

U

湖南省工程建设地方标准

DBJ

DBJ 43/XXX-20XX

备案号 JXXXXX-20XX

F

岩土工程设计标准

Technical standard for geotechnical engineering design

(报批稿)

20XX—XX—XX 发布

20XX—XX—XX 实施

湖南省住房和城乡建设厅 发布

湖南省工程建设地方标准

岩土工程设计标准

Technical standard for geotechnical engineering design

DBJ 43/XXX-2023

批准部门：湖南省住房和城乡建设厅

施行日期：2023 年 XX 月 XX 日

中国 XXXX 出版社

2023 长 沙

前 言

根据湖南省住房和城乡建设厅《关于公布 2022 年湖南省工程建设地方标准制（修）订计划项目的通知》（湘建科函〔2022〕40 号）要求，标准编制组在广泛调查研究，认真总结湖南省岩土工程设计实践经验，结合国家标准体系的发展要求，参考有关国内外相关标准，并在反复验证和广泛征求意见基础上制定了本标准。

本标准主要内容是：1. 总则；2. 术语和符号；3. 基本规定；4. 基坑工程；5. 边坡工程；6. 滑坡工程；7. 采空区治理工程；8. 既有岩土工程加固；9. 软弱地基；10. 岩溶地基；11. 膨胀土地基；12. 红黏土地基；13. 市政工程；14. 地基处理；15. 场地与地基抗震；16. 地下水控制；17. BIM 技术应用。

根据住房和城乡建设部《工程建设标准涉及专利管理办法》（建办标〔2017〕3 号）文件要求，经征询各编制单位，本标准不涉及专利。

本标准由湖南省住房和城乡建设厅负责管理，由中国有色金属长沙勘察设计研究院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建议或意见，请反馈至中国有色金属长沙勘察设计研究院有限公司（地址：湖南省长沙市雨花区振华路 579 号康庭园 1 栋 101 号，邮政编码：410007，电子邮箱：ckzonghe@126.com），以供修订参考。

本标准主编单位：中国有色金属长沙勘察设计研究院有限公司

本标准参编单位：中南大学湖南中大设计院有限公司

长沙市规划勘测设计研究院

长沙核工业工程勘察院有限公司

中航长沙设计研究院有限公司

中机国际工程设计研究院有限责任公司

湖南省勘查设计研究院有限公司

湖南中核建设工程有限公司

湖南省交通规划勘察设计院有限公司

湖南省建筑设计院集团股份有限公司

湖南省勘测设计院有限公司

湖南省地质工程勘察院有限公司

中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司

湖南省常德工程勘察院有限责任公司

湖南省工程勘察院有限公司

核工业衡阳第二地质工程勘察院有限公司

湖南化工地质工程勘察院有限责任公司

湖南省农林工业勘察设计研究总院

湖南大学设计研究院有限公司

中国能源建设集团湖南省电力设计院有限公司

湖南省城乡建设勘测院有限公司
湖南核工业岩土工程勘察设计研究院有限公司
中盐勘察设计院有限公司
岳阳百利勘测科技有限公司
中冶长天国际工程有限责任公司
长沙市建筑设计院有限责任公司
湖南城市学院设计研究院有限公司
湖南省水利水电勘测设计规划研究总院有限公司
湖南科技大学

本标准主要起草人：张栋材（下列按姓氏笔画排序）

王文军 王亚雄 王慧敏 王强翔 邓立志 邓宗伟 尹传忠
尹国荣 卢艺伟 石 熊 朱心潇 刘贻金 陈广新 陈永军
陈秋南 陈贵庭 陈湘桂 旷文凯 邱传坤 张天乐 张 明
张道勇 张 程 张 智 张 鹏 杨 杰 邹琼燕 周 政
郭风云 赵永清 陶五平 宾 富 黄 东 黄迪辉 谢名洋
谢武平 湛 伟 蒋先平 彭柏兴 楚义华 管太平 熊 朋
魏 涛

本标准主要审查人：朱晓鸣 田庆余 李仲秋 吴其芳 陈新华 周德泉
彭元生

目 次

1 总则.....	10
2 术语和符号.....	11
2.1 术语.....	11
2.2 符号	12
3 基本规定.....	15
3.1 勘察要求.....	15
3.2 设计原则	19
3.3 监测要求.....	21
3.4 施工与验收要求.....	23
4 基坑工程	37
4.1 一般规定	37
4.2 抗剪强度指标.....	39
4.3 基坑支护结构设计.....	40
4.4 基坑变形控制.....	59
4.5 基坑土方开挖要求.....	60
5 边坡工程.....	63
5.1 一般规定.....	63
5.2 抗剪强度指标.....	68
5.3 边坡稳定性验算	71
5.4 边坡支护结构设计.....	74
5.5 边坡变形控制.....	101
6 滑坡工程.....	105
6.1 一般规定.....	105
6.2 抗剪强度指标.....	105
6.3 滑坡稳定性评价.....	106
6.4 滑坡推力计算.....	108
6.5 抗滑工程结构设计.....	108
6.6 滑坡变形控制.....	119
7 采空区治理工程.....	121
7.1 一般规定.....	121
7.2 地表变形特征.....	121
7.3 采空区稳定性评价.....	121

7.4	采空区治理设计.....	124
7.5	防止地表移动和建筑物变形的措施.....	127
8	既有岩土工程加固.....	128
8.1	一般规定.....	128
8.2	基坑.....	128
8.3	边坡.....	132
8.4	滑坡.....	136
8.5	工程纠偏.....	139
9	软弱地基.....	153
9.1	一般规定.....	153
9.2	软土地基.....	153
9.3	大面积地面荷载	154
9.4	软弱地基设计措施.....	156
10	岩溶地基	158
10.1	一般规定.....	158
10.2	岩溶发育规律.....	158
10.3	岩溶发育程度判定.....	159
10.4	岩溶地基稳定性评价.....	160
10.5	岩溶地基处理设计.....	163
10.6	降水引起塌陷的处理措施.....	165
11	膨胀土地基.....	166
11.1	一般规定.....	166
11.2	膨胀土地基治理设计.....	166
11.3	膨胀土地基治理措施.....	168
12	红黏土地基.....	170
12.1	一般规定.....	170
12.2	红黏土地基治理设计.....	171
12.3	红黏土地基治理措施.....	174
13	市政工程地基	176
13.1	一般规定.....	176
13.2	桥涵.....	176
13.3	沉井.....	177
13.4	管道.....	179
13.5	道路路基.....	183

14	地基处理.....	187
14.1	一般规定	187
14.2	承载力和变形计算.....	188
14.3	换土垫层.....	203
14.4	夯实地基.....	205
14.5	砂石桩	211
14.6	水泥粉煤灰碎石桩.....	214
14.7	水泥土搅拌桩.....	217
14.8	旋喷桩.....	220
14.9	组合桩.....	222
14.10	微型桩.....	226
14.11	注浆加固.....	230
15	场地与地基抗震.....	237
15.1	一般规定.....	237
15.2	场地	239
15.3	地震动参数.....	240
15.4	场地地震稳定性.....	242
15.5	地基抗震计算	243
16	地下水控制.....	248
16.1	一般规定.....	248
16.2	工程降水.....	251
16.3	隔水帷幕.....	259
16.4	回灌.....	263
16.5	集水明排.....	265
16.6	降水对环境的影响与防治.....	267
17	BIM 技术应用.....	270
17.1	一般规定	270
17.2	BIM 技术在岩土工程设计中的应用.....	270
	附录 A 原位测试和室内试验方法.....	272
	附录 B 岩质边坡稳定性初步判别.....	274
	附录 C 边坡稳定性计算方法.....	277
	附录 D 边坡岩土压力计算.....	284
	附录 E 地基系数.....	290

附录 F 建（构）筑物常用纠偏方法.....	293
附录 G 复合地基静载荷试验要点.....	294
附录 H 复合地基增强体单桩静载荷试验要点.....	296
本标准用词说明.....	297
引用标准名录.....	299
附：条文说明.....	301

Contents

1	General Provisions	10
2	Terms and Symbols	11
2.1	Terms.....	11
2.2	Symbols	12
3	Basic Requirements.....	15
3.1	Requirements of Investigation	15
3.2	Design Principles	19
3.3	Monitoring Requirements.....	21
3.4	Construction and Acceptance Requirements.....	33
4	Foundation Pit Engineering	37
4.1	General Requirements	37
4.2	Shear Strength Index	39
4.3	Design of Foundation Pit Supporting Structure	40
4.4	Foundation Pit Deformation Control.....	59
4.5	Earth Excavation Requirements of Foundation Pit.....	60
5	Slope Engineering	63
5.1	General Requirements	63
5.2	Shear Strength Index.....	68
5.3	Slope Stability Checking Calculation	71
5.4	Slope Supporting Structure Design	74
5.5	Slope Deformation Control.....	101
6	The Landslide Engineering	105
6.1	General Requirements	105
6.2	Shear Strength Index	105
6.3	Landslide Stability Evaluation.....	106
6.4	Landslide Thrust Calculation	108
6.5	Anti-Skid Engineering Structure Design	108
6.6	Landslide Deformation Control	119
7	Goaf Treatment Project.....	121
7.1	General Requirements	121
7.2	Ground Deformation Characteristics	121
7.3	Stability Evaluation of Goaf.....	121
7.4	Goaf Management Design	124
7.5	Measures to Prevent ground Movement and Building Deformation.....	127
8	The Existing Geotechnical Engineering Reinforcement	128
8.1	General Requirements	128

8.2	The Foundation Pit.....	128
8.3	The Slope.....	132
8.4	The Landslide	136
8.5	Engineering Deviation Correction Technology	139
9	Soft Foundation.....	153
9.1	General Requirements	153
9.2	Soft Soil Foundation	153
9.3	Large Area Surface Load.....	154
9.4	Design Measures for Soft Foundation.....	156
10	Karst Foundation	158
10.1	General Requirements	158
10.2	Karst Development Law	158
10.3	Determination of Karst Development Degree.....	159
10.4	Stability Evaluation of Karst Foundation	160
10.5	Design of Karst Foundation Treatment	163
10.6	Treatment Measures of Precipitation Induced Collapse	165
11	Expansive Soil Foundation.....	166
11.1	General Requirements	166
11.2	Management Design of Expansive Soil Foundation	166
11.3	Treatment Measures of Expansive Soil Foundation	168
12	Red Clay Foundation	170
12.1	General Requirements	170
12.2	Management Design of Red Clay Foundation	171
12.3	Treatment Measures of Red Clay Foundation.....	174
13	Municipal engineering Foundation.....	176
13.1	General Requirements	176
13.2	Bridges and Culverts.....	176
13.3	Saisson.....	177
13.4	The Pipe.....	179
13.5	Road Subgrade.....	183
14	Foundation Treatment	187
14.1	General Requirements	187
14.2	Calculation of Bearing Capacity and Deformation	188
14.3	Replacement layer of Compacted Fill.....	203
14.4	Ramming Foundation.....	205
14.5	Sand and Gravel Pile.....	211
14.6	Cement and Fly ash Gravel Pile	214
14.7	Cement Soil Mixing Pile.....	217

14.8	Jet Grouting Pile	220
14.9	Composite Piles.....	222
14.10	Miniature Pile.....	226
14.11	Grouting Reinforcement.....	230
15	Site and Foundation Seismic	237
15.1	General Requirements	237
15.2	Site	239
15.3	Ground Motion Parameter.....	240
15.4	Site Seismic Stability.....	242
15.5	Seismic Calculation of Foundation	243
16	Groundwater Control	248
16.1	General Requirements	248
16.2	Engineering Precipitation	251
16.3	Waterproof Curtain	259
16.4	Groundwater Recharge	263
16.5	The Catchment Ming Row	265
16.6	Influence of Precipitation on Environment and Its Control	267
17	Application of BIM Technology	270
17.1	General Requirements	270
17.2	Application of BIM Technology in Geotechnical Engineering Design.....	270
Appendix A	Methods for In Situ and Laboratory Tests	272
Appendix B	Preliminary Identification of Stability of Rock Slope	274
Appendix C	Calculation Method of Slope Stability.....	277
Appendix D	Rock and Soil Pressure Calculation of Slope	284
Appendix E	The Foundation Coefficient	290
Appendix F	Commonly Used Deviation Correction Methods for Building (structure)	293
Appendix G	Key Points of Static Load Test of Composite Foundation.....	294
Appendix H	Key Points of Static Load Test of Single Pile on Reinforced Composite Foundation	296
	Explanations of Wording in This Code	297
	List of Quoted Standards	299
	Addition: Explanation of Provisions	301

1 总 则

1.0.1 为了在湖南省岩土工程设计中贯彻执行国家技术经济政策，使岩土工程设计更好地服务于工程建设全过程，做到技术先进、经济合理、安全可靠、确保质量、保护环境、节约能源和提高投资综合效益，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于湖南省内各类建筑工程和市政基础设施工程中的岩土工程设计。

1.0.3 岩土工程设计应根据场地的工程地质条件、水文地质条件、环境保护要求和地区工程经验，综合考虑工程特征、材料性能、使用要求和施工条件等因素，精心设计。

1.0.4 岩土工程设计除应执行本标准外，尚应符合国家现行有关规范和标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 岩土工程 geotechnical engineering

岩土工程是土木工程的分支，是运用工程地质学、土力学、岩石力学等解决各类工程中关于岩石、土的工程技术问题的科学。按照工程建设阶段及其工作内容可以分为：岩土工程勘察、岩土工程设计、岩土工程治理、岩土工程监测、岩土工程检测。

2.1.2 岩土工程设计 geotechnical engineering design

在岩土工程勘察活动结束后，根据项目施工要求以及场地的地质、环境特征和岩土工程条件，所进行的基础工程，地基工程，边坡工程，基坑工程等岩土工程施工范畴的方案设计与施工图设计。

2.1.3 复合地基 composite ground, composite foundation

部分土体被增强或被置换，形成的由地基土和增强体协调承担荷载的人工地基（核对国标）。

2.1.4 周边环境条件 surroundings around excavations

与基坑开挖相互影响的周边建(构)筑物、地下管线、道路、岩土体与地下水体的统称。

2.1.5 基坑设计工作期限 excavations design workable life

设计规定的从基坑开挖到预定深度至完成基坑支护使用功能的时段。

2.1.6 地下水控制 groundwater control

为保证支护结构、基坑开挖、地下结构的正常施工，防止地下水变化对基坑周边环境产生影响所采用的截水、降水、排水、回灌等措施。

2.1.7 岩体等效内摩擦角 the equative angle of internal friction

包括边坡岩体黏聚力、重度和边坡高度等因素影响的综合内摩擦角，也称似内摩擦角。

2.1.8 动态设计法 method of information design

根据信息法施工和施工勘察反馈的资料，对地质结论、设计参数及设计方案进行再验证，确认原设计条件有较大变化，及时补充、修改原设计的设计方法。

2.1.9 信息法施工 construction method from information

根据施工现场的地质情况和监测数据，对地质结论、设计参数进行验证，对施工安全性进行判断并及时修正施工方案的施工方法。

2.1.10 滑坡剩余下滑力 residual driving force of landslide

采用不平衡推力传递法计算推力的一种方法。计算断面处的下滑力减去抗滑力的剩余值。当剩余下滑力计算值为负时，赋值为0。

2.1.11 抗滑桩 antisliding pile

在滑坡体及滑床中穿过并浇筑钢筋混凝土形成的构件(桩体)，具有抵抗滑坡变形滑动功能。

2.1.12 复合型复合地基 composite foundation with multiple reinforcement of different materials or lengths

采用两种或两种以上不同材料增强体，或采用同一材料、不同长度增强体加固形成的复合地基。

2.1.13 预应力锚固 prestressed anchor

通过造孔穿过滑坡体安装钢绞线(束)锚杆，采用注浆和张拉锁定方法预先增加抗滑力并减小下滑力，从而增加滑坡稳定性的一种主动抗滑加固技术。

2.1.14 注浆加固 ground improvement by permeation and high hydrofracture grouting

将水泥浆或其他化学浆液注入地基土层中，增强土颗粒间的联结，使土体强度提高、变形减少、渗透性降低的地基处理方法。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

M_k ——作用标准组合的弯矩值；

N_k ——荷载标准组合的轴向拉力值或轴向压力值；

P_0 ——基础底面附加压力的标准值；

q ——降水井的单井流量；

u ——孔隙水压力；

e_a ——修正后侧向土压力；

N_{ak} ——锚杆轴向拉力标准值；

K_a ——主动岩土压力系数；

F_s ——边坡抗滑稳定系数。

2.2.2 材料性能和抗力

c ——黏聚力；

φ ——内摩擦角；
 E_s ——锚杆杆体或支撑的弹性模量或土的压缩模量（核对）；
 f_{py} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值；
 f_y ——普通钢筋的抗拉强度设计值；
 k ——渗透系数；
 R_k ——锚杆或土钉的极限抗拔承载力标准值；
 q_0 ——单井出水能力；
 R ——影响半径；
 γ_w ——地下水的重度；
 μ ——挡墙底与地基岩土体的摩擦系数；
 f_{ak} ——天然地基承载力特征值；
 f_{sk} ——处理后桩间土的承载力特征值；
 f_{spk} ——复合地基的承载力特征值；
 q_p ——桩端端阻力特征值；
 q_s ——桩周土的侧阻力特征值；
 R_a ——单桩竖向承载力特征值；
 λ_c ——压实系数；
 ρ_d ——干密度；
 ρ_{dmax} ——最大干密度；
 ρ_c ——黏粒含量。

2.2.3 几何参数

s ——沉降量；地基处理时也可代表桩间距；
 b ——截面宽度；
 d ——桩、锚杆、土钉的直径或基础埋置深度；
 h ——基坑深度 或构件截面高度；
 A ——杆体截面面积；滑动面面积；
 A_c ——锚固体截面面积；
 A_s ——锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积；
 B_p ——桩身计算宽度；
 H ——边坡高度；挡墙高度；

- L ——滑裂面长度；边坡坡顶塌滑区外缘至坡底边缘的水平投影距离；
- β ——填土表面与水平面的夹角；地表斜坡面与水平面的夹角；
- δ ——墙背与岩土的摩擦角；
- θ ——边坡的破裂角；缓倾的外倾软弱结构面的倾角；假定岩体、土体滑动面与水平面的夹角；稳定岩石坡面或假定边坡岩土体滑动面与水平面的夹角；滑面倾角；
- d ——桩的直径；
- d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径、竖井的有效排水直径；
- m ——面积置换率。

2.2.4 设计参数和计算系数

- k_s ——土的水平反力系数；
- k_R ——弹性支点轴向刚度系数；
- K ——稳定性安全系数；
- K_a ——主动土压力系数；
- K_p ——被动土压力系数；
- m ——土的水平抗力系数的比例系数；
- γ_0 ——基坑支护结构重要性系数；
- ζ ——主动土压力的坡面倾斜折减系数；
- ψ_w ——降水沉降计算经验系数；
- β_1 ——岩质边坡主动岩石压力修正系数；
- β_2 ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数。

3 基本规定

3.1 勘察要求

3.1.1 岩土工程设计前应进行与设计阶段相适应的岩土工程勘察。

3.1.2 岩土工程勘察应符合现行国家标准《工程勘察通用规范》GB 50017、《岩土工程勘察规范》GB 50021 和现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 的规定。

3.1.3 基坑岩土工程勘察应符合下列规定（弱化要求、符合国标地标勘察规范）：

1 基坑勘察勘探点范围应根据基坑开挖深度及场地的岩土工程条件确定。基坑外宜布置勘探点，范围不宜小于基坑深度的 1 倍；需采用锚杆时，基坑外勘探点的范围不宜小于基坑深度的 2 倍；基坑外无法布置勘探点时，应通过调查取得相关勘察资料并结合场地内的勘察资料进行综合分析。

2 基坑应布置纵横勘探剖面，其周边应布置勘探点，勘探点的间距宜取 15m~25m，每条勘探剖面不宜少于 3 个勘探点；当场地存在软弱土层、暗沟或岩溶等复杂地质条件时，应加密勘探点并查明其分布和工程特性。

3 基坑周边勘探孔的深度不宜小于基坑深度的 2 倍；基坑底面以下存在软弱土层或承压水含水层时，勘探孔深度应穿过软弱土层或承压水含水层。

4 主要岩土层和厚度大于 3m 的素填土应进行抗剪强度试验，岩土层抗剪强度指标应与相应的工况相符，存在顺层或外倾结构面的岩质基坑宜测定结构面强度，试验方法应符合《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 第 3.1.14 条的规定；

5 采用抽水、压水或注水试验确定基坑水文地质参数。

3.1.4 边坡岩土工程勘察应符合下列规定：

1 边坡勘察应查明边坡区域工程地质条件、水文地质条件、环境影响因素及导致边坡稳定性发生变化的人类活动，勘察范围应包括可能对建(构)筑物有潜在安全影响的区域。

2 勘探范围应包括坡面区域和坡面外围一定的区域。无外倾结构面控制的岩质边坡，勘探范围按到坡顶的水平距离不应小于边坡高度；有外倾结构面控制的岩质边坡，勘探范围应根据组成边坡的岩土性质及可能破坏模式确定；按土体内部圆弧形破坏的土质边坡，勘探范围不应小于 1.5 倍坡高；沿岩土界面滑动的土质边坡，勘探范围应大于后缘边界和前缘剪出口位置。

3 勘探线应以垂直边坡走向或平行主滑方向布置为主，在拟设置支挡结构的位置应布置平行和垂直的勘探线。成图比例尺应大于或等于 1:500，剖面的纵横比例应相同。

4 控制性勘探点宜为勘探点总数的 1/5~1/3, 地质环境条件简单、大型的边坡工程取 1/5, 地质环境条件复杂、小型的边坡工程取 1/3。

5 每一单独边坡段勘探线不应少于 2 条, 每条勘探线不应少于 2 个勘探点。

6 勘探点深度应进入最下层潜在滑面 3m~5m 或坡脚稳定层以下不小于 5m。重力式挡墙、扶壁式挡墙和锚杆挡墙, 勘探点进入持力层的深度不宜小于 3.0m; 悬臂桩勘探点进入嵌固段的深度, 土质边坡不宜小于悬臂长度的 1.0 倍, 岩质边坡不宜小于 0.7 倍。

7 主要岩土层和软弱层应采样进行天然状态和饱和状态的室内物理力学性能试验。稳定性计算时土的抗剪强度指标宜采用直接剪切试验获取, 确定地基承载力时土的峰值抗剪强度指标宜采用三轴试验获取。主要岩土层采样每层不应少于 6 组, 现场大剪试验每组不应少于 3 个试件; 岩样抗压强度不应少于 9 个试件, 岩石抗剪强度不应少于 3 组。需要时应采集岩样进行变形指标试验, 有条件时应进行结构面的抗剪强度试验。

8 采用抽水、压水或注水试验确定边坡水文地质参数。

3.1.5 滑坡岩土工程勘察应符合下列规定:

1 滑坡勘察应查明滑坡的范围、类型及要素, 查明滑坡的规模、性质、地质背景及其危害程度, 分析滑坡产生的条件和原因, 判断其稳定程度、预测其发展趋势, 提出预防与治理方案建议。

2 勘察范围应包括滑坡及其邻近地段, 工程地质测绘比例尺可选用 1: 200~1: 1000, 用于整治设计时应选用 1: 200~1: 500。

3 滑坡勘查建议分阶段进行, 勘探线、勘探点的布置应根据地质条件复杂程度, 结合滑坡规模确定, 布置原则应符合《滑坡防治工程勘查规范》GB/T32864 的规定。

4 一般性勘探孔的深度应穿过最下一层滑面, 进入稳定地层 1m~3m, 控制性勘探孔应进入稳定地层 3m~5m, 勘探深度应满足滑坡治理需要。

5 滑坡体、滑动面和稳定地层应分层采取有代表性的岩、土、水试样, 每一岩土层取样数量不应少于 6 组, 软弱层宜连续取样。

6 室内试验结合滑动条件、岩土性质、工程要求, 采用与滑动受力条件相似的抗剪强度试验方法。滑体土、滑带土宜采用原状土直接剪切或三轴不固结剪切试验, 剪切试验应以原状土的天然快剪和饱和不固结快剪为主, 当无法采取原状土样时, 可做重塑土的剪切试验。滑带土宜作重塑土或原状土多次剪试验。

7 采用抽水、压水或注水试验确定滑坡水文地质参数。

3.1.6 采空区岩土工程勘察应符合下列规定:

1 采空区勘察宜以搜集资料、调查访问为主，当工程地质调查不能查明采空区的特征时，应进行物探、钻探和地表移动的观测。

2 采空区勘察应查明采空区上覆岩土层的稳定性，预测现采空区和未来采空区的地表移动、变形的特征和规律性，判定其作为工程场地的适宜性。

3.1.7 软弱地基岩土工程勘察应符合下列规定：

1 勘察时应查明软弱土层的堆积历史、均匀性、组成、分布范围和土质情况，明确自重压力下的稳定性。

2 软土勘察宜采用钻探取样与静力触探结合的手段。勘探点布置应根据土的成因类型和地基复杂程度确定。当土层变化较大或有暗埋的塘、浜、沟、坑、穴时应予加密。

3 软土取样应采用薄壁取土器，抗剪强度指标室内宜采用三轴试验确定，压缩系数、先期固结压力、压缩指数、回弹指数、固结系数可分别采用常规固结试验、高压固结试验等方法确定。

4 软土原位测试宜采用静力触探试验、十字板剪切试验、扁铲侧胀试验和螺旋板载荷试验。

3.1.8 岩溶地基岩土工程勘察应符合下列规定：

1 岩溶勘察应查明拟建工程范围及有影响地段的各种岩溶洞隙和土洞的位置、规模、埋深，岩溶堆填物性状和地下水特征，对地基基础的设计和岩溶的治理提出建议。

2 勘探线应沿建筑物轴线布置，勘探点间距按现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 执行，条件复杂时每个独立基础均应布置勘探点。

3 勘探孔深度除应符合现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 的规定外，当预定深度内有洞体存在且可能影响地基稳定时，应钻入洞底基岩面下不少于 5m，必要时圈定洞体范围。

4 一柱一桩的基础宜逐柱布置勘探孔。

5 土洞和塌陷发育地段，可采用静力触探、轻型动力触探、小口径钻探等手段，详细查明其分布。

6 施工勘察工作量应根据岩溶地基设计和施工要求布置。在土洞、塌陷地段，可在已开挖的基槽内布置触探或钎探。对重要或荷载较大的工程，可在槽底采用小口径钻探，进行检测。对大直径嵌岩桩，勘探点应逐桩布置，勘探深度应不小于桩底以下桩径的 3 倍并不小于 5m，当相邻桩底的基岩面起伏较大时应适当加深。

3.1.9 膨胀土地基岩土工程勘察应符合下列规定：

1 勘探点宜结合地貌单元和微地貌形态布置；其数量应比非膨胀岩土地区适当增加，其中采取试样的勘探点不应少于全部勘探点的 1/2。

2 勘探孔的深度，除应满足基础埋深和附加应力的影响深度外，尚应超过大气影响深度；控制性勘探孔深度不应小于 10m，一般性勘探孔深度不应小于 7m。

3 在大气影响深度内，每个控制性勘探孔均应采取 I、II 级土试样，取样间距不应大于 1.0m，在大气影响深度以下，取样间距可为 1.5m~2.0m；一般性勘探孔从地表下 1m 开始至 5m 深度内，可取 III 级土试样，测定天然含水量。

4 膨胀岩土的室内试验，除应遵守现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 规定外，还应测定自由膨胀率、一定压力下的膨胀率、收缩系数、膨胀力等指标。

5 重要的和有特殊要求的工程场地，宜进行现场浸水载荷试验、剪切试验或旁压试验。膨胀岩应进行黏土矿物成分、体膨胀量和无侧限抗压强度试验。各向异性的膨胀岩土，应测定其不同方向的膨胀率、膨胀力和收缩系数。

3.1.10 红黏土地基岩土工程勘察应符合下列规定：

1 红黏土勘察应着重查明其状态分布、裂隙发育特征及地基的均匀性。

2 勘探点应取较密的间距，查明红黏土厚度和状态的变化。勘探点间距和深度可按现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 有关规定执行。不均匀地基的勘探孔深度应达到基岩；不均匀地基或有土洞发育或采用岩面端承桩时宜进行施工勘察。

3 室内试验应满足现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 的规定。裂隙发育的红黏土应进行三轴剪切试验或无侧限抗压强度试验，必要时可进行收缩试验和复浸水试验；需评价边坡稳定性时宜进行重复剪切试验。

3.1.11 市政工程的岩土工程勘察应执行现行国家标准《工程勘察通用规范》GB 50017、现行行业标准《市政工程勘察规范》CJJ 56 和现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 的有关规定。既有岩土工程加固前应进行加固工程勘察，勘察要求应符合《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843 的有关规定。

3.1.12 岩土工程勘察应查明地下水类型、赋存状态和含水层分布规律等与工程有关的水文地质条件，根据工程需要提供地下水控制所需的水文地质参数，评价地下水对工程结构和工程施工可能产生的影响和对建筑材料的腐蚀性，提出地下水防治和控制建议。

3.1.13 原位测试和室内试验方法可按附录 A 采用。

3.1.14 岩土工程勘察报告应根据任务要求、勘察阶段、工程特点和地质条件等具体情况编写，勘察报告由文字和图表构成，编制内容应符合现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 的规定。

3.2 设计原则

3.2.1 岩土工程设计时应分别满足下列两种极限状态的验算要求：

1 承载力极限状态：对应于岩土工程达到最大承载能力或土体失稳、过大变形导致结构或周边环境破坏。

2 正常使用极限状态：对应于岩土工程达到结构或邻近建(构)筑物的正常使用所规定的变形极限值或达到耐久性要求的某项规定极限值。

3.2.2 岩土工程设计应划分岩土工程安全等级。安全等级为一级、二级、三级时，其结构重要性系数和各类稳定性安全系数应按本标准各章的规定取值。岩土工程安全等级根据工程破坏后果的严重性，可按表 3.2.2 划分。

表 3.2.2 岩土工程安全等级

安全等级	破坏后果	工程类型
一级	很严重	重要工程
二级	严重	一般工程
三级	不严重	次要工程

注：1 岩土工程设计的各地段，可根据实际情况采用不同的安全等级；

2 对危害性极严重、环境和地质条件复杂的岩土工程，其安全等级应根据工程情况适当提高（核对国标）；

3 很严重：造成重大人员伤亡或财产损失；严重：可能造成人员伤亡或财产损失；不严重：可能造成财产损失（核对国标）。

3.2.3 岩土工程设计前，场地周边环境根据工程特点调查宜包括下列内容：

1 既有建筑物的结构类型、层数、位置、基础形式及尺寸、埋深、使用年限和用途。

2 既有地下管线和地下构筑物的类型、位置、尺寸和埋深；既有供水、污水、雨水等地下输水管线的使用状况及渗漏状况。

3 临近道路的类型、位置、宽度和车辆行驶情况。

4 施工及使用期内设备和材料数量及临建设施位置。

5 既有工程使用、维护和改造历史。

6 土压力、水压力、预应力等产生的直接作用；地基变形等产生的间接作用；坡顶堆载、建(构)筑物恒载等产生的永久作用；人群荷载、汽车荷载、冰、雪荷载和其他移动荷载等产生的可变作用（荷载）；地震、水灾、爆炸和撞击等产生的偶然作用。（简化、修改）

7 降雨季节、降雨量、降雪量、霜冻期、冻融交替和土壤冻结深度等气象条件；地形、地貌、工程地质和水文地质等地质条件；侵蚀性气体、液体、固体等环境条件。

8 地表水汇流和排泄条件。

3.2.4 岩土工程设计应满足所有预定功能要求、安全性要求和耐久性要求。

3.2.5 岩土参数选用时，应考虑岩土体的非均质性、各向异性、时间和空间的变异性、参数测定方法、测定条件与工程原型之间的差异及工程建设可能产生的变化等因素。

3.2.6 岩土工程设计时所采用的荷载效应最不利组合应符合下列规定：

1 承载能力极限状态采用荷载效应基本组合。

2 正常使用极限状态采用荷载效应标准组合。

3.2.7 岩土工程设计宜全过程进行概念设计，并符合下列规定：（应核对规范用词术语）

1 充分了解功能要求和掌握相关基础资料。

2 通过设计条件概化（？），先定性分析，再定量分析。

3 从技术方法的适宜性和有效性、施工的可操作性和质量的可控制性、环境限制可能产生的负面影响等方面进行计算和验算，逐步完善设计。（应核对规范用词术语）

3.2.8 岩土工程设计应根据工程特点明确设计工作年限，临时性岩土工程混凝土等级不应低于 C20；永久性岩土工程结构混凝土强度等级不应低于 C25；耐久性岩土工程结构设计应符合国家现行有关标准规定。

3.2.9 岩土工程反分析法应符合下列规定：

1 岩土体的力学参数不确定时宜采用岩土工程反分析法。

2 岩土工程反分析法应能反应岩土体的实际情况。

3 岩土工程反分析法宜采用数值模拟分析法。

3.2.10 岩土工程动态化设计和信息法施工应符合下列规定：

1 地质条件和环境条件与设计工况不一致时应进行动态化设计。

2 施工中出现异常时应进行动态化设计。

3 监测值达到警戒值或报警值时，应根据现场情况进行动态化设计。

3.2.11 岩土工程设计应根据工程结构的使用特点提出施工期间和正常使用期间的维护要求。

3.2.12 岩土工程设计宜采用高效、节能、低碳、环保、建筑垃圾减量等绿色设计方案。（删除内容放到条文说明）

（增加试验工程）

3.2.13 岩土工程设计文件应包含设计说明、图纸、计算书及其他相关函件。

3.3 监测要求（监测方法不需要在本标准体现）

（I）建筑物与构筑物监测

3.3.1 工程监测前应进行踏勘、编制监测方案，设置监测点和基准点、测定初始值、确定报警值。设计文件应根据工程特点，提出相应的检测要求。

3.3.2 建筑物与构筑物监测宜包括水平位移、垂直位移、倾斜、裂缝与挠度。

3.3.3 建筑物与构筑物监测等级，可根据建筑物与构筑物类型、基础设计等级及建筑物与构筑物的重要性按表 3.3.3 确定。

表 3.3.3 建筑物与构筑物监测等级

监测等级	适用范围
一等	地基基础设计为甲级的建筑变形测量；国家重点文物保护单位建筑物变形测量；精密工程建筑物与构筑物变形监测
二等	地基基础设计为甲级、乙级的建筑变形测量
三等	地基基础设计为乙级、丙级的建筑变形测量；砖混结构建筑物与构筑物变形监测
四等	七层以下民用建筑物变形监测

3.3.4 岩土工程变形监测等级精度应符合表 3.3.4 的规定。

表 3.3.4 岩土工程变形监测等级精度

监测等级	水平位移监测	垂直位移监测	
	变形监测点点位中误差(mm)	变形监测点高程中误差(mm)	相邻变形监测点高差中误差(mm)
一等	±1.5	±0.3	±0.1
二等	±3.0	±0.5	±0.3
三等	±6.0	±1.0	±0.5
四等	±12.0	±2.0	±1.0

- 注：1 变形监测点的高程中误差和点位中误差指相对于邻近基准点的中误差；
 2 特定方向的水平位移中误差，可取表中相应监测等级点位中误差的 $1/\sqrt{2}$ 作为限值；
 3 垂直位移监测应按变形监测点的高程中误差或相邻变形监测点的高差中误差，确定监测等级；
 4 岩土工程监测应以中误差作为衡量监测精度的标准，应以二倍中误差作为限值。

3.3.5 建筑物与构筑物监测点的布置，应根据建筑物与构筑物的规模、重要性、结构特征和地质条件确定。

3.3.6 建筑物与构筑物的水平位移、垂直位移、倾斜监测周期，应符合下列规定：

1 民用建筑，每增加 1 层~3 层应观测 1 次。

2 工业建筑，在基础施工、立柱和屋架安装、砖墙砌筑、设备安装、设备运转不同荷载阶段，应分别进行观测。

3 施工期间每月不宜少于 2 次，施工暂停和重新开工时应各观测 1 次，停工期间宜每 2 月~3 月观测 1 次。

4 监测对象周围有堆载或卸载、基坑开挖、桩基施工和场地积水情况时，宜增加观测次数。

5 建筑物与构筑物建成后，第一年宜每月观测 1 次，第二年宜 2 个月观测 1 次，第三年宜半年观测 1 次，最后 100 天的变形速率小于 0.001mm/d~0.004mm/d 时，可停止观测。

6 观测期间出现变形异常时，应进行监测数据的复核或复测，确认变形异常后，应增加观测次数。

3.3.7 水平位移监测基准网的布置，应根据监测对象、精度要求和监测点的观测方法选择，并应符合下列规定：

1 监测基准网应一次独立布网。

2 边角网多余观测量与观测总量之比应大于 0.4。

3 使用 GNSS 网时，应符合现行国家标准《工程测量规范》GB 50026 的有关规定。

4 采用视准轴线形式时，轴线两端应设置检核点。

3.3.11 垂直位移监测基准网，应按闭合环形布置，并应采用水准测量方法测量。

3.3.12 垂直位移监测基准网技术要求，应符合表 3.3.12 的规定。

表 3.3.12 垂直位移监测基准网技术要求

等级	相邻基准点高差中误差 (mm)	每站高差中误差 (mm)	往返较差或环线闭合差 (mm)	检测已测高差较差 (mm)
一等	0.3	0.07	$0.15\sqrt{n}$	$0.2\sqrt{n}$
二等	0.5	0.15	$0.30\sqrt{n}$	$0.4\sqrt{n}$
三等	1.0	0.30	$0.60\sqrt{n}$	$0.8\sqrt{n}$
四等	2.0	0.70	$1.40\sqrt{n}$	$2.0\sqrt{n}$

注： n 为测站数。

3.3.13 水准观测的主要技术要求应符合表 3.3.13 的规定。

表 3.3.13 水准观测的主要技术要求

等级	水准仪 型号	水准 尺	视线 长度 (m)	前后 视较 差(m)	前后视 累积差 (m)	视线离地 面最低高 度(m)	基本分划、 辅助分划读 数较差(mm)	基本分划、辅助 分划所测高差 较差(mm)
一等	DS ₀₅	因瓦	15	0.3	1.0	0.5	0.3	0.4
二等	DS ₀₅	因瓦	30	0.5	1.5	0.5	0.3	0.4
三等	DS ₀₅	因瓦	50	2.0	3	0.3	0.5	0.7
	DS ₁	因瓦	50	2.0	3	0.3	0.5	0.7
四等	DS ₁	因瓦	75	5.0	8	0.2	1.0	1.5

注：使用数字水准仪观测，不应受基、辅分划读数较差指标的限制，但测站 2 次观测的高差较差，应满足表中相应等级基、辅分划所测高差较差的限值。

3.3.14 建筑物与构筑物水平位移监测点应布置在墙角、柱基及沉降缝两边；标志可采用墙上标志，标志形式及埋设应根据点位条件和观测要求确定。

3.3.15 建筑物与构筑物水平位移监测应在基准点或工作基点上设置测站，可采用交会法、极坐标法、视准线法、GNSS 测量、全站仪自动化测量、激光测量法和摄影测量法进行监测。

3.3.16 垂直位移监测点的布置应符合下列规定：

1 应布置在建筑物与构筑物的拐角处，直线段应每隔 2 根~3 根柱基或间隔 10m~15m 布置。

2 应布置在基础埋深变化处、地基处理方式变化处。

3 应布置在结构沉降缝、伸缩缝、高低层和新旧建筑物与构筑物结构变化分界处的两侧。

4 圆形建筑物与构筑物应沿周边或基础轴线对称部位布置。

5 每个建筑物与构筑物的监测点不应少于 4 个。

3.3.17 垂直位移监测点的监测宜采用水准测量方法，也可采用静力水准、电磁波测距三角高程测量方法。

- 3.3.18** 采用水准测量进行垂直位移监测点的观测，技术要求应符合本标准表 3.3.12 和表 3.3.13 的规定。
- 3.3.19** 建筑物与构筑物倾斜监测，应测定建筑顶部监测点相对于底部固定点、或上层相对于下层监测点的倾斜值、倾斜方向及倾斜速率。
- 3.3.20** 建筑物与构筑物倾斜监测点的布置，应符合下列规定：
- 1 应布置在建筑物与构筑物拐角处、主体承重结构的顶部和底部。
 - 2 采用切线测角法观测圆形建筑物与构筑物时，应分别布置在顶部和底部的同一圆周上。
 - 3 采用差异沉降推算法时，应布置在建筑物的基础上。
- 3.3.21** 建筑物与构筑物倾斜监测可使用投点法、测夹角法、切线测角法、激光测量法、交会法、极坐标法、吊垂球法、多点位移计、倾斜仪和差异沉降推算法。
- 3.3.22** 裂缝监测内容应包括裂缝位置、走向、长度、宽度及深度。
- 3.3.23** 裂缝监测点应在裂缝的两端点和最宽处各布置一对监测点，且各对监测点连线应垂直于裂缝。
- 3.3.24** 裂缝监测标志应具有可供量测的端点或中心，可采用镶嵌或埋入墙面的金属标志、金属杆标志或楔形板标志，也可采用油漆平行线标志或采用建筑胶黏贴的金属片标志。
- 3.3.25** 裂缝监测应符合下列规定：
- 1 裂缝的长度可采用比例尺、钢卷尺、楔形尺、裂缝计、传感器、卡尺独立量测 2 次，2 次量测较差不应大于 0.5mm。
 - 2 裂缝宽度可采用千分尺、游标卡尺、裂缝计、黏贴安装千分表量测。
 - 3 宽度小于 1cm 的裂缝可仅量测长度和宽度。
 - 4 连续监测裂缝变化时，应采用测缝计或传感器自动测记方法。
 - 5 裂缝深度的量测，宜采用凿出法或超声波法。
- 3.3.26** 裂缝监测周期应符合下列规定：
- 1 在裂缝发展期间应每天监测 1 次，当变化异常时，应每天监测 2 次，当裂缝加大时，应加密监测。
 - 2 裂缝无变化时，应（10~15）天监测 1 次。
- 3.3.27** 挠度监测点应布置在监测对象的两端和中间部位。
- 3.3.28** 挠度监测可采用水准测量、挂尺水准或静力水准测量等方法，也可采用挠度计、位移传感器直接量测挠度值。
- 3.3.29** 挠度监测周期应根据设计要求和荷载确定。

3.3.30 工程监测报告应包括下列主要内容：

- 1 工程概况。
- 2 监测依据、监测内容及完成工作量。
- 3 基准点、工作基点、监测点布置图、监测指标时程曲线图。
- 4 监测设备、监测方法、监测频率及监测报警。
- 5 监测数据整理、分析和监测结果评述。
- 6 监测结论与建议。

（II） 基坑监测

3.3.31 对于基坑开挖深度大于等于 5m、或开挖深度小于 5m 但场地地质条件复杂和周围环境复杂的基坑以及其它需要监测的基坑，应进行监测。

3.3.32 基坑监测等级应根据基坑类别按表 3.3.32 确定。

表 3.3.32 基坑监测等级

基坑监测等级	基坑安全等级
一等	一级
二等	一级~二级
三等	二级~三级
四等	三级

注：基坑监测等级一等、基坑安全等级一级指：地质和环境条件复杂，稳定性极差的一级基坑工程；超深（深度一般超过 15m，地下层达三层以上）基坑工程；超大（单个地块基坑面积超过 20000m²）基坑工程；超紧（基坑边贴近红线，围护桩不便施工）基坑工程。

3.3.33 工程监测应根据委托方要求、工程性质、施工场地条件与周围环境受影响程度有针对性地施工开始进行。现场监测项目和周期与频率按表 3.3.33 确定。

表 3.3.33 现场监测项目和周期与频率

序号	监测必要性	监测内容	监测周期	监测频率	备注
1	应测	支护结构顶部水平位移	全过程	1 次/1 天	
2	应测	基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路沉降	开挖至±0	1 次/1 天	

3	应测	坑边地面沉降	全过程	1次/1天	三级宜测
4	应测	支护结构深部水平位移	全过程	1次/1天	三级选测
5	应测	锚杆拉力	施加预应力前	1次/1天	三级选测
6	应测	支撑轴力	支撑设置至拆除	1次/1天	三级选测
7	应测	挡土构件内力	挡土构件设置	1次/1天	二级宜测、三级选测
8	应测	支撑立柱沉降	全过程	1次/1天	二级宜测、三级选测
9	应测	挡土构件、水泥土墙沉降	全过程	1次/1天	二级宜测、三级选测
10	应测	坑外地下水位	降水过程	1次/1天	三级选测
11	应测	坑内地下水位	开挖至基础	1次/3天	三级选测
12	宜测	土压力	全过程	1次/3天	二级选测、三级选测
13	宜测	孔隙水压力	全过程	1次/3天	二级选测、三级选测
14	宜测	基底隆起（回弹）	基坑开挖前一 周埋设	1次/3天	软土地区二、三级选测
15	选测	基底隆起（回弹）	基坑开挖前一 周埋设	1次/3天	其他地区二、三级选测

注：表内各监测项目中，仅选择实际基坑支护形式所含有内容。

3.3.34 安全等级为一级、二级的支护结构，在基坑开挖过程与支护结构使用期内，必须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。

3.3.35 支挡式结构顶部水平位移监测点的间距不宜大于 20m，土钉墙、重力式挡墙顶部水平位移监测点的间距不宜大于 15m，且基坑各边的监测点不应少于 3 个。基坑周边有建筑物的部位、基坑各边及地质条件较差的部位应设置监测点。

3.3.36 基坑周边建筑物沉降监测点应设置在建筑物的结构墙、柱上，并应分别沿平行、垂直于坑边的方向上布置。在建筑物邻基坑一侧，平行于坑边方向上的测点间距不宜大于 15m。垂直于坑边方向上的测点，宜设置在柱、隔墙于结构缝部位。垂直于坑边方向上的布点范围应能反映建筑物基础的沉降差。必要时，可在建筑物内部布置测点。

3.3.37 地下管线沉降监测，当采用测量地面沉降的间接方法时，其测点应布置在管线正上方。当管线上方为刚性路面时，宜将测点设置于刚性路面下。对直埋的刚性管线，应在管线节点、竖井及其两侧等易破裂处设置测点。测点水平间距不宜大于 20m。

3.3.38 道路沉降监测点的间距不宜大于 30m，且每条道路的监测点不应少于 3 个。必要时，沿道路宽度方向可布置多个测点。

3.3.39 对坑边地面沉降、支护结构深部水平位移、锚杆拉力、支撑轴力、立柱沉降、挡土构件沉降、水泥土墙沉降、挡土构件内力、地下水位、土压力、孔隙水压力进行监测时，监测点应布置在邻近建筑物、基坑各边中部及地质条件较差的部位，监测点或监测面不宜少于3个。

3.3.40 坑边地面沉降监测点应设置在支护结构外侧的土层表面或柔性地面上。与支护结构的水平距离宜在基坑深度的0.2倍范围以内。有条件时，宜沿坑边垂直方向在基坑深度的(1~2)倍范围内设置多个测点，每个监测面的测点不宜少于5个。

3.3.41 深层水平位移监测孔宜布置在基坑边坡、围护墙周边的中心处及代表性的部位，数量和间距视具体情况而定，但每边至少应设1个监测孔。

3.3.42 采用测斜管监测支护结构深部水平位移时，对现浇混凝土挡土构件，测斜管应设置在挡土构件内，测斜管深度不应小于挡土构件的深度；对土钉墙、重力式挡墙，测斜管应设置在紧邻支护结构的土体内，测斜管深度不宜小于基坑深度的1.5倍。测斜管顶部应设置用作基准值的水平位移监测点。

3.3.43 锚杆的拉力监测点应选择受力较大且有代表性的位置，基坑每边跨中部位和地质条件复杂的区域宜布置监测点。每层锚杆的拉力监测点数量应为该层锚杆总数的(1~3)%，并不应少于3根。每层监测点在竖向上的位置宜保持一致。每根杆体上的测试点应设置在锚头附近位置。

3.3.44 支撑轴(内)力监测点的布置应符合下列要求：

1 监测点宜设置在支撑轴(内)力较大或在整个支撑系统中起关键作用的杆件上。

2 每道支撑的轴(内)力监测点不应少于3个，各道支撑的监测点位置宜在竖向保持一致。

3 钢支撑的监测截面根据测试仪器宜布置在支撑长度的1/3部位或支撑的端头。钢筋混凝土支撑的监测截面宜布置在支撑长度的1/3部位。

4 每个监测点截面内传感器的设置数量及布置应满足不同传感器测试要求。

3.3.45 挡土构件内力监测点应设置在最大弯矩截面处的纵向受拉钢筋上，监测点数量和横向间距视具体情况而定，但每边至少应设1处监测点。当挡土构件采用沿竖向分段配置钢筋时，应在钢筋界面面积减少且弯矩较大部位的纵向受拉钢筋上设置测点，监测点间距宜为3m~5m。

3.3.46 立柱的竖向位移监测点宜布置在基坑中部、多根支撑交汇处、地质条件复杂处的立柱上；监测点不宜少于立柱总根数的5%，逆作法施工的基坑不宜少于10%，且均不应少于3根。

3.3.47 当挡土构件下部为软弱持力层土层，或采用大倾角锚杆时，宜在挡土构件顶部设置沉降监测点。

3.3.48 基坑内地下水位监测点的布置应符合下列要求：

1 当采用深井降水时，水位监测点宜布置在基坑中央和两相邻降水井的中间部位；当采用轻型井点、喷射井点降水时，水位监测点宜布置在基坑中央和周边拐角处，监测点数量视具体情况确定。

2 水位监测管的埋置深度（管底标高）应在最低设计水位之下 3~5m。对于需要降低承压水水位的基坑工程，水位监测管埋置深度应满足降水设计要求。

3.3.49 基坑外地下水位监测点的布置应符合下列要求：

1 水位监测点应沿基坑周边、被保护对象（如建筑物、道路、地下管线等）周边或在两者之间布置，监测点间距宜为 20~50m。相邻建（构）筑物、重要的地下管线或管线密集处应布置水位监测点；如有止水帷幕，宜布置在止水帷幕外侧 2m 处。

2 回灌井点观测井应布置在回灌井、井点与被保护对象之间。

3.3.50 围护墙侧向土压力监测点的布置应符合下列要求：

1 监测点应布置在受力、土质条件变化较大或有代表性的部位。

2 平面布置上基坑每边不宜少于 2 个测点。在竖向布置上，测点间距宜为 2~5m，测点下部宜密。

3 当按土层分布情况布置时，每层应至少布置 1 个测点，且布置在各层土的中部。

4 土压力盒应紧贴围护墙布置，宜预设于围护墙的迎土面一侧。

3.3.51 土压力宜采纳土压力计量测。土压力计的量程应知足被测压力的要求，其上限可取设计压力的 2 倍，精度不宜低于 0.5%F·S，分辨率不宜低于 0.2%F·S。土压力埋设可采纳埋入式或界限式。埋设时应符合以下要求：

1 受力面与所监测的压力方向垂直并紧贴被监测对象。

2 埋设过程中应有土压力膜保护举措。

3 采纳钻孔法埋设时，回填应均匀密实，且回填资料宜与四周岩土体一致。

4 做好完好的埋设记录。

3.3.52 孔隙水压力监测点宜布置在基坑受力、变形较大或有代表性的部位。监测点竖向布置宜在水压力变化影响深度范围内按土层分布情况布置，监测点竖向间距一般为 2~5m，并不宜少于 3 个。

3.3.53 孔隙水压力监测应符合下列规定：

1 孔隙水压力监测点应根据含水层赋存、排泄条件、流向、流速及含水层层数确定。

- 2 孔隙水压力计的安装与埋设可采用坑式埋设法、钻孔埋设法或水平浅钻埋设法。
- 3 黏土饱和度低于 95%时,宜选用带有细孔陶瓷滤水石的高进气压力孔隙水压力计。
- 4 埋设前,孔隙水压力计应浸水饱和 24h,并应以提至水面测量零压状态下的读数作为基准值。

5 孔隙水压力计读数仪应进行 2 次读数,2 次读数较差不应大于 2 个读数单位,应取平均值作为当次渗流压力监测值。

3.3.54 基坑底部隆起(回弹)监测点应符合下列要求:

1 监测点宜按纵向或横向剖面布置,剖面应选择在基坑的中央、距坑底边约 1/4 坑底宽度处以及其他能反映变形特征的位置。数量不应少于 2 个。纵向或横向有多个监测剖面时,其间距宜为 20~50m。

2 同一剖面上监测点横向间距宜为 10~20m,数量不宜少于 3 个。

3.3.55 各类水平位移观测、沉降观测的基准点应设置在变形影响范围外,且基准点数量不应少于两个。

3.3.56 各监测项目应在基坑开挖前或测点安装后测得稳定的初始值,且次数不应少于两次。

3.3.57 支护结构顶部水平位移的监测频次应符合下列要求:

1 基坑向下开挖期间,监测不应少于每天一次,直至开挖停止后连续三天的监测数值稳定。

2 当地面、支护结构或周边建筑物出现裂缝、沉降,遇到降雨、降雪、气温骤变,基坑出现异常的渗水或漏水,坑外地面荷载增加等各种环境条件变化或异常情况时,应立即进行连续监测,直至连续三天的监测数值稳定。

3 当位移速率大于前次监测的位移速率时,则应进行连续监测。

4 在监测数值稳定期间,应根据水平位移稳定值的大小及工程实际情况定期进行监测。

3.3.58 支护结构顶部水平位移之外的其他监测项目,除应根据支护结构施工和基坑开挖情况进行定期监测外,尚应在出现下列情况时进行监测:

1 支护结构水平位移增长时。

2 出现本标准第 3.3.57 条第 2、3 款的情况时。

3 锚杆、土钉或挡土构件施工时,或降水井抽水等引起地下水位下降时,应进行相邻建筑物、地下管线、道路的沉降观测。当监测数值比前次数值增长时,应进行连续监测,直至数值稳定。

3.3.59 对基坑监测有特殊要求时,各监测项目的测点布置、量测精度、监测频度等应根据实际情况确定。

3.3.60 在支护结构施工、基坑开挖期间以及支护结构使用期内，应对支护结构和周边环境的状况随时进行巡查，现场巡查及报警应按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 有关规定执行。

3.3.61 基坑及支护结构监测预警值应根据基坑设计安全等级、工程地质条件、设计计算结果及当地工程经验等因素确定；当无当地工程经验时，土质基坑可按现行国家标准《建筑基坑工程监测技术标准》GB 50497 有关规定执行。

3.3.62 基坑工程周边环境监测预警值应根据监测对象主管部门的要求或建筑检测报告的结论确定，当无具体控制值时，可按现行国家标准《建筑基坑工程监测技术标准》GB 50497 有关规定执行。

3.3.63 基坑工程监测报告应符合本标准 3.3.30 条的有关规定。

(III) 边坡与滑坡监测

3.3.64 边坡塌滑区有重要建（构）筑物的一级边坡工程施工时必须对坡顶水平位移、垂直位移、地表裂缝和坡顶建（构）筑物变形进行监测。

3.3.65 边坡与滑坡监测宜包括水平位移、垂直位移、深层位移、支护结构应力、孔隙水压力、地下水位、裂缝监测和巡视检查。

3.3.66 边坡与滑坡监测类别应根据边坡与滑坡监测等级按表 3.3.66 确定。

表 3.3.66 边坡与滑坡监测等级

边坡与滑坡监测等级	边坡工程安全等级或 滑坡防治工程等级
一等	一级
二等	一级~二级
三等	二级~三级
四等	三级

注： 1 边坡工程安全等级的确定应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的有关规定；滑坡防治工程等级的划分应符合现行国家标准《滑坡防治工程勘查规范》GB/T 32864 的有关规定；

2 边坡与滑坡监测监测一等、边坡工程安全等级或滑坡防治工程等级一级指：高度超过现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 适用范围的边坡工程；地质和环境条件复杂、稳定性极差的一级边坡工程；边坡塌滑区有重要建（构）筑物、稳定性极差的边坡工程；采用新结构、新技术的一、二级边坡工程。

3.3.67 工程监测应根据委托方要求、工程性质、施工场地条件与周围环境受影响程度有针对性地从施工开始进行。

3.3.68 边坡与滑坡监测等级与监测项目,应根据边坡工程安全等级和滑坡防治工程等级按表 3.3.68 进行选择。

表 3.3.68 边坡与滑坡监测等级与监测项目

测试项目	测点布置位置	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
坡顶水平位移和垂直位移	支护结构顶部或预估支护结构变形最大处	应测	应测	应测
地表裂缝	墙顶背后 1.0H(岩质)~1.5H(土质) 范围内	应测	应测	选测
坡顶建(构) 筑物变形	边坡坡顶建筑物基础、墙面和整体倾斜	应测	应测	选测
降雨、洪水与时间关系	—	应测	应测	选测
锚杆(索) 拉力	外锚头或锚杆主筋	应测	选测	可不测
支护结构变形	主要受力构件	应测	选测	可不测
支护结构应力	应力最大处	选测	选测	可不测
地下水、渗水与降雨关系	出水点	选测	选测	可不测

注: 1 在边坡塌滑区内有重要建(构) 筑物, 破坏后果严重时, 应加强对支护结构的应力监测;

2 H——边坡高度(m)。

3.3.69 边坡工程监测应符合下列规定:

1 坡顶位移观测, 应在每一典型边坡段的支护结构顶部设置不少于 3 个监测点的观测网, 观测位移量、移动速度和移动方向。

2 锚杆拉力和预应力损失监测, 应选择有代表性的锚杆(索), 测定锚杆(索) 应力和预应力损失。

3 非预应力锚杆的应力监测根数不宜少于锚杆总数 3%, 预应力锚索的应力监测根数不宜少于锚索总数的 5%, 且均不应少于 3 根。

4 监测工作可根据设计要求、边坡稳定性、周边环境和施工进度等因素进行动态调整。

5 边坡工程施工初期, 监测宜每天一次, 且应根据地质环境复杂程度、周边建(构) 筑物、管线对边坡变形敏感程度、气候条件和监测数据调整监测时间及频率; 当出现险情时应加强监测。

6 一级永久性边坡工程竣工后的监测时间不宜少于 2 年。

3.3.70 地表位移监测可采用 GPS 法和大地测量法, 可辅以电子水准仪进行水准测量。在通视条件较差的环境下, 采用 GPS 监视为主; 在通视条件较好的情况下采用大地测量法。边坡变形监测与测量精度应符合现行国家标准《工程测量规范》 GB 50026 的有关规定。

3.3.71 应采取有效措施监测地表裂缝、位错等变化。监测精度对于岩质边坡分辨率不应低于 0.50mm、对于土质边坡分辨率不应低于 1.00mm。

3.3.72 边坡与滑坡的监测周期应符合下列规定：

1 应 15 天~1 个月监测 1 次。

2 汛期、雨季、防治工程施工期，应加密监测，宜每天 1 次或数小时 1 次。

3 设计有要求时，监测周期应符合设计要求。

4 治理工程完工后，应连续监测不少于 1 个水文年，监测对象最后 100 天的变形速率小于 0.001mm/d~0.004mm/d 时，可停止监测。

3.3.73 边坡工程施工过程中及监测期间遇到下列情况时应及时报警，并采取相应的应急措施：

1 有软弱外倾结构面的岩土边坡支护结构坡顶有水平位移迹象或支护结构受力裂缝有发展；无外倾结构面的岩质边坡或支护结构构件的最大裂缝宽度达到国家现行相关标准的允许值；土质边坡支护结构坡顶的最大水平位移已大于边坡开挖深度的 1/500 或 20mm，以及其水平位移速度已连续 3d 大于 2mm/d。

2 土质边坡坡顶邻近建筑物的累计沉降、不均匀沉降或整体倾斜已大于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定允许值的 80%，或建筑物的整体倾斜度变化速度已连续 3d 每天大于 0.00008。

3 坡顶邻近建筑物出现新裂缝、原有裂缝有新发展。

4 支护结构中有重要构件出现应力骤增、压屈、断裂、松弛或破坏的迹象。

5 边坡底部或周围岩土体已出现可能导致边坡剪切破坏的迹象或其他可能影响安全的征兆。

6 根据当地工程经验判断已出现其他必须报警的情况。

3.3.74 地质条件特别复杂的、采用新技术治理的一级边坡工程，应建立边坡工程长期监测系统。边坡工程监测系统包括监测基准网和监测点建设、监测设备仪器安装和保护、数据采集与传输、数据处理与分析、预测预报。

3.3.75 边坡与滑坡工程监测报告应符合本标准 3.3.30 条的有关规定。

(IV) 地基处理监测（其他监测内容按此模式修改）

3.3.76 地基处理工程应进行施工全过程的监测。施工中，应有专人或专门机构负责监测工作，随时检查施工记录和计量记录，并按照规定的施工工艺对工序进行质量评定。

3.3.77 强夯施工应进行夯击次数、夯沉量、隆起量、孔隙水压力等项目的监测；强夯置换施工尚应进行置换深度的监测。

3.3.78 夯实、挤密、旋喷桩、水泥粉煤灰碎石桩、注浆等方法施工可能对周边环境及建(构)筑物产生不良影响时，应对施工过程的振动、噪声、孔隙水压力、地下管线和建(构)筑物变形进行监测。

3.3.79 大面积填土等地基处理工程，应对地面变形进行长期监测；施工过程中还应对土体位移和孔隙水压力等进行监测。

3.3.80 地基处理工程施工对周边环境有影响时，监测应符合下列规定：

1 邻近建(构)筑物竖向及水平位移监测点应布置在基础类型、埋深和荷载有明显不同处及沉降缝、伸缩缝、新老建(构)筑物连接处的两侧、建(构)筑物角点、中点；圆形、多边形的建(构)筑物宜沿纵横轴线对称布置；工业厂房监测点宜布置在独立柱基上。倾斜监测点宜布置在建(构)筑物角点或伸缩缝两侧承重柱(墙)上。

2 邻近地下管线监测点宜布置在上水、煤气管处、窨井、阀门、抽气孔以及检查井等管线设备处、地下电缆接头处、管线端点、转弯处；影响范围内有多条管线时，宜根据管线年份、类型、材质、管径等情况，综合确定监测点，且宜在内侧和外侧的管线上布置监测点；地铁、雨污水管线等重要市政设施、管线监测点布置方案应征求有关管理部门的意见；当无法在地下管线上布置直接监测点时，管线上地表监测点的布置间距宜为15m~25m。

3 周边地表监测点宜按剖面布置，剖面间距宜为30m~50m，宜设置在场地每侧边中部；每条剖面线上的监测点宜由内向外先密后疏布置，且不宜少于5个。

3.3.81 地基处理后的建筑物或构筑物在施工期间和使用期间的监测要求应按现行国家标准《工程测量规范》GB 50026 和现行行业标准《建筑变形测量规范》JGJ 8 的规定执行。

3.3.82 地基处理工程监测报告应符合本标准 3.3.30 条的有关规定。

3.4 施工与验收要求

常规的施工工序按施工规范提出施工及验收要求，并提出参考那个标准，只对特殊情况写一些条文，争取只要几条就解决；参考一部分 37 号令里面的内容。

3.4.1 岩土工程施工前，应编制施工组织设计或专项施工方案，其内容应包括：施工技术参数、施工工艺流程、施工方法、施工安全技术措施、应急预案、工程监测、排水措施等。

3.4.2 岩土工程施工应采用经质量检验合格的材料、构件和设备。

3.4.3 岩土工程施工应采取控制措施控制振动、噪声、扬尘、废水、废弃物以及有毒有害物质对工程场地、周边环境和人身健康的危害，并采取保证工程安全、人身安全、周边环境安全与劳动防护、绿色施工的技术措施与管理措施。

3.4.4 岩土工程施工过程中遇到文物、化石、古迹遗址或遇到可能危及安全的危险源时，应立即停止施工和采取保护措施，并报有关部门处理。

3.4.5 岩土工程施工过程中揭露的地质情况与勘察资料明显不符或出现异常现象时，应立即停止施工，并通知相关单位。

3.4.6 岩土工程施工质量控制及验收应符合下列规定：

1 施工中使用的材料、构件和设备应进行检验，材料、构件以及试块、试件等应有检验报告。

2 各施工工序应进行质量自检，施工工序之间应进行交接质量检验。

3 质量验收应在施工单位自检合格的基础上进行，隐蔽工程在隐蔽前应进行验收，并形成检查或验收文件。

4 质量验收应进行分部、分项工程验收。

5 质量验收应按主控项目和一般项目验收，质量检验结果应符合检验标准。

3.4.7 岩土工程施工验收检验应符合下列规定：（本条是否款太多了？）

1 基槽开挖后应进行下列检验：

1) 核对基槽位置、平面尺寸、槽底标高是否符合设计文件要求；

2) 核对基槽的土质和地下水情况是否与勘察报告一致；

3) 检验基槽底是否有洞穴、古墓、古井、古河道、人防工程及地下敷设物，并查清其位置、性状等；

4) 必要时应在基槽底面进行轻便动力触探或进行钎探检验。

2 预制桩施工应进行下列检验：

1) 打入(静压)深度、停锤标准、静压终止压力值及桩身(架)垂直度检查；

2) 接桩质量、接桩间歇时间及桩顶完整状况；

3) 每米进尺锤击数、最后 1.0m 进尺锤击数、总锤击数、最后三阵贯入度及桩尖标高。

3 灌注桩施工应进行下列检验：

1) 灌注混凝土前，应对已成孔的中心位置、孔深、孔径、垂直度、孔底沉渣厚度进行检验；

2) 应对钢筋笼安放的实际位置等进行检查，并填写相应质量检测、检查记录；

3) 干作业条件下成孔后应对大直径桩桩端持力层进行检验。

4 对于挤土预制桩和挤土灌注桩，施工过程均应对桩顶和地面土体的竖向和水平位移进行系统观测；若发现异常，应采取复打、复压、引孔、设置排水措施及调整沉桩速率等措施。

5 工程桩应进行承载力和桩身质量检验。嵌岩桩应对桩端的岩性和入岩深度进行检验。

6 桩身质量除对预留混凝土试件进行强度等级检验外，尚应进行现场检测。检测方法可采用可靠的动测法，对于大直径桩还可采取钻芯法、声波透射法。

7 抗拔桩和对水平承载力有特殊要求的桩基工程，应进行单桩抗拔静载试验和水平静载试验检测。

8 地下连续墙的质量检测应符合下列规定：

- 1) 地下连续墙作为主体地下结构构件时，每个槽段应进行槽壁垂直度检测；
- 2) 地下连续墙作为主体地下结构构件时，每个槽段应进行槽底沉渣厚度检测；
- 3) 墙体混凝土质量应进行检测，当墙身质量不合格时应采用钻芯法进行验证。

9 工程锚杆（索）应进行验收试验。

10 土钉应进行抗拔承载力检验。

11 水泥土搅拌桩的桩身强度应满足设计要求，强度检测宜采用钻芯法。

12 换填垫层地基应分层进行密实度检验，在施工结束后进行承载力检验。

13 高填方地基应分层填筑、分层压（夯）实、分层检验，且处理后的高填方地基应满足密实和稳定性要求。

14 预压地基应进行承载力检验。预压地基排水竖井处理深度范围内和竖井底面以下受压土层，经预压所完成的竖向变形和平均固结度应进行检验。

15 压实、夯实地基应进行承载力、密实度及处理深度范围内均匀性检验；压实地基的施工质量检验应分层进行；强夯置换地基施工质量检验应查明置换墩的着底情况、密度随深度的变化情况。

16 散体材料复合地基增强体应进行密实度检验；对有黏结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

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

18 注浆加固处理后地基的承载力应进行静载荷试验检验。

19 采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验时，应采用大尺寸承压板进行载荷试验，其安全系数不应小于 2.0。

20 检查数量应根据场地复杂程度、建筑物重要性以及施工技术的可靠性综合确定，并按检验批抽样。检验结果不满足设计要求时，应分析原因，提出处理措施。对重要部位，应增加检验数量。检验批次的划分和检验批抽检数量可按照现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 和其他相关规定执行。

3.4.8 岩土工程验收时应提交下列资料：

- 1 岩土工程勘察报告。
- 2 设计文件、图纸会审记录和技术交底资料。
- 3 施工组织设计及专项施工方案。
- 4 设计变更通知和重大问题处理文件。
- 5 工程测量、定位放线记录。
- 6 监测资料。
- 7 隐蔽工程验收资料。
- 8 检测与检验报告。
- 9 施工记录及施工单位自查评定报告。
- 10 竣工图。

4 基坑工程

4.1 一般规定

4.1.1 基坑支护工程设计应满足下列功能要求：

1 保证支护结构、周边建（构）筑物、地下管线、道路、城市轨道交通等市政设施的安全与正常使用。

2 保证地下主体结构的施工空间和安全。

4.1.2 基坑工程设计应规定工作年限，且设计工作年限不应小于一年；当支护结构为保护主体结构的永久支护或作为主体地下结构的一部分时，应满足主体结构设计工作年限要求。

4.1.3 基坑工程设计应包括下列内容：

1 基坑支护结构方案和技术经济比选。

2 基坑支护结构体系上的作用和作用组合确定。

3 基坑支护结构体系设计计算及稳定性验算。

4 基坑地下水控制设计。

5 基坑周边生态环境保护控制设计技术要求。

6 基坑开挖及岩土工程施工技术要求。

7 基坑支护试验、检验、检测及监测技术要求。

8 动态化设计、信息法施工与应急预案要求。

9 重点部位、重点环节、基坑回填及其他技术要求。（核对通用规范的相关要求）

4.1.5 基坑应进行地下水控制设计，并应符合本标准第 16 章的相关要求。

4.1.6 岩土组合基坑工程应根据岩体强度、岩层产状、节理裂隙结构面的组合性状、土岩结合面的性质与强度等，综合考虑基坑沿土岩结合面滑移与土体内部滑移的稳定性，以及岩层外倾结构面的不利影响。

4.1.7 临近高边坡的基坑，应考虑高边坡对基坑的不利影响。（参考重庆地标）

4.1.8 基坑支护设计前应收集周边环境调查资料：

1 基坑周边环境调查范围应不少于 3 倍基坑计算深度，当基坑附近有轨道交通设施、隧道、防汛墙等重要建（构）筑物及设施或降水影响范围较大时应扩大调查范围。

2 调查范围内相邻的建（构）筑物分布位置、层数、结构类型、基础形式与埋置深度以及使用年限和完好程度等。

3 基坑附近分布的各种地下管线（包括给排水、电力、电讯、煤气等）及地下工程的位置及其规模、埋置深度、结构类型和构筑年代等。

4 基坑周边的道路位置、宽度等。（增加地表水体、地形、周边工程概况等）

4.1.9 基坑工程安全等级应根据基坑深度、地质条件复杂程度和环境复杂程度按表 4.1.9 确定：

表 4.1.9 基坑工程安全等级

开挖深度	环境条件与工程地质、水文地质条件								
	$x < 1.0h$			$1.0h \leq x < 2.0h$			$x > 2.0h$		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
$h \geq 12m$	一级			一级			一级		
$12m > h \geq 6m$	一级			一级		二级	一级	二级	
$h < 6m$	一级	二级		二级	三级		三级		

注：1 h 为基坑计算深度。

2 x 为基坑边缘与邻近浅基础或桩端埋置深度 $< 1.3h$ 摩擦桩基础的建筑物的净距或与重要管线的净距。

3 工程地质、水文地质条件分类：

I 复杂——淤泥或淤泥质土及稍密以下碎石土、砂土和新近堆填的松散填土，地下水位在基底标高之上，且不易疏干。

II 中等复杂——中密碎石土、砂土和填土，可塑黏性土，地下水位在基底标高之上，易疏干。

III 简单——密实碎石土、砂土和填土，硬塑~坚硬粘性土，岩石，基坑深度范围内无地下水。坑壁为多层土时可经过分析按不利情况考虑。

4 如邻近建（构）筑物为价值不高的、待拆除的或临时性的，管线为非重要干线，一旦破坏没有危险且易于修复，则 x 值可提高一个范围值；对变形特别敏感的邻近建（构）筑物或重点保护的古建筑物等特殊要求的建（构）筑物、当基坑侧壁安全等级为二级或三级时，应提高一级安全等级。当既有基础（或桩基础桩端）埋深大于基坑深度时应根据基础距基坑底的相对距离、附加荷载、桩基础形式以及上部结构对变形的敏感程度等因素综合确定 x 范围及安全距离。

5 同一基坑周边条件不同可分别划分为不同的安全等级。

4.1.10 基坑支护结构应符合承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计要求。

1 对安全等级为一级、二级、三级的支护结构，其结构重要性系数分别不应小于 1.1、1.0、0.9。

2 计算土压力、基坑稳定性、滑坡推力及锚杆抗拔力时，荷载效应应采用承载能力极限状态下作用的基本组合，其分项系数和组合系数均取值为 1.0。

3 按地基承载力确定支护结构（如挡土墙、支撑立柱桩等）的基底面积及其埋深时，荷载效应应采用正常使用极限状态下作用的标准组合，其组合系数取值为 1.0。其相应的抗力采用地基承载力特征值或立柱桩的承载力特征值。

4 确定支护结构（桩墙、锚杆、支撑等）截面尺寸及配筋和验算材料强度时，荷载效应应采用承载能力极限状态下作用的基本组合。对于临时性支护结构，作用基本组合的综合分项系数取 1.25；对于永久性支护结构，作用基本组合的综合分项系数取 1.35。

5 验算基坑支护结构、周边建筑物及地面的水平位移和沉降时，荷载效应应采用正常使用极限状态下作用的准永久组合，相应的限值应为支护结构、周边建筑物及地面水平位移和沉降变形允许值，准永久值组合值系数取 1.0。

4.1.11 一级基坑或对变形控制有要求的二级基坑，应对支护结构变形及基坑周边土体的变形进行计算，并应进行周边环境影响的分析评价。支护结构的变形控制值与基坑周边环境的变形控制值应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的规定。

4.1.12 基坑深度大于 5m 的基坑，应进行初步设计评审。

4.1.13 安全等级为一级或周边有重要建构筑物的基坑，土压力计算时土压力调整系数可取 1.1~1.3；其他情况的基坑，土压力调整系数可取 1.0~1.1。

4.1.14 超过基坑设计工作年限的基坑，在继续使用前，应对基坑支护结构进行结构安全性鉴定。

4.2 抗剪强度指标

4.2.1 土压力及水压力计算、土的各类稳定性验算时，土、水压力的分、合算方法及相应的土的抗剪强度指标类别应符合下列规定：

1 地下水位以上的黏性土、黏质粉土，土的抗剪强度指标应采用三轴固结不排水强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 或直剪固结快剪强度指标 c_{cq} 、 φ_{cq} ；对地下水位以上的砂质粉土、砂土、碎石土的抗剪强度指标，应采用有效应力强度指标 c' 、 φ' 。

2 地下水位以下的黏性土、黏质粉土，可采用土压力、水压力合算方法；此时，对正常固结和超固结土，土的抗剪强度指标应采用三轴固结不排水强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 或直剪固结快剪强度指标 c_{cq} 、 φ_{cq} ；对欠固结土，宜采用有效自重压力下预固结的三轴不固结不排水抗剪强度指标 c_{uu} 、 φ_{uu} 或直接快剪强度指标。

3 地下水位以下的砂质粉土、砂土和碎石土，应采用土压力、水压力分算方法；此时，土的抗剪强度指标应采用有效应力强度指标 c' 、 ϕ' ；水压力可按静水压力计算；当地下水渗流时，宜按渗流理论计算水压力；当存在多个含水层时，应分别计算各含水层的水压力。

4 有可靠地区经验时，土的抗剪强度指标也可根据室内试验与原位测试结果，结合地区经验综合确定。---

增加土岩结合基坑中，岩石的抗剪强度指标、结构面抗剪强度指标（与湖南勘察标准相对应）

4.2.2 基坑开挖暴露时间过长时，应考虑岩土体发生软化、崩解等对岩土体强度的影响。

4.3 基坑支护结构设计

（I）支护结构计算与稳定性验算

4.3.1 基坑工程设计时，基坑计算深度的确定应符合下列规定：

1 坑外地面标高取值应根据场地内外自然地面标高、周边道路标高、施工单位进场后成桩施工和场地平整等因素综合确定。

2 坑底标高应根据基坑底部的独立柱基、承台、地梁与基础底板等分布情况综合分析确定：筏板基础和条形基础应以其垫层底为基坑底标高；当地下室底板与独立柱基（或承台）的深度不一致时，当平行基坑边方向的独立柱基（或承台）的净间距与基础边长之比大于等于 2 时，应以地下室底板垫层底为基坑底标高，其他情况应以独立基础（或承台）的垫层底为基坑底标高。

4.3.2 支挡式结构应根据具体形式、受力状况和变形特性采用下列分析方法：

1 锚拉式支挡结构，可将整个结构分解为挡土结构、锚拉结构(锚杆及腰梁、冠梁)分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；作用在锚拉结构上的荷载应取挡土结构分析时得出的支点力。

2 支撑式支挡结构，可将整个结构分解为挡土结构、内支撑结构分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；内支撑结构可按平面结构进行分析，挡土结构传至内支撑的荷载应取挡土结构分析时得出的支点力；对挡土结构和内支撑结构分别进行分析时，应考虑其相互之间的变形协调。

3 悬臂式支挡结构、双排桩支挡结构，宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析。增加土钉墙和复合土钉墙的计算方法

4 当有可靠经验时，可采用空间结构分析方法对支挡式结构进行整体分析或采用数值分析方法对支挡式结构与基坑土体进行整体分析。

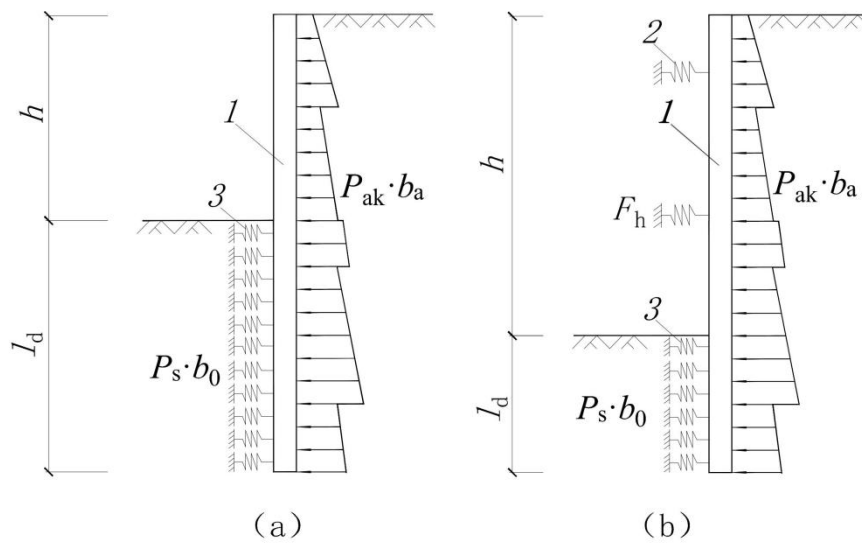
4.3.3 支挡式结构应对下列设计工况进行结构分析，并按最不利作用效应进行支护结构设计：

- 1 基坑开挖至坑底时的工况。
- 2 对锚拉式和支撑式支挡结构，基坑开挖至各道支撑或锚杆施工面时的工况。
- 3 在主体地下结构施工过程中需要以主体结构构件替换支撑或锚杆的状况。此时，主体结构构件应满足替换后各设计工况下的承载力、变形及稳定性要求。

4 对水平内支撑式支挡结构，基坑各边水平荷载不对等时，应分别按相应的荷载及开挖状态进行支护结构计算分析。

4.3.4 悬臂式、支撑式和锚拉式支挡结构的内力与变形应采用弹性支点法计算，并应符合下列规定：

1 坑外侧开挖面以上土体荷载采用主动土压力分布图式；坑外侧开挖面以下土体荷载采用梯形土压力分布图式（图 4.3.4）。



(a) 悬臂式支挡结构； (b) 锚拉式支挡结构或支撑式支挡结构

1—挡土构件； 2—由锚杆或支撑简化而成的弹性支座； 3—计算土反力的弹性支座

图4.3.4 弹性支点法计算

2 坑内侧开挖面以下地基水平抗力系数采用 m 法计算时，土的水平向抗力系数的比例系数 m 宜通过水平载荷试验确定；当无试验或缺少经验时，土的水平向抗力系数的比例系

数可按下式计算：

$$m = \xi (0.2 \varphi^2 - \varphi + c) / v_b \quad (4.3.4)$$

式中： m ——土的水平向抗力系数的比例系数（MPa/m²）；

c 、 φ ——分别为土层的黏聚力(kPa)、内摩擦角（°）；对于多层土，按照不同土层分别取值；

v_b ——挡土构件在基坑底部的水平位移量（mm），当水平位移不大于 10mm 时，可取 $v_b=10\text{mm}$ ；

ξ ——经验系数，一般黏性土、砂性土、松散填土取 1.0~1.3；稍密~中密填土、老黏性土、中密以上圆砾与卵石取 1.8~2.0；淤泥、淤泥质土取 0.8~1.0。

3 锚杆和内支撑对支护结构的约束作用应按弹性支座考虑，并按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的相关规定计算弹性支点刚度系数。

4 计算时应考虑根据基坑开挖及地下结构施工过程的不同工况。

4.3.5 悬臂式支挡结构和带支撑的桩、墙式支护结构的嵌固深度应满足符合抗倾覆及抗滑移稳定性要求，悬臂式、锚拉式与内撑式支挡结构均应满足整体稳定性要求，验算方法应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的有关规定。

4.3.6 坑底以下存在深厚软土的基坑应进行抗隆起稳定性验算。

4.3.7 坑底以下有水头高于坑底的承压水含水层，且未用截水帷幕隔断其基坑内外的水力联系时，应验算承压水作用下的坑底突涌稳定性；悬挂式截水帷幕底端位于碎石土、砂土或粉土含水层时，对均质含水层，应验算地下水渗流的流土稳定性，相关验算方法应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 规定。对于渗透系数不同的非均质含水层，宜采用数值方法进行渗流稳定性分析。

4.3.8 排桩支护的嵌固深度除满足本标准第 4.3.5 条~4.3.7 条的规定外，土质基坑悬臂式结构不宜小于 $0.8h$ （ h 为基坑计算深度）；岩质基坑悬臂式结构不宜小于 $0.7h$ ；单支点支挡式结构不宜小于 $0.3h$ ；多支点支挡式结构不宜小于 $0.2h$ 。

（II）排桩支护

4.3.9 排桩支护的桩型与成桩工艺应根据土层性质、地下水条件、基坑周边环境要求以及施工条件等确定，可采用钢筋混凝土灌注桩、预制管桩、钢板桩、型钢桩、钢管桩等桩型。当支护桩的施工影响范围内存在对地基变形敏感、结构性能差的建筑物或地下管线时，不应

采用挤土效应严重、易塌孔、易缩径或有较大振动的桩型和施工工艺。

4.3.10 混凝土支护桩应按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的要求，进行正截面和斜截面承载力验算。双排桩应按偏心受压、偏心受拉构件进行截面承载力计算。预制管桩应按现行行业标准《预应力混凝土管桩技术标准》JGJ/T 406 对管桩接头进行承载力验算。

4.3.11 排桩支护设计时应考虑支撑或锚拉点的位移、施工工况、支撑或锚杆刚度及基坑贴边深坑等对围护结构内力与变形的影响；受力与变形计算时，不计入隔水帷幕的作用。

4.3.12 排桩顶部应设置混凝土冠梁，冠梁宽度不宜小于排桩直径，冠梁高度不宜小于排桩直径的 0.6 倍。对于非圆形排桩，冠梁宽度不宜小于垂直基坑方向桩的截面边长，高度不宜小于边长的 0.6 倍。冠梁配筋应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010 对梁的构造配筋要求。冠梁用作锚杆的传力构件时，应接受力构件进行截面设计。排桩纵向钢筋应锚入冠梁内，排桩顶部嵌入冠梁的深度不应小于 100mm。

4.3.13 对于地下水丰富、桩孔内空气污染物超标、软弱土层、流沙等不良地质条件的区域和机械成孔设备可以到达的区域不得采用人工挖孔桩施工工艺。

4.3.14 钢筋混凝土排桩的构造应符合下列规定：

1 悬臂式排桩支护的桩径不宜小于 600mm；锚拉式排桩与支撑式排桩的桩径不宜小于 500mm；排桩的中心距不宜大于桩直径的 2 倍。

2 桩身混凝土强度等级不宜低于 C25，承受预应力的桩身混凝土强度等级不宜低于 C30。

3 支护桩纵向受力钢筋宜选用 HRB400、HRB500 钢筋，单桩的纵向受力钢筋不宜少于 8 根，净间距不应小于 60mm；纵向受力钢筋保护层厚度不应小于 35mm，采用水下灌注混凝土工艺时，不应小于 50mm；当沿桩身分段配置纵向受力主筋时，纵向受力钢筋的搭接应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定。

4 纵向钢筋可以采用均匀配置，也可根据受力情况，采用非均匀配置；当施工方法不能保证钢筋笼的方向时，支护桩不宜采用非均匀配置纵向钢筋。

5 箍筋可采用螺旋式箍筋，箍筋直径不应小于纵向受力钢筋最大直径的 1/4，且不应小于 6mm；箍筋间距宜取 100mm~200mm，且不应大于 400mm 及桩的直径。

6 沿桩身配置的加强箍筋应满足钢筋笼起吊安装要求，宜选用 HPB300、HRB400 钢筋，其间距宜取 1000mm~2000mm。

7 排桩桩间土应采取防护措施，防护措施宜采用内置钢筋网或钢丝网的喷射混凝土面层等措施。跟 4.3.17 条重复

4.3.15 双排桩的设计与构造应符合下列规定：

1 双排桩宜采用平面刚架结构模型，按《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的相关规定进行计算。

2 双排桩排距宜取 $2d\sim 5d$ (d 为桩径)；双排桩刚架梁的宽度不应小于 d ，高度不宜小于 $0.8d$ ，刚架梁高度与双排桩排距的比值宜取 $1/6\sim 1/3$ 。

3 双排桩的嵌固深度，对深厚淤泥质土不宜小于 $1.0h$ (h 为基坑计算深度)；对深厚淤泥层不宜小于 $1.2h$ ；对一般黏性土和砂土不宜小于 $0.6h$ 。前排桩端宜置于桩端阻力较高的土层。采用泥浆护壁灌注桩时，桩底沉渣厚度不应大于 50mm 。

4 前、后排桩与刚架梁节点处，桩的受拉钢筋与刚架梁受拉钢筋的搭接长度不应小于受拉钢筋锚固长度的 1.5 倍，其节点构造尚应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010 对框架顶层端节点的有关规定。

5 桩位的允许偏差应为 50mm ，桩垂直度的允许偏差应为 0.5% ，预埋件位置的允许偏差应为 20mm ；桩的其他施工允许偏差应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的规定。

4.3.16 预制管桩作为支护桩时的设计与构造应符合下列规定：

1 适用范围应符合《预应力混凝土管桩技术标准》JGJ/T 406 的规定。

2 用于支护的预制管桩宜采用单节桩；当需要接桩时应严格控制接头数量，接桩位置宜避开弯矩或剪力较大的位置，接头应满足与桩身同等强度的设计要求。

3 预制管桩与腰梁不应采用桩身钻孔植筋的形式连接。

4 混凝土冠梁强度等级不应低于 C30，宽度宜大于排桩桩径，高度不宜小于 400mm 。预制管桩嵌入冠梁长度不应小于 100mm 。

5 空心预制管桩应采用填芯钢筋笼形式与冠梁连接，填芯混凝土强度等级不应低于 C35，填芯长度不宜小于 1500mm 。

6 实心预制管桩应采用桩顶端板焊接锚固筋或桩顶预埋套筒后设锚固筋的形式与冠梁连接。

4.3.17 排桩的桩间土应采取防护措施。桩间土防护措施宜采用内置钢筋网或钢丝网的喷射混凝土面层。喷射混凝土面层的厚度不宜小于 50mm ，混凝土强度等级不宜低于 C20，混凝土面层内配置的钢筋网的纵横向间距不宜大于 200mm 。钢筋网或钢丝网宜采用横向拉筋与两侧桩体连接，拉筋直径不宜小于 12mm ，拉筋锚固在桩内的长度不宜小于 100mm 。钢筋网宜采用桩间土内打入直径不小于 12mm 的钢筋钉固定，钢筋钉打入桩间土中的长度不宜小于排桩净间距的 1.5 倍且不应小于 500mm 。

(III) 锚杆支护

4.3.18 基坑支护的锚杆可采用普通锚杆、预应力锚杆与可回收锚杆，可与排桩、地下连续墙或其它支护结构联合使用。锚杆杆体宜采用钢绞线；承载力要求较低时，也可采用钢筋锚杆。

4.3.19 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。

4.3.20 支护结构体系使用功能完成后，锚杆杆体不允许滞留于基坑周边地层内时应采用回收型锚杆。

4.3.21 锚杆的轴向拉力、极限抗拔承载力、杆体的受拉承载力、自由段长度及锚固段长度计算应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的规定。

4.3.22 锚杆的轴向拉力锁定值宜取锚杆轴向拉力标准值的 0.75~0.9 倍，锁定值的取值应根据基坑变形控制要求确定。

4.3.23 锚杆的布置与构造应符合下列规定：

- 1 土层锚杆的锚固段长度不宜小于 6.0m，岩石锚杆的锚固段长度不宜小于 3m。
- 2 锚杆的水平间距宜为 1.5m~2.5m，竖向间距不宜小于 2.0m。
- 3 锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于 4m。
- 4 锚杆的入射角倾角宜为 15°~35°。
- 5 土层锚杆成孔直径宜为 130mm~200mm，岩层锚杆成孔直径宜为 90mm~150mm。
- 6 锚杆杆体的外露长度应满足腰梁、台座尺寸及张拉锁定的要求。
- 7 锚杆杆体采用的钢绞线应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的有关规定。
- 8 普通钢筋锚杆的杆体宜选用 HRB400、HRB500 级钢筋。
- 9 锚杆应沿杆体全长应设置定位支架；定位支架应能使相邻定位支架中点处锚杆杆体的注浆固结体保护层厚度不小于 10mm，定位支架的间距宜根据锚杆杆体的组装刚度确定，自由段宜取 1.5m~2.0m；锚固段宜取 1.0m~1.5m；定位支架应能使各根钢绞线相互分离。
- 10 预应力钢绞线锚杆采用的锚具应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。
- 11 锚杆注浆应采用水泥浆或水泥砂浆，注浆固结体强度不宜低于 20MPa。

4.3.24 锚杆腰梁的设计与构造应符合下列规定：

1 锚杆腰梁可采用型钢组合梁或混凝土梁。锚杆腰梁应按受弯构件设计。锚杆腰梁的正截面、斜截面承载力，对混凝土腰梁，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；对型钢组合腰梁，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。当锚杆锚固在混凝土冠梁上时，冠梁应按受弯构件设计。

2 锚杆腰梁应根据实际约束条件按连续梁或简支梁计算。计算腰梁的内力时，腰梁的荷载应取结构分析时得出的支点力设计值。

3 型钢组合腰梁可选用双槽钢或双工字钢，槽钢之间或工字钢之间应用缀板焊接为整体构件，焊缝连接应采用贴角焊。双槽钢或双工字钢之间的净间距应满足锚杆杆体平直穿过的要求。

4 锚杆的混凝土腰梁、冠梁宜采用斜面与锚杆轴线垂直的梯形截面；腰梁、冠梁的混凝土强度等级不宜低于 C25。采用梯形截面时，截面的上边水平尺寸不宜小于 250mm。

(IV) 内支撑支护

4.3.25 内支撑支护体系应包含腰梁、冠梁、水平支撑和竖向支承结构。内支撑结构可采用钢支撑、钢筋混凝土支撑、钢与钢筋混凝土的组合支撑体系、装配式支撑体系。内支撑体系应采用稳定的结构体系和可靠的连接构造，并具有足够的刚度。

4.3.26 混凝土支撑构件及其连接的受压、受弯、受剪承载力计算和构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；钢支撑构件及其连接的受压、受弯、受剪承载力计算、各类稳定性验算和构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

4.3.27 内支撑结构选型与结构设计应符合下列原则：

1 内支撑结构宜采用超静定结构。对个别次要构件失效会引起结构整体破坏的部位宜设置冗余约束。内支撑结构的设计应考虑地质和环境条件的复杂性、基坑开挖工序的偶然变化的影响。

2 采用的结构形式应受力明确、连接可靠、平衡对称、整体性强、施工方便；与主体地下结构形式和施工顺序协调，便于主体结构施工；利于基坑土方开挖和运输；

3 多道支撑的第一道支撑宜采用钢筋混凝土支撑形式。

4 支撑结构上不应堆放材料和运行施工机械，当需要利用支撑结构兼作施工平台或栈桥时，尚应满足施工平台或栈桥结构的强度和变形要求。

5 钢腰梁应同时满足强度及稳定性要求，并确保受力连续及与围护结构的可靠连接。

4.3.28 内支撑结构布置应符合下列规定：

- 1 支撑杆件宜避开主体地下结构的墙、柱等竖向构件。
- 2 基坑向内凸出的阳角应对其两边同时设置支撑。
- 3 水平支撑上、下各道支撑杆件的中心线宜布置在同一竖向平面内。
- 4 支撑布置应结合基坑开挖方法并满足施工空间的要求。
- 5 支撑与其下在拆撑前需要施工的底板或楼板净距不宜小于 500mm。
- 6 当采用环形支撑时，环梁宜采用圆形、椭圆形等封闭曲线形式，并按使环梁弯矩、剪力最小的原则布置辐射支撑；环形支撑宜采用与腰梁或冠梁相切的布置形式。

7 水平支撑与挡土构件之间应设置连接腰梁；当支撑设置在挡土构件顶部时，水平支撑应与冠梁连接；在腰梁或冠梁上支撑点的间距，对钢腰梁不宜大于 4m，对混凝土梁不宜大于 9m。

8 当需要采用较大水平间距的支撑时，宜根据支撑冠梁、腰梁的受力和承载力要求，在支撑端部两侧设置八字斜撑杆与冠梁、腰梁连接，八字斜撑杆宜在主撑两侧对称布置，且斜撑杆的长度不宜大于 9m，斜撑杆与冠梁、腰梁之间的夹角宜取 $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 。

9 当设置支撑立柱时，临时立柱应避开主体结构的梁、柱及承重墙。对纵横双向交叉的支撑结构，立柱宜设置在支撑的交汇点处。对用作主体结构柱的立柱，立柱在基坑支护阶段的负荷不得超过主体结构的设计要求。立柱与支撑端部及立柱之间的间距应根据支撑构件的稳定要求和竖向荷载的大小确定，且对混凝土支撑不宜大于 15m，对钢支撑不宜大于 20m。

10 当采用竖向斜撑时，应设置斜撑基础，且应考虑与主体结构底板施工的关系。

4.3.29 内支撑结构分析时，应同时考虑下列荷载的作用与影响：

- 1 基坑周边挡土结构传至支撑结构的水平荷载。
- 2 支撑结构自重；当支撑作为施工平台时，尚应考虑施工荷载。
- 3 温度改变引起的支撑结构内力不可忽略时应考虑温度应力。
- 4 立柱之间或立柱与周边挡土结构之间的差异沉降产生的作用。

4.3.30 内支撑结构分析与计算应符合下列原则：

1 水平对撑与水平斜撑，应按偏心受压构件进行计算；支撑的轴向压力应取支撑间距内挡土构件的支点力之和；腰梁或冠梁应按以支撑为支座的多跨连续梁计算，计算跨度可取相邻支撑点的中心距。

2 矩形平面形状的正交支撑，可分解为纵横两个方向的结构单元，并分别按偏心受压构件进行计算。

3 平面杆系支撑、环形杆系支撑，可按平面杆系结构采用平面有限元法进行计算；计算时应考虑基坑不同方向上的荷载不均匀性；建立的计算模型中，约束支座的设置应与支护结构实际位移状态相符，内支撑结构边界向基坑外位移处应设置弹性约束支座，向基坑内位移处不应设置支座，与边界平行方向应根据支护结构实际位移状态设置支座。

4 设有立柱时，竖向荷载作用下内支撑结构宜按空间框架计算，当作用在内支撑结构上的荷载较小时，可按连续梁计算，计算跨度可取相邻立柱的中心距。

5 竖向斜撑应按偏心受压杆件进行计算。

6 当有可靠经验时，宜采用三维结构分析方法对基坑支护体系进行整体分析。

7 支撑的承载力计算应考虑施工偏心误差的影响，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。水平对撑与水平斜撑，应按偏心受压构件进行计算；腰梁或冠梁应按以支撑为支座的多跨连续梁计算，计算跨度可取相邻支撑点的中心距。

4.3.31 支撑构件的受压计算长度应按下列规定确定：

1 水平支撑在竖向平面内的受压计算长度，不设置立柱时，应取支撑的实际长度；设置立柱时，应取相邻立柱的中心间距。

2 水平支撑在水平平面内的受压计算长度，对无水平支撑杆件交汇的支撑，应取支撑的实际长度；对有水平支撑杆件交汇的支撑，应取与支撑相交的相邻水平支撑杆件的中心间距；当水平支撑杆件的交汇点不在同一水平面内时，水平平面内的受压计算长度宜取与支撑相交的相邻水平支撑杆件中心间距的 1.5 倍。

3 对竖向斜撑，应按本条第 1、2 款的规定确定受压计算长度。

4.3.32 腰梁与挡土构件之间宜采用挡土构件上设置牛腿或其他能够承受剪力的连接措施，托架连接，连接构件的规格与布置应根据作用在腰梁和支撑的荷载自重由计算确定。

4.3.33 立柱宜采用格构式钢立柱、型钢柱或钢管柱，立柱桩可采用钢管桩、钢管混凝土桩或灌注桩。

4.3.34 立柱应按偏心受压构件进行承载力计算和稳定性验算，计算时应充分考虑基坑开挖与拆撑过程中的各种不利工况，应根据立柱垂直度考虑偏心距并按双向偏心进行计算；立柱桩应进行单桩竖向承载力计算，竖向荷载应按最不利工况取值。

4.3.35 立柱的受压承载力可按下列规定计算：

1 在竖向荷载作用下，内支撑结构按框架计算时，立柱应按偏心受压构件计算；内支撑结构的水平构件按连续梁计算时，立柱可按轴心受压构件计算。

2 立柱的受压计算长度应按下列规定确定：

1) 单层支撑的立柱、多层支撑底层立柱的受压计算长度应取底层支撑至基坑底面的净高度与立柱直径或边长的 5 倍之和。

2) 相邻两层水平支撑间的立柱受压计算长度应取此两层水平支撑的中心间距。

3 立柱的基础应满足抗压和抗拔的要求。

4.3.36 支撑的竖向布置应符合下列规定：

1 支撑与挡土构件连接处不应出现拉力。

2 支撑应避开主体地下结构底板和楼板的位置，并应满足主体地下结构施工对墙、柱钢筋连接长度的要求；当支撑下方的主体结构楼板在支撑拆除前施工时，支撑底面与下方主体结构楼板间的净距不宜小于 700mm。

3 支撑至坑底的净高不宜小于 3m。

4 采用多层水平支撑时，各层水平支撑宜布置在同一竖向平面内，层间净高不宜小于 3m。

4.3.37 钢筋混凝土支撑的构造设计应符合下列规定：

1 混凝土的强度等级不应低于 C30；保护层厚度不应小于 25mm。

2 支撑构件的截面高度不应小于其竖向平面计算跨度的 1/20。

3 腰梁或冠梁的截面宽度不应小于其水平向计算跨度的 1/10。

4 支撑、腰梁和冠梁的纵向钢筋直径不宜小于 20mm，沿截面四周纵向钢筋的最大间距不宜大于 200mm。箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 250mm。

5 支撑交汇点宜设置腋角。

4.3.38 钢支撑的构造设计应符合下列规定：

1 钢支撑可采用钢管、型钢或其组合构件，钢腰梁可采用型钢或型钢组合构件。

2 钢支撑受压杆件的长细比不应大于 150，受拉杆件长细比不应大于 200。

3 纵横向水平钢支撑应设置在同一标高上。

4 钢支撑的拼接宜采用螺栓连接或焊接，拼接点强度不应低于构件截面强度。

5 钢支撑、腰梁的节点或转角位置和型钢构件的翼缘和腹板均应加焊加劲板，加劲板的厚度不应小于 10mm，焊缝高度不应小于 6mm。

6 钢支撑的水平支撑与腰梁斜交时，腰梁上应设置牛腿或采用其他能够承受剪力的连接措施；支撑长度方向的连接应采用高强度螺栓连接或焊接。

7 采用竖向斜撑时，腰梁和支撑基础上应设置牛腿或采用其他能够承受剪力的连接措施；腰梁与挡土构件之间应采用能够承受剪力的连接措施；斜撑基础应满足竖向承载力和水平承载力要求。

8 预加轴向压力的钢支撑，支撑预加轴向压力应符合《建筑基坑支护技术规程》JG120的规定。

4.3.39 立柱和立柱桩的构造设计应符合下列规定：

1 立柱的长细比不宜大于 25。

2 立柱与支撑可采用铰接连接；立柱穿过顶板、底板时，应设置可靠的止水措施。

3 采用灌注桩作为立柱桩时，立柱锚入桩内的长度不宜小于立柱边长或直径的 4 倍，且不宜小于 2m。

(V) 地下连续墙支护

4.3.40 地下连续墙作为基坑支护结构，可单独使用（悬臂式），也可与内支撑、锚杆或锚索配合使用。

4.3.41 地下连续墙作为地下室外墙或作为地下室外墙的一部分时（“两墙合一”），应将其作为永久性结构纳入主体结构设计范畴，满足作为地下室外墙结构在施工期和使用期的内力、变形挠度控制、裂缝控制等要求。

4.3.42 地下连续墙正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定进行计算，其弯矩、剪力设计值应按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的相关规定进行计算。

4.3.43 地下连续墙应根据其具体的支护形式，按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 分别进行嵌固稳定性验算、坑底抗隆起稳定性验算及整体稳定性验算。

4.3.44 设置一层以上内支撑或锚杆的地下连续墙应按照施工顺序对不同工况逐一进行计算，包括内支撑的设置过程和拆除过程，并按最不利工况进行墙体的设计。

4.3.45 地下连续墙的混凝土设计强度等级宜取 C30~C40。地下连续墙用于截水时，墙体混凝土抗渗等级不宜小于 P6，槽段接头应满足截水要求。当地下连续墙同时作为主体地下结构构件时，墙体混凝土抗渗等级应满足现行国家标准《地下工程防水技术规范》GB50108 及《湖南省地下工程混凝土结构自防水技术标准》DBJ43/T 360 等相关规范的要求。

4.3.46 地下连续墙的厚度应根据成槽机的规格、墙体的抗渗要求、墙体的受力和变形计算等综合确定。现浇地下连续墙常用的墙厚为 600mm、800mm、1000mm 和 1200mm。

4.3.47 地下连续墙的纵向受力钢筋应沿墙身均匀配置，可根据内力分布沿墙体纵向分段配置，且通长配置的纵向钢筋不应小于总数的 50%；纵向受力钢筋宜采用 HRB400 或 HRB500 钢筋，直径不宜小于 16mm，净间距不宜小于 75mm。水平钢筋和构造钢筋宜选用 HPB300、

HRB335 或 HRB400 钢筋，直径不宜小于 12mm，水平钢筋间距宜取 200mm~400mm。地下连续墙墙顶应设置钢筋混凝土冠梁，冠梁宽度不宜小于墙体厚度，梁高不宜小于墙厚的 0.6 倍且不宜小于 500mm，总配筋率不应小于 0.4%，墙身纵向钢筋伸入冠梁的锚固长度应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010 对钢筋锚固的有关要求。冠梁用作支撑或锚杆的传力构件或按空间结构设计时，尚应按受力构件进行截面设计。

4.3.48 地下连续墙纵向受力钢筋的保护层厚度，在基坑内侧不宜小于 50mm，在基坑外侧不宜小于 70mm。钢筋笼端部与槽段接头之间、钢筋笼端部与相邻墙段混凝土面之间的间隙不应大于 150mm，纵向钢筋下端 500mm 长度范围内宜按 1:10 的斜度向内收口。

4.3.49 地下连续墙的槽段接头应按下列原则选用：

1 地下连续墙槽段间的施工接头可据设计要求采用柔性接头或刚性接头。

2 地下连续墙作宜采用柔性接头（圆形锁口管、半圆形锁口管、波纹管、H 型钢、楔形及预制接头等）。

3 地下连续墙作为地下室外墙结构，且需要形成整体墙体时，宜采用刚性接头（十字形穿孔钢板、钢筋承插式等接头）；当采取地下连续墙顶设置通长的冠梁、墙壁内侧槽段接缝位置设置结构壁柱、基础底板与地下连续墙刚性连接等措施时，也可采用柔性接头。

4.3.50 基坑侧壁或坑底分布有粉土、粉砂等砂性土含水层且影响到基坑渗透稳定性时，在地下连续墙的施工接头部位应采取设置高压旋喷桩、多头搅拌桩、预埋后注浆等隔水措施，确保隔渗效果。

（VI）支护结构与主体结构相结合及逆作法

4.3.51 支护结构与主体结构可采用下列结合形式：

1 支护结构的地下连续墙与主体结构外墙相结合，即地下连续墙“两墙合一”。

2 支护结构的水平支撑与主体结构水平构件相结合。

3 支护结构的竖向支承立柱与主体结构竖向构件相结合。

4.3.52 支护结构与主体结构相结合的工程设计时可考虑采用以下施工方法：

1 周边“两墙合一”的地下连续墙结合临时支撑系统，采用顺作法施工。

2 周边临时支护桩（墙）结合坑内地下室水平梁板体系替代支撑，采用逆作法施工。

3 支护结构与地下室主体结构全面相结合，采用逆作法施工。

4.3.53 采用两墙合一地下连续墙的形式应符合下列要求：

1 单一墙：仅采用地下连续墙作为地下结构外墙，墙体应同时满足基坑开挖和永久使

用两种不同阶段的受力和变形要求。

2 复合墙：地下连续墙内侧设置混凝土衬墙，地下连续墙作为地下结构外墙的一部分；地下连续墙与内侧混凝土衬墙之间设置衬垫材料，地下连续墙与内侧混凝土衬墙间内侧设置的钢筋混凝土内衬墙间的结合面不承受剪力。永久使用阶段的墙体内力宜按地下连续墙与内衬墙的刚度比例进行分配。

3 叠合墙：地下连续墙内侧设置混凝土衬墙，地下连续墙作为地下结构外墙的一部分，地下连续墙与内侧混凝土衬墙之间不设衬垫材料，地下连续墙与内侧混凝土衬墙间与内侧设置的钢筋混凝土内衬墙间的结合面可承受剪力。在永久使用阶段计算时墙体厚度可取地下连续墙与内衬墙厚度之和。

4.3.54 支护结构与主体结构相结合时，应分别按基坑支护各设计状况与主体结构各设计状况进行设计。与主体结构相关的构件之间的结点连接、变形协调与防水构造应满足主体结构的设计要求。按支护结构设计时，作用在支护结构上的荷载除水平荷载、竖向荷载外，尚应同时考虑施工时的主体结构自重及施工荷载；按主体结构设计时，作用在主体结构外墙上的土压力宜采用静止土压力。

4.3.55 地下连续墙与主体结构外墙相结合时，主体结构各设计状况下地下连续墙的设计应符合下列规定：

1 地下连续墙应分别按照承载能力极限状态和正常使用极限状态进行验算。水平荷载作用下，地下连续墙应按以楼盖结构为支承的连续板或连续梁进行计算，结构分析尚应考虑与支护阶段地下连续墙内力、变形叠加的工况。

2 荷载作用引起的地下连续墙最大裂缝宽度限值为 0.2mm。当有特殊要求时，最大裂缝宽度应根据相关规范进行控制。

3 地下连续墙墙身的防水等级应根据地下结构外墙防水等级确定。

4 墙体承受上部结构竖向荷载时，应分别按照承载能力极限状态和正常使用极限状态验算地下连续墙的竖向承载力和沉降量。地下连续墙竖向承载力的确定应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的相关规定。

5 地下连续墙采用刚性接头时，应对刚性接头进行抗剪承载力验算。

6 地下连续墙承受竖向荷载时，应按偏心受压构件计算正截面承载力。

7 墙顶冠梁与地下连续墙及上部结构的连接处应验算截面受剪承载力。

4.3.56 地下连续墙作为主要竖向承重构件时，协调地下连续墙与主体结构之间的差异沉降宜采取如下措施：

1 选择压缩性较低的土层作为地下连续墙持力层。

2 地下连续墙墙底注浆加固。

3 地下连续墙附近基础底板下设置基础桩。

4.3.57 两墙合一地下连续墙与主体结构构件的连接及防水结构应符合下列规定：

1 地下连续墙与主体结构构件的连接可采用墙内预埋钢筋、钢筋接驳器、锚板和剪力槽等，预埋钢筋直径不宜大于 20mm，并采用 HPB300 级钢筋；需连接的主体结构构件钢筋直径大于 20mm 时，宜采用预埋钢筋接驳器连接。

2 主体结构的沉降后浇带延伸至地下连续墙位置时，宜在对应沉降后浇带位置留设槽段分缝，分缝位置应采取可靠的止水措施。

3 槽段施工接头外侧可设置高压喷射注浆、接缝处预埋注浆管等防渗构造措施；内侧宜设置扶壁式构造柱或框架柱；当地下连续墙内侧设有构造衬墙时，应在地下连续墙与衬墙间设置排水通道。

4 地下连续墙与主体结构连接的接缝位置应根据地下结构的防水等级要求，设置刚性止水片、遇水膨胀橡胶止水条或预埋注浆管注浆止水等构造措施。

4.3.58 主体地下结构水平构件与支撑相结合的设计计算中，在主体结构的短暂与持久设计状况下，宜考虑由立柱桩差异变形及立柱桩与支护墙之间差异变形引起的结构次应力，并采取防止有害裂缝产生的技术措施。

4.3.59 主体地下结构的水平构件与支撑相结合的设计应符合下列规定：

1 作为支撑的地下结构水平构件应通过计算确保水平传力的传递。主体结构各设计状况下主体结构楼盖的计算分析应考虑与支护阶段楼盖内力、变形叠加的工况。

2 地下结构的同层楼板面存在高差的部位，应验算该部位构件的受弯、受剪、受扭承载能力，必要时应设置可靠的水平转换结构或临时支撑。

3 结构楼板的洞口及车道开口部位，当洞口两侧的梁板不能满足水平传力要求时，应在洞口处设置临时支撑。

4 各层结构留设结构分缝或基坑施工期间不能封闭的后浇带位置，应通过计算设置水平传力构件。

5 主体地下结构楼盖采用梁板结构体系时，框架梁截面的宽度，应根据梁柱节点位置框架梁主筋穿过的要求，适当大于竖向支承立柱的截面宽度。当框架梁宽度在梁柱节点位置不能满足主筋穿过的要求时，在梁柱节点位置应采取梁的宽度方向加腋、环梁节点、连接环板等措施。

4.3.60 基坑竖向支承结构（包括立柱和立柱桩）与主体结构竖向构件相结合的设计应符合下列规定：

1 竖向支承结构设计时，应综合考虑主体地下结构的布置、地下结构施工时地上结构的建设要求以及受荷大小等因素。当立柱和立柱桩与主体地下结构的柱或墙及其工程桩的定位一致时，应满足主体结构对其承载力的要求。

2 竖向支承结构宜采用一根结构柱位置布置一根立柱和立柱桩，当一根立柱无法满足逆作施工阶段的承载力与沉降要求时，也可采用一根结构柱位置布置多根立柱和立柱桩的型式。

3 根据逆作阶段承受的竖向荷载与主体结构的设计要求，支承立柱可采用角钢格构柱、H型钢柱或钢管混凝土柱等型式。角钢格构柱的截面宽度不宜小于 450mm；钢管混凝土柱的钢管直径不宜小于 500mm；立柱长细比不宜大于 25，立柱桩宜采用灌注桩。

4 立柱在基坑开挖阶段承受的竖向荷载包括地下结构自重、同时施工的上部结构自重、结构梁板的施工荷载等。

5 立柱应按偏心受压构件进行承载力计算和稳定性验算，立柱桩应进行单桩竖向承载力计算与沉降验算。

6 立柱与水平结构构件连接点应根据计算采取设置抗剪钢筋、栓钉或钢牛腿等抗剪措施。

7 钢立柱需外包混凝土形成主体结构框架时，立柱的型式与截面设计应与地下结构梁、板和柱的截面相协调，并应采取构造措施以保证结构整体受力与节点连接的可靠性。框架柱位置处的立柱宜在地下结构底板混凝土浇筑完成后，逐层在立柱外侧浇筑混凝土形成地下结构的永久性框架柱，临时立柱在永久框架完成并达到设计强度要求后方可拆除。

8 立柱插入立柱桩的深度应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算确定，且不应小于 3m；钢管混凝土立柱插入立柱桩部分，钢管外的混凝土保护层厚度不应小于 100mm。立柱在穿越底板位置应设置可靠的止水措施。立柱桩泛浆高度以上的桩孔应采用碎石密实回填，并预留注浆管注浆填充。

9 主体结构底板施工之前，相邻立柱桩间以及立柱桩与邻近基坑围护墙之间的差异沉降不宜大于 1/400 柱距，且不宜大于 20mm。作为立柱桩的灌注桩可采用桩端后注浆措施控制立柱桩的不均匀沉降。

(VII) 土钉墙支护

4.3.61 土钉墙支护可分为土钉墙支护与复合土钉墙支护。水泥土桩、预应力锚杆及微型桩可与土钉墙组成一种或多种形式的复合土钉墙支护结构。

4.3.62 土钉可采用成孔注浆式钢筋土钉或打入式钢管土钉。易塌孔的松散或稍密的砂土、稍密的粉土、填土与易缩径的软土地层，宜采用打入式钢管土钉。

4.3.63 土钉墙支护适用于地下水位以上或经人工降水以后的素填土、黏性土和砂土等地层的基坑，基坑深度不宜大于 12m。

4.3.64 复合土钉墙支护适用于黏土、粉质黏土、粉土、砂土、碎石土、全风化及强风化岩等地层的基坑，基坑深度不宜大于 15m。

4.3.65 基坑阳角部位采用土钉墙、复合土钉墙支护时，应考虑土钉交叉作用对基坑稳定性的影响。

4.3.66 土钉墙的整体稳定性计算与土钉极限抗拔承载力计算应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的规定。

4.3.67 土钉墙的布置与构造应符合下列规定：

1 土钉墙、预应力锚杆复合土钉墙的坡比不宜大于 1:0.2；当基坑较深、土的抗剪强度较低时，宜取较小坡比。对砂土、碎石土、松散填土，确定土钉墙坡度时应考虑开挖时坡面的局部自稳能力。

2 成孔注浆式土钉成孔直径宜为 75mm~130mm；杆体宜选用 HRB400、HRB500 螺纹钢，钢筋直径宜为 16mm~32mm，钢筋全长每隔 1m~2m 应设置定位支架，土钉钢筋保护层厚度不宜小于 20mm。

3 打入式钢管土钉宜采用外径不小于 48mm、壁厚不小于 3mm 的钢管，应在钢管前端按土钉全长 1/2~2/3 范围，沿钢管每隔 0.25m~1.0m 设置保护倒刺和出浆孔，出浆孔直径宜为 4mm~12mm，钢管后端距管口 2m~3m 范围内不宜设置出浆孔；钢管前端底端头宜制成锥形；钢管的连接采用焊接时，土钉接长宜采用帮条焊接，接头强度不应低于管身材料强度；钢管焊接宜采用帮条焊接，帮条焊可采用数量不少于 3 根、直径不小于 16mm 的钢筋沿截面均匀分布拼焊，双面焊接时钢筋帮接长度不应小于钢管直径的 2 倍。

4 土钉水平间距及排距宜为 1.0m~2.0m，当基坑较深、土的抗剪强度较低时宜取小值；土钉长度应按各层土钉受力均匀、各土钉拉力与相应土钉极限承载力的比值相近的原则确定，土钉长度不宜小于 6m，在开挖深度不大于 4m 的浅基坑中不宜小于 4.5m。

5 土钉的入射角倾角宜为 $5^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 。

6 土钉的注浆材料可采用水泥浆或水泥砂浆，其强度不宜低于 20MPa。

4.3.68 喷射混凝土面层的构造要求应符合下列规定：

1 喷射混凝土面层厚度宜取 80mm~120mm。

2 喷射混凝土设计强度等级不宜低于 C20。

3 喷射混凝土面层中应配置钢筋网和通长的加强钢筋，钢筋网宜采用 HPB300 级钢筋，钢筋直径宜取 6mm~10mm，钢筋网间距宜取 150mm~250mm；钢筋网间的搭接长度应大于 300mm；土钉之间应设置通长水平加强筋，加强筋宜采用 2 根直径不小于 12mm 的 HRB335 级或 HRB400 级钢筋。

4.3.69 土钉与加强钢筋宜采用焊接连接，其连接应满足承受土钉拉力的要求；当在土钉拉力作用下喷射混凝土面层的局部受冲切承载力不足时，应采用设置承压钢板等加强措施。

4.3.70 采用预应力锚杆复合土钉墙时，预应力锚杆应符合下列要求：

1 宜采用钢绞线锚杆。

2 当预应力锚杆用于减小地面变形时，锚杆宜布置在土钉墙的较上部位；用于增强面层抵抗土压力的作用时，锚杆应布置在土压力较大及墙背土层较软弱的部位。

3 锚杆的拉力设计值不应大于土钉墙墙面的局部受压承载力。

4 预应力锚杆应设置自由段，自由段长度应超过土钉墙坡体的潜在滑动面。

5 锚杆与土钉墙的喷射混凝土面层之间应设置腰梁连接，腰梁可采用槽钢腰梁或混凝土腰梁，腰梁与喷射混凝土面层应紧密接触，腰梁规格应根据锚杆拉力设计值确定。

4.3.71 采用微型桩复合土钉墙时，微型桩应符合下列要求：

1 应根据微型桩施工工艺对土层特性和基坑周边环境条件的适用性选用微型钢管桩、型钢桩或灌注桩等桩型。

2 微型桩的直径、规格应根据对复合墙面的强度要求确定；采用成孔后插入微型钢管桩、型钢桩的工艺时，成孔直径宜取 100mm~300mm；孔内应灌注水泥浆或水泥砂浆并充填密实，填充胶结物抗压强度不宜低于 20MPa。

3 微型桩的间距宜为 0.5m~2.0m，且应满足土钉墙施工时桩间土的稳定性要求。

4 微型桩嵌固深度不宜小于 2m。桩顶上宜设置通长冠梁。

4.3.72 采用水泥土桩复合土钉墙时，水泥土桩应符合下列要求：

1 应根据水泥土桩施工工艺对土层特性和基坑周边环境条件的适用性选用搅拌桩、旋喷桩等桩型。

2 水泥土桩伸入基坑底面以下的长度宜大于桩径的 2 倍，且不应小于 1m。

3 桩身 28d 无侧限抗压强度不宜小于 1MPa。

4 水泥土桩兼作截水帷幕时，应符合本标准第 16.3 节的相关要求。

4.3.73 防排水的构造应符合下列规定：

1 基坑应设置由排水沟、集水井等组成的排水系统，防止地表水下渗。

2 允许设置泄水管的基坑侧壁上应设置泄水管，泄水管间距宜为 1.5m~2.5m，坡面渗水处应适当加密。

3 泄水管可采用直径 40mm~100mm 的塑料管制作，插入土体内长度不宜小于 300mm，管身应设置透水孔，孔径宜为 10mm~20mm，宜外裹 1~2 层土工布并扎牢。

(VIII) 水泥土墙支护

4.3.74 水泥土墙支护可分为重力式水泥土墙支护与型钢水泥土墙支护。

4.3.75 重力式水泥土墙适用于开挖深度不大于 7m 且周边环境对变形要求不高的基坑。

4.3.76 重力式水泥土墙宜采用双轴水泥土搅拌桩或三轴水泥土搅拌桩等形式。水泥土搅拌桩的水泥掺量应根据地层情况、工程要求与当地经验，并结合现场试验确定；水泥宜采用 P.O 42.5 级普通硅酸盐水泥。

4.3.77 重力式水泥土墙应按《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的相关规定验算整体稳定性、抗滑移稳定性、抗倾覆稳定性、整体滑动稳定性、坑底抗隆起稳定性及地下水渗透稳定性，并对水泥土墙的正截面应力进行验算。型钢水泥土墙应按《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 与《型钢水泥土搅拌墙技术规程》JGJ/T 199 的相关规定验算整体稳定性、抗倾覆稳定性、坑底抗隆起稳定性与地下水渗透稳定性，并对墙身承载力进行验算、对支护结构的内力与变形进行计算。

4.3.78 重力式水泥土墙宜采用水泥土搅拌桩相互搭接形成的格栅状结构形式，也可采用水泥土搅拌桩相互搭接成实体的结构形式。水泥土搅拌桩的搭接宽度不宜小于 150mm，搅拌桩的施工工艺宜采用喷浆搅拌法。

4.3.79 重力式水泥土墙的嵌固深度，对于淤泥质土，不宜小于 $1.2h$ (h 为基坑计算深度)；对于淤泥，不宜小于 $1.3h$ ；重力式水泥土墙的宽度，对于淤泥质土，不宜小于 $0.7h$ ；对于淤泥，不宜小于 $0.8h$ 。

- 4.3.80** 重力式水泥土墙采用格栅形式时，格栅的面积置换率，对于淤泥质土，不宜小于 0.7；对于淤泥，不宜小于 0.8；对于一般粘性土、砂土，不宜小于 0.6。格栅内侧的长宽比不宜大于 2。
- 4.3.81** 水泥土墙顶面宜设置混凝土连接面板，面板厚度不宜小于 150mm，混凝土强度等级不宜低于 C20。
- 4.3.82** 型钢水泥土墙适用于开挖深度小于 12m 的基坑；当具备放坡卸载条件，或采用增加支撑（锚固）的方式时，支护深度可适当加大。型钢水泥土墙成墙深度不宜大于 30m。
- 4.3.83** 型钢水泥土墙进行支护结构内力和变形计算以及基坑抗隆起、抗倾覆、整体稳定性等计算时，支护结构的深度应取型钢的插入深度，不应考虑型钢端部以下水泥土搅拌桩的作用。水泥土搅拌桩的入土深度，除应满足型钢的插入要求之外，尚应满足基坑抗渗流稳定性的要求。墙体计算抗弯刚度时，只计入内插型钢的截面刚度。
- 4.3.84** 型钢水泥土墙应对墙身局部受剪承载力进行验算。局部受剪承载力应包括型钢与水泥土之间的错动受剪承载力和水泥土最薄弱截面处或侧向土压力最大处的局部受剪承载力，验算方法应现行行业标准《型钢水泥土搅拌墙技术规程》JGJ/T 199 的有关规定。
- 4.3.85** 型钢水泥土墙可根据成墙深度、地质条件等因素采用水泥土搅拌桩内插型钢或高压旋喷桩内插型钢的施工工艺，内插型钢宜采用 Q235B 级钢和 Q345B 级钢，其规格、型号与有关要求宜按现行国家标准《热轧 H 型钢和部分 T 型钢》GB/T 11263 和现行行业标准《焊接 H 型钢》YB 3301 执行。型钢的材质、截面尺寸、力学性质及平顺度等应符合相关标准的要求，并满足各种工况下型钢受力、变形计算及其他相关要求。
- 4.3.86** 型钢水泥土墙的内插型钢宜采用整材；当必须分段接长时，应采用坡口焊接，对接坡口焊接的坡口型式及要求应符合《钢结构焊接规范》GB 50661 有关规定。单根型钢中焊接接头不宜超过 2 个，焊接接头的位置应避开型钢受力较大处（如支撑设置位置、开挖面附近等），相邻型钢的接头位置应相互错开，错开距离不小于 1m，且接口距离基坑底面不宜小于 2m。
- 4.3.87** 型钢水泥土墙的顶部应设置钢筋混凝土冠梁或型钢冠梁。设置钢筋混凝土冠梁时，型钢顶面应突出冠梁顶面不少于 500mm；冠梁应设置封闭箍筋，冠梁上设置内支撑或锚杆时，纵向配筋应通过计算确定；构造配筋的冠梁，纵向钢筋的最小配筋率不应小于 1%。设置型钢冠梁时，水泥土搅拌桩、H 型钢与型钢冠梁之间的空隙应用钢楔块或 C30 以上细石混凝土填实，型钢冠梁与插入 H 型钢应可靠连接。
- 4.3.88** 型钢水泥土墙的内插型钢需拔除回收时，宜预先采取减摩措施。
- 4.3.89** 水泥土墙兼作截水帷幕时，其墙体自身的抗渗性能应满足防水要求。

(IX) 放坡开挖

4.3.90 当场地及环境条件允许，且经验算能保证基坑坡面安全稳定时，可采用放坡开挖。采用放坡开挖的基坑深度不宜超过 8m。

4.3.91 基坑深度超过 5m 时，应采用分级放坡的形式，坡间放坡平台宽度不宜小于 1.5m。采用放坡开挖的基坑，应验算基坑坡面的整体稳定性，分级放坡时应同时验算边坡的整体稳定性和各分级边坡的稳定性，验算方法与安全系数应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的有关规定。

4.3.92 采用放坡开挖的基坑，应采取基坑外侧截流、基坑内部排水的集水明排措施，必要时可以采用降水或截水措施。

4.3.93 采用放坡开挖的基坑，坡面宜采取护面措施，护面措施应符合下列要求：

1 基坑护面措施可采用喷射素混凝土、挂钢筋网喷射混凝土或现浇钢筋混凝土面层等方式。

2 基坑护面宜设置垂直于坡面的插筋，插筋长度不宜小于 0.5m，间距不宜大于 2m。

3 基坑护面宜扩展至基坑顶部和基坑底部一定距离，基坑顶部可与施工道路或截水沟相连，基坑底部可与排水沟或基础垫层相连。

4 现浇混凝土护面的面层厚度不宜小于 60mm，喷射混凝土护面的面层厚度不宜小于 50mm。面层钢筋应双向设置，钢筋直径不宜小于 6mm，钢筋间距不宜大于 250mm。喷射素混凝土与挂网喷射混凝土面层的强度等级不应低于 C20，现浇钢筋混凝土面层的强度等级不应低于 C25。

4.4 基坑变形控制

4.4.2 基坑工程设计，特别是在密集建筑群中间或邻近道路、地下管线、地下隧道等区域开挖基坑，支护结构除满足稳定性要求外，基坑内外土体及周边环境的变形应满足以下要求：

1 不得影响地下结构尺寸和正常施工。

2 不得影响既有桩基的正常使用。

3 周边建（构）筑物引起的沉降不得超过其容许变形值。

4 不得影响周边道路、管线、地下隧道等构筑物的正常使用。

4.4.3 基坑设计与施工时，应考虑以下阶段可能产生的变形及对邻近建（构）筑物、地下管线、道路等产生的变形，并应采取相应的控制措施：

- 1 土方开挖前基坑降水、开挖过程中基坑疏干降水和承压水降水及土方全面开挖阶段。
- 2 支护结构施工阶段。
- 3 基坑开挖到底后底板施工阶段。
- 4 基坑支撑拆除、换撑、土方回填阶段。
- 5 基坑停止降水、地下水位恢复阶段。

4.4.4 基坑施工全过程中可采取以下主动措施控制变形：

- 1 支撑系统施加预加力或动态调整外加轴力。
- 2 基坑与被保护建（构）筑物、地下隧道及其它需保护设施之间进行动态袖阀管注浆。
- 3 邻近基坑的建（构）筑物、地下隧道、地下管线预先进行加固。

4.5 基坑土方开挖要求

4.5.1 基坑土方开挖应符合下列规定：

- 1 基坑开挖前应对基坑及周边环境进行调查，查明邻近建（构）筑物和地下建（构）筑物、地下轨道交通设施及管线的分布与走向、结构特点以及对开挖变形的承受能力。
- 2 基坑开挖深度超过 3m（含 3m）或开挖深度虽未超过 3m，但场地地质条件、周围环境和地下管线复杂，对毗邻建（构）筑物安全构成影响时，应编制专项施工方案。当基坑开挖深度超过 5m（含 5m）时，专项施工方案应进行专家论证。
- 3 基坑采用降水时，地下水位应降至拟开挖土方底面下不小于 0.5m 时方可进行基坑土方开挖。
- 4 基坑周边、施工平台的施工材料、设施或车辆荷载严禁超过设计要求的地面荷载限值。基坑开挖面上方的锚杆、土钉、支撑未达到设计要求时，严禁向下超挖土方。
- 5 基坑开挖应按支护结构设计规定的施工顺序和开挖深度分层、分块开挖，严禁超挖。分层开挖厚度宜控制在 3m 以内；开挖至锚杆、土钉施工作业面时，开挖面与锚杆、土钉的高差不宜大于 500mm。
- 6 实际开挖揭露的土层性状或地下水情况与勘察资料明显不符，出现异常现象或不明物体时，应停止开挖，采取相应的处理措施后方可继续开挖。
- 7 开挖坑底标高以上 200mm~300mm 范围内的土方应采用人工修底的方式挖除，挖掘机开挖时保留结构周边 500mm 范围内土不开挖，采用人工配合清理。基坑开挖至坑底时，应保持基坑底部持力层的原状结构，防止水浸、暴露和扰动基底原状土，基坑底经验收后应及时

封闭。深基坑开挖应考虑挖土卸载对边坡稳定和坑底回弹的影响和挖土堆载对已施工基础的影响。

8 基坑开挖应采用信息法施工，根据基坑周边环境等监测数据，及时调整开挖的施工顺序和施工方法。

9 基坑地段施工时应设置安全护栏和明显的警示标志；夜间施工时现场照明条件应满足施工要求。

10 土石方开挖采用爆破方式时，应符合现行行业标准《建筑施工土石方工程安全技术规范》JGJ 180 的相关规定。

4.5.2 锚杆或内支撑未达到设计规定的拆除条件时严禁拆除；预应力锚杆应在施加预加力后方可开挖下层土方；土钉墙应在土钉、喷射混凝土面层的养护时间大于 2d 后方可开挖下层土方；支护桩采用先成桩后开挖基坑时，必须合理安排基坑挖土顺序和控制分层开挖的深度，防止土体侧移对桩的影响；内支撑开挖到支撑作业面后应及时进行支撑的施工；重力式水泥土墙应分区段开挖，每一开挖区段的长度不宜大于 40m；放坡开挖时，坡比及分级平台宽度应满足稳定性要求。

4.5.3 采用支护结构的基坑开挖前，应符合设计条件，对已施工的支护结构的质量进行检查，检查合格后方可进行土方开挖。

4.5.4 挖土机械、运输车辆直接进入基坑进行施工作业时，应采取措施保证坡道稳定，坑内土坡道路和斜向设置的栈道道路坡度不应大于 1 : 8，坡道宽度应满足行车要求，并应具备相应的防滑措施。施工平台应具备足够的承载能力和稳定性，满足作业要求。

4.5.5 采用岛式开挖方式时，应先挖除距基坑边 8m~10m 的土方，再挖除基坑中部的土方。采用盆式开挖方式时，盆式开挖的取土口位置与基坑边的距离不宜小于 8m。岛状土体及盆边土体高度应结合土层条件、降水情况、施工荷载等因素确定，并应进行稳定性验算。

4.5.6 基坑开挖时，挖土机械不得碰撞锚杆、土钉墙面、工程桩、围护墙、支撑、立柱和立柱桩、降水井管、监测点等。

4.5.7 软土基坑开挖应按分层、分段、对称、均衡的原则开挖，分层开挖厚度不应大于 1m。若桩基施工引起超孔隙水压力，应待超孔隙水压力大部分消散后开挖。紧邻建（构）筑物的软土基坑开挖前宜进行土体加固，并应进行加固效果检测，达到设计要求后方可开挖。

4.5.8 主体结构采用桩基础且基础桩已施工完成时，应根据开挖面下软土的性状，限制每层开挖厚度。主体地下结构施工时，结构外墙与基坑侧壁之间应及时回填。基坑回填应排除

积水，清除虚土和建筑垃圾，填土应按设计要求选料，分层填筑压实，对称进行，压实系数应满足设计要求。

4.5.9 基坑开挖遇以下情况采取的处理措施应符合下列要求：

1 基坑开挖前应在坑顶采取有效的截排水措施，挖至坑底时应采用明沟或集水井进行排水；对地势低洼的基坑，周边汇水区域地表水存在向基坑汇水的影响时应及时截断水源。

2 基坑底存在发生流砂、流土、管涌等渗透破坏时，应及时采取井点降水、排水及防渗加固等措施。

3 基坑工程监测数据超过预警值，支护结构或基坑周边环境出现险情时，应立即停止基坑危险部位的开挖，并应根据危险产生的原因和可能进一步发展的破坏形式，进行风险评估，并采取控制或加固措施，危险消除后方可继续开挖。

5 边坡工程

5.1 一般规定

5.1.1 本节适用于土质边坡高度 15m 及以下、岩质边坡高度 30m 及以下的建筑工程和市政基础设施工程边坡设计；对于边坡高度大于上述限定或地质和环境条件复杂的边坡工程，尚应进行专门论证。

5.1.2 边坡工程设计时应取得下列资料：

- 1 工程用地红线图、建筑平面布置图、相邻建（构）筑物的平、立、剖面 and 基础图等。
- 2 场地和边坡勘察资料。
- 3 边坡环境资料。
- 4 施工条件、施工技术、设备性能和施工经验等资料；有条件时宜取得类似边坡工程的经验。

5 水文、气象资料。

5.1.3 工程选址和项目竖向设计方案应将边坡稳定作为比选因素；规模大、破坏后果很严重、难以处理的滑坡、危岩、泥石流及断层破碎带地区，不应修筑边坡。

5.1.5 永久性边坡工程的设计工作年限不应低于被保护的建（构）筑物、道路、桥梁、市政管线等市政设施的设计工作年限。临时性边坡工程的设计工作年限为 2 年。

5.1.6 边坡工程安全等级按表 5.1.6 确定：

表 5.1.6 边坡工程安全等级

边坡类型		边坡高度 H (m)	破坏后果	安全等级
岩质边坡	岩体类型为 I 类或 II 类	$H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
	岩体类型为 III 类或 IV 类	$15 < H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
土质边坡	$10 < H \leq 15$	很严重	一级	
		严重	二级	

	$H \leq 10$	很严重	一级
		严重	二级
		不严重	三级

注：1 一个边坡工程可分段，根据实际情况采用不同的安全等级；

2 表中，很严重：造成重大人员伤亡或财产损失；严重：可能造成人员伤亡或财产损失；不严重：可能造成财产损失；

3 破坏后果很严重、严重的下列边坡工程，其安全等级应定为一、二级：

- 1) 由外倾软弱结构面控制的边坡工程；
- 2) 工程滑坡地段的边坡工程；
- 3) 边坡塌滑区有重要建（构）筑物、市政工程的边坡工程。

4 边坡岩体类型按《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 规定进行划分。

5.1.7 建筑边坡支护结构形式应考虑场地地质和环境条件、边坡高度、边坡侧压力的大小和特点、对边坡变形控制的难易程度以及边坡工程安全等级等因素，可按表 5.1.7 选择：

表 5.1.7 边坡支护结构常用型式

序号	条件 支护 结构	边坡高度 (m)		边坡 工程 安全	适用条件	备注
1	锚杆挡土墙	土质边坡, $H \leq 15$ 岩质边坡, $H \leq 30$		一级~ 三级	适用于各类边坡	对变形有较高要求的 边坡, 宜采用预应力锚 杆
2	岩石锚喷	I 类岩质边坡, $H \leq 30$		一级~ 三级	适用于非膨胀性岩 质边坡	有深层外倾滑动面或 坡体渗水明显的岩质边 坡不宜采用
		II 类岩质边坡, $H \leq 30$		二级、 三级		
		III 类岩质边坡, $H \leq 15$		二级、 三级		
3	排桩及桩锚	悬臂桩	$H \leq 8$	二、三 级	适用于开挖土石方 可能危及相邻建筑物 或环境安全的边坡以 及稳定性较差的边坡	桩端有深厚填土层或 嵌固段土质较差时不宜 采用
		桩锚	土质边坡, $H \leq 15$	一级~ 三级		
		双排桩	土质边坡, $H \leq 12$			
4	桩基托梁挡 土墙	土质边坡, $H \leq 10$		二级、 三级	适用于陡坡或地基 承载力较低的填方边 坡	
5	坡率法	土质边坡, $H \leq 10$ 岩质边坡, $H \leq 25$		一级~ 三级	坡顶无重要建（构） 筑物, 场地有放坡条件 且无不良地质作用	不良地质段, 地下水 发育区、软塑及流塑状 土时不应采用

6	重力式挡土墙	土质边坡, $H \leq 10$ 岩质边坡, $H \leq 12$	一级~ 三级	适用于放坡空间受限的填方或挖方边坡	不利于控制边坡变形。土方开挖后边坡较稳定
7	悬臂式、扶壁式挡墙	悬臂式挡墙, $H \leq 6$ 扶壁式挡墙, $H \leq 10$	一级~ 三级	适用于填方边坡	
8	格宾挡墙	土质边坡, $H \leq 8$	二级、 三级	适用于地基承载力较低的填方边坡	
9	微型桩	土质边坡, $H \leq 6$	二级、 三级	适用于挖方形成的边坡支挡、加固以及中小型滑坡治理	

5.1.8 山区工程建设时应根据地质、地形条件及工程要求,因地制宜设置边坡,避免形成深挖高填的边坡工程。对稳定性较差且边坡高度较大的边坡工程宜采用放坡或分阶放坡方式进行治理。

5.1.9 存在临空外倾结构面的岩土质边坡,支护结构基础必须置于外倾结构面以下稳定地层内。

5.1.10 边坡工程应重视对周边环境的影响,做到美化环境,体现生态保护要求。

5.1.11 建筑边坡工程的混凝土结构耐久性设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

5.1.12 边坡工程设计应符合下列规定:

1 支护结构达到最大承载能力、锚固系统失效、发生不适于继续承载的变形或坡体失稳应满足承载能力极限状态的设计要求。

2 支护结构和边坡达到支护结构或邻近建(构)筑物、市政工程的正常使用所规定的变形限值或达到耐久性的某项规定限值应满足正常使用极限状态的设计要求。

3 边坡稳定性评价应在定性分析的基础上定量计算,并进行综合评价。

5.1.13 边坡工程设计所采用作用组合效应与相应的抗力限值应符合下列规定:

1 按地基承载力确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时,传至基础或桩上的作用效应应采用荷载效应标准组合;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 计算边坡与支护结构的稳定性时,应采用荷载效应基本组合,但其分项系数取值均为1.0。

3 在确定支护结构截面、基础高度、计算基础或支护结构内力以及配筋和验算材料强度时,应采用荷载效应基本组合,并应满足下式的要求:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.1.15)$$

式中： R ——基本组合的效应设计值；

S ——结构构件抗力的设计值；

γ_0 ——支护结构重要性系数，对安全等级为一级的边坡不应低于 1.1，二、三级边坡不应低于 1.0。

4 计算支护结构变形、锚杆变形及地基沉降时，应采用荷载效应准永久组合，不计入风荷载和地震作用，相应的限值应为支护结构、锚杆或地基的变形允许值。

5 计算锚杆杆体面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度、锚杆锚固体与岩土层的锚固长度时，传至锚杆的作用效应应采用荷载效应标准组合。

6 支护结构抗裂计算时，应采用荷载效应标准组合，并考虑长期作用影响。

7 抗震设计时地震作用效应和荷载效应组合应按国家现行有关标准执行。

5.1.14 地震区边坡工程应按下列原则考虑地震作用的影响：

1 抗震设防烈度 7 度区，边坡工程支护结构应进行地震作用计算，临时性边坡可不作抗震计算；

2 抗震设防烈度 6 度区，边坡工程支护结构可不进行地震作用计算，但应采取抗震构造措施。

3 按抗震设防烈度要求，支护结构和锚杆外锚头应采取相应的抗震构造措施。

5.1.15 边坡支护结构设计时应进行下列计算和验算：

1 支挡结构上的作用荷载计算。

2 支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、局部抗压承载力的计算；支护结构基础的地基承载力计算。

3 锚杆锚固体的抗拔承载力及锚杆杆体抗拉承载力的计算。

4 支护结构稳定性验算。

5 地下水发育边坡的地下水控制计算。

6 对变形有较高要求的边坡工程还应结合当地经验进行变形验算。

5.1.16 下列边坡工程的设计及施工应进行专门论证：

1 边坡高度大于 30m 的岩质边坡或大于 15m 的土质边坡。

2 土、岩混合及地质和环境条件复杂的边坡、稳定性极差的一级边坡工程。

3 周边已有永久性建（构）筑物与市政工程需要保护的边坡。

- 4 已有崩塌、滑坡的边坡。
- 5 外倾结构面并有软弱夹层的边坡。
- 6 膨胀土边坡。
- 7 采用新结构、新技术的边坡工程。

5.1.17 边坡工程排水设计应符合下列规定：

- 1 边坡的排水和防渗系统应包括排除地表水、地下水和减少破面水下渗等措施。坡面排水、地下排水与减少坡面雨水下渗措施宜统一考虑，并形成相辅相成的排水、防渗体系。
- 2 坡面排水设施应根据地形条件、天然水系、坡面径流量等计算分析确定并设置。
- 3 地下水丰富的边坡以及汇水区域的高填边坡，应根据地层渗透性采取支撑渗沟、盲沟、塑料排水笼、地下巷道泄水等措施疏排坡体内的地下水。
- 4 边坡工程的临时性排水设施，应满足坡面水尤其是季节性暴雨、地下水和施工用水的排放要求，有条件时应结合边坡的永久性排水措施进行。
- 5 填挖交界的部位应采取可靠的截排水措施将水流引到填方边坡之外，使之不致冲刷填方边坡。
- 6 边坡工程排水尚应符合本标准第 16 章相关条文要求。

5.1.18 填方边坡设计过程中原场地的地基处理应符合下列规定：

- 1 原场地地基变形、稳定性不能满足填筑边坡和拟建建(构)筑物地基要求时，应对原场地地基进行处理。
- 2 原场地地基处理设计应综合考虑场地条件、填筑厚度、高填方地基使用功能、周边环境等要求进行技术、经济比较，结合现场试验确定地基处理方法，并应符合下列规定：
 - 1) 设计内容应包括场地环境保护、防止水土污染和流失，以及地表土、软弱土和岩溶地基处理等；
 - 2) 应考虑场地排水、截水、防洪等设施的综合利用；
 - 3) 明确施工中周围环境和水土保持措施；
 - 4) 提出进行环境和水质监测要求和控制目标。
- 3 施工过程中应设置地下水监测点并进行监测。

5.1.19 当边坡整体稳定或支护后整体稳定但其坡面岩土体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等时，应进行坡面防护。边坡防护应根据工程区域气候、水文、地形、地质条件、材料来源及使用条件，采取工程防护和植物防护相结合的综合处理措施，并考虑下列因素经技术经济比较确定：

- 1 坡面风化作用。
- 2 雨水冲刷作用。
- 3 植物生长效果、环境效应。
- 4 冻胀、干裂作用。
- 5 坡面防渗、防淘刷等需要。
- 6 与截水、排水措施相结合。
- 7 其它需要考虑的因素。

5.1.20 边坡工程施工应符合下列规定：

1 边坡工程应根据安全等级、边坡环境、工程地质和水文地质、支护结构类型和变形控制要求等条件编制施工方案，并应做好应急预案。

2 对开挖后不稳定或欠稳定的边坡，应根据地质特征和可能发生的破坏方式等情况，采取自上而下、分段跳槽、及时支护的逆作法或部分逆作法施工。未经设计许可严禁开挖、爆破作业。

3 不应在边坡潜在塌滑区超量堆载。

4 边坡开挖时，应采取临时排水措施；坡面坡脚不得积水。

5 一级、二级边坡工程施工应采用信息法施工。

6 边坡工程开挖后应及时按设计实施支护结构施工或采封闭措施。

7 边坡工程施工应进行水土流失、噪声及粉尘控制等的球境保护。

8 填方边坡工程以及采用坡率法水稳性差的特殊土边坡不宜在雨季施工，确因工程需要必须在雨季施工时，应采取工程措施避免对边坡的不利影响。

9 高填方边坡工程施工时应控制施工速率；当填筑地基沉降量大于 10mm/d，水平位移大于 3mm/d 时，应及时分析原因，并应减缓填土速度、停止加载或卸载。

10 支护结构施工过程中形成的临时边坡，应提供临时边坡的坡形图和稳定性计算结果。

5.1.21 边坡工程设计应说明涉及危大工程的重点部位和环节，提出保障工程周边环境安全和工程施工安全的建议。

5.2 抗剪强度指标

5.2.1 边坡工程的有关岩土物理力学参数应通过原位测试和室内试验，参考工程经验，同时应充分考虑边坡工程使用期间的岩土体及岩体结构面的物理力学性质发生的变化综合确定。

5.2.2 当无试验资料和工程经验时，天然状态或饱和状态岩体内摩擦角标准值和黏聚力标准值可采用表 5.2.2 中的系数折减后确定。

表 5.2.2 边坡岩体内摩擦角和粘聚力折减系数

边坡岩体完整程度	内摩擦角的折减系数	黏聚力的折减系数
完整	0.95~0.90	0.20~0.25
较完整	0.90~0.85	0.15~0.20
较破碎	0.85~0.80	0.05~0.15

注：1 全风化层可按成分相同的土层考虑；
2 强风化岩可根据地方经验折减。

5.2.3 边坡岩体等效内摩擦角应依据边坡岩体类型按表 5.2.3 确定。

表 5.2.3 边坡岩体等效内摩擦角标准值

边坡岩体类型	I	II	III	IV
等效内摩擦角 φ_e (°)	$\varphi_e > 72$	$72 \geq \varphi_e > 62$	$62 \geq \varphi_e > 52$	$52 \geq \varphi_e > 42$

注：1 边坡岩体类型划分应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 规定；
2 适用于高度不大于 30m 的边坡；当高度大于 30m 时，应作专门研究；
3 边坡高度较大时宜取较小值，较小时宜取较大值；边坡岩体变化较大时应按同等高度段分别取值；
4 表中数值已考虑时间效应和工作条件等因素；
5 对于 II、III、IV 类岩质临时边坡可取上限值，I 类岩质临时边坡岩体完整时可取大于 72° 的数值。

5.2.4 当无条件进行试验时，结构面的抗剪强度指标标准值在初步设计时可按表 5.2.4 并结合类似工程经验确定。

表 5.2.4 结构面抗剪强度标准值

结构面类型		结构面结合程度	内摩擦角 (°)	黏聚力 c (kPa)
硬性结构面	1	结合好	>35	>130
	2	结合一般	35~27	130~90
	3	结合差	27~18	90~50
软弱结构面	4	结合很差	18~12	50~20

	5	结合极差（泥化层）	<12	<20
--	---	-----------	-----	-----

注：1 除第 1 项和第 5 项外，结构面两壁岩性为极软岩、软岩时取较低值；

2 取值时应考虑结构面的贯通程度；

3 结构面浸水时取较低值；层面上壁为透水性岩石，下壁为隔水岩时取表中低值；

4 临时性边坡取高值；

5 已考虑结构面的时间效应；

6 未考虑结构面参数在施工期和运行期受其他因素影响发生的变化，当判断为不利因素时，可适当进行折减。

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

5.2.7 土质边坡抗剪强度试验方法的选择应符合下列规定：

1 根据坡体内的含水状态选择天然或饱和状态的抗剪强度试验方法。

2 用于土质边坡计算土压力和抗倾覆计算时，对黏土、粉质黏土宜选择直剪固结快剪或三轴固结不排水剪试验，粉土、砂土和碎石土宜选择有效应力强度指标。

3 用于土质边坡计算整体稳定、局部稳定和抗滑稳定时，对一般的黏性土、砂土和碎石土，按第二款相同的试验方法，但对于饱和软黏性土，宜选择直剪快剪、三轴不固结不排水试验或十字板剪切试验。

5.2.8 填土边坡的力学参数宜根据试验并结合工程经验综合确定。试验方法应根据工程要求、填料的性质和施工工艺等确定，试验条件应接近实际，满足下列要求：

1 施工期边坡稳定性分析宜采用击实曲线上压实度对应含水量制备的试样所做的直接快剪和三轴不排水剪参数。

2 巨粒土、粗粒土料及土夹石混合料、宜采用相同级配条件下的干密度、固体体积率的室内三轴试验或现场大型剪切试验获取的抗剪参数。

3 软弱土地基宜考虑施工后期强度的增长，可采用地基土的综合抗剪强度。

4 地下水位以下原场地地基和粗粒土料填筑地基、毛细水上升高度以下的细粒土料填筑地基、应采用饱水试件的直接快剪和三轴不排水剪参数。

5 填筑边坡内部排水以及填筑地基与原场地地基结合部排水不畅时，应采用饱水试件的直接快剪和三轴不排水剪参数。

6 原场地地基在具备条件时宜进行现场大型直剪试验。试验点应选在具有代表性上层及控制性的软弱层（带）上。

7 挡土墙墙后填料的物理力学性质指标，当缺乏可靠试验数据时，填料内摩擦角可按表 5.2.8 确定。

表 5.2.8 填料内摩擦角或综合内摩擦角

填料种类		综合内摩擦角 (°)	内摩擦角 (°)
黏性土	墙高 $H \leq 6\text{m}$	35~40	—
	墙高 $H > 6\text{m}$	30~35	—
碎石、不易风化的块石		—	45~50
大卵石、碎石类土、不易风化的岩石碎块		—	40~45
小卵石、砾石、粗砂、石屑		—	35~40
中、细砂、砂质土		—	30~35

注：采用表中参数时，压实系数应不小于 0.93。

5.2.9 当采用竖向增强体对岩土体进行加固处理时，复合土体的强度可按下列公式计算：

$$\tan \varphi_{SD} = m\mu_P \tan \varphi_P + (1 - m\mu_P) \tan \varphi_s \quad (5.2.10-1)$$

$$c_{SP} = mc_P + (1 - m)c_s \quad (5.2.10-2)$$

$$\mu_P = \frac{n}{1 + (n-1)m} \quad (5.2.10-3)$$

式中： φ_{SP} ——复合土层内摩擦角标准值(°)；

μ_P ——应力集中系数；

φ_P 、 c_P ——桩体材料内摩擦角标准值(°)、黏聚力标准值；

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

c_{SP} ——复合土层黏聚力标准值(kPa)；

c_s ——桩间土黏聚力标准值(kPa)；

m ——面积置换率；

n ——桩土应力比，宜取 1.0~2.0。

5.3 边坡稳定性验算

5.3.1 边坡稳定性评价应在查明工程地质、水文地质条件的基础上，根据边坡地质结构和边坡潜在破坏的组合情况确定。边坡稳定性评价应采用定性分析和定量分析相结合的方法进行。

5.3.2 土质较软、地面荷载较大、高度较大的边坡，其坡脚地面抗隆起、抗管涌和抗渗流等稳定性评价应按国家现行有关标准执行。

5.3.3 进行边坡稳定性分析之前，应根据岩土工程地质条件对边坡的可能破坏模式及相应破坏方向、破坏范围、影响范围等做出判断。判断应同时考虑受岩土体强度控制的破坏和受结构面控制的破坏。

5.3.4 存在下列一种或多种情况的边坡宜初步判别为潜在失稳边坡：

- 1 顺坡向卸荷裂隙发育的边坡。
- 2 已发生倾倒变形或蠕变的边坡。
- 3 已发生张裂变形的下软上硬的双层或多层结构边坡。
- 4 在碎裂结构岩体中或散体结构岩体中开挖的、坡度较大的边坡。
- 5 存在有外倾结构面，且结构面的倾角小于坡角并大于其内摩擦角的岩质边坡。
- 6 坡面上出现平行边坡走向的张裂缝或环形裂缝的边坡。
- 7 由巨厚层崩积物组成的边坡。
- 8 坡脚被水淹没或被开挖的新、老滑坡体、崩塌体和土质边坡。
- 9 坡脚受水流淘刷的土质边坡。
- 10 有滑坡迹象的边坡或曾经失稳的边坡。

5.3.5 岩质边坡稳定性的初步判别宜按本标准附录 B 的规定进行。

5.3.6 边坡稳定性计算时，对基本烈度为 7 度地区的永久性边坡应进行地震工况下边坡稳定性校核。

5.3.7 边坡稳定分析的基本方法应采用极限平衡分析方法，并采用单一安全系数法进行评价。对于场地复杂、安全等级为一级的高边坡，宜采取 2 种或 2 种以上的计算分析方法，综合评价边坡变形与稳定安全性。

5.3.8 土质边坡稳定性分析方法应以定量计算为主，定性分析为辅；土质边坡可根据岩土结构按下列滑动破坏型式进行分析：

- 1 均质黏性土滑动破坏按弧面型滑动。
- 2 均质砂性土滑动破坏按平面型滑动。
- 3 层状土可能沿层面或复合的层面滑动。

4 碎石土边坡可能沿弧面型发生滑动。

5 具有上土下岩结构的岩土组合边坡，可能发生土体沿基岩顶面的滑动，也可能有发生在土体或岩体内部的滑动。

6 软土、膨胀土等特殊土质边坡，应根据工程地质条件，结合变形分析，研究确定其失稳模式。

5.3.9 填筑边坡稳定性分析可根据原场地岩土性质、填筑材料及填筑厚度等条件，采用下列方法：

1 当原场地地基均匀或为软土时可采用圆弧滑动法分析。

2 当原场地地基存在高程变化较大的相对软弱层时宜采用折线滑裂面法分析。

3 对复杂场地的高填方边坡工程，除进行工程地质类比法、极限平衡法分析外尚应进行三维数值法分析。

5.3.10 填筑边坡稳定性评价，除应进行整体抗滑稳定性验算外，尚应对原场地地基抗滑稳定性验算。

5.3.11 计算沿结构面滑动的稳定性时，应根据结构面形态采用平面或折线形滑面。计算极软岩边坡、破碎或极破碎岩质边坡的稳定性时，可采用圆弧形滑面。

5.3.12 对结构复杂的岩质边坡，可结合采用极射赤平投影法和实体比例投影法；当边坡破坏机制复杂时，可采用数值极限分析法。但宜简化地质模型和边界条件。

5.3.13 对于碎裂岩体边坡、散体介质边坡，当其破坏模式为圆弧形滑动时，采用简化毕肖普法或摩根斯坦—普赖斯法进行稳定性计算；当破坏模式为复合型破坏时，采用摩根斯坦—普赖斯法或不平衡推力传递法进行稳定性计算。

5.3.14 对于块状岩体边坡和层状岩体边坡，其破坏模式为复合型破坏或折线型破坏时，宜采用不平衡推力传递法进行稳定性计算；对两组及两组以上结构面切割形成的楔形破坏模式边坡，宜采用楔形体法进行稳定性计算。

5.3.15 岩土组合边坡的破坏模式按下列三种类型确定：

1 岩质部分稳定，土质边坡部分发生滑动破坏，应按照土质边坡的要求分析、计算稳定性。

2 沿土岩分界面发生滑动破坏，应根据土岩分界面的形状按平面或折线形滑动面计算稳定性。

3 受控于岩石结构面或软弱夹层的滑动或崩塌破坏，应按照岩质边坡的要求分析、计算稳定性，且土质边坡部分宜视为岩质边坡的附加载荷。

5.3.16 采用刚体极限平衡法计算边坡抗滑稳定性时,可根据滑面形态按本标准附录 C 选择具体的计算方法。

5.3.17 除校核工况外,边坡稳定性状态分为稳定、基本稳定、欠稳定和欠稳定四种状态,可根据边坡稳定性系数按表 5.3.17 确定。

表 5.3.17 边坡稳定性状态

边坡稳定性系数 F_s	$F_s < 1.00$	$1.00 \leq F_s < 1.05$	$1.05 \leq F_s < F_{st}$	$F_s \geq F_{st}$
边坡稳定性状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

注: F_{st} ——边坡稳定安全系数。

5.3.18 边坡稳定安全系数应按表 5.3.18 确定,当边坡稳定性系数小于边坡稳定安全系数时应对边坡进行处理。

表 5.3.18 边坡稳定安全系数 F_{st}

稳定安全系数 边坡工程 安全系数		边坡类型		
		一级	二级	三级
永久边坡	一般工况	1.35	1.30	1.25
	地震工况	1.15	1.10	1.05
临时边坡		1.25	1.20	1.15

注: 1 地震工况时,安全系数仅适用于塌滑区内无重要建(构)造物的边坡;
2 对地质条件很复杂或破坏后果很严重的边坡工程,其安全系数应适当提高。

5.3.19 由支护结构与岩土层组成的支护体系的整体稳定性验算可采用圆弧滑动法或折线滑动法。

5.4 边坡支护结构设计

(I) 支护结构计算与稳定性验算

5.4.1 支护结构设计应包括下列内容:

- 1 支护结构上的作用荷载计算。

- 2 支挡结构构件承载力计算。
 - 3 支挡结构地基承载力计算。
 - 4 锚杆承载力计算。
 - 5 整体稳定性分析以及支挡结构稳定性验算。
 - 6 对边坡变形有控制要求的支挡结构变形分析计算。
 - 7 施工方案建议和监测要求。
- 5.4.2** 支挡结构与防护结构混凝土强度等级应根据场地类别、结构承载力、变形与裂缝控制、耐久性等综合确定，且不应低于 C25。
- 5.4.3** 边坡支护结构形式可根据边坡地层性质、地下水条件以及周边环境保护要求综合确定，并应符合下列规定：
- 1 在施工期稳定性较好的切方边坡，可采用锚杆挡墙或重力式挡土墙。
 - 2 当边坡开挖可能危及相邻建筑物及环境安全或施工过程中边坡稳定性较差时或边坡变形控制要求严格时，采用排桩或桩锚支护。
 - 3 I~III类岩质边坡可采用锚喷支护。
 - 4 填方边坡可采用重力式挡墙、悬臂（扶壁）式挡墙等支护型式。
 - 5 工程场地有放坡条件时，可采用坡率法。
- 5.4.4** 作用在支护结构上的岩土压力计算模式，应根据支护结构与土体位移情况以及相应的施工措施确定，侧向岩土压力的确定尚应符合下列规定。
- 1 侧向岩土压力分为静止岩土压力、主动岩土压力和被动岩土压力。
 - 2 主动土压力可采用库仑土压力或朗金土压力公式求解，被动土压力采用朗肯土压力公式计算。侧向总岩土压力可采用岩土总压力公式直接计算或按岩土压力公式求和计算，侧向岩土压力和分布应根据支护类型确定。
 - 3 在各种岩土侧压力计算时，可用解析公式求解。对于复杂情况也可采用数值分析法进行计算。
 - 4 边坡岩土压力计算应按本规范附录 D 的有关规定进行。
 - 5 土中有地下水但未形成渗流时，支护结构上的侧压力可按下列规定计算：
 - 1) 对砂土和粉土按水土分算原则计算，对黏性土宜根据工程经验按水土分算或水土合算原则计算；
 - 2) 按水土分算原则计算时，作用在支护结构上的侧压力等于土压力和静止水压力之和，地下水位以下的土压力采用浮重度和有效应力抗剪强度指标计算；

3) 按水土合算原则计算时, 地下水位以下的土压力采用饱和重度和总应力抗剪强度指标计算。

6 边坡坡体中有地下水形成渗流时, 作用于支护结构上的侧压力, 除按本条第 5 款计算外, 尚应按现行国家有关标准计算渗透力。

7 支护结构顶部破裂体范围内的常见荷载取值如下:

- 1) 人群荷载标准值取 3.0 kN/m^2 ;
- 2) 车辆荷载标准值取 $(10\sim 20) \text{ kN/m}^2$;
- 3) 墙顶栏杆水平荷载标准值取 1.0 kN/m 。

8 当支护结构的变形不满足主动岩土压力产生条件, 或当边坡上方有重要建筑物时, 应对侧向岩土压力进行修正, 修正方法可按本标准 5.5 节有关规定进行。

(II) 锚杆挡土墙支护

5.4.5 锚杆根据锚固段的受力特征可分为拉力型、压力型和荷载分散型。对土层中荷载较大的预应力锚杆, 当条件允许时可采用扩体锚杆。

5.4.6 下列情况的锚杆应进行基本试验:

- 1 安全等级为一级的边坡工程的锚杆。
- 2 采用新工艺、新材料或新技术的锚杆。
- 3 无锚固工程经验的岩土层中的锚杆。

5.4.7 锚杆计算应同时满足下列要求:

$$K_b N_{ak} \leq A_s \cdot f_{py} \text{ (或 } K_b N_{ak} \leq A_s \cdot f_y \text{)} \quad (5.4.7-1)$$

$$KN_{ak} \leq \pi \cdot D \cdot l_a \cdot f_{rbk} \quad (5.4.7-2)$$

$$KN_{ak} \leq n\pi \cdot d \cdot l_a \cdot f_b \quad (5.4.7-3)$$

式中: A_s ——锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积 (m^2);

N_{ak} ——相应于作用的标准组合时锚杆所受轴向拉力 (KN);

f_{py} 、 f_y ——预应力钢绞线或钢筋抗拉强度设计值 (kPa)；

K_b ——锚杆杆体抗拉安全系数，按表 5.4.7-1 取值。

l_a ——锚杆锚固段长度 (m)；

K ——锚杆锚固体抗拔安全系数，按表 5.4.7-2 取值；

f_{rbk} ——岩土层与锚固体之间的极限黏结强度标准值 (kPa)，应通过试验确定，当无试验资料时可按表 5.4.7-3 和 5.4.7-4 取值；

f_b ——锚筋与锚固体之间的黏结强度设计值 (MPa)，应由试验确定，当缺乏试验资料时可按表 5.4.7-5 取值；

D ——锚杆锚固段钻孔直径 (m)；

d ——锚筋直径 (m)；

n ——杆体 (钢筋、钢绞线) 根数 (根)。

表 5.4.7-1 锚杆杆体抗拉安全系数

边坡工程安全等级	安全系数 K_b	
	临时锚杆	永久锚杆
一级	1.8	2.2
二级	1.6	2.0
三级	1.4	1.8

表 5.4.7-2 锚杆锚固体抗拔安全系数

边坡工程安全等级	安全系数	
	临时锚杆	永久锚杆
一级	2.0	2.6
二级	1.8	2.4
三级	1.6	2.2

表 5.4.7-3 岩石与锚固体极限黏结强度标准值

岩石类别	f_{rbk} 值 (kPa)
极软岩	270~360
软 岩	360~760
较软岩	760~1200
较硬岩	1200~1800
坚硬岩	1800~2600

- 注：1 表中数据适用于注浆强度等级为 M30；
 2 表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验；
 3 岩体结构面发育时，取表中下限值。

表 5.4.7-4 土体与锚固体极限黏结强度标准值

土层种类	土的状态	f_{rbk} 值 (kPa)
黏性土	坚硬	65~100
	硬塑	50~65
	可塑	40~50
	软塑	20~40
砂土	稍密	100~140
	中密	140~200
	密实	200~280
碎石土	稍密	120~150
	中密	150~200
	密实	200~300

表 5.4.7-5 钢筋、钢绞线与水泥砂浆之间的黏结强度设计值 f_b

锚杆类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级		
	M25	M30	M35
水泥砂浆与螺纹钢筋间的黏结强度设计值	2.10	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线（高强钢丝）的黏结强度设计值	2.75	2.95	3.40

- 注：1 当采用二根钢筋点焊成束的作法时，黏结强度应乘 0.85 折减系数；
 2 当采用三根钢筋点焊成束的作法时，黏结强度应乘 0.7 折减系数；
 3 成束钢筋的根数不应超过三根，钢筋截面总面积不应超过锚孔面积的 20%。当锚固段钢筋和注浆材料采用特殊设计，并经试验验证锚固效果良好时，可适当增加锚筋用量。

5.4.8 锚杆的构造设计应符合下列规定：

1 锚杆杆体可使用普通钢材、精轧螺纹钢、钢绞线（包括无黏结钢绞线）和高强钢丝，不宜采用镀锌钢材。

2 灌浆浆体材料宜使用普通硅酸盐水泥，需要时可采用抗硫酸盐水泥；浆体配制的灰砂比宜为 0.80~1.50，水灰比宜为 0.38~0.50；浆体材料 28d 的无侧限抗压强度标准值，全黏结拉力型锚杆不应低于 25MPa，预应力和压力型锚杆不应低于 30MPa。

3 预应力筋用锚具、夹具和连接器的性能均应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。

4 锚杆设置应符合下列规定：

- 1) 锚杆间距不宜小于 2.0m，当需要设置更小的锚杆间距时，应调整锚杆倾角或错开布置；
- 2) 预应力锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于 4.0m，上覆岩层厚度不宜小于 2.0m；
- 3) 锚杆倾角宜采用 $10^{\circ} \sim 35^{\circ}$ ；当预应力锚杆倾角大于 25° 时，应考虑竖向分力对支护结构的影响；
- 4) 锚杆与相邻基础或地下设施间的距离应大于 3.0m，且应避免对相邻建（构）筑物基础、地铁、管线等产生不利影响；
- 5) 锚杆布置应尽量垂直边坡走向，并与结构面大倾角相交；
- 6) 锚杆隔离架沿锚杆轴线方向每隔 1m~3m 设置一个，土层取小值，岩层取大值。

5 格构梁、腰梁、台座等锚杆传力结构应具备足够的强度、刚度、韧性和耐久性，截面及配筋应根据锚杆拉力、岩土层承载力等由计算确定，其混凝土强度等级不应低于 C25。传力结构与坡面的结合部位应采取防水及防腐措施。

6 锚杆长度应符合下列规定：

- 1) 锚杆自由段长度不应小于 5.0m，且穿过潜在滑动面进入稳定土层的长度不应小于 1.50m；土层锚杆锚固段不应设置于未经处理的软弱土层、不稳定土层和不良地质作用地段；
- 2) 土层锚杆的锚固段长度不应小于 5m，并不宜大于 10m；岩石锚杆的锚固段长度不应小于 3m，并不宜大于 45D 和 6.5m，对预应力锚索不宜大于 55D 和 8m；
- 3) 位于软质岩中的预应力锚索，可根据经验确定最大锚固长度；
- 4) 当计算锚固段长度超过构造要求长度时，应采取改善锚固段岩土体质量、压力灌浆、扩大锚固段直径、采用荷载分散型锚杆等，提高锚杆承载能力。

7 锚杆的钻孔直径应符合下列规定：

- 1) 钻孔内的锚筋面积不超过钻孔面积的 20%；

2) 预应力筋保护层厚度, 对永久性支护锚杆不小于 25mm, 对临时性支护锚杆不小于 15mm。

8 下列情况宜采用预应力锚杆:

- 1) 边坡变形控制要求严格;
- 2) 高陡的土质边坡或存在外倾软弱结构面的岩质边坡;
- 3) 滑坡治理采用锚杆格构梁作为主要抗滑支挡结构时。

9 锚杆的防腐蚀处理应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330。

5.4.9 锚杆的弹性变形和水平刚度系数应由试验确定。当无试验资料时, 自由段无黏结的岩石锚杆水平刚度系数 K_h 及自由段无黏结的土层锚杆水平刚度系数 K_t 可按下列公式计算:

$$K_h = \frac{AE_s}{l_f} \cos^2 \alpha \quad (5.4.9-1)$$

$$K_t = \frac{3AE_s E_c A_c}{3l_f E_c A_c + E_s A l_a} \cos^2 \alpha \quad (5.4.9-2)$$

$$E_c = \frac{AE_s + (A_c - A)E_m}{A_c} \quad (5.4.9-3)$$

式中: K_h ——自由段无黏结的岩石锚杆水平刚度系数 (kN/m);

K_t ——自由段无黏结的土层锚杆水平刚度系数 (kN/m);

l_f ——锚杆无黏结自由段长度 (m);

l_a ——锚杆锚固段长度 (m);

E_s ——杆体弹性模量 (kN/m²);

E_m ——注浆体弹性模量 (kN/m²);

E_c ——锚固体组合弹性模量 (kN/m²);

A 、 A_c ——分别为杆体、锚固体截面面积 (m²);

α ——锚杆倾角 (°)。

5.4.10 锚杆挡土墙适用于岩质和土质边坡。锚杆挡土墙的结构形式可分为肋板式、板壁式、格构式、柱板式等。根据锚杆的类型可分为非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆挡墙。锚杆挡土墙型式可按表 5.4.10 选用。

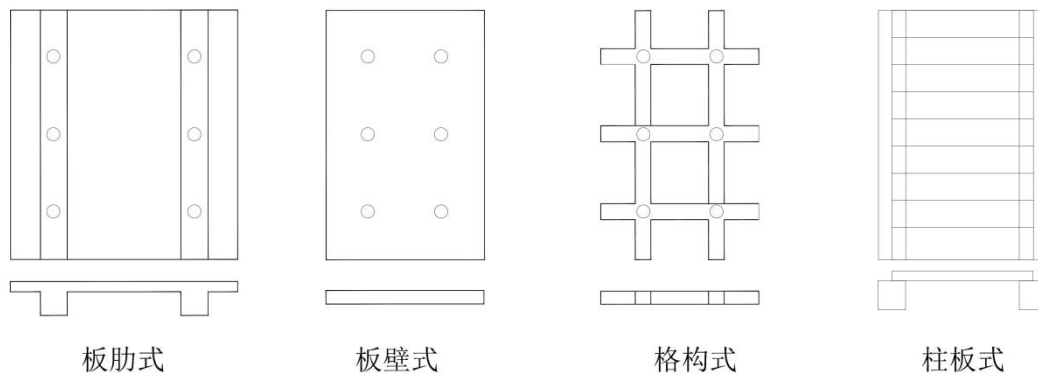


图 5.4.10 锚杆挡墙型式

表 5.4.10 锚杆挡土墙型式

结构型式	适用条件	施工方法	备注
板肋式	适用于岩质边坡和土质边坡	逆作法施工	直立或仰斜
板壁式	适用于岩质边坡		
格构式	适用于岩质边坡和土质边坡		
柱板式	适用于边坡岩层较好的地段	先开挖边坡,再施工立柱和挡板	直立

5.4.11 对填方锚杆挡墙,应采取有效措施防止新填方土体沉降造成锚杆附加拉应力过大。

高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙。

5.4.12 坡顶无建筑物且不需要进行边坡变形控制的锚杆挡墙,其侧向岩土压力合力可按下式计算:

$$E_{ah}' = E_{ah}\beta_2 \quad (5.4.12)$$

式中: E_{ah}' ——侧向岩土压力合力水平分力修正后标准值 (kN/m) ;

E_{ah} ——侧向主动岩土压力合力水平分力标准值 (kN/m) ;

β_2 ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数,应根据岩土类别和锚杆类型按表 5.4.12 确定。

表 5.4.12 锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数 β_2

锚杆类型 岩土类别	非预应力锚杆		预应力锚杆	
	土层锚杆	自由段为土层的岩石锚杆	自由段为土层的	自由段为岩层的

β_2	1.1~1.2	1.1~1.2	1.0	1.2~1.3	1.1
-----------	---------	---------	-----	---------	-----

注：当锚杆变形计算值较小时取大值，较大时取小值。

5.4.13 确定岩土自重产生的锚杆挡墙侧压力分布，应考虑锚杆层数、挡墙位移大小、支护结构刚度和施工方法等因素，并符合以下规定：

- 1 锚杆挡墙的侧压力可简化为三角形、梯形。
- 2 填方锚杆挡墙和单排锚杆的土层锚杆挡墙侧压力，可近似按库仑理论取为三角形分布。
- 3 对岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡，当采用逆作法施工的、柔性结构的多层锚杆挡墙时，侧压力分布可近似按图 5.4.13 确定。

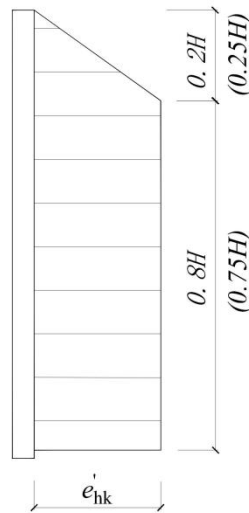


图 5.4.13 锚杆挡墙侧压力分布

图中 e'_{hk} 按下列公式计算：

对岩质边坡：

$$e'_{hk} = \frac{E'_{hk}}{0.9H} \quad (5.4.13-1)$$

对土质边坡：

$$e'_{hk} = \frac{E'_{hk}}{0.875H} \quad (5.4.13-2)$$

式中： e'_{hk} ——侧向岩土压力水平分力标准值（ kN/m^2 ）；

E'_{hk} ——侧向岩土压力合力水平分力标准值 (kN/m) ;

H ——挡墙高度 (m) 。

5.4.14 锚杆挡土墙构件按下列规定计算:

1 锚固点水平变形较小时, 立柱可按支承于刚性锚杆上的连续梁计算内力; 当锚杆变形较大时, 立柱宜按支承于弹性锚杆上的连续梁计算内力。

2 根据立柱下端的埋置深度、地基条件, 可按自由端、铰支端或固定端考虑; 当立柱嵌入深度较小或坡脚地层软弱时, 可视立柱下端为自由端, 按静力平衡法计算; 当立柱嵌入深度较大且地基为强风化岩层以及坚硬、硬塑黏性土和密实、中密砂土时, 可视立柱下端为铰支端, 按等值梁法计算; 当立柱嵌入深度较大且地基为坚硬岩石时, 可视立柱下端为嵌固端, 按等值梁法计算。

3 根据挡板与立柱连结构造的不同, 挡板可简化为支撑在立柱上的水平连续板、简支板或双铰拱板; 设计荷载可取板所处位置的岩土压力值。岩质边坡锚杆挡墙或坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土等且排水良好的挖方土质边坡锚杆挡墙, 可根据当地的工程经验考虑两立柱间岩土形成的卸荷拱效应。

4 当锚固点变形较小时, 钢筋混凝土格构式锚杆挡墙可简化为支撑在锚固点上的井字梁进行内力计算; 当锚固点变形较大时, 应考虑变形对格构式挡墙内力的影响。

5.4.15 锚杆挡土墙的构造设计应符合下列规定:

1 立柱基础应置于稳定的地层内, 可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式。

2 永久性边坡, 现浇挡板和拱板厚度不宜小于 200mm。

3 锚杆挡墙立柱宜对称配筋; 当第一锚点以上悬臂部分内力较大或柱顶设单锚时, 可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋作法。

4 格构梁间距不宜超过 3m; 格构梁截面宽度和截面高度不宜小于 300mm, 且应满足强度、刚度和抗裂计算; 板肋式立柱截面高度不小于 400mm。

5 锚杆挡土墙应设伸缩缝, 间距宜为 20m~30m, 且宜在边坡支护转折处或地质条件变化处设伸缩缝。伸缩缝宽度 20mm~30mm, 填塞沥青亚麻或低发泡高密度聚乙烯塑料。

6 锚杆挡墙立柱的顶部宜设置钢筋混凝土构造连梁。

7 当锚杆挡墙的锚固区内有建筑物且其基础传递较大荷载时, 除应验算挡墙的整体稳定性外, 还应适当加长锚杆, 并采用长短相间的设置方法。

8 立柱位于土层时宜在立柱底部附近设置锚杆。

(III) 岩石喷锚支护

5.4.16 岩石锚喷支护设计应符合下列规定：

1 永久性岩质边坡进行整体稳定性支护时，I类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；II类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护；III类岩质边坡应采用钢筋混凝土锚喷支护，且边坡高度不宜大于15m。

2 临时性岩质边坡进行整体稳定性支护时，I、II类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；III类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护。

3 边坡局部不稳定岩石块体，可采用锚喷支护进行局部加固。

4 膨胀性岩石边坡和具有严重腐蚀性的边坡不应采用锚喷支护；有深层外倾滑动面的岩质边坡或坡体渗水明显的岩质边坡不宜采用锚喷支护。

5 整体稳定的岩质边坡，采用系统锚杆支护后，对局部不稳定块体尚应采用锚杆加强支护。

5.4.17 采用锚喷支护的岩质边坡整体稳定性计算应符合下列规定：

1 岩石侧压力分布按本规范第5.4.13条第3款规定确定；

2 锚杆轴向拉力可按下式计算：

$$N_{ak} = e_{hk} s_{xj} s_{yj} / \cos \alpha \quad (5.4.17)$$

式中： N_{ak} ——锚杆所受水平拉力标准值（kN）；

e_{hk} ——相应于作用的标准组合时，侧向岩石压力水平分力修正值（kN/m²）；

s_{xj} ——锚杆的水平间距（m）；

s_{yj} ——锚杆的垂直间距（m）；

α ——锚杆倾角（°）。

5.4.18 采用局部锚杆加固不稳定岩石块体时，锚杆承载力应满足下式要求：

$$K_b (G_t - fG_n - cA) \leq \sum N_{akti} + f \sum N_{akni} \quad (5.4.18)$$

式中： K_b ——锚杆钢筋抗拉安全系数，按本规范表5.4.7-1确定；

G ——不稳定块体的自重（kN）；

G_t 、 G_n ——分别为不稳定块体自重平行和垂直于滑面方向的分力（kN）；

f ——滑动面上的摩擦系数；

c ——滑动面的黏聚力（kPa）；

A ——滑动面面积（ m^2 ）；

N_{akti} 、 N_{akni} ——单根锚杆轴向拉力标准值在抗滑方向和垂直于滑动面方向上的分值（kN）。

5.4.19 岩石锚喷的构造设计应符合下列规定：

1 系统锚杆的设置应符合下列规定：

- 1) 锚杆布置宜采用行列式排列或菱形排列；
- 2) 锚杆间距宜为 1.5m~3.0m；对 I、II 类岩质边坡最大间距不应大于 3.0m，对 III 类岩质边坡最大间距不应大于 2.0m；
- 3) 采用全黏结锚杆；
- 4) 锚杆倾角宜为 $15^\circ \sim 25^\circ$ 。

2 岩石锚喷支护用于永久性岩质边坡整体支护时，其面板应符合下列规定：

- 1) I 类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 80mm，II 类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 100mm，III 类岩质边坡钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于 150mm；对临时性边坡，I 类岩质边坡喷射混凝土面层厚度不应小于 60mm，II 类岩质边坡喷射混凝土面层厚度不应小于 80mm，III 类岩质边坡钢筋网喷射混凝土面层厚度不应小 100mm；
- 2) 钢筋直径宜为 6mm~12mm，钢筋间距宜为 100mm~250mm，喷射混凝土厚度 ≥ 150 mm 时宜采用双层配筋，钢筋保护层厚度不应小于 25mm；
- 3) 锚杆钢筋与面板的连接应有可靠的连接构造措施。

3 岩质边坡坡面防护应符合下列规定：

- 1) 锚杆布置宜采用行列式或菱形排列；
- 2) 应采用全黏结锚杆，锚杆长度为 3m~6m，锚杆间距 1.5m~3.0m，锚杆倾角宜为 $15^\circ \sim 25^\circ$ ，钢筋直径可采用 20mm~25mm；钻孔直径为 70mm~100mm；
- 3) I、II 类岩质边坡可采用混凝土锚喷防护，III 类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷防护；
- 4) 喷射混凝土厚度可采用 60mm~120mm，I、II 类岩质边坡可取小值，III 类岩质边坡宜取大值；
- 5) 可采用单层钢筋网，钢筋直径为 6mm~12mm，间距 150mm~200mm。

4 喷射混凝土强度等级不应低于 C25；喷射混凝土 1d 龄期的抗压强度设计值不应小于 5MPa。

5 喷射混凝土的物理力学参数可按表 5.4.19 采用。

表 5.4.19 喷射混凝土物理力学参数

喷射混凝土强度等级 物理力学参数	C20	C25	C30
轴心抗压强度设计值 (MPa)	9.60	11.90	14.30
抗拉强度设计值 (MPa)	1.10	1.27	1.43
弹性模量 (MPa)	2.1×10^4	2.3×10^4	2.5×10^4
重度 (kN/m^3)	22.0		

6 喷射混凝土与岩面的黏结力，对整体状和块状岩体不应低于 0.8MPa，对碎裂状岩体不应低于 0.4MPa。喷射混凝土与岩面黏结力试验应符合现行国家标准《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 的规定。

7 面板宜沿边坡纵向每隔 20m~25m 设置竖向伸缩缝。

8 坡体泄水孔及截水、排水沟等的设置应符合本标准的相关规定。

9 岩石锚杆的总长度应符合本规范第 5.4.8 条第 6 款的相关规定。

(IV) 排桩及桩锚支护

5.4.20 排桩及桩锚支护结构按其结构形式分为悬臂式排桩、锚拉式排桩及双排桩。支护结构体系的选择应满足下列要求：

1 悬臂式排桩支护分级高度不宜大于 8m，悬臂式双排桩分级高度不宜大于 12m，锚拉式排桩支护分级高度不宜大于 15m。用于工程滑坡治理时桩的设置应符合本标准第 6 章规定。

2 排桩可采用矩形或圆形，当采用矩形桩时，其短边宜与潜在滑动方向正交，当边坡潜在滑动方向难以确定时，宜采用圆形桩。

3 锚拉式排桩支护结构可采用单点锚固或多点锚固的结构型式，当其高度较大、边坡推力较大时宜采用预应力锚索，锚索宜埋设在桩身上。

4 对填方边坡排桩支护，在设计和施工时应采取有效措施防止新填方土体沉降造成的锚杆附加拉应力过大。高度大于 8m 的新填方边坡不宜采用锚拉式排桩支护方案，可考虑采用双排桩。

5.4.21 排桩及桩锚支护结构的设计计算应符合下列规定：

1 排桩支护结构的岩土侧向压力可按库伦主动土压力计算，并根据对支护结构变形的不同限制要求，按本标准第 5.4.4 条确定。桩锚支护的岩土侧向压力可按本标准 5.4.12 条确定。

2 作用在桩上的荷载宽度可按左右两相邻桩桩中心之间距离的各一半之和计算。作用在挡板上的荷载宽度可取板的计算板跨度。桩间挡土板上的压力可根据桩间岩（土）体的稳定情况和挡土板的设置方式按全部岩（土）体压力或按部分岩（土）体压力计算。

3 桩身内力计算时，临空段或边坡滑动面以上部分桩身内力，应根据岩土侧压力或滑坡推力计算。嵌入段或滑动面以下部分桩身内力，宜根据地面或滑动面处弯矩和剪力，采用地基系数法计算。根据岩土条件可选用“*k* 法”或“*m* 法”。地基系数 *k* 和地基土水平抗力系数的比例系数 *m* 值宜根据试验资料、地方经验和工程类比综合确定（附录 E）。

1) 采用地基系数法计算时，嵌固段桩的计算宽度可按以下规定取值：

$$\text{圆形桩：} d \leq 1\text{m 时，} B_p = 0.9(1.5d + 0.5) \quad (5.4.21-1)$$

$$D > 1\text{m 时，} B_p = 0.9(d + 1) \quad (5.4.21-2)$$

$$\text{矩形桩：} b \leq 1\text{m 时，} B_p = 1.5b + 0.5 \quad (5.4.21-3)$$

$$b > 1\text{m 时，} B_p = b + 1 \quad (5.4.21-4)$$

式中： B_p —— 桩身计算宽度（m）；

b —— 矩形桩宽度（m）；

d —— 圆形桩桩径（m）。

2) 当锚固段地基系数为常数 *K*，锚固段桩的换算长度为 βh_2 ， h_2 为锚固段长度， β 为桩的变形系数，可按式 5.4.21-5 计算；

$$\beta = \left(\frac{KB_p}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.4.21-5)$$

式中： β —— 桩的变形系数（ m^{-1} ）；

K ——地基系数 (kPa/m)，按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 确定；

EI ——桩的截面抗弯刚度 ($\text{KPa} \cdot \text{m}^4$)， $EI = 0.8E_c I$ ， E_c 为混凝土弹性模量 (kPa)；

I ——桩的截面惯性矩 m^4 。

- 3) 当锚固段地基系数随深度线性变化 (地基系数为三角形分布) 时，锚固段桩的换算长度为 αh_2 ， α 为桩的变形系数，可按式 5.4.21-6 计算；

$$\alpha = \left(\frac{mB_p}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (5.4.21-6)$$

式中： α ——桩的变形系数 (m^{-1})；

m ——地基水平弹性抗力系数随深度变化的比例系数 (kPa/m^2)，宜通过试验确定。

- 4 桩嵌入岩土层的深度应根据地基的横向承载力特征值确定，并应符合下列规定：

- 1) 嵌入岩层时，桩的横向压应力最大值应小于或等于地基的横向承载力特征值；
- 2) 嵌入土层或土、砂砾状风化岩层时，桩嵌入滑动面以下或稳定岩土层内的深度不应小于挡墙高度的 1/3，且 $h_2/3$ 及 h_2 (滑面以下或嵌入稳定岩土层内的桩长) 处的横向压应力不应大于地基的横向承载力特征值；
- 3) 地基的横向承载力特征值应根据现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的有关规定确定。

- 5 桩底支承应根据岩土层情况和桩基埋入深度按自由端或铰支端考虑。

6 桩板式挡墙墙顶位移应小于悬臂段长度的 1/100，且不宜大于 100mm；桩基嵌固段顶端地面处桩的水平位移不宜大于 10mm。当地基强度或位移不能满足要求时，应通过调整桩的埋深、截面尺寸或间距等措施进行处理。

- 7 桩板式挡墙的桩身按受弯构件设计，当无特殊要求时，可不作裂缝宽度验算。

5.4.22 排桩及桩锚支护的构造设计应符合下列要求：

1 桩受力主筋混凝土保护层不应小于 50mm，挡板受力主筋混凝土保护层挡土一侧不应小于 25mm，临空一侧不应小于 20mm。

2 剪力较大时，对桩可采用调整混凝土强度等级、箍筋直径和间距、桩身截面尺寸等措施，以满足斜截面抗剪强度要求。

- 3 桩的箍筋宜采用封闭式，肢数不宜多于 4 肢，箍筋直径不应小于 8mm。

4 桩的两侧和受压边应配置纵向构造钢筋，两侧纵向钢筋直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 400mm；受压边钢筋直径不宜小于 14mm，间距不宜大于 200mm。

5 桩纵向主筋钢筋直径不应小于 16 mm。净距不宜小于 120 mm，困难情况下可适当减小，但不得小于 80 mm。采用束筋时，每束不宜多于 3 根。配置单排钢筋有困难时，可设置 2 排或 3 排。

6 锚拉式桩板挡墙锚孔距桩顶距离不宜小于 1.5m，锚固点附近桩身箍筋应适当加密，锚杆构造设计应按本标准 5.4.8 有关规定进行。

7 悬臂式桩板挡墙桩长在岩质地基中嵌固深度不宜小于桩总长的 1/4，土质地基中不宜小于桩总长的 1/3；若排桩嵌固范围内出露完整的微风化花岗岩、片麻岩、灰岩等坚硬岩石，桩端嵌入岩层不宜小于 1.0d（d 为桩的直径），且不小于 1.5m，对于倾斜岩层，宜根据倾斜度及岩石完整性适当加大嵌固深度。

8 桩板式挡墙应根据其受力特点进行配筋设计，其配筋率、钢筋搭接和锚固应符合现行国家标准现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

9 桩板式挡墙纵向伸缩缝间距不宜大于 25m。伸缩缝构造应符合本规范第 5.4.34 条规定。

10 桩板式挡墙墙后填料质量和回填质量应符合本标准 5.4.34 第 8 款的规定。

（V） 桩基托梁挡土墙支护

5.4.23 桩基托梁挡土墙适用于高陡边坡、严重冲刷的河岸、稳定性较差的陡坡或地表土地基承载力较低且厚度较大的边坡防护。

5.4.24 桩基托梁挡土墙设计应符合下列规定：

1 挡土墙高度一般不宜超过 10m。挡土墙可采用重力式、衡重式或者扶壁式挡土墙，土压力计算方法和相应型式的挡土墙土压力计算方法相同。

2 桩基托梁挡土墙用于滑坡或不稳定斜坡时，应选取滑坡或不稳定斜坡的推力作用与土压力作用中的最不利情况进行设计。

3 挡土墙传递到每跨托梁上的荷载包括水平推力和竖向力，桩顶荷载计算如图 5.4.24。水平推力应按式（5.4.24-1）计算；竖向力应按式（5.4.24-2）计算。

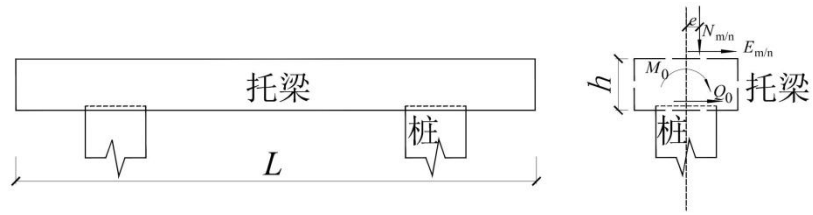


图 5.4.24 桩顶荷载计算

$$E_m = L \times E_x \quad (5.4.24-1)$$

$$N_m = L \times (E_y + G_q) \quad (5.4.24-2)$$

式中： E_m ——单跨水平推力（kN）；
 L ——每跨托梁的长度（m）；
 E_x ——墙背所承受的水平土压力（kN/m）；
 N_m ——单跨竖向力（kN）；
 E_y ——墙背所承受的竖向土压力（kN/m）；
 G_q ——挡土墙自重（kN/m）。

4 单跨托梁内力计算应符合下列规定：

- 1) 作用在托梁结构上的荷载包括挡土墙传递的水平力、竖向力和托梁的自重。荷载分布形式可采用均匀分布。
- 2) 根据地基条件，托梁可按基底悬空的连续梁或弹性地基梁计算。

5 桩身内力计算应符合下列规定：

- 1) 每跨托梁底中心合力计算时可不计托梁底摩擦力和反力的作用。
- 2) 桩顶水平力和弯矩，沿托梁长度方向可按一跨托梁中每根桩平均承担的原则分配。
- 3) 组合桩结构可采用有限元数值模拟或框架结构计算。
- 4) 当墙背土体可能出现从托梁底部开始的破裂面时，应按该破裂面计算土压力。桩顶至锚固点之间的土压力可按库仑理论计算。

6 桩的水平承载力及内力计算按顶部作用有弯矩和横向推力的全埋式桩按地基系数法进行计算。桩的竖向承载力按照相应的规范计算。

5.4.25 桩基托梁挡土墙构造要求：

- 1 托梁截面尺寸宜为矩形，厚度不宜小于 800 mm。
- 2 横断面方向桩中心、托梁中心与挡墙竖向荷载宜位于同一条竖直线上，托梁宽度不应小于挡土墙底宽和桩厚度。
- 3 托梁基底不宜脱空，托梁底部若存在软弱土层时，应对该部分土层进行处理，防止托梁脱空。
- 4 桩的间距应大于 2 倍托梁悬出段长度，且不宜小于桩身短边长度的 3 倍。桩顶嵌入托梁长度不宜小于 100 mm。桩基主筋伸入托梁内的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。桩的外边缘至托梁边缘的距离应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。
- 5 采用双排桩时，双排桩之间可设置连系梁增加整体刚度，也可不设置连系梁，通过桩顶设置整梁加大托梁厚度来保证双排桩之间的连接刚度。
- 6 对挡土墙设置于斜坡上，底板高于斜坡面的情况，地基土回填时宜采取干砌片石或者排水盲沟（管）等措施，加强墙底排水，保证排水路径通畅。

(VI) 坡率法支护

5.4.26 当工程场地有放坡条件，且无不良地质作用时宜优先采用坡率法。

5.4.27 下列边坡不应单独采用坡率法，应与其它边坡支护方法联合使用：

- 1 放坡开挖对相邻建筑物有不利影响的边坡。
- 2 地下水发育的边坡。
- 3 软弱土层等稳定性差的边坡。
- 4 坡体内有外倾软弱结构面或深层滑动面的边坡。
- 5 单独采用坡率法不能有效改善整体稳定性的边坡。
- 6 地质条件复杂的一级边坡。

5.4.28 坡率法的设计应遵循下列规定：

1 土质边坡开挖的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。当无经验且土质均匀良好、地下水贫乏、无不良地质作用和地质条件简单时，坡率允许值按表 5.4.28-1 确定。

2 岩质边坡开挖的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。对无外倾软弱结构面的边坡，其放坡坡率可按表 5.4.28-2 确定。

3 填土边坡的坡率允许值应根据边坡稳定性计算结果并结合工程经验确定。

4 下列边坡的坡率允许值应通过稳定性计算分析确定：

- 1) 有外倾软弱结构面的岩质边坡；
- 2) 坡顶边缘附近有较大荷载的边坡；
- 3) 土质较软的边坡；
- 4) 边坡高度超过表 5.4.28-1、表 5.4.28-2 范围的边坡。

5 土质边坡稳定性计算应考虑边坡影响范围内的建(构)筑物和边坡支护处理对地下水运动等水文地质条件的影响，以及由此而引起的对边坡稳定性的影响。

6 采用坡率法时应进行边坡环境整治、坡面绿化和截排水处理。

表 5.4.28-1 土质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状态	坡率允许值（高宽比）	
		坡高小于 5m	坡高 5m~10m
碎石土	密实	1: 0.35~1: 0.50	1: 0.50~1: 0.75
	中密	1: 0.50~1: 0.75	1: 0.75~1: 1.00
	稍密	1: 0.75~1: 1.00	1: 1.00~1: 1.25
黏性土	坚硬	1: 0.75~1: 1.00	1: 1.00~1: 1.25
	硬塑	1: 1.00~1: 1.25	1: 1.25~1: 1.50

注：1 表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑黏性土；
2 对砂土或充填物为砂土的碎石土，边坡坡率允许值应结合自然休止角综合确定。

表 5.4.28-2 岩质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状态	坡率允许值（高宽比）		
		坡高小于 8m	坡高 8m~15m	坡高 15m~25m
I 类	未（微）风化	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
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	—

V类	强风化	1: 0.75~1: 1.00	—	—
----	-----	-----------------	---	---

注：1 V类强风化包括各类风化程度的极软岩；
2 全风化岩体可按土质边坡坡率取值。

5.4.29 坡率法构造设计应符合下列规定：

- 1 土岩混合边坡宜结合土岩结合面分级放坡。
- 2 分级放坡应设置分级平台（马道），平台宽度不小于 1.5m，各级平台宜设置排水沟。
- 3 位于斜坡上的人工压实填土边坡应验算填土沿斜坡滑动的稳定性。分层填筑前应将斜坡的坡面修成若干台阶，使压实填土与斜坡面紧密接触。
- 4 边坡排水系统的设置应符合下列规定：
 - 1) 在坡顶外围应设截水沟；边坡坡顶、坡面、坡脚和水平台阶应设排水沟，并作好坡脚防护；
 - 2) 当边坡表层有积水湿地、地下水渗出或地下水露头时，应根据实际情况设置外倾排水孔、排水盲沟和排水钻孔。
- 5 对局部不稳定块体应清除，或采取锚杆和其他有效加固措施。
- 6 永久性边坡宜采用锚喷、浆砌片石或格构等构造措施护面。在条件许可时，宜采用格构或其他有利于生态环境保护和美化的护面措施。临时性边坡可采用喷射混凝土护面。

（VII）重力式挡墙支护

5.4.30 采用重力式挡墙时，土质边坡高度不宜大于 10m，岩质边坡高度不宜大于 12m。

5.4.31 重力式挡墙类型应根据使用要求、地形、地质和施工条件等综合考虑确定，对岩质边坡和挖方形成的土质边坡宜优先采用仰斜式挡墙，高度较大的土质边坡宜采用衡重式或仰斜式挡墙。

5.4.32 对变形有严格要求或开挖土石方可能危及边坡稳定的边坡不宜采用重力式挡墙，开挖土石方危及相邻建（构）筑物安全的边坡不应采用重力式挡墙。

5.4.33 重力式挡墙的设计计算应符合下列规定：

- 1 重力式挡墙设计应进行抗滑移、抗倾覆稳定性、地基承载力和墙身强度验算。
- 2 挡土墙主动土压力按本标准附录 D 计算，且应符合下列规定要求：
 - 1) 土质边坡采用的重力式挡墙高度不小于 5m 时，主动土压力值应在计算值基础上

乘以增大系数确定。挡墙高度 5m~8m 时增大系数宜取 1.1，挡墙高度大于 8m 时增大系数宜取 1.2；

2) 挖方边坡挡墙采用仰斜式挡土墙，土压力计算时，强度指标可采用原状土综合内摩擦角。

3 重力式挡墙的抗滑移稳定性可按以下公式验算（图 5.4.33-1）：

$$F_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \quad (5.4.33-1)$$

$$G_n = G \cos \alpha_0 \quad (5.4.33-2)$$

$$G_t = G \sin \alpha_0 \quad (5.4.33-3)$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (5.4.33-4)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (5.4.33-5)$$

式中： E_a ——每延米主动岩土压力合力（kN/m）；

F_s ——挡墙抗滑移稳定系数；

G ——挡墙每延米自重（kN/m）；

α ——墙背与墙底水平投影的夹角（°）；

α_0 ——挡墙底面倾角（°）；

δ ——墙背与岩土的摩擦角（°）；

μ ——挡墙底与地基岩土体的摩擦系数，宜由试验确定，也可按表 5.4.33

选用。

表 5.4.33 岩土与挡墙底面摩擦系数

岩土类别		摩擦系数
黏性土	可塑	0.20~0.25
	硬塑	0.25~0.30
	坚硬	0.30~0.40
粉土		0.25~0.35
中砂、粗砂、砾砂		0.35~0.40
碎石土		0.40~0.50
极软岩、软岩、较软岩		0.40~0.60

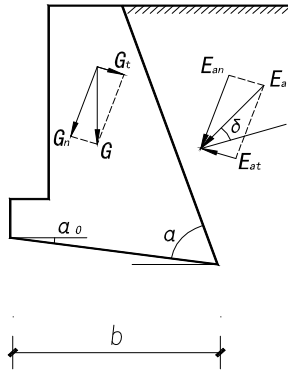


图 5.4.33-1 挡土墙抗滑稳定性验算

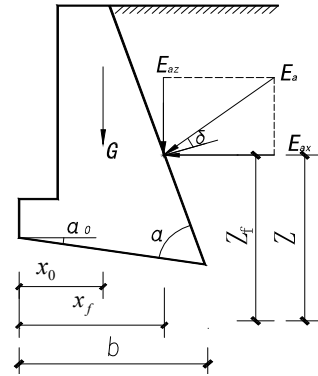


图 5.4.33-2 挡土墙抗倾覆稳定性验算

4 重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按下列公式进行验算（图 5.4.33-2）：

$$F_t = \frac{G_{x_0} + E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \geq 1.6 \quad (5.4.33-6)$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \quad (5.4.33-7)$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) \quad (5.4.33-8)$$

$$x_f = b - z \cot \alpha \quad (5.4.33-9)$$

$$z_f = z - b \tan \alpha_0 \quad (5.4.33-10)$$

式中： F_t ——挡墙抗倾覆稳定系数；

b ——挡墙底面水平投影宽度（m）；

x_0 ——挡墙中心到墙趾的水平距离（m）；

z ——岩土压力作用点到墙踵的竖直距离（m）。

5 地震工况时，重力式挡墙的抗滑移稳定系数不应小于 1.10，抗倾覆稳定系数不应小于 1.30。

6 当挡墙地基软弱、有软弱结构面或位于边坡斜坡上时，还应进行地基及边坡整体稳定性验算。重力式挡墙的地基承载力和结构强度计算，应符合国家现行有关标准的规定。

5.4.34 重力式挡墙的构造设计应符合下列规定：

1 重力式挡墙材料可使用浆砌块石、条石、毛石混凝土或素混凝土。块石、条石的强度等级不应低于 MU30, 砂浆强度等级不应低于 M5. 0; 混凝土强度等级不应低于 C25。

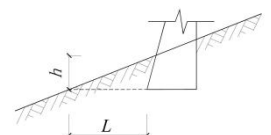
2 挡土墙基础设计应满足下列要求:

- 1) 挡墙优先采用天然地基, 当条件不具备时, 可进行地基处理或采用桩基础。
- 2) 挡土墙受滑动稳定控制时, 可采用倾斜基底或基底设置抗滑凸榫。一般土质地基基底斜坡坡率不宜大于 1: 10, 岩质地基基底斜坡坡率不宜大于 1: 5。
- 3) 挡墙地基表面纵坡大于 5%时, 应将基底设计为台阶式, 其最下一级台阶底宽不宜小于 1. 00m。
- 4) 挡土墙基础位于稳定的较完整硬质岩层陡坡上时, 可采用台阶式基础, 其最下一级台阶底宽不宜小于 1. 0m。
- 5) 重力式挡墙的基础埋置深度, 应根据地基稳定性、地基承载力、冻结深度、水流冲刷情况以及岩石风化程度等因素确定。在土质地基中, 基础最小埋置深度不宜小于 0. 50m, 在岩质地基中, 基础最小埋置深度不宜小于 0. 30m。基础埋置深度应从坡脚排水沟底算起。受水流冲刷时, 埋深应从预计冲刷底面算起。

3 块石或条石挡墙的墙顶宽度不宜小于 400mm, 毛石混凝土、素混凝土挡墙的墙顶宽度不宜小于 200mm。

4 位于稳定斜坡地面的重力式挡墙, 其墙趾最小埋入深度和距斜坡面的最小水平距离应符合表 5. 4. 34 的规定。

表 5. 4. 34 斜坡地面墙趾最小埋入深度 (m)

地基情况	最小埋深 h (m)	距坡面水平距离 L (m)	图 式
较完整硬质岩石	0.30	0.30~0.60	
一般硬质岩石	0.60	0.60~1.50	
软质岩石	1.00	1.00~2.00	
土层	≥ 1.00	1.50~2.50	

5 重力式挡墙的伸缩缝间距, 对条石、块石挡墙宜为 20m~25m, 对混凝土挡墙宜为 10m~15m。在挡墙高度突变处及与其他建(构)筑物连接处应设置伸缩缝, 在地基岩土性状变化处

应设置沉降缝。沉降缝、伸缩缝的缝宽宜为 20mm~30mm，缝中应填塞沥青麻筋或其他有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm。

6 挡墙后面的填土，应优先选择抗剪强度高和透水性较强的填料。当采用黏性土作填料时，宜掺入适量的砂砾或碎石。不应采用淤泥质土、耕植土、膨胀性黏土等软弱有害的岩土体作为填料。

7 挡墙后填土地表应设置良好的排水系统，挡土墙防渗与泄水布置应根据地形、地质、环境、水体来源及填料等因素分析确定。

8 墙后填土应分层夯实，选料及其密实度均应满足设计要求，填料回填应在砌体或混凝土强度达到设计强度的 75% 以上后进行。当填方挡墙墙后地面的横坡坡度大于 1:6 时，应进行地面粗糙处理后再填土。

(VIII) 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙支护

5.4.35 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙适用于地基承载力较低的填方边坡工程。悬臂式挡墙支护高度不宜超过 6m，扶壁式挡墙支护高度不宜超过 10m。

5.4.36 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构应采用现浇钢筋混凝土结构，挡墙的基础应置于稳定的岩土层内，其埋置深度应符合本规范第 5.4.34 条的规定。

5.4.37 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的设计计算应符合下列规定：

1 计算挡墙整体稳定性和立板内力时，可不考虑挡墙前底板以上土的影响；在计算墙趾板内力时，应计算底板以上填土的自重。

2 计算挡墙实际墙背和墙踵板的土压力时，可不计填料与板间的摩擦力。

3 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的侧向主动土压力宜按第二破裂面法进行计算。当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线或通过墙踵的竖向面作为假想墙背计算，取其中不利状态的侧向压力作为设计控制值。

4 计算立板内力时，侧向压力分布可按图 5.4.37 确定。

5 悬臂式挡墙的立板、墙趾板和墙踵板等结构构件可取单位宽度按悬挑构件进行计算。

6 对扶壁式挡墙，根据其受力特点可按下列简化模型进行内力计算：

1) 立板和墙踵板可根据边界约束条件按三边固定、一边自由的板或以扶壁为支点的连续板进行计算；

2) 墙趾底板可简化为固定在立板上的悬臂板进行计算；

- 3) 扶壁可简化为 T 形悬臂梁进行计算，其中立板为梁的翼缘，扶壁为梁的腹板。
- 7 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的结构构件截面设计应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行。
- 8 挡墙结构应进行混凝土裂缝宽度的验算。迎土面的裂缝宽度不应大于 0.2mm，背土面的裂缝宽度不应大于 0.3mm，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。
- 9 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的抗滑、抗倾稳定性验算应按本标准的第 5.4.33 条规定执行。当存在深部潜在滑面时，应对潜在滑面整体稳定性进行验算。
- 10 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的地基承载力和变形验算按国家现行有关规范执行。

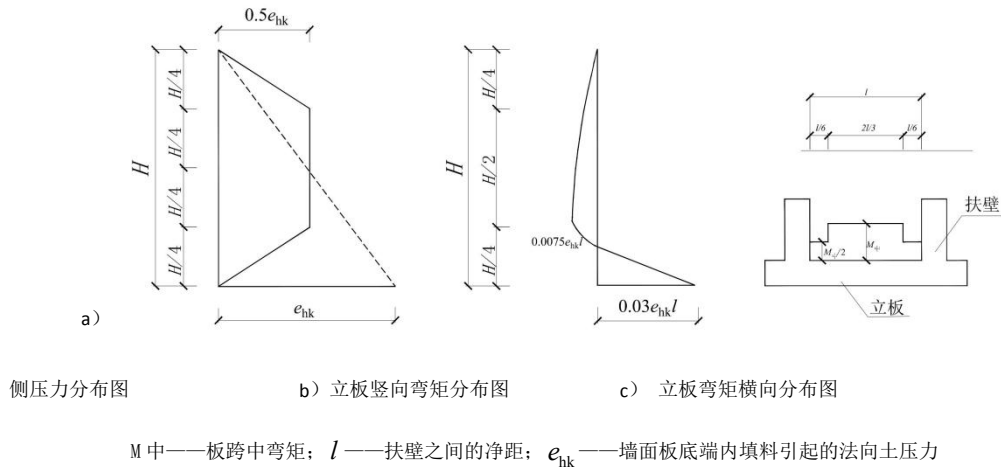


图 5.4.37 扶壁式挡墙侧向压力分布

5.4.38 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的构造设计应符合下列规定：

- 1 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的混凝土强度等级应根据结构承载力和所处环境类别确定，且不应低于 C25。立板和扶壁的混凝土保护层厚度不应小于 35mm，底板的保护层厚度不应小于 40mm。受力钢筋直径不应小于 12mm，间距不宜大于 250mm。
- 2 悬臂式挡墙截面尺寸应根据强度和变形计算确定，立板顶宽和底板厚度不应小于 200mm。当挡墙高度大于 4m 时，宜加根部翼。
- 3 扶壁式挡墙尺寸应根据强度和变形计算确定，并应符合下列规定：
 - 1) 两扶壁之间的距离宜取挡墙高度的 1/3~1/2；
 - 2) 扶壁的厚度宜取扶壁间距的 1/8~1/6，且不宜小于 300mm；
 - 3) 立板顶端和底板的厚度不应小于 200mm；

4) 立板在扶壁处的外伸长度, 宜根据外伸悬臂固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定, 可取两扶壁净距的 0.35 倍。

4 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构构件应根据其受力特点进行配筋设计, 其配筋率、钢筋的连接和锚固等应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

5 当挡墙受滑动稳定控制时, 应采取提高抗滑能力的构造措施。宜在墙底下设防滑键, 其高度应保证键前土体不被挤出。防滑键厚度应根据抗剪强度计算确定, 且不应小于 300mm。

6 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙位于纵向坡度大于 5% 的斜坡时, 基底宜做成台阶形。

7 对软弱地基或填方地基, 当地基承载力不满足设计要求时, 应进行地基处理或采用桩基础方案。

8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的泄水孔设置及构造要求等应按本规范相关规定执行。

9 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙纵向伸缩缝间距宜采用 10m~15m。宜在不同结构单元处和地层性状变化处设置沉降缝; 且沉降缝与伸缩缝宜合并设置。其他要求应符合本标准的第 5.4.34 条的规定。

10 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的墙后填料质量和回填质量应符合本标准第 5.4.34 条的要求。

(VIII) 格宾挡墙支护

5.4.39 格宾挡墙适用于地基承载力较低的边坡防护。格宾挡墙墙高宜小于 6.0m, 当与土工格栅、钢丝网等加筋技术联合使用时, 可提高墙高。

5.4.40 格宾挡墙设计应符合下列规定:

1 当地基软弱、地基承载力达不到设计要求时, 应进行专门的地基处理。

2 格宾挡墙外形可采用外台阶、内台阶、宝塔式等, 见图 5.4.40。

3 箱体网片的网孔形状可制成矩形、菱形、六边形等, 须均匀牢固, 不得扭曲变形。

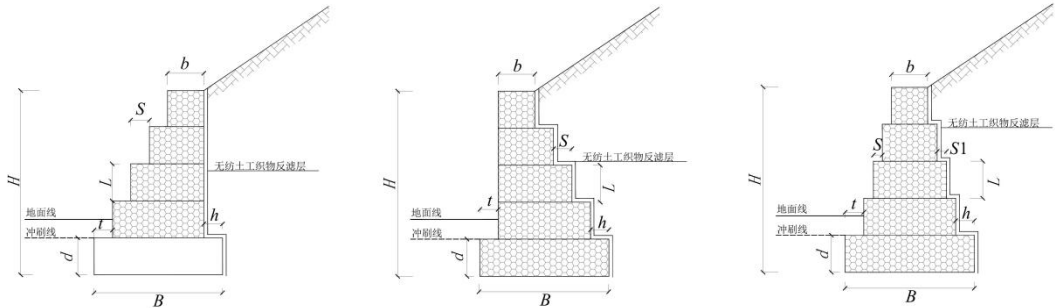
4 网箱可采用镀锌钢丝或高尔凡编制、钢筋笼焊制或采用预制钢筋混凝土箱。

5 石笼内填充物应采用质地坚硬、不易崩解和水解的片石或块石(强度不低于 MU30), 石料粒径宜为 100mm~300mm, 小于 100mm 的粒径不应超过 15%, 且不得用于石笼网格的外露面。

6 格宾挡墙应按重力式挡墙验算稳定性。

7 墙脚受流水冲刷时, 应检算挡墙基础部位的局部冲刷深度。基础埋置深度应在冲刷线以下不小于 0.5m。

- 8 格宾挡墙背应设置一层透水土工布，以防止淤堵。
- 9 格宾挡墙应用于磨蚀环境下时应应对钢丝网面有机涂层进行耐磨试验。



b —顶宽 (m)； B —底宽 (m)； H —墙高 (m)； L —层高 (m)； s —台阶宽 (m)； d —埋深 (m)； t —扩展墙趾宽 (m)； h —扩展墙踵宽 (m)

图 5.4.40 格宾挡墙断面型式

5.4.41 格宾挡墙的施工应符合下列规定：

- 1 叠砌石笼应采用长方体形状，常用规格为长度 1m~4m、宽度 1m、高度 0.5m~1m，当长度大于 1m 时应采用网片分隔成多格笼体。
- 2 填充料平均重度应不低于 17kN/m^3 ，底层石料每块重量应不小于 25kg。
- 3 石笼层与层间砌体宜丁顺交错，上下搭接，且需绑扎。可采用绑扎钢丝或 C 型钉进行现场绑扎。绑扎钢丝应按间隔 100~150mm 单圈缠绕-双圈锁紧相间隔的方式绞合；C 型钉间距不宜大于 200mm，C 型钉最小拉开拉力值应不低于 2.0kN。

(IX) 微型桩支护

5.4.42 微型桩支护结构适用于开挖土石方形成的边坡支挡、边坡加固以及小型浅层边坡治理；边坡支挡高度不宜大于 6.0m。

5.4.43 微型桩支护设计应符合下列规定：

- 1 微型桩的直径宜为 150mm~350mm，受力筋应采用型钢、钢筋笼、钢管或其组合形式；配置型钢时，宜选用 (16~22) 号工字钢或 H 型钢。
- 2 微型桩支护设计内容应包括：平面布置、断面布置、桩群和单桩承受的边坡推力及单桩内力计算、桩群和单桩水平承载力验算、单桩结构、桩群连系梁和构造设计。

- 3 当开挖形成桩体裸露，支护微型桩间可设置挡土板或其他措施维持岩（土）体稳定。
 - 4 微型桩平面布置形式、直径及骨架的结构尺寸应根据地质条件、环境条件等因素确定。
 - 5 微型桩支护结构宜采用多排组合布置，排间距的确定应避免产生群桩效应，加固岩质边坡时可不考虑群桩效应。桩顶上宜设置连系梁或板等构件，将桩连接在一起，连系梁可采用横向连接、纵向连接或框架式连接，连梁上可设置预应力锚杆。
 - 6 微型桩的变形、内力及整体稳定性宜采用数值模拟方法进行计算。
 - 7 微型桩的嵌固深度应满足桩的抗拉拔强度，初步选定时，对于土质边坡，微型桩嵌固长度不宜小于潜在滑面以上长度的 1.0 倍，最终应根据计算确定。
 - 8 桩顶连系梁或板的配筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于受弯构件的相关规定。
- 5.4.44** 微型桩采用的灌注材料应具有较好的和易性、可塑性、黏聚性、流动性和自密实性；当采用管送或泵送混凝土时，应选用圆形骨料，骨料的粒径不应大于纵向钢筋净距的 1/4，且不应大于 15mm。

5.5 边坡变形控制

- 5.5.1** 边坡监测方案设计应根据地质条件、边坡安全等级、施工安全、防治效果、不同监测阶段工作任务及监测条件，确定监测范围、对象、内容及监测方法，进行监测网、监测断面和监测点布置设计，确定监测周期和监测频率及精度要求。边坡监测方法、监测内容、监测项目、监测设备、监测环境条件等均应符合本标准第 3.3 节的相关规定。
- 5.5.2** 边坡工程设计遇下列情形应进行变形分析计算，按变形控制原则进行设计：
- 1 坡顶有重要建（构）筑物位于岩土质边坡塌滑区、土质边坡 1 倍坡高范围和岩质边坡 0.5 倍坡高范围内。
 - 2 建（构）筑物及管线等对变形控制有较高要求。
- 5.5.3** 坡顶有重要建（构）筑物的下列边坡应优先采用排桩式锚杆挡墙、锚拉式桩板挡墙或抗滑桩板式挡墙等主动受力、变形较小、对边坡稳定性和建筑物地基基础扰动小的支护结构：
- 1 建（构）筑物基础置于塌滑区内的边坡。
 - 2 存在外倾软弱结构面或坡体软弱、开挖后稳定性较差的边坡。
 - 3 建（构）筑物及管线等对变形控制有较高要求的边坡。

4 采用其他支护方案在施工期可能降低边坡稳定性的边坡。

5.5.4 坡顶有重要建（构）筑物的边坡工程设计应符合下列规定：

1 应调查建（构）筑物的结构形式、基础平面布置、基础荷载、基础类型、埋置深度、建（构）筑物的开裂及场地变形以及地下管线等现状情况。

2 应根据基础方案、构造做法和基础到边坡的距离等因素，考虑建筑物基础与边坡支护结构的相互影响。

1) 应考虑建筑物基础传递的垂直荷载、水平荷载和弯矩等对边坡支护结构强度和变形的影响，并应对边坡稳定性进行验算；

2) 应考虑边坡变形对地基承载力和基础变形的不利影响，并应对建筑物基础和地基稳定性进行验算。

3 边坡支护结构距建（构）筑物基础外边缘的最小安全距离应满足坡顶建筑（构）物抗倾覆、基础嵌固和传递水平荷载等要求，其值应根据设防烈度、边坡的稳定性、边坡岩土构成、边坡高度和建筑高度等因素并结合地区工程经验综合确定；不满足时应根据工程和现场条件采取有效加固措施。

4 对于有外倾结构面的岩质边坡以及土质边坡，边坡开挖后不应使建（构）筑物的基础置于有临空且有外倾软弱结构面的岩体和稳定性极差的土质边坡塌滑区。

5 应避免坡顶重要建（构）筑物产生的垂直荷载直接作用在边坡潜在塌滑体上；应采取桩基础、加深基础、增设地下室或降低边坡高度等措施，将建（构）筑物的荷载直接传至边坡潜在破裂面以下足够深度的稳定岩土层内。

6 应考虑新建建（构）筑物基础施工过程中引起地下水变化对既有边坡稳定性的影响。

7 位于抗震设防区，边坡支护结构抗震设计应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定；坡顶的建（构）筑物的抗震设计应按抗震不利地段考虑，地震效应放大系数应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

8 新建建（构）筑物的部分荷载作用于原有边坡支护结构而使其安全度和耐久性不满足要求时，应按现行国家标准《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843 的要求进行加固处理。

5.5.5 无外倾结构面的岩土质边坡，当对支护结构变形有控制要求或坡顶有重要建（构）筑物时，按表 5.5.5 确定支护结构上的岩土侧向压力。

表 5.5.5 侧向岩土压力的修正

支护结构变形有控制要求或坡顶重要建（构）筑物位置 a		侧向岩土压力取值
土质边坡	对支护结构变形控制严格 或 $a < 0.5H$	E_0
	对支护结构变形控制较严格 或 $0.5H \leq a < 1.0H$	$E'_a = (E_0 + E_a) / 2$
	对支护结构变形控制不严格 或 $a > 1.0H$	E_a
岩质边坡	对支护结构变形控制严格 或 $a < 0.5H$	$E'_a = \beta_1 E_a$
	对支护结构变形控制不严格 或 $a \geq 0.5H$	E_a

- 注：1 E_a ——主动岩土压力合力， E'_a ——修正主动岩土压力合力， E_0 ——静止土压力合力；
2 β_1 ——主动岩石压力修正系数；
3 a ——坡脚线到坡顶重要建（构）筑物基础外边缘的水平距离；
4 对多层建筑物，当基础浅埋时 H 取边坡高度，当基础埋深较大时，若基础周边与岩土间设置摩擦小的软性材料隔离层，能使基础垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内且其水平荷载对边坡不造成较大影响，则 H 可从隔离层下端算至坡底；否则， H 仍取边坡高度；
5 对高层建筑物应设置钢筋混凝土地下室，并在地下室侧墙临边坡一侧设置摩擦小的软性材料隔离层，使建筑物基础的水平荷载不传给支护结构，并应将建筑物垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内时， H 可从地下室底标高算至坡底；否则， H 仍取边坡高度。

5.5.6 坡顶邻近有重要建（构）筑物时，尚应根据其重要性、周边环境特点、坡体岩土性状以及支护结构施工工艺等因素采取预加固或预处理措施确保边坡稳定和环境安全。

5.5.7 岩质边坡主动岩石压力的修正系数 β_1 ，可根据边坡岩体类别按表 5.5.7 确定。

表 5.5.7 主动岩石压力修正系数

边坡岩体类别	I	II	III	IV
主动岩石压力修正系数 β_1	1.30		1.30~1.45	1.45~1.55

- 注：1 当裂隙发育时取大值，裂隙不发育时取小值；
2 对支护结构变形有控制要求或坡顶有重要建（构）筑物时取大值。

5.5.8 有外倾结构面的岩土质边坡，当对支护结构变形有控制要求或坡顶有重要建（构）筑物时，侧压力修正应符合下列规定：

1 对有外倾结构面的土质边坡，其侧压力修正值应按本标准附录 D 计算后乘以 1.30 的增大系数，应按本标准第 5.5.5 计算值比较，取两个计算结果的最大值。

2 对有外倾结构面的岩质边坡，其侧压力修正值应取以下两个计算结果的大值：

- 1) 按本标准 D.0.7 条 (或 D.0.8 条) 计算并乘以增大系数 1.15 的岩石压力值;
 - 2) 按本标准 5.5.5 条计算的岩石压力值。
- 5.5.9** 采用锚杆挡墙的岩土质边坡侧压力设计值应按 5.5.5 规定计算的岩土侧压力修正值和本标准第 5.4.12 条计算的岩土侧压力修正值两者中的大值确定。
- 5.5.10** 边坡工程变形控制应符合下列规定:
- 1 支护结构的混凝土强度等级不应低于 C30。
 - 2 在已有边坡坡顶新建重要建(构)筑物时, 穿越边坡滑塌体及软弱结构面高度范围的新建重要建(构)筑物基础周边与岩土间应设有摩擦小的软性材料隔离层, 使基础垂直荷载传递至边坡破裂面及软弱结构面以下足够深度的稳定岩土层内。
 - 3 穿越边坡滑塌体及软弱结构面的桩基础经隔离处理后, 应按国家现行相关标准的规定加强基础结构配筋及基础节点构造, 桩身最小配筋率不宜小于 0.60%。
 - 4 边坡支护结构及其锚杆的设置应注意避免与坡顶建筑结构及其基础相碰。
 - 5 设计时应明确提出避免对周边环境和坡顶建(构)筑物、道路及管线等造成伤害的技术要求和措施。当边坡开挖需要降水时, 应考虑降水、排水对坡顶建筑物、道路、管线及边坡可能产生的不利影响, 并有避免造成结构性损坏的措施。
 - 6 坡顶邻近有重要建(构)筑物时, 应根据其重要性、对变形的适应能力和岩土性状等因素, 按当地经验确定边坡支护结构的变形允许值, 并应采取措施避免边坡支护结构过大变形和地下水的变化、施工因素的干扰等造成坡顶建(构)筑物结构开裂及其基础沉降超过允许值。

6 滑坡工程

6.1 一般规定

- 6.1.1** 滑坡工程适用于各类工程建设引发的滑坡或潜在滑坡，不包括滑坡应急抢险工程。
- 6.1.2** 滑坡勘察应按设计阶段循序渐进，采用综合勘察方法，查明滑坡范围、性质、成因、规模及危害程序，提供设计所需要的岩土物理力学参数，评价滑坡稳定状况，预测滑坡发展趋势。
- 6.1.3** 滑坡防治设计应综合考虑环境地质条件、滑坡失稳机理以及承灾体危害和防治工程等因素；遵循以防为主、防治结合、彻底治理的原则；采用综合治理措施，因地制宜、科学设计、安全施工，保证滑坡稳定。
- 6.1.4** 滑坡防治设计应根据滑坡性质、规模及分布范围，判定滑坡危及的范围及其危害对象，分析评价滑坡的危害性，确定滑坡防治工程的重要性等级，重要性等级的划分应符合现行国家标准《滑坡防治设计规范》GB/T 38509 的规定。
- 6.1.5** 滑坡防治设计使用年限不应低于所保护或受其影响的建（构）筑物的设计使用年限。
- 6.1.6** 滑坡防治设计应进行动态设计，其工作应贯穿防治工程的全过程。
- 6.1.7** 特级滑坡防治工程，应对其稳定性评价和防治措施进行专门论证。

6.2 抗剪强度指标

- 6.2.1** 滑坡岩土体抗剪强度指标应根据室内外试验成果、相同地质条件下类似工程岩土经验值和反算分析值，并结合滑坡可能出现的最不利情况，综合对比分析确定。对重要工程以及对参数敏感的工程应进行专门研究。
- 6.2.2** 滑动面（带）土的抗剪强度指标应根据滑坡受力状态、物质成分、滑动面形态、含水状态等进行分段选取，并应符合下列规定：
- 1** 处于蠕动阶段、滑坡体内未曾有过位移的潜在滑动面（带）的滑坡，以及潜在滑坡，宜采用峰值强度指标。
 - 2** 处于整体滑动状态或已出现滑移的滑坡，宜采用残余强度指标。
 - 3** 处于变形阶段的滑坡，可在峰值强度指标与残余强度指标之间取值，并结合反算强度值，进行综合选取。
- 6.2.3** 结构面抗剪强度指标取值应符合下列规定：

- 1 硬质结构面应取峰值强度的小值平均值。
- 2 软弱夹层及软弱结构面应取屈服强度。
- 3 泥化夹层应取残余强度。

6.2.4 已经产生的滑坡或有滑动迹象的滑坡，可采用反算法确定滑动面（带）土的抗剪强度指标，并应遵循下列原则：

- 1 反算法可用于正常工况下不稳定、欠稳定和基本稳定滑坡，不宜用于已稳定滑坡。
- 2 反算时，宜根据不同部位滑动面（带）的物质组成、密实度和含水状态等情况，结合试验值和经验数据，给定牵引段、抗滑段滑动面（带）的抗剪强度值，反算主滑段滑动面（带）的抗剪强度值。
- 3 反算时，应根据滑动迹象和变形特征，判断滑坡所处的滑动状态，确定滑坡稳定系数。当滑坡处于整体蠕动状态时，滑坡稳定系数可取 1.00~1.05；当滑坡处于整体滑动状态时，滑坡稳定系数可取 0.95~1.00。

6.3 滑坡稳定性评价

6.3.1 滑坡稳定性评价，应根据滑坡的性质、规模、诱发因素、滑坡变形状况、滑坡区的工程地质和水文地质条件等，采用定性与定量相结合的综合评价方法，确定滑坡的稳定状况，预测滑坡发展趋势。

6.3.2 滑坡稳定性定性分析时应符合下列规定：

- 1 根据已变形的斜坡与周围稳定斜坡的地貌特征，以当地类似地质条件下的各类滑坡在不同发育阶段的地貌特征为依据，进行滑坡地貌形态演变对比分析。
- 2 根据滑坡工程地质平面图、断面图、滑床顶面等高线图及滑坡体内过湿带的变化等，以当地类似地质条件下的地质断面特征为依据，进行滑坡地质条件对比分析。
- 3 从分析滑动因素的变化入手，找出影响滑动的主要作用因素。
- 4 根据不同滑动阶段的滑动迹象和滑坡变形监测数据信息分析，判断滑坡当前所处的变形阶段和稳定状态。

6.3.3 滑坡稳定性定量分析时应符合下列规定：

- 1 定量分析应以定性分析为基础。
- 2 根据滑坡地形地貌、工程地质条件以及滑体各部位的变形特征，分区段选择有代表性的断面进行稳定性计算。
- 3 根据滑坡所处的条件确定滑坡稳定性计算工况。

4 存在多个滑动面的滑坡，应分别对各个滑动面及其组合进行稳定性计算分析，综合考虑深层滑动面（带）的整体稳定性，并取最小稳定系数和最深滑动面（带）作为设计控制。

5 滑坡稳定性的定量分析应采用极限平衡法，地质复杂、规模大的滑坡稳定性可结合数值模拟进行综合评价。

6 滑坡稳定性计算结果应结合滑坡地形地质条件、变形迹象和稳定状态等进行校核，验证评价结论的准确性。

6.3.4 滑坡稳定状态划分可按表 6.3.4 确定。

表 6.3.4 滑坡稳定状态划分

滑坡稳定状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定
滑坡稳定系数 F_s	$F_s < 1.0$	$1.0 \leq F_s < 1.05$	$1.05 \leq F_s < K_s$	$F_s > K_s$

注： K_s 滑坡抗滑稳定设计安全系数，按表 6.3.7 取。

6.3.5 滑坡稳定性分析采用的荷载组合应符合下列规定：

- 1 基本荷载包括滑体自重、地下水稳定水位时的孔隙水压力等。
- 2 特殊荷载包括降雨汇集的地表水和入渗坡体的地下水引起的水压力，滑坡体由于地震作用而受到的水平向和竖向荷载。
- 3 附加荷载包括滑体上的建筑物荷载、交通荷载、施工临时堆载。
- 4 其他荷载包括大型水型水体（海洋、湖泊、江河、水库等）对滑体产生的水压力。

6.3.6 滑坡稳定性分析的设计和校核应符合下列规定：

- 1 工况 I—基本组合，为设计工况，考虑基本荷载。
- 2 工况 II—特殊组合，为校核工况，考虑基本荷载+降雨荷载。
- 3 工况 III—特殊组合，为校核工况，考虑基本荷载+地震荷载。
- 4 工况 IV—特殊组合，为校核工况，考虑基本荷载+降雨荷载+地震荷载。
- 5 滑坡防治设计的荷载组合应根据具体情况对特殊组合增加附加荷载和其他荷载。

6.3.7 依据滑坡防治等级和荷载组合，滑坡抗滑稳定设计安全系数取值应按表 6.3.7 确定。

表 6.3.7 滑坡抗滑稳定设计安全系数取值

防治等级	设计	校核		
	工况 I	工况 II	工况 III	工况 IV
I 级	1.30	1.25	1.15	1.05
II 级	1.25	1.20	1.10	1.02

Ⅲ级	1.20	1.15	1.05	不考虑
----	------	------	------	-----

6.3.8 排水工程和临时工程对滑坡稳定系数的提高可作为设计安全储备，在稳定性分析时可不予以考虑。采用排水隧洞时，滑坡稳定性计算应考虑其提高滑动面（带）土的抗剪强度、降低地下水位等有利滑坡稳定的作用和影响。

6.4 滑坡推力计算

6.4.1 滑动面为圆弧形时，宜采用简化的 Bishop 法，滑动面为折线形时，宜采用传递系数法，对由两组及以上节理裂隙等结构面切割形成楔形体滑体的滑坡，宜采用楔形体法。

6.4.2 滑坡推力计算与取值应符合下列要求：

- 1 滑动面（带）土 c 、 ϕ 取值应考虑滑坡防治工程修建对滑坡岩土体长期性能的影响。
- 2 根据拟设支挡位置计算滑坡推力，采用使用年限内各种最不利条件与作用因素可能组合下滑坡的最大推力。
- 3 计算结果应结合有关工程经验或工程地质类比法分析进行校核。

6.4.3 滑面为圆弧形、折线形、平面形或楔形体时，滑坡推力可按本标准附录 C 相关规定进行计算。

6.4.4 考虑地震作用的滑坡推力计算，地震影响系数取值应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

6.5 抗滑工程结构设计

6.5.1 滑坡防治设计应根据滑坡类型、规模、稳定状态及危害程度，并结合建（构）筑物情况采取防排水、减载、反压与支挡相结合的综合治理措施；支挡结构可采用抗滑桩、锚（杆）索、挡土墙、桩板墙、微型桩等结构或组合型式。

6.5.2 抗滑工程结构设计应满足各种设计荷载组合下支挡结构的稳定性和耐久性要求；结构类型选择及设置位置应满足安全可靠、经济合理、便于施工和养护的要求；结构材料应符合环保、耐久的要求。

6.5.3 根据滑坡特点和工程需要，抗滑桩可采用埋入式抗滑桩、悬臂式抗滑桩、预应力锚索抗滑桩等。

6.5.4 抗滑桩设计应遵循下列原则：

1 桩的平面布置、桩长和截面尺寸应按安全可靠、经济合理，与周围环境相协调的原则确定。

2 抗滑桩宜布置在滑体厚度较薄、推力较小、锚固段地基强度较高且锚固段地层稳定的地段。

3 抗滑桩截面的长边应沿主滑方向布置。

4 下滑力较大的滑坡宜采用分级抗滑支挡或多排抗滑桩；当采用多排抗滑桩支挡时，各排桩之间宜有一定的搭接长度。

5 抗滑桩桩间距宜为 5.0m~10m，桩长不宜大于 35.0m，滑动面（带）埋深大于 25.0m 的滑坡，应论证抗滑桩阻滑的可行性。

6 设置抗滑桩后应复核和验算滑坡整体稳定性、桩顶以上岩土体稳定性、桩间岩土体稳定性，防止滑体从桩顶滑出或从桩底产生新的深层滑动。

7 抗滑桩桩底支承应结合地层情况和桩底锚固深度，采用自由端或铰支端。

6.5.5 悬臂式抗滑桩滑动面以上的桩身内力，应根据滑坡推力和桩前滑体抗力计算。滑动面以下的桩身变位和内力，应根据滑动面处的弯矩和剪力，按弹性地基梁进行计算，并根据地基系数的分布情况选用相应的计算方法。土质地基的地基系数宜采用“*m*”法；岩质地基的地基系数宜采用“*K*”法。地基系数可按本标准附录 E 采用。

6.5.6 悬臂式抗滑桩锚固深度应根据地基的水平承载力特征值确定，当需要控制桩的变位时，最大变位应不超过容许值，并应符合下列规定：

1 地层为岩层时，桩的最大水平压应力 σ_{max} 应小于或等于地基的水平承载力特征值 f_{a0} 。桩为矩形截面时，地基的水平承载力特征值可按式（6.5.6-1）计算：

$$f_{a0} = K_H \eta R_C \quad (6.5.6-1)$$

式中： f_{a0} ——地基的水平承载力特征值（kPa）；

K_H ——水平方向换算系数，根据岩层构造，可取 0.5~1.0；

η ——折减系数，根据岩层的裂缝、风化及软化程度，可取 0.3~0.45；

R_C ——岩石天然单轴抗压极限强度标准值（kPa）。

2 地层为土层或风化岩、砂砾状岩层时，滑动面以下深度为 $h_2/3$ 和 $h_2/4$ （ h_2 为滑动面以下桩长）处的水平应力应小于或等于地基的水平承载力特征值。当地面无横坡或横坡较小

时，地基 y 点的水平承载力特征值可按式 (6.5.6-2)计算；地面横坡 i 较大且 $i \leq \varphi_0$ 时，地基 y 点的水平承载力特征值可按式(6.5.6-3)计算：

$$f_{a0} = \frac{4}{\cos\varphi} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \tan \varphi + c] \quad (6.5.6-2)$$

式中： φ —— 滑动面以下土体的内摩擦角($^\circ$)；

γ_1 ——滑动面以上土体的重度 (kN/m^3) ；

h_1 ——设桩处滑动面至地面的距离(m)；

γ_2 ——滑动面以下土体的重度 (kN/m^3) ；

y ——滑动面至计算点的距离 (m)；

c ——滑动面以下土体的黏聚力(kN/m^2)

$$f_{a0} = 4(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \frac{\cos^2 i \sqrt{\cos^2 i \cos^2 \varphi_0}}{\cos^2 \varphi_0} \quad (6.5.6-3)$$

式中： φ_0 —— 滑动面以下土体的综合内摩擦角($^\circ$)；

i ——地面横坡 ($^\circ$) 。

6.5.7 悬臂式抗滑桩的变形系数应根据地基系数分布情况，按下列方法计算确定：

1 当锚固段地基系数为常数 K 时，桩的变形系数可按式 (6.5.7-1)计算：

$$\beta = \left(\frac{KB_p}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (6.5.7-1)$$

式中： β ——桩的变形系数 (m^{-1})；

K ——地基系数 (kPa/m)；

B_p ——桩的计算宽度(m)，对矩形桩 $B_p = b + 1$ (b 为矩形桩的设计宽度) ；

E ——桩的钢筋混凝土弹性模量(kPa)， $E = 0.8E_c$ ；

E_c ——混凝土弹性模量(kPa)；

I ——桩的截面惯性矩(m^4)。

2 当锚固段地基系数为三角形分布时，桩的变形系数可按式(6.5.7-2)计算：

$$\alpha = \left(\frac{mB_p}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (6.5.7-2)$$

式中： α ——桩的变形系数 (m^{-1})；

m ——随深度增加的土质地基系数 (kPa/m^2)。

3 锚固段地基系数为梯形分布时, 可将桩分成若干小段, 每小段内采用常数分布近似计算。

6.5.8 矩形悬臂式抗滑桩纵向受拉钢筋配置数量应根据弯矩图分段确定, 其截面积可按式(6.5.8-1)或按式(6.5.8-2)计算, 且要求满足条件 $\xi \leq \zeta_b$ 。当采用直径 $d \leq 25\text{mm}$ HRB400 级热轧钢筋时, 相对界限受压区高度系数取 $\zeta_b = 0.544$; 当采用直径 $d = 28 \sim 40\text{mm}$ HRB400 级热轧钢筋时, 取 $\zeta_b = 0.566$ 。计算系数 ζ 、 γ_s 、 α_s 可分别由式(6.5.8-3)、式(6.5.8-4)、式(6.5.8-5)确定:

$$A_s = \frac{K_1 M}{\gamma_s f_y h_0} \quad (6.5.8-1)$$

或

$$A_s = \frac{K_1 \zeta f_{cm} b h_0}{f_y} \quad (6.5.8-2)$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} \quad (6.5.8-3)$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (6.5.8-4)$$

$$\alpha_s = \frac{K_1 M}{f_{cm} b h_0^2} \quad (6.5.8-5)$$

式中: A_s ——纵向受拉钢筋截面面积(mm^2);

K_1 ——抗滑桩受弯强度设计安全系数, 取 1.05;

M ——抗滑桩设计弯矩($\text{N}\cdot\text{mm}$);

f_y ——受拉钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

h_0 ——抗滑桩截面有效高度 (mm);

f_{cm} ——混凝土弯曲抗压强度设计值 (N/mm^2);

b ——抗滑桩截面宽度(mm)。

6.5.9 矩形悬臂式抗滑桩应进行斜截面抗剪强度验算, 以确定箍筋的配置, 配置量按式(6.5.9-1)、式(6.5.9-2)计算确定:

$$V_{cs} = 0.7f_t b h_0 + 1.5f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.5.9-1)$$

且要求满足条件

$$0.25f_cbh_0 \geq K_2V \quad (6.5.9-2)$$

式中： V_{cs} ——抗滑桩斜截面上混凝土和箍筋受剪承载力 (N)；

f_t ——混凝土轴心抗拉设计强度值 (N/mm²)；

b ——抗滑桩截面宽度(mm)；

h_0 ——抗滑桩截面有效高度 (mm)；

f_{yv} ——箍筋抗拉设计强度设计值(N/mm²)，取值应不大于 310 N/mm² ；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋的全部截面面积 (mm²) ；

S ——抗滑桩箍筋间距 (mm)；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm²) ；

K_2 ——抗滑桩斜截面受剪强度设计安全系数，取 1.10；

V ——抗滑桩设计剪力(N)。

6.5.10 抗滑桩结构应设计按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 进行，其荷载分项系数取值应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 、现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB5 0007 的有关规定。一般情况下，永久荷载分项系数可采用 1.35。

6.5.11 抗滑桩桩身应按受弯构件设计。无特殊要求时，可不进行变形、抗裂、挠度等验算。

6.5.12 抗滑桩构造设计应满足下列要求：

1 抗滑桩截面形状宜为矩形，截面尺寸应根据滑坡推力大小、桩间距、锚固段地基水平承载力等因素确定，截面宽度宜为 1.5m~3.0m，截面高度宜为 2.0m~4.0m。

2 桩身混凝土强度等级不应低于 C30，当地下水存在侵蚀性时，应根据水质情况按有关规定选用水泥。

3 抗滑桩井口应设置锁口，桩井位于土和风化破碎岩层时宜设置护壁，锁口和护壁混凝土强度等级不应低于 C20。

4 纵向受拉钢筋应采用 HRB400 级以上的带肋钢筋或型钢，钢筋直径不宜小于 25mm，净距宜为 120mm~250mm，困难情况下可适当减小，但不得小于 80mm。采用束筋时，每束不宜多于三根。配置单排钢筋有困难时，可设置为两排或三排，排距宜为 120mm~200mm。钢筋笼的混凝土保护层有护壁时可采用 50mm，无护壁时可采用 70mm。

5 桩内不宜配置弯起钢筋，可采用调整箍筋的直径、间距和桩身截面尺寸等措施，满足斜截面的抗剪强度要求。

6 箍筋可采用 HRB400 钢，肢数不宜多于 4 肢，其直径不宜小于 14mm，间距不应大于 400mm。

7 桩的两侧及受压边，应适当配置纵向构造钢筋，钢筋直径不宜小于 16mm，间距宜不应大于 300mm。桩的受压边两侧，应配置架立钢筋，其直径宜不小于 16mm。当桩身较长时，纵向构造钢筋和架立钢筋的直径应加粗。当采用锚索桩时，受压侧应配置受力钢筋。

8 桩板式抗滑挡墙挡土板与桩的搭接长度不应小于 1 倍板厚，平台宽度比搭接长度宜宽 20mm~30mm；挡土板钢筋保护厚度，外侧不应小于 35mm，板内侧不应小于 50mm。挡土板主筋可采用 HRB400 钢。

9 钢筋接头宜采用钢筋机械连接接头、焊接接头、钢筋接头宜设在受力较小区段，并宜错开布置。同一区段内有接头的纵向受力钢筋截面面积不宜超过纵向受力钢筋总截面面积的 50%。钢筋机械连接接头适用于 HRB400 带肋钢筋的连接。机械接头应符合现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 的有关规定。

6.5.13 预应力锚索抗滑桩宜按超静定体系设计。桩锚和地基应按弹性协调变形计算，桩身变位和内力采用水平变形约束的地基系数法进行计算，并应满足下列要求：

1 预应力锚索抗滑桩设计，应与周围环境和其他工程相结合，避免由于锚索设置影响其他构筑物的施工和安全。

2 抗滑桩桩顶位移应严格限制，不应超出锚索自由段允许的弹性变形量。

3 当滑坡体蠕滑明显，预应力锚索张拉锁定锚固力宜为设计锚固力的 50%~80%。

4 锚拉桩的锚固段长度应按桩侧最大压应力不大于地基水平承载力特征值的要求确定。

5 每根桩上应预留锚孔，锚孔距桩顶距离不应小于 0.5m。

6 预应力锚索设计应满足本标准相关条款要求。

6.5.14 预应力锚索宜用于岩质滑坡加固，不宜单独用于土质滑坡。当用于土质滑坡时，锚固段应置于滑动面以下稳定的岩层中，并宜与抗滑桩等其他抗滑结构共同组成抗滑支挡体系，且应考虑由于土体变形引起的锚索预应力损失。腐蚀性环境中不宜采用预应力锚索，必须采用时应严格采用防腐措施。

6.5.15 采用预应力锚索加固滑坡时，应根据滑坡地质条件、性质、规模、破坏模式、稳定状况及稳定性计算结论等对锚固方案的合理性、安全性进行技术经济论证。

6.5.16 锚固形式应根据边坡岩土体类型、工程特征、锚索承载力大小、锚材料和长度、施工工艺等条件综合确定。对软质岩、风化岩地层，宜采用压力分散型锚索；对强度较高的硬质岩石地层，可采取拉（压）力集中型锚索。

6.5.17 预应力锚索设计锚固力,应根据滑坡锚固位置确定的滑坡推力设计值,按式(6.5.17)计算确定。

$$T_k = \frac{E}{\sin(\alpha+\beta)\tan\varphi+\cos(\alpha+\beta)} \quad (6.5.17)$$

式中: T_k ——预应力锚索设计锚固力 (kN) ;

E ——预应力锚索承担的滑坡推力设计值 (kN) ;

α ——锚索与滑动面相交处的滑动面的倾角 (°) ;

β ——锚索与水平面的夹角 (°) ;

φ ——滑动面内摩擦角 (°) 。

6.5.18 预应力锚索长度不宜大于 50.0m。单束锚索设计拉力宜为 500kN~2500kN。锚索间距应以设计的锚固力能对地基提供最大的张拉力为标准,宜为 3.0m~6.0m,最小间距不应小于 2.5m。

6.5.19 锚索与水平面的下俯倾角不宜大于 45°,宜采用 15°~30°。

6.5.20 锚索锚固段长度可按下式估算,并取其中较大值:

$$l_a \geq \frac{F_b T_k}{n\pi d \xi f_{ms} \psi} \quad (6.5.21-1)$$

$$l_a \geq \frac{F_b T_k}{\pi D f_{mg} \psi} \quad (6.5.21-2)$$

式中: l_a ——锚固段长度 (m) ;

F_b ——锚固设计抗拔安全系数;

T_k ——锚索设计锚固力 (kN) ;

n ——钢绞线根数 (根) ;

d ——钢绞线直径 (mm) ;

D ——锚固段的钻孔直径 (mm) ;

f_{ms} ——注浆体与锚索界面黏结强度设计值 (MP_a) ;

f_{mg} ——注浆体与钻孔界面黏结强度标准值 (MP_a) ;

Ξ——采用 2 根或 2 根以上钢筋或钢绞线时，界面的黏结强度降低系数，取 0.6~0.85；

Ψ——锚固长度对黏结强度的影响系数，应由试验确定，无试验资料时，可按表 6.5.20 取值。

表 6.5.20 锚固段长度对黏结强度的影响系数Ψ建议值

锚固 地层	土层					岩石				
	锚固段长 度 (m)	14~ 18	10~ 14	10	10~6	6~4	9~10	6~9	6	6~3
Ψ值	0.8~ 0.6	1.0~ 0.8	1.0	1.0~ 1.3	1.3~ 1.6	0.8~ 0.6	1.0~ 0.8	1.0	1.0~ 1.3	1.3~ 1.6

6.5.21 锚索的截面积应按下式确定：

$$A_s = \frac{F_b T_k}{f_{ptk}} \quad (6.5.21)$$

式中： f_{ptk} ——钢绞线的抗拉强度标准值（ kP_a ）。

6.5.22 压力分散型锚索锚固段注浆体承压面积应按下式验算：

$$F_p T_k \leq 1.35 A_p \left(\frac{A_m}{A_p} \right)^{0.5} \eta f_c \quad (6.5.23)$$

式中： F_p ——单元锚索锚固注浆体局部抗压安全系数，取 2.0；

A_p ——单元锚索承载体与锚固段注浆体横截面的净接触面积，即毛受压面积扣除孔道面积（ mm^2 ）；

A_m ——锚索锚固段注浆体的横截面面积（ mm^2 ）；

η ——有侧限锚固段注浆体的强度增大系数，由试验确定；

f_c ——锚固段注浆体的轴心抗压强度设计值（ MP_a ）。

6.5.23 锚索总长度应由锚固段长度、自由段长度以及张拉段长度组成。各部分长度确定应满足下列要求：

1 在确定锚索锚固段长度时，应取地层和注浆体间黏结长度与注浆体和锚索体间黏结长度中的大值，且不应该小于 3.0m，也不应大于 10.0m。当计算确定的锚固段长度大于 10.0m 时，宜采取改善锚固段岩体质量、改变锚头结构或扩大锚固段直径等措施。

2 锚索自由段长度受稳定地层界面控制，在设计中应考虑自由段伸入滑动面或潜在滑动面的长度不小于 1.0m，且自由段长度不得小于 5.0m。

3 张拉段长度应根据张拉机具确定，锚索外露部分长度宜为 1.5m。

6.5.24 预应力锚索构造设计应符合下列要求：

- 1 预应力锚索应由锚固段、自由段和锚头组成，锚头应由垫墩、钢垫板和锚具组成。
- 2 预应力筋每隔 1.5m~2.0m 应设置隔离架。
- 3 预应力锚筋的保护层厚度不应小于 20mm。

6.5.25 预应力锚索防腐等级和措施应符合下列要求：

1 腐蚀性环境中的锚索应采用 I 级双层防腐保护，非腐蚀性环境中的锚索可采用 II 级防腐保护。锚索 I、II 级防腐保护要求应符合表 6.5.25 的要求。

2 锚固段、自由段及锚头的防腐材料和构造，应在锚索施工及使用期内不发生损坏，且不影响锚索的功能。

表 6.5.25 锚索 I、II 级防腐保护要求

防腐保护等级	锚索类型	预应力锚索和锚具的防腐要求		
		锚头	自由段	锚固段
I	拉力型	采用过渡管，锚具用混凝土封装或钢罩保护	采用注入油脂的护套，或无黏结钢绞线，或有外套保护管的无黏结钢绞线	采用注入水泥浆的波纹管
	压力型	采用过渡管，锚具用混凝土封装或钢罩保护	采用无黏结钢绞线	采用无黏结钢绞线
II	拉力型	采用过渡管，锚具用混凝土封装或钢罩注油保护	采用注入油脂的护套，或无黏结钢绞线	注浆

6.5.26 注浆采用的水泥砂浆应采用普通硅酸盐水泥，水泥强度等级不应低于 42.5MPa。水灰比宜为 0.4~0.5，灰砂比宜为 0.8~1.5；浆体材料 28d 的无侧限抗压强度不应小于 30MPa。注浆压力应根据工程条件和设计要求确定，保证浆体灌注密实。

6.5.27 预应力锚固坡面传力结构形式可根据坡体工程地质及水文地质条件、坡体高度、施工方法等选择格子梁、肋板梁或单锚墩。梁结构应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。

6.5.28 梁截面可采用矩形或 T 形。格子梁宽度不得小于 0.4m，地梁和单锚墩截面厚度不得小于 0.4m，单锚墩边长不宜小于 0.8m。梁底嵌入坡面岩体内深度不宜小于 0.2m。格子梁单元性状可采用矩形或菱形，当采用矩形时，梁单元尺寸不宜小于 3.0m×3.0m；当采用菱形时，梁单元尺寸不宜小于 5.0m×3.0m。

6.5.29 在锚固工程施工初期，应进行预应力锚索锚固试验，试验内容及要求应符合现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 的规定。

6.5.30 预应力锚固工程应根据滑坡治理工程的重要性和实际条件，对预应力锚索的工作状况和锚固效果进行原位监测。

6.5.31 锚杆、挡土墙、桩板墙等抗滑结构设计可参照按本标准第 5.4 节、第 5.6 节相关规定执行。

6.5.32 根据滑坡性质和规模，可单独或联合选用削方减载、回填反压、注浆加固、抗滑键及微型桩等其他滑坡加固工程措施，并应符合下列原则：

1 削方减载应将减载后的稳定系数和下滑推力作为支挡设计的依据。

2 填土反压可用于滑坡体前缘有较长的抗滑段或滑坡剪出口前地形平坦，具有反压条件的滑坡，并将填土反压后滑坡稳定系数和下滑推力作为支挡设计的依据。

3 注浆加固可用于加固岩质滑坡、松动岩体以及崩塌堆积体、岩溶角砾岩等滑坡的滑动面（带）土，不应单独作为滑坡处理措施。

4 抗滑键可用于滑动面埋深大，位置明确的滑坡，滑动面设置抗滑键后，不应在滑体内部产生新的滑动。

6.5.33 滑坡治理排水工程应包括地表排水工程和地下排水工程，排水系统总体布置应与邻近区域排水系统相协调，形成完善的排水体系，并应遵循下列原则：

1 在滑坡防治总体方案基础上，应结合地形地质条件、地下水状况及降雨条件等，制定地表排水和地下排水相结合的综合排水设计方案。

2 地表排水工程设计标准应满足等级所确定的降雨强度重现期标准。

3 应清除滑坡体上的地表水体、整平积水坑槽、洼地。当必须保留时，应进行防渗处理，并与拟建排水系统相接。

4 地下排水工程应根据滑动面状况、滑坡所在区域的水文地质条件及地下水动态特征，选用合理的地下排水方案与措施，可单独或综合选用支撑渗沟、暗沟、仰斜式排水孔或排水隧洞等排水措施。

6.5.34 地表排水设计应根据滑坡范围的场地情况，合理布置排水设施，形成完善的排水系统，及时引排地表水，并应符合下列要求：

1 在滑坡后缘 5.0m 以外稳定地层设置环形截水沟，滑坡范围较大时，应在滑坡体范围内设置多道环形或树枝状排水沟，滑坡范围排水沟宜布置在渗透系数变化和地表坡度变化地带。

2 对滑坡范围泉水出露点应设置集水井汇水，通过排水沟引出滑体之外。当滑坡表层有积水湿地时，可将排水沟上端做成排水渗沟，伸进湿地内，疏排湿地地下水。

3 截水沟、排水沟断面形式可采用矩形、梯形等，断面尺寸应按现行国家标准《水土保持工程设计规范》GB 51018 相关规定计算确定。

4 截水沟、排水沟的冲刷强度超过土质抗冲刷能力时，应采取防护加固措施；当排水沟通过裂缝时，应采取防渗和防裂措施。

5 水流通过坡度大于 10%，水头高差大于 1m 的陡坡地段或特殊陡坎地段时，应设置急流槽或跌水，出水口应采取消能措施，防止冲刷；当跌水高差在 5.0m 以内时，宜采用单级跌水；当跌水高差大于 5.0m 时，宜采用多级跌水。

6 滑坡范围的地表裂缝应封填夯实，封填前应采用不透水材料覆盖裂缝区域。

6.5.35 地下水排水支撑渗沟设计应符合下列要求：

1 地下排水支撑渗沟可用于滑动面（带）埋深小于 5.0m 的地段。支撑渗沟宜顺滑坡滑动方向平行布置在滑坡表层有积水的湿地或地下水露头处。

2 支撑渗沟基础应置于滑动面（带）以下稳定地层内 0.5m 以上。

3 支撑渗沟断面宽度宜为 2.0m~4.0m，水平间距应根据土质情况和渗水量确定，黏性土地段，间距宜为 6.0m~8.0m；碎、块石土地段，间距宜为 8.0m~10.0m。

4 支撑渗沟内部充填料宜选用干砌片石，也可采用块石、碎石、卵石等渗水性材料。沟壁两侧和顶部应设置反滤层，反滤层厚度不宜小于 0.25m，反滤层可采用透水性砂砾或透水土工布；沟底部可采用浆砌片石铺砌，厚度不宜小于 0.3m，必要时可设置透水管加强排水。

6.5.36 仰斜式排水孔可用于引排滑坡内的地下水，长度应伸入含水层、地下水富集部位或潜在滑动面，并宜根据滑坡地下水情况成群布置。仰斜式排水孔仰角不宜小于 6°，含水层粉细砂颗粒较多时不宜大于 15°；排水孔钻孔直径宜为 75mm~150mm，孔内应设置透水管。透水管直径宜为 50mm~100mm，可选用软式透水管或带孔的塑料管等材料；透水管应外包透水土工布作为反滤层。

6.5.37 排水隧洞可用于引排滑坡内深层地下水，其设计应符合下列规定：

1 排水隧洞四周应设置若干渗井、渗管或仰斜排水孔，将滑动面以上的含水层地下水引入洞内；排水隧洞以下存在承压含水层时，宜在洞底部设置竖向排水孔。

2 排水隧洞的埋设深度应根据主要含水层的埋藏深度确定，并应设置在稳定地层内，顶部设在滑动面(带)以下深度不宜小于 2.0m~3.0m。

3 洞底排水纵坡不宜小于 1%；当纵坡较大时，应设置台阶跌水消能。

4 洞平面轴线宜顺直，拦截滑坡体后部深层地下水及降低滑坡体内地下水位的水平排水隧洞应置于滑坡体后缘滑动面以下，与地下水流向基本垂直；纵向排水疏干隧洞可置于滑坡体(或老滑坡)内，两侧设置与地下水流向基本垂直的分支截排水隧洞和仰斜排水孔。

5 隧洞最小断面尺寸应满足施工要求，隧洞横断面净高不宜小于 1.8m，净宽不宜小于 1.2m。

6 排水隧洞在直线段每隔一定距离及平面转弯、纵坡变坡处，宜设置检查井。

7 集水井根据地下水分布状况设置，集水井之间可设置水平排水通道，将地下水引入排水隧洞。

6.5.38 滑坡抗滑结构工程完成后，应根据坡体高度、坡面抗风化和抗冲刷能力，采用挂网喷播植草、格构骨架植草、挂网喷射混凝土或护面墙等措施对坡面进行有效防护。

6.6 滑坡变形控制

6.6.1 滑坡监测方案设计应根据地质条件、滑坡安全等级、施工安全、防治效果、不同监测阶段工作任务及监测条件，确定监测范围、对象、内容及监测方法，进行监测网、监测断面和监测点布置设计，确定监测周期和监测频率及精度要求。滑坡监测方法、监测内容、监测项目、监测设备、监测环境条件等均应符合本标准第 3.3 节的相关规定。

6.6.2 滑坡监测包括施工安全监测、防治效果监测和动态长期监测。滑坡监测阶段适用范围应按表 6.6.2 确定。

表 6.6.2 滑坡监测阶段适用范围

安全等级	滑坡监测		
	施工安全监测	防治效果监测	动态长期监测
I 级及特级	√	√	√
II 级	√	√	△
III 级	√	△	×

注：√-应做，△-宜做，×-可不做。

6.6.3 滑坡监测应调查收集降雨量资料，特级及 I 级滑坡防治工程应进行降雨量监测，必要时宜建立雨量观测站。

6.6.4 滑坡施工安全监测阶段的监测断面、监测点布置及监测频率应符合下列要求：

- 1 根据滑坡地形地貌、工程地质条件和主体防治工程方案，合理布设滑坡监测断面。监测断面应沿滑坡主滑动方向布设，主滑断面及两侧各布置(1~3)个监测断面。
 - 2 规模大、性质复杂的滑坡按变形分区进行稳定性评价与治理工程设计时，应根据分区布设监测断面，每个分区监测断面不应少于 1 个。
 - 3 在监测断面上，滑坡后缘之外的稳定地段、后缘牵引段、主滑段、前缘抗滑段等应布置监测点，其中主滑段监测点不应少于 2 点。
 - 4 预应力锚索应力监测点数量不宜少于锚索总数的 5%，且不应少于 3 根。
 - 5 需要设置水文观测孔监测地下水、渗水和降雨对滑坡稳定的影响时，每个监测断面上观测孔的设置不应少于 2 个。
 - 6 深部位移监测孔深度应达到滑动面以下不应小于 5m 处。
 - 7 根据滑坡变形速率、稳定状态、降雨、库水涨落等因素确定监测频率，对暂时稳定且工程扰动小的滑坡，可采用 1 次/d；对于地质条件复杂或施工扰动大的滑坡应加密监测频率。
- 6.6.5** 防治效果监测应结合施工安全监测，增加工程体变形和受力的监测作为工程竣工验收的依据，监测时间不少于一个水文年；监测数据采集时间间隔为每月不宜少于 1 次，连续降雨或暴雨期及滑坡出现异常时，应增加监测次数。
- 6.6.6** 动态长期监测的监测时间应根据项目需要确定，监测数据采集时间间隔为每季度不宜少于 1 次。
- 6.6.7** 滑坡监测中各监测方法的监测精度要求应符合下列要求：
- 1 地表位移和支挡结构物位移的点位误差观测精度应满足最弱相邻边长相对中误差 1/100 000，高程误差的观测精度应控制在±2mm 以内。
 - 2 地表裂缝的观测精度应控制在 0.1mm~1.0mm。
 - 3 地下水位观测的观测精度误差不得超过±3mm。
 - 4 孔隙水压采用测压管观测时，分辨率宜为 1mm，观测精度应为±10mm；采用钢弦式孔隙水压力计的灵敏度宜为满量程的 0.1%，观测精度应为满量程的±0.25%；压阻式孔隙水压力计的灵敏度宜为满量程的 0.01%~0.03%，观测精度应为满量程的±0.5%。
- 6.6.8** 滑坡预测应以滑坡位移监测资料为主，采用定性与定量预测相结合，选择合适的预测模型和方法进行预测。
- 6.6.9** 滑坡变形预测预报可采用深部位移速率、滑坡前缘剪出裂缝的危险位移速率及临界降雨强度等作为预报指标，并根据滑坡类型、变形特征、发展趋势及滑坡危害对象等，合理确定滑坡体进入临界失稳状态前的警戒值。

7 采空区治理工程

7.1 一般规定

7.1.2 采空区治理工程应在地表变形衰退期后期进行。

7.1.3 采空区治理工程应根据采空区的性质、空间特征、工程地质条件、水文地质条件及地表建（构）物特征等情况综合选择治理方法。

7.1.4 采空区治理工程应包括采空区稳定性分析评价、采空区治理设计、施工和监测等内容。

7.2 地表变形特征

7.2.1 采空区地表变形宜根据采空区的空间特征、岩土地质条件、垮落类型及现场调查测绘确定；地表变形可分为垂直移动、水平移动，倾斜变形、弯曲变形和水平变形。

7.2.2 根据采空区空间特征、岩土工程条件、垮落类型，采空区地表变形特征可划分为地表裂缝、地表塌陷、地表移动盆地。

7.2.3 地表移动盆地可分为均匀下沉区、移动区、轻微变形区。

7.3 采空区稳定性评价

7.3.1 采空区稳定性评价分析之前，应根据采空区的开采历史、空间分布情况、地表变形特征、岩土工程地质条件及水文条件，确定采空区的垮落类型、垮落范围和影响范围。

7.3.2 采空区稳定性评价分析应根据采空区类型、开采方式、采深、围岩类型、终采时间等情况，采取定性和定量相结合的方式进行。

7.3.3 采空区稳定性评价定性分析应符合现行国家标准《煤矿采空区岩土工程勘察规范》GB 51044 的相关规定。

7.3.4 采空区稳定性评价定量分析应符合下列规定：

1 对于空间分布简单，覆岩类型为坚硬岩、垮落类型为拱冒型，开采形成的“自然拱”或无支撑的“砌体拱”、“板拱”，地表变形轻微的采空区，可采用极限平衡法和围岩块体稳定性算法进行综合分析。

1) 极限平衡法计算：

$$T \geq KP \quad (7.3.4-1)$$

$$T = HSD \quad (7.3.4-2)$$

式中： T ——采空区顶板单位宽度所受总荷载（kN）；

K ——安全系数，一般取 2.0；

P ——采空区顶板单位宽度的抗剪力（kN）；

H ——采空区顶板岩体厚度（m）；

S ——岩体计算抗剪强度（硬质岩一般为允许抗压强度的 1/15~1/12）（kPa）；

D ——单位宽度（m）。

2) 采空区围岩块体的稳定性计算包括采空区侧壁块体的稳定性计算和顶板块体的稳定性计算（图 7.3.4）：

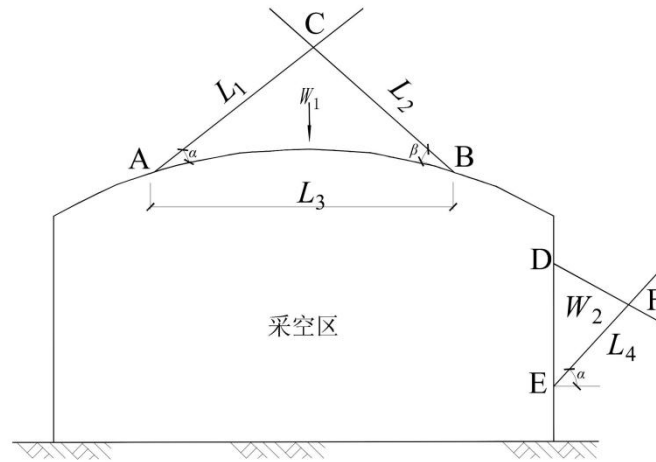


图 7.3.4 采空区围岩块体稳定性计算

采空区顶板块体的稳定性计算：

$$F_S = [2(c_1 l_1 + c_2 l_2)(\cos \alpha + \cos \beta)] / \gamma L_3^2 \quad (7.3.4-3)$$

式中： F_S —— 安全系数（ $F_S \geq 2$ ，块体稳定； $F_S < 2$ ，块体不稳定）；

c_1 —— 结构面 L_1 的黏聚力（kPa）；

c_2 —— 结构面 L_2 的黏聚力（kPa）；

α —— 结构面 L_1 的倾角（°）；

β ——结构面 L_2 的倾角 ($^\circ$);

γ ——岩体的重度 (kN/m^3)。

采空区侧壁块体的稳定性计算:

$$F_S = (W_2 \cos \alpha \tan \varphi + c_1 L_4) / W_2 \sin \alpha \quad (7.3.4-4)$$

式中: F_S —— 安全系数 ($F_S \geq 2$, 块体稳定; $F_S < 2$, 块体不稳定)。

W_2 —— 块体的重力 (kN);

α —— 结构面 L_4 的倾角 ($^\circ$);

φ —— 结构面 L_4 的内摩擦角 ($^\circ$);

c_1 —— 结构面 L_4 的黏聚力 (kPa);

2 对于空间分布较简单, 覆岩类型为坚硬岩、垮落类型为弯曲型的采空区, 可采用力学结构分析法和围岩块体稳定性算法 (图 7.3.4) 进行综合分析。

力学结构分析法计算:

当顶板跨中有裂缝, 顶板两端支座处岩体完整时, 按悬臂梁计算:

$$M = \frac{1}{2} pl^2 \quad (7.3.4-5)$$

若裂隙位于支座处, 而顶板较完整时, 按简支梁计算:

$$M = \frac{1}{8} pl^2 \quad (7.3.4-6)$$

若支座和顶板岩层均较完整时, 按两端固定梁计算:

$$M = \frac{1}{12} pl^2 \quad (7.3.4-7)$$

抗弯验算:

$$\frac{6M}{bH^2} \leq K\sigma \quad (7.3.4-8)$$

抗剪验算:

$$\frac{4f_s}{H^2} \leq KS \quad (7.3.4-9)$$

式中: M —— 弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$);

p ——顶板所受总荷载 (kN/m)，为顶板厚 H 的岩体自重、顶板上覆土体自重和顶板上附加荷载之和；

l ——采空区跨度 (m)；

K ——安全系数，一般取 2.0；

σ ——岩体计算抗弯强度 (硬质岩一般为抗压强度的 1/10~1/8) (kPa)；

H ——采空区顶板岩体厚度 (m)；

S ——岩体计算抗剪强度 (硬质岩一般为允许抗压强度的 1/15~1/12) (kPa)。

3 对于空间分布、岩性复杂采空区，应采用数值分析法进行计算。数值分析法应在查明采空区特征和工程地质条件的基础上，建立地质、力学模型。模型的计算范围应超过对工程有影响的采空区范围，且超出距离不宜小于 100m。模型所采用的计算参数根据本场地实测指标确定，也可根据反演分析或经验确定。

7.4 采空区治理设计

7.4.1 采空区治理设计应根据上部结构对地基的要求结合采空区的采矿条件、空间特征、围岩类别、地表变形特征、工期、地区经验和环境保护等要求综合确定。采空区治理方法可按表 7.4.1 选择确定。

表 7.4.1 采空区治理方法

覆岩类型	跨落类型	变形特征	治理方法		
			采空区类型		
			浅层采空区	中层采空区	深层采空区
局部坚硬岩	拱冒型	开采形成的“自然拱”或无支撑的“砌体拱”、“板拱”，地表变形轻微。	砌筑法、灌注填充法	灌注填充法	灌注填充法
主要为坚硬岩	弯曲型	采用条带法或房柱开采法开采形成“悬顶”，矿柱面积一般为 30%~35%，覆岩稳定，矿柱稳定，地表变形轻微。	灌注填充法	灌注填充法	灌注填充法
主要为	切冒型	采深较少，且矿柱面积小	灌注填充法	灌注填充法	灌注填充法

坚硬岩		于 30%~35%，覆岩不能形成“悬顶”，矿柱失稳，地表突然陷落形成“断陷”式盆地。			
其他	抽冒型	采深较少或覆岩不能形成“悬顶”，地表形成漏斗状陷坑。	剥挖回填法	灌注填充法	灌注充填法

7.4.2 不同类型或不同变形区段的采空区段，可根据采空区特征、稳定性现状、地表变形情况、建（构）物的重要性情况以及对沉降变形的敏感程度采取不同的治理方法。

7.4.3 灌注填充法可用于各类采空区的治理设计，采用灌注填充法时应符合下列规定：

1 灌注孔应根据覆岩地层结构及岩性、垮落带、断裂带和弯曲带的连通性及空间特征，采用三角形布设，孔间距可根据当地经验，并经过现场试验确定。

2 采空区治理范围边缘部位应设置帷幕孔（或砌筑挡土墙），间距可取灌注孔间距的 1/2~2/3 且不宜大于 10m。

3 灌注充填法充填材料应无污染，且黏结性、耐久性、浆液结石体强度应满足上部结构对地基的处理要求。

4 采空区灌注材料一般以水泥、粉煤灰、碎石、黏土等材料为主，当采空区空洞、裂隙发育或存在采空区积水时，可配合灌注砂、石屑、砾石、矿渣等粗骨料。

5 采空区灌注成孔和灌注工艺或充填工艺，应根据采空区顶板覆岩性质、垮落带与断裂带裂隙的发育程度、连通性与透水性确定。大面积灌注施工前，应根据采空区特征选择代表性区段进行钻孔工艺性成孔试验和灌注试验，试验段孔数一般宜为设计灌注孔总数的 3%~5%。

6 采空区灌注施工完毕后，应对结石体无侧限抗压强度和充填率进行检测；并对采空区治理范围进行变形监测，且监测时间不应小于 2 年。

7.4.3 剥挖回填法适用于埋深小于 20m，不规则开采且无重复开采的采空区，且上部结构对处理后的采空区的强度及变形要求较低。采用剥挖回填法时应符合下列规定：

1 剥挖回填设计应根据采空区特征，综合考虑拟建建（构）筑物体型、结构特点、荷载性质、施工机械设备、及回填材料来源，合理选用施工方法。

2 回填材料的选用应因地制宜，满足环境保护要求。可选用砂石、粉质黏土、灰土、粉煤灰及其他工业废渣，并严格控制回填材料的质量等级。

3 剥挖基坑应按深基坑设计，基坑设计标准应符合本标准第 4 章的要求。

4 回填施工工艺选择及压实系数应满足上部结构对地基的要求。

5 回填施工质量检测应符合本标准第 14 章的要求。

7.4.4 砌筑法适用于非充分采动、采空区顶板稳定、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；采用砌筑法时应符合下列规定：

1 砌筑作业环境条件必须符合国家安全生产的有关规定，确保施工人员人身安全。

2 浆砌材料可采用毛料石或砖，毛料石应采用新鲜、耐风化的硬质岩石，强度等级不低于 MU30，砖强度等级不低于 MU15，砂浆等级不低于 M10，混凝土等级不低于 C25。

3 砌筑体尺寸及高宽比设计应满足构造要求，并应符合现行国家标准《砌体结构设计标准》GB 50003 有关规定。

4 砌筑体间距宜取砌筑体短边尺寸的（1.0~1.5）倍或砌筑体面积不宜小于采空区处理面积的 35%。

5 砌筑体强度应满足下式要求：

$$f_{cu} \geq 4 \bullet \frac{P_z}{S_c} \quad (7.4.4)$$

式中： f_{cu} ——砌筑体试块强度（MPa）；

S_c ——砌筑体表面积， $S_c = A \bullet L$ ；

P_z ——砌筑体荷载大小（kN）。

6 砌筑体结构应按承载力极限状态设计，满足正常使用极限状态要求，并应满足现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 要求。

7 砌筑体地基承载力应满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 要求。

8 砌筑体亦可考虑采用钢筋混凝土柱、梁、板结构，并满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关要求。

7.4.5 采空区的治理应在有代表性的区段进行现场试验和试验性施工，校核设计参数和施工工艺。

7.4.6 采空区治理工程应严格控制工序质量，做好施工监测，进行工程质量检验和验收。

7.4.7 采空区建（构）筑物的地基治理设计，除进行承载力计算和地基变形验算外，变形分析还应考虑采空区残余变形的影响。

7.4.8 采空区治理设计、施工、质量检验和监测，均应遵守动态设计、信息法施工的动态管理原则。

7.4.8 采空区治理工程施工应符合下列要求：

1 采用注浆法治理采空区时，应根据采空区覆岩厚度及其完整性、冒落带和裂隙带的发育程度、裂隙的连通性等特征，选择合适的成孔和注浆施工工艺。可选择有代表性的区域进行现场试验。

2 采用非注浆法处治采空区时，应根据采空区的具体特征，采取针对性的工程技术措施。

3 存在新采和复采情况时应进行动态设计与优化设计，并采用信息法施工。

7.5 防止地表移动和建筑物变形的措施

7.5.1 根据采空区类型、建筑物规模及其所处地表移动变形位置，选择治理设计方案时，应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用，选用治理方法与加强上部结构抗变形能力相结合的综合措施。

7.5.2 防止地表移动和建筑物变形可采取以下措施：

1 控制开采推进速度均匀，减小开采厚度或采用条带法（房柱）开采，留设保护矿柱，合理协调开采，及时全部充填或二次充填，减小地表下沉量，地表变形值不超过建筑物允许变形值。

2 加强建筑物的基础刚度和上部结构的强度。

8 既有岩土工程加固

8.1 一般规定

8.1.1 既有岩土工程的加固应遵循先检测、鉴定，后加固勘察、设计、施工与验收的原则。设计前应进行现场调查、收集资料、；施工前应具备加固设计、施工组织设计或专项施工方案、监测及应急预案等技术文件；施工后应按加固设计文件、国家现行有关规范标准的要求进行施工质量检验和验收。

8.1.2 既有岩土工程加固设计应具备下列资料：

1 场地岩土工程勘察资料。当无法搜集或资料不完整，不能满足加固设计要求时，应进行重新勘察或补充勘察。

2 既有建筑结构、地基基础设计资料和图纸、隐蔽工程施工记录、竣工图。当搜集的资料不完整，不能满足加固设计要求时，应进行补充检验。

3 既有基坑工程、建筑结构、基础使用现状的鉴定资料，包括沉降观测资料、裂缝、倾斜观测资料等。

4 既有建筑改扩建、纠偏等对地基基础的要求。

5 受保护建（构）筑物的加固要求。

8.1.3 既有岩土工程加固设计方案的确定应符合下列要求：

1 根据加固目的、环境条件、勘察资料、施工条件和对邻近建筑的影响等因素进行综合分析，初步选定几种可供考虑的加固方案，包括选择两种或多种加固处理措施组成的综合加固处理方案。

2 初步选出的各种加固处理方案，分别从加固原理、适用范围、处理效果、耗用材料、施工机械、排污条件、工期要求和对环境的影响等方面进行技术经济分析和对比，选择最佳的加固处理方法。

3 已选定的加固处理方法，应在场地有代表性的区域进行相应的现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以检验设计参数和加固处理效果。如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整加固处理方案。

8.1.6 既有岩土工程加固设计使用年限不应低于设计使用年限。

8.1.7 既有岩土工程加固工程，施工及使用期间应进行沉降观测。

8.2 基坑

(I) 既有基坑加固设计

8.2.1 根据既有基坑破坏模式、原因、施工安全可行性以及现场条件，加固设计可以采用一种或几种组合加固方法；既有基坑加固后整体稳定性验算应不低于现行标准的要求，却有困难不能满足时，不应低于原设计的要求；既有基坑加固处理设计应与原支护结构设计统一考虑。

8.2.3 既有基坑工程出现下列情况时应进行安全性鉴定：

1 存在影响既有基坑安全性和适用性的材料低劣、质量缺陷、构件损伤或其它不利状态。

2 对邻近建（构）筑物安全有影响。

3 达到设计使用年限拟继续使用。

4 进行加深、扩大及使用条件改变。

5 有特殊使用要求或需进行司法鉴定。

6 遭受灾害、事故或其他应急鉴定。

8.2.2 既有基坑工程出现下列情况时应进行加固处理设计：

1 既有基坑出现失稳迹象、支护结构及构件出现明显开裂及变形。

2 周边需要保护的建（构）筑物、设施出现不正常裂缝或变形，且接近限定要求并有继续增长的趋势。

3 现有地基条件不能满足开挖、放坡、底板施工等正常施工要求。

4 既有基坑开挖过程中暴露出的质量问题，严重影响既有基坑施工及既有基坑安全。

5 经鉴定确认须进行加固的既有基坑。

8.2.4 既有基坑工程加固方案的选择应考虑下列因素：

1 原支护结构的损伤、破坏原因。

2 原支护结构的破坏模式和支护结构及构件的开裂变形情况。

3 新增支护结构与原支护结构受力关系的合理性及加固有效性。

4 施工方案的技术可行性和经济合理性。

8.2.5 既有基坑工程出现下列情况时应进行专门论证：

1 超过本标准规定范围和相关规定以及采用新结构、新技术的既有基坑工程。

2 地质和环境条件很复杂、土体稳定性极差的既有基坑工程。

3 邻近有重要建（构）筑物、破坏后果严重的既有基坑工程。

- 4 已发生严重事故的既有基坑工程。
- 8.2.6** 既有基坑工程加固设计采用的抗剪强度指标应符合本标准第 4.2 节的规定。
- 8.2.7** 既有基坑工程加固可采用削方减载法、堆载反压法、锚固法、组合法和截排水控制措施。既有基坑工程加固结构设计应遵循下列原则：
- 1 不得影响地下结构尺寸、形状和正常施工。
 - 2 不得影响既有桩基的正常使用。
 - 3 对周围已有建(构)筑物引起的地基变形不得超过地基变形允许值。
 - 4 不得影响周边地下建(构)筑物、地下交通设施及管线的正常使用。
- 8.2.8** 削方减载法加固设计应符合下列规定：
- 1 适用于既有基坑整体稳定性及支护结构的稳定性等不满足要求时的既有基坑加固；不适用于削方后可能危及邻近建(构)物及管线等的安全和正常使用或无阻滑地段。
 - 2 削方量应根据既有基坑支护结构的稳定性验算确定；削方应在滑动段或变形段范围内进行；削方应距已有的邻近建(构)筑物基础有一定的安全间距，并不危及环境安全及正常使用；有条件时宜尽量削减或分阶削减不稳定岩土体，降低不稳定或欠稳定部分的既有基坑高度。
 - 3 削方减载后形成的既有基坑可采用坡率法支护及坡面防护处理。
- 8.2.9** 堆载反压法加固设计应符合下列规定：
- 1 适用于既有基坑的整体稳定性和支护结构的稳定性等不满足要求时的既有基坑加固。
 - 2 堆载量应根据拟加固既有基坑的整体稳定性及支护结构的稳定性验算确定。
 - 3 反压位置应在阻滑段和既有基坑坡脚部位。
 - 4 堆载反压体应与被加固的坡体紧密接触，当采用土体进行堆载反压时，土体应堆填密实。
 - 5 堆载反压不应堵塞支护结构前缘的地下水渗水、排水通道。
- 8.2.10** 锚固法加固设计应符合下列规定：
- 1 适用于有锚固条件的既有基坑整体稳定和支护结构抗滑移、抗倾覆、支护结构及构件承载力等不满足要求时的加固。
 - 2 高大的岩质既有基坑、锚固段能满足锚固要求的土质既有基坑、各类锚杆既有基坑、变形控制要求较高的既有基坑、无开挖条件或因施工扰动使既有基坑稳定性降低较大的既有基坑宜优先采用锚固法加固。
 - 3 新增锚杆的承载力、数量及间距应根据既有基坑整体稳定性、支护结构抗滑移、抗倾覆稳定性、支护结构及构件的强度等计算确定。

4 锚杆的布置位置及方位应根据既有基坑潜在的破坏模式，支护结构抗滑移、抗倾覆和强度等要求确定，并考虑既有基坑作用力分布形态。

5 既有基坑支护结构变形较大或需要严格控制变形以及需要增加较大外加抗力时，应采用预应力锚杆加固。

8.2.11 组合法加固设计应符合下列规定：

1 既有基坑重力式挡土结构或悬臂式结构的整体稳定性、抗滑移、抗倾覆或墙身强度不满足设计要求时，可采用下列一种或多种加固方法：

- 1) 坡体为锚固性能较好的岩土层时，可优先采用锚固加固法。
- 2) 支护结构前土体抗力较高时，可采用抗滑桩加固法。
- 3) 支护结构前土体抗力较低或基础沉降变形较大时，可采用注浆加固法。

2 桩既有基坑板式结构的整体稳定性、支护桩及挡土板构件承载力等不满足设计要求时，可采用下列一种或多种加固方法组合：

- 1) 锚固区岩土层性能较好时，可采用锚固加固法。
- 2) 嵌固段桩前被动土压力不足时，可采用注浆加固法。

8.2.12 既有基坑变形控制设计应符合下列规定：

1 采用限定分层高度、限定分段长度、缩短开挖与支护的施工间隔等能减少变形的施工工况。

2 减小土钉或锚杆（索）的布置间距或增加钢筋混凝土面板刚度或增设超前加固，或增加桩的嵌固深度。

- 3 变形控制要求较高的既有基坑锚杆（索）可设置成预应力锚杆（索）。
- 4 分层设置预应力锚杆（索），并设置腰梁或足够大面积的承压板。
- 5 加强既有基坑侧边中部的支护结构。
- 6 既有基坑侧壁土体和底部土体宜进行超前支护或加固。

8.2.13 既有基坑工程抢险加固措施应符合下列要求：

1 既有基坑施工现场应按应急预案要求，落实既有基坑变形监测措施、截水堵漏器材、抢险所需的钢材、水泥、草袋情况，确保应急通道畅通。

- 2 地面有裂缝出现时，必须及时用黏土或水泥砂浆封堵。
- 3 支护结构侧向出现渗漏水的情况时应及时采取有效堵漏止水措施。
- 4 既有基坑支护结构变形超过允许值或可能失稳时，应采取以下加固措施：
 - 1) 支护结构变形过大或明显倾斜时，可在坑底与坑壁之间加设斜撑，既有基坑周边场地条件允许时可设置拉锚。

- 2) 坑边土体严重变形或变形速率持续增加时，视为既有基坑整体滑移失稳的前兆，应立即采用砂包或其它材料回填既有基坑。
- 3) 坡顶或桩墙后卸载，坑内应停止挖土作业，增加内撑或锚杆，增大内撑预应力或预应力锚杆的锚固力。
- 5 既有基坑存在开挖回弹、工程桩上拔、底板上浮甚至开裂时，应进行既有基坑内外降水，设置抗浮锚杆。
- 6 锚杆（索）伸入相邻建设场地或相邻既有基坑锚杆（索）施工均应考虑对本既有基坑支护结构可能造成的安全影响。
- 7 既有基坑周围建（构）筑物严重开裂、倾斜时，应立即组织人员紧急疏散，采取补强加固或拆除措施，同时组织上报。
- 8 既有基坑施工过程中的监测应以施工工况实施情况跟踪观察和不中断的现场监测为依据，如出现险情、危险等异常情况应预报报警并提出建议。

（II）既有基坑加固施工

- 8.2.14 工程实施前应将管线分布及设计要求向施工单位进行交底。
- 8.2.15 既有基坑土体加固施工应根据设计要求、现场条件、工期要求编制施工组织设计。
- 8.2.16 削方减载法施工应根据现场情况进行分段、间隔施工；开挖应先上后下、先高后低、均匀减重；开挖后的坡面应及时进行防护及排水处理。
- 8.2.17 锚固法施工应采用干钻成孔法施工；锚杆施工时，不应损伤原支护结构、构件和邻近建（构）筑物的基础；预应力锚杆张拉顺序应避免相近锚杆相互影响，并应采用分级张拉到位的施工方法；预应力张拉过程中，应对原支护结构及构件的变形量加强监测。
- 8.2.18 既有基坑加固方案施工过程中应减少地基土扰动和防止对相邻结构的不良影响。

8.3 边坡

（I）既有边坡加固设计

- 8.3.1 适用于既有岩质边坡高度为30m以下（含30m），既有土质边坡高度为15m以下（含15m）的既有建筑边坡工程的加固。根据既有边坡破坏模式、原因、施工安全可行性以及现场条件，加固设计可以采用一种或几种组合加固方法；既有边坡加固后整体稳定性验算不应

低于原边坡设计要求；既有边坡加固处理设计应与原支护结构设计统一考虑。当采用组合法加固时，应使组合支护结构受力、变形相协调。

8.3.2 既有边坡工程出现下列情况时应进行加固处理设计：

- 1 既有边坡出现失稳迹象、支护结构及构件出现明显开裂及变形。
- 2 使用条件有重大变化或改造可能影响既有边坡安全。
- 3 遭受灾害及已发生安全事故。
- 4 经鉴定确认应进行加固。

8.3.3 既有边坡工程加固前或既有边坡工程出现下列情况时应进行安全性鉴定：

- 1 遭受灾害、事故或其他应急状况。
- 2 存在较严重的质量缺陷或出现影响既有边坡安全性、适用性或耐久性的材料劣化、构件损伤或其他不利状态。
- 3 改造、扩建及使用环境改变对邻近建（构）筑物安全有影响。
- 4 整体维护、维修。
- 5 达到设计使用年限拟继续使用。
- 6 司法鉴定和耐久性鉴定。

8.3.4 既有边坡工程加固方案的选择应考虑下列因素：

- 1 原支护结构的损伤、破坏原因。
- 2 原支护结构的破坏模式和支护结构及构件的开裂变形情况。
- 3 新增支护结构与原支护结构受力关系的合理性及加固有效性。
- 4 施工方案的可行性、经济合理性。

8.3.5 既有边坡工程加固时出现下列情况时应进行专门论证：

- 1 超过本标准适用高度。
- 2 既有边坡工程塌滑影响区内有重要建（构）筑物且既有边坡稳定性较差。
- 3 地质和环境条件复杂且有明显变形迹象的一级既有边坡。
- 4 既有边坡已发生严重事故。
- 5 采用新结构、新技术的一级和二级既有边坡。

8.3.6 既有边坡工程加固设计采用的抗剪强度指标应符合本标准第 5.2 节的规定。

8.3.7 既有边坡工程的加固应遵循以防为主、综合整治、力求根治、安全可靠的原则。

8.3.8 既有边坡工程加固可采用削方减载法、堆载反压法、锚固法、支护桩法、注浆法和截排水控制措施。

8.3.9 削方减载法加固设计应符合下列规定：

1 适用于既有边坡整体稳定性及支护结构稳定性等不满足要求时的加固。

2 削方量应根据既有边坡支护结构的稳定性验算确定；削方应距已有的邻近建（构）筑物基础有一定的安全间距，并不危及环境安全及正常使用；有条件时宜尽量削减或分阶削减不稳定岩土体，降低不稳定或欠稳定部分的既有边坡高度。

3 削方既有边坡表面防护形式应根据其岩土情况、稳定性、使用要求及周边环境条件，采用混凝土或条石格构护坡、干砌片石或浆砌块石护坡、喷射混凝土及植被绿化等措施，坡顶宜设置截水沟，坡脚宜设置护脚墙并设置排水沟。

8.3.10 堆载反压法加固设计应符合下列规定：

1 适用于既有边坡的整体稳定性和支护结构稳定性等不满足要求时的加固。

2 堆载反压量应根据拟加固既有边坡的整体稳定性及支护结构的稳定性验算确定。

3 反压位置应在抗滑段和既有边坡坡脚部位。

4 堆载反压加固材料宜就地取材、便于施工，可采用岩土体、条石、沙袋或混凝土。

5 应急抢险堆载反压的土体不满足永久性加固要求时，应增加换填、碾压或注浆加固法进行处理。

8.3.11 锚固法加固设计应符合下列规定：

1 适用于有锚固条件的既有边坡整体稳定和支护结构抗滑移、抗倾覆、支护结构及构件承载力等不满足要求时的加固。

2 高大的岩质既有边坡、锚固段能满足锚固要求的土质既有边坡、各类锚杆既有边坡、变形控制要求较高的既有边坡、无开挖条件或因施工扰动使既有基坑稳定性降低较大的既有边坡宜优先采用锚固法加固。

3 新增锚杆与原支护结构中的锚杆间距不宜小于 1m，锚固段应错开布置，新增锚杆锚固段起点应从原锚杆锚固段的终点开始计算，且应穿过已有滑裂面或潜在滑裂面不小于 2m，锚杆外锚头处的传力构件应有足够的强度与刚度。

4 锚杆的布设位置及方位应根据既有边坡潜在的破坏模式，支护结构抗滑移、抗倾覆和强度等要求确定，并考虑既有边坡作用力分布形态。

5 既有边坡支护结构变形较大或需要严格控制变形以及需要增加较大外加抗力时，应采用预应力锚杆加固。

8.3.12 支护桩法加固设计应符合下列规定：

1 适用于既有边坡桩板式挡墙、重力式挡墙等支护结构加固。支护桩可与预应力锚杆联合使用，并与原有支护结构共同组成抗滑支护体系。

2 支护桩设置应根据既有边坡工程的稳定性验算分析确定。

- 3 既有边坡岩土体不应越过桩顶或从桩间滑出。
- 4 不应产生新的深层滑动。
- 5 支护桩应综合考虑其平面布置、桩间距、桩长和截面尺寸等因素。

8.3.13 注浆法加固设计应符合下列规定：

- 1 适用于岩土既有边坡坡体加固、支护桩前土体加固及提高土体的抗剪参数值。
- 2 注浆质量指标和注浆范围应根据既有边坡工程特点和加固目的，结合地质条件及施工条件确定。
- 3 注浆过程应考虑对既有边坡工程带来的不利影响。
- 4 提高岩土体抗剪参数可采用水泥为主剂的浆液；防渗堵漏可采用黏土水泥浆、黏土水玻璃浆等浆液；孔隙较大的砂砾石层和裂隙岩层可采用渗透注浆法；黏性土层可采用劈裂注浆法。
- 5 注浆前宜进行室内浆液配比试验和现场注浆试验，确定浆液的扩散半径、注浆孔间距及布置等设计参数和检验施工方法及设备；也可根据当地类似工程的经验确定设计参数。
- 6 注浆加固既有边坡时，注浆范围应深入滑动面以下；当支护结构被动土压力区采取注浆加固时，注浆范围应深入被动土压力滑裂面以下，但不宜超过支护结构底部。

8.3.14 截排水控制设计应符合下列规定：

- 1 既有边坡变形失稳与坡体积水直接相关时宜采用截排水法进行控制。
- 2 既有边坡排水系统应采取排除坡面水、地下水和减少坡面水下渗等措施。坡面排水、地下排水与防渗措施应统一考虑，形成防渗排水体系。
- 3 地表的截、排水沟的截面形式宜采用矩形或梯形，也可采用半圆形；通过道路时宜采用箱涵或涵洞；截面形式及尺寸应根据水量计算确定；城市排洪应满足城市防排洪水设计要求。
- 4 盲沟（洞）宜环状或折线形布置，与地下水流向垂直；原有冲沟、沟谷及低凹处宜沿低凹处布置。
- 5 斜孔应根据坡体地下水情况，设置于汇水面积较大的低凹部位。
- 6 渗透性差的含水土层，可采用砂井与仰斜排水孔联合的排水措施。
- 7 采用截排水法控制后宜对原支护结构采用必要的加固措施。

（II）既有边坡加固施工

8.3.15 既有边坡加固施工应根据设计要求、现场条件、工期要求编制施工组织设计。

- 8.3.16** 削方减载法施工和锚固法施工应符合本标准第 8.2 节的规定。
- 8.3.17** 支护桩施工前应作好场地地表排水。稳定性较差的既有边坡工程宜避开雨期施工，必要时宜采取堆载反压等增强既有边坡稳定性的措施，防止变形加大；支护桩应分段间隔开挖，宜从既有边坡工程两端向主轴方向进行。
- 8.3.18** 既有边坡加固方案施工过程中应减少地基土扰动和防止对相邻结构的不良影响。

8.4 滑坡

(I) 既有滑坡加固设计

- 8.4.1** 既有滑坡具有重新滑动发展趋势并威胁建（构）筑物、地下管线、道路等市政设施安全使用时，应采取综合整治措施，防止滑坡继续发展。
- 8.4.2** 滑坡稳定性分析除应评价滑坡体沿既有滑动面（带）滑动的稳定性外，还应评价滑坡体沿潜在滑动面滑动的稳定性；存在局部滑动时除验算整体稳定性外，尚应验算局部稳定性。
- 8.4.3** 滑坡推力计算与取值应符合下列规定：
- 1** 滑体有多层滑动面（带）时，应取推力最大的滑动面（带）确定滑坡推力。
 - 2** 大型滑坡所有纵剖面均应计算滑坡推力，绘制滑坡推力曲线正确划分滑坡牵引段、主滑段及抗滑段。
 - 3** 滑坡治理设计应按场坪完成及相关荷载施加后状态计算滑坡推力。
 - 4** 作用在抗滑支挡结构上的滑坡推力分布，可根据滑体性质和厚度因素确定为三角形、矩形或梯形，力的作用点取支挡剖面处滑坡厚度的 $1/3\sim 1/2$ 。
- 8.4.4** 既有滑坡工程加固设计采用的抗剪强度指标应符合本标准第 6.2 节的规定。
- 8.4.5** 滑坡治理设计应遵循“早期发现、以防为主、防治结合、力求根治、先治后建”的原则。
- 8.4.6** 既有滑坡工程加固可采用抗滑桩法、预应力锚索法、格构锚固法、抗滑挡墙法、注浆法、削方减载和堆载反压法及植物防护法等多种方案和截排水控制措施。
- 8.4.7** 抗滑桩法加固设计应符合下列规定：
- 1** 适用于滑坡推力较大的中大型滑坡、深层滑坡和各类非塑性流滑坡、缺乏石料的地区且正处活动的滑坡。

2 采用抗滑桩对滑坡进行分段阻滑时，每段宜以单排布置为主，若弯矩过大，应采用预应力锚拉桩。

3 抗滑桩桩长宜小于 35m。对于滑带埋深大于 25m 的滑坡，采用抗滑桩阻滑时，应充分论证其可行性。

4 抗滑桩间距宜为 5m~10m，抗滑桩嵌固段应嵌入滑床中，约为桩长的 1/3~2/5。

5 抗滑桩间应设置钢筋混凝土或浆砌块石拱形挡板。

6 重要建筑区抗滑桩之间应设置钢筋混凝土梁连接。

7 抗滑桩截面形状宜采用矩形，截面宽度一般为 1.5m~2.5m，截面长度一般 2.0m~4.0m；当滑坡推力方向难以确定时，抗滑桩可采用圆形。

8.4.8 预应力锚索法加固设计应符合下列规定：

1 适用于既有岩质滑坡及对支挡结构有严格要求的既有滑坡。

2 预应力锚索（杆）常与钢筋混凝土梁、板及抗滑桩、格构锚固等组合使用。

3 预应力锚索设计时应进行抗拔试验。

4 预应力锚索长度不宜超过 50m，单索锚索设计吨位宜为 500kN~2500kN 级，不应超过 3000kN 级。

5 预应力锚索布置间距宜为 4m~10m。

6 预应力钢绞线应采取有效防腐措施。

8.4.9 格构锚固法加固设计应符合下列规定：

1 既有滑坡稳定性好但前缘表层开挖失稳、出现坍滑时，可采用浆砌块石格构护坡并用锚杆固定。

2 既有滑坡稳定性差且滑坡体厚度不大，可采用现浇钢筋混凝土格构+锚杆（索）进行滑坡防护。

3 既有滑坡稳定性差且滑坡体较厚、下滑力较大时，应采用混凝土格构+预应力锚索进行滑坡防护。

4 格构技术应与美化环境相结合。

8.4.10 抗滑挡墙法加固设计应符合下列规定：

1 居民区、工业和厂矿区以及航运、道路建设涉及的滑面较平缓、规模小、厚度薄的既有滑坡宜采用重力式挡土墙。

2 既有滑坡为多级滑动，当总推力太大，在坡脚一级支挡工作量太大时，可分级支挡。

3 挡土墙墙高不宜超过 8m，每隔 4m~5m 设置构造钢筋混凝土构造层，厚度不小于 0.5m；墙后填料应选透水性较强的填料，采用黏土作为填料时，宜掺入适量的石块且夯实，密实度不小于 85%。

4 其他措施：根据滑坡体具体环境，可选用注浆加固、植物防护等工程措施。

8.4.11 注浆法加固设计应符合下列规定：

- 1 适用于以岩石为主的崩塌堆积体、岩溶角砾岩堆积体以及松动岩体的既有滑坡。
- 2 提高既有滑坡体滑带抗剪强度及滑体稳定性可采用压力注浆。
- 3 滑带改良后，滑坡的安全系数评价应采用抗剪断标准。

8.4.12 削方减载和堆载反压法加固设计应符合下列规定：

1 既有滑坡后壁及两侧地层不会因削方减载引起新的滑坡、崩塌或恶化地质环境时可采用削方减载进行治理，削方减载应在滑坡的主滑段实施，不得在滑体被动区卸载。

2 处于正在滑动的滑坡，可在滑坡前缘抗滑段区域增加竖向荷载，采用土石回填堆载反压以提高滑体的阻滑安全系数。

3 某些既有滑坡可根据计算确定需减小的下滑力大小，在上部进行部分削方减载，在下部进行堆载反压，削方减载和堆载反压后应验算滑面从残存的滑体薄弱部位及反压体底面剪出的可能性。

8.4.13 植物防护法加固设计应符合下列规定：

1 既有滑坡表层溜塌、地表水入渗和冲刷宜采用种植草、灌木、树或铺设绿化植生带进行防治。

2 既有滑坡表层防护宜与格构、格栅结合使用。

3 既有顺层滑坡或残积土滑坡采用植树防护措施时，须论证由于植物根系与水的作用加剧顺层或沿基岩顺坡滑动的可能性。

4 植物防护一般不作为滑坡稳定性计算因素参与设计。

8.4.14 截排水控制设计应符合下列规定：

1 根据场区地形地貌、水文地质条件、滑坡特征、场地排水条件，既有滑坡截排水控制应选择系统性排水措施。

2 既有滑坡地表水宜采用坡面封闭等截排措施。

3 一般浅层地下水可采用截水渗沟、盲沟；深层地下水可采用盲洞、排水仰斜孔、排水隧洞等；地下水丰富的既有大型滑坡可设置地下水排水系统。

4 滑带附近应降低地下水位。若滑动带上的水是由下向上承压补给时，应多采用盲洞或平洞将补给水源排走，或采用补给水源向下漏走的垂直排水措施将地下水位降低至滑动面以下。

(III) 既有滑坡治理施工

8.4.16 既有滑坡加固施工应根据设计要求、现场条件、工期要求编制施工组织设计。

8.4.17 削方减载法施工和锚固法施工应符合本标准第 8.2 节的规定。

8.4.18 抗滑桩施工前应作好场地地表排水。稳定性较差的既有滑坡工程宜避开雨期施工，必要时宜采取堆载反压等增强既有滑坡稳定性的措施，防止变形加大；抗滑桩应分段间隔开挖，宜从既有滑坡工程两端向主轴方向进行；滑坡区施工开挖的弃渣不得随意堆放在滑坡体内，以免引起新的滑坡。

8.4.19 既有滑坡加固方案施工过程中应减少地基土扰动和防止对相邻结构的不良影响。

8.5 工程纠偏

(I) 工程纠偏加固设计

8.5.1 工程纠偏适用于整体倾斜值超过现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定的允许值，且影响正常使用或安全的既有建筑纠偏。

8.5.2 纠偏指标应符合下列规定：

- 1 建（构）筑物的纠偏设计和施工验收合格标准应符合表 8.5.2 的要求。
- 2 对纠偏合格标准有特殊要求的工程，尚应符合特殊要求。

表 8.5.2 建（构）筑物的纠偏设计和施工验收合格标准

建筑类型	建筑高度 (m)	纠偏合格标准
建筑物	$H_g \leq 24$	$S_n \leq 0.004H_g$
	$24 < H_g \leq 60$	$S_n \leq 0.003H_g$
	$60 < H_g \leq 100$	$S_n \leq 0.0025H_g$
	$100 < H_g \leq 150$	$S_n \leq 0.002H_g$
构筑物	$H_g \leq 20$	$S_n \leq 0.008H_g$

	$20 < H_g \leq 50$	$S_{Hi} \leq 0.005H_g$
	$50 < H_g \leq 100$	$S_{Hi} \leq 0.004H_g$
	$100 < H_g \leq 150$	$S_{Hi} \leq 0.003H_g$

注：1 S_{Hi} 为建（构）筑物纠偏顶部水平变位设计控制值；

2 H_g 为自室外地坪算起的建（构）筑物高度。

8.5.3 既有建筑纠偏加固设计前，应进行倾斜原因分析，对纠偏施工方案进行可行性论证，并对上部结构进行安全性评估。当上部结构不能满足纠偏施工安全性要求时，应对上部结构进行加固。当可能发生再度倾斜时，应确定地基加固的必要性，并提出加固方案。

8.5.4 纠偏设计应按倾斜原因分析、纠偏方案比选、纠偏方法选定、结构加固设计、纠偏施工图设计、纠偏方案动态优化等步骤进行；对选定的加固方法，应通过现场试验确定具体施工工艺参数和施工可行性。

8.5.5 建（构）筑物纠偏应根据工程实际情况选择迫降法或抬升法，复杂建筑可采用纠偏综合法，建（构）筑物常用纠偏方法可按本标准附录 F 选用。

8.5.6 纠偏设计应符合下列规定：

1 纠偏设计计算应包括下列内容：

- 1) 确定纠偏设计迫降量或抬升量；
- 2) 计算倾斜建（构）筑物重心高度、基础底面形心位置和作用于基础底面的荷载值；
- 3) 验算地基承载力及软弱下卧层承载力；
- 4) 验算地基变形；
- 5) 确定纠偏实施部位及相关参数。

2 建（构）筑物纠偏需要调整的迫降量或抬升量和残余沉降差值（图 8.5.6），可按下列公式计算：

$$S_v = \frac{(S_{Hi} - S_H)b}{H_g} \quad (8.5.6-1)$$

$$a = S'_v - S_v \quad (8.5.6-2)$$

式中： S_v ——建（构）筑物纠偏设计迫降量或抬升量（mm）；

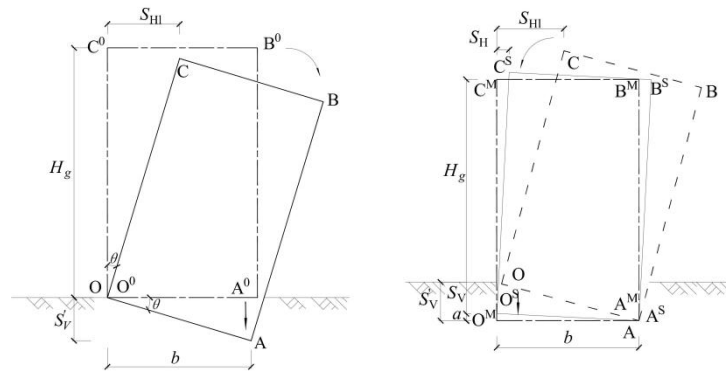
S'_v ——建（构）筑物纠偏前的沉降差值（mm）；

- S_{Hi} ——建（构）筑物纠偏前顶部水平变位值（mm）；
- S_H ——建（构）筑物纠偏顶部水平变位设计控制值（mm）；
- b ——纠偏方向建（构）筑物宽度（mm）；
- α ——残余沉降差值（mm）；
- H_g ——自室外地坪算起的建（构）筑物高度（mm）。

3 作用于基础底面的力矩值可按下式计算：

$$M_p = (F_k + G_k) \times e' + M_h \quad (8.5.7-3)$$

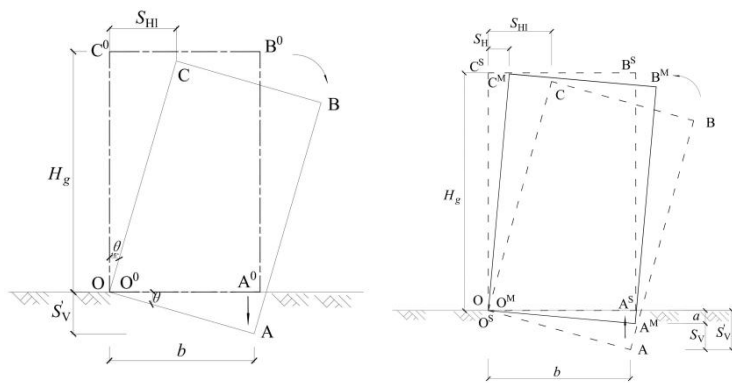
- 式中： M_p ——作用于倾斜建（构）筑物基础底面的力矩值（kN·m）；
- F_k ——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（kN）；
- G_k ——基础自重和基础上的土重标准值（kN）；
- e' ——倾斜建（构）筑物基础合力作用点到基础形心的水平距离（m）；
- M_h ——相应于荷载效应标准组合时，水平荷载作用于基础底面的力矩值（kN·m）。



(1) 纠偏前

(2) 纠偏后

(a) 迫降法



(1) 纠偏前

(2) 纠偏后

(b) 抬升法

图 8.5.6 纠偏迫降量或抬升量计算

4 纠偏工程地基承载力、桩基承载力应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94、现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 进行验算。

8.5.7 纠偏设计应根据检测鉴定结果及纠偏方法，对上部结构、基础的强度和刚度进行验算；对不满足要求的结构构件，应在纠偏前进行加固补强。建（构）筑物纠偏达到设计要求后，应对工作槽、孔和施工破损面等进行回填、封堵和修复。

(II) 迫降法

8.5.8 迫降法纠偏适用于建（构）筑物局部或整体的纠偏，纠偏后建筑物的高度会有所降低，根据不同的地基情况选择不同的迫降技术，建筑物沉降未完成的情况下不可以使用。迫降法主要包括掏土法、地基应力解除法、辐射井法、井式法、钻孔取土法、浸水法、降水法、堆载加压法、桩基卸载法、地基加固法等。

8.5.9 迫降法纠偏设计应符合下列规定：

1 分析建（构）筑物倾斜原因、结构和基础形式、整体刚度、工程地质条件和环境条件，遵循确保安全、经济合理、技术可靠、施工方便的原则，确定迫降纠偏方法。

2 迫降纠偏不应上部结构产生结构损伤和破坏，当施工对周边建（构）筑物、场地和管线等产生不良影响时，应采取有效技术措施。

3 纠偏后的地基承载力、地基变形和稳定性应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行验算，防止纠偏后的再度倾斜。当既有建筑的地基承载力和变形不能满足要求时，可按本标准第 14 章的有关方法进行加固。

4 确定迫降顺序、位置和范围，确保建（构）筑物整体回倾变位协调。

5 计算迫降后基础沉降量，确定预留沉降值。

6 设置迫降的监控系统。沉降观测点纵向布置每边不应少于 4 点，横向每边不应少于 2 点，相邻测点间距不应大于 6m，且建（构）筑物角点、中点部位应设置倾斜值观测点。

7 确定回倾速率，顶部回倾速率宜控制在 5mm/d~20mm/d 范围内。迫降接近终止时，应预留一定的沉降量，以防发生过纠现象。

8 制定异常情况应急预案。

8.5.10 迫降法纠偏施工应符合下列规定：

1 施工前应对建（构）筑物及现场进行详细查勘，检查纠偏施工可能影响的周边建（构）筑物和场地设施，采取措施消除或降低迫降纠偏施工的影响程度及影响范围。

2 编制详细的施工技术方案和施工组织设计。

3 迫降纠偏应在监测点布设完成并进行初次监测后方可实施。

4 迫降法纠偏每批每级施工完成后应有一定时间间隔，时间间隔长短根据回倾速率确定；纠偏施工后期应减缓回倾速率，控制回倾量。做到设计、施工紧密配合，严格按设计要求进行监测，及时调整迫降量及施工顺序。

8.5.11 掏土法纠偏应符合下列规定：

1 掏土法纠偏可分为人工掏土法或水冲掏土法，适用于匀质黏性土、粉土、填土、淤泥质土和砂土上的浅埋基础建（构）筑物的纠偏。

2 人工掏土法可选择分层掏土、室外开槽掏土、穿孔掏土等方法，掏土范围、沟槽位置、宽度、深度、取土量、取土顺序、批次、级次等设计参数应根据建（构）筑物迫降量、地基土性质、基础类型、上部结构荷载中心位置等，结合当地经验和现场试验综合确定。

3 掏挖时应先从沉降量小的部位开始，逐渐过渡，依次掏挖。

4 采用高压水冲掏土时，水冲压力、流量应根据土质条件通过现场试验确定，水冲击力宜为 1.0MPa~3.0MPa，流量宜为 40L/min。

5 水冲过程中，掏土槽应逐渐加深，不得超宽。

6 出现掏土过量或纠偏速率超出控制值时，应立即停止掏土施工。当纠偏至设计控制值可能出现过纠现象时，应立即采用砾砂、细石或卵石进行回填，确保安全。

8.5.12 地基应力解除法纠偏应符合下列规定：

- 1 适用于厚度较大的软土地基上浅基础建（构）筑物的纠偏。
- 2 根据建（构）筑物场地的工程地质条件、基础形式、附加应力分布范围、回倾量的要求以及施工机具等，确定钻孔的位置、直径、间距、深度等参数及成孔的顺序、批次，确定取土的顺序、批次、级次。
- 3 施工设备宜采用功率较大的钻孔排泥设备。
- 4 钻孔的位置、深度和孔径应满足设计要求，钻孔孔位偏差不应大于 10cm。
- 5 钻孔前应埋置护筒，避开地下管线、设施，护筒高出地面不应小于 20cm，并设置防护罩和防下沉措施。
- 6 钻孔应先从建（构）筑物沉降量最小的区域开始，间跳分批成孔，首次钻进深度不应超过护筒以下 3cm。
- 7 确定每批取土排泥的孔位，每级取土排泥深度宜为 0.3m~0.8m。
- 8 纠偏施工结束应封孔后再拔出护筒。

8.5.13 辐射井法纠偏应符合下列规定：

- 1 适用于地基土为黏性土、淤泥质土、粉土、砂性土、填土等的建（构）筑物的纠偏。
- 2 根据建（构）筑物的整体刚度、基础类型、工程地质和水文地质、场地条件、回倾量的要求等因素确定射水井的位置、尺寸、间距、深度以及射水孔的位置、数量和射水方向等参数，并确定射水的顺序、批次、级次。
- 3 辐射井井位、射水孔位置和射水孔角度应符合设计要求，辐射井井位偏差不应大于 20cm，射水孔孔位偏差不应大于 3cm，角度偏差不应大于 3°；射水孔距射水平台不宜小于 1.2m。
- 4 辐射井成井施工应采用支护措施，井口应高出地面不小于 0.2m，并设置防护设施。
- 5 射水孔应设置保护套管，保护套管在基础下的长度不宜小于 20cm。
- 6 射水顺序宜采用隔井射水、隔孔射水。
- 7 射水水压和流量应满足设计要求，可根据现场试验性施工调整射水压力和流量。
- 8 射水过程中射水管管嘴应伸到孔底，每级射水深度宜为 0.5m~1.0m。
- 9 计量排出的泥浆量，估算排土量，确定下一批次的射水孔号和射水深度。
- 10 泥浆应集中收集，环保排放。

8.5.14 井式法纠偏应符合下列规定：

- 1 适用于黏性土、粉土、砂土、淤泥、淤泥质土或填土等地基上建（构）筑物的纠偏。
- 2 取土工作井，可采用沉井或挖孔护壁等方式形成，井壁宜采用钢筋混凝土，井壁混凝土强度等级不得低于 C15，井的内径不宜小于 800mm。

3 井孔施工时应观察土层的变化，防止流砂、涌土、塌孔、突陷等意外情况出现。

4 井位应设置在建（构）筑物沉降量较小的一侧，井位可布置在室内，井位数量、深度和间距应根据建（构）筑物的倾斜情况、基础类型、场地环境和土层性质等综合确定。

5 采用射水施工时，应在井壁上设置射水孔与回水孔，射水孔孔径宜为 150mm~200mm，回水孔孔径宜为 60mm；射水孔位置，应根据地基土质情况及纠偏量进行布置，回水孔宜在射水孔下方交错布置。

6 高压射水泵工作压力、流量，宜根据土层性质，通过现场试验确定。

7 纠偏达到设计要求后，工作井及射水孔均应回填，射水孔可采用生石灰和粉煤灰拌合料回填。

8.5.15 钻孔取土法纠偏应符合下列规定：

1 适用于淤泥、淤泥质土等软弱地基上建（构）筑物的纠偏。

2 根据建（构）筑物不均匀沉降情况和土层性质，确定钻孔位置和取土顺序。

3 根据建（构）筑物的底面尺寸和附加应力的影响范围，确定钻孔的直径及深度，取土深度不应小于 3m，钻孔直径不应小于 300mm。

4 钻孔顶部 3m 深度范围内，应设置套管或套筒，保护浅层土体不受扰动，防止地基出现局部变形过大。

8.5.16 浸水法纠偏应符合下列规定：

1 适用于地基土为含水量低于塑限含水量或填土且基础整体刚度较好建（构）筑物的纠偏。

2 根据建筑结构类型和场地条件，可选用注水孔、坑或槽等方式注水纠偏。注水孔、注水坑（槽）应布置在建（构）筑物沉降量较小的一侧。

3 浸水纠偏前应进行注水试验，确定渗透半径、浸水量与渗透速度的关系。采用注水孔（坑）浸水应确定注水孔（坑）布置、孔径或坑的平面尺寸、孔（坑）深度、孔（坑）间距及注水量；采用注水槽浸水应确定槽宽、槽深及分隔段的注水量；确定水量控制要求和计量系统。

4 浸水纠偏前应设置监测系统及防护措施，根据基础类型、地基土层参数、现场试验数据估算注水后的后期纠偏值，防止发生过纠；设置限位桩，对注水流入沉降较大一侧地基采取防护措施。

5 浸水纠偏的速率过快时应停止注水，回填生石灰料或采取其他有效的措施；浸水纠偏速率较慢时，可与其他纠偏方法联合使用。

8.5.17 降水法纠偏应符合下列规定：

1 适用于渗透系数大于 10^{-4} cm/s 或地下水位较高, 失水固结下沉的粉土、砂性土、黏性土等地基上的浅埋基础或摩擦桩基础且结构刚度较好的建(构)筑物的纠偏。

2 降水纠偏前应进行抽水试验, 确定水力坡度线、水头降低值、抽水量和影响半径; 按抽水试验或地区经验确定人工降水的井点布置、井深设计及施工方法。

3 纠偏时应根据建(构)筑物的纠偏量确定抽水量大小及水位下降深度, 设置水位观测孔, 记录水力坡降, 与沉降实测值比较, 调整纠偏水位降深, 观测孔内不得抽水。

4 人工降水时应采取措施防止对邻近建筑地基造成影响, 邻近建筑附近应设置水位观测井和回灌井; 降水井深度范围内有承压水并可引起相邻建(构)筑物或地下设施沉降时, 不得采用降水法; 降水对邻近建筑产生的附加沉降超过允许值时应采取设置地下隔水墙措施。

5 建(构)筑物纠偏接近设计值时, 应预留纠偏值的 $1/10 \sim 1/12$ 作为滞后回倾值, 并停止降水, 防止建(构)筑物过纠。

8.5.18 堆载加压法纠偏应符合下列规定:

1 适用于地基土为淤泥、淤泥质土、黏性土和松散填土等软弱地基上体量较小且纠偏量不大的浅埋基础建(构)筑物的纠偏。

2 根据工程规模、基底附加压力的大小及土质条件, 确定堆载纠偏施加的荷载量、荷载分布位置和分级加载速率。

3 评价地基土的整体稳定, 控制加载速率, 进行沉降观测。

4 堆载材料应就地取材, 选择重量较大、易于搬运码放的材料。

5 堆载前应按设计要求进行结构加固或增设临时支撑, 加固材料强度达到设计要求后方可堆载。

6 堆载应分级进行, 每级堆载应从建(构)筑物沉降量最小的区域开始, 堆载重量不应超过设计规定的重量, 回倾速率满足设计要求后方可进行下一级堆载。

7 卸载时间和卸载量应根据监测的回倾情况、沉降量和地基土回弹因素确定。

8.5.19 桩基卸载法纠偏应符合下列规定:

1 桩基卸载法分为桩顶卸载法和桩身卸载法。

2 桩顶卸载法适用于原建(构)筑物采用灌注桩的纠偏, 并应符合下列要求:

1) 根据卸载部位和操作要求, 设计工作坑的位置、尺寸和坡度。

2) 应保证托换结构插筋与原结构连接牢固, 避免破坏原桩内的钢筋。

3) 在托换体系的材料强度达到设计要求并检查确认托换体系可靠连接后方可进行截桩; 截桩时不应产生过大的振动或扰动, 保证截断面平整。

- 4) 每批截桩应从建（构）筑物沉降量最小的区域开始，每批截桩数严禁超过设计规定。
 - 5) 应在截断的桩头上加垫钢板。
 - 6) 桩顶卸载应分级进行，单级最大沉降最不应大于 10mm，顶部控制回倾速率不应大于 20mm/d，每级卸载后应间隔一定时间，当顶部回倾量与本级迫降量协调后方可进行下一级卸载。
 - 7) 连接节点的钢筋焊接质量应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204、现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 和现行行业标准《钢筋焊接接头试验方法标准》JGJ/T 27 的规定；连接节点的空隙填充应密实。
- 3 桩身卸载法适用于原建（构）筑物采用摩擦桩或端承摩擦桩的纠偏，并应符合下列要求：
- 1) 桩周土卸载应两侧对称进行，保留一定范围桩周土。
 - 2) 射水初始阶段对部分桩周土射水，采用较低的射水压力、较小的射水量和持续较短的射水时间。
 - 3) 桩身卸载纠偏应分级同步协调进行，每级纠偏时建（构）筑物顶部控制回倾速率不应大于 10mm/d，每级卸载后应有一定时间间隔。
 - 4) 根据上次纠偏监测数据确定后续的射水位置、范围、深度和时间。
 - 5) 纠偏结束后应及时恢复桩身摩擦力，材料回填密实。

8.5.20 地基加固法纠偏应符合下列规定：

- 1 适用于淤泥、淤泥质土、砂土、粉土、黏性土和填土等软弱地基上沉降尚未稳定、整体刚度较好且倾斜量不大的既有建（构）筑物的纠偏。根据结构现况可选择旋喷桩、灰土挤密桩、水泥土搅拌桩、硅化注浆、碱液注浆、树根桩、人工挖孔混凝土灌注桩方法。
- 2 先对建（构）筑物沉降较大一侧的地基进行加固，使该侧的建（构）筑物沉降减少；根据监测结果，再对建（构）筑物沉降较小一侧的地基进行加固。
- 3 选用的地基处理方法应根据地区经验或通过现场试验确定其适用性。
- 4 旋喷桩、灰土挤密桩、水泥土搅拌桩、硅化注浆、碱液注浆和树根桩的设计与施工应符合现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定。人工挖孔混凝土灌注桩的设计与施工应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定。

(III) 抬升法

8.5.21 抬升法纠偏适用于建（构）筑物的整体沉降及不均匀沉降较大，以及倾斜建（构）筑物基础为桩基础等不适用采用迫降法的建（构）筑物纠偏工程。抬升法可分为上部结构托梁抬升法、锚杆静压桩抬升法和坑式静压桩抬升法。

8.5.22 抬升法纠偏设计应符合下列规定：

1 原基础及其上部结构不满足抬升要求时，应先进行加固设计。

2 砖混结构建（构）筑物抬升不宜超过 6 层，框架结构建（构）筑物抬升不宜超过 8 层。

3 抬升托换结构体系的承载力、刚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定，并应在平面内连续闭合。

4 抬升力应根据纠偏建（构）筑物上部荷载值确定。

8.5.23 抬升法纠偏施工应符合下列规定：

1 抬升纠偏前，应进行沉降观测，地基沉降稳定后方可实施纠偏；应复核每个抬升点的总抬升量和各级抬升量，并作出标记。

2 千斤顶额定工作荷载应根据设计确定，且使用前应进行标定。

3 托换结构体系应达到设计承载力要求且验收合格后方可进行抬升施工。

4 抬升过程中，各千斤顶每级的抬升量应严格控制。

5 抬升纠偏施工期间应避免恶劣天气和周围振动环境的影响。

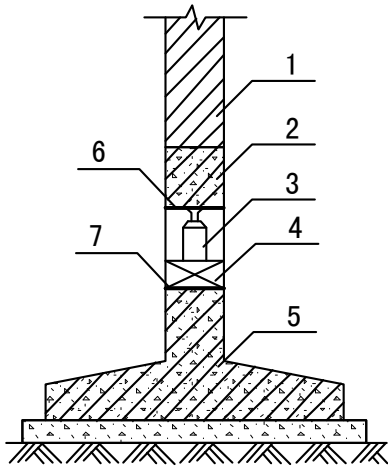
8.5.24 上部结构托梁抬升法设计应符合下列规定：

1 砌体结构托梁抬升应在砌体墙下设置托梁或在墙两侧设置夹墙梁形成墙梁体系（图 8.5.24-a）。

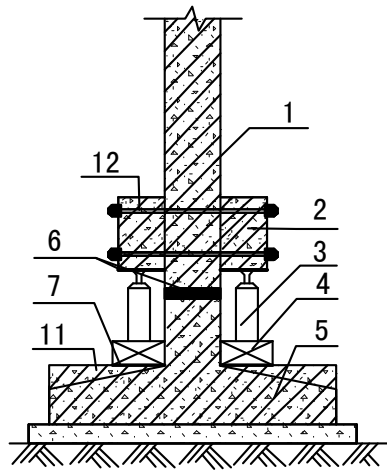
2 砌体结构托梁可按倒置弹性地基墙梁进行设计，其计算跨度为相邻三个支承点的两边缘支点的距离。

3 框架结构托梁抬升应在框架结构首层柱设置托换结构体系（图 8.5.24-b）。

4 框架结构的托换结构体系应验算正截面受弯承载力、局部受压承载力和斜截面受剪承载力。

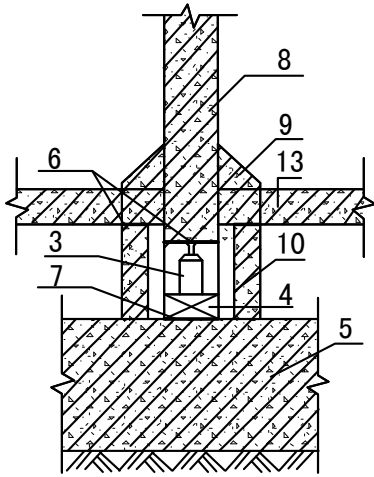


(1) 千斤顶内置式

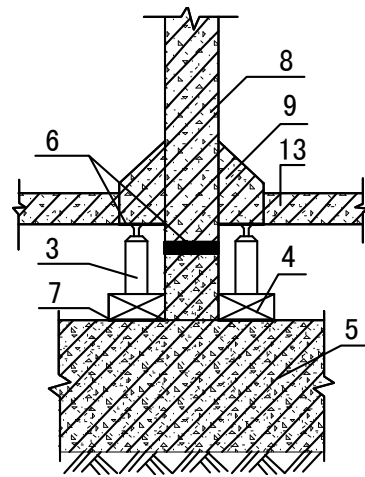


(2) 千斤顶外置式

(a) 砌体结构托梁抬升



(1) 千斤顶内置式



(2) 千斤顶外置式

(b) 框架结构托梁抬升

- 1——墙体；2——钢筋混凝土托梁；3——千斤顶；4——垫块；5——基础；
 6——钢垫板；7——钢埋件；8——框架柱；9——新加牛腿；10——支墩；
 11——基础新增加部分；12——对拉螺栓；13——钢筋混凝土连梁。

图 8.5.24 上部结构托梁抬升法

8.5.25 上部结构托梁抬升法施工应符合下列规定：

- 1 结构内纵筋应采用机械连接或焊接，接头位置避开抬升点。
- 2 结构托梁施工应分段进行，墙体开洞长度由计算确定；在混凝土强度达到设计强度的 75% 以后进行相邻段托梁施工；夹墙梁应连续施工，在混凝土强度达到设计强度的 100% 以后方可进行对拉螺栓安装。

- 3 结构断柱时相邻柱不应同时断开，必要时应采取临时加固措施。
- 4 千斤顶外置抬升，竖向荷载转换到千斤顶后方可进行竖向承重结构的截断施工；对于框架结构千斤顶内置抬升，竖向荷载转换到托换结构后方可进行竖向承重结构的截断施工。
- 5 避免结构局部拆除或截断时对保留结构产生较大的扰动和损伤。
- 6 截断施工时，应监测墙、柱的竖向变形和托换结构的异常变形。
- 7 抬升前必须进行一次试抬升。
- 8 钢垫板应做到随抬随垫，各层垫块位置应准确，相邻垫块应进行焊接。
- 9 单级最大抬升量不应大于 10mm，每级抬升后应有一定间隔时间，当顶部回倾量与本级抬升量协调后方可进行下一级抬升。
- 10 恢复结构连接完成并达到设计强度后方可拆除千斤顶；当框架结构采用千斤顶内置式抬升时，应先对支墩和新加牛腿可靠连接后再拆除千斤顶。

8.5.26 锚杆静压桩抬升法设计应符合下列规定：

- 1 适用于粉土、粉砂、细砂、黏性土、填土等地基，采用钢筋混凝土基础且上部结构自重较轻的建（构）筑物纠偏工程。
- 2 对建（构）筑物基础的强度和刚度进行验算，当不满足压桩和抬升要求时，应对基础进行加固补强。
- 3 确定桩端持力层的位置，计算单桩竖向承载力和压桩力，最终压桩力取单桩竖向承载力特征值的 2.0 倍。
- 4 确定桩节尺寸、桩身材料和强度、桩节构造和桩节间连接方式。
- 5 封桩应采取持荷封桩的方式，设计封装持荷转换装置，明确封桩要求，锚杆桩与基础钢筋应焊接或加钢板锚固连接，封桩混凝土应采用微膨胀混凝土，强度比原混凝土提高一个等级，且不应低于 C30。

8.5.27 锚杆静压桩抬升法施工应符合下列规定：

- 1 反力架应与原结构可靠连接，锚杆应做抗拔力试验。
- 2 基础中压桩孔开孔宜采用振动较小的方法，并保证开孔位置、尺寸准确。
- 3 桩位平面偏差不应大于 20mm，单节桩垂直度偏差不应大于 1%；桩节与节之间应可靠连接。
- 4 处于边坡上的建（构）筑物，应避免因压桩挤土效应引起建（构）筑物产生水平位移。
- 5 压桩应分批进行，相邻桩不应同时施工；当桩压至设计持力层和设计压桩力并持荷不少于 5min 后方可停止压桩。

- 6 在抬升范围各桩均达到控制压桩力且试抬升合格后方可进行抬升施工。
- 7 抬升应分级同步协调进行，单级最大抬升量不应大于 10mm，每级抬升后应有一定间隔时间，当顶部回倾量与本级抬升量协调后方可进行下一级抬升。
- 8 抬升量的监测应每柱或每抬升处不少于一点。
- 9 基础与地基土的间隙应填充密实，强度应达到设计要求。
- 10 持荷封桩应采用荷载转换装置，荷载完全转换后方可拆除抬升装置；封桩混凝土达到设计强度后方可拆除转换装置。
- 11 锚杆静压桩施工除符合本标准的规定外，尚应按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 执行。

8.5.28 坑式静压桩抬升法设计应符合下列规定：

- 1 坑式静压桩抬升法适用于黏性土、粉质黏土和填土等地基，且地下水位较低，采用钢筋混凝土基础、上部结构自重较轻的建（构）筑物纠偏工程。
- 2 应对建（构）筑物基础的强度和刚度进行验算，当不满足压桩和抬升要求时，应对基础进行加固补强。
- 3 应确定桩端持力层的位置，计算单桩竖向承载力和压桩力，最终压桩力取单桩竖向承载力特征值的 2.0 倍。
- 4 桩位宜布置在纵横墙基础交接处、承重墙基础的中间、独立基础的中心或四角等部位，不宜布置在门窗洞口等薄弱部位。
- 5 确定基础抬升间隙的填充材料、工作坑的回填材料及回填要求。

8.5.29 坑式静压桩抬升法施工应符合下列规定：

- 1 工作坑应跳坑开挖，严禁超挖，开挖后应及时压桩支顶。
- 2 压桩桩位偏差不应大于 20mm，各桩段间应焊接连接。
- 3 压桩施工应保证桩的垂直度，单节桩垂直度偏差不应大于 1%；当桩压至设计持力层和设计压桩力并持荷不少于 5min 后方可停止压桩。
- 4 在抬升范围内的各桩均达到最终压桩力后进行一次试抬升，试抬升合格后方可进行抬升施工。
- 5 抬升应分级同步协调进行，单级最大抬升量不应大于 10mm，每级抬升后应有一定间隔时间，当顶部回倾量与本级抬升量协调后方可进行下一级抬升。
- 6 撤除抬升千斤顶应控制基础下沉量和桩顶回弹，千斤顶承受的荷载通过转换装置完全转换后方可拆除千斤顶。
- 7 基础与地基之间的抬升缝隙应填充密实。

(IV) 综合法

8.5.30 综合法适用于建（构）筑物体形较大、基础和岩土工程条件较复杂或纠偏难度较大的纠偏工程。

8.5.31 综合法应根据建（构）筑物倾斜状况、倾斜原因、结构类型、基础形式、工程地质和水文地质条件、纠偏方法特点及适用性等进行多种纠偏方法比选，选择一种最佳组合，并明确一种或两种主导方法。当纠偏速率较小，或原纠偏方法无法满足纠偏要求时，可结合掏土、降水、堆载等方法综合使用进行纠偏。

8.5.32 选择综合法应明确所采用的两种及两种以上纠偏方法的施工顺序和实施时间，消除实施过程中的相互不利影响。

8.5.33 迫降法与抬升法组合不宜同时施工，抬升法实施应在基础沉降稳定后进行。

9 软弱地基

9.1 一般规定

9.1.1 软弱地基的地基承载力、变形和稳定性不满足上部结构的要求时，应进行地基处理或桩基础设计；建筑地基局部范围内存在高压缩性土层时也应按软弱地基设计。

9.1.2 设计时应根据相邻建筑物、地下管线等环境资料，采取适宜的设计方案，预防新建建筑物的地基变形对相邻建筑物的不利影响；活荷载较大的构筑物 and 构筑物群（如料仓、油罐等）以及底层为仓库的厂房等建筑物，使用初期应根据沉降观测结果控制加载速率，掌握加载间隔时间，调整活荷载分布，避免过大倾斜。

9.1.3 施工时应加强对软土基槽底面的保护，减少扰动，必要时应采取降水措施；对于荷载差异较大的建筑物和构筑物，宜先建重、高部分，后建轻、低部分；施工期间应对建筑物进行监测。

9.1.4 处理软弱地基时应对室内和室外地坪进行地基处理。

9.2 软弱地基治理设计

9.2.1 软弱地基治理设计应符合下列规定：

1 治理设计应考虑地基基础与上部结构共同作用。对建筑体型、荷载、结构类型、室内地坪使用要求、地质条件及周围环境进行综合分析后，确定基础形式。

2 承载力和稳定性计算宜根据加载速度的快慢分别采用不固结不排水剪或固结不排水剪抗剪强度指标。

3 检测监测应根据地基处理方法、建筑物的重要性、建筑体型、软弱土层分布状况和周围设施及周围建筑物对不均匀沉降的敏感程度提出要求。

9.2.2 软弱地层作为地基持力层时应符合下列规定：

1 软土采用地表硬层作为地基持力层时，应采取控制地基变形的措施，如增大建筑物的基础刚度、调整基础地面尺寸和基底压力分布、减少地基加载速率等。

2 均匀性和密实度较好的建筑垃圾和性能稳定的工业废料，采取适当的处理措施且下卧层为非高压缩性土层时，可利用作为地基持力层。

3 局部软弱土层以及暗塘、暗沟可采用基础梁架越、换填、设置增强体的方法进行处理。

4 新近填土地基承载力及变形验算应考虑填土自重压力的附加荷载作用。

5 有机质含量较高的生活垃圾及欠固结土不宜作为地基持力层。

9.2.3 软弱地层进行地基处理时，应根据岩土条件、建筑设计要求、施工条件、环境保护要求、节约资源、已有工程经验等进行综合比选。地基处理的设计计算应符合本标准第14章的规定。地基处理可选择一种或多种方法：

1 换填压实法适用于处理浅层软土、河塘、暗沟、暗涌地基。

2 强夯法适用于处理具有排水条件的淤泥质土、泥炭质土及其他高压缩性土、填土地基。土的塑性指数大于20，液性指数大于0.75时，应通过强夯试验确定其适用性。

3 振冲碎石桩法适用于处理素填土和杂填土地基。

4 水泥土加固法适用于处理淤泥及淤泥质土、填土及其他高压缩性土地基。水泥土加固法处理有机质土或有机质含量大于3%的土、泥炭土、塑性指数大于20的黏土、地下水具有腐蚀性以及对成桩效果差的淤泥土时，应通过试验确定其适用性，地下水丰富或流速较大时应慎用。

9.2.4 建筑体型复杂、荷载差异较大的框架结构可采用箱基、桩基或桩筏基础；甲级建筑宜优先选用桩基础；乙、丙级建筑可选用交叉条形基础、梁式筏基或箱形基础。

9.3 大面积地面荷载

9.3.1 建筑范围内有地面荷载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计，应考虑由于地面荷载所产生的地基不均匀变形及其对上部结构的影响和对周边环境的影响。有条件时宜采用堆载预压过的建筑场地。

9.3.2 地面堆载时力求均衡，避免大量、快速、集中堆载，根据使用要求、堆载特点、结构类型和地质条件，确定允许堆载量和范围，控制性分期施加，堆载量超过地基承载力时应进行专项设计。

9.3.3 大面积填土较厚场地，堆载宜在基础施工前三个月完成，并设立沉降及水平位移观测点；软土层下如有表面坡度较大的基岩，堆载时应进行场地的稳定性分析。

9.3.4 厂房和仓库的结构设计应考虑不均匀沉降产生的次应力，适当提高柱、墙的抗弯能力和增强房屋的刚度。

9.3.5 使用过程中允许调整吊车轨道的单层钢筋混凝土工业厂房和露天车间的天然地基设计，除应遵守本规范第14章有关规定外，尚应符合下式要求：

$$s'_g \leq [s'_g] \quad (9.3.5)$$

式中： s'_g ——由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降量计算值；

$[s'_g]$ ——由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降量允许值，可按表 9.3.5 采用。

表 9.3.5 地基附加沉降量允许值 $[s'_g]$ (mm)

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

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

9.3.6 由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降计算应符合下列规定：

1 地基附加沉降可按分层总和法计算，计算深度可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 相关规定确定。

2 参与计算的地面荷载应包括地面堆载和基础完工后的新填土，地面荷载按均布荷载考虑，其计算范围：横向取 5 倍基础宽度，纵向为实际堆载长度，其作用面在基底平面处，作用面在基底平面处。

3 荷载范围横向宽度超过 5 倍基础宽度时按 5 倍基础宽度计算；小于 5 倍基础宽度或荷载不均匀时，应换算成宽度为 5 倍基础宽度的等效均布地面荷载。

4 换算时应将柱基两侧地面荷载按每段为 0.5 倍基础宽度分成 10 个区段(图 9.3.6)，再按式 9.3.6 计算等效均布地面荷载。

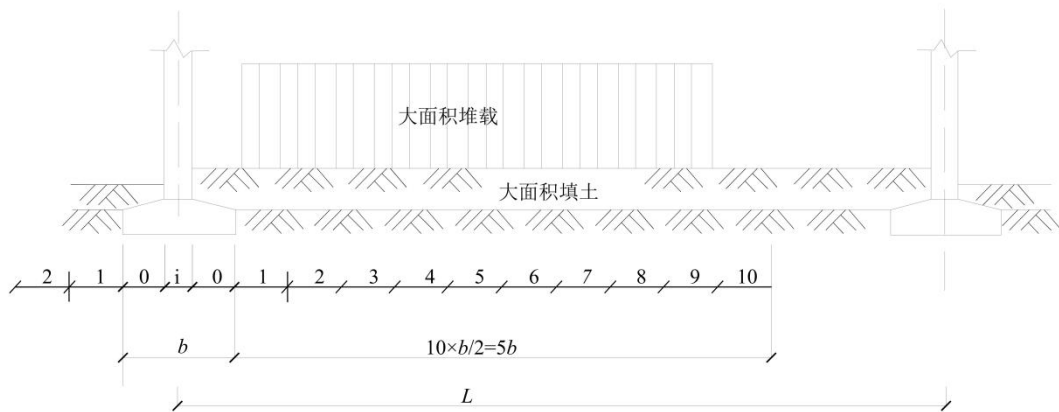


图 9.3.6 地面荷载区段划分

$$q_{eq} = 0.8 \left[\sum_{i=0}^{10} \beta_i q_i - \sum_{i=0}^{10} \beta_i p_i \right] \quad (9.3.6)$$

式中： q_{eq} ——等效均布地面荷载；

β_i ——第 i 区段地面荷载换算系数，可按表 9.3.6 采用；

q_i ——柱内侧第 i 区段内的平均地面荷载；

p_i ——柱外侧第 i 区段内的平均地面荷载；

如等效均布地面荷载为正值时，则柱基将发生内倾；如为负值时，将发生外倾。

表 9.3.6 地面荷载换算系数 β_i

区段	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$a/5b \geq 1$	0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
$a/5b < 1$	0.52	0.40	0.30	0.13	0.08	0.05	0.02	0.01	0.01	—	—

注： a 、 b 见表 9.3.5。

9.3.7 具有地面荷载的建筑地基遇到下列情况之一时宜采用桩基：

- 1 不符合本标准第 9.3.5 条的要求。
- 2 车间内设有起重量 30t 以上、工作级别大于 A5 的吊车。
- 3 基底下软弱土层较薄，采用桩基较经济者。
- 4 底层设备运转时对垂直度、平整度要求较严格者。

9.4 软弱地基治理措施

9.4.1 软弱地基治理设计时可采用下列减少地基不均匀沉降的措施：

- 1 选用轻型结构，减轻墙体自重，采用架空地板代替室内填土。
- 2 设置地下室或半地下室，采用覆土少、自重轻的基础形式。
- 3 调整各部分的荷载分布、基础宽度或埋置深度。
- 4 对不均匀沉降要求严格的建筑物，可选用较小的基底压力。

9.4.2 建筑体型在满足使用功能和其他要求的前提下应力求简单；建筑体型比较复杂时宜优先选用桩基础，或根据其平面形状和高度差异（荷载差异）情况，在适当部位用沉降缝将其划分成若干个刚度较好的结构单元，当拉开距离后的两个单元必须连接时应采用能自由沉降的连接构造。

9.4.3 相邻建筑物基础间的净距，无地方经验时可按表 9.4.3 选用。

表 9.4.3 软弱地基上相邻建筑物基础间的净距（m）

被影响建筑的长高比 影响建筑的 预估平均沉降量 s (mm)	$2.0 \leq L/H_t < 3.0$	$3.0 \leq L/H_t < 5.0$
	70~150	2~3
160~250	3~6	6~9
260~400	6~9	9~12
>400	9~12	≥ 12

注：1 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度（m）； H_t 为自基础底面标高算起的建筑物高（m）；
2 当被影响建筑的长高比为 $1.5 < L/H_t < 2.0$ 时，其间净距可适当缩小。

9.4.4 建筑物各组成部分的标高确定应考虑可能产生不均匀沉降的影响。室内地坪和地下设施的标高应根据预估沉降量予以提高。

9.4.5 深基坑开挖应采取有效措施，防止挖土卸载引起边坡失稳和坑底回弹。

9.4.6 桩基施工宜先成桩后开挖基坑，合理安排基坑挖土顺序和分层开挖深度，防止土体侧向位移对桩的影响。

10 岩溶地基

10.1 一般规定

10.1.1 根据碳酸盐岩地层埋藏条件，岩溶地基可分为裸露型、浅覆盖型、深覆盖型和深埋藏型等地基类型；根据岩溶发育条件，岩溶地基可分为溶洞、溶沟（槽）、溶隙（裂隙、漏斗）、石芽、土洞等地基类型。

10.1.2 根据岩溶发育强烈程度，应对场地进行地段划分，重大建筑宜避开岩溶强发育区段。

10.1.3 碳酸盐岩为主的可溶性岩石地区，当存在岩溶或土洞等不良地质作用时，应评价其稳定性及对工程的影响。

10.1.4 岩溶地基的勘察应查明建设场地岩溶的发育和分布规律、地基岩土工程特性和地下水埋藏条件，对场地地基进行综合评价。

10.2 岩溶发育规律

10.2.1 岩溶发育规律的判断应遵循从面到点、先地表后地下、先定性后定量、先控制后一般、先疏后密的原则。

10.2.2 岩溶发育规律可根据场地地形、岩性、新构造运动、地质构造和气候条件等因素进行综合判断。

10.2.3 岩溶发育特点及发育规律的宏观判断可按表 10.2.3 进行。

表 10.2.3 岩溶发育特点及发育规律

控制条件		岩溶发育特点及发育规律
地形		地形陡峭、岩石裸露的斜坡地带，岩溶以溶沟、溶槽、石芽等形态为主；地形平缓地带，岩溶以漏斗、竖井、落水洞、洼地、溶洞为主
岩性		质纯厚层的岩层，岩溶发育强烈，且形态齐全，规模较大；含泥质或其他杂质的岩层，岩溶发育较弱。
新构造运动		地壳强烈上升地区，岩溶以垂直方向发育为主；地壳相对稳定地区，岩溶以水平方向发育为主；地壳下降地区，既有水平发育又有垂直发育，岩溶发育较复杂
地质构造	节理裂隙	节理裂隙交叉处或密集带，岩溶易发育
	断层	沿断裂带岩溶易发育，以漏斗、落水洞及暗河等为主，正断层处岩溶易发育，逆断层处岩溶发育较弱
	褶皱	轴部岩溶易发育；单斜地层，顺层面易发育；不对称褶皱，陡翼易发育

岩层产状	倾斜或陡倾的岩层，岩溶易发育；水平或缓倾的岩层，当上覆或下伏非可溶性岩层时，岩溶发育较弱；可溶岩与非可溶岩接触带或不整合面岩溶易发育
气候	大气降水丰富、气候潮湿地区，岩溶易发育

10.3 岩溶发育程度判定

10.3.1 岩溶发育程度宜先进行初判；在此基础上，结合场地规划及建（构）筑物展布，开展相应阶段的勘察工作，再进行场地岩溶发育程度复判。

10.3.2 场地岩溶发育程度初判可根据碳酸盐岩层组类型、地表岩溶发育特征、岩溶水赋存形式综合确定。

10.3.3 场地岩溶发育程度等级初判可按表 10.3.3 进行。

表 10.3.3 岩溶发育程度等级初判

岩溶发育程度等级	碳酸盐岩层组类型	地表岩溶发育特征	岩溶水赋存形式
岩溶强发育	碳酸盐岩岩性较纯，连续厚度较大，出露面积较广，厚层至块状结构为主	地表有较多岩溶洼地、落水洞、漏斗、土洞发育。溶沟、溶槽、石芽密布	地下有管道水或暗河分布，泉水分布较多
岩溶中等发育	由碳酸盐岩夹碎屑岩类地层组成，其中的碳酸盐岩连续分布，中厚层状为主	地表岩溶洼地、落水洞、漏斗、土洞较发育。溶沟、溶槽、石芽较发育	地下有小规模管道水分布，泉水出露较少
岩溶微发育	由碎屑岩夹碳酸盐岩或碎屑岩与碳酸盐岩互层地层组成，中薄层或互层结构	地表岩溶形式稀疏发育，主要为溶沟、溶槽等	岩溶裂隙多被充填，泉水出露较少或无泉水

10.3.4 场地岩溶发育程度等级复判可按表 10.3.4 进行。

表 10.3.4 岩溶发育程度等级复判

岩溶发育等级	线岩溶率 (%)	钻孔见洞隙率 (%)	土洞率 (%)	相邻柱基之间基岩起伏面相对高差 (m)	岩溶裂隙或串珠状溶洞发育深度 (m)
岩溶强发育	>20	>30	>10	>5	>20
岩溶中等发育	20~5	30~10	10~0	5~2	20~5
岩溶微发育	<5	<10	无	<2	<5

注：1 同一档次的五个划分指标中，根据最不利组合原则，从高到低，有一个达标即可定为该等级；2 当钻孔见洞率为 0，相邻柱基之间基岩起伏面相对高差 >5m、5m~2m、<2m 时可分别判定岩溶强发育、中等发育、微发育。

3 相邻柱基之间距离宜为 6m~15m。

10.4 岩溶地基稳定性评价

10.4.1 岩溶地基稳定性评价可采用定性评价、半定量评价和定量评价等多种方法。重大工程应进行定性、半定量和定量评价。

10.4.2 土洞分布场地应根据土洞成因，预测其发展趋势，评价土洞对场地稳定性的影响。

10.4.3 岩溶地基稳定性定性评价，对于一般建筑物，根据已查明的地质条件，结合基底荷载情况，对影响稳定性的各种因素进行分析比较，可采用经验比拟法按表 10.4.3 进行评价。

表 10.4.3 岩溶地基稳定性定性评价

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，纯质灰岩，强度高	薄层石灰岩、泥灰岩、白云质灰岩，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，在基底附件，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	为密实沉积物填满，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
地震设防烈度	抗震设防烈度小于 7 度	抗震设防烈度大于或等于 7 度
建筑物荷重及重要性	建筑物荷重小，为一般建筑物	建筑物荷重大，为重要建筑物

10.4.4 岩溶地基稳定性半定量评价，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。此时所需塌落高度可按下式计算：

$$H = \frac{H_0}{K-1} \quad (10.4.4-1)$$

式中：H——所需塌落高度（m）；

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, 且应符合下列公式的规定:

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:

$$M = \frac{1}{2} pl^2 \quad (10.4.4-2)$$

2) 当裂隙位于支座处, 而顶板较完整时, 可按简支梁计算:

$$M = \frac{1}{8} pl^2 \quad (10.4.4-3)$$

3) 当支座和顶板岩层均较完整时, 可按两端固定梁计算:

$$M = \frac{1}{12} pl^2 \quad (10.4.4-4)$$

4) 计算弯矩和剪力应符合下列公式的规定:

$$\frac{6M}{bH^2} \leq \sigma \quad (10.4.4-5)$$

$$H \geq \sqrt{\frac{6M}{b\sigma}} \quad (10.4.4-6)$$

$$\frac{4V}{H^2} \leq S \quad (10.4.4-7)$$

$$H \geq \sqrt{\frac{4V}{S}} \quad (10.4.4-8)$$

式中: M ——弯矩 (kN·m)；

p ——顶板所受总荷载 (kN·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)；

b ——梁板的宽度 (m)；

H ——顶板岩层厚度 (m)；

σ ——岩体计算抗拉强度 (石灰岩一般为允许抗压强度的 1/8) (kPa)；

V —— 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) 。

3 按极限平衡条件计算顶板受剪切承载力时, 应符合下列公式的规定:

$$T \geq P \quad (10.4.4-9)$$

$$T = HSL_u \quad (10.4.4-10)$$

$$H \geq \frac{P}{SL_u} \quad (10.4.4-11)$$

式中: T —— 溶洞顶板的总抗剪力 (kN) ;

P —— 溶洞顶板所受总荷载 (kN) ;

L_u —— 溶洞平面的周长 (m) 。

4 溶洞未坍塌时, 相对于与天然拱处于平衡状态, 如发生坍塌则形成破裂拱。破裂是顶板岩层厚度 H 可用成拱分析法进行计算。

$$H = \frac{0.5b + h_0 \tan(90^\circ - \varphi)}{f} \quad (10.4.4-12)$$

式中: b —— 溶洞宽度 (m) ;

h_0 —— 溶洞的高度 (m) ;

φ —— 岩石内摩擦角;

f —— 溶洞围岩坚固系数, 一般可根据岩石的单轴抗压强度确定。

破裂拱以上的岩体重量由拱承担, 因承担上部荷载尚需一定的厚度, 故溶洞顶板的安全厚度为破裂拱高加上部荷载作用所需要的厚度, 宜再加适当的安全系数。

10.4.5 岩溶地基稳定性定量评价可按有限元等理论方法, 并结合定性评价、半定量评价法以及现场试验综合确定。

10.4.6 当地基属于下列条件之一时, 对二级和三级工程可不考虑岩溶稳定性的不利影响:

1 基础底面下土层厚度大于独立基础宽度的 3 倍或条形基础宽度的 6 倍, 且不具备形成土洞或其他地面变形的条件。

2 基础底面与洞体顶板间岩土厚度虽小于本条第 1 款的规定, 但符合下列条件之一时:

1) 洞隙或岩溶漏斗被密实的沉积物填满且无被水冲蚀的可能;

- 2) 洞体岩体基本质量等级为 I 级或 II 级, 顶板岩石厚度大于或等于洞跨;
- 3) 洞体较小, 基础底面大于洞的平面尺寸, 有足够的支持长度;
- 4) 平行于基础轴线的长度或直径小于 1.0m 的竖向裂隙、落水洞近旁地带。

10.4.7 当不符合本标准第 10.4.6 条的条件时, 应进行洞体地基稳定性分析, 并应符合下列规定:

- 1 顶板不稳定, 但洞内为密实堆积物充填且无水流活动时, 可按不均匀地基进行评价。
- 2 当能取得计算参数后, 可将洞体顶板按结构自承重体系进行力学分析。
- 3 有工程经验的地区, 可按类比法进行稳定性评价。
- 4 岩体基本质量等级为 III 级或 IV 级时, 可做原位岩体载荷试验评价溶洞顶板的强度与稳定性, 最大加载量应不小于地基设计要求的 2 倍。
- 5 基础近旁有裂隙和临空面时, 应验算临空面倾覆稳定性和裂隙面滑移稳定性。
- 6 地基为石膏、岩盐等易溶岩时, 应考虑溶蚀长期作用的不利影响。
- 7 对不稳定的岩溶裂隙可采取地基处理措施或桩基础。
- 8 单个溶洞规模较大且有多个基础位于其上时, 溶洞顶板的强度与稳定性应进行专门研究。

10.5 岩溶地基处理设计

10.5.1 选择岩溶地区地基处理方法时, 应考虑地基、基础和上部结构的共同作用。

10.5.2 岩溶地基处理方法应综合考虑岩溶地基类型、岩溶发育的特征、程度和范围等因素。

10.5.3 依据岩溶地基类型选择地基处理方法时, 应符合下列要求:

1 土洞地基可采用充填、复合地基等方法进行处理, 对塌陷或浅埋溶(土)洞宜采用挖填夯实法、跨越法、充填法、垫层法进行处理; 对深埋溶(土)洞宜采用注浆法、桩基法、充填法进行处理。

2 岩溶裂隙地基可采用充填、跨越、注浆、复合地基等方法进行处理, 对落水洞及浅埋的溶沟(槽)、溶蚀裂隙、溶蚀漏斗等, 宜采用跨越法、充填法进行处理。

3 大块孤石或石芽出露的地基宜对岩石表面进行修整, 并按土岩组合地基设置褥垫层。

4 溶洞地基可采用注浆、填料注浆、跨越、复合地基、桩基等方法进行处理。

10.5.4 岩溶地区地貌、地质、水文条件复杂及塌陷发育、影响范围大的地段, 可采用多种方法综合处理。

10.5.5 地表水形成的土洞和塌陷，在建筑场地和地基范围内，应采取地表截流、防渗或堵塞等措施进行处理，防止地表水渗入土层，并应对土洞采取挖填等处理措施。

10.5.6 岩溶地基处理时应根据岩溶发育特征和地表水径流、地下水赋存条件，制定截流、防渗、堵漏或疏排措施，减少淘蚀、潜蚀，岩溶水的处理应符合下列规定：

1 流量较小、水路复杂、出水点多、影响范围广、水流分散不宜汇集等地段，可采用与水流方向垂直设置的截水盲沟、截水墙、截水洞等截流（截渗）方法。

2 流量大而集中的岩溶水，可采用设置与水流方向一致的泄水洞、管道、桥涵及明沟等疏导方法。

3 采取保证岩溶泉水流出和落水洞排水的措施。

4 当地下水量小且呈弥散径流时，可用砂浆、黏土及浆砌片石等进行堵塞；对水量大而集中及水压力大的岩溶水径流，堵塞措施应充分考虑地下水径流方式空间变化的不确定性，需经室内模拟、现场水文试验等方法确认后采用。

5 覆盖型岩溶、土洞发育地段的地下水越流渗透进行地基处理时，可采用钻孔注浆、旋（摆）喷注浆等措施进行渗透处理。

10.5.7 采用充填法、跨越法、褥垫层法进行岩溶地基处理时，应符合现行国家标准《岩溶地区建筑地基基础技术规范》GB/T 51238 的规定。

10.5.8 采用注浆法、复合地基进行岩溶地基处理时，应符合本标准第 14 章的规定。

10.5.9 岩溶地基施工应符合下列要求：

1 岩溶地基施工时，应对岩溶水进行疏导或封堵，减少淘蚀、潜蚀。

2 采用充填法处理岩溶时，应根据岩溶发育程度、地下水特征等因素合理选择填充材料和施工机械。

3 采用跨越法处理岩溶时，施工前应先检查、清理洞侧支撑岩（土）体，清除支撑面上的杂草、浮土及岩石碎块，保证支承面清洁平整。应通过清理支撑体侧面的岩石碎块检查岩体的完整性，对影响跨越结构施工的裂隙采取灌浆等措施进行填补加固。

4 采用钻（冲）孔灌注桩穿过溶洞时，应根据溶洞大小备足泥浆及片石。当冲孔至溶洞位置发现孔内泥浆液面迅速下降时，应立即抛填片石封堵溶洞，并从储浆池向孔内补注泥浆至孔内泥浆面稳定后再继续成孔。当溶洞规模较大时，可采用强度等级不低于 C20 的速凝混凝土或水泥砂浆封堵，混凝土或水泥砂浆中应添加速凝剂。

5 采用高压喷射注浆法施工时，应采用跳孔间隔注浆的方式进行，并宜采用先外围后内部的注浆施工顺序。在施工过程中出现压力骤降、上升或冒浆异常时，应查明原因并及时采取措施。为防止浆液凝固收缩影响桩顶高程，宜在原孔位采用冒浆回灌或二次注浆等措施。

10.6 降水引起岩溶塌陷的处理措施

10.6.1 塌陷与水力作用的关系可根据水位降深、降落漏斗、水力坡度、流速、径流方向等综合判断。

10.6.2 地下水位下降引起地面塌陷时，可采用控制抽排水强度、恢复水位、帷幕、隔水隔板等处理措施。

10.6.3 地下水形成的塌陷，除应清除软土，抛填块石作反滤层，面层用黏土夯填外，尚应查明并消除地下水活动的影响，停用相关的抽水井或封堵相关矿坑的突水口等。

10.6.4 地下水形成的土洞和塌陷，地质条件许可时，应首先对地下水采取截留、改道等措施，当不能对地下水采取截流、改道时，可采用嵌岩桩或其他有效措施。对重要的建筑物，可采用桩基处理。

10.6.5 人工降低地下水位形成的塌陷坑应采用回填处理，并应符合下列要求：

1 影响建筑设施或大量充水的塌陷坑，可清理至基岩，封住溶洞口，再填土石。

2 不易积水地段的塌陷坑，当没有基岩出露时，可采用黏土回填夯实至地面标高；当有基岩出露并见溶洞口时，可先用大块石堵塞洞口，再用黏土夯实。

3 河床地段的塌陷坑，数量较少时可按本条第1款、第2款进行处理，数量较多时可采用河流局部改道进行处理。

4 进行上述处理时尚应根据上部结构特征采用梁、板或拱跨越措施。

10.6.6 因地下水升降，岩溶空腔中的水压力产生变化，形成气爆（冲爆）或吸蚀，导致岩溶塌陷，可采取设置各种岩溶管道通气的装置，平衡其水、气压力，以消除其作用。

11 膨胀土地基

11.1 一般规定

11.1.1 膨胀土地区房屋建筑和市政基础设施的工程建设,应根据膨胀土的特性和工程要求,综合考虑地形地貌条件、气候特点和土中水分的变化情况等因素,因地制宜,采取防治措施。

11.1.2 膨胀土应根据土的自由膨胀率、场地工程地质条件特征和建筑物破坏形态综合判定。

11.1.3 对于工程规模大、功能要求严格且对土的膨胀性能有疑问时,尚应进行土的矿物成份、阳离子交换量等试验,膨胀土地基的胀缩等级可按表 11.1.3 确定:

表 11.1.3 膨胀土地基的胀缩等级

地基土(竖向)胀缩变形量 S_{es}	膨胀土地基胀缩等级级别
$S_{es} < 15$	非膨胀土地基
$15 \leq S_{es} < 35$	I
$35 \leq S_{es} < 70$	II
$S_{es} \geq 70$	III

11.1.4 挡土结构、基坑支护等工程应进行稳定性验算。验算时应考虑坡体内含水量变化影响,并应计算水平膨胀力的作用。均质土且无深大地裂时,可采用圆弧滑动法验算;有软弱夹层及层状膨胀土应按最不利的滑动面验算;具有胀缩裂缝和地裂缝的膨胀边坡,应进行沿裂缝滑动验算;层状构造的膨胀土,且层面与坡面为同向倾斜时,应验算层面的稳定性。

11.1.5 膨胀土地区的建筑施工,应根据设计要求、场地条件和施工季节,针对膨胀土的特性编制施工组织设计。

11.1.6 膨胀土地区建筑施工,应按照先治坡、治水、后施工建筑物的原则。

11.2 膨胀土地基治理设计

11.2.1 膨胀土地基处理可采用换土、砂垫层、桩基础、土性改良等方法,并应符合下列要求:

1 膨胀土地基换土可采用非膨胀土、灰土、或改良土等材料均匀换土，换土厚度应通过变形计算确定。若上部荷重较大，换土厚度很厚时，则应分层碾压后进行载荷试验，以达到设计要求为限。

2 平坦场地上胀缩等级为 I 级、II 级的膨胀土地基宜采用砂、碎石垫层。垫层厚度不应小于 300mm。垫层宽度应大于基底宽度，两侧宜采用与垫层相同的材料回填，并做好防、隔水处理。

3 对胀缩等级为 III 级或设计等级为甲级的膨胀土地基，宜采用桩基础。桩基宜采用灌注桩型，桩端应锚固于大气影响急剧层深度以下地层中。最小桩长应符合下列规定：

$$l_{mim} = d_r + l_a \quad (11.2.1)$$

式中： l_{mim} ——最小桩长（m）；

d_r ——大气影响急剧层深度，应由各气候区土的深度变形观测或含水量及地温观测资料确定，无资料时，可按现行国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》（GBJ 112）确定（m）；

l_a ——桩锚固在相对稳定层内长度，按膨胀变形或收缩变形计算确定（m）。

4 膨胀土土性改良可采用掺和水泥、石灰等材料，改变膨胀土的膨胀性，从根本上减弱或消除膨胀土的胀缩性。

11.2.2 膨胀土地区的坡地，应按本标准第 11.1.4 条验算坡体稳定性。不稳定或潜在不稳定斜坡治理设计应符合下列规定：

1 斜坡场地及地基稳定性验算应考虑建筑物和堆料荷载、削坡卸荷应力释放、水平膨胀力、土体吸水膨胀后强度衰减的影响。

2 根据计算的滑体推力、滑动面或软弱结构面的位置，设置一级或多级抗滑支挡。

3 挡土结构基础深度应由稳定性验算确定，并应埋置在滑动面以下，且不应小于 1.5m。

4 坡度大于 14°的坡地，应采取可靠的抗滑支护措施。

5 设置场地截水、排水及防渗系统，边坡裂缝应进行封闭处理。

6 根据当地经验在坡面干砌或浆砌片石，设置支撑盲沟，种植草皮等。

11.2.3 膨胀土地区采用挡土墙作为支挡结构时的构造要求应符合下列规定：

1 墙背碎石或砂卵石滤水层的宽度不应小于 500mm。滤水层以外宜选用非膨胀性土回填，并应分层压实。

2 墙顶和墙脚地面应设封闭面层，宽度不宜小于 2m。

3 挡土墙每隔 6m~10m 和转角部位应设置变形缝。

4 挡土墙墙身应设泄水孔，间距宜为 2m~3m，坡度不应小于 5%，墙背泄水孔口下方应设置隔水层，厚度不应小于 300mm。

5 高度大于 3m 的挡土结构，宜对挡土结构进行土压力观测。

11.2.4 膨胀土地区的基坑支护设计除应执行现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 外，尚应符合下列规定：

1 层状构造的膨胀土，且层面与坡面同向倾斜时，滑体水平膨胀力宜取滑面全长。

2 采用锚杆和放坡支护的基坑工程，应对开挖边坡及时采用保湿防护措施，锚固段应进入大气影响深度以下一定长度。

3 基坑工程的坑底回弹变形量应计入膨胀土地基的胀缩变形量。

4 基坑工程的截水沟应设置在基坑以外 5m，并采取防渗措施。

5 基坑工程应及时封底保湿，坑底排水沟应设置防渗措施。

6 膨胀土地区的基坑支护工程存在永久边坡时，应符合边坡工程设计的有关要求。

11.2.5 膨胀土地基施工应符合下列要求：

1 施工前应完成场地平整、挡土墙、护坡、截洪沟、排水沟、管沟等工程，并应保持场地排水通畅、边坡稳定。

2 施工用水应妥善管理，防止管网漏水。临时水池、洗料场、淋灰池、截洪沟及搅拌站等设施距建筑物外墙应不小于 10m。临时生活设施距建筑物外墙应不小于 15m，并应做好排(隔)水设施。

3 堆放材料和设备的施工现场，应保持场地排水畅通。排水流向应背离基坑(槽)。需大量浇水的材料，堆放在距基坑(槽)边缘的距离应不小于 10m。

4 回填土应分层回填夯实，不得采用灌(注)水作业。

5 灌注桩施工时，成孔过程中严禁向孔内注水。孔底虚土经清理后，应及时灌注混凝土成桩。

11.3 膨胀土地基治理措施

太偏向于施工，与 12.3 复核

11.3.1 开挖基坑(槽)发现地裂、局部上层滞水或土层地质情况等与勘察文件不符时，应及时会同勘察、设计等单位协商处理措施。

11.3.2 地基基础工程宜避开雨天施工，雨季施工时，应采取防水措施。施工过程中基坑(槽)宜采取分段作业，施工过程中不得暴晒或泡水。

- 11.3.3** 基坑（槽）开挖时，应及时采取封闭措施。土方开挖应在基底设计标高以上预留150mm~300mm土层，并应待下一工序开始前继续挖除，验槽后，应及时浇筑混凝土垫层或采取其他封闭措施。
- 11.3.4** 砂垫层施工时，不得灌水操作或出现振动析水现象。
- 11.3.5** 灌注桩施工时，应将孔底清淤干净，并应及时浇筑混凝土。
- 11.3.6** 坡地土方施工时，应保护坡脚。坡顶弃土至开挖线的距离应通过稳定性计算确定，且不应小于5m。坡面形成后应及时封闭。
- 11.3.7** 应在基坑周围设置有效的截排水措施，防止雨水及施工用水流入对基坑造成不利影响。
- 11.3.8** 隐蔽工程完工后，应及时分层回填，回填土不应灌水作业，填料宜选用非膨胀土或经改良后的膨胀土。
- 11.3.9** 膨胀土场地内的建筑、管道、地面排水、环境绿化、边坡、挡土墙等使用期间，应按设计要求进行维护管理。

12 红黏土地基

12.1 一般规定

12.1.1 红黏土地区进行房屋建筑和市政基础设施设施建设时,应根据红黏土的特性和工程要求,综合考虑地形地貌条件、气候特点、土中高塑性及经再搬运后仍保留其基本特征等因素,因地制宜,采取防治措施。

12.1.2 红黏土应根据土的状态、裂隙发育特征及地基变形均匀性等工程地质条件特征综合判定。红黏土地基的岩土工程分类应符合下列规定:

1 红黏土的状态分类可按表 12.1.2-1 判定。

表 12.1.2-1 红黏土的状态分类

状态	含水比 α_{ω}
坚硬	$\alpha_{\omega} \leq 0.55$
硬塑	$0.55 < \alpha_{\omega} \leq 0.70$
可塑	$0.70 < \alpha_{\omega} \leq 0.85$
软塑	$0.85 < \alpha_{\omega} \leq 1.00$
流塑	$\alpha_{\omega} > 1.00$

注: $\alpha_{\omega} = \omega/\omega_l$ 。

2 红黏土的结构分类可按表 12.1.2-2 分类。

表 12.1.2-2 红黏土的结构分类

土体结构	裂隙发育特征
致密状的	偶见裂隙 <1 条/m
巨块状的	有较多裂隙 (1~5) 条/m
碎块状的	富裂隙 >5 条/m

3 红黏土的复浸水特征分类可按表 12.1.2-3 确定。

表 12.1.2-3 红黏土的复浸水特性分类

类别	I_s 与 I_s' 关系	复浸水特性
I	$I_s \geq I_s'$	收缩后浸水膨胀，能恢复到原位
II	$I_s < I_s'$	收缩后浸水膨胀，不能恢复到原位

注： $I_s = \omega_1 / \omega_p$ ， $I_s' = 1.4 + 0.0066\omega_1$ 。

4 红黏土的地基变形均匀性分类可按表 12.1.2-4 执行。

表 12.1.2-4 红黏土的地基变形均匀性分类

类别	地基变形均匀性	基底下 Z 深度范围内岩土构成
I	变形均匀地基	全部由红黏土构成
II	变形不均匀地基	由红黏土和岩石构成

注：1 当单独基础的总荷载 p_1 为 500kN~3000kN / 柱，条形基础荷载 p_2 为 100kN/m~250kN / m 时，Z 值可按下式确定：

单独基础： Z (m) = $Z_1 p_1 + 1.5$

条形基础： Z (m) = $Z_2 p_2 - 4.5$

式中 Z_1 、 Z_2 系数： Z_1 可取 0.003m/kN， Z_2 取 0.05m²/kN；

2 若不满足上述条件时，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的相关规定，对建（构）物地基的沉降进行估算；

3 对于土岩组合地基，若受拟建场内地红黏土的厚度变化大、建筑荷载差异大、建（构）筑体型复杂等因素的影响，应结合实际勘察内容对不同建（构）物地基存在的变形差异影响进行评价。

12.2 红黏土地基治理设计

12.2.1 红黏土地基上的低层建筑物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。

12.2.2 地基承载力按地基基础设计等级，由荷载试验或其他原位测试、公式计算及地区工程经验综合确定。当基础浅埋、外侧地面倾斜、有临空面或承受较大水平荷载时，应结合以下因素综合考虑。

- 1 土体结构和裂隙对承载力的影响。
- 2 开挖面长时间暴露，裂隙发展和复浸水对土质的影响。

12.2.3 地基变形验算除计算各地段最终变形量外,当红黏土水平方向厚度和竖向状态剧烈变化以及石芽外露时,还应验算地基差异变形。当相邻基础的荷载和尺寸相近符合下列条件之一者,可不考虑地基不均匀对建筑物的影响:

- 1 变形均匀地基,相邻基础下的土层厚度超过表 12.2.3-1 中的勘探深度值。

表 12.2.3-1 I 类红黏土地基勘探深度

单独基础		条形基础	
荷载 (kN/柱)	勘探点深度 (m)	荷载 (kN / m)	勘探点深度 (m)
3000	6.5 (10.5)	250	5.0 (8.5)
2000	5.0 (8.5)	200	3.5 (6.0)
1000	3.5 (6.0)	150	3.0
500	3.0	100	2.0

- 注: 1 括号内数值是指地基变形计算深度内存在软塑、流塑状态的红黏土层时的勘探深度值;
 2 勘探深度从基础底面起算;
 3 其他情况的勘探深度应满足现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》DBJ43/T 512 的相关规定。

- 2 变形不均匀地基,相邻基础底面下的土呈坚硬、硬塑状态时,其厚度应符合表 12.2.3-2 的规定。

表 12.2.3-2 不同基础底面下红黏土厚度界限值

单独基础		条形基础	
荷载 (kN/柱)	厚度(m)	荷载 (kN / m)	厚度(m)
3000	$H > 3.5$ 或 $h < 0.8$	250	$H > 2.0$ 或 $h < 0.9$
2000	$H > 2.5$ 或 $h < 0.9$	200	$H > 1.5$ 或 $h < 1.0$
1000	$H > 1.3$ 或 $h < 1.0$	150	$H > 1.0$ 或 $h < 1.2$
500	$H > 0.6$ 或 $h < 1.1$	100	$H > 0.5$ 或 $h < 2.0$

12.2.4 满足 12.2.1、12.2.2 条的前提下,基础宜浅埋,优先选择上部坚硬、硬塑红黏土作为地基持力层。

12.2.5 当土岩组合地基中下卧基岩面为单向倾斜、岩面坡度大 10%、基底下的土层厚度大于 1.5m 时，地基变形验算应符合下列规定：

1 当结构类型和地质条件符合表 12.2.5-1 的要求时，可不进行地基变形验算。

表 12.2.5-1 下卧基岩表面允许坡度值

地基土承载力特征值 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	$\leq 15\%$	$\leq 15\%$	$\leq 30\%$
≥ 200	$\leq 25\%$	$\leq 30\%$	$\leq 50\%$
≥ 300	$\leq 40\%$	$\leq 50\%$	$\leq 70\%$

2 不满足表 12.2.5-1 的要求条件时，应考虑刚性下卧层的影响，按式 (12.2.5) 计算地基的变形：

$$S_{gz} = \beta_{gz} S_z$$

(12.2.5)

式中 S_{gz} ——具刚性下卧层时，地基土的变形计算值 (mm)；

β_{gz} ——刚性下卧层对上覆土层的变形增大系数，按表 12.2.5-2 采用；

S_z ——变形计算深度，相当于实际土层厚度按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 相关条文计算确定的地基最终变形计算值 (mm)。

表 12.2.5-2 具有刚性下卧层时地基变形增大系数 β_{gz}

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

注： h ——基底下的土层厚度； b ——基础底面宽度。

3 在岩土界面上存在软弱层（如泥化带）时，应验算地基的整体稳定性。

4 当土岩组合地基位于山间坡地、山麓洼地或冲沟地带，存在局部软弱土层时，应验算软弱下卧层的强度及不均匀变形。

12.2.6 红黏土地基施工应符合下列要求：

1 开挖基坑（槽）后，应及时完成基础施工；如不能及时完成，需保留至少 500mm 原状土或采用覆盖保护等措施。

2 在斜坡地带施工时，需注意完善排水设施，防止斜坡和坑壁发生崩滑。

3 采用红黏土作为填筑土时，应控制其干密度为 $14\text{kN/m}^3 \sim 15\text{kN/m}^3$ ，使其含水量接近塑限。

12.3 红黏土地基治理措施

12.3.1 红黏土地基处理的原则和方法应符合下列规定：

1 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时，对于房屋为六层和六层以下的砌体承重结构、三层和三层以下的框架结构或具有 150kN 和 150kN 以下吊车的单层排架结构，其基底压力小于 200kPa 时，可不作地基处理。如不能满足上述要求时，可利用经验检验证明稳定性可靠的石芽作支墩式基础，也可在石芽出露部位作褥垫。当石芽间有较厚的软弱土层时，可用碎石、土夹石等进行置换。

2 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，结合下面第 4 款、第 5 款的规定综合处理。

1) 褥垫可采用炉渣、中砂、粗砂、土夹石等材料，其厚度宜取 300mm~500mm，夯填度应根据试验确定，当无资料时，中砂、粗砂夯填度可取 0.87 ± 0.05 ；土夹石（其中碎石含量为 20%~30%）的夯填度可取 0.70 ± 0.05 ；

注：夯填度为褥垫夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

2) 建筑物对地基变形要求较高或地质条件比较复杂不宜按上述规定进行地基处理时，可适当调整建筑物平面位置，或采用桩基或梁、拱跨越等处理措施；

3) 地基压缩性相差较大的部位，宜结合建筑物平面形状、荷载条件设置沉降缝。沉降缝宽度宜取 30mm~50mm，在特殊情况下可适当加宽；

4) 石芽密布地段，当不宽的溶槽中分布有红黏土，且其厚度小于前述表 12.2.3-2 中 h 值时，可不处理；当大于 h_a 值时，可全部或部分挖除溶槽的土，使之小于 h_a 。当槽宽较大时，可将基底做成台阶状，使相邻段上可压缩土层厚度呈渐变过渡，也可在槽中设置若干短桩（墩）；

5) 基础底面下有一定厚度、但厚度变化较大的红黏土地基，可调整各段地基的沉降差，如挖除土层较厚地段的部分土层，把基底做成阶梯状；当遇到挖除一定厚度

土层后，使下部可塑土更接近基底，承载力和变形检验都难以满足要求时，可在挖除后做换填处理，换填材料可选用压缩性低的材料，如碎石、粗砂、砾石等；

6) 红黏土地基承载力或变形不能满足设计要求时，可采用水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 复合地基进行地基处理。

12.3.2 地基的承载力和变形不能满足要求时应优先选择下列地基处理措施：

1 相邻基础下土层厚度、状态不均时可改变基宽、调整相邻地段基底应力及增减相邻基础埋深。

2 属变形均匀性 II 类地基，可采用局部换填，调整基础埋深，协调基底应力与地基变形：

1) 基底有外露石芽，应凿除等于或略大于基宽范围内的岩体作软褥垫处理，褥垫材料宜采用燃煤炉渣（粒径 0.5mm~10mm）、中粗砂等，其铺填厚度 (H) 为 0.3m~0.5m 或按下式计算确定：

$$H = \frac{\Delta S}{S''} \quad (12.3.2)$$

式中 ΔS ——需要调整的不均匀变形量 (cm)；

S'' ——褥垫材料在相同荷载下的相对压缩量 (cm/m)，由单轴压缩试验确定，褥垫材料为压实后的厚度与分层虚铺厚度的比值由试验确定，压实比初步可按 0.85~0.87 选取。

2) 水平方向红黏土厚度变化大且有可塑、软塑土存在时，可在地基变形较大的一端作硬垫置换。垫层材料采用碎石充填角砾，其底部铺 10cm 厚中细砂，分层夯实填筑，垫层厚度由变形调整计算确定。

12.3.3 防止红黏土地基土收缩和缩后膨胀可采取以下措施：

1 基础主要部分浅埋的同时，可适当局部加大建筑物中失水界面较大部位（如角端、转角等处）基础的埋置深度，并大于大气影响急剧层；基底下土层较薄、基岩浅埋的失水后不易补充地段，场地横剖面上起始含水率较高而易失水的挖方地段，都可采用加大基础埋深或基底下采用一定厚度砂垫层等措施，以减少地基土收缩。

2 改善排水措施，加宽散水坡，以代替明沟排水，防止水的下渗。

3 热工构筑物、工业窑炉，基底下可设置一定厚度的隔热层。

4 加快开挖作业进度，减少土体表面暴露时间。

5 做好边坡坡面土体保护工作。

6 遇土洞应查明其分布，予以处理。

13 市政工程地基

13.1 一般规定

13.1.1 市政工程地基岩土工程设计主要适用于城市桥涵、沉井、管道、道路路基等工程。

13.1.2 市政工程地基岩土工程设计，应考虑结构类型、作用、作用组合，场地环境条件、勘察资料、抗震设防要求及施工条件，设计计算应概念清楚，岩土物理力学指标取值应符合实际工况。

13.1.3 市政工程基坑支护设计应按本标准第4章的有关规定执行；边坡支护设计应按本标准第5章有关规定执行；路基地基处理设计应按本标准第14章有关规定执行。

13.1.4 市政工程地基岩土工程设计中应重点提出周边建(构)筑物及环境调查、地下管线和道路设施的分布情况、周边环境及建构筑物的相互影响、工程安全的危险源、监测要求及应急预案等方面的要求。

13.2 桥涵

13.2.1 重要的大桥、特大桥工程应调查桥位区域的地质构造、断层及断裂带情况，对断层的活动性及桥位抗震的适应性和桥梁的稳定性作出评价。

13.2.2 桥梁基础类型的选择，应根据桥址处的水文地质条件、地形、沉降控制要求、上部结构形式、荷载情况、施工条件、材料和环境要求等因素综合考虑。

13.2.3 桥涵地基应按城市桥梁结构的基准期要求，保证具有足够强度、刚度、稳定性、耐久性和符合规定的沉降控制。

13.2.4 软土地基中，为减少桥头沉降，对桥台台后引路土基，应采用有效方法进行地基处理，待处理完成后再修筑桥台。

13.2.5 桩基础、承台底面高程应根据受力情况以及地质、水流和施工条件确定，通航河流中，承台底面应适当降低。

13.2.6 桥墩及桩位的布置，考虑长期荷载作用，同一墩台基础内各桩受力应均匀。

13.2.7 桥梁墩台桩地基计算应符合下列要求：

- 1 承台底面以上的垂直荷载，全部由桩承受。

2 桥台土压力应按填土前的原地面另加 500mm 起算,还应验算软土层水平力作用所产生的挠曲影响,并考虑台后填土荷载或地下水位下降所引起的负摩阻力的影响。在河岸或陡坡变化处应验算桩基向前移动或被剪断的可能性。

3 填土高度大于 5m 的桩式桥台,宜采用双排桩基础。

13.3 沉井

13.3.1 沉井下沉时的井壁与土的摩阻力标准值应根据工程水文地质资料、井壁型式、下沉深度、施工程序和实践经验或施工经验确定。当缺少试验或资料不够齐全时,可按表 13.3.1 确定。

表 13.3.1 井壁与土的摩阻力标准值

项次	土层类别	摩阻力标准值(kPa)
1	粉细砂、粉土	12~25
2	硬塑黏性土	25~50
3	可塑、软塑状态的黏性土	10~20
4	流塑状态的黏性土	10~15

注: 1 采用泥浆助沉时摩阻力可取 3kPa~5kPa。

2 当井壁外侧为阶梯形采用灌砂助沉时。灌砂段的摩阻力可取 7kPa~10kPa。

3 本表适用于埋深不超过 20m 的沉井。

13.3.2 沉井高度范围内土层为多种类别时,摩阻力可取土层摩阻力的加权平均值。井壁外侧为平直段(无台阶)时,摩阻力按竖向分布;埋深 5m 以内自零开始向下直线增加时,摩阻力按三角形分布,埋深大于 5m 为常数时,摩阻力按矩形分布。

13.3.3 沉井的下沉计算应符合下列规定:

1 沉井按自重下沉,下沉验算应满足下式要求:

$$K_s \leq \frac{G_k - F_{fw}}{R_f} \quad (13.3.3-1)$$

式中: G_k ——沉井自重(kN);

F_{fw} ——施工期间最高地下水位的浮力(kN),排水下沉时为零;

R_f ——沉井壁外侧的总摩阻力(kN);

K_s ——下沉稳定系数,沉井位于软弱土层取 1.05,沉井位于一般土层取 1.15。

2 遇软弱土层的沉井,应进行下沉的稳定性验算,避免发生突沉现象,下沉验算应满足下式要求:

$$K'_s \leq \frac{G_k - F_{iw}}{R_f + R_r + R_L} \quad (13.3.3-2)$$

式中： G_k ——沉井自重(kN)；

F_{iw} ——施工期间地下水位的浮力(kN)，当不排水下沉取浮力 70%，排水下沉时为零；

R_f ——沉井壁外侧的总摩阻力(kN)；

R_r ——刃脚踏面水平投影的地基土极限抗力(kN)；根据地质资料确定；

R_L ——设有隔墙或底梁底面地基土极限抗力(kN)；

K'_s ——下沉稳定系数,可取 0.8~0.9。

13.3.4 沉井结构抗浮稳定应分别按施工期间封底及使用期间的最高地下水位进行验算,施工期间封底后的抗浮稳定性可按下式计算：

$$K_w = \frac{G_k}{F_{fw}} \quad (13.3.4-1)$$

$$F_{fw} = A_c \cdot \gamma_w \cdot H_w \quad (13.3.4-2)$$

式中： G_k ——刃脚底面以上的沉井总重 (kN) ；

F_{fw} ——施工期间最高地下水浮力 (kN) ；

A_c ——沉井底部外围面积 (m²) ；

γ_w ——地下水的重度，一般取 10 (kN/m³) ；

H_w ——沉井施工期间最高地下水水位的高度 (m) ；

K_w ——抗浮稳定安全系数，取 1.03~1.05。

13.3.5 沉井下沉遇软弱土层应进行基坑的隆起验算,可于沉井外侧设止水帷幕、改善土质或采取不排水施工；遇粉砂或砂土层应进行基坑的渗透稳定验算，宜采取降低地下水位或采用不排水施工等方法。

13.3.6 作用在沉井侧壁上的土压力应按主动土压力计算。

13.3.7 沉井刃脚计算应符合下列要求：

1 刃脚竖向的向外挠曲，按沉井开始下沉时，作用于刃脚斜面的水平推力的悬臂梁计算。

2 刃脚竖向的向内挠曲，按沉井下沉到设计标高时，作用于刃脚底水平向土压力的悬臂梁计算。

3 当沉井内侧设有内隔墙或框架，并形成水平框架，使刃脚部分形成双向受力条件时，可按三边支承一边自由双向板计算。

13.3.8 沉井井壁计算应符合下列要求：

1 沉井井壁应按各阶段的受力状态分别计算，取其最大值进行设计。

2 沉井井壁水平向计算：作用在矩形沉井壁侧的压力在同一水平高度按周边均匀分布；作用在圆形沉井壁侧压力在同一水平圆环上按不均匀分布。

3 沉井井壁竖向计算：

1) 矩形沉井：排水下沉时当长边 L 与短边 B 之比等于或大于 1.5 时，一般支承点应设在长边，支承点间距为 $0.7L$ ，距长边端各为 $0.15L$ ；当 $L/B=1$ 时，两边应各按以上布置。不排水下沉时，考虑下沉控制的难度及可能遇到孤石等障碍物，支承点应设在井壁四角或长边方向的中间：

2) 圆形沉井：一般情况可按相互为 90° 的四个定位设置支承点，计算沉井竖向弯曲和扭转。在有孤石、漂石或其他障碍物的土层中，不排水下沉的圆形沉井可按支撑于直径的两个支点验算。

3) 沉井井壁竖向拉力计算：当沉井下沉到设计标高，刃脚底面土壤被掏空，而井壁四周受土壤挤压作用，产生井壁悬吊状态，此时应验算井壁垂直拉应力；混凝土沉井接缝处拉应力由接缝钢筋承受，此时应验算钢筋的锚固长度。

13.3.9 沉井井壁的连接宜按弹性固定计算，井壁与底板的连接应根据该处的连接构造确定，宜按铰支或弹性固定计算。未进行降水施工的沉井应设置封底混凝土，封底混凝土厚度应根据基底的水压力、地基土向上反力对底板结构受力情况和施工方法对混凝土质量的影响而适当加厚。

13.3.10 沉井平面尺寸大小取决于工程构筑物底部的结构形状，水平截面尺寸长短之比宜 ≤ 3 。当入土深度较大时，宜分节制作并下沉。

13.4 管道

13.4.1 地下管道基础（管座）型式应根据地质、荷载、管道材质等条件综合确定，宜采用明挖法、顶管法施工。。

13.4.2 管道埋深及其上覆土层厚度应根据管道功能、规格及环境条件综合确定，当覆土厚度过小、外荷载过大或外部作业可能危及管道安全时应采取保护措施。

13.4.3 管道计算应符合下列规定：

1 地表水的静水压力水位宜按设计频率 1% 采用。相应的准永久值系数按最高洪水位计算时，可取常年洪水位与最高洪水位的比值。

2 地下水的静水压力水位应考虑近期内变化数据对设计基准期内发展趋势的变化，确

定其可能出现的最高及最低水位，根据结构作用效应选用最高或最低水位。相应的准永久值系数采用最高水位计算时，可取平均水位与最高水位的比值，采用最低水位时宜取1.0。

3 作用在管道上的侧向土压力应取主动土压力，其标准值按水土分算计算。

4 管道结构的抗浮稳定性抗力系数不应低于1.1。

13.4.4 管道未座落在原状土上，通过河床、塘滨、洼地、地表土层松软地区，位于地下水位以下且排水不畅导致地基承载力降低，槽底超挖导致管底持力层扰动，上层管道落在下层管道的开槽回填土上，管道穿越高填方路基时均应进行地基处理。

13.4.5 柔性管道应采用砂垫层或石屑垫层，垫层厚度不宜大于300mm，压实系数一般不宜小于90%，两侧回填土应同时进行回填，高差不宜大于0.30m。垫层厚度 h_a 可根据管内径 D_a 按下式确定：

$$h_a \geq 0.1(1+D_a) \quad (13.4.5)$$

13.4.6 软弱地基上的管道，当管道内径大于1.0m，且为刚性接口时，应在混凝土管座下增设适当厚度的碎石垫层，并在混凝土基础内配置双层钢筋网，全部纵向钢筋最小配筋率不应小于0.4%。

13.4.7 管道与构筑物（检查井、泵房、水池）的连接处、过河倒虹吸管弯头处、穿越公路、铁路路基及其他管道、构筑物立交处、易液化的砂土及粉土地层、沿线地基土有显著变化处、竖向布置高差较大处、新旧管道连接处均应设置沉降缝。

13.4.8 采用刚性接口的圆形、矩形或拱形管道，沿线一般每隔20m应设置一道伸缩缝。

13.4.9 伸缩缝、沉降缝应采用贯通式将基础断开，伸缩缝宽一般为20mm，沉降缝宽一般为30mm。

13.4.10 明挖敷设管道时，开挖宽度应根据管道规格、地质、水文条件考虑沟底的加宽余量；管沟基坑的坡度应结合开挖深度、岩土类别、物理力学性质及坡顶荷载等因素综合确定。多条管道同槽，当埋深相同时，两基础间应保持一定净距，其距离应视土质情况取相邻基础底面高差一倍以上。

13.4.11 管道沟槽内回填土压实系数的确定应符合下列规定：

1 刚性圆管的胸腔部分，压实度不应低于0.90；钢管不应低于0.95。

2 管顶500mm以上至地面部分，其压实系数的控制应按地面要求确定，当修建道路时应遵循道路工程要求。

13.4.12 采用顶管敷设管道时应符合下列要求：

1 管顶覆盖层厚度在不稳定土层中宜大于管道外径的 1.5 倍，且不应小于 1.5m；穿越江河水底时，管顶覆盖层最小厚度不宜小于管道外径的 1.5 倍，且不宜小于 2.5m；穿越江河或含水地层时，管顶覆盖层厚度应满足管道抗浮要求。

2 作用在管道上竖向土压力的确定：

1) 管顶覆盖层厚度小于或等于 1 倍管外径或覆盖层均为淤泥土时，管顶上部竖向土压力标准值和管拱背部竖向土压力标准值应分别下式计算：

$$F_{sv-k1} = \sum_{i=1}^n \gamma_{si} h_i \quad (13.4.12-1)$$

$$F_{sv-k2} = 0.215 \gamma_{si} R_2 \quad (13.4.12-2)$$

式中： F_{sv-k1} ——管顶上部竖向土压力标准值（kN/m²）；

F_{sv-k2} ——管拱背部竖向土压力标准值（kN/m²）；

γ_{si} ——管道上部 i 层土层重度（kN/m³），地下水位以下取有效重度；

h_i ——管道上部 i 层土层厚度（m）；

R_2 ——管道外半径。

2) 管顶覆土层不属上述情况时，顶管上竖向土压力标准值应按下列式计算：

$$F_{sv-k3} = C_j (\gamma_{si} B_t - 2C) \quad (13.4.12-3)$$

$$B_t = D_1 \left[1 + \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \right] \quad (13.4.12-4)$$

$$C_j = \frac{1 - \exp(-2K_{au} \frac{H_s}{B_t})}{2K_{au}} \quad (13.4.12-5)$$

式中： F_{sv-k3} ——管顶竖向土压力标准值(kN/m²)；

C_j ——顶管竖向土压力系数；

B_t ——管顶上部土层压力传递至管顶处的影响宽度(m)；

D_1 ——管道外径(m)；

ϕ ——管顶土的内摩擦角(°)；

C ——土的黏聚力(kN/m²)，宜取勘察报告中的最小值；

H_s ——管顶至原状地面埋置深度(m)；

K_{au} ——管顶以上原状土的主动土压力系数和内摩擦系数（土体内摩擦角的正切值）的乘积，一般黏性土可取0.13，饱和黏土可取0.11，砂和砾石可取0.165。

3 管道总顶力按下式估算：

$$F_0 = \pi D_1 L f_k + N_F \quad (13.4.12-6)$$

式中： F_0 ——总顶力标准值（kN）；

D_1 ——管道的外径（m）；

L ——管道设计顶进长度（m）；

f_k ——管道外壁与土的平均摩阻力（kN/m²），可按本规程表13.4.14采用；

N_F ——顶管机的迎面阻力（kN）。

4 下列情况不宜采用顶管施工：

- 1) 土体承载力小于 30kPa。
- 2) 岩体强度大于 15MPa。
- 3) 土层中砾石含量大于 30%或粒径大于 200mm 的砾石含量大于 5%。
- 4) 江河中覆土层渗透系数 k 大于或等于 10^{-2} cm/s。
- 5) 长距离顶管不宜在土层软硬明显的界面上顶进。

13.4.13 顶管机选型可对照表13.4.13确定。

表13.4.13 顶管机选型

地层		敞开式顶管机			平衡式顶管机		
		机械式	挤压式	人工挖掘	土压平衡	泥水平衡	气压平衡
无地下水	胶结土层、强风化岩	★★					
	稳定土层	★★		★			
	松散土层	★	★	★★			
地下水位以下地层	淤泥 $f_d > 30$ kPa		★		★★	★	★
	黏性土含水量 $> 30\%$		★★		★★	★	★
	黏性土含水量 $< 30\%$				★	★★	★
	粉土				★	★★	★
	砂土 $k < 10^{-4}$ cm/s					★★	★★
	砂土 $k < 10^{-4} \sim 10^{-3}$ cm/s					★	★★
	砾砂 $k < 10^{-3} \sim 10^{-2}$ cm/s					★	★
含障碍物						★	

注：1 ★★——首选机型；★——可选机型；空格——不宜选用；

2 单一土层顶进时，宜选用表中的“首选机型”；

- 3 复杂土层顶进时，应根据可能的土层选择“可选机型”或“首选机型”；
- 4 含砾石地层可选用具有相应破碎能力的泥水平衡顶管机。

13.4.14 长度超过40m的大直径顶管施工应采取措施减少管壁摩阻力。触变泥浆可用于黏性土、粉土和渗透系数不大于 10^{-5} cm/s的砂土，渗透系数较大时应加化学稳定剂。地下水有酸或碱离子时应就地采用地下水调配触变泥浆。渗透系数大于或等于 10^{-2} cm/s的粗砂和砂砾层宜采用高分子化学泥浆。采用触变泥浆减阻的顶管，管壁与土的平均摩阻力可按表13.4.14采用。

表13.4.14 触变泥浆减阻时管壁与土的平均摩阻力 (kN/m²)

土的种类		黏性土	粉土	粉、细砂土	中、粗砂土
触变 泥浆	混凝土管	3.0~5.0	5.0~6.0	8.0~11.0	11.0~16.0
	钢管	3.0~4.0	4.0~7.0	7.0~10.0	10.0~13.0

- 注：1 玻璃纤维增强塑料夹砂管可参照钢管乘以0.8系数；
2 采用其他减阻泥浆的摩阻力应通过试验确定。

13.4.15 管道施工监测的范围应包括地面以上和地面以下两大部分。地面以上应监测地面沉降和地面建筑物的沉降、位移和损坏。地面以下应监测在施工扰动范围内的地下构筑物、各种地下管线的沉降、水平位移及漏水、漏气。

13.5 道路路基

13.5.1 本节适用于新建、改建和扩建的各级市政道路路基设计，道路分级标准应符合现行行业标准《城市道路设计规范》CJJ 37 的规定。

13.5.2 填方路基应优先选用级配较好的砾石和砂土等粗粒土作为填料，填料最大粒径应小于150mm。

13.5.3 强膨胀土、泥炭、淤泥、有机质土、易溶盐超过允许含量的土以及液限大于50%、塑性指数大于26的细粒土等，不得直接用于填筑路基。

13.5.4 浸水路基应选用渗水性良好的材料填筑。当采用细砂、粉砂作填料时，应避免振动液化。

13.5.5 采用细粒土填筑路基时，填料最小强度应符合表13.5.5的规定。当不能满足要求时，可采用石灰、水泥或其他稳定材料进行处理。

表 13.5.5 填方路基填料最小强度

路床顶面以下深度 (m)	填料最小强度 CBR (%)		
	快速路、主干路	次干路	支路
0.8~1.5	4	3	3
>1.5	3	2	2

13.5.6 采用石料填筑路基时，最大粒径应小于摊铺层厚的 2/3，过渡层碎石料粒径应小于 150mm。易溶性岩石、膨胀性岩石、崩解性岩石、盐化岩石等均不得用于路堤填筑。

13.5.7 采用粉煤灰填筑路基时，应预先调查料源并进行必要的室内试验。用于快速路和主干路的粉煤灰烧失量宜小于 20%、含硫量宜小于 3%，超过标准的粉煤灰应做对比试验，经分析论证合格后方可采用。

13.5.8 路床填料最大粒径应小于 100mm，最小强度应符合表 13.5.8 的规定。

表 13.5.8 路床填料最小强度

路床顶面以下深度 (m)	填料最小强度 CBR (%)		
	快速路、主干路	次干路	支路
0~0.3	8	6	5
0.3~0.8	5	4	3

13.5.9 填方路堤、挖方路基的边坡形式和坡率应根据实际工程地质与水文地质条件、边坡高度、排水措施和施工方法与同类稳定自然山坡和人工边坡的调查结果综合确定，并按现行行业标准《城市道路路基设计规范》CJ 194 相关要求稳定性分析，对重要的边坡应进行稳定性监控。

13.5.10 路床顶面设计回弹模量值，对快速路和主干路不应小于 30MPa；对次干路和支路不应小于 20MPa。

13.5.11 土质路基压实度不应低于表 13.5.11 的规定。对以下情形，可通过试验路检验或综合论证，在保证路基强度和稳定性的前提下，路基压实度可降低 1%~2%：

- 1 特殊干旱或特殊潮湿地区。
- 2 管线保护时沟槽回填压实确有困难。
- 3 明确禁止重载车型进入的主干路，或者老城区压实条件困难的主干路。
- 4 专用非机动车道、人行道。

表 13.5.11 土基路基压实度

项目分类	路床顶面以下 深度 (m)	压实度 (%)			
		快速路	主干路	次干路	支路
填方路基	0~0.8	96	95	94	92
	0.8~1.5	94	93	92	91
	>1.5	93	92	91	90
零填及挖方 路基	0~0.3	96	95	94	92
	0.3~0.8	94	93		

注：1 表中数值均为重型击实试验标准；

2 专用非机动车道、人行道，可按支路标准执行。

13.5.12 当采用细粒土作填料时，土的压实含水率应控制在最佳含水率 $\pm 2\%$ 范围内。

13.5.13 填石路基应通过铺筑试验路段合理确定分层填筑的厚度、压实工艺及压实控制标准。宜采用孔隙率与施工参数同时作为压实质量控制指标，并按表 13.5.13 的规定执行。

表 13.5.13 填石路基压实质量控制标准

石料类型	路基顶面以下深度 (mm)	摊铺厚度 (mm)	孔隙率 (%)
硬质石料	0.8~1.5	≤ 400	≤ 23
	1.5 以下	≤ 600	≤ 25
中硬石料	0.8~1.5	≤ 400	≤ 22
	1.5 以下	≤ 500	≤ 24
软质石料	0.8~1.5	≤ 300	≤ 20
	1.5 以下	≤ 400	≤ 22

13.5.14 与相邻路基存在显著刚度差异或不均匀连续的特殊部位，路基应充分压实，使其在一定范围内与周边路基的强度和刚度基本一致。

13.5.15 路基排水设计应采取排、疏、防相结合的原则，与路面排水系统、边坡防护、地基处理等其他措施相互协调，保证路基稳定，避免道路水损害。

13.5.16 根据当地气候、水文、地形、地质条件及筑路材料分布情况，对路基坡面应采取工程防护和植物防护相结合的综合措施，防治路基病害，保证路基稳定，并与周围环境景观相协调。

13.5.17 松散填土、软弱土、膨胀土、红黏土等特殊土地区的路基，应查明特殊土的分布范围与地层特性，特殊性土的物理、力学和水力特性，以及道路沿线的水文、地质条件，合理确定路基的处理或处治方案，使其具有良好的抗变形能力和稳定性要求。

14 地基处理

14.1 一般规定

14.1.1 地基处理可采用换填垫层、夯实地基、砂石桩、水泥粉煤灰碎石桩、水泥土搅拌桩、旋喷桩、组合桩、微型桩、注浆加固等地基处理方法。在选择地基处理设计方案前应完成下列工作：

1 搜集场地详细的岩土工程勘察资料、水文资料、周边地形、上部结构及基础设计资料等。

2 结合工程实际情况，了解当地地基处理经验和施工条件，对于有特殊要求的地基处理工程，尚应了解其他地区相似场地上同类工程的地基处理经验和使用情况等。

3 根据工程的要求和采用天然地基存在的主要问题，确定地基处理的目的、处理范围、处理设计方案及其比选和处理后要求达到的各项技术经济指标等。

4 调查邻近建（构）筑物（尤其是基础形式、荷载大小）、地下工程、周边道路及有关管线等情况。

5 了解施工场地的周边环境情况。

14.1.2 选定地基处理设计方案时，应考虑建（构）筑物的上部结构、基础和地基的共同作用，并进行多种方案的技术经济比较，选用地基处理或加强上部结构与地基处理相结合的方案。

14.1.3 地基处理方法的选定宜按下列步骤进行：

1 根据建（构）筑物结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、地层结构、土质条件、地下水特征、环境情况和对邻近建筑的影响等因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理设计方案。

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

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

14.1.4 处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价，以及复合地基增强体的成桩质量和承载力评价：

1 散体材料复合地基增强体应进行密实度检验；有黏结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

2 复合地基承载力的验收检验应采用复合地基静载荷试验（附录 G），有黏结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载荷试验（附录 H）。

3 多桩型复合地基，应采用多桩型复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。

4 采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验时，应采用大尺寸承压板进行载荷试验，其安全系数不应小于 2.0。

14.1.5 地基处理所采用的材料，应符合有关标准对耐久性设计与使用的要求。

14.1.6 地基处理施工中应有专人负责质量控制和监测，并做好施工记录；当出现异常情况时，必须及时会同有关部门妥善解决。施工结束后应按国家有关规定进行工程质量检验和验收。

14.2 承载力计算及变形计算

14.2.1 处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本标准确定的地基承载力特征值进行修正时，应符合下列规定：

1 大面积压实填土地基，基础宽度的地基承载力修正系数应取零；基础埋深的地基承载力修正系数，对于压实系数大于 0.95、黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土，可取 1.5，对于干密度大于 2.1t/m^3 的级配砂石可取 2.0。

2 其他处理地基，基础宽度的地基承载力修正系数应取零，基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

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

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

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

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

14.2.3 处理后地基的承载力验算,应同时满足轴心荷载作用和偏心荷载作用的地基承载力要求。

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

14.2.5 处理后地基的整体稳定分析可采用圆弧滑动法,其稳定安全系数不应小于 1.30。

14.2.6 散体加固材料的抗剪强度指标,可按加固体材料的密实度通过试验确定;胶结材料的抗剪强度指标,可按桩体断裂后滑动面材料的摩擦性能确定。

14.2.7 换填垫层的地基承载力特征值确定和变形计算应符合下列规定:

1 换填垫层的地基承载力特征值宜通过现场静载荷试验确定。

2 垫层下存在软弱下卧层的建筑,在进行地基变形计算时应考虑邻近建筑物基础荷载对软弱下卧层顶面应力叠加的影响。当超出原地面标高的垫层或换填材料的重度高于天然土层重度时宜及时换填,并应考虑其附加荷载的不利影响。

3 垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成,变形计算可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定进行。

14.2.8 压实填土的地基承载力特征值确定和变形计算应符合下列规定:

1 压实填土地基承载力特征值应根据现场静载荷试验确定,或通过动力触探、静力触探等试验结合静载荷试验结果综合确定。

2 压缩模量应通过处理后地基的原位测试或土工试验确定;变形计算可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行。

14.2.9 强夯或强夯置换的地基承载力特征值确定和变形计算应符合下列规定:

1 强夯或强夯置换的地基承载力特征值应通过现场静载荷试验确定;对饱和粉土地基,处理后形成 2.0m 以上厚度的硬层时,其承载力可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定。

2 强夯或强夯置换的地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

14.2.10 砂石桩复合地基的承载力计算和变形计算应符合下列规定:

1 砂石桩复合地基承载力特征值应通过复合地基静载荷试验确定。初步设计时可按下式估算:

$$f_{\text{spk}} = mf_{\text{pk}} + (1-m)f_{\text{sk}} \quad (14.2.10-1)$$

$$m = d^2/d_e^2 \quad (14.2.10-2)$$

式中： f_{spk} ——砂石桩复合地基承载力特征值(kPa)；

f_{pk} ——砂石桩桩体截面承载力特征值(kPa)，宜通过单桩载荷试验确定；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值(kPa)，宜按当地经验取值，如无经验

时，可取天然地基承载力特征值；

m ——面积置换率；

d ——桩身平均直径；

d_e ——单根砂石桩分担的处理地基面积的等效圆直径：

等边三角形布桩 $d_e = 1.055l$

正方形布桩 $d_e = 1.13l$

矩形布桩 $d_e = 1.13\sqrt{l_1l_2}$

l 、 l_1 、 l_2 分别为砂石桩的桩间距、纵向间距和横向间距。

对小型工程的黏性土地基如无现场载荷试验资料，初步设计时地基的承载力特征值可按式(14.2.10-3)估算：

$$f_{\text{spk}} = [1 + m(n' - 1)]f_{\text{sk}} \quad (14.2.10-3)$$

式中： n' ——复合地基桩土应力比，可按地区经验确定。

2 砂石桩复合地基的变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。复合土层的压缩模量可按式(14.2.10-4)计算：

$$E_{\text{sp}} = [1 + m(n' - 1)]E_{\text{s}} \quad (14.2.10-4)$$

式中： E_{sp} ——复合土层压缩模量(MPa)；

E_{s} ——桩间土压缩模量(kPa)，宜按当地经验取值，如无经验可取天然地

基压缩模量。

14.2.11 水泥粉煤灰碎石桩复合地基的承载力特征值计算和变形计算应符合下列规定：

1 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值可按式(14.2.11-1)计算：

$$f_{\text{spk}} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{\text{sk}} \quad (14.2.11-1)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa)；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kN)；

A_p ——桩的截面积 (m^2)；

β ——桩间土天然地基承载力折减系数，宜按当地经验取值；无经验时

可取 0.7~0.9；

f_{sk} ——处理后桩间土地基承载力特征值 (kPa)；可按当地经验取值，当无经验时，可取天然地基承载力特征值。

2 单桩竖向承载力特征值 R_a 应根据单桩静载荷试验确定，试验方法及单桩竖向承载力极限值 R_u 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 确定。试验桩数不宜少于 3 根。

3 根据地基土的物理力学指标与承载力参数等经验关系估算单桩竖向承载力特征值时，可按下式计算：

$$R_a = u \sum q_{\text{sia}} l_i + q_{\text{pa}} A_p \quad (14.2.11-2)$$

式中： q_{sia} ——第 i 层土桩侧的摩阻力特征值 (kPa)；

q_{pa} ——桩端持力层端阻力特征值 (kPa)；

u ——桩身截面周长 (m)；

l_i ——第 i 层土的厚度 (m)；

A_p ——桩身截面面积 (m^2)。

4 桩身混凝土强度标准值应满足下式要求：

$$f_{\text{ck}} \geq 2.2 \frac{R_a}{A_p} \quad (14.2.11-3)$$

式中： f_{ck} ——桩身混凝土强度标准值；
 A_p ——桩的截面积；
 R_a ——单桩竖向承载力特征值。

5 水泥粉煤灰碎石桩复合地基的变形可按桩及桩间土分别计算。

1) 桩间土的变形计算

当采用分层总和法计算时，桩间土的变形的

$$S_s = \psi_s s'_s = \psi_s p_0 \sum_{i=1}^n \frac{(z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{E_{si}} \quad (14.2.11-4)$$

式中： p_0 ——桩间土的基底附加压应力，可取 $p_0 = (0.8 \sim 1.0)(1 - m)f_{sk}$ ，其余见现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。沉降计算深度应大于复合土层的厚度。

2) 桩的变形计算

桩的变形量 $S_p = S_{p1} + S_{p2}$ (14.2.11-5)

$$S_{p1} = \frac{R_a h_{c0}}{A_p E_{c0}} \quad (14.2.11-6)$$

$$S_{p2} = \frac{1}{2} \left[\frac{(p_{p0} + q_{pa}) l}{E_c} + \frac{D q_{pa}}{E_0} \right] \quad (14.2.11-7)$$

式中： S_{p1} ——桩顶与基础间垫层的压缩变形 (mm)；

S_{p2} ——桩身与桩端土层的变形量 (mm)；

h_{c0} ——垫层厚度 (mm)；

E_{c0} ——垫层变形模量，砂垫层可取 20MPa~40MPa；

p_{p0} ——桩顶压应力, $p_{p0} = \frac{R_a}{A_p}$ (MPa);

q_{pa} ——桩底持力层端阻力 (MPa);

D ——桩径或桩边长 (mm);

l ——桩长 (mm);

E_0 ——桩端持力土层的变形模量 (MPa)。

- 3) 当桩间土的变形计算值 S_s 与桩的变形计算值 S_p 相差不超过 30% 时, 可取 $\max\{S_s, S_p\}$ 作为水泥粉煤灰碎石桩复合地基的变形计算值。
- 4) 当 S_s 与 S_p 相差大于 30% 时, 可参考现场载荷试验结果调整计算参数。有可靠经验时, 也可依经验对计算结果进行调整。
- 6 有经验时, 水泥粉煤灰碎石桩复合地基的承载力和沉降也可由桩土沉降协调确定。
- 1) 承载力由沉降协调确定:

$$f_{spk} = m \frac{R_k}{A_p} + (1-m)f_{sk} \quad (14.2.11-8)$$

式中: f_{spk} ——水泥粉煤灰碎石桩复合地基的承载力;

f_{sk} ——由沉降协调确定的土分担的承载力;

R_k ——由沉降协调确定的桩分担的承载力。

- 2) 桩和土的刚度计算:

$$K_p = R_a / S_p \quad (14.2.11-9)$$

$$K_s = f_a / S_s \quad (14.2.11-10)$$

式中: K_p ——桩的刚度;

K_s ——土的刚度;

R_a ——水泥粉煤灰碎石桩承载力特征值;

f_a ——基础下天然地基修正承载力特征值;

S_p ——桩顶位置处基础在桩承载力特征值 R_a 下对应的沉降，可按公式
(14.2.11-5) 计算；

S_s ——天然地基在基础作用修正承载力特征值 f_a 时的沉降，计算深度至
桩底位置，可按公式(14.2.11-4) 计算。对于残积土和砂土地基等
非饱和土时，建议采用变形模量代替公式(14.2.11-4)的压缩模量
计算沉降，此时沉降修正经验系数取为 1。

3) 验算桩和地基承载力：

$$R_k < R_a \quad (14.2.11-11)$$

$$f_k < f_a \quad (14.2.11-12)$$

4) 加固区底部地基承载力，把复合地基加固区看作一个实体基础，验算下卧层
承载力。当地基或桩承载力不满足时调整设计；

5) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基沉降计算：

$$S = S_1 + S_2 \quad (14.2.11-13)$$

式中： S ——水泥粉煤灰碎石桩复合地基沉降；

S_1 ——加固区沉降，等于桩的沉降， $S_1 = S_p$ ，桩的沉降可按式(14.2.11-5)
计算；

S_2 ——加固区底面以下下卧层的沉降，采用变形模量计算。

14.2.12 水泥土搅拌桩复合地基的承载力计算和变形计算应符合下列规定：

1 水泥土搅拌桩复合地基竖向承载力特征值应通过现场单桩和多桩复合地基静载试验
综合确定，并应考虑压板尺寸和时间效应等因素影响，当无试验资料时可借鉴地质情况类似
的成功工程试验结果，按下式预估：

$$f_{spk} = mR_a/A_p + \beta(1-m)f_{sk} \quad (14.2.12-1)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值(kPa)；

m ——面积置换率，桩的截面积除以设计要求每一根桩所承担的处理面积；

R_a ——单桩竖向承载力特征值(kN)；

A_p ——桩的截面积(m^2)；

f_{sk} ——桩间土天然地基承载力特征值(kPa)；

β ——桩间土承载力折减系数，当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时，淤泥和淤泥质土可取0.1~0.4，差值大时取低值；当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值平均值时，可取0.5~0.8，差值大时取高值。

2 水泥石搅拌桩单桩竖向承载力特征值 R_a 应通过现场载荷试验确定；初步设计时可借鉴地质情况类似的成功工程经验并按下列公式预估，由水泥石强度确定的 R_a 宜大于由地基土抗力所提供 R_a ：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_{\text{pk}} A_p \quad (14.2.12-2)$$

$$R_a = \eta f_{\text{cu}} A_p \quad (14.2.12-3)$$

式中： u_p ——桩的周长(m)；

n ——桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值，淤泥可取 4kPa~7kPa；淤泥质土可取 6kPa~12kPa；软塑状的黏性土可取 10kPa~15kPa；可塑状的黏性土、稍密中粗砂可取 12kPa~18kPa；稍密粉土和稍密的粉细砂可取 8kPa~15kPa；

q_{pk} ——桩端地基土未经修正的承载力特征值(kPa)，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定取值；

l_i ——第*i*层土层的厚度(m)；

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数，可取 0.6~0.8，承载力高时取低值；

η ——桩身水泥石强度折减系数，无地方经验时可参照表 14.2.12 取值；

f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥石配比相同的室内加固土试块，边长为 70.7mm 的立方体在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa)。

表 14.2.12 桩身水泥石强度折减系数 η

土 名	折减系数 η 值	备 注
淤泥、淤泥质土、黏土	0.20~0.30	I_p 等于 17 时取大值，等于 22 时取小值，中间用插值法确定
粉质黏土及粉质黏土的填土	0.25~0.30	I_p 等于 10 时取大值，等于 27 时取小值，中间用插值法确定
粉土	0.30~0.35	
砂土	0.30~0.40	

3 搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层承载力验算。

4 竖向承载搅拌桩复合地基的变形，由搅拌桩复合土层的压缩变形 S_1 与桩端平面以下未加固土层的压缩变形 S_2 两部分组成。

1) 搅拌桩复合土层的压缩变形 S_1 可按下列式计算：

$$S_1 = \frac{(p_z + p_{z1}) l}{2E_{sp}} \quad (14.2.12-4)$$

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \quad (14.2.12-5)$$

式中： p_z ——搅拌桩复合土层顶面的附加压力值 (kPa)；

p_{z1} ——搅拌桩复合土层底面的附加压力值 (kPa)；

l ——搅拌桩有效桩长(m)；

E_{sp} ——搅拌桩复合土层的压缩模量(kPa)；

E_p ——搅拌桩的压缩模量，可取(100~120) f_{cu} (kPa)。对桩长较短或桩身强度较低者取低值；反之取高值；

E_s ——桩间土的加权平均压缩模量(kPa)。

2) 桩端平面以下未加固土层的压缩变形 S_2 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定计算。

14.2.13 旋喷桩复合地基的承载力计算和变形计算应符合下列规定：

1 旋喷桩单桩竖向承载力特征值应通过复合地基静载荷试验确定。初步设计时，可按下列公式计算，取其中较小值：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n h_i q_{si} + A_p q_p \quad (14.2.13-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (14.2.13-2)$$

式中： R_a ——单桩竖向承载力特征值(kN)；

η ——桩身强度折减系数，可参考本标准第 14.2.12 条取值；

f_{cu} ——与旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块，(边长为 150mm 的立方体)在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa)；

A_p ——桩的截面积(m²)；

u_p ——平均桩周长(m)；

h_i ——桩周第 i 层土的厚度(m)；

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值(kPa)；

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力特征值(kPa)。

2 旋喷桩复合地基承载力特征值应通过复合地基静载荷试验确定。初步设计时，可按下列公式估算：

$$f_{\text{spk}} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{\text{sk}} \quad (14.2.13-3)$$

$$m = \frac{A_p}{A_e} \quad (14.2.13-4)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa)；

λ ——单桩承载力发挥系数，按地区经验取值，一般取 1.0；

β ——桩间土承载力折减系数，可根据试验确定，在无试验资料时，可取 0.4~0.8，桩间土的承载力较低时取低值；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kN)；

A_p ——桩的截面积 (m^2)；

f_{sk} ——处理后桩间土天然地基承载力特征值 (kPa)；可按当地经验取值，
当无经验时，可取天然地基承载力特征值。

3 旋喷桩桩长范围内复合地基以及下卧层地基变形值应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定计算。其中，复合地基的压缩模量可根据地区经验或按下式确定：

$$E_{\text{sp}} = mE_p + (1-m)E_s \quad (14.2.13-5)$$

式中： E_{sp} ——旋喷桩复合土层的压缩模量 (kN/m^2)；

m ——面积置换率；

E_s ——桩间土的压缩模量 (kN/m^2)，可采用天然地基土压缩模量代替；

E_p ——桩体压缩模量 (kN/m^2)，可采用测定桩体割线弹性模量的方法确定。

14.2.14 组合桩复合地基的承载力计算和变形计算应符合下列规定：

1 组合桩复合地基的单桩竖向承载力特征值应按现场单桩竖向抗压静载荷试验确定。

2 组合桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定。初步设计时，可按下列式估算：

$$f_{\text{spk}} = \frac{\eta_1 m_1 R_{a1}}{A_{p1}} + \frac{\eta_2 m_2 R_{a2}}{A_{p2}} + \eta_3 (1 - m_1 - m_2) f_{\text{sk}} \quad (14.2.14-1)$$

式中： R_{a1} ——长桩竖向承载力特征值(kN)；

R_{a2} ——短桩竖向承载力特征值(kN)；

A_{p1} ——长桩的单桩截面积(m^2)；

A_{p2} ——短桩的单桩截面积(m^2)；

m_1 ——长桩面积置换率；

m_2 ——短桩面积置换率；

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

η_1 ——长桩的承载力发挥系数，按当地经验或试验结果取值，无经验时可取0.8~1.0，褥垫层较厚时取小值；

η_2 ——短桩的承载力发挥系数，按当地经验或试验结果取值，无经验时可取0.7~0.9，褥垫层较厚时取大值；

η_3 ——桩间土的承载力发挥系数，按当地经验或试验结果取值，无经验时可取0.5~0.8，褥垫层较厚时取大值。

1 短桩采用柔性桩时，组合桩复合地基沉降量可按长桩及桩间土层分别计算：

1) 桩间土的变形计算

$$S = S_1 + S_2 \quad (14.2.14-2)$$

式中： S_1 ——短桩与桩间土构成的复合土层压缩量 (mm)；

S_2 ——短桩桩端以下土层的压缩变形量 (mm)。

2) 的变形计算

$$\text{长桩的变形量} \quad S_p = S_{p1} + S_{p2} \quad (14.2.14-3)$$

$$S_{p1} = \frac{R_a h_{c0}}{A_{p1} E_{c0}} \quad (14.2.14-4)$$

$$S_{p2} = \frac{1}{2} \left[\frac{(p_{p0} + q_{pa}) l}{E_c} + \frac{dq_{pa}}{E_0} \right] \quad (14.2.14-5)$$

式中： S_{p1} ——桩顶与基础间垫层的压缩变形 (mm)；

S_{p2} ——桩身与桩端土层的变形量 (mm)；

h_{c0} ——垫层厚度 (mm)；

E_{c0} ——垫层变形模量，砂垫层可取 20MPa~40MPa；

p_{p0} ——桩顶压应力， $p_{p0} = \frac{R_a}{A_p}$ (MPa)；

q_{pa} ——桩底持力层端阻力 (MPa)；

d ——桩径或桩边长 (mm)；

l ——桩长 (mm)；

E_0 ——桩端持力土层的变形模量 (MPa)。

3) 当桩间土的变形计算值 S_s 与桩的变形计算值 S_p 相差不超过 30%时，可取

$\max \{S_s, S_p\}$ 作为水泥粉煤灰碎石桩复合地基的变形计算值。

4) 当 S_s 与 S_p 相差大于 30%时，可参考现场载荷试验结果调整计算参数。有可靠经验时，也可依据实际情况对计算结果进行调整。

4 柔性短桩与桩间土构成的复合土层压缩量 S_{s1} 可按下列公式计算：

$$S_{s1} = \frac{(p_z + p_{z1})l}{2E_{sp}} \quad (14.2.14-6)$$

$$E_{sp} = m_2 E_p + (1 - m_2) E_s \quad (14.2.14-7)$$

$$p_z = (0.8 \sim 1.0)(1 - m_1) f_{spk1} \quad (14.2.14-8)$$

$$f_{spk1} = \frac{\eta_2 m_2 R_{a2}}{A_{p2}} + \eta_3 (1 - m_2) f_{sk} \quad (14.2.14-9)$$

式中： p_z —— 桩间土的基底附加压应力；

p_{z1} —— 短桩与桩间土构成的复合土层底面的附加压力值 (kPa)；

l —— 短桩有效桩长 (m)；

E_{sp} —— 短桩复合土层的压缩模量 (kPa)；

E_p —— 短桩的压缩模量；

E_s —— 桩间土的加权平均压缩模量；

f_{spk1} —— 桩间复合土承载力特征值。

5 短桩桩端以下土层的压缩变形量 S_{s2} 可按下列式计算：

$$S_{s2} = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (14.2.14-10)$$

式中： n —— 短桩桩端以下沉降计算深度范围内划分的土层数，沉降计算深度应

大于复合土层的厚度；

p_0 —— 桩间土的基底附加压力，可取 $p_0 = (0.8 \sim 1.0)(1 - m) f_{sk}$ 。

6 短桩采用水泥粉煤灰碎石桩时，组合桩复合地基沉降量可按长桩、短桩、桩间土层分别计算：

1) 桩间土的变形计算

当采用分层总和法计算时，桩间土的变形量

$$S_s = \psi_s s'_s = \psi_s p_0 \sum_{i=1}^n \frac{(z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{E_{si}} \quad (14.2.14-11)$$

式中： p_0 ——桩间土的基底附加压应力，可取 $p_0 = (0.8 \sim 1.0)(1-m)f_{sk}$ ，其余见现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定。
沉降计算深度应大于复合土层的厚度。

2) 长桩的变形计算

长桩的变形量按本规范式 (14.2.14-3) ~ 式 (14.2.14-5) 计算。

3) 短桩的变形计算

$$S_{ps} = S_p + S_{s2} \quad (14.2.14-12)$$

式中： S_p ——按本规范式 (14.2.14-3) ~ 式 (14.2.14-5) 计算，将式中的 R_{a1} 替

换为 R_{a2} ， A_{p1} 替换为 A_{p2} ；

S_{s2} ——短桩桩端以下土层的压缩变形量(mm)，按式 (14.2.14-11) 计算。

4) 当桩间土的变形计算值 S_s 、长桩的变形计算值 S_p 与短桩的变形计算值 S_{ps} 差均不超过 30% 时，可取 $\max\{S_s, S_p, S_{ps}\}$ 作为组合桩复合地基的变形计算值。

5) 当 S_s 、 S_p 、 S_{ps} 差、之间相差大于 30% 时，可参考现场载荷试验结果调整计算参数。有可靠经验时，也可依实际情况对计算结果进行调整。

14.2.15 微型桩加固地基的承载力特征值确定和变形计算应符合下列规定：

1 微型桩加固地基，树根桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定，当无试验资料时，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的相关规定估算，当采用水泥浆二次注浆工艺时，桩侧阻力可乘 1.2~1.4 的系数。

2 单桩竖向承载力应考虑既有建筑的地基变形条件的限制和考虑桩身材料强度的要求,根据被加固建筑物的具体条件,预估既有建筑所能承受的最大沉降量。变形计算可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定进行。

14.2.16 注浆加固后的地基承载力特征值确定和变形计算应符合下列规定:

1 加固注浆深度应满足地基承载力的要求或大于计算承载地层的下限。加固注浆地基承载力特征值应根据现场静载荷试验确定,或通过动力触探、静力触探等试验结合静载荷试验结果综合确定。

2 注浆加固后的地基变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定执行。

14.3 换填垫层

14.3.1 换填垫层适用于淤泥、淤泥质土、膨胀土、素填土、杂填土以及暗沟、暗塘的浅层软弱土层及不均匀土层的地基处理。

14.3.2 垫层填料可采用中粗砂、砾砂、碎石、石屑、矿渣、粉煤灰、灰土以及其他性能稳定的无侵蚀性的材料;当垫层位于地下水位以上时,可采用粉土、粉质黏土;土工合成材料加筋垫层所选用土工合成材料的品种与性能及填料,应根据工程特性和地基土质条件,按现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB/T 50290的要求,通过设计计算并进行现场试验后确定;土工合成材料应采用抗拉强度较高、耐久性好、抗腐蚀的土工带、土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等;选用填料不宜含氯化钙、碳酸钠、硫化物等化学物质。

14.3.3 换填垫层设计应符合下列规定:

1 垫层的厚度应根据需置换软弱土层的深度以及下卧土层的承载力确定,厚度不宜大于3m,也不宜小于0.5m。

2 垫层底面宽度应满足基础底面应力扩散的要求,且每边超出基础底边缘不应小于300mm;自垫层底面两侧向上,按基坑开挖临时稳定坡比放坡。

3 建筑地基范围内的局部换填,应计算沉降差确定其适应性。

4 垫层下存在软弱下卧层的建筑,在进行地基变形计算时应考虑邻近建筑物基础荷载对软弱下卧层顶面应力叠加的影响。当超出原地面标高的垫层或换填材料的重度高于天然土层重度时,宜及时换填,并应考虑其附加荷载的不利影响。

5 膨胀土地基进行换填时,应符合现行国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112有关规定。

6 加筋土垫层所采用的土工合成材料强度，应按允许延伸率下的抗拉强度取值。

7 加筋土垫层的加筋体设置应符合下列规定：

1) 一层加筋时，可设置在垫层中部；

2) 多层加筋时，首层筋材距垫层顶面的距离宜取 30%垫层厚度，筋材层间距宜取 30%~50%的垫层厚度，且不应小于 200mm；

3) 加筋线密度宜为 0.15~0.35，单层加筋宜取高值，多层加筋可取低值。垫层的边缘应有足够的锚固长度。

14.3.4 换填垫层施工应符合下列规定：

1 根据不同的换填材料选择施工机械。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。

2 粉质黏土和灰土垫层土料的施工含水量宜控制在 $w_{op} \pm 2\%$ 的范围内，粉煤灰垫层的施工含水量宜控制在 $w_{op} \pm 4\%$ 的范围内。最优含水量 w_{op} 宜通过击实试验确定。

3 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动，可保留 200mm 厚的土层暂不挖除，待铺填垫层前再由人工挖至设计标高。严禁扰动垫层下的软弱土层，应防止软弱土层被践踏、受冻或受水浸泡。在碎石或卵石垫层底部宜设置厚度为 150mm~300mm 的砂垫层或铺一层土工织物，并应防止基坑边坡塌土混入垫层中。

4 换填垫层施工时，应采取基坑排水措施。除砂垫层宜采用水撼法施工外，其余垫层施工均不得在浸水条件下进行。工程需要时应采取降低地下水位的措施。

5 粉质黏土及灰土垫层分段施工时，不得在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝；垫层上下两层的缝距不得小于 500mm，且接缝处应夯压密实；灰土拌匀后应当日铺填夯实，夯压密实后 3d 内不得受水浸泡，每层验收后应及时铺填上层或封层，并应禁止车辆碾压通行。

6 土工合成材料铺设顺序应先纵向后横向，且应张拉平整、绷紧，严禁有皱折；土工合成材料的连接宜采用搭接法、缝接法或胶接法，接缝强度不应低于原材料抗拉强度，端部应采取有效方法固定，防止筋材拉出；应避免土工合成材料暴晒或裸露，阳光暴晒时间不应大于 8h。

14.3.5 换填垫层的施工质量检验应符合下列规定：

1 换填垫层的施工质量检验应分层进行，并应在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层。

2 粉质黏土、灰土、砂石、粉煤灰垫层的施工质量可选用环刀取样、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验等方法进行检验；碎石、矿渣垫层的施工质量可采用重型动力触探试验等进行检验。压实系数可采用灌砂法、灌水法或其他方法进行检验。

3 采用环刀法检验垫层的施工质量时，取样点应选择位于每层垫层厚度的 2/3 深度处。检验点数量，条形基础下垫层每 10m~20m 不应少于 1 个点，独立柱基、单个基础下垫层不应少于 1 个点，其他基础下垫层每 50m²~100m² 不应少于 1 个点。采用标准贯入试验或动力触探法检验垫层的施工质量时，每分层平面上检验点间距不应大于 4m。

4 加筋垫层中的土工合成材料质量应符合设计要求，外观无破损、无老化、无污染；土工合成材料应可张拉、无皱折、紧贴下承层，锚固端应锚固牢靠；上下层土工合成材料搭接缝应交替错开，搭接强度应满足设计要求。

14.3.6 换填垫层的竣工验收应采用静载荷试验检验垫层承载力，且每个单体工程不宜少于 3 个点；大型工程应按单体工程的数量或工程划分的面积确定检验点数。承载力要求不高或差异沉降不敏感的小型项目，初步设计时，各种垫层的压实标准及地基承载力特征值也可参照表 14.3.6 选用。

表 14.3.6 各种垫层的压实标准及地基承载力特征值

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c	干密度(t/m ³)	f_{ak} (kPa)
碾压、 振压 或夯实	碎石、卵石	0.94~0.96	1.9~2.1	200~300
	砂夹石(其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)		1.8~2.0	200~250
	土夹石(其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)		1.8~2.0	150~200
	中砂、粗砂、砾砂、石屑		1.8~2.0	150~200
	粉土、粉质黏土		1.6~1.7	130~180
	灰土	0.93~0.95	1.6~1.7	200~250

注：1 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值；碎石或卵石的最大干密度可取 2.1t/m³；

2 当采用轻型击实试验时，压实系数 λ_c 宜取高值，采用重型击实试验时， λ_c 可取低值。

14.4 夯实地基

14.4.1 夯实地基可分为强夯和强夯置换处理地基，夯实地基处理应符合下列规定：

1 强夯处理地基适用于杂填土、素填土、碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土等地基，当其用于饱和软黏土地基处理时，宜采用低能量强夯或者与其他排水方法相结合的方案。

2 强夯置换处理地基适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的黏性土等地基，且上部建筑对变形控制要求不严的工程。强夯置换处理地基应通过现场试验确定其适用性和处理效果。

3 强夯和强夯置换施工前，应在施工现场选取有代表性的地段进行试夯或试验性施工，以选定施工工艺和夯击能量。试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定。

14.4.2 强夯处理地基的设计应符合下列规定：

1 强夯的有效加固深度应根据现场试夯或地区经验确定。在缺少试验资料或经验时可按表 14.3.1 预估。

表 14.4.1 强夯的有效加固深度 (m)

单击夯击能 E (kN·m)	碎石土、砂土等粗粒土	粉土、黏性土等细颗粒土
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.0
8000	10.0~10.5	9.0~9.5

注：强夯法的有效加固深度应从最初的起夯面算起。单击夯击能 E 大于 10000kN·m 时，有效加固深度应通过试验确定。

2 夯点的夯击次数应按现场试夯最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值确定。当单击夯击能小于 4000kN·m 时为 50mm，当单击夯击能为 4000kN·m~6000kN·m 时为 100mm，当单击夯击 6000kN·m~8000kN·m 时为 150mm，当单击夯击能 8000kN·m~12000kN·m 时为 200mm；夯坑周围地面不应发生过大的隆起；不因夯坑过深而发生提锤困难。

3 夯击遍数应根据地基土的性质和建筑物的使用要求确定，可采用点夯（2~3）遍，对于渗透性较差的细颗粒土，夯击遍数可适当增加。最后再以低能量满夯 2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接。

4 两遍夯击之间应有一定的时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的黏性土地基，间隔时间不应少于（3~4）周；对于渗透性好的地基可连续夯击。

5 夯击点位置可根据基底平面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的（2.5~3.5）倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当增大。

6 强夯处理范围应大于建筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的1/2至2/3，并不宜小于3m。对可液化地基，基础边缘的处理宽度，不应小于5m。

7 根据初步确定的强夯参数，在拟处理场地范围内选择试验区域进行强夯方案试验，在强夯试夯结束至数周后采用静力触探、标准贯入试验、载荷试验等方法进行检测，并与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，确定工程采用的各项强夯参数。

8 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定，初步设计时也可根据夯后原位测试和土工试验指标按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定确定。

9 强夯地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定。夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

14.4.3 强夯处理地基的施工应符合下列规定：

1 强夯锤质量可取10t~40t，其底面形式宜采用圆形或多边形，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静接地压力值可取25kPa~40kPa，对于细颗粒土锤底静接地压力宜取较小值。锤的底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔，孔径可取250mm~300mm。

2 施工机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备。采用履带式起重机时，宜在臂杆端部设置辅助门架，或采取其他安全措施，防止落锤时机架倾覆。

3 当场地表土软弱或地下水位较高，夯坑底积水影响施工时，宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的松散性材料，使地下水位低于坑底面以下2m。坑内或场地积水应排除。

4 施工前应查明场地范围内的地下构筑物和各种地下管线的位置及标高，并采取必要的措施，以免因施工而造成损坏。

5 当强夯施工所产生的振动对邻近建筑物或设备会产生有害的影响时，应设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6 强夯施工可按下列步骤进行：

- 1) 清理并平整施工场地；
- 2) 标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；

- 3) 起重机就位，夯锤置于夯点位置；
- 4) 测量夯前锤顶高程；
- 5) 将夯锤起吊到预定高度，开启脱钩装置，待夯锤脱钩自由下落后，放下吊钩，测量锤顶高程，若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时，应及时将坑底整平；
- 6) 重复步骤 5，按设计规定的夯击次数及控制标准，完成一个夯点的夯击；
- 7) 换夯点，重复步骤 3 至 6，完成第一遍全部夯点的夯击；
- 8) 用推土机将夯坑填平，并测量场地高程；
- 9) 在规定的间隔时间后，按上述步骤逐次完成全部夯击遍数，最后用低能量满夯，将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程。

7 施工过程中应有专人负责下列监测工作：

- 1) 开夯前应检查夯锤质量和落距，以确保单击夯击能量符合设计要求；
- 2) 在每一遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏差或漏夯应及时纠正；
- 3) 按设计要求检查每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。

8 施工过程中应对各项参数及情况进行详细记录。

14.4.4 强夯置换处理地基的设计应符合下列规定：

1 强夯置换墩的深度由土质条件决定，除厚层饱和粉土外，应穿透软土层，到达较硬土层上。深度不宜超过 10m。

2 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定。

3 墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料，粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

4 夯点的夯击次数应通过现场试夯确定，且应同时满足下列条件：

- 1) 墩底穿透软弱土层，且达到设计墩长；
- 2) 累计夯沉量为设计墩长的（1.5~2.0）倍；
- 3) 最后两击的平均夯沉量不大于本标准第 14.4.2 条第 2 款的规定。

5 墩位布置宜采用等边三角形或正方形。对独立基础或条形基础可根据基础形状与宽度相应布置。

6 墩间距应根据荷载大小和原状土的承载力选定，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。

7 当墩间净距较大时，应适当提高上部结构和基础的刚度。

8 强夯置换处理范围应符合本标准第 14.4.2 条第 6 款的规定。

9 墩顶应铺设一层厚度不小于 500mm 的压实垫层，垫层材料可与墩体相同，粒径不宜大于 100mm。

10 强夯置换设计时，应预估地面抬高值，并在试夯时校正。

11 强夯置换地基试验方案的确定，应符合本标准 14.4.2 条第 7 款的规定。检测项目除进行现场载荷试验检测承载力和变形模量外，尚应采用超重型或重型动力触探等方法，检查置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化。

12 确定软黏性土中强夯置换墩地基承载力特征值时，可只考虑墩体，不考虑墩间土的作用，其承载力应通过现场单墩静载荷试验确定；对饱和粉土地基可按复合地基考虑，其承载力可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定。

13 强夯置换地基的变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。

14.4.5 强夯置换处理地基的施工应符合下列规定：

1 强夯锤质量可取 10t~40t，其底面形式宜采用圆形或多边形，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静接地压力值可取 100kPa~200kPa，对于细颗粒土锤底静接地压力宜取较小值。锤的底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔，孔径可取 250mm~300mm。

2 施工机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备。采用履带式起重机时，可在臂杆端部设置辅助门架，或采取其他安全措施，防止落锤时机架倾覆。

3 当场地表土软弱或地下水位较高，夯坑底积水影响施工时，宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的松散性材料，使地下水位低于坑底面以下 2m。坑内或场地积水应及时排除。

4 施工前应查明场地范围内的地下构筑物和各种地下管线的位置及标高等，并采取必要的措施，以免因施工而造成损坏。

5 当施工所产生的振动对邻近建筑物或设备会产生有害的影响时，应设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6 强夯置换施工可按下列步骤进行：

1) 清理并平整施工场地，当表土松软时可铺设一层厚度为 1.0m~2.0m 的砂石施工垫层；

2) 标出夯点位置，并测量场地高程；

3) 起重机就位，夯锤置于夯点位置；

4) 测量夯前锤顶高程；

- 5) 夯击并逐击记录夯坑深度。当夯坑过深而发生起锤困难时停夯，向坑内填料直至与坑顶平，记录填料数量，如此重复直至满足规定的夯击次数及控制标准完成一个墩体的夯击。当夯点周围软土挤出影响施工时，可随时清理并在夯点周围铺垫碎石，继续施工；
 - 6) 按由内而外，隔行跳打原则完成全部夯点的施工；
 - 7) 推平场地，用低能量满夯，将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程；
 - 8) 铺设垫层，并分层碾压密实。
- 7 施工过程中应有专人负责下列监测工作：
- 1) 开夯前应检查夯锤质量和落距，以确保单击夯击能量符合设计要求；
 - 2) 在每一遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏差或漏夯应及时纠正；
 - 3) 按设计要求检查每个夯点的夯击次数、每击的夯沉量及置换深度。
- 8 施工过程中应对各项参数及情况进行详细记录。

14.4.6 夯实处理地基的质量检验应符合下列规定：

1 检查施工过程中的各项测试数据和施工记录，不符合设计要求时应补夯或采取其他有效措施。

2 强夯处理后的地基承载力检验，应在施工结束后间隔一段时间进行，对于碎石土和砂土地基，间隔时间宜为（7~14）d；粉土和黏性土地基宜为（14~28）d；强夯置换地基间隔时间宜为 28d。

3 强夯处理后的地基均匀性，可采用标准贯入试验、动力触探试验、静力触探试验和室内土工试验进行检验，简单场地上的一般建筑，每 400 m²不应少于 1 个检测点，且不少于 3 点；复杂场地或重要建筑地基，每 300 m²不应少于 1 个检测点，且不少于 3 点。强夯置换地基的地基均匀性，可采用开挖检查、钻探检测、动力触探试验等方法检验墩体直径和墩长，采用超重型或重型动力触探试验检查置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化，检验数量不应少于墩点数的 3%，且不少于 3 点。

4 强夯处理后的地基承载力检验的数量，简单场地上的一般建筑，每个建筑地基载荷试验检测点不应少于 3 点；复杂场地或重要建筑地基应增加检测点数量。强夯置换地基承载力检验的数量，单墩载荷试验检测点不应少于墩点数的 1%，且不少于 3 点；饱和粉土地基，处理后墩间土能形成 2.0m 以上的硬层时，地基承载力可采用单墩复合地基静载荷试验确定，检验数量不应少于墩点数的 1%，且不少于 3 点。

14.4.7 竣工验收时，强夯处理后的地基承载力检验应根据静载荷试验、原位测试和室内土工试验等方法综合确定。强夯置换后的地基承载力检验应采用单墩静载荷试验；强夯置换墩着底情况及承载力与密度随深度变化的检验应采用超重型或重型动力触探试验。

14.5 砂石桩

14.5.1 砂石桩复合地基处理的适用范围应符合下列规定：

1 适用于挤密处理松散砂土、粉土、粉质黏土、素填土、杂填土等地基，以及用于处理可液化地基。饱和黏土地基，如对变形控制不严格，可采用砂石桩置换处理。

2 大型的、重要的或场地地层复杂的工程，以及不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和黏性土地基，应在施工前通过现场试验确定其适用性。

3 不排水抗剪强度 10kPa-20kPa 的饱和黏性土地基宜慎用，并应在施工前通过现场试验确定其适用性；不排水抗剪强度小于 10kPa 的饱和黏性土地基不得采用。

4 黏粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂、细砂地基，可采用不加填料振冲挤密法处理。

14.5.2 砂石桩复合地基设计应符合下列规定：

1 地基处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，宜在基础外缘扩大(1~3) 排桩。对可液化地基，在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的 1/2，且不应小于 5m。

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

3 桩径可根据地基土质情况、成桩方式和成桩设备等因素确定，桩的平均直径可按每根桩所用填料量计算。振冲碎石桩桩径宜为 800mm~1200mm；沉管砂石桩桩径宜为 300mm~800mm。

4 桩间距应通过现场试验确定，并应符合下列规定：

1) 振冲碎石桩的桩间距宜为桩体直径的 (1.5~3) 倍。对于荷载大的建筑或黏性土地基宜采用较小间距，荷载小或砂土地基可采用较大间距；

2) 沉管砂石桩的桩间距不宜大于砂石桩直径的 4.5 倍；

初步设计时，对松散粉土和砂土地基，应根据挤密后要求达到的孔隙比确定，可按下列公式估算：

等边三角形布置

$$s = 0.95 \xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0+e_1}} \quad (14.5.2-1)$$

正方形布置

$$s = 0.89 \xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (14.5.2-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1} (e_{\max} - e_{\min}) \quad (14.5.2-2)$$

- 式中： s —— 砂石桩间距(m)；
 d —— 砂石桩直径(m)；
 ξ —— 修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，可取 1.1~1.2；不考虑振动下沉密实作用时，可取 1.0；
 e_0 —— 地基处理前砂土的孔隙比，可按原状土样试验确定，也可根据动力或静力触探等对比试验确定；
 e_1 —— 地基挤密后要求达到的孔隙比；
 e_{\max} 、 e_{\min} —— 砂土的最大、最小孔隙比，可按《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定确定；
 D_{r1} —— 地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取 0.70~0.85。

5 桩长可通过计算确定，并应符合下列规定：

- 1) 相对硬土层埋深较浅时可按相对硬层埋深确定；
- 2) 相对硬土层埋深较大时应按建筑物地基变形允许值确定，并满足软弱下卧层承载力的要求；
- 3) 按稳定性控制的工程，桩长应不小于最危险滑动面以下 2.0m 的深度；
- 4) 可液化地基，桩长应按处理液化的深度确定；
- 5) 桩长不宜小于 4m。

6 桩体材料应采用性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料，可采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑、矿渣等硬质材料，振冲桩桩体填料粒径宜为 20mm~150mm，沉管桩桩体填料最大粒径不宜大于 50mm。

7 桩顶和基础之间宜铺设一层 300mm~500mm 厚的垫层。垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等，最大粒径不宜大于 30mm，其夯填度不应大于 0.9。

8 砂石桩复合地基的承载力和变形计算应符合本标准第 14.2 章相关内容。

14.5.3 振冲成桩法施工应符合下列规定：

1 振冲法施工可根据设计荷载的大小，原状土强度的高低、设计桩长等条件选用不同功率的振冲器；施工前应在现场进行试验，以确定水压、振密电流、填料量、留振时间和振

动频率等各种施工参数。当成桩质量不能满足设计要求时,应在调整设计与施工有关参数后,重新进行试验或改变设计。

2 振冲法施工可按下列步骤进行:

- 1) 清理平整施工场地,布置桩位;
- 2) 施工机具就位,使振冲器对准桩位;
- 3) 启动供水泵和振冲器,水压可用 200kPa~600kPa,水量可用 200L/min~400L/min,将振冲器徐徐沉入土中,造孔速度宜为 0.5m/min~2.0m/min,直至达到设计深度。记录振冲器经各深度的水压和留振时间;
- 4) 造孔后边提升振冲器边冲水直至孔口,再放至孔底,重复 2~3 次扩大孔径并使孔内泥浆变稀,开始填料制桩;
- 5) 大功率振冲器投料可不提出孔口,小功率振冲器下料困难时,可将振冲器提出口填料,每次填料厚度不宜大于 500mm。将振冲器沉入填料中进行振密制桩,当电流达到规定的密实电流值和规定的留振时间后,将振冲器提升 300mm~500mm;
- 6) 重复以上步骤,自下而上逐段制作桩体直至孔口,记录各段深度的填料量、最终电流值和留振时间;
- 7) 闭振冲器和水泵。

3 振冲法施工现场应事先开设泥水排放系统,或组织好运浆车辆运至预先安排的存放地点,应设置沉淀池,重复使用上部清水。

4 对于砂土地基采用振冲加密处理时宜采用大功率振冲器,造孔速度宜为 8m/min~10m/min,到达深度后宜将射水量减至最小,留振至密实电流达到规定时,上提 0.5m,逐段振密直至孔口,每米振密时间约 1min。在粗砂中施工如遇下沉困难,可在振冲器两侧增焊辅助水管,加大造孔水量,但造孔水压宜小。

5 振密孔施工顺序,宜沿直线逐点逐行进行。

14.5.4 沉管成桩法施工应符合下列规定:

1 砂石桩施工可采用振动沉管、锤击沉管或冲击成孔等成桩法。当用于消除粉细砂及粉土液化时,宜用振动沉管成桩法。

2 施工前应进行成桩工艺和成桩挤密试验。当成桩质量不能满足设计要求时,应调整施工参数后,重新进行试验或设计。

3 振动沉管成桩法施工,应根据沉管和挤密情况,控制填砂石量、提升高度和速度、挤压次数和时间、电机的工作电流等。

4 施工中应选用能顺利出料和有效挤压桩孔内砂石料的桩尖结构。当采用活瓣桩靴时,

对砂土和粉土地基宜选用尖锥形；一次性桩尖可采用混凝土锥形桩尖。

5 锤击沉管成桩法施工可采用单管法或双管法。锤击法挤密应根据锤击能量，控制分段的填砂石量和成桩的长度。

6 砂石桩桩孔内材料填料量，应通过现场试验确定，估算时，可按设计桩孔体积乘以充盈系数确定，充盈系数可取 1.2~1.4。

7 砂石桩的施工顺序，对砂土地基宜从外围或两侧向中间进行。

8 施工时桩位水平偏差不应大于 0.2~0.3 倍桩径，桩的垂直度偏差不应大于 1%。

9 桩体施工完毕后，应将顶部预留的松散桩体挖除，如无预留将松散桩头夯压密实，随后铺设垫层并压实。

14.5.5 砂石桩复合地基的质量检验应符合下列规定：

1 检查各项施工记录，如有遗漏或不符合要求的桩，应补桩或采取其他有效的补救措施。

2 施工结束后应间隔一定时间后方可进行质量检验。砂土地基间隔时间不宜少于 7d；粉土和杂填土地基可取 (14~21)d；粉质黏土地基可取 (21~28)d。

3 施工质量的检验，对桩体可采用重型动力触探试验；对桩间土可采用标准贯入、静力触探、动力触探或其他原位测试等方法；对消除液化的地基检验应采用标准贯入试验。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心。检验深度不应小于处理地基深度，检测数量不应少于桩孔总数的 2%。

14.5.6 竣工验收时，地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验，试验数量不应少于总桩数的 1%，且每个单体建筑不应少于 3 点。

14.6 水泥粉煤灰碎石桩

14.6.1 水泥粉煤灰碎石桩复合地基处理适用于处理黏性土、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。

14.6.2 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计应符合下列规定：

1 水泥粉煤灰碎石桩，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；钢筋混凝土预制桩宜为 300mm~600mm；

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 水泥粉煤灰碎石桩可只在基础范围内布桩，并可根据建筑物荷载分布、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。

14.6.3 水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工应符合下列规定：

1 可选用下列施工工艺：

- 1) 长螺旋钻孔灌注成桩：适用于地下水位以上的黏性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土地基；
- 2) 长螺旋钻中心压灌成桩：适用于黏性土、粉土、砂土和素填土地基，对噪声或泥浆污染要求严格的场地可优先选用；穿越卵石夹层时应通过试验确定适用性；
- 3) 振动沉管灌注成桩：适用于粉土、黏性土及素填土地基；挤土造成地面隆起量大时，应采用较大桩距施工；
- 4) 泥浆护壁成孔灌注成桩：适用于地下水位以下的黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及风化岩层地基；桩长范围和桩端有承压水的土层应通过试验确定其适应性。

2 长螺旋钻中心压灌成桩施工和振动沉管灌注成桩施工应符合下列规定：

- 1) 施工前，应按设计要求在试验室进行配合比试验；施工时，按配合比配制混合料；长螺旋钻中心压灌成桩施工的坍落度宜为 160mm~200mm，振动沉管灌注成桩施工的坍落度宜为 30mm~50mm；振动沉管灌注成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过 200mm；
- 2) 长螺旋钻中心压灌成桩施工钻至设计深度后，应控制提拔钻杆时间，混合料泵送量应与拔管速度相配合，不得在饱和砂土或饱和粉土层内停泵待料；沉管灌注成桩施工拔管速度宜为 1.2m/min~1.5m/min，如遇淤泥质土，拔管速度应适当减慢；当遇有松散饱和粉土、粉细砂或淤泥质土，当桩距较小时，宜采取隔桩跳打措施；

- 3) 施工桩顶标高宜高出设计桩顶标高不少于 0.5m；当施工作业面高出桩项设计标高较大时，宜增加混凝土灌注量；
- 4) 成桩过程中，应抽样做混合料试块，每台机械每台班不应少于一组。
- 3 冬期施工时，混合料入孔温度不得低于 5℃，对桩头和桩间土应采取保温措施。
- 4 清土和截桩时，应采用小型机械或人工剔除等措施，不得造成桩顶标高以下桩身断裂或桩间土扰动。
- 5 褥垫层铺设宜采用静力压实法，当基础底面下桩间土的含水量较低时，也可采用动力夯实法，夯填度不应大于 0.9。
- 6 泥浆护壁成孔灌注成桩和锤击、静压预制桩施工，应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的规定。

14.6.4 水泥粉煤灰碎石桩复合地基质量检验应符合下列规定：

- 1 施工质量检验应检查施工记录、混合料坍落度、桩数、桩位偏差、褥垫层厚度、夯填度和桩体试块抗压强度等。
- 2 承载力检验宜在施工结束 28d 后进行，其桩身强度应满足试验荷载条件；复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验的数量不应少于总桩数的 1%，且每个单体工程的复合地基静载荷试验的试验数量不应少于 3 点。
- 3 采用低应变动力试验检测桩身完整性，检查数量不低于总桩数的 10%。
- 4 水泥粉煤灰碎石桩质量检验应符合表 14.6.4 的规定。

表 14.6.4 水泥粉煤灰碎石桩符合地基质量检验标准

项	序	检查项目	允许偏差或允许值		检查方法
			单位	数值	
主控项目	1	原材料	设计要求		查产品合格证书或抽样送检验员
	2	桩径	mm	-20	用钢尺测量或计算填料量
	3	桩身强度	设计要求		查 28d 试块强度
	4	地基承载力	设计要求		按规定的方法
一般项目	1	桩身完整性	按桩基检测技术规范		按桩基检测技术规范
	2	桩位偏差	满堂布桩 $\leq 0.40D$		用钢尺量， D 为桩径
			条基布桩 $\leq 0.25D$		
	3	桩垂直度	%	≤ 1.50	用经纬仪测桩管
	4	桩长	mm	+100	测桩管长度或垂球测孔深
5	褥垫层夯填度	≤ 0.90		用钢尺量	

注：1 夯填度是指夯实后的褥垫层厚度与虚体厚度的比值；

2 桩径允许偏差负值是指个别断面。

14.6.5 竣工验收时，水泥粉煤灰碎石桩地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验；处理后的地基变形应按本标准第 14.2 条规定计算。

14.7 水泥土搅拌桩

14.7.1 水泥土搅拌桩复合地基处理适用范围应符合下列规定：

- 1 适用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、素填土、黏性土(软塑、可塑)、粉土(稍密、中密)、粉细砂(松散、中密)、中粗砂(松散、稍密)、砂砾等土层。
- 2 处理泥炭土、有机质含量较高的土、塑性指数(I_p)大于 25 的黏土、地下水的 pH 值小于 4 和地下水具有腐蚀性，以及无工程经验的地区时，应通过现场试验确定其适用性。
- 3 含大孤石或障碍物较多且不易清除的杂填土、硬塑及坚硬的黏性土、密实的砂土，以及地下水呈流动状态的土层，不宜采用水泥土搅拌桩复合地基。

14.7.2 水泥土搅拌桩复合地基处理设计应符合下列规定：

- 1 复合地基的承载力特征值，应通过现场单桩或多桩复合地基静载荷试验确定。初步设计时可按本标准 14.2 相关内容估算，处理后桩间土承载力特征值 f_{sk} (kPa) 可取天然地基承载力特征值；桩间土承载力发挥系数 β ，对淤泥、淤泥质土和流塑状软土等处理土层，可取 0.1~0.4，对其他土层可取 0.4~0.8；单桩承载力发挥系数 λ 可取 1.0。
- 2 单桩承载力特征值，应通过现场静载荷试验确定。初步设计时可按本标准 14.2 相关内容估算，桩端端阻力发挥系数可取 0.4~0.6；桩端端阻力特征值，可取桩端土未修正的地基承载力特征值，并应满足式(7.3.2)的要求，应使由桩身材料强度确定的单桩承载力不小于由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力。

$$R_p = \eta f_{cu} A_p \quad (7.3.2)$$

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

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

3 水泥土搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

4 水泥土搅拌桩复合地基应进行变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定，地基变形计算深度应大于复合土层的深度。一般进入下部良好持力层的正常固结土 5m~10m。

5 水泥土搅拌桩复合地基应进行地基稳定性验算，处理后地基的整体稳定性分析可采用圆弧滑动法，其稳定安全系数不应小于 1.30。其抗剪强度指标按桩体断裂后滑动面材料的摩擦性能确定。

6 设计前应收集处理区域内详尽的岩土工程资料。进行理地基的室内配比试验。针对现场拟处理地基土层的性质，选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量，为设计提供不同龄期、不同配比的强度参数。对竖向承载的水泥土强度宜取 90d 龄期试块的立方体抗压强度平均值。

7 搅拌桩的长度，应根据上部结构对地基承载力和变形的要求确定，并应穿透软弱土层到达地基承载力相对较高的土层；当设置的搅拌桩同时为提高地基稳定性时，其桩长应超过危险滑弧以下不少于 2.0m；干法的加固深度不宜大于 15m，湿法加固深度不宜大于 20m，搅拌桩的桩径不应小于 500mm。

8 桩长超过 10m 时，可采用固化剂变掺量设计。在全长桩身水泥总掺量不变的前提下，桩身上部 1/3 桩长范围内，可适当增加水泥掺量及搅拌次数。

9 桩的平面布置可根据上部结构特点及对地基承载力和变形的要求，采用柱状、壁状、格栅状或块状等加固形式。独立基础下的桩数不宜少于 4 根。

10 水泥土搅拌桩复合地基宜在基础和桩之间设置褥垫层，厚度可取 200mm~300mm。褥垫层材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于 20mm。褥垫层的夯填度不应大于 0.9。

14.7.3 水泥土搅拌桩复合地基施工应符合下列规定：

1 水泥土搅拌桩施工现场施工前应予以平整，清除地上和地下的障碍物。

2 水泥土搅拌桩施工前，应根据设计进行工艺性试桩，数量不得少于 3 根，多轴搅拌施工不得少于 3 组。工艺试桩的质量应进行检验，确定施工参数。

3 搅拌头翼片的枚数、宽度、与搅拌轴的垂直夹角、搅拌头的回转数、提升速度应相互匹配，干法搅拌时钻头每转一圈的提升(或下沉)量宜为 10mm~15mm，确保加固深度范围内土体的任何一点均能经过 20 次以上的搅拌。

4 搅拌桩施工时，停浆(灰)面应高于桩顶设计标高 500mm。在开挖基坑时，应将桩顶以上土层及柱顶施工质量较差的桩段，采用人工挖除。

5 施工中，应保持搅拌桩机底盘的水平和导向架的竖直，搅拌桩的垂直度允许偏差和桩位偏差应满足要求；成桩直径和桩长不得小于设计值。

6 水泥土搅拌桩施工应包括下列主要步骤：

1) 搅拌机械就位、调平；

2) 预搅下沉至设计加固深度；

- 3) 边喷浆(或粉), 边搅拌提升直至预定的停浆(或灰)面;
 - 4) 重复搅拌下沉至设计加固深度;
 - 5) 据设计求, 喷浆(或粉)或仅搅拌提升直至预定的停浆(或灰)面;
 - 6) 关闭搅拌机械。
- 7 在预(复)搅下沉时, 也可采用喷浆(粉)的施工工艺, 确保全桩长上下至少再重复搅拌一次。对地基土进行干法咬合加固时, 如复搅困难, 可采用慢速搅拌, 保证搅拌的均匀性。
- 8 水泥土搅拌湿法施工应符合下列规定:
- 1) 施工前, 应确定灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数, 并应根据设计要求, 通过工艺性成桩试验确定施工工艺;
 - 2) 施工过程中使用的水泥应过筛, 制备好的浆液不得离析, 泵送浆应连续进行。拌制水泥浆液的罐数、水泥和外掺剂用量以及泵送浆液的时间应记录; 喷浆量及搅拌深度应采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录;
 - 3) 搅拌机喷浆提升的速度和次数应符合施工工艺要求并设专人进行记录;
 - 4) 当水泥浆液到达出浆口后, 应喷浆搅拌 30s, 在水泥浆与桩端土充分搅拌后, 再开始提升搅拌头;
 - 5) 搅拌机预搅下沉时, 不宜冲水, 当遇到硬土层下沉太慢时, 可适量冲水;
 - 6) 施工过程中, 如因故停浆, 应将搅拌头下沉至停浆点以下 0.5m 处, 待恢复供浆时再喷浆搅拌提升; 若停机超过 3h, 宜先拆卸输浆管路, 并妥加清洗;
 - 7) 壁状加固时, 相邻桩的施工时间间隔不宜超过 12h。
- 9 水泥土搅拌干法施工应符合下列规定:
- 1) 喷粉施工前, 应检查搅拌机械、供粉泵、送气(粉)管路、接头和阀门的密封性、可靠性, 送气(粉)管路的长度不宜大于 60m;
 - 2) 搅拌头每旋转一周, 提升高度不得超过 15mm;
 - 3) 搅拌头的直径应定期复核检查, 其磨耗量不得大于 10mm;
 - 4) 当搅拌头到达设计桩底以上 1.5m 时, 应开启喷粉机提前进行喷粉作业; 当搅拌头提升至地面下 500mm 时, 喷粉机应停止喷粉;
 - 5) 成桩过程中, 因故停止喷粉, 应将搅拌头下沉至停灰面以下 1m 处, 待恢复喷粉时, 再喷粉搅拌提升。
- 14.7.4 水泥土搅拌桩复合地基质量检验应符合下列规定:

1 水泥土搅拌桩施工过程中应随时检查施工记录和计量记录，并应对照规定的施工工艺对每根桩进行质量评定，应对固化剂用量、桩长、搅拌头转数、提升速度、复搅次数、复搅深度以及停浆处理方法等进行重点检查。

2 成桩 7d 后，应采用浅部开挖桩头，深度宜超过停浆(灰)面下 0.5m，应目测检查搅拌的均匀性，并应量测成桩直径。

3 成桩 28d 后，应用双管单动取样器钻取芯样做抗压强度检验和桩体标准贯入检验。检验数量为施工总桩数的 0.5%，且不少于 6 点。

4 成桩 28d 后，水泥土搅拌桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，验收检验数量不少于总桩数的 1%，复合地基静载荷试验数量不少于 3 台(多轴搅拌为 3 组)。

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

14.7.5 水泥土搅拌桩复合地基验收应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。

14.8 旋喷桩

14.8.1 旋喷桩复合地基处理应符合下列规定：

1 旋喷桩复合地基适用于处理淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、素填土和碎石土等地基。对土中含有较多的大直径块石、大量植物根茎和高含量的有机质，以及地下水流速较大的工程，应根据现场试验结果确定其适应性。有动水压力和已涌水的工程不宜使用。

2 在制定旋喷桩方案时，应搜集本场地建筑物受力特性资料、岩土工程勘察报告、邻近建筑物和周边地下埋设物等环境资料。

3 高压旋喷桩可采用单管法、双管法和三管法施工。旋喷桩方案应结合工程情况进行现场试验，确定施工参数及施工工艺。

14.8.2 旋喷桩复合地基的设计应符合下列规定：

1 旋喷桩的有效范围和固结体物理力学性能应通过现场试验或试验性施工确定。

2 旋喷桩复合地基承载力特征值和单桩竖向承载力特征值应通过现场静载荷试验确定。初步设计时，旋喷桩复合地基承载力特征值和单桩竖向承载力特征值可按本标准 14.2 相关内容估算，其桩身材料强度尚应满足本标准 14.2 相关内容要求。

3 旋喷桩复合地基的地基变形计算应符合本标准 14.2 相关内容的规定。14.2

4 当旋喷桩处理地基范围以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

5 用于承受竖向荷载的旋喷桩，其平面布置应根据上部结构和基础特点确定，独立柱基础下的桩数不应少于 4 根；用于地基处理或加固的旋喷桩间距应根据工程的目的和要求确定；用于深基坑等工程形成连续体时的旋喷桩，其相邻桩搭接不宜小于 300mm。

6 旋喷桩复合地基宜在基础和桩顶之间设置褥垫层。褥垫层厚度宜为 150mm~300mm，褥垫层材料可选用中砂、粗砂和级配砂石等，褥垫层最大粒径不宜大于 20mm。褥垫层的夯填度不应大于 0.9。

14.8.3 旋喷桩复合地基的施工应符合下列规定：

1 施工前，应根据现场环境和地下埋设物的位置等情况，复核旋喷桩的设计孔位。

2 旋喷桩的施工参数及施工工艺应根据土质条件、加固要求，通过试验或根据工程经验确定。单管法、双管法高压水泥浆和三管法高压水的压力应大于 20MPa，流量应大于 30L/min，气流压力宜大于 0.7MPa，提升速度宜为 5cm/min~20cm/min。

3 旋喷注浆宜采用强度等级为 42.5 级的普通硅酸盐水泥，水泥浆液的水灰比宜为 0.8~1.2。水泥在使用前应作质量检验，水泥浆的搅拌用水应符合混凝土拌合用水的要求。

4 根据工程需要可加入适量的外加剂及掺合料，外加剂和掺合料用量应通过试验确定。

5 喷射孔与高压注浆泵的距离不宜大于 50m。钻孔位置的允许偏差应为 ±50mm，垂直度允许偏差应为 ±1%。

6 喷射注浆管贯入土中后，当喷嘴达到设计标高时即可喷射注浆；当喷射注浆参数达到规定值后，即可按旋喷工艺要求提升喷射管，由下而上旋转喷射注浆；喷射管分段提升的搭接长度不应小于 100mm。

7 旋喷注浆过程中若出现压力骤然下降、上升或冒浆异常时，应查明原因并及时采取措施；若发现地下有块石等障碍物时，可采用放慢、停止提升或定位驻喷措施；黏性大或标准贯入击数较高的土层，应采取技术措施使高压旋喷注浆有效直径或有效长度达到设计要求；邻近地段不得进行抽水作业；需要扩大加固范围或提高强度的部位，宜采用复喷或驻喷措施。

8 旋喷注浆完毕后应迅速拔出喷射管。为防止浆液凝固收缩影响桩顶高程，可在原孔位采用冒浆回灌或第二次注浆等措施，原孔位补浆宜在 6h 内完成。

9 施工中应将废泥浆运出或在现场短期堆放后运出。

10 严格按照施工参数和材料用量施工，用浆量和提升速度应采用自动记录装置，做好各项施工记录。

11 高压喷射注浆施工过程中应对毗邻建筑物进行沉降观测。

14.8.4 旋喷桩复合地基的质量检验应符合下列规定：

1 旋喷桩可根据工程要求和当地经验采用开挖检查、钻孔取芯、标准贯入试验、动力触探和静载荷试验或压水试验等方法进行检验。高压喷射注浆体的深度、固结体尺寸和强度应符合设计要求。

2 检验点应布置在有代表性的桩位、施工过程中出现异常情况的部位和可能对旋喷桩质量产生影响的部位。

3 检验点的数量不应少于施工孔数的 2%，并不应少于 6 点。

4 钻孔取芯质量检验及承载力检验宜在成桩 28d 后进行。

5 褥垫层夯填度检验数量应为独立基础总数的 30%，每 200 m²~500 m²不应少于 1 点，且每个单体工程不应少于 6 点。

14.8.5 竣工验收时，旋喷桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。承载力检验应在成桩 28d 后进行，检验数量不应少于总桩数的 1%，且每个单体工程复合地基静载荷试验的数量不应少于 3 点。

14.9 组合桩

14.9.1 组合桩复合地基处理适用于处理不同深度存在相对硬层的正常固结土，或浅层存在欠固结土、可液化土等特殊土，以及地基承载力和变形要求较高的地基。

14.9.2 组合桩复合地基的设计应符合下列原则：

1 桩型及施工工艺的确定应考虑土层情况、承载力与变形控制要求、经济性和环境要求等综合因素。

2 对复合地基承载力贡献较大或用于控制复合土层变形的长桩，应选择相对较好的持力层；对处理欠固结土的增强体，其桩长应穿越欠固结土层；对处理液化土的增强体，其桩长宜穿过可液化土层。

3 当采用长桩与短桩的组合方案时，其中长桩应采用刚性桩，短桩可采用刚性桩、柔性桩或散体材料桩。长桩刚性桩的桩距应根据土质条件、设计要求的复合地基承载力、沉降，以及施工工艺确定，宜取（4~6）倍桩径。短桩的平面布置根据上部结构特点及对地基承载力和沉降的要求确定。

4 对浅部存在软土或欠固结土，宜先采用预压、压实、夯实、挤密方法或低强度桩复合地基等处理浅层地基，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理。

5 对可液化地基,可采用碎石桩等方法处理液化土层,再采用有黏结强度桩进行地基处理。

6 组合桩复合地基宜按沉降控制的原则进行设计。

14.9.3 组合桩复合地基单桩承载力应由静载荷试验确定,初步设计可按本标准第 14.2 节相关要求执行;对施工扰动敏感的土层,应考虑后施工桩对已施工桩的影响,单桩承载力予以折减。

14.9.4 组合桩复合地基的布桩宜采用正方形或三角形间隔布置,刚性桩应在基础范围内布桩。

14.9.5 组合桩复合地基与基础间应设置褥垫层。褥垫层厚度可根据桩底持力层、桩间土性质、场地荷载情况综合确定。对刚性长、短桩复合地基,垫层厚度宜取对复合地基承载力贡献大的增强体直径的 1/2;对刚性桩与其他材料增强体桩组合的复合地基,垫层厚度宜取刚性桩直径的 1/2;褥垫层厚度宜为 150mm~300mm。褥垫层设置范围宜大于基础范围,每边超出基础外边缘的宽度宜为 200mm~300mm。褥垫层材料宜采用中砂、粗砂、级配良好的砂石等,最大粒径不宜大于 20mm,夯填度不应大于 0.9。

14.9.6 组合桩复合地基承载力特征值,应采用多桩复合地基静载荷试验确定,初步设计时,可采用下列公式估算:

1 对刚性桩和柔性桩两种桩组合形成的组合桩复合地基承载力特征值:

$$f_{\text{spk}} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + m_2 \frac{\lambda_2 R_{a2}}{A_{p2}} + \beta (1 - m_1 - m_2) f_{\text{sk}} \quad (14.9.6-1)$$

式中: m_1 、 m_2 ——分别为桩 1、桩 2 的面积置换率;

λ_1 、 λ_2 ——分别为桩 1、桩 2 的单桩承载力发挥系数;应由单桩复合地基试验按等变形准则或多桩复合地基静载荷试验确定,有地区经验时也可按地区经验确定;无经验时可取 0.7~1.0;

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

A_{p1} 、 A_{p2} ——分别为桩 1、桩 2 的截面面积 (m²);

β ——桩间土承载力发挥系数;无经验时可取 0.7~0.9;

f_{sk} ——处理后复合地基桩间土承载力特征值 (kPa)。

2 对刚、柔性桩与散体材料桩组合形成的复合地基承载力特征值:

$$f_{spk} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + \beta [1 - m_1 - m_2 (n - 1)] f_{sk} \quad (14.9.6-2)$$

式中: β ——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数;

n ——仅由散体材料桩加固处理形成复合地基的桩土应力比; 无实测资料时, 对于黏性土可取 2.0~4.0, 对于砂土、粉土可取 1.5~3.0;

f_{sk} ——仅由散体材料桩加固处理后桩间土承载力特征值(kPa)。

14.9.7 组合桩复合地基面积置换率, 应根据基础面积与该面积范围内实际的布桩数量进行计算, 当基础面积较大或条形基础较长时, 可用单元面积置换率替代。

1 当按图 14.9.7 (a) 矩形布桩时, $m_1 = \frac{A_{p1}}{2s_1s_2}$, $m_2 = \frac{A_{p2}}{2s_1s_2}$;

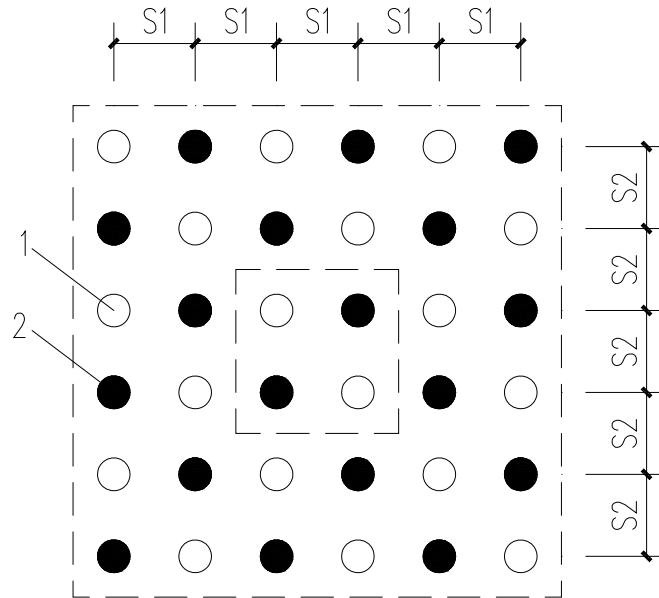


图 14.9.7 (a) 组合桩复合地基矩形布桩单元面积计算模型

1—桩 1; 2—桩 2

2 当按图 14.9.7 (b) 三角形布桩且 $s_1 = s_2$ 时, $m_1 = \frac{A_{p1}}{s_1^2}$, $m_2 = \frac{A_{p2}}{s_1^2}$ 。

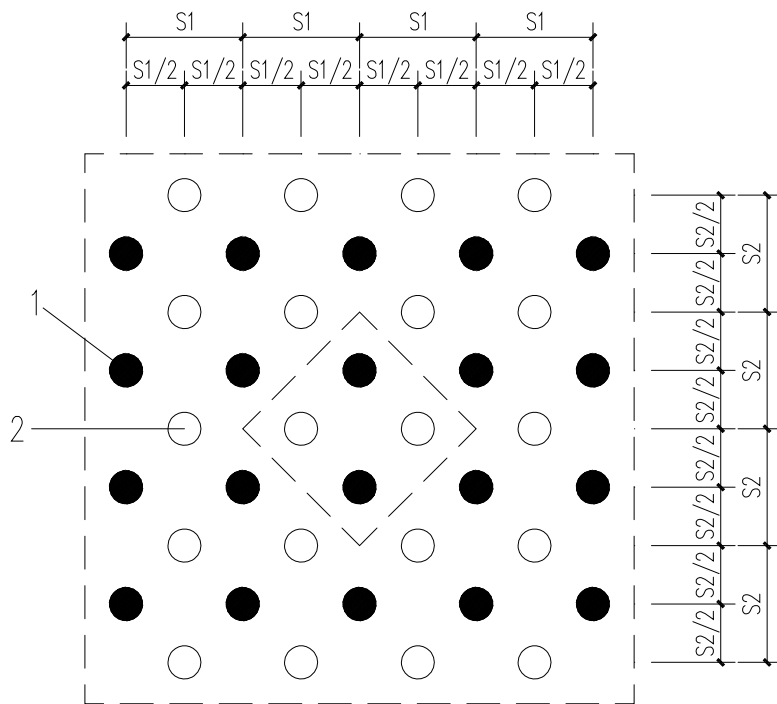


图 14.9.7 (b) 组合桩复合地基三角形布桩单元面积计算模型

1—桩 1；2—桩 2

14.9.8 组合桩复合地基变形计算可按本标准第 14.2 节相关要求执行，复合土层的压缩模量可按下列公式计算：

1 刚性桩和柔性桩的长短桩复合加固区、仅长桩加固区土层压缩模量提高系数分别按下列公式计算：

$$\zeta_1 = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \quad (14.9.8-1)$$

$$\zeta_2 = \frac{f_{\text{spk1}}}{f_{\text{ak}}} \quad (14.9.8-2)$$

式中： f_{spk1} 、 f_{spk} ——分别为仅由长桩处理形成复合地基承载力特征值和长短桩复合地基承载力特征值(kPa)；

ζ_1 、 ζ_2 ——分别为长短桩复合地基加固土层压缩模量提高系数和仅由长桩处理形成复合地基加固土层压缩模量提高系数。

2 对刚、柔性桩与散体材料桩组合形成的复合地基加固区土层压缩模量提高系数可按下列公式计算:

$$\zeta_1 = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{spk2}}} [1 + m(n-1)]\alpha \quad (14.9.8-3)$$

$$\zeta_1 = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \quad (14.9.8-4)$$

式中： f_{spk2} ——仅由散体材料桩加固处理后复合地基承载力特征(kPa)；

α ——处理后桩间土地基承载力的调整系数， $\alpha = f_{\text{sk}} / f_{\text{ak}}$ ；

m ——散体材料桩的面积置换率。

14.9.9 复合地基变形计算深度应大于复合地基土层的厚度，且应满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007)的有关规定。

14.9.10 组合桩复合地基的施工顺序应根据所采用桩型的施工工艺、加固机理和挤土效应等确定，并应符合下列规定：

- 1 对处理可液化土层的组合桩复合地基，应先施工处理液化的增强体。
- 2 应降低或减小后施工增强体对已施工增强体的质量和承载力的影响。

14.9.9 桩施工垂直度允许偏差及桩位允许偏差应符合现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202)的有关规定。

14.9.12 褥垫层材料应通过级配实验进行试配。褥垫层厚度、铺设范围和夯填度应符合设计要求。褥垫层施工不得在浸水条件下进行，当地下水位较高时，应采取降低地下水位的措施。铺设褥垫层前应预留约 200mm 厚的土层，并应待铺设褥垫层时再人工开挖到设计标高。褥垫层底面应在同一标高上，深度不同时，应挖成阶梯或斜坡搭接，并按先深后浅的顺序施工，搭接处应夯实。褥垫层竣工验收合格后，应及时进行基础施工与回填。

14.9.13 组合桩复合地基的质量检验应符合下列规定：

- 1 组合桩复合地基载荷板静载荷试验，对每个单体工程检验数量不得少于 3 点。
- 2 增强体施工质量检验，对散体材料增强体的检验数量不应少于总桩数的 2%，对刚、柔性桩的增强体，完整性检验数量不应少于总桩数的 10%。

14.9.14 竣工验收时，组合桩复合地基承载力检验，应采用组合桩复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，检验数量不得少于总桩数的 1%。

14.10 微型桩

14.10.1 微型桩加固应符合下列规定：

1 微型桩适用于既有建筑地基加固或新建建筑的地基处理。微型桩按施工工艺可分为树根桩、预制桩和注浆钢管桩。

2 微型桩加固后的地基，当桩与承台整体连接时，可按桩基础设计，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；当桩与基础不整体连接时，可按复合地基设计，桩顶与基础的连接应符合现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定。微型桩加固既有建筑地基基础时，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 微型桩加固设计前应对地基基础进行承载力和变形验算，当不满足设计施工要求时，应对原地基基础进行加固处理后再施工，避免施工过程中出现沉降过量、微型桩缩颈、移桩等失稳情况。

4 微型桩中钢构件或钢筋的防腐构造应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 中关于耐久性设计的要求，各桩型保护层厚度可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定执行。

5 软土地基应采取间隔施工、控制注浆压力和速度等措施，减小微型桩施工期间的地基附加变形，控制基础不均匀沉降及总沉降量。在成孔、注浆或压桩施工过程中，应监测相邻建筑和边坡的变形。

(I) 树根桩

14.10.2 树根桩适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、碎石土及人工填土等地基加固。

14.10.3 树根桩加固设计应符合下列规定：

1 树根桩直径宜为 150mm~300mm，桩长不宜超过 30m，宜采用直桩型或斜桩网状布置。

2 树根桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定，无试验资料时，初步设计可按本标准第 14.2.15 的规定估算。

3 桩身材料混凝土强度不应小于 C25；树根桩主筋不应少于 3 根，钢筋直径不应小于 12mm，且宜通长配筋；箍筋直径宜为 6mm~8mm，间距宜为 150mm~250mm。

4 灌注材料应满足下列要求：

- 1) 灌注材料可采用水泥浆、水泥砂浆、细石混凝土或其他灌浆料，也可用细石或碎石充填再灌注水泥浆或水泥砂浆。灌注材料应具有较好的和易性、可塑性、黏聚性、流动性和自密实性；
 - 2) 采用管送或泵送混凝土或砂浆时，应选用圆形骨料，骨料的粒径不应大于纵向钢筋净距的 1/4，且不应大于 15mm；
 - 3) 对直径小于 200mm 树根桩，宜注水泥砂浆，砂粒粒径不宜大于 0.5mm；
 - 4) 水泥宜采用普通硅酸盐水泥，水下浇注混凝土时，水泥含量不应小于 375kg/m³，水灰比宜小于 0.6；
 - 5) 水泥浆的配制应符合本标准第 14.10.11 条的规定，当采用水泥浆二次注浆工艺时，桩侧阻力可乘 1.2~1.4 的系数。
- 5 有经验的地区可用钢管代替树根桩中的钢筋笼，采用压力注浆提高承载力。
- 6 网状结构的树根桩设计时，可将桩及周围土体视作整体结构进行整体验算，计算时可采用假定滑动面不通过网状结构树根桩的加固体进行计算，有地区经验时可按圆弧滑动法进行计算。

14.10.4 树根桩施工应符合下列规定：

- 1 桩位允许偏差宜为±20mm；桩身垂直度允许偏差应为±1%。
- 2 钻机在土层中成孔可采用天然泥浆护壁，孔口宜设置一段套管。当钻孔遇易塌孔地层或地下水丰富时应加套管。当作为端承桩使用时，宜全桩长下套管。全桩长套管可替代钢筋笼一次成桩。
- 3 树根桩钢筋笼宜整根吊放。分节吊放时，钢筋搭接焊缝长度双面焊不得小于 5 倍钢筋直径，单面焊不得小于 10 倍钢筋直径，施工时，应缩短吊放和焊接时间；钢筋笼应采用悬挂或支撑的方法，确保灌浆或浇注混凝土时的位置和高度。在斜桩中组装钢筋笼时，应采用可靠的支撑和定位方法。
- 4 灌注施工应采用间隔施工、间歇施工或添加速凝剂等措施，以防止相邻桩孔移位和窜孔。
- 5 地下水流速较大可能导致水泥浆、砂浆或混凝土流失时，应采用永久套管、护筒或其他保护措施。
- 6 风化或有裂隙发育的岩层中灌注水泥浆时应进行桩孔测试和预灌浆。
- 7 当通过水下浇注管或带孔钻杆或管状承重构件进行浇注混凝土或水泥砂浆时，水下浇注管或带孔钻杆的末端应埋入泥浆中。浇注过程应连续进行，直到顶端溢出浆体的黏稠度与注入浆体一致时为止。

8 通过临时套管灌注水泥浆时，钢筋的放置应在临时套管拔出之前完成，套管拔出过程中应每隔 2m 施加灌浆压力。采用管材作为承重构件时，可通过其底部进行灌浆。

9 采用碎石或细石充填再注浆工艺时，填料应经清洗，投入量不应小于计算桩孔体积的 0.9 倍，填灌时应同时用注浆管注水清孔。一次注浆时，注浆压力宜为 0.3MPa~1.0MPa，由孔底使浆液逐渐上升，直至浆液溢出孔口再停止注浆。第一次注浆浆液初凝时，方可进行二次及多次注浆，二次注浆水泥浆压力宜为 2MPa~4MPa。灌浆过程结束后，灌浆管中应充满水泥浆并维持灌浆压力一定时间。拔除注浆管后应立即在桩顶填充碎石，并在 1m~2m 范围内补充注浆。

(II) 预制桩

14.10.5 预制桩适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土和人工填土等地基加固。

14.10.6 预制桩桩体可采用边长为 150mm~300mm 的预制混凝土方桩、直径 300mm 的预应力混凝土管桩、断面尺寸为 100mm~300mm 的钢管桩和型钢等。预制桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定，无试验资料时，初步设计可按本标准第 14.2.15 的规定估算。

14.10.7 预制桩施工应满足《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定。

(III) 注浆钢管桩

14.10.8 注浆钢管桩适用于淤泥质土、黏性土、粉土、砂土和人工填土等地基加固。

14.10.9 注浆钢管桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定，无试验资料时，初步设计可按本标准第 14.2.15 的规定估算。当采用二次注浆工艺时，桩侧摩阻力特征值取值可乘以 1.3 的系数。

14.10.10 钢管桩可采用静压法或植入等方法施工。

14.10.11 水泥浆的制备应符合下列规定：

1 水泥浆的配合比应采用经认证的计量装置计量，材料掺量符合设计要求，水灰比不宜大于 0.55。

2 选用的搅拌机应能够保证搅拌水泥浆的均匀性；在搅拌槽和注浆泵之间应设置存储池，注浆前应进行搅拌以防止浆液离析和凝固。

14.10.12 水泥浆灌注应符合下列规定：

1 应缩短桩孔成孔和灌注水泥浆之间的时间间隔。

- 2 注浆时应采取措施保证桩长范围内完全灌满水泥浆。
 - 3 灌注方法应根据注浆泵和注浆系统合理选用,注浆泵与注浆孔口距离不宜大于 30m。
 - 4 采用桩身钢管进行注浆时,可通过底部一次或多次灌浆,也可将桩身钢管加工成花管进行多次灌浆。
 - 5 采用花管灌浆时,可通过花管进行全长多次灌浆,也可通过花管及阀门进行分段灌浆,或通过互相交错的后注浆管进行分步灌浆。
- 14.10.13** 注浆钢管桩钢管的连接应采用套管焊接,焊接强度与质量应满足现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202 的要求。

(IV) 质量检验与施工验收

- 14.10.14** 微型桩的桩位施工允许偏差,独立基础和条形基础的边桩沿垂直轴线方向应为 $\pm 1/6$ 桩径,沿轴线方向应为 $\pm 1/4$ 桩径,其他位置的桩应为 $\pm 1/2$ 桩径;桩身的垂直度允许偏差应为 $\pm 1\%$ 。
- 14.10.15** 桩身完整性检验宜采用低应变动力试验进行检测,检测桩数不得少于总桩数的 10%,且不得少于 10 根,每个柱下承台的抽检桩数不应少于 1 根。
- 14.10.16** 施工验收应对施工过程中的有关参数、原材料的力学性能检验报告、试件留置数量及制作养护方法、混凝土和砂浆等抗压强度试验报告、型钢、钢管和钢筋笼制作质量检查报告、桩顶标高和桩位偏差等进行检验。
- 14.10.17** 微型桩的竖向承载力应采用静载荷试验确定,检验桩数不得少于总桩数的 1%,且不得少于 3 根。

14.11 注浆加固

- 14.11.1** 注浆可用于既有工程地基加固、空洞及采空区充填加固、岩溶地基加固等,按加固机理可分为渗透注浆、劈裂注浆、压密注浆及充填注浆。注浆材料可选用以水泥为主剂的浆液。
- 14.11.2** 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。

14.11.3 地基承载力和变形有特殊要求的建筑地基，采用注浆加固时，宜与其他地基处理方法联合使用。

14.11.4 注浆加固后的地基承载力及变形计算见本标准第 14.2 节的相关内容。

14.11.5 注浆加固设计应包含以下内容：

- 1 注浆加固的目的及技术要求。
- 2 注浆加固的范围和深度。
- 3 注浆材料和配合比。
- 4 注浆孔布置和注浆顺序。
- 5 注浆工艺参数和注浆结束标准。
- 6 注浆监测及质量检验要求。

14.11.6 既有工程地基注浆加固应符合下列规定：

1 注浆加固设计前应搜集拟注浆场地工程地质及水文地质资料；既有建筑结构和地基基础设计资料、隐蔽工程施工记录、竣工图；既有建筑结构和基础使用现状的鉴定资料、沉降、裂缝、倾斜观测资料；可能对既有建筑产生影响的邻近新建建筑、深基坑开挖、降水、新建地下工程的有关勘察、设计、施工、监测资料等。搜集的资料不能满足注浆加固设计要求时，应进行补充勘察、检测。

2 注浆加固范围不应小于建（构）筑物地基附加应力分布范围，注浆加固深度应满足上部结构的承载力和变形控制的要求。

3 注浆材料和配合比应根据注浆目的、场地工程地质条件、水文地质条件及施工环境因素等综合确定。对软弱地基土加固，可选用以水泥为主剂的浆液或水泥和水玻璃的双液型混合浆液，有地下水流动时，应采用水泥和水玻璃的双液型混合浆液或其他初凝时间短的速凝配方。水泥浆的水灰比可取 0.6~2.0，常用水灰比为 1.0。

4 注浆孔可布置在基础内、外侧或基础内，基础内注浆后，应采取措施对基础进行封孔。基础内、外侧注浆孔的布置，独立基础每边注浆孔不应少于 2 个，条形基础宜沿基础两侧纵向布设，每侧不宜少于 2 排，且每边超出基础底面外缘宽度不应少于 1.0m。注浆孔间距和排距应根据注浆材料类型、注浆目的、浆液扩散半径及现场试验结果等综合确定。注浆孔间距宜取（1.0~2.0）m；注浆点上覆土层厚度应大于 2m。

5 注浆顺序应符合以下规定：

- 1) 遵循分序加密的原则，采用先外围后内部、跳孔间隔的注浆顺序；注浆次序不宜少于 3 次；

- 2) 采用沿基础侧向先外排、后内排的注浆顺序；有地下水流动时，应从水头高的一端开始注浆；
 - 3) 注浆范围以外有边界约束条件时，可采取从边界约束远侧向近侧推进的注浆顺序，深度方向宜由下向上进行注浆；
 - 4) 渗透系数相近的土层注浆，应先注浆封顶，再由下至上进行注浆。
- 6 注浆压力应通过现场注浆试验，并综合考虑上覆土压力、工程地质条件及浆液性能等因素确定。对劈裂注浆，在砂土中宜为(0.2~0.5) MPa，在黏性土中宜为(0.2~0.3) MPa；对压密注浆，当采用水泥砂浆时，坍落度宜为(25~75) mm，注浆压力宜为(1.0~7.0) MPa；采用水泥和水玻璃双液快凝浆液时，注浆压力不应大于1.0 MPa。
- 7 注浆量及注浆有效范围，应通过现场注浆试验确定，在黏性土地基中，浆液注入率宜为15%~20%。
- 8 浆液的初凝时间应该根据注浆目的、场地水文地质及工程地质条件确定。在砂土地基中，浆液的初凝时间宜为(5~20) min；在黏性土地基中，宜为(1~2) h；对人工填土地基进行注浆加固时，应采用多次注浆，间隔时间应根据浆液的初凝试验结果确定，且不应大于4 h。
- 9 注浆结束标准应以注浆压力、注浆量、注浆流量及周边环境变化达到设计要求的情况等作为判别依据。采用压力注浆时，在设计最大注浆压力下，注浆流量不大于1 L/min并继续注浆30 min后，可结束注浆；采用无压力注浆时，当注浆量达到设计要求并停止注浆后，浆液在(10~15) min内不再下沉，可结束注浆。
- 10 拟加固建筑及其邻近建筑、地下管线和地面的沉降、倾斜、位移及裂缝应进行监测。
- 11 注浆加固施工应符合下列规定：
- 1) 注浆孔孔径宜为(70~110) mm，注浆孔孔位偏差不应大于2 cm，孔深偏差不应大于10 cm，垂直注浆孔垂直度偏差不应大于1%；
 - 2) 浆液宜用普通硅酸盐水泥，浆液用水PH值不得小于4；
 - 3) 注浆时可根据工程需要，掺用部分粉煤灰，掺入量可取水泥重量的20%~50%，也可在浆液拌制时加入速凝剂、减水剂和防析水剂；
 - 4) 注浆流量可取(7~10) L/min，对充填型注浆，流量不宜大于20 L/min；
 - 5) 浆液水温不得超过35℃，当日平均温度低于5℃或最低温度低于-3℃时，应采取措施防止浆液冻结。

14.11.7 空洞及采空区的注浆加固应符合下列规定：

1 注浆加固设计前应搜集拟注浆加固场地及周边工程地质和水文地质资料；拟注浆加固区域的空间形态、空洞及采空区分布范围、塌陷体厚度、空洞及采空区充填物物理力学性能指标；空洞及采空区上覆地层厚度及岩层完整性；拟注浆场地建（构）筑物基础设计资料以及可能受注浆影响的邻近建（构）筑物基础和结构设计资料、地下埋设物资料等；注浆加固的目的及技术要求。

2 注浆范围不应小于空洞及采空区范围，当空洞及采空区边界岩体破碎、裂隙发育时，注浆范围超出空洞及采空区范围的宽度不应小于空洞高度的 0.5 倍。

3 注浆深度应根据建（构）筑物平面布置、上覆荷载及空洞、采空区分布情况综合确定，注浆加固下限深度应低于空洞及采空区底部标高或附加应力影响深度标高。

4 注浆材料可选用水泥、黏土及粉煤灰等。当空洞体积较大且对充填体强度要求高时，注浆材料可选水泥砂浆或超流态混凝土，对充填体强度要求不高时，可先充填粉煤灰、尾矿粉、砂、砾石等惰性材料，再注水泥浆液，当渗漏严重时，可注入水泥-水玻璃浆液等速凝浆液。水泥浆水灰比可采用 0.5~0.6。

5 注浆孔宜采用“三角形”或“矩形”布置，注浆孔间距宜取（3.5~10.0）m，浆液流动性大时取大值，流动性小时取小值。当空洞边缘地层裂隙发育时，应在空洞边缘设置止浆帷幕，当空洞临近矿井巷道时，应在巷道中设置止浆墙。

6 注浆顺序应遵循分序加密的原则。先注周边帷幕孔，再注中间充填孔，先注边缘孔，再注中间孔；当注浆孔孔底标高存在高差时，应先注孔底标高低的孔，并在注浆完成后封闭孔口，再注孔底标高高的孔。

7 注浆压力应综合空洞大小、上覆压力、裂隙发育程度、浆液性能和岩土条件等因素，通过试验确定。一般情况下，前期注浆压力宜取（0.2~0.5）MPa，当空洞体积较大且无充填物时，可采取无压充填；注浆终止压力边缘孔宜取（1.0~1.5）MPa，中间孔宜取（2.0~2.5）MPa；充填孔注浆压力不应高于止浆帷幕孔注浆压力。

8 空洞注浆量可按下式估算：

$$Q = \alpha \beta V / m \quad (14.11.7)$$

式中： Q —— 空洞注浆量（ m^3 ）；

V —— 空洞体积（ m^3 ）；

α —— 充填系数，取 0.80~0.95；

β —— 损耗系数，充填物为浆液时取 1.2~1.5，充填物为粉煤灰、砂等其他材料时取 1.0~1.1；

m —— 充填物结石率或夯填度，充填物为浆液时取 0.50~0.95；充填物为砂浆时取 0.80~0.95，水灰比大时取小值，水灰比小时取大值；充填物为粉煤灰或砂石时取 0.90~0.95；充填物为超流态混凝土时取 1。

9 注浆压力达到设计压力值后连续注浆 10min，可结束注浆；注浆压力快速增大且增加值超过设计注浆压力值的 50%时，可结束注浆。

10 注浆加固施工应符合下列规定：

- 1) 注浆钻孔宜采用取芯钻进，并进行地质编录；
- 2) 注浆钻孔孔径不应小于 91mm，孔斜偏差应小于 1%；
- 3) 充填注浆材料结石体 28d 抗压强度值应大于 1.0MPa，其抗压强度值可根据空洞充填物性状进行设计；
- 4) 采用混凝土砂浆或混合砂石浆进行充填压密注浆时，浆材中水泥含量占比不宜低于 250kg/m³。

14.11.8 岩溶地基注浆加固应符合下列规定：

1 注浆加固设计前应搜集岩溶洞隙分布情况、发育规律、充填情况及充填物性状；上覆土层厚度、物理力学性能及基岩面分布规律；地下水的类型、埋藏条件以及补给、径流和排泄规律；地下水主要富集及渗流地段或渗流通道的位置、形态和规模。

2 注浆范围和深度应根据工程的总体布置情况，结合岩溶发育程度、工程重要性及勘察资料等情况综合确定，并满足建（构）筑物地基承载力、变形及稳定要求。

3 岩溶地基注浆加固宜布置先导孔，间距不宜大于 12m，孔深宜大于注浆设计孔深 10m；先导孔应取样，进行地质编录，绘制钻孔柱状图，测量地下水稳定水位，进行压水试验、钻孔声波测试。

4 注浆材料的性能应与注浆目的和要求相适应，注浆材料的配合比及性能应进行室内试验和现场试验。用于充填、压密注浆时应具有低流动性或自堆积性能；用于岩溶动水封堵时应具有自堆积性和抗冲蚀性能；用于岩溶地基固结注浆的水泥浆液，水灰比可采用 2、1、0.8、0.6 四个级别，注浆时由稀到浓逐级转换，也可采用单一比级的稳定浆液。

5 注浆孔宜采用梅花形、矩形或环形布置，岩溶陡倾角或垂直发育时，注浆孔排距可取（1.5~3.0）m；岩溶缓倾角或水平发育时，注浆孔排距可取（2.0~5.0）m。

6 注浆顺序应遵循分序加密、先外围后中间的原则，宜分为两序次注浆。

7 岩溶地基注浆加固过程中，遇到大的岩溶洞隙时，宜先对岩溶洞隙进行充填、压密注浆，后进行固结注浆。对岩溶洞隙的充填、压密注浆可参照本标准第 14.11.7 条的相关规定。

8 岩溶地基固结注浆时，注浆段长度大于 6m 时宜采用自上而下分段注浆法，注浆段长度不大于 6m 时可采用全孔一次注浆法。

9 固结注浆的注浆压力、结束条件应根据地质条件、工程要求等确定。注浆压力应与注入率、注入量等相适应，防止发生抬动变形破坏；当注浆段在最大设计注浆压力下注浆流量不大于 1L/min 后，继续注浆 30min，可结束注浆。

10 岩溶地基注浆加固过程中和施工结束后均应对加固场地内建筑、地下管线和地面的沉降、倾斜、位移及裂缝进行连续监测，直至变形稳定为止。

11 注浆加固施工应符合下列规定：

- 1) 钻孔终孔直径应根据注浆工艺及材料确定，岩溶充填注浆时不应小于 91mm，岩溶动水封堵注浆时不宜小于 110mm；
- 2) 注浆孔孔位偏差不应大于 10cm，孔深不得小于设计孔深，达到设计孔深遇溶洞或破碎岩体时，宜加深至相对完整岩体内不小于 5m；
- 3) 注浆时宜单孔注浆，对相互串通的注浆孔可并联注浆，并联注浆孔数不宜多于 3 个；
- 4) 全孔注浆结束后，应以水灰比为 0.5 的普通水泥浆液，采用全孔注浆封孔。

14.11.9 既有工程地基注浆加固质量检验应符合下列规定：

- 1 注浆质量检验应在注浆结束 28d 后进行。
- 2 加固地层应采用标准贯入试验、静力触探试验、轻便触探试验或静载荷试验进行质量检测。注浆效果评定应注重注浆前后数据的比较，并结合建（构）筑物沉降观测结果综合评价。
- 3 加固土体深度范围内应每间隔 1.0m 取样进行室内试验，测定其压缩性、强度或渗透性。
- 4 注浆检验点应根据基础受力情况布置，设置在注浆异常位置或对注浆质量有影响的地段，检测数量不应少于注浆孔数的 2%~5%。
- 5 检验点合格率不大于 80%或虽大于 80%、但检验点的强度或防渗指标平均值达不到设计要求时，不合格的注浆区应实施重复注浆。

14.11.10 空洞及采空区的注浆加固质量检验应符合下列规定：

1 充填注浆的质量检验宜采用开挖、钻孔取芯、物探等方法。注浆效果的评定应以变形监测结果为主，结合检查施工记录、检测及试验等方法综合评价。

2 纯水泥浆注浆质量检验应在注浆结束 14d 后进行，黏土—水泥浆注浆质量检验应在注浆结束 28d 后进行，速凝浆液可根据具体情况缩短检验开始时间，但不应少于 7d。

3 检验部位应设置在地质条件较差的部位、漏浆严重地段、空洞顶部、注浆过程中有异常情况地段或有代表性的区域。

4 检测点数宜为注浆孔数的 2%~5%，且不少于 3 个；开挖法检验数量不宜少于 3 处。

14.11.11 岩溶地基注浆加固质量检验应符合下列规定：

1 工程关键部位、局部地质条件复杂部位及注浆过程中出现异常情况部位应进行抽检。

2 岩溶地基注浆加固质量的检验应以承载力、变形参数及渗透参数等检测、试验成果为主，可采用载荷试验、钻孔取芯、静力触探试验、动力触探试验、标准贯入试验、物探、压水试验等方法。

3 采用载荷试验检验时，应在注浆结束 28d 后进行；载荷试验的最大加载量不应小于设计承载力特征值的 2 倍。

4 采用物探方法检验时，可在注浆结束 14d 后进行。

5 采用钻孔压水试验检验时，可在注浆结束 7d 后进行，检验孔数量不宜少于注浆孔总数的 3%；压水试验应采用单点法；工程质量合格标准为单元工程内检验孔各段透水率值合格率在 85%以上。

6 变形监测成果应符合设计要求。

14.11.12 注浆加固工程完成后应及时编制竣工资料。竣工资料应包括：勘察资料、设计文件、试验资料、施工资料、监理资料、质量检验资料、检测及验收资料。

15 场地与地基抗震

15.1 一般规定

15.1.1 工程抗震设防目标应符合下列规定：

1 遭遇低于本地区设防烈度的多遇地震影响时，各类工程的主体结构和市政管网系统不受损坏或不需修理可继续使用。

2 遭遇相当于本地区设防烈度的设防地震影响时，各类工程中的建筑物、构筑物、桥梁结构、地下工程结构等可能发生损伤，但经一般性修理可继续使用；市政管网的损坏应控制在局部范围内，不应造成次生灾害。

3 遭遇高于本地区设防烈度的罕遇地震影响时，各类工程中的建筑物、构筑物、桥梁结构、地下工程结构等不致倒塌或发生危及生命的严重破坏；市政管网的损坏不致引发严重次生灾害，经抢修可快速恢复使用。

15.1.2 抗震设防类别划分应符合下列规定：

1 使用上有特殊要求的设施或涉及国家公共安全的重大工程，地震时可能发生严重次生灾害等特别重大后果，需要进行特殊设防的工程应划分为特殊设防类（甲类）。

2 地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关工程，地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的工程应划分为重点设防类（乙类）。

3 除本条第1款、第2款、第4款以外按标准要求进行设防的工程应划分为标准设防类（丙类）。

4 使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低设防要求的工程应划分为适度设防类（丁类）。

15.1.3 抗震设防标准应符合下列规定：

1 特殊设防类，应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施；同时应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用。

2 重点设防类，应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施；地基基础的抗震措施应符合有关规定，同时应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

3 标准设防类，应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用。

4 适度设防类，允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低其抗震措施；抗震设防烈度为6度时不应降低，仍应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

15.1.4 工程抗震体系应根据工程抗震设防类别、抗震设防烈度、工程空间尺度、场地条件、地基条件、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定，并应符合下列规定：

- 1 具有清晰、合理的地震作用传递途径。
- 2 具备必要的刚度、强度和耗能能力。
- 3 具有避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。
- 4 结构构件应具有足够的延性，避免脆性破坏。

15.1.5 建筑工程的抗震体系应符合下列规定：

- 1 结构体系应具有足够的牢固性和抗震冗余度。
- 2 基础应具有良好的整体性和抗转动能力，避免地震时基础转动加重建筑震害。
- 3 构件连接的设计与构造应能保证节点或锚固件的破坏不先于构件或连接件的破坏。

15.1.6 城镇给水排水和燃气热力工程的抗震体系应符合下列规定：

- 1 同一结构单元应具有良好的整体性。
- 2 埋地管道应采用延性良好的管材或沿线设置柔性连接措施。
- 3 装配式结构的连接构造，应保证结构的整体性及抗震性能要求。
- 4 管道与构筑物或固定设备连接时，应采用柔性连接构造。

15.1.7 相邻建（构）筑物之间或同一建筑物不同结构单体之间的伸缩缝、沉降缝、防震缝等结构缝应采取有效措施，避免地震下碰撞或挤压产生破坏。

15.1.8 抗震结构体系对结构材料、设备和施工工艺的特别要求，应在设计文件上注明。

15.1.9 抗震设防烈度 6 度及以上地区的各类新建、扩建、改建工程必须进行抗震设防，抗震设防烈度不应低于本地区的抗震设防烈度。

15.1.10 场地抗震设防烈度、设计基本地震加速度和所属的设计地震分组应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 确定；已编制抗震设防区划城市的地震动峰值加速度应按地震动参数区划图执行。

15.1.11 抗震设防烈度为 6 度的建筑场地，饱和砂土、饱和粉土可不考虑液化的影响，但对沉陷敏感的乙类及以上建筑可按 7 度进行液化判别。

15.1.12 抗震设防烈度为 7 度的建筑场地，饱和砂土、饱和粉土应按地层地质年代、上覆非液化土层厚度、粉土的黏粒含量和地下水位判别该土层地震液化的可能性。

15.1.13 可液化土层应根据液化指数和液化等级，确定抗液化措施。

15.1.14 抗震设防烈度为7度的厚层软土分布区应根据软土震陷的可能性提出抗震设防措施。

15.2 场地

15.2.1 场地抗震地段应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 划分。

15.2.2 建筑场地类别应根据岩石的剪切波速或土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 15.2.2 划分，当场地存在工程地质分区时宜分区评价。

表 15.2.2 各类场地的覆盖层厚度 d (m)

岩石的剪切波速或土的 等效剪切波速 (m/s)	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
$v_s > 800$	0				
$800 \geq v_s > 500$		0			
$500 \geq v_{se} > 250$		<5	≥ 5		
$250 \geq v_{se} > 150$		<3	3~50	>50	
$v_{se} \leq 150$		<3	3~15	15~80	>80

注：表中 v_s 为岩石的剪切波速， v_{se} 为土层等效剪切波速。

15.2.3 土层等效剪切波速应按下列公式计算：

$$v_{se} = d_0 / t \quad (15.2.3-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i / v_{si}) \quad (15.2.3-2)$$

式中： v_{se} ——土层等效剪切波速 (m/s)；

d_0 ——计算深度 (m)，取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值；

t ——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间 (s)；

d_i ——计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m)；

v_{si} ——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s)；

n ——计算深度范围内土层的分层数。

15.2.4 建筑场地覆盖层厚度的确定应符合下列要求：

1 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 且其下卧各层岩土剪切波速均不小于 500m/s 的土层顶面的距离确定。

2 当地面以下 5m 存在剪切波速大于其上部各土层剪切波速 2.5 倍的岩土层,且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 400m/s 时,可按地面至该土层顶面的距离确定。

3 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体,应视同周围土层。

4 同一地质单元内的覆盖层厚度实测资料可借鉴使用。

15.3 地震动参数

15.3.1 建筑所在地区遭受的地震影响,应采用相应于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和特征周期表征。

15.3.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值应符合表 15.3.2 的规定。

表 15.3.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值

抗震设防烈度	6 度	7 度	
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10g	0.15g

注:表中 g 为重力加速度。

15.3.3 特征周期应根据工程所在地的设计地震分组和场地类别按表 15.3.3 采用,计算罕遇地震作用时,特征周期应增加 0.05s。

表 15.3.3 特征周期 (s)

设计地震分组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

15.3.4 水平地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。水平地震影响系数最大值不应小于表 15.3.4 的规定。

表 15.3.4 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	
	0.05g	0.10g	0.15g
多遇地震	0.04	0.08	0.12
设防地震	0.12	0.23	0.34
罕遇地震	0.28	0.50	0.72

15.3.5 建筑结构地震影响系数曲线（图 15.3.5）的阻尼调整和形状参数应符合下列要求：

1 除有专门规定外，建筑结构的阻尼比应取 0.05，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用，形状参数应符合下列规定：

- 1) 直线上升段，周期小于 0.1s 的区段；
- 2) 水平段，自 0.1s 至特征周期区段，应取最大值 (α_{\max})；
- 3) 曲线下降段，自特征周期至 5 倍特征周期区段，衰减指数应取 0.9；
- 4) 直线下降段，自 5 倍特征周期至 6s 区段，下降斜率调整系数应取 0.02。

2 当建筑结构的阻尼比按有关规定不等于 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定：

- 1) 曲线下降段的衰减指数应按下列公式确定：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (15.3.5-1)$$

式中： γ ——曲线下降段的衰减指数；

ζ ——阻尼比。

- 2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下列公式确定：

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (15.3.5-2)$$

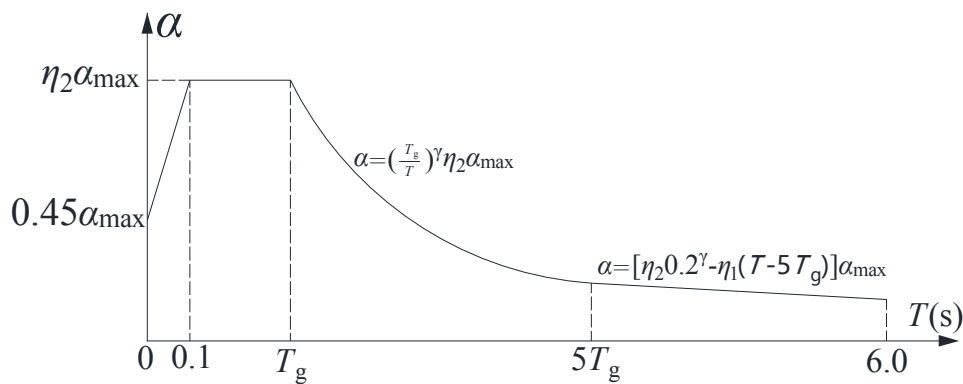


图 15.3.5 地震影响系数曲线

式中： α ——地震影响系数； α_{\max} ——地震影响系数最大值；

η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数，小于 0 时取 0；

γ ——衰减指数；

T_g ——特征周期；

η_2 ——阻尼调整系数；

T ——结构自振周期。

3) 阻尼调整系数应按下式确定：

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (15.3.5-3)$$

式中： η_2 ——阻尼调整系数，当小于 0.55 时，应取 0.55。

15.3.6 需在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造丙类及丙类以上建筑时，除保证其在地震作用下的稳定性外，应考虑不利地段对水平设计地震动参数的放大作用。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。

15.4 场地地震稳定性

15.4.1 场地或场地附近存在不良地质作用或地震作用下可能发生滑坡、崩塌、塌陷、地裂影响工程安全时，应分析评价场地在地震作用时的稳定性。

15.4.2 丘陵、山区的建设工程应事先分析是否存在产生滑坡、滑移、崩塌、塌陷、泥石流等的条件，判断场地的稳定性；矿区的建设工程应事先掌握采空区的分布及其变动规律，判定场地的适宜性。

15.4.3 存在或可能受到滑坡、滑移、崩塌、塌陷、泥石流、采空区等不良地质作用影响的建设场地，应收集和调查地形坡度、岩石风化程度、古河道、滑坡、崩塌、地裂缝、泥石流和采空区等资料，结合勘察资料，分析评价场地在地震作用下的稳定性。

15.4.4 抗震设防烈度为 7 度的重大工程场地应进行活动断裂评价，对工程建设可能产生影响时应提出处理方案。

15.4.5 建设场地存在全新活动断裂时应采取避让措施，避让距离应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 执行。

15.5 地基抗震计算

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

15.5.2 地基抗震承载力应按下列式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a \cdot f_a \quad (15.5.2)$$

式中： f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 15.5.2 采用；

f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 采用。

表 15.5.2 地基抗震承载力调整系数

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

15.5.3 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (15.5.3-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (15.5.3-2)$$

式中： p ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

p_{\max} ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

15.5.4 对抗震设防烈度不低于 7 度的建筑与市政工程，当地面下 20m 范围内存在饱和砂土和饱和粉土时，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据工程的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的抗液化措施。

15.5.5 当液化砂土层、粉土层较平坦且均匀时，宜按表 15.5.5 选用地基抗液化措施；尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响，根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 15.5.5 抗液化措施

建筑抗震 设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
乙类	部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理，亦可不采取措施	基础和上部结构处理，或更高要求的措施	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	基础和上部结构处理或其他经济措施

注：甲类建筑的地基抗液化措施应进行专门研究，但不宜低于乙类的相应要求。

15.5.6 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.8m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。

2 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。

3 采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本标准第 6.1.6 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

4 用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度。

5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

15.5.7 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于 5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数不宜大于 6；对独立基础和条形基础，处理深度尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

注：中心区域指位于基础外边界以内沿长宽方向距外边界大于相应方向 1/4 长度的区域。

2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

3 基础边缘以外的处理宽度，应符合本标准第 15.5.7 条 5 款的要求。

4 采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

15.5.8 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

1 选择合适的基础埋置深度。

2 调整基础底面积，减少基础偏心。

3 加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

4 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

5 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

15.5.9 在故河道以及临近河岸、湖岸和边坡等有液化侧向扩展或流滑可能的地段内不宜修建永久性建筑，否则应进行抗滑动验算，采取防止土体滑动措施和结构抗裂措施。

15.5.10 地基中软弱黏性土层的震陷判别，可采用下列方法。饱和粉质黏土震陷的危害性和抗震陷措施应根据沉降和横向变形大小等因素综合研究确定。

$$W_s \geq 0.9W_L \quad (15.5.10-1)$$

$$I_L \geq 0.75 \quad (15.5.10-2)$$

式中： W_s ——天然含水量；

W_L ——液限含水量，采用液、塑限联合测定法测定；

I_L ——液性指数。

15.5.11 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层时，应结合具体情况综合考虑，采用桩基、地基加固处理或本标准第 15.5.10 条的各项措施，也可根据软土震陷量的估计，采取相应措施。

15.5.12 非液化土中低承台桩基的抗震验算，应符合下列规定：

- 1 单桩的竖向和水平向抗震承载力特征值，可均比非抗震设计时提高 25%。
- 2 当承台周围的回填土夯实至干密度不小于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用；但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

15.5.13 存在液化土层的低承台桩基抗震验算，应符合下列规定：

- 1 承台埋深较浅时，不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用。
- 2 当桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 的非液化土层或非软弱土层时，可按下列二种情况进行桩的抗震验算，并按不利情况设计：
 - 1) 桩承受全部地震作用，液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 15.5.13 的折减系数。

表 15.5.13 土层液化影响折减系数

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深度 d_s (m)	折减系数
≤ 0.6	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

2) 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用，桩承载力应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

3 打入式预制桩及其他挤土桩，当平均桩距为 (2.5~4) 倍桩径且桩数不少于 5×5 时，可计入打桩对土的加密作用及桩身对液化土变形限制的有利影响。当打桩后桩间土的标准贯入锤击数值达到不液化的要求时，单桩承载力可不折减，但对桩尖持力层作强度校核时，桩群外侧的应力扩散角应取为零。打桩后桩间土的标准贯入锤击数宜由试验确定，也可按下式计算：

$$N = N_p + 100p (1 - e^{-0.3N_p}) \quad (15.5.13)$$

式中： N_1 ——打桩后的标准贯入锤击数；

P ——打入式预制桩的面积置换率；

N_p ——打桩前的标准贯入锤击数。

15.5.14 处于液化土中的桩基承台周围，宜用密实干土填筑夯实，若用砂土或粉土则应使土层的标准贯入锤击数不小于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

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

15.5.16 有液化侧向扩展的地段，桩基除应满足本节中的其他规定外，尚应考虑土流动时的侧向作用力，且承受侧向推力的面积应按边桩外缘间的宽度计算。

16 地表水和地下水控制

16.1 一般规定

16.1.1 岩土工程地下水控制工程应因地制宜,采取措施防止地下水水质恶化或污染,不得造成不同水质类别地下水的混融;且不得危及周边建(构)筑物、地下管线、道路、城市轨道交通等市政设施的安全,影响其正常使用。当地下水位变化对建设工程及周边环境安全产生不利影响时,应采取安全有效的处置措施,减少地下水抽排量。

16.1.2 地下水控制应包括工程影响范围内潜水、微承压水和承压水的控制,设计应根据工程地质和水文地质条件、周边环境要求及支护结构型式选用工程降水、隔水帷幕、回灌和集水明排等方法控制地下水,可单独或组合使用。设计前应收集下列资料:

- 1 地下水控制范围、深度、起止时间。
- 2 地下工程支护设计与开挖施工方案,拟建建(构)筑物基础埋深、地面高程。
- 3 场地与相邻地区的工程勘察资料,地下水控制工程经验。
- 4 工程周边环境情况,临近的建(构)筑物或地下管线分布的空间位置、基础结构和埋设方式。
- 5 工程现场施工条件,水电接口、进出道路及有无障碍物或排水口等。

16.1.3 地下水控制设计安全等级可根据控制方法、工程环境限制要求、工程规模、地下水水位降深、含水层特征、场地复杂程度,并结合地下工程支护结构特点、开挖方法和工况确定。地下水控制设计安全等级的划分应符合下列规定:

- 1 降水工程设计安全等级应按本标准 16.1.3-1 条确定。
- 2 隔水帷幕工程设计安全等级应按本标准 16.1.3-2 条确定。
- 3 采用多种地下水控制方法组合使用的工程,其工程设计安全等级应为一级。

表 16.1.3-1 降水工程设计安全等级

降水工程条件		安全等级		
		三级	二级	一级
工程环境限制要求		无明确要求	有一定要求	有严格要求
降水工程 规模	面状围合面积 A (m^2)	$A < 5000$	$5000 \leq A \leq 20000$	$A > 20000$
	条状宽度 B (m)	$B < 3.0$	$3.0 \leq B \leq 8.0$	$B > 8.0$
	线状长度 L (km)	$L < 0.5$	$0.5 \leq L \leq 2.0$	$L > 2.0$
地下水水位降深 s (m)		$s < 6.0$	$6.0 \leq s \leq 16.0$	$s > 16.0$

含水层特征	含水层数	单层	双层	多层
	承压水	无承压水	承压含水层顶板低于开挖深度	承压含水层顶板高于开挖深度
	渗透系数 k (m/d)	$0.1 \leq k \leq 20.0$	$20.0 < k \leq 50.0$	$k < 0.1$ 或 $k > 50.0$
	构造裂隙发育程度	构造简单, 裂隙不发育	构造较简单, 裂隙较发育	构造复杂, 裂隙很发育
	岩溶发育程度	不发育	发育	很发育
场地复杂程度		简单场地	中等复杂场地	复杂场地

注: 1 降水工程设计安全等级划分以工程环境限值要求、降水工程规模和地下水位降深为主要条件, 符合主要条件之一即可, 其他条件宜综合考虑;

2 长宽比 $L/B \leq 20$ 时为面状, $20 < L/B \leq 50$ 时为条状, $L/B > 50$ 时为线状;

3 场地复杂程度分类根据现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 确定。

表 16.1.3-2 隔水帷幕工程设计安全等级

隔水帷幕工程条件		安全等级		
		三级	二级	一级
工程环境限制要求		无明确要求	有一定要求	有严格要求
隔水深度 h (m)		$h \leq 7.0$	$7.0 < h \leq 13.0$	$h > 13.0$
含水层特征	含水层数	单层	双层	多层
	渗透系数 k (m/d)	$k \leq 20.0$	$20.0 < k \leq 50.0$	$k > 50.0$
场地复杂程度		简单场地	中等复杂场地	复杂场地

注: 1 隔水帷幕工程设计安全等级划分以工程环境限制要求和隔水深度为主要条件, 符合主要条件之一即可, 其他条件宜综合考虑;

2 场地复杂程度分类根据现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 确定。

16.1.4 地下水控制方案的选择应符合下列规定:

- 1 保证岩土工程坡体和底部土体的渗透稳定。
- 2 保证支护结构、土方开挖和地下结构的正常施工。
- 3 满足周边建(构)筑物、地下管线、道路、城市轨道交通等设施变形控制值的要求。
- 4 保证地下水资源符合国家和地方法律规定水环境保护的相关要求。
- 5 保证防排水结构的运行稳定和使用寿命。

16.1.5 基坑工程地下水控制设计应符合下列规定:

当基坑周边环境简单、地下含水量小、土层透水性小或含水层薄、降水深度小, 且降水对周边环境无危害或无长期不利影响时, 可考虑采用集水明排; 其他情况应采用降水、隔水帷幕、回灌等方法控制地下水。采用悬挂式帷幕时, 应同时采用坑内降水, 并宜根据水文地

质条件结合坑外回灌措施。地表排水应能满足明水和地下水的排放要求，地表排水系统应采取防渗措施；地下水回灌应采用同层回灌，当采用非同层地下水回灌时，回灌水源的水质不应低于回灌目标含水层的水质，当地下水回灌对地下水水质有影响时，应对地下水水质进行全面分析。

16.1.6 边坡、滑坡工程排水设计应符合下列规定：

1 坡面排水设施应根据地形条件、天然水系、坡面径流量和方向、区域降雨强度等计算分析确定，并根据周边排水设施和条件整体规划和布置。影响区内外的坡面和地表排水系统宜分开布置，自成体系。

2 地下排水设施的设置应根据工程地质和水文地质条件确定，并应与坡面排水设施相协调，当其在地下水位以上时应采取措施防止渗漏。

3 排水系统混凝土强度等级不应低于 C25。

4 坡面排水、地下排水与防渗措施宜统一考虑，并形成防渗、排水体系。临时防排水工程宜与永久工程相结合；当工程地质条件和水文地质条件复杂时，防排水工程对于边坡或滑坡稳定系数的提高值不宜作为设计依据，仅作为安全储备。

5 排水和防渗设施的设计应满足使用功能和耐久性要求，结构安全可靠，便于施工、检查和养护维修。

16.1.7 地下水控制设计应与支护结构设计统一考虑，并应对降水可能引起的地面变形和支护结构水平位移所引起的地面变形以及对环境的影响应进行综合评估。地下水控制设计应包括设计计算、渗透稳定性验算、变形预测、地下水监测，信息化施工以及应急预案等。

16.1.8 地下水控制设计应采用动态设计法，对工程内外地下水控制效果应进行动态监测，监测频率应根据施工进度确定，根据反馈情况及时调整方案或补充其它工程措施。当监测数据达到报警值时应及时分析原因和采取有效可行的应急措施，并加密观测次数。

16.1.9 降水井或回灌井、隔水帷幕施工完成后，应经过试运行和验收，满足地下水控制设计要求后方可进入运行与维护阶段。

16.1.10 有下列情况之一的地下水控制工程应进行专门研究：

- 1 存在富水且强透水的断层破碎带场地。
- 2 富含岩溶水的岩溶发育场地。
- 3 位于地表水体下的地下空间工程。
- 4 降水幅度超过30m的大型工程。
- 5 采用暗挖法施工的市政工程。
- 6 对水资源及环境保护有特殊要求的工程。

16.1.11 地下水控制工程施工过程中抽排出的地下水经沉淀处理后宜综合利用；多余的地下水符合城市地表水排放标准时，可排入城市雨水管网或河湖，不能排入城市污水管道；地下水控制施工、运行、维护过程中，应根据监测资料，判断分析对工程环境影响程度及变化趋势，进行信息化施工，及时采取防治措施，适时启动应急预案。

16.2 工程降水

16.2.1 降水方法应根据基坑或地下工程的规模、含水层厚度和渗透系数、周边环境和降水深度等适用条件合理选择，常用的降水方法可按表16.2.1选用。

表 16.2.1 常用的降水方法

方 法	适用土类	渗透系数 k (m/d)	降水深度 s (m)
管 井	粉土、砂土、碎石土、岩溶、裂隙	>1.0	>5
大口井	砂土、碎石土	>1.0	5~20
辐射井	黏性土、粉土、砂土	0.1~20.0	4~20
引渗井	黏性土、粉土、砂土	0.1~20.0	将上层水引渗到下层含水层
轻型井点	粉质黏土、粉土、粉砂、细砂、中细砂	0.1~20.0	单级 <6 ；多级 <12
真空井点	黏性土、粉土、砂土	0.005~20.0	单级 <6 ；多级 <20
喷射井点	填土、黏性土、粉土、砂土	0.005~20.0	8~20
电渗井点	黏性土	<0.1	<6

16.2.2 采用降水方法控制地下水时，对降水影响范围内的重要建（构）筑物、地下管线、重要工程设施，设置水位观测井，对附加沉降和水平位移应进行分析和计算和监测，确保降水对周边环境的影响控制在允许范围内，同时应提出周边环境保护、风险控制及应急预案要求。

16.2.3 基坑开挖过程中宜采取降水措施，降水后的坑内自由水位线应低于坑底0.5m~1.0m。当开挖面存在承压水，其压力降水深度应按本标准16.3.2条确定；当存在局部加深应按其深度考虑局部降水深度或局部隔水帷幕控制措施；当降水涉及多层含水层时，应根据各含水层的地下水位确定降水深度；当采用截水结合坑外减压降水时，应规定降水井水位的最大降深值和最小降深值。

16.2.4 基坑地下水水位的设计降深应低于基坑内任一点的地下水位降深,尚应根据单井流量和单井出水能力并结合经验确定。基坑内某一点的地下水位降深可按表16.2.4计算。

表 16.2.4 基坑内某一点的地下水位降深

基坑类型	降水井类别	地下水位降深计算公式
条形或异形	潜水完整井	$s_i = H - \sqrt{H^2 - \sum_{j=1}^n \frac{q_j}{\pi k} \ln \frac{R}{r_{ij}}} \quad (16.2.4-1)$
	承压完整井	$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{q_j}{2\pi Mk} \ln \frac{R}{r_{ij}} \quad (16.2.4-2)$
圆形或方形(长宽比 ≤ 3)且降水井的间距、降深相同	潜水完整井	$s_i = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)\pi}{2n}}} \quad (16.2.4-3)$ $q = \frac{\pi k (2H - s_w) s_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (16.2.4-4)$
	承压完整井	$s_i = \frac{q}{2\pi Mk} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)\pi}{2n}} \quad (16.2.4-5)$ $q = \frac{2\pi M k s_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (16.2.4-6)$

注: 式中: s_i ——基坑内任一点的地下水位降深 (m); 基坑内各点中最小的地下水位降深可取各个相邻降水井连线上地下水位降深的最小值; 当各降水井的间距和降深相同时, 可取任一相邻降水井连线中点的地下水位降深;

H ——潜水含水层厚度 (m);

M ——承压水含水层厚度 (m);

q_j ——按干扰井群计算的第 j 口降水井的单井流量 (m^3/d);

q ——按干扰井群计算的降水井单井流量 (m^3/d);

k ——含水层的渗透系数 (m/d), 宜按现场抽水试验确定; 对粉土和黏性土, 也可通过原状土

样

的室内渗透试验确定; 经验取值可参考现行湖南省地方标准《岩土工程勘察标准》

DBJ43/T512 确定;

R ——影响半径 (m), 应按现场抽水试验确定; 缺少试验时, 可按公式 $R = 2s_w \sqrt{kH}$ (潜水含水层) 或 $R = 10s_w \sqrt{k}$ (承压含水层) 计算并结合当地工程经验确定;

r_{ij} ——第 j 口井中心至地下水位降深计算点的距离 (m); 当 $r_{ij} > R$ 时, 应取 $r_{ij} = R$;

r_0 ——井群的等效半径 (m); 井群的等效半径应按各降水井所围多边形与等效圆的周长相等确定, 取 $r_0 = u/(2\pi)$; 当 $r_0 > R/(2\sin((2j-1)\pi/2n))$ 时, 公式 (16.2.4-3) 和 (16.2.4-5) 中取 $r_0 = R/(2\sin((2j-1)\pi/2n))$; 当 $r_0 > R/(2\sin(j\pi/2n))$ 时, 公式 (16.2.4-4) 和 (16.2.4-6) 中取 $r_0 = R/(2\sin(j\pi/2n))$;

n ——降水井数量;

j ——第 j 口降水井;

s_w ——井水位的设计降深 (m)；进行影响半径 R 计算时，当 $s_w < 10\text{m}$ 时，取 $s_w = 10\text{m}$ ；
 r_w ——降水井半径 (m)；
 u ——各降水井所围多边形的周长。

16.2.5 降水井的深度应根据设计降水深度、含水层的埋藏分布和降水井的出水能力确定。当降水涉及多个含水层，若各含水层水质差异较小，降水井滤管应分层设置，并采取分层隔离措施；若各含水层水质存在明显差异，特别是上部水质差，上下含水层串通会污染下部含水层时，降水井应分层设置，并采取封井措施隔断各含水层间的水力联系，分层进行降水。降水结束后，应对降水井进行封填处理，并符合地下水环境保护的要求。

16.2.6 降水井在平面布置上应沿基坑周边形成闭合状，大型基坑可在坑内布置。降水井宜等间距布置，对于地下水流速较大的补给方向宜适当减小降水井间距，对于长宽比大于50的狭长形基坑，降水井也可在基坑一侧布置。降水井的数量可按下列公式计算：

$$n = 1.1 \frac{Q}{q} \quad (16.2.6)$$

式中： n ——降水井数量，承压水降水应设置不少于 $0.2n$ 个备用井，并确保各开挖面均满足本标准16.3.2条中的突涌稳定性；

Q ——基坑降水总涌水量 (m^3/d)，可按本标准16.2.7条中相应条件的公式计算；

q ——单井设计流量 (m^3/d)，应小于本标准16.2.8条中的单井出水能力。

16.2.7 基坑降水总涌水量应根据场地水文地质条件和边界条件，可按下列公式计算：

1 群井按大井简化的均质含水层的基坑降水总涌水量可按表 16.2.7-1 中公式计算。

表 16.2.7-1 群井按大井简化的均质含水层的基坑降水总涌水量

降水井类别	基坑总涌水量计算公式
潜水完整井	$Q = \pi k \frac{(2H - s_d)s_d}{\ln(1 + \frac{R}{r_0})} \quad (16.2.7-1)$
潜水非完整井	$Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln(1 + \frac{R}{r_0}) + \frac{h_m - l}{l} \ln(1 + 0.2 \frac{h_m}{r_0})} \quad (16.2.7-2)$
	$h_m = (H + h) / 2 \quad (16.2.7-3)$
承压完整井	$Q = 2\pi k \frac{Ms_d}{\ln(1 + \frac{R}{r_0})} \quad (16.2.7-4)$

降水井类别	基坑总涌水量计算公式
承压非完整井	$Q = 2\pi k \frac{Ms_d}{\ln(1 + \frac{R}{r_0}) + \frac{M-l}{l} \ln(1 + 0.2 \frac{M}{r_0})}$ (16.2.7-5)
承压水-潜水完整井	$Q = \pi k \frac{(2H_0 - M)M - h^2}{\ln(1 + \frac{R}{r_0})}$ (16.2.7-6)

注：式中： Q ——基坑降水总涌水量 (m^3/d)；
 H_0 ——承压水含水层的初始水头 (m)；
 s_d ——基坑地下水水位的设计降深 (m)；
 R ——影响半径 (m)；
 r_0 ——基坑等效半径 (m)，可按公式 $r_0 = \sqrt{A/\pi}$ 计算；
 h ——降水后基坑内的水位高度 (m)；
 l ——过滤器进水部分的长度 (m)；
 A ——基坑面积 (m^2)。

2 长宽比大于 50 的狭长形基坑降水总涌水量可按表 16.2.7-2 中相应公式计算。

表 16.2.7-2 长宽比大于 50 的狭长形基坑降水总涌水量

降水井类别	基坑总涌水量计算公式
潜水完整井	$Q = kL \frac{H^2 - h^2}{R}$ (16.2.7-7)
承压完整井	$Q = \frac{2kMs_dL}{R}$ (16.2.7-8)

注：式中： L ——降水井布设总长度 (m)。

16.2.8 在降水设计中，单井设计流量应小于单井出水能力。降水井单井出水能力可按下列方式确定或计算：

- 1 真空井点出水能力可取 $36 \text{ m}^3/\text{d} \sim 60 \text{ m}^3/\text{d}$ 。
- 2 喷射井点出水能力可按表 16.2.8 取值。

表 16.2.8 喷射井点的出水能力

型号、安装形式	外管直径 (mm)	喷射管		工作水压力 (MPa)	工作水流量 (m^3/d)	设计单井出水流量 (m^3/d)	适用含水层渗透系数 (m/d)
		喷嘴直径 (mm)	混合室直径 (mm)				
1.5 型并列式	38	7	14	0.6~0.8	112.8~163.2	100.8~138.2	0.1~5.0
2.5 型圆心式	68	7	14	0.6~0.8	110.4~148.8	103.2~138.2	0.1~5.0

5.0 型圆心式	100	10	20	0.6~0.8	230.4	259.2~388.8	5.0~10.0
6.0 型圆心式	162	19	40	0.6~0.8	720.0	600.0~720.0	10.0~20.0

3 管井的单井出水能力应选择群井抽水中水位干扰影响最大的井，可按下列公式计算：

$$q_0 = 120\pi r_s l \sqrt[3]{k} \quad (16.2.8-1)$$

式中： q_0 ——单井出水能力（ m^3/d ）；

r_s ——过滤器半径（m）；

l ——过滤器进水部分的长度（m）。

4 辐射井的单井出水能力可按下列公式计算：

1) 潜水

$$q_0 = \frac{\pi k (2H - s_w) s_w}{\ln(R/r_1)} \quad (16.2.8-2)$$

2) 承压水

$$q_0 = \frac{2\pi k M s_w}{\ln(R/r_1)} \quad (16.2.8-3)$$

式中： r_1 ——辐射井集水井等效半径（m），可按公式 $r_1 = 0.25^{1/n} l_0$ 或 $r_1 = \sqrt{A_0/\pi}$ 计算；

l_0 ——水平井长度（m）；

n ——水平井根数；

A_0 ——水平井控制面积（ m^2 ）。

16.2.9 降水井滤水管外应缠绕铁丝作为架立骨架，再包裹滤网，井管与孔壁间回填滤料。轻型井点及喷射井点在地表以下2m深度内应采用黏土或水泥砂浆封口。当含水层厚度较大时，滤水管长度可按下列公式计算：

$$l_1 = \frac{q}{\pi d n_e v} \quad (16.2.9)$$

式中： l_1 ——滤水管长度（m）；

d ——滤水管外径（m）；

n_e ——滤水管的有效孔隙率，宜为滤水管进水表面孔隙率的50%；

v ——滤水管进水流速（ m/d ），可按公式 $v = \sqrt{k}/15$ 计算。

16.2.10 管井的构造应符合下列要求：

1 管井的滤管可采用无砂混凝土滤管、UPVC管、土工合成材料管、钢筋笼、钢管或铸铁管，滤水管孔隙率应大于15%，井管的底部应设置沉淀管，沉淀管长度不宜小于1m。

2 滤管内径应根据单井设计出水量配置满足排水要求的水泵规格，滤管内径宜大于水泵外径 50mm，且滤管外径不宜小于 200mm。管井成孔直径应满足填充滤料的要求，孔径不宜小于 500mm。

3 滤料宜选用磨圆度好的硬质岩石的圆砾或土工合成材料颗粒，不宜采用棱角形石渣料、风化料或其它黏质岩石成分的砾石。滤料厚度宜为 75mm~150mm，渗透系数小的含水层滤料厚度应取大值，滤料规格宜满足表 16.2.10 的要求。

表 16.2.10 滤料规格

含水层类型	砂土	碎石土	
		$d_{20} < 2\text{mm}$	$d_{20} \geq 2\text{mm}$
滤料粒径 (mm)	$D_{50} < 6d_{50} \sim 8d_{50}$	$D_{50} < 6d_{20} \sim 8d_{20}$	$D=10 \sim 20$
滤料级配	应满足不均匀系数 $C_u < 2$		

注：1 表中： C_u 为滤料的不均匀系数， $C_u=D_{60}/D_{10}$ ；

2 d_{10} 、 d_{20} 、 d_{50} 分别为含水层中小于该粒径的土颗粒质量占总土颗粒质量 10%、20%、50%所对应的土颗粒粒径 (mm)，由筛分试验确定；

3 D_{10} 、 D_{50} 、 D_{60} 分别为滤料中小于该粒径的填料质量占总填料质量 10%、50%、60%所对应的填料粒径 (mm)，由筛分试验确定。

4 采用深井泵或深井潜水泵抽水时，水泵的出水量应根据单井出水能力确定，水泵的出水量应大于单井出水能力的 1.2 倍。

5 井管的底部应设置沉砂段，井管沉砂段长度不宜小于 3m；降水井设置完成后应立即洗井，并进行试抽，以校核或调整降水方案。

16.2.11 轻型井点的构造应符合下列要求：

1 轻型井点管宜采用金属管或 UPVC 管，长度宜为 6m~10m，直径宜为 42mm~55mm，底部应设置沉淀管，沉淀管长度不宜小于 0.5m，沉淀管之上设置长度大于 1m 的滤水管，滤水管进水孔宜按梅花状布置，孔距 30mm~40mm，孔径 10mm~15mm，滤水管孔隙率应大于 15%，管壁外包裹滤网。

2 井点水平间距宜为 1m~2m，成孔孔径不宜大于 $\Phi 300\text{mm}$ ，成孔深度宜大于井点设计深度 0.5m~1.0m。集水总管宜采用直径 89mm~104mm 的钢管，一台机组携带的集水总管最大长度应根据所用设备能力确定。

3 滤料宜采用中粗砂，回填应密实均匀，地面下至少 1m 范围须采用黏土封填密实。

16.2.12 真空井点的构造应符合下列要求：

1 井管宜采用金属管，管壁上渗水孔宜按梅花状布置，渗水孔直径宜取 12mm~18mm，渗水孔的孔隙率应大于 15%，渗水段长度应大于 1.0m；管壁外应根据土层的粒径设置滤网。

2 真空井管的直径应根据设计出水量确定，可采用直径 38mm~110mm 的金属管；成孔直径应满足填充滤料的要求，且不宜大于 300mm。

3 孔壁与井管之间的滤料宜采用中粗砂，回填应密实均匀，滤料上方应使用黏土封堵，封堵至地面的厚度应大于 1m。

4 井管上口宜采用法兰密封，法兰密封套件由钢套筒、上法兰盲板、下法兰、密封橡胶圈和固定螺丝等组成，钢套筒与井管的间隙宜用水泥砂浆充填；上法兰盲板应设置电缆线孔、水位观测孔、抽水泵管孔、抽真空泵孔和真空表孔，按这些孔洞组装管路时，应用密封胶严格密封。

5 可选用水环式真空泵抽真空，潜水泵抽水，真空泵的抽气速率不小于 $3\text{m}^3/\text{min}$ 。根据抽气速率的大小，一台水环式真空泵可通过节门控制，同时带 1 口或多口真空管井，真空度宜控制在 30kPa~40kPa 之间。

16.2.13 喷射井点的构造应符合下列要求：

1 喷射井点过滤器的构造应符合本标准第 16.2.12 条第 1 款的规定；同心式井点的外管直径宜为 68mm~162mm，内管直径宜为 38mm~100mm，混合室直径宜为 14mm~40mm，喷嘴直径宜为 7mm~19mm，井孔直径不宜大于 500mm。

2 喷射井点的井孔直径宜为 400mm~600mm，井孔应比滤管底部深 1m 以上。

3 孔壁与井管之间填充滤料的要求应符合本标准第 16.2.12 条第 3 款的规定。

4 工作水泵可采用多级泵，水泵压力宜大于 2MPa，工作水箱容积不应小于 10m^3 。

5 每组喷射井点的井点数不宜超过 30，总管直径不宜小于 $\Phi 150\text{mm}$ ，总长不宜超过 60m。

16.2.14 辐射井的构造应符合下列要求：

1 集水井井径应根据水平井施工工艺和施工设备尺寸确定，不宜小于 2.6m，集水井底部应作封底处理，集水井间距根据水平井辐射范围确定，宜为 50m~100m。

2 集水井深度根据含水层位置及基坑深度综合确定，应符合下列要求：

1) 含水层底板位于槽底以下时，集水井应深于最底层水平井不小于 2.0m；

2) 含水层底板位于槽底附近时，集水井应深于槽底不小于 2.0m；

3) 含水层底板高于槽底时，集水井应深于含水层底板不小于 2.0m。

3 集水井井筒，宜采用钢筋混凝土结构，壁厚和配筋应通过受力计算确定，采用沉井法和倒挂井壁逆作法施工时，壁厚宜为 250mm~350mm；采用钻机成井、漂浮下管法施工时，壁厚可为 150mm~200mm；每节井管的接头部位应作防水处理。

4 水平井结构应符合下列要求：

1) 粗砂、卵砾石含水层：宜采用预打孔眼的钢质滤水管，外径 90mm~150mm，长度 10m~15m，开孔率 3%~8%，孔眼直径 6mm~8mm；

2) 粉、细、中砂含水层，宜采用 PVC 波纹滤水管，外径 60mm~70mm，长度 30m~50m，开孔率 1.4%~3.0%，波谷开孔处缠绕丙纶丝或外包 40 目~80 目的尼龙网套。

5 水平井应呈扇形布置，水平井之间的夹角一般为 10° ~ 15° ，并分层布设，多层含水层降水时，含水层底板界面必须布设一层水平井，水平井孔口段与孔壁之间的空隙必须封堵严实。

6 应根据辐射井出水量配置至少 2 台潜水泵调节抽水，避免集水井里的水倒灌入下层水平井，集水井井口应采取可靠的安全防护措施。

16.2.15 分层止水及井孔回填应符合下列要求：

1 实施分层降水时，降水井外侧对应隔水层位置应采用黏土封隔上下含水层。黏土宜搓成球状，直径宜为 20mm~30mm，半干状态下缓慢填入。黏土填入部位的井管应为井壁管。

2 降水结束后，降水井内应采用黏土回填至井口下 1m，地表下 1m 范围应按原地表的使用条件进行恢复。渗井应进行高压泥浆回填。

16.2.16 降水和排水应符合以下要求：

1 降水系统设置完成后应对降水井、滤水结构和抽排系统进行施工质量及填料检测合格后方可运行。降水过程中应随时对排水系统进行检查和维护，保持排水畅通，应配置双路电源或配备合适的发电机组，并保证两路电源能及时切换，降水期间不得随意停抽；降水期间应同时对井水位和抽排水量进行监测、对比，出现异常，应及时反馈，并分析查明原因。

2 降水管井井口应采取防护措施，若影响交通时，应砌制检查井室，盖承重井盖，并与路面平齐；不妨碍交通时，可设置高出地面至少 0.2m 的井台，并加设盖防坠板。

3 降水系统的使用期应满足主体结构的施工要求，当主体结构有抗浮要求时，停止降水的时间应能满足主体结构施工期的抗浮要求。

4 应遵守“按需减压”的原则，制定减压降水运行方案，避免过度减压或减压不足；当基坑开挖工况发生变化时，应及时调整降水运行方案，应根据土方开挖和地下结构施工的进度情况对抽排水量和地下水位进行动态控制。

5 除按本标准第 16.2.17 的规定进行综合利用外，降水抽出的地下水应有序排放，排水系统应能满足周边降雨汇水和当地雨水的排放要求，且降水抽排水的含砂量应满足表 16.2.16 的要求，可采用明、暗沟排水和管道排水方式。在接入雨水管之前应设置沉淀池，沉淀池容积不宜小于 4m^3 ，并定期清理沉砂；

表 16.2.16 降水抽排水的含砂量

降水方法	降水阶段	
	开始抽水半小时内	正常运行区间
辐射井	<1/20000	<1/200000
其他	<1/10000	<1/50000

6 排水系统的排水沟、集水井和排水管应有可靠的防渗措施，防止排水回渗，其截面尺寸应根据基坑涌水量和当地降雨汇水量确定，排水坡度不宜小于 0.5%；

7 排水管可采用混凝土管、PVC 管或钢管，排水管道可暗埋地下或在地面架设，地面架设时，每隔 5m~8m 设砖砌托台，托台高度应根据排水坡度确定。

16.2.17 降水抽排水的综合利用应符合以下要求：

1 在降水设计中应包含抽排地下水综合利用方案，当基坑面积较大时，可在基坑内设置一定数量的疏干井。

2 抽排地下水可优先满足场地内工程建设和环境对水的需要。施工降水过程中，应充分利用抽取的地下水，以减少施工中使用其它的水资源量，可利用施工降水进行工地车辆的洗刷、冲厕、降尘、钢筋混凝土的养护，还可用于施工场地内绿地、湖泊、环境卫生。

3 若工程建设和环境对抽排水利用后仍有剩余，可按当地相关规定沉淀后排入雨水管道或河道，严禁排入污水管道。

16.2.18 结束降水应符合下列要求：

1 已施工完成的主体结构（不包括室内装修荷载）能够满足抗浮要求或基础后浇带浇筑完成。

2 肥槽回填至稳定的地下水位以上。

3 地下暗挖工程的二次衬砌施工完成。

16.2.19 停止降水后应对降水管井采取封井措施，封井应满足以下要求：

1 地下室底板浇筑前停止降水的管井，应切割至垫层底面，管井内采用黏土或水泥砂浆充填密实，管井井口采用钢板焊接密封。

2 地下室施工期间仍需降水的管井：穿越底板的过滤器应采用同规格的钢管，并在外壁焊接多道环形止水钢板；停止降水后管井内采用水下细石混凝土或砂浆封闭，再将底板以上切割后在预留管口下 0.2m 处设置内止水钢板，再采用不低于底板标号的砼浇筑抹平。

16.3 隔水帷幕

16.3.1 隔水帷幕形式应根据基坑或地下工程的规模、含水层厚度和渗透系数、地下水渗透规律、周边环境和施工经验等适用条件合理选择，并应在施工前进行现场工艺性试验。常用的隔水帷幕形式可按表16.3.1选用。

表 16.3.1 常用的隔水帷幕形式

隔水帷幕形式	适用地层条件	适用施工条件
注浆	人工填土、粉土、砂土、粉质黏土	水平隔水帷幕、封底、堵漏，宜采用双液
高喷（旋喷、摆喷）	粉质黏土、粉土、砂土、碎石土、人工填土（含漂石、块石时应由试验确定）	独立隔水或与支护结构形成一体
搅拌桩	素填土、黏性土、粉土，细砂	仅作隔水或形成水泥土墙（格栅）兼做支护
咬合桩	各种地层	含水层厚度大，周边环境对变形要求严格
地下连续墙	各种地层	含水层厚度大，周边环境对防渗和变形要求严格

16.3.2 当坑底以下有水头高于坑底的承压水含水层，承压水作用下的坑底突涌稳定性应满足下式的要求，否则应采取降水减压措施或采用隔水帷幕隔断其基坑内外的水力联系：

$$\frac{D\gamma}{h_w\gamma_w} \geq K_b \quad (16.3.2)$$

式中： K_b ——突涌稳定性安全系数，不应小于1.1；

γ ——承压水含水层顶面至坑底土层的天然重度（ kN/m^3 ）；对多层土，按土层天然重

度的厚度加权平均取值；

D ——承压水含水层顶面至坑底的土层厚度（m）；

h_w ——承压水含水层顶面的压力水头高度（m）；

γ_w ——水的重度（ kN/m^3 ）。

16.3.3 坑底以下为级配不连续的不均匀砂土、碎石土含水层时，应按下式进行土的管涌可能性判别：

$$P < 25\% \quad (\text{会发生管涌}) \quad (16.3.3)$$

式中： P ——细颗粒含量，对于级配不连续（ $C_u \leq 5$ ）的土，其粗细颗粒的区分粒径取颗粒级配曲线平缓段的平均粒径或最小粒径。

16.3.4 当基底以下存在连续分布且埋深较浅的隔水层时,或降水会对基坑周边建筑物、地下管线、道路等造成危害或对环境造成长期不利影响时,宜采用落底式隔水帷幕。同时帷幕进入下卧隔水层的深度应满足下式的要求,且不宜小于 1.5m:

$$l \geq 0.2\Delta h - 0.5b \quad (16.3.4)$$

式中: l ——帷幕进入隔水层的深度 (m);

Δh ——基坑内外的水头差值 (m);

b ——帷幕的厚度。

16.3.5 当坑底以下含水层厚度大而需采用悬挂式帷幕时,对均质含水层,帷幕进入透水层的深度应满足下式对地下水沿帷幕底端绕流的渗透稳定性要求,并应对帷幕外地下水位下降引起的基坑周边建筑物、道路或市政设施、地下管线、地下构筑物沉降进行分析。当不满足渗透稳定性要求时,应采取增加帷幕深度、设置减压井等防止渗透破坏的措施。采用悬挂式帷幕时,应同时采用坑内降水,并宜根据水文地质和周边环境条件结合坑外回灌措施。

$$\frac{(2l_d + 0.8D_1)\gamma'}{\Delta h\gamma_w} \geq K_f \quad (16.3.5)$$

式中: K_f ——流土稳定性安全系数;安全等级为一、二、三级的支护结构, K_f 分别不应小于 1.6、1.5、1.4;

l_d ——截水帷幕在坑底以下的插入深度 (m);

D_1 ——潜水面或承压水含水层顶面至坑底的土层厚度 (m);

γ' ——土的浮重度 (kN/m^3)。

16.3.6 截水帷幕宜采用沿基坑周边闭合的平面布置形式。同一基坑内有几个不同开挖深度或有几种支护结构时,应保持基底部的隔水帷幕轮廓线的连续性,或采用多种隔水帷幕形式,应与支护结构保持协调。当采用沿基坑周边非闭合的平面布置形式时,应对地下水沿帷幕两端绕流引起的渗流破坏或地下水位下降导致周边建筑物、地下管线、地下构筑物的沉降进行分析。

16.3.7 隔水帷幕的厚度应满足帷幕材料的允许渗透坡降的要求,当与支护结构形成一体时,隔水帷幕还应满足支护结构的强度和变形的要求,满足现行标准现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的要求。隔水帷幕达到强度后应进行坑内抽水试验,并通过坑内外地下水位和出水量变化,验证帷幕的隔水效果。隔水帷幕或水平注浆严禁使用有毒或污染的化学材料或在地层中分解后会产生有毒或污染物质的化学材料。

16.3.8 注浆隔水帷幕应符合以下要求:

1 注浆孔间距应根据工程重要性、周边环境和浆液扩散半径(渗透系数)等确定,注浆压力和扩散半径应根据理论计算或现场、室内试验确定,可先按以下经验取值再检验:

- 1) 注浆压力可取 0.5MPa~1.5MPa,且应大于孔隙水压力的 2 倍~3 倍,并应验算注浆压力对邻近既有建(构)筑物及地表的影响;
- 2) 扩散半径可取 0.6m~1.0m,地层孔隙率大、地下水压低、注浆压力大或浆液颗粒细时取大值,反之或在不同地层交界面取小值。

2 单排注浆帷幕相邻孔的扩散半径搭接宽度应不小于 100mm,当注浆深度大于 15m 时,搭接宽度应不小于 150mm。

3 注浆浆液设计用量可按下列公式计算:

$$Q = VNa\beta \quad (16.3.8)$$

式中: Q ——注浆量 (m^3);

V ——注浆扩散范围内的土体体积 (m^3);

n ——注浆扩散范围内土体的孔隙率;

α ——地层填充系数,可取 0.6~0.8;

β ——浆液消耗系数,可取 1.1~1.2。

4 注浆水灰比控制在 0.5~0.8,宜采用双液注浆,水玻璃模数宜为 2.2,且不溶于水的杂质含量不得超过 2%。

5 注浆孔位的允许偏差应为 50mm,垂直度的允许偏差应为 1%。

6 对高压富水地层或防渗要求高的项目,注浆区域应布设不少于注浆孔总数 10% 的检查孔。检查孔放置时间应不少于一小时,察看成孔是否完整、是否坍孔、是否渗水,依此评定注浆效果。若检查孔内渗水量超过隔水帷幕设计渗透系数计算量时应进行补充注浆。

16.3.9 水泥土搅拌桩隔水帷幕应符合以下要求:

1 搅拌桩桩径宜取 450mm~800mm,搅拌桩的搭接宽度应符合下列规定:

- 1) 单排搅拌桩帷幕的搭接宽度,当搅拌深度不大于 10m 时,不应小于 150mm;当搅拌深度为 10m~15m 时,不应小于 200mm;当搅拌深度大于 15m 时,不应小于 250mm;
- 2) 对高压富水地层或防渗要求高的项目,宜采用双排搅拌桩截水帷幕;搅拌桩的搭接宽度,当搅拌深度不大于 10m 时,不应小于 100mm;当搅拌深度为 10m~15m 时,不应小于 150mm;当搅拌深度大于 15m 时,不应小于 200mm。

2 搅拌桩水泥浆液的水灰比控制在 0.6~0.8,其水泥掺量宜取土的天然质量的 15%~20%。

3 水泥土搅拌桩桩位的允许偏差应为 50mm，垂直度的允许偏差应为 1%。

16.3.10 高压喷射注浆隔水帷幕应符合以下要求：

1 注浆固结体的有效半径宜通过试验确定；缺少试验时，可根据土的类别及其密实程度、高压喷射注浆工艺，按工程经验采用。摆喷帷幕的喷射方向与摆喷点连线的夹角宜取 $10^{\circ}\sim 25^{\circ}$ ，摆动角度宜取 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 。帷幕的水泥土固结体搭接宽度，当注浆孔深度不大于 10m 时，不应小于 150mm；当注浆孔深度为 10m~20m 时，不应小于 250mm；当注浆孔深度为 20m~30m 时，不应小于 350mm。对高压富水地层或防渗要求高的项目，可采用双排高压喷射注浆帷幕。

2 高压喷射注浆水泥浆液的水灰比控制在 0.9~1.1，其水泥掺量宜取土的天然质量的 25%~40%。

3 水泥土搅拌桩桩位的允许偏差应为 50mm，垂直度的允许偏差应为 1%。

4 高压喷射注浆应按固结体的设计有效半径与土的性状选择喷射压力、注浆流量、提升速度、旋转速度等工艺参数，对较硬的黏性土、密实的砂土和碎石土宜取较小提升速度、较大喷射压力。当缺少类似土层条件下的施工经验时，应通过现场试验确定施工工艺参数。

5 当地层中水流速过大，可采取堵水措施后再进行高压喷射注浆，并根据现场添加模数 2.2~3.3 的水玻璃。

16.3.11 隔水帷幕的质量检测应符合下列规定：

1 与排桩咬合的水泥土搅拌桩、高压喷射注浆帷幕，与土钉墙面层贴合的水泥土搅拌桩帷幕，应在基坑开挖前或开挖时，检测水泥土固结体的尺寸、搭接宽度；检测点应按随机方法选取或选取施工过程中出现异常、开挖中出现漏水的部位；对设置在支护结构外侧独立的截水帷幕，其质量可通过开挖后的截水效果判断。

2 对施工质量有怀疑时，可在搅拌桩、高压喷射注浆液固结后，采用钻芯法检测帷幕固结体的单轴抗压强度、连续性及深度；检测点的数量不应少于 3 处。其 28d 试块抗压强度不应低于 1.0MPa，渗透系数不应大于 1.0×10^{-6} cm/s。

16.4 回灌

16.4.1 地下水控制工程设计应包含抽排水的综合利用，其水质标准应满足使用对象所要求的水质标准，并应充分考虑到场地周边环境条件、水文地质工程地质条件、施工方法及工期、工程经济等方面的因素。以保障工程降水效果及地下工程施工和周边环境安全，对水文和工程地质环境保护。

16.4.2 当基坑降水引起的地层变形验算会对基坑周边环境产生不利影响时,或根据地下水位监测预测,工程降水沉降对周边建(构)筑物或地下管线等影响较大或出现危害时,宜采用回灌方法减少地层变形量。

16.4.3 地下水回灌宜首选同层地下水回灌,并采取有效措施,不得恶化或污染地下水环境,地下水回灌分为防沉降地下水回灌和资源性地下水回灌。地下水回灌应充分综合利用本场地内施工降水所抽排的地下水,尽量减少利用自来水等其它水源,和减少地下水资源浪费。

16.4.3 回灌方法宜采用管井回灌,防沉降地下水回灌应符合下列规定:

1 回灌井应布置在降水设施和需保护的對象之间,回灌井与降水井的距离不宜小于 6m;回灌井的间距应根据回灌水量的要求和降水井的间距确定,且回灌井的控制范围应大于周边建(构)筑物或地下管线等与基坑相邻侧的边长。

2 回灌井深度宜进入稳定水面以下 1m,回灌井过滤器应置于渗透性强的土层中,且宜在透水层全长设置过滤器。

3 回灌水量应根据水位观测孔中水位变化进行控制和调节,回灌后的地下水位不应高于降水前的水位。采用回灌水箱时,箱内水位应根据回灌水量的要求确定。

4 防沉降地下水回灌应以控制工程区域内地下水位保持不变为目的,应采用同层回灌并控制回灌井水头高度,以保持控制沉降区域地层中孔隙水压力不发生变化。

16.4.4 资源性地下水回灌应符合下列规定:

1 应严格控制回灌水量和回灌水质量标准,避免引起次生地质、环境问题,回灌水的水质应不低于消纳含水层的水质标准。

2 回灌水的物理堵塞指标应满足:悬浮物浓度应小于 20mg/L,含砂量应小于 1/200000(体积比)。

3 当接受补给的地下含水层分布面积、厚度和孔隙度均较大,入渗补给区域与抽水区相隔较远;且接受补给的地表具有透水性较好的土层,可采用地表回渗。

4 若采用井灌,可根据场地水文地质条件采用管井、大口井或辐射井。为避免生态环境恶化,应采用同层回灌。若水文地质勘察,各含水层水质一致时,方可采用异层回灌。

5 回灌方式:地下水位较低、含水层透水较好的场地宜采用重力回灌;地下水位高、含水层透水性差的场地宜采用压力回灌;地下水位埋藏较深、含水层透水良好的场地宜采用真空回灌。

16.4.5 回灌井的布置应符合下列规定:

1 同层回灌的回灌井应布置在工程降水影响范围之外,连接回灌的排水管(渠)应做好防渗措施。

2 异层回灌的回灌井应布置在工程降水场地地下水下游方向，回灌井应做好对应抽水含水层的止水措施。

3 回灌井点间距应根据场地水文地质条件和回灌量确定。管井回灌宜采用等间距，可灌性较强的场地宜取 15m~20m，可灌性较弱的场地不宜超过 10m；大口径回灌井根据场地条件布置，间距不宜小于 15m。

16.4.6 回灌量应控制由小到大，回灌过程中应做好回灌记录，并随时观测回灌井水位，避免回灌井水位溢出。

16.4.7 定期回扬冲洗，清除滤网附近的杂质。回扬频率：松散、粗大颗粒地层每周（1~2）次；中细颗粒地层每天（1~2）次。

16.4.8 应布设一定数量的监测孔，对回灌水位情况进行监测。资源性地下水回灌应通过对回灌量的监测统计以及对回灌含水层的水位监测来评估回灌效果。地下水回灌量较大的工程，可通过数值模型提前进行地下水位变化模拟和评估。

16.5 集水明排

16.5.1 应根据岩土工程的规模、特点、施工周期安排、天然水系和周边环境统筹安排设置排水系统。岩土工程排水系统应包括排除坡面水、地下水和减少坡面水下渗等措施。坡面排水、地下排水与防渗措施宜统一考虑，并形成防渗、排水体系。对开挖底表面汇水、工程周边地表汇水及降水井抽出的地下水，可采用明沟排水；对于渗出的地下水或明沟无法设置的部位，经过计算和现场试验确认不会发生突涌或侧壁管涌、流土时方可采用盲沟排水；对降水井抽出的地下水，也可采用管道排水。

16.5.2 顶部截水沟应根据地形条件设置，当顶部自然坡面的地表水不是流向坡面方向时，可取消。坡面排水系统应根据集水面积、降雨强度、历时和径流方向等进行整体规划和布置。岩土工程影响区内外的坡面（地表）排水系统宜分开布置，自成体系。地下排水措施宜根据场地水文地质和工程地质条件选择，当其在地下水位以上时应采取防渗措施。排水设施应满足坡面水（含临时暴雨）、地下水和施工用水等的排放要求，临时性排水设施宜结合岩土工程的永久性排水系统进行布置。当受地形限制，需要将顶部截水沟水通过急流槽或急流管（竖向排水体）引入底部排水沟排出时，应根据流量调整底部排水沟尺寸，并对进出口设置消能池、格栅坝或拦水墙，进行消能、防淤积堵塞、防溢流或沉淀等处理。

16.5.3 排水沟的截面应根据设计流量确定，且其沟顶应高出沟内设计水面至少 200mm，其设计排水流量应符合下式规定：

$$Q = V / 1.5 \quad (16.5.3)$$

式中： Q ——排水沟的设计流量（ m^3/d ）；

V ——排水沟的排水能力（ m^3/d ）。

16.5.4 临时性截水沟宜布置在坑顶 0.5m 以外的稳定区域，有隔水帷幕时宜布置在帷幕 0.5m 以外；坑内集水井宜随土方开挖逐步加深，井底应低于开挖面 0.5m~1.0m。永久性截水沟宜结合地形布设在挖方边坡坡口（或潜在塌滑区后缘）5m 以外；填方边坡上侧的截水沟距填方坡脚的距离宜不小于 2m；多雨地区可设多道截水沟。坡底排水沟边缘与坡脚的净距不宜小于 0.5m，且不得影响基础或主体建设。排水系统基底宜设置在较坚硬的土层上，且沟底纵坡不宜小于 0.3%，管道的坡度不宜小于 0.5%；当沟底纵坡大于 10%、水头高差大于 1.0m 或汇水低洼处时，可设置跌水和急流槽，跌水和急流槽的设计可参照相关排水规范执行。基底为欠固结土或永久性排水设施的沟底和边墙，应每 10m~15m 设置一道变形缝，变形缝处的沟底应设齿前墙，缝内应设止水或反滤盲沟。多级坡面宜在每级平台上设置排水沟和集水井。变截面处应设置渐变段，其长度应大于 5 倍宽度差。

16.5.5 临时性截、排水沟的底宽和顶宽不宜小于 0.3m，沿排水沟每隔 30m~50m 可设置一口集水井，集水井尺寸不宜小于 0.8m×0.8m（矩形）或内径 0.8m（圆形），其深度应低于排水沟底面至少 0.5m。永久性排水系统混凝土强度等级不应低于 C25，截、排水沟的底宽和顶宽不宜小于 0.5m，可采用梯形断面或矩形断面。

16.5.6 地下排水设施包括渗流沟、仰斜式排水孔等。地下排水设施的类型、位置及尺寸应根据工程地质和水文地质条件确定，并与坡面排水设施相协调。

1 渗流沟设计应符合下列规定：

- 1) 对于地下水埋藏浅或无固定含水层的土质边坡宜采用渗流沟排除坡体内的地下水；
- 2) 边坡渗流沟应垂直嵌入边坡坡体，其基底宜设置在含水层以下较坚实的土层上；其平面形状宜采用条带形布置；对于范围较大的潮湿坡体，可采用增设支沟，按分岔形布置或拱形布置；
- 3) 渗流沟侧壁及顶部应设置反滤层，底部应设置封闭层；渗流沟迎水侧可采用砂砾石、无砂混凝土、渗水土工织物作反滤层。

2 仰斜式排水孔和泄水孔设计应符合下列规定：

- 1) 仰斜式排水孔仰角不宜小于 6° ，长度应伸至地下水富集部位或潜在滑动面，其间距、直径及长度应根据渗水量及渗水土层的特性确定，直径宜为 75mm~150mm；
- 2) 仰斜式排水孔和泄水孔排出的水宜引入排水沟予以排除，其最下一排的出水口应高于地面或排水沟设计水位顶面至少 0.2m；

- 3) 仰斜式泄水孔仰角不宜小于 3° ，间距宜为 2m~3m，并宜按梅花形布置，在地下水较多或有大股水流处，应加密设置。其边长或直径：临时性不宜小于 50mm，永久性不宜小于 100mm。其长度应根据坡体的含水点设置，并不宜小于 1m；
- 4) 泄水孔进水侧处理措施：临时性外包双层无纺土工布，永久性设置反滤层或反滤包，反滤层厚度不应小于 0.5m，反滤包尺寸不应小于 $0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ ，反滤层和反滤包的顶部和底部应设厚度不小于 0.3m 的黏土隔水层。

16.5.7 岩土工程排水系统使用期间应进行定期监测和维护，根据监测情况完善排水设施。地下排水系统应根据渗水量及渗水土层情况设置一定数量的清淤孔，其间距不宜超过 10m，确保使用期间排水的畅通。

16.6 降水对环境的影响与防治

16.6.1 降水的影响范围就是降水影响半径形成的降水漏斗，其影响半径可按本标准第 16.2.4 条计算并结合工程经验确定。

16.6.2 降水引起的地面沉降除了地基土的固结沉降之外还有抽水时带走土层中细颗粒而产生的沉降。降水引起的地层压缩变形量可按下式计算：

$$s = \psi_w \sum \frac{\Delta \sigma'_{zi} \Delta h_i}{E_{si}} \quad (16.5.3)$$

式中： s ——计算剖面的地层压缩变形量（m）；

ψ_w ——沉降计算经验系数，应根据地区工程经验取值，无经验时，宜取 $\psi_w = 1$ ；

$\Delta \sigma'_{zi}$ ——降水引起的地面下第 i 土层的平均附加有效应力（kPa）；对黏性土，应取降水结束时土的固结度下的附加有效应力；

Δh_i ——第 i 层土的厚度（m）；土层的总计算厚度应按渗流分析或实际土层分布情况确定；

E_{si} ——第 i 层土的压缩模量（kPa）；应取土的自重应力至自重应力与附加有效应力之和的压力段的压缩模量。

16.6.3 基坑外土中各点降水引起的附加有效应力宜按地下水稳定渗流分析方法计算；当符合非稳定渗流条件时，可按地下水非稳定渗流计算。附加有效应力也可根据本标准第 16.2.4 条计算的地下水位降深，按下列公式计算：

- 1 第 i 土层位于初始地下水位以上时

$$\Delta\sigma_{zi}' = 0 \quad (16.6.3-1)$$

2 第 i 土层位于降水后水位与初始地下水位之间时

$$\Delta\sigma_{zi}' = \gamma_w z \quad (16.6.3-2)$$

3 第 i 土层位于降水后水位以下时

$$\Delta\sigma_{zi}' = \lambda_i \gamma_w s_i \quad (16.6.3-3)$$

式中：z——第i层土中点至初始地下水位的垂直距离(m)；

λ_i ——计算系数，应按地下水渗流分析确定，无分析数据时，可按当地工程经验取值；

s_i ——计算剖面对应的地下水位降深(m)；

16.6.4 确定土的压缩模量时，应考虑土的超固结比对压缩模量的影响。

16.6.5 为防治或减少工程降水对周围环境的不利影响或危害，工程降水应采取以下措施：

1 降水前应调查清楚拟降水工程的地质水文情况，地下水量分布及流向和地下建（构）筑物的分布情况。并结合当地经验，选择适当的降水方法。

2 应减缓降水速度，均匀出水，减少地下水对含水层的潜能作用。

3 应连续运转，尽量避免间歇和反复抽水，以减少在降水期间引起的地面沉降量。

4 严格按照岩土工程的勘察、设计、施工、监测等流程进行。

5 对于周边存在沉降敏感或重点保护的對象，应提前设置有效的隔水帷幕或回灌措施，控制降水影响范围。

16.6.6 进行地下水控制时，应委托第三方监测，编制地下水监测方案，监测单位和施工单位应同时进场。若降水方案有重大变更时，应调整监测方案。

1 地下水监测包括水位、出水量、含砂量、水质及周边地面沉降等，根据具体工程和周边环境实施动态设计和信息化施工。监测不得影响被保护对象的结构安全，也不得妨碍工程降水或主体工程的正常实施。

2 监测点的布设应考虑设计水位降深、降水周期、周边建（构）筑物，以及含水层厚度等因素，并应满足下列要求。

1) 监测点应沿基坑周边、被保护对象周边或在两者之间布置，对于设置隔水帷幕的监测点应布置在截水帷幕外侧 2m 范围内；

2) 临开挖侧重要的建（构）筑物或地下管线处应布置监测点；

3) 监测点间距宜为 20m~30m，且不宜少于 3 点。水位监测点应低于最低设计水位以下 3m~5m。

3 水位监测频率应根据工程降水进程确定，并根据地下水动态类型与特征及监测趋势进行调整，若由于停降引起地下水位变化异常，应采用较高频率测量地下水位，并根据预测

可能出现的问题，及时采取有效应急措施，避免造成工程事故。当无监测经验时，可按表 16.6.6 中的相应频率。

表 16.6.6 地下水水位监测频率

降水进程	检测频率	备注
抽水前	2 次/d	同时对降水井水位进行监测， 当天气变化较大、水位波动较大 或监测数据预警时，应加密次数
抽水初期	1 次/d	
水位稳定后	2 次/d	

4 出水量和含砂量的监测宜与水位监测同步进行，出水量监测可采用流量计、流量槽进行监测，并采用水表、电磁流量计等方式监测总出水量。若地下水抽降一段时间后，排出的始终浑浊或含砂量明显较多，应及时查明原因，必要时重新设置降水井；

5 降水可能对地下水水质产生影响或在污染区域降水时，应对地下水水质进行监测。监测点的布置应重点考虑易污染的浅层地下水和供水水源地保护区，采用点面结合的方法，监测污染物质及其运移规律，监测点应沿不同深度多级布置。采用回灌时，应定期对回灌水水质进行监测；

6 地面沉降监测应根据降水的影响范围、场地的工程地质水文地质条件、工程类型和特点及周边环境条件综合确定，并满足以下要求：

- 1) 基准点不宜少于 3 个，地面沉降监测区域外由基准点组成水准控制网；
- 2) 监测点应埋设至原状土，标头应低于地面 20cm，并采用套管和井盖保护。监测点间距宜为 50m~100m，宜从沉降中心向外，间距由密至疏布设；
- 3) 监测频率应与地下水水位监测、地下水抽取水量监测协调一致，并根据工程具体情况适当调整。降水初期宜 2 次/天，降水稳定后宜 1 次/天，且巡视检查不少于 2 次/天。

7 降水设计应结合工程主体以及监测保护对象的控制要求，明确地下水监测项目的预警值，分别以监测项目的累计变化量和变化速率值进行控制。当监测期间达到预警值或出现下列情况之一时应提出预警，并加密监测频率：

- 1) 水位突变或变化速率持续加大；
- 2) 出水量或回灌量与正常情况对比差异较大；
- 3) 帷幕出现明显渗漏点；
- 4) 工程范围内含水层水质出现明显差异或恶化；
- 5) 工程现场突降暴雨；
- 6) 根据监测单位经验判断，出现其他需要预警的情况。

17 BIM 技术应用

17.1 一般规定

17.1.1 BIM 技术可在安全等级为一级的基坑支护、边坡支护、滑坡治理、采空区治理、地基处理和地下水控制等岩土工程设计项目中使用。

17.1.x BIM 设计过程中创建的 BIM 模型宜满足建设工程全生命期中各阶段的相关要求。

17.1.2 设计各阶段应充分利用 BIM 模型所含信息进行协同工作。BIM 模型交付成果应支持与其他基于工程实践应用的建筑信息模型实现协同工作和数据共享，实现各专业、工程建设各阶段的信息有效传递。

17.1.3 BIM 设计应用相关方应根据工程项目不同阶段的实际需求和应用条件，协定模型应用的设计阶段、要求、BIM 模型深度、基本应用内容、构件精细度等级、数据交付格式，明确 BIM 模型交付和数据互用的内容、格式、模型数据提取与交换开放性要求等。

17.1.4 BIM 实施过程中应约定相关参与方对模型成果的所有权和使用权，保护模型所有者权益和模型信息安全。

17.1.5 BIM 软件应具有数据导入、专业检查、成果交付、数据交付、查验模型及其应用符合我国相关工程建设标准的功能。

17.1.6 BIM 设计应在基于 BIM 技术的协同设计工作模式中进行。

17.2 BIM 技术在岩土工程设计中的应用

17.2.1 岩土工程设计项目采用 BIM 技术时应采用基于工程实践的建筑信息模型 P-BIM 技术进行数值模拟、结构计算、空间分析和可视化表达。

17.2.3 岩土工程设计子模型应能与岩土工程勘察子模型、建筑设计与结构设计子模型、地基基础设计子模型和周边环境条件数据模型进行关联和整合，并应协调一致。

17.2.4 岩土工程 BIM 设计可参照现行湖南省地方标准《湖南省民用建筑信息模型设计基础标准》DBJ43/T 004 的要求建模，与其他专业模型一起组成综合的建筑信息模型，并应符合现行国家标准《建筑信息模型应用统一标准》GB/T 51212 及岩土工程专业相关标准的规定。

17.2.5 岩土工程 BIM 设计交付成果应包括设计说明书、设计图纸、计算书和工程预算书等。

17.2.6 岩土工程设计子模型的交付数据，应满足各相关方子模型的创建和使用要求。

17.2.7 岩土工程设计子模型数据交付前，应对模型数据进行检查，确保模型数据的准确性。关联模型数据的交付检查，应按规定由交付双方进行检查和确认。

附录 A 原位测试和室内试验方法

A.0.1 原位测试方法、适用地层与主要工程应用可按表 A.0.1 采用。

表 A.0.1 原位测试方法、适用地层与主要工程应用

原位测试方法		适用地层	主要工程应用
平板载荷试验	浅层	浅层地基土	确定岩土地基承载力 估算岩土变形模量 估算土的竖向基床系数
	深层	深层地基土和大直径的桩端土，试验深度不应小于 5m	
	螺旋板	深层地基土或地下水位以下地基土	
静力触探试验		软土、一般黏性土、粉土、砂土和新加固的复合地基	进行力学分层 估算土的塑性状态或密实度、强度、压缩性、地基承载力、单桩承载力、沉桩阻力 进行液化判别 根据孔压消散曲线可估算土的固结系数和渗透系数
圆锥动力触探试验	轻型	浅部填土、砂土、粉土、黏性土	进行力学分层 评定土的均匀性和物理性质 估算土的强度、变形参数、地基承载力、单桩承载力 查明土洞、滑动面、软硬土层界面 检测地基处理效果
	重型	砂土、中密以下碎石土、极软岩	
	超重型	密实的碎石土、软岩、极软岩	
标准贯入试验		砂土、粉土和一般黏性土	评价砂土、粉土、黏性土的物理状态 估算土的强度、变形参数、地基承载力、单桩承载力 判别砂土和粉土地基液化 对成桩的可能性作出评价
十字板剪切试验		饱和软黏性土	测定饱和软黏性土 ($\varphi \approx 0$) 的不排水抗剪强度和灵敏度 估算地基承载力 判定软黏性土的固结历史
旁压试验		黏性土、粉土、砂土、残积土、极软岩和软岩	估算地基承载力和变形参数 估算土的侧向基床系数
现场直接剪切试验		岩土体本身、岩土体沿结构面和岩土体与其他材料的接触面	确定抗剪强度参数
波速测试		各类岩土体	划分场地类别 提供动弹性模量、动剪切模量和动泊松比
岩体原位应力测试		适用于无水、完整或较完整的岩体	计算岩石弹性常数
激振法测试		天然地基和人工地基	计算地基刚度系数、阻尼比和参振质量
地电参数测试		各类岩土体	测定岩土的电阻率和大地电导率

A.0.2 室内试验类别、测定参数与主要工程应用可按表 A.0.2 采用。

表 A.0.2 室内试验类别、测定参数与工程应用

室内试验类别		试验参数	主要工程应用
土的 物理 性质 试验	砂土	颗粒级配、比重、天然含水量、天然密度、最大和最小密度	常规
	粉土	颗粒级配、液限、塑限、比重、天然含水量、天然密度和有机质含量	
	黏性土	液限、塑限、比重、天然含水量、天然密度和有机质含量	
土的压缩—固结试验		压缩系数、压缩模量	常规
土的 抗剪 强度 试验	三轴剪切试验	抗剪强度指标	一级基坑
	直接剪切试验	抗剪强度指标	常规
	残余强度试验	残余抗剪强度指标	滑坡滑带土
土的动力性质试验		动弹性模量、动阻尼比	设计有要求时提供
岩石 试验	成分、物理试验	成分、密度、吸水率、崩解性、膨胀性、冻融性	常规
	单轴抗压强度试验	抗压强度、软化系数	软化系数一般针对泥质岩、软岩
	单轴压缩变形试验	弹性模量、泊松比	设计有要求时提供
	三轴压缩试验	不同围压下的主应力差与轴向应变关系、抗剪强度包络线和强度参数 c 、 φ 值	设计有要求时提供
	直接剪切试验	抗剪强度, c 、 φ 值	设计有要求时提供
	抗拉强度试验	抗拉强度	设计有要求时提供
	点荷载	抗压强度	岩体较破碎时提供
腐蚀性试验		水、土的腐蚀性指标	判定水、土对建筑材料的腐蚀性

附录 B 岩质边坡稳定性初步判别

B.0.1 采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时，可采用下半球等面积投影法；进行滑动破坏判别时，可采用大圆分析法或极点分析法；进行倾倒破坏判别时，可采用极点分析法，也可按坡角、结构面倾角和摩擦角之间的关系进行判别。

B.0.2 采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时，若边坡体存在多组结构面，应对结构面进行分组，再进行稳定性判别。

B.0.3 采用大圆分析法初步判别岩质边坡失稳可能性时，宜按下列步骤作出大圆分析法极射赤平投影（图 B.0.3）并进行边坡稳定性判别：

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。
- 2 按岩体结构面的摩擦角 ϕ 绘出摩擦圆。
- 3 按 $\beta_s \geq \beta \geq \phi$ 的原则绘出可能的滑动区。
- 4 按结构面的产状绘出结构面大圆。
- 5 任意两组结构面大圆的交点落入滑动区，则应认为边坡可能失稳。

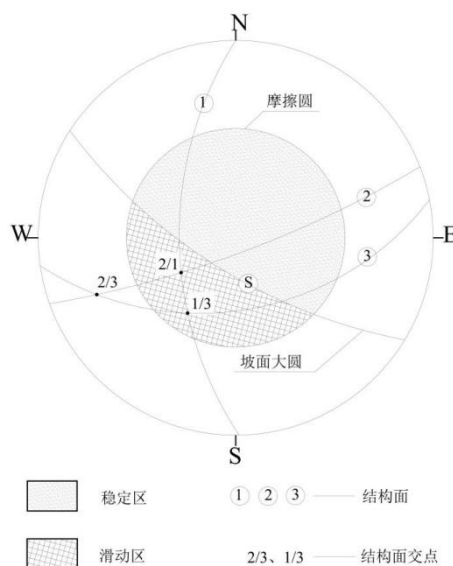


图 B.0.3 大圆分析法极射赤平投影

B.0.4 采用极点分析法初步判别岩质边坡失稳可能性时，应按下列步骤作出极点分析法极射赤平投影（图 B.0.4）：

- 1 按坡面的倾向、倾角绘出边坡面大圆。

- 2 按岩体结构面的摩擦角 ϕ 绘出摩擦圆。
- 3 按结构面的倾向线和视倾角绘出边坡可能的滑动区。
- 4 绘出可能的倾倒区。
- 5 绘出结构面及其交线的极点。
- 6 若结构面极点或两组结构面交线极点落入图 B.0.4 所示的滑动区或倾倒区，则认为边坡可能滑动或倾倒。

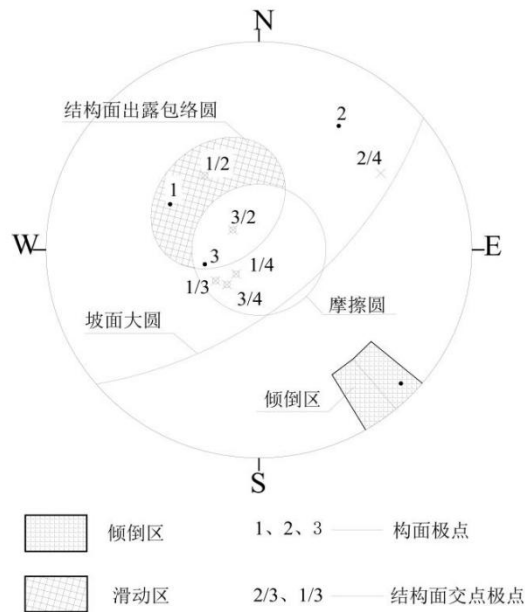


图 B.0.4 极点分析法极射赤平投影

B.0.5 可能发生倾倒变形的边坡可根据下列条件判别：

- 1 与坡面走向近于平行的反坡结构面发育。
- 2 结构面切割块体重心线位于块体外侧。
- 3 坡角、结构面倾角和摩擦角（图 B.0.5）三者之间的关系需要满足下式：

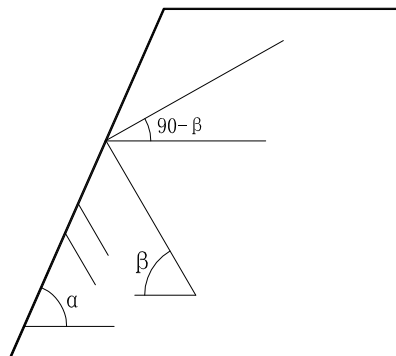


图 B.0.5 坡角、结构面倾角和摩擦角的关系

$$\beta > (90^\circ - \alpha) + \varphi_j \quad (\text{B.0.5})$$

式中: α ——边坡面倾角 ($^\circ$);

β ——反倾结构面视倾角 ($^\circ$);

φ_j ——结构面摩擦角 ($^\circ$)。

B.0.6 岩质边坡稳定性的初步判别也可采用工程地质类比法进行判别。

附录 C 边坡稳定性计算方法

C.0.1 圆弧形滑面的边坡稳定性系数可按以下公式计算（图 C.0.1）

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\theta_i}} [c_i l_i \cos \theta_i + (G_i + G_{bi} - U_i \cos \theta_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n [(G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + Q_i \cos \theta_i]} \quad (\text{C.0.1-1})$$

$$m_{\theta_i} = \cos \theta_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \theta_i}{F_s} \quad (\text{C.0.1-2})$$

$$U_i = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{wi} + h_{wi-1}) l_i \quad (\text{C.0.1-3})$$

式中： F_s ——边坡稳定性系数；

c_i 、 φ_i ——第 i 计算条块滑面黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

l_i ——第 i 计算条块滑面长度（m）；

θ_i ——第 i 计算条块滑面倾角（°），滑面倾向与滑动方向相同时取正值，滑面倾向与滑动方向相反时取负值；

U_i ——第 i 计算条块滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

G_i ——第 i 计算条块单位宽度自重（kN/m）；

G_{bi} ——第 i 计算条块单位宽度竖向附加荷载（kN/m）；方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

Q_i ——第 i 计算条块单位宽度水平荷载（kN/m）；方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

h_{wi} 、 h_{wi-1} ——第 i 及第 $i-1$ 计算条块滑面前端水头高度（m）；

γ_w ——水重度，取 10kN/m^3 ；

i ——计算条块号，从后方起编；

n ——条块数量。

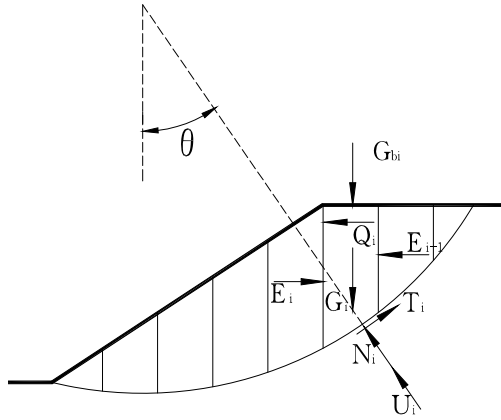


图 C.0.1 圆弧形滑面边坡计算

C.0.2 平面滑动面的边坡稳定性系数可按以下公式计算（图 C.0.2）：

$$F_s = \frac{R}{T} \quad (\text{C.0.2-1})$$

$$R = [(G + G_b) \cos \theta - Q \sin \theta - V \sin \theta - U] \tan \varphi + cL \quad (\text{C.0.2-2})$$

$$T = (G + G_b) \sin \theta + Q \cos \theta + V \cos \theta \quad (\text{C.0.2-3})$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \quad (\text{C.0.2-4})$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w h_w L \quad (\text{C.0.2-5})$$

式中： T ——滑体单位宽度重力及其他外力引起的下滑力（kN/m）；

R ——滑体单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力（kN/m）；

c 、 φ ——滑面的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

L_i ——滑面的长度（m）；

G ——滑体单位宽度自重（kN/m）；

G_b ——滑体单位竖向附加荷载（kN/m）；方向向下时取正值，指向上方时取负

值；

θ ——滑面倾角（°）；

U ——滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

V ——后缘陡倾裂隙面上的单位宽度总水压力（kN/m）；

Q ——滑体单位宽度水平荷载（kN/m）；方向指向坡外取正值，指向坡内时取负

值；

h_w ——后缘陡倾裂隙充水高度（m），根据裂隙情况及汇水条件确定。

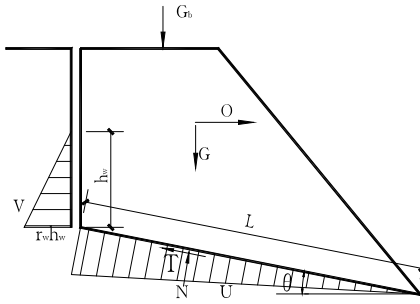


图 C.0.2 平面滑动面边坡计算

C.0.3 采用楔形体法计算抗滑稳定性系数时，楔形体的滑动模式包括单面滑动、双面滑动，其滑动模式判断与稳定性系数应按以下公式计算（图 C.0.3）：

$$N_a = (m_{ab} R \cdot n_b - R \cdot n_a) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{C.0.3-1})$$

$$N_b = (m_{ab} R \cdot n_a - R \cdot n_b) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{C.0.3-2})$$

$$m_{ab} = \sin \psi_a \sin \psi_b \cos(\alpha_a - \alpha_b) + \cos \psi_a \cos \psi_b \quad (\text{C.0.3-3})$$

$$R = U_a n_a + U_b n_b + U_c n_c + W_w + T_t \quad (\text{C.0.3-4})$$

$$n_a = (\sin \psi_a \sin \alpha_a, \sin \psi_a \cos \alpha_a, \cos \psi_a) \quad (\text{C.0.3-5})$$

$$n_b = (\sin \psi_b \sin \alpha_b, \sin \psi_b \cos \alpha_b, \cos \psi_b) \quad (\text{C.0.3-6})$$

$$n_c = (\sin \psi_c \sin \alpha_c, \sin \psi_c \cos \alpha_c, \cos \psi_c) \quad (\text{C.0.3-7})$$

$$w = (0, 0, -1) \quad (\text{C.0.3-8})$$

$$t = (\cos \psi_t \sin \alpha_t, \cos \psi_t \cos \alpha_t, \sin \psi_t) \quad (\text{C.0.3-9})$$

1 当 $N_a > 0, N_b > 0$ 时，楔形体沿结构面 A 和 B 的交棱线滑动，其稳定性系数应按下式计算：

$$F_s = \frac{N_a \tan \phi'_a + c'_a A_a + N_b \tan \phi'_b + c'_b A_b}{|R(n_a \times n_b)| / |n_a \times n_b|} \quad (\text{C.0.3-10})$$

2 当 N_a 或 N_b 出现负值时, 若 $N_a + m_{ab}N_b \geq 0$, 楔形体沿结构面 A 滑动, 其稳定性系数应按下列式计算:

$$F_s = \frac{|R \cdot n_a| \tan \phi'_a + c'_a A_a}{|R \times n_a|} \quad (\text{C. 0. 3-11})$$

3 当 N_a 和 N_b 满足 $N_b + m_{ab}N_a \geq 0$, 楔形体沿结构面 B 滑动, 其稳定性系数应按下列式计算

$$F_s = \frac{|R \cdot n_b| \tan \phi'_b + c'_b A_b}{|R \times n_b|} \quad (\text{C. 0. 3-12})$$

式中: A_a 、 c'_a 、 ϕ'_a ——结构面 A 的面积 (m^2)、有效黏聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

A_b 、 c'_b 、 ϕ'_b ——结构面 B 的面积 (m^2)、有效黏聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

ψ_a 、 α_a ——结构面 A 的倾角与倾向 ($^\circ$);

ψ_b 、 α_b ——结构面 B 的倾角与倾向 ($^\circ$);

ψ_c 、 α_c ——裂隙面 B 的倾角与倾向 ($^\circ$);

ψ_t 、 α_t ——锚杆 (索) 加固力的倾角与倾向 ($^\circ$);

U_a ——结构面 A 上的孔隙压力 (kN);

U_b ——结构面 B 上的孔隙压力 (kN);

U_c ——裂隙面 B 上的孔隙压力 (kN);

W_w ——楔形体重量 (kN);

T_t ——锚杆 (索) 加固力 (kN);

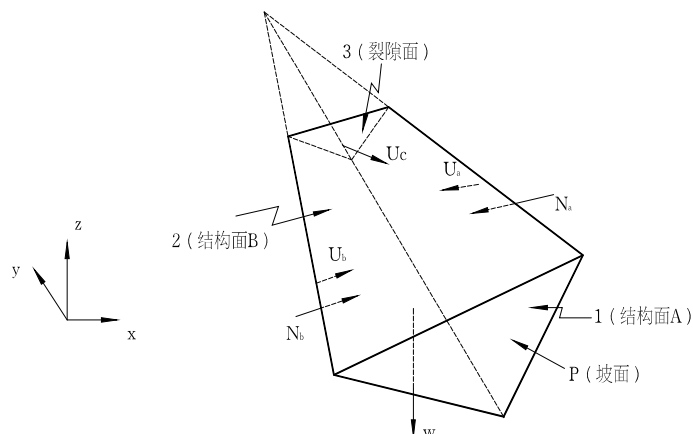


图 C.0.3 楔形体稳定性计算

C.0.4 采用摩根斯坦—普莱斯法 (图 C.0.4) 时, 抗滑稳定安全系数 K 应按下列公式计算:

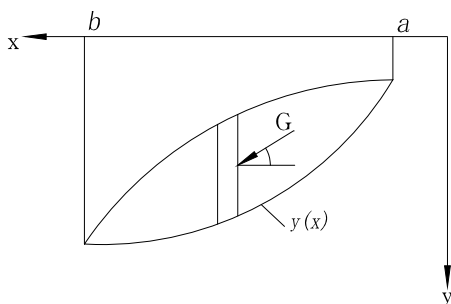


图 C.0.4 摩根斯坦—普莱斯法计算

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (C.0.4-1)$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)dx = M_e \quad (C.0.4-2)$$

$$p(x) = \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dV}{dx} \right) \sin(\varphi'_e - \alpha) - u \sec \alpha \sin \varphi'_e + c'_e \sec \alpha \cos \varphi'_e - \frac{dQ}{dx} \cos(\varphi'_e - \alpha) \quad (C.0.4-3)$$

$$s(x) = \sec(\varphi'_e - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan((\varphi'_e - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (C.0.4-4)$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[- \int_a^{\xi} \tan((\varphi'_e - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\xi \quad (C.0.4-5)$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (C.0.4-6)$$

$$c'_e = \frac{c'}{K} \quad (C.0.4-7)$$

$$\tan \varphi'_e = \frac{\tan \varphi'}{K} \quad (C.0.4-8)$$

$$\tan\beta = \lambda f(x) \quad (\text{C. 0. 4-9})$$

- 式中: d_x ——土条宽度 (m);
- d_w ——土条重量 (kN);
- c' 、 φ' ——条块底面的有效凝聚力 (kPa)、有效内摩擦角 ($^\circ$);
- Q ——坡顶外部的垂直荷载 (kN /m);
- u ——作用于条块底面的孔隙压力 (kN);
- α ——条块底面与水平面的夹角 ($^\circ$);
- dQ ——作用在条块上的外力在水平向分力, 包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN);
- dV ——作用在条块上的外力垂直向分力, 包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN);
- M_e —— dQ 对条块中点的力矩 (kN·m);
- h_e —— dQ 的作用点到条块底面中点的垂直距离 (m);
- λ ——确定 $\tan\beta$ 值的待定系数;
- $f(x)$ —— $\tan\beta$ 在 x 方向的分布形状, 一般可取 $f(x)=1$ 。
- $p(x)$ ——反映边坡几何特性和物理特性的变量;
- $s(x)$ ——反映侧向力倾角 β 的特性;
- $t(x)$ ——反映条形柱的力臂特性;

C. 0. 5 折线形滑动面的边坡可采用传递系数法隐式解, 边坡稳定性系数可按下列公式计算 (图 C. 0. 5):

$$P_n = 0 \quad (\text{C. 0. 5-1})$$

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - R_i / F_s \quad (\text{C. 0. 5-2})$$

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - R_i / F_s \quad (\text{C. 0. 5-3})$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} - \theta_i) \tan \varphi_i / F_s \quad (\text{C. 0. 5-4})$$

$$T_i = (G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + Q_i \cos \theta_i \quad (\text{C. 0. 5-5})$$

$$R_i = c_i l_i + [(G_i + G_{bi}) \cos \theta_i \sin \theta_i - Q_i \sin \theta_i - U_i] \tan \varphi_i \quad (\text{C. 0. 5-6})$$

式中: P_n ——第 n 条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m);

附录 D 边坡岩土压力计算

D.0.1 静止土压力标准值可按下式计算：

$$e_{0ik} = \left(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + q \right) K_{0j} \quad (\text{D.0.1})$$

式中： e_{0ik} ——计算点处的静止土压力标准值（kPa）；

γ_j ——计算点以上第 j 层土的重度（kN/m³）；

h_j ——计算点以上第 j 层土的厚度（m）；

q ——地面均布荷载（kPa）；

K_{0j} ——计算点处的静止土压力系数；

D.0.2 静止土压力系数应由试验确定。当无试验条件时，对砂土可取 0.34~0.45，对黏性土可取 0.5~0.7。当无试验条件或无成熟工程经验时，可按下列半经验关系估算：

对于砂土、正常固结黏性土（Jaky）：

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{D.0.2-1})$$

对于黏性土、欠固结土（Brooker）：

$$K_0 = 0.95 - \sin \varphi' \quad (\text{D.0.2-2})$$

对于超固结土（Schmidt）：

$$K_0 = OCR^m (1 - \sin \varphi') \quad (\text{D.0.2-3})$$

式中： K_0 ——正常固结土的静止土压力系数；

φ' ——土的有效内摩擦角（°）。按照三轴固结不排水剪切试验（带测孔隙水压力）或三轴固结排水剪切试验测定；

OCR ——超固结系数；

m ——经验系数，一般取 0.40~0.50，塑性指数小的取大值。

D.0.3 主动土压力合力标准值可根据平面滑裂面假定（图 D.0.2），按下列公式计算：

$$E_{ak} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (\text{D.0.3-1})$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \{ K_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cos \varphi \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) - 2\sqrt{K_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \times \sqrt{K_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \} \quad (D. 0. 3-2)$$

$$K_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma H \sin(\alpha + \beta)} \quad (D. 0. 3-3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma H} \quad (D. 0. 3-4)$$

- 式中： E_{ak} ——主动土压力合力标准值（kN/m）；
 K_a ——主动土压力系数；
 H ——挡土墙高度（m）；
 γ ——填土土体重度（kN/m³）；
 c 、 φ ——分别为填土黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；
 q ——地表均布荷载标准值（kN/m²）；
 δ ——土对墙背的摩擦角（°），按表 D. 0. 3 取值；
 β ——填土表面与水平面的夹角（°）；
 α ——支挡结构墙背与水平面的夹角（°）；
 θ ——滑裂面与水平面的夹角（°）。

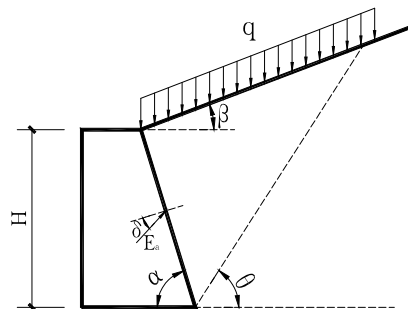


图 D. 0. 3 土压力计算

表 D. 0. 3 土对挡土墙背的摩擦角 δ (°)

挡土墙情况	摩擦角 δ (°)
墙背平滑，排水不良	(0~0.33) φ

墙背粗糙，排水良好	$(0.33 \sim 0.50) \varphi$
墙背很粗糙，排水良好	$(0.50 \sim 0.67) \varphi$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00) \varphi$

D.0.4 当墙背直立光滑、土体表面水平时，主、被动土压力标准值按本标准 4.3 节公式计算。

D.0.5 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，主动土压力合力标准值可按下列公式计算（图 D.0.5）：

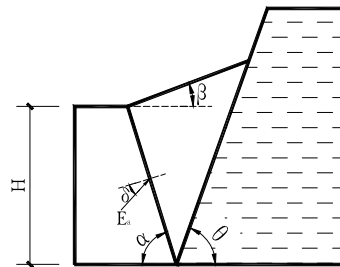


图 D.0.5 有限范围填土时土压力计算

$$E_{ak} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (D.0.5-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r) \sin(\theta - \beta)} \quad (D.0.5-2)$$

$$\left[\frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha} - \eta \frac{\cos \delta_r}{\sin \alpha} \right]$$

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（°），宜根据试验确定。

当无试验资料时，可取 $\delta_r = (0.4 \sim 0.7)\varphi$ 。 φ 为填土的内摩擦角。

D.0.6 当边坡的坡面为倾斜，坡顶水平、无超载时，土压力的合力标准值可按公式（D.0.5-1）计算，边坡破坏时的平面破裂角 θ 可按公式（D.0.6-2）计算（图 D.0.6）：

$$K_a = (\cot \theta - \cot \alpha') \tan(\theta - \varphi) - \frac{\eta \cos \varphi}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi)} \quad (\text{D. 0. 6-1})$$

$$\theta = \arctan \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{1 + \frac{\cot \alpha'}{\eta + \tan \varphi} - \sin \varphi}} \right] \quad (\text{D. 0. 6-2})$$

式中： E_{ak} ——水平土压力合力标准值（kN/m）；

K_a ——水平土压力系数；

γ ——支挡结构后的土体重度，地下水位以下采用有效重度（kN/m³）；

h ——边坡的垂直高度（m）；

α' ——边坡坡面与水平面的夹角（°）；

c 、 φ ——土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

θ ——土体的临界滑动面与水平面的夹角（°）。

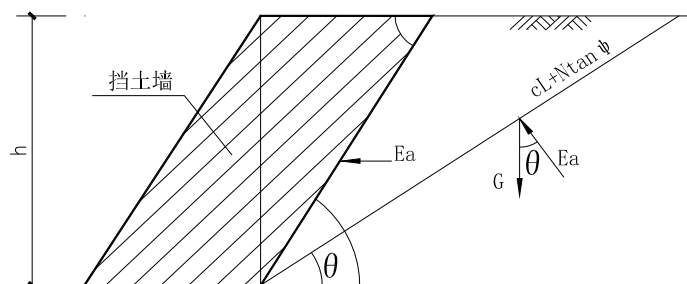


图 D. 0. 6 边坡坡面倾斜时土压力计算

D. 0. 7 计算作用于挡土墙上的地震主动土压力时，可按本附录公式（D. 0. 5-1）计算，其主动土压力系数应按下列式计算：

$$\begin{aligned}
K_a = & \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\cos \rho \sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \\
& \{K_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta - \rho) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho - \beta)] \\
& + 2\eta \sin \alpha \cdot \cos \varphi \cdot \cos \rho \cdot \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) \\
& - 2[(K_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \rho - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi \cos \rho) \\
& \times (K_q \sin(\alpha - \delta - \rho) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi \cos \rho)]^{0.5}\}
\end{aligned} \tag{D. 0.7}$$

式中： ρ ——地震角（°），抗震设防烈度为7度的地区水上取1.5°，水下取2.5°。

D. 0. 8 对沿外倾结构面滑动的边坡，主动岩石压力合力可按以下公式计算：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \tag{D. 0. 8-1}$$

$$\begin{aligned}
K_a = & \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta + \theta - \varphi_s) \sin(\theta - \beta)} \times \\
& [K_q \sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \varphi_s) - \eta \sin \alpha \cos \varphi_s]
\end{aligned} \tag{D. 0. 8-2}$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma H} \tag{D. 0. 8-3}$$

式中： θ ——边坡外倾结构面倾角（°）；

c_s ——边坡外倾结构面黏聚力（kPa）；

φ_s ——边坡外倾结构面内摩擦角（°）；

K_q ——系数，可按公式（D. 0. 3-3）计算；

δ ——岩石与挡墙背的摩擦角（°），取(0.33~0.50) φ 。

当有多组外倾结构面时，应计算每组结构面的主动岩石压力并取其大值。

D. 0. 9 对沿缓倾的外倾软弱结构面滑动的边坡（图D. 0. 9），主动岩石压力合力可按以下公式计算：

$$E_a = G \tan(\theta - \varphi_s) - \frac{c_s L \cos \varphi_s}{\cos(\theta - \varphi_s)} \tag{D. 0. 9}$$

式中： G ——四边形滑裂体自重(kN/m)；
 L ——滑裂面长度(m)；
 θ ——边坡外倾结构面倾角(°)；
 c_s ——外倾软弱结构面的黏聚力(kPa)；
 φ_s ——外倾软弱结构面内摩擦角(°)。

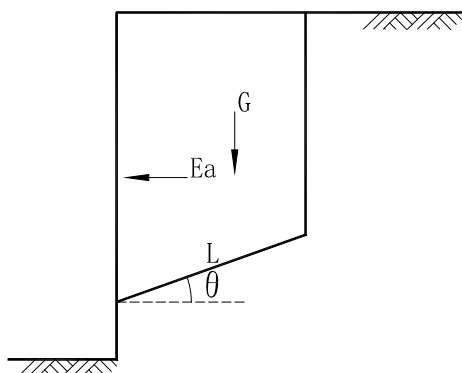


图 D.0.9 岩质边坡四边形滑裂时侧向压力计算

D.0.10 岩质边坡的侧向岩石压力计算和破裂角应符合下列规定：

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方法计算侧向岩石压力；对坡顶无变形控制要求的永久性边坡和坡顶有变形控制要求的临时性边坡和基坑边坡，破裂角按 $45^\circ + \varphi/2$ 确定，I 类岩体边坡可取 75° 左右；坡顶无建筑荷载的临时性边坡和基坑边坡的破裂角，I 类岩体边坡可取 82° ；II 类岩体边坡可取 72° ；III 类岩体边坡可取 62° ；IV 类岩体边坡可取 $45^\circ + \varphi/2$ 。

2 当有外倾硬性结构面时，应分别以外倾硬性结构面的抗剪强度参数按本标准第 D.0.8 条的方法和以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法分别计算，取两种结果的较大值；破裂角取本条第 1 款和外倾结构面倾角两者中的较小值。

3 当边坡沿外倾软弱结构面破坏时，侧向岩石压力应按本标准第 D.0.8 条和第 D.0.9 条计算，破裂角取该外倾结构面的倾角，同时应按本条第 1 款进行验算。

附录 E 地基系数

E.0.1 土质地基系数可按表 E.0.1 采用。

表 E.0.1 土质地基系数

序号	土的名称	竖直方向 m_0 (kPa/m ²)	水平方向 m (kPa/m ²)
1	0.75 < I_L < 1.0 的软塑黏土及粉质黏土；淤泥	1 000~2 000	500~1 400
2	0.5 < I_L < 0.75 的软塑粉质黏土及黏土	2 000~4 000	1 000~2 800
3	硬塑粉质黏土及黏土；细砂和中砂	4 000~6 000	2 000~4 200
4	坚硬的粉质黏土及黏土；粗砂	6 000~10 000	3 000~7 000
5	砾砂；碎石土、卵石土	10 000~20 000	5 000~14 000
6	密实的大漂石	80 000~120 000	40 000~84 000

注：1 I_L 为土的液性指数，其土质竖直、水平地基系数值，相应于桩顶位移 6mm~10mm；

2 有可靠资料和经验时，可不受本表限制。

E.0.2 一般岩质的地基系数可按表 E.0.2 采用。

表 E.0.2 一般岩质的地基系数

地层类别	内摩擦角 (°)	弹性模量 E_0 (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
细粒花岗岩、正长岩	80 以上	5430~6900	0.25~0.30	2.0×10 ⁶ ~2.5×10 ⁶	1500 以上
辉绿岩、玢岩		6700~7870	0.28	2.5×10 ⁶	
中粒花岗岩	80 以上	5430~6500	0.25	1.8×10 ⁶ ~2.0×10 ⁶	1500 以上
粗粒正长岩、坚硬白云岩		6560~7000	0.25	2.0×10 ⁶	
坚硬石灰岩	80	4400~10000	0.25~0.30	1.2×10 ⁶ ~2.0×10 ⁶	1500
坚硬砂岩、大理岩		4660~5430			
粗粒花岗岩、花		5430~6000			

岗片麻岩					
较坚硬石灰岩	75~80	4400~9000	0.25~0.30	0.8×10 ⁶ ~ 1.2×10 ⁶	1200~1400
较坚硬砂岩		4460~5000			
不坚硬花岗岩		5430~6000			
坚硬页岩	70~75	2000~5500	0.15~0.30	0.4×10 ⁶ ~ 0.8×10 ⁶	700~1200
普通石灰岩		4400~8000	0.25~0.30		
普通砂岩		4600~5000	0.25~0.30		
坚硬泥灰岩	70	800~1200	0.29~0.38	0.3×10 ⁶ ~ 0.4×10 ⁶	500~700
较坚硬页岩		1980~3600	0.25~0.30		
不坚硬石灰岩		4400~6000	0.25~0.30		
不坚硬砂岩		1000~2780	0.25~0.30		
较坚硬泥灰岩	65	700~900	0.29~0.38	0.2×10 ⁶ ~ 0.3×10 ⁶	300~500
普通页岩		1900~3000	0.15~0.20		
软石灰岩		4400~5000	0.25		
不坚硬泥灰岩	45	30~500	0.29~0.38	0.06×10 ⁶ ~ 0.12×10 ⁶	150~300
硬化黏土		10~300	0.30~0.37		
软片岩		500~700	0.15~0.18		
硬煤		50~300	0.30~0.40		
密实黏土	30~45	10~300	0.30~0.37	0.03×10 ⁶ ~ 0.06×10 ⁶	100~150
普通煤		50~300	0.30~0.40		
胶结卵石		50~100	-		
掺石土		50~100	-		

E. 0.3 较完整岩质的地基系数可按表 E. 0.3 采用。

表 E. 0.3 较完整岩质的地基系数

序号	岩体单轴极限抗压强度(kPa)		地基系数 K (kN/m ³)	
	单轴极限值	侧向容许值[σ]	竖直方向 K_0	水平方向 K
1	10 000	1 500~2 000	100 000~200 000	60 000~160 000
2	15 000	2 000~3 000	250 000	150 000~200 000
3	20 000	3 000~4 000	300 000	180 000~240 000
4	30 000	4 000~6 000	400 000	240 000~320 000
5	40 000	6 000~8 000	600 000	360 000~480 000
6	50 000	7 500~10 000	800 000	480 000~640 000
7	60 000	9 000~12 000	1 200 000	720 000~960 000
8	80 000	12 000~16 000	1 500 000~2 500 000	900 000~2 000 000

注: $K = (0.58 \sim 0.60) K_0$ 。

附录 F 建（构）筑物常用纠偏方法

F.0.1 浅基础建（构）筑物常用纠偏方法宜按表 F.0.1 选择。

表 F.0.1 浅基础建（构）筑物常用纠偏方法

纠偏方法	无筋扩展基础				扩展基础、柱下条形基础、筏形基础			
	黏性土	粉土	砂土	淤泥	黏性土	粉土	砂土	淤泥
掏土法	√		√	√	√		√	√
辐射井射水法	√		√	△	√		√	△
地基应力解除法	×		×	√	×		×	√
浸水法	×		×	×	×		×	×
降水法	△		√	△	△		√	△
堆载加压法	√		√	√	√		√	√
锚杆静压桩抬升法	△		△	×	√		√	△
坑式静压桩抬升法	△		×	×	√		×	×
上部结构托梁抬升法	√		√	√	√		√	√

注：表中符号√表示比较适合；△表示有可能采用；×表示不适于采用。

F.0.2 桩基础建（构）筑物常用纠偏方法宜按表 F.0.2 选择。

表 F.0.2 桩基础建（构）筑物常用纠偏方法

纠偏方法	桩基础		
	黏性土、粉土	砂土	淤泥
辐射井射水法	√	√	√
降水法	△	√	△
堆载加压法	△	△	△
桩顶卸载法	√	√	√
桩身卸载法	√	√	√
上部结构托梁抬升法	√	√	√

注：表中符号√表示比较适合；△表示有可能采用；×表示不适于采用。

附录 G 复合地基静载荷试验要点

- G.0.1** 本试验要点适用于单桩复合地基静载荷试验和多桩复合地基静载荷试验。
- G.0.2** 复合地基静载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力。复合地基静载荷试验承压板应具有足够刚度。单桩复合地基静载荷试验的承压板可用圆形或方形，面积为一根桩承担的处理面积；多桩复合地基静载荷试验的承压板可用方形或矩形，其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。单桩复合地基静载荷试验桩的中心(或形心)应与承压板中心保持一致，并与荷载作用点相重合。
- G.0.3** 试验应在桩顶设计标高进行。承压板底面以下宜铺设粗或中砂垫层，垫层厚度可取100mm~150mm。如采用设计的垫层厚度进行试验，试验承压板的宽度对独立基础和条形基础应采用基础的设计宽度，对大型基础试验有困难时应考虑承压板尺寸和垫层厚度对试验结果的影响。垫层施工的夯填度应满足设计要求。
- G.0.4** 试验标高处的试坑宽度和长度不应小于承压板尺寸的3倍。基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外，且与承压板边的净距不应小于2m。
- G.0.5** 试验前应采取防水和排水措施，防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动，影响试验结果。
- G.0.6** 加载等级可分为(8~12)级。测试前为校核试验系统整体工作性能，预压荷载不得大于总加载重的5%。最大加载压力不应小于设计要求承载力特征值的2倍。
- G.0.7** 每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次，以后每0.5h读记一次。当1h内沉降量小于0.1mm时，即可加下一级荷载。
- G.0.8** 出现下列现象之一时可终止试验：
- 1 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；
 - 2 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的6%；
 - 3 达不到极限荷载，最大加载压力已大于设计要求压力值的2倍。
- G.0.9** 卸载级数可为加载级数的一半，等量进行，每卸一级，间隔0.5h，读记回弹量，待卸完全部荷载后间隔3h读记总回弹量。
- G.0.10** 复合地基承载力特征值的确定应符合下列规定：
- 1 当压力-沉降曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的2倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的2倍时可取极限荷载的一半；
 - 2 当压力-沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可按表G.0.10采用相对变形值确定复合地基承载力特征值，且所取的承载力特征值不应大于最大试验荷载的一半。有经验的地区，可

按当地经验确定相对变形值，但原地基土为高压缩性土层时相对变形值的最大值不应大于 0.015；对变形控制严格的工程可按设计要求的沉降允许值作为相对变形值。

表 G.0.10 按相对变形值确定复合地基承载力特征值

复合地基类型	应力影响范围地基土性质	承载力特征值对应的承压板沉降量 s_0
沉管挤密砂石桩、振冲挤密碎石桩、 强夯置换墩	以黏性土、粉土、砂土为主的地基	$0.010b$ (或 d)
灰土挤密桩	以黏性土、粉土、砂土为主的地基	$0.008b$ (或 d)
水泥粉煤灰碎石桩、混凝土桩、夯 实水泥土桩、树根桩	以黏性土、粉土为主的地基	$0.010b$ (或 d)
	以卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基	$0.008b$ (或 d)
水泥土搅拌桩、旋喷桩	以淤泥和淤泥质土为主的地基	$0.008b$ (或 d) \sim $0.010b$ (或 d)
	以黏性土、粉土为主的地基	$0.006b$ (或 d) \sim $0.008b$ (或 d)

注： b 或 d 为承压板的边长或直径，当 b 或 d 大于 2m 时，按 2m 计算。

G.0.11 试验点的数量不应少于 3 点，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为复合地基承载力特征值。当极差超过平均值的 30% 时，应分析离差过大的原因，需要时应增加试验数量，并结合工程具体情况确定复合地基承载力特征值。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价，对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少于 3 排的条形基础，复合地基承载力特征值应取最低值。

附录 H 复合地基增强体单桩静载荷试验要点

- H. 0. 1** 本试验要点适用于复合地基增强体单桩竖向抗压静载荷试验。
- H. 0. 2** 试验应采用慢速维持荷载法。
- H. 0. 3** 试验提供的反力装置可采用锚桩法或堆载法。当采用堆载法加载时应符合下列规定：
- 1 堆载支点施加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值；
 - 2 堆载的支墩位置以不对试桩和基准桩的测试产生较大影响确定，无法避开时应采取有效措施；
 - 3 堆载量大时，可利用工程桩作为堆载支点；
 - 4 试验反力装置的承重能力应满足试验加载要求。
- H. 0. 4** 增强体、压重平台支墩边和基准桩之间的中心距离应符合表 H. 0. 4 的规定。

表 H. 0. 4 增强体、压重平台支墩边和基准桩之间的中心距离

增强体中心与压重平台支墩边	增强体中心与基准桩中心	基准桩中心与压重平台支墩边
$\geq 4d$ 且 $> 2.0\text{m}$	$\geq 4d$ 且 $> 2.0\text{m}$	$\geq 4d$ 且 $> 2.0\text{m}$

注：d 为增强体直径(m)。

- H. 0. 5** 试压前应对桩头进行加固处理，水泥粉煤灰碎石桩等强度高的桩，桩顶宜设置带水平钢筋网片的混凝土桩帽或采用钢护筒桩帽，其混凝土宜提高强度等级和采用早强剂。桩帽高度不宜小于 1 倍桩的直径。
- H. 0. 6** 桩帽下复合地基增强体单桩的桩顶标高及地基土标高应与设计标高一致，加固桩头前应凿成平面。
- H. 0. 7** 百分表架设位置宜在桩顶标高位置。
- H. 0. 8** 试验加卸载方式应符合下列规定：
- 1 加载应分级进行，采用逐级等量加载；分级荷载宜为最大加载量或预估极限承载力的 1 / 10，其中第一级可取分级荷载的 2 倍；
 - 2 卸载应分级进行，每级卸载量取加载时分级荷载的 2 倍，逐级等量卸载；
 - 3 加、卸载时应使荷载传递均匀、连续、无冲击，每级荷载在维持过程中的变化幅度不得超过分级荷载的 $\pm 10\%$ 。
- H. 0. 9** 竖向增强体载荷试验的加卸载观测和稳定标准应符合下列规定：

- 1 每级荷载施加后应按第 5min、15min、30min、45min、60min 测读桩顶的沉降量，以后应每隔半小时测读一次；
- 2 桩顶沉降相对稳定标准：每 1h 内桩顶沉降量不超过 0.1mm，并应连续出现两次，从分级荷载施加后的第 30min 开始，按 1.5h 连续三次每 30min 的沉降观测值计算；
- 3 桩顶沉降速率达到相对稳定标准时再施加下一级荷载；
- 4 卸载时，每级荷载维持 1h，应按第 15min、30min、60min 测读桩顶沉降量；卸载至零后，应测读桩顶残余沉降量，维持时间为 3h，测读时间应为第 15min、30min、60min、120min、180min。

H. 0. 10 出现下列条件之一时可终止加载：

- 1 荷载-沉降 ($Q-s$) 曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且桩顶总沉降量超过 40mm；
- 2 $\frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geq 2$ ，且经 24h 沉降尚未稳定；
- 3 桩身破坏，桩顶变形急剧增大；
- 4 桩长超过 25m， $Q-s$ 曲线呈缓变形时，桩顶总沉降量大 60mm~80mm；
- 5 验收检验时，最大加载量不应小于设计单桩承载力特征值的 2 倍。

注： Δs_n —第 n 级荷载的沉降增量； Δs_{n-1} —第 $n-1$ 级荷载的沉降增量。

H. 0. 11 单桩竖向抗压极限承载力的确定应符合下列规定：

- 1 作荷载-沉降 ($Q-s$) 曲线和其他辅助分析所需的曲线；
- 2 曲线陡降段明显时，取相应于陡降段起点的荷载值；
- 3 出现本标准第 H. 0. 10 条第 2 款的情况时，取前一级荷载值；
- 4 $Q-s$ 曲线呈缓变型时，取桩顶总沉降量 s 为 40mm 所对应的荷载值；
- 5 按上述方法判断有困难时，可结合其他辅助分析方法综合判定；
- 6 参加统计的试桩，当满足其极差不超过平均值的 30%时，设计可取其平均值为单桩极限承载力；极差超过平均值的 30%时，应分析离差过大的原因，结合工程具体情况确定单桩极限承载力；需要时应增加试桩数量。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价，对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少 3 排的条形基础，应取最低值。

H. 0. 12 单桩极限承载力除以安全系数 2，为单桩承载力特征值。

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”。

引用标准名录

- 1 《工程勘察通用规范》 GB 55017
- 2 《岩土工程勘察规范》 GB 50021
- 3 《岩土工程勘察标准》 DBJ43/T 512
- 4 《公路桥涵地基与基础设计规范》 JTG 63
- 5 《工程测量规范》 GB 50026
- 6 《建筑边坡工程技术规范》 GB 50330
- 7 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 8 《建筑工程施工质量验收统一标准》 GB 50300
- 9 《建筑基坑支护技术规程》 JGJ 120
- 10 《滑坡防治设计规范》 GB/T 38509
- 11 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 12 《预应力混凝土管桩技术标准》 JGJ/T 406
- 13 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224
- 14 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》 GB/T 14370
- 15 《复合土钉墙基坑支护技术规范》 GB 50739
- 16 《热轧 H 型钢和部分 T 型钢》 GB/T 11263
- 17 《焊接 H 型钢》 YB 3301
- 18 《型钢水泥土搅拌墙技术规程》 JGJ/T 199
- 19 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 20 《地下工程防水技术规范》 GB 50108
- 21 《建筑施工土石方工程安全技术规范》 JGJ 180
- 22 《工程岩体试验方法标准》 GB/T 50226
- 23 《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》 GB 50086
- 24 《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》 GB 50843
- 25 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 26 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 27 《钢筋机械连接技术规程》 JGJ 107
- 28 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204、
- 29 《钢筋焊接及验收规程》 JGJ 18

- 30 《钢筋焊接接头试验方法标准》 JGJ/T 27
- 31 《建筑地基处理技术规范》 JGJ 79
- 32 《建筑桩基技术规范》 JGJ 94
- 33 《既有建筑地基基础加固技术规范》 JGJ 123
- 34 《公路工程抗震规范》 JTG B02
- 35 《公路隧道设计规范》 JTG 3370
- 36 《铁路隧道设计规范》 TB 10003
- 37 《城市道路设计规范》 CJJ 37
- 38 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》 GB 50202
- 39 《湖南省民用建筑信息模型设计基础标准》 DBJ43/T 004
- 40 《建筑信息模型应用统一标准》 GB/T 51212

湖南省工程建设地方标准

岩土工程设计标准

DBJ 43/XXX-20XX

条文说明

制 订 说 明

湖南省地方标准《岩土工程设计标准》DBJ 43/XXX-20XX，经湖南省住房和城乡建设厅 20XX 年 XX 月 XX 日以 xx 号公告批准、发布。

本标准编制过程中，编制组对湖南省房屋建筑工程与市政基础设施工程岩土工程设计的相关资料进行了调查研究，总结了湖南省房屋建筑工程与市政基础设施工程岩土工程设计的实践经验，同时参考了国内先进技术、法规、标准，通过工程验证、试验，获取了本标准编制技术内容的有关技术参数，根据湖南省工程建设特点，对湖南省房屋建筑工程与市政基础设施工程岩土工程设计的各项工作，提出更科学、先进、具体的规定。并在全省范围内多次征求了有关单位及业内专家的意见，对一些重要问题进行了专题研究和反复讨论，最后召开专家审查会议，共同审查定稿。

为便于广大勘察、设计、施工、咨询、监理、检测、监测、科研、学校等单位有关人员在使用本标准时能正确理解和执行条文规定，《岩土工程设计标准》编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目 次

1	总则
2	术语和符号
2.1	术语
2.2	符号
3	基本规定
3.1	勘察要求
3.2	设计原则
3.3	监测要求
3.4	施工与验收要求
4	基坑工程
4.1	一般规定
4.2	抗剪强度指标
4.3	基坑支护结构设计
4.4	基坑变形控制
4.5	基坑土方开挖
5	边坡工程
5.1	一般规定
5.2	抗剪强度指标
5.3	边坡稳定性验算
5.4	边坡支护结构设计
5.5	边坡变形控制
5.6	挡土墙
6	滑坡工程
6.1	一般规定
6.2	抗剪强度指标
6.3	滑坡稳定性评价
6.4	滑坡稳定性评价
6.5	抗滑工程结构设计
6.6	滑坡变形控制
7	采空区治理工程
7.1	一般规定
7.2	地表变形特征
7.3	采空区稳定性评价

7.4	采空区治理设计
7.5	防止地表移动和建筑物变形的措施
8	既有岩土工程加固
8.1	一般规定
8.2	基坑
8.3	边坡
8.4	滑坡
8.5	工程纠偏
9	软弱地基
9.1	一般规定
9.2	软土地基
9.3	大面积地面荷载
9.4	软弱地基设计措施
10	岩溶地基
10.1	一般规定
10.2	岩溶发育规律
10.3	岩溶发育程度判定
10.4	岩溶地基稳定性评价
10.5	岩溶地基处理设计
10.6	降水引起塌陷的处理措施
11	膨胀土地基
11.1	一般规定
11.2	膨胀土地基加固设计
11.3	膨胀土地基加固措施
12	红黏土地基
12.1	一般规定
12.2	红黏土地基加固设计
12.3	红黏土地基加固措施
13	市政工程
13.1	一般规定
13.2	桥涵
13.3	洞室和隧道
13.4	管道
14	地基处理
14.1	一般规定

14.2	承载力和变形计算
14.3	换土垫层
14.4	夯实地基
14.5	砂石桩
14.6	水泥粉煤灰碎石桩
14.7	水泥土搅拌桩
14.8	旋喷桩
14.9	微型桩
14.10	注浆加固
14.11	组合型地基处理
15	场地与地基抗震
15.1	一般规定
15.2	场地
15.3	地震动参数
15.4	场地地震稳定性
15.5	地基抗震计算
16	地下水控制
16.1	一般规定
16.2	工程降水
16.3	隔水帷幕
16.4	回灌
16.5	集水明排
16.6	降水对环境的影响与防治
17	BIM 技术应用
17.1	一般规定
17.2	BIM 技术在岩土工程设计中的应用

1 总 则

1.0.1 湖南省地域广阔，工程建设发展迅速。湖南地区地质条件复杂多变，地层的承载力及变形指标以及分布特性变化较大，各工程勘察单位提供的地层岩土设计参数参差不齐，岩土工程设计时对岩土参数的选择难以把握；岩土设计方案的优劣跟设计者的个人能力、知识储备相关程度高；省内存在很多采矿后遗留的采空区，近年来采空区塌陷事故频发，采空区的治理工程也日益增多；省内中西部及南部的石灰岩地区，岩溶非常发育，对工程建设影响很大，岩溶地基事故频发；全省分布有较多的特殊性岩土，对工程建设也具有相当大的影响，对其采取何种地基处理措施也没有相应标准。按工程项目类别细分，相对于岩土工程设计领域来说比较分散，按照地区针对性特点，亟需编制一本更适合湖南地区特点的标准，以解决湖南地区岩土工程设计方面存在的不足和共性问题，从标准体系建设与优化角度出发，编制地方标准更能准确反映地域性，解决和完善本地区相关的岩土工程设计技术问题，为促进我省岩土工程设计技术进步提供保障。

制定本标准的目的是通过制定湖南省《岩土工程设计标准》，进一步规范湖南省岩土工程设计的技术要求和办法，提供可靠的设计成果，保证岩土工程设计成果质量稳定，在岩土工程设计和工程建设期间的全过程做到技术先进、经济合理、施工方便、安全可靠、保护环境、节约能源、创造更可观的社会效益和经济效益，促进省内岩土工程设计行业的技术进步和企业的持续健康发展。

1.0.2 本条规定了本标准的适用范围。本标准所指的房屋建筑工程和市政基础设施工程均为湖南省各类建筑工程、市政工程、地下工程、边坡工程，本标准岩土工程设计暂未包含基础工程设计相关内容。涉及到其他或特殊行业，本标准未作具体规定，应根据工程具体情况按其他或特殊行业的现行有关标准和规范进行设计，满足工程施工需要。

1.0.4 阐述了本标准与其他相关规范的关系，这种关系遵守协调一致、互相补充的原则。执行本标准时，尚应符合的现行国家和行业标准主要包括：《岩土工程勘察规范》GB 50021、《岩土工程勘察标准》BDJ 43/T、《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《建筑桩基技术规范》JGJ94、《建筑基坑支护技术规程》JGJ120、《建筑边坡工程技术规范》GB 50330、《滑坡防治工程设计与施工技术规范》DZ/T 0219、《煤矿采空区建(构)筑物地基处理技术规范》GB 51180、《岩溶地区建筑地基基础技术标准》GB/T 51238、《建筑地基处理技术规范》JGJ79、《建筑与市政工程地下水控制技术规范》JGJ 111 等。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 ~ 2.1.3 基础下一定深度或大面积基础下相应基础宽度的深度内地层的状况，不同建构筑物所要求的深度是不同的，岩土工程设计包括地基设计和基础设计两部分，地基设计包括地基土的承载力确定、地基变形计算、地基抗倾覆及抗滑等计算。本标准总结了湖南省的主要地基类型，确定了每类地基类型可能存在的地基形态和主要特点。地基类型可以从不同的角度或按不同的标准进行划分，划分时不能把大型场地的地质条件与地基的地质条件混同起来，场地的复杂地质条件需从场地整体稳定性去解决，地基的地质条件应从单个建筑物地基去考虑，因此，地基承载力特征值和地基极限承载力都是地基设计计算的主要内容。基础设计相关内容暂未包含。

2.2 符 号

2.2.1 ~ 2.2.4 本节将本标准中出现频率较高的符号作出了规定，同时在标准条文公式中也做出了相应说明，对主体涵义不变但有差别的符号用角标区分。

3 基本规定

3.1 勘察要点

3.1.3 勘察范围扩展到基坑外围后，当用地红线紧靠边线时，要扩展到红线以外进行勘察有困难，通常只有依靠调查，搜集邻近工程的勘察和竣工资料来弥补。

3.1.4 边坡的调查测绘是边坡勘察中最基本、最主要的工作，可从宏观上、整体上掌握边坡所在地段的地层岩性、坡体结构和构造格局。

3.1.5 滑坡勘察的工作量，由于滑坡的规模不同，滑动面的形状不同，很难做出统一的具体规定。因此，应由勘察人员根据实际情况确定，以查清滑坡为原则。本条只规定了勘探点的间距不宜大于40m。滑坡勘察，布置适量的探井以直接观察滑动面，并采取包括滑面的土样，是非常必要的。动力触探、静力触探常有助于发现和寻找滑动面，适当布置动力触探、静力触探孔对搞清滑坡是有益的。

3.1.7 过去勘察未查明软土自重固结状态，欠固结或大面积填土造成软土地基室内地坪不均匀沉降、墙体开裂，建筑物无法使用的实例较多。利用填土地基最要注意的问题是其厚度和密实度的均匀性。

3.1.8 岩溶勘察要坚持以岩溶工程地质调查研究为先导的工作程序；遵循从面到点、分区对待、先已知后未知、先地面后地下、先控制点后一般点、先疏后密以及评价中先定性后定量的工作准则。依据不同的探测对象和对工程影响程度，合理选用勘探手段；使用物探时，要求有多种方法和手段相互印证，排除假象。

3.1.13 原位测试是岩土工程勘察十分重要的手段，在探测地层分布、测定岩土特性、确定地基承载力等方面有突出的优点，应与钻探取样和室内试验配合使用。

3.2 设计原则

3.2.1 依据岩土工程自身的特殊性，本条对承载能力极限状态与正常使用极限状态这两类极限状态在岩土工程设计中的具体表现形式进行了归类，能使工程技术人员能够对各类结构的破坏形式有一个总体认识，设计时对极限状态下破坏模式和影响正常使用的状态进行控制。承载能力极限状态主要考虑有关岩土工程安全性的功能，正常使用极限状态主要考虑有关岩土工程适用性和耐久性的功能。

3.2.3 工程周边环境条件是岩土工程设计的重要依据之一，实际工程中因对工程周边环境条件缺乏准确了解或忽视而造成的工程事故经常发生，为了使岩土设计具有针对性，查明工程周边环境条件是非常重要的，施工时还要防止对其造成损坏。

3.2.5 岩土工程计算不精确的原因有地质条件、计算模式、计算参数三方面，尤其是计算参数最难把握。故要全面掌握地质条件，正确选用公式和软件，充分了解其适用条件和可能的偏差，强调动态设计和信息化施工。事先的定量计算一般只是一种估算，只有原型实测最可信，监测不仅是保证安全的重要措施，同时也是最可靠的科学实验。

3.2.10 由于地质勘察所获得的数据还很难全面代表岩土层的情况，岩土工程设计理论和依据还不够完善，对岩土层和结构本身所作的本构模型、计算假定以及参数选用等与实际状况相比存在着一定的近似性和相对误差，岩土工程施工过程中，结构的受力经常发生动态变化，使得结构荷载作用时间和影响范围难以预料，出现施工工况与设计工况不一致的情况，故应进行信息化设计、信息化施工。

3.2.12 绿色岩土工程是指将安全性、经济性、绿色性、可持续发展的理念贯穿于岩土工程的全寿命期内，最大限度地节约资源、保护环境、减少污染，其最终目的是实现岩土工程与自然和谐共生。

3.3 监测要求

(II) 基坑监测

3.3.34~3.3.58 由于地质条件可能与设计采用的土的物理、力学参数不符，且基坑支护结构在施工期和使用期可能出现土层含水量、基坑周边荷载、施工条件等自然因素和人为因素的变化，通过基坑监测可以及时掌握支护结构受力和变形状态、基坑周边受保护对象变形状态是否在正常设计状态之内。当出现异常时，以便采取应急措施。基坑监测是预防不测，保证支护结构和周边环境安全的重要手段。因支护结构水平位移和基坑周边建筑物沉降能直观、快速反应支护结构的受力、变形状态及对环境的影响程度，安全等级为一级、二级的支护结构均应对其进行监测，且监测应覆盖基坑开挖与支护结构使用期的全过程。

III 边坡与滑坡监测

3.3.64 坡顶有重要建（构）筑物的一级边坡工程风险较高，破坏后果严重，因此规定坡顶有重要建（构）筑物的一级边坡工程施工时应进行监测，并明确了必须监测的项目，其他监测项目应根据建筑边坡工程施工的技术特点、难点和边坡环境，由设计单位确定。

3.3.68 边坡工程监测项目主要根据地质环境、安全等级、边坡类型、支护结构类型和变形控制等条件确定。

3.3.69 为做好边坡工程监测工作，本条给出了边坡工程监测工作的最低要求。

3.3.70 本条给出了地表位移监测的方法和监测精度的基本要求；无论采用何种检测手段，确保监测数据的有效性和可靠性是选择监测方法的前提条件。

3.3.71 本条明确规定应采取有效措施监测地表裂缝、位错的出现和变化，同时监测设备应满足监测精度要求。

3.3.73 边坡工程及支护结构变形值的大小与边坡高度、地质条件、水文条件、支护类型、坡顶荷载等多种因素有关，变形计算复杂且不成熟，国家现行有关标准均未提出较成熟的计算理论。因此，目前较准确地提出边坡工程变形预警值也是困难的，特别是对岩体或岩土体边坡工程变形控制标准更难提出统一的判定标准，工程实践中只能根据地区经验，采取工程类比的方法确定。本条给出了边坡工程施工过程中及监测期间应报警和采取相应的应急措施的几种情况，报警值的确定考虑了边坡类型、安全等级及被保护对象对变形的敏感程度等因素，变形控制比单纯的地基不均匀沉降要严。

3.3.74 由于缺少相关的实践经验和试验验证，建立有效的、可靠的监测系统获取该类边坡工程长期监测数据是必要的。

(IV) 地基处理监测

3.3.77 强夯施工时的振动对周围建筑物的影响程度与土质条件、夯击能量和建筑物的特性等因素有关。为此，在强夯时有时需要沿不同距离测试地表面的水平振动加速度，绘成加速度与距离的关系曲线。工程中应通过检测的建筑物反应加速度以及对建筑物的振动反应对人的适应能力综合确定安全距离。

根据国内目前的强夯采用的能量级，强夯振动引起建筑物损伤影响距离由速度、振动幅度和地面加速度确定，但对人的适应能力则不然，因人而异，与地质条件密切相关。影响范围内的建（构）筑物采取防振或隔振措施，通常在夯区周围设置隔振沟。

3.3.78 软土地基中采用夯实、挤密桩、旋喷桩、水泥粉煤灰碎石桩、柱锤冲扩桩和注浆等方法进行施工时，会产生挤土效应，对周边建筑物或地下管线产生影响，应按要求进行监测。

3.3.79 地面变形长期监测能确保大面积填方等地基处理工程地基的长期稳定性。

3.4 施工与验收要求

3.4.1 由于工程地质与水文地质条件复杂多变，以及岩土特性参数的不确定性，岩土工程的设计计算的预测和实测之间存在差异，尤其是缺乏经验的地区，其设计成果的最终实现，还需通过施工及质量检验验收来实现。岩土工程施工组织设计或专项施工方案是工程实施的指导性文件，要综合考虑各种因素。施工组织设计或专项施工方案主要是根据设计文件、勘察成果报告、拟建场地环境条

件和现场施工条件编制而成，工程施工组织设计或专项施工方案要具有完整性、准确性和可操作性，且经过审批后方能够实施。

3.4.2 本条是对岩土工程选用的材料、构件和设备，以及对岩土工程施工质量控制、质量检验和质量验收提出的基本要求，岩土工程材料、构件和设备的质量状况将直接影响工程技术性能和建筑工程安全。

3.4.3 本条对岩土工程防止振动、噪声、扬尘、废水、废弃物以及有毒有害物质对周边环境和人身健康造成危害作出了规定。岩土工程施工安全与周边环境安全、人身健康与环境保护需要相关防护设施和管理制度的保障。

3.4.4、3.4.5 文物古迹等是一个国家和民族不可再生的文化历史资源，国家、地方相继出台系列文物保护法律法规及政策文件，施工单位在施工中遇有文物、化石、古迹遗址，要立即停止施工并上报有关文物管理部门，同时对现场进行保护，配合建设单位严格执行国家文物管理有关规定。另外，当岩土工程施工遇到与勘察成果资料、设计文件等不符且可能影响工程施工及周边环境安全的危险源时，要立即停止施工和采取保护措施，并及时报告有关部门进行处理。在岩土工程施工过程中，遇到上述问题，要检查并核实处理程序及保护措施。

3.4.6 岩土工程选用的材料、构件的质量状况直接影响岩土功能性能和建设工程项目质量安全，对施工中使用的材料、构件和设备进行检验，加强对其质量控制，既是提高工程质量的重要保证，也是创造正常施工条件的前提。岩土工程质量验收的前提条件为施工单位自检合格，验收时施工单位对自检中发现的问题应完成整改。隐蔽工程验收资料中要包含天然地基验槽记录及处理地基、桩基等施工验收检验记录。实施过程中，要检查岩土工程的验收程序和相关的检验资料。

验收的合格与否主要取决于主控项目和一般项目的检验结果。主控项目是对检验批的基本质量起决定性影响的关键项目，这种项目的检验结果具有否决权，需要特别控制，因此要求主控项目必须全部符合本标准的规定，意味着主控项目不允许有不符合要求的检验结果。

一般项目是较关键项目，相对于主控项目可以允许在抽查的数量里有 20%的不合格率。对采用计数检验的一般项目，本标准要求其合格率为 80%及以上，且在允许存在的 20%以下的不合格点中不得有严重缺陷。严重缺陷是指对结构构件的受力性能、耐久性能或安装要求、使用功能有决定性影响的缺陷。具体的缺陷严重程度一般很难量化确定，通常需要现场监理、施工单位根据专业知识和经验分析判断。

3.4.7 现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 针对检验批的划分给出了具体的规定，同时也根据检验批的不同数量给出了最小的抽检数量要求，在具体进行抽检的过程中，可以结合现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 中规定的数量进行抽检。

4 基坑工程

4.1 一般规定

4.1.1 基坑支护设计和施工首先要确保基坑周边建（构）筑物、管线、道路等的安全和正常使用，避免因基坑施工导致周边环境的破坏。其次要满足地下主体结构及设施的施工空间和施工工艺要求，提供施工材料、设备堆场和运输场地、道路条件，有效控制基坑内外的地下水、地表水以保证地下主体结构和防水工程的正常施工。

4.1.2 基坑支护结构，通常仅作为地下结构施工所采取的临时性措施，在地下结构施工完成后，基坑支护功能也随之完成，基坑支护设计所采用的荷载一般无需考虑长期作用影响，且不考虑支护结构的耐久性问题。但是，若基坑开挖后支护结构使用时间过长，作用于支护结构的荷载、支护结构的材料性能与基坑周边环境条件可能发生较大变化，故基坑支护设计时应明确支护结构的工作年限。

4.1.3 为了确保工程的顺利进行，基坑内力及变形监测是必不可少的环节。在基坑工程施工过程中，除实时对基坑内力及变形进行监控外，尚应及时将监测数据反馈给参建单位并上传至政府监管部门的基坑监测数据平台，设计应结合工程施工过程中的监测信息进行动态设计，及时对设计作必要的分析与校验，指导后续的设计与施工，对可能发生的危害进行预防。

4.1.4 本条是出于对基坑安全度和基坑顶部建构筑物保护等因素的考虑，针对基坑顶部有重要建构筑物的基坑提出的要求。

4.1.5 地下水控制是基坑工程设计与施工中的关键问题之一。基坑支护设计时应首先确定合理的地下水控制方法。地下水控制应符合国家和地方法规对地下水资源、区域环境的保护要求，符合基坑周边建（构）筑物及管线等的保护要求。

4.2 抗剪强度指标

4.2.1 本条对土压力计算时涉及的土的抗剪强度指标的试验方法进行了归纳并作出统一规定。因土的抗剪强度指标随排水、固结条件及试验方法的不同有多种类型的参数，不同试验方法做出的抗剪强度指标的结果差异很大，计算和验算时不能任意取用，应采用与基坑开挖过程土中孔隙水的排水和应力路径基本一致的试验方法得到的指标。

根据土的有效应力原理，理论上对各种土均采用水土分算方法计算土压力更合理，但实际工程应用时，黏性土的孔隙水压力计算问题难以解决，因此对黏性土采用总应力法更为实用，可以通过将土与水作为一体的总应力强度指标反映孔隙水压力的作用。砂土采用水土分算计算土压力是可以

做到的，因此本标准对砂土采用水土分算方法。粉土较为复杂，本标准规定黏质粉土采用水土合算，砂质黏土采用水土分算。

根据土力学中有效应力原理，土的抗剪强度与有效应力存在相关关系，也就是说只有有效抗剪强度指标才能真实地反映土的抗剪强度。但在实际工程中，黏性土无法通过计算得到孔隙水压力随基坑开挖过程的变化情况，从而也就难以采用有效应力法计算支护结构的土压力、水压力和进行基坑稳定性分析。从实际情况出发，本条规定在计算土压力和进行稳定分析时，黏性土应采用总应力法。采用总应力法时，土的强度指标按排水条件是采用不排水强度指标还是固结不排水强度指标应根据基坑开挖过程的应力路径和实际排水情况确定。由于基坑开挖过程是卸载过程，基坑外侧的土中总应力是小主应力减小，大主应力不增加，基坑内侧的土中竖向总应力减小，同时，黏性土在剪切过程可看作是不排水的。因此认为，土压力计算与稳定性分析时，均采用固结快剪较符合实际情况。

对于地下水位以下的砂土，可认为剪切过程水能排出而不出现超静水压力。对静止地下水，孔隙水压力可按水头高度计算。所以，采用有效应力方法并取相应的有效强度指标较为符合实际情况，但砂土难以用三轴剪切试验与直接剪切试验得到原状土的抗剪强度指标，要通过其它方法得到。

土的抗剪强度指标试验方法有三轴剪切试验与直接剪切试验。理论上讲，用三轴试验更科学合理，但目前大量工程勘察仅提供了直接剪切试验的抗剪强度指标，致使采用直接剪切试验强度指标设计计算的基坑工程数量很多，在支护结构设计上积累了丰富的工程经验。从目前的岩土工程试验技术的实际发展状况看，直接剪切试验尚会与三轴剪切试验并存，难以被三轴剪切试验完全取代。为适应目前的实际状况，本标准采用了上述两种试验方法均可选用的处理办法。从发展的角度，应提倡用三轴剪切试验强度指标，但应与已有成熟工程应用经验的直接剪切试验指标进行对比。目前，在缺少三轴剪切试验强度指标的情况下，用直接剪切试验强度指标计算土压力和验算土的稳定性是符合目前现实情况的。

需指出的是，水土分算时，土的抗剪强度指标采用有效应力指标，对应的地下水位以下土的重度应取浮重度；水土合算时，土的抗剪强度指标采用总应力指标，对应地下水位以下土的重度应取饱和重度

4.3 基坑支护结构设计

(I) 支护结构计算与稳定性验算

4.3.1 基坑开挖计算深度的确定对设计影响较大。由于基坑开挖底部往往有不同的标高，如果按最大深度计算当然是安全的，但将使支护费用增加；如果只按普遍开挖深度（如地下室底板底深度）

计算，不考虑独立柱基与承台施工时土方开挖的影响则可能不安全。本条对此作出了具体规定，目的是使计算开挖深度的确定有规可循。

4.3.2 本条规定与现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 基本一致，即分析对象仅考虑支护结构本身，土体对支护结构的作用视作荷载或约束，将锚杆或支撑简化为弹性支座，挡土结构采用平面杆系结构弹性支点法进行分析。

4.3.3 基坑支护结构的支锚体系（如锚杆与支撑），是随基坑开挖过程逐步设置的，基坑需结合锚杆或支撑的位置逐层开挖。设计时应考虑锚杆和支撑与基坑开挖的相对关系，确定好土方开挖与锚杆或支撑设置的步骤，对每一开挖过程支护结构的受力与变形状态进行分析。因此，支护结构施工和基坑开挖时，只有按设计的开挖步骤才能满足符合设计受力状况的要求。一般情况下，基坑开挖到基底时受力与变形最大，但在开挖的中间过程中或拆撑工况下支护结构内力也可能达到最大，支护结构构件的截面或锚杆抗拔力则需按开挖中间过程进行确定。特别是，当用结构楼板作为支撑替代锚杆或支护结构的支撑时，此时支护结构构件的内力可能会是最大的。

4.3.4 基坑支护设计时 m 值的取值对项目的经济性与安全性影响很大，而对于 m 值的取值各规范中提出的建议值区别较大。

现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 中 m 值建议采用经验公式 $m=(0.2\varphi^2-\varphi+c)/\nu_b$ ，但是在实际工作中，大多数情况下，采用此公式计算的 m 值偏小，可能造成支护设计的经济性较差。

通过对现场基桩水平承载力试验资料的收集与整理，与现行行业规范推荐公式的计算值进行对比分析，发现：淤泥和淤泥质土的 m 值试验值略小于现行行业规范推荐公式的计算值；一般黏性土、砂性土、松散填土的 m 值试验值略大于现行行业规范推荐公式的计算值；稍密~中密填土、老黏性土、中密及以上砂卵石的 m 值试验值为现行行业规范推荐公式的计算值的（2.0~2.7）倍；故本规范采用经验系数对 m 值进行调整。

（II）排桩支护

4.3.12 排桩顶部设置冠梁的作用是将排桩联结成整体，调整各根桩受力的不均匀性。当冠梁上不设置支撑或者锚杆时，冠梁可仅按照构造要求进行设计，按构造配筋。当冠梁上设置支撑或者锚杆时，除需满足构造要求之外，还应按照受力进行截面和配筋设计。

4.3.13 该条主要考虑人工挖孔桩在施工过程中施工人员存在一定的人身安全风险。

4.3.14 悬臂桩桩径不宜小于 600mm、锚拉式排桩与支撑式排桩桩径不宜小于 500mm，是通常情况下桩径的下限，桩径的选取主要还是按照弯矩大小与变形要求确定，以达到受力与桩承载力匹配，同时还要满足经济合理和施工条件的要求。根据工程经验，对大桩径或黏性土地层，排桩的净间距

在 900mm 以内较为合理，对于小桩径或砂土，排桩的净间距在 600mm 以内较合理。

有些情况下支护桩不宜采用非均匀配置纵向钢筋，如采用泥浆护壁水下灌注混凝土成桩工艺而钢筋笼顶端低于泥浆面，存在钢筋笼顶与桩的孔口高差较大等难以控制钢筋笼方向的情况。

4.3.15 双排桩为刚架结构，其侧向刚度远大于单排悬臂桩结构，内力分布也明显优于悬臂结构，在无法实施锚索与内支撑的情况下，双排桩支护结构具有较好的安全可靠性与经济合理性。

双排桩的排距、刚架梁高度是双排桩设计的重要参数。根据相关研究，排距过小受力不合理，排距过大刚架效果减弱，排距合理的范围为 $2d\sim 5d$ 。双排桩顶部水平位移随刚架梁高度的增大而减小，但当梁高大于 d 时，再增大梁高，桩顶水平位移基本不变。因此，规定刚架梁高度不宜小于 $0.8d$ ，且刚架梁高度与双排桩排距的比值以 $1/6\sim 1/3$ 为宜。

4.3.16 预制管桩用于基坑工程中，接头的连接质量与强度直接影响到基坑支护结构的安全与稳定。用于基坑支护的预制管桩主要承受水平力产生的弯矩和剪力，其接头所承受的弯矩和剪力远高于建筑桩基础的管桩接头，一旦预制管桩接头的连接强度不足，易出现基坑安全事故，甚至发生基坑坍塌、周边建筑物倾斜等严重安全事故。预制管桩与灌注桩不同，灌注桩通过钢筋笼之间的搭接焊可满足搭接处的抗弯强度与桩身等强度的设计要求。而预制管桩的连接主要通过端板焊接、机械连接或端板与机械连接组合的方式，不同连接方式对施工质量的控制及现场施工人员的水平要求也不一样，同时不同的连接方式的接头抗弯性能也不一致。当用于基坑的预制管桩涉及多节桩接桩时，为控制接头的连接质量，确保基坑支护的稳定，接头不管采用何种连接方式，均应满足与桩身等强度的要求。

(III) 锚杆支护

4.3.22 锚杆的轴向拉力锁定值应根据地质情况与使用要求确定，一般在土质情况较好与对支护结构变形要求较高时取大值，反之取小值。

4.3.23 锚杆布置应避免群锚效应，其间距、排距不能过小，所以本条规定了锚杆的最小水平间距和竖向间距。为了使锚杆锚固体与周围土层有足够的接触应力，本条规定锚固体的上覆土层厚度不宜小于 4m，上覆土层厚度太小，其接触应力也小，锚杆与土的黏结强度会较低。当锚杆采用二次高压注浆时，锚固段较厚的上覆土层能保证高压注浆压力下注浆体不会从地表溢出。锚杆设计应考虑水平分力、竖向分力作用对支护设计的影响，本条规定了适宜的入射角倾角的范围。锚杆入射角是指锚杆杆体与水平面的夹角。锚杆一次注浆时可采用纯水泥浆或水泥砂浆，二次高压注浆宜采用纯水泥浆。

(IV) 内支撑支护

4.3.25 腰梁、冠梁和水平支撑是平面支撑体系的基本构件。腰梁和冠梁的作用是加强挡土构件的整体性，并将所受到的水平力传递给支撑构件，要求具有足够的平面刚度，并与挡土构件紧密结合。水平支撑是平衡挡土构件上水平作用力的主体构件，要求传力直接、平面刚度好且分布均匀。

4.3.27 在多层内支撑情况下，第一层内支撑的刚度对于整体内支撑支护体系的稳定性具有显著影响，有可能出现拉应力。因此，第一层内支撑不宜采用钢结构，而应采用具有较大刚度的钢筋混凝土支撑为宜。

必须利用支撑构件兼作施工平台或栈桥时，需要进行专门的设计，以满足施工平台或栈桥结构的强度和变形要求。未经专门设计的支撑上不允许堆放施工材料或运行施工机械。常规栈桥设计中的控制性荷载包括挖机、土方车、混凝土泵车重量及材料堆载等。

4.3.28 基坑阳角处的受力比较复杂，是应力集中的部位。基坑平面的设计首先应尽量避免出现阳角。当不可避免时，需作特别加强，即使在两个方向上加设对撑，也往往由于荷载的不对称性而产生复杂的受力与变形，无足够的经验可借鉴时，可考虑对阳角处的坑外地基进行加固。

深基坑设置多道支撑时，支撑的数量和标高除满足支护结构的承载力要求外，尚应根据施工常用的土方车辆和挖土机规格进行设置，机械挖土时通常需要有不小于 3m 的净高，相邻支撑的水平间距不宜小于 4m。

4.3.29 温度变化对钢支撑轴力的影响程度与支撑构件的长度有较大关系。根据经验，对长度超过 40m 的钢支撑宜考虑 10%~20% 支撑内力的变化影响。目前的理论方法，尚难以在设计阶段对支撑立柱之间或立柱与周边挡土构件之间的差异沉降进行计算分析。基坑工程在实施过程中，当差异沉降的监测数据较大时，应进行计算分析并采取必要的技术措施进行控制。

4.3.30 实际工程中支撑和冠梁、腰梁、排桩或地下连续墙以及立柱等连接成一体并形成空间结构。因此，在一般情况下应考虑支撑体系在平面上各点的不同变形与排桩、地下连续墙的变形协调作用而优先采用整体分析的空间分析方法。但是，由于空间分析方法的模型建立相对复杂，部分模型参数的确定也没有积累足够的经验，因此，目前将空间支护结构简化为平面结构的分析方法和平面有限元法应用较为广泛。

4.3.33 立柱的作用是保证水平支撑的竖向稳定、加强支撑体系的空间刚度和承受水平支撑传来的竖向荷载，要求具有较好的自身刚度和较小的垂向位移。工程中最常采用的立柱是角钢格构式立柱，插入钻孔灌注立柱桩中共同承受竖向荷载。

4.3.37 支撑设计中必须验算细长杆件的稳定性，必要时设置中间立柱，以减小压杆长度。立柱间距不大于 15m，经纵向连系杆与支撑相接。

(V) 地下连续墙支护

4.3.46 目前地下连续墙已经广泛应用于各类基坑支护工程，尤以地铁基坑和环境保护要求严格的深基坑工程中应用居多。根据目前国内现有设备的施工能力，现浇地下连续墙的最大墙厚可达2000mm，采用特制挖槽机械的薄壁地下连续墙，最小厚度仅450mm。地下连续墙常用的墙厚规格为600mm、800mm、1000mm和1200mm。

4.3.47 根据基坑各项稳定性指标确定的地下连续墙深度范围内应全长布置纵向钢筋；因隔断承压含水层而需要加深的部分，可仅布设构造钢筋。当地下连续纵向钢筋配筋量较大，钢筋布置无法满足净距要求时，实际工程中常采用将相邻两根钢筋合并绑扎的方法调整钢筋净距，目的是使混凝土浇筑密实。

地下连续墙采用分幅施工，墙顶设置通长的冠梁有利于增强地下连续墙的整体性。冠梁宜与地下连续墙迎土面平齐，以便保留导墙，对墙顶以上土体起到挡土护坡的作用，避免对周边环境产生不利影响。

(VI) 支护结构与主体结构相结合及逆作法

4.3.53 与主体结构相结合的地下连续墙在较深的基坑工程中应用较多。通常情况下，采用单一墙时，基坑内部槽段接缝位置需设置钢筋混凝土壁柱，并留设隔潮层、设置砖衬墙。采用叠合墙时，地下连续墙墙体内表面需进行凿毛处理，并留设剪力槽和插筋等预埋措施，确保与内衬结构墙之间剪力的可靠传递。复合墙和叠合墙结构形式，在基坑开挖阶段，仅考虑地下连续墙作为基坑支护结构进行受力和变形计算；在正常使用阶段，考虑内衬钢筋混凝土墙体的复合或叠合作用。

4.3.55 地下连续墙的裂缝计算依据《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476中有关规定选取计算裂缝用的保护层厚度，并根据环境作用等级确定地下连续墙的表面裂缝计算宽度限值。两墙合一地下连续墙受力较大位置的迎土面一般位于稳定地下水位以下，迎坑面处于非干湿交替的室内潮湿环境（在单一墙内侧设置隔潮层和内隔墙时），这属于《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476中规定的一般环境条件，裂缝宽度可按0.3mm控制，保护层厚度在大于30mm时取30mm。特殊情况下，对处于干湿交替环境下的地下连续墙进行裂缝验算时，裂缝宽度限值应取0.2mm。

(VII) 土钉墙支护

4.3.63 土钉墙支护适用于具有一定临时自稳能力地层的基坑，以避免基坑在分层开挖并施工土钉时失稳。土钉墙支护对基坑位移的控制效果一般。大量工程经验表明，土钉墙支护基坑深度超过 12m 时，由于基坑变形较大，可能影响周边环境的稳定，甚至失稳。

4.3.64 复合土钉墙综合了几种支护型式的优点，其适用范围非常广泛，但是复合土钉墙基坑深度超过 15m 后坡脚应力集中明显，容易出现安全事故且补救困难，因此，复合土钉墙不宜用于超过 15m 的深基坑支护。

(VIII) 水泥土墙支护

4.3.75 鉴于有关重力式水泥土墙的设计经验与教训，本标准对其适用的基坑深度进行了规定，以便于确保基坑工程安全。

4.3.77 重力式水泥土墙的破坏形式主要包括：整体倾覆、整体滑移、整体失稳滑动、墙底隆起、墙身抗拉、抗压或抗剪断裂、地下水渗透破坏，其中墙的嵌固深度和宽度是两个主要设计参数，土体整体滑动稳定性、基坑隆起稳定性与嵌固深度密切相关，而与墙宽基本无关；墙的倾覆稳定性、墙的滑移稳定性不仅与嵌固深度有关，而且与墙宽有关。

4.3.89 型钢间的水泥土墙身若产生局部剪切破坏，则水泥土墙的截水性能丧失，可能导致基坑发生渗漏、管涌等破坏。

(IX) 放坡开挖

4.3.90 基坑采用放坡开挖，不仅施工简便、快捷，而且经济性好。在地质条件与周边环境条件允许，且保证基坑安全稳定的情况下，应优先选用放坡开挖的方案。

4.3.91 深度较大的基坑，通过设置分级平台形成分级放坡，可提高基坑的整体稳定性。

4.5 基坑土方开挖

4.5.1 本条是基坑开挖的一般原则性规定，根据相关施工规范，对基坑开挖有关内容作了具体规定。

4.5.1 条第 2 款：基坑工程属住房和城乡建设部 2019 年 3 月 13 日发布令第 47 号《危险性较大的分部分项工程安全管理规定（2019 年修订）》的危大工程范畴，应编制专项施工方案，超过一定规模的危大工程应进行专家论证。

4.5.2 支撑系统的施工与拆除顺序，应与支护结构的设计工况一致，严格执行先撑后挖的原则；拆除锚杆或支撑的设计条件在设计中已明确规定。基坑开挖面上方的锚杆、支撑、土钉未达到设计要求时向下超挖土方、临时性锚杆或支撑在未达到设计拆除条件时进行拆除均属严重违反设计要求进行施工的行为，必须禁止。

4.5.3 基坑开挖过程中，应严格控制每个开挖步骤的时间，减少无支护暴露时间，是控制基坑变形和保护周边环境的有效手段。

4.5.4 基坑开挖过程中，施工道路和施工平台的设置是土方工程顺利进行的保证。施工道路一般包括坑外道路、坑内道路、坑内栈桥道路等；施工平台一般包括坑边栈桥平台、坑内栈桥平台。

4.5.5 根据现行行业标准《建筑深基坑工程施工安全技术规范》JGJ 311 针对面积较大的基坑采用盆式开挖和岛式开挖方式的相关规定。基坑开挖采用盆式开挖和岛式开挖时应对土方平面进行合理分块，保留足够的安全施工距离，充分利用未开挖部分的土体的抵抗力有效控制土体位置，以达到减缓基坑变形，保护周边环境的目的。

4.5.6 基坑开挖过程中，严格按照设计工况进行土方开挖，要注意对支护结构、降水设施、工程桩和监测点位等保护，不得碰撞和损坏。保证基坑施工过程中基坑自身、周围环境及坑内施工作业人员、机械设备的安全。

4.5.7 软土地层具有触变性、流变性、高压缩性、低强度、不均匀性等工程性质，软土地区基坑开挖分层均衡进行极其重要。由于基坑开挖失当而引起的事故在软土地区屡见不鲜。因此对开挖顺序必须合理适当，严格均衡开挖。

4.5.8 土方回填时，为了保证压实质量，要求分层压实、分层检验，每层检验达到要求后方可进行后续的回填和压实施工。机械回填无法实施的区域应采取人工回填。

4.5.9 基坑工程坍塌事故影响较大，往往导致较为严重的人员伤亡及财产损失，造成较大的社会影响。因此，一定要做好基础工程坍塌预防措施。基坑工程坍塌事故一般具有明显征兆，如支护结构局部破坏产生的异常声响、位移的快速变化、水土的大量涌出等。当预测到基坑坍塌、建（构）筑物倒塌事故的发生不可逆转时，应立即撤离现场施工人员、临近建（构）筑物内的所有人员。

5 边坡工程

5.1 一般规定

5.1.1 本标准边坡工程适用于建(构)筑物、市政工程或轨道交通工程开挖和填方形成的人工边坡、岩石基坑边坡、以及破坏后危及边坡周边环境安全的自然斜坡。软土边坡、其他特殊性岩土边坡以及开矿、采石等形成的边坡,应按现行相关规范执行遵循本条确保治理方案有针对性。

5.1.3 边坡问题可能影响工程位置的选择和调整,影响到建筑总平面或市政管线布置方案,以及施工设计方案的选择和确定,严重的高边坡甚而是项目成败的关键;因而,在整个工程的规划设计中考虑减少边坡治理工程的数量和减轻边坡治理难度,体现建设工程项目的适用性,这也是可持续发展的基本目标。

边坡场地有无不良地质现象是建(构)筑物及建筑(市政)边坡选址首先必须考虑的重大问题。显然在滑坡、危岩及泥石流规模大、破坏后果严重、难以处理的地段规划工程场地是难以满足安全可靠、经济合理的原则的,何况自然灾害的发生也往往不以人们的意志为转移。因此在规模大、难以处理的、破坏后果很严重的滑坡、危岩、泥石流及断层破碎带地区不应修建建筑(市政)边坡。

5.1.4 动态设计法是本标准边坡支护设计的基本原则。采用动态设计时,应提出对施工方案的特殊要求和监测要求,应掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息,并根据实际地质状况和监测信息对原设计作校核、修改和补充。当地质勘察参数难以准确确定、设计理论和方法带有经验性和类比性时,根据施工中反馈的信息和监控资料完善设计,是一种客观求实、准确安全的设计方法,可以达到以下效果:

1 避免勘察结论失误。因地质情况复杂、多变,受多种因素制约,勘察主要结论失误造成边坡工程失败的现象不乏其例。因此规定边坡在设计、施工中应补充施工勘察工作,收集地质资料,查对核实原地质勘察结论。在有专门审查制度的地区,场地和边坡勘察报告应含有审查合格书。

2 设计师应掌握施工开挖反映的真实地质特征、边坡变形量、应力测定值等,对原设计作校核和补充、完善设计,确保工程安全、设计合理。

3 边坡变形和应力监测资料是排危抢险,确保工程安全施工的重要依据。

4 有利于积累工程经验,总结和发展边坡工程支护技术。

设计应提出对施工方案的特殊要求和监测要求,掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息,根据实际地质状况和监测信息对原设计作校核、修改和补充。

5.1.5 边坡的工作年限指边坡工程的支护结构能发挥正常支护功能的年限,且不应低于被保护的建(构)筑物、市政设施设计工作年限。

5.1.6 边坡工程安全等级是支护工程设计、施工中根据不同的地质环境条件及工程具体情况加以区别对待的重要标准。本条提出边坡安全等级分类的原则,除根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 按破坏后果严重性分为很严重、严重、不严重外,还考虑了现行国家标准《地质灾害危害性评估规范》GB/T 012 有关条文,同时考虑了边坡稳定性因素(岩土类别和坡高)。从边坡工程事故原因分析看,高度大、稳定性差的边坡(土质软弱、滑坡区、外倾软弱结构面发育的边坡等)发生事故的概率较高,破坏后果也较严重,因此本条将稳定性很差的、坡高较大的边坡均划入一级边坡。

表 5.1.6 中对高度 15 米以上的 III、IV 类岩质边坡取消了破坏后果不严重分级,主要是这类边坡岩石整体性相对差,边坡较高时若因支护结构安全度不够可能会造成较大范围的边坡垮塌,对周边环境的破坏大,而相同高度的 I、II 类岩质边坡整体性好,即使支护结构安全度不够也不会出现大范围的边坡垮塌。对 10m 以上的土质边坡,取消破坏后果不严重,也是基于边坡较高,一旦破坏,影响的范围较大。岩质类型为 V 类的强风化岩,由于其结构强度低,为安全计,该类岩按土质边坡进行计算。

由外倾软弱结构面控制边坡稳定的边坡工程和工程滑坡地段的边坡工程,其边坡稳定性很差,发生边坡塌滑事故的概率高,且破坏后果常很严重,边坡塌滑区内有重要建(构)筑物的边坡工程,破坏后直接危及到重要建(构)筑物安全,后果极其严重,因此,对上述边坡工程安全等级定为一級。

边坡塌滑区范围按下式估算:

$$L = \frac{H}{\tan \theta} \quad (x)$$

式中: L ——边坡坡顶塌滑区外缘至坡底边缘的水平投影距离(m);

H ——边坡垂直高度(m);

θ ——坡顶无荷载时边坡的破裂角($^{\circ}$)。对直立土质边坡可取 $45^{\circ} + \varphi/2$, φ 为土的内摩

擦角;对斜面土质边坡,可取 $(\beta + \varphi)/2$, β 为坡面与水平面的夹角。

无外倾结构面的岩土边坡,塌滑区及其附近有荷载,特别是重大建筑物的荷载作用时,将会加大边坡塌滑区的范围,设计时应作对应的考虑和处理。工程滑坡及有外倾软弱结构面的岩土质边坡塌滑区应按滑坡面及软弱结构面的范围确定。

5.1.7 选择合理的支护方案是设计成功的关键，为便于确定设计方案，本条介绍了近几年来湖南地区边坡工程中常用的支护型式，设计时应综合考虑场地地质条件、气象水文条件、边坡变形控制的难易程度、边坡重要性及安全等级、施工可行性及经济性等因素综合确定。当对变形控制要求严格时，可优先选择排桩及桩锚、桩板墙、扶壁式挡墙、锚杆格构梁等对边坡变形控制有利的支护型式。当边坡周边空旷，条件允许时，可选择坡率法，且不受坡高的限制，坡率法常与其它形式结合使用。

5.1.8 稳定性较差的高大边坡，采用后仰放坡或分阶放坡方案，有利于减小侧压力，提高施工期的安全和降低施工难度。分阶放坡时水平台阶应有足够宽度，否则应考虑上阶边坡对下阶边坡的荷载影响。

5.1.10 支挡结构一般是混凝土和钢筋混凝土工程，设计时重点往往放在其安全性、适用性和耐久性等方面，而对其与环境的协调性有所忽略。本条对边坡工程的性能化提出要求，是落实城乡建设安全、绿色、韧性、智慧、宜居、公平、有效率等发展目标的基本保障。

5.1.12 本条说明边坡工程设计的两类极限状态的相关内容。

1 承载能力极限状态

本标准锚杆设计采用综合安全系数，一方面与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007和现行国家标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GB 50086的规定保持一致，另一方面由于岩土性状、施工工艺等多种因素的影响，使得锚杆承载力的离散性很大，难以采用概率理论准确统计，采用综合安全系数法便于设计。支挡结构承载能力极限状态的计算内容包括：

- 1) 支挡结构整体稳定验算、抗倾覆稳定验算、抗滑移验算、抗隆起稳定验算和抗渗流验算；
- 2) 支挡结构构件的受压、受弯、受剪和受拉承载力计算；
- 3) 锚杆或支撑承载力计算和稳定性验算。

2 正常使用极限状态

为保证支护结构的耐久性和防腐性达到正常使用极限状态的要求，支护结构的钢筋混凝土构件的构造和抗裂应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定执行。锚杆是承受高应力的受拉构件，其锚固砂浆的裂缝较难控制，计算一般难以满足规范要求，设计中应采取严格的防腐构造措施，保证锚杆的耐久性。正常使用极限状态计算内容包括：

- 1) 支挡结构周围环境有严格要求时的结构变形计算；
- 2) 钢筋混凝土构件抗裂度及裂缝宽度计算。

5.1.13 本条对边坡工程计算或验算的内容采用的不同荷载组合效应与相应的抗力进行了规定。

1 确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或桩基数量时，应采用正常使用极限状态，相应的作用为标准组合效应。

2 确定锚杆杆体面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度时，由于采用了安全系数法，均采用荷载效应标准组合。

3 计算支护结构或构件内力及配筋时，应采用混凝土结构相应的设计方法。荷载相应采用基本组合，抗力采用包含抗力分项系数的设计值。

4 边坡变形验算时，仅考虑荷载的长期组合，不考虑偶然荷载的作用。支护结构抗裂计算与钢筋混凝土结构裂缝计算一致，采用荷载相应标准组合和荷载准永久组合。

5.1.14 工程边坡抗震设防的必要性成为工程界的统一认识。城市中边坡一旦破坏将直接危及到相邻的建筑及市政设施，后果极为严重，因此抗震设防的工程边坡与建筑物的基础同样重要。本条提出在边坡设计中应考虑抗震构造要求，其构造应满足国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中对梁的相应要求，当立柱竖向附加荷载较大时，尚应满足对柱的相关规定。

5.1.15 本条第 1~3 款所列内容是支护结构承载力计算和稳定性计算的基本要求，是边坡工程满足承载能力极限状态的具体内容，是支护结构安全的重要保证；设计时上述内容应认真计算，满足规范要求以确保工程安全。

4 当坡顶荷载较大（如建筑荷载等）、土质较软、地下水发育时，边坡尚应进行地下水控制、坡底隆起、稳定性及渗流稳定性验算，方法可按国家现行有关规范执行。

5 影响边坡及支护结构变形的因素复杂，工程条件繁多，目前尚无实用的理论计算方法可用于工程实践。工程设计中，对变形有较高要求的边坡工程，为保证边坡满足正常使用极限状态条件，主要依据地区经验、工程类比及信息化施工等控制性措施解决。

5.1.16 “稳定性极差”的边坡工程是指按本标准有关规定处理后安全度控制非常困难、或困难的边坡。对工程中出现超过规范应用范围的重大技术难题，新结构、新技术的合理推广应用以及严重事故的正确处理，采用专门技术论证的方式可达到安全可靠、技术先进、确保质量、经济合理的良好效果。边坡高度大于 30m 的岩质边坡或大于 15m 的土质边坡、土岩混合且地质和环境条件复杂的边坡、外倾结构面并有软弱夹层的边坡等复杂边坡风险很大，其地质条件及力学参数难以查明，需要深入研究和论证。

5.1.17 边坡坡面、地表的排水和地下排水与防渗措施应统一考虑，使之形成相辅相成的排水防渗体系。为确保排水措施的有效性，坡面排水设施须采取措施防止渗漏。

坡体内部水体对边坡破坏包括降低土体的抗剪强度、地下水压力改变边坡受力平衡等。设置完整的横向与纵向排水系统，目的是使地表水和坡体内部地下水及时有效排出，提高土体强度，增强边坡稳定性。

对透水性差的黏性土、泥岩填筑地基内部，可适当布设排水设施，高填筑边坡排水笼的长度宜为 50 m~80 m 、水平间距宜为 5m~20m ，竖向间距宜为 5 m~7.5m ，每个台阶宜设置一层。

对于原始地形为沟谷的回填边坡，填方施工将改变原有径流路径，使地下水无法沿着原有渠道流走，但还会以一定渠道流向低洼回填土地基。如果场地内排水不畅，室外地坪未及时硬化，遇暴雨时水流集中，雨水下渗无法排出，浸入填土，在基岩面（或相对隔水层表面）形成渗流，边坡土体长期浸水后必然软化造成强度降低，给边坡工程造成安全隐患，因此地下水丰富的边坡以及汇水区域的高填边坡应重视地下排水。

5.1.18 控制边坡沉降变形和保证稳定性是填方边坡设计的重要原则。目前，填方边坡的工程实践中，由于对原场地地基处理的认识不足，土方整平施工前，对原场地经地基处理不到位，给项目后续留下了隐患，由此产生的问题包括：1）因差异沉降造成上部建（构）筑物结构的开裂和破坏；2）未有效处理的表土层成为填方边坡的潜在滑动带，在荷载和地下水作用下边坡失稳；3）边坡填挖施工未考虑环境保护要求及防排洪系统综合治理需求，致使生态破坏、环境污染等；故本条对原场地地基处理设计提出相应要求，以引起建设各方重视。

5.1.20 地质环境条件复杂、稳定性差的边坡工程，其安全施工是建筑边坡工程成功的重要环节，也是边坡工程事故的多发阶段。施工方案应结合边坡的具体工程条件及设计基本原则，采取合理可行、行之有效的综合措施，在确保工程施工安全、质量可靠的前提下加快施工进度。

2 对土石方开挖后不稳定的边坡无序大开挖、大爆破造成事故的工程实例太多。采用“自上而下、分阶施工、跳槽开挖、及时支护”的逆作法或半逆作法施工是边坡施工成功经验的总结，应根据边坡的稳定条件选择安全的开挖施工方案。

8 填方工程成败的关键在于填料含水量的控制，水稳性差的特殊性岩土采用坡率法治理时因受雨面积巨大而导致边坡较大范围岩土体强度降低，成为雨季边坡失稳的主要原因之一，故本条对填方工程以及特殊性岩土边坡的施工季节作出规定。

9 随着新型城镇化建设的深入开展，在山区及丘陵地区利用“开山填谷”解决工程建设用地的项目越来越多，由此形成了大面积、大土石方量的高填方地基，从已经完成的高填方地基的使用情况来看，沉降变形过大的工程实例需要后期处理的案例为数不少，其中多为填筑施工速率控制不当引起。

高填方地基填筑工程，当填筑厚度较大时，应严格控制填筑速率，过快的填筑速率会破坏地基土的结构，加大沉降总量。控制施工速率，一方面可以有效控制工后沉降，另一方面则有利于孔隙水压力消散以及填方土体的强度增长，确保边坡稳定。

现行行业标准《公路路基设计规范》JTGD 30 对路堤填筑速率采用的控制标准是路堤中心沉降量每昼夜不得大于 10mm~15mm, 边桩位移量每昼夜不得大于 5mm。现行行业标准《铁路特殊路基设计规范》TB 10035 对软土地段路基路堤填土速率采用路堤中心沉降每昼夜不得大于 10mm, 边桩水平位移每昼夜不得大于 5mm 的控制标准。在参考以上标准和经验的基础上, 规定高填方边坡的填筑速率。

5.2 抗剪强度指标

5.2.1 原位测试、室内试验方法应根据岩土条件、设计对参数的要求、方法的适用性等因素选用, 试验方法和试验条件接近实际。由于岩土物理力学参数会随着时间和环境改变而发生变化, 例如, 例如, 土层的蠕动、结构面的卸荷回弹张开、爆破松动以及地下水侵蚀等不利影响, 其抗剪强度指标会降低; 此外, 大量工程实践表明, 由于形成条件、形成年代、组成成分、应力历史不同, 土的工程性质具有明显的区域性。因此, 边坡工程设计时, 通过综合测试、试验、结合工程经验并进行适当调整的方法较合理。

5.2.2 岩体因受结构面的影响, 其抗剪强度是低于岩块的。研究表明, 较之岩块, 岩体的内摩擦角降低不大, 而黏聚力却削弱很多。故当依据室内抗剪断试验结果确定抗剪强度时, 应对试验指标进行折减; 本标准参照水利水电系统的经验以及湖南地区岩质边坡的工程实践对折减系数作出规定。

5.2.3 岩体等效内摩擦角是考虑岩体黏聚力影响的假想内摩擦角, 也称似内摩擦角或综合内摩擦角。边坡岩体等效内摩擦角, 可根据经验确定, 也可由公式计算确定。

岩体等效内摩擦角 φ_e 在工程中的应用较广, 主要体现在如下两个方面:

1) 用来判断边坡整体稳定性: 当边坡岩体处于极限平衡状态时, 即下滑力等于抗滑力, 此时 $\theta = \varphi_e$, 故当 $\theta < \varphi_e$ 时边坡整体稳定;

2) 用于岩石压力的计算: 对于无外倾结构面的岩质边坡或结构面结合程度好的岩质边坡, 通常理论公式计算的岩石压力很小或趋于零, 以致不需要支护或支护工作量极少。但实际工程中, 考虑到边坡使用期内岩石及结构面因时间效应及其他不利因素影响而可能引起的强度降低, 这种情况仍然需要采取一定支护。采用岩体等效内摩擦角按土压力方法计算侧向岩石压力的经验方法则可以达到保证最少支护量、确保工程安全的目的。

5.2.4 现场剪切试验是确定结构面的抗剪强度的有效手段。但现场剪切试验必须在试洞、试坑、探槽或大直径钻孔内进行, 故剪切试验受现场试验条件限制, 且试验费用较高、试验时间较长, 在勘察时难以普遍采用。而且, 试验点的抗剪强度与整个结构面的抗剪强度可能会存在较大的偏差, 这

种以点代面可能与实际不符。实际上结构面的抗剪强度不只是与岩性有关，还与结构面的张开度、充填物及其塑性状态有很大的关系，此外，结构面的抗剪强度还将受施工期和运行期各种因素的影响。因此，本标准未对现场剪切试验作明确规定，但当试验条件具备时，一级边坡宜进行现场剪切试验。结构面结合程度的确定应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的规定。

5.2.6 采用水土分算还是水土合算，是当前有争议的问题。一般认为，对砂土与粉土采用水土分算，黏性土采用水土合算。按水土分算原则计算时，作用在支护结构上的侧压力等于土压力和静止水压力之和，地下水位以下的土压力采用浮重度和有效应力抗剪强度指标计算；按水土合算原则计算时，地下水位以下的土压力采用饱和重度和总应力抗剪强度指标计算。对正常固结土，一般以室内自重固结下不排水指标求主动土压力；以不固结不排水指标求被动土压力。

5.2.8 岩土参数与环境条件、边界条件等密切相关，所以填方边坡稳定性计算所采用的参数应尽可能接近现场情况。相似条件指与现场相同或接近的含水率、固结度、填筑地基压力、边界条件、压实度、固体体积率等条件。高填方地基现场条件一般都比较复杂，无论是室内试验还是现场测试，获取的都是点的参数，同时受气候、地形条件、开挖深度、岩土采样、运输、试验等影响，不能完全代表岩土的抗剪能力，所以边坡稳定性分析所采样参数应结合现场条件、当地工程经验综合确定。西南某机场高填方边坡稳定性计算中主要采用室内试验和现场大剪试验参数，导致计算的安全系数过高，在高填方施工过程及处理后的填筑地基中发生严重失稳，造成重大经济损失和不良社会影响。事后分析，主要原因之一就是稳定性分析所采用室内试验和现场大剪试验参数偏大，与当地经验参数及反分析获取参数偏差过大。

现行行业标准《公路路基设计规范》(JTG D30) 的研究表明，抗剪强度随含水量变化，并呈现峰值特征，峰值出现于小于最优含水量一侧，故其规定施工期路堤强度试验采用的含水量按击实曲线上要求达到密度所对应的较大含水量试样。由于施工过程中诸多的不确定性，为确保安全，推荐对施工期高填方边坡稳定性分析，采用击实曲线上要求压实度对应含水量制备的试样，所做的直接快剪和三轴不排水剪参数。

5.2.9 复合土体抗剪强度指标的确定引自《吹填土地基处理技术规范》GB/T 51064，对于散体材料桩，加强体的密实程度与内摩擦角有直接关系，鉴于对于砂、碎石类土，可用动力触探击数确定内摩擦角。对于素混凝土桩，材料的抗剪强度取轴心抗拉强度设计值的 0.7 倍，将其等效为加强体的黏聚力计算复合土体的黏聚力； $\varphi_p = 0$ ；对于搅拌桩水泥土加强体，当水泥掺入比不小于 15% 时， c_p 可取水泥土无侧限抗压强度 (0.15~0.25) 倍。 φ_p 对于粉土取 $30^\circ \sim 35^\circ$ ；对于粉质黏土取 $25^\circ \sim 30^\circ$ ，也可通过 3 天龄期试样直剪试验确定；对于旋喷桩水泥土加强体， c_p 可取 400 kPa~500kPa。 φ_p 可取 $30^\circ \sim 40^\circ$ 。

5.3 边坡稳定性验算

5.3.1 定性分析和定量分析相结合的方法，指在边坡稳定性评价中，应以边坡地质结构、变形破坏模式、变形破坏与稳定性状态的地质判断为基础，根据边坡地质结构和破坏类型选取恰当的方法进行定量计算分析，并综合考虑定性判断和定量分析结果作出边坡稳定性评价。

定性分析方法包括工程地质类比法、自然（成因）历史分析法或图解分析法等。

工程地质类比法适用于存在与拟建边坡有类似条件的已经研究过的或已有经验的边坡，应对比分析两者在工程地质条件、影响边坡稳定性的各种因素及加固措施等方面的相似性和差异性，评价拟建、边坡的稳定性。

自然（成因）历史分析法应分析边坡形成的地质历史和所处的自然地质环境、边坡外形、地质构造、变形破坏迹象及影响因素，运用边坡变形、破坏的基本规律，追溯边坡演变的全过程，评价拟建边坡稳定性发展总趋势、演变阶段、区域性特征、稳定状态等。

图解分析法适用于有较丰富的结构面数据的边坡，应将结构面调查成果绘制成等密度图及优势方位结构面与坡面等结构面赤平投影图，根据结构面间的相互关系评价边坡的稳定性。

5.3.3 根据边坡工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态作出定性判断，并对其稳定性趋势作出估计，是边坡稳定性分析的基础。稳定性分析包括滑动失稳和倾倒失稳。滑动失稳可按本章方法进行；倾倒失稳尚不能用传统极限分析方法判定，可采用数值极限分析方法。受岩土体强度控制的破坏，指地质结构面不能构成破坏滑动面，边坡破坏主要受边坡应力场和岩土体强度相对关系控制，滑面多为圆弧型。确定破坏模式应考虑地质因素包括：岩性、岩体结构特征和工程地质岩组、断层面和岩层面及优势结构面等地质构造的性状分布及空间组合特征等、边坡形成过程可能出现的顺坡向卸荷裂缝张裂缝发育特征以及倾倒蠕变变形特征、下软上硬的双层或多层的层状岩体结构、覆盖层分布特征、覆盖层与下覆岩层的界面特征以及岩体风化特征等。

5.3.4 边坡稳定性的初步判别应综合考虑气象水文条件、岩土体物理力学特性、坡体结构、控制性结构面及边坡变形破坏特征、水流条件等因素。

5.3.7 国内外的边坡稳定分析仍以传统的极限平衡方法为主，极限平衡理论以刚塑性体为基础，刚塑性体的一部分或全部在荷载作用下从静力平衡转向运动的临界状态称为极限平衡状态，因此极限平衡方法不能反映岩土实际工作状态的应力与应变，因而对于不同环境而言，岩土体是否处于正常使用极限状态范围难以判定。目前复杂的数值分析方法发展很快，可以进行对比分析计算。因此规

定，对于场地复杂、安全等级为一级坡高大于 30 m 的边坡，推荐采取 2 种或 2 种以上的计算分析方法，宜采取包括有限元、离散元等数值分析方法进行稳定分析，相互验证。

5.3.8 土质边坡的定性分析宜以工程地质类比法为主要方法，定量计算应以平面滑动面解析法、简化 Bishop 法或不平衡推力法为主要方法。

大多数的土坡并非均质各向同性，各个地质历史时期，不同历史成因形成不同性质的土层，使土坡不仅在物质成份上各向异性，在物理力学性质、水理性质方面同样具有差异性，稳定性计算要考虑这种差异性，比如，含水层与下伏隔水层的交界面由于地下水的影响强度通常较低，当界面外倾时，易于发生沿层面的滑动。典型的非均质土边坡包括层状土边坡、岩土混合边坡以及残坡积混合结构或多元结构的碎石土边坡。

5.3.9 边坡稳定性分析除应根据原场地岩土性质、填筑材料及填筑厚度等条件外，还应结合当地工程经验，依据不同的边界条件选择不同方法进行边坡稳定性计算。

1 填筑边坡的稳定性不仅与地形、岩土条件及填筑厚度有关，还与不同的边界条件、加载方式和过程有关，故应根据填筑边坡的不同条件选择不同方法。设计过程中填筑边坡稳定性计算包括原始边坡稳定性、填筑过程的稳定性以及填筑完成后的稳定性。

2 二维稳定性分析在地形复杂场地对边坡空间效应考虑不足，只能反映某个剖面的特性，不能反映三维特性，有时其计算结果与三维偏差较大。贵州荔波机场地形条件复杂，最大填筑厚度 60 余米，共有 9 个边坡涉及高填方，采用极限平衡法二维分析，有 8 个边坡稳定性不满足要求。运用三维稳定性计算程序，采用相同计算参数，9 个边坡填筑后均满足稳定性要求。其原因是二维分析未考虑到坡体前缘存在一定范围的阻滑段（前缘收口），忽略了坡体稳定性空间效应。九黄机场填筑厚度最大的元山子沟(102m)、其填筑地基坡脚正好处于两支沟汇合的锁口地形处，二维和三维稳定性计算，其安全系数差异在 0.5 以上。目前，工程上有许多边坡稳定性分析软件能方便快捷地进行二维和三维稳定性计算，建议在条作许可时一般工程的原场地地基和填筑地基整体稳定性宜进行二维和三维稳定性计算；复杂场地原场地地基和填筑整体稳定性应进行边坡二维和三维稳定性计算。

5.3.10 由于引起边坡破坏的因素，既可能来自原场地地基、也可能来自填筑地基。为确保边坡稳定在进行边坡整体稳定性验算的同时，还要进行原场地地基和填筑地基的局部稳定性验算；当采用支挡结构时，还要进行抗倾覆稳定性验算。

初步计算时应根据与填筑相似条件下试验获得的岩土参数、原始地表形态、边界条件等进行；核算时应根据地基处理后的岩土参数、地表形态、边界条件等进行。

引起边坡破坏的因素众多，总的来说分为两方面：一方面来自填筑地基，由于土体重量以及渗透的影响引起土体剪切破坏；另一方面来自原场地地基，其本身的程地质特性对边坡的稳定亦起到

很大的影响作用，很多情况下滑裂面是通过原场地地基的，在山区工程中的高边坡要重点考虑这两方面的因素。

原场地地基变形、稳定性不能满足填筑地基和拟建建(构)筑物地基要求时，应对原场地地基进行处理。在山区高填方边坡工程中应采取划分稳定影响区的设计方法，边坡稳定影响区范围内的原场地地基和填筑地基要进行特别的填筑分实以及其他方法进行处理、以提高其本身的抗剪能力和承载能力。

5.3.11 对边坡规模较小、结构面组合关系较复杂的块体滑动破坏，采用赤平极射投影法及实体比例投影法较为方便。赤平极射投影法能将复杂的三维空间关系概化表示，是确定各结构面及其与边坡面组合关系的图解方法。实体比例投影法要求预测目标和参考目标遵循一定的可比性，工程地质条件和水文地质条件都应具有某些相似性。

对于破坏机制复杂的边坡，难以采用传统的方法计算，目前国内外已广泛采用数值极限分析方法进行计算。数值极限分析方法与传统极限分析方法求解原理相同，只是求解方法不同，两种方法得到的计算结果是一致的，对复杂边坡传统极限分析方法无法求解，需要作许多人为假设，影响计算精度，而数值极限分析方法适用性广，不另作假设就可直接求得。

5.3.12 岩质边坡在发育3组以上结构面，且不存在优势外倾结构面组的条件下，可以认为岩体为各向同性介质，特别在边坡规模相对较大时，其破坏通常接近似圆弧滑面发生，宜采用圆弧滑动面条分法计算。

通过边坡地质结构分析，存在平面滑动可能性的边坡，可采用平面滑动稳定性计算方法计算。对建筑边坡来说，坡体后缘存在竖向贯通裂缝的情况较少，是否考虑裂隙水压力应视具体情况确定。

对于规模较大，地质结构较复杂，或者可能沿基岩与覆盖层界面滑动的情形，宜采用折线滑动面计算方法进行边坡稳定性计算。数值方法主要有有限元法、离散元法和快速拉格朗日日法等方法。有限单元法考虑了边坡岩体的不连续介质特点，避免了极限平衡法将坡体视为刚体和过于简化边界条件的缺点，能够接近实际的边坡的应力场和变形场。有限元法解题步骤已系统化并形成了很多通用的电算程序，已经是成熟的计算方法。鉴于此，本条提出对安全等级为一级的边坡进行有限元等数值法分析，对其他较低安全等级的边坡不作硬性规定。

渗流计算参数根据现场试验、室内试验和工程类比等方法确定。对于地质条件复杂的边坡，还可采用反演分析方法复核和修正。当边坡设置排水设施时，渗流计算应考虑边坡体排水措施对渗流场的影响。渗流分析的计算成果，包括地下水水面线、等势线、渗透坡降和渗流量等内容。

5.3.13 国内工程界习惯采用传递系数法，尽管传递系数法是一种非严格的条分法，当采用隐式解法且两滑面间的夹角不大时，该法有较高的精度，而且计算简单，我国工程师对该法比较熟悉，该

法在我国工程界广为采用。摩根斯坦-普赖斯法是一种严格的条分法，计算精度更高，是国际上通用的计算方法，在实际工程中，鼓励采用摩根斯坦-普赖斯法进行计算。

5.3.18 特殊边坡主要指坡顶存在安全等级为一级的建构筑物、存在油库等破坏后有严重后果的建构筑物、边坡高度局部超过标准要求和地质条件很复杂的岩土组合边坡等，边坡的稳定安全系数提高幅度，一级工程一般不超过原值的10%，二三级工程不超过上一个安全等级所对应的安全系数。

5.3.19 边坡支护体系的整体稳定性验算包括内部稳定和外部稳定两方面的验算。内部稳定是指锚杆锚固段与支护结构基础假想支点之间滑动面的稳定验算；外部稳定是指支护结构、锚杆和包括锚固段岩土体在内的岩土体的整体稳定，由于岩土体经加固治理后，破坏模式通常受强度控制，故采用圆弧法验算边坡的整体稳定。

5.4 边坡支护结构设计

(I) 支护结构计算与稳定性验算

5.4.2 为确保支挡与防护结构在设计工作年限内正常使用，本条对结构混凝土强度等级提出技术要求。

5.4.4 当前，国内外对土压力的计算一般采用著名的库仑公式与朗肯公式，但上述公式基于极限平衡理论，要求支护结构发生一定的侧向变形。若挡墙的侧向变形条件不符合主动极限平衡状态条件时则需对侧向岩土压力进行修正，其修正系数可依据经验确定。

土质边坡的土压力计算应考虑的主要因素：土的物理力学性质（重力密度、抗剪强度、墙与土之间的摩擦系数等）；土的应力历史和应力路径；支护结构相对土体位移的方向、大小；地面坡度、地面超载和邻近基础荷载；地震荷载；地下水位及其变化；温差、沉降、固结的影响；支护结构类型及刚度；边坡的施工方法和顺序。

岩质边坡的岩石压力计算应考虑如下因素：岩体的物理力学性质（重力密度、岩石的抗剪强度和结构面的抗剪强度）；边坡岩体类别（包括岩体结构类型、岩石强度、岩体完整性、地表水浸蚀和地下水状况、岩体结构面产状、倾向、结构面的结合程度等）；岩体内单个软弱结构面的数量、产状、布置形式及抗剪强度；支护结构相对岩体位移的方向与大小；地面坡度、地面超载和邻近基础荷载；

地震荷载；支护结构类型及刚度；岩石边坡与基坑的施工方法与顺序。

7 根据《公路挡土墙设计与施工技术细则》，大量的计算实例表明，支护结构坡顶车辆附加荷载在（10~20）kPa 之间，墙高小于 2m，取 20kN/m²，墙高大于 10m，取 10kN/m²，墙高（2~10）m 之间，用直线内插法计算。

（II）锚杆挡土墙支护

5.4.5 施工期稳定性较差的边坡，采用预应力锚杆减少变形同时增加边坡滑裂面上的正应力及阻滑力，有利于边坡的稳定。扩体锚杆锚固长度较短，一般 4m~6m，可以消除或显著减小锚杆工作期间由于应力传递产生的位移。

5.4.7 锚杆设计宜先计算所用锚杆钢筋的截面积，然后再用选定的锚杆钢筋面积按公式（5.4.7-2）和（5.4.7-3）分别计算锚固长度并取二者大值。一般情况下锚杆杆体与锚固体材料之间的锚固力高于锚固体与土层间的锚固力，故锚杆锚固段长度计算结果一般均为公式（5.4.7-2）控制。

5.4.8 本条为锚杆构造设计相关内容。

2 锚杆注浆宜选用水泥净浆，特别是二次高压注浆时的浆液。浆体强度是保证锚固力的重要因素，考虑到灌入钻孔内的浆体强度很难达到标准试块试验的强度，因此浆液质量、注浆质量、注浆压力、试块试验等均应从严要求。

锚杆构件锚固体与岩土体的粘结强度是锚杆锚固力发挥的控制因素，为提高锚杆锚固力，本地一些企业进行了积极的探索，如通过旋喷扩孔、机械扩孔增加锚固段直径并植入变径钢筋形成微型锚固桩，有通过改良浆液增加浆液与岩土体的摩阻力，如在长沙河西的数个项目中，通过在锚孔中注入添加特定成分的水泥浆液形成锚固体，试验结果表明在素填土、粉质黏土、全风化板岩中该种浆液与岩土体的摩阻力提高 1.5—2.0 倍，并显示随时间增长浆液具良好的膨胀率。鉴于这类材料应用时间不长，故未列入规范正文，如在项目中采用这些材料，应进行基本试验并经专家论证。

4 提出锚杆间距控制主要考虑到当锚杆间距过密时，由于“群锚效应”锚杆承载力将降低，锚固段应力影响区段土体被拉坏可能性增大。

由于锚杆每米直接费用中钻孔费约占一半左右，因此在设计中应适当减少钻孔量，采用承载力低而密的锚杆是不经济的，应选用承载力较高的锚杆，同时也可避免发生“群锚效应”不利影响。

锚杆轴线与水平面的夹角小于 10° 后，锚杆外端灌浆饱满度难以保证，因此建议夹角一般不小于 10°。由于锚杆水平抗拉力等于拉杆强度与锚杆倾角余弦值的乘积，锚杆倾角过大时锚杆有效水平拉力下降过多，同时将对锚肋作用较大的垂直分力，该垂直分力在锚肋基础设计时不能忽略，同时对施工期锚杆挡墙的竖向稳定不利，因此锚杆倾角宜为 15° ~35°。

5 强风化或破碎岩质边坡和土质边坡宜采用框架格构型混凝土传力结构；完整性较好的 I~III 类岩质边坡，可采用墩座或地梁型钢筋混凝土传力结构。

6 锚杆自由段太短对控制预应力损失不利，同时由于刚度系数更大，锚杆受力对变形更敏感，安全度降低。一般需要较高拉力和预应力的锚杆，其自由段越长；另外自由段长度还主要受尽可能使锚固段更多进入黏结强度更高土层的因素影响，岩土工程师应根据上述因素和锚杆的刚度系数综合确定自由段长度。要求自由段超过潜在滑裂面 1.5m 是避免或减小潜在破碎土体对锚固的不利影响。

锚固段过短时，由于岩土层本身的不均匀性以及成孔施工过程对周边土层的扰动，土体黏结强度局部可能降低，因此锚固段太短可能导致被拔出的风险增大。各种土层中的锚杆，均存在一个有效锚固长度，锚固段太长，由于最大黏结应力不能在整个锚固段长度上同时发挥，并不能提供与锚固长度成正比例的锚固抗拔力。

5.4.10 板肋式或格构式锚杆挡墙主要适用于施工期稳定性较好的边坡，嵌固一般较小，而排桩式锚杆挡墙常用于稳定性差的边坡，且嵌固深度较大。因此从支护结构的适用范围、嵌固特点、设计计算方法、以及施工方法等诸多因素出发，本标准将排桩式锚杆挡墙与桩板式挡土墙划分为一类，而非归入锚杆挡土墙。

使用锚杆技术的优点是对边坡的扰动较小，预应力锚杆可控制结构的变形。近年来，锚杆技术发展迅速，在边坡支护、围岩锚定、滑坡整治、洞室加固、高层建筑基础锚固等工程中广泛应用，具有实用、安全、经济的特点。

锚杆挡土墙最初只应用在完整的岩质边坡或作为临时支护措施，随着锚杆挡土墙在铁路、水利、矿山等行业应用，锚固技术得到很大发展。锚杆挡土墙不但用作永久支护措施，还逐渐应用到不是很完整的岩质边坡和土质边坡的支护，形成了现在常用的肋板式、板壁式、格构式和柱板式等结构型式的锚杆挡土墙。锚杆挡土墙横断面形式有直立式和仰斜式。

板肋式锚杆挡土墙是应用较广泛的结构形式，由挡土板、竖肋和锚杆组成，竖肋是挡土板的支座，锚杆是竖肋的支座，墙后的侧向土压力作用于挡土板上，并通过挡土板传给竖肋，再由竖肋传给锚杆，由锚固体与周围地层之间的锚固力即锚杆抗拔力使之平衡，以维持墙身及墙后土体的稳定。当用于稳定性较差的岩质边坡或土质边坡时一般采用“逆作法”施工。

板壁式锚杆挡土墙由墙面板和锚杆组成，墙面板直接与锚杆连接，并以锚杆为支撑，土压力通过墙面板传给锚杆。主要用于岩体比较完整的岩质边坡，一般采用“逆作法”施工。

格构式锚杆挡土墙中墙面垂直型适用于稳定性、整体性较好的岩质边坡，在坡面上现浇网格状的钢筋混凝土格架梁，竖肋和水平梁的结点上加设锚杆，岩面可加钢筋网并喷射混凝土作支挡或封面处

理。墙面仰斜型可用于各类岩质边坡和稳定性较好的土质边坡，格架内墙面根据稳定性可作封面、支挡或绿化处理。一般采用“逆作法”施工。

柱板式锚杆挡土墙适用于边坡自稳性很好的情况。大多数情况下该结构采用预制拼装，每级边坡开挖一坡到底，边坡需及时封闭。

当挡土墙的变形需要严格控制时，通常采用预应力锚杆。锚杆的预应力也可增大滑面或破裂面上的静摩擦力，有利于坡体稳定。

5.4.11 高度较大的新填方边坡慎用锚杆挡墙方案，主要是考虑到新填方土体沉降难以控制，由此引起的锚杆附加拉应力过大，存在安全风险。

5.4.12 锚杆挡土墙墙背主动土压力可按库伦土压力计算，土压力计算时，墙背摩擦角应符合附录D规定。挡墙侧向压力大小与岩土力学性质、墙高、支护结构形式及位移方向和大小等因素有关。

由于锚杆挡墙构造特殊，侧向压力的影响因素更为复杂，例如：锚杆变形量大小、锚杆是否加预应力、锚杆挡土墙的施工方案等都直接影响挡墙的变形，使土压力发生变化；同时，挡土板、锚杆和地基间存在复杂的相互作用关系，因此目前理论上还未有准确的计算方法如实反映各种因素对锚杆挡墙的侧向压力的影响。从理论分析和实测资料看，土质边坡锚杆挡墙的土压力大于主动土压力，采用预应力锚杆挡墙时土压力增加更大，本规范采用土压力增大系数来反映锚杆挡墙侧向压力的增大。岩质边坡变形小，应力释放较快，锚杆对岩体约束后侧向压力增大不明显，故对非预应力锚杆挡墙不考虑侧压力增大，预应力锚杆考虑1.1的增大值。

5.4.13 本条第3款对满足特定条件时的应力分布图形作了梯形分布规定，主要因为逆施工法的锚杆对边坡变形约束作用、支撑作用及岩石和硬土的竖向拱效应明显，使边坡侧向压力向锚固点传递，造成矩形应力分布图形与有支撑时基坑土压力呈矩形、梯形分布图形不同。反之上述条件以外的非硬土边坡宜采用库仑三角形应力分布图形或经验图形。

5.4.14 锚杆挡墙与墙后岩土体是相互作用、相互影响的整体，其内力与支护结构的刚度和土体变形密切相关，难以准确计算。对于较软弱土构成（如可塑黏土以及稍密的砂土等）的土质边坡，锚杆挡墙锚固点水平变形通常较大，故内力计算时按弹性支点考虑；而对于岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡的锚杆挡墙，锚固点水平变形的大小受支护高度、施工工序安排等影响，支点性质（弹性还是刚性）则须考虑变形的大小来近似确定。

挡板为支承于竖肋上的连续板或简支板、拱构件，其设计荷载按板的位置及标高处的岩土压力值确定，这是常规的能保全的设计方法。大量工程实测值证实，挡土板的实际应力值小于设计值的情况，其主要原因是挡土板后的岩土存在拱效岩土压力部分荷载通过“拱作用”直接传至肋柱上，从而减用在挡土板上荷载。影响“拱效应”的因素复杂，主要与岩土密实性、排水情况、挡板的刚

度、施工方法和力学参数等因素有关。目前理论研究还不能作定量的计算，一些地区主要是取工程类比的经验方法。相同的地质条件、相同的板跨，采用定量的设计用料。本条按以上原则对于存在“拱效应”较强的岩石和土质密实且排水可靠的挖方挡墙，可考虑两肋间岩土“卸拱”的作用，设计者应根据地区工程经验考虑荷载减小效应；完整的硬质岩荷载减小效应明显，反之极软岩及密实性较高的土荷载减小效果稍差；对于软弱上和填方边坡，无可靠地区经验对不宜考虑“卸荷拱”作用。

5.4.15 本条提出现浇挡板的厚度不宜小于 200mm 的建议要求，主要考虑现场立模和浇混凝土的条件较差，为保证混凝土质量的施工要求。为确保挡土板混凝土浇筑密实度，一般情况下，不宜采用喷射混凝土施工。

4 锚杆一般设置在格构梁节点处，格构梁间距太大，较难满足边坡整体稳定对锚杆拉力的要求，且不易保证格构内坡面土体的局部稳定性，间距不超过 3m 是大量工程案例的应用经验。截面尺寸太小不易满足格构梁受力要求。

5 在岩壁上一次浇筑混凝土板的长度不宜过大，以避免当混凝土收缩时岩石的“约束”作用产生拉应力，导致挡土板开裂，此时宜减短浇筑长度。

(III) 岩石喷锚支护

5.4.16 在高切削的岩石边坡上，很容易发现边坡顶部的拉伸裂隙，其深度约为边坡高度的（0.2~0.3）倍，离开边坡顶部边缘一定距离后便很快消失，说明边坡顶部确实的拉应力存在。对岩石边坡来说，岩石本身具有较高的抗压和抗剪切强度，所以岩石边坡的破坏，都是从顶部垮塌开始的。因此，对于整体结构边坡的支护，应注意加强顶部的支护结构。边坡的顶部裂隙比较发育，必须采用强有力的锚杆进行支护。锚喷支护中锚杆有系统锚杆与局部锚杆两种类型，系统锚杆用以维护边坡整体稳定，采用本标准相关直线滑裂面的极限平衡法计算。局部锚杆用以维持不稳定体的稳定，采用赤平投影法或块体平衡法计算。

5.4.17 锚喷支护边坡的整体稳定性计算，边坡侧压力及分布图形，锚杆总长度以及锚杆计算均按本标准第 5 章和附录相关规定执行。本条说明锚喷支护的锚杆轴向拉力标准值的计算方法，但顶层锚杆应按第 5.4.13 条应力分布图形中的顶部梯形分布图进行计算。

5.4.19 岩石锚喷的构造设计：岩石边坡在稳定性较好时，锚喷支护中的锚杆多采用全长黏结性锚杆，主要是由于全长黏结性锚杆具有性能可靠、使用年限长，便于岩石边坡施工的优点，一般长度不宜过长。对于提高岩石边坡整体稳定性的锚喷支护，一般在坡面上采用按一定规律布设的系统锚杆来提高

整体稳定,系统锚杆在坡面上多采用已被工程实践证明了加固效果优于其他布设方式的行列式或菱形排列,且锚杆间的最大间距,以确保两根锚杆间的岩体稳定。锚杆最大间距显然与岩坡分类有关,岩坡分类等级越低,最大间距应当越小。对于系统锚杆未能加固的局部不稳定区或不稳定块体,可采用随机布设的、数量较少的随机锚杆进行加固,以确保岩石边坡局部区域及不稳定块体的稳定性。

3 当边坡的整体稳定采用坡率法保证的前提下,可对边坡采取坡面防护和坡体浅层加固措施。本条款中具体参数的选择可按 I、II 类边坡或高度较低的边坡取小值,III、IV 类边坡或高度较高的边坡取大值的原则执行,对临时性边坡取较小值。

(IV) 排桩及桩锚支护

5.4.20 采用排桩、桩锚及双排桩作为边坡支护结构时,可有效的控制边坡变形,因而是高大填方边坡、坡顶附近有建筑物挖方边坡的有效支挡型式。排桩及桩锚支护形式的选择应根据工程特点、使用要求、地形、地质和施工条件综合考虑确定。排桩的施工工艺和桩间是否设置挡土板及挡板做法的选择应综合考虑场地条件、施工可行性等多种因素后确定。

1 挡墙高度过大,支挡结构承担的岩土压力及产生的桩顶位移均会出现较大幅度增长,不利于控制边坡安全,且悬臂桩断面过大。因此,从安全性和经济性的角度出发,控制悬臂式排桩支护高度,一般不宜超过 8m。

2 桩间距、桩长和截面尺寸应根据岩土侧压力大小和锚固段地基承载力等因素确定,达到安全可靠、经济合理。当采用矩形截面抗滑桩时,尺寸宜为 1.2m~4.0m,且矩形截面长边应沿平行滑动方向设置。当采用圆形截面抗滑桩时,最小直径不宜小于 1.2m。抗滑桩中心距宜为桩径或桩短边宽度的 2.5~5 倍,宜为 3m~8m,主要应根据桩径及推力进行验算,充分发挥桩间土土拱效应,避免桩间土挤出。抗滑桩桩间距的计算因为考虑因素较多且复杂,尚无成熟计算方法。当土层性质较好、密实时,抗滑桩间距可取大值;反之,应取小值。滑(边)坡主轴附近抗滑桩间距宜取小值,两侧桩间距可适当放大。设计时,主要可参考桩间距的绝对值和与截面宽度的倍数两方面所获得的经验性规定,国内抗滑桩中心间距的范围一般在 5m~10m,且大于桩径 2.5 倍。在能形成土拱的条件下,按桩侧所提供的摩阻力应大于桩间土体下滑力考虑桩间距;当采用桩间板进行连接时,桩间距设计取决于滑坡推力。

3 桩顶位移过大时,在桩上加设预应力锚杆或非预应力锚杆可起到控制桩身变形、降低桩身内力的作用。边坡现状稳定性较差时,采用预应力锚拉式排桩可起到边坡预加固作用,提高了边坡的安全度。

4 设置于填方处的锚杆桩需采取有效措施防止由于填料下沉而使锚杆产生次应力是十分重要的。

桩间应设置挡土板或其他措施维持岩（土）体稳定，挡板可采用钢筋混凝土现浇板或预制板，其位置应结合工程特点布设于桩前、桩后或桩中间。

5.4.21 本条仅考虑主动土压力大于剩余下滑力的情形，当剩余下滑力为控制作用时，其设计计算应满足本标准第6章工程滑坡的相关要求。

1 对于排桩及桩锚支护体系，当开挖面（或桩嵌固段）以下为较完整基岩或坚硬土层时，岩土侧向压力可按库伦主动土压力计算，桩身内力按本条第3款计算；当开挖面以下地层较为软弱时，考虑到岩土层参数取值可能的变异性以及使用期内时间效应的不利影响，根据湖南地区经验，岩土侧向压力宜按朗肯土压力计算，桩身内力按平面杆系结构弹性支点法进行分析。

桩板式挡土墙用于支挡工程或边坡加固时，承受侧向土压力，通过大量的测试，表明桩实测土压力比理论主动土压力更大，这是由于桩身变位不足以达到产生库仑主动土压力的状况，根据试验和理论分析，计算荷载可按主动土压力的（1.1 ~ 1.2）倍计算。

2 挡土板所受土压应力从上到下逐渐增大，设计中一般将悬臂高度分为几个区域，每个区域对应一种挡土板类型，每种类型挡土板采用所在区域中的最大土压应力作为计算土压应力，一方面可以保证结构设计的安全性另一方面分区域可减少挡土板类型，方便挡土板施工。

桩板式挡土墙的桩净间距一般为2m~5m，而墙高（自路基面算起）通常不会低于5m，高的可以达到12m，桩间墙的长高比小于0.8。苏联学者克列因早年根据模型试验的结果提出当长高比小于0.8，土压力可以乘以0.7~0.8的折减系数，这是桩后土拱效应作用的结果。应该注意的是对于土质路堑地段的桩板式挡土墙，由于桩后土体在施工过程中往往会出现超挖，超挖部分回填土形成的土拱效应较弱，挡土板上的土压力宜按全部土压力计算。所以该折减系数的取值要结合桩墙结构的类型、施工方法、施工顺序综合考虑，当可以形成土拱时，比如桩间挡土墙、桩间土钉墙等桩与墙独立承担土压力，且桩间墙相对可以有较大变形时，桩间墙土压力折减系数小于1.0；当结构构件不是独立承担土压力，而是互相传递土压力（如桩板墙），或不易形成土拱效应（如路肩和路堤桩板墙之类的填方型桩板墙或松散土层地段路壁桩板墙），桩间土压力折减系数不小于1.0。

中铁二院2017年的科研项目“西南山区路堑桩墙（板、土钉）组合结构考虑土拱效应的受力模式 and 设计理论研究”，针对滑坡体上设桩后两桩之间土压力如何计算的问题进行了研究。研究表明，设桩后，由于桩的约束存在土拱效应，即一个压密拱体（图x），具有外拱线和内拱线。边坡土体也因此被划分为三部分：拱前土体、拱体土体和拱后土体。试验表明，拱体土体厚度与拱前土体和拱后土体相比很小，且土体压密程度并不均匀，为了简化计算，将土拱简化为一条拱轴线（中

轴线)。简化后,范围拱前土体,桩间土压力稍增大,从而使桩间措施的设计偏保守,有利于工程安全,是可取的。该研究尚不能确定桩间土体与桩侧间存在摩擦力而形成的摩擦拱的性质,而且摩擦拱的形成很大程度上以端承拱的大变形或破坏为前提,合理的加固结构设计应力图避免端承拱的大变形和破坏,故土压力计算不考虑摩擦拱。当桩后形成压密的土拱后,设计时可利用土拱的自稳能力,仅计算土拱之内的土压力对结构的影响。

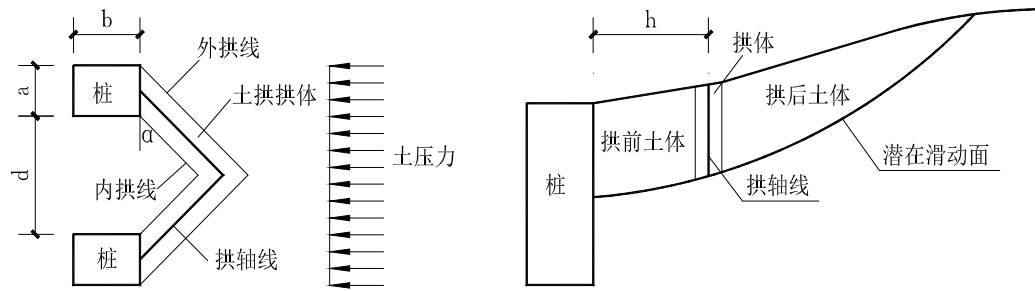


图 x 桩间土拱

针对滑坡考虑土拱效应的土压力计算,可以推广于土质边坡及全强风化岩质边坡采用桩加固时的其他边坡情况。桩间水平土拱仅考虑端承拱,形状宜采取等腰三角形,如图 x 所示。拱轴线方程及土拱高度 h 可由图中所示的桩截面宽度 a 、桩间净距 d 、拱轴线夹角 α 及土性系数 μ 确定。

$$h = \mu \frac{d+a}{2} \tan \alpha \quad (x-1)$$

式 (x-1) 中的 α 及 μ 宜通过试验确定,如无试验数据, α 可依式 (x-2) 确定, μ 可按表 x-1 采用。

$$\alpha = 45^\circ - \varphi/2 \quad (x1-2)$$

表 x-1 μ 建议值

岩土体类型	内摩擦角	μ 建议值	备注(土名)
黏性土	15~25	1.5~1.8	一般黏性土
砂类土	38~42	1.2~1.7	粗砂
	35~40	1.5~1.8	中砂
	32~38	1.5~1.8	细砂
	28~36	1.8~2.0	粉砂

粉土	23~30	2.0	粉土
碎石类土、全强风化岩石	35~42	1.1	碎石类土
岩石	>42	0	中风化岩石

注：内摩擦角越大， μ 取值越小，同一种土体的 μ 值可依据其特定的内摩擦角几何内插获得；

挡土板内置时，考虑土拱效应时桩间板的土压力计算方法，如图 x-2 所示。

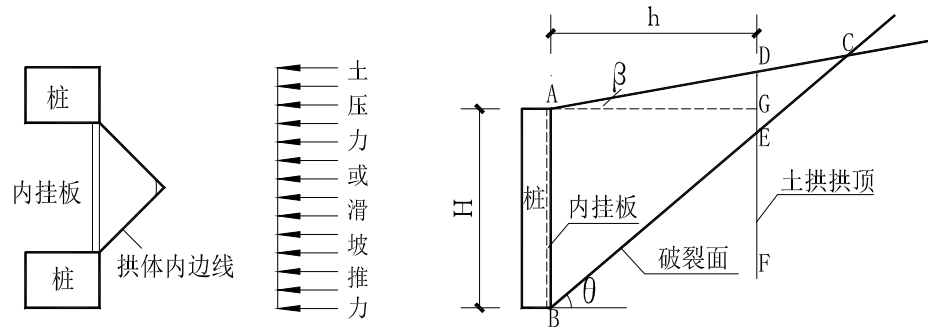


图 x-2 桩间板后土体破裂面及其土拱示意图

墙背土压力由 ABED 围成的破裂棱体内的岩土压力产生，DE 面光滑。 E_a 、破裂棱体自重 W 和破裂面 BE 上的反力 R 平衡，经推导可得考虑卸荷拱后的墙背每延米主动土压力计算公式如下：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma (h^2 \tan \beta + 2hH - h^2 \tan \theta) \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi - \delta)} \quad (x-3)$$

同样，将式 (x-3) 两边对 θ 求导，令 $\frac{dE_a}{d\theta} = 0$ 求得 E_a 为最大值时的 θ 值，将其代入式 (x-3)

即可求得主动土压力 E_a ，则水平 $E_x = \cos \delta \cdot E_a$ 。

3 桩锚固段内力计算采用地基系数法时，应根据桩身几何性质、桩周土性质以及桩的变形特点，进行刚性桩和弹性桩的判别（表 x-2），以选取适当的内力计算公式。

表 x-2 刚性桩和弹性桩判别

地基系数计算法 分类	桩的变形系数	判别标准	备注
K法	$\beta = \left(\frac{KB_p}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}}$	$\beta h_2 > 1.0$ ，属于弹性桩	h_2 锚固段桩长
		$\beta h_2 \leq 1.0$ ，属于刚性桩	
m法	$\alpha = \left(\frac{mB_p}{EI}\right)^{\frac{1}{5}}$	$\alpha h_2 > 2.5$ ，属于弹性桩	

		$\alpha h_2 \leq 2.5$ ，属于刚性桩	
--	--	------------------------------	--

4 对于较完整的岩质及半岩质岩层的地基，桩身作用于围岩的侧向压应力，一般不大于容许抗压强度。桩周围岩的侧向容许抗压强度，一般按岩石的完整程度、层理或片理产状、层间的胶结物与胶结程度、节理裂隙的密度和充填物、各种构造裂面的性质和产状及其贯通程度等情况，分别采用垂直允许抗压强度的（0.5 ~ 1.0）倍。当围岩为密实土或砂层时其值为0.5倍，较完整的半岩质岩层为（0.60 ~ 0.75）倍，块状或厚层少裂隙的岩层为（0.75 ~ 1.0）倍。

对于一般土层或风化土、砂砾状的岩层地基，桩在侧向荷载作用下发生转动变位时，桩前的土体产生被动土压力，而在桩后的土体产生主动土压力。桩身对地基土体的侧向压应力一般不能大于被动土压力与主动土压力之差。在工程设计中，要使锚固段完全满足要求，有时会很困难，所以根据多年的工程经验，满足滑动面以下深度 $h_2/3$ 和 h_2 （滑动面以下桩长）处的横向压应力需小于或等于被动土压力与主动土压力之差即可。此时滑动面以下 $h_2/3$ 深度范围内进入塑性区。

5 当锚固段为松散介质、较完整同种岩层或虽然是不同的岩层但岩层刚度相差不大时，桩端支承可视为自由端。

当锚固段上部为土层，桩底嵌入一定深度的较完整基岩时，桩端可采用自由端或铰支端计算。当采用自由端时，各层的地基系数必须根据具体情况选用；当采用铰支端计算时，应把计算“铰支点”选在嵌入段基岩的顶面，并根据嵌入段的地层反力计算嵌入段的深度。

当桩嵌岩段桩底附近围岩的侧向 k 相比桩底基岩的 k_0 较大时，桩端支承可视为铰支端。

5.4.22 本条规定纵向受力钢筋的直径不小于 16 mm 是为了保证骨架具有一定的刚度；净距不小于 12 cm，困难情况下不小于 8 cm，是为了便于施工捣固；桩主筋用钢量较大时可采用束筋，但 3 根以上不利于钢筋的稳定。钢筋排数太多也不利于捣固，故不要多于 3 排，当主筋两排以上时，要设置定位钢筋。

（V） 桩基托梁挡土墙支护

5.4.23 桩基托梁重力式挡土墙由挡土墙、托梁和桩基组成。桩基托梁挡土墙的出现解决了地基承载力不足和挡墙基础加深困难等问题，扩大了挡土墙的使用范围，尤其是陡坡地段或填方地基地段，当地基承载力不够，或由于其他原因，挡土墙基础需要加深时，采用桩基托梁基础，就可以大大减少基础开挖和对既有建筑及边坡稳定性的影响，保证边坡和环境安全。

5.4.24 挡土墙高度及截面尺寸、桩间距、桩的尺寸、托梁尺寸的确定，应综合考虑，做到安全可靠，经济合理；

1 考虑到桩基悬臂式挡墙的整体刚度和强度较大桩基具有较好的抗滑移和抗倾覆作用，最大高度可适当放宽，根据工程经验，最大墙高不超过 10m；下部桩基可根据工程需要采用双排桩或多排桩，挡土墙底板和下部桩基采用刚性连接时，能更好地发挥组合结构的整体作用，增强结构的变形协调能力。下部桩基础宜采用钻孔灌注桩，有条件时也可采用挖孔桩。

组合桩结构由桩基与上部结构或桩与连系梁组成，可分为桩基悬臂式挡土墙、桩基扶壁式挡土墙、椅式桩、框架桩等，为超静定结构，优先采用有限元软件进行整体计算。

3 根据托梁位置、岩土类型（土基、岩基、半土半岩）和托梁外边坡襟边宽度等实际情况托梁承受的水平推力有时需考虑托梁承受的侧向土压力，土压力计算时包括托梁高度范围内的土压力。

5 当托梁下有软弱土层赋存或桩身上部临空时，潜在滑动面可能位于桩顶以下，此时桩不仅要承受上部挡墙传来的荷载而且承受滑坡推力，应取滑坡剩余下滑力与主动土压力的较大值，对桩的内力进行计算。

5.4.25 托梁与其上重力式挡土墙（衡重式挡土墙）连接不得采用钢筋固接，可在托梁顶面外侧设置不小于 200 mm× 100 mm 的抗滑键，抗滑键应植筋并与托梁同步浇筑。托梁中心与挡墙竖向荷载重合，目的是使桩基均匀受力，同时满足水平位移控制要求。

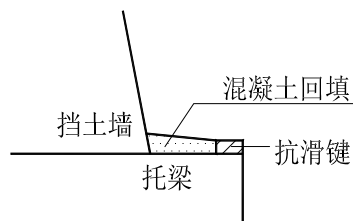


图 x 托梁上抗滑键示意图

(VI) 坡率法支护

5.4.26 坡率法是一种比较经济、施工方便的边坡治理方法，对有条件且地质条件不复杂的场地宜优先采用坡率法。

5.4.27 本条规定对地质条件复杂，破坏后果很严重的边坡工程治理不应单独使用坡率法，单独采用坡率法时可靠性低，因此应与其他边坡支护方法联合使用，可采用坡率法(或边坡上段采用坡率法)

提高边坡稳定性，降低边坡下滑力后再采用锚杆挡墙、桩板挡墙等支护结构，控制边坡的稳定，确保达到安全可靠的效果。

5.4.28 采用坡率法的边坡，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地质条件简单的土质边坡和整体无外倾结构面的岩质边坡，可参照表 5.4.28-1 或表 5.4.28-2 确定放坡坡率。对于填土边坡由于所用土料及密实度要求可能有很大差别，应根据实际情况按本标准有关规定通过稳定性计算确定边坡坡率。

5.4.29 边坡坡率设计应注意边坡环境的防护整治，边坡水系应因势利导保持畅通。若坡顶无较大汇水面积或出现反坡等情况是坡顶截水沟可根据实际情况减小尺寸或不设。考虑到边坡的永久性，坡面应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。

(VII) 重力式挡墙支护

5.4.30 重力式挡墙基础底面大、体积大，如高度过大，则既不利于土地的开发利用，也往往是不经济的。当土质边坡高度大于 10m、岩质边坡高度大于 12m 时，上述状况已明显存在，故本条对挡墙高度作了限制。

5.4.31 重力式挡墙可分为仰斜式挡墙、直立式挡墙、俯斜式挡墙和衡重式挡墙等类型；墙型的选择对挡墙的安全与经济影响较大。在同等条件下，挡墙中主动土压力以仰斜最小，直立居中，俯斜最大，因此仰斜式挡墙较为合理。但不同的墙型往往使挡墙条件(如挡墙高度、填土质量)不同。故墙型应综合考虑多种因素而确定。

挖方边坡采用仰斜式挡墙时，墙背可与边坡坡面紧贴，不存在填方施工不便、质量受影响的问题，仰斜当是首选墙型。

挡墙高度较大时，降低土压力已成为突出问题，故宜采用衡重式或仰斜式挡墙。

5.4.32 一般情况下，重力式挡墙位移较大，难以满足对变形的严格要求。挖方挡墙施工难以采用逆作法，开挖面形成后边坡稳定性相对较低，有时可能危及边坡稳定及相邻建筑物安全，因此本条对重力式挡墙适用范围作了限制。

5.4.33 对于高大挡土墙，通常不允许出现达到极限状态的位移值，因此土压力计算时考虑增大系数。

当挖方边坡岩土自立条件较好时，墙背可与边坡坡面紧贴时，土压力计算的强度指标仍按填土取值偏于保守，本条规定强度指标按综合内摩擦角确定。岩土体等效内摩擦角是考虑黏聚力在内的假想的“内摩擦角”，也称似内摩擦角或综合内摩擦角。综合内摩擦角通常按如下方式确定：

1) 土质边坡的等效内摩擦角

根据土的抗剪强度相等的原理计算 φ_D 值：

$$\tan \varphi_D = \tau' / (\gamma H) = (\gamma H \tan \varphi + c) / \gamma H$$

$$\text{即} \quad \varphi_D = \tan^{-1}(\tan \varphi + c / (\gamma H)) \quad (\text{x} - 1)$$

根据土压力相等的原理计算 φ_D 值：

为计算方便，可按地面水平、墙背竖直、光滑的简单边界条件确定。假定黏性土土压力与换算后的砂性土压力相等，可求得：

$$\begin{aligned} E_a &= (1/2)\gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot H \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) + 2c^2 / \gamma \\ &= (1/2)\gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \varphi_D/2) \end{aligned}$$

$$\tan(45^\circ - \varphi_D/2) = \tan(45^\circ - \varphi/2) - 2c / (\gamma H) \quad (\text{x} - 2)$$

2) 边坡岩体的等效内摩擦角

岩体综合内摩擦角（等效内摩擦角） φ_D 按下式计算：

$$\varphi_D = \arctan[\tan \varphi + cL / (W \cos \theta)] \quad (\text{x} - 3)$$

式中 c ——岩土的黏聚力(kPa);

φ ——岩土的内摩擦角 (°) ;

H ——边坡高度(m);

θ ——边坡的破裂角 (°) 。

挖方挡墙墙背土层物理力学指标，在无不良地质情况下，初步设计可按表 x 确定。

表 x 原状土物理力学指标

天然坡度	综合内摩擦角 (°)	重度 (KN/m ³)
1: 0.50	65~70	25
1: 0.75	55~60	23~24
1: 1.00	50	20

1: 1.25	40~45	19
1: 1.50	35~40	17~18

墙背土层为多层土时，综合内摩擦角宜通过厚度加权均一化处理。

抗滑移稳定性及抗倾覆稳定性验算是重力式挡墙设计中十分重要的一环，式(x-1)及式(x-6)应得到满足。当抗滑移稳定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、墙底做成逆坡、换土做砂石垫层等措施使抗滑移稳定性满足要求。当抗倾覆稳定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、增长墙趾或改变墙背做法(如在直立墙背上做卸荷台)等措施使抗倾覆稳定性满足要求。

土质地基有软弱层或岩质地基有软弱结构面时，存在着挡墙地基整体失稳破坏的可能性，故需进行地基稳定性验算。

5.4.34 当挡土墙基底地层承载力不足，采用竖向增强体等方式进行复合地基处理时，基底与复合地基之间应按现行行业标准《建筑地基处理规范》JGJ79 要求设置褥垫层，增强体主要承受竖向荷载；当采用桩基时，应对桩基的水平承载力进行验算。

当挡土墙受抗滑稳定控制时，采用倾斜基底以及抗滑凸榫是行之有效的措施，但基底逆坡坡度过大，将导致墙踵陷入地基中，可能发生墙身与基底土体共同的滑移，且地基承载力将随倾斜度增加而折减，此外，倾斜度较大时也会使保持挡墙墙身的整体性变得困难。为避免这一情况，对基底逆坡坡度作了限制。

抗滑凸榫嵌固在地基中主要承受在滑动过程中的剪力作用，因此主要检算抗剪功能。凸榫前面承受的被动土压力，根据榫前底板竖向压力计算。挡墙受滑动稳定性控制时，利用凸榫前土体所产生的被动土压力，可以增强挡土墙的抗滑能力，以免踵板过长。为使榫前被动土楔体不超出墙趾，凸榫前缘与墙趾的连线同水平线的夹角不要超过 $45^\circ - \varphi/2$ 值。同时，为防止凸榫过高增加墙背主动土压力，凸榫后缘与墙踵的连线同水平线的夹角不要超过 φ 值，如图 x。因此，应将整个凸榫置于通过墙趾并与水平线成 $45^\circ - \varphi/2$ 角线和通过墙踵并与水平线成 φ 角线所形成的三角形范围内。

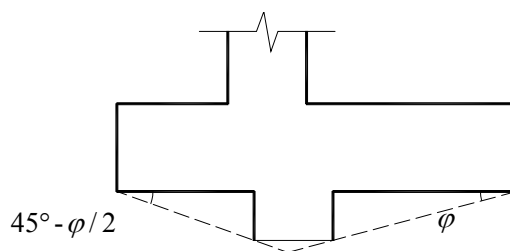


图 x 凸榫设置位置示意图

本条关于斜坡地面基础埋置条件参考了《公路挡土墙设计与施工技术细则》的相关经验对硬质岩石地基的基础埋深进行了细化；表中距斜坡地面水平距离的上、下限值的采用,可根据地基的地质情况,斜坡坡度等因素综合确定。如对于较完整的硬质岩,节理不发育、微风化的、坡度较缓的可取上限值 0.3m；节理较发育的、坡度较陡时可取下限值 0.6m；对岩石单轴抗压强度 15MPa~30MPa 的岩石,可根据具体环境情况取中间值。

当挡土墙基础位于较完整的硬质岩石构成的斜坡上时,由于岩石节理不发育,岩石硬度较高,基础部分不产生侧压力。为了节省造价,可将地基开挖成台阶式,为了保证挡土墙基础的稳定,规定其最下一层台阶的宽度不宜小于 1m。

原始地面为斜坡时,为了避免填方沿原地面滑动,提出基底处理办法:包括铲除草皮和耕植土、开挖台阶等。

(VIII) 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙支护

5.4.35 本条明确适用范围。根据现行相关标准及行业的要求,限制悬臂式挡墙和扶壁式挡墙在不良地质地段和地震时的应用。

扶壁式挡墙由立板、底板及扶壁(立板的肋)三部分组成,底板分为墙趾板和墙踵板。扶壁式挡墙适用于石料缺乏、地基承载力较低的填方边坡工程,一般采用现浇钢筋混凝土结构。扶壁式挡墙高度不宜超过 10m 的规定是考虑地基承载力、结构受力特点及经济等因素定的,一般高度为 6m~10m 的填方边坡采用扶壁式挡墙较为经济合理。

工程建设中,为增大悬臂式挡土墙的高度,出现了各种新型的 L 型挡土墙,如图 x。

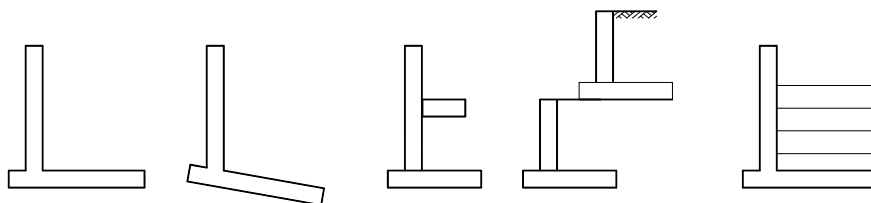
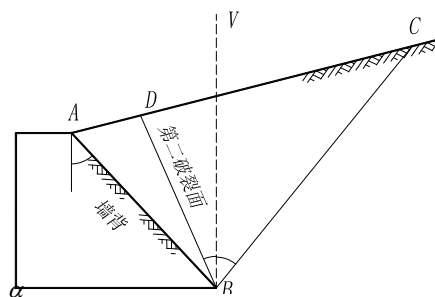


图 x 悬臂式挡墙多样性

5.4.37 挡土墙设计中,可能遇到墙背很缓的(如图 x)情况。此时,当挡墙向外移动,土体达到主动极限平衡状态,破裂体将沿相交于墙踵的两个破裂面(BC 和 BD)滑动,BD 即为第二破裂面。当出现第二破裂面时,可将 BD 视为挡墙假



想墙背,分别求出作用于 BD 上的土压力以及 ABD 土体的重力,二者的合力即为作用在墙背的土压力。

图 x 第二破裂面示意图

产生第二破裂面的条件与墙背倾角、墙背与土的摩擦角、填土表面的坡度以及填土内摩擦角有关,当墙背倾角或假想墙背倾角 α 大于第二破裂面倾角 α_1 时,认为会出现第二破裂面。

4 影响扶壁式挡墙的侧向压力分布的因素很多,主要包括墙后填土、支护结构刚度、地下水、挡墙变形及施工方法等,可简化为三角形、梯形或矩形。应根据工程具体情况,并结合当地经验确定符合实际的分布图形,这样结构内力计算才合理。

6 扶壁式挡墙是较复杂的空间受力结构体系,要精确计算是比较困难复杂的。根据扶壁式挡墙的受力特点,可将空间受力问题简化为平面问题近似计算。这种方法能反映构件的受力情况,同时也是偏于安全的。立板和墙踵板可简化为靠近底板部分为三边固定,一边自由的板及上部以扶壁为支承的连续板;墙趾底板可简化为固端在立板上的悬臂板进行计算;扶壁可简化为悬臂的 T 形梁,立板为梁的翼,扶壁为梁的腹板。

8 悬臂式挡墙、扶壁式挡墙为钢筋混凝土结构,其受力较大时可能开裂,钢筋净保护层厚度减小,受水浸蚀影响较大。为保证挡墙的耐久性,本条规定了挡墙裂缝宽度计算的要求。

5.4.38 本条明确悬臂式挡墙和扶壁式挡墙设计的构造要求。

2 明确悬臂式挡墙的截面型式及构造要求。

3 扶壁式挡墙的尺寸应根据强度及刚度等要求计算确定,同时还应当满足锚固、连接等构造要求。

7 当地基为软土层时,可采用换土层法或采用桩基础等处理措施。不应将基础置于未经处理的地层上。

9 钢筋混凝土结构扶壁式挡墙因温度变化引起材料变形,增加结构的附加内力,当长度过长时可能使结构开裂。本条参照现行有关标准规定了伸缩缝的构造要求。

(VIII) 格宾挡墙支护

5.4.39 格宾挡墙,又称石笼挡墙,即在石笼网箱里装填石料堆砌而成,是一种柔性挡土构筑物,属于重力式挡墙的一种。在国外,用钢丝网制作成一种名为“gabion”的结构箱体,音译为格宾网。格宾网是用机编双绞合六边形金属网面构成箱型网笼,并由间隔 1 米的隔板分成若干单元格,为了加强格宾网箱结构的强度,所有的面网板边缘采用直径更粗的钢丝。

格宾挡墙可用于水务工程的护岸墙体护坡，也用于小型滑坡或者浅层滑坡治理、景观工程、路基防护等工程中，具有良好的生态性、透水性、抗冲性、防浪性等优点；对地基的不均匀变形和沉降有良好的适应性。格宾挡墙与加筋技术联合使用时，挡墙高度可适当提高，常用的加筋材料有土工格栅、钢丝面网。

5.4.40 本条为格宾挡墙设计时的技术要求。

1 当格宾挡墙地基承载力较低时，可采用水泥土复合地基处理、CFG 桩复合地基、砂桩复合地基、碎石桩复合地基等地基处理方案。

4 格宾网箱的材料为异形截面的热镀锌低碳钢丝，外覆塑防腐处理，钢丝材质应符合国标现行国家标准《碳素结构钢》GB/T700 的规定，热镀锌必须符合现行国家标准《金属覆盖层钢铁制件热浸镀锌层技术要求及试验方法》GB/T 13912 的规定。

网箱材料除使用镀锌钢丝外，还可以采用钢筋、铁丝，以及预制混凝土。网箱材料选用，与石笼挡墙的使用年限密切相关。未特别说明时格宾网箱指钢丝网机编网箱。

6 格宾挡墙的稳定性验算，包括整体稳定性验算、抗滑移和抗倾覆验算，稳定性计算方法同重力式挡土墙。

5.4.41 格宾挡墙施工时，成品格宾网箱按设计图纸就位后再填充石料。在搬运和填充过程中，格宾网箱必须小心轻放，不得损坏格宾网镀锌钢丝外表防腐涂层。

每层网箱填料结束后，墙后填土应及时回填到网箱面平。每层回填土厚度宜控制在 300mm~400mm，必须夯实，压实度系数不应小于 0.90。必须依次、均匀、分层的向同层的各箱格内投料码放，严禁一次性填满。对于单格网箱，0.5m 高网箱分两次投料，1m 高网箱分三次投料。每层网箱填料完成后，需要用细石料对网箱顶部平整，最后封盖。

裸露在地表以上的填料，外表应人工码放，干砌石法，石料之间彼此搭接安稳，平面朝外。

(IX) 微型桩支护

5.4.42 根据相关研究，微型桩群在水平受荷下会产生群桩效应，且群桩的侧向承载能力比各单桩承载能力的总和要小，研究表明当排间距达（7~8）倍桩径时，可忽略排间的群桩效应，故若为了避免微型桩 - 土 - 微型桩之间产生群桩效应，应选择适宜的排间距。

目前对于微型桩的抗滑机制与破坏机理尚缺乏系统全面的认识，也没有成熟的计算理论，理论滞后于实际应用。国内工程实践的计算方法主要有：

等效法：将组合微型桩群与岩土体作为一个柔性挡墙，计算桩间距、沿滑面抗剪的桩总数及配筋量和内力计算。计算过程可参考现行国家标准《滑坡防治设计规范》GB/T 38509。

横向约束的弹性地基梁法：周德培等认为顶梁固定微型桩的组合结构通过发挥自身抗拉强度和桩土地基承载力抗滑，即在滑坡推力作用下，顶梁发生倾斜，导致多排布置的微型桩群后面的桩受拉，而前排桩受压，顶梁下面部分土体承受压力。因此只要受拉桩的锚固段能够提供足够拉力，顶梁下承压土体有足够的地基承载力，使受压桩不发生压杆失稳，这种组合结构就能保持整体稳定。计算假定和内力计算客人参考相关资料。

5.5 边坡变形控制

5.5.3 当坡顶邻近有重要建筑物时，支护结构方案选择时应优先选择排桩式锚杆挡墙、锚拉式桩板式挡墙或抗滑桩，其具有受力可靠、边坡变形小、施工期对边坡稳定性和建筑地基基础扰动小的优点，对土质边坡或有外倾结构面的岩质边坡宜采用预应力锚杆，更有利于控制边坡变形，确保坡顶建（构）筑物安全。除按本节优选支护方案外，还应充分考虑下列因素：

- 1 边坡开挖对坡顶邻近建筑物的安全和正常使用的不利影响程度。
- 2 坡顶邻近建筑物基础形式及距坡顶邻近建筑物的距离。
- 3 坡顶邻近建（构）筑物及管线等对边坡变形的接受程度。
- 4 施工开挖期边坡的稳定状况及施工安全和可行性。

5.5.4 当坡顶建筑物基础位于边坡塌滑区，建筑物基础传来的垂直荷载、水平荷载及弯矩部分作用于支护结构时，边坡支护结构强度、整体稳定和变形验算均应根据工程具体情况，考虑建筑物传来的荷载对边坡支护结构的作用。其中建筑水平荷载对边坡支护结构作用的定性及定量近似估算，可根据基础方案、构造做法、荷载大小、基础到边坡的距离、边坡岩土体性状等因素确定。建筑物传来的水平荷载由基础抗侧力、地基摩擦力及基础与边坡间坡体岩土抗力承担，当水平作用力大于上述抗力之和时由支护结构承担不平衡的水平力。

坡顶建筑物基础与边坡支护结构的相互作用主要考虑：1) 建筑荷载传给支护结构对边坡稳定性的影响，2) 因边坡临空，建筑物地基侧向约束减小后地基承载力相应降低；3) 新施工的建筑基础和施工开挖期对边坡原有水系产生的不利影响。

建筑物的基础与支护结构之间距离越近，边坡工程事故发生的可能性越大，危害性越大。本条规定的目的是尽可能保证建筑物基础与支护结构间较合理的安全距离，减少事故发生的可能性。确因工程需要时，应采取相应措施确保勘察、设计和施工的可靠性。不应出现因新开挖边坡使原稳定的建筑

基础置于稳定性极差的临空状外倾软弱结构面的岩体和稳定性极差的土质边坡塌滑区外边缘,造成高风险的边坡工程。

5.5.5 本条根据建筑物与边坡的距离关系或对支护结构的控制要求,为确保建筑物正常适用以及环境安全,规定了支护结构岩土侧压力设计值的取值方法。其目的是使边坡受力稳定的同时,确保边坡只发生较小变形,这样有利于保证坡顶建筑物的安全及正常使用。

对高层建筑,其传至边坡的水平荷载较大,支护结构可能承担高层建筑基础传来的不平衡的水平力,设计时应充分重视,应设置钢筋混凝土地下室,并加大地下室埋深,借用钢筋混凝土地下室的刚体及其底板与地基间的摩阻力平衡高层建筑传来的部分水平力,同时高层建筑钢筋混凝土地下室基础可采用桩基础(桩周边加设隔离层)将基础垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内,此时, H 值可从地下室底标高算至坡底,否则, H 仍取边坡高度。除设置钢筋混凝土地下室外,还应加强支护结构的抗侧力以平衡高层建筑可能传来的水平力。

5.5.6 既有工程经验表明,受限于现今施工技术、工艺水平影响,施工对岩土层的扰动难以避免;边坡施工过程中,开挖与支挡防护的工序间隔,亦使得支挡结构生效前不可避免出现坡体应力重新分布;上述因素都可能引起坡体、坡顶地表及附近土层的变形或沉陷,从而危及周边建构筑物安全。

针对上述情况,预加固技术从边坡变形机理出发,结合边坡岩土条件及环境特点,在边坡开挖松弛之前通过采取措施对坡体进行针对性处理,是行之有效的技术措施,可以起到约束或控制边坡开挖引起的应力重分布、抑制边坡变形等作用,从而达到稳定边坡和防灾减灾的目的。常用的预加固(预处理)措施有:

1 注浆加固:支护桩施工可能存在塌孔、振动危害时,可采用注浆预加固改善土体,减轻因塌孔和施工扰动对坡顶建筑物的危害,同时对坡顶建构筑物进行保护;对于边坡岩土体中存在的软弱结构面或软弱夹层,通过注浆,使浆液充填岩体间的间隙,一方面改善间隙中充填物的力学性质,另一方面浆液凝固后将岩体上下黏结起来,提高结构面自身的抗剪强度。同时浆液凝固后将岩体上下黏结起来,可以防止地下水和雨水对结构面产生的不良影响。

2 临时支护:当采用锚杆挡墙支护方案时,进行切坡开挖施工时,通过采用超前支护或临时支护措施,可以起到约束或控制边坡因卸荷引起的应力重分布、抑制坡体变形的作用,确保施工期稳定。

3 结构加固:对坡顶建构筑物刚度较低的情形,通过结构加固或基础托换等措施进行补强,增强其抵抗变形的能力。

4 防排水措施：水对顺层岩质边坡稳定性的不利影响包括增加岩土体自重、降低岩土强度、产生浮托力及水压力。在设计中要考虑这些不利影响因素，设计好临时的排水方案，避免雨在坡面上累积从而入渗到岩土体中，有利于边坡安全。

5.5.10 坡顶附近有重要建(构)筑物时除应保证边坡整体稳定性外,还应控制边坡工程变形对坡顶建(构)筑物的危害。边坡的变形值影响因素包括边坡高度、坡顶建(构)筑物荷载的大小、地质条件、水文条件、支护结构类型、施工开挖方案等,工程实践中,由于变形计算的复杂性以及计算方法不够成熟,只能根据地区经验,采用工程类比的方法,从设计、施工、变形监测等方面采取措施控制边坡变形。同样,支护结构变形允许值涉及因素较多,难以用理论分析和数值计算确定,工程设计中可根据边坡条件按地区经验确定。对于坡顶有既有建筑的情况,支护结构允许值的确定还应考虑建筑物已有的变形(沉降以及倾斜等)开展情况,避免因允许值偏大而导致坡顶建筑结构开裂或沉降超过标准要求。

6 滑坡工程

6.1 一般规定

6.1.1 当发生滑坡应急抢险时，需快速判别滑坡类型和性质、快速决策处置方案、快速抢险，故不能采用常规的勘察设计程序，待滑坡达到基本稳定后，再进行滑坡的定性定量评价及永久防治工程设计。

6.1.4 动态设计目的是在施工揭露工程地质条件和监测信息的基础上，综合评价滑坡变形活动状态及稳定性发展趋势，及时调整或优化滑坡防治工程设计方案及工程措施，指导施工应急处理施工中出现的险情，保障滑坡防治工程安全可靠、经济合理和顺利实施。

6.1.6 滑坡对工程建设危害严重，需彻底治理。对性质明确的滑坡，一次根治，对规模大、性质复杂的滑坡，在保证安全前提下，需全面规划，分期治理。

6.2 抗剪强度指标

6.2.1 一般来说，设计所需参数需由设计、勘察和试验三方共同研究确定，工程实践中，对于一些重要的地质参数还要通过多方研究，甚至召开专门的专家论证会确定。

6.2.3 小值平均值是对于一组数据选求其平均值，然后取该组数据中小于平均值的数据再求其平均值。

6.3 滑坡稳定性评价

6.3.8 排水孔在使用一定年限后易产生淤堵而失效，因此常规排水只能作为安全储备，而排水隧洞能有效地降低地下水位、提高滑动面（带）土的抗剪强度，且长期排水效果良好，在计算设置排水隧洞后的滑坡稳定性时，需适当考虑其有利影响。

6.4 滑坡推力计算

6.4.3 根据郑颖人和陈祖煜的研究成果，一般情况下，建议采用强度储备安全系数作为滑坡的稳定安全系数；对圆弧滑面和节点倾角变化不大的折线形滑面，采用隐式解时具有足够的计算精度。

6.5 抗滑工程结构设计

6.5.17 锚索承担的滑坡推力设计值按本标准相关规定计算确定，已考虑滑坡防治工程的安全系数。

6.5.32 注浆加固可以通过改良滑坡滑动面（带）土的性质，但滑动面（带）土多为黏性土，可灌性较差，且注浆效果检验困难，选择注浆加固滑坡时，需充分考虑其适用性；抗滑键设计时需进行越顶验算；微型桩越来越广泛应用于滑坡处置中，有施工快捷、施工场地要求低、见效快等优点，但其作用机理较复杂，因此未在本标准提出微型桩加固滑坡永久治理条文，可用于滑坡应急抢险工程。

6.5.35 由于施工安全等因素，地下排水支撑渗沟多采用机械施工开挖，受施工机械限制，开挖深度一般不大于 5.0m。采用人工开挖时，需采取水平支撑等措施，保证施工安全。

6.5.36 仰斜式排水孔往往成群布设，钻孔密度与深度主要取决于含水层层数、厚度、水量大小以及渗透系数。当存在多层含水层时，要与集水井、排水隧洞联合使用。

6.5.37 排水隧洞作为地下洞室结构，其受力分析与公路隧道、铁路隧道相似，但结构构造存在差异，在进行排水隧洞结构设计时，需参考隧道设计相关条款。

6.6 滑坡变形控制

6.6.1 滑坡监测一般以施工安全监测和防治效果监测为主，对威胁人数多的特级和 I 级滑坡，需进行动态长期监测以确保群众生命财产安全。

6.6.2 滑坡监测工作除采用专业的监测方法和手段进行监测外，需发动群众的力量进行不间断的巡查工作。

6.6.8 滑坡预测分析模型较多，但无成熟通用的滑坡预测模型，采用不同的模型可能会得出不同的结论，故在选取合适模型的同时，需加强滑坡宏观变形现象与滑坡监测成果有机结合。

6.6.9 一般来说，滑坡的工程地质条件相对复杂，不同的滑坡类型对预警预报指标敏感度会有所不同，且国内也无统一的预警值，需综合分析，合理确定预警值。

7 采空区治理工程

7.1 一般规定

7.1.1 采空区在设计和施工前，须按基本建设程序进行采空区岩土工程专项勘察，判定工程建设场地的稳定性和适宜性。勘察及评价结论应作为采空区治理设计的主要依据。

7.1.2 本标准要求采空区治理工程在地表移动活跃期结束后进行，对于在地表移动活跃期未结束而需要进行的治理工程，应先进行专项技术论证，后实施治理工程。采空区地表移动延续时间是根据最大下沉点的下沉与时间关系曲线和下沉速率曲线求得的，下沉量达到 10mm 为移动期开始的计时时间，当连续六个月下沉值不超过 30mm 时，可认为地表移动期结束，从地表移动期开始到结束的整个时间称为地表移动的持续时间。在移动过程的延续时间内，地表下沉速率大于 50mm/月

（1.7mm/d）（煤层倾角小于 45°），或大于 30mm/月（煤层倾角大于 45°）的时间称为活跃期。从活跃期结束到移动期结束的阶段称为衰退期。地表移动延续时间的确定及地表移动期的划分如图 x 所示：

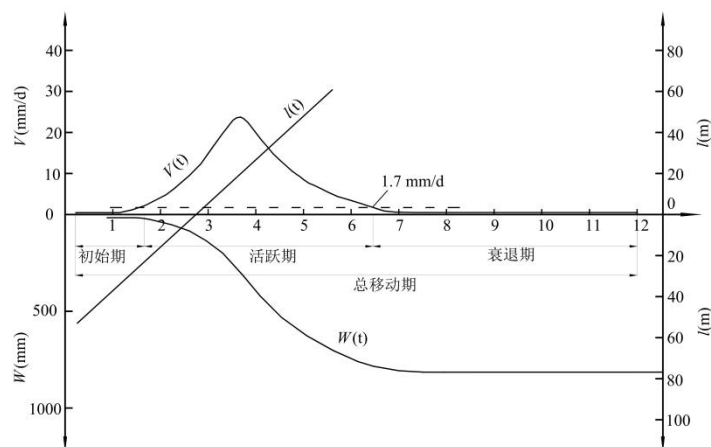


图 x 地表移动延续时间的确定及地表移动期的划分

要求采空区治理场地必须达到地表变形衰退期结束主要有如下原因：第一，采空区地表移动活跃期地表下沉速率大于 1.7mm/d，下沉量较大，在衰退期其累计下沉量仍然较大，即使在移动期结

束，地表仍有一定变形；第二，在采空区地表移动衰退期结束后进行治理，可以使采空区地表移动及变形较为充分，增加场地的安全稳定性，减少治理费用；第三，采空区是一种不良地质灾害，选择采空区场地作为建筑场地应持十分慎重的态度，避免由此造成生命财产重大损失。

7.2 地表变形特征

7.2.2 小型采空区地表变形类型主要为塌陷和裂缝。小型采空区范围狭窄，多成巷道式，地表不会产生移动盆地，但由于其开采深度浅，任其自由坍塌，地面变化剧烈。地表裂缝的分布常与开采工作面方向平行，且随工作面的不断发展，裂缝一般上宽下窄，无显著位移；大型采空区的地表变形主要是形成地表移动盆地，当地下采空后，随之产生地表变形，开始形成凹地，随着采空区的不断扩大，凹地不断发展，形成凹陷盆地，称之为移动盆地。

7.2.3 根据地表变形值的大小和变形特征，自移动盆地中心向边缘在水平上可分为三个区，均匀下沉区（中间区）：即移动盆地的中心平底部分；移动区：内边缘区危险变形区，区内变形不均匀，对建筑物影响最大；轻微变形区：外边缘区，地表变形值较少，一般以地表下沉值 10mm 为标准，来划分其外围边界。

7.3 采空区稳定性评价

7.3.4 采空区空间特征简单指的是开采范围狭窄，巷道式开采，岩石为坚硬岩，岩石的饱和单轴抗压强度 $\geq 60\text{MPa}$ ，采用极限平衡法和对围岩块体的稳定性计算进行分析。围岩块体的稳定性计算实质为“楔形体”的稳定性分析。

7.4 采空区治理设计

7.4.1 表 7.4.1 中覆岩类型的划分按照岩石的完整程度，抗扰动能力及饱和单轴抗压强度划分为坚硬覆岩和其它岩二类。其中岩体完整，抗扰动能力强，饱和单轴抗压强度大于 60MPa 的上覆岩层定义为坚硬覆岩；岩体破碎，抗扰动能力弱，饱和单轴抗压强度小于 60MPa 的上覆岩层定义为其它覆岩类；其中局部坚硬覆岩指采空区上部一定高度赋存有一定厚度的坚硬覆岩，当采空区上覆岩土层中存在有 60%以上坚硬覆岩时，可视为主要为坚硬覆岩。垮落类型拱冒型是指如矿层上面某一高度存在一定厚度的坚硬岩，当采用长壁陷落法开采，随着采空区的扩大，坚硬岩层以下的岩层发生拱型冒落，冒落达到坚硬岩层时，形成悬顶，即拱冒型破坏，此时，围岩形成形成的“自然拱”或无

支撑的“砌体拱”、“板拱”；弯曲型是指矿层上部为坚硬岩，采空区内存在矿柱，矿柱占采空区面积 30%~35%，且矿柱稳定，覆岩形成悬顶，类似于有支撑或无支撑的板式结构，地表变形轻微；切冒型指矿层上部虽为坚硬岩，采空区内存在矿柱，矿柱占采空区面积小于 30%，矿柱不稳定，覆岩不能形成悬顶，地表裂缝非常发育，且裂缝直通采空区，易形成切冒型破坏；抽冒型是指矿层上部岩性为其他岩类，不能形成悬顶，地面形成漏斗状陷坑，覆岩易发生“抽冒”型破坏。

7.4.2 对采空区发育的垮落带空洞、断裂带裂隙及弯曲带离层裂缝均需加固处理的，可采用全灌注充填法，仅对上述对象进行选择加固的，可采用局部灌注充填法。在不同的采矿方式、顶板管理方式、顶板岩性等条件的影响下，采空区三带发育、地面变形发育等均有较大的差异，因此必须在设计的基础上进行采空区现场灌注试验，通过试验效果来确定采空区灌注设计参数、灌注工法和灌注设备的适宜性。

7.4.3 对于采空区埋深超过 20m 的场地，相比较于其他采空区地基处理方法，剥挖回填法施工难度大且不经济，过厚的回填施工质量无法保证，同时应考虑因取土土方量过大造成新的地质环境破坏。

7.4.4 采用砌筑法进行采空区治理时，施工人员人身安全必须首先进行考虑，也是该方法是否合适的限制性条件之一。对于砌筑材料的选用，需根据采空区上覆荷载的大小计算确定，不建议使用毛石、片石作为砌筑材料。按照本标准要求，采用 MU20、新鲜、耐风化的毛料石，M7.5 砂浆，其抗压强度设计值可达到 2.42MPa；采用 MU15 砖，M7.5 砂浆，其砌体抗压强度设计值为 2.07MPa。可满足一般情况下砌筑抗压要求，对于特殊情况，建议按照实际荷载计算结果，参照现行国家标准《砌体结构设计标准》GB 50003 相关规定选用。

8 既有岩土工程加固

8.1 一般规定

8.1.4 既有岩土工程在加固施工过程中可能出现大变形或塌滑，采用“动态设计、信息化施工”，可以因施工出现的问题变更设计文件；为防止出现重大事故，施工时可先实施临时性的预加固及采取其他有效、安全的措施后，再实施永久性加固措施。

8.4 滑坡

8.4.12 在上部主滑地段减载，常起到根治滑坡的效果；对其他性质的滑坡，在主滑地段减载也能起到减小下滑力的作用。减载一般适用于滑坡床为上陡下缓、滑坡后壁及两侧有稳定的岩土体，不致因减载而引起滑坡向上和向两侧发展造成后患的情况；对无向上及两侧发展可能的小型滑坡，可考虑将整个滑坡体挖除。

在滑坡的抗滑段和滑坡体外前缘堆填土石加重，如做成堤、坝等，能增大抗滑力而稳定滑坡。但必须注意只能在抗滑段加重反压，不能用于主滑地段。而且填方时，必须作好地下排水工程，不能因填土堵塞原有地下水出口，造成后患。当仅考虑滑坡对滑动前方工程的危害或只考虑滑坡的继续发展对工程的影响时，可按滑坡整体稳定极限状态进行设计。当需考虑滑坡体上工程的安全时，除考虑整个滑体的稳定性外，尚应考虑坡体变形或局部位移对滑坡整体稳定性和工程的影响。

对于滑坡的主滑地段可采取挖方卸荷、拆除已有建（构）筑物等减载辅助措施；对抗滑地段可采取堆方加重等辅助措施；对滑坡体有继续向其上方发展的可能时，应采取排水、支撑抗滑措施，并防止滑体松弛后减载失效。

8.4.14 防止地面水浸入滑坡体，宜填塞裂缝和消除坡体积水洼地，并采取排水天沟截水或在滑坡体上设置不透水的排水明沟或暗沟，滑坡体前缘，常因坡体内的地下水活动而松软、潮湿，引起坡体坍塌滑动，为此可做边坡渗沟疏干，或做小盲沟，兼起支撑和疏干作用。对地下水丰富的滑坡体可采取在滑坡体外设截水盲沟和泄水隧洞或在滑坡体内设支撑盲沟和排水仰斜孔、排水隧洞等措施。

9 软弱地基

9.1 一般规定

9.1.2 根据我省软弱地基工程实践的成功经验和失败教训，设计方案一定要考虑室内地坪的使用要求，根据地基的地质情况和室内地坪的使用要求提出处理措施。基础形式与地基相匹配也是软弱地基基础设计的重要原则，一般情况下软弱地基上不宜选用刚性基础、强夯地基上不宜选用独立基础。

9.1.3 地基处理后的检测与建筑物沉降观测、处理过程和处理后周围设施与周围建筑物的监测等数据对评价处理效果、及时消除隐患以及解决纠纷是十分重要的。软弱地基上的建筑在设计阶段根据其重要性、体型、软弱土层分布状况以及周围建筑物及市政基础设施对不均匀沉降的敏感程度提出沉降监测要求很有必要。

9.2 软弱地基治理设计

9.2.3 地下水丰富能造成水泥浆散失、影响成桩质量；对于泥炭土、有机质含量大于 5%或 pH 值小于的酸性土，水泥土在上述土层有可能不凝固或发生后期崩解，须进行现场和室内试验确定其适应性；塑性指数大于 25 的黏土，采用常规单轴搅拌的结果很不均匀、强度低，应慎用。

9.4 软弱地基治理措施

9.4.3 工程事故调查结果表明：软弱地基上的建筑设置沉降缝应慎重，一旦设缝其基础净距就必须符合相邻基础净距的要求，否则就极易出现倾斜甚至建筑物顶部相碰的质量事故。本条明确规定沉降缝两侧基础净距应符合软弱地上相邻基础的净距要求。

10 岩溶地基

10.1 一般规定

10.1.1 岩溶地基是指以碳酸盐类岩石为地基持力层且岩体中存在岩溶现象及上覆土层中存在土洞，对场地稳定和建筑安全产生影响的地基，不包括以基岩上覆土层作持力层的地基。根据碳酸盐岩地层埋藏条件可分为裸露型岩溶、浅覆盖型岩溶、深覆盖型岩溶和深埋藏型岩溶等四种类型。

1 裸露型岩溶：指碳酸盐岩直接出露地表，没有或很少被第四系沉积物覆盖。

2 浅覆盖型岩溶：指碳酸盐岩部分被第四系沉积物覆盖，覆盖率 30%~70%，覆盖层厚度一般小于 30m。

3 深覆盖型岩溶：指碳酸盐岩大部分被第四系沉积物覆盖，覆盖率一般在 70%以上，覆盖层厚度一般 30m~100m。

4 深埋藏型岩溶：指碳酸盐岩层被非碳酸盐岩层覆盖，没有岩溶景观显露地表，埋深大于 100m，最深可达 1000m。

在大多数情况下，与岩土工程关系密切的岩溶地基主要是前两位，即裸露型岩溶和浅埋型岩溶。

10.1.4 碳酸盐岩地层在我省分布广泛，出露面积约 5.4 万平方公里，约占土地总面积的 25.6%，主要分布于湘西、湘中、湘南、湘东，地质灾害频繁，严重威胁工程安全。事先查明建设场地岩溶发育程度和分布规律、岩土的工程特性和地下水埋藏条件尤为重要，特别是大量抽排地下水时，引发土洞的发展及塌陷的发生，有很多这方面的经验教训。本标准特别强调岩溶地基勘察的重要性，关键是要对建设场地地基稳定性做出客观科学的综合评价。

10.2 岩溶发育规律

10.2.2、10.2.3 岩溶发育主要影响因素为地层岩性、地形地貌、新构造运动、地质构造和气候条件等，各种因素内在的必然联系在一定条件下必然向着某些趋势发展。

1 岩性对岩溶发育的控制：岩石是控制岩溶发育的主要因素，一个地区是否有岩溶，主要决定于岩石，而水分条件则影响岩溶发育程度及岩溶类型。岩石是岩溶发育的基础，水分是岩溶发育的条件。碳酸盐岩的成分比较复杂，岩层内部夹杂的物质的可溶性大小直接影响岩溶的发育强度。因此，质纯的碳酸盐岩最利于岩溶发育，不同碳酸盐岩岩溶发育有如下规律：灰岩>白云质灰岩>白云岩>不纯灰岩。其次，碳酸盐岩的结构和构造也影响了岩溶的发育，一般而言，晶粒愈粗，岩层愈厚，溶解度就愈大，岩溶发育就愈强烈。这是因为粗粒结构的岩石孔隙大，抗侵蚀能力弱，厚层

碳酸盐岩含不溶物物质较少，故其有利于岩溶发育。碳酸盐岩相对溶解度的大小取决于 CaO、MgO 及 $\text{SiO}_2+\text{R}_2\text{O}_3$ 含量比值的高低。一般而言，厚层、细晶、纯灰岩的 CaO/MgO 比值高，不溶物 $\text{SiO}_2+\text{R}_2\text{O}_3$ 组分低，相对溶解度高，可溶性好，岩溶发育；若为薄层、隐晶、不纯灰岩，则 CaO/MgO 比值低，不溶物 $\text{SiO}_2+\text{R}_2\text{O}_3$ 组分高，相对溶解度低，可溶性差，岩溶不甚发育。如娄底恩口岩溶区茅口组厚-巨厚层灰岩 CaO/MgO 比值最大达到 244%，相对溶解度 1.38%，岩溶强烈发育；栖霞组中厚-厚层灰岩 CaO/MgO 比值最大 142.5%，相对溶解度 1.15%，岩溶中等发育；长兴组中厚层状硅质灰岩 CaO/MgO 比值最大 104.80%，相对溶解度 0.73%，岩溶微发育。

2 断裂构造对岩溶发育的控制：断裂构造不仅控制岩溶发育的强弱，还控制岩溶发育的方向。

- 1) 张性断裂带受拉应力作用，破碎带的宽带一般不大，但张裂程度较大，断裂面粗糙不平，断层角砾岩的角砾棱角尖锐，大小混杂，结构疏松，裂隙率高，常为岩溶水的有利通道，故通常岩溶作用和岩溶化程度最为强烈。沿裂隙带发育的溶洞比较多，规模也比较大；
- 2) 压性断裂带受强烈的挤压应力作用，其破碎带宽度一般较大，特别是区域性的大断裂，破碎带主要由破碎岩、糜棱岩和断层泥组成，一般呈致密胶结状态，孔隙率低，不利于岩溶水流通，相对于其它类型的断层而言，其岩溶化作用最弱，岩溶化程度轻微；
- 3) 扭性断裂带受剪力作用，既有岩石的糜棱化，也存在次一级的构造裂隙。断裂面多陡倾或近直立，延伸较深较远，有利于岩溶水向纵深方向活动，故岩溶作用的深度一般较大。

3 褶皱构造对岩溶的控制：背斜轴部时产生张应力的地方，张节理发育，在地形上往往处于山区分水岭地段，雨水或地表水沿节理裂隙作垂直运动，然后再向两翼或沿地质构造线方向运动，故岩溶多以落水洞、漏斗、洼地等为主，并具有与构造轴线一致的带状分布特征；向斜轴部在岩溶水运动系统中属聚水区或排泄区，岩溶水往往富集于轴部或循构造轴向运动，或向地表河流排泄。岩溶水运动的这一特征，再加上褶皱轴部较为发育的层间裂隙，就给向斜轴部岩溶水的水平运动创造了十分有利的条件，因此，一般在向斜谷中常发育有暗河，同时受轴部发育垂直裂隙岩溶化的影响，常形成一系列与暗河相连通的漏斗、落水洞、竖井的垂直形态；褶皱翼部在岩溶水运动系统中居于径流部位，流速大，水动力作用活跃，岩溶化程度最强烈，尤以临近向斜轴部或河谷边缘地区更甚。这一部位既发育有水平岩溶形态，也发育有与地表相联系的垂直岩溶形态；褶皱构造的转折端，时岩溶发育的集中场所。

4 新构造运动对岩溶的控制：广大岩溶地区的岩溶水总是力争与其区内主河流的侵蚀基准面相适应。当地壳上升，侵蚀基准面下降时，岩溶水在适应侵蚀基准面的过程中剧烈下切，形成垂直岩溶系统；当地壳处于相对稳定状态时，岩溶水则作水平方向运动，形成水平岩溶系统；当地壳处于间歇性上升时，相应地出现了垂直岩溶系统与水平岩溶系统断续地相互交替的现象。

10.3 岩溶发育程度判定

10.3.1~10.3.4 岩溶发育程度是一个综合性的评价指标，它受岩溶发育的多项因素影响，是地表地下岩溶的综合反映。场地岩溶发育程度定性划分为强、中等、微三级，是以岩性和沉积组合为基础，结合岩溶地貌和个体岩溶形态及水文地质特征的分析，综合考虑地表岩溶发育密度、线岩溶率、见洞率、土洞率、基岩面起伏及岩溶发育深度等指标进行判定。这种划分只是一个相对的概念，因为在岩溶强发育地段中可能包含微发育层位，微发育区域也可能包含局部强发育地段。

岩溶发育程度初判以地质调查为主要手段，根据碳酸盐岩层组类型、地表岩溶发育特征、岩溶水赋存形式进行综合确定。碳酸盐岩层组类型划分见表 x。

表 x 碳酸盐岩层组类型划分

分类	亚类	厚度百分比 (%)		岩性组合特征
		碳酸盐岩	碎屑岩	
纯碳酸盐岩类	均匀灰岩层组	≥90	<10	连续沉积的灰岩，无明显碎屑岩夹层 (<5m)，酸不溶物<10%
	均匀白云岩层组	≥90	<10	连续沉积的白云岩，无明显碎屑岩夹层 (<5m)，酸不溶物<10%
	均匀灰岩、白云岩层组	≥90	<10	灰岩、白云岩互层或夹层沉积，无明显碎屑岩夹层 (<5m)，酸不溶物<10%
次纯碳酸盐岩类	碳酸盐岩夹碎屑岩层组	70~90	30~10	夹层型沉积，碳酸盐岩连续厚度大，碎屑岩夹层明显，酸不溶物含量大于 10%，小于 30%
不纯碳酸盐岩类	碳酸盐岩与碎屑岩互层层组	30~70	70~30	碳酸盐岩、碎屑岩互层沉积，酸不溶物含量大于 30%，小于 70%
	碎屑岩夹碳酸盐岩层组	≤30	>70	夹层型沉积，碎屑岩连续厚度大，碳酸盐岩呈夹层状分布，酸不溶物含量大于 70%

岩溶发育程度复判以勘探为主要手段，通过一定范围内的岩溶规模和密度的定量指标来表示，如线岩溶率、钻孔见洞隙率、土洞率等。线岩溶率是指见洞隙的钻探进尺之和与钻探总进尺之比；见洞隙率是指见洞隙钻孔数量与钻孔总数之比；土洞率是指见土洞钻孔数量与钻孔总数之比。

10.4 岩溶地基稳定性评价

10.4.1 岩溶地基稳定性评价，其本质上是对岩溶洞体的稳定性进行评价。采取先定性，后定量的原则对岩溶稳定性进行评价。

定性评价方法：主要是根据已查明的工程地质条件和水文地质条件，确定岩溶发育和分布规律，综合考虑影响岩溶稳定性的各种因素（地质构造、岩层产状、岩性和层厚、洞体形态及埋藏条件、顶板情况、充填情况、地下水等）和基底荷载情况，并结合已有的经验进行分析比较，作出稳定性评价，主要适用于初勘阶段的场地选择及一般工程的岩溶稳定性评价。

半定量评价方法：在岩溶区内按岩溶分布与发育特征，初步定性判别其对工程的适宜性的影响和危害程度，筛选提出对工程影响较大，需进一步查明与评价的重点区域，进行半定量评价，为进一步的稳定性评价、处置提供依据。

定量评价方法：主要是采用有限元等理论方法对溶洞或土洞的稳定性进行分析。目前虽然已有一些对岩溶稳定性分析评价的定量方法，但是大范围的推广较难实现，主要原因有二：一是受到各种因素的影响，岩溶地基的边界条件相当复杂，受到勘测技术的局限，岩溶洞隙和土洞很难查清，洞体与围岩的边界条件与性能指标也很难查清；二是洞体的受力状况和围岩应力场的演变十分复杂，要确定其变形破坏形式和取得符合实际的力学参数很困难。因此，定量评价方法的应用目前尚属探索阶段，在工程实践中受到很大的限制，有待不断积累资料，探索提高。而半定量的评价方法较为实用，为大多工程实践所采用。

10.4.5 现场条件许可时，通过现场试验评价岩溶洞隙的稳定性。现场试验包括电阻应变片测试法、荷载试验法和静载试验法。

1 电阻应变片测试法是沿纵横洞轴方向贴设电阻应变片及布置扰度量测，在加载过程中追踪测量。根据测得的最大应力与岩体抗剪强度比较，若后者大于前者的5~10倍，则认为岩溶洞体的顶板是可靠的。

2 荷载试验法是在有代表性的浅层洞体上，将顶板岩体修凿成一梁板形状，有条件时底面或侧面亦可贴设电阻应变片，于其上分级加载，观察其应力与变形。通过试验了解在特定条件下洞体的变形特征、破坏形式与顺序，反求顶板岩体参数，建立它与岩石强度参数、岩体纵波速度等的相关性，借此评价其他洞体的稳定性。

3 静载试验法是通过现场静载试验获得荷载~位移曲线（ $P\sim S$ 曲线），进而确定承载力，判断地基稳定性。

10.5 岩溶地基处理设计

10.5.1 岩溶地基处理的目的可归纳为三大方面：一是提高地基承载力和岩体强度；二是提高地基和岩体的稳定性；三是提高岩体的抗渗透和抗溶蚀能力。

大量工程实例证明,采用加强建筑物上部结构刚度和承载力的方法,能减少地基的不均匀变形。与非岩溶地区相比,岩溶地基基础成为了决定整个建筑物造价与工期的关键因素,适当提高上部结构措施与费用,从而降低对地基基础的要求,会取得较好的技术经济效果。因此本条规定对需要进行地基处理的工程,在选择地基处理方案时,应同时考虑地基、基础和上部结构的共同作用,尽量选用加强上部结构和地基处理相结合的方案。

10.5.3 分别对不同形式的岩溶地基提出了相应的地基处理方法。通常情况下,落水洞、漏斗、溶沟、溶槽、裂隙等埋藏较浅,洞隙平面尺寸或某一方向的尺寸较小,但溶蚀深度较深,溶蚀边界较易确定,适合采用梁、板结构跨越或充填处理;石芽、孤石的存在导致土岩组合地基的变形具有明显的不均匀特征,需设置褥垫层来调整与协调不均匀变形。

10.5.4 在具体的工程实践中,各个方法可综合使用,一般情况下,单一的方法很难达到岩溶地基处理的效果,则需根据岩溶形态,尺寸及所处建筑物部位,采用两种或两种以上的措施,综合处理,特别是岩溶区地貌、地质、水文条件复杂及塌陷发育、影响范围大的地段。

10.5.5 土洞的顶板强度低,稳定性差,且土洞的发育速度一般都很快,其对地基稳定性的危害较大。故在岩溶地基基础设计时对土洞给给予高度的重视。地表水形成的土洞和塌陷是由于地表水下渗,产生冲蚀掏空而逐渐形成,故采取截断或防止地表水渗入土层的措施,可起到根治的作用。

10.5.6 岩溶地基处理需考虑岩溶水的处理。对岩溶水的处理应遵从疏导为主、封堵为辅的原则,对地表水做好排水措施。对地下水以疏为主,并设置反滤层、截渗层等减少掏蚀、潜蚀。

常用的岩溶水处理可归纳为截、排、围和堵。截即为截留,是指与水流方向垂直而设的排水措施,以达到截断岩溶水的入渗或达到疏干某一范围的目的。一般有盲沟、截水墙、截水洞和截水沟等措施,其中盲沟适用于截阻或疏干水量小而分散的岩溶水,还可降低地下水;截水墙一般用于截堵暗河,防止暗河涌水淹没地基;截水洞一般设置在当岩溶水大而集中的某一地下空间来水一侧;截水沟一般用于消除溶蚀洼地积水或改变暗河水流方向。

排即排泄,是指与水流方向一致而设的排水措施,一般有泄水洞、潜水孔、排水管、桥涵等措施,其中泄水洞适用于防止暗河消化不良,以至水淹形成的积水洼地而另设的排水管道;潜水孔一般用于可溶岩中将地下水由此处引向另一处的目的;排水管一般用于大量集中但不大的岩溶水的排泄,既可集中又可分散排泄;桥涵主要用于交通工程,如存在间歇泉水的谷沟,枯水期为干谷,下雨时流量增大几十倍且泉水大涌出,用桥涵排泄较合适。

围指的是围堰与帷幕。其中,围堰用于保持岩溶泉正常出水,保持落水洞消水或阻止消水及提高水位引出它用等目的;帷幕用于水利工程和地下洞室的防渗。

堵塞或堵截墙是用人工材料对岩溶水水流进行堵塞，当岩溶水小而分散时，可用水泥浆、砂浆、黏土等材料堵塞。当流量、流速大时可用浆砌片石、混凝土或钢筋混凝土堵塞。

10.6 降水引起塌陷的处理措施

10.6.1 人工降低地下水位引起的塌陷，主要指矿坑疏干排水引起的塌陷和供水（抽水）引起的塌陷。塌陷的发生与水位降深、降落漏斗、水力坡度、流速、径流方向等因素存在如下关系：

1 塌陷与水位降深的关系：水位降深小，地表塌陷坑数量少、规模小；当降深保持在基岩面上且较稳定时，不易产生塌陷；降深增大，水动力条件急剧改变，水对土体潜蚀力增强，地表塌陷坑数量增多，规模增大。

2 塌陷与降落漏斗的关系：塌陷区多处于降落漏斗中，其范围小于降落漏斗区。塌陷坑数量及规模随远离降落漏斗中心而递减。

3 塌陷与水力坡度、流速的关系：地下水强径流带水流集中、水流速度较大、流动复杂多变、地下水位波动频繁，对岩土体的潜蚀、掏蚀等作用都会加强，从而使塌陷更容易形成和产生，且更为密集。水力坡度大，流速大，易产生塌陷。

4 塌陷与径流方向的关系：主要径流方向上地下水来量丰富，水的流速大，地下水对土体的潜蚀作用强，故此方向上易产生塌陷。

10.6.3~10.6.5 地下水形成塌陷的机理为：在下伏碳酸盐岩中发育有溶蚀裂隙等良好地下径流通道的覆盖型岩溶区，因天然或认为因素致使地下水水位大幅度下降时，地下水的流速、水力梯度和渗流力都在增强，对上覆松散土层和洞穴、溶隙中的充填物进行冲蚀、掏空，在岩土交界面形成土洞，当土洞逐渐扩大就会引起地表塌陷。

根据地下水形成塌陷的机理可以看出，在地下水条件不变时原有的土洞逐渐扩大；当地下水条件发生变化时，新的土洞会产生。因此，在有些工程实例中，建筑施工阶段没有土洞，但建成后，由于基础的施工改变了地下水条件，就会产生新的土洞和地表塌陷。与地表水形成的土洞相比，地下水形成的土洞几乎没有根治的方法，在一般工程中，鲜有可对地下水采取截流、改道的条件，即使有，其治理效果难以控制，对塌陷坑采用回填处理的同时，可采用嵌岩桩或加强上部结构及基础的整体性与刚度等措施。

11 膨胀土地基

11.1 一般规定

11.1.3 所谓综合判定并非多指标判定。膨胀土地区独特的工程地质特征及房屋开裂破坏形态是地基土长期胀缩往复循环变形的表征，是膨胀土分布区具有的共性，在一般地基土分布区不具有这种特征。为避免盲目的将一般工程场地按膨胀土分布场地进行勘察，一般从先从野外地质特征和房屋开裂破坏形态调查初步判定是否为膨胀土分布场地。具有膨胀土野外地质特征的场地，应进一步采用自由膨胀率指标对可能的膨胀土地层进行综合判定。

11.1.4 膨胀土的成因多数属残积、坡积型，多分布在二级及二级以上的阶地和山前丘陵地区，多呈坚硬~硬塑状态，土体内常有裂隙发育。稳定性验算要充分了解膨胀土特征，分析可能的破坏模式。在比较均匀或其他条件无明显差异时，可按一般均质土体的圆弧滑动法验算其稳定性，当膨胀土中存在相对软夹层时，地基的失稳往往沿此面首先滑动，因此将此软弱面作为控制性验算面。膨胀土具有裂缝或层状构造时，应根据裂缝和层状构造等结构面与边坡空间组合关系分析破坏模式，当出现不利组合时，应进行稳定性验算。

11.2 膨胀土地基加固治理设计

11.2.2 建造在膨胀土中的挡土结构（包括挡土墙、基坑支护结构、地下室外墙等），都要承受或可能承受水平膨胀力的作用。水平膨胀力的大小可通过室内试验或现场试验获得，室内测试值是在土体完全侧限条件下实测的峰值膨胀力，前苏联学者索洛昌建议取 0.8 倍测试的水平力进行设计计算。另外，挡土结构在主动土压力及水平膨胀力的作用下，发生很小的水平位移，都会导致水平膨胀力大幅降低，变形与水平膨胀力的衰减受多种因素影响，没有规律性，很难确定一个衰减系数，设计时应根据经验结合试验资料确定水平膨胀力的最终值。

另外，膨胀土体吸水膨胀产生水平膨胀力的同时，也会使膨胀土体密度和抗剪强度降低，强度指标的降低幅度与膨胀土特性、含水量初始值及含水量的增量有关。膨胀土在天然状态下或天然状态下吸水膨胀后，随含水量增加，抗剪强度指标会减小。目前含水量变化与强度指标衰减试验资料较少，规律性较差，也很难确定一个关系式，建议根据地方经验、膨胀土工程特性、场地施工及防水措施的可靠性、地层含水量可能的变化幅度，对黏聚力作 0.5~0.8 倍折减、内摩擦角作 0.4~0.6 倍折减使用。

11.3 膨胀土地基治理措施

11.3.3~11.3.5 膨胀土地区的基坑支护破坏，大多是由于土体中水分变化引发的。土中水分散失时，土体出现开裂，裂缝将土体分割成大小不等的单元，降低土体的整体性和抗前强度，而雨季时地裂缝又成为地表水下渗的通道，土体被渗泡后发生膨胀，产生较大的水平膨胀力，同时土体强度大幅降低，进而导致基坑失稳定。所以保持坑壁土体中的含水量基本不变在基坑 支护过程中尤为重要。施工前应做好基坑外围地面排水系统设计，将雨水、临时生活用水及施工用水引入排水系统，保证基坑四周排水畅通。

12 红黏土地基

12.1 一般规定

12.1.1 红黏土专指碳酸盐岩系的岩石经红土化作用形成的高塑性黏性土，其液限一般大于 50%。红黏土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45%的为次生红黏土。红黏土具有失水收缩、裂隙发育、上硬下软的特征。次生红黏土是搬运再沉积形成在相同物理指标情况下，其承载力只及红黏土的 3/4 左右，而且呈可塑、软塑状态的比例在总量中也明显增高，压缩性也较高。勘察中应以第四纪地质地貌研究红黏土特征保留程度中划分出红黏土，判定是否为次生红黏土。

12.1.2 除按成因划分红黏土与次生红黏土之外，根据工程需要红黏土可按特性对其进行岩土工程分类，以区别对待和合理利用。湿度状态是影响红黏土工程性能的重要因素，在岩土工程勘察中，必须按湿度状态划分土质单元。红黏土的湿度状态划分宜采用含水比划分法。红黏土富含网状裂隙，裂隙有随远离地表而递减之势，裂隙的赋存将破坏土的整体性，降低承载力和抗剪强度，工程中可根据裂隙特征进行量测和描述，对土体结构进行分类。红黏土具有水平方向上厚度与竖向上湿度状态分布不均的特征。为了初步判别红黏土地基变形的均匀性，根据事先假定条件、并对所得的地基变形计算结果进行归纳，提出按变形均匀性对红黏土地基进行分类，将 II 类变形不均匀地基修改为“土岩组合地基”。其中对于符合 I 类岩土条件的地基，由于在确定 Z 值时，已经概括了不利条件的组合，所以已满足地基不均匀变形问题，即使在岩土剖面上显示土层厚度有变化，仍可视为变形属均匀的地基。对“土岩组合地基”，由于情况比较复杂，地基变形差是否满足要求，应作具体分析与检验计算。 Z 值计算的假定条件：① 地基岩土模型基底下全部为硬塑状态土；基底下 3m 为硬塑，其下为可塑；基底下 3m 为硬塑，其下 3m 为可塑，再下为软塑土。② 硬塑土 E_s 取 12MPa，可塑土 E_s 取 7.0MPa，软塑土 E_s 取 3.0MPa。③ 沉降检验段长度按最小勘探点间距 6m。④ 考虑了刚性下卧层对基底下土中应力增大及部分相邻基础作用的影响。

12.2 红黏土地基岩土工程设计

12.2.3 表 12.2.3-1 中数据的计算假定条件是基底以下红黏土湿度状态是坚硬、硬塑状态土。当石芽密布，基底以下红黏土厚度均小于或均大于 h 时，地基可视为变形均匀的地基可不处理。

12.2.4 红黏土基础埋深的确定，从充分利用硬层、减轻下卧软层附加应力、调整基础沉降出发，宜尽量浅埋；但对底层砌体结构房屋而言，为避免地表因素对地基的不利影响，必须深于大气影响急剧层的深度。评价时应提出适当的工程建议。

12.2.5 建筑地基（或被沉降缝分隔区段的建筑地基）的主要受力层范围内，如遇下卧基岩表面坡度较大的地基、石芽密布并有出露的地基、大块孤石或个别石芽出露的地基，均属于土岩组合地基。当不能满足承载力和变形要求时，进行地基处理是最有效、可靠、经济的方法。在地基变形不均匀处理时，地基处理的一般原则是：在以硬为主的地段（岩石外露处）处理软的；在以软为主的地段则处理硬的，以减少处理工作面。并以调整基底应力与变形并重，选用的措施要施工简单，质量易于控制。

12.2.6 土中裂隙使土体整体性遭受破坏，大大削弱了土体的强度。试验表明，裂隙使抗剪强度降低了 50%以上，故而对边坡与基坑、土体承受较大水平荷载情况，土的抗剪强度值应作相应的折减。当坡顶近距离范围有水沟、水管等的基坑、边坡工程，为避免漏水造成的不利影响，可对土的抗剪强度值作相应折减。

13 市政工程地基

13.1 一般规定

13.1.2 明确必需先勘察、后设计的基本程序，勘察的基本要求与成果深度。

13.2 桥涵

13.2.1 重要的中桥及其以上的桥梁，相对来说，桥梁特殊比较复杂，对地基的工程地质要求比较高，因此，勘察阶段，应根据地质条件，结合地震情况对桥梁的稳定性作出预判断。

13.2.4 软土的工程特性是固结期长、压缩量大、承载力低。将其用于桥梁基础，必须预先采用一定的措施进行处理。并待其基本稳定后再修建桥台，否则其沉降作用会引起负摩阻力，加大桥台桩的受力，产生过大的沉降或变形。

13.2.5 桩在竖向荷载作用下，桩顶荷载一般由桩侧阻力和桩端阻力共同承受。而桩侧阻力和桩端阻力的大小及分担荷载比例，主要由桩侧和桩端地基土的物理力学性质，桩的尺寸和施工工艺所决定。因此，将桩尖要置于理想的持力层上。在同一桩基中，采用不同直径，不同材料和桩端深度相差过大的桩，不仅设计复杂，施工中也容易产生差错，故不宜采用。

由于承台周边土易受自然或人为的破坏或扰动，桩基础计算时，承台底面以上的竖向荷载均由桩基承担，不考虑承台周边土摩阻力因素。计算桥台台背土压力时，为保证安全，在计算台背水平土压力时，规定土柱高度在设计路面上另加了 0.5m 的安全储备高度；填土高度大于 5.0m 的桥台，台背水平土压力将会很大甚至会导致桥台整体滑移，为了确保桥台的稳定性，规定采用双排桩基础，提高整体抗弯刚度。

13.2.6 为保证桥梁的稳定和安全规范要求，其河中桥墩承台底有水时要置于大冲刷线以下一定深度要求。

13.2.7 墩台基础底各种作用的合力线宜在基础底截面核心距内，以求其下基桩受力基本均匀，总体稳定性得到保证，特殊情况要特殊设计。

13.3 沉井

13.3.1 沉井设计和施工前，应有详细的工程地质和水文地质资料。沉井部位应有足够的数量和深度钻孔，以提供土层变化、地下水位、地下障碍物及有无承载水等情况。

沉井侧壁与土层间的摩阻力及其沿壁高度的分布图形应根据工程地质和水文地质、井壁外形和施工方法等通过试验或工程类比法确定，当缺乏实验和可靠资料时，可按表 13.3.1 采用。

13.3.2 根据沉井基础埋置深度的不同，沉井计算法有两种：

- 1 当沉井埋置深度小于或等于 5m 时，可按浅基础设计；
- 2 当沉井埋置深度大于 5m 时，计算中要考虑沉井周围土体对沉井的约束作用。

13.3.3 在施工各阶段均应对沉井的稳定性进行计算：

1 沉井自重下沉计算：为了使沉井在自重作用下顺利下沉，沉井重量必须大于井壁与土体间的摩阻力，并存有必要的安全值。对于不排水下沉的沉井应扣除水浮力，当满足不了要求时，须加厚井壁或采取其它助沉有效措施，如顶上压重、射水助沉、泥浆润滑套等。

2 在软土地层中，下沉泥井时，要防止沉井突然下沉的现象。

13.3.4 沉井基础的抗浮稳定性应满足施工不同阶段和营运阶段最高地下水位的情况，按封底后和使用期分别验算，当不计井壁与土体间的摩阻力时，其稳定系数宜取 1.05。

13.3.5 在软弱土层中下沉沉井时，可能出现基础内土层隆起或井壁外侧土体塌陷现象。这些现象都会造成井壁外围土体开裂、塌陷，甚至影响沉井的整体稳定性，应引起注意。当有出现基坑内土层隆起的可能时，应及时采取综合预防措施；当井壁外侧土体有发生塌陷的可能时，应及时采取填土措施。

13.3.7 沉井在下沉过程中，刃脚受力较为复杂，刃脚切入土中时受到向外弯曲应力，挖空刃脚下的土时，刃脚又受到外部土、水压力作用而向内弯曲。从结构上来分析，可认为刃脚把一部分力通过本身作为悬臂梁的作用传到刃脚根部，另一部分由本身作为一个闭合框架作用所负担。悬臂梁的梁长等于外壁刃脚斜面部分的高度。当内隔墙刃脚踏面与外壁刃脚踏面的高差大于 0.5m，又有竖向承托加强时，假意全部水平力都由悬臂梁承担。

13.3.8 沉井内力应按施工阶段的受力状态分别计算，取最大内力进行强度验算。

1 沉井井壁水平向计算

沉井下沉过程中，井壁始终受到水平向的土压力及水压力作用，计算井壁内力时，可沿井壁水平向截取一段作为水平框架来计算框架的受力情况。

2 沉井井壁竖向计算

沉井在下沉过程中，当刃脚下的土已被挖空，但井壁上部被摩阻力较大的土体夹住（特别在软土情况下）时，沉井呈悬挂状态，井壁就有在自重作用下被拉断的可能，因此，应验算井壁竖向强度。

井壁摩擦力可假意沿沉井总高度按倒三角形分布，即在刃脚处为零，在地面处为最大。

13.3.9 沉井封底砼一般是按由井壁和内隔墙支承的双向板计算。封底厚度应根据沉井基底水压力和地基反力，以及井内填充物的类别而定。

封底混凝土除应满足弯曲强力外，由于其在荷载作用下，有沿井孔外范围内的周边剪断的可能，还需验算混凝土的剪应力，其值应小于混凝土的纯剪强度。若其剪应力超过抗剪强度，则应考虑在周边增设凹槽或其他增加抗剪面积的措施。

13.4 管道

13.4.3 管道处于地下水以下时，计算竖向压力和水平侧压力时都采用水土分算。有地下水时计算结果比没有地下水时要小，因此地下水位应选取较低的水位比较安全。

13.4.12 经过多年来的施工实践，影响顶力的主要因素是土的性质、管道弯曲大小和施工技术水平高低。在同样的土层中顶管，施工人员操作方法不同，顶力也有所不同。因此顶力计算公式有一定误差。

不宜顶管法施工的5种要求是顶管经验和教训的总结，曾出过不少工程事故，能避开则应尽量避开。砾石和抗压强度大于15MPa的岩石可以顶进，但要使用大刀盘，顶进速度慢；软硬不匀的土层界面上顶管要加大纠偏的频率，有条件避免时应当避免。

13.4.13 单一地层顶管机可直接按本标准表13.4.13选取。复杂地层顶管机要选择对所有土层均符合“可选机型”或“首选机型”的机型。适合复杂地层顶管机一般常用的是气压平衡式，现在趋向于泥水平衡式，也可采用具有土压平衡、泥水平衡和气压平衡的混合式机型。混合式机型是专门为特定工程而研制的，有其局限性，不是通用机型。

13.4.15 管道设计和施工方案中要包括监测点布置和监测方案的内容，根据监测对象重要性的不同，监测内容要相应变化。

13.5 道路路基

13.5.6 规定了特殊土路基的设计原则，特殊土路基的稳定变形及可能产生的工程问题与特殊土的地层特征、物理力学和水理特性以及道路沿线工程地质、水文地质条件有关。故条文强调特殊土路基设计应充分重视岩土工程勘察与分析，有针对性地进行个别验算与方案设计。

13.5.11 路基压实度是控制路基工作性能的重要指标。在路基工作区范围内，压实度越高，回弹模量越高，在行车荷载作用下的永久变形越小；对填方路基而言，压实度越高，由于路堤自身压密变

形而引起的工后沉降越小。几种特殊工程条件其压实度可适当降低：（1）存在管线保护等压实限制时，标准实施确有困难，适当放宽重型击实标准。（2）某些城市明确规定市区内禁止货运车辆进入，荷载应力水平较低，因此主干路的压实标准可按次干路执行。同时，专用非机动车道和人行道的荷载水平相对较低，故压实度标准可比机动车道降低一个等级执行，但必须避免不同部位压实差异可能造成的稳定性隐患或者不均匀变形。（3）对于零填方、挖方以及填方高度小于 80cm 的路段，在整个路床（0cm~80cm）范围内按照一个压实度标准来控制压实，操作难度大或者不经济，考虑车辆荷载沿路基深度的分布特征，建议采用“过渡性压实”的方法来控制不同深度的路基压实标准，下路床部分的压实标准比上路床部分略有降低。

14 地基处理

14.1 一般规定

14.1.1 本条规定是在选择地基处理设计方案前应完成的工作，其中强调需要进行现场岩土工程勘察和地形测绘及现场调查研究，了解当地地基处理经验和施工条件，调查邻近建（构）筑物、地下工程、管线和环境情况等。

14.1.2 采用加强建筑物上部结构刚度和承载能力的方法，能减少地基的不均匀变形，取得较好的技术经济效果。尽量采用加强上部结构和地基处理相结合的方案，既可以降低地基处理费用，又可以收到满意的效果。

14.1.3 本条规定了在选定地基处理方法时要遵循的一般步骤。着重指出在选择地基处理方案时，要根据各种因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，其中强调包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。工程实践证明，当岩土工程条件较为复杂或建（构）筑物对地基要求较高时，采用单一的地基处理方法，往往满足不了设计要求或造价较高，而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法才是最佳选择。

地基处理是经验性很强的技术工作，具有明显的区域性。相同的地基处理工艺，相同的设备，在不同的场地上处理效果可能不同；在一个地区成功的地基处理方法，在另一个地区使用，也需根据场地的特点对施工工艺进行调整，才能取得满意的效果。因此，地基处理方法和施工参数确定时，要进行相应的现场试验或试验性施工，进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。

14.1.4 本条是地基处理工程的验收检验的基本要求。

换填垫层、压实地基、夯实地基和注浆加固地基的检测，主要通过静载荷试验、静力和动力触探、标准贯入或土工试验等检验处理地基的均匀性和承载力。对于复合地基，不仅要上述检验，还要对增强体的质量进行检验，需要时可采用钻芯取样进行增强体强度复核。多种地基处理方法综合使用的地基处理工程，因其任意一种方法处理后的检验由于其检验方法的局限性，不能代表整个处理效果的检验，故地基处理工程完成后需进行整体处理效果的检验。

14.1.5 地基处理采用的材料，一方面需考虑地下土、水环境对其处理效果的影响，另一方面需符合环境保护要求，不要对地基土和地下水造成污染。地基处理采用材料的耐久性要求，需符合有关规范的规定。现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 对工业建筑材料的防腐蚀问题进行了规定，现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 对混凝土的防腐蚀和耐久性提出了要求，

要遵照执行。对水泥粉煤灰碎石桩复合地基的增强体以及微型桩材料，要根据表 x 规定的混凝土结构暴露的环境类别，满足表 x 的要求。

表 x 混凝土结构的环境类别

环境类别	条件
一	室内干燥环境； 无侵蚀性静水浸没环境
二 a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区的与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境； 海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

- 注：1 室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境；
 2 严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》GB 50176 的有关规定；
 3 海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定；
 4 受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境；受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液溅射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑；
 5 暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

表 x 结构混凝土材料的耐久性基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量 (%)		最大碱含量 (kg/m ³)
一	0.60	C20	0.30		不限制
二 a	0.55	C25	0.20		3.0
二 b	0.50 (0.55)	C30 (C25)	0.15		3.0
三 a	0.45 (0.50)	C35 (C30)	0.15		
三 b	0.40	C40	0.10		

- 注：1 氯离子含量系指其占胶凝材料总量的百分比；
- 2 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；其最低混凝土强度等级直接表中的规定提高两个等级；
- 3 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可以适当放松；
- 4 有可靠工程经验时，二类环境中的最低强度等级可降低一个等级；
- 5 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数；
- 6 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

14.1.6 地基处理工程是隐蔽工程。施工技术人员要掌握所承担工程的地基处理目的、加固原理、技术要求和质量标准等，才能根据场地情况和施工情况及时调整施工工艺和施工参数，达到设计要求。地基处理工程同时又是经验性很强的技术工作，根据场地勘测资料以及建筑物的地基要求进行设计，在现场实施中仍有许多与场地条件和设计要求不符合的情况，要求及时解决。地基处理工程施工结束后，按国家有关规定进行质量检验和验收。

14.3 换填垫层

14.3.3 本条为换填垫层设计要求：

- 2 垫层底面每边超出基础底边应大于 $z \tan \theta$ ，且不得小于 300mm。如图 x 所示：

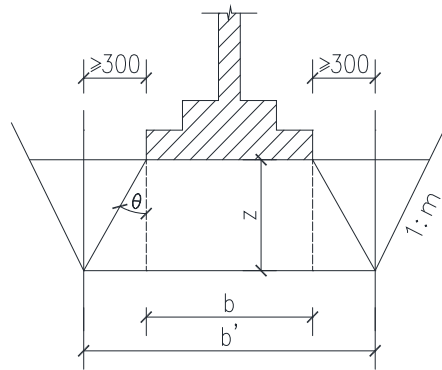


图 x 垫层宽度取值

7 加筋线密度为加筋带宽度与加筋带水平间距的比值。

14.3.6 设计等级为丙级的建筑物及一般小型、轻型或对沉降要求不高的工程，在无试验资料或经验时，当施工达到本规范要求的压实标准后，初步设计时可参考本表所列承载力特征值取用。竣工验收应采用静载荷试验检验垫层质量，为保证静载荷试验的有效影响深度不小于换填垫层处理的厚度，静载荷试验压板的面积一般不小于 1.0m^2 。

14.4 夯实地基

14.4.1~14.4.3 强夯法又名动力固结法。这种方法是反复将夯锤（质量一般为 $10\sim 40\text{t}$ ）提到一定高度使其自由落下（落距一般为 $10\sim 40\text{m}$ ），给地基以冲击振动能量，从而提高地基的承载力、降低压缩性、改善地基性能。由于强夯法具有加固效果显著、适用土类广、设备简单、施工方便、节省劳力、施工期短、节约材料、施工文明和施工费用低等优点。大量工程实例证明，强夯法用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，一般均能取得较好的效果。对于软土地基，一般来说处理效果不显著。

强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，用夯锤夯击形成连续的强夯置换墩。适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的黏性土等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，目前已用于堆场、公路、机场、房屋建筑、油罐等工程，一般效果良好，个别工程因设计、施工不当，加固后出现下沉较大或墩体与墩间土下沉不等的情况。因此，本条特别强调采用强夯置换法前，必须通过现场试验确定其适用性和处理效果，否则不得采用。

强夯法虽然已在工程中得到广泛的应用，但有关强夯机理的研究，至今尚未取得满意的结果。因此，目前还没有一套成熟的设计计算方法。本条规定，强夯施工前，应在施工现场有代表性的场地上进行试夯或试验性施工。

夯击次数是强夯设计中的一个重要参数，对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数应通过现场试夯确定，常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定。但要满足最后两击的平均夯沉量不大于本条的有关规定。同时夯坑周围地面不发生过大的隆起。因为隆起量太大，说明夯击效率降低，则夯击次数要适当减少。此外，还要考虑施工方便，不能因夯坑过深而发生起锤困难的情况。

夯击遍数应根据地基土的性质确定。一般来说，由粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数可少些。反之，由细颗粒土组成的渗透性弱的地基，夯击遍数要求多些。根据我国工程实践，对于大多数工程采用夯击遍数2遍，最后再以低能量满夯2遍，一般均能取得较好的夯击效果。对于渗透性弱的细颗粒土地基，必要时夯击遍数可适当增加。

必须指出，由于表层土是基础的主要持力层，如处理不好，将会增加建筑物的沉降和不均匀沉降。因此，必须重视满夯的夯实效果，除了采用2遍满夯外，还可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接等措施。

两遍夯击之间应有一定的时间间隔，以利于土中超静孔隙水压力的消散。所以间隔时间取决于超静孔隙水压力的消散时间。但土中超静孔隙水压力的消散速率与土的类别、夯点间距等因素有关。有条件时最好能在试夯前埋设孔隙水压力传感器，通过试夯确定超静孔隙水压力的消散时间，从而决定两遍夯击之间的间隔时间。当缺少实测资料时，间隔时间可根据地基土的渗透性按本条规定采用。

夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置。对于某些基础面积较大的建筑物或构筑物，为便于施工，可按等边三角形或正方形布置夯点；对于办公楼、住宅建筑等，可根据承重墙位置布置夯点，一般可采用等腰三角形布点，这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点；对于工业厂房来说也可按柱网来设置夯击点。

夯击点间距的确定，一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土，为便于超静孔隙水压力的消散，夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时，第一遍的夯点间距更不宜过小，以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。此外，若各夯点之间的距离太小，在夯击时上部土体易向侧向已夯成的夯坑中挤出，从而造成坑壁坍塌，夯锤歪斜或倾倒，而影响夯实效果。

由于基础的应力扩散作用，强夯处理范围应大于建筑物基础范围，具体放大范围可根据建筑结构类型和重要性等因素考虑确定。对于一般建筑物，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的1/2至2/3，并不宜小于3m。

根据上述各条初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯，并通过测试，与夯前测试数据对比，检验强夯效果，并确定工程采用的各项强夯参数，若不符合使用要求，则应改变设计参数。在进行试夯时也可采用不同设计参数的方案进行比较，择优选用。

14.4.4 本条规定置换深度不宜超过7m，是根据国内常用夯击能常在5000kN·m以下提出的，国外置换深度有达12m，锤的质量超过40t者。对淤泥、泥炭等黏性软弱土层，置换墩应穿透软土层，着底在较好土层上，因墩底竖向应力较墩间土高，如果墩底仍在软弱土中，恐承受不了墩底较高竖向应力而产生较多下沉。对深厚饱和粉土、粉砂，墩身可不穿透该层，因墩下土在施工中密度变大，强度提高有保证，故可允许不穿透该层。

强夯置换的加固原理相当于三者之和：强夯置换=强夯（加密）+碎石墩+特大直径排水井。因此，墩间的和墩下的粉土或黏性土通过排水与加密，其密度及状态可以改善。由此可知，强夯置换的加固深度由二部分组成，即置换深度和墩下加密范围。墩下加密范围，因资料有限目前尚难确定，应通过现场试验逐步积累资料。

墩体材料级配不良或块石过多过大，均易在墩中留下大孔，在后续墩施工或建筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙，下沉增加，因此本条强调了级配和大于300mm的块石总量不超出填料总重的30%。

累计夯沉量指单个夯点在每一击下夯沉量的总和，累计夯沉量为设计墩长的1.5~2倍以上，主要是保证夯墩的密实度与着底，实际是充盈系数的概念，此处以长度比代替体积比。

本条规定强夯置换后的地基承载力对粉土中的置换地基按复合地基考虑，对淤泥或流塑的黏性土中的置换墩则不考虑墩间土的承载力，按单墩载荷试验的承载力除以单墩加固面积取为加固后的地基承载力，主要是考虑：

1 淤泥或流塑软土中强夯置换国内有个别不成功的先例，为安全起见，须等有足够工程经验后再行修正，以利于此法的推广应用。

2 某些国内工程因单墩承载力已够，而不再考虑墩间土的承载力。

3 强夯置换法在国外亦称为“动力置换与混合”法（Dynamic replacement and mixing method），因为墩体填料为碎石或砂砾时，置换墩形成过程中大量填料与墩间土混合，越浅处混合的越多，因而墩间土已非原来的土而是一种混合土，含水量与密实度改善很多，可与墩体共同组成复合地基，但目前由于对填料要求与施工操作尚未规范化，填料中块石过多，混合作用不强，墩间的淤泥等软土性质改善不够，因此目前暂不考虑墩间土的承载力较为稳妥。

14.4.5 根据要求处理的深度和起重机的起重能力选择强夯锤质量。我国至今采用的最大夯锤质量为40t，常用的夯锤质量为10t~25t。夯锤底面形式是否合理，在一定程度上也会影响夯击效果。正方形锤具有制作简单的优点，但在使用时也存在一些缺点，主要是起吊时由于夯锤旋转，不能保证前后几次夯击的夯坑重合，故常出现锤角与夯坑侧壁相接触的现象，因而使一部分夯击能消耗在坑

壁上，影响了夯击效果。根据工程实践，圆形锤或多边形锤不存在此缺点，效果较好。锤底面积可按土的性质确定，锤底静接地压力值可取25 kPa~40kPa，对于饱和细颗粒土宜取较小值。强夯置换锤底静接地压力值可取100 kPa~200kPa。为了提高夯击效果，锤底应对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔，以利于夯锤着地时坑底空气迅速排出和起锤时减小坑底的吸力。排气孔的孔径一般为250mm~300mm。

当地表土软弱或地下水位高的情况，宜采用人工降低地下水位，或在表层铺填一定厚度的松散性材料。这样做的目的是在地表形成硬层，可以用以支承起重设备，确保机械设备通行和施工，又可加大地下水和地表面的距离，防止夯击时夯坑积水。

对振动有特殊要求的建筑物，或精密仪器设备等，当强夯振动有可能对其产生有害影响时，应采取隔振或防振措施。

当表土松软时应铺设一层厚为1.0m~2.0m的砂石施工垫层以利施工机具运转。随着置换墩的加深，被挤出的软土渐多，夯点周围地面渐高，先铺的施工垫层在向夯坑中填料时往往被推入坑中成了填料，施工层越来越薄，因此，施工中须不断地在夯点周围加厚施工垫层，避免地面松软。

施工过程中应有专人负责监测工作。首先，应检查夯锤质量和落距，因为若夯锤使用过久，往往因底面磨损而使质量减少，落距未达设计要求，也将影响单击夯击能；其次，夯点放线错误情况常有发生，因此，在每遍夯击前，均应对夯点放线进行认真复核；此外，在施工过程中还必须认真检查每个夯点的夯击次数和量测每击的夯沉量。对强夯置换尚应检查置换深度。

由于强夯施工的特殊性，施工中所采用的各项参数和施工步骤是否符合设计要求，在施工结束后往往很难进行检查，所以要求在施工过程中对各项参数和施工情况进行详细记录。

14.4.6、14.4.7 强夯处理后的地基的检测主要是地基均匀性检验和地基承载力检验。

1 地基均匀性检验，可采用动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验等原位测试，以及室内土工试验，检验点的数量，可根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑物，按每400m不少于1个检测点，且不少于3点；对于复杂场地或重要建筑物地基，按每300m不少于1个检测点，且不少于3点。强夯置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化，检验数量不应少于墩点数的3%，且不少于3点。

动力触探试验，适用于杂填土地基的强夯检测及查明强夯置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化关系。

标准贯入试验、静力触探试验适用于一般黏性土、粉土地基或素填土地基强夯后的地基检测，也适合于判别强夯后地基土（砂土、粉土）液化的可能性。

波速测试，可采用瑞利波对夯前、夯后地基土 V_s 值的变化进行检测，可判别强夯后那个位置 V_s 值较低，以确定夯击效果差的位置，也有文献报道利用 V_s 值确定强夯后地基承载力标准值，但应注

意 V_s 与强夯地基承载力标准值之间的曲线关系具有一定的适用范围。

2 强夯地基承载力检验的数量，应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑物，按每栋建筑地基的载荷试验检测点不少于3点；对于复杂场地或重要建筑地基应增加检验点数。检验结果的评价，应考虑夯点和夯间位置的差异。强夯置换地基单墩载荷试验数量不应少于墩点数的1%，且不应少于3点；对饱和粉土地基，当处理后墩间土能形成2.0m以上厚度的硬土层时，其地基承载力可通过现场单墩复合地基载荷试验确定，检验数量不应于墩点数的1%，且每个建筑载荷试验检验数量不应少于3点。应当注意，由于载荷板面积较小，荷载影响深度为（3~4）倍载荷板的直径，因而在确定强夯效果或强夯置换墩的着底情况，可采用载荷试验与其他原位试验（标准贯入试验、动力触探试验、静力触探试验、波速测试）相结合，综合判定强夯地基或强夯置换墩承载力及有效加固深度。

14.5 砂石桩

14.5.1 砂石桩复合地基是指利用振冲或沉管等方式，在软弱地基中成孔后，填入砂、砾石、碎石等材料并将其挤压入孔中，形成较大直径的、由砂石构成的密实桩体的地基处理方法。砂石桩在松散砂土和粉土地基中的作用包括挤密作用、振密作用和抗液化作用；砂石桩处理饱和和软黏土地基时，主要是置换作用，可以提高地基承载力和减少沉降，同时，还起排水通道作用，能够加速地基土的固结；砂石桩在素填土和杂填土地基中的作用包括挤密作用、振密作用及置换作用。

由于饱和软黏土含水量高、透水性差、灵敏度大，砂石桩在成桩过程中产生的超孔隙水压力不能迅速消散，挤密效果较差，而且因扰动而破坏了土的天然结构，降低了土的抗剪强度。而砂石桩填充材料属于散体材料，颗粒之间没有黏聚力，颗粒之间的咬合力要靠桩间土的握裹作用才能形成，如果需要处理地基的天然强度过低，必然对桩体的握裹作用就小，地基处理很难达到要求的效果，桩体容易发生侧向鼓胀破坏，复合地基的变形量大。为此本标准规定砂石桩法适用于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和软黏土地基，对于不排水抗剪强度为 10kPa-20kPa 的饱和软黏土地基宜慎用，如果不得不采用应在施工前通过现场试验确定其适用性，并明确规定不得用于处理不排水抗剪强度小于 10kPa 的饱和软黏土地基。

14.5.2 砂石桩复合地基主要是达到两个目的，一是提高地基强度并减少地基的变形，二是消除可液化的砂土和粉土地基的液化可能性。对于以提高地基承载力并减少地基变形为目的的处理，由于散体材料的桩体强度相对较低，作为处理后的复合地基的承载力的提高也受到限制，因此采用本法处理的地基一般适合于小型、一般建筑及场地地层简单的工程。

考虑到建筑地基的应力扩散作用，基础下地基侧向需要约束条件保证，同时考虑到基础下靠外

边的(2~3)排桩挤密效果较差,应加宽(1~3)排桩。对于以消除地基液化为目的的砂土和粉土地基的处理采用本法是有效的,但考虑到地震液化时孔隙水压力的增高和消散过程,处理范围应不小于5m,同时作为建筑地基时,其处理范围在基础外缘的扩大宽度不宜小于处理深度的1/2。

桩体材料的选择一般因地制宜,就地取材,可用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑、矿渣等硬质材料,这些材料可单独使用,也可以粗、细粒料以一定的比例配合使用,改善级配,提高桩体的密实度。对于砂土地基,桩体用料要比原土层的砂质好,并易于施工即可。对于饱和黏性土,因为要构成复合地基,特别是当原地基上较软弱、侧限不大时,为了有利于成桩,宜选用级配好、强度高的砂砾混合料,或用含有棱角状碎石的混合料,以增大桩体材料的内摩擦角。沉管法施工,填料的颗粒尺寸与桩管的直径和桩尖构造有关,以施工时顺利出料为宜。砂石填料中最大粒径不应大于50mm。考虑有利于排水,同时保证具有较高的强度,填料中含泥量不得大于5%。

砂石桩桩身材料是散体材料,砂石桩施工之后,桩顶1.0m左右长度的桩体是松散的,密实度较小,此部分应当挖除,或者采取碾压或夯实等方法使之密实。然后再铺设褥垫层,垫层厚度300mm~500mm,垫层的铺设应分层压实,垫层与桩顶互相贯通,以利排水。垫层材料可选用中、粗砂或砂与碎石的混合料,最大粒径不宜大于30mm。

垫层的作用一是起水平排水的作用,有利于施工后加快土层固结,二是起到应力扩散作用,降低砂石桩和桩周围土的附加应力,减少桩体的侧向变形,从而提高复合地基承载力,减少地基变形量。主要作用包括:保证桩与土共同承担荷载、调整桩与桩间土之间的荷载分担比例、减少和减缓基础底面的应力集中。

14.5.5 砂石桩处理地基最终是要满足承载力、变形或抗液化的要求,标准贯入、静力触探以及动力触探试验可直接反映施工质量并提供检测资料,所以本条规定可用这些测试方法检测砂石桩及其周围土的挤密效果。

应在桩位布置的等边三角形或正方形中心进行砂石桩处理效果检测,因为该处挤密效果较差。只要该处挤密达到要求,其他位置就一定会满足要求。此外,由该处检测的结果还可判明桩间距是否合理。

处理可液化地层时,按标准贯入击数来衡量砂性土的抗液化性,使砂石桩处理后的地基实测标准贯入击数大于临界贯入击数,这种液化判别方法只考虑了桩间土的抗液化能力,而未考虑砂石桩的作用,因而在设计上是偏于安全的。砂石桩处理后的地基液化评价方法应进一步研究。

14.5.6 砂石桩为散体材料桩,主要靠桩间土的侧向约束来传递竖向荷载。一般认为,竖向增强体复合地基有鼓胀、刺入、剪切及滑动等4种破坏模式,散体材料桩则最可能发生鼓胀破坏,各种计算模式几乎都是基于鼓胀破坏假设的。散体材料桩依靠周围土体的侧限力保持其形状并传递荷载,侧限力弱则承载力低,载荷试验时,如果仅进行单桩试验,因周边土体提供的侧限力非常弱,很容

易在浅部发生鼓胀破坏,所获得的承载力通常很低,因此,散体材料桩单桩载荷试验通常意义不大。砂石桩复合地基的地基承载力检验采用复合地基静载荷试验是合适的。

14.6 水泥粉煤灰碎石桩

14.6.1 水泥粉煤灰碎石桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的高黏结强度桩(简称 CFG 桩),桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基具有承载力提高幅度大,地基变形小等特点,适用范围较大。就基础形式而言,既可适用于条形基础、独立基础,也可适用于箱基、筏基;在工业厂房、民用建筑中均有大量应用。就土性而言,适用于处理黏性土、粉土、砂土和正常固结的素填土等地基。对淤泥质土应通过现场试验确定其适用性。

水泥粉煤灰碎石桩不仅用于承载力较低的地基,对承载力较高(如承载力 $f_{ak}=200\text{kPa}$)但变形不能满足要求的地基,也可采用水泥粉煤灰碎石桩处理,以减少地基变形。

目前已积累的工程实例,用水泥粉煤灰碎石桩处理承载力较低的地基多用于多层住宅和工业厂房。比如南京浦镇车辆厂南生活区 24 幢 6 层住宅楼,原地基土承载力特征值为 60kPa 的淤泥质土,经处理后复合地基承载力特征值达 240kPa,基础形式为条基,建筑物最终沉降多在 40mm 左右。

对一般黏性土、粉土或砂土,桩端具有好的持力层,经水泥粉煤灰碎石桩处理后可作为高层建筑地基,如北京华亭嘉园 35 层住宅楼,天然地基承载力特征值 f_{ak} 为 200kPa,采用水泥粉煤灰碎石桩处理后建筑物沉降在 50mm 以内。成都某建筑 40 层、41 层,高度为 119.90m,强风化泥岩的承载力特征值 f_{ak} 为 320kPa,采用水泥粉煤灰碎石桩处理后,承载力和变形均满足设计和规范要求,并且经受住了汶川“5.12”大地震的考验。

近些年来,随着其在高层建筑地基处理广泛应用,桩体材料组成和早期相比有所变化,主要由水泥、碎石、砂、粉煤灰和水组成,其中粉煤灰为 II~III 级细灰,在桩体混合料中主要提高混合料的可泵性。

混凝土灌注桩、预制桩作为复合地基增强体,其工作性状与水泥粉煤灰碎石桩复合地基接近,可参照本节规定进行设计、施工和检测。对预应力管桩桩顶可采取设置混凝土桩帽或采用高于增强体强度等级的混凝土灌芯的技术措施,减少桩顶的刺入变形。

14.6.2 本条是对水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计的要求:

1 桩端持力层的选择

水泥粉煤灰碎石桩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。水泥粉煤灰碎石桩具有较强的置换作用,其他参数相同,桩越长、桩的荷载分担比(桩承担的荷载占总荷载的百分

比)越高。设计时须将桩端落在承载力和压缩模量相对高的土层上,这样可以很好地发挥桩的端阻力,也可避免场地岩性变化大可能造成建筑物的不均匀沉降。桩端持力层承载力和压缩模量越高,建筑物沉降稳定也越快。

2 桩径

桩径与选用施工工艺有关,长螺旋钻中心压灌、干成孔和振动沉管成桩宜取 350mm~600mm;泥浆护壁钻孔灌注素混凝土成桩宜取 600mm~800mm;钢筋混凝土预制桩宜取 300mm~600mm。

其他条件相同,桩径越小桩的比表面积越大,单方混合料提供的承载力高。

3 桩距

桩距应根据设计要求的复合地基承载力、建筑物控制沉降量、土性、施工工艺等综合考虑确定。设计的桩距首先要满足承载力和变形量的要求。从施工角度考虑,尽量选用较大的桩距,以防止新打桩对已打桩的不良影响。就土的挤(振)密性而言,可将土分为:

- 1) 挤(振)密效果好的土,如松散粉细砂、粉土、人工填土等;
- 2) 可挤(振)密土,如不太密实的粉质黏土;
- 3) 不可挤(振)密土,如饱和软黏土或密实度很高的黏性土,砂土等。

施工工艺可分为两大类:一是对桩间土产生扰动或挤密的施工工艺,如振动沉管打桩机成孔制桩,属挤土成桩工艺。二是对桩间土不产生扰动或挤密的施工工艺,如长螺旋钻灌注成桩,属非挤土(或部分挤土)成桩工艺。对不可挤密土和挤土成桩工艺宜采用较大的桩距。在满足承载力和变形要求的前提下,可以通过改变桩长来调整桩距。采用非挤土、部分挤土成桩工艺施工(如泥浆护壁钻孔灌注桩、长螺旋钻灌注桩),桩距宜取(3~5)倍桩径;采用挤土成桩工艺施工(如预制桩和振动沉管打桩机施工)和墙下条基单排布桩桩距可适当加大,宜取(3~6)倍桩径。桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土层,为防止施工发生窜孔、缩颈、断桩,减少新打桩对已打桩的不良影响,宜采用较大桩距。

4 褥垫层

桩顶和基础之间应设置褥垫层,褥垫层在复合地基中具有如下的作用:

- 1) 保证桩、土共同承担荷载,它是水泥粉煤灰碎石桩形成复合地基的重要条件;
- 2) 通过改变褥垫厚度,调整桩垂直荷载的分担,通常褥垫越薄桩承担的荷载占总荷载的百分比越高;
- 3) 减少基础底面的应力集中;
- 4) 调整桩、土水平荷载的分担,褥垫层越厚,土分担的水平荷载占总荷载的百分比越大,桩分担的水平荷载占总荷载的百分比越小。对抗震设防区,不宜采用厚度过薄的褥垫层设计;

- 5) 褥垫层的设置, 可使桩间土承载力充分发挥, 作用在桩间土表面的荷载在桩侧的土单元体产生竖向和水平向附加应力, 水平向附加应力作用在桩表面具有增大侧阻的作用, 在桩端产生的竖向附加应力对提高单桩承载力是有益的。

5 水泥粉煤灰碎石桩可只在基础内布桩, 应根据建筑物荷载分布、基础形式、地基土性状, 合理确定布桩参数:

- 1) 对框架核心筒结构形式, 核心筒和外框柱宜采用不同布桩参数, 核心筒部位荷载水平高, 宜强化核心筒荷载影响部位布桩, 相对弱化外框柱荷载影响部位布桩; 通常核心筒外扩一倍板厚范围, 为防止筏板发生冲切破坏需足够的净反力, 宜减小桩距或增大桩径, 当桩端持力层较厚时最好加大桩长, 提高复合地基承载力和复合土层模量; 对设有沉降缝或防震缝的建筑物, 宜在沉降缝或防震缝部位, 采用减小桩距、增加桩长或加大桩径布桩, 以防止建筑物发生较大相向变形;
- 2) 对于独立基础地基处理, 可按变形控制进行复合地基设计。比如, 天然地基承载力 100kPa , 设计要求经处理后复合地基承载力特征值不小于 300kPa 。每个独立基础下的承载力相同, 都是 300kPa 。当两个相邻柱荷载水平相差较大的独立基础, 复合地基承载力相等时, 荷载水平高的基础面积大, 影响深度深, 基础沉降大; 荷载水平低的基础面积小, 影响深度浅, 基础沉降小; 柱间沉降差有可能不满足设计要求。柱荷载水平差异较大时应按变形控制进行复合地基设计。由于水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力提高幅度大, 柱荷载水平高的宜采用较高承载力要求确定布桩参数; 可以有效地减少基础面积、降低造价, 更重要的是基础间沉降差容易控制在规范限值之内;
- 3) 国家标准现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中对于地基反力计算, 当满足以下条件时可按线性分布: 当地基土比较均匀; 上部结构刚度比较好; 梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 $1/6$; 相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20% 。地基反力满足线性分布假定时, 可在整个基础范围均匀布桩。若筏板厚度与跨距之比小于 $1/6$, 梁板式基础, 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 $1/6$ 时, 基底压力不满足线性分布假定, 不宜采用均匀布桩, 应主要在柱边 (平板式筏基) 和梁边 (梁板式筏基) 外扩 2.5 倍板厚的面积范围布桩。需要注意的是, 此时的设计基底压力应按布桩区的面积重新计算;
- 4) 与散体桩和水泥土搅拌桩不同, 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力提高幅度大, 条形基础下复合地基设计, 当荷载水平不高时, 可采用墙下单排布桩。此时, 水泥粉煤灰碎石桩施工对桩位在垂直于轴线方向的偏差应严格控制, 防止过大的基础偏心受力状态。

14.6.3 本条是对施工的要求:

1 水泥粉煤灰碎石桩的施工，应根据设计要求和现场地基土的性质、地下水埋深、场地周边是否有居民、有无对振动反应敏感的设备等多种因素选择施工工艺。这里给出了四种常用的施工工艺：

- 1) 长螺旋钻干成孔灌注成桩，适用于地下水位以上的黏性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土以及对噪声或泥浆污染要求严格的场地；
- 2) 长螺旋钻中心压灌灌注成桩，适用于黏性土、粉土、砂土；对含有卵石夹层场地，宜通过现场试验确定其适用性。北京某工程卵石粒径不大于 60mm，卵石层厚度不大于 4m，卵石含量不大于 30%，采用长螺旋钻施工工艺取得了成功。目前城区施工对噪声或泥浆污染要求严格，可优先选用该工法；
- 3) 振动沉管灌注成桩，适用于粉土、黏性土及素填土地基及对振动和噪声污染要求不严格的场地；
- 4) 泥浆护壁成孔灌注成桩，适用于地下水位以下的黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及风化岩层。

若地基土是松散的饱和粉土、粉细砂，以消除液化和提高地基承载力为目的，此时应选择振动沉管桩机施工；振动沉管灌注成桩属挤土成桩工艺，对桩间土具有挤（振）密效应。但振动沉管灌注成桩工艺难以穿透厚的硬土层、砂层和卵石层等。在饱和黏性土中成桩，会造成地表隆起，已打桩被挤断，且振动和噪声污染严重，在城中居民区施工受到限制。在夹有硬的黏性土时，可采用长螺旋钻机引孔，再用振动沉管打桩机制桩。

长螺旋钻干成孔灌注成桩适用于地下水位以上的黏性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土，属非挤土（或部分挤土）成桩工艺，该工艺具有穿透能力强，无振动、低噪声、无泥浆污染等特点，但要求桩长范围内无地下水，以保证成孔时不塌孔。长螺旋钻中心压灌成桩工艺，是国内近几年来使用比较广泛的一种工艺，属非挤土（或部分挤土）成桩工艺，具有穿透能力强、无泥皮、无沉渣、低噪声、无振动、无泥浆污染、施工效率高及质量容易控制等特点。

长螺旋钻孔灌注成桩和长螺旋钻中心压灌成桩工艺，在城市居民区施工，对周围居民和环境的影响较小。

对桩长范围和桩端有承压水的土层，应选用泥浆护壁成孔灌注成桩工艺。当桩端具有高水头承压水采用长螺旋钻中心压灌成桩或振动沉管灌注成桩，承压水沿着桩体渗流，把水泥和细骨料带走，桩体强度严重降低，导致发生施工质量事故。泥浆护壁成孔灌注成桩，成孔过程消除了发生渗流的水力条件，成桩质量容易保障。

2 振动沉管灌注成桩和长螺旋钻中心压灌成桩施工时：

- 1) 振动沉管施工应控制拔管速度，拔管速度太快易造成桩径偏小或缩颈断桩，为考察拔管速度对成桩桩径的影响，在南京浦镇车辆厂工地做了三种拔管速度的试验：拔管速度为

1.2m/min 时，成桩后开挖测桩径为 380mm（沉管为 $\Phi 377$ 管）；拔管速度为 2.5m/min 时，沉管拔出地面后，约 0.2m²的混合料被带到地表，开挖后测桩径为 360mm；拔管速度为 0.8m/min 时，成桩后发现桩顶浮浆较多。经大量工程实践认为，拔管速率控制在 1.2m/min ~ 1.5m/min 是适宜的；

2) 长螺旋钻中心压灌成桩施工，选用的钻机钻杆顶部必须有排气装置，当桩端土为饱和粉土、砂土、卵石且水头较高时宜选用下开式钻头。基础埋深较大时，宜在基坑开挖后的工作面上施工，工作面宜高出设计桩顶标高 300mm~500mm，工作面土较软时应采取相应施工措施（铺碎石、垫钢板等），保证桩机正常施工。基坑较浅在地表打桩或部分开挖空孔打桩时，应加大保护桩长，并严格控制桩位偏差和垂直度；每方混合料中粉煤灰掺量宜为 70kg~90kg，坍落度应控制在 160mm~200mm，保证施工中混合料的顺利输送。如坍落度太大，易产生泌水、离析，泵压作用下，骨料与砂浆分离，导致堵管。坍落度太小，混合料流动性差，也容易造成堵管。应杜绝在泵送混合料前提拔钻杆，以免造成桩端处存在虚土或桩端混合料离析、端阻力减小。提拔钻杆中应连续泵料，特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不得停泵待料，避免造成混合料离析、桩身缩径和断桩。桩长范围有饱和粉土、粉细砂和淤泥、淤泥质土，当桩距较小时，新打桩钻进时长螺旋叶片对已打桩周边土剪切扰动，使土结构强度破坏，桩周土侧向约束力降低，处于流动状态的桩体侧向溢出、桩顶下沉，亦即发生所谓窜孔现象。施工时须对已打桩桩顶标高进行监控，发现已打桩桩顶下沉时，正在施工的桩提钻至窜孔土部位停止提钻继续压料，待已打桩混合料上升至桩顶时，再施桩继续泵料提钻至设计标高。为防止窜孔发生，除设计采用大桩长大桩距外，可采用隔桩跳打措施；

3) 施工中桩顶标高应高出设计桩顶标高，留有保护桩长；

4) 成桩过程中，抽样做混合料试块，每台机械一天应做一组（3 块）试块（边长为 150mm 的立方体），标准养护，测定其 28d 立方体抗压强度。

3 冬期施工时，应采取措施避免混合料在初凝前受冻，保证混合料入孔温度大于 5℃，根据材料加热难易程度，一般优先加热拌合水，其次是加热砂和石混合料，但温度不宜过高，以免造成混合料假凝无法正常泵送，泵送管路也应采取保温措施。施工完清除保护土层和桩头后，应立即对桩间土和桩头采用草帘等保温材料进行覆盖，防止桩间土冻胀而造成桩体拉断。

4 长螺旋钻中心压灌成桩施工过程中存在钻孔弃土。对弃土和保护土层采用机械、人工联合清运时，应避免机械设备超挖，并应预留至少 200mm 用人工清除，防止造成桩头断裂和扰动桩间土层。对软土地区，为防止发生断桩，也可根据地区经验在桩顶一定范围配置适量钢筋。

5 褥垫层材料可为粗砂、中砂、级配砂石或碎石，碎石粒径宜为 5mm~16mm，不宜选用卵石。当基础底面桩间土含水量较大时，应避免采用动力夯实法，以防扰动桩间土。对基底土为较干燥的砂石时，虚铺后可适当洒水再行碾压或夯实。

电梯井和集水坑斜面部位的桩，桩顶须设置褥垫层，不得直接和基础的混凝土相连，防止桩顶承受较大水平荷载。工程中一般做法见图 x。

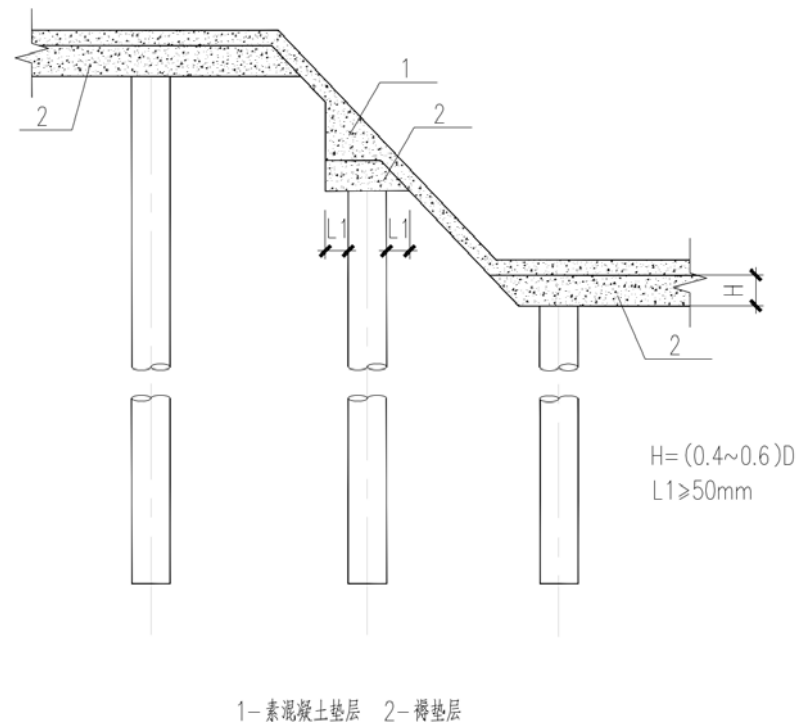


图 x 井坑斜面部位褥垫层做法

14.7 水泥土搅拌桩

14.7.1 水泥土搅拌法是利用水泥等材料作为固化剂通过机械搅拌，使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土。水泥固化剂一般适用于正常固结的淤泥与淤泥质土、黏性土、粉土、素填土（包括冲填土）、粉砂、以及中粗砂、砂砾（加固粗粒土时，无明显的流动地下水）。根据室内试验，水泥固化剂一般对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等黏土矿物的软土加固效果较好；而对含有伊利石、氯化物和水铝石英等矿物的黏性土以及有机质含量高，pH 值较低的酸性土加固效果较差。

14.7.2 水泥土的强度随龄期的增长而增大，在龄期超过 28d 后，强度仍有明显增长，因此，对承重搅拌桩试块国内外都取 90d 龄期为标准龄期，对起支挡作用承受水平荷载的搅拌桩，考虑开挖工

期影响，水泥石强度标准可取 28d 龄期为标准龄期。从抗压强度试验得知，在其他条件相同时，不同龄期的水泥石抗压强度间大致呈线性关系。当龄期超过三个月后，水泥石强度增长缓慢。

水泥石搅拌桩复合地基设计是在满足强度的基础上以变形控制的，水泥石搅拌桩的桩长通过变形计算来确定。工程实践证明，水泥石搅拌桩能穿透软弱土层到达强度相对较高的持力层，沉降量是很小的。

14.7.3 经过 40 年的先后发展，已形成喷浆和喷粉两大系列的深层搅拌施工技术。虽然这两大系列深层搅拌技加固土的原理、室内试验内容、设计计算方法与顺序、固化剂材料及施工质量检验等方面均无明显的不同。但是，由于所使用的固化剂状态不同，即喷浆型深层搅拌法的固化剂的主剂剂型是水泥浆液；而喷粉搅拌法的固化剂是水泥干粉。因此两大系列深层搅拌法的施工机械与施工方法则有很大的不同。深层搅拌的拌和效果通常由拌和次 G 来表示，土体中任一点经叶片搅拌的次数越多，土与水泥的拌和越均匀，水泥石的强度也越高。但是搅拌次数过多，所费工时较长，也并不经济。大量的室内试验表明：只要土体和水泥的拌和次数达到 20 次，水泥石的强度就能达到较高的恒定值。

14.7.4 水泥石搅拌桩复合地基承载力的检验应进行单桩或多桩复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。检测分两个阶段，第一阶段为施工前为设计提供依据的承载力检测，试验数量每单项工程不少于 3 根，如地质情况不均匀，应加大试验数量。第二阶段为施工完成后的验收检验，数量为总桩数的 1%，每单项工程不少于 3 根。上述两个阶段的检验均不可少，应严格执行。对重要的工程，对变形要求严格时宜进行多桩复合地基静载荷试验。对重要的工程，对变形要求严格的工程，应在成桩 28d 后，采用双管单动取样器钻取芯样做抗压强度检验。

14.8 旋喷桩

14.8.1 旋喷注浆因使用的压力大，使得喷射流的能量大、速度快，当它连续和集中作用在土体上时，压应力和冲蚀等多种因素便在很小的区域内产生效应，对细粒土到含有颗粒直径较大的卵石、碎石土，均有很大的冲击和搅动作用，使注入的浆液和土拌合凝固为新的固结体。实践表明，该法对淤泥、淤泥质土、流塑或软塑黏性土、粉土、砂土、素填土和碎石土等地基都有良好的处理效果。但对于硬黏性土，含有较多的块石或大量植物根茎的地基，因喷射流可能受到阻挡或削弱，冲击破碎力急剧下降，切削范围小而影响处理效果。而对于含有过多有机质的土层，则其处理效果取决于固结体的化学稳定性。鉴于上述几种土的组成复杂、差异悬殊，旋喷桩处理的效果差别较大，不能一概而论，要根据现场试验结果确定其适用程度。旋喷注浆处理深度较大，我国建筑地基旋喷注浆处理深度目前已达 30m 以上。

高压喷射有旋喷（固结体为圆柱状）、定喷（固结体为壁状）、和摆喷（固结体为扇状）三种基本形状。单管法只喷射高压水泥浆液一种介质，双管法喷射高压水泥浆液和压缩空气两种介质，三管法能喷射高压水流、压缩空气及水泥浆液三种介质。由于3种喷射流的结构和喷射的介质不同，有效处理范围也不同，以三管法最大，双管法次之，单管法最小。定喷和摆喷注浆常用于双管法和三管法。

制定旋喷注浆方案时要搜集和掌握岩土工程勘察（土层和基岩的性状，标准贯入击数，土的物理力学性质，地下水的埋藏条件、渗透性和水质成分等）资料；建筑物结构受力特性资料；施工现场和邻近建筑的四周环境资料；地下管道和其他埋设物材料及类似土层条件下使用的工程经验等。

旋喷注浆有强化地基和防漏的作用，可用于既有建筑和新建工程的地基处理、地下工程及堤坝的截水、基坑封底、被动区加固、基坑侧壁防止漏水或减小基坑位移等。对地下水流速过大或已涌水的防水工程，由于工艺、机具和瞬时速凝材料等方面的原因，要通过现场试验确定其适用性。

14.8.2 本条是旋喷桩复合地基设计要求。

1 旋喷桩直径的确定是一个复杂的问题，尤其是深部的直径，无法用准确的方法确定。因此，除了浅层可以用开挖的方法验证之外，只能用半经验的方法加以判断、确定。根据国内外的施工经验，初步设计时，其设计直径可参考表 x 选用。当无现场试验资料时，可参照相似土质条件的工程经验进行初步设计。

表 x 旋喷桩的设计直径 (m)

土质 \ 方法		单管法	双管法	三管法
黏性土	$0 < N < 5$	0.5~0.8	0.8~1.2	1.2~1.8
	$6 < N < 10$	0.4~0.7	0.7~1.1	1.0~1.6
砂土	$0 < N < 10$	0.6~1.0	1.0~1.4	1.5~2.0
	$11 < N < 20$	0.5~0.9	0.9~1.3	1.2~1.8
	$21 < N < 30$	0.4~0.8	0.8~1.2	0.9~1.5

注：表中 N 为标准贯入击数。

2 旋喷桩复合地基承载力应通过现场静载荷试验确定。通过公式计算时，在确定折减系数 β 和单桩承载力方面均可能有较大的变化幅度，因此只能用作估算。对于承载力较低时 β 取低值，是出于减小变形的考虑。

6 褥垫层在复合地基中能够保证桩、土共同承担荷载，它是形成复合地基的重要条件；通过改变褥垫层厚度，能够调整垂直荷载的分担，通常褥垫越薄桩承担的荷载占总荷载的百分比越高，反之亦然；能够调整桩、土水平荷载的分担，褥垫层越厚，土分担的水平荷载占总荷载的百分比越大，桩分担的水平荷载占总荷载的百分比越小；能够减少基础地面的应力集中。工程实践表明，褥垫层合理厚度为 100mm~300mm，考虑施工时的不均匀性，本条规定褥垫层厚度取 150mm~300mm，当桩径大，桩距大时宜取高值。褥垫层材料由于卵石咬合力差，施工时扰动较大、褥垫厚度不容易保证均匀，所以不宜采用卵石。

14.8.3 本条是旋喷桩复合地基施工要求。

1 施工前对照设计图纸核实设计孔位处有无妨碍施工和影响安全的障碍物，如遇有上水管、下水管、电缆线、煤气管、人防工程、旧建筑基础和其他地下埋设物等障碍物影响施工时，则要与有关单位协商清除或搬移障碍物或更改设计孔位。

2 旋喷桩的施工参数应根据土质条件、加固要求通过试验或根据工程经验确定，加固土体每立方的水泥掺入量一般不少于 300kg。旋喷注浆的压力大，处理地基的效果好，根据国内实际工程中应用实例，单管法、双管法及三管法的高压水泥浆液流或高压水射流的压力应大于 20MPa，流量大于 30L/min，气流的压力以空气压缩机的最大压力为限，通常在 0.7MPa 左右，提升速度可取 0.05m/min~0.20m/min，旋转速度一般取 20r/min。表 x. 列出建议的旋喷桩的施工参数，供参考。

表 x 旋喷桩的施工参数一览表

旋喷施工方法		单管法	双管法	三管法	
适用地层		砂土、黏性土、杂填土、小粒径砂砾			
浆液材料及配方		以水泥为主材，加入不同的外加剂后具有速凝、早强、抗腐蚀、防冻等特性，常用水灰比 1:1，也可适用化学材料			
旋 喷 施 工 参 数	水	压力(MPa)	—	—	25
		流量(L/min)	—	—	80~120
		喷嘴孔径(mm)及个数	—	—	2~3 (1~2)
	空气	压力(MPa)	—	0.7	0.7
		流量(m ³ /min)	—	1~2	1~2
		喷嘴孔径(mm)及个数	—	1~2 (1~2)	1~2 (1~2)
	浆液	压力(MPa)	25	25	25
		流量(L/min)	80~120	80~120	80~120
		喷嘴孔径(mm)及个数	2~3 (2)	2~3 (1~2)	10~2 (1~2)
	灌浆管外径(mm)		φ 42 或 φ 45	φ 42、φ 50、φ 75	φ 75 或 φ 90
提升速度(cm/min)		15~25	7~20	5~20	
旋转速度(r/min)		16~20	5~16	5~16	

近年来旋喷注浆技术得到了很大的发展，利用超高压水泵（泵压大于 50MPa）和超高压水泥浆泵（水泥浆压力大于 35MPa），辅以低压空气，大大提高了旋喷桩的处理能力。在软土中的切割直径可超过 2.0m，注浆体的强度可达 5.0MPa，有效加固深度可达 60m。所以对于重要的工程以及对变形要求严格的工程，应选择较强设备能力进行施工，以保证工程质量。

3 旋喷注浆的主要材料为水泥，对于无特殊要求的工程宜采用强度等级为 42.5 级及以上普通硅酸盐水泥。水泥浆液的水灰比越小，旋喷注浆处理地基的承载力越高。在施工中因注浆设备的原因，水灰比太小时，喷射有困难，故水灰比通常取 0.8~1.2，生产实践中常用 0.9。由于生产、运输和保存等原因，有些水泥厂的水泥成分不够稳定，质量波动较大，可导致水泥浆液凝固时间过长，固结强度降低。因此事先应对各批水泥进行检验，合格后才能使用。对拌制水泥浆的用水，只要符合混凝土拌合标准即可使用。

4 根据需要可在水泥浆中分别加入适量的外加剂和掺合料，以改善水泥浆液的性能，如早强剂、悬浮剂等。所用外加剂或掺合剂的数量，应根据水泥土的特点通过室内配比试验或现场试验确定。当有足够实践经验时，亦可按经验确定。常见的外加剂有：速凝剂（水玻璃、氯化钙、碳酸钾、硫酸钠等）、速凝早强剂（三乙醇胺、三异丙醇胺、氯化钠等）、悬浮剂与塑化剂（亚硫酸盐、食糖、硫酸钠、FeSO₄等）、防冻剂（沸石粉、三乙醇胺、亚硝酸钠等）。常用的掺合料有：粉煤灰、膨润土或过筛黏土等。

5 高压泵通过高压橡胶软管输送高压浆液至钻机上的注浆管，进行喷射注浆。若钻机和高压水泵的距离过远，势必要增加高压橡胶软管的长度，使高压喷射流的沿程损失增大，造成实际喷射压力降低的后果。因此钻机与高压泵的距离不宜过远，在大面积场地施工时，为了减少沿程损失，则要搬动高压泵保持与钻机的距离。

对于单管法注浆，一般将钻杆作为注浆管直接转入土层预定深度，即钻孔和置入注浆管的两道工序合并为一道工序。对二重管法、三重管法、多重管法注浆，应事先用专用钻机钻孔。然后移走钻机、置入注浆管，钻孔和置入注浆管的两道工序截然分开。实际施工孔位与设计孔位偏差过大时，会影响加固效果，故规定孔位偏差值应小于 50mm，并且必须保持钻孔的垂直度，实际孔位、孔深和每个钻孔内的地下障碍物、洞穴、涌水、漏水及与岩土工程勘察报告不符等情况均应详细记录。土层的结构和土质种类对加固质量关系更为密切，只有通过钻孔过程详细记录地质情况并了解地下情况后，施工时才能因地制宜及时调整工艺和变更喷射参数，达到良好的处理效果。

6 旋喷注浆均自下而上进行。当注浆管不能一次提升完成而需分数次卸管时，卸管后喷射的搭接长度不得小于 100mm，以保证固结体的整体性。

7 当旋喷注浆过程中出现下列异常情况时,需查明原因并采取相应措施:流量不变而压力突然下降时,应检查各部位的泄漏情况,并应拔出注浆管,检查密封性能;出现不冒浆或断续冒浆时,若系土质松软则视为正常现象,可适当进行复喷;若系附近有空洞、通道,则应不提升注浆管继续注浆直至冒浆为止或拔出注浆管待浆液凝固后重新注浆;压力稍有下降时,可能系注浆管被击穿或有孔洞,使喷射能力降低。此时应拔出注浆管进行检查;压力陡增超过最高限值、流量为零、停机后压力仍不变动时,则可能系喷嘴堵塞,应拔管疏通喷嘴。

为了确保高压喷射注浆的有效直径或有效长度达到设计要求,对于黏性大或标准贯入击数较高的土层,应采取诸如复喷、定喷、驻喷、增大注浆压力、增大浆液水灰比等技术措施。

邻近抽水作业会导致高压喷射注浆施工质量问题,尤其是在砂土中实施高压喷射注浆,抽水作业会导致浆液流失,注浆固结体不成形或成形质量较差,甚至造成旋喷桩承载力降低或防水帷幕失败。

在不改变喷射参数的条件下,对同一标高的土层作重复喷射、驻喷作业时,能加大有效加固范围和提高固结体强度。复喷、驻喷的方法根据工程要求决定。在实际工作中,旋喷桩通常在底部和顶部进行复喷,以增大承载力和确保处理质量。

8 旋喷注浆完毕后,或在喷射注浆过程中因故中断,短时间(小于或等于浆液初凝时间)内不能继续喷浆时,均应立即拔出注浆管清洗备用,以防浆液凝固后拔不出管来。为防止因浆液凝固收缩,产生加固地基与建筑基础不密贴或脱空现象,可采用超高喷射(旋喷处理地基的顶面超过建筑基础底面,其超高量大于收缩高度)、冒浆回灌或第二次注浆等措施。

9 城市施工中泥浆管理直接影响文明施工,必须在开工前做好规划,做到有计划地堆放或废浆及时排出现场。

10 应在专门的记录表格上做好自检,如实记录施工的各项参数和详细描述喷射注浆时的各种现象,以便判断加固效果并为质量检验提供资料。

14.8.4 本条是旋喷桩复合地基质量检验要求。

1 在严格控制施工参数的基础上,根据具体情况选定质量检验方法。开挖检查法简单易行,通常在浅层进行,但难以对整个固结体的质量作全面检查。钻孔取芯是检验单孔固结体质量的常用方法,选用时需以不破坏固结体和有代表性为前提,可以在28d后取芯。标准贯入和静力触探在有经验的情况下也可以应用。静载荷试验是建筑地基处理后检验地基承载力的方法。压水试验通常在工程有防渗漏要求时采用。

2 检验点的位置应重点布置在有代表性的加固区,对旋喷注浆时出现过异常现象和地质复杂的地段亦应进行检验。

3 每个建筑工程旋喷注浆处理后，不论其大小，均应进行检验。检验数量为施工孔数的2%，并且不应少于6点。

4 旋喷注浆处理地基的强度离散性大，在软弱黏性土中，强度增长速度较慢。检验时间应在喷射注浆后28d进行，以防由于固结体强度不高时，因检验而受到破坏，影响检验的可靠性。

5 褥垫层在竖向承载作用的旋喷桩复合地基中对保证桩、土共同承担荷载起着十分重要的作用。目前大量工程实践中，因未能保证褥垫层的施工质量，致使建（构）建筑物不均匀沉降的例子较多。本条文依照现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202，对褥垫层的质量检验作出详细规定。

14.9 组合桩

14.9.1 本节涉及的组合桩型复合地基内容仅对由两种桩型处理形成的复合地基进行了规定，两种以上桩型的复合地基设计、施工与检测应通过试验确定其适用性和设计、施工参数。

14.9.2 本条为组合桩型复合地基的设计原则。采用组合桩复合地基处理，一般情况下场地土具有特殊性，采用一种增强体处理后达不到设计要求的承载力或变形要求，而采用一种增强体处理特殊性土，减少其特殊性的工程危害，再采用另一种增强体处理使之达到设计要求。多桩型复合地基的工作特性，是在等变形条件下的增强体和地基土共同承担荷载，必须通过现场试验确定设计参数和施工工艺。组合桩复合地基中长桩采用刚性桩，短桩可采用刚性桩、柔性桩或散体材料桩。刚性桩可采用钢筋混凝土灌注桩、预制桩、预应力管桩、素混凝土桩、钢管桩、大直径现浇混凝土筒桩等；柔性桩可采用水泥土搅拌桩和旋喷桩；散体桩可采用砂石桩。对长刚性桩来说，即使是非挤土型桩，当长刚性桩桩距过小时，刚性桩之间的短桩不能有效发挥作用，而当刚性桩桩距过大时，又不符合刚性桩与柔性桩作为复合地基来工作的原理，故而对长刚性桩的桩距进行限制。柔性桩除柱状加固外，也可采用壁状、格栅状加固形式。

14.9.5 对刚性基础下组合桩复合地基，当褥垫层厚度过小时，不利于桩间土承载力和柔性桩承载力的发挥；当褥垫层厚度过大时，既不利于刚性桩的承载力发挥，又增加成本。根据经验，建议褥垫层厚度采用150mm~300mm。

褥垫层设置范围宜比基础外围每边大200mm~300mm，主要考虑当基础四周易因褥垫层过早向基础范围以外挤出而导致桩、土的承载力不能充分发挥。若基础侧面土质较好褥垫层设置范围可适当减小。也可在基础下四边设置围梁，防止褥垫层侧向挤出。

对填土路堤和柔性面层堆场下的组合桩复合地基，主要要求褥垫层能有效防止刚性桩过多刺入褥垫层，因此要求在砂石褥垫层中铺设土工合成材料，或采用灰土褥垫层。根据经验建议褥垫层厚度采用上述范围的高值。

14.9.8 组合桩复合地基变形计算在理论上可将复合地基的变形分为复合土层变形与下卧土层变形,分别计算后相加得到,其中复合土层的变形计算采用的方法有假想实体法、桩身压缩法、应力扩散法、有限元法等,下卧土层的变形计算一般采用分层总和法。理论与实测表明,大多数复合地基的变形计算的精度取决于下卧土层的变形计算精度,在沉降计算经验系数确定后,复合土层底面附加应力的计算取值是关键。该附加应力随上述复合地基沉降计算的方法不同而存在较大的差异,即使采用应力扩散一种方法,也因应力扩散角的取值不同计算结果不同。对组合桩复合地基,复合土层变形及下卧土层顶面附加应力的计算将更加复杂。工程实践中,本条涉及的组合桩复合地基承载力特征值 f_{spk} 可由组合桩复合地基静载荷试验确定,但由其中的一种桩处理形成的复合地基承载力特征值 f_{spk1} 的试验,对已施工完成的组合桩复合地基而言,具有一定的难度,有经验时可采用单桩载荷试验结果结合桩间土的承载力特征值计算确定。

14.9.10 长桩与短桩的施工顺序可遵守下列原则:

1 挤土桩应先于非挤土桩施工。如果先施工非挤土桩,当挤土桩施工时,挤土效应易使已经施工的非挤土桩偏位、断裂甚至上浮,深厚软土地基上这样施工的后果尤为严重。

2 当两种桩型均为挤土桩时,长桩宜先于短桩施工。如先施工短桩,长桩施工时易使短桩上浮,影响其端阻力的发挥。

14.10 微型桩

14.10.1 微型桩可以是竖直或倾斜,或排或交叉网状配置,直径或边长小于300mm,应用较多的小直径预制混凝土方桩、预应力混凝土管桩、注浆钢管桩等,主要应用于狭窄场地、大型施工设备无法进场的既有建筑地基加固及新建建筑地基加固工程。桩体主要由压力灌注的水泥浆、水泥砂浆或细石混凝土与加筋材料组成,依据其受力加筋材料一般为钢筋、钢棒、钢管或型钢等。微型桩加固后的承载力和变形计算一般情况采用桩基础的设计原则;由于微型桩断面尺寸小,在共同变形条件下地基土参与工作,在有充分试验依据条件下可按刚性桩复合地基进行设计。微型桩的桩身配筋率较高,桩身承载力可考虑筋材的作用;对注浆钢管桩、型钢微型桩等计算桩身承载力时,可仅考虑筋材的作用。软土地基施工的规定,主要是为了保证成桩质量和在进行既有建筑地基加固工程的注浆过程中,对既有建筑的沉降控制及地基稳定性控制。

(I) 树根桩

14.10.2 树根桩作为微型桩的一种，一般指具有钢筋笼，采用压力灌注混凝土、水泥浆或水泥砂浆形成的直径小于 300mm 的灌注桩，也可采用投石压浆方法形成的直径小于 300mm 的钢管混凝土灌注桩。近年来，树根桩复合地基应用于特殊土地区建筑工程的地基加固已经获得了较好的处理效果，在既有建筑地基加固工程中也得到广泛应用。

14.10.3 本条对骨料粒径的规定主要考虑可灌性要求，对混凝土水泥用量及水灰比的要求，主要考虑水下灌注混凝土的强度、质量和可泵送性等。工程实践表明，二次注浆对桩侧阻力的提高系数与桩直径、桩侧土质情况、注浆材料、注浆量和注浆压力、方式等密切相关，提高系数一般可达 1.2~2.0，本标准参照了现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的相关标准建议取 1.2~1.4。如采用二次注浆，则需待第一次注浆的浆液初凝时方可进行。第二次注浆压力必须克服初凝浆液的凝聚力并剪裂周围土体，从而产生劈裂现象。浆液的初凝时间一般控制在 45min~60min 范围，而第二次注浆的最大压力一般不大于 4MPa。

(II) 预制桩

14.10.5~14.10.6 本节预制桩包括预制混凝土方桩、预应力混凝土管桩、钢管桩和型钢等，施工方法包括静压法、打入法和植入法等，也包含了传统的锚杆静压法和坑式静压法。近年来的工程实践中，有许多采用静压桩形成复合地基应用于高层建筑的成功实例。鉴于静压桩施工质量容易保证，且经济性较好，静压微型桩复合地基加固方法得到了较快的推广应用。微型预制桩的施工质量应重点注意保证打桩、开挖过程中桩身不产生开裂、破坏和倾斜。对型钢、钢管作为桩身材料的微型桩，还应考虑其耐久性。

(III) 注浆钢管桩

14.10.8 注浆钢管桩是在静压钢管桩技术基础上发展起来的一种新的加固方法，近年来注浆钢管桩常用于新建工程的桩基或复合地基施工质量事故的处理，具有施工灵活、质量可靠的特点。基坑工程中，注浆钢管桩大量应用于复合土钉的超前支护，本节条文可作为其设计施工的参考。

14.10.9 二次注浆对桩侧阻力的提高系数除与桩侧土体类型、注浆材料、注浆量和注浆压力、方式等密切相关外，桩直径为影响因素之一。一般来说，相同压力形成的桩周压密区厚度相等，小直径桩侧阻力增加幅度大于同材料相对直径较大的桩，因此，本条桩侧阻力增加系数与树根桩的规定有所不同，提高系数 1.3 为最小值，具体取值可根据试验结果或经验确定。

14.10.10 施工方法包含了传统的锚杆静压法和坑式静压法，对新建工程，注浆钢管桩一般采用钻机或洛阳铲成孔，然后植入钢管再封孔注浆的工艺，采用封孔注浆施工时，应具有足够的封孔长度，保证注浆压力的形成。

(IV) 质量检验与施工验收

14.10.14~14.10.15 微型桩的质量检验按桩基础的检验要求进行。

14.11 注浆加固

14.11.1 对于建筑地基加固，常用的注浆材料主要为水泥浆液、硅化浆液和碱液等，湖南地区对硅化浆液和碱液的应用很少，故本节内容为主要为以水泥为主剂的注浆加固设计。

注浆用的材料主要由主剂、溶剂和外加剂混合而成，通常所说的注浆材料是指浆液中的主剂，水泥为主剂的浆液主要包括水泥浆、水泥砂浆和水泥水玻璃浆。水泥浆材结石体强度高，造价低廉，材料来源丰富，浆液配制方便，操作简单，是当前使用量最大的浆材。

14.11.6 本条是对既有工程地基注浆加固的相关规定。

3 水泥和水玻璃的双液型混合浆液是以水泥和水玻璃为主剂，两者按一定的比例采用双液方式注入，必要时加入速凝剂或缓凝剂所组成的注浆材料，这种浆液克服了单液水泥浆的凝结时间长且不能控制、结石率低等缺点，提高了水泥浆液注浆的效果，扩大了水泥浆液注浆的适用范围。

水玻璃模数是二氧化硅与氧化钠的（百分率）之比，模数的大小对注浆影响很大。模数小时，二氧化硅含量低，凝结时间长，结石体强度低；模数大时，二氧化硅含量高，凝结时间短，结石体强度高。试验研究表明，模数过小时，加固土体的强度很小，无法满足加固土体强度要求，模数超过 3.3 以上时，随着模数的增大，加固土体的强度反而降低。因此本标准建议水玻璃模数为 2.5~3.3。

4 在确定注浆孔间距时，首先要考虑孔与孔之间的相互搭接，使加固地基平面上连成整体，确保注浆加固质量，同时要考虑最大限度地发挥每个注浆孔的作用，降低工程造价。

5 跳孔式注浆是在一孔注浆完成后，间隔一孔或多孔注浆，也可以在一排注浆完成后间隔一排或数排注浆，间隔孔作为检查孔和补充注浆孔。在加固既有建筑物时，逐孔注浆在浆液还没有形成强度之前会造成基础下沉，因此，采取跳孔多次序注浆，可有效防止注浆过程中的基础下沉。

6 注浆压力控制的好坏直接影响注浆的成败，在边界条件允许范围内提高注浆压力，劈裂注浆可以使土体更加密实和固结，渗透注浆可以更好地排走土层颗粒孔隙中的空气和水，但压力若超过了边界条件允许范围，就会引起地面、基础、结构物的变形和破坏。

8 由于人工填土的各向异性，在对人工填土地基进行注浆时，注浆量和方向不好控制，因此采用多次注浆以保证注浆质量。

11 粉煤灰掺入普通水泥作为注浆材料使用，其主要作用在于节约水泥、降低成本和消化三废材料，具有较大的经济效益和社会意义。此外，粉煤灰能使浆液中的酸性氧化物（ Al_2O_3 和 SiO_2 等）含量增加，它们能与水泥水化析出的部分氢氧化钙发生二次反应而生成水化硅酸钙和水化铝酸钙等较稳定的低钙水化物，从而使浆液结石的抗蚀能力和耐久性提高。粉煤灰的颗粒比水泥要粗，一般是在孔隙较大的地层中使用。

14.11.7 本条是对空洞及采空区的注浆加固的相关规定。

6 先注周边帷幕孔及孔底标高低的注浆孔，可有效防止浆液溢、漏，节省注浆成本。

10 当空洞中充填黏土、粉细砂、淤泥等物质时，可根据工程要求采用风水联合冲洗的方式进行置换处理后，再进行充填、压密注浆。

14.11.8 本条是对岩溶地基注浆加固的相关规定。

3 先导孔即在注浆工程中，用于验证或补充注浆区域的地质资料的、最先施工的少数注浆孔，一般为一序注浆孔，孔间距远大于实际注浆孔孔距，可用于进行压水等试验。

4 自堆积性指浆体具有一定的内聚力，在自重作用下，能形成一定堆积高度的性能；低流动性浆材是指采用水泥净浆流动度盘测试，其流动度值小于 110mm 的浆体；浆液抗冲蚀性是指在动水环境中，固相留存程度的性能。

在裂隙岩层中注浆时，为兼顾细微裂隙注浆的需要，可用较高的起始水灰比，再根据具体情况随注浆过程逐渐提高浆液浓度。

8 根据不同的地层条件及工程要求，固结注浆可选用全孔一次注浆法、自上而下分段注浆法、自下而上分段注浆法、自上而下孔口封闭分段注浆法或综合分段注浆法。

15 场地与地基抗震

15.1 一般规定

15.1.10 本省的抗震设防烈度为 6 度和 7 度，对应的设计基本地震加速度值分别为 0.05g、0.1g、0.15g，设计地震分组为第一组和第二组，现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 地震参数仅划分到县市一级，现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 则划分到街道和乡镇一级，应注意本省部分县市在不同的街道或乡镇在现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 上地震参数与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 不一致，设计时应根据场地所属行政区域按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 确定地震参数。

15.3 地震动参数

15.3.1 现在的这种场地分类方法起源于 1989 版的现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011，1989 版抗震规范中的场地分类，是在尽量保持抗震规范延续性的基础上，进一步考虑覆盖层厚度的影响，从而形成了以平均剪切波速和覆盖层厚度作为评定指标的双参数分类方法。

“设计基本地震加速度”即 50 年设计基准期超越概率 10% 的地震加速度的设计取值；“设计特征周期”即设计所用的地震影响系数的特征周期（ T_g ），简称特征周期。

15.3.2 设计基本地震加速度与抗震设防烈度的对应关系来源于建设部 1992 年 7 月 3 日颁发的建标 [1992]419 号《关于统一抗震设计规范地面运动加速度设计取值的通知》。其取值与“中国地震动峰值加速度区划图 A.1”所标注的“地震动峰值加速度分区值”相当，但在 0.10g 和 0.20g 之间有一个 0.15g 的区域，0.20g 和 0.40g 之间有一个 0.30g 的区域，在这二个区域内建筑的抗震设计要求，除另有具体规定外，分别同 7 度和 8 度；该表还引入了与 6 度相当的设计基本地震加速度值 0.05g。本省的抗震设防烈度为 6 度和 7 度，对应的设计基本地震加速度值分别为 0.05g、0.1g、0.15g。

15.3.3 1989 版抗震规范规定，特征周期取值根据设计近、远震和场地类别来确定，我国绝大多数地区只考虑设计近震，需要考虑设计远震的地区很少（约占县级城镇的 5%）。2001 版抗震规范将 1989 版抗震规范的设计近震、远震改称设计地震分组，可更好体现震级和震中距的影响，建筑工程的设计地震分为三组。根据规范编制保持其规定延续性的要求和房屋建筑抗震设防决策，2001 版抗震规范的设计地震的分组在“中国地震动反应谱特征周期区划图 B1”基础上略作调整。2010 版抗震规范对各地的设计地震分组作了较大的调整，使之与 2001 版“中国地震动反应谱特征周期区划图 B1”一致。

2015 版“中国地震动反应谱特征周期区划图 B.1”中 0.35s 的区域作为设计地震第一组；0.40s 的区域作为设计地震第二组；0.45s 的区域作为设计地震第三组。

15.3.4 自 1989 年现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 发布以来，按技术标准设计的所有房屋建筑，均应达到“多遇地震不坏、设防地震可修和罕遇地震不倒”的设防目标。这里，多遇地震、设防地震和罕遇地震，一般按地震基本烈度区划或地震动参数区划对当地的规定采用，分别为 50 年超越概率 63%、10%和 2%~3%的地震，或重现期分别为 50 年、475 年和 1600 年~2400 年的地震。

15.3.6 考虑局部突出地形对地震动参数的放大作用，主要依据宏观震害调查的结果和对不同地形条件和岩土构成的形体所进行的二维地震反应分析结果。所谓局部突出地形主要是指山包、山梁和悬崖、陡坎等，情况比较复杂，对各种可能出现的情况的地震动参数的放大作用都做出具体的规定是很困难的。从宏观震害经验和地震反应分析结果所反映的总趋势，大致可以归纳为以下几点：①高突地形距离基准面的高度愈大，高处的反应愈强烈；②离陡坎和边坡顶部边缘的距离愈大，反应相对减小；③从岩土构成方面看，在同样地形条件下，土质结构的反应比岩质结构大；④高突地形顶面愈开阔，远离边缘的中心部位的反应是明显减小；⑤边坡愈陡，其顶部的放大效应相应加大。

15.4 场地地震稳定性

15.4.2 地震作用会诱发滑坡、崩塌等地质灾害，并加大其严重程度。地震时场地的稳定性是影响山区、丘陵地带建设的首要问题，这些问题如不在选择场址或可行性研究中及时发现和解决，会给经济建设造成巨大损失。

15.5 地基抗震计算

15.5.2 天然地基抗震验算中，对地基土承载力特征值调整系数的规定，主要参考国内外资料和相关规范的规定，考虑了地基土在有限次循环动力作用下强度一般较静强度提高和在地震作用下结构可靠度容许有一定程度降低这两个因素。

15.5.3 地基基础的抗震验算，一般采用所谓“拟静力法”，此法假定地震作用如同静力，然后在这种条件下验算地基和基础的承载力和稳定性。所列的公式主要是参考相关规范的规定提出的，压力的计算应采用地震作用效应标准组合，即各作用分项系数均取 1.0 的组合。

15.5.5 抗液化措施是对液化地基的综合治理，要注意以下几点：

1 倾斜场地的土层液化往往带来大面积土体滑动，造成严重后果，而水平场地土层液化的后果一般只造成建筑的不均匀下沉和倾斜，本条的规定不适用于坡度大于 10° 的倾斜场地和液化土层严重不均的情况。

2 液化等级属于轻微者，除甲、乙类建筑由于其重要性需确保安全外，一般不作特殊处理，因为这类场地可能不发生喷水冒砂，即使发生也不致造成建筑的严重震害。

3 对于液化等级属于中等的场地，尽量多考虑采用较易实施的基础与上部结构处理的构造措施，不一定要加固处理液化土层。

4 在液化层深厚的情况下，消除部分液化沉陷的措施，即处理深度不一定达到液化下界而残留部分未经处理的液化层。

15.5.15 保证桩基安全是关键。桩基理论分析已经证明，地震作用下的桩基在软、硬土层交界面处最易受到剪、弯损害。日本 1995 年阪神地震后对许多桩基的实际考查也证实了这一点，但在采用 m 法的桩身内力计算方法中却无法反映，目前除考虑桩土相互作用的地震反应分析可以较好地反映桩身受力情况外，还没有简便实用的计算方法保证桩在地震作用下的安全，因此必须采取有效的构造措施。本条的要点在于保证软土或液化土层附近桩身的抗弯和抗剪能力。

16 地下水控制

16.1 一般规定

16.1.2 湖南地区的岩土工程基本上都与地下水相关联，可以说做好岩土工程的首要任务就是控制好地下水。隔水帷幕、降水和集水明排都是常用的地下水控制方法，回灌通常作为补充措施，不能独立作为地下水控制方法；集水明排的水位降深很小，通常仅作为地表或坑内的集、排水措施。随着国家节水行动的实施，减少水资源消耗，推动绿色施工技术，工程建设要做到不抽水或少抽水，优先选择隔水帷幕。也能够采用多种地下水控制方法相结合的形式，如隔水帷幕+坑内降水，截水或降水+回灌，部分截水+部分降水等。一般情况，降水或截水都要结合集水明排。

16.1.5 采用哪种地下水控制的方法是工程周边环境条件的客观要求。本条地下水回灌参照了现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 的相关规定。

16.1.8 工程建设过程中，地下水水位的变化很有可能对工程或周边环境造成不利影响，进行地下水控制时，进行地下水动态监测，以验证地下水控制方法的有效性和合理性。监测也是实施动态设计和信息化施工的可靠依据，也能够及时发现施工缺陷，或优化设计方案。

16.1.9 地下水控制工程的设计方案经过施工单位现场实施后，要进行试运行和验收，一方面能确保地下水控制方法的有效，另一方面也能保证岩土工程的安全。

16.2 工程降水

16.2.1 上层水受污染程度通常都大于下层水，引渗井容易造成上部水质差的含水层污染下部含水层，设计时要充分收集水文资料 and 进行论证。

16.2.4 降水井初步布置后先进行基坑外角点、深大基坑边坡中部、基坑中心及群井干扰最小处等降水不利部位的水位降深预测验算，检验确保各部位水位降深值均满足设计要求，若存在不能满足设计的部位，重新或局部调整井数、井间距及布井形式。本条参照了现行行业标准《建筑基坑技术规程》JGJ 120 的相关规定。

16.2.5 降水涉及多层含水层时，上下含水层串通形成水力联系，为避免造成各含水层间的间接污染，降水要分层进行，分层止水、封井回填也能阻断上下层水的连通。

16.2.7 按大井简化的群井应尽可能沿基坑边缘布设，否则按本条规范计算的基坑降水总涌水量误差会较大，降水井偏离基坑边缘越远，误差越大。

16.2.9 在降水井滤水管外要缠绕铁丝作为架立骨架的目的是增加滤水管过流面积。轻型井点及喷射井点在地表以下2m深度内要采用黏土或水泥砂浆封口是防止地表水回灌或漏气。在相同条件下，降水井的出水能力随滤水管长度的增加而增加，尽可能增加滤水管长度对提高降水效率是必要的。

但当滤水管的长度达到某一数值后，井的出水量增加的比例却有限，因此，滤水管的设计长度既要保证有足够长度的滤水管，又不能过长，以提高排水效率。

16.2.10 管井的钻井工艺一般采用旋挖钻机施工，对于小粒径或松散地层采用泵吸反循环钻井，若采用泥浆护壁，洗井也将比较困难。洗净要采用压水或泵吸的方式多次进行，直至井壁冲洗干净。试抽是校核水位降深和抽水量是否与设计一致，若差异较大，要及时调整降水工艺或方案。

16.2.16 “按需减压”的确定要根据开挖工况。设计的时候考虑20%的备用井，兼做观测井使用，降水期间分析地下水渗流场的规律，能满足各降水阶段降深要求的前提下，动态调整降水井开启与关停，避免过度浪费地下水资源。抽水期间，若含砂量较大，容易产生不良的地质影响，特别是辐射井的水平辐射管反滤层容易造成地层流失，因此，对辐射井的含砂量要求比其他井更加严格。

16.2.17 降水所抽排的地下水能够在工程场地内最大可能利用，减少水资源的浪费。抽排水综合利用的前提是保障工程降水的效果和周边环境安全，地下水环境不恶化，水文地质条件、工程地质条件基本不变，地下工程施工不受影响。

16.2.19 降水井的封堵是工程建设的一个关键环节，封井到位对后续主体地下室或地下构筑物的抗浮安全或防水质量有重要的作用。

16.3 隔水帷幕

16.3.1 岩土设计时首先要确定地下水控制方法，然后再根据选定的地下水控制方法，选择支护结构形式。地下水控制既要满足工程周边建筑物、市政设施保护的要求，也要满足国家和地方法规对地下水资源、区域环境的保护要求。当不允许降水或降水条件受到限制时，要采用隔水帷幕。隔水帷幕的布置方式和施工方法要根据工程的具体情况确定，当采用悬挂式隔水帷幕要考虑验算开挖底面承压水的渗透破坏的问题。

16.3.3 管涌、流土险情的发展比较快，极容易导致开挖坡体开裂、沉陷，最终引起周边地面塌陷。设计时判别开挖后存在管涌、流土的可能，则地下水控制方法补充隔水帷幕。

16.3.7 隔水帷幕的主要材料为水泥浆液，根据工程需要，适量掺入外加剂，外加剂品种及掺量要按现场试验确定。所有的浆液材料要有充分的稳定性，注浆完成后不能分解或与地层发生化学反应产生污染物质，特别是对生物有毒、有害的化学制剂。

16.3.8 注浆设计要确保注浆扩散的有效范围全面覆盖隔水帷幕区域，故浆液扩散半径决定注浆效果。注浆孔布置按正三角形（梅花型）或正方形布设，不得出现注浆盲区或过密导致隔水帷幕串孔破坏。

16.3.11 实际工程中的含水层并非均质体，外加地下水也存在流动性，施工过程中难免出现偏差导致搭接过少，所以隔水帷幕施工完成后要检测其效果，按照取芯、钻孔观察、抽水或监测数据分析等方法综合判定。

16.4 回灌

16.4.1 地下水控制工程设计要考虑水资源和环境保护，降水抽排的地下水要考虑在本场地内能够综合利用，尽可能减少外排或另寻水源回灌，最大限度地节约水资源，绿色设计。

16.4.5 同层回灌是回灌井滤水管所穿越的含水层，即使是弱透水层，也要考虑回灌补水导致这些地层内孔隙水压力不会发生变化。

16.5 集水明排

16.5.1 集水明排一般采用明沟，地面有冲突时也能采用盲沟，盲沟内采用级配碎石充填，并在碎石外铺设两层土工布反滤层。集水明排的作用是：1、收集外排坡底、坡壁渗出的地下水；2、收集外排降雨形成的工程内、外地表水；3、收集外排降水并抽出的地下水。

16.5.2 为保证施工和支护结构的安全，防止周边的地表水（雨水）汇入或冲刷，要在工程四周设置截水沟或挡水坎。排水设施要结合地形、天然或已建的排水系统布设，特别是进出口的选择和处理，要采取防堵塞、淤积、溢流、渗漏或冲刷等措施。工程利用后多余排的水不得直接排放到饮用或养殖的水源中。

16.5.5 设计前要收集既有的工程地下排水设施、岩土地质和水文地质等有关资料，充分了解工程当地的气候条件和勘察提供的水文地质参数，作出地下水对拟建工程影响的评价，为地下排水设计提供可靠的依据。排水设施的几何尺寸要根据当地降雨强度、汇水面积、排水设施使用周期、开挖或原始坡体内渗水量等因素进行计算和综合分析确定，并做好整体规划和布置。设计时，参照现行国家标准《室外排水设计规范》GB 50114等相关规范进行计算确定。

16.5.6 随着我国建筑材料工业的发展，渗沟透水管和反滤层材料也有多种新材料可供选择。仰斜式泄水孔是排泄开挖坡体上地下水的有效措施，能快速疏干，在降水不影响周边环境的坡体上或永久性坡体上要设置泄水孔，提高岩土体抗剪强度，防止坡体失稳，对于深部的地下水要加长泄水孔的长度，最长能够达到50m。透水管外包（1~2）层渗水土工布，防止泥土将渗水孔堵塞，管体四周包裹渗水土工布或回填砂砾石作反滤层。

16.6 降水对环境的影响与防治

16.6.5 降水工程是一项复杂的以岩土及其贮存的地下水为对象的岩土工程，设计前充分预估降水可能引起的不利影响，布置周密，防患于未然。

16.6.6 地下水监测的主要作用是：检验降水井的降水或隔水帷幕的止水效果；观测地下水位变化对周边环境的影响；总结工程经验。

实施动态设计和信息化施工是保证地下水控制的重要措施，其关键是监测成果的准确、及时反馈。监测频率要与降水进程相对应，及时预警，及时分析原因，采取措施，以避免工程事故的发生。

17 BIM 技术应用

17.1 一般规定

17.1.1 建设工程全生命期包括策划、规划、勘察、设计、建造、运营、改造、拆除等阶段。在建立 BIM 模型时,应考虑各阶段对虚拟建造、功能模拟、性能分析、技术经济计算等应用的信息需求,以实现 BIM 模型及信息在后续环节中的充分利用。

17.1.2 建筑信息模型的基本要求是所有信息协调一致,满足 BIM 技术在建设工程全生命期内不同阶段各相关方的协同工作和有效实施。在以基于工程实践的建筑信息模型应用方式完成任务的过程中,各专业及建设工程全生命期内不同阶段各相关方都需要利用相关的共享信息资源,使用与任务相关的应用软件,得到相应的任务成果信息以及为其他任务准备的交换信息。因此,BIM 模型应支持与其他基于工程实践的建筑信息模型应用模型实现协同工作和数据共享。

17.1.3 为实现 BIM 模型交付成果及信息在后续环节中的充分利用,BIM 模型交付成果需要刻录包括性能分析、功能模拟、技术经济分析、虚拟建造、运营管理等实际应用的信息需求。BIM 设计任务委托合同确定前,签约双方应组织 BIM 交付成果接收方、使用方等相关方,对 BIM 交付成果的实际应用需求、交付成果内容、交付格式进行协商并在合同中明确规定。各相关方商讨的共同协定,是 BIM 模型交付成果满足被交付方实际应用需求的保证,也是各相关方实现数据互用的基础。协定的具体内容一般包括模型应用要求、模型深度、构件精细度等级等要求,以及根据这些要求确定的模型交付内容、交付格式、模型数据后续交互使用、相关的知识产权等具体内容。

17.1.4 模型所有权是指对模型占有、使用、收益和处置的权利。模型使用权的具体范围应根据各阶段的具体需求和 17.1.3 条的要求进行约定。

17.1.5 软件符合相关工程建设标准及其强制性条文的规定,既是对软件的基本要求,也是保证软件产生结果准确性的前提条件。软件要加强查验模型及其应用是否符合相关工程建设标准及其强制性条文功能的研制,以保证技术应用时的工程质量、安全和性能。

17.1.6 基于 BIM 的协同设计平台是 BIM 技术应用的重要条件,是实现 BIM 设计协同的重要保障工具和手段。BIM 协同设计平台应根据行业信息化发展规划要求,充分考虑企业和工程项目设计及管理 workflow 特点和实际需求,建立符合有关技术标准和管理程的 BIM 协同设计平台。

17.2 BIM 技术在岩土工程设计中的应用

17.2.4 岩土工程设计 BIM 模型根据不同的实施阶段可分为方案设计模型、初步设计模型、施工图设计模型、深化设计模型和施工过程模型，不同的应用需求对 BIM 模型深度的要求不同。在建模过程中，各阶段的模型深度和构件精细度可参照现行行业标准《湖南省民用建筑信息模型设计基础标准》DBJ43/T 004，并结合不同设计阶段的实际需求选取合适的深度等级。模型深度确定时不宜提出过高的深度要求，但应考虑好各阶段的模型衔接和传递，避免过度建模和重复建模，既要满足项目的需求，也不要造成不必要的资源浪费。

17.2.5 交付成果中的设计图纸应尽可能利用 BIM 模型直接生成，充分发挥 BIM 模型在交付成果中的作用。交付成果中的计算书、工程量、预算书等各类表格，应根据 BIM 模型中的信息来创建，并能转换成通用文档格式以待后续使用。

17.2.6 岩土工程设计子模型交付的数据应满足施工图设计文件审查、岩土工程施工及各相关方子模型创建及协同工作的需要。