

ICS

备案号：

DB

北京市地方标准

编号：DB11/489—2016

备案号：J13247—2016

建筑基坑支护技术规程

**Technical specification for retaining and protecting of
building foundation excavation**

2016-08-10 发布

2016-12-01 实施

**北京市住房和城乡建设委员会
北京市质量技术监督局**

联合发布

前 言

本规程为强制性标准，其中第**3.1.9**，**6.3.6**，**7.3.20**，**8.1.2**，**8.2.5**等黑体字标注的条（款）为强制性条文，必须严格执行。

根据北京市质量技术监督局“关于印发2014年北京市地方标准制修订项目计划的通知”（京质监标发[2014]36号文）的要求，由北京城建科技促进会组织有关单位在经广泛调查研究，认真总结工程实践经验，参考有关标准，并广泛征求意见的基础上，对《建筑基坑支护技术规程》（DB11/489-2007）进行了全面修订。

本规程的主要技术内容是：1.总则；2.术语和符号；3.基本规定；4.放坡；5.支挡式结构；6.土钉墙；7.地下水控制；8.基坑开挖；9.监测；附录A 基坑支护设计文件内容；附录B 锚杆钢腰梁按简支梁考虑时选型参考表；附录C 渗透稳定性验算。

本规程修订的主要技术内容是：1.对原规程中强制性条文第3.1.2, 3.1.4, 3.1.5 (1)、(2), 3.1.6, 3.1.7, 3.7.3, 3.7.4, 3.7.5, 3.7.6, 3.7.8, 3.7.13, 6.3.6, 6.4.2等条（款）进行了条款的部分内容调整或条款号调整；2.对第3章勘察要求进行修改；3.将原规程第5章标题改为支挡式结构，增加了双排桩的设计内容，并对其他节的内容进行了补充；4.将原规程3.7节独立成章，作为第8章；5.新增第9章；6.删除了原规程中附录B、附录C内容，新增加附录B及附录C内容。

本规程由北京市住房和城乡建设委员会和北京市质量技术监督局共同负责管理，由北京市住房和城乡建设委员会归口并组织实施。由北京城建科技促进会负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请寄送至北京城建科技促进会（地址：北京市西城区广莲路1号北京建工大厦A座910室；邮政编码：100055）

本规程主编单位：中国建筑科学研究院
北京市勘察设计研究院有限公司
北京建华建材技术研究院有限公司
北京城建科技促进会

本规程参编单位：中航勘察设计研究院有限公司
中兵勘察设计研究院
北京航天勘察设计研究院有限公司
北京建材地质工程公司

北京建工集团有限责任公司
北京城建勘测设计研究院有限责任公司
建设综合勘察研究设计院有限公司
中基发展建设工程有限责任公司
中国新兴建筑工程总公司
中建二局第三建筑工程有限公司
北京市地质工程设计研究院
北京市地质工程公司
北京金水源岩土工程有限公司
北京中联勘工程技术有限责任公司
北京新创展基础工程有限公司
北京健安诚岩土工程有限公司

本规程主要起草人员：张 雁 沈小克 杨 斌 周与诚
杨生贵 孙保卫 李 虹

（以下以姓氏笔画为序）

马永琪 刁铁宏 王笃礼 王建明
王秀丽 王晓辉 化建新 石 健
闫德刚 孙华波 刘永勤 齐如明
何世鸣 张德萍 张明中 张 微
张春和 杨素春 杨发兵 邹登亮
李 钟 李 军 李耀刚 陈志辉
陈树军 汪一帆 金 淮 郑庆峰
赵杰伟 徐教宇 郭密文 郭跃龙
秦 沛 聂畅通 蒋新民 熊宗喜
戴连双

本规程主要审查人员：肖绪文 张建民 任庆英 张晋勋
刘 军 叶 锋 张钦喜

目 次

1	总则.....	1
2	术语和符号.....	2
2.1	术语.....	2
2.2	符号.....	3
3	基本规定.....	5
3.1	设计原则.....	5
3.2	勘察要求.....	7
3.3	支护结构选型.....	8
3.4	水平荷载.....	9
3.5	质量检测.....	14
4	放坡.....	15
4.1	放坡设计.....	15
4.2	放坡施工.....	15
4.3	质量检测.....	15
5	支挡式结构.....	17
5.1	一般规定.....	17
5.2	结构分析.....	17
5.3	基坑稳定性验算.....	18
5.4	双排桩设计.....	21
5.5	截面承载力计算.....	23
5.6	锚杆计算.....	24
5.7	构造要求.....	26
5.8	施工.....	29
5.9	质量检测.....	31
6	土钉墙.....	33
6.1	一般规定.....	33
6.2	设计.....	33
6.3	施工.....	38
6.4	质量检测.....	41
7	地下水控制.....	42
7.1	一般规定.....	42
7.2	截水.....	43
7.3	降水.....	43
7.4	集水明排.....	50
7.5	回灌.....	50
8	基坑开挖.....	51
8.1	一般规定.....	51
8.2	开挖.....	51
8.3	地下水控制.....	51
8.4	封底及回填.....	52
9	监测.....	53
9.1	一般规定.....	53
9.2	监测项目.....	53

9.3 巡视检查.....	54
9.4 监测点布置.....	55
9.5 监测频率.....	56
9.6 监测报警.....	57
9.7 监测成果.....	58
附录 A 基坑支护设计文件内容.....	60
附录 B 锚杆钢腰梁按简支梁考虑时选型参考表.....	63
附录 C 渗透稳定性验算.....	64
本规程用词说明.....	66
引用标准名录.....	67
条文说明.....	68

Contents

1	General Provisions.....	错误! 未定义书签。
2	Terms and Symbols.....	2
2.1	Terms.....	2
2.2	Symbols.....	错误! 未定义书签。
3	Basic Requierments.....	5
3.1	Principles of Design.....	5
3.2	Investigation of Excavated.....	7
3.3	Choice of Structural Types.....	8
3.4	Horizontal Load.....	9
3.5	Testing of Quality.....	14
4	Sloping 15	
4.1	Design of Sloping.....	15
4.2	Construction of Sloping 工.....	15
4.3	Testing of Quality.....	15
5	Retaining Structures.....	17
5.1	General Requierments.....	错误! 未定义书签。
5.2	Structural Analysis.....	17
5.3	Excavations Stabilitys Analysis.....	18
5.4	Design of Double-Row-Piles Wall.....	21
5.5	Bearing Capacity Calculation of Sectional.....	23
5.6	Anchor Calculation.....	24
5.7	Structural Detail.....	26
5.8	Consturction.....	错误! 未定义书签。
5.9	Testing of Quality.....	31
6	Soil Nailing Wall.....	错误! 未定义书签。
6.1	General Requierments.....	33
6.2	Design.....	33
6.3	Consturction.....	38
6.4	Testing of Quality.....	41
7	Groundwater Control.....	42
7.1	General Requierments.....	42
7.2	Cut-Off Drains.....	43
7.3	Dewatering.....	43
7.4	Drainage Galleries.....	50
7.5	Recharge.....	50
8	Excavation51	
8.1	General Requierments.....	51
8.2	Excavate.....	51
8.3	Groundwater Control.....	51
8.4	Seal off and Backfill.....	52
9	Monitoring.....	53
9.1	General Requierments.....	53

9.2	Monitoring Items.....	53
9.3	Inspectin and Examination.....	54
9.4	Arrangement of Monitoring Point.....	55
9.5	Frequency of Monitoring.....	56
9.6	Alarming on Monitoring.....	57
9.7	Result of Monitoring	58
Appendix A	Contents of Design Documents on Foundation Excavations.....	60
Appendix B	Reference Form for Pattern Selection on Anchored Bar Steel Waist Rail Considered with Simple Structure Beam.....	63
Appendix C	Calculation on Seepage Stability	64
	Explanation of Wording in This Specification.....	66
	List of Quoted Standards.....	67
	Addition: Explanation of Provisions.....	68

1 总则

1.0.1 为了规范北京市行政区域内建筑基坑支护的勘察、设计、施工和监测工作，做到安全适用、技术先进、经济合理、绿色环保，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于北京市行政区域内建筑基坑支护的勘察、设计、施工和监测。

1.0.3 建筑基坑支护应综合考虑场地工程地质与水文地质条件、基坑开挖深度、降排水条件、基础类型、周边环境对基坑侧壁变形控制的要求、基坑周边荷载、施工季节及施工条件、支护结构使用期限等因素，做到因地制宜、因时制宜。

1.0.4 建筑基坑支护除应符合本规程的规定外，尚应符合国家和北京市地方现行相关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 建筑基坑 building foundation pit

为进行建筑物（包括构筑物）基础与地下室施工所开挖的地面以下空间。

2.1.2 基坑侧壁 side of foundation pit

构成建筑基坑围体的某一侧面。

2.1.3 基坑周边环境 surroundings around foundation pit

基坑开挖影响范围内既有建（构）筑物、道路、地下设施、地下管线、岩土体、地下水及基坑周边临时堆载等的统称。

2.1.4 基坑支护 retaining and protecting for foundation excavation

为保证地下结构施工及基坑周边环境的安全，对基坑侧壁及周边环境采用的支挡、加固与保护措施。

2.1.5 排桩 soldier piles

以某种桩型按队列式布置组成的基坑支护结构。

2.1.6 地下连续墙 diaphragm wall

用机械施工方法成槽，并形成的钢筋混凝土地下墙体。

2.1.7 土钉墙 soil nailing wall

采用土钉加固的基坑侧壁土体与护面等组成的支护结构。

2.1.8 土层锚杆 soil anchor

由设置于钻孔内、端部伸入稳定土层中的钢筋或钢绞线与孔内注浆体组成的受拉杆体。

2.1.9 冠梁 capping beam

设置在挡土构件顶部的将挡土构件连为整体的钢筋混凝土梁或型钢梁。

2.1.10 腰梁 waling

设置在挡土构件侧面的连接锚杆或内支撑杆件的钢筋混凝土梁或型钢梁。

2.1.11 支点 fulcrum

锚杆或支撑体系对支护结构的水平约束点。

2.1.12 嵌固深度 embedded depth

挡土构件在基坑开挖底面以下的配筋段的长度。

2.1.13 地下水控制 groundwater controlling

为保证支护结构施工、基坑挖土、地下室施工及基坑周边环境安全而采取的排水、降水、截水或回灌措施。

2.1.14 截水帷幕 curtain for cutting off water

用于阻截或减少地下水流入基坑侧壁及基坑底而采用的连续截水体。

2.2 符号

2.2.1 抗力和材料性能

- c ——土的粘聚力；
- φ ——土的内摩擦角；
- f_y 、 f_{py} ——普通钢筋、预应力钢筋抗拉强度设计值；
- f_{yk} ——普通钢筋抗拉强度标准值；
- k ——土的渗透系数；
- K_{ai} 、 K_{pi} ——第 i 层土的主动土压力系数、被动土压力系数；
- q ——单井出水量；
- R_k ——土钉或锚杆的极限抗拔承载力标准值；
- q_{sk} ——锚固体与土层之间的极限粘结强度标准值；
- M_R ——抗滑力矩标准值；
- γ ——土的重度；
- γ_w ——地下水重度。

2.2.2 作用和作用效应

- p_{ak} 、 p_{pk} ——主动土压力标准值、被动土压力标准值；
- u ——孔隙水压力；
- q_0 ——均布附加荷载标准值；
- p_0 ——基础底面附加压力标准值；
- M_s ——滑动力矩标准值；
- M ——弯矩设计值；
- M_k ——弯矩标准值；
- N ——轴向拉力或压力设计值；
- N_k ——轴向拉力或压力标准值；
- V ——剪力设计值；
- V_k ——剪力标准值；
- Q ——流量。

2.2.3 几何参数

- A ——截面面积；
- b ——截面宽度；
- d ——桩、锚杆、土钉的直径或基础埋置深度；
- h ——基坑深度或截面高度；
- H ——潜水含水层厚度或承压水头高于含水层顶板的高度；
- l ——长度；
- l_d ——挡土构件的嵌固深度；
- l_f ——锚杆非锚固段长度；
- s_x ——锚杆的水平间距；
- α ——土钉或锚杆轴线与水平面的夹角；
- β ——土钉墙坡面与水平面的夹角；

R ——影响半径。

2.2.4 计算系数

a ——相对距离比；

γ_o ——支护结构重要性系数；

K_t ——土钉或锚杆抗拔安全系数；

K_e ——嵌固稳定安全系数；

K_s ——圆弧滑动稳定安全系数；

K_{se1} ——突涌稳定性安全系数；

K_{se2} ——流土稳定性安全系数；

ζ ——荷载折减系数；

η ——弯矩折减系数；

η_j ——土钉轴向拉力调整系数。

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.1 设计文件应明确支护结构的设计使用期限。除有特殊要求外，本规程所列各种支护结构，均应按设计使用年限一年的临时性结构进行设计。

3.1.2 基坑支护结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

3.1.3 当出现下列状态之一时，应判定为达到了承载能力极限状态：

- 1 支护结构构件或连接因应力超过材料强度而破坏，或因过度变形而不适于继续承载；
- 2 支护结构转变为机动体系，支护结构或结构构件丧失稳定；
- 3 支护体或土体因土中剪应力达到其抗剪强度而发生滑动、隆起、推移、倾覆、滑移；
- 4 地下水渗流引起土体渗透破坏。

3.1.4 当出现下列状态时，应判定为达到了正常使用极限状态：

支护结构的变形或地下水的状态已妨碍地下结构施工或影响基坑周边环境的正常使用功能。

3.1.5 基坑支护设计时，应根据基坑的开挖深度 h 、邻近建（构）筑物及管线与坑边的相对距离比 α 和工程地质、水文地质条件，按破坏后果的严重程度按表 3.1.5 划分基坑侧壁的安全等级。对同一基坑的不同部位，可采用不同的基坑侧壁安全等级。

表 3.1.5 基坑侧壁安全等级划分

开挖深度 h (m)	环境条件		$\alpha < 0.5$			$0.5 \leq \alpha \leq 1.0$			$\alpha > 1.0$		
	工程地质、 水文地质条件		I	II	III	I	II	III	I	II	III
$h > 15$			一级			一级			一级		
$10 < h \leq 15$			一级			一级		二级	一级	二级	
$h \leq 10$			一级	二级		二级	三级		二级	三级	

注：1 h ——基坑开挖深度。

2 α ——相对距离比 $\alpha = \frac{x}{h_a}$ 。 x 为管线、邻近建（构）筑物基础边缘（桩基础桩端）离坑口内壁的水平距离， h_a 为基础底面距基坑底垂直距离，见图 3.1.5。

3 工程地质、水文地质条件分类：

I 复杂——土质差、地下水对基坑工程有重大影响；

II 较复杂——土质较差，基坑侧壁有易于流失的粉土、粉砂层，地下水对基坑工程有一定影响；

III 简单——土质好，且地下水对基坑工程影响轻微。

坑壁为多层土时可经过分析按不利情况确定工程地质、水文地质条件类别。

4 如邻近建（构）筑物为价值不高、待拆除或临时性的，管线为非重要干线，一旦破坏没有危险且易于修复，则 α 值可增大一个范围值；当周边环境为变形特别敏感的邻近建（构）筑物或重点保护的古建筑物等有特殊要求的建（构）筑物，当基坑侧壁安全等级为二级或三级时，安全等级应提高一级；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、基底附加应力、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 α 值

及安全等级。

5 同一基坑周边条件不同可分别划分为不同的基坑侧壁安全等级。

6 当基坑支护结构作为地下建筑结构的一部分时，基坑侧壁安全等级应为一级。

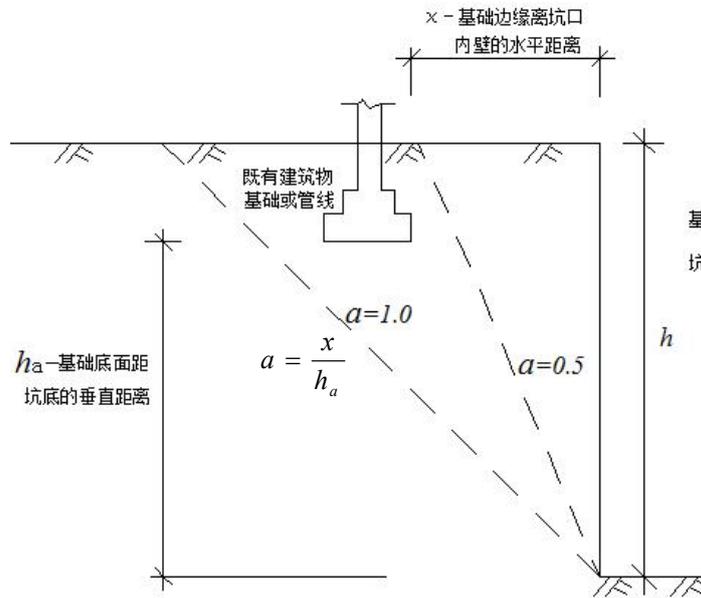


图 3.1.5 相邻建筑基础与基坑相对关系示意图

3.1.6 支护结构设计应根据基坑侧壁安全等级确定结构重要性系数 γ_0 ，安全等级为一级时取 $\gamma_0=1.1$ ；安全等级为二级时取 $\gamma_0=1.0$ ；安全等级为三级时取 $\gamma_0=0.9$ 。

3.1.7 支护结构设计应符合下列规定：

- 1 应根据周边环境的重要性、对变形的适应能力及土（岩）的性质等因素确定支护结构的水平变形限值，最大水平变形值应满足正常使用要求；
- 2 周边地面竖向变形应根据邻近建筑结构形式及使用现状进行控制；
- 3 当邻近有重要管线或支护结构作为永久性结构时，其水平变形和竖向变形应按满足其正常工作的要求控制；
- 4 当无明确要求时，最大水平变形限值：一级基坑宜取 $0.002h$ ，二级基坑宜取 $0.004h$ ，三级基坑宜取 $0.006h$ 。

3.1.8 基坑支护应以对地下水资源和环境影响最小为原则，确定地下水控制方法。

3.1.9 基坑工程设计应包括下列内容：

- 1 支护结构体系的方案和技术经济比较；
- 2 基坑支护体系的稳定性验算；
- 3 支护结构的强度、稳定和变形计算；
- 4 地下水控制设计；
- 5 对周边环境影响的控制设计；
- 6 基坑土方开挖方案；
- 7 基坑工程的监测要求。

3.1.10 支护结构设计、施工应具备以下基本资料：

- 1 建筑场地及其周边地表至基坑底面下一定深度范围内地层结构、土（岩）的物理力

学性质，地下水分布、含水层类型、渗透系数和施工期地下水位可能的变化等资料；

2 标有建筑红线、施工红线的总平面图及基础结构设计图；

3 建筑场地内及周边的地下管线、地下设施的位置、深度、结构形式及使用现状；

4 已有邻近建筑的位置、层数或高度、结构类型、使用状况、沉降观测资料以及基础类型、埋置深度、主要尺寸、基础距基坑侧壁的净距等；

5 基坑周围的地面排水方式和能力，地面雨水、污水、上下水管线排入或漏（渗）入基坑的可能性及其管理控制体系资料；

6 施工期间基坑周围的地面堆载及车辆、设备的动、静载情况等；

3.1.11 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 对地下水位以上的黏性土、黏质粉土，应采用三轴固结不排水剪切试验确定的抗剪强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 或采用直剪固结快剪试验确定的抗剪强度指标 c_{cq} 、 φ_{cq} ，对地下水位以上的砂质粉土、砂土、碎石土，土的抗剪强度指标应采用有效应力强度指标 c' 、 φ' ；

2 对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；其中，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剪切试验确定的抗剪强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 或采用直剪固结快剪方法确定的抗剪强度指标 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试验确定的抗剪强度指标 c_{uu} 、 φ_{uu} ；

3 对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，土的抗剪强度指标应采用有效应力抗剪强度指标 c' 、 φ' ；对砂质粉土，当缺少有效应力强度指标时，也可采用三轴固结不排水抗剪强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 或直剪固结快剪强度指标 c_{cq} 、 φ_{cq} 代替；对砂土和碎石土，有效应力抗剪强度指标 φ' 可根据标准贯入试验击数和水下休止角等物理力学指标取值；当采用土压力、水压力分算方法时，水压力可按静水压力计算；当存在地下水渗流时，宜按渗流理论计算水压力和土的竖向有效应力；当存在多层地下水时，应根据地下水赋存条件，分别计算与各层地下水相关的水压力；

4 有工程经验时，土的抗剪强度指标可根据室内或原位测试得到的其它物理力学指标，按经验方法确定。

3.1.12 基坑支护设计应对施工质量检测及施工监控提出要求。

3.1.13 基坑支护设计应选择符合支护结构实际条件的计算模型，并在确认参数的合理性、计算结果的可靠性后，方可将计算结果用于设计。

3.1.14 基坑支护设计应提出监测技术要求，包括监测项目、监测频率、监测点位置及监测控制值和报警值等。

3.1.15 基坑支护设计文件内容应符合本规程附录 A 的要求。

3.2 勘察要求

3.2.1 岩土工程勘察应包括基坑工程勘察的内容，并最终提供满足基坑工程设计要求的勘察成果。

3.2.2 在拟建工程的初步勘察阶段，应搜集拟建场区及周围的工程地质和水文地质资料，进行工程地质调查，在现场勘测与室内试验工作基础上，对岩土工程条件进行初步分析，预测基坑工程中可能产生的主要岩土工程问题。

3.2.3 详细勘察成果应包括基坑工程设计、施工所需的场地、岩土地层和地下水等基础资料，对基坑工程、支护方案提出建议。当已完成的详勘资料不能满足基坑工程设计需要时，应为基坑设计专门进行补充勘察。

3.2.4 勘探的范围应按基坑的复杂程度及工程地质与水文地质条件确定。对于水平方向分布稳定的地层单元，勘探测试范围不应小于基坑周边范围。当地层空间分布不稳定、跨越工程地质单元或需查明专门问题时，勘探范围应根据支护设计需要扩大，查明基坑影响范围内的不利岩土层的分布，外扩范围可达到基坑深度的1倍~2倍。

3.2.5 勘探点宜沿基坑边线布置。勘探点间距应按基坑的复杂程度及工程地质与水文地质条件确定，当地层水平方向变化较大，有相对不利的岩土层或软弱结构面时，应增加勘探点。

3.2.6 勘探孔深度应按基坑的复杂程度及工程地质与水文地质条件确定，并应满足设计计算的要求，其深度不宜小于基坑深度的2倍。在基坑工程勘探深度内遇中等风化及微风化岩石时，可根据岩石类别及支护要求适当减少深度。

3.2.7 渗透系数宜通过现场试验确定，当设计需要且模拟工况适合时，可进行室内渗透试验。对岩质基坑，当存在顺层软弱结构面时，应在室内或现场测定结构面的抗剪强度指标。

3.2.8 抗剪强度试验可根据设计需要或工程经验，选择静三轴压缩（拉伸）试验或直接剪切试验。静三轴压缩（拉伸）试验可采用固结不排水剪方法，直接剪切试验可采用固结快剪方法。工况分析需要时，应做残余抗剪强度试验及侧压力系数试验。对特殊性岩土应作专门性试验。

3.2.9 当场地水文地质条件复杂、在基坑开挖过程中需要对地下水进行控制且已有资料不能满足要求时，应进行专门的场地水文地质勘察。场地水文地质勘察应达到以下要求：

1 查明地下水含水层和隔水层的层位、埋深和分布情况，查明各含水层（包括上层滞水、潜水、承压水）的补给条件和水力联系；

2 对于含水层以及截水帷幕涉及的主要隔水层，应分层提供渗透系数；

3 分析施工过程中地下水位变化对支护结构和基坑周边环境的影响，提出应采取的措施。

3.2.10 基坑工程的岩土工程勘察成果，除应符合一般要求外，尚应包括下列内容：

1 提供基坑工程设计所需的地层结构、岩土的物理力学性质指标以及含水层水文地质参数；

2 评价地下水对基坑工程的影响，提出地下水控制方法的建议；

3 对施工过程中形成的流砂、流土、管涌及整体失稳等现象的可能性进行评价并提出预防措施；对具有特殊性质的岩土，应分析其对基坑工程的影响，并提出对设计施工的相应措施的建议；

4 评价基坑工程与周边环境的相互影响并提出设计、施工应注意的事项和必要的保护措施的建议；

5 提供平面图、地层剖面图及与支护设计有关的岩土试验成果图表。

3.3 支护结构选型

3.3.1 支护结构应综合考虑基坑周边环境限制条件、开挖深度、工程地质与水文地质条件、

施工工艺及设备条件、周边相近条件基坑的工程经验、施工工期及施工季节等因素，并按表 3.3.1 选型。

表 3.3.1 各类支护结构的适用条件

结构类型		适用条件		
		安全等级	基坑深度、环境条件、土类和地下水条件	
支挡式结构	锚拉式结构	一级 二级	适用于深基坑	1 排桩适用于地下水位以上、可降水或结合截水帷幕的基坑 2 地下连续墙宜同时用作主体地下结构外墙，可同时用于截水 3 锚杆不宜用在软弱土层和含有高水头地下水的碎石土、砂土层中 4 当邻近基坑有建筑物地下室、地下构筑物等，锚杆的有效锚固长度不足时，不应采用锚杆 5 当锚杆施工会造成基坑周边建（构）筑物的损害或违反城市地下空间规划等规定时，不应采用锚杆
	支撑式结构		适用于深基坑	
	悬臂式结构		适用于浅基坑	
	双排桩		当锚拉式、支撑式和悬臂式结构不适用时，可考虑采用双排桩	
	逆作法		适用于主体结构地上、地下同步施工	
土钉墙	单一土钉墙	二级 三级	适用于地下水位以上或可实施降水的基坑，但基坑深度不宜大于 10m	当基坑潜在滑动面内有建筑物、重要地下管线时，不宜采用土钉墙
	预应力锚杆复合土钉墙		适用于地下水位以上或可实施降水的基坑，但基坑深度不宜大于 15m	
	水泥土桩垂直复合土钉墙		基坑深度不宜大于 10m 且不宜用在含有高水头地下水的碎石土、砂土、粉土层中	
	微型桩垂直复合土钉墙		适用于地下水位以上或可实施降水的基坑，但基坑深度不宜大于 10m	
放坡	三级	1 具有放坡的场地条件 2 可与上述支护结构形式结合		

注：1 当基坑不同部位的周边环境条件、土层性状、基坑深度等不同时，可在不同部位分别采用不同的支护形式；
 2 支护结构可采用上、下部以不同结构类型组合的支护形式，其设计应按基坑侧壁的安全等级进行总体控制。

3.3.2 支护结构选型应考虑结构的空问效应和受力特点，采用有利支护结构材料受力特性的形式。

3.3.3 对于基坑上部采用放坡或土钉墙，下部采用支挡式结构的情况，放坡或土钉墙支护的高度（ h_1 ）大于基坑总深度的 1/2 时，应考虑桩（墙）顶部以上土体与桩（墙）支护结构间的相互影响，并应严格控制桩（墙）顶部的水平位移。

3.4 水平荷载

3.4.1 支护结构设计时，所采用的荷载效应组合，应符合下列规定：

- 1 支护结构构件承载力计算时，取承载能力极限状态下的荷载效应基本组合；当支护结构作为永久或临时支护时，其作用基本组合的综合分项系数分别不应小于 1.35 及 1.25；
- 2 支护结构整体稳定性计算时，取荷载标准组合的效应；
- 3 支护结构水平位移及周边地面沉降计算时，取正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。

3.4.2 计算作用在支护结构上的水平荷载时，应考虑下列作用：

- 1 基坑内外土的自重（包括地下水）；
- 2 基坑周边既有和在建的建（构）筑物荷载；
- 3 基坑周边施工材料和设备荷载；
- 4 基坑周边车辆荷载；
- 5 冻胀、温度变化等产生的作用。

3.4.3 作用在支护结构上的土压力应按下列规定确定：

1 支护结构外侧的主动土压力标准值、支护结构内侧的被动土压力标准值宜按下列公式计算（图 3.4.3）：

1) 对地下水位以上或水土合算的土层

$$p_{ak} = \sigma_{ak} K_{a,i} - 2c_i \sqrt{K_{a,i}} \quad (3.4.3-1)$$

$$K_{a,i} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2}) \quad (3.4.3-2)$$

$$p_{pk} = \sigma_{pk} K_{p,i} + 2c_i \sqrt{K_{p,i}} \quad (3.4.3-3)$$

$$K_{p,i} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_i}{2}) \quad (3.4.3-4)$$

式中： p_{ak} ——支护结构外侧，第 i 层土中计算点的主动土压力强度标准值（kPa）；当 $p_{ak} < 0$ 时，应取 $p_{ak} = 0$ ；

σ_{ak} 、 σ_{pk} ——分别为支护结构外侧、内侧计算点的土中竖向应力标准值（kPa），按本规程第 3.4.5 条的规定计算；

$K_{a,i}$ 、 $K_{p,i}$ ——分别为第 i 层土的主动土压力系数、被动土压力系数；

c_i 、 φ_i ——第 i 层土的粘聚力（kPa）、内摩擦角（°）；按本规程第 3.1.11 条的规定取值；

p_{pk} ——支护结构内侧，第 i 层土中计算点的被动土压力强度标准值（kPa）。

2) 对水土分算的土层

$$p_{ak} = (\sigma_{ak} - u_a) K_{a,i} - 2c_i \sqrt{K_{a,i}} + u_a \quad (3.4.3-5)$$

$$p_{pk} = (\sigma_{pk} - u_p) K_{p,i} + 2c_i \sqrt{K_{p,i}} + u_p \quad (3.4.3-6)$$

式中： u_a 、 u_p ——分别为支护结构外侧、内侧计算点的水压力（kPa）；对静止地下水，按本规程第 3.4.4 条的规定取值；当采用悬挂式截水帷幕时，应考虑地下水沿支护结构向基坑面的渗流对水压力的影响。

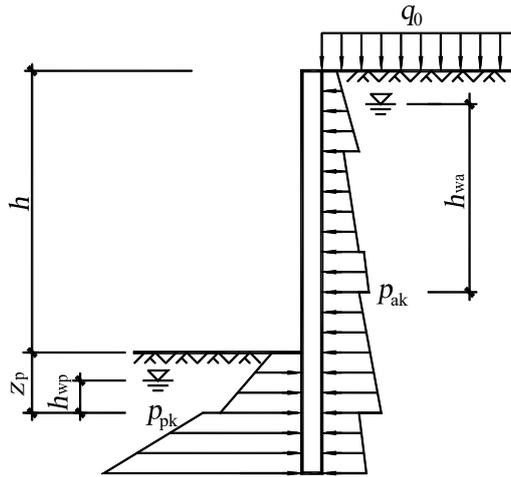


图 3.4.3 土压力计算

2 在支护结构土压力的影响范围内，存在相邻建筑物地下墙体等稳定界面时，可采用库仑土压力理论计算界面内有限滑动楔体产生的主动土压力，此时，同一土层的土压力可采用沿深度线性分布形式；

3.4.4 静止地下水的水压力可按下列公式计算：

$$u_a = \gamma_w h_{wa} \quad (3.4.4-1)$$

$$u_p = \gamma_w h_{wp} \quad (3.4.4-2)$$

式中： γ_w ——地下水的重度（ kN/m^3 ），取 $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$ ；

h_{wa} ——基坑外侧地下水位至主动土压力计算点的垂直距离（m）；对承压水，地下水位取测压管水位；当有多个含水层时，应以计算点所在含水层的地下水位为准；

h_{wp} ——基坑内侧地下水位至被动土压力计算点的垂直距离（m）；对承压水，地下水位取测压管水位。

3.4.5 土中竖向应力标准值应按下列公式计算：

$$\sigma_{ak} = \sigma_{ac} + \sum \Delta\sigma_{k,j} \quad (3.4.5-1)$$

$$\sigma_{pk} = \sigma_{pc} \quad (3.4.5-2)$$

式中： σ_{ac} ——支护结构外侧计算点，由土的自重产生的竖向总应力（ kPa ）；

σ_{pc} ——支护结构内侧计算点，由土的自重产生的竖向总应力（ kPa ）；

$\Delta\sigma_{k,j}$ ——支护结构外侧第 j 个附加荷载作用下计算点的土中附加竖向应力标准值（ kPa ），应根据附加荷载类型，按本规程第 3.4.6 条、第 3.4.7 条计算。

3.4.6 均布附加荷载作用下的土中附加竖向应力标准值应按下列公式计算（图 3.4.6）：

$$\Delta\sigma_{k,j} = q_0 \quad (3.4.6)$$

式中： q_0 ——均布附加荷载标准值（ kPa ）。

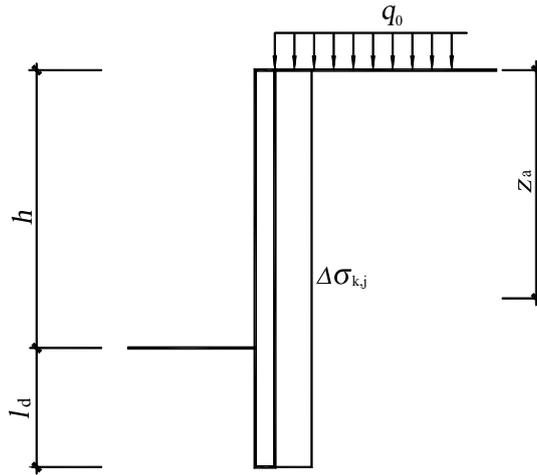


图 3.4.6 均布竖向附加荷载作用下的土中附加竖向应力计算

3.4.7 局部附加荷载作用下的土中附加竖向应力标准值可按下列规定计算：

1 对条形基础下的附加荷载（图 3.4.7a）：

当 $d + a/\tan \theta \leq z_a \leq d + (3a + b)/\tan \theta$ 时

$$\Delta\sigma_{k,j} = \frac{p_0 b}{b + 2a} \quad (3.4.7-1)$$

式中： p_0 ——基础底面附加压力标准值（kPa）；

d ——基础埋置深度（m）；

b ——基础宽度（m）；

a ——支护结构外边缘至基础的水平距离（m）；

θ ——附加荷载的扩散角（°），宜取 $\theta = 45^\circ$ ；

z_a ——自然地面至土中附加竖向应力计算点的竖向距离。

当 $z_a < d + a/\tan \theta$ 或 $z_a > d + (3a + b)/\tan \theta$ 时，取 $\Delta\sigma_{k,j} = 0$ 。

2 对矩形基础下的附加荷载（图 3.4.7a）：

当 $d + a/\tan \theta \leq z_a \leq d + (3a + b)/\tan \theta$ 时

$$\Delta\sigma_{k,j} = \frac{p_0 b l}{(b + 2a)(l + 2a)} \quad (3.4.7-2)$$

式中： b ——与基坑边垂直方向上的基础尺寸（m）；

l ——与基坑边平行方向上的基础尺寸（m）。

当 $z_a < d + a/\tan \theta$ 或 $z_a > d + (3a + b)/\tan \theta$ 时，取 $\Delta\sigma_{k,j} = 0$ 。

3 对作用在地面的条形、矩形附加荷载，按本条第 1 款、第 2 款计算土中附加竖向应力标准值 $\Delta\sigma_{k,j}$ 时，应取 $d = 0$ （图 3.4.7b）。

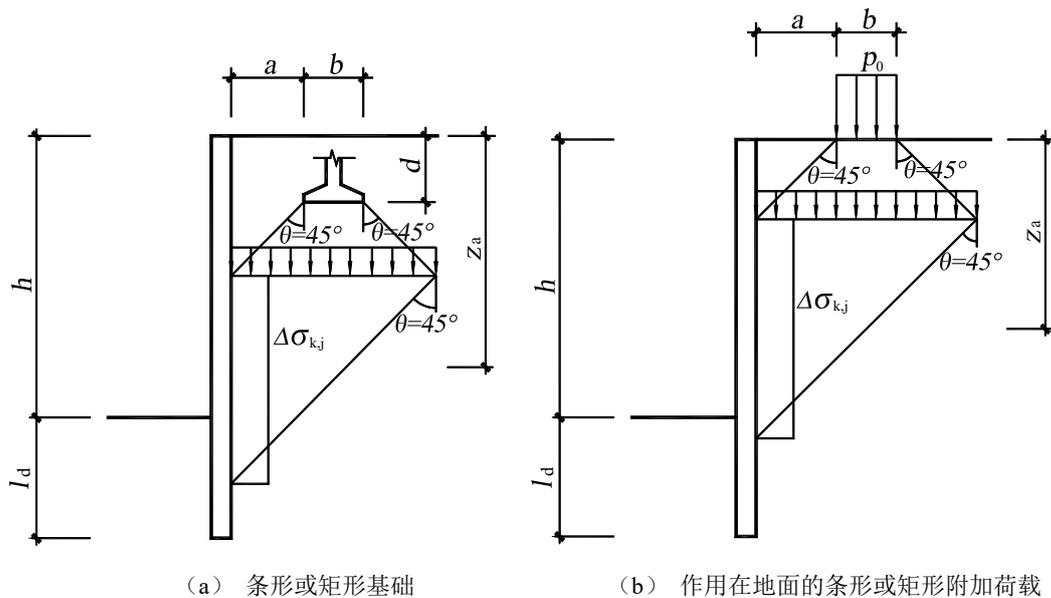


图 3.4.7 局部附加荷载作用下的土中附加竖向应力计算

3.4.8 当临近基坑的建筑物基础低于基坑底面时，且外墙距支护结构净距 b 小于 $h \times \tan(45^\circ - \phi_{sk}/2)$ 时，可按下列方法计算有限宽度土体作用在支护结构上的土压力强度标准值 p_{ak} （图 3.4.8）：

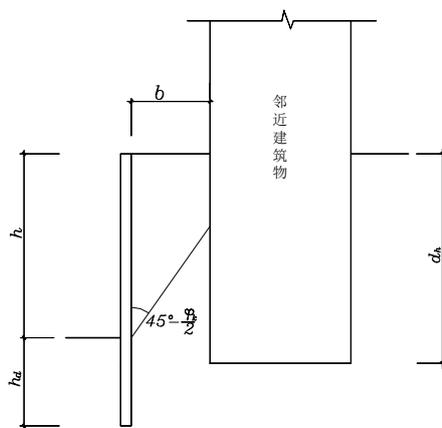


图 3.4.8 有限范围土体的土压力计算简图

1 当计算点深度 $z \leq b \times \cot(45^\circ - \phi_{sk}/2)$ ，或 $z \geq b \times \cot(45^\circ - \phi_{sk}/2) + d_h$ 时，按本规程第 3.4.3 条~3.4.6 条的规定计算；

2 当计算点深度 $b \times \cot(45^\circ - \phi_{sk}/2) < z < b \times \cot(45^\circ - \phi_{sk}/2) + d_h$ 时：

1) 对于黏性土、粉土和地下水水位以上的砂土、碎石土：

$$p_{ak} = (2 - n_b) n_b \cdot \sigma_{ak} K_{a,i} - 2c_i \cdot n_b \sqrt{K_{a,i}} \quad (3.4.8-1)$$

2) 对于地下水水位以下的砂土、碎石土：

$$p_{ak} = (2 - n_b) n_b \cdot \sigma_{ak} \cdot K_{a,i} - 2c_i \cdot n_b \sqrt{K_{a,i}} + u_a (1 - K_{a,i}) \quad (3.4.8-2)$$

式中： h ——基坑深度（m）；

z ——计算点深度（m）；

d_b ——临近建筑物基础埋置深度 (m);

n_b ——系数, $n_b = b / [h \times \tan (45^\circ - \varphi_k / 2)]$ 。

3.4.9 对于基坑上部采用放坡或土钉墙,下部采用排桩或地下连续墙的情况,支护结构上的水平荷载宜按下列规定计算:

1 当上部放坡或土钉墙支护高度 h_1 等于或小于 $0.5h$ 时,将排桩桩顶或地下连续墙墙顶平面以上的土体自重视为作用在该平面上的附加荷载,按照本规程第 3.4.4 条~3.4.7 条规定计算水平荷载;

2 当 h_1 大于 $0.5h$ 时,支护结构上的水平荷载除应包括第 3.4.9 条 1 款规定计算部分外,还应包括按照本规程第 3.4.4 条~3.4.7 条计算出桩顶或墙顶平面以上的水平荷载的合力,将该合力换算为作用在桩顶或墙顶到基底范围内的倒三角形分布荷载。

3.5 质量检测

3.5.1 支护结构施工及使用的原材料和半成品应遵照相关标准规范进行检验。

3.5.2 支护结构应进行质量检测,检测方法及检测要求应符合相关标准规范的相关规定。

3.5.3 检测工作结束后应提交包括下列内容的质量检测报告:

- 1 检测点分布图;
- 2 检测方法与仪器设备型号;
- 3 资料整理及分析的方法;
- 4 结论及处理意见。

3.5.4 土方开挖时,应对土层实际分层厚度、土性状态等与勘察报告的一致性进行核实。

4 放坡

4.1 放坡设计

- 4.1.1** 当场地地下水位低，或采取人工降水措施，且具有放坡开挖条件，放坡开挖不会对周边环境产生不利影响时，可采用局部或全深度放坡。
- 4.1.2** 应合理确定放坡坡度，保证坡壁的稳定性和减少土方开挖量。
- 4.1.3** 当基坑深度范围内侧壁为黏性土、风化岩石或其他好土质、基坑浅且地下水影响轻微时，经验算分析后可采用垂直边坡。
- 4.1.4** 对深度大于 5m 的土质边坡，宜设置分级过渡平台，各级过渡平台的宽度不宜小于 1.5m。岩石边坡过渡平台的宽度不应小于 0.5m。
- 4.1.5** 当不具备全深度放坡开挖条件时，放坡可以与其他支护形式结合使用。
- 4.1.6** 放坡设计应包括坡面保护措施。
- 4.1.7** 放坡设计应进行边坡整体稳定性验算。
- 4.1.8** 土质边坡的整体稳定性验算，可按平面问题考虑，宜采用瑞典条分法计算。对于多级边坡，应验算不同工况的整体稳定性。
- 4.1.9** 基坑整体稳定性验算，各危险滑裂面均应满足下式要求：

$$M_R / M_S \geq 1.2 \quad (4.1.9)$$

式中： M_R ——作用于危险滑裂面上的抗滑力矩标准值（kN·m）；
 M_S ——作用于危险滑裂面上的滑动力矩标准值（kN·m）。

4.2 放坡施工

- 4.2.1** 在基坑周围影响边坡稳定的范围内，应对地面采取防水、排水、截水等保护措施，禁止雨水等地面水浸入土体。
- 4.2.2** 对于土质边坡或易于软化的岩质边坡，在开挖时应及时采取相应的排水和坡脚、坡面保护措施。基底设置排水沟时，应离开坡脚不少于 300mm，并做好防渗处理。
- 4.2.3** 基坑周边堆置土方、建筑材料或沿基坑边缘移动运输工具和其它机械设备时，宜距基坑上部边缘不少于 0.5 倍基坑深度，弃土堆置高度不应超过 1.5m，且不能超过设计荷载值。对于侧壁土含水量丰富地段，不宜在基坑边堆置弃土或施加其他附加荷载。

4.3 质量检测

放坡的质量检测应符合表 4.3 要求。

表 4.3 质量检测

项 目	允许偏差或允许值 (mm)		检验方法
	人 工	机 械	
标高	±30	±50	水准仪
长度、宽度 (由设计中心 线向两边量测)	+300 -100	+500 -150	经纬仪, 钢尺
边坡	设计要求		观察或用坡度尺检查
表面平整度	20	50	用 2m 靠尺和楔形塞尺检查

5 支挡式结构

5.1 一般规定

5.1.1 支挡式结构的选型应符合本规程第 3.3 节的规定。

5.1.2 支挡式结构的挡土构件采用桩时，桩型与成桩工艺应符合下列要求：

1 应根据土层的性质、地下水条件及基坑周边环境要求等选择混凝土灌注桩、型钢桩、钢管桩、钢板桩、型钢水泥土搅拌桩等桩型；

2 当支护桩施工影响范围内存在对地基变形敏感、结构抗裂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、易缩径或震动大的桩型和施工工艺；

3 采用挖孔桩且成孔需要降水时，降水引起的地层变形应满足周边建筑物和地下管线正常使用的要求，否则应采取截水措施。

5.1.3 基坑支护采用锚拉式结构时，锚杆应符合下列规定：

1 锚拉结构宜采用钢绞线锚杆；承载力要求较低时，也可采用钢筋锚杆；当环境保护不允许在支护结构使用功能完成后锚杆杆体滞留在地层内时，应采用可拆芯钢绞线锚杆；

2 在易塌孔的松散或稍密的砂土、碎石土、粉土、填土层，高液性指数的饱和黏性土层，高水压力的各类土层中，钢绞线锚杆、钢筋锚杆宜采用套管护壁成孔工艺；

3 锚杆注浆宜采用二次压力注浆工艺；

4 锚杆锚固段不应设置在淤泥、淤泥质土及松散填土层内；

5 在复杂地质条件下，应通过现场试验确定锚杆的适用性。

5.1.4 基坑支护采用支撑式结构时，支撑结构的设计、施工、检测、监测应符合北京市地方标准《基坑工程内支撑技术规程》DB11/940 的规定。

5.1.5 基坑支护设计应根据基坑深度、周边环境、地质条件或地面荷载等因素的变化划分计算剖面，对每一个计算剖面，应取最不利条件下的计算参数。

5.2 结构分析

5.2.1 基坑分层开挖时，应对实际开挖过程的各工况分别进行结构计算，并应按各工况结构计算的最不利值进行支护结构设计。当支护结构的锚杆或临时支撑需要在地下结构的施工过程中拆除时，应利用地下结构形成替换支撑，并对锚杆或临时支撑拆除及地下结构形成支撑作用后的各工况分别进行结构计算与验算。

5.2.2 支挡式结构应根据基坑深度和规模、基坑周边环境条件和地质条件、基坑侧壁安全等级等因素，按下列方法进行计算：

1 挡土结构宜采用平面受力条件的杆系有限元弹性支点法；

2 内支撑结构可采用平面受力条件的杆系有限元法；

3 符合空间受力条件时，可用符合实际边界条件的空间结构分析方法。

5.2.3 当采用平面杆系有限元弹性支点法进行结构计算时，结构的支点的边界条件、弹性支点刚度系数、支护结构嵌固段土的水平反力计算宽度和水平反力系数应按现行国家行业标

准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 的有关规定确定。

5.2.4 按本规程第 5.2.1 条~5.2.3 条计算时，水平荷载按本规程第 3.4 节的有关规定确定；计算的每个工况下挡土构件嵌固段上的水平土反力合力，不应大于按本规程第 3.4 节计算的该工况时嵌固段的被动土压力合力，否则应调整嵌固深度重新计算。

5.3 基坑稳定性验算

5.3.1 悬臂式支挡结构的嵌固深度 l_d 应符合下式嵌固稳定性要求（图 5.3.1）：

$$\frac{E_{pk} a_{p1}}{E_{ak} a_{a1}} \geq K_e \quad (5.3.1)$$

式中： K_e ——嵌固稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级， K_e 取 1.25、1.2、1.15；

E_{ak} 、 E_{pk} ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力标准值（kN）；

a_{a1} 、 a_{p1} ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力合力作用点至挡土构件底端的距离（m）。

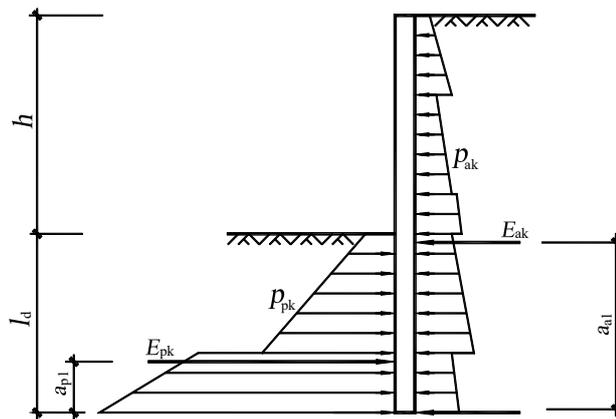


图 5.3.1 悬臂式支挡结构嵌固稳定性验算

5.3.2 单层支点支挡式结构的嵌固深度 l_d 应符合下式嵌固稳定性要求（图 5.3.2）：

$$\frac{E_{pk} a_{p2}}{E_{ak} a_{a2}} \geq K_e \quad (5.3.2)$$

式中： K_e ——嵌固稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级， K_e 取 1.25、1.2、1.15；

a_{a2} 、 a_{p2} ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力合力作用点至支点的距离（m）。

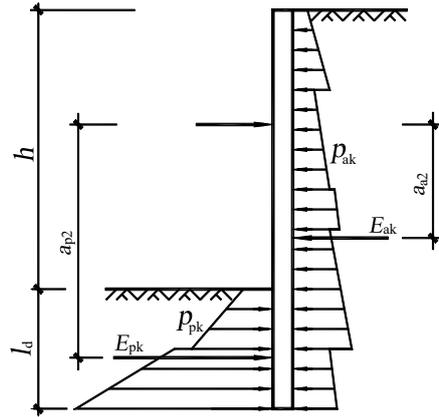


图 5.3.2 单层支点支挡式结构嵌固稳定性验算

5.3.3 锚拉式、悬臂式及双排桩支挡式结构应按下列规定进行整体滑动稳定性验算：

- 1 整体滑动稳定性可采用圆弧滑动条分法进行验算；
- 2 圆弧滑动条分法整体滑动稳定性应符合下列规定（图 5.3.3）：

$$\min\{K_{s,1}, K_{s,2}, \dots, K_{s,i}, \dots\} \geq K_s \quad (5.3.3-1)$$

$$K_{s,i} = \frac{\sum \{c_j l_j + [(q_j b_j + \Delta G_j) \cos \theta_j - u_j l_j] \tan \phi_j\} + \sum R'_{k,k} [\cos(\theta_k + \alpha_k) + \psi_v] / s_{x,k}}{\sum (q_j b_j + \Delta G_j) \sin \theta_j} \quad (5.3.3-2)$$

式中： K_s ——圆弧滑动稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级， K_s 取 1.35、1.3、1.25；

$K_{s,i}$ ——第 i 个圆弧滑动体的抗滑力矩与滑动力矩的比值；抗滑力矩与滑动力矩之比的最小值宜通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定；

c_j 、 ϕ_j ——第 j 土条滑弧面处土的粘聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规程第 3.1.11 条的规定取值；

b_j ——第 j 土条的宽度（m）；

θ_j ——第 j 土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角（°）；

l_j ——第 j 土条的滑弧长度（m），取 $l_j = b_j / \cos \theta_j$ ；

q_j ——第 j 土条上的附加分布荷载标准值（kPa）；

ΔG_j ——第 j 土条的自重（kN），按天然重度计算；

u_j ——第 j 土条滑弧面上的水压力（kPa）；采用落底式截水帷幕时，对地下水位以下的砂土、碎石土、砂质粉土，在基坑外侧，可取 $u_j = \gamma_w h_{wa, j}$ ，在基坑内侧，可取 $u_j = \gamma_w h_{wp, j}$ ；滑弧面在地下水位以上或对地下水位以下的黏性土，取 $u_j = 0$ ；

γ_w ——地下水重度（kN/m³）；

$h_{wa, j}$ ——基坑外侧第 j 土条滑弧面中点的压力水头（m）；

$h_{wp, j}$ ——基坑内侧第 j 土条滑弧面中点的压力水头（m）；

$R'_{k,k}$ ——第 k 层锚杆在滑动面以外的锚固段的极限抗拔承载力标准值与锚杆杆体受拉承载力标准值（ $f_{pk} A_p$ ）的较小值（kN）；锚固段的极限抗拔承载力应按本规程第 5.6.3 条的规定计算，但锚固段应取滑动面以外的长度；对悬臂式、双排桩支挡结构，不考虑 $\sum R'_{k,k} [\cos(\theta_k + \alpha_k) + \psi_v] / s_{x,k}$ 项；

- α_k ——第 k 层锚杆的倾角 ($^\circ$);
- θ_k ——滑弧面在第 k 层锚杆处的法线与垂直面的夹角 ($^\circ$);
- $S_{x,k}$ ——第 k 层锚杆的水平间距 (m);
- ψ_v ——计算系数; 可按 $\psi_v = 0.5 \sin(\theta_k + \alpha_k) \tan \varphi$ 取值;
- φ ——第 k 层锚杆与滑弧交点处土的内摩擦角 ($^\circ$).

3 当挡土构件底端以下存在相对软弱的土层时, 整体稳定性验算滑动面中应包括由圆弧与软弱土层层面组成的复合滑动面。

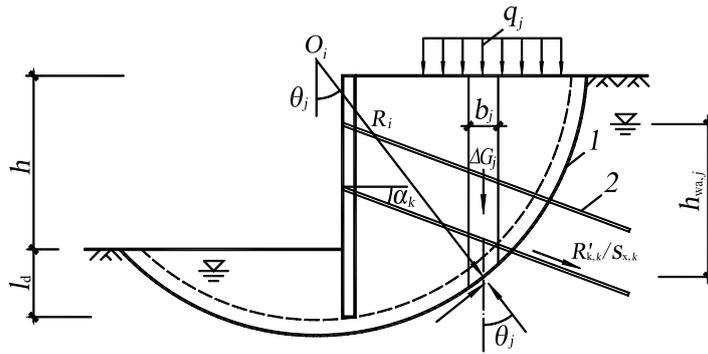


图 5.3.3 圆弧滑动条分法整体稳定性验算

1—任意圆弧滑动面; 2—锚杆

5.3.4 支挡式结构的嵌固深度应符合下列坑底隆起稳定性要求:

1 有支点的支挡结构的嵌固深度应符合下列规定 (图 5.3.4-1):

$$\frac{\gamma_{m2} l_d N_q + c N_c}{\gamma_{m1} (h + l_d) + q_0} \geq K_b \quad (5.3.4-1)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (5.3.4-2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad (5.3.4-3)$$

式中: K_b ——隆起稳定安全系数; 安全等级为一级、二级、三级, K_b 取 1.8、1.6、1.4;

γ_{m1} 、 γ_{m2} ——基坑外、基坑内挡土构件底面以上土的天然重度 (kN/m^3); 对多层土, 取各层土按厚度加权的平均重度;

l_d ——挡土构件的嵌固深度 (m);

h ——基坑深度 (m);

q_0 ——地面均布荷载 (kPa);

N_c 、 N_q ——承载力系数;

c 、 φ ——挡土构件底面以下土的黏聚力 (kPa)、内摩擦角 ($^\circ$), 按本规程第 3.1.11 条的规定取值。

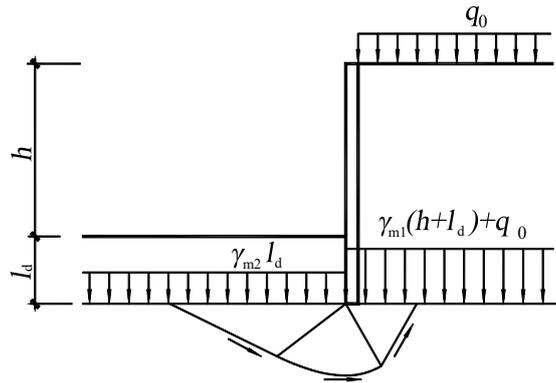


图 5.3.4-1 挡土构件底端平面下土的隆起稳定性验算

2 当挡土构件底面以下有软弱土层时，坑底隆起稳定性的验算部位尚应包括软弱土层。软弱土层的隆起稳定性可按公式（5.3.4-1）验算，但式中的 γ_{m1} 、 γ_{m2} 应取软弱土层顶面以上土的重度（图 5.3.4-2）， l_d 应以 D 代替。

注： D 为基坑底面至软弱土层顶面的土层厚度（m）。

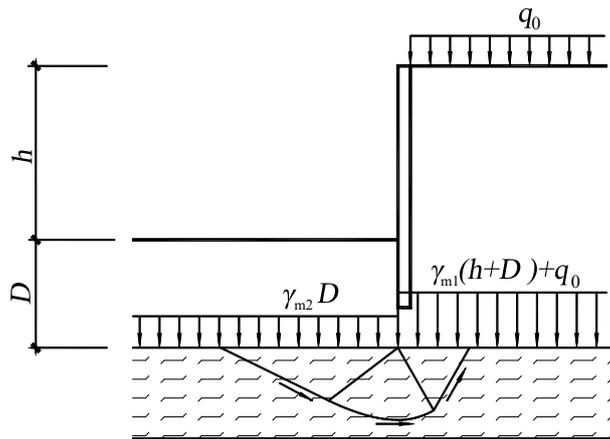


图 5.3.4-2 软弱土层的隆起稳定性验算

3 悬臂式支挡结构可不进行隆起稳定性验算。

5.3.5 采用悬挂式截水帷幕或坑底以下存在水头高于坑底的承压水含水层时，应按本规程附录 C 的规定进行地下水渗透稳定性验算。

5.3.6 挡土构件的嵌固深度除应满足本规程第 5.3.1 条～5.3.5 条的规定外，对悬臂式结构，不宜小于 $0.8h$ ；对单支点支挡式结构，不宜小于 $0.3h$ ；对多支点支挡式结构，不宜小于 $0.2h$ 。

5.4 双排桩设计

5.4.1 双排桩结构可采用图 5.4.1 所示的平面刚架结构模型进行计算。

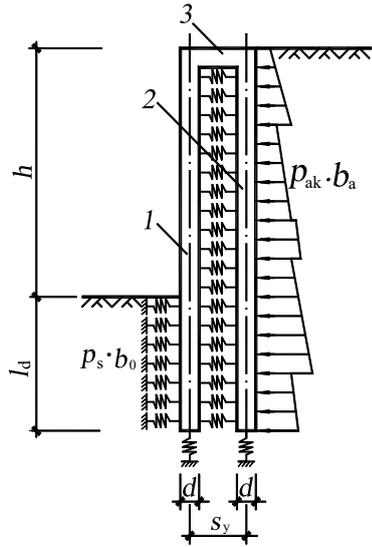


图 5.4.1 双排桩计算
1—前排桩；2—后排桩；3—刚架梁

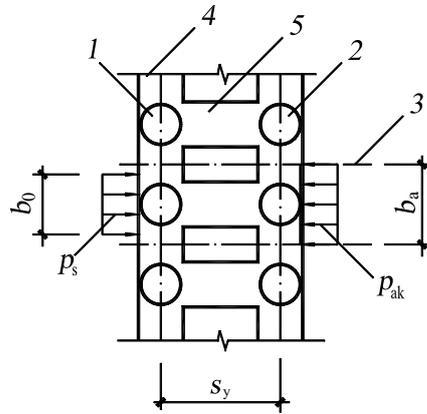


图 5.4.2 双排桩桩顶连梁及计算宽度
1—前排桩；2—后排桩；3—排桩对称中心线；
4—桩顶冠梁；5—刚架梁

5.4.2 采用图 5.4.1 的结构模型时,应按现行国家行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 的有关规定计算。

5.4.3 双排桩结构的嵌固稳定性应符合下式规定 (式 5.4.3):

$$\frac{E_{pk} z_p + G z_G}{E_{ak} z_a} \geq K_e \quad (5.4.3)$$

式中: K_e ——嵌固稳定安全系数; 安全等级为一级、二级、三级时, K_e 分别取 1.25、1.2、1.15;

E_{ak} 、 E_{pk} ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的标准值 (kN);

z_a 、 z_p ——分别为基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的合力作用点至挡土构件底端的距离 (m);

G ——双排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和 (kN);

z_G ——双排桩、桩顶连梁和桩间土的合力重心至前排桩边缘的水平距离 (m)。

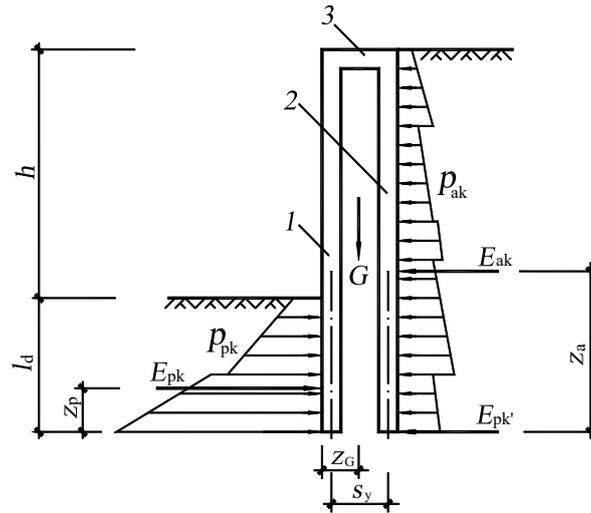


图 5.4.3 双排桩抗倾覆稳定性验算
1—前排桩；2—后排桩；3—刚架梁

5.4.4 双排桩排距宜取 $2d \sim 5d$ 。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 $1/6 \sim 1/3$ 。

5.4.5 双排桩结构的嵌固深度，对淤泥质土，不宜小于 $1.0h$ ；对淤泥，不宜小于 $1.2h$ ；对一般黏性土、砂土，不宜小于 $0.6h$ 。前排桩桩端宜处于桩端阻力较高的土层。采用泥浆护壁灌注桩时，施工时的孔底沉渣厚度不应大于 50mm ，或应采用桩底后注浆加固。

5.4.6 双排桩应按偏心受压、偏心受拉构件进行截面承载力计算，刚架梁应根据其跨高比按普通受弯构件或深受弯构件进行截面承载力计算。双排桩结构的截面承载力和构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

5.4.7 双排桩与刚架梁节点处，受拉钢筋的搭接长度不应小于受拉钢筋的锚固长度的 1.5 倍。其节点构造尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 对框架顶层端节点的有关规定。

5.5 截面承载力计算

5.5.1 进行支挡式结构的截面设计时，截面弯矩设计值 M 、剪力设计值 V 、轴力设计值 N 应按下列公式计算：

$$M = \gamma_F \gamma_0 \eta M_k \quad (5.5.1-1)$$

$$V = \gamma_F \gamma_0 V_k \quad (5.5.1-2)$$

$$N = \gamma_F \gamma_0 N_k \quad (5.5.1-3)$$

式中： γ_F ——综合分项系数，按本规程 3.4.1 条确定；

γ_0 ——结构构件重要性系数，按本规程 3.1.6 条确定；

η ——支护桩弯矩折减系数，当采用截水帷幕或悬臂式支挡结构时， η 取值不应小于 0.9 ，其它情况 η 取值不应小于 0.8 ；

M_k ——截面弯矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)，按本规程第 5.2 节规定计算；

V_k ——截面剪力标准值 (kN), 按本规程第 5.2 节规定计算;

N_k ——截面轴力标准值 (kN), 按本规程第 5.2 节规定计算。

5.5.2 挡土构件的截面承载力应按下列规定计算:

1 圆形截面混凝土支护桩, 其正截面受弯承载力可按现行国家行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 规定计算, 斜截面承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算;

2 地下连续墙或矩形截面混凝土排桩, 其正截面受弯承载力和斜截面承载力应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算, 并应符合其有关构造要求;

3 型钢桩、钢管桩、钢板桩排桩的截面承载力应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的规定计算;

4 其它材料、形状的挡土构件, 其截面承载力计算应按相应的现行国家规范的有关规定执行。

5.6 锚杆计算

5.6.1 确定锚杆杆体截面面积时, 锚杆轴向拉力设计值 N 应按式 5.5.1-3 计算。

5.6.2 锚杆的极限抗拔承载力应符合下式规定:

$$\frac{R_k}{N_k} \geq K_t \quad (5.6.2)$$

式中: K_t ——锚杆抗拔安全系数; 安全等级为一级、二级、三级, K_t 取 1.8、1.6、1.4;

R_k ——锚杆极限抗拔承载力标准值 (kN), 按本规程第 5.6.3 条的规定确定;

N_k ——锚杆轴向拉力标准值 (kN), 按本规程第 5.2 节的规定计算。

5.6.3 锚杆极限抗拔承载力应按下列规定确定:

1 锚杆极限抗拔承载力应通过抗拔试验确定, 试验方法应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 的规定。

2 锚杆极限抗拔承载力标准值也可按下式估算, 并按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 的有关规定进行锚杆验收试验。

$$R_k = \pi d \sum q_{sk,i} l_i \quad (5.6.3)$$

式中: d ——锚杆的锚固体直径 (m);

l_i ——锚杆的锚固段在第 i 土层中的长度 (m); 锚固段长度为锚杆在理论直线滑动面以外的长度, 理论直线滑动面按本规程第 5.6.5 条的规定确定;

$q_{sk,i}$ ——锚固体与第 i 土层之间的极限粘结强度标准值 (kPa), 应根据工程经验并结合表 5.6.3 取值。

3 基坑侧壁安全等级为三级时, 可按公式 5.6.3 确定锚杆极限抗拔承载力。

表 5.6.3 土体与锚固体极限粘结强度 q_{sk} 标准值

土的名称	土的状态	q_{sk} (kPa)
------	------	----------------

填 土		16~20
淤 泥		10~16
淤泥质土		16~20
黏 性 土	$I_L > 1$	18~30
	$0.75 < I_L \leq 1$	30~40
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	40~53
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	53~65
	$0.0 < I_L \leq 0.25$	65~73
	$I_L \leq 0$	73~80
粉 土	$e > 0.90$	22~44
	$0.75 < e \leq 0.90$	44~64
	$e \leq 0.75$	64~100
粉砂、细砂	稍 密	22~42
	中 密	42~63
	密 实	63~85
中 砂	稍 密	54~74
	中 密	74~90
	密 实	90~120
粗 砂	稍 密	90~130
	中 密	130~170
	密 实	170~220
砾 砂	中密、密实	190~260
卵 石	中密、密实	200~300

注：表中 q_{sk} 系采用直孔一次常压注浆工艺的经验值，当采用二次注浆、扩孔工艺时可根据试验确定。

5.6.4 锚杆杆体的截面面积应符合下式规定：

1 普通钢筋：

$$A_s \geq \frac{N}{f_y} \quad (5.6.4-1)$$

2 预应力钢筋：

$$A_p \geq \frac{N}{f_{py}} \quad (5.6.4-2)$$

式中：N——锚杆轴向拉力设计值（kN），按本规程第 5.6.1 条的规定确定；

A_s 、 A_p ——锚杆杆体的普通钢筋、预应力钢筋截面面积（ m^2 ）；

f_y 、 f_{py} ——普通钢筋、预应力钢筋抗拉强度设计值（ kN/m^2 ）。

5.6.5 锚杆的非锚固段长度应按式确定，且不应小于 5.0m（图 5.6.5）：

$$l_f \geq \frac{(a_1 + a_2 - d \tan \alpha) \sin(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2})}{\sin(45^\circ + \frac{\varphi_m}{2} + \alpha)} + \frac{d}{\cos \alpha} + 1.5 \quad (5.6.5)$$

式中： l_f ——锚杆非锚固段长度（m）；
 α ——锚杆倾角（°）；
 a_1 ——锚杆的锚头中点至基坑底面的距离（m）；
 a_2 ——基坑底面至基坑外侧主动土压力强度与基坑内侧被动土压力强度等值点 O 的距离（m）；对成层土，当存在多个等值点时应按其中最深的等值点计算；
 d ——挡土构件的水平尺寸（m）；
 φ_m ——O 点以上各土层按厚度加权的等效内摩擦角（°）。

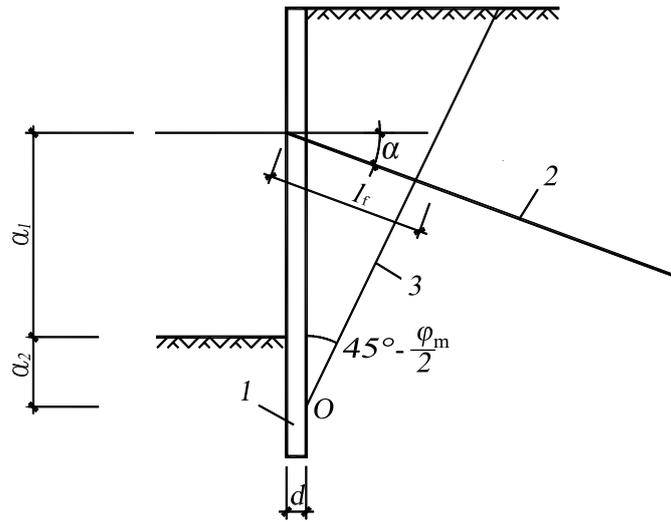


图 5.6.5 锚杆非锚固段长度计算

1—挡土构件；2—锚杆；3—理论直线滑动面

5.6.6 锚杆锁定值应根据支护结构变形要求及锚固段地层条件确定，宜取锚杆轴向拉力标准值的 0.75 倍~0.9 倍，且应与支护结构计算时的锚杆预加轴向拉力值一致。

5.6.7 锚杆腰梁应按受弯构件设计，当锚杆锚固在混凝土冠梁上时，冠梁应按受弯构件设计。其内力应根据实际约束条件按连续梁或简支梁计算，锚杆腰梁的内力设计值根据本规程第 5.5.1 条确定，腰梁正截面、斜截面承载力计算应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 或《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。无特殊要求时，锚杆腰梁型号可按本规程附录 B 选择。

5.6.8 当锚杆倾角较大时，应计算腰梁与挡土构件之间的连接在锚杆垂直分力作用下的受剪承载力与挡土结构的竖向承载力。

5.6.9 对压力型锚杆，应验算注浆体的受压承载力。

5.7 构造要求

I 排桩

5.7.1 钢筋混凝土排桩间距应根据排桩受力及桩间土稳定条件确定，排桩间距宜取 1.5d~2.5d（d 为桩径）；桩径大时宜取大值，反之宜取小值；黏性土宜取大值，砂土宜取小值。

5.7.2 钢筋混凝土排桩的钢筋配置及混凝土强度等级应符合下列规定：

1 纵向受力钢筋应采用 HRB400、HRB500 钢筋，数量不宜少于 8 根，净间距不应小于 60mm；

2 箍筋宜采用 HPB300 钢筋，并宜采用螺旋筋；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；

3 钢筋笼宜配置加强筋，加强箍筋应满足钢筋笼起吊安装要求，宜选用 HPB300、HRB400 钢筋，间距宜取 1000mm~2000mm；

4 纵向受力钢筋的保护层厚度不应小于 35mm，水下灌注混凝土时，不宜小于 50mm；

5 当采用沿截面周边非均匀配置纵向钢筋时，受压区的纵向钢筋根数不应少于 5 根；

6 混凝土强度等级不宜低于 C25；

7 其它构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

5.7.3 排桩采用素混凝土（或水泥土）桩与钢筋混凝土桩间隔布置的钻孔咬合桩形式时，支护桩的桩径可取 800mm~1500mm，相邻桩咬合长度不宜小于 200mm。素混凝土桩应采用强度等级不低于 C15 的超缓凝混凝土或塑性混凝土，超缓凝混凝土的初凝时间不宜小于 60h，水下灌注时坍落度宜取 160mm~200mm，干孔灌注时宜取 100mm~140mm，且混凝土的 3 天强度不宜大于 3MPa。水泥土桩可采用搅拌桩、旋喷桩或搅喷桩，水泥土 28 天桩体抗压强度宜不小于 0.8MPa。

5.7.4 排桩顶部应设钢筋混凝土冠梁与桩身连接，冠梁高度（水平方向尺寸）不宜小于桩径或截面高度，厚度（竖直方向尺寸）不宜小于桩径或截面高度的 0.6 倍，且不应小于 400mm。

5.7.5 基坑开挖后，应及时对排桩的桩间土采取防护措施，可采用内置钢丝网或钢筋（板）网的喷射混凝土护面等处理方法，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；钢筋（丝）网或钢板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。基坑底面以上有含水层或土质较差时，应采用钢筋网及竖向加强钢筋。

5.7.6 当存在地下水且不设截水帷幕时，应在含水层部位的基坑侧壁设置泄水孔，泄水孔应采取防止土颗粒流失的反滤措施。

II 地下连续墙

5.7.7 悬臂式地下连续墙厚度不宜小于 600mm，锚拉式或支撑式地下连续墙的墙厚不宜小于 400mm。地下连续墙槽段长度应根据槽壁稳定性及钢筋笼起吊能力划分，宜为 4m~8m。

5.7.8 地下连续墙混凝土强度等级不宜低于 C25，地下连续墙作为地下室外墙时尚应符合国家现行有关规范的规定。

5.7.9 地下连续墙的的钢筋配置应符合下列规定：

1 纵向受力钢筋应采用 HRB400、HRB500 钢筋，直径不宜小于 20mm，净间距不宜小于 75mm；

2 水平钢筋及构造钢筋宜采用 HPB300、HRB400 钢筋，直径不宜小于 12mm，间距宜为 200mm~400mm；

3 纵向受力钢筋的保护层厚度不宜小于 50mm；

4 纵向受力钢筋可按内力大小沿墙体纵向分段配置，但通长配置的纵向钢筋的截面面积不应小于总量的 50%；

5 其它构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

5.7.10 地下连续墙墙段之间的连接接头应符合下列规定：

- 1 接头宜采用圆形锁口管、波纹管、楔形、工字形钢或预制混凝土等柔性接头；
- 2 当地下连续墙作为主体地下结构外墙，且对其整体性要求高时，宜采用刚性接头；刚性接头可采用一字形或十字形穿孔钢板接头、钢筋承插式接头等；当采取地下连续墙顶设置通长冠梁、槽段接缝处设置结构壁柱、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。

5.7.11 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距离不应大于150mm，纵向钢筋下端500mm长度范围内宜按1:10的斜度向内收口。

5.7.12 地下连续墙顶部应设置钢筋混凝土冠梁，冠梁高度（水平方向尺寸）不宜小于地下连续墙厚度，冠梁厚度（竖直方向尺寸）不宜小于墙厚的0.6倍，且不应小于400mm。

5.7.13 当地下连续墙用作地下室外墙时，与地下室结构的连接可采用在地下连续墙内预埋钢筋、接驳器、钢板等，预埋钢筋宜采用HPB300级钢筋，连接钢筋直径大于20mm时，宜采用接驳器连接。

III 冠梁

5.7.14 冠梁应符合下列规定：

- 1 冠梁仅按构造设置时，排桩或地下连续墙受力主筋锚入冠梁的长度可取冠梁厚度与30倍主筋直径的较小值。冠梁按结构受力构件设置时，排桩或地下连续墙受力主筋在冠梁内的锚固要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010对钢筋锚固的有关规定；

- 2 冠梁按构造设置时，可按构造配筋；支护结构计算中冠梁作为受力构件时，应按实际受力情况配筋，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的有关规定；

- 3 冠梁的主筋应位于排桩或地下连续墙受力主筋的外侧。

IV 锚杆

5.7.15 锚杆尺寸、布置和构造应符合下列要求：

- 1 锚杆自由段长度不宜小于5m，且不应小于本规程第5.6.5条确定的非锚固段长度，土层锚杆锚固段长度不宜小于4m，拉力型锚杆杆体与注浆体的粘结段长度不宜小于4m，荷载分散型锚杆锚固段每个单元的长度不宜小于4m；

- 2 锚杆杆体外露长度应满足锚杆底座、腰梁尺寸及张拉作业要求；

- 3 锚杆成孔直径宜为120mm~150mm；

- 4 锚杆杆体安装时，应设置定位支架，定位支架间距宜为1.5m~2.0m；

- 5 锚杆上下排垂直间距不宜小于2.0m，水平间距不宜小于1.5m；

- 6 锚杆锚固体上覆土层厚度不宜小于4.0m；

- 7 锚杆倾角宜为15°~25°，且不宜大于45°。

5.7.16 锚杆注浆体应符合下列要求：

- 1 注浆体宜采用水泥浆或水泥砂浆，其试块抗压强度标准值不宜低于20MPa；

- 2 注浆宜采用二次压力注浆工艺。

5.7.17 锚杆腰梁应符合下列要求：

- 1 当腰梁采用型钢组合梁时，可选用双槽钢或双工字钢，两型钢之间应用缀板连接，连接焊缝应采用贴角焊；两型钢之间的净间距应满足锚杆杆体平直穿过的要求；

- 2 型钢组合腰梁应满足在锚杆集中荷载作用下的局部受压稳定与受扭稳定的要求，当需要增加局部受压和受扭稳定性时，可在型钢翼缘端口处设置加劲肋板。

V 冠梁上部挡土墙

5.7.18 支挡式结构冠梁以上可设置砖砌挡土墙，并应满足以下要求：

1 当挡土高度小于 2.5m 时，可按以下构造要求配置：

1) 挡土墙厚度可取 240mm 或 370mm；

2) 挡土墙应设钢筋混凝土构造柱，构造柱间距不大于 3.2m，截面高度宜与挡土墙同厚，截面宽度宜取 200mm~300mm；纵向受力钢筋宜取 4 根~6 根，锚入冠梁内应不小于 500mm；

3) 挡土墙顶应设压顶梁；

4) 挡土墙体与构造柱之间应咬合砌筑。

2 当挡土高度大于 2.5m 时，挡土墙厚度宜取 370mm，钢筋混凝土构造柱尺寸和配筋应按计算确定；宜在墙高中部加设圈梁，圈梁截面尺寸可取 370mm×240mm；

3 挡土墙高度不宜大于 4.0m。

5.8 施工

5.8.1 排桩的施工应符合下列要求：

1 当设计无要求时，桩位施工偏差不宜大于 50mm，桩的垂直度偏差不宜大于 1.0%，咬合桩的垂直度偏差应符合 5.8.2、5.8.3 条的规定，且不应影响地下结构的施工；

2 当排桩不承受垂直荷载时，钻孔灌注桩桩底沉渣不宜超过 200mm；当兼作承重结构时，桩底沉渣按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关要求执行；

3 采用灌注桩工艺的排桩宜采取隔桩施工的成桩顺序，并应在灌注混凝土 24h 后进行邻桩成孔施工；

4 沿周边非均匀配置纵向钢筋的排桩，钢筋笼在绑扎、吊装和安放时，钢筋笼纵向钢筋的平面角度误差不应大于 10°；

5 排桩施工的其它要求应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 执行；

6 对排桩施工有特殊要求时，尚应按其特殊要求施工。

5.8.2 钢筋混凝土与超缓凝素混凝土咬合桩的施工，宜采用全套管钻机，其施工应符合下列要求：

1 桩顶应设置定位板，板宽应取 3m~4m，板厚宜取 0.3m~0.5m；

2 相邻咬合桩应按先施工素混凝土桩、后施工钢筋混凝土桩的顺序进行；钢筋混凝土桩应在素混凝土初凝前，通过成孔时切割部分素混凝土桩身形成与素混凝土桩的互相咬合，但应避免过早切割；

3 钻机就位及吊设第一节钢套管时，应采用两个测斜仪贴附在套管外壁并用经纬仪复核套管垂直度，其垂直度允许偏差应不大于 0.5%；液压套管应正反扭动加压下切；抓斗套管内取土时，套管底部应始终位于抓土面下方，且抓土面与套管底部距离应大于 1.0m；

4 孔内虚土和沉渣应清理干净，并用抓斗夯实孔底；灌注混凝土时，套管应随混凝土浇筑逐段提拔；套管应垂直提拔，阻力过大时应转动套管同时缓慢提拔。

5.8.3 钢筋混凝土桩与水泥土或塑性混凝土咬合桩的施工，可采用旋挖钻机、机械冲抓钻机。水泥土桩可采用搅拌桩、旋喷桩或搅喷桩，相邻咬合桩应按先施工水泥土或塑性混凝土桩，后施工钢筋混凝土桩的顺序进行；钢筋混凝土桩应在水泥土或塑性混凝土桩水泥终凝后，通过成孔时切割部分水泥土或塑性混凝土桩身并形成互相咬合，切割时间根据水泥土或塑性混凝土的强度确定。水泥土或塑性混凝土桩及钢筋混凝土桩的垂直度允许偏差应不大于 0.5%。

5.8.4 地下连续墙的施工应符合下列要求：

- 1 施工前宜进行地下连续墙成槽试验，并应根据试验结果确定施工工艺和技术参数；
- 2 成槽施工前，应沿地下连续墙两侧设置导墙；导墙宜采用倒 L 形，导墙应能承受施工设备荷载；导墙埋深不宜小于 1.5m，厚度不宜小于 0.2m；
- 3 槽段的长度、厚度、深度、倾斜度偏差应符合下列要求：
 - 1) 槽段长度（沿轴线方面）允许偏差±50mm；
 - 2) 槽段厚度允许偏差±10mm；
 - 3) 槽段倾斜度≤1/150；
- 4 地下连续墙施工的其它要求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》GB50202 的有关规定；
- 5 对地下连续墙施工有特殊要求时，应按其特殊要求施工。

5.8.5 型钢水泥土搅拌墙施工应符合下列要求：

- 1 施工前应通过成桩试验确定水泥浆液、水灰比等工艺参数及成桩工艺；测定水泥浆从输送管到达搅拌机喷浆口的时间，成桩工艺应保证水泥土强度和型钢较易插入。当地下水有侵蚀性时，宜通过试验选用水泥；
- 2 根据型钢水泥土搅拌墙的轴线开挖导向沟（或槽），应在沟槽边设置搅拌桩定位型钢，并应在定位型钢上标出搅拌桩和型钢插入位置；采用现浇的钢筋混凝土导墙时，导墙应筑于密实的土层上，并高出地面 100mm，导墙净距应比水泥土搅拌桩设计直径宽 40mm~60mm；
- 3 水泥土搅拌桩施工时桩机就位应对中，平面允许偏差应为±20mm，立柱导向架的垂直度不应大于 1/250；
- 4 搅拌下沉速度宜取在 0.5m/min~1m/min，提升速度宜取 1m/min~2m/min，并保持匀速下沉或提升；当邻近保护对象时，搅拌下沉速度宜取 0.5m/min~0.8m/min，提升速度宜取 1m/min 内；喷浆压力不宜大于 0.8MPa；
- 5 浆液泵送流量应与三轴搅拌机的喷浆搅拌下沉速度和提升速度相匹配，应确保搅拌桩中水泥掺量的均匀性；
- 6 因故搁置超过 2h 以上的拌制浆液，应作为废浆处理，严禁再用；
- 7 施工时如因故停浆，应在恢复压浆前将三轴搅拌机提升或下沉 0.5m 再注浆搅拌施工，应保证搅拌桩的连续性；
- 8 桩与桩的搭接时间不宜大于 24h，若因故超时，搭接施工中应放慢搅拌速度保证搭接质量；若因时间过长无法搭接或搭接不良，应作为冷缝记录在案，并应经监理和设计单位认可后，在搭接处采取补做搅拌桩或旋喷桩等技术措施；
- 9 型钢水泥土搅拌墙施工的其它要求及型钢的插入与回收应按现行行业标准《型钢水泥土搅拌墙技术规程》JGJ/T 199 有关规定执行。

5.8.6 锚杆的施工应符合下列要求：

- 1 锚杆孔位垂直方向偏差不宜大于 100mm，偏斜角度不应大于 2°；锚杆孔深和杆体长度不应小于设计长度；
- 2 锚杆注浆时，一次注浆管距孔底距离宜为 100mm~200mm；
- 3 一次注浆采用水泥浆时，水泥浆的水灰比宜为 0.50~0.55；采用水泥砂浆时，宜选用灰砂比 1:1~1:2、水灰比 0.40~0.45 的配比；二次高压注浆宜使用水灰比 0.50~0.55 的水泥浆；
- 4 二次高压注浆的终止注浆压力不应小于 1.5MPa，注浆时间可根据注浆工艺试验确定

或一次注浆锚固体强度达到 5MPa 后进行；

5 锚杆张拉与锁定应符合下列要求：

- 1) 锚固段强度应大于 15MPa 并达到设计强度的 75%后方可进行张拉；
- 2) 锚杆张拉顺序应考虑对邻近锚杆的影响；
- 3) 锚杆宜张拉至其极限抗拔承载力的 0.8 倍后，再按设计要求锁定；
- 4) 锚杆张拉时的锚杆杆体应力不应超过锚杆杆体强度标准值的 0.75 倍；
- 5) 拉力、压力分散型锚杆，宜对各个锚固单元分别张拉，各个锚固单元的张拉力值，宜按锚杆正常使用状态下各锚固单元杆体钢筋应力相等的原则确定；

6 锚杆张拉与锁定顺序应符合下列要求：

- 1) 对于相同条件的锚杆，应首先张拉有轴力计的锚杆；
- 2) 应按工作锚杆的张拉步骤及要求，对比千斤顶油泵压力值和轴力计显示值，确定张拉和锁定控制标准；
- 3) 按上述标准控制锚杆张拉和锁定施工。

5.8.7 腰梁的施工应符合下列要求：

- 1 型钢腰梁的焊接应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的有关规定执行；
- 2 腰梁垂直方向误差应小于 50mm，且应保证锚杆杆体不与腰梁相接触。

5.9 质量检测

5.9.1 钢筋混凝土排桩的检测应符合下列要求：

- 1 宜采用低应变动测法检测桩身完整性，检测数量不宜少于总桩数的 20%，且不得少于 5 根；
- 2 当根据低应变动测法判定的桩身缺陷可能影响桩的水平承载力时，应采用钻芯法补充检测，检测数量不宜少于总桩数的 2%，且不得少于 3 根；
- 3 对排桩、冠梁现场浇筑的混凝土，应进行混凝土试块的抗压强度试验，每台班或每 100m³ 混凝土的取样数量应不少于 1 组。

5.9.2 地下连续墙检测应符合下列要求：

- 1 地下连续墙宜采用声波透射法检测墙身结构质量，检测槽段数应不少于总槽段数的 20%，且不应少于 3 个槽段，每个检测墙段的预埋超声波管数不应少于 4 个，且宜布置在墙身截面的四边中点处；
- 2 应进行槽壁垂直度检测，检测数量不得小于同条件下总槽段数的 20%，且不宜少于 10 幅；当地下连续墙作为主体地下结构构件时，检测数量应满足结构设计要求；
- 3 当根据声波透射法判定的墙身质量不合格时，应采用钻芯法进行验证。

5.9.3 锚杆的检测应符合下列要求：

- 1 锚杆抗拔力检测应随机抽样，抽样应能代表不同地层土性和不同抗拔力要求，宜分层检测；
- 2 锚杆抗拔力检测数量应取每层锚杆总数的 5%，且不少于 3 根；
- 3 应在锚杆浆体强度达到 15MPa 或达到设计强度的 75% 以上时，方可进行锚杆抗拔力试验；

4 锚杆抗拔力检测试验的最大试验荷载应取锚杆极限抗拔承载力的 0.8 倍。

5.9.4 型钢水泥土搅拌墙的检测应符合下列要求：

1 宜采用开挖方法检测成桩直径、搭接长度和位置偏差；

2 宜采用钻芯法检测桩的单轴抗压强度、完整性、深度；单轴抗压强度试验的芯样直径不应小于 80mm；检测桩数不应少于总桩数的 1%，且不应少于 6 根。

6 土钉墙

6.1 一般规定

6.1.1 土钉墙适用于地下水位（或经人工降水后）低于基坑底面、影响范围内无重要建筑或地下管线、地下空间允许施作土钉的基坑。

6.1.2 土钉墙适用于填土、黏性土、粉土、砂土、卵砾石等土层。

6.1.3 当场地土质不均匀、开挖深度大、周边建（构）筑物变形控制要求严格时，宜采用土钉墙与预应力锚杆、支护桩、超前微型桩等联合支护。

6.1.4 土钉墙设计施工应考虑施工作业周期和季节、振动等环境因素对陡坡开挖面上暂时裸露土体稳定性的影响。

6.1.5 土钉可采用钻孔、打入等方式设置。

6.2 设计

6.2.1 根据工程经验，可采用工程类比方法，初步确定土钉墙设计基本参数。

6.2.2 土钉墙设计应包括下列内容：

- 1 确定土钉墙的平面、剖面尺寸及分层施工高度；
- 2 确定土钉的类型、布置方式和间距；
- 3 确定土钉的直径、长度和倾角；
- 4 确定土钉钢筋或钢管的类型、直径和构造；
- 5 确定注浆参数与注浆方式；
- 6 确定土钉与面层的连接构造；
- 7 混凝土面层与坡顶防护设计；
- 8 土钉抗拉拔承载力计算；
- 9 土钉墙整体稳定分析验算；
- 10 当与截水帷幕结合时的地下水渗透稳定性验算；
- 11 提出质量控制及施工与监测要求；
- 12 对重要的工程，宜采用经本市相关部门通过鉴定的数值方法对土钉墙支护进行变形分析，并根据监测结果分析，进行动态反馈设计。

6.2.3 土钉锚固体与岩土体极限粘结强度参数宜以现场测试结果为依据进行取值。

6.2.4 土钉锚固体与土体极限粘结强度标准值 q_{sk} 可取现场实测平均值的 0.8 倍。进行初步设计或无现场实测资料时，可按表 6.2.4 的数据取值，施工过程中应按本规程第 6.4 节的规定进行验证、调整。

表 6.2.4 土钉锚固体与土体极限粘结强度标准值 q_{sk}

土的名称	土的状态	q_{sk} (kPa)
填土		16~20
淤泥		10~16

淤泥质土		16~20
黏性土	$I_L > 1$	18~30
	$0.75 < I_L \leq 1$	30~40
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	40~53
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	53~65
	$0.0 < I_L \leq 0.25$	65~73
粉土	$I_L \leq 0.0$	73~80
	$e > 0.90$	20~40
	$0.75 < e \leq 0.90$	40~60
粉细砂	$e \leq 0.75$	60~90
	稍密	20~40
	中密	40~60
中砂	密实	60~80
	稍密	40~60
	中密	60~70
粗砂	密实	70~90
	稍密	60~90
	中密	90~120
砾砂、卵石	密实	120~150
	中密、密实	130~160

注：表中数据为常压注浆值，当采用高压注浆时可按试验确定或按经验适当提高；当采用打入式钢管土钉时，表中数值可上调 15%~20%。

6.2.5 土钉墙设计的计算可取单位支护长度并按平面应变问题进行分析。

6.2.6 单根土钉极限抗拔承载力计算应符合下式规定：

$$\frac{R_{k,j}}{N_{k,j}} \geq K_t \quad (6.2.6)$$

式中： K_t ——土钉抗拔安全系数；基坑侧壁安全等级为二级、三级的土钉墙， K_t 分别不应小于 1.6、1.4；

$N_{k,j}$ ——第 j 层土钉轴向拉力标准值 (kN)，可按本规程第 6.2.7 条确定；

$R_{k,j}$ ——第 j 层土钉极限抗拔承载力标准值 (kN)，可按本规程第 6.2.10 条确定。

6.2.7 单根土钉的轴向拉力标准值可按下式计算：

$$N_{k,j} = \frac{1}{\cos \alpha_j} \zeta \eta_j p_{ak,j} s_{x,j} s_{z,j} \quad (6.2.7)$$

式中： α_j ——第 j 层土钉与水平面的夹角 (°)；

ζ ——坡面倾斜时的主动土压力折减系数，根据本规程第 6.2.8 条确定；

η_j ——第 j 层土钉轴向拉力调整系数，根据本规程第 6.2.9 条确定；

$p_{ak,j}$ ——第 j 层土钉处的主动土压力强度标准值(kPa)；

$s_{x,j}$ 、 $s_{z,j}$ ——第 j 层土钉与相邻土钉的水平间距、垂直间距 (m)。

6.2.8 坡面倾斜时的主动土压力折减系数 ζ 可按下式计算：

$$\zeta = \tan \frac{\beta - \varphi_m}{2} \left(\frac{1}{\tan \frac{\beta + \varphi_m}{2}} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \left/ \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2} \right) \right. \quad (6.2.8)$$

式中： β ——土钉墙坡面与水平面的夹角 (°)。

φ_m ——基坑底面以上各土层按厚度加权的等效内摩擦角平均值 (°)。

6.2.9 土钉轴向拉力调整系数可按下列公式计算：

$$\eta_j = \eta_a - (\eta_a - \eta_b) \frac{z_j}{h} \quad (6.2.9-1)$$

$$\eta_a = \frac{\sum_{i=1}^n (h - \eta_b z_j) \Delta E_{aj}}{\sum_{i=1}^n (h - z_j) \Delta E_{aj}} \quad (6.2.9-2)$$

式中： z_j ——第 j 层土钉至基坑顶面的垂直距离（m）；

h ——基坑深度（m）；

ΔE_{aj} ——作用在以 s_{xj} 、 s_{zj} 为边长的面积内的主动土压力标准值（kN）；

η_a ——计算系数；

η_b ——经验系数，可取 0.6~1.0；

n ——土钉层数。

6.2.10 单根土钉的极限抗拔承载力应按下列规定确定：

1 单根土钉的极限抗拔承载力标准值可按下式估算，并通过土钉抗拔试验进行验证：

$$R_{k,j} = \pi d_j \sum q_{sk,i} l_i \quad (6.2.10)$$

式中： $R_{k,j}$ ——第 j 层土钉的极限抗拔承载力标准值（kN）；

d_j ——第 j 层土钉的锚固体直径（m）；对成孔注浆土钉，按成孔直径计算，对打入钢管土钉，按钢管直径计算；

$q_{sk,i}$ ——第 j 层土钉在第 i 层土的极限粘结强度标准值（kPa）；应由土钉抗拔试验确定，无试验数据时，可根据工程经验并结合表 6.2.4 取值；

l_i ——第 j 层土钉滑动面以外的部分在第 i 土层中的长度（m）；计算单根土钉极限抗拔承载力时，取图 6.2.10 所示的直线滑动面，直线滑动面与水平面的夹角取 $\frac{\beta + \varphi_m}{2}$ 。

2 对基坑侧壁安全等级为三级的土钉墙，可按公式（6.2.10）确定单根土钉的极限抗拔承载力；

3 当按本条第 1 款、第 2 款确定的土钉极限抗拔承载力标准值大于 $f_{yk} A_s$ 时，应取 $R_{k,j} = f_{yk} A_s$ 。

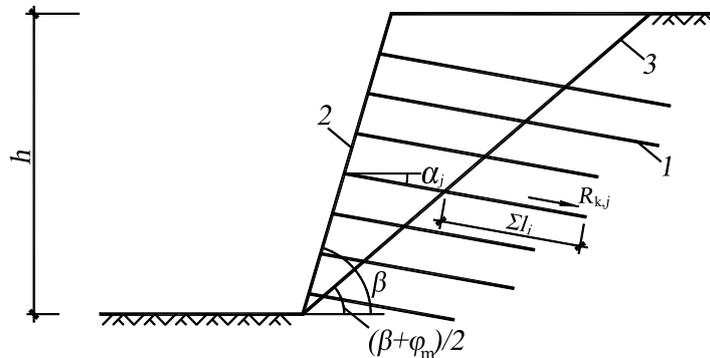


图 6.2.10 土钉抗拔承载力计算简图

1—土钉；2—喷射混凝土面层；3—滑动面

6.2.11 土钉墙应根据施工期间不同开挖深度及可能滑动面采用圆弧滑动简单条分法（图 6.2.11）按下式进行整体稳定性验算：

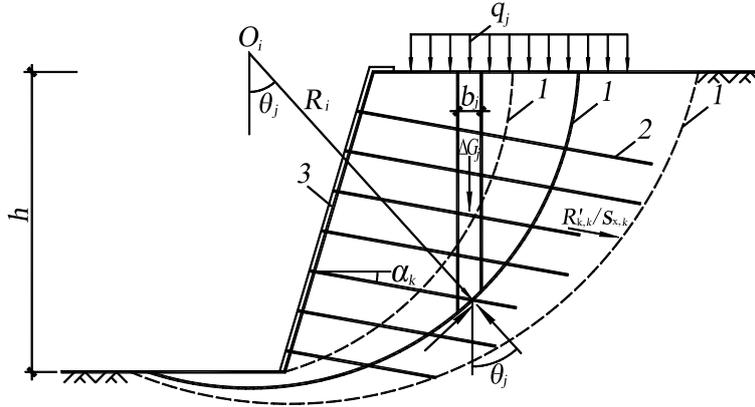


图 6.2.11 整体稳定性验算简图

1—滑动面；2—土钉；3—喷射混凝土面层

$$\min \{K_{s,1}, K_{s,2}, \dots, K_{s,i}, \dots\} \geq K_s \quad (6.2.11-1)$$

$$K_{s,i} = \frac{\sum [c_j l_j + (q_j b_j + \Delta G_j) \cos \theta_j \tan \varphi_j] + \sum R'_{k,k} [\cos(\theta_k + \alpha_k) + \psi_v] / S_{x,k}}{\sum (q_j b_j + \Delta G_j) \sin \theta_j} \quad (6.2.11-2)$$

式中： K_s ——圆弧滑动稳定安全系数；基坑侧壁安全等级为二级、三级的土钉墙， K_s 分别不应小于 1.3、1.25；

$K_{s,i}$ ——第 i 个滑动圆弧的抗滑力矩与滑动力矩的比值；抗滑力矩与滑动力矩之比的最小值宜通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定；

c_j 、 φ_j ——分别为第 j 土条滑弧面处土的粘聚力 (kPa)、内摩擦角 ($^\circ$)，按本规程第 3.1.11 条的规定取值；

b_j ——第 j 土条的宽度 (m)；

θ_j ——第 j 土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角 ($^\circ$)；

l_j ——第 j 土条的滑弧长度 (m)，取 $l_j = b_j / \cos \theta_j$ ；

q_j ——第 j 土条上的附加分布荷载标准值 (kPa)；

ΔG_j ——第 j 土条的自重 (kN)，按天然重度计算；

$R'_{k,k}$ ——第 k 层土钉或锚杆在滑动面以外的锚固段的极限抗拔承载力标准值与杆体受拉承载力标准值 ($f_{yk} A_s$ 或 $f_{ptk} A_p$) 的较小值 (kN)；第 k 层土钉在圆弧滑裂面外锚固体与土体的极限抗拔承载力可按本规程第 6.2.10 条和第 5.6.3 条的规定计算；

α_k ——第 k 层土钉或锚杆的倾角 ($^\circ$)；

θ_k ——滑弧面在第 k 层土钉或锚杆处的法线与垂直面的夹角 ($^\circ$)；

$S_{x,k}$ ——第 k 层土钉或锚杆的水平间距 (m)；

ψ_v ——计算系数：可取 $\psi_v = 0.5 \sin(\theta_k + \alpha_k) \tan \varphi$ ；

φ ——第 k 层土钉或锚杆与滑弧交点处土的内摩擦角 ($^\circ$)。

6.2.12 土钉杆体的受拉承载力应符合下列规定：

$$N_j \leq f_y A_s \quad (6.2.12)$$

式中： N_j ——第 j 层土钉的轴向拉力设计值(kN)，按本规程第 5.5.1 的规定计算；

f_y ——土钉杆体的抗拉强度设计值(kPa)；

A_s ——土钉杆体的截面面积(m²)。

6.2.13 微型桩、水泥土桩复合土钉墙，当滑弧穿过其嵌固段时，可考虑桩的抗滑作用。

6.2.14 土钉墙与截水帷幕结合时，应按本规程附录 C 的规定进行地下水渗透稳定性验算。

6.2.15 土钉墙构造设计应符合下列规定：

1 土钉墙墙面坡度宜为 1: 0.2~1: 0.5，一般不宜大于 1: 0.1；

2 土钉必须和混凝土面层有效连接，应设加强钢筋等构造措施；

3 土钉的长度宜为土钉墙支护高度的 0.5 倍~1.2 倍，密实砂土和坚硬黏土可取低值；对软塑黏性土不应小于 1.0 倍。顶部土钉的长度宜适当增加；

4 土钉间距宜为 1.2m~2.0m，局部软弱土中可小于 1.2m；

5 土钉与水平面夹角宜为 5° ~20°。当用压力注浆且有可靠排气措施时倾角可接近水平。当上层土较软弱时，可适当增大倾角。当遇有局部障碍物时，允许调整钻孔位置和方向；

6 土钉钢筋不应低于 HRB400 级，钢筋直径宜为 16mm~32mm，钻孔直径宜为 80mm~130mm；

7 应沿土钉全长设置对中定位支架，其间距宜取 1.5m~2.5m，土钉钢筋保护层厚度不宜小于 20mm；

8 土钉注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆，其强度等级不宜低于 20MPa；

9 喷射混凝土面层的厚度宜为 80mm~150mm，混凝土强度等级不宜低于 C20。混凝土面层内应配置钢筋网和通长的加强钢筋，钢筋网宜采用 HPB300 级钢筋，钢筋直径宜为 6mm~10mm，间距宜为 150mm~300mm；加强钢筋的直径宜取 14mm~20mm，当充分利用土钉杆体的抗拉强度时，加强钢筋的截面面积不应小于土钉杆体截面面积的 1/2。当面层厚度大于 120mm 时，宜设置双层钢筋网；

10 钢筋网搭接长度应大于 300mm；

11 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。

6.2.16 当基坑开挖深度大、基坑侧壁土质差，可在土钉支护中局部采用预应力锚杆与土钉的联合支护方法。

6.2.17 局部预应力锚杆长度不宜小于按常规设计土钉长度的 1.35 倍。当设置两排及以上预应力锚杆时，其竖向间距宜为原土钉间距的 2 倍~3 倍。

6.2.18 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 应采用钢绞线锚杆；

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大及墙背土层软弱的部位；

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钢筋混凝土腰梁，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；

6 除应符合上述规定外，锚杆的构造尚应符合本规程第 5.7 节有关构造的规定。

6.2.19 当基坑侧壁由于土质差、侧壁土坡自稳性差时，可采用超前微型桩局部补强。

6.2.20 超前微型桩的直径宜取 108mm~150mm，间距宜为 500mm~1000 mm。

6.2.21 采用微型桩垂直复合土钉墙时，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 采用微型桩时，宜同时采用预应力锚杆；
- 3 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 130mm~300mm，对钢管，其直径宜取 48mm~250mm，对工字钢，其型号宜取 I 10~ I 22；孔内应灌注水泥浆或水泥砂浆并充填密实；采用微型混凝土桩时，其直径宜取 200mm~300mm；
- 4 微型桩的间距应满足土钉墙施工时桩间土的稳定性要求；
- 5 微型桩伸入基坑底面的长度宜大于桩径的 5 倍，且不应小于 1m；
- 6 微型桩宜与喷射混凝土面层贴合。

6.2.22 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 伸入基坑底面的长度宜大于桩径的 2 倍，且不应小于 1m；
- 3 水泥土桩应与喷射混凝土面层贴合；
- 4 桩身 28d 无侧限抗压强度不宜小于 1MPa；
- 5 水泥土桩兼作截水帷幕时，应符合本规程第 7.2 节对截水的要求。

6.3 施工

6.3.1 土钉墙可按下列流程施工：

- 1 应按设计要求开挖工作面，修整边坡、埋设喷射混凝土厚度控制标志；
- 2 当预喷射混凝土时，其厚度宜为 30mm~50 mm；
- 3 施工土钉（包括成孔、插钢筋、注浆、安设连接件等）；
- 4 绑扎钢筋网，喷射混凝土；
- 5 设置坡顶、坡面和坡脚的排水系统。

6.3.2 基坑开挖和土钉墙施工应按设计要求自上而下分段分层进行，在上层土钉注浆体及喷射混凝土面层达到设计强度的 70%后方可开挖下层土方。

6.3.3 在机械进行土方作业时，严禁坡壁出现超挖或扰动坡壁土体。坡壁宜采用小型机具辅以人工修整，坡面平整度的允许偏差宜为±20mm，在坡面喷射混凝土支护前，应清除坡面虚土。

6.3.4 支护分层开挖深度和施工作业顺序应保证裸露边坡在规定完成支护时间内保持自立。竖向开挖深度应与土钉竖向设计间距相对应。

6.3.5 对于高含水量的黏性土和无天然粘结力的砂土等自稳能力差的土体应立即进行支护，对易坍塌土体可采用以下措施：

- 1 对修整后的坡壁立即喷上一层薄砂浆或混凝土，待凝结后再进行成孔；
- 2 在水平方向分小段间隔开挖并进行支护；
- 3 先将作业深度上的坡壁做成较缓斜坡，待土钉设置后再清坡；
- 4 在开挖前进行超前支护或加固土体。

6.3.6 土钉墙施工应采取排水措施。

- 6.3.7** 基坑周边地表应采取排水沟和地表硬化等疏排水措施。
- 6.3.8** 支护面层宜插入长度为 400mm~600mm，直径不小于 40mm 的导引排水管，疏排混凝土面层后滞水。
- 6.3.9** 不宜在冬施条件下进行土钉墙施工。
- 6.3.10** 喷射混凝土施工应符合下列规定：
- 1 喷射混凝土的原材料应满足下列规定：
 - 1) 宜选用普通硅酸盐水泥，强度等级不应低于 P.O.42.5；
 - 2) 采用干净的中、粗砂，含水量宜为 5%~7%；
 - 3) 采用干净的砾石，粒径不宜大于 15mm；
 - 4) 使用速凝剂前，应做与水泥的相容性试验及水泥净浆凝结效果试验。
 - 2 喷射混凝土施工机具的选用应符合下列规定：
 - 1) 混凝土喷射机应密封性良好，输料连续均匀，允许输送骨料最大粒径为 25mm，输送水平距离不宜小于 100m，垂直距离不宜小于 30m；
 - 2) 选用的空压机应满足喷射机工作风压和耗风量的要求，一般选用 9m³/min 以上的空压机；
 - 3) 输料管应能承受 0.8MPa 以上的压力，并应有良好的耐磨性能；
 - 4) 供水设施应保证喷头处足够的水压，即水压应大于 0.2MPa。
 - 3 混合料的配比与拌制应符合下列规定：
 - 1) 水泥与砂石之重量比宜为 1: 4~1: 4.5，砂率宜为 45%~55%，水灰比宜为 0.40~0.45；
 - 2) 原材料称量允许偏差，水泥和速凝剂为±2%，砂石材料为±5%；
 - 3) 混合料应拌合均匀，搅拌机拌合时间不少于 2min。
 - 4 喷射混凝土作业应符合下列规定：
 - 1) 喷射作业应分段分片依次进行，同一分段内喷射顺序应自下而上，一次喷射厚度宜为 40mm~70mm；
 - 2) 喷射时，喷头与受喷面应垂直，宜保持 0.6m~1.0m 的距离；
 - 3) 喷射混凝土的回弹率不应大于 15%；
 - 4) 喷射混凝土终凝 2h 后，应喷水养护，养护时间，根据气温环境等条件，一般为 3d~7d。
 - 5 喷射混凝土中的钢筋网铺设应遵守下列规定：
 - 1) 钢筋网与土层坡面净距不应小于 30mm；
 - 2) 采用双层钢筋网时，第二层钢筋网应在第一层钢筋网被混凝土覆盖后铺设；
 - 3) 钢筋网应与土钉或其它锚定装置连结牢固，喷射混凝土时钢筋不得晃动；
 - 4) 当与排桩、地下连续墙等联合使用时，面层钢筋应与排桩冠梁、地下连续墙进行有效连接；
 - 5) 按设计间距绑扎钢筋网片，避免在同一截面位置搭接钢筋；水平搭接宽度不宜小于 300mm，垂向搭接宽度不宜小于 0.5m，钢筋搭接宜采用弯钩或焊接形式。
- 6.3.11** 土钉墙宜采用洛阳铲成孔的钢筋土钉。对易塌孔的松散或稍密的砂土、稍密的粉土、填土，或易缩径的软土宜采用打入式钢管土钉。对洛阳铲成孔或钢管土钉打入困难的土层，宜采用机械成孔的钢筋土钉。
- 6.3.12** 钢筋土钉成孔应符合下列要求：

1 土钉成孔范围内存在地下管线等设施时，应在查明其位置并避开后，再进行成孔作业；

2 应根据土层的性状选择洛阳铲、螺旋钻、冲击钻、地质钻等成孔方法，采用的成孔方法应能保证孔壁的稳定性、减小对孔壁的扰动；

3 当成孔遇不明障碍物时，应停止成孔作业，在查明障碍物的情况并采取针对性措施后方可继续成孔；

4 对易塌孔的松散土层宜采用机械成孔工艺；成孔困难时，可采用注入水泥浆等方法进行护壁。

6.3.14 钢筋土钉制作安装应符合下列要求：

1 钢筋使用前应调直、除锈和除油；

2 当钢筋需要连接时，宜采用搭接焊、帮条焊；焊接应采用双面焊，双面焊的搭接长度或帮条长度不应小于主筋直径的 5 倍，焊缝高度不应小于主筋直径的 0.3 倍；

3 土钉钢筋应在孔内居中设置，定位器间距不应大于 2m；

4 对中支架的断面尺寸应符合土钉杆体保护层厚度要求，对中支架可选用直径 6mm~8mm 的钢筋焊制；

5 土钉成孔后应及时插入土钉杆体，遇塌孔、缩径时，应在处理后再插入土钉杆体。

6.3.15 钢筋土钉的注浆应符合下列要求：

1 注浆材料宜用水泥浆，水泥浆水灰比宜为 0.5~0.55；

2 注浆前，应将孔内残留及松动的废土清除干净；

3 注浆时，注浆管应插至距孔底 250mm~500mm 处，在孔口部位宜设置止浆塞及排气管，应在新鲜浆液从孔口溢出后停止注浆；注浆后，当浆液液面明显下降时，应及时补浆；对于容易渗漏浆液的杂填土、砂卵石等地层应多次补浆，保证注浆饱满；

5 注浆开始或中途停止超过 30min 时，应用水或稀水泥浆润滑注浆泵及其管路。

6.3.16 打入式钢管土钉施工应符合下列要求：

1 钢管端部应制成尖锥状；顶部宜设置防止钢管顶部施打变形的加强构造；

2 注浆材料应采用水泥浆；水泥浆的水灰比宜取 0.5~0.6；

3 注浆压力不宜小于 0.6MPa；应在注浆至管顶周围出现返浆后停止注浆；当不出现返浆时，可采用间歇注浆的方法；

4 钢管顶部应有与加强筋及钢筋网片有效连接的构造措施。

6.3.17 土钉墙与微型桩的施工偏差应符合下列要求：

1 孔深允许偏差为+50mm；

2 孔径允许偏差为±5mm；

3 土钉孔位允许偏差为±100mm；

4 成孔倾角偏差为±3°；

5 钢筋网间距的允许偏差应为±30mm；

6 微型桩桩位的允许偏差应为 50mm；

7 微型桩垂直度的允许偏差应为 1%。

6.3.18 复合土钉墙中预应力锚杆的施工应符合本规程第 5.8 节的有关规定。微型桩的施工应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定。水泥土桩的施工应符合本规程第 5.8 节的有关规定。

6.4 质量检测

6.4.1 土钉墙应对土钉抗拔承载力进行检测，同一条件下，检测数量不宜少于土钉总数的1%，且不宜少于3根。土钉抗拔试验宜分层、分区段进行，土钉试验应有代表性和针对性。土钉验收合格标准为：对安全等级为二级、三级土钉墙，抗拔承载力检测值分别不应小于土钉轴向拉力标准值的1.3倍、1.2倍。

6.4.2 土钉墙面层喷射混凝土厚度检查应符合下列规定：

- 1 厚度可采用钻孔法或其他方法检查；
- 2 检查数量宜为每500m²取一组，每组不少于3个点；
- 3 合格条件为，全部检查孔处厚度的平均值应大于设计厚度，最小厚度不小于设计厚度的80%，并不应小于50mm。

6.4.3 复合土钉墙中的预应力锚杆，应按本规程第5.9节的规定进行抗拔承载力检测。

6.4.4 复合土钉墙中的水泥土搅拌桩或旋喷桩用作帷幕时，应按行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120的规定进行质量检测。

7 地下水控制

7.1 一般规定

7.1.1 地下水控制应满足下列要求：

- 1 基坑支护、土方开挖、地下结构正常施工；
- 2 基坑或地下工程周边环境不受损害；
- 3 符合地下水资源保护法规规定。

7.1.2 地下水控制方法分为集水明排、降水、截水和回灌等类型，可单独或组合使用，并宜按表 7.1.2 选用。

表 7.1.2 地下水控制方法及适用条件

方法 \ 适用条件		土质类别	渗透系数 (m/d)	降水深度 (m)
截 水		黏性土、粉土、砂土、碎石土、岩石	不限	
降 水	真空井点	粉质黏土、粉土、细砂、中细砂	0.1~20.0	单级<6 多级<12
	喷射井点	粉土、砂土	0.1~20.0	<20
	管 井	粉质黏土、粉土、砂土、碎石土、岩石	>1	不限
	真空管井	粉质黏土、粉土、粉细砂	0.1~20.0	不限
	渗 井	粉质黏土、粉土、粉细砂、碎石土	>0.1	不限
	辐 射 井	粉砂、细砂、中砂、粗砂、卵石和黏性土	>0.1	不限
集水明排		填土、黏性土、粉土、砂土	<20.0	<5
回 灌		填土、粉土、砂土、碎石土	>1	

7.1.3 对于弱透水地层中的浅基坑，当基坑周边环境简单、含水层薄、水量小、降水深度小，且产生流砂、流土、潜蚀、管涌、淘空、塌陷等现象风险小时，可考虑采用集水明排；在其它情况下宜采用帷幕截水方法、降水方法和帷幕截水与降水结合方法。

7.1.4 地下水控制宜选择帷幕截水方法，并应符合北京市地方标准《城市建设工程地下水控制技术规范》DB11/1115 的规定。明排、回灌、渗井不宜作为独立的地下水控制方法选用。

7.1.5 地下水控制设计应具备如下资料：

- 1 地层岩性、厚度及顶、底板标高；
- 2 地下水类型、地下水位标高和地下水动态规律以及各含水层之间的关系；
- 3 与降水有关的各含水层的水文地质参数以及工程地质参数；
- 4 基坑与附近大型地表水源的距离及其水力联系；

- 5 各含水层的水质及地下水控制方法对地下水环境的影响；
- 6 降水对基坑周边环境的影响；
- 7 基坑开挖和基础施工的工期安排及地下水控制维持时间。

7.1.6 当降水影响基坑周边环境正常使用的安全或对地下水资源产生较大影响时，宜采用截水或回灌方法。回灌不得恶化地下水水质。

7.1.7 当基坑底以下存在承压水含水层，且承压水位高于坑底，应依据附录 C.0.1 进行坑底抗突涌验算。当不满足坑底抗突涌稳定性要求时，应采取封底隔渗或降低承压水头等措施控制坑底突涌风险。

7.2 截水

7.2.1 截水帷幕设计应根据场地及邻近场地的地层结构、水文地质特征分析地下水渗流规律和基坑支护形式进行，并应在施工现场进行工艺性试验。

7.2.2 落底式竖向截水帷幕应插入下卧不透水层，其插入深度宜按下式计算且不小于 1.5m。当帷幕进入下卧隔水层较深，隔水层之下承压水头较高时，应验算帷幕底以下薄层隔水层的渗透稳定。

$$l=0.2 \Delta h_w-0.5b \quad (7.2.2)$$

式中： l ——帷幕插入不透水层的深度（m）；

Δh_w ——基坑内外地下水位之差（m）；

b ——帷幕厚度（m）。

7.2.3 当地下含水层渗透性强，厚度大时，可采用悬挂式竖向截水与坑内降水相结合或采用悬挂式竖向截水与水平封底相结合的方案。

7.2.4 当坑底之下存在承压水含水层，且承压水头高于坑底时，应评价承压水作用下坑底发生突涌的风险。当不满足基坑底抗突涌稳定性要求时，应在基坑内或外布设降压井，降压井结构可按本规程第 7.3.14 条要求设置。

7.2.5 截水帷幕可采用地下连续墙、搅拌桩、旋喷桩、旋喷搅拌桩、冲击旋喷桩、咬合桩、注浆法等形成的桩式帷幕。施工方法、工艺和机具的选择应根据场地工程地质、水文地质及施工条件等综合确定。

7.3 降水

7.3.1 降水井宜在基坑外采用封闭式布置，在地下水补给方向降水井间距应加密。当基坑面积大、开挖深时，可在基坑内增设降水井。

- 1 真空井点间距可取 0.8m~2.0m，亦可按本规程 7.3.3 条确定；
- 2 喷射井点间距可取 1.5m~3.0m，亦可按本规程 7.3.3 条确定；
- 3 管井井间距应根据水文地质参数按本规程 7.3.3 条确定；
- 4 真空管井间距应根据地层渗透性等水文地质参数确定，可取 8.0m~10.0m；
- 5 渗井井间距可根据现场试验确定；
- 6 辐射井的布置，应使其辐射管最大限度的控制基坑降水范围，可根据含水层的厚度和层数设置单层或多层辐射管，辐射管的长度宜为 20m~70m，最下层辐射管距井底应大于

1.0m。

7.3.2 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。设计降水深度在基坑范围内不宜小于基坑底面以下 0.5m~1.0m。位于基底之上的含水层的设计降水深度宜按疏干考虑。

7.3.3 降水井的数量 (n)、井点间距 (a) 可按下列公式计算，并进行降水方案优化。

$$n = m \frac{Q}{q} \quad (7.3.3-1)$$

线形基坑：
$$a = \frac{L}{n - 1} \quad (7.3.3-2)$$

圆形基坑：
$$a = \frac{L}{n} \quad (7.3.3-3)$$

式中： Q ——基坑总涌水量 (m^3)，均质无界含水层可按表 7.3.3 计算；

q ——设计单井出水量 (m^3/d)，可按 7.3.4 条确定；

L ——沿基坑周边布置降水井的总长度 (m)；

m ——调增系数，可根据场地水文地质条件、水头降深和周边环境条件按 1.0~1.2 取值。

表 7.3.3 基坑涌水量计算表

基坑类型	降水井类别	涌水量公式
圆形基坑	潜水完整井	$Q = \frac{1.366k(2H - s)s}{\lg[(R + r_0)/r_0]}$
	承压水完整井	$Q = \frac{2.73kMs}{\lg[(R + r_0)/r_0]}$
	承压转无压完整井	$Q = \frac{1.366k(2H_0M - M^2 - h^2)}{\lg[(R + r_0)/r_0]}$
	潜水非完整井	$Q = \frac{1.366k(H^2 - h^2)}{\lg[(R + r_0)/r_0] + (h - l)/l \times \lg(1 + 0.2h_m/r_0)}, \quad h_m = \frac{H + h}{2}$
	承压水非完整井	$Q = \frac{2.73kMs}{\lg[(R + r_0)/r_0] + (M - l)/l \times \lg(1 + 0.2M/r_0)}$
条形基坑	潜水完整井	$Q = \frac{kL(H^2 - h^2)}{R} + \frac{1.366k(2H - s)s}{\lg R - \lg \frac{B}{2}}$
	承压水完整井	$Q = \frac{2kLMs}{R} + \frac{2.73kMs}{\lg R - \lg \frac{B}{2}}$
线形基坑	潜水完整井	$Q = \frac{kL(H^2 - h^2)}{R}$
	承压水完整井	$Q = \frac{2kLMs}{R}$

注：1 式中：

Q ——基坑计算涌水量 (m³/d);
 k ——含水层的渗透系数 (m/d);
 H ——潜水含水层厚度 (m);
 H_0 ——承压水头与承压含水层厚度之和 (m);
 M ——承压水含水层厚度 (m);
 s ——设计水位降深 (m);
 R ——引用影响半径 (m);
 h ——基坑动水位至含水层底板的深度 (m);
 l ——滤管有效工作部分长度 (m);
 L ——基坑长度 (m);
 B ——条形基坑宽度 (m);
 r_0 ——基坑等效半径 (m), 矩形或不规则形状基坑 $r_0 = 0.565\sqrt{F}$, F 为基坑面积 (m²), 如已确定井位布置, $r_0 = \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_n}$, $r_1 \cdot r_2 \cdots r_n$ 为各降水井至基坑中心的距离, n 为井数。

2 基坑长宽比小于等于 20 时, 可采用圆形基坑大井公式计算基坑涌水量; 基坑长宽比大于 20 小于等于 50 时, 可采用条形基坑涌水量公式计算基坑涌水量; 基坑长宽比大于 50 时, 可采用线形基坑涌水量公式计算基坑涌水量。

3 当场区水文地质条件明确时, 可以采用数值法进行设计。

7.3.4 设计单井出水量可按下列规定确定:

- 1 井点出水能力可按 36m³/d~60m³/d 确定, 亦可通过计算确定;
- 2 真空喷射井点出水量可按表 7.3.4 确定;

表 7.3.4 喷射井点设计出水量

型号	外管直径 (mm)	喷射管		工作压力 (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
4.0 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	600~720	10.0~20.0

3 当管井的出水量相等、影响半径一致时, 干扰井群的单井出水量可按下列公式计算:

1) 承压水完整井

$$q = \frac{2\pi k M s_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (7.3.4-1)$$

2) 潜水完整井

$$q = \frac{\pi k (2H - s_w) s_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (7.3.4-2)$$

式中： q ——单井出水量（ m^3/d ）；
 r_0 ——大井等效半径（ m ）；
 r_w ——降水井半径（ m ）；
 M ——承压水含水层的厚度（ m ）；
 H ——潜水含水层的厚度（ m ）；
 s_w ——设计水位降深（ m ）；
 n ——降水井数量。

4 管井出水量应小于过滤管的进水能力。过滤管的进水能力应按下式计算：

$$q_g = \pi m D_g l v_g \quad (7.3.4-3)$$

式中： q_g ——过滤管的进水能力（ m^3/s ）；
 n ——过滤管进水面层有效孔隙率，宜按过滤管面层孔隙率的50%计算；
 v_g ——允许过滤管进水流速（ m/s ），不得大于 $0.03\text{m}/\text{s}$ ；
 D_g ——过滤管外径（ m ）；
 l ——过滤管有效进水长度（ m ），宜按过滤管进水长度的85%计算。

5 松散层管井的单井出水量，除应符合本规范第 7.3.4 条第 4 款的规定外，应以下式进行允许井壁进水流速复核：

$$\frac{q}{\pi D_k l} \leq v_j \quad (7.3.4-4)$$

式中： q ——单井出水量（ m^3/s ）；
 D_k ——过滤器处的井径（ m ）；
 l ——过滤器长度（ m ）；
 v_j ——允许井壁进水流速（ m/s ）。允许井壁进水流速宜按下式计算：

$$v_j = \sqrt{k}/15 \quad (7.3.4-5)$$

式中： k ——含水层的渗透系数（ m/s ）。

6 辐射井的出水量 q （ m^3/d ）可按下列公式计算：

$$\text{承压水: } q = \frac{2.73 k M s_w}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (7.3.4-6)$$

$$\text{潜水: } q = \frac{1.366k(2H - s_w)s_w}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (7.3.4-7)$$

式中： k ——含水层的渗透系数（ m/d ）；
 s_w ——辐射井井内水位降深（ m ）；
 M ——承压水含水层的厚度（ m ）；
 H ——潜水含水层的厚度（ m ）；
 R ——影响半径（ m ）；

r_0 ——引用半径 (m), $r_0 = 0.25 \frac{1}{n} L$ 或 $r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$;

n ——辐射管根数;

A ——辐射管控制面积 (m²)。

7.3.5 过滤器长度宜按下列规定确定:

1 真空井点和喷射井点的过滤器长度不宜小于含水层厚度的 1/3;

2 管井过滤器长度对承压水含水层宜与含水层厚度一致, 对潜水含水层宜不小于动水位至含水层底板的厚度。

7.3.6 水位降深可按下列方法计算确定, 当水位降深不满足本规程 7.3.2 条时, 可通过调整井数、布井方式, 使降深满足降水设计要求。

1 基坑降水深度稳定流计算方法:

1) 潜水完整井:

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{1.366 k} \left(\lg R - \frac{1}{n} \lg r_1 r_2 \cdots r_n \right)} \quad (7.3.6-1)$$

2) 承压完整井:

$$s = \frac{0.366 Q}{kM} \left(\lg R - \frac{1}{n} \lg r_1 r_2 \cdots r_n \right) \quad (7.3.6-2)$$

式中: s ——任意点处的地下水位降深 (m);

$r_1 r_2 \cdots r_n$ ——任意点距各井中心处的距离 (m)。

2 基坑降水深度非稳定流计算方法:

1) 潜水完整井:

$$s_{r,t} = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q \ln \frac{2.25 at}{\sqrt[n]{r_1^2 \cdot r_2^2 \cdots r_n^2}}}{2\pi k}} \quad (7.3.6-3)$$

2) 承压完整井:

$$s_{r,t} = \frac{Q \ln \frac{2.25 at}{\sqrt[n]{r_1^2 \cdot r_2^2 \cdots r_n^2}}}{4\pi kM} \quad (7.3.6-4)$$

式中: $s_{r,t}$ ——任意时间任意点处的地下水位降深 (m);

a ——含水层的导水系数 (m²/d);

t ——抽水时间 (d)。

3 对水文地质条件和基坑形状复杂的工程, 可采用数值法计算降水深度, 并对降水方案进行优化。

7.3.7 当采用井点或辐射井技术进行降水, 井点、辐射井的总出水量大于计算基坑涌水量一倍以上时, 可不进行基坑降水水位预测。

7.3.8 当基坑开挖遇多层含水层时, 应分层进行降水设计。当基坑开挖深度不同时, 应分区进行地下水位控制。当线状工程分段开挖时, 降水工程应根据开挖进度分段抽水。

7.3.9 深大基坑除按计算在基坑周边布设降水井外，可在基坑内布设渗井或降水井。当含水层位于基底以上且含水层渗透性差时可在周边抽水井之间布设渗井。

7.3.10 采用渗井降水工程，除渗井引渗能力满足基坑实际出水量外，尚应确定下部含水层水位上升值满足基坑开挖要求。当下部含水层水位升高时，可采用抽渗结合的方法。利用渗井时应避免上层水导入下层水造成下层水水质的劣化。

7.3.11 在降水漏斗范围内因降水引起的地层沉降量可采用分层总和法计算评价。

7.3.12 真空井点结构和施工应符合下列技术要求：

1 滤管直径可采用 38mm~110mm 的金属管，管壁上渗水孔直径为 12mm~18mm，呈梅花状排列，孔隙率应大于 15%；管壁外应设两层滤网，内层滤网宜采用 30 目~80 目的金属网或尼龙网，外层滤网宜采用 3 目~10 目的金属网或尼龙网；管壁与滤网间应采用金属丝绕成螺旋形隔开，滤网外应再绕一层粗金属丝；

2 当一级井点降水不满足降水深度要求时，亦可采用多级井点降水方法；

3 井点管的设置可采用射水法、钻孔法和冲孔法成孔，井孔直径不宜大于 300mm，孔深宜比滤管底深 0.5m~1.0m；成孔后应冲洗钻孔，稀释泥浆；在井管与孔壁间及时用洁净中粗砂填灌密实均匀，投入滤料的数量应大于计算值的 85%；用高压水反冲洗后，再进行黏土封孔；黏土封孔厚度应不小于 1m；

4 井点使用前，应进行试抽水，当确认无漏水、漏气等异常现象后，应保证连续不断抽水；

5 在抽水过程中应定时观测水量、水位、真空度，并使真空度保持在 55kPa 以上。

7.3.13 喷射井点的结构及施工应符合下列要求：

1 井点的外管直径宜为 73mm~108mm，内管直径为 50mm~73mm，过滤器直径为 89mm~127mm，井孔直径不宜大于 600mm，孔深应比滤管底深 1m 以上；过滤器的结构与真空井点相同；喷射器混合室直径可取 14mm，喷嘴直径可取 6.5mm，工作水箱不应小于 10m³；

2 工作水泵水压宜大于 0.75MPa；

3 井孔的施工与井管的设置方法与真空井点相同；

4 井点使用时，正常工作水压力宜为 0.25H（H 为扬程）；正常工作水流量宜取单井排水量。

7.3.14 管井结构及施工应符合下列要求：

1 管井施工宜根据地层条件选用冲击钻、螺旋钻、回转钻或反循环等方法钻进；

2 管井成孔直径宜选择 600mm~700mm；管井井管直径应根据含水层的富水性及水泵性能选取，且井管外径不宜小于 200mm，井管内径宜大于水泵外径 50mm；

3 沉砂管长度不宜小于 1m；

4 管井过滤管、砾料、泥浆应符合现行国家标准《供水管井技术规范》GB50296 的规定；

5 管井成孔宜用干孔或清水钻进。若采用泥浆护壁管井，成井后必须及时充分洗井，保持管井与含水层的畅通。

7.3.15 真空管井的构造及施工应符合下列要求：

1 滤水管构造应符合本规范第 7.3.14 条的规定，应在含水层部位下入滤水管；

2 井管上口宜采用法兰密封，法兰密封套件由钢套桶、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；

3 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；

4 地下水位以上的井段应下入井壁管，并用黏土封填；

5 一般可选用水环式真空泵抽真空，潜水泵抽水，真空度宜控制在 30kPa~40kPa 之间；

6 真空系统运行中，应定期检查真空泵的运行情况，关停真空泵之前应先关闭真空系统的进气阀。

7.3.16 渗井结构及施工应符合下列要求：

1 渗井施工宜采用螺旋钻、工程钻成孔，对易缩易塌地层可用套管法成孔；宜清水钻进；

2 渗井成孔直径宜选择 200mm~500mm，可直接填入洗净的砂、砾或砂砾混合料或置入无砂混凝土滤水管、钢筋骨架管、铁滤水管、U-PVC 管等，并在井周填入适当砾料；

3 渗井应进入下部含水层中不小于 2.0m。

7.3.17 辐射井结构及施工应符合下列要求：

1 集水井施工宜采用沉井法或反循环钻机钻进，预留辐射管位置应对应相应含水层；

2 辐射管施工宜采用顶管机、水平钻机，也可采用千斤顶法；

3 集水井直径宜大于 2.0m，以能满足井内辐射管施工为准；辐射管的直径宜为 50mm~150mm；

4 集水井宜封底，且可随钻进抽排水。

7.3.18 观测井结构及施工应符合下列要求：

1 观测井施工应符合本规范第 7.3.14 条第 1 款和第 7.3.16 条的规定；

2 观测井成孔直径宜选择 130mm~600mm，可置入无砂混凝土滤水管、铁滤水管、U-PVC 管等，并在井周填入适当洗净的砂、砾或砂砾混合料或砾料。

7.3.19 管井和辐射井抽水设备应选用深井泵或深井潜水泵，水泵的流量和扬程应根据井的出水量和下泵深度选用，并应大于设计值的 20%~30%。水泵应置于设计深度，水泵吸水口应始终保持在动水位以下。

7.3.20 降水过程中，抽排水的含砂量应符合下列规定：

1 管井抽水半小时内含砂量小于 1/10,000；

2 管井正常运行时含砂量小于 1/50,000；

3 辐射井抽水半小时内含砂量小于 1/20,000；

4 辐射井正常运行时含砂量小于 1/200,000。

7.3.21 降水过程中的抽排水应有序排放，排水系统的排水能力应大于基坑降水的总涌水量。排水管路宜架设于地面，以便检查维修；当排水管路置于地下时，排水管路不得出现渗漏。排水管路应进行必要的防护，保证畅通。

7.4 集水明排

7.4.1 排水沟和集水井可按下列规定布置:

1 排水沟和集水井宜布置在拟建建筑基础边净距 0.4m 以外,排水沟边缘离开边坡坡脚不宜小于 0.3m;在基坑四角或每隔 30m~40m 应设一个 0.6m×0.6m~0.8m×0.8m 集水井;

2 排水沟一般深 0.3m~0.6m,底宽不小于 0.3m,沟底应有一定坡度,底面应比挖土面低 0.3m~0.4m,集水井底面应比沟底面低 0.5m 以上。

7.4.2 排水沟、集水井截面应根据设计排水量确定,设计排水量 Q' 应满足下列要求:

$$Q' \geq 1.5Q \quad (7.2.2)$$

式中: Q ——设计流量 (m^3/d)。

7.4.3 抽水设备应根据设计流量大小及基坑深度确定。

7.4.4 当基坑侧壁出现分层渗水时,可按不同高程设置导水管、导水沟等构成明排系统。当基坑侧壁渗水量较大或不能分层明排时,宜采用导水降水方法。基坑明排尚应考虑地表排水。当地表水对基坑侧壁产生冲刷时,宜在基坑外采取截水、封堵、导流等措施。

7.4.5 基坑明排期间应采取措施,防止分层渗水(或导水管引水)过程中带走含水层中的细颗粒土。

7.5 回灌

7.5.1 当施工降水影响区域已有建筑物、构筑物 and 地下管线对地面沉降有严格要求和施工降水对地下水资源有较大影响时,可采用回灌措施。回灌可采用管井、砂井、砂沟等。

7.5.2 回灌井(砂井、砂沟)与降水井的距离可根据计算和经验确定。回灌井的间距应与降水井点相适应。同层回灌的回灌井与降水井的距离不宜小于 6m。

7.5.3 为保护已有建筑物、构筑物和地下管线设置的回灌井,其间距和位置应根据降水井的间距和被保护物的平面位置确定。

7.5.4 同层回灌时回灌井宜进入稳定水面下不小于 1m,且位于渗透性较好的土层中。

7.5.5 异层回灌可在场区内进行,但不得劣化地下水环境质量。回灌井的数量、直径、回灌方式可根据场区水文地质条件和基坑出水量综合确定。回灌井的结构和施工可参照本规程第 7.3.14 条的要求。

7.5.6 为保护已有建筑物、构筑物和地下管线进行的回灌,在回灌井的附近应设置水位观测孔,并根据水位观测孔观测的水位变化调节回灌水量。为保护地下水资源进行的回灌,回灌井应定期进行回扬。

7.5.7 根据工程环境的要求,回灌水量可通过水位观测孔中水位变化进行控制和调节,不宜超过原水位标高。

8 基坑开挖

8.1 一般规定

8.1.1 应根据支护结构设计要求、地下水控制方法及周边环境条件，确定基坑开挖方案。

8.1.2 **基坑土方开挖应严格按设计要求进行，不得超挖。基坑周边堆载不得超过设计规定。土方开挖完成后应立即施工垫层，对基坑进行封闭，防止水浸和暴露，并应及时进行地下结构施工。**

8.2 开挖

8.2.1 基坑开挖前，应根据工程的结构形式、基础设计深度、地质条件、气候条件、周围环境、设计工况、施工方法、施工工期和地面附加荷载等有关资料，进行基坑开挖方案设计。

8.2.2 基坑开挖方案内容应主要包括：开挖方法及相关技术措施、土方开挖平面布置、机械选择、开挖时间、土方开挖顺序和流程、坡道位置设定、运输车辆行走路线、开挖监测方案、遗撒扬尘控制方案，以及对支护结构及周边环境需采取的保护措施等。

8.2.3 基坑开挖前应保证相应部位的支护结构施工完毕，且强度达到设计要求，同时应完成排水系统的设置。

8.2.4 土方开挖过程中，特别是在冬季、夏季施工时，应根据实际天气情况，采取针对性的安全、环境保护措施。

8.2.5 **支护结构、周边建（构）筑物、地下管线、道路、地面变形和位移超过控制值或发生异常情况，应立即停止土方开挖，并采取相应措施。**

8.2.6 当坑内地下水位低于开挖面 0.5m 以上时，方可进行土方开挖。

8.2.7 基坑土方开挖时，应对平面控制桩、水准点、基坑平面位置、开挖面标高、边坡坡度等进行经常性复测检查。

8.2.8 开挖过程中，应采取措施对支护结构、工程桩和槽底进行防护，禁止扰动基底原状土。当采用机械开挖土方时，应在基坑底预留 150mm~300mm 厚的土层，由人工挖掘修整。

8.3 地下水控制

8.3.1 对基坑边界周围地面、槽底应采取截排水措施，基坑内不应积水。放坡开挖时，应对坡顶、坡面、坡脚采取保护措施。

8.3.2 土方开挖过程中发现基坑侧壁出现渗水或漏水时，应查明原因，采取封堵、疏排等措施。

8.3.3 当基坑内有减压井时，应按照设计要求做好封井施工。

8.4 封底及回填

8.4.1 基坑开挖完成后，应及时清底验槽，减少地基土暴露时间，地基土不应长期暴晒或雨水浸泡。

8.4.2 基坑验槽后，应及时浇注垫层封闭基坑；垫层应做到基底满封闭，并应及时进行基础工程施工。

8.4.3 地下结构完成后，应及时对施工肥槽进行回填，回填时应分层夯实，并应满足工程设计要求。

9 监测

9.1 一般规定

- 9.1.1 基坑工程施工前，应依据设计及相关规范要求编制监测方案。
- 9.1.2 基坑各监测项目采用的监测仪器的精度、分辨率及测量精度应能反映监测对象的实际状况，并应符合现行国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497的有关规定。
- 9.1.3 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、监测频率等应根据实际要求确定。
- 9.1.4 监测单位应严格实施监测方案。当基坑工程设计或施工有重大变更时，监测单位应根据要求及时调整监测方案。
- 9.1.5 监测单位应及时处理、分析监测数据，并将监测结果和评价及时反馈建设方及相关单位，当监测数据达到监测报警值时必须立即通报建设方及相关单位。
- 9.1.6 基坑工程的现场监测应采用仪器监测与巡视检查相结合的方法。

9.2 监测项目

- 9.2.1 基坑工程的监测项目应与基坑支护设计、施工方案、工程现场实际情况相匹配。
- 9.2.2 基坑支护设计应根据基坑侧壁安全等级，按表 9.2.2 选择基坑监测项目。

表 9.2.2 基坑监测项目

监测项目	基坑侧壁安全等级		
	一级	二级	三级
支护结构顶部水平位移	应测	应测	应测
基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路 沉降	应测	应测	可测
基坑周边地面沉降	应测	应测	可测
支护结构顶部竖向位移	宜测	应测（土钉墙及复合土钉墙）	应测（土钉墙及复合土钉墙）
支护结构深部水平位移	应测	宜测	可测
锚杆拉力	应测	应测（锚拉式）	\
支撑内力	应测	应测（支撑式）	\
挡土构件内力	可测	可测	可测
支撑立柱竖向位移	应测	宜测	\
地下水位	应测	应测	应测

土压力	可测	可测	可测
孔隙水压力	可测	\	\

9.2.3 当基坑周围有地铁、隧道或其他对位移有特殊要求的建（构）筑物及设施时，监测项目应与有关管理部门或单位协商确定。

9.3 巡视检查

9.3.1 基坑工程施工和使用期间，每天均应有专人进行巡视检查。

9.3.2 基坑工程巡视检查宜包括以下内容：

1 支护结构

- 1) 支护结构成型质量；
- 2) 冠梁、支撑、腰梁有无裂缝出现；
- 3) 挡土构件有无变形、开裂及其变化量；
- 4) 锚杆锚头有无松动，锚具夹片有无滑动，腰梁及支座有无变形，连接处是否破损；
- 5) 土钉墙面层有无开裂和错动；
- 6) 基坑侧壁和截水帷幕有无渗水、漏水、流砂等。

2 施工工况

- 1) 开挖后暴露的土质情况与岩土勘察报告有无差异；
- 2) 基坑开挖分段长度及分层厚度是否与设计要求一致；
- 3) 场地地表水、地下水排放状况是否正常，基坑降水、回灌设施是否运转正常；
- 4) 基坑周围地面有无超载。

3 基坑周边环境

- 1) 地下管道有无破损、泄漏情况；
- 2) 周边建（构）筑物有无裂缝出现；
- 3) 周边道路（地面）有无裂缝、沉陷；
- 4) 邻近基坑及建（构）筑物的施工情况。

4 监测设施

- 1) 基准点、测点完好状况；
- 2) 有无影响观测工作的障碍物；
- 3) 监测元件的完好及保护情况。

5 根据设计要求或经验确定的其他巡视检查内容。

9.3.3 巡视检查应对自然条件、支护结构、施工工况、周边环境、监测设施等的检查情况进行详细记录；如发现异常，应及时通知建设方及相关单位。

9.3.4 巡视检查记录应及时整理，并与监测数据综合分析。

9.4 监测点布置

9.4.1 监测点的布置应能反映监测对象的实际状态及其变化趋势，监测点应布置在内力及变形关键部位，并应满足安全控制要求。

9.4.2 各类水平位移观测、沉降观测的基准点数量不应少于 2 点，且应设在影响范围以外。

9.4.3 支护结构顶部水平位移监测点的间距不宜大于 20m，土钉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、基坑各边中部及地质条件差的部位应设置监测点。

9.4.4 基坑周边建（构）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设。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、隔墙与结构缝部位。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，可在建筑物内部布设测点。

9.4.5 地下管线沉降监测，当采用测量地面沉降的间接方法时，其测点应布设在管线正上方。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。

9.4.6 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，沿道路方向可布设多排测点。

9.4.7 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。可沿坑边垂直方向在基坑深度的 1 倍~2 倍范围内设置多测点的监测断面，每个监测断面的测点不宜少于 5 个。

9.4.8 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，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。测斜管顶部尚应设置用作基准值的水平位移监测点。

9.4.9 锚杆拉力监测宜采用测量锚头处的锚杆杆体总拉力的锚头压力传感器。对多层锚杆支护结构，宜在同一剖面的每层锚杆上设置测点。

9.4.10 支撑轴力监测点宜设置在主要支撑构件、受力复杂和影响支撑结构整体稳定性的支撑构件上。对多层支撑支挡结构，宜在同一监测段面的每层支撑上设置测点。每一类型的设计剖面不应少于 1 个监测断面，同一基坑不宜少于 4 个监测断面。

9.4.11 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。当挡土构件采用沿竖向分段配置钢筋时，应在钢筋截面面积减小且弯矩较大部位的纵向受拉钢筋上设置测点。

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

9.4.13 支撑立柱沉降监测点宜设置在基坑中部、支撑交汇处及地质条件差的立柱上。

9.4.14 当监测地下水位下降对基坑周边建筑物、道路、地面等沉降的影响时，地下水位监测点应设置在降水井或截水帷幕外侧且靠近被保护对象。基坑内地下水位的监测点可设置在基坑内或相邻降水井之间。当有回灌井时，地下水位监测点应设置在回灌井外侧。水位观测管的滤管应设置在所测含水层内。

9.5 监测频率

9.5.1 基坑工程监测频率应能及时反映监测内容的变化过程和实现信息化施工的要求。

9.5.2 监测频率应依据基坑监测项目和不同施工阶段确定。对于应测项目，在无数据异常的情况下，施工监测频率宜按表 9.5.2 确定。对于桩（墙）锚支护，基坑开挖深度小于总深度的 1/2 时，支护结构顶部水平位移、基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路沉降、基坑周边地面沉降可适当降低监测频率。

表 9.5.2 监测频率

监测项目	监测频率
支护结构顶部水平位移	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
基坑周边建（构）筑物、 地下管线、道路沉降	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/2d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
基坑周边地面沉降	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
支护结构顶部竖向位移	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
支护结构深部水平位移	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/4d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/10d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/30d
锚杆拉力	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
支撑轴力	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
挡土构件内力	依据设计文件
支撑立柱沉降	依据设计文件
地下水位	基坑开挖至开挖完成后稳定前：1 次/d； 基坑开挖完成稳定后至结构底板完成前：1 次/3d； 结构底板完成后至回填土完成前：1 次/15d
土压力	依据设计文件
孔隙水压力	依据设计文件

9.5.3 基坑周边环境沉降监测在基坑工程开工前应测得初始值，其他监测项目在基坑开挖前应测得初始值，取连续3次稳定值的平均值作为初始值。

9.5.4 当出现监测数据异常时，应加密监测。

9.6 监测报警

9.6.1 基坑工程监测必须确定监测报警值，监测报警值应满足基坑工程设计、地下结构设计以及周边环境被保护对象的控制要求。监测报警值应由基坑工程设计方确定。

9.6.2 基坑及支护结构监测报警值应根据土质特征、计算结果及工程经验等因素确定；当无工程经验时，可根据土质特征、计算结果按表9.6.2对应数值的80%确定。

表 9.6.2 基坑及支护结构监测控制值

序号	监测项目	支护结构类型	基坑侧壁安全等级								
			一级			二级			三级		
			累计值		变化速率 (mm/d)	累计值		变化速率 (mm/d)	累计值		变化速率 (mm/d)
			绝对值 (mm)	相对基坑深度 (h)		绝对值 (mm)	相对基坑深度 (h)		绝对值 (mm)	相对基坑深度 (h)	
1	支护结构顶部水平位移	放坡、土钉墙、复合土钉墙、悬臂桩	\	\	\	50	4‰	10	60	6‰	15
		支护桩+锚杆、地下连续墙+锚杆、内支撑		2‰	5		4‰	10	\	\	\
2	支护结构顶部竖向位移	放坡、土钉墙、复合土钉墙、悬臂桩	\	\	\	40	3‰	10	50	5‰	15
		支护桩+锚杆、地下连续墙+锚杆、内支撑	20		5	30		10	\	\	\
3	基坑周边地面沉降	放坡、土钉墙、复合土钉墙、悬臂桩	\	\	\	40	3‰	10	50	5‰	15
		支护桩+锚杆、地下连续墙+锚杆、内支撑		2‰	5		4‰	10	\	\	\
4	支护结构深层水平位移	放坡、土钉墙、复合土钉墙、悬臂桩	\	\	\	50	4‰	10	60	6‰	15
		支护桩+锚杆、地下连续墙+锚杆、内支撑		3‰	5		4‰	10	\	\	\
5	支撑立柱竖向位移		25	\	5	35	\	10	\	\	\
6	锚杆拉力		$\leq f_{\text{锚}}$ 或 $\geq 0.8R_k$		$4\%R_k$	$\leq f_{\text{锚}}$ 或 $\geq 0.8R_k$		$4\%R_k$		\	\

注：1 h为基坑设计开挖深度， R_k 为锚杆极限抗拔承载力标准值， $f_{\text{锚}}$ 为锁定值；

2 累计值取绝对值和相对基坑深度（h）值两者的小值；

9.6.3 基坑周边环境监测报警值应根据主管部门的要求确定，如主管部门无具体规定，可按表 9.6.3 采用。

表 9.6.3 建筑基坑工程周边环境监测报警值

监测对象		项目		累计值 (mm)	变化速率 (mm/d)	备注
1	地下水位变化			1000	500	—
2	管线位移	刚性管道	压力	10~30	1~3	直接观察点数据
			非压力	10~40	3~5	
		柔性管线		10~40	3~5	—
3	邻近建（构）筑物			10~30	1~3	—
4	裂缝宽度		建筑	0.1~3	持续发展	—
			地表	10~15	持续发展	—

注：建筑整体倾斜度累计值达到 2/1000 或倾斜速度连续 3d 大于 0.0001H/d（H 为建筑承重结构高度）时应报警。

9.6.4 当出现下列情况之一时，施工单位、第三方监测单位必须立即进行危险报警，并立即向建设方报告：

- 1 当监测数据的累计值达到监测报警值，监测项目的变化速率连续 2d 达到报警值；
- 2 基坑支护结构或周边土体的位移值突然明显增大或基坑出现流砂、管涌、隆起、陷落或严重的渗漏等；
- 3 基坑支护结构的支撑或锚杆体系出现过大大变形、压屈、断裂、松弛或拔出的迹象；
- 4 周边建（构）筑物的结构部分、周边地面出现较严重的突发裂缝或危害结构的变形裂缝；
- 5 周边管线变形突然明显增长或出现裂缝、泄漏等。

9.7 监测成果

9.7.1 监测成果资料应完整、清晰、签字齐全，监测成果应包括现场监测资料、计算分析资料、图表、曲线、文字报告等。

9.7.2 监测单位取得现场监测资料后，应及时整理、分析和校对监测数据，保证监测数据的真实、准确和完整性。

9.7.3 监测项目数据分析应结合其他监测项目的监测数据、现场施工现况、巡视检查情况及以往数据进行，并对其发展趋势作出预测。

9.7.4 监测报表应用文字阐述与绘制变化曲线或图形结合的形式表达，并及时报送相关单位。

9.7.5 外业观测值及巡视检查的原始记录不得涂改、伪造和转抄，并应及时组卷、归档。

9.7.6 基坑开挖监测过程中，应按时提交日报表、阶段性报告，工程结束时应提交完整的总结报告。

1 日报表应包括以下内容：

- 1) 气象情况和施工现况；
- 2) 各监测点的本次监测值、单次变化值、变化速率、累计值等，必要时绘制有关曲线图；
- 3) 现场巡视检查信息：巡查照片、记录等；
- 4) 对监测项目应有正常或异常、危险的判断性结论；
- 5) 对达到或超过监测报警值的监测点应有报警标示，并有分析与说明；
- 6) 对巡视检查发现的异常情况应有详细描述，危险情况应有报警标识，并有分析与说明；
- 7) 结论与建议。

2 阶段性报告应包括以下内容：

- 1) 工程概况及施工进度；
- 2) 现场巡查信息：巡查照片、记录等；
- 3) 监测数据图表：监测项目的累计变化值、变化速率值、过程曲线、监测点平面位置图等；
- 4) 各监测项目监测值的变化分析、评价及发展预测；
- 5) 结论与建议。

3 总结报告应包括以下内容：

- 1) 工程概况；
- 2) 监测目的、监测项目和监测依据；
- 3) 监测点布置；
- 4) 监测设备和监测方法；
- 5) 监测频率；
- 6) 监测控制值与报警值；
- 7) 现场巡查信息：巡查照片、记录等；
- 8) 监测数据图表：监测值、累计变化值、变化速率值、时程曲线、监测点平面布置图等；
- 9) 监测数据、巡查信息的分析与说明；
- 10) 监测过程中与相关单位的联系文件与记录；
- 11) 结论与建议。

附录 A 基坑支护设计文件内容

A.0.1 基坑支护设计文件应包括下列内容：

- 1 工程概况；
- 2 周边环境条件；
- 3 工程地质及水文地质条件；
- 4 设计方案选择；
- 5 支护结构设计；
- 6 地下水控制设计；
- 7 监测要求；
- 8 计算书；
- 9 施工图。

A.0.2 基坑工程概况部分应明确下列内容：

- 1 基坑周长、面积、开挖深度、设计使用年限；
- 2 ± 0.00 标高、自然地面标高及其相互关系。

A.0.3 基坑周边环境条件部分应明确下列内容：

- 1 邻近建（构）筑物、道路及地下管线与基坑的位置关系；
- 2 邻近建（构）筑物的工程重要性、层数、结构形式、基础形式、基础埋深、建设及竣工时间、结构完好情况及使用状况；
- 3 邻近道路的重要性、交通负载量、道路特征、使用情况；
- 4 地下管线（包括供水、排水、燃气、热力、供电、通信、消防等）的重要性、特征、埋置深度、走向、使用情况；
- 5 环境平面图应标注与基坑之间的平面关系及尺寸；条件复杂时，还应画剖面图并标注剖切线及剖面号；剖面图应标注邻近建（构）筑物的埋深、地下管线的用途、材质、规格尺寸、埋深等。

A.0.4 工程地质及水文地质条件部分应明确下列内容：

- 1 与基坑有关的地层描述，包括岩性类别、厚度、工程地质特征等；
- 2 含水层的类型，含水层的厚度及顶、底板标高，含水层的富水性、渗透性、补给与排泄条件，各含水层之间的水力联系，地下水位标高及动态变化；
- 3 地层简单且分布稳定时，可绘制一个概化剖面；对于地层变化较大的场地，宜沿基坑周边绘制地层展开剖面图。图中标明基坑支护设计所需的各有关地层物理力学性质参数如： γ 、 c_k 、 φ_k 、 k 等。

A.0.5 设计方案应明确下列内容：

- 1 分析工程地质特征，指明应重点注意的地层；
- 2 分析地下水特征，明确需进行降水或隔水控制的含水层；
- 3 分析基坑周边环境特征，预测基坑工程对环境的影响，明确需保护的邻近建（构）筑物、管线、道路等，提出相应的保护措施；
- 4 结合上述分析，划分基坑侧壁安全等级；基坑周边条件差异较大者，应分段划分其安全等级，各分段可采用不同的支护方式；

5 根据上述分析，提出可行的支护和地下水控制设计方案。

A.0.6 常见支护结构形式的设计内容应包括：

1 排桩支护：桩型、桩径、桩间距、桩长、嵌固深度及桩顶标高；桩身混凝土强度等级及配筋情况；冠梁的截面尺寸、配筋及顶面标高；

2 锚杆：锚杆直径、自由段、锚固段及锚杆总长；锚杆间距、倾角、标高及数量；锚杆杆体材质、注浆材料及其强度等级，锚杆与连梁或压板的连接；锚杆轴向拉力标准值、锁定值、极限承载力；

3 土钉墙：边坡开挖坡率，各层土钉的设置标高，水平、竖向间距；各层土钉直径、长度、倾角、杆体材料规格、注浆材料及其强度等级；面层钢筋网、加强筋、混凝土强度、厚度、土钉与面层的连接方式等。

A.0.7 地下水控制设计内容应包括下列内容：

1 基坑降水设计：论证帷幕隔水方法不可行；降水方法的比较与选择；水位降深计算、井数、井身结构设计和抽水设备能力的选择、抽水持续时间的估计；降水井施工质量检验及井孔回填要求；降水影响范围建（构）筑物及地面沉降、地下水位等监测要求；水资源计量及综合利用措施；降水设备及连接管线；坑内降水时，降水井与地下室底板的连接方式及防渗处理措施、降水结束后的封井要求等；

2 基坑帷幕隔水设计：隔水范围、方法及其工艺参数等。

A.0.8 监测要求应包括下列内容：

基坑支护结构及周边环境监测点平面布置图，变形控制值、报警值、监测频率等。

A.0.9 计算书应包括以下内容：

1 基坑支护设计参数：基坑深度、地下水位深度、土钉墙放坡角度、超载类型及超载值，基坑侧壁重要性系数等。

2 基坑相关土层名称及其参数取值，如土层厚度 γ 、 c_k 、 φ_k 、 k 等，土压力计算模式，水土合算或水土分算。

3 当采用计算软件计算时，应注明所采用的软件名称。

4 计算结果应包括的内容：

排桩：桩径、桩间距、桩长及嵌固深度；最大弯矩及其位置；最大位移及其位置；配筋量及配筋方式；支护结构受力简图；

锚杆：自由段、锚固段长度；直径、倾角及杆体材料、数量；轴向拉力标准值、极限承载力；

土钉墙：土钉位置及长度；水平向及垂直向间距、直径、倾角及杆体材料及规格；受拉荷载标准值、极限承载力；土钉墙整体稳定分析验算；必要时进行变形计算。

A.0.10 施工图应包括：

1 设计说明：设计使用年限、周边环境设计条件及需要说明的其他事项；

2 基坑周边环境条件图：建（构）筑物的平面分布、尺寸、基底埋深、使用状况等。道路与基坑之间的平面关系、尺寸，地下管线的用途、材质、管径尺寸、埋深等；

3 基坑支护平面布置图：

支护桩平面布置，应标明桩的编号、桩径、桩间距及平面位置，桩中心线与建筑物边轴线及基础承台或底板外边线的位置关系；

锚杆平面布置标明锚杆编号、锚杆间距及平面位置；

土钉墙平面布置标明建筑物边轴线、基础边承台或底板边线、基坑开挖上边线、下边线

及其与建筑物边轴线的位置关系。

4 基坑支护结构立面图：

排桩立面图标明排桩的布置、冠梁标高、冠梁与上部结构的关系（如土钉墙、砖墙）、锚杆布置及其标高等；

土钉墙立面图标明面层钢筋网、加强筋、土钉的间距及连接方式。

5 基坑支护结构剖面图及局部详图：

基坑支护结构剖面图应标明自然地面标高、槽底标高、桩顶桩底标高、周围构筑物管线等情况。支护桩的竖向、横向截面配筋图，配筋图应标明配筋数量、钢筋布置形式、钢筋规格、级别、保护层厚度等，非对称配筋时应在配筋图上明确标示方向；

冠梁施工图包括梁的截面尺寸、梁顶标高，混凝土强度及配筋图等；

人工挖孔桩应提交护壁设计施工图。当采用钢筋混凝土护壁时，应标明混凝土强度等级及配筋；

锚杆剖面详图标明锚杆设置标高，锚杆自由段、锚固段长度及总长，锚杆直径、倾角及杆体材料、数量，锚杆与连梁或压板的连接等；

锚杆施工说明应对锚杆浆体材料、配比、浆体设计强度、注浆压力及轴向拉力标准值、极限承载力等加以说明；对锚杆的基本试验及验收提出具体要求；

土钉墙剖面图标明自然地面标高，边坡开挖坡率，各层土钉设置标高，各层土钉直径、长度、倾角、杆体材质及面层混凝土强度、厚度等；

土钉与面板连接大样图应采用可靠的连接构造形式，依据土钉受力大小，土钉与加强筋宜采用“”字型或“L”型焊接，或其他可靠连接形式。

土钉墙施工说明应对土钉浆体材料、配比、浆体设计强度、注浆要求等加以说明。

6 基坑降水平面布置图：标明井的类型、编号、井间距、排水系统及供电系统布设等；

7 降水井、观测井构造大样图：降水井及观测井结构图标明井的直径，实管、滤水管的长度，井的深度，滤料及膨润土的回填深度和标高；

8 基坑监测点布置平面图。

附录 B 锚杆钢腰梁按简支梁考虑时选型参考表

支护桩间距 (m)	锚杆轴力设计值 N (kN)	Q235 热轧普通 工字钢	Q235 热轧普通 槽钢
1.2	300	2× I 18	2× [20a
	400	2× I 20b	2× [22b
	500	2× I 22a	2× [25b
	600	2× I 25a	2× [28b
	700	2× I 25b	2× [28c
1.4	300	2× I 20a	2× [22a
	400	2× I 22a	2× [25b
	500	2× I 25a	2× [28b
	600	2× I 25b	2× [32a
	700	2× I 28a	2× [32b
1.5	300	2× I 20a	2× [22b
	400	2× I 22a	2× [25c
	500	2× I 25a	2× [28c
	600	2× I 28a	2× [32a
	700	2× I 28b	2× [32c
1.6	300	2× I 20b	2× [25a
	400	2× I 22b	2× [28a
	500	2× I 25b	2× [32a
	600	2× I 28a	2× [32b
	700	2× I 28b	2× [32c
1.8	300	2× I 22a	2× [25b
	400	2× I 25a	2× [28c
	500	2× I 28a	2× [32a
	600	2× I 32a	2× [32c
	700	2× I 32a	2× [36a
2.0	300	2× I 22b	2× [28a
	400	2× I 25b	2× [32a
	500	2× I 28b	2× [32c
	600	2× I 32a	2× [36a
	700	2× I 32c	2× [36c

附录 C 渗透稳定性验算

C.0.1 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，承压水作用下的坑底突涌稳定性应符合下式规定（图 C.0.1）：

$$\frac{D\gamma}{(\Delta h + D)\gamma_w} \geq K_{se1} \quad (\text{C.0.1})$$

式中： K_{se1} ——突涌稳定性安全系数； K_{se1} 不应小于 1.1；
 D ——承压含水层顶面至坑底的土层厚度（m）；
 γ ——承压含水层顶面至坑底土层的天然重度（ kN/m^3 ）；对成层土，取按土层厚度加权的平均天然重度；
 Δh ——基坑内外的水头差（m）；
 γ_w ——水的重度（ kN/m^3 ）。

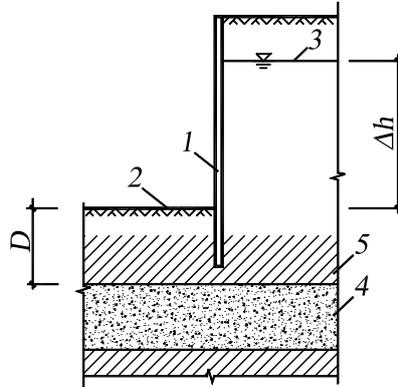


图 C.0.1 坑底土体的突涌稳定性验算

1—截水帷幕；2—基底；3—承压水测管水位；4—承压水含水层；5—隔水层

C.0.2 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，地下水渗流的流土稳定性应符合下式规定（图 C.0.2），对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。

$$\frac{(2l_d + 0.8D_1)\gamma'}{\Delta h\gamma_w} \geq K_{se2} \quad (\text{C.0.2})$$

式中： K_{se2} ——流土稳定性安全系数；安全等级为一、二、三级的支护结构， K_{se2} 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 ——潜水水面或承压水含水层顶面至基坑底面的土层厚度（m）；
 γ' ——土的浮重度（ kN/m^3 ）；
 Δh ——基坑内外的水头差（m）；
 γ_w ——水的重度（ kN/m^3 ）。

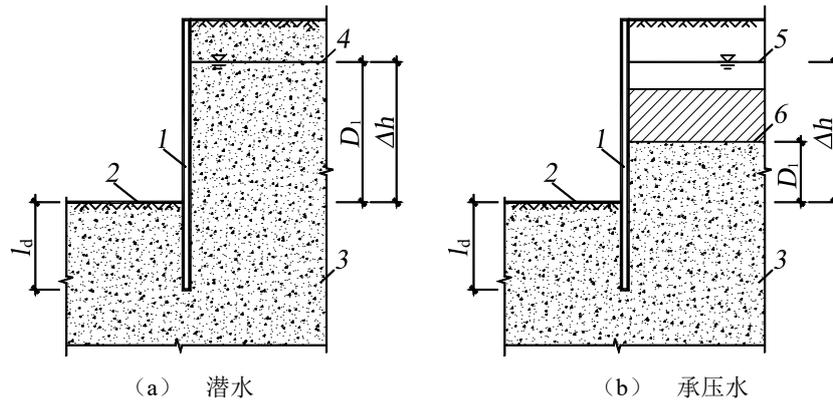


图 C.0.2 采用悬挂式帷幕截水时的流土稳定性验算
 1—截水帷幕；2—基坑底面；3—含水层；4—潜水水位；
 5—承压水测管水位；6—承压含水层顶面

C.0.3 坑底以下为级配不连续的不均匀砂土、碎石土含水层时，应进行土的管涌可能性判别。

本规程用词说明

- 1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，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 《建筑地基基础设计规范》 GB50007
- 2 《建筑结构荷载规范》 GB50009
- 3 《混凝土结构设计规范》 GB50010
- 4 《钢结构设计规范》 GB50017
- 5 《岩土工程勘察规范》 GB50021
- 6 《地下工程防水技术规范》 GB50108
- 7 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》 GB50202
- 8 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB50204
- 9 《钢结构工程施工质量验收规范》 GB50205
- 10 《建筑工程施工质量验收统一标准》 GB50300
- 11 《建筑基坑工程监测技术规范》 GB50497
- 12 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T5224
- 13 《建筑地基处理技术规范》 JGJ79
- 14 《建筑桩基技术规范》 JGJ94
- 15 《建筑基坑支护技术规程》 JGJ120
- 16 《型钢水泥土搅拌墙技术规程》 JGJ/T199
- 17 《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》 DBJ11-501
- 18 《城市建设工程地下水控制技术规程》 DB11/1115

DB11/489-2016

北京市地方标准

建筑基坑支护技术规程

**Technical specification for retaining and protecting of
building foundation excavation**

编 号：DB11/ 489—2016

条文说明

2016年 北京

1 总则

1.0.1 改革开放以来，随着北京城市建设的高速发展，基坑工程向深、大、难方向发展，基坑支护的重要性已愈显突出。同时，由于基坑支护工程引发的工程安全问题也越来越引起重视。目前，有关基坑支护的标准规范，如国标、行标虽有涉及，有的甚至较为全面，但从北京地区多年的基坑工程实践来看，针对性还不是太强，基坑工程安全事故时有发生，并呈上升趋势。为了使北京地区建筑基坑支护的勘察、设计、施工和监控工作等做到规范化，达到技术先进、经济合理，确保基坑边坡的稳定以及基坑周围建筑物、道路及地下设施的安全，北京市建设委员会于 2003 年组织编制北京市地方标准《建筑基坑支护技术规程》（以下简称《规程》），并于 2007 年正式批准发布并实施。通过 7 年的工程应用及执行，《规程》确实发挥了技术标准应有的作用，取得了良好的社会与经济效益。但基于近几年北京市深基坑工程技术发展较快，对绿色环保、资源节约理念日趋增强，同时基于《规程》的应用经验，北京市住房和城乡建设委员会于 2014 年正式启动了《规程》的修订工作，形成了本规程。

所谓技术先进，就是要求基坑支护工程的设计和施工要采用先进的技术、先进的设计方法与施工工艺；经济合理，就是指在保障基坑工程安全可靠和适用的条件下，做到造价低廉、省工省时，综合经济效益最好；绿色环保，就是要求基坑支护工程的设计和施工要注意环境保护，包括工程建设期间的环境、水资源环境等；基坑工程的安全性不仅要保障基坑边坡的稳定，不影响基坑工程及地下结构的施工，同时要保证基坑周围建筑物、道路及地下设施的安全。

1.0.2 本条主要阐明本规程的适用范围。对于其他非建筑基坑工程，或本规程未作规定的其他支护方法，并非排除不可使用，仍可参照使用。

1.0.3 本条主要明确了建筑基坑支护工程应考虑的主要因素及对设计、施工与监控提出总的要求。强调设计与施工应充分了解和掌握与基坑支护工程有关的资料数据与要求，做到因地制宜、因时制宜。

1.0.4 明确在建筑基坑支护工程中所涉及的内容、在本规程中没有明确规定的，尚应符合现行国家标准和北京地区地方标准的相关规定。在本规程中已经明确的内容虽与国标及北京地区其他标准中相关内容的规定不一致，但与国家工程建设标准强制性条文没有矛盾、或条文强制要求更严的，应照本规程的规定执行。

针对现行相关国标、行标及北京地区规范荷载效应及其组合取值不一致的问题，同时考虑建筑基坑支护为临时性构筑物的特点，在符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007、《建筑结构荷载规范》GB50009、《混凝土结构设计规范》GB50010 相关规定的原则下，采用极限状态设计表达式进行设计。除弯矩设计值分项系数根据临时构筑物的特点进行适当调整外，其他均应符合现行国家标准及北京地区规范中的相关规定。执行规定不一致时，从严执行。

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.1 本条明确在基坑支护设计时应明确支护结构的设计使用期限。建筑基坑支护工程，一般情况下均为临时性构筑物，因而本条明确除有特殊要求或为永久性支护结构，其设计对象均为临时性的，其支护结构的控制目标应保证支护结构安全和正常使用一年。并且，本规程所有条款，在没有特别注明时，均应以此为控制目标。

3.1.2~3.1.4 依据国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 并结合基坑工程自身特点，本条对承载能力极限状态与正常使用极限状态在基坑支护中的具体表现形式进行了归类，目的是使工程技术人员能够对各类基坑支护结构的各种破坏形式有一个总体认识，设计时对各种破坏模式和影响正常使用的状态进行控制。

3.1.5 支护工程安全等级划分主要是为了在基坑支护工程设计、施工、监控中根据基坑工程的不同条件及不同情况加以区分其重要性而分别对待。本规程深基坑工程安全等级的划分主要考虑了破坏后果及影响的严重性、基坑深度（小于 10m、10m~15m、大于 15m）、地质条件复杂程度（复杂、比较复杂、简单）、地下水控制对周边的影响程度（影响严重、有一定影响、影响轻微）、拟建建筑基坑边线与邻近既有建筑（构）筑物或重要管线边缘净距与其基础底距离基坑底相对距离比（小于 0.5、0.5~1.0、大于 1.0）等综合确定，并分为三个等级。可根据基坑侧壁不同情况确定的安全等级选用侧壁重要性系数并分别进行基坑各侧壁支护设计。当基坑支护采用内支撑支护形式时，应采用侧壁重要性系数大的进行设计。如果邻近建（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，尽管离基坑较近，其 α 值可提高一个范围值；但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有特殊要求的建（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；当基础（包括地基经 CFG 桩复合地基处理）或桩基础桩端埋深大于基坑开挖深度时，由于情况较为复杂，应根据基础距基坑底的相对距离、附加荷载大小，桩基础形式（箱筏或独立承台）以及上部结构对变形的敏感程度等因素综合确定 α 值范围及安全等级。

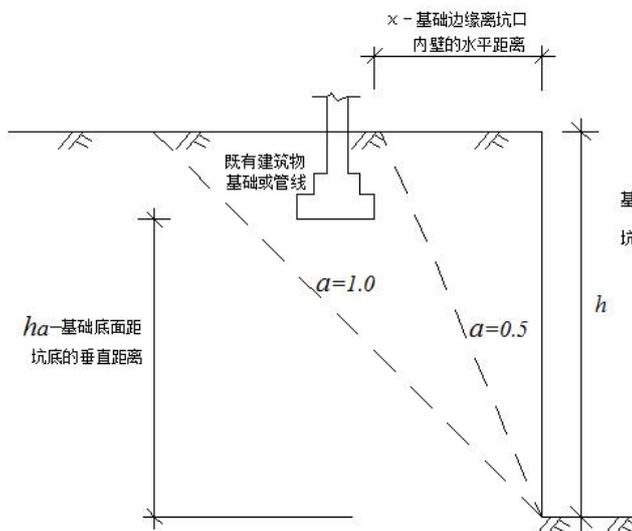


图 3.1.5 相邻建筑基础与基坑相对关系示意图

3.1.6 支护结构的重要性系数，遵循《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 的规定，当需要提高安全标准时，支护结构的重要性系数可以根据具体工程的实际情况取大于上述数值。

3.1.7 本条强调支护结构设计应考虑其结构水平变形、地下水的变化对周边环境的影响，从而根据允许的受影响程度确定支护结构的水平变形控制限值。其限值应满足正常使用要求或根据工程经验确定。当无明确的设计要求及工程经验值时，根据北京地区经验，可按推荐值进行控制。

3.1.8 本条强调了地下水控制的原则，包括在施工期间的地表、地下水控制原则。特别强调了降水设计应以对地下水资源和环境影响最小为原则，符合可持续发展、保护地下水资源的国策。

当场地内有影响基坑施工的地下水时，应根据场地及周边区域的工程地质条件、水文地质条件、周边环境情况和支护结构与基础形式等因素，确定地下水控制方法。其中，降水设计应以对地下水资源和环境影响最小为原则，并应保证降水不致引起周边环境产生过量沉降；截水帷幕应控制不致因渗漏而引起水土流失。当场地周围有地表水径流、排泄或地下管涵渗漏可能引发基坑工程风险时，应及早切断水源并对基坑采取截水、封堵、导流等保护措施。

3.1.9 本条规定了基坑支护设计应进行的计算和验算内容，大致可分为三大类问题：

1 稳定性问题：主要包括正文第 3.1.3 条中提及的“支护体或土体因土中剪应力达到其抗剪强度而发生滑动、隆起、推移、倾覆、滑移，地下水渗流引起土体渗透破坏”。结构或结构构件丧失稳定而破坏的问题，也出现“稳定”二字，但此“稳定”问题与土的强度与渗透性无关，“稳定性”也不是同一个概念，因此，本规程将结构或结构构件丧失稳定而破坏的问题归于构件的承载力问题。

2 承载力问题：主要包括正文第 3.1.3 条中提及的“支护结构构件或连接因应力超过材料强度而破坏，或因过度变形而不适于继续承载；支护结构转变为机动体系，支护结构或结构构件丧失稳定”。

3 变形问题：主要包括正文第 3.1.4 条中提及的“支护结构的变形或地下水的状态已妨碍地下结构施工或影响基坑周边环境的正常使用功能”。

3.1.10 本条强调了基坑支护设计、施工所需要的基本资料。基坑周边环境条件是支护结构设计的重要依据之一。城市内的新建建筑物周围通常存在既有建筑物、各种市政地下管线、道路等，而基坑支护的作用主要是保护其周边环境不受损害。同时，基坑周边即有建筑物荷载会增加作用在支护结构上的荷载，支护结构的施工也需要考虑周边建筑物地下室、地下管线、地下构筑物等的影响。实际工程中因对基坑周边环境因素缺乏准确了解或忽视而造成的工程事故经常发生，为了使基坑支护设计具有针对性，应具备基坑周边环境条件的资料，并按这些环境条件进行设计，施工时应防止对其造成损坏。

3.1.11 本条对各章土压力、土的各种稳定性验算公式中涉及到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。因为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。由于各章有关公式很多，在各个公式中一一指明其试验方法和指标类型难免重复累赘，因此，在这里作出统一说明，应用具体章节的公式计算时，应与此对照，防止误用。

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,因此本规程对砂土采用水土分算方法。原规程对粉土是按水土合算方法,本规程修订改为黏质粉土用水土合算,砂质粉土用水土分算。

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的反映土的抗剪强度。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与进行土的稳定性分析时,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,要通过其它方法测得。

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剪剪切试验的抗剪强度指标,致使采用直剪试验强度指标设计计算的基坑工程为数不少,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,直剪试验尚会与三轴试验并存,不会被三轴剪切试验完全取代。同时,相关的勘察规范也未对采用哪种抗剪强度试验方法作出明确规定。因此,为适应目前的现实状况,本规程采用了上述两种试验方法均可选用的处理办法。但从发展的角度,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,在缺少三轴试验强度指标的情况下,用直剪试验强度指标计算土压力和验算土的稳定性是符合北京地区现实情况的。

为避免个别工程勘察项目抗剪强度试验数据粗糙对直接取用抗剪强度试验参数所带来的设计不安全或不合理,选取土的抗剪强度指标时,尚需将剪切试验的抗剪强度指标与土的其它室内与原位试验的物理力学参数进行对比分析,判断其试验指标的可靠性,防止误用。当抗剪强度指标与其他物理力学参数的相关性较差,或岩土勘察资料中缺少符合实际基坑开挖条件的试验方法的抗剪强度指标时,在有经验时应结合类似工程经验和相邻、相近场地的岩土勘察试验数据并通过可靠的综合分析判断后合理取值。缺少经验时,则应取偏于安全的试验方法得出的抗剪强度指标。

3.1.12 本条强调了质量检测和施工监控应是设计内容中不可忽缺的内容。质量检测是评价基坑工程施工质量的重要手段,有助于防止不合格的分项工程蒙混过关。基坑工程技术标准对质量检测的规定是原则性的,设计需根据工程的具体特点提出有针对性的质量检测要求,以使检测能够真正起到评价工程质量、发现隐患的作用。尤其支护结构中的重要构件或易出现质量问题的构件,质量检测工作需更加重视。如锚杆、土钉等,其施工质量与土层条件、地下水条件、施工工艺、人员素质、管理水平等多种因素有关,那个环节处理不当均易导致质量缺陷。因此,基坑设计文件应对支护结构、截水结构的质量检测提出明确的要求。

3.1.13 本条强调了在基坑工程设计中应确认其计算工况、计算参数等应与实际工程相符，并在确认计算结果的可靠性后方可用于设计。关于土的抗剪强度的可靠性分析，参见 3.1.11 条文说明。关于计算结果的可靠性问题，由于目前基坑工程领域工程技术人员有过分依赖软件的倾向，而目前基坑支护设计计算的商业软件参差不齐，其中有些甚至存在着错漏，设计人员也常发现不同的软件其计算结果不同，这就需要岩土工程师具有一双火眼金睛，根据力学、岩土工程基本理论、工程经验等综合分析判断计算结果的可靠性、合理性。

3.1.15 本条明确了基坑支护设计文件内容应符合的要求。

3.2 勘察要求

3.2.1 目前，岩土工程勘察的任务委托书一般由主体设计单位提供，设计人更重视主体结构设计需满足的要求，而忽视基坑工程设计的要求。但基坑工程设计是主体工程施工措施的重要部分，因此在岩土工程勘察过程中，除满足主体结构设计的需要外，在勘察的各个阶段均应考虑基坑工程设计的需要。

3.2.2 根据主体结构的初勘阶段成果可对基坑支护提出支护方案建议，因此，本条对初勘不作专门规定而只要求根据初勘成果提出基坑支护的初步方案。

3.2.3 在详勘阶段所测取的地质资料是支护结构设计的基本依据。因为主体结构详勘的目的主要是为主体结构设计提供依据，目前部分工程的详勘报告可能不能有效地满足基坑支护设计的基本要求，出现这种情况时应针对基坑工程设计进行专门勘察或补充勘察，确保最终的勘察成果满足基坑工程的设计需要。

3.2.4 基坑工程的详细勘察，目前大多数是沿建筑物外轮廓布置勘探工作，使基坑的设计和施工依据资料不充分。基坑工程设计与施工对岩土勘察的要求有别于主体建筑的勘察要求，勘察重点部位是基坑外对支护结构和周边环境有影响的范围，故本条规定了要求扩大勘察范围的情况，且规定外扩范围可达到基坑深度的 1 倍~2 倍。

3.2.5 基坑支护结构设计重点考虑基坑边线及周边 1 倍~2 倍基坑深度范围内的地层条件，应重点查明。在北京地区，除应注意岩土层的水平变化外，还应重点查明表层填土的变化。由于北京地区有悠久的历史建设活动，人工堆积层的范围变化和厚度变化可能非常大，而人工堆积层的空间分布及其工程特性对支护结构的稳定性影响显著，所以应特别关注。

3.2.6 北京地区一般高层建筑的勘察多数可以满足基坑支护设计的勘探深度要求。但当遇有地下室埋深较大的建筑或纯地下建筑物时，勘察的钻探深度有可能不能有效满足支护设计的要求，所以本规程提出勘探深度的要求。

3.2.8 基坑工程设计计算时，计算指标、计算方法、安全度是配套的，故土的抗剪强度试验方法应慎重选取。三轴试验受力明确，又可控制排水条件，但取样和试验难度较大，因此不排除中有经验地区作直剪试验。由于在设计计算时，有的用总应力法，有的用有效应力法，所以试验的排水条件应与计算方法一致。当设计者采用有效应力计算时，可作三轴不排水剪并测量孔隙水压力。

3.2.9 对地下水作用的正确认识分析及其相关问题的妥当处理是支护结构设计成功的重要的基本条件，也是支护结构侧向荷载计算的重要指标，因此，应认真查明地下水的性质

和特性，并对地下水可能影响周边环境的潜在问题提出相应的治理措施建议，作为设计参考。

3.2.10 在获得岩土及周边环境有关资料的基础上，基坑工程勘察报告应提供支护结构的设计、施工、监测及信息施工的有关建议，作为设计、施工参考。

3.3 支护结构选型

3.3.1 在本规程中，支挡式结构是由挡土构件和锚杆或支撑组成的一类支护结构体系的统称，其结构类型包括：排桩—锚杆结构、排桩—支撑结构、地下连续墙—锚杆结构、地下连续墙—支撑结构、悬臂式排桩或地下连续墙、双排桩结构等，这类支护结构都可用弹性支点的计算简图进行结构分析。支挡式结构受力明确，计算方法和工程实践相对成熟，是目前应用最多也较为可靠的支护结构形式。支挡式结构的具体形式应根据本规程第 3.3.1 条适用条件选择。锚拉式支挡结构（排桩—锚杆结构、地下连续墙—锚杆结构）和支撑式支挡结构（排桩—支撑结构、地下连续墙—支撑结构）易于控制其水平变形，挡土构件内力分布均匀，当基坑较深或基坑周边环境对支护结构位移的要求严格时，常采用这种结构形式。悬臂式支挡结构顶部位移较大，内力分布不理想，但可省去锚杆和支撑，当基坑较浅且基坑周边环境对支护结构位移的限制不严格时，可采用悬臂式支挡结构。双排桩支挡结构是一种刚架结构形式，其内力分布特性明显优于悬臂式结构，水平变形也比悬臂式结构小的多，适用的基坑深度比悬臂式结构略大，但占用的场地较大，当不适合采用其他支护结构形式且在场地条件及基坑深度均满足要求的情况下，可采用双排桩支挡结构。

仅从技术角度讲，支撑式支挡结构比锚拉式支挡结构适用范围要宽得多，但内支撑的设置给后期主体结构施工造成很大障碍，所以，当能用其他支护结构形式时，人们一般不愿意首选内支撑结构。锚拉式支挡结构可以给后期主体结构施工提供很大的便利，但有些条件下是不适合使用锚杆的，本条列举了不适合采用锚拉式结构的几种情况。另外，锚杆长期留在地下，给相邻地域的使用和地下空间开发造成障碍，不符合保护环境和可持续发展的要求。

土钉墙是一种经济、简便、快速、不需大型施工设备的基坑支护形式。曾经一段时期，不管环境条件如何、基坑多深，几乎不受限制的应用土钉墙，甚至土钉墙支护的基坑深度达到 18m~20m。即使基坑周边既有浅基础建筑物很近时，也冒然采用土钉墙。一段时间内，土钉墙支护的基坑工程险情不断、事故频繁。土钉墙支护的基坑之所以在基坑坍塌事故中所占比例大，除去施工质量因素外，主要原因之一是在土钉墙的设计理论还不完善的现状下，将常规的经验设计参数用于基坑深度或土质条件超限的基坑工程中。目前的土钉墙设计方法，主要按土钉墙整体滑动稳定性控制，同时对单根土钉抗拔力控制，土钉墙面层及连接按构造设计。土钉墙设计与支挡式结构相比，一些问题尚未解决或没有成熟、统一的认识。如：1、土钉墙作为一种结构形式，没有完整的结构分析的实用方法，工作状况下土钉拉力、面层受力没有得到解决。面层设计只能通过构造要求解决，本规程规定了面层构造要求，但限定在深度 12m 以内的非软土、无地下水条件下的基坑。2、土钉墙位移计算问题没有得到根本解决。由于国内土钉墙的通常作法是土钉不施加预应力，也只有当基坑有一定变形后土钉才会达到工作状态下的受力水平，因此，理论上土钉墙位移和沉降较大。当基坑周边变形影响范围内有建筑物等时，是不适合采用土钉墙支护的。

土钉墙与水泥土桩、微型桩及预应力锚杆组合形成的复合土钉墙，主要有以下几种形式：

1、土钉墙+预应力锚杆；2、土钉墙+水泥土桩；3、土钉墙+水泥土桩+预应力锚杆；4、土钉墙+微型桩+预应力锚杆；5、土钉墙+水泥土桩+微型桩+预应力锚杆。不同的组合形式作用不同，应根据实际工程需要选择。

3.3.2 本条明确在支护结构选型时应考虑结构的空间效应和受力特点，采用有利支护结构材料受力特性的形式，优化设计。

3.4 水平荷载

3.4.1 针对基坑支护一般为临时性的特点，本条对支护结构设计时，所采用的荷载效应组合作了规定，其中对支护结构整体稳定性计算、支护结构水平位移计算时的荷载效应组合作了特别规定。

3.4.2 支护结构作为分析对象时，作用在支护结构上的力或间接作用为荷载。除土体直接作用在支护结构上形成土压力之外，周边建筑物、施工材料、设备、车辆等荷载虽未直接作用在支护结构上，但其作用通过土体传递到支护结构上，也对支护结构上土压力的大小产生影响。土的冻胀、温度变化也会使土压力发生改变。本条列出影响土压力的各种因素，其目的是为了在土压力计算时，要把各种影响因素考虑全。基坑周边建筑物、施工材料、设备、车辆等附加荷载传递到支护结构上的附加竖向应力的计算，本规程第3.4.6~3.4.8条给出了附加荷载的具体计算公式。

3.4.3 挡土结构物上的土压力计算是个比较复杂的问题，从土力学这门学科的土压力理论上讲，根据不同的计算理论和假定，得出了多种土压力计算方法，其中有代表性的经典理论如朗肯土压力、库仑土压力。由于每种土压力计算方法都有其各自的适用条件与局限性，也就没有一种统一的且普遍适用的土压力计算方法。

由于朗肯土压力方法的假定概念明确，与库仑土压力理论相比具有能直接得出土压力的分布，从而适合结构计算的特点，受到工程设计人员的普遍接受。但是，由于朗肯土压力是建立在半无限土体的假定之上，在实际基坑工程中基坑的边界条件有时不符合这一假定，如基坑邻近有建筑物的地下室时，支护结构与地下室之间是有限宽度的土体；再如，对排桩顶面低于自然地面的支护结构，是将桩顶以上土的自重化作均布荷载作用在桩顶平面上，然后再按朗肯公式计算土压力。但是当桩顶位置较低时，将桩顶以上土层的自重折算成荷载后计算的土压力会明显小于这部分土重实际产生的土压力。对于这类基坑边界条件，按朗肯土压力计算会有较大误差。所以，当朗肯土压力方法不能适用时，应考虑采用其它计算方法解决土压力的计算精度问题。

库仑土压力理论（滑动楔体法）的假定适用范围较广，对上面提到的两种情况，库仑方法能够计算出土压力的合力。但其缺点是如何解决成层土的土压力分布问题。为此，本规程规定在不符合按朗肯土压力计算条件下，可采用库仑方法计算土压力。但库仑方法在考虑墙背摩擦角时计算的被动土压力偏大，不应用于被动土压力的计算。

考虑结构与土相互作用的土压力计算方法，理论上更科学，从长远考虑该方法应是岩土工程中支挡结构计算技术的一个发展方向。从促进技术发展角度，对先进的计算方法不应加以限制。但是，目前考虑结构与土相互作用的土压力计算方法在工程应用上尚不够成熟，现阶段只有在有经验时才能采用，如方法使用不当反而会弄巧成拙。

总之，本规程考虑到适应实际工程特殊情况及土压力计算技术发展的需要，对土压力计

算方法适当放宽，但同时几种计算方法的适用条件也做了原则规定。本规程未采纳一些土力学书中的经验土压力方法。

本条各公式是朗肯土压力理论的主动、被动土压力计算公式。水土合算与水土分算时，其公式采用不同的形式。

3.4.6~3.4.8 支护结构外侧的附加荷载，包括周边建筑物荷载、地面施工荷载、道路车辆荷载等，会对支护结构土压力一定产生作用，特别是建筑物荷载对支护结构的作用明显。因各种附加竖向荷载对土压力的影响不可忽略，3.4.6~3.4.8给出了不同几何形状的分布荷载产生的土层附加竖向应力的计算公式。这些计算公式都是简化公式，虽存在一定误差，但基本上能满足工程应用。

当临近基坑的建筑物基础低于基坑底面时，且外墙距支护结构净距 b 小于 $h \times \tan(45^\circ - \phi_{kl}/2)$ 时，有限宽度土体作用在支护结构上任意点的水平荷载标准值 p_{ak} 可按 3.4.8 规定的简化方法计算。简化方法假定土体为刚塑性体、不考虑土体与墙体的摩擦力、基于极限平衡原理推导如下：

1. 计算模型

当墙背光滑，坡顶水平时，朗肯与库仑土压力理论得到的主动土压力计算时的剪切破坏角均为 $\theta = 45^\circ + \phi/2$ ，剪切破坏角是个定值，与深度无关，如图 3.4.8-1 中 A 所示。然而，当离基坑侧壁一定距离有已有构筑物存在时，滑动土体的剪切破坏面不能剪穿已有构筑物，此时朗肯与库仑土压力理论中的剪切破坏面不成立，如图 3.4.8-1 中 B 所示。可以看出，由于已有构筑物的存在，使滑动土体不再是经典土压力理论中描述的三角形滑动体，而成为梯形体。因此不能够采用经典的朗肯或库仑土压力理论计算有限土体产生的主动土压力，应采用有限土体土压力的计算方法进行计算。

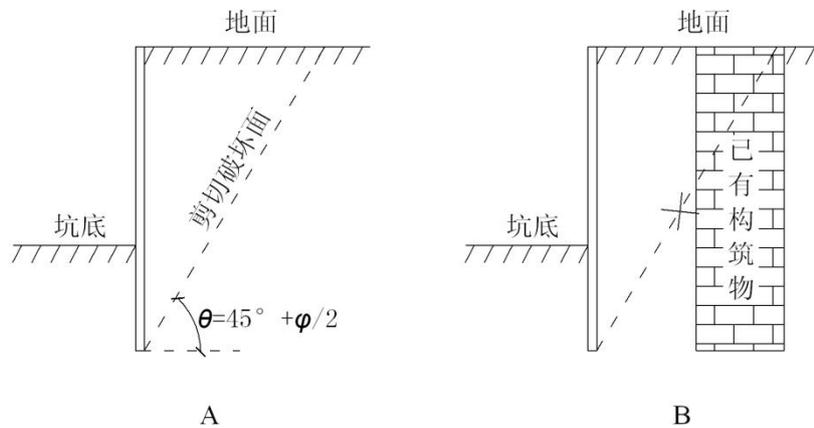


图 3.4.8-1 破坏模式分析

假设：1) 土体为刚塑性体，不考虑土体与桩墙之间的摩擦力；2) 已有构筑物埋深大于桩墙埋深。则对于图 3.4.8-2 中 B 所示的有限范围土体的情况，可以建立图 3.4.8-2 所示的土体受力计算模型。梯形滑动土体 $abcd$ 沿滑面 ab 向下滑动，在重力 W 、桩墙抗力 E_a 、下部不动土体反力 R 以及下部土体对上部土体的粘结力 K 作用下，处于极限平衡状态。桩墙抗力 E_a 与主动土压力大小相等方向相反。

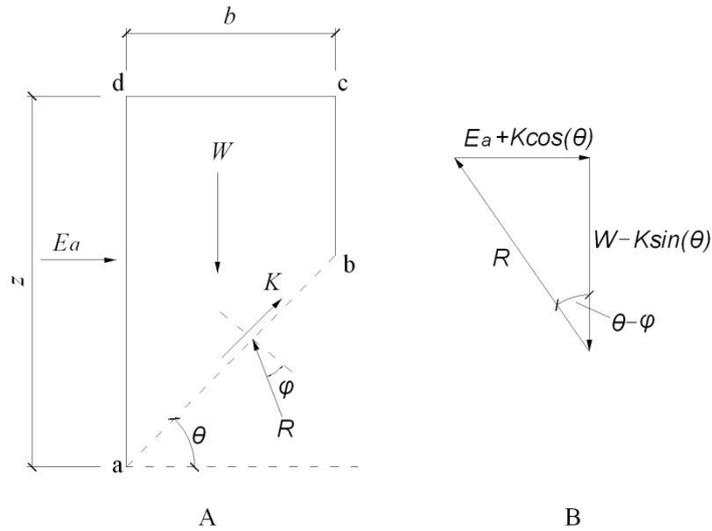


图3.4.8-2 主动土压力计算简图

2. 基本方程

根据极限平衡原理，梯形滑动土体abcd每延米土体的总重 W 为

$$W = \gamma b \left(z - \frac{b}{2} \tan \theta \right) \quad (1)$$

剪切破坏面下部不动土体对上部土体的粘结力 K 为

$$K = \frac{bc}{\cos \theta} \quad (2)$$

W 垂直向下， K 与滑动面平行且向斜上方。 R 为滑面下方不动土体对 abcd 滑体的反力，此反力与土体内摩擦角 φ 有关，大小未知，方向已知， R 的方向与滑动面的法线成 φ 角。

将 K 分解为垂直方向与水平方向的力，因滑体 abcd 处于平衡状态，则垂直方向力（ W 与 K 垂直分量），水平方向力（ E_a 与 K 水平分量）与 R 三力共点，即可形成图 3.4.8-2 中 B 所示封闭力三角形。则主动土压力合力 E_a 为

$$E_a = \left[\gamma b \left(z - \frac{b}{2} \tan \theta \right) - bc \tan \theta \right] \tan(\theta - \varphi) - bc \quad (3)$$

主动土压力强度 e_a 微分表达式为

$$e_a = \frac{dE_a}{dz} \quad (4)$$

式中， γ —土的重度（ kN/m^3 ）；

b —已有构筑物距基坑的距离，即有限土体宽度（ m ）；

z —计算点深度（ m ）；

θ —滑动破坏面与水平面的夹角（ $^\circ$ ）；

φ —土的内摩擦角 ($^{\circ}$);

c —土的粘聚力 (kPa);

3. 破坏面

极限平衡理论解土压力问题的关键在于确定破坏面。对于经典的朗肯土压力理论与库仑土压力理论中三角形滑动体而言,按照极限平衡理论导出的破坏面与深度无关,破坏面与水平面的夹角始终为 $45^{\circ} + \varphi/2$ (主动土压力)。从式(3)可以看出,对于土体边界条件不同于经典理论的有限土体主动土压力 E_a 直接受滑动破坏面 θ 的影响。

当深度 z 一定时, E_a 为剪切破坏角 θ 的函数。按照极限平衡理论,当 $dE_a/d\theta = 0$ 时,

E_a 取极值,即为主动土压力合力,并可得真正剪切破坏角 θ 值。式(3)对 θ 求导得

$$\begin{aligned} \frac{dE_a}{d\theta} &= \gamma bz(1 + \tan^2(\theta - \varphi)) - \frac{1}{2}\gamma b^2(1 + \tan^2\theta)\tan(\theta - \varphi) \\ &\quad - \frac{1}{2}\gamma b^2(1 + \tan^2(\theta - \varphi))\tan\theta - bc(1 + \tan^2\theta)\tan(\theta - \varphi) \\ &\quad - bc\tan\theta(1 + \tan^2(\theta - \varphi)) \end{aligned} \quad (5)$$

令 $\frac{dE_a}{d\theta} = 0$, 求得

$$\begin{aligned} \theta &= \text{atan}\left[\frac{1}{2[\gamma b \tan \varphi + 2c \tan \varphi]}[-2\gamma b - 4c + 2[\gamma^2 b^2 + 4\gamma bc \right. \\ &\quad + 4c^2 + 2\gamma^2 bz \tan^3 \varphi + 2\gamma^2 bz \tan \varphi + \gamma^2 b^2 \tan^2 \varphi + 4\gamma bc \tan^2 \varphi \\ &\quad \left. + 4\gamma zc \tan^3 \varphi + 4\gamma zc \tan \varphi + 4c^2 \tan^2 \varphi]^{\frac{1}{2}}]\right] \end{aligned} \quad (6)$$

由式(6)可以看出,由于已有构筑物的存在,使滑动土体剪切破坏角 θ 不再是一般朗肯土压力理论所给出的定值 $45^{\circ} + \varphi/2$, 而是一个变量,它与土体物理力学性质、有限土体宽度以及深度有关,其一般表达式为

$$\theta = f(\varphi, b, z, \gamma, c) \quad (7)$$

剪切破坏角 θ 与深度、土内摩擦角、土粘聚力及有限土体宽度的关系如下各图所示。

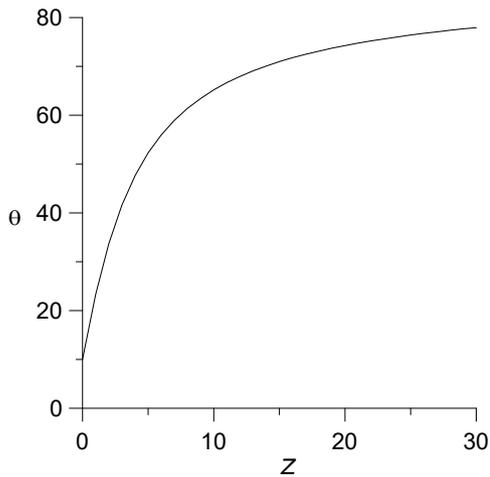


图3.4.8-3 θ 与 z 的关系

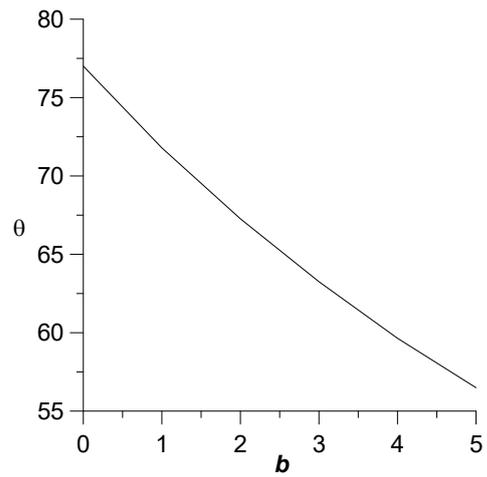


图3.4.8-4 θ 与 b 的关系

($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $c = 15 \text{ kPa}$; $\varphi = 20^\circ$; $b = 3 \text{ m}$) ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $c = 15 \text{ kPa}$; $\varphi = 20^\circ$; $z = 10 \text{ m}$)

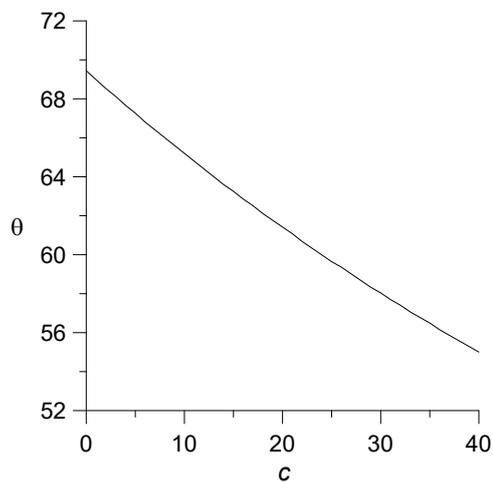


图3.4.8-5 θ 与 c 的关系

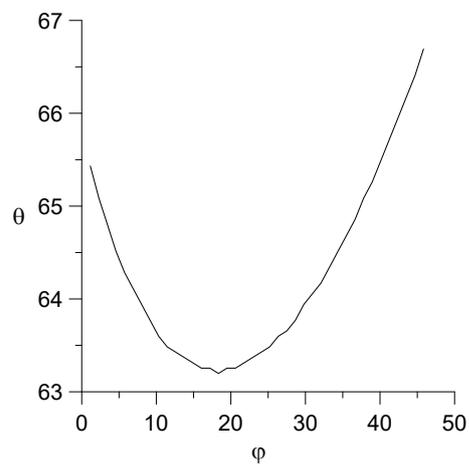


图3.4.8-6 θ 与 φ 的关系

($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $z = 10 \text{ m}$; $\varphi = 20^\circ$; $b = 3 \text{ m}$) ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $z = 10 \text{ m}$; $c = 15 \text{ kPa}$; $b = 3 \text{ m}$)

从图3.4.8-3可以看出,随着深度的增加,剪切破坏角成非线性增长。图3.4.8-4、-5则表明土粘聚力和有限土体宽度与剪切破坏角均成负相关。图3.4.8-6显示,随着土内摩擦角的增大,剪切破坏角先是减小,随后增大。

总之,有限土体剪切破坏角是个不确定值,它与计算深度、土内摩擦角、土粘聚力及有限土体宽度有密切关系。在进行有限土体土压力计算时,必须考虑这些影响因素。

4. 土压力强度

将(6)式代入(3)式,即可得到总主动土压力 E_a 。 θ 随深度 z 的变化使得土压力强度 e_a 不再随深度线性分布,因此很难求得式(4)的表达式,即 dE_a/dz 的表达式。但可以采用差分的形式表达

$$e_a|_{z=\frac{z_1+z_2}{2}} = \frac{\Delta E_a}{\Delta z} = \frac{E_a|_{z=z_2} - E_a|_{z=z_1}}{z_2 - z_1} \quad (8)$$

然而，式（8）只适合于滑动破坏土体为梯形的情况，如若计算深度较小，有限土体宽度足够宽，剪切破坏土体为三角形时，仍然需采用经典的土压力理论进行土压力强度计算。

① 当 $z \leq b \tan(45^\circ + \varphi/2)$ 时，剪切破坏面通过地面，此时破坏模式与经典的土压力破坏模式相同，则依照朗肯理论进行计算；

② 当 $z > b \tan(45^\circ + \varphi/2)$ 时，桩墙后的剪切破坏土体为梯形体（如图3.4.8-1中B所示），此时先根据（6）式计算剪切破坏角，然后代入（3）式，再依据（8）式进行土压力强度计算。

5. 实例

前提条件：土重度 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、土的粘聚力 $C = 10 \text{ kPa}$ 、内摩擦角 $\varphi = 20^\circ$ ；计算深度 15 m ；有限土体宽度 $b = 3 \text{ m}$ 。 $b \tan(45^\circ + \varphi/2) = 4.284 \text{ m}$

① 当 $z \leq 4.284 \text{ m}$ 时 采用朗肯理论进行土压力强度计算。

② 当 $z > 4.284 \text{ m}$ 时，不同深度时的前切破坏角采用（7）式进行计算；总土压力用（4）式子计算；土压力强度采用（9）式计算。计算结果如下表。

表1 有限土体土压力计算结果

z (m)	θ ($^\circ$)	E_a (kN)	e_a (kPa)
5	52.31105	61.513	40.804
6	55.97798	102.317	46.092
7	58.95736	148.409	50.758
8	61.42108	199.167	54.913
9	63.42643	254.08	58.645
10	65.20260	312.725	62.021
11	66.69229	374.746	65.096
12	67.95279	439.842	67.907
13	69.09871	507.749	70.496
14	70.07274	578.245	72.887
15	70.98947	651.132	75.104

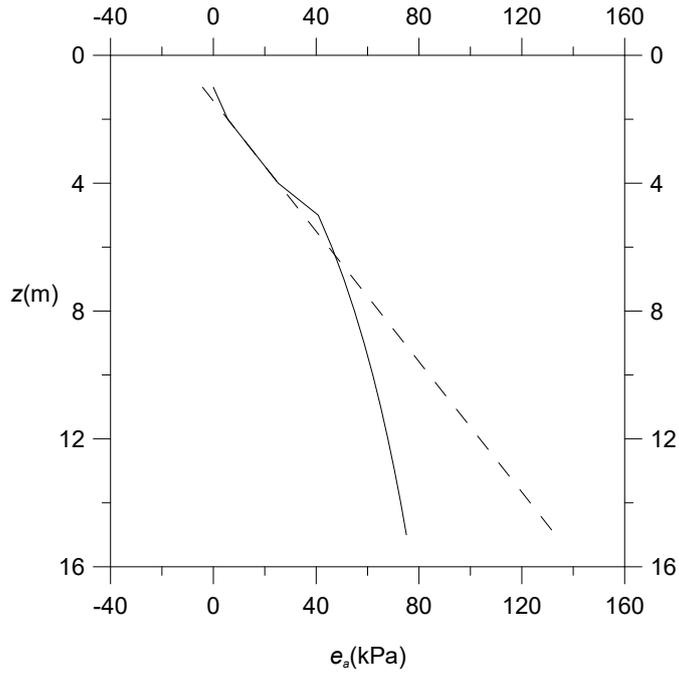


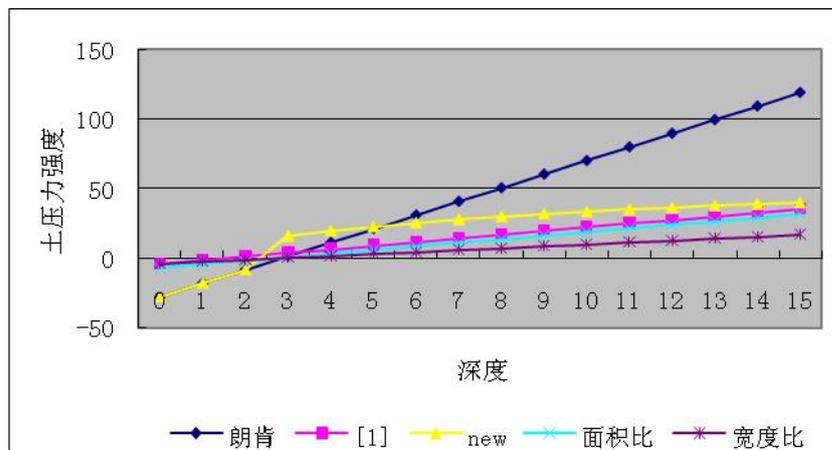
图 3.4.8-7 土压力强度分布

图中虚线为朗肯土压力计算结果，实线为采用上述方法计算（简称new方法）的结果。由图可知，分析得到的有限土体产生的主动土压力计算值比朗肯土压力计算结果要小，采用常规的朗肯土压力计算方法偏于安全。但上述分析计算方法较为烦琐，不便于规程采用。编制组对上述两种方法、以及文献[1]、[2]方法进行分析计算，经对比分析，本规程决定采用文献[1]建议的简化方法。其中文献[1]方法在对 θ 求导（公式（5））中，忽略了对 $\tan \theta$ 求导，从而得到公式（3.4.8-1）、（3.4.8-2）（有误差）。

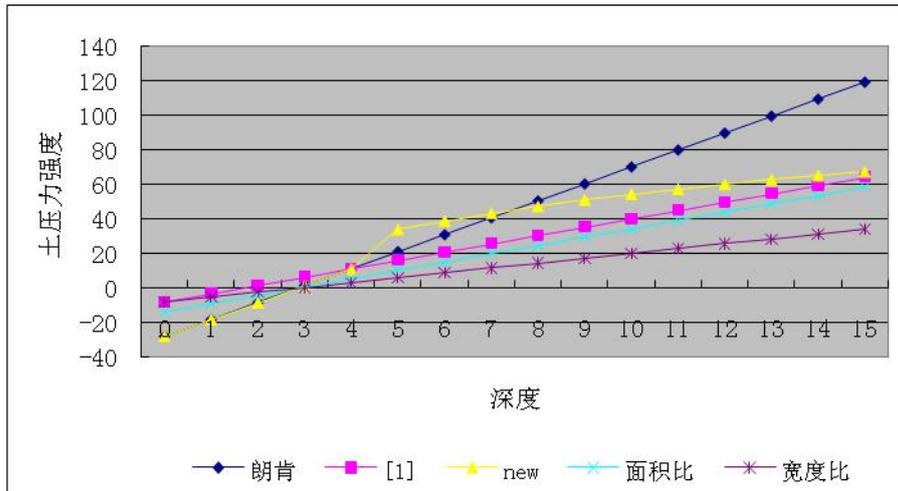
各种计算方法对比：

计算1

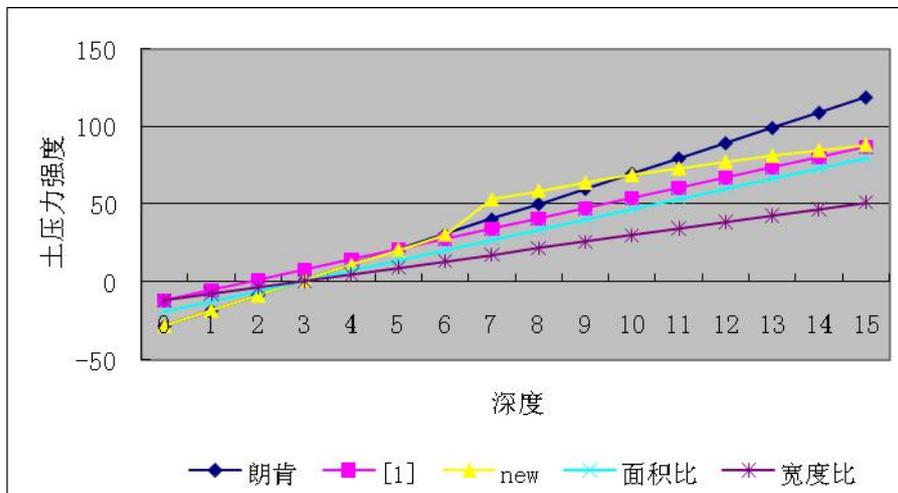
土重度 $\gamma = 20\text{KN/m}^3$ 、土的粘聚力 $C = 20\text{KPa}$ 、内摩擦角 $\varphi = 20^\circ$ ；计算深度 $H = 15\text{m}$ ；



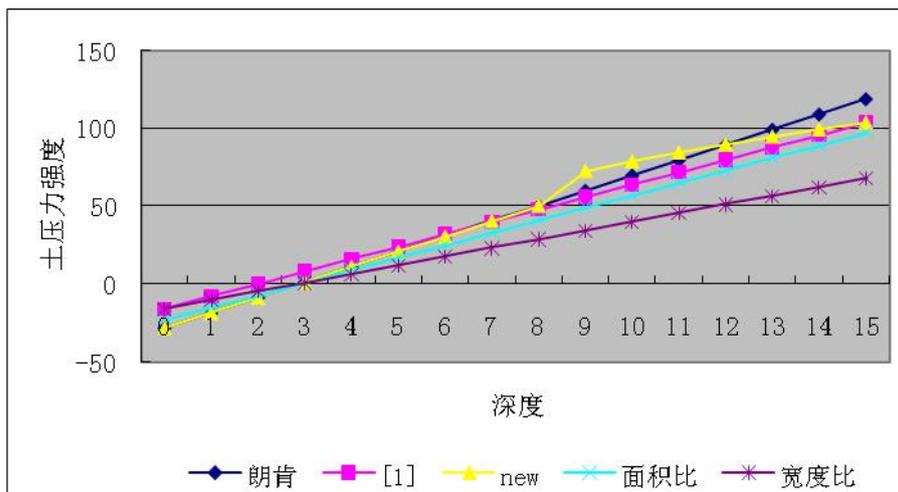
有限土体宽度 $b = 0.1H$



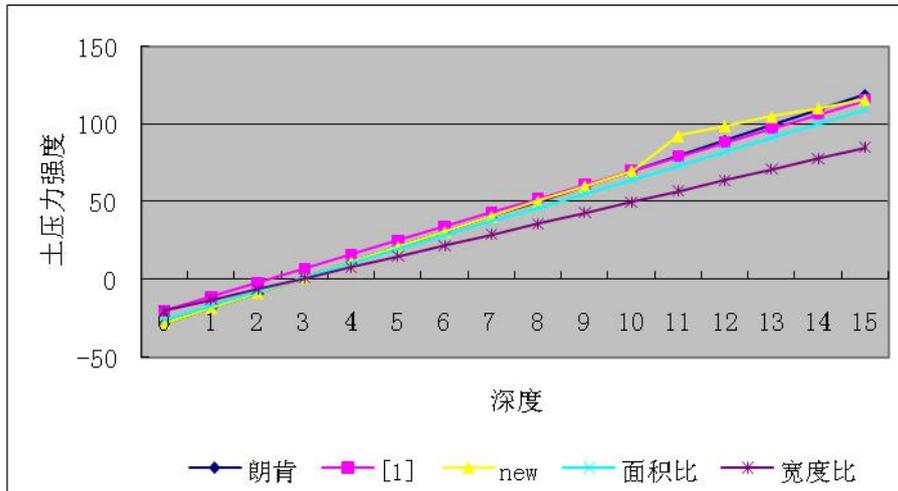
有限土体宽度 $b=0.2H$



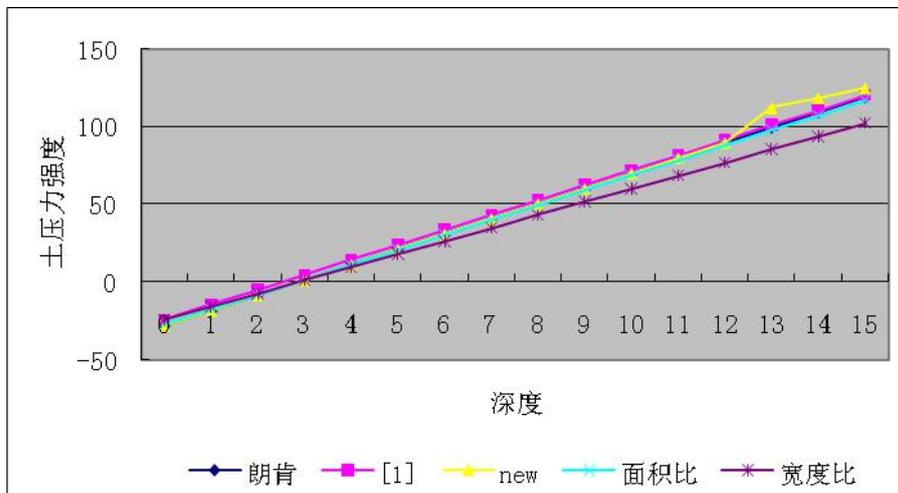
有限土体宽度 $b=0.3H$



有限土体宽度 $b=0.4H$

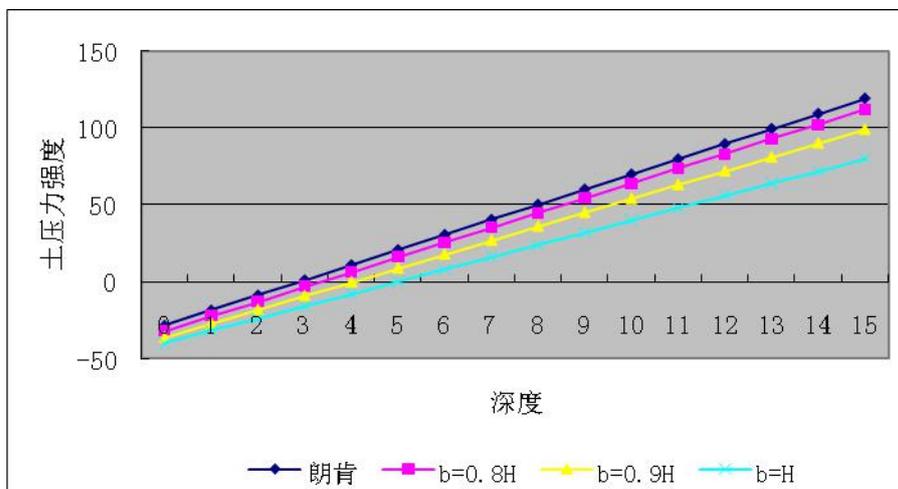


有限土体宽度 $b=0.5H$



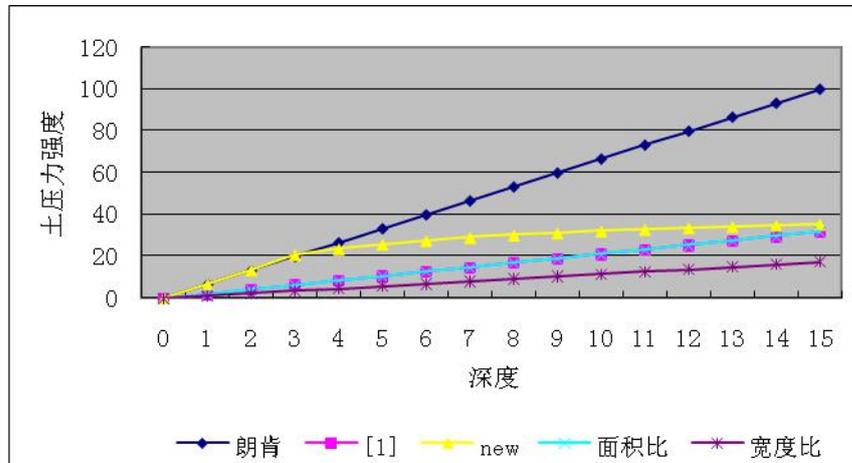
有限土体宽度 $b=0.6H$

有限土体宽度继续增加，new方法、面积比、宽度比三种方法土压力强度已经与朗肯土压力相同。

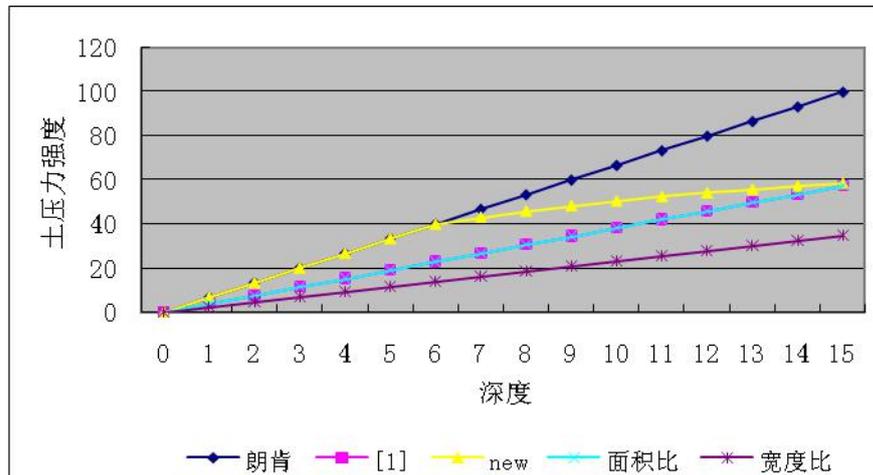


计算2

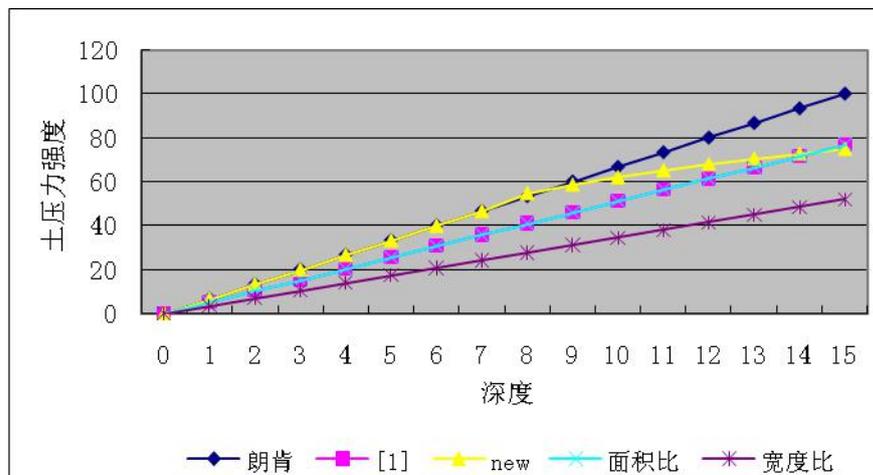
土重度 $\gamma = 20\text{KN/m}^3$ 、土的粘聚力 $C = 0\text{KPa}$ 、内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ ；计算深度 $H = 15\text{m}$ ；



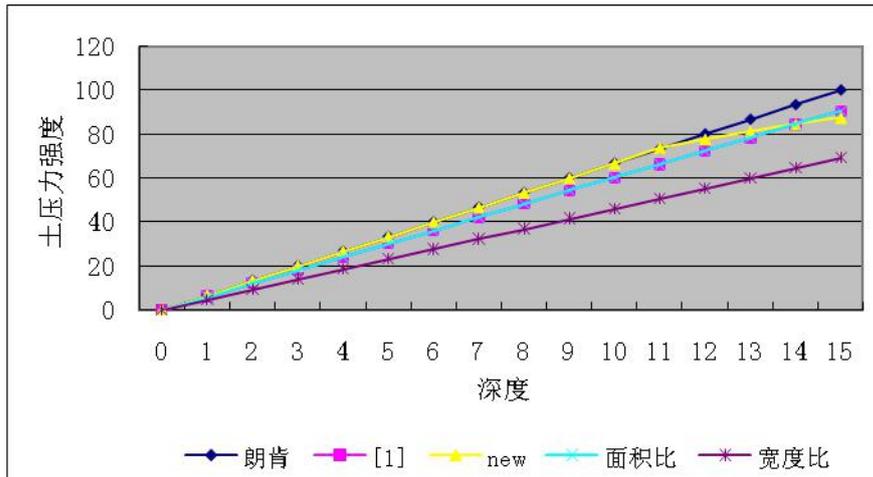
有限土体宽度 $b = 0.1H$



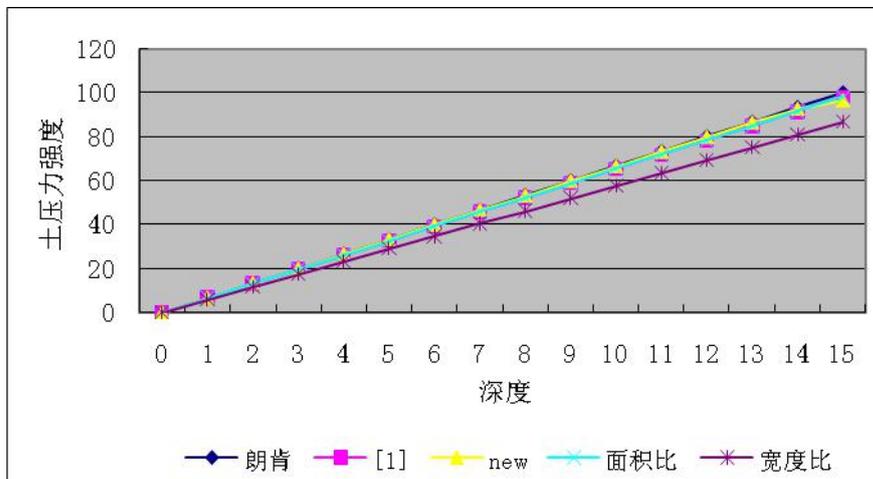
有限土体宽度 $b = 0.2H$



有限土体宽度 $b = 0.3H$

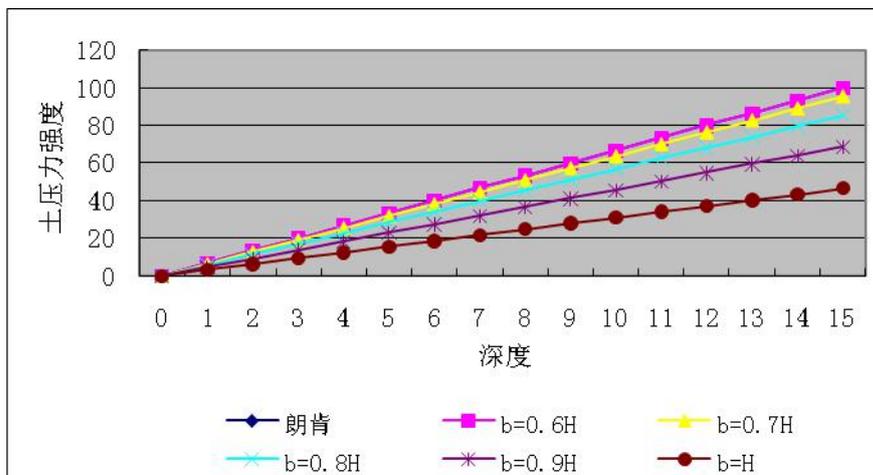


有限土体宽度 $b=0.4H$



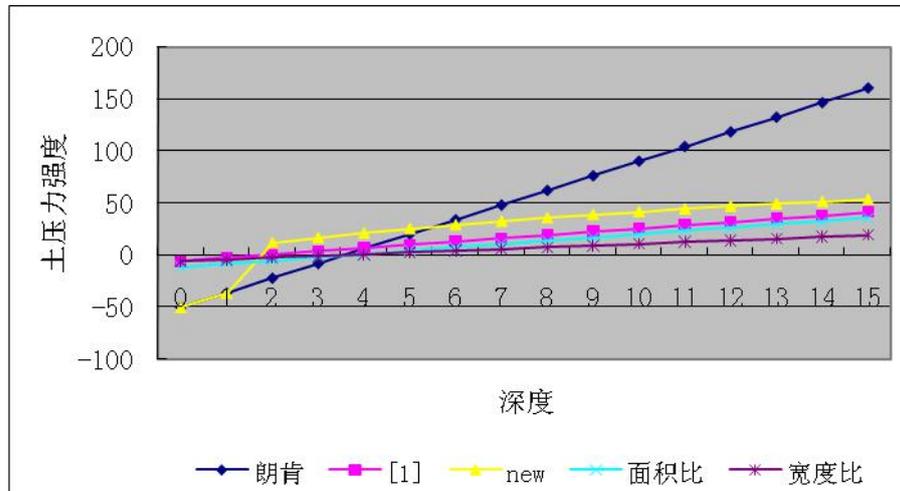
有限土体宽度 $b=0.5H$

有限土体宽度继续增加，new方法、面积比、宽度比三种方法土压力强度已经与朗肯土压力相同。

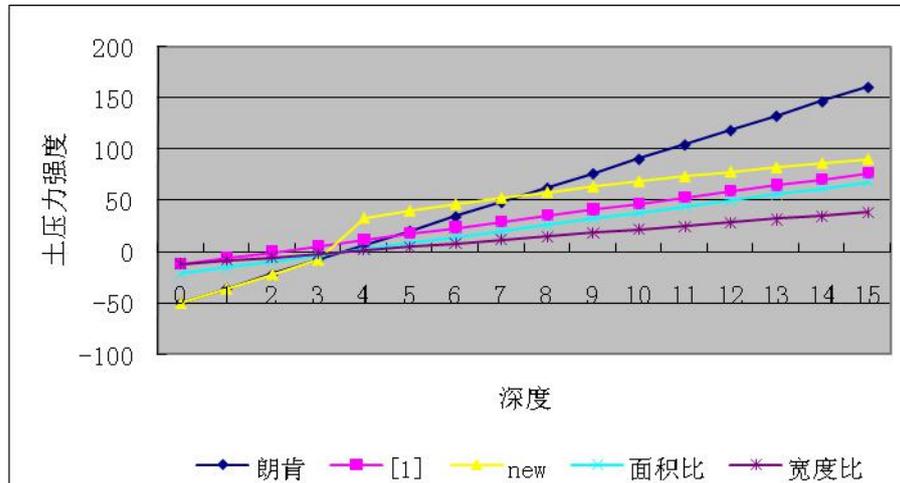


计算3

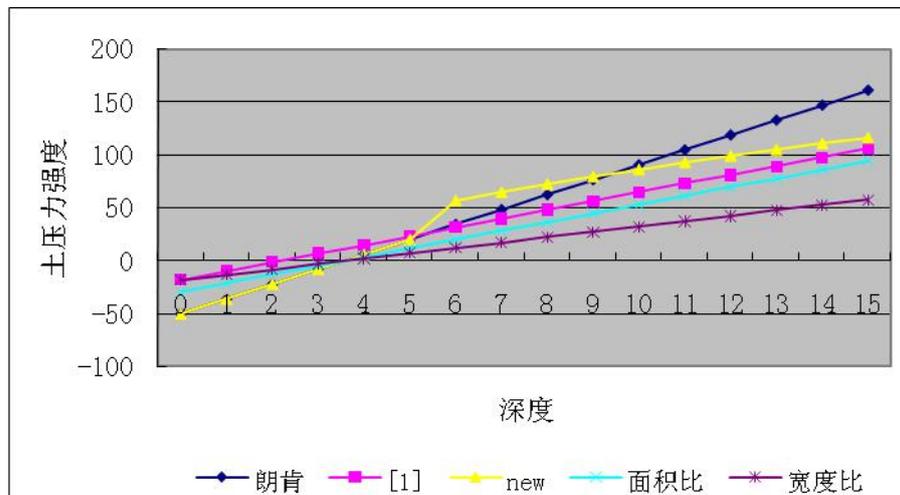
土重度 $\gamma = 20\text{KN/m}^3$ 、土的粘聚力 $C = 30\text{KPa}$ 、内摩擦角 $\varphi = 10^\circ$ ；计算深度 $H = 15\text{m}$ ；



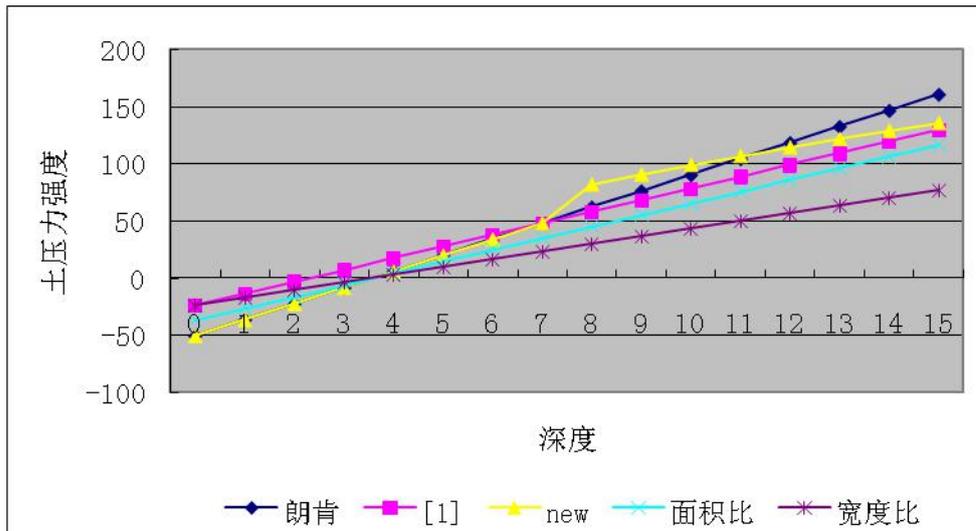
有限土体宽度 $b = 0.1H$



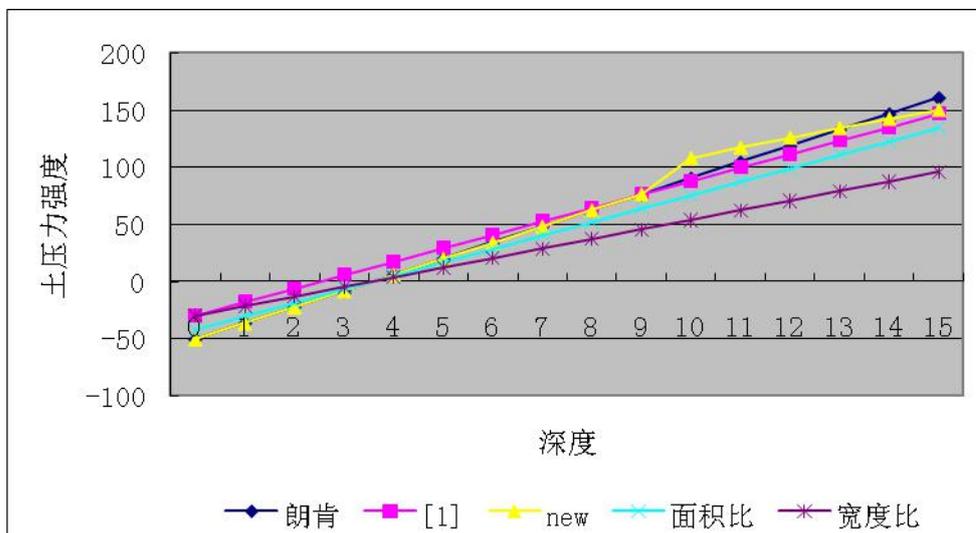
有限土体宽度 $b = 0.2H$



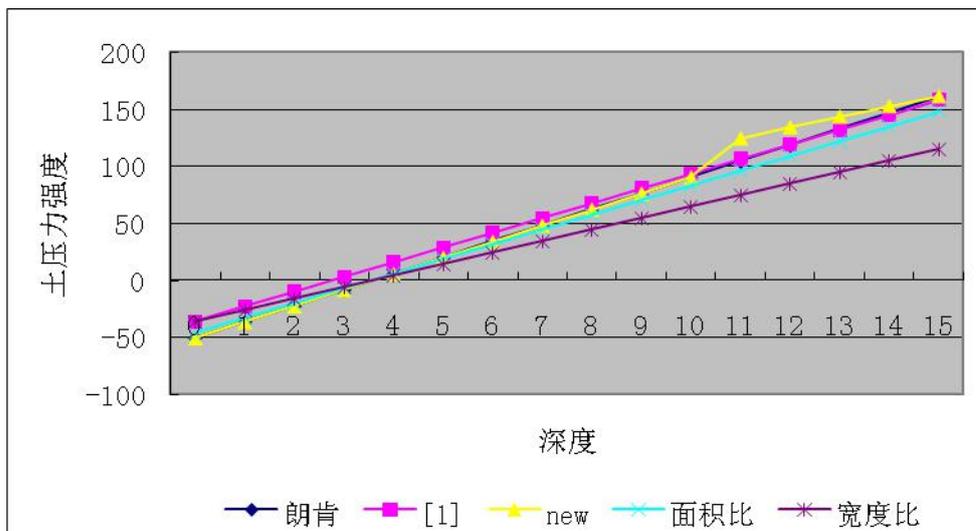
有限土体宽度 $b = 0.3H$



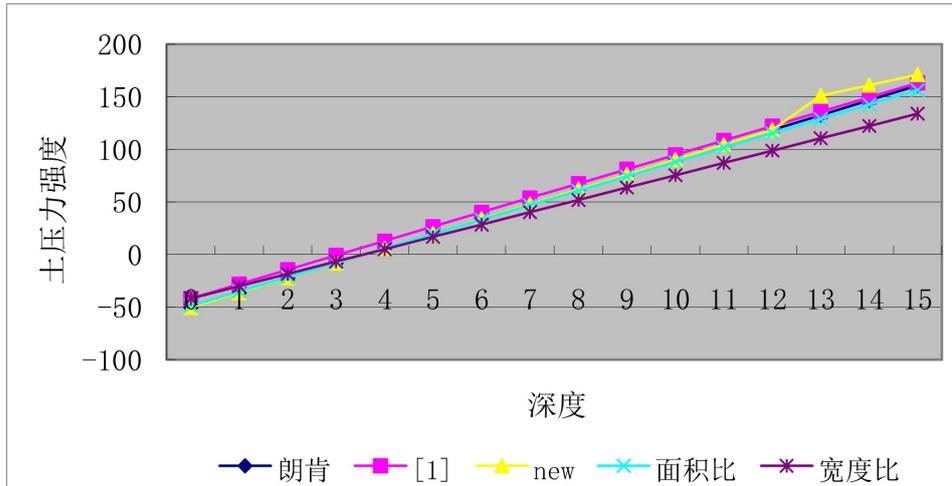
有限土体宽度 $b=0.4H$



有限土体宽度 $b=0.5H$

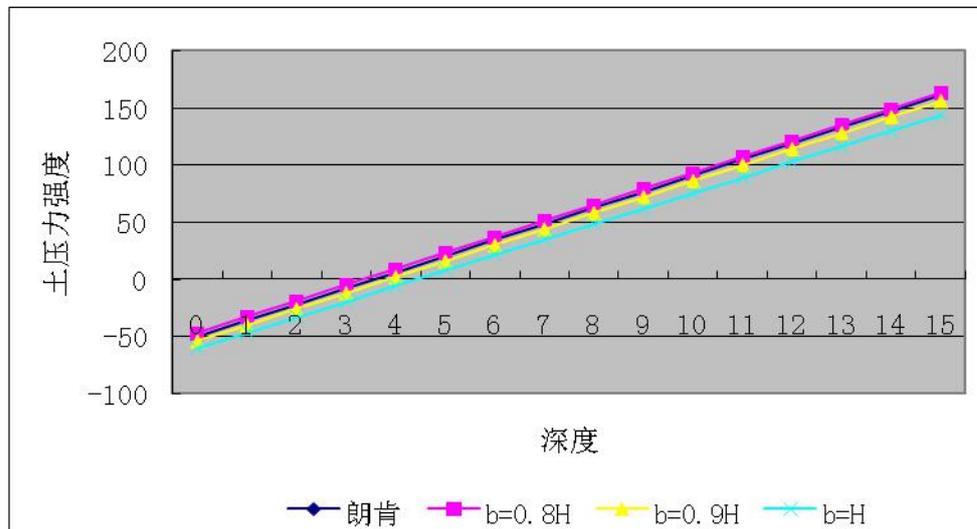


有限土体宽度 $b=0.6H$



有限土体宽度 $b=0.7H$

有限土体宽度继续增加，new 方法、面积比、宽度比三种方法土压力强度已经与朗肯土压力相同。



注：朗肯方法即为朗肯土压力方法；[1]方法即为文献[1]方法；new方法即为理论推导方法；面积比方法即取面积比为折减系数的方法；宽度比方法即为取折减系数为有限土体宽度 B 与 $H / \tan(45^\circ + \varphi/2)$ 比值的方法。

[1] 高印立. 有限土体土压力的计算探讨[J]. 建筑科学, 2000, 16 (5) :53~56

[2] 何颐华等. 双排护坡柱试验与计算的研究[J]. 建筑结构学报. 1996, 17 (2) :58~66

3.4.9 本条主要针对北京地区经常选用基坑上部采用放坡或土钉墙、下部采用排桩或地下连续墙的组合支护形式，在实际设计中往往不考虑桩（墙）顶部以上土体与桩（墙）支护结构间的相互影响而导致计算中低估上部土体对桩（墙）支护结构的作用效应、使计算结果偏于不安全。如将土钉墙部分的土层重力按作用在桩墙顶面的分布荷载考虑并按朗肯土压力方法计算作用在桩墙上的水平荷载（3.4.9条1款的方法），实际上是将桩墙顶部以上的土压力人为的略去（见下图3.4.9）。通过不同基坑深度的实例试算，当上部土钉墙支护高度 h_1 等于 $0.5h$ 时(坡度 $1:0.2$ 左右), 3.4.9条2款的计算结果与3.4.9条1款相比, 土压力大 $5\% \sim 15\%$, 最大弯矩大 $5\% \sim 20\%$, 第一排锚杆（锚杆设置在桩顶）拉力大 $20\% \sim 60\%$ 。安全储

备随放坡或土钉墙支护高度 (h_1) 与基坑总深度的比值的增大而降低, 特别当放坡或土钉墙支护的高度 (h_1) 大于基坑总深度的 1/2 时, 其降低幅度明显。因此, 本条强调当放坡或土钉墙支护的高度 (h_1) 大于基坑总深度的 1/2 时, 应考虑桩 (墙) 顶部以上土体与桩 (墙) 支护结构间的相互影响并按 3.4.9 条 2 款的简化方法计算, 同时应严格控制桩 (墙) 顶部的水平位移。

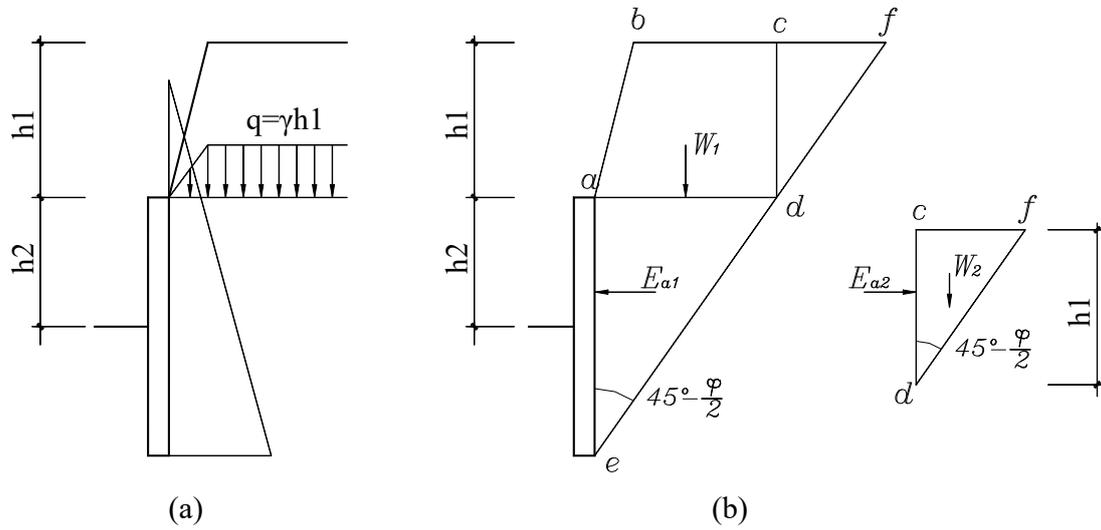


图 3.4.9 基坑上部采用土钉墙下部采用排桩或地下连续墙时的土压力计算问题

4 放坡

4.1 放坡设计

4.1.1 本条强调放坡的适用条件，重要的是土体本身应具有一定自稳能力，又不受地下水影响，同时周边环境条件允许时，方可采用放坡。

4.1.2 确定放坡坡度时，应综合考虑其安全性、经济性和可行性，不同土层，不同坡高决定坡度的取值。下表仅供参考，最终应通过整体稳定性验算确定。

土质边坡放坡坡度允许值

土的类别	密实度或状态	坡度容许值（高宽比）	
		坡高在 5m 以内	坡高 5~10m
碎石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.5~1:0.75
	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
粉土	$S_r \leq 0.5$	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
粉质黏土	坚硬	1:0.33~1:0.50	
	硬塑	1:1.00~1:1.25	
	可塑	1:1.25~1:1.50	
黏性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
	可塑	1:0.85~1:1.25	
杂填土	中密或密实的建筑垃圾	1:0.75~1:1.00	
砂土		1:1.00(或自然休止角)	

岩石边坡放坡坡度允许值

岩土类别	风化程度	坡度容许值（高宽比）	
		坡高在 8m 以内	坡高 8~15m
硬质岩石	微风化	1:0.10~1:0.20	1:0.20~1:0.35
	中等风化	1:0.20~1:0.35	1:0.35~1:0.50
	强风化	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
软质岩石	微风化	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中等风化	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	强风化	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25

垂直边坡对地下水、侧壁土质条件及开挖施工要求较高，无特殊要求尽量不采用垂直边坡。若采用垂直边坡时，首先应按下式估算侧壁土体自然稳定的最大临界深度 H_c ，以确定垂直边坡的高度。

$$H_c = \frac{4C}{\gamma\sqrt{K_a}} \text{ 或 } H_c = \frac{2C}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1)$$

式中，C 为土的内聚力标准值（kPa）， γ 为土的天然重度（kN/m³）， K_a 为朗金主动土压力系数。应用上式时应注意：

- 1) 坑壁由于吸水或失水等原因，一旦形成裂隙，公式不成立；
- 2) 基坑附近有超载时，应重新验算坑壁的稳定性。

4.1.4 对于深度大于 5m 的土质边坡，整体稳定性较差，建议采用分级放坡，中间加过渡平台，以提高整体稳定性。分级的高度可根据现场的实际情况及土层土性而定，分级的坡度应根据分层土性而定，一般宜采用下缓上陡的形式。

4.1.5 本条强调自然放坡可与其他支护形式结合起来综合选用。如在开挖高度范围内，上部为较好的砂、黏性土层，可采用坡度较小的土钉墙支护，下部为密实的卵石层，可采用较为经济、可行的自然放坡即可。

4.1.8-4.1.9 对于土质边坡稳定分析计算，规程推荐采用考虑平面问题的瑞典条分法是基于该方法计算简单、方便，工程应用较为普及的原因。稳定系数应大于 1.2 是根据工程实践经验确定的。当采用多级边坡时，应对每一级段边坡分别计算稳定性。

4.2 放坡施工

4.2.1 本条特别强调土层中含水量的变化对边坡稳定性影响很大，所以在施工中要做好外来水的疏排至关重要。

4.2.2 为防止由于土体裸露，使坡面土体风化而塌落，应对放坡坡面采取保护处理。坡脚是最薄弱地方，往往被忽视，尤其在基坑底周边设置的排水沟，对于砂性土层，很容易与水一起涌出，造成坡脚失稳，所以建议排水沟应离开坡脚至少 30cm，并做好防渗、防“淤”处理。

4.2.3 本条强调基坑周边附加荷载的大小及距坑边距离，可直接影响放坡土体的稳定。

5 支挡式结构

5.1 一般规定

5.1.2 北京地区的实际基坑工程中,排桩的桩型主要是钢筋混凝土灌注桩,但有些情况下,适合采用型钢桩、钢管桩、钢板桩或预制桩等,有时也可以采用 SMW 工法施工的型钢水泥土搅拌墙。这些桩型用作挡土构件时,与混凝土灌注桩的结构受力类型是相同的,可按本章支挡式支护结构进行设计计算。但采用这些桩型时,应考虑其刚度、构造及施工工艺上的不同特点,不能盲目使用。

5.1.5 作用在支护结构上的荷载取决于基坑深度、周边环境、地质条件、地面荷载等因素,因此,当沿基坑的周边建筑物荷载、地层土性分布、基坑深度、变形要求等设计条件不同时,应针对不同的基坑周边条件分别进行设计计算,方能符合实际状况。本条强调了设计计算应对基坑周边条件加以区分,不应按设计参数的平均值或任一剖面的数值代表整体情况,如果取值不当,对有些部位会出现设计安全度不足而造成危害。对已合理划分的计算剖面,规定取不利条件下的计算参数,其目的也是为了保证同一剖面的各部位都能符合规程要求的安全度。

5.2 结构分析

5.2.1 支护结构分析应分工况计算,考虑实际分层开挖的不同阶段支护结构的内力和变形情况。因为有时最大弯矩、剪力或位移,并不一定出现在开挖到基底时的最后工况。同理,当地下结构施工过程中要求拆除锚杆或支撑,并用楼板结构替代锚杆或支撑的作用时,拆除时的工况支护结构内力也有可能大于基坑开挖到基底时的受力状况。

5.2.2 目前我国支护结构设计中常用的计算方法为杆系有限元弹性支点法。多年来的工程实践证明,当嵌固深度合理时,用弹性支点方法和朗肯土压力理论确定支护结构内力及变形较为合理,已被大家普遍接受,在正常设计条件下的工程实践检验是安全可靠的。

传统和经典的极限平衡法、等值梁法,算法简捷而且可以手算,在许多教科书和技术手册中都有介绍。由于该方法的一些假定与实际受力状况有一定差别,且不能计算支护结构位移,目前已很少采用了。经与弹性支点法的计算对比,在有些情况下,特别是对多支点结构,两者的计算弯矩与剪力差别较大。本规程取消了极限平衡法、等值梁法计算支护结构的方法。

5.2.3 由于平面杆系有限元弹性支点法的具体要求在行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 已有明确规定,为避免重复并符合国家工程建设标准编制的要求,本条采用了引用相关规范的写法。

5.3 基坑稳定性验算

5.3.1~5.3.2 第 5.3.1 条是对悬臂结构嵌固深度验算的规定,是绕挡土构件底部转动的整体极限平衡,控制的是挡土构件的倾覆稳定性。第 5.3.2 条对单支点结构嵌固深度验算的规定,

是绕支点转动的整体极限平衡，控制的是挡土构件嵌固段的踢脚稳定性。悬臂结构绕挡土构件底部转动的力矩平衡和单支点结构绕支点转动的力矩平衡都是嵌固段土的抗力对转动点的抵抗力矩起稳定性控制作用，因此，其安全系数称为嵌固稳定安全系数。双排桩绕挡土构件底部转动的力矩平衡，抵抗力矩包括嵌固段土的抗力对转动点的力矩和重力对转动点的力矩两部分，但由于嵌固段土的抗力作用在总的抵抗力矩中占主要部分，因此其安全系数也称为嵌固稳定安全系数 K_0 。

5.3.3 支挡结构的整体滑动稳定性验算公式（5.3.3-2）以瑞典条分法边坡稳定性计算公式为基础，在力的极限平衡关系上，增加了锚杆拉力对圆弧滑动体圆心的抗滑力矩项。极限平衡状态分析时，仍以圆弧滑动土体为分析对象，假定滑动面上土的剪力达到极限强度的同时，滑动面外锚杆拉力也达到极限拉力（正常设计情况下，锚杆极限拉力由锚杆与土之间的粘结力达到极限强度控制，但有时由锚杆杆体强度或锚杆注浆固结体对杆体的握裹力控制）。

滑弧稳定性验算应采用搜索的方法寻找最危险滑弧。由于目前程序计算已能满足在很短时间对圆心及圆弧半径以微小步长变化的所有滑动体完成搜索，所以不提倡采用经典教科书中先设定辅助线，然后在辅助线上寻找最危险滑弧圆心的简易方法。最危险滑弧的搜索范围限于通过挡土构件底端和在挡土构件下方的各个滑弧。因支护结构的平衡性和结构强度已通过结构分析解决，在截面抗剪强度满足剪应力作用下的抗剪要求后，挡土构件不会被剪断。因此，穿过挡土构件的各滑弧不需验算。

对于地下水位以下的圆弧滑动体，当滑弧同时穿过砂土、黏性土时，在滑弧面上，黏性土的抗剪强度指标需要采用总应力强度指标，砂土的抗剪强度指标需要采用有效应力强度指标，并应考虑水压力的作用。公式（5.3.3-2）是通过将土骨架与孔隙水一起取为隔离体进行静力平衡分析的方法，可用于滑弧同时穿过砂土、黏性土的情况。

5.3.4 对深度较大的基坑，当嵌固深度较小、土的强度较低时，土体从挡土构件底端以下向基坑内隆起挤出是锚拉式支挡结构和支撑式支挡结构的一种破坏模式。这是一种土体丧失竖向平衡状态的破坏模式，由于锚杆和支撑只能对支护结构提供水平方向的平衡力，对隆起破坏不起作用，对特定基坑深度和土性，只能通过增加挡土构件嵌固深度来提高抗隆起稳定性。

本规程抗隆起稳定性的验算方法，采用目前常用的地基极限承载力的 Prandtl（普朗德尔）极限平衡理论公式，但 Prandtl 理论公式的有些假定与实际情况存在差异，具体应用有一定局限性。如：对无黏性土，当嵌固深度为零时，计算的抗隆起安全系数 $K_b=0$ ，而实际上在一定基坑深度内是不会出现隆起的。因此，当挡土构件嵌固深度很小时，不能采用该公式验算坑底隆起稳定性。

抗隆起稳定性计算是一个复杂的问题。需要说明的是，当按本规程抗隆起稳定性验算公式计算的安全系数不满足要求时，虽然不一定发生隆起破坏，但可能会带来其他不利后果。由于 Prandtl 理论公式忽略了支护结构底以下滑动区内土的重力对隆起的抵抗作用，抗隆起安全系数与滑移线深度无关，对浅部滑移体和深部滑移体得出的安全系数是一样的，与实际情况有一定偏差。基坑外挡土构件底部以上的土体重量简化为作用在该平面上的柔性均布荷载，并忽略了该部分土中剪应力对隆起的抵抗作用。对浅部滑移体，如果考虑挡土构件底端平面以上土中剪应力，抗隆起安全系数会有明显提高；当滑移体逐步向深层扩展时，虽然该剪应力抵抗隆起的作用在总抗力中所占比例随之逐渐减小，但滑动区内土的重力抵抗隆起的作用则会逐渐增加。如在抗隆起验算公式中考虑土中剪力的对隆起的抵抗作用，挡土构件底端平面土中竖向应力将减小。这样，作用在挡土构件上的土压力也会相应增大，会降低支护

结构的安全性。因此，本规程抗隆起稳定性验算公式，未考虑该剪应力的有利作用。

5.3.5 地下水渗透稳定性的验算方法和规定，对本章支挡式结构和第6章的土钉墙是相同的，故统一放在本规程的附录。

5.3.6 本条规定了支挡式结构的最小嵌固深度，是多年基坑工程经验的总结。

5.4 双排桩设计

5.4.1 双排桩结构是本规程的新增内容。实际的基坑工程中，在某些特殊条件下，锚杆、土钉、支撑受到实际条件的限制而无法实施，而采用单排悬臂桩又难以满足承载力、基坑变形等要求或者采用单排悬臂桩造价明显不合理的情况下，双排桩刚架结构是一种可供选择的基坑支护结构形式。与常用的支挡式支护结构如单排悬臂桩结构、锚拉式结构、支撑式结构相比，双排桩刚架支护结构有以下特点：

1 与单排悬臂桩相比，双排桩为刚架结构，其抗侧移刚度远大于单排悬臂桩结构，其内力分布明显优于悬臂结构，在相同的材料消耗条件下，双排桩刚架结构的桩顶位移明显小于单排悬臂桩，其安全可靠、经济合理性优于单排悬臂桩。

2 与支撑式支挡结构相比，由于基坑内不设支撑，不影响基坑开挖、地下结构施工，同时省去设置、拆除内支撑的工序，大大缩短了工期。在基坑面积很大、基坑深度不很大的情况下，双排桩刚架支护结构的造价低于支撑式支挡结构。

3 与锚拉式支挡结构相比，在某些情况下，双排桩刚架结构可避免锚拉式支挡结构难以克服的缺点。如：1) 在拟设置锚杆的部位有已建地下结构、障碍物，锚杆无法实施；2) 拟设置锚杆的土层为高水头的砂层（有截水帷幕），锚杆无法实施或实施难度、风险大；3) 拟设置锚杆的土层无法提供要求的锚固力；4) 锚杆不得超出用地红线。此外，由于双排桩具有施工工艺简单、不与土方开挖交叉作业、工期短等优势，在可以采用悬臂桩、支撑式支挡结构、锚拉式支挡结构条件下，也应在考虑技术、经济、工期等因素并进行综合分析对比后，合理选用支护方案。

本结构分析模型，作用在结构两侧的荷载与单排桩相同，不同的是如何确定夹在前后排桩之间土体的反力与变形关系，这是解决双排桩计算模式的关键。本模型采用土的侧限约束假定，认为桩间土对前后排桩的土反力与桩间土的压缩变形有关，将桩间土看作水平向单向压缩体，按土的压缩模量确定水平刚度系数。同时，考虑基坑开挖后桩间土应力释放后仍存在一定的初始压力，计算土反力时应反映其影响，本模型初始压力按桩间土自重占滑动体自重的比值关系确定。按上述假定和结构模型，经计算分析的内力与位移随各种计算参数变化的规律较好，与工程实测的结果也较吻合。本规程只给出了前后排桩矩形布置的计算方法。

5.4.3 双排桩的嵌固稳定性验算问题与单排悬臂桩类似，应满足作用在后排桩上的主动土压力与作用在前排桩嵌固段上的被动土压力的力矩平衡条件。与单排桩不同的是，在双排桩的抗倾覆稳定性验算公式（5.4.3）中，是将双排桩与桩间土看作整体而将其作为力的平衡分析对象，并且考虑了土与桩自重的抗倾覆作用。

5.4.4 双排桩的排距、刚架梁高度是双排桩设计的重要参数。根据相关文献的报道，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 $1d$ 时，再增大梁高桩顶水平位移基本不变了。

因此，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取 $1/6\sim 1/3$ 为宜。

5.4.5 根据结构力学的基本原理及计算分析结果，双排桩刚架结构中的桩与单排的受力特点有较大的区别。锚拉式、支撑式、悬臂式排桩，在水平荷载作用下只产生弯矩和剪力。而双排桩刚架结构在水平荷载作用下，桩的内力除弯矩、剪力外，轴力不容小视。前排桩的轴力为压力，后排桩的轴力为拉力。在其它参数不变的条件下，桩身轴力随着双排桩排距的减小而增大。桩身轴力的存在，使得前排桩发生向下的竖向位移，后排桩发生向上的竖向位移。前后排桩出现不同方向的竖向位移，就意味着双排桩刚架出现了向基坑方向的整体倾斜，增大了双排桩刚架顶部的水平位移。此外，正如普通刚架结构对相邻柱间的沉降差非常敏感一样，双排桩刚架结构前、后排桩沉降差对结构的内力、变形影响很大。某一实例的计算分析表明，在其它条件不变的情况下，桩顶水平位移、桩身最大弯矩随着前、后排桩沉降差的增大基本呈线性增加。与前后排桩桩底沉降差为零相比，当前后排桩桩底沉降差与排距之比等于 0.002 时，计算的桩顶位移增加 24% ，桩身最大弯矩增加 10% 。后排桩由于全桩长范围有土的约束，向上的竖向位移很小。减小前排桩沉降的有效的措施有：桩端选择强度较高的土层、泥浆护壁钻孔桩需控制沉渣厚度、采用桩底后注浆技术等。

5.4.6 双排桩的桩身内力有弯矩、剪力、轴力，因此需按偏心受压、偏心受拉构件进行设计。双排桩刚架梁两端均有弯矩，在根据《混凝土结构设计规范》GB50010 判别刚架梁是否属于深受弯构件时，按照连续梁考虑。

5.4.7 本规程的双排桩结构是指由相隔一定间距的前、后排桩及桩顶梁构成的刚架结构，桩顶与刚架梁的连接按完全刚接考虑，其受力特点类似于混凝土结构中框架顶层，因此，该处的连接构造需符合框架顶层端节点的有关规定。

5.5 截面承载力计算

5.5.1 该条是将计算的结构内力标准值转换为设计值的规定。系数 γ_F 是结构可靠度设计标准中荷载分项系数的体现。由于满足荷载和荷载效应的线性关系，将荷载基本组合的永久荷载分项系数放在荷载效应计算后相乘与在永久荷载标准值上相乘，其计算结果是相同的。

公式 (5.5.1-1) 中的支护桩弯矩折减系数 η ，是考虑目前北京地区的实际工程经验，对作为临时性的支护桩，对有经验的地区和有充分了解的土层，一定程度上放松了安全度的标准。但实际设计时要慎用，并要求 η 值不能低于 0.8 。该弯矩折减系数只针对支护桩，其他支护结构构件的弯矩不允许折减。

需特别指出的是，当支护结构或构件兼作永久结构时，其荷载分项系数、弯矩折减系数的取值不能按照本规程，应符合其它相关技术标准的规定。

5.5.2 该条规定针对挡土构件的截面承载力计算。各种工程材料的截面承载力计算，是普通结构构件计算的常规内容，国家相关技术标准均有详细规定，本规程不再另行规定。

5.6 锚杆计算

5.6.2 式 (5.6.2) 是锚杆抗拔承载力极限状态的设计表达式。本次修订，锚杆长度设计采用了传统的安全系数法，锚杆杆体截面设计仍采用原规程的分项系数法。原规程

DB11/489-2007 中,锚杆承载力极限状态的设计表达式是采用分项系数法,其荷载分项系数、抗力分项系数和重要性系数三者的乘积在数值上相当于安全系数。其乘积,一、二、三级安全等级分别为 1.7875、1.625、1.4625。实践证明,该安全储备是合适的。本次修订规定,临时支护结构中的锚杆抗拔安全系数,一、二、三级安全等级分别取 1.8、1.6、1.4,与原规程 DB11/489-2007 取值相当。需要注意的是,当锚杆为永久结构构件时,其安全系数取值不能按照本规程的规定,需符合其它有关技术标准的规定。

5.6.3 本条强调了锚杆极限抗拔承载力应通过现场试验确定的取值原则,分别对不同基坑侧壁安全等级提出了承载力的确定方法。确定锚杆极限抗拔承载力时需注意以下几个问题:

1 表 5.6.3 给出的土体与锚固体极限粘结强度值是试验数据统计结果,是根据土层锚杆施工技术水平以一次常压灌浆工艺为基础的统计值。由于物理性质相同的土层力学性质不一定相同,施工水平参差不齐,二次高压灌浆工艺的效果差异也很大(根据灌浆压力大小、二次高压灌浆方法,有普通二次高压灌浆和重复分段高压劈裂灌浆之分),因此,使用该表数值时应充分研究土性、考虑施工工艺与技术水平等因素,并结合工程经验。

2 由于锚杆抗拔试验的目的是确定或验证在特定土层条件、施工工艺下锚固体与土体之间的粘结强度、锚杆长度等设计参数是否正确,因而试验时应使锚杆在极限承载力下,其破坏形式是锚杆摩阻力达到极限粘结强度时的拔出破坏,而不应是锚杆杆体被拉断。为防止锚杆杆体应力达到极限抗拉强度先于锚杆摩阻力达到极限粘结强度,必要时,试验锚杆可适当增加预应力筋的截面面积。

3 锚杆全长分为锚固段和非锚固段。锚固段为锚杆位于稳定土体中的部分,即理论滑动面以外的部分,为锚杆提供抗拔力;非锚固段为锚杆位于不稳定土体中的部分。现阶段的锚杆施工方法,锚杆注浆时浆液将整个钻孔充满,即锚杆全长范围有水泥固结体与土体接触,且锚固段和非锚固段的水泥固结体是连续的。在进行锚杆张拉试验时,由于锚固段和非锚固段的水泥固结体实际是一个整体,因此,锚杆试验的张拉力实际上传递到了包括锚固段和非锚固段的整个锚杆长度范围的土体上,亦即锚杆试验得到的抗拔力包含了非锚固段的贡献。而基坑开挖后锚杆在工作状态下的承载力由锚固段决定,因此以上试验高估了锚杆的抗拔承载力,与支护结构的设计假定是不相符的,这给基坑带来不安全的因素。建议采用以下方法之一消除非锚固段对锚杆抗拔承载力的贡献:①将锚固段和非锚固段的水泥固结体分断,比如在锚固段和非锚固段之间用柔软材料设一个过渡段,该过渡段内没有水泥浆固结体,因而切断力的传递途径。②取试验锚杆的总长度等于工程锚杆的锚固段长度(试验锚杆所在土层应与工程锚杆的锚固段相同),这样试验所得的抗拔承载力可较准确的反映工程锚杆的抗拔承载力。③控制注浆范围,即只在锚固段注浆,非锚固段不注浆。

5.6.4 式(5.6.4-1)、(5.6.4-2)是与现行建筑规范《钢结构设计规范》50017、《混凝土结构设计规范》50010 设计体系配套的承载力计算表达式。

5.6.5 锚杆自由段长度是锚杆杆体不受注浆固结体约束可自由伸长的部分,也就是杆体用套管与注浆固结体隔离的部分。锚杆的非锚固段是理论滑动面以内的部分,与锚杆自由段有所区别。锚杆自由段应超过理论滑动面(大于非锚固段长度)。锚杆总长度为非锚固段长度加上锚固段长度。

锚杆的自由段长度越长,预应力损失越小,锚杆拉力越稳定。自由段长度过小,锚杆张拉锁定后的弹性伸长较小,锚具变形、预应力筋回缩等因素引起的预应力损失较大,同时,受支护结构位移的影响也越敏感,锚杆拉力会随支护结构位移有较大幅度增加,严重时锚杆会因杆体应力超过其强度发生脆性破坏。因此,锚杆的自由段长度除了满足本条规定外,尚

需满足不小于 5m 的规定。自由段越长，锚杆拉力对锚头位移越不敏感。在实际基坑工程设计时，如计算的自由段较短，宜适当增加自由段长度。

5.6.6 正常情况下，锚杆锁定后随基坑开挖和支护结构的进一步变形，锚杆拉力相对与锁定拉力的增长不宜过大。为控制锚杆工作状态下的拉力不超过设计要求，同时也要满足变形控制的要求，取锁定拉力为锚杆轴向拉力标准值的 0.75 倍~0.9 倍。

5.7 构造要求

5.7.1 钢筋混凝土排桩支护结构在北京地区广泛采用，是安全可靠、技术成熟、施工方便的支护形式。基坑开挖深度 $h \leq 10$ 米采用排桩支护的，多用悬臂结构；开挖深度 h 在 10~20 米的一般采用排桩和锚杆，可在桩顶上设置土钉墙或砖砌挡土墙。

支护桩直径一般多为 600 mm、800 mm 和 1000 mm，支护桩中心距分别为 1.2、1.6 和 2.0 米左右。本条规定支护桩的合理间距，一方面是充分利用北京地区相对于沿海软土地区土质自稳能力较好、易于形成土拱效应的特点，另一方面也是基于实践中的经验和教训，要求充分注意不同季节、不同地段、不同土质条件、不同的地下水条件或者降水效果等因素，需要综合考虑。一般桩直径大时，净间距稍大；桩直径小时，净间距小。老城区人工填土厚、基坑周边管道复杂、渗水严重的区域，北京北部和东部地区地层上部细粒土层厚、降水效果稍差的区域，排桩净间距不宜太大。黏性土其自稳能力和颗粒连接性状较好的，可以取大值；相反，砂土地层较厚或较松散，应该取小值。现有工程实践中也有采用大直径桩小间距的实例，通常是为了配合形成截水帷幕的情况。

实践中也有采用小直径长螺旋钻机施工直径 400 mm 支护桩的实例，为保证支护桩的施工质量，本条明确了最小桩径要求，不建议采用人工洛阳铲施工更小直径桩的做法。

5.7.2 钢筋混凝土排桩纵向钢筋的数量、间距的规定，主要是考虑到需要形成圆形的钢筋笼、确保钢筋受力合理、混凝土浇筑需从钢筋之间流动等因素。

5.7.4 桩顶冠梁上无锚杆或支撑时，一般按构造要求设计，但是从提高排桩的整体性看，冠梁的作用不可忽视。当首层锚杆或支撑设置在冠梁上时，冠梁兼作传力结构，其设计应该通过计算决定。

基于实际工程中的做法和结构构造要求，规定了冠梁的截面尺寸。冠梁高度（水平方向尺寸）不小于桩直径，是为了保证排桩竖向钢筋锚入冠梁后，保护层厚度满足要求。对冠梁厚度（竖直方向尺寸）的规定是为了满足排桩受力主筋锚入其中的长度要求，一般支护桩直径为 600 mm 时，构造要求的冠梁厚度为 400 mm 左右，桩直径为 800 mm 时，冠梁厚度为 500 mm 左右。

5.7.5~5.7.6 钢筋混凝土排桩桩间土的防护措施一般采用喷射混凝土护面的方法，鉴于目前北京地区的基坑工程的使用季节条件，基坑的使用要经历雨季或者冬季，加之坑边不明地下水和场区施工和生活用水的影响，设计和施工中均要求进行护面。

含水层中设置泄水孔的做法在土钉墙的设计和施工中有明确要求，排桩支护的桩间土的防护可按土钉墙一节中的有关要求采用。桩间土在存在有外来渗水影响的情况下，也应该充分重视泄水，以保证壁面的稳定，确保坑内作业的正常施工。

5.7.7 考虑较常用的抓斗规格的适应性以及支护深度，连续墙的厚度采用较多的是 600 mm 和 800 mm。水利水电项目的薄壁抓斗施工连续墙厚度可以为 400 mm 甚至更小，一般多用于单

纯堤防和库区的防渗之用，用于建筑基坑支护也有其实用价值，但是对于厚度小于 400 mm 以下的地下连续墙来说，完全可以用排桩和截水帷幕来代替，因此条文规定了最小厚度限制。

槽段划分与成槽施工工艺、土质条件、混凝土灌注方法等有关。单纯的抓斗单次开槽宽度一般为 2.6~2.8m，前后两个单元槽的长度就是 6 米，如果结合采用两钻（孔）配一抓或者三钻（孔）配两抓，前后两个单元槽的长度就接近 8.0 米。但在混凝土灌注中，一般采用两根导管同时灌注，根据相关规范的要求，导管之间的距离不超过 3.0 米，导管距槽段端部不超过 1.5 米，适宜常规灌注方式的槽段长度一般在 6.0 米左右。所以条文规定除考虑槽壁的的稳定和钢筋笼的起吊能力外，同时考虑成槽和混凝土灌注的要求，明确槽段长度不大于 8.0 米。

5.7.8 作为支护结构的连续墙，C25 等级的混凝土能满足隔水和临时防渗的要求，兼作永久结构使用时，应以永久结构防渗设计为主。

5.7.10 槽段接头是地下连续墙的重要部件，工程中常用的施工接头如图 5.7.10-1、图 5.7.10-2 所示。

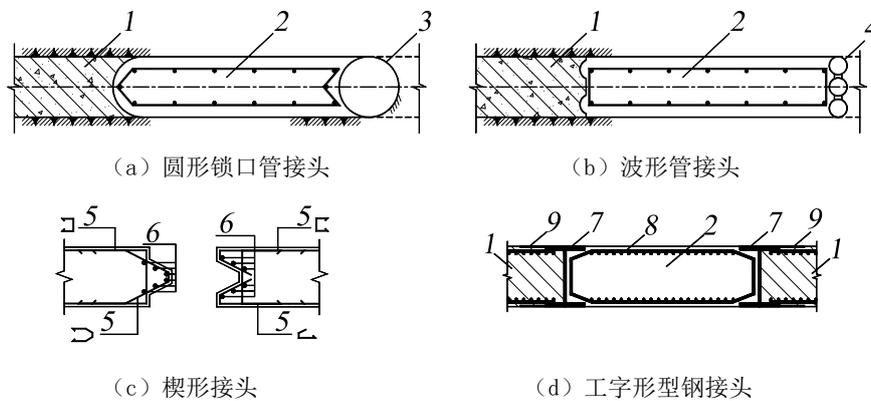


图 5.7.10-1 地下连续墙柔性接头

1-先行槽段；2-后续槽段；3-圆形锁扣管；4-波形管；5-水平钢筋；
6-端头纵筋；7-工字钢接头；8-地下连续墙钢筋；9-止浆板

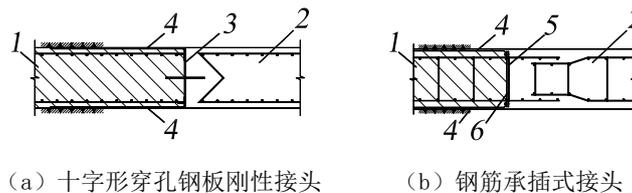


图 5.7.10-2 地下连续墙刚性接头

1-先行槽段；2-后续槽段；3-十字钢板；4-止浆片；5-加强筋；6-隔板

5.7.12 参见第 5.7.4 条条文说明。

5.7.13 预埋钢筋是把连接钢筋事先固定在地下连续墙的钢筋笼上，将其弯折在钢筋笼表面，用泡沫板等材料遮盖住，待基坑开挖到相应位置时，将泡沫板和预埋点周围的混凝土凿除，露出预埋钢筋并将其扳直。实践表明扳直钢筋时，直筋 20 mm 及其以下的光圆钢筋容易扳直，所以规范规定预埋钢筋采用 HPB300 级钢筋。而直筋大于 20 mm 时，很难扳直，而且在常温弯折时会产生裂缝，解决的办法是采用接驳器连接等方法。

5.7.14 冠梁作为一般联系梁时，配筋按照构造要求配置。作为锚杆传力结构时，应该根据受力要求进行设计计算，执行《混凝土结构设计规范》GB50010。

5.7.15 锚杆布置是以排和列的群体形式出现的，如果其间距太小，会引起锚杆周围的高应力区叠加，从而影响锚杆抗拔力和增加锚杆位移，即产生“群锚效应”，所以本条规定了锚杆的最小水平间距和竖向距。实践中也有水平间距小于 1.5 米的情况，可以通过改变相邻锚杆的倾角以降低群锚效应。

为了使锚杆与周围土层有足够的接触应力，本条规定锚固体上覆土层厚度不宜小于 4.0m，上覆土层厚度太小，其接触应力也小，锚杆与土的粘结强度会较低。当锚杆采用二次高压注浆时，上覆土层有一定厚度才能保证在较高注浆压力作用下注浆不会从地表溢出或流入地下管线内。

理论上讲，锚杆水平倾角越小，锚杆拉力的水平分力所占比例越大。但是锚杆水平倾角太小，会降低浆液向锚杆周围土层内渗透，影响注浆效果。锚杆水平倾角越大，锚杆拉力的水平分力所占比例越小，锚杆拉力的有效部分减小或需要更长的锚杆长度，也就越不经济。同时锚杆的竖向分力较大，对锚头连接要求更高并使挡土构件有向下变形的趋势。本条规定了适宜的水平倾角的范围值，设计时，应按尽量使锚杆锚固段进入粘结强度较高土层的原则确定锚杆倾角。

锚杆施工时的塌孔、对地层的扰动，会引起锚杆上部土体的变形或下沉，若锚杆之上存在建筑物、构筑物等，锚杆成孔造成的地基变形可能使其发生沉降甚至损坏，此类事故在实际工程中时有发生。因此，设置锚杆需避开易塌孔、变形的地层。

5.7.17 加强型钢腰梁的受扭承载力及局部受压稳定性有多种措施和方法，如：可在型钢翼缘端口、锚杆锚具位置处配置加劲肋（图 5.7.17），肋板厚度一般不小于 8mm。

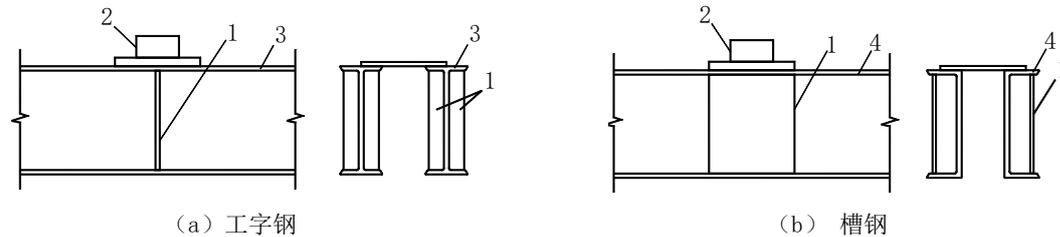


图 5.7.17 钢腰梁的局部加强构造形式

1—加强肋板；2—锚头；3—工字钢；4—槽钢

5.7.18 冠梁之上设置砖砌挡土墙，有利于支护桩施工时避开场地原有旧基础、管线等地下障碍物的影响并降低工程造价。由于上部砖墙易于拆除，有利于主体结构施工完成后室外管线的敷设。本规程结合北京地区工程实践经验，规定挡土墙高度不能超过 4 米，并按照砌体结构和混凝土结构的要求，给出了一般配置要求，并明确挡土墙高度超过 2.5 米时，应进行构造柱尺寸及其配筋的验算。

5.8 施工

5.8.2、5.8.3 咬合桩使排桩既是挡土结构，又能起到截水作用。咬合桩的施工方法有多种，施工的关键是要保证相邻桩相互咬合搭接，否则，当桩与桩之间产生间隙，将会影响截水效果。保证相邻桩相互咬合搭接的措施，之一是成桩施工时孔口设“糖葫芦”形定位板（也有称为导墙的），之二是成桩垂直度控制在允许范围内。

本规程的咬合排桩是指相互搭接的钢筋混凝土桩与素混凝土桩或钢筋混凝土桩与水泥

土桩，由钢筋混凝土桩承受土压力荷载，素混凝土桩或水泥土桩用于截水和防护桩间土。目前，这两种咬合桩已在北京地区的一些工程上采用，施工质量得到保证时，其截水效果是良好的。

5.9 质量检测

5.9.1 由于支护桩多为连续施工，单桩混凝土浇筑量不大，单班施工桩数较多，在采用商品混凝土的前提下，对于排桩的临时支护体系在保证施工质量可控的基础上，对混凝土强度试块的数量要求可少于《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 的要求，但做为主体结构组件的除外。对于无竖向承载力特殊要求的排桩支护结构，对桩底沉渣也不做硬性规定，但不得影响桩体嵌固深度。

5.9.2 对于拐角位置等特殊异形墙段可以适当调整声测管布置，必要时可在墙段断面中心布点。

5.9.3 锚杆承载力分地层分层检测，分层评价，对于地层简单且锚杆数量较多的情况，可由设计确定，适当放宽。

6 土钉墙

6.1 一般规定

6.1.1~6.1.2 主要对土钉墙的适用性进行了规定。这是由于土钉墙的施工一方面工艺要求开挖侧壁土体必须具有一定时间的自稳能力、同时对周边环境有一定的影响。

6.1.3 本条除了对土钉墙适用的基坑深度及安全等级作了明确规定指出，对于开挖深度超过规定，对周边建（构）筑物变形控制较严时，可采用土钉墙与预应力锚杆、支护桩、超前微型桩等联合支护形式。近年来北京地区采用土钉墙与预应力锚杆联合支护形式成功用于深度接近 20m 的深大基坑实例也非个别。

6.1.4 本文强调土钉墙设计施工时应考虑施工周期、气候季节（雨季、冬施）、外界振动等环境因素对陡坡开挖面暂时裸露土体、松散饱和或较干的粉土（砂）层坡体稳定性的影响。

6.1.5 本条主要针对北京地区土钉墙施工常用土钉设置工艺，提出可采用钻孔、打入等方式。设计人员应该注意，当采用打入式土钉时，土钉锚固体与土体极限摩阻力标准值宜取低值，除非有特殊手段能保证注浆效果与质量。

6.2 设计

6.2.1 本条主要针对目前土钉墙设计理论在国内外还处于相对不太完善与成熟的前提下，强调工程与地区经验，采用工程类比方法指导初步设计的必要性。对于地区规程，本条更具针对性。

6.2.2 本条主要规定了土钉墙设计应包括的主要内容。其中土钉墙与面层的连接构造、混凝土面层与坡顶的防护设计往往是设计中较易忽视的内容，当与截水帷幕结合时、其地下水渗透稳定性的验算也往往会忽视。而这些恰恰又是引发土钉墙工程质量事故的主要原因。目前北京地区基坑工程事故中采用土钉墙支护形式的占首位。由于设计原因造成事故的比例也较高。因此，本条特别提出，对重要工程，指土钉墙支护深度超过 12m 的、或周边环境条件要求严的基坑工程，宜采用经本市相关部门鉴定通过的有限元分析方法，对土钉墙支护进行变形分析，并结合施工监测结果分析，进行动态反馈设计。

6.2.4 表 6.2.4 提供推荐值仅为初步设计或无现场资料时参考使用。在同等地质条件下，建议打入式土钉取低值。当土钉施工中有具体措施保证注浆质量时，取高值。当采用高压注浆时可按试验确定或按经验适当提高。

6.2.5~6.2.8 根据目前对土钉墙的工作机理研究成果，本规程采用平面应变假设。假定单个钉体承受局部土体压力并考虑坡体倾角对土钉墙承受荷载的有利削弱作用。

6.2.9 土压力沿墙面的分布形式，原规程直接采用朗肯土压力线性分布，按此计算，往往土钉墙底部土钉需要长度很长才能满足承载力要求。土钉墙底部的土钉过长，其承载力不一定能充分发挥，此时，土钉墙面层或土钉端部连接会往往先于土钉达到拉力前破坏。因此，一些实际工程设计中土钉墙底部土钉长度往往会做些折减。工程实践表明，适当减短土钉墙底部土钉长度后，并没有出现土钉被拔出破坏的现象。土钉长度计算不合理的问题主要原因

在于所采用的朗肯土压力按线性分布是否合理。由于土钉墙墙面是柔性的，分层开挖裸露面上土压力是零，建立新的力平衡使土压力向周围转移，墙面上土压力则重新分布。为解决土钉计算长度不合理问题，本次修订考虑了墙面土上压力会存在重分布规律，对朗肯公式计算的土压力线性分布进行了修正。该方法在概念上虽然可行，但存在一定近似性，还需要做进一步研究和试验工作来不断完善

6.2.10 对于基坑侧壁安全等级为三级的土钉墙支护、其土钉抗拉承载力设计值计算可假定土钉墙破坏型式为直线型破裂面。考虑侧壁坡体倾角原因，其破坏面倾角与水平面夹角取为 $(\beta + \varphi_k)/2$ ，与直立坡体的夹角 $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2}$ 相比，偏与安全。值得注意的是所计算得到的土

钉抗拉承载力设计值应满足土钉材料强度要求。

6.2.11 由于土钉墙施工工艺的要求，土钉墙设计应保证土钉墙施工每个阶段的坡体稳定性。因此，本条强调，应对土钉墙施工期间的不同开挖深度以及基底以下可能产生的滑动面，采用圆弧滑动简单条分法进行整体稳定性验算。由于本规程在设计方法上，对土的稳定性一类极限状态由分项系数表示法改为单一安全系数法，公式（6.2.11-2）在具体形式上与原规程公式不同，但公式的实质没变。

6.2.12 本条指出，在进行土钉墙整体稳定性验算时，土钉的有效作用只能计及土钉在圆弧滑裂面以外的有效抗拉力。

6.2.13 在复合土钉墙中，微型桩、搅拌桩或旋喷桩对总抗滑力矩是有贡献的，但难以定量。对水泥土桩，其截面的抗剪强度不能按全部考虑。因为水泥土桩比土的刚度大的多，当水泥土桩达到强度极限时，土的抗剪强度还未充分发挥，而土达到极限强度时，水泥土桩在此之前已被剪断，即两者不能同时达到极限状态。对微型钢管桩，当土达到极限强度时，微型钢管桩是有上拔趋势的，而不是剪切强度控制。因此，尚不能定量给出水泥土桩、微型桩的抵抗力矩，需要考虑其作用时，只能根据经验和水泥土桩、微型桩的设计参数，适当考虑其抗滑作用。当无经验时，最好不考虑其抗滑作用，当作安全储备。

6.2.15 本条主要对土钉墙的构造提出了具体要求。特别对土钉与面层的连接、为控制侧壁土体变形的构造措施、土钉长度等从构造方面进行了强调，特别是土钉与面层连接应严格按照现行相关规范要求确保土钉与面层连接牢固、受力合理。对于面层厚度，应根据土钉墙支护高度逐渐加厚。当采用预应力锚杆与土钉联合支护时，面层厚度还应满足局部受压验算要求。

6.2.16~6.2.18 提出了采用局部预应力锚杆与土钉联合支护的构造等定性技术措施，以指导目前预应力锚杆与土钉联合支护的设计与施工。预应力锚杆与土钉联合支护其作用机理更为复杂，目前对此认识还不十分深入，只能根据以往理论研究、工程实践与实测分析，综合在构造及定性（概念）设计角度予以规定。由于土钉墙支护侧壁变形一般均为中部鼓出型（支护深度较大时），因此预应力锚杆建议宜设置在加固侧壁的中部，同时为了充分发挥预应力锚杆限制侧壁水平变形的作用，建议锚杆间宜保证一定的间距。考虑到锚杆与土钉的受力机理不同，为减小锚杆与土钉之间的相互影响、从构造性要求规定锚杆宜比常规设计相应位置处土钉长度长 0.35 倍。

6.2.19~6.2.21 针对侧壁土坡自稳性差的工程，可采用超前微型桩进行局部补强后施作土钉墙。本条对超前微型桩的构造要求进行了规定。

6.3 施工

6.3.1 规定了一般情况下的施工顺序，当地层为粉细砂时，应当预喷射混凝土；当遇到较厚的杂填土时，应当先采用短插筋固定，并预喷射混凝土；面层引水孔可以在喷射混凝土前预设，也可在喷射混凝土完成后设置。

6.3.2~6.3.4 本条对土钉墙施工顺序、坡面稳定与保护等要求作了规定。

6.3.5 本条针对北京地区经常遇到的土钉墙支护基坑、局部存在高含水量的黏性土和无天然粘结力的砂土等自稳能力差的土层，可采取的技术措施。

6.3.6~6.3.8 本条明确土钉墙施工时采取的排水措施应包括地表排水、内部排水以及基坑排水等内容，并提出相关技术措施，避免土体处于饱和状态，同时减轻作用于面层上的静水压力。

6.3.9 本条专门针对冬施条件下进行土钉墙施工作了限制，当冬施不可避免时，必须有相应的结构、构造与防排水措施，以避免冻胀引起的土钉墙破坏。冬期喷射混凝土时应在晴天施工，优先选用硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥，添加早强剂、防冻剂，喷射施工后尽快悬挂、覆盖保温设施。钢筋负温焊接时应调整焊接工艺参数，使焊缝和热影响区缓慢冷却。风力超过四级时，应采取挡风措施。焊后未冷却的接头应避免碰到冰雪。当环境温度低于 -20°C 时，不得进行施焊。

6.3.10 喷射混凝土宜选用普通硅酸盐水泥，由于强度为P. O. 32.5普通硅酸盐水泥已经停产，因此普通硅酸盐水泥时强度不应低于P. O. 42.5，当选用矿渣水泥时强度不低于P. S. A. 32.5。冬季施工时不宜选用矿渣水泥。

6.3.16 主要针对杂填土、混合土、卵砾石等不宜成孔地层；打入式钢管不宜通长设注浆孔，仅需底部设置即可；打入式钢管外端宜设双“L”筋与面层水平加强筋焊接。

6.4 质量检测

6.4.1~6.4.2 对混凝土面层，本款仅强调对面层的厚度提出检测方法及要求，而对面层砼强度未提出检测要求。主要是考虑到根据目前土钉墙混凝土面层施工，只要材料、配合比、喷射工艺按照本规程要求进行施工，砼强度的离散程度不应是影响土钉墙面层工作的控制因素。反之，目前北京地区土钉墙面层施工中，恰恰是由于施工时修坡不认真，由于面层厚度得不到保证使得钢筋网片与砼不能形成一个完整的整体发挥作用而发生工程质量事故。同时，面层砼强度检测方法目前还不具有典型性与可操作性。因此本款仅对砼面层厚度提出检测方法及要求。

7 地下水控制

7.1 一般规定

7.1.1~7.1.2 本规范中的地下水控制是指在最大限度地保护地下水资源和基坑周边环境的前提下,为保证支护结构施工、基坑挖土、地下室施工安全所采取的控制基坑内外地下水的方法。合理确定地下水控制的方案是保证工程质量,加快工程进度,取得良好社会和经济效益的关键。根据北京市地下水赋存状态和地下水资源形势,本规范中强调地下水控制方案要重视社会责任,最大限度减少抽取地下水量,避免地下水环境质量恶化。

表 7.1.2 列出了北京市基坑支护工程中经常采用的四种地下水控制方法及其适用范围。为满足基坑支护工程和保护地下水资源和周边环境的需要,往往需要多种方法的组合使用。地下水控制方法的选用应注意以下几个方面:

- (1) 含水层埋藏条件及其水位;
- (2) 各含水层的水质对地下水控制方法的限制;
- (3) 含水层的渗透性及其对基坑支护和开挖的作用;
- (4) 场地周边地下水开采情况及其停抽后对本工程的影响;
- (5) 场地周边环境的限制要求;
- (6) 政策法规的规定。

7.1.3 依据北京地区施工经验,地下水控制方法可分为三类,即:帷幕截水方法、降水方法和帷幕截水与降水结合方法。由于水资源日益短缺,北京市实施了最严格的水资源保护政策。建设行业是水资源消耗大户,必须改变观念,在基坑或地下工程设计施工中应自觉选用先进成熟的绿色施工技术,做到不抽取地下水或少抽取地下水,因此,本条规定在选择地下水控制方法时,应优先选择帷幕隔水方法。北京市地方标准《城市建设工程地下水控制技术规范》DB11/1115 提出了帷幕截水方法、降水方法和帷幕截水与降水结合方法的选择条件,对各种地下水控制方法做出了明确的规定。

明排应用较为普遍,通常用作辅助措施,当作为独立的地下水控制方法使用时,应当防止流水流砂现象的发生。回灌、渗井一般情况下作为辅助措施,不宜作为独立的地下水控制方法选用。回灌在北京地区地下水控制工程实践中较少使用,主要受限于场地条件和水质条件。渗井具有将上层水引入下层含水层的作用,由于上层水受污染程度通常都大于下层水,为控制地下水污染,渗井的使用应受到严格限制。

7.1.6 在基坑周围环境复杂时,地下水控制方案的确定应充分论证和预测地下水位降低对环境的影响和变化,防止发生因地下水的改变而引起的地面下沉、道路开裂、管线错位、建筑物偏斜、损坏等危害。如存在上述危害的可能性,宜采用截水或回灌的方法,以使基坑外地下水位不产生大的变化。

基于北京市的具体情况,如降低地下水位可能抽取大量的地下水资源,并且地层组合条件和场地条件可满足截水或回灌措施的要求,宜采用截水或回灌方法。当采用回灌方法时,需要考虑各层水混合后对地下水环境的影响,并不得将上层水导入下层水引起下层水水环境的恶化。

7.1.7 在基坑底部土体抗承压水突涌稳定性计算中,承压水水位对计算结果影响很大。

北京地区承压水水位受周边工程施工降水影响较大，设计计算时，承压水头除了考虑实测的现状水位外，尚应调查周边工程情况，预判工程施工期间承压水位变化，确保工程安全。

当基坑底部土体抗承压水突涌稳定性不能满足要求时，可加深截水帷幕穿透承压水层进入其下隔水层或设置减压井降低承压水水头。降低承压水水头值应满足基坑底部土体抗承压水突涌稳定性要求。

减压井深度、数量与布置应按承压水水头压力降低值、承压含水层与隔水层相对关系与水文地质参数计算，根据环境要求结合类似工程经验和抽水试验综合确定。

当截水帷幕插入承压含水层中深度较大时，宜采用承压水坑内减压方案。坑内减压井滤水器应位于承压含水层内且底端不宜大于截水帷幕深度，采用有控制的自流方式减压。当截水帷幕未插入承压含水层中或插入承压含水层中深度较小，可采用承压水坑外减压方案。坑外减压井滤水器底端宜大于截水帷幕深度。

7.2 截水

7.2.1~7.2.4 竖向截水帷幕的形式两种：一种是插入隔水层，另一种是含水层相对较厚，帷幕悬吊在透水层中。前者须进行基底渗流稳定、隆起验算，必要时可加深竖向截水帷幕深度或采用基坑内设降压井保证施工安全。后者需要考虑绕过帷幕涌入基坑的水量，评价基坑内降水井数量和布置及其可能造成的周边环境问题，必要时进行封底或采用其它方法。

7.2.5 截水帷幕选型目前北京地区采用的有：地下连续墙、搅拌桩、旋喷桩、旋喷搅拌桩、冲击旋喷桩、咬合桩、注浆法等形成的桩式帷幕。如采用搅拌桩、旋喷桩、旋喷搅拌桩、咬合桩建议先施工水泥土桩，后施工钢筋混凝土支护桩，这样可以克服先支护桩施工过程中形成的“大肚子”和“大脑袋”的影响。

7.3 降水

7.3.1 本条规定了降水井的布置原则。对于真空管井降水工艺主要是针对细颗粒交互地层，能够有效解决饱和黏性土、粉土，以及砂层含水底板界面残余水的疏干问题。通过使管井周围地层内形成真空场，使得含水层中水流向井的水力坡度增大，也使得弱含水层中更多的饱和水和毛细水被释放出来。对于辐射井的布置，由于目前在理论上还没有解决辐射井相互干扰的水位计算问题，因此只能通过试验或相同条件下的成功经验来确定辐射井辐射管的具体分布和数量，使之控制基坑范围内的有效水位降深达到降水技术要求。而对于多层含水层或条件复杂的地区，当辐射井不能单独完成降水工作，由于成本较高，应慎重选择辐射井降水方法。

7.3.3 本条规定了线型基坑和圆型基坑的降水井数量计算方法。考虑到井管堵塞或抽气会影响排水效果，在计算出的井数基础上加 10%。表 7.3.3 是一般情况下基坑总涌水量常用的典型计算公式。基坑涌水量计算是依据不同的水文地质条件、降水区形状、面积、支护设计对降水的要求进行的，列出的公式并不能满足所有工程的需要。实际的含水层分布远非这样

理想，为此按照上述公式计算时应根据工程场地的实际水文地质条件对地层进行合理概化。如相邻地层渗透系数不同时，可概化成一层含水层，其渗透系数可按各含水层厚度加权平均取值。实际工程中可以根据需要参照有关的水文地质、工程地质手册和教材，选择符合水文地质条件的计算公式。对于复杂工程或水文地质条件复杂但明确时，鼓励采用数值法进行设计。

7.3.4 单井出水量取决于所在地区的水文地质条件、过滤器的结构、成井工艺和抽水设备能力。本条根据经验和理论规定了降水单井的出水能力。对于辐射井的出水能力计算，从实际的情况看，所列公式并不能完全满足工程精度要求，在实际工程中可根据经验或试验修正辐射井的出水量。

需要注意的是，在降水设计预测计算中，设计分配每个降水井的出水量不应大于降水井的出水能力。在群井抽水情况下，随着地下水位的下降和井群的相互干扰，基坑总涌水量会逐渐减少，各单井的出水量也将不断降低，当各单井出水能力满足不了总涌水量的要求时，基坑范围内的地下水位将不再降低，如基坑内地下水位降低程度不能满足工程施工要求，需要重新确定单井出水量，即小于单井出水能力。

7.3.6 当检验干扰井群的单井流量满足基坑涌水量的要求后，降水井的数量和间距就能确定。为了确保基础施工在干燥的基坑中进行，应进一步对由于干扰井群的抽水疏干后所降低基坑地下水位进行验算。

基坑中心及关键部位的水位下降值的验算，是降水设计的核心，它决定了整个降水方案是否成立，这也涉及到降水井的结构和布局的变更等一系列优化过程，也是一个试算过程。

对于水文地质条件复杂或基坑形状复杂的工程，采用解析解方法计算有时达不到要求，而用数值法计算可更好的模拟基坑内外的降水深度，这对降水方案设计优化很有意义。

除此之外，也可以采用专门的水文地质勘察如群井抽水试验或降水工程施工前试验性群井降水，在现场实测出基坑范围内总降水量和各个降水井水位降深的关系，以及地下水位下降与时间的关系，利用这些关系拟合出相关曲线，以推测各种布井条件下基坑水位下降值，以便选择出最佳的降水方案。此种方法是最直接也有效的方法，对水文地质结构比较复杂的基坑降水计算尤为合适。

7.3.7 在降水设计中采用井点或辐射井技术的水位预测目前还是最不准确的。井点降水中，由于井点数量很多，井点间距较小，一方面计算工作量很大，另一方面每个井点的出水量很难控制，用管井理论计算结果与实际情况差异很大，一般情况下，目前普遍采用的井点间距和单井出水能力已远大于基坑来水量，因此当总出水量大于基坑来水量一倍以上时，可以不用预测地下水位降低程度。

辐射井降水的水位预测，尤其是两个以上辐射井同时干扰抽水情况下的水位预测计算，目前还没有合适的计算公式，因此，只能以辐射井的集水管的分布范围及其抽水能力来控制，即辐射井应是降水区的各降水含水层出水量一倍以上，一般情况下可以达到降水深度要求。

7.3.9 随着深大基坑的大量出现，其降水受到高度重视，为加速地下水位的下降、提高降水效果，并为基坑开挖土方创造条件，应根据地层条件优先考虑在基坑内布设一定数量的渗井，条件不具备时也可布设抽水井。当上下层水水质混合后不影响地下水环境时，可在基坑四周的抽水井之间布设渗井，以在含水层渗透系数较小，抽水井影响范围有限时提高降水效果、加速地下水位的下降。

7.3.10 采用渗井降水的工程，主要通过引渗井将上层水引渗至基坑底部以下强导水层中消纳，达到降水的目的。一般情况下，采用渗井方法要符合三个条件：上部含水层的渗透性要

低于下部含水层；基坑出水量要小于下部含水层水位上升至基底以下 0.5m 时可消纳的水量；下部含水层水位应远低于基坑底面。采用渗井降水需要考虑三方面的问题：

一是需要多少渗井才能满足将上层水全部导入下部强含水层，下部强含水层能否快速消纳。需要注意的是渗井的出水能力与成井质量关系很大，现实中常会出现渗井出水能力不足造成上层水水位降不下去的情况。

二是在接纳上层水的下部强含水层水位将上升，抬升的水位如果在基坑底面以上，不能满足降水技术要求，可以采用抽渗结合的方法。水位变化预测可以用达西公式和裘布依公式等计算。

三是北京市的上层水水质一般较差，采用渗井把上层水导入下层水会造成下层水水质恶化，因此，采用渗井方法应以不恶化下层水水环境为前提。目前降水工作完成后的封井，有时也不能有效封堵地下水之间通过渗井过滤层的联系，会造成长时间的影响。

7.3.11 随着城市建设越来越密集，施工降水引起的地面沉降对临近建（构）筑物及各类管线等的影响越来越不能忽视，如何评价这种影响成为施工降水设计重要的内容。目前比较常用的方法是采用线性变形体计算模型，用分层总和法计算地面沉降量。采用分层总和法计算评价地面沉降应先计算基坑及其周边地下水位降低值，并确定基坑及周边的孔隙水压力变化，然后通过确定有效应力增量计算地面沉降增量。由于分层总和法的理论假定条件遵循虎克定律，应力-应变呈直线关系，土体任何一点都不能产生塑性变形等等，与土体的实际应力-应变状态不相一致，同时公式中采用的计算参数系室内有侧限固结试验测得的压缩模量，试验条件与基础底面压缩层不同深度处的实际侧限条件不同等，因此计算值与实际值有一定出入，考虑到工程的安全性，采用分层总和法计算结果偏于安全，本规范中规定，可以用分层总和法计算结果评价地面沉降的影响。

另外真空管井降水工艺不仅应考虑含水层水体的疏干引起的附加有效应力的增加导致的地面沉降，而且还应注意由于管井周围地层真空场的存在而引起附加有效应力的增加而产生的地面附加沉降。由于该方面工程实测统计资料不足，只能在今后积累大量工程经验研究后补充完善。

7.3.15 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。

7.3.20 由于降水井和供水井不同，降水井是短期行为，供水井是长期使用，只要降水井在降水期间不会产生不良地质现象和降水设备正常运转就行，因此，降水井在抽水初期和运行后的含砂量远小于供水井的含砂量。由于辐射井的辐射管反滤层的形成和基坑开挖后土层的减薄容易造成不良地质现象，因此，对辐射井抽水半小时和运行时的含砂量要求比管井要求严格。

7.4 集水明排

7.4.1~7.4.5 集水明排是在基坑内设置排水沟和集水井，用抽水设备将基坑中积水从集水井抽出，达到疏干基坑内积水的目的。排水设备的选择应依据设计排水量确定。集水明排可单独采用，亦可与其它方法结合使用。当含水层底板位于基坑底面以上或基坑地面接近含水层底板时，降水方法可能存在疏不干问题，需要集水明排。当实际工程中出现采用集水明排补救降水方法出现的疏不干问题，预留的肥槽满足不了技术要求的情况时，排水沟和集水井的

设置要验算对边坡支护结构稳定性的影响。

集水明排需要注意避免出现流砂、管涌、边坡塌陷、地面沉降等问题。

7.5 回灌

7.5.1 基坑开挖或降水后不可避免地要造成周围地下水位的下降，从而使该地段的地面沉降和地下构筑物因不均匀沉降而受到不同程度的损伤。为减少这类影响，可对保护区内采取回灌措施。如果建筑物离基坑远，且为均匀透水层，中间无隔水层时，则可采用最简单、最经济的回灌沟的方法，如果建筑物离基坑近，且为弱透水层或有隔水层时，则必须用回灌井或回灌砂井。如果从保护地下水资源角度考虑时，可以用回灌方法把抽取的地下水回灌至同层或异层中，异层回灌需考虑各层水水质的差异和影响。

7.5.2 回灌井与降水井之间应根据同层回灌或异层回灌分别确定。对于同层回灌，当回灌井与抽水井距离过小时，水流彼此干扰大，透水通道易贯通，将加大抽水负担，也有可能使降水效果大大降低，基于保护周边环境时，对被保护物处地下水位也很难保持在原始状态。条文中确定的同层回灌的回灌井与降水井的距离不宜小于 6m，在北京是一个偏小的距离，对于细颗粒砂土含水层或许可行，对于粗颗粒如碎石土含水层则距离太小。回灌井与降水井的距离应根据含水层的透水性、厚度等，通过计算确定，一方面最大限度减少抽水井抽取的水量，另一方面确保被保护物的安全。对于异层回灌，回灌井与降水井的距离没有限制，但要确保回灌井成井质量和抽水层位和回灌层位之间的封堵效果。

7.5.3 从保护已有建筑物、构筑物和地下管线设置回灌井，主要是确保在被保护物周围地下水位没有大的变化，这就要求合理设置回灌井的位置和井的间距，使基坑降水的影响范围不超过回灌井井排的范围。一般而言，回灌井平面布置主要根据降水井和被保护物的位置确定，回灌井的数量应根据抽水井数量、降低地下水位影响范围和程度、回灌井的效用等综合确定。

7.5.6 为保护已有建筑物、构筑物和地下管线进行的回灌，回灌水量应根据实际的地下水位的变化及时调节，既要防止回灌水量过大而渗入基坑影响施工，又要防止回灌水量过小，使地下水位失控影响回灌效果，因此，要求在基坑附近设置一定数量的观测孔，定时进行观测和分析，以便及时调整回灌水量。

为保护地下水资源进行的回灌，回灌设施的效率则是回灌措施成败的关键，因此对回灌井的日常维护是回灌过程中的重要工作。一方面，回灌用水要保持清洁，以防止堵塞，另一方面，应定期对回灌井进行回扬，清洗透水通道，保证回灌井的效率。

7.5.7 有时回灌后引起的地下水位升高可能造成已有地下室漏水等不良现象，为避免不必要的灾害产生，回灌后引起的水位不宜超过原水位标高，因此，应在工程周边环境设置一定数量的观测孔，定时进行观测和分析，以便及时调整回灌水量。

7.6 监测

7.6.1 对于一个基坑而言，一般情况下，初期抽水量较大，后期出水量逐渐减小到一个稳定程度。在抽水后期，许多基坑会出现降水井水位较低，水泵抽不上来水的情况，这就要求抽水过程中应定时对降水井中地下水位进行量测并宜对抽水量进行量测，根据

降水井的水位情况及抽水量，及时调整各井抽水量，确保水泵能够正常运转。

7.6.2 降水井水位一般情况下不能代表基坑中心及周边地下水位变化情况，因此，在基坑中心或群井干扰最小处及基坑四周，宜布设一定数量的观测孔。通过定时量测坑内、外观测孔中地下水位变化，可以准确判断降水效果，有效指导基坑开挖进程。

7.6.3 基坑降水可引起基坑周边一定范围内的地面沉降，对临近基坑的建筑物及各类地下管线可能造成不利影响，因此，应在临近基坑的建筑物及各类地下管线上设置沉降观测点、定时观测沉降，通过沉降量及变化趋势分析对建（构）筑物的影响程度，以便及时采取工程措施。

7.6.4 降水运行期间，已经出现过降水井抽水（或明排中）含砂量过大，造成基坑或周边的地面塌陷，危害很大，为避免出现类似现象，本规范明确规定了降水运营期间的抽水含砂量限值，这就要求降水期间定时测量抽排水的含砂量，如果含砂量超过允许值，必须采取诸如停抽、补井等工程措施。

8 基坑开挖

8.1 一般规定

8.1.1 本条强调应根据支护结构设计、地下水控制及周边环境要求确定基坑开挖方案，且开挖方案要符合设计条件及要求。

8.1.2 基坑周边荷载包括施工材料、设施、设备或车辆荷载等。基坑周边荷载严禁超过设计要求的地面荷载限值，且其分布范围严禁越过设计要求的边界。基坑土方开挖应本着：自上而下分段分层、依次进行，随时作成一定的坡度，以利泄水，避免先挖坡脚，造成坡体失稳。相邻基坑和管沟开挖时，应遵循先深后浅或同时进行的施工顺序。

8.2 开挖

8.2.2 本条规定了基坑开挖方案应包括的内容，特别强调应考虑与支护结构形式相适应的开挖方式、开挖时间、开挖顺序。

8.2.4 本条特别强调应考虑冬季、雨季等气候影响因素对开挖的影响。

8.2.5 本条强调了在土方开挖过程中，发生支护结构、周边环境变形超过控制值或发生与原设计条件及设计工况不符现象等异常情况时，应立即停止开挖，采取相应处理措施后方可继续开挖施工。

8.2.6 坑内地下水位指坑内大面积的地下水水位，应低于开挖面 0.5m 以上方可进行土方开挖。

8.2.8 对基坑土方开挖时的支护结构、工程桩和槽底的防护及保护提出了基本要求。

8.3 地下水控制

8.3.1 基坑安全事故多数是由于水的原因造成的，本条强调对基坑周边地面、槽底采取截排水措施，使基坑内不积水，在放坡开挖时应对坡顶、坡面、坡脚采取保护措施，防止地表水流入坑壁后土体以确保基坑的稳定性与安全性。

8.3.2 本条强调在土方开挖过程中如发现基坑侧壁出现渗水或漏水时，应及时查明原因，采取封堵、明排等措施，避免造成坑壁后土体流失，从而影响支护结构稳定性。

8.4 封底及回填

8.4.1~8.4.2 本条强调在基坑开挖完成后，要及时对槽底的地基土进行防护和保护。

8.4.3 回填土不得用腐植土、冻土及含水量大的土。

目前大部分工程肥槽回填均采用土方车或铲车直接倒入填土方式，监理也疏于管理，导致肥槽回填质量极差。以北京某大厦肥槽回填为例，采用该方法回填后不到两年时间，由于水的

浸泡，导致肥槽部位填土沉降陷落，进而导致该部位埋设的多种管线折断，造成该大厦停电停水停气等严重后果。为了修复肥槽填土密实，采用了小型设备单管旋喷钻机进行高压旋喷注浆，造价超过 300 万元。建设方被迫起诉施工方，金额巨大。这是一起典型的由于肥槽回填施工质量引起的合同纠纷的案例。

还有因肥槽狭窄，无法实施回填土分层夯实，嫌低标号混凝土和砂浆贵，选择了级配砂石作回填料，相应采用了“水夯法”，即边填料边用水冲使之密实，这种做法也是不可取的。一种情况底板上设后浇带，尚可通过坑内的抽水井将该部分水抽出；另一种情况则是未设后浇带，这些水对该部分建构物浮力不可忽视，某工程由于采用水夯法回填肥槽导致底板开裂即是案例。

尤其当有不良地质情况时及时回填是十分必要的，又由于肥槽狭窄若采用水夯法，其后果将是很严重的，例如有顺向基坑的煤层，大量水的灌入可能导致临近建筑物地基基础水浸、开裂。

因此要求施工方采用合适的材料及方法进行回填，既可保证质量安全快捷又经济环保。

9 监测

9.1 一般规定

9.1.5 监测单位应严格依据监测方案进行监测，并及时处理、分析监测数据，而不是仅仅提供实际监测数据，这样才能为基坑工程实施动态设计和信息化施工提供可靠依据。当监测数据达到监测报警值时，监测单位必须立即通报建设方及相关单位，以便建设单位和有关各方及时分析原因并采取相应措施。

9.1.6 仪器监测有其局限性，不能显示基坑及周边环境所有的变化情况，也很难做到实时监测，而现场巡视检查具有很强的时效性和灵活性，能够及时发现安全隐患，弥补仪器监测的不足，同时也是预防基坑工程事故既经济又有效的方法。

9.2 监测项目

9.2.1 基坑工程监测是一个系统，系统内的各监测项目有必然的、内在的联系。限于监测手段、精度及现场条件，某一单项的监测结果往往不能揭示和反映基坑工程的整体情况，必须根据工程现场实际情况，形成一个有效的、完整的与设计及施工情况相适应的监测系统并进行监测，才能提供完整、系统的监测数据和资料，才能通过监测项目之间的内在联系作出准确地分析、判断，为优化设计和信息化施工提供可靠的依据。

9.2.2 基坑监测项目应依据基坑侧壁安全等级做适当选择，安全等级越高“应测”项目越多，反之亦然。同时，基坑监测又是一项耗时费钱的工作，在能够满足信息化施工要求、确保基坑安全的前提下，尽可能减少监测项目。本条借鉴了相关规范，并结合了北京地区基坑工程监测实际需要。

9.3 巡视检查

9.3.1 本条强调在基坑工程的施工和使用期内，应由有经验的监测人员每天对基坑工程进行巡视检查。基坑工程施工期间的各种变化具有时效性和突发性，加强巡视检查是预防基坑工程事故非常简便、经济而又有效的方法。

9.3.2 本条从五个方面列出了巡视检查的主要内容，这些项目都是结合工程实践总结出来的，具有很好的参考价值。

9.3.3~9.3.4 各巡视检查项目之间大多存在着内在的联系，每个项目的巡视检查结果都必须做好详细的记录，从而为基坑工程监测分析工作提供完整的资料。巡视检查主要以目测为主，必要时可配以巡查照片，这样的检查发现速度快、周期短，可以弥补仪器监测的不足。巡视检查的任何异常情况都可能是事故发生的预兆，必须引起足够重视，发现问题要及时汇报给建设方及相关单位，以便尽早作出判断和处理，避免引起严重后果。

9.4 监测点布置

9.4.1 监测点的位置应尽可能地反映监测对象的实际受力、变形状态，以保证对监测对象的状况作出准确的判断。在监测对象内力和变形变化大的代表性部位及周边环境重点监护部位，监测点应适当加密，以便更加准确地反映监测对象的受力和变形特征。

9.5 监测频率

9.5.2 监测频率与监测项目相关，监测项目的数据变化与基坑安全关联直接的，其监测频率要高一些。监测频率与基坑施工阶段关系更大，基坑开挖见底时监测频率要大一些，反之则可以小些。对于采用桩（墙）锚支护的基坑工程，当基坑开挖深度小于总深度的 1/2 时，支护结构的安全系数较大，适当减小监测频率是合理的。本条借鉴了相关规范，并结合了北京地区基坑工程监测实际需要。

9.5.3 基坑工程动工前开始观测基坑周边环境的沉降，可测得支护结构施工扰动对周边环境的影响，对某些敏感地层是非常必要的。对于多数监测项目而言，应当于基坑开挖前测得初始值，但有些与支护方法及施工工艺关系密切的监测项目，其初始值不能够于基坑开挖前取得，如土钉墙支护时位于坡顶的水平位移和沉降初始值。

9.6 监测报警

9.6.1 监测报警是建筑基坑工程实施监测的目的之一，同时也是预防基坑工程事故发生、确保基坑及周边环境安全的重要措施。监测报警值是监测工作的实施前提，是监测期间对基坑工程安全状态进行判定的重要依据，因此基坑工程监测必须确定监测报警值。监测报警值应由基坑工程设计方根据基坑工程设计计算结果、周边环境中被保护对象的控制要求等确定，如基坑支护结构作为地下主体结构的一部分，地下结构设计要求也应予以考虑，为此本条明确规定了监测报警值应有基坑工程设计方确定。

9.6.3 表 9.6.3 对基坑周边环境中的管线、建筑的报警值给出了一个范围，实际过程中可根据需保护对象建造年代、结构类型和现状、离基坑的距离等确定，建造年代久远、结构较差、离基坑较近的可取下限，而对较新的、结构较好、离基坑较远的可取上限。

9.6.4 本条列出的都是在工程实践中总结出来的基坑及周边环境出现的危险情况，一旦出现这些情况，将可能严重威胁基坑及周边环境中被保护对象的安全，必须立即发出危险报警，通知建设、设计、施工、监理及其他相关单位及时采取措施，保证基坑及周边环境的安全。

9.7 监测成果

9.7.1 为了确保监测工作质量，保证基坑及周边环境的安全和正常使用，防止监测工作中的弄虚作假，本条强调基坑工程监测成果资料必须完整、清晰、签字必须齐全。

9.7.6 当日报表是信息化施工的重要依据。每次监测完成后，监测人员应及时进行数据分析和处理，形成当日报表，提供给委托单位和相关单位。当日报表强调及时性和准确性，对

监测项目应有警示状态的判断性结论。

阶段性报告是经过一段时间的监测后，监测单位通过对以往监测数据和相关资料、工况的综合分析，总结出的各监测项目以及整个监测系统的变化规律、发展趋势及其评价，用于总结经验、优化设计和指导下一步的施工。阶段性监测报告可以是周报、月报或根据工程的需要确定。报告的形式是文字叙述和图形曲线相结合，对于监测项目监测值的变化过程和发展趋势应以过程曲线表示为宜。阶段性监测报告强调分析和预测的科学性、准确性，报告的结论要求依据充分。

总结报告是基坑工程监测工作全部完成后监测单位提交给委托单位的竣工报告。总结报告应提供完整的监测过程资料，对整个监测过程中所做的工作、监测成果及一些工作程序文件均应有详细的说明。