的震害调查资料作为佐证。但不进行抗震强度验算，也需要采用有关的抗震构造措施。

11.2.5、11.2.6 经抗震设计的地基基础应能安全地承受作用于基础上的水平地震作用。构成地基基础水平承载力的因素除基底摩擦力外，尚存在一系列通常容易被忽略的因素。地震震害调查中屡屡发现柱子在稍高于地坪处发生断裂，说明地坪与地基土对基础有较强的约束作用，刚性地坪的水平抗力不容忽视。另外，基础正侧面的水平抗力也应予以适当考虑。如何定量考虑上述各项水平抗力，牵涉到填土质量、地坪的刚度和容许的水平位移等因素。本条主要针对扩展（独立）基础提出一些建议。对于基坑围护结构长久留置于场地之中时，应被认为对基础承受水平荷载比较有利，但具体考虑方法尚难以提出。基底摩阻力计算中，摩阻系数一般可根据相关资料中的经验数字，重要工程则应通过现场试验确定。

11.3 桩基础

11.3.1 根据桩基抗震性能一般比同类结构的天然地基要好的工

程经验，参照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 第4.4.1 条规定，同时参照现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 501111 的相关规定。

重庆工程建设

12　轨道交通工程安全保护区地基基础

12.0.4　对于临近轨道交通地面结构或高架结构的桩基，要求施工机械倾倒情况下不触碰到轨道交通结构；临近轨道交通地下结构的桩基，宜避免采用振动较大的机械成孔方式。

12.0.5　轨道交通结构检测监测对象包括隧道结构、高架结构、路基及附属结构；轨道交通结构监测内容包括结构位移变形、应力应变、裂缝变化等，检测内容包括结构强度、钢筋配筋、截面尺寸、连接质量、构件变形及开裂特征等。

12.0.6　当地基处理区域与轨道交通结构距离大于 15 米，确需采用强夯、振动及冲击碾压、高压旋喷等处理措施时，需评估对轨道交通结构的影响。

12.0.7　支护桩与轨道交通结构的最小距离，除应满足本条要求外，还应保证支护桩施工时不破坏暗挖轨道交通结构的初期支护。

深埋的轨道交通结构隧道一般受力比浅埋隧道小，结构尺寸及配筋也比浅埋状态下的隧道弱。若将原来由深埋状态的隧道开挖成浅埋，隧道围岩压力会有所增加，应对轨道交通隧道的受力状态进行验算。

重庆市建设

13　既有建筑地基基础加固

13.1　一般规定

13.1.1　本条规定了本章的适用范围。增加荷载包括加固改造增加的荷载以及直接增层增加的荷载；自然灾害包括地震、风灾、水灾、泥石流等。

13.1.2、13.1.3　在选择地基基础加固方案时，强调应根据所列各种因素对初步选定的各种加固方案进行对比分析，选定最佳的加固方法。大量工程实践证明，在进行地基基础设计时，采用加强上部结构的刚度和承载力的方法，能减少地基的不均匀变形，取得较好的技术经济效果。因此，在选择既有建筑地基基础加固方案时，同样也应考虑上部结构、基础和地基的共同作用，采取切实可行的措施，即可降低费用，又可收到满意的效果。

13.1.4　既有建筑地基基础进行加固时，应分析评价由于施工扰动所产生的对既有建（构）筑物附加变形的影响。由于既有建（构）筑物在长期使用下，变形已处于稳定状态，对地基基础进行加固时，必然要改变已有的受力状态，通过加固处理会使新旧地基基础受力重新分配。首先应对既有建筑原有受力体系分析，然后根据加固的措施重新考虑加固后的受力体系。通常可借助于计算机对各种过程进行模拟，而且能对各种工况进行分析计算，对复杂的受力体系有定量的、较全面的了解。这个工作也是最近几年随着电子计算机的广泛应用才得以实现的。既有地基基础加固对象是已投入使用的建（构）筑物，在不影响正常使用的前提下达到加固改造目的。新建基础与既有基础连接的变形协调，各种地基基础加固方法的地基变形协调，应在设计要求的条件下通

过严格的施工质量控制实现。

13.1.5 既有建筑地基变形危害是指既有建筑地基变形超过允许值并影响结构安全和正常使用的情况。危害发生后，应根据性质、原因、危急程度等，判断危害影响可控并具备补救实施条件，方可进行相应的补救；重大或危急事故的评估和处理应按国家相应建设程序和标准执行。

13.1.6、13.1.7 此两条规定了场地与地基基础的调查、检测与监测相关具体要求。资料收集仍是非常重要的一环，此外，地基基础变形在主体结构及建筑周边的反应也至关重要，必要时应进行近位勘察。

13.1.8 本条是对既有建筑地基基础加固设计的要求。既有建筑地基基础加固设计，应满足地基承载力、变形和稳定性要求。既有建筑在荷载作用下地基土已固结压密，再加荷时的荷载分担、基底反力分布与直接加荷的天然地基不同，应按新老地基基础的共同作用分析结果进行地基基础加固设计。

13.1.9 邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程对既有建筑产生影响时，改变了既有建筑地基基础的设计条件，一方面应在邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程设计时对既有建筑地基基础的原设计进行复核，同时在邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程自身的结构设计时应对其长期荷载作用的荷载取值、变形条件考虑既有建筑的作用。不满足时，应优先采取调整邻近新建建筑的规划设计、新建地下工程施工方案、深基坑开挖支挡、地下墙(桩)隔离地基应力和变形等对既有建筑的保护措施，需要时应进行既有建筑地基基础或上部结构加固。

13.2 扩大基础加固

13.2.1 因既有建筑增层、功能变化导致的荷载增加等，采用加大基础底面积法的扩大基础加固方式较常见。本节扩大基础加

固主要针对采用天然地基或人工处理地基为持力层的浅基础型式。

13.2.2 加大基础底面积加固的特点是：1. 经济；2. 加强基础刚度与整体性；3. 减少基底压力；4. 减少基础不均匀沉降。加深基础法加固的特点是：1. 经济；2. 不得连续或集中施工；3. 可以是间断墩式也可以是连续墩式。

13.2.3 当既有建筑基础不满足设计要求时，可采用混凝土套或钢筋混凝土套加大基础底面积，以满足地基承载力和变形要求。当基础承受偏心受压时，可采用不对称加宽；当承受中心受压时，可采用对称加宽。原则上应保持新旧基础的结合，形成整体。当采用加大基础底面积尚不能满足地基承载力和变形等设计要求时，可将原独立基础改成条形基础；将原条形基础改成十字交叉基础或筏形基础；将原筏形基础改成箱型基础。这样更能扩大基础底面积，用以满足地基承载力和变形的设计要求。采用加深基础法时，当底板受力钢筋实际配筋量满足计算需求时，可将本标准有关受力钢筋最小配筋率的要求适当放宽。

13.2.4 既有建筑扩大基础加固，应满足地基承载力、变形和稳定性要求。尤其当既有建筑基础采用人工处理地基为持力层时，差异沉降和倾斜是加固后既有建筑地基变形变形控制的关键指标。

13.2.5 对加套混凝土或钢筋混凝土的加宽部分，应采用与原基础垫层的材料及厚度相同的夯实垫层，可使加套后的基础与原基础的基底标高和应力扩散条件相同和变形协调。沿基础高度隔一定距离应设置锚固钢筋，可使加固的新浇混凝土与原有基础混凝土紧密结合成为整体。

13.2.6 考虑到界面处理对确保新、老混凝土可靠传力、共同工作十分重要，应由设计单位提出具体要求。

13.2.7 对条形基础应按长度1.5m～2.0m划分成单独区段，分批、分段、间隔分别进行施工。绝不能在基础全长上挖成连续的坑槽或使坑槽内岩土层暴露过久而使原基础产生或加剧不均匀沉降。沿基础高度隔一定距离应设置锚固钢筋，可使加固的新浇

筑混凝土与原有基础混凝土紧密结合成整体。

13.2.8 安排好合理的施工顺序，确保施工过程中结构整体安全及加固完成后正常使用。

13.3 托换加固

13.3.1 “托换技术”是指对结构荷载传递路径改变的结构加固或地基加固的通称，在地基基础加固工程中广泛应用。本节所指“托换加固”，主要为抬墙梁法、桩式托换法。

13.3.2 托换加固是在原有受力体系下进行，其实施应按上部结构、基础、地基共同作用，按托换地基与原地基变形协调原则进行承载力、变形验算。为保证工程安全，当既有建筑沉降、倾斜、变形、开裂已出现超过国家现行有关标准规定的控制指标时，应采取相应处理措施，或制定适用于改托换工程的质量控制标准。抬墙梁可采用预制的钢筋混凝土梁或钢梁，穿过原房屋基础下，置于基础两侧预先做好的钢筋混凝土桩或墩上。

13.3.3 托换加固是在原有受力体系下进行，其应考虑上部结构、基础、地基共同作用，按托换地基与原地基变形协调原则进行承载力、变形验算。

13.3.4 采用弹性地基梁计算内力，分析时采用的地基模型及基床系数取值应结合地区经验进行合理选择。抬墙（柱）梁下部为土质地基时，通常不考虑其有利作用，按转换梁进行分析计算。

13.3.5 抬墙（柱）梁受力复杂，应比普通框架梁采取更严格的构造措施，本条提出应符合转换构件构造要求。

13.3.6 当邻近有地下洞穴、采空区时，设计应分析成桩施工工艺与其可能产生的相互不利影响，选择合适的成桩方案。

13.3.7 托换加固工程对既有建筑结构变形、裂缝、基础沉降进行检测，是保证工程安全、校核设计符合性的重要手段，必须严格执行。

13.3.8 托换加固施工中可能对持力层产生扰动、基础侧移等情况，应采取必要的工程措施。

13.4 锚杆(索)加固

13.4.1 既有建筑因增大荷载，造成地基基础承载力不足，受场地限制，不能同时采用扩大基础法加固，且采用锚杆(索)加固较有利的情况。一是基础受拉侧增设锚杆(索)、受压区采用扩大基础底面积加固法或基础受拉侧采用扩大基础底面积、受压区增设微型桩加固法(13.4.2条)；二是两侧均无法采用扩大基础底面积加固，受拉区设置锚杆和受压区设置微型桩来满足基础稳定性和地基承载力要求，该加固法通过利用微型桩加深基础来提高基础的承载力和稳定性(13.4.3条)；微型桩深径比不应大于50。

13.4.2 增加荷载不大，基础受拉侧增设锚杆(索)、受压区扩大基础基础底面积满足地基承载力要求。

13.4.3 当基础同时增大竖向轴力、弯矩和剪力时，受拉一侧锚杆(索)承担拉力、受压一侧微型桩承担竖向压力；微型桩计算、构造应符合本标准相应规定。裂缝验算应符合GB/T 50010相应规定。

13.4.4 本条主要是针对基础加固的计算和连接提出要求。

13.4.5 受拉一侧锚杆轴向拉力标准值通过对受压侧弯矩平衡求得。

13.4.6 锚杆(索)抗拔承载力和微型桩抗压承载力可以通过静载荷试验确定。

13.4.7 锚杆灌浆料应具有化学稳定性，外加剂类型及材料配比应经试验确定或按地区工程经验进行。

13.4.8 本条主要是对耐久性和施工提出要求。

13.5 微型桩加固

13.5.1 微型桩为小直径桩，桩体主要由压力灌浆的水泥浆、水泥砂浆或细石混凝土与加筋材料组成，依据其受力要求加筋材可为钢筋、钢棒、钢管或型钢等。微型桩可以是竖直或倾斜，或排或交叉网状配置，交叉网状配置的微型桩由于其桩群形如树根状，故也亦被称为树根桩。微型桩适用于各种不同的土质条件，对既有建筑的修复、增层、地下轨道的穿越以及增加边坡稳定性等托换加固部位都可应用，其适用性非常广泛。

13.5.2 微型桩加固目前主要应用在场地狭小，大型机械设备就位及施工困难的情况，对大量的改扩建工程具有其适用性。设计时应按桩与基础的连接方式分别按桩基础或复合地基设计，在工程中应按地基变形的控制条件采用。

13.5.3 本条主要针对按桩基设计时桩与承台的构造连接要求。

重庆工程建设

14 检验与监测

14.1 一般规定

14.1.3 由于检测成本和周期问题，抽检数量不可能无限制增加。为了在有限的抽检数量中更充分地暴露地基基础存在的质量问题，检测点的布置宜根据设计要求、地质条件和施工记录等，随机抽取选择有代表性的检测点。

14.1.4 采用钻探方式取样，相比施工过程中从成桩设备中提取的岩块中取样，可减小对岩样的扰动，提高样品的取样质量，提高测试结果的可靠性，尤其是对极软岩，旋挖成孔对岩体强度扰动大，从提取的岩块中钻取标准的岩样时，普遍存在取样困难和测试强度偏低问题，采用钻探取样能较好地解决这一问题。

14.2 地基检验

14.2.1 本条提出了天然岩基及天然土基承载力检测方法、载荷试验最大加载量及承压板尺寸。

14.2.2 本条提出了处理地基承载力检测方法及载荷试验承压板尺寸确定方法。

14.2.3 本条提出了换填地基、压实夯实地基及注浆地基的地基处理效果检测内容及检测方法。

压实、夯实填土的压实效果以压实系数控制，对块石含量较高的填土地基，可采用固体体积率控制。注浆地基、压实地基、夯实地基应对处理深度范围内地基的均匀性进行评价，复合地基尚应对增强体的质量进行检验。

14.3 桩基检验

14.3.2 本条提出了采用桩端岩基载荷试验确定地基极限承载力时的抽检数量。岩基载荷试验的测试要点、地基极限承载力的确定方法按国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的相关条文执行，取各试验点测试得到的地基极限承载力中的最小值作为该单位工程的地基极限承载力。

对于小区工程，当建筑栋数较多时，若按常规的抽检数量进行抽样检测，存在检测数量多、检测费用较高且检测周期长的问题，尤其是一些别墅类项目这一问题较为突出。为解决这一问题，本条提出将地质条件相近的各单位工程合并起来确定抽检数量的方法，即抽检数量不少于合并后总桩数的 1%，且每一单位工程至少有一个检验点。

14.3.3 本条对嵌岩桩桩端岩土特性提出了检验要求。单柱单桩的大直径嵌岩灌注桩，承载力主要取决于嵌岩段岩性特征和下卧层的持力性状，应视岩性，采用超前钻逐个检验桩端以下 3 倍桩身直径或 5m 深度范围内有无溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件，并提供岩芯抗压强度试验报告。

14.3.9 大直径嵌岩桩，单桩承载力较高，往往不允许任何一根桩承载力失效，否则后果不堪设想。由于试桩荷载大或场地限制，有时很难、甚至无法进行单桩竖向抗压承载力静载检测。因此可采用基桩承载力自平衡测试法或参考重庆市地方标准《建筑桩基础技术标准》DBJ50/T-200 的规定。

14.4 锚杆检验

14.4.1 本条中所指的锚杆含杆体材料采用钢绞线或高强钢丝的预应力锚索。

14.4.2 永久性锚杆及临时性锚杆的抗拔试验荷载取值按国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 规定确定。

14.4.3 预应力锚杆施加的预应力实际值因锁定工艺的差别、基坑支护结构及地质条件的差异、周边环境的不同而出现损失，对锁定值进行监测可掌握预应力的损失大小是否在允许范围内，进而判断是否需要采取措施。

14.5 基坑监测

14.5.1 监测是预防工程事故、实现基坑信息化施工的有效措施，监测工作应按设计提出技术要求实施。监测控制值是监测工作实施的前提，是监测期间对基坑工程工作状态进行判定的重要依据，因此监测实施前应确定监测控制值，并作为监测过程预警的依据。

14.5.2 基坑监测的准备工作（如坑顶地表、周边建筑、管线及深层土体水平位移、孔隙水压力监测点的布设）应在基坑工程土石方开挖前进行，以取得基坑开挖前的原始数据，便于与基坑开挖后监测数据进行对比分析，判断基坑工程的安全性。另外，施工前对周边环境通过摄像等方法进行取证，是预防纠纷及判断基坑施工对周围建筑等影响的重要手段。

采取多种方法相互补充、验证是基坑工程监测的基本原则，仪器监测可获取基坑工程位移、应力变化情况等定量数据，进行定量分析，巡视检查方便及时，是对仪器监测结果的补充，是定性分析的重要依据。

14.5.3 基坑工程的变形破坏具有时效性、突发性，支护结构及周边环境的变形、开裂、渗水等现象是基坑破坏的前兆，而这些现象通常是目测极易捕捉的信息，因此，开展巡视检查是预防基坑工程事故发生的快捷、经济而又非常有效的手段。

14.5.4 一个基坑工程，即使它自身是安全的，但对周边环境造

成很大的破坏，也不能说该基坑的设计是成功的，因此，基坑监测项目由两部分组成，一部分是基坑自身的监测，另一部分是周边环境的监测。基坑自身的监测项目主要包括支护结构水平及竖向位移、支护结构内力、土压力，有降水时应监测地下水位，采用锚杆时应监测锚杆拉力；周边环境监测主要包括邻近建(构)筑物水平及竖向位移、地下管线及道路沉降等，对存在裂缝的建(构)筑物应进行裂缝变化情况监测。

根据支护结构的安全等级，将表中的监测项目分为“应测”、“宜测”、“选测”三类。表中的监测项目及监测要求是参照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 并结合重庆地区的实际情况综合确定的。支护结构安全等级应由设计单位确定。

重庆工程建设

附录 B　人工硐室地基承载力验算

B.0.4、B.0.5　在简化方法计算中，为偏于安全计算，(B.0.4-1)式忽略了硐室跨度范围以外地基反力对拱顶岩柱侧面摩阻力的增大作用；考虑到硐顶岩石塌落高度 h_q 的计算式(B.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 应是硐顶围岩的松动或塌落高度，它不应对硐顶岩柱侧面粘结阻力再有贡献，故在(B.0.5-1)式中减去了 h_q 高度范围的粘结阻力作用。

重庆工程建设