

深圳市住房和建设局文件

深建标〔2020〕4号

深圳市住房和建设局关于发布 《基坑支护技术标准》的通知

各有关单位：

现批准《基坑支护技术标准》为深圳市工程建设标准，编号为 SJG05-2020，自 2020 年 9 月 15 日起实施。

特此通知。

深圳市住房和建设局
2020年8月12日

深圳市工程建设标准

SJG 05-2020

基坑支护技术标准

(Technical standard for retaining and protection of excavations in Shenzhen city)

2020-08-12发布

2020-09-15实施

深圳市住房和建设局发布

深圳市工程建设标准

基坑支护技术标准

(Technical standard for retaining and protection of excavations
in Shenzhen city)

SJG05-2020

2020 深圳

前 言

本标准是根据深圳市住房和建设局《关于发布 2018 年深圳市工程建设标准制定、修订计划的通知》（深建科工[2017]82 号）的要求，在《深圳市基坑支护技术规范》（SJG05-2011）（以下简称《2011 规范》）基础上修订而成的。《2011 规范》执行以来，对保证深基坑工程安全、促进支护技术发展起到了重要的作用。本次修订过程中，新增了型钢水泥土桩、预制桩（PRC）、可回收锚索以及自动化监测等内容；补充和完善了支护结构变形控制要求、内支撑做法及节点大样以及锚杆（索）的使用条件等；取消了原规范的降水的公式，加强了截水帷幕等内容。以各种方式在全国范围内广泛收集了有关深基坑工程的勘察、设计、施工科研、教学单位以及政府监督部门的意见，得到国内许多专家、学者的大力支持。

本次修订基本保持了《2011 规范》的总体框架，主要在以下方面做了修改：

- 1、将原规范适用深度 25m 以内，修改为适用于 30m 以内；
- 2、将基坑支护安全等级的划分作了偏严的修改，进一步强调了基坑对地铁等重要的周边环境的影响因素；
- 3、对基坑工程的变形控制问题，明确提出应该区分周边环境的变形要求和基坑支护结构的变形控制要求；同时给出了支护排桩或者地连墙的弯曲变形控制要求；
- 4、更加明确了土压力、水压力的计算原则和计算参数取值的原则，对计算土压力所需的三轴固结不排水抗剪强度参数的折减系数进行了修正；
- 5、对基坑工程的勘察要求和支护结构选型表进行了适当的修正；
- 6、在坡率法一章中，强调了基坑边坡的稳定计算，规范中允许坡率的表只是供设计师参考；增加了坡率法施工的规定；
- 7、在土钉墙与复合土钉墙一章中，对土钉墙的适用地质条件做了偏严格的修改，对土钉墙的检测要求也进行了修改；
- 8、在排桩支护一章中，强调了预制桩（PRC 桩）的应用，对双排桩的计算进行了修改，增加了内支撑兼做施工平台的规定；
- 9、在钢板桩一章中，增加了型钢水泥土桩的内容，并对其设计和施工进行了

规定，对钢板桩的设计和施工内容做了修改，比如增加了静压植桩机等；

10、在地连墙一章中，对槽壁的稳定性验算公式进行了修订，对地连墙的接头强调了工字型钢接头；

11、在锚杆一章中，对锚杆（索）的设计和施工作了偏严格的规定，增加了可回收锚索的内容，修改了扩大头锚索的内容；

12、在内支撑一章中，对立柱桩间距和温度影响的规定作了修订，特别增加了内支撑的节点大样图；

13、在地下水一章中，强调了基坑应该以截水帷幕为主，取消了基坑降水的公式；

14、在基坑开挖与监测一章中，增加了基坑自动化监测一节，以适应目前基坑监测的实际需要；同时对基坑监测范围和内容也作了修改；

15、在附录中，主要对附录 L 内支撑构造增加了较多的内容。

本标准由深圳市住房和建设局提出并业务归口，深圳市住房和建设局批准发布。深圳市勘察测绘院（集团）有限公司负责具体技术内容的解释。本标准在执行过程中如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄送深圳市勘察测绘院（集团）有限公司（地址：深圳市上步中路 1043 号深勘大厦五楼，邮编：518028，E-mail: jjnqiu@263.net），以供今后修订时参考。

本标准主编单位：深圳市勘察测绘院（集团）有限公司
深圳市岩土工程有限公司

本标准参编单位：深圳市勘察研究院有限公司
深圳市工勘岩土集团有限公司
深圳市建筑设计研究总院有限公司
深圳市地质局
深圳地质建设工程公司
深圳市建筑科学研究院股份有限公司
建研地基基础工程有限责任公司
中冶建筑研究总院（深圳）有限公司
铁科院（深圳）研究设计院有限公司
深圳市市政工程质量安全监督总站
深圳市建筑工程质量安全监督总站
深圳市建设工程质量检测中心
深圳市地铁集团有限公司

深圳市市政工程总公司
深圳市市政设计研究院有限公司

本标准主要起草人员：丘建金 李爱国 张旷成 温科伟 杨 斌 杨志银
周洪涛 金亚兵 王启文 王贤能 陈泽广 刘小敏
刘建国 汪全信 谢卫兵 刘树亚 刘绪普 庞小朝
刘国楠 于 芳 高俊合 代仲海 黄力平

本标准参加人员：尹 华 杨红坡 徐添华 王 琨 张建同

本标准主要审查人员：龚晓南 陈湘生 黄 强 沈小克 顾国荣 徐杨青
郑 刚 杨 敏 莫海鸿

本标准业务归口单位主要指导人员：郑晓生 郭晓宁 姚兆平 屠名 胡荣

目 次

1	总 则.....	1
2	术语、主要符号.....	2
2.1	术 语.....	2
2.2	主要符号.....	4
3	基本规定.....	9
3.1	设计原则.....	9
3.2	岩土工程勘察要求.....	18
3.3	支护结构选型.....	20
3.4	施工要求.....	21
3.5	质量检验与监控.....	22
4	坡率法.....	23
4.1	一般规定.....	23
4.2	设计.....	23
4.3	施工.....	25
4.4	质量检验和监测.....	26
5	土钉墙与复合土钉墙支护.....	27
5.1	一般规定.....	27
5.2	设计.....	28
5.3	施工.....	38
5.4	质量检验和检测.....	40
6	排桩支护.....	42
6.1	一般规定.....	42
6.2	设计.....	44
6.3	施工.....	60

6.4	质量检验和检测.....	63
7	钢板桩与型钢水泥土桩支护.....	65
7.1	一般规定.....	65
7.2	设计.....	65
7.3	施工.....	71
7.4	质量检验和检测.....	72
8	地下连续墙支护.....	74
8.1	一般规定.....	74
8.2	设计.....	75
8.3	施工.....	79
8.4	质量检验和检测.....	81
9	水泥土挡墙支护.....	83
9.1	一般规定.....	83
9.2	设计.....	83
9.3	施工.....	87
9.4	质量检验和检测.....	89
10	锚杆.....	90
10.1	一般规定.....	90
10.2	设计.....	90
10.3	施工.....	96
10.4	质量检验和检测.....	99
11	内支撑结构.....	101
11.1	一般规定.....	101
11.2	结构设计.....	101
11.3	内支撑施工.....	108

11.4	质量检验和检测.....	109
12	地下水控制.....	111
12.1	一般规定.....	111
12.2	排水.....	112
12.3	截水.....	112
12.4	降水.....	116
12.5	回灌.....	117
12.6	质量检验和检测.....	117
13	基坑开挖与监测.....	119
13.1	基坑开挖.....	119
13.2	基坑监测.....	120
13.3	基坑自动化监测.....	125
附录 A	不同滑面形态的边坡稳定性计算方法.....	128
附录 B	土钉抗拔试验要点.....	132
附录 C	钢板桩等值梁法计算要点.....	134
附录 D	常用钢板桩规格.....	136
附录 E	锚杆试验.....	147
E.1	一般规定.....	147
E.2	基本试验.....	147
E.3	验收试验.....	149
附录 F	锚杆杆体材料力学性能.....	151
附录 G	深圳地区各类土（岩）渗透系数及影响半径经验值.....	153
附录 H	基坑抗隆起稳定验算.....	155
附录 J	抗突涌、抗渗流破坏稳定性验算.....	158
附录 K	地下水下降引起的地面沉降计算.....	160

附录 L 内支撑构造图及要求.....	162
L.1 钢支撑.....	162
L.2 临时立柱及桩构造要求.....	164
L.3 混凝土支撑.....	165
L.4 竖向斜撑.....	168
附录 M 深圳地区主要土层物理力学参数统计表.....	169
本标准用词用语说明.....	173
条文说明.....	178

1 总 则

1.0.1 为了在深圳地区基坑工程的设计、施工中做到技术先进、经济合理、保证质量、保护环境、安全适用，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于深度为 30m 以内的基坑工程的勘察、设计、施工、监测与质量检验；对于深度大于 30m 或对地铁等重要地下设施的安全有影响的基坑工程，应对基坑支护方案进行专门论证。对于岩质基坑和开挖深度范围内主要是中、微风化岩层的基坑工程，可参照《建筑边坡工程技术标准》GB50330 的有关规定。

1.0.3 基坑支护的设计、施工与基坑开挖，应综合考虑场地工程地质与水文地质条件、基坑开挖深度、施工条件、周边环境条件等因素，做到因地制宜、精心勘察、精心设计、精心施工、严格监控。

1.0.4 采用本标准时，尚应符合现行有关国家标准、行业标准和地方标准的有关规定。

2 术语、主要符号

2.1 术语

2.1.1 基坑工程 excavation engineering

为保证基坑开挖、主体建筑的基础及地下建（构）筑物安全施工，以及周边环境安全使用而采取的基坑支护、地下水控制、周边环境保护和土方开挖回填等各种工程措施的总称。

2.1.2 基坑周边环境 surroundings around excavations

基坑开挖影响范围内包括既有建(构)筑物、道路、地下设施（含地铁等）、地下管线、岩土体及地面和地下水体等的统称。

2.1.3 基坑支护 retaining and protection for excavations

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支挡、加固与保护的措施。

2.1.4 坡率法 slope method

通过控制边坡坡率，保证基坑边坡稳定的方法。

2.1.5 土钉墙 soil nailing wall

由设置于基坑边坡中的土钉、混凝土面层及岩土体共同工作所形成的支护结构。

2.1.6 复合土钉墙 composite soil nailing wall

由土钉墙与水泥土墙（桩）、微型桩或预应力锚杆（索）等其中的一种或多种共同工作所形成的支护结构。

2.1.7 排桩 soldier piles

由某种桩型按队列式布置组成的支护结构。

2.1.8 钢板桩 steel sheet pile

边缘带有锁口可以相互搭接形成连续墙体的主要用于支挡岩土体的各种细长钢构件。

2.1.9 地下连续墙 diaphragm wall

通过先成孔(槽)后浇筑钢筋混凝土或插入预制板等手段在地下构筑的连续墙体，

可用于挡土（岩体）、截水、承重等。

2.1.10 水泥土挡墙 cement-soil retaining wall

将水泥浆或水泥粉与土通过机械强制搅拌硬化后，形成格栅状、壁状等形式相互搭接的水泥土桩墙的截水、挡土支护结构。

2.1.11 型钢水泥土搅拌桩 composite steel soil-cement mixed pile

在水泥土搅拌桩内插入型钢形成的复合挡土止水结构

2.1.12 锚杆 anchor

将锚固体锚入稳定土层中，外端与支护结构连接，用以维护基坑稳定的受拉构件。

2.1.13 内支撑 strut

设置在基坑内由钢筋混凝土或钢构件组成的用以支撑挡土构件的结构部件。内支撑构件采用钢材、混凝土时，分别称为钢内支撑、混凝土内支撑。

2.1.14 冠梁 capping beam

设置于排桩等支护结构顶部的钢筋混凝土连续梁。

2.1.15 腰梁 waling

设置于支护结构顶部以下传递支护结构与锚杆（索）或内支撑力的水平向钢筋混凝土或型钢连续梁。

2.1.16 地下水控制 groundwater control

为保证支护结构施工、土方开挖、地下工程施工及基坑周边环境的安全而采取的排水、降水、截水和回灌等措施。

2.1.17 截水帷幕 curtain for cutting off drains

用于拦截或减少基坑侧壁及基坑底面下地下水流入基坑而采用的连续截水体。

2.1.18 突涌 heave-piping

基坑底面以下存在承压水，当基坑开挖后，承压水头压力大于隔水层的自重压力，承压地下水冲破隔水层涌入基坑，发生喷水涌砂的现象。

2.1.19 流土 soil flow

在地下水向上渗流作用下，黏性土或无黏性土体，在渗流逸出处的一定范围内，土颗粒和颗粒群随地下水渗流同时发生移动和流出的现象。

2.1.20 管涌 piping

在地下水渗流作用下，无黏性土体内部的细小颗粒，通过粗大颗粒的孔隙逐渐发生流失，形成管状通道涌出的现象。

2.1.21 基坑监测 monitoring of foundation excavations

在基坑开挖及地下工程施工过程中，对基坑岩土性状、支护结构变位和周围环境条件的变化，进行各种观察及分析工作，并将监测结果及时反馈，预测进一步挖土施工后将导致的变形及稳定状态的发展，根据预测判定施工对周围环境造成影响的程度，来指导设计与施工，实现信息化施工。

2.1.22 自动化监测 automatic monitoring

全部或部分利用计算机通信技术及传感器技术等构建系统，实现监测数据的自动化采集、传输和处理的监测方式。

2.1.23 监测报警值 alarming value on monitoring

为保证建筑基坑及周边环境安全对监测对象可能出现异常、危险所设定的警戒值，用以判断监测对象变化是否会超出允许的范围、施工是否会出现异常等。

2.2 主要符号

2.2.1 岩土及水文地质参数

c ——土的粘聚力；

c_u ——土的不排水抗剪强度；

D_r ——砂土的相对密实度；

E_s ——土的压缩模量；

E_0 ——土的变形模量；

e ——土的孔隙比；

G_s ——土粒比重；

k ——岩、土渗透系数；

N ——标准贯入试验锤击数；

Q ——基坑涌水量；

R ——降水影响半径；

r ——长方形或不规则形基坑的等效半径；

γ ——土的重度；

γ' ——土的有效重度；

γ_w ——水的重度；

τ ——土的抗剪强度；

φ ——土的内摩擦角。

2.2.2 作用和作用效应

E_a ——主动土压力合力；

e_a ——主动土压力强度；

E_p ——被动土压力合力；

e_p ——被动土压力强度；

q_0 ——分布在地面上的均布压力；

M ——结构构件的弯矩设计值；

M_c ——计算截面弯矩；

N ——支点或结构构件的轴向力设计值；

N_d ——锚杆轴向拉力设计值；

P ——基础底面处平均压力；

p_0 ——基础底面处的附加压力；

P_c ——土的自重压力；

P_s ——分布土反力；

P_{s0} ——分布土反力初始值；

p_s ——支护桩嵌固段的分布土反力；

S_d ——承载能力极限状态下的荷载效应基本组合的设计值；

$S_{s,d}$ ——正常使用极限状态下荷载效应标准组合的设计值；

S_k ——作用（土体的滑动力、土体的滑动力矩、土压力等）标准值的效应；

T_{jd} ——第 j 根土钉承受的轴向拉力设计值；

T_{jk} ——第 j 根土钉承受的轴向拉力标准值；

V ——结构构件剪力设计值；
 W ——土条重力；
 Δ ——桩顶水平位移；
 δ ——桩身位移；
 σ ——正应力，土体中的总应力；
 σ' ——土体中的有效应力。

2.2.3 抗力和材料性能

f_{ptk} ——钢绞线、钢筋的强度标准值；
 f_{yk} ——土钉、锚杆杆体抗拉强度标准值；
 $f_{cu,28}$ ——混凝土在标准养护条件下，28d 龄期的单轴极限抗压强度标准值；
 f_{cd} ——压力型锚杆锚固段注浆体抗压强度设计值；
 $N_{u,k}$ ——锚杆极限抗拔承载力标准值；
 q_{sik} ——第 i 层岩土与土钉或锚杆间极限粘结强度标准值；
 q_{pd} ——混凝土 28 天抗压强度设计值；
 q_{vd} ——混凝土 28 天抗剪强度设计值；
 R_d ——结构构件的承载力设计值；
 R_k ——土体的抗力（土体的抗滑力、土体的抗滑力矩、锚杆的抗拔力等）标准值；
 R_h ——计算宽度内锚杆和内支撑对排桩的水平支点力；
 T_{uk} ——土钉极限抗拔承载力标准值。

2.2.4 几何参数

A ——支撑的截面面积；
 A_g ——锚杆或土钉杆体截面积；
 A_s ——搅拌桩或微型桩截面积；
 a ——已有建筑基础边至支护桩或墙边的距离；
 b ——基础宽度；
 b_0 ——排桩锚固段土抗力计算宽度；
 D_m ——土钉或锚杆锚固体的直径；

h ——基坑深度；厚度；高度；孔隙水压力水头；
 h_d ——排桩、地下连续墙或截水帷幕嵌固深度；
 h_m ——锚杆锚固体的平均埋深；
 h_w ——基坑内外水头差；
 L ——基坑周长或建筑物高度；
 L_c ——桩的嵌固长度；
 L_f ——锚杆自由段长度；
 L_m ——锚杆锚固段长度；
 L_p ——桩长；
 s ——结构或构件间距；
 s_y ——前排桩与后排桩的排距；
 t ——排桩或地下连续墙的入土深度、桩的有效嵌固深度；
 v ——挡土构件水平位移；
 W_x ——计算钢板桩的截面模量；
 α ——土钉、锚杆与水平面之间的夹角；
 β ——边坡坡面与水平面之间的夹角；
 θ_i ——滑动面某处切线与水平面之间的夹角或滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角；
 ξ_b ——矩形截面的相对界限受压区高度；

2.2.5 计算系数

F_s ——边坡稳定性系数；
 F_{st} ——边坡稳定安全系数；
 i ——水流逸出处的水力坡降；
 i_{cr} ——临界水力梯度；
 K ——稳定性安全系数；
 K_b ——设定破裂面之后的土钉有效锚固段极限抗拉承载力安全系数；
 K_f ——抗流土稳定安全系数；
 K_h ——抗突涌稳定安全系数；

K_{ov} ——抗倾覆安全系数；
 K_p ——抗管涌稳定安全系数；
 K_r ——抗隆起稳定安全系数；
 K_s ——整体稳定安全系数、地下连续墙槽壁稳定安全系数；
 K_t ——锚杆锚固体的抗拔安全系数；
 k_a ——主动土压力系数；
 K_{em} ——排桩嵌固稳定安全系数；
 k_p ——被动土压力系数；
 k_s ——土的水平刚度系数；
 m ——地基水平抗力系数的比例系数；
 α_R ——支撑松弛系数；
 γ_0 ——基坑支护结构重要性系数；
 λ ——支撑不动点调整系数；
 ψ_w ——沉降计算经验系数；
 ζ ——折减系数；
 η_x ——组合折减系数。

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.1 本标准所列各种支护结构，除有特殊要求外，均应满足开挖至基坑底后正常使用期限不少于一年的要求。全部采用内支撑结构的基坑，其正常使用期限应不少于二年。

当支护结构作为永久性工程的一部分时，结构设计应满足相应的使用年限要求。

3.1.2 基坑支护安全等级应按表 3.1.2 选定，同一基坑的不同部位可根据其周边环境、地质条件等选择不同的等级：

表 3.1.2 支护结构安全等级及其重要性系数

安全等级	破坏后果	等级范围描述	重要性系数 γ_0
一级	对主体结构施工安全或基坑周边环境的影响很严重	1 基坑开挖深度大于 15m； 2 基坑开挖深度范围内软弱土层单层厚度大于 5.0m 或总厚度大于基坑深度的一半； 3 基坑开挖影响范围内，有重要的、对变形很敏感的建筑（构）筑物或重点保护的重要管线。	1.1
二级	对主体结构施工安全或基坑周边环境的影响严重	除一级和三级以外的基坑工程	1.0
三级	对主体结构施工安全或基坑周边环境的影响不严重	开挖深度小于 6m，且周围环境无特别要求	0.9

注：1 等级范围描述栏中，有两项以上（含两项），即可划分为该等级；

2 基坑处于地铁保护范围内，应进行专项评估，必要时应提高一个安全等级；

3 软弱土层是指淤泥、淤泥质土、松散的粉砂、细砂层或新近堆填的松散填土；

4 重要管线是指破坏后果很严重的管线，如燃气、供水、重要通讯或高压电力电缆等。

3.1.3 基坑支护设计、施工前应收集以下基本资料：

1 建筑场地及周边的岩土工程详细勘察资料，拟建建筑物地下室及地基与基础设计图，标有建筑红线、施工红线、带地形图的总平面布置图；

2 基坑开挖影响范围内已有建（构）筑物的结构类型、层数、基础类型、基础埋深和现状等；

3 基坑内部及周边各类地下设施，包括各种管线、地铁、人防工程等的分布、埋深和现状；

4 场地周围地区地表水汇流、排泄情况，地下管线渗漏情况以及对基坑的影响程度；

5 周边道路及车辆载重情况，基坑附近的地面堆载情况；

6 已有相似支护工程的经验性资料。

3.1.4 基坑支护设计内容应包括充分研究场地工程地质和水文地质条件，基坑开挖对周边环境的影响，选择经济合理的支护结构型式并进行计算，提出施工、监测及质量检验的要求等。基坑支护设计计算应遵循以下原则：

1 应根据基坑各部位的开挖深度、地质条件和周边环境等条件的不同，划分不同的计算剖面，每个剖面取最不利的条件进行计算；

2 应根据支护结构特点和开挖方式，对不同设计工况分别进行计算，确保在施工期和使用期的最不利工况下支护结构均满足设计要求；

3 滨海软土地区的深基坑设计时，软土参数的选取、计算结果和支护结构选择等应分析论证并参考已有相似支护工程的经验，评估基坑可能产生的较大变形对周边环境的影响并加强监测；采用桩（墙）加内支撑的支护时，应考虑土压力不对称、不平衡的影响；

4 临近高边坡的基坑，应分析高边坡与基坑的相互影响。

3.1.5 基坑支护结构计算应包括以下内容：

1 支护结构的稳定性计算：包括倾覆、滑移、局部和整体稳定，基坑或支护结构底部抗隆起、抗突涌、抗渗流稳定验算；

2 支护结构的受弯、受剪承载力和变形计算；立柱和立柱桩的验算；

3 锚杆或支撑的承载力以及支撑稳定性验算；

4 当基坑开挖面以下需要再开挖较深的电梯井、集水井、大型承台等深坑时，应验算坑中坑对基坑安全的影响，特别是当基坑底为软土时，基坑深度应考虑承台底面标高、坑中坑最低开挖面标高的影响。

3.1.6 基坑支护设计时，变形的控制应按周边环境要求和支护结构安全分别考虑，并符合下列要求：

1 处于地铁保护范围内，或受基坑开挖影响范围内有明确变形控制要求的重要建（构）筑物或有中高压燃气管线、高压电缆、供水干管等重要管线时，应满足其特殊的变形控制要求；

2 当基坑开挖影响范围内有建（构）筑物时，支护结构应保证邻近的建（构）筑物的沉降变形不会影响其正常使用，而且建（构）筑物的沉降差、局部倾斜、整体倾斜及基础倾斜不应超过现行《建筑地基基础设计规范》GB50007 规定的允许值；支护结构应保证邻近的道路、桥梁和管线的变形不超过相关规范的规定或影响其正常使用；

3 支护结构顶部最大水平位移控制值可参照表 3.1.6 的规定确定，且位移值不应超过正常使用极限状态荷载效应标准组合的计算值；当围护体系采用排桩或地下连续墙时，桩（墙）身的弯曲变形应符合钢筋混凝土梁的允许挠度值，且不大于 $L/300$ ， L 为各种工况下相邻支座的桩（墙）的长度或者最下边支座到桩端的长度；

表 3.1.6 支护结构顶部最大水平位移控制值（mm）

基坑支护安全等级	排桩、地下连续墙加内支撑支护	排桩、地下连续墙加锚杆支护	坡率法、土钉墙或复合土钉墙、水泥土挡墙、悬臂式排桩、双排桩、钢板桩等
一级	0.002h 与 30mm 的较小值	0.004h 与 40mm 的较小值	
二级	0.004h 与 50mm 的较小值	0.006h 与 60mm 的较小值	0.01h 与 80mm 的较小值
三级		0.01h 与 80mm 的较小值	0.02h 与 100mm 的较小值

注：表中 h 为基坑深度(mm)。

4 当周边环境的允许变形值与支护结构的计算变形控制值不一致时，应以较小数值进行控制；如果周边环境要求很高，基坑支护结构设计很难满足其要求或基坑支护结构的代价很高时，宜对周边建（构）筑物进行预加固；

5 基坑工程变形预警值可取控制值的 80%。

3.1.7 应根据周边环境以及水文地质条件确定基坑开挖的降水或者截水方案，符合以

下规定:

- 1 当采用降水方案时, 必须充分考虑对周围环境的影响;
- 2 当采用截水方案时, 应进行专门的截水设计, 必要时还应增加回灌措施;
- 3 当基坑底有强透水砂层时, 特别是当基坑底埋藏有承压水时, 截水帷幕设计应穿过强透水层和承压含水层;
- 4 当帷幕太深很难穿过且周边环境要求较宽松时, 也可以采用悬挂帷幕或设置水平帷幕封底, 采用悬挂帷幕时, 应进行基坑渗流稳定性验算; 必要时可在坑底设置减压井;
- 5 在岩溶发育区, 当基坑开挖可能揭露岩溶水, 特别是岩溶水承压且水量较大时, 应采取可靠的截水和堵水措施, 并在勘察、设计和施工等各个环节都采取相应的手段和措施, 保证基坑工程和周边环境的安全。

3.1.8 土压力、水压力的计算及其计算参数的取值应符合下列规定:

- 1 地下水位以上的土体应采用天然重度、总应力强度参数;
- 2 地下水位以下的黏土和粉质黏土宜采用土压力、水压力合算, 应采用饱和重度, 总应力强度参数;
- 3 地下水位以下的砂土和碎石土应采用土压力、水压力分算, 土压力应用有效重度、有效应力强度参数计算, 水压力应按静水压力计算, 当截水帷幕未穿透含水层、有可能产生渗流时, 宜考虑渗流效应对静水压力的影响。

3.1.9 抗剪强度参数试验方法的选取应符合下列规定:

- 1 进行主动土压力和被动土压力计算以及抗倾覆稳定性的计算时, 对黏土和粉质黏土(包括淤泥、淤泥质土), 宜采用直剪固结快剪或三轴固结不排水(CU)试验参数, 但对饱和海相淤泥土, 由三轴 CU 所得 ϕ 值宜乘以 0.5~0.75 的折减系数; 对饱和粉土、砂土和碎石土可根据水下休止角试验和标准贯入试验的实测击数, 按经验估算其有效内摩擦角;
- 2 抗隆起稳定性计算, 应采用直剪快剪试验或三轴不固结不排水(UU)试验结果, 或十字板剪切试验的不排水强度 c_u 值;
- 3 整体稳定、局部稳定以及抗滑稳定性计算, 当最危险滑动面所穿过的土体为一般黏性土时, 宜采用直剪固结快剪或三轴固结不排水(CU)试验所求得强度参数;

当为砂土和碎石土时宜采用有效强度参数；当为饱和软黏性土时，宜采用直剪快剪或三轴不固结不排水（UU）试验，或十字板剪切试验的不排水强度 c_u 值。

3.1.10 支护结构及其构件应分别按下列承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求进行计算和验算：

1 支护结构构件或连接因超过其材料强度而破坏的承载力计算，应采用承载力极限状态下荷载效应的基本组合设计值、结构构件承载力的设计值，并应采用下列承载能力极限状态设计表达式进行设计：

$$S_d = \gamma_0 S \leq R_d \quad (3.1.10-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数：对于基坑支护安全等级为一级、二级、三级的结构构件，分别取 1.1、1.0、0.9；

S_d ——承载力极限状态下荷载效应基本组合的设计值；

S ——作用组合的效应函数；

R_d ——结构构件的承载力设计值。

2 基坑的土体滑动、基坑底的隆起、挡土构件嵌固段的推移、锚杆或土钉的拔动、结构的倾覆与滑移、基坑底土的渗透变形等稳定性计算和验算，应符合下式要求：

$$\frac{R_k}{S_k} \geq K \quad (3.1.10-2)$$

式中 K ——稳定性安全系数，按本标准各章的规定选用；

R_k ——土体的抗力（土体的抗滑力、土体的抗滑力矩、锚杆的抗拔力等）标准值；

S_k ——作用（土体的滑动力、土体的滑动力矩、土压力等）标准值的效应。

3 对使用上需要控制位移值的支护结构构件或需要控制基坑周边地面或邻近建筑物基础沉降值时，位移、沉降的计算和验算，应采用正常使用极限状态荷载效应标准组合的设计值，并应采用下列正常使用极限状态设计表达式：

$$S_{s,d} \leq C \quad (3.1.10-3)$$

式中 $S_{s,d}$ ——正常使用极限状态下荷载效应标准组合的设计值；

C ——达到正常使用极限状态下支护结构位移、沉降的限值。

3.1.11 主动、被动土压力系数 k_a 、 k_p ，以及第 i 层土底面处作用在支护结构上的主动土压力强度 e_{ai} 、被动土压力强度 e_{pi} 应分别按下列公式计算：

1 主动土压力系数 k_a 、被动土压力系数 k_p 应按式(3.1.11-1~3.1.11-2)计算：

主动土压力系数

$$k_{ai} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{ki}}{2} \right) \quad (3.1.11-1)$$

被动土压力系数

$$k_{pi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_{ki}}{2} \right) \quad (3.1.11-2)$$

2 土压力强度应按式(3.1.11-3)~式(3.1.11-6)计算：

(1) 当土、水压力合算时：

$$e_{ai} = \left(q_0 + p_{zi} + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \right) k_{ai} - 2c_{ki} \sqrt{k_{ai}} \quad (3.1.11-3)$$

$$e_{pi} = \left(\sum_{i=m}^n \gamma_i h_i \right) k_{pi} + 2c_{ki} \sqrt{k_{pi}} \quad (3.1.11-4)$$

(2) 当土、水压力分算时：

$$e_{ai} = \left(q_0 + p_{zi} + \sum_{i=1}^n \gamma'_i h_i \right) k'_{ai} - 2c'_{ki} \sqrt{k'_{ai}} + \gamma_w h_{ai} \quad (3.1.11-5)$$

$$e_{pi} = \left(\sum_{i=m}^n \gamma'_i h_i \right) k'_{pi} + 2c'_{ki} \sqrt{k'_{pi}} + \gamma_w h_{bi} \quad (3.1.11-6)$$

(3) 当 $e_{ai} < 0$ 时，应取 $e_{ai} = 0$ 。

式中 k_{ai} 、 k_{pi} ——分别为第 i 层土的主动土压力系数、被动土压力系数；

k'_{ai} 、 k'_{pi} ——分别为按有效 c' 、 φ' 计算的第 i 层土的主动土压力系数、被动土压力系数；

e_{ai} ——第 i 层底面处土的主动土压力强度；

e_{pi} ——第 i 层底面处土的被动土压力强度；

q_0 、 p_{zi} ——分别为地面附加均布压力、邻近建（构）筑物基底处附加压力传递到第 i 层土底面处的竖向压力，按本标准第 3.1.12 条和第 3.1.13 条的规

定计算；

γ_i 、 γ'_i ——分别为第 i 层土的重度、有效重度；

m ——相应于基坑底面处的土层序号；

n ——相应于计算至最后一层土的序号；

γ_w ——地下水的重度；

h_i ——第 i 层土的厚度；

h_{ai} 、 h_{bi} ——分别为相应于桩（墙）后、桩（墙）前地下水水面到计算层层底的距离；

c_{ki} 、 c'_{ki} ——分别为第 i 层土的粘聚力、有效粘聚力标准值，按本标准第 3.1.9-1 条取值；

φ_{ki} 、 φ'_{ki} ——分别为第 i 层土的内摩擦角、有效内摩擦角标准值，按本标准第 3.1.9-1 条取值。

（4）同一层的深度，既为第 i 层的底面深度，又为第 $i+1$ 层顶面深度，则第 $i+1$ 层顶面的土压力强度用 $c_{k,i+1}$ 、 $\varphi_{k,i+1}$ 计算， $\Sigma\gamma_i h_i$ 叠加至第 n 层底面为止。

3 每一层土的合力 E_{ai} 、 E_{pi} 为该层土土压力强度所占面积与计算单位宽度的乘积。

3.1.12 当邻近建（构）筑物基础的附加压力为 p_0 时，其竖向均布附加压力对排桩、地下连续墙等支护结构的影响，及作用于桩、墙上的附加主动土压力强度的计算，应符合下列规定：

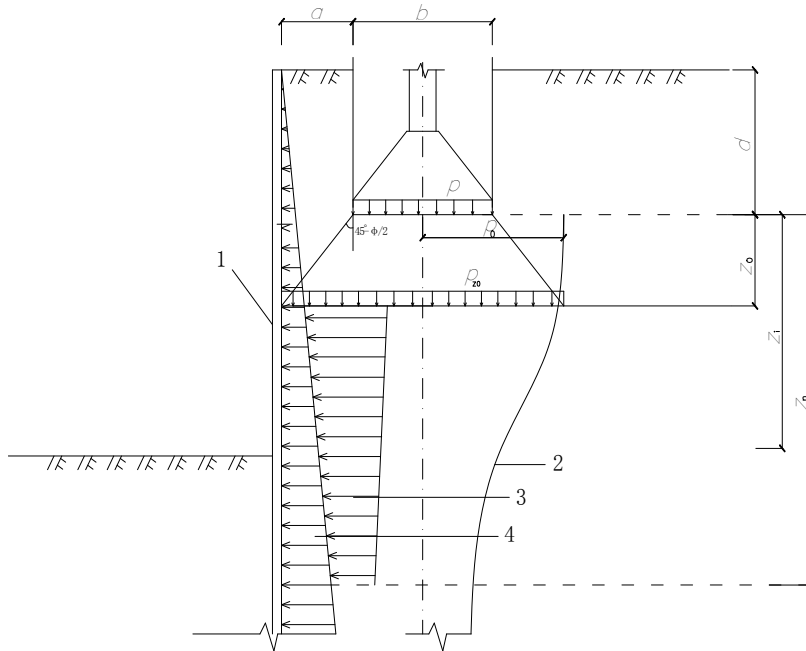


图 3.1.12 相邻建（构）筑物基础竖向附加应力对支护结构影响计算示意

- 1-支护桩、墙 2-附加压力 p_{zi} 3-由附加压力引起的 e_{ai}
4-按土自重压力计算的 e_{ai}

1 邻近建（构）筑物基底附加压力 p_0 、任意深度的附加压力 p_{zi} 、对支护结构影响的起始深度 z_0 应按式(3.1.12-1~3.1.12-3)计算：

$$p_0 = p - \gamma d \quad (3.1.12-1)$$

$$p_{zi} = p_0 \alpha_0 \quad (3.1.12-2)$$

$$z_0 = \frac{a}{\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} \quad (3.1.12-3)$$

式中 p ——邻近建（构）筑物基础底面处的平均压力；

p_0 ——邻近建（构）筑物基础底面处的附加压力；

α_0 ——所计算基础形状中心点应力系数，按 Boussinesq 解计算；

a ——基础边距支护桩、墙边的距离；

b 、 d ——分别为基础底面宽度、基础埋置深度；

z_0 ——邻近建（构）筑物基础底面下的附加压力对支护结构产生影响的起始深度；

z_i ——基础底面至计算点*i*处的距离或至最终计算点的距离；

ϕ ——基础持力层土的内摩擦角，按本标准第 3.1.9-1 条规定取值。

2 建（构）筑物基础的附加压力应计算至支护结构底部为止；

3 当 $z_i < z_0$ 时，可不考虑邻近建（构）筑物基础附加压力 p_{zi} 对支护桩、墙的影响；

4 当 $z_i \geq z_0$ 时，应以竖向附加压力 p_{zi} ，按本标准式(3.1.11-3)或式(3.1.11-5)规定计算作用于支护桩墙上的主动土压力强度。

3.1.13 当基坑较深而且上部小于 5m 深度内采取坡率法，以下为排桩、地下连续墙支护结构时，边坡荷载可按图 3.1.13 简化成作用于桩、墙顶平面的竖向均布压力，其对桩、墙的影响，及作用于桩、墙上的附加主动压力强度宜按以下规定计算：

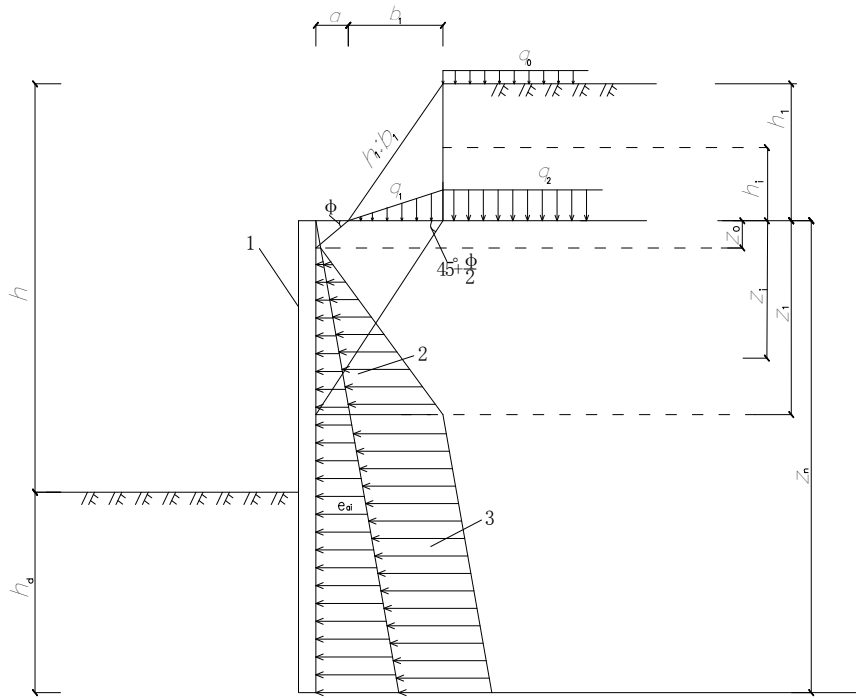


图 3.1.13 上部为边坡时，边坡竖向荷载对支护结构影响计算示意

1-支护桩、墙 2-由 q_1 引起的 e_{ai} 3-由 q_0+q_2 引起的 e_{ai}

1 边坡荷载作用于桩、墙顶平面上的竖向均布压力 q_1 、 q_2 ， q_1 计算起始深度 z_0 和 q_0 、 q_2 计算起始深度 z_1 应按式(3.1.13-1)~(3.1.13-4)计算：

$$q_1 = \gamma h_i \quad (3.1.13-1)$$

$$q_2 = \gamma h_1 \quad (3.1.13-2)$$

$$z_0 = a \tan \varphi \quad (3.1.13-3)$$

$$z_1 = (a + b_1) \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (3.1.13-4)$$

2 当 $z_i < z_0$ 时，可不考虑边坡竖向均布压力对支护结构的影响；

3 当 $z_0 \leq z_i < z_1$ 时，应以竖向均布压力 q_1 ，按本标准式 3.1.11-3 或式 3.1.11-5 计算作用于桩、墙上 $z_0 \sim z_1$ 段的主动土压力强度；

4 当 $z_1 \leq z_i < z_n$ 时，应以竖向均布压力 $q_0 + q_2$ ，按本标准式 3.1.11-3 或式 3.1.11-5 计算作用于桩、墙上 $z_1 \sim z_n$ 段的主动土压力强度。

3.2 岩土工程勘察要求

3.2.1 根据建筑场地条件对需要进行基坑开挖的工程，勘察工作宜与建筑地基勘察同步进行，当已有勘察资料不满足要求时，应针对基坑工程专门进行补充勘察。勘察工作应符合下列要求：

1 勘察范围应根据开挖深度及场地的岩土工程条件确定，宜按开挖边界线进行勘察，在开挖边界线外 2~3 倍开挖深度范围内宜布置适量勘探点，当开挖边界外侧无法进行勘探时，应通过调查取得相应资料；

2 勘探点应沿基坑各边布设，其间距应视地层复杂程度而定，一般为 15m~25m，但每一边的剖面线勘探点不宜少于 3 个。当场地存在软土、饱和粉细砂、暗沟、暗塘等特殊地段以及岩溶地区，应适当加密勘探点，查明其分布和工程特性；

3 基坑周边勘探点的深度应根据基坑支护结构设计要求确定，但不宜小于 2 倍基坑开挖深度，并应穿过软弱土层和含水层；当基坑深度大于 20m 且坑底以下地质条件较好时，勘探点的深度可取 1.5 倍的基坑开挖深度。当在要求深度内遇微风化岩时，控制性勘探点可钻入微风化岩 3m~5m，一般性勘探点可钻入微风化岩 1m~2m，每个侧边控制性勘探点的数量不宜少于该侧边钻探数量的 1/3，且不应少于 1 个；

4 对于岩质基坑应查明岩石的岩性、坚硬程度、风化程度、岩体的完整程度，查明主要结构面（特别是外倾软弱结构面）的力学属性、延伸长度、与边坡夹角以及坡

体含水状况等；查明基坑开挖影响范围内是否有构造破碎带或软弱夹层；岩体比较破碎、构造比较复杂时，应进行施工勘察。

3.2.2 应按下列要求对地下水进行勘察：

1 查明场地开挖范围地下水含水层、隔水层的埋深、厚度和分布情况，判断地下水类型和补给、排泄条件，当有承压水时应分层测量地下水水位，并确定承压水水头高度；

2 在水文地质条件复杂或岩溶水发育地区应进行单孔或群孔抽水试验，实测含水层的渗透系数和影响半径；

3 分析施工过程中水位降低对支护结构和周边环境的影响，并提出应采取的相应措施；

4 当存在粉土、粉砂、细砂或承压水时，应分析坑底、侧壁渗流稳定性的影响，并提供计算所需的参数；

5 当基坑处于岩溶发育地带，基坑周边环境要求较高时，尚应进行专项的水文地质勘察。

3.2.3 取试样、室内试验或原位测试，应符合下列要求：

1 采取原状岩土试样或进行原位测试的数量应满足每一建筑基坑每一主要土层不少于 6 个（组）数据；连续记录的静力触探或动力触探，每一建筑基坑不应少于 3 个孔；

2 室内试验除常规试验项目外，重点试验项目为重度、直剪快剪及固结快剪试验，或三轴不固结不排水剪及固结不排水剪试验、渗透试验等；对砂土应作休止角试验，当需进行抗管涌稳定性计算时，宜进行颗粒分析试验，绘制颗粒大小分布曲线；当人工素填土厚度大于 3.0m 时，应进行重度和抗剪强度试验；

3 原位测试的重点项目，对一般黏性土和砂土为标准贯入试验；对淤泥、淤泥质土为十字板剪切和静力触探试验；对碎石土和较厚的填土为标准贯入试验或重型动力触探试验。

3.2.4 基坑工程的岩土工程勘察报告应包括以下内容：

1 沿基坑开挖边线各侧边的地质剖面 and 相应地层的物理力学参数；

2 地下水降水与截水设计所需的计算参数，

- 3 对地下水控制方法以及地下水位变化对周边环境的影响提出建议；
- 4 对基坑支护方案提出建议；
- 5 基坑开挖可能对周边环境的影响以及现场监测的建议。

3.3 支护结构选型

3.3.1 本标准所列各种支护结构可以单独使用，也可以联合使用；可根据地质条件和周边环境条件对不同侧边采用不同支护结构，同一侧边也可采用两种或两种以上形式。

3.3.2 根据基坑支护安全等级、周边环境条件和地质条件等，支护结构可按表 3.3.2 进行选择。周边环境保护要求严格时（如临近地铁或重要的天然地基建建筑物等），宜采用地下连续墙、咬合桩加内支撑或逆作法。

表 3.3.2 各种支护结构的适用条件

支护结构形式	适用条件
排桩或地下连续墙加内支撑	1 适用于一级或二级基坑； 2 地下连续墙或咬合桩可同时作为基坑截水帷幕。
排桩加锚杆（索）	1 适用于各级基坑，当有规定不宜使用锚索时除外；当锚索施工对周边环境影响较大时应慎用； 2 对需要截水的基坑，可采用桩间加水泥土墙的方式形成帷幕；对局部地段地下水控制要求严格时，可在排桩外侧再增加一排截水帷幕；
悬臂式排桩或双排桩	1 双排桩宜用于基坑中不适合采用锚杆和支撑的局部地段，且基坑深度宜小于 12.0m 的基坑；当基坑存在较厚软土地层时不宜采用。 2 悬臂式排桩可用于地质条件较好、周边环境较宽松且基坑深度小于 8.0m 的较浅基坑，不宜用于对变形要求严格或存在较厚软土地层的基坑；
土钉墙或复合土钉墙	1 适用于二级或三级基坑； 2 对变形要求严格或存在较厚软土地层的基坑不宜采用土钉墙；
钢板桩支护	1 适用于开挖深度小于 7.0m 的长距离箱涵、管沟的基坑支护；也可以用于坑中坑的支护； 2 邻近有重要建（构）筑物或重要地下管线时、含有碎石、块石等坚硬的地层时，不宜采用。

水泥土挡墙支护	1 适用于淤泥、淤泥质土层厚度和开挖深度都不大于 6m 的较浅基坑； 2 不宜用于对变形要求严格或软土层较厚的基坑。
坡率法	1 基坑周边环境宽松、具有放坡可能的场地，且岩土质较好、地下水位较深时，应优先采用坡率法； 2 当基坑较深时，可采用上部放坡、下部桩锚或其他支护方案相结合。

3.3.3 基坑底土层为软土时，可采用搅拌桩等方法对其进行局部或整体加固，加固体应按实体或格栅形式布置；也可采用换土垫层等方式，同时给地下室施工提供工作垫层。

3.4 施工要求

3.4.1 施工前必须做好设计交底和施工组织设计，并做好应急预案；当施工场地狭窄时，施工材料的堆放和各种临时设施的布设位置应符合设计要求；基坑开挖时必须做好基坑顶的地面截水和周边上下水管道的维护，定期检查管道是否渗漏和排泄是否畅通，避免各种地面水或管道水渗入坡后土体和基坑内。

3.4.2 基坑土方开挖应符合分层、分段、对称、平衡、适时的原则，严禁超挖。设计文件中应根据上述原则提出具体要求。施工单位应把握基坑工程的重点、难点，制定好应急预案，做好土方开挖专项施工方案。在软土和砂土地段，应特别注意掌握开挖时间和开挖顺序，处理好开挖与及时支护和降水的关系；基坑开挖到坑底时，应及时用混凝土垫层封闭，严禁坑底土长期暴露。若先施工工程桩再开挖基坑，开挖时应采取可靠措施和方法保护好工程桩，避免工程桩出现倾斜甚至断桩事故。

3.4.3 基坑开挖时如果遇到台风、暴雨等特殊环境条件，应采取必要的临时加固措施，及时抽排坑底积水，并加强监测。地下室建好后，基坑侧壁与结构外墙之间的空间应及时回填，回填的材料与回填质量标准应符合主体结构设计要求。

3.5 质量检验与监控

3.5.1 原材料及半成品应遵照有关施工验收标准进行检验；对支护桩、地下连续墙应进行小应变或声波检测，必要时可增加抽芯检测；水泥土截水帷幕宜进行抽芯检测；对土钉、锚杆应做好记录并进行隐蔽工程检验和抗拔力检验；对型钢内支撑的焊接和支座应进行检验。

3.5.2 对支护桩、地下连续墙的钢筋笼、桩（墙）长、桩径或墙宽、桩（墙）身混凝土强度均应进行检验，对土钉墙的土钉长度、成孔直径、成孔角度应进行抽检，对搅拌桩和旋喷桩的桩长、桩身强度、水泥土的均匀性应进行检验。

3.5.3 基坑工程应进行实时监测，发现支护结构或周边环境的监测值达到预警值时，应及时通报建设、设计、施工和监理等有关单位，施工单位应及时采取有效的应急加固措施。

4 坡率法

4.1 一般规定

4.1.1 坡率法适用于三级基坑和周围环境无特别要求的二级基坑。对于一级基坑及周围环境有特别要求的二级基坑，坡率法应与其他支护方法结合使用。

4.1.2 土质场地基坑较浅，地下水位较深，基坑周围具有放坡开挖可能，且放坡开挖对周边环境产生的不利影响可控，或硬质岩石场地的基坑，稳定性满足验算要求时，应优先采用坡率法。但放坡开挖深度不宜大于 6m。

4.1.3 淤泥或淤泥质土等软土场地，不宜单纯采用坡率法。当地有强透水层时，应采取可靠的截水或降水措施后，再放坡开挖。

4.1.4 采用坡率法的基坑边坡，应进行整体稳定性验算。

4.2 设计

4.2.1 基坑边坡的稳定安全系数 K 值不应小于 1.2。

1 土质边坡高度大于 5m 或基坑周围超载过大时，对均质土宜采用简化 Bishop 条分法进行验算；

$$K_{Smin} = \frac{\sum c_i L_i + \sum W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (4.2.1)$$

式中 K_{Smin} ——边坡最小整体稳定性系数；

c_i ——土体的黏聚力，按本标准 3.1.9 条取值；

φ ——土体的内摩擦角，按本标准 3.1.9 条取值；

L_i ——土条滑动面弧长；

W_i ——单位宽度土条重力（包括附加荷载换算的重力）；

θ_i ——滑动面某处切线与水平面之间的夹角。

2 土质边坡中有软弱夹层时，宜按可能在夹层处滑动进行验算；

3 岩质边坡岩层面或主要结构面的倾斜方向与边坡开挖面的坡向一致，且两者走向的夹角小于 30° 时，宜按可能沿层面或主要结构面滑动进行验算，验算方法详

见本标准附录 A 部分。

4.2.2 设计应考虑荷载除土体自重外，还应考虑坑顶附加荷载，包括材料、机械设备等地面荷载以及车辆等临时荷载。附加荷载应按实际作用值计取，如无法确定实际值，宜按 15kPa 的均布荷载计取。

4.2.3 基坑放坡的允许坡率值，应按照同类土（岩）的稳定坡率确定。对土（岩）质比较均匀的基坑边坡，可按表 4.2.3-1 和表 4.2.3-2 确定。

表 4.2.3-1 岩质边坡允许坡率值

岩石类别	风化程度	坡高	坡率允许值（高：宽）
硬质岩	微风化	坡高 \leq 10m	1:0.10~1:0.20
		10m<坡高 \leq 15m	1:0.20~1:0.35
	中等风化	坡高 \leq 10m	1:0.20~1:0.35
		10m<坡高 \leq 15m	1:0.35~1:0.50
	强风化	坡高 \leq 8m	1:0.35~1:0.5
		8m<坡高 \leq 12m	1:0.50~1:0.75
软质岩	微风化	坡高 \leq 8m	1:0.35~1:0.50
		8m<坡高 \leq 12m	1:0.50~1:0.75
	中等风化	坡高 \leq 8m	1:0.50~1:0.75
		8m<坡高 \leq 12m	1:0.75~1:1.00
	强风化	坡高 \leq 8m	1:0.75~1:1.00
		8m<坡高 \leq 12m	1:1.00~1:1.25

- 注 1 硬质岩：饱和单轴抗压强度大于等于 30MPa，深圳地区主要指花岗岩、片麻岩；
 2 软质岩：饱和单轴抗压强度小于 30MPa，深圳地区主要指泥岩、页岩；
 3 岩石坚硬程度分类参照现行国家标准《工程岩体分级标准（GB/T 50218）》；
 4 本表适用于无外倾软弱结构面的边坡。

表 4.2.3-2 土质边坡允许坡率值

土质类别	状态	坡率允许值（高：宽）	
		坡高 6m 以内	坡高 6m~10m
填土	可塑	1:1.25~1:1.50	/
碎石土	密实 中密	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
		1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
		1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25

	稍密		
黏性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
	可塑	1:1.25~1:1.50	1:1.50~1:2.50
残积黏性土	硬塑	1:0.75~1:0.85	1:0.85~1:1.00
	可塑	1:0.85~1:1.00	1:1.00~1:1.15
全风化黏性土	坚硬	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:0.85
	硬塑	1:0.75~1:0.85	1:0.85~1:1.00

注：1 表中填土仅指黏性土填土；

2 表中碎石土的充填物若为黏性土，应为坚硬或硬塑黏性土；

3 对砂土或充填物为砂土的碎石土，边坡坡率允许值宜按自然休止角并结合安全性要求确定；

4 表中残积黏性土主要指花岗岩残积黏性土，全风化黏性土主要指花岗岩全风化黏性土。

4.2.4 对坡高大于 6m 的土质边坡，或土岩边坡的土岩结合面，宜设宽 1.0m~1.2m 的过渡平台（马道），平台以上和以下的边坡坡率宜根据土质情况而定，但其综合坡率宜缓于表 4.2.3-2 中坡高 6m~10m 一栏的坡率建议值。

4.2.5 对于上部放坡，下部设置其他支护结构形式或上部设置其他支护结构形式，下部放坡的组合支护形式，放坡的坡率可以参照 4.2.1 和 4.2.3 条确定，同时应考虑其他支护形式变形对放坡部分的稳定及变形控制的不利影响。

4.2.6 边坡坡面的保护可采用钢筋网喷射混凝土等方式进行护面。坡体没有截水措施时，坡面上应设置泄水孔；边坡坡顶应设截水沟，坡底应设排水沟和集水井。

4.3 施工

4.3.1 当基坑开挖深度低于地下水位，且土层中可能发生流土现象时，宜采取可靠的降（截）水措施降低地下水位，再进行基坑开挖；土质较好时，可采用明沟和集水井排水。基坑周边地面排水沟应保持畅通，不漏水、渗水；严格防止基坑内排出的水和地面雨水倒流入基坑。

4.3.2 基坑施工过程中应根据开挖情况及时调整设计坡率，并应关注土体中是否有原生软弱结构面存在，必要时可采用土钉等措施进行加固，并加强监测。

4.3.3 从基坑开挖开始直至基坑回填完成期间，坑顶附加荷载不得超过设计值。

4.3.4 基坑开挖后,应及时修整坡面并按照 4.2.6 要求及时做好坡面保护及排水系统,并应做到随挖随保护,不得一次性开挖到底后再补做护面及排水系统。

4.3.5 基坑开挖完成后,应及时进行地下工程施工,如果不能及时进行地下工程施工时,应做好停工期间的保护措施,确保基坑安全。施工过程中发现边坡有裂缝或失稳迹象时,可采用削坡、坡顶卸载、坡脚压载或支挡等应急措施确保基坑安全。

4.4 质量检验和监测

4.4.1 从基坑开挖开始直至基坑回填完成期间,应进行坑顶位移监测,并做好记录。`基坑施工完成后,应对基坑深度、坡率及坡面护面和排水系统进行全面检查、并进行记录。

5 土钉墙与复合土钉墙支护

5.1 一般规定

5.1.1 土钉墙适用于开挖深度不大于 12m、地下水位以上的素填土、黏性土和砂性土的基坑。

5.1.2 土钉墙不宜用于饱和的粉细砂层、砂砾卵石层和淤泥质土层；不得用于没有临时自稳能力的软弱土层。

5.1.3 复合土钉墙适用于开挖深度在 15m 以内，且符合以下条件的工程：

1 由土钉墙和截水帷幕及预应力锚杆组合而成的复合土钉墙，如图 5.1.3(a)所示，适用于需设置截水帷幕和对变形控制有一定要求的工程；

2 由土钉墙和微型桩及预应力锚杆组合而成的复合土钉墙，如图 5.1.3(b)所示，适用于场地有薄层软弱夹层和对变形控制有较严格要求的工程；

3 由土钉墙、截水帷幕、微型桩和预应力锚杆组合而成的复合土钉墙，如图 5.1.3(c)所示，适用于以上两种情况且相对较深的基坑工程。

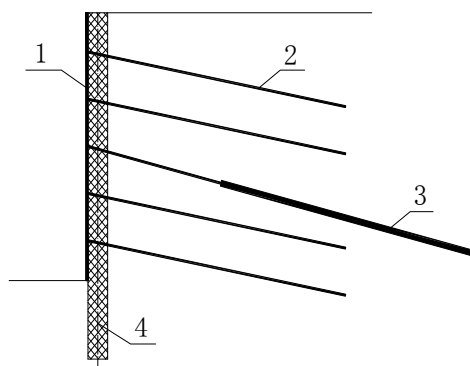


图 5.1.3(a) 土钉墙+截水帷幕+预应力锚杆

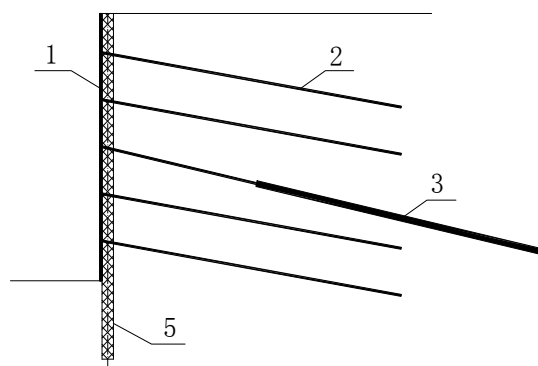


图 5.1.3(b) 土钉墙+微型桩+预应力锚杆

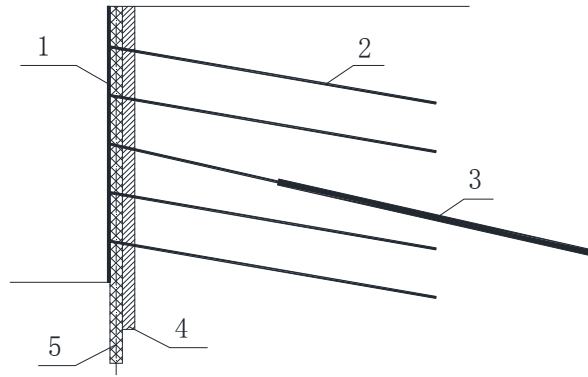


图 5.1.3(c) 土钉墙+搅拌桩截水帷幕+微型桩+预应力锚杆

1-喷射混凝土面层 2-土钉 3-预应力锚杆 4-截水帷幕 5-微型桩

5.1.4 复合土钉墙不宜用于以下条件的基坑支护：

- 1 基坑垂直开挖深度超过 12m 且上部无条件采用坡率法的地段；
- 2 基坑计算范围内有单层厚度大于 3m 的淤泥或淤泥质土层；
- 3 基坑开挖深度范围内有承压水作用的地层；
- 4 基坑底部存在软土地层，抗隆起稳定性计算不满足要求时。

5.1.5 复合土钉墙应用于对变形有严格要求的深基坑支护时，应进行变形预测分析，预测变形应根据工程经验、工程类比并结合数值理论分析后确定。

5.1.6 土钉墙和复合土钉墙应用于基坑阳角部位时，应分析土钉交叉作用对稳定性的不利影响。

5.2 设计

5.2.1 土钉墙和复合土钉墙的设计应包括下列内容：

- 1 支护体系及土钉、面层、预应力锚杆、腰梁、截水帷幕、微型桩等各构件选型；
- 2 支护体系与各构件的几何尺寸及空间布置参数；
- 3 构件及构件不同部位的材料选型及设计强度；
- 4 面层及各种构件之间的连接等各种构造设计；
- 5 工艺形式、施工技术要求及土方开挖要求；
- 6 质量检验和监测要求；

- 7 土钉抗拔力验算；
- 8 整体稳定性、抗隆起稳定性分析验算；
- 9 变形分析预测。

5.2.2 设计应考虑荷载除土体自重外，还应考虑附加荷载，包括材料及机械设备等
地表荷载，附近建（构）筑物荷载，以及车辆等临时荷载。附加荷载应按实际作用值
计取，坡顶附加均布荷载不应大于 15kPa。

5.2.3 在土钉墙和复合土钉墙的设计中，单根土钉承受的轴向拉力标准值可按图
5.2.3 和式（5.2.3）计算：

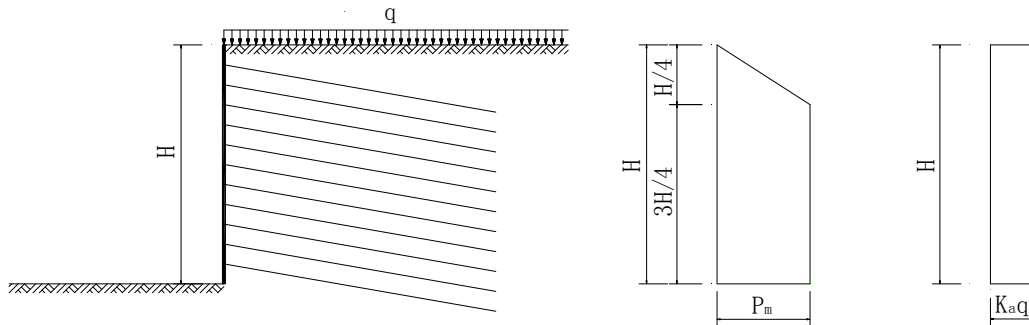


图 5.2.3 侧压力的分布

$$T_{jk} = \frac{1}{\cos \alpha_j} \zeta p S_{xj} S_{zj} \quad (5.2.3-1)$$

$$p = p_m + p_q \quad (5.2.3-2)$$

$$p_m = \frac{8E_a}{7H} \quad (5.2.3-3)$$

$$p_q = k_a q \quad (5.2.3-4)$$

式中 T_{jk} ——第 j 根土钉承受的轴向拉力荷载标准值；

α_j ——第 j 根土钉与水平面之间的夹角；

S_{xj} ——土钉的水平间距，当与相邻土钉的间距不同时，取其平均值；

S_{zj} ——土钉的垂直间距，当与相邻土钉的间距不同时，取其平均值；

ζ ——荷载折减系数，根据 5.2.4 条确定；

p ——土钉所处深度位置的侧压力；

p_m ——由土体自重引起的侧压力，据图 5.2.3 按式 5.2.3-3 求出；

p_q ——地表均布荷载引起的侧压力，按式 5.2.3-4 计算；

k_a ——主动土压力系数， $k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{ak}}{2}\right)$ ；

E_a ——朗肯主动土压力的合力，按第 3 章规定计算；

φ_{ak} ——基坑底面以上各层土的内摩擦角标准值，按土层厚度的加权平均值计算；

H ——基坑深度。

5.2.4 坡面倾斜时的土压力折减系数 ζ 可按式 (5.2.4) 计算；

$$\zeta = \tan \frac{\beta - \varphi_{ak}}{2} \left(\frac{1}{\tan \frac{\beta + \varphi_{ak}}{2}} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \bigg/ \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{ak}}{2} \right) \quad (5.2.4)$$

式中 ζ ——土压力折减系数；

β ——土钉墙坡面与水平面的夹角；

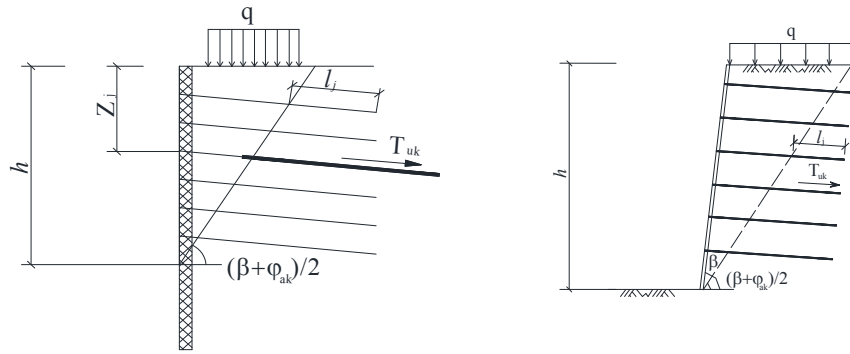
5.2.5 单根土钉轴向抗拔力计算应满足下列要求：

1 土钉墙内部设定破裂面之后的有效锚固段抗拔承载力应满足式 (5.2.5-1) 要求：

$$K_b = \frac{T_{uk}}{T_{jk}} \geq 1.6 \quad (5.2.5-1)$$

式中 K_b ——设定破裂面之后的土钉有效锚固段抗拉承载力安全系数；

T_{uk} ——土钉极限抗拔承载力标准值，按式(5.2.5-2)计算。



(a) 直立开挖时 (b) 斜面开挖时

图 5.2.5 土钉抗拔承载力计算简图

2 土钉极限抗拔承载力标准值 T_{uk} ，可按式(5.2.5-2)和图 5.2.5 计算，但应按附录 B 通过土钉抗拔试验进行验证确定：

$$T_{uk} = \pi d_j \sum q_{sik} l_{ij} \quad (5.2.5-2)$$

式中 d_j ——第 j 根土钉锚固体直径；

q_{sik} ——土钉穿越第 i 层土、土体与锚固体之间的极限粘结强度标准值，可参考表 5.2.5 确定；

l_{ij} ——第 j 根土钉在直线破裂面外第 i 层稳定土体内的长度，破裂面与水平面的夹角为 $(\beta + \varphi_{ak})/2$ ；

表 5.2.5 土钉和锚杆与土层之间极限粘结强度标准值 q_{sik} (kPa)

土的名称	土的状态、密度	小吨位锚杆 (按成孔直径计算)	成孔注浆土钉 (按成孔直径计算)	打入钢管土钉 (按钢管等代直径计算)
素填土	可塑	20~30	15~30	20~35
淤泥质土	软塑	15~25	10~20	15~25
黏性土	可塑	40~60	30~45	40~55
	硬塑、坚硬	60~80	45~60	55~70
砂土	松散	50~70	35~50	50~65
	稍密	70~90	50~65	65~80

	中密	90~120	65~80	80~100
	密实	120~150	80~100	100~120
花岗岩	可塑	50~70	40~55	50~60
残积土	硬塑、坚硬	70~100	55~70	60~80

注：1 表中小吨位锚杆系指轴向抗拔承载力设计值 $\leq 200\text{kN}$ 的二次注浆预应力锚杆；

2 成孔注浆土钉为一次常压注浆试验数据，成孔直径为 100mm ；

3 打入钢管土钉为一次压力注浆试验数据，钢管等代直径为 80mm ；

4 对于砂土，在密度相同情况下，粉细砂可取较低值，中砂可取中值，粗砾砂可取较高值。

3 土钉杆体钢筋宜采用直径 20mm 以上螺纹钢筋并满足下式要求，且按钢筋抗拉强度确定的土钉轴向拉力应大于式(5.2.5-2)确定的土钉极限抗拔承载力。

$$f_k A \geq T_{uk} \quad (5.2.5-2)$$

式中 A ——土钉杆体截面面积；

f_k ——土钉杆体拉强度标准值。

5.2.6 土钉墙设计应进行整体稳定性分析，并应考虑施工期间不同开挖深度和完成后不同标高（包括开挖面以下一定深度）等多种工况，分析时可采用简化圆弧滑裂面条分法，应按图 5.2.6 和式(5.2.6-1)进行验算：

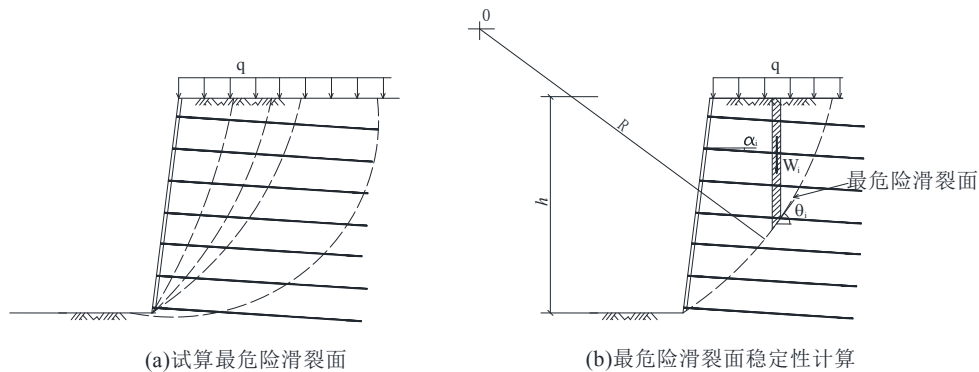


图 5.2.6 土钉墙稳定性分析计算简图

$$K_{S_{\min}} = \frac{\sum c_i L_i S + \sum W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i S + \sum T_{uk} \cos(\theta_i + \alpha_i) + \xi \sum T_{uk} \sin(\theta_i + \alpha_i) \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i S} \quad (5.2.6-1)$$

式中 K_{Smin} ——土钉墙最小整体稳定系数；

c_i ——土体的粘聚力按本标准第 3.1.9 条取值；

φ_i ——土体的内摩擦角按本标准第 3.1.9 条取值；

L_i ——土条滑动面弧长；

W_i ——单位宽度土条重力（包括附加荷载换算的重力）；

T_{uk} ——土钉在滑裂面外极限抗拔力，按 5.2.8 条计算确定；

S ——土钉的水平间距；

θ_i ——滑动面某处切线与水平面之间的夹角；

α_i ——土钉与水平面之间的夹角；

ξ ——折减系数，根据经验取 0.5。

每种验算情况中，需通过试算确定最危险滑裂面，即计算出最小整体稳定系数 K_{Smin} 对应的滑裂面，作为最危险的滑裂面，且应满足式(5.2.6-2)的要求：

$$K_{Smin} > [K_s] \quad (5.2.6-2)$$

式中 $[K_s]$ ——圆弧滑动整体稳定性安全系数允许值，对基坑开挖的最终工况取 1.3，对基坑开挖过程的各工况取 1.2。

5.2.7 复合土钉墙应进行整体稳定性验算。验算时宜考虑预应力锚杆、截水帷幕、微型桩等构件的作用，应计算开挖过程中各不利工况。

5.2.8 复合土钉墙整体稳定性分析可采用简化圆弧滑裂面条分法，宜按图 5.2.8 和式 (5.2.8)进行验算：

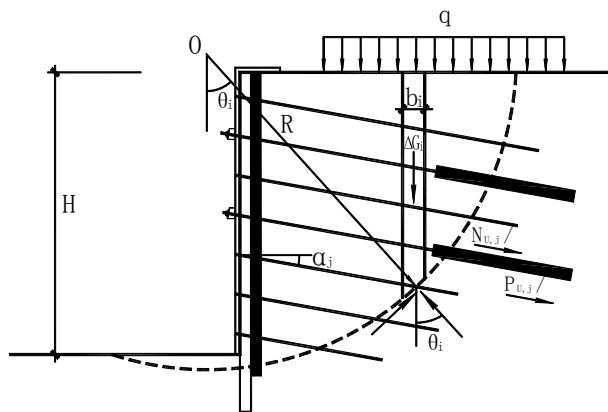


图 5.2.8 整体稳定分析计算简图

$$K_s = K_{s0} + \eta_1 K_{s1} + \eta_2 K_{s2} + \eta_3 K_{s3} + \eta_4 K_{s4} \quad (5.2.8-1)$$

$$K_{s0} = \frac{\sum c_i L_i + \sum W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.2.8-2)$$

$$K_{s1} = \frac{\sum T_{u,j} \cos(\theta_j + \alpha_j) + \sum T_{u,j} \sin(\theta_j + \alpha_j) \tan \varphi_j}{s_{1x,j} \sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.2.8-3)$$

$$K_{s2} = \frac{\sum P_{u,j} \cos(\theta_j + \alpha_j) + \sum P_{u,j} \sin(\theta_j + \alpha_j) \tan \varphi_j}{s_{2x,j} \sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.2.8-4)$$

$$K_{s3} = \frac{\tau_q A_q}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.2.8-5)$$

$$K_{s4} = \frac{\tau_r A_r}{s_{3x,j} \sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.2.8-6)$$

式中 K_s ——整体稳定安全系数，对应于基坑安全等级一、二、三级时分别应大于

1.30、1.25、1.2；

K_{sx} ——分别为土、土钉、预应力锚杆、截水帷幕、微型桩产生的抗滑力矩与土体下滑力矩比；

c_i 、 φ_i ——第 i 个土条在滑弧面上的黏聚力及内摩擦角；

L_i ——第 i 个土条在滑弧面上的弧长；

W_i ——第 i 个土条重量，包括作用在第 i 个土条上的各种附加荷载；

θ_i ——第 i 个土条在滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角；

η_x ——分别为土钉、预应力锚杆、截水帷幕、微型桩产生的抗滑力矩组合作用时的折减系数，按 5.2.10 条取值；

$s_{1x,j}$ ——第 j 层土钉的水平间距，间距不均匀时取平均值；

$s_{2x,j}$ ——第 j 层预应力锚杆水平间距，间距不均匀时取平均值；

$s_{3x,j}$ ——第 j 层微型桩的水平间距，间距不均匀时取平均值；

$T_{u,j}$ ——第 j 层土钉在稳定区（即滑弧外）的极限抗拔力；

$P_{u,j}$ ——第 j 层预应力锚杆在稳定区（即滑弧外）的极限抗拔力；

α_j ——第 j 层土钉或预应力锚杆的倾角；

θ_j ——第 j 层土钉或预应力锚杆与滑弧面相交处，滑弧切线与水平面的夹角；

ϕ_j ——第 j 层土钉或预应力锚杆与滑弧面交点处土的内摩擦角；

τ_q ——假定滑移面处止水帷幕相应龄期时墙身水泥土的抗剪强度；

τ_r ——假定滑移面处微型桩的抗剪强度（取组成桩体材料的抗剪强度标准值）；

A_q ——单位计算长度内止水帷幕的截面积；

A_r ——单位计算长度内微型桩的截面积。

5.2.9 第 j 根土钉或预应力锚杆在稳定区的极限抗拔力须分别满足式(5.2.9-1)及(5.2.9-2)：

$$T_{u,j} \leq \pi d_j \sum q_{sik} l_{mi,j} \quad (5.2.9-1)$$

$$P_{u,j} \leq \pi d_j \sum q_{sik} l_{mi,j} \quad (5.2.9-2)$$

式中 d_j ——第 j 根土钉或预应力锚杆直径；

$l_{mi,j}$ ——第 j 根土钉或预应力锚杆在稳定区第 i 层土体中的长度；

对于靠近基坑支护底部的土钉或锚杆，尚应考虑滑裂面内侧土体和喷射混凝土面层脱离土钉滑出的可能。

5.2.10 组合折减系数 η_x 的取值应符合下列要求：

1 η_1 取 1.0；

2 $P_{u,j}$ 不大于 300kN 时， η_2 取 0.5~0.7；

3 止水帷幕单独与土钉墙复合作用时， η_3 取 0.3~0.5，与止水帷幕工艺形式、排数、龄期、抗剪强度取值及施工水平等因素相关；

4 微型桩单独与土钉墙复合作用时， η_4 取 0.1~0.3，与微型桩工艺形式、排数、龄期及施工水平等因素相关；

5 预应力锚杆、止水帷幕和微型桩共同复合作用时，折减系数不应同时取上限；

6 在 K_s 满足 5.2.10 条规定时应满足 $K_{s0} + K_{s1} + 0.5K_{s2} \geq 1.0$ 。

5.2.11 土钉杆体抗拉强度应大于由土钉全长极限粘结强度计算的抗拔承载力。

5.2.12 当基坑侧壁和底部存在软弱土层时，应按本标准附录 H 进行基坑底抗隆起稳定性验算。验算不满足要求时，可采取加强止水帷幕及增加微型桩等措施。

5.2.13 土钉墙的构造应符合下列要求:

- 1 土钉墙墙面坡度应经技术经济比较后确定, 宜适当放坡;
- 2 土钉长度竖向上宜采用中部长上下短、上长下短及上下等长三种布置形式, 水平方向同等条件下宜等长;
- 3 平面布置时, 应尽量减少转角, 转角处土钉在相邻两个侧面宜上下错开或角度错开布置;
- 4 面层应沿坡顶向外延伸形成不少于 0.5m 的护肩, 在不设置止水帷幕和微型桩时, 面层宜在坡脚处向坑内延伸 0.3m~0.5m 形成护脚。

5.2.14 土钉构造应符合下列要求:

- 1 成孔注浆土钉杆体宜选用螺纹钢筋, 钢筋直径宜为 20mm~32mm; 注浆体强度等级不宜低于 20MPa;
- 2 成孔注浆土钉成孔直径宜为 80mm~120mm;
- 3 土钉长度不宜小于 6m, 在开挖深度不大于 4m 的浅基坑中不宜小于 4m, 土钉的水平间距和垂直间距宜为 1.0m~1.5m;
- 4 土钉与水平面夹角宜为 5°~20°;
- 5 沿土钉每隔 1m~2m 应设置对中定位支架;
- 6 填土、软弱土及砂土等孔壁不易稳定的土层中可选用打入式钢花管注浆土钉;
- 7 钢管土钉宜采用外径不小于 42mm 的钢管, 沿土钉每隔 0.25m~1.0m 设置倒刺和出浆孔, 孔径宜为 4mm~12mm, 管口 2~3m 范围内不宜设注浆孔;
- 8 钢管土钉底端头宜制成锥形;
- 9 钢管土钉接长宜采用帮条焊接, 接头强度不应低于钢管强度。

5.2.15 面层的构造应符合下列要求:

- 1 面层宜采用钢筋网喷射混凝土面层;
- 2 面层厚度宜为 80mm~120mm;
- 3 面层混凝土设计强度等级不应低于 C20;
- 4 面层中应配置钢筋网, 钢筋直径宜为 6mm~10mm, 钢筋网间距宜为 150mm~250mm。

5.2.16 连接件的构造应符合下列要求:

1 土钉之间应设置通长水平加强钢筋，加强筋宜采用 2 根直径 16mm 以上的螺纹钢；

2 喷射混凝土面层与土钉应连接牢固。可在土钉杆体端部两侧焊接钉头筋，并与面层内连接相邻土钉的加强钢筋焊接；

3 对于开挖深度大于 6m 的基坑，可纵向设置加强连接的型钢。

5.2.17 预应力锚杆的设计及构造应符合下列要求：

1 筋体材料可采用钢绞线、螺纹钢、精轧螺纹钢及无缝钢管；

2 自由段长度宜为 4m~6m，锚固段长度宜为 8m~18m；

3 钻孔直径宜为 120~150mm；

4 钻孔注浆预应力锚杆应沿长度方向每隔 1m~2m 设一组对中定位架；

5 杆体外露长度应满足锚座布置和张拉锁定的需要；

6 采用钻孔注浆法时宜采用二次压力注浆工艺；

7 注浆体强度等级不宜低于 20MPa；

8 当锚杆超出建筑红线时，宜采用可回收锚杆结构。

5.2.18 预应力锚杆锚座及与面层连接方式的设计应符合以下要求：

1 锚座宜采用通长或分段搭接的腰梁，也可采用钢筋混凝土承压板；

2 腰梁可按以预应力锚杆为支点的多跨连续梁设计计算；

3 腰梁宽度不宜小于 400mm，高度不宜小于 250mm；

4 锚座或腰梁混凝土强度等级不宜低于 C25；

5 锚座或腰梁须与面层连接可靠，不得坠落或向下位移；

6 锚座采用混凝土承压板时，板下应设置通长加强筋。

5.2.19 截水帷幕的设计及构造应符合下列要求：

1 单轴搅拌桩截水帷幕的桩排数不宜超过两排；

2 相邻两根水泥土桩应相互咬合搭接成墙，桩间距、垂直度、桩径及桩位偏差应使相邻两条桩在桩底面处能够相互咬合；

3 墙底宜穿过强透水层 1~2m，进入相对稳定隔水层，并满足抗渗流破坏的要求；

4 墙底宜超过基坑底面 1.5~2m；

5 墙身水泥土龄期 28 天的无侧限抗压强度应大于 0.5MPa；

- 6 固化材料宜选用早强水泥，单位水泥用量不宜少于原状土重量的 15%；
- 7 水泥土抗剪强度宜根据试验结果取值。

5.2.20 微型桩的设计及构造应符合下列要求：

- 1 微型桩直径宜为 150~300mm；间距宜为 0.5~1.5m；
- 2 桩底伸入基坑底面不宜小于 2m；
- 3 桩顶上宜设置通长冠梁，冠梁上可设置预应力锚杆或土钉；
- 4 微型桩宜布置在面层与土体之间并与面层可靠连接；
- 5 微型桩宜采用插入型钢形成的微型桩。

5.2.21 锚杆腰梁可按下列原则进行设计：

- 1 某一标高处锚杆腰梁所受水平荷载可按本标准第 3 章计算；
- 2 锚杆腰梁可按承受均布荷载、以锚杆为支点的连续梁计算；
- 3 锚杆腰梁也可按承受锚杆极限拉力的弹性地基反梁计算。

5.2.22 土钉墙在坡顶、坡底应分别设置排水明沟，积水经沉淀后排入市政管网；对未设置截水帷幕的土钉墙可在坡面上设置一定数量泄水孔。

5.3 施工

5.3.1 土钉墙和复合土钉墙支护基坑开挖必须按设计要求分层分段进行，应在上层土钉墙施工完成养护 48h 后方可开挖下一层土方；土方开挖后应立即进行下一道工序施工，且严禁超挖。

5.3.2 土钉施工应符合下列规定：

1 土钉钢筋使用前应调直、除锈、除油，注浆材料可采用水泥净浆或水泥砂浆，水泥砂浆应拌和均匀，随拌随用，一次拌和的砂浆应在初凝前用完，并严防石块、杂物混入；

2 注浆前应将孔内残留的松土清除干净，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；注浆时注浆管应插至距孔底不宜大于 200mm；为保证注浆饱满，在孔口部位宜设置止浆塞及排气管；

3 采用钢管土钉时，注浆压力不宜小于 0.6MPa，且应增加稳压时间；若久注不满，在排除水泥浆渗入地下管道或冒出地表等情况外，可采用间歇注浆法；注浆材料宜选用早强水泥或水泥中掺入早强剂，水灰比宜为 0.45~0.55，打入式钢管注浆土钉水灰比可选用较大值；

4 土钉成孔机具可采用螺旋钻、冲击钻、地质钻、洛阳铲等。

5 土钉成孔应符合下列规定：

- (1) 土钉孔深允许偏差为 $\pm 50\text{mm}$ ；
- (2) 土钉孔径允许偏差为 $\pm 5\text{mm}$ ；
- (3) 土钉钢筋保护层厚度不宜小于 20mm；
- (4) 土钉布置孔距允许偏差为 $\pm 100\text{mm}$ ；
- (5) 土钉钻孔完成后，应及时安设土钉，以防止塌孔。

5.3.3 喷射混凝土施工应符合下列规定：

1 喷射混凝土可采用干法或湿法喷射工艺；干法喷射混凝土施工工艺应符合下面要求；

2 喷射混凝土原材料宜选用强度不小于 42.5MPa 普通硅酸盐水泥，宜采用干净的中、粗砂，含水量宜为 5%~7%；在使用速凝剂前，应进行与水泥的相容性试验及水泥净浆凝结效果试验；

3 混凝土喷射机应密封性能良好，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；选用的空压机应满足喷射机工作风压和耗风量的要求，宜大于 $9\text{m}^3/\text{min}$ ；供水设施应保证喷头处足够的水压，即水压应大于 0.2MPa；

4 混合料的配比：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 0.4~0.45；原材料称量允许偏差，水泥和速凝剂为 $\pm 2\%$ ，砂石材料为 $\pm 5\%$ ；混合料应拌和均匀，搅拌机搅拌时间不少于 2min；混合料宜随拌随用，不掺速凝剂时，存放时间不应超过 2h；掺速凝剂时，存放时间不应超过 20min；

5 喷射混凝土作业前，应对机械设备、风、水管路和电线进行全面的检查及试运转，清理受喷面，埋设好控制喷射混凝土厚度的标志；

6 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 30mm~80mm；喷射时，喷头与受喷面宜垂直，喷射手应控制好水灰比，保持混凝土表面平整、呈湿润光泽、无干斑或滑移流淌现象；喷射混凝土终凝 2h 后，应喷水养护，养护时间应根据气温环境等条件确定，一般为 3d~7d；

7 喷射混凝土中的钢筋使用前应调直并清除污锈；钢筋网宜在喷射一层混凝土后铺设，钢筋与坡面的间隙应大于 20mm；钢筋网应与土钉或其它锚定装置连接牢固，喷射混凝土时钢筋网不得晃动。

5.3.4 预应力锚杆施工应符合本标准第 10 章的有关规定；

5.3.5 微型桩施工应符合下列规定：

- 1 施工前应对水泥、砂石、型钢、钢筋等原材料及其制品进行质量检验；
- 2 成孔前应根据工程特点尤其是地质状况选择合理的施工工艺；
- 3 在灌注水泥浆或细石混凝土前应进行清孔；
- 4 型钢或钢筋笼保护层厚度不宜小于 20mm；
- 5 型钢或钢筋笼安装入孔时，应保持垂直状态，对准孔位徐徐轻放，避免碰撞孔壁；
- 6 细石混凝土或水泥浆灌注过程中用吊筋将型钢或钢筋笼固定，避免灌注过程中上浮；也可采用先注浆后插入型钢的施工工艺；
- 7 细石混凝土或水泥浆抗压强度不宜小于 20MPa。

5.3.6 截水帷幕可采用相互搭接的深层搅拌桩或高压旋喷桩，其施工应符合本标准第 12 章的有关规定。

5.4 质量检验和检测

5.4.1 土钉墙和复合土钉墙的试验和检测内容应包括：土钉（锚杆）的基本试验、土钉（锚杆）的验收检验、喷射混凝土面层的抗压强度试验、喷射混凝土面层厚度检查、止水帷幕的均匀性和强度检验等。

5.4.2 土钉墙和复合土钉墙试验和检测应符合以下规定：

- 1 对于没有类似经验的土钉墙和复合土钉墙工程，在正式施工前，应进行土钉和

锚杆的抗拔力基本试验，为设计提供土钉（锚杆）与土体之间的粘结强度及有关施工参数，基本试验数量不宜少于 3 根；锚杆基本试验应按附录 E 进行，土钉基本试验应按附录 B 进行；

2 土钉工程质量验收应进行抗拔力试验，试验数量应为土钉总数的 1%，且不少于 3 根；试验合格标准按附录 B 执行；

3 土钉抗拔承载力设计值 T_d 为 $T_{uk}/1.3$ ，可作为土钉验收试验标准使用；

4 喷射混凝土应进行抗压强度试验，试块数量为每 500m^2 取一组，每组试块不得少于三个；对于小于 500m^2 的独立工程，取样不少于一组，喷射混凝土抗压强度试块可采用现场喷射混凝土大板或原位抽芯方法制作。

5 喷射混凝土应进行面层厚度检查，检查时应符合下列规定：

1) 面层厚度可用凿孔法或其它方法检查；

2) 检查数量每 500m^2 取一组，每组不少于 3 个点；对小于 500m^2 的基坑工程，取样不少于一组；

3) 面层厚度合格标准为：全部检查孔处厚度的平均值不小于设计值，最小厚度不应小于设计厚度的 80%，并不应小于 60mm。

6 止水帷幕的施工检测应符合第 12 章的有关规定。

7 复合土钉墙中的预应力锚杆的施工检验应符合本标准第 10 章的有关规定。

6 排桩支护

6.1 一般规定

6.1.1 排桩支护应根据基坑深度、工程地质条件、基坑周边环境及施工场地条件等因素，选用排桩—锚杆、排桩—内支撑、悬臂式排桩或双排桩等结构形式。基坑较深或基坑周边环境对支护结构位移的限制严格时，宜选用排桩—锚杆、排桩—内支撑结构。基坑较浅时，可选用悬臂式排桩结构。当具备场地条件及基坑深度适宜时，也可选用双排桩结构。

6.1.2 在下列情况下不应采用锚拉式结构：

1 锚杆的锚固段无法避开软黏土且该软黏土不能提供足够锚固力或因蠕变而使锚杆产生松弛时；

2 在软弱地层中，锚杆施工所引起的地层变形对基坑周边既有建（构）筑物、地下轨道交通设施和地下管线等将产生危害时；

3 受基坑周边既有建（构）筑物、管线等的妨碍，不能使锚杆在稳定土体内达到足够的锚固长度时；

4 对未采取降水措施的高水位含水碎石土、砂土等土层，锚杆注浆无法保证质量或锚杆成孔不能避免流砂时。

6.1.3 基坑周边存在既有建（构）筑物、管线时，锚杆和排桩的施工应采取避免对其造成损害的措施。

6.1.4 排桩结构应根据具体形式与受力、变形特性等采用下列分析方法：

1 排桩—锚杆结构可将整个结构分解为挡土结构、锚拉结构（锚杆及腰梁、冠梁）分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；锚拉结构应以挡土结构分析得到的支点力为荷载；

2 排桩—内支撑结构可将整个结构分解为挡土结构、内支撑结构分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；内支撑结构可按平面结构进行分析，应以挡土结构分析得到的支点力和内支撑结构自重为荷载；当内支撑作为施工平台时，尚应考虑平台上的施工荷载；挡土结构和内支撑结构的分析应考虑其相互之间

的变形协调；

3 悬臂式排桩、双排桩结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；

4 不符合平面变形和受力条件时，宜采用空间结构分析方法，必要时可考虑排桩结构与土的相互作用。

6.1.5 采用平面杆系结构弹性支点法时，应根据基坑各部位的深度、周边环境条件、地层条件等因素划分设计计算剖面。对每一剖面，应按其最不利情况进行设计计算。

6.1.6 锚拉式和支撑式结构的设计应规定每层锚杆或支撑设置后对应的基坑开挖深度。排桩结构应进行基坑开挖过程各设计工况的计算，并应按各设计工况的最大内力值和支点力值进行结构承载力计算。当需要在地下结构施工过程中拆除锚杆或支撑并以主体地下结构构件作为替换构件时，尚应规定每次结构替换后对应的锚杆或支撑拆除层次。替换锚杆或支撑的主体地下结构构件应满足承载力、变形及稳定性要求。对大跨度的主体地下结构部位，采用设置临时支撑替换锚杆或支撑的方式时，临时支撑尚应满足受压承载力、变形及稳定性要求。

6.1.7 结构构件应按本标准公式（3.1.10-1）的承载能力极限状态设计要求进行承载力设计计算，并应按下列公式确定支护结构构件的内力设计值：

$$M=1.25\gamma_0M_k \quad (6.1.7-1)$$

$$V=1.25\gamma_0V_k \quad (6.1.7-2)$$

$$N=1.25\gamma_0N_k \quad (6.1.7-3)$$

式中 M ——结构构件的弯矩设计值；

V ——结构构件的剪力设计值；

N ——支点或结构构件的轴向力设计值；

γ_0 ——结构重要性系数；

M_k 、 V_k 、 N_k ——结构构件的弯矩、剪力、轴向力标准值，按本标准第 6.2 节的规定计算。

6.1.8 排桩的桩型与成桩工艺应根据桩所穿越土层的性质、地下水条件及基坑周边环境条件等进行选择。排桩可选用旋挖桩、正（反）循环钻孔桩、冲孔桩、后插钢筋笼的长螺旋压灌桩、人工挖孔桩、预应力混凝土管桩等桩型。当基坑需要截水时，除单独设置截水帷幕外，也可将咬合式排桩同时用于支护与截水。

6.1.9 采用人工挖孔桩时，挖桩前宜先进行降水或截水，并应考虑挖孔桩施工对周边环境的影响。

6.1.10 当桩顶以上边坡满足稳定性且场地施工条件许可时，冠梁顶面标高的设置标高应考虑主体建筑供水、排水、供热、电力、通讯等地下管线施工的便利。

6.2 设计

6.2.1 排桩支护设计应包括下列内容：

- 1 土压力、水压力计算；
- 2 基坑支护整体稳定性验算，必要时进行抗隆起稳定性和抗渗流稳定性等验算；
- 3 排桩结构计算，支护桩嵌固深度、桩距和桩长、桩径或截面规格、配筋或截面尺寸设计；支护桩作用有竖向荷载时，其竖向承载力验算；
- 4 锚杆或支撑设计；
- 5 冠梁、腰梁设计，冠梁、腰梁与锚杆、支撑的连接构造设计；
- 6 桩间土护面构造设计；
- 7 基坑的降水或截水及排水设计；
- 8 基坑开挖与监测要求。

6.2.2 支护结构采用平面结构弹性支点法计算时，应采用图 6.2.2 的计算模型进行支护桩的内力、位移、支点力及嵌固段的土反力计算。此时，支护桩嵌固段的土反力应采用本标准第 6.2.3 条规定的分布弹簧模型；锚杆和支撑对排桩的每层弹簧支座应根据设计的基坑开挖顺序所对应的施工阶段分步次施加，其支点力应采用本标准第 6.2.6~6.2.9 条规定的弹簧模型。

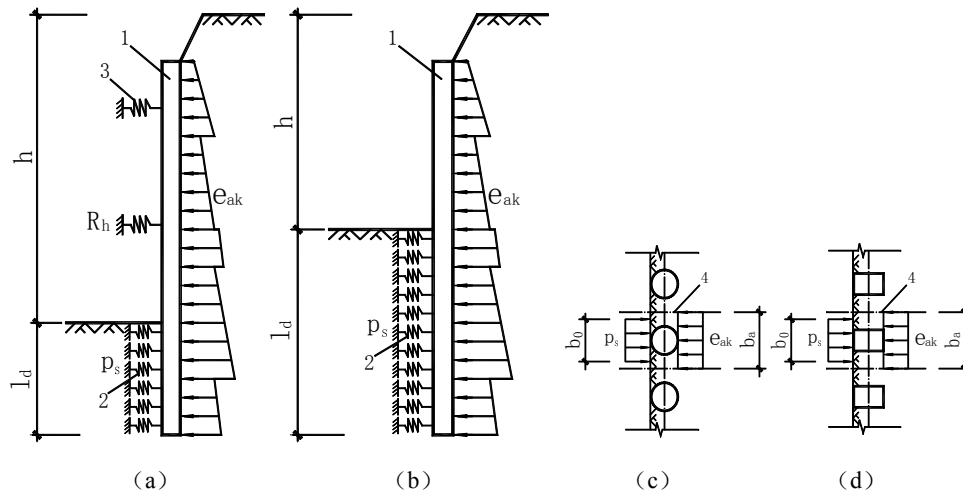


图 6.2.2 弹性支点法计算

(a) 锚拉式支挡结构和支撑式支挡结构；(b) 悬臂式支挡结构；(c) 圆形桩；(d) 矩形或工字型桩

1—排桩；2—土体弹性支座；3—锚杆或支撑弹性支座；4—排桩的对称中心线

注：排桩取单桩进行结构分析时，土压力计算宽度取排桩间距 b_a ，土反力计算宽度 b_0 按本标准第 6.2.5 条的规定取值。

6.2.3 支护桩嵌固段的分布土反力可按下列公式计算：

$$p_s = k_s v_h + p_{s0} \quad (6.2.3-1)$$

桩嵌固段的土反力合力应符合下列条件：

$$P_s \leq E_p \quad (6.2.3-2)$$

当不符合公式 (6.2.3-2) 的计算条件时，应增加支护桩的嵌固长度或嵌固段的分布土反力按 $P_s = E_p$ 的条件进行折减后取值。

式中 p_s ——支护桩嵌固段的分布土反力 (kPa)；

k_s ——土的水平反力系数 (kN/m^3)，按式(6.2.3-3)计算；对多层土，按不同土层分别取值；

v_h ——分布土反力计算点的支护桩水平位移值(m)；

p_{s0} ——支护桩嵌固段的初始土压力(kPa)，可按本标准式(3.1.11-3)、式(3.1.11-5)计算，但应将公式中的 e_{ai} 用 p_{s0} 代替，且不计 $(2c_i \sqrt{K_{a,i}})$ 项，水压力按基坑内侧的水位考虑，基坑面无竖向荷载时取 $q_i = 0$ 及 $p_{zi} = 0$ ；

P_s ——支护桩嵌固段的土反力合力(kN)，由公式 (6.2.3-1) 计算的分布土反力 p_s 求得；

E_p ——作用在支护桩嵌固段上的被动土压力合力(kN)。

土的水平反力系数可按下式计算：

$$k_s = m(z - h_0) \quad (6.2.3-3)$$

式中 m ——土的水平反力系数的比例系数(MN/m⁴)，按 6.2.4 条取值；对多层土，按不同土层分别取值；

z ——计算点距地面的深度(m)；

h_0 ——计算工况的基坑开挖深度(m)。

6.2.4 土的水平反力系数的比例系数 m 宜按桩的水平荷载试验及地区经验取值，缺少试验和经验时，非软土的水平反力系数 m 可按下列经验式计算：

$$m = \frac{1}{v_b} (0.2\varphi^2 - \varphi + c) \quad (6.2.4)$$

式中 m ——土的反力系数的比例系数 (MN/m⁴)； m 值应取桩嵌固段范围各土层按厚度的加权平均值；

c 、 φ ——土的粘聚力 (kPa)、内摩擦角 (°)，按本标准第 3.1.9-1 条的规定确定；对多层土，按不同土层分别取值；

v_b ——基坑底面处的桩水平位移 (mm)，当基坑底面处的桩水平位移小于 10mm 时，可取 $v_b = 10\text{mm}$ 。

6.2.5 单根支护桩土反力的计算宽度应按下列规定计算：

当按式(6.2.5-1)~式(6.2.5-4)计算的单桩土反力计算宽度 b_0 大于排桩间距 b_a 时，应取 $b_0 = b_a$ ；

当按式(6.2.5-1)~式(6.2.5-4)计算的单桩土反力计算宽度 b_0 不大于排桩间距 b_a 时， b_0 应按下列相应的计算公式取值：

圆形桩

$$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5) (d \leq 1\text{m}) \quad (6.2.5-1)$$

$$b_0 = 0.9(d + 1) (d > 1\text{m}) \quad (6.2.5-2)$$

式中 b_0 ——单桩土反力计算宽度 (m)

d ——桩的直径 (m)。

矩形桩

$$b_0 = 1.5b + 0.5 \quad (d \leq 1m) \quad (6.2.5-3)$$

$$b_0 = d + 1 \quad (d > 1m) \quad (6.2.5-4)$$

式中 b ——矩形桩的宽度 (m)。

6.2.6 锚杆和内支撑对排桩的支点反力应按下列式确定：

$$R_h = k_R (v_R - v_{R0}) \cos^2 \alpha + P b_a \cos \alpha / s \quad (6.2.6)$$

式中 R_h ——计算宽度内锚杆和内支撑对排桩的水平支点力(kN)；

k_R ——计算宽度内支点刚度系数(kN/m)；采用锚杆时可按本标准第 6.2.7 条的规定确定，采用支撑时可按本标准第 6.2.9 条的规定确定；

v_R ——支护桩在支点处的水平位移值(m)；

v_{R0} ——设置支点时，桩在支点处的初始水平位移值(m)；

P ——单根锚杆的预加轴向拉力或单根内支撑的预加轴向压力(kN)；对不预加轴向压力的支撑，取 $P = 0$ ；锚杆的预加轴向拉力 P 宜在 $(0.75 N_k \sim 0.9 N_k)$ 之间，内支撑的预加轴向压力 P 不应大于 $0.8 N_k$ ，此处， N_k 为锚杆轴向拉力标准值或支撑轴向压力标准值，锚杆轴向拉力标准值应按本标准第 6.2.8 条确定；内支撑的轴向压力标准值应按本标准第 6.2.10 条确定；

α ——锚杆倾角或竖向斜撑仰角；对水平内支撑，取 $\alpha = 0^\circ$ ；

S ——锚杆或内支撑间距(m)。

6.2.7 对锚拉式支挡结构，锚杆的线刚度宜通过本标准附录 E 的锚杆基本试验确定。

当锚杆腰梁或冠梁的挠度可忽略不计时，计算宽度内支点刚度系数宜按下式确定：

$$k_R = \frac{(Q_2 - Q_1) b_a}{(s_2 - s_1) s} \quad (6.2.7-1)$$

式中 Q_1 、 Q_2 ——锚杆循环加荷或逐级加荷试验中 ($Q \sim s$) 曲线上对应锚杆锁定值与设计值的荷载值 (kN)；锚杆进行预张拉时，应取在相当于预张拉荷载的加载量下卸载后的再加载曲线上的荷载值；

s_1 、 s_2 ——($Q \sim s$) 曲线上对应于荷载为 Q_1 、 Q_2 的锚头位移值(m)；

b_a ——结构计算宽度(m)；

s ——锚杆间距(m)。

在缺少试验资料时，计算宽度内支点刚度系数可按下列公式计算：

$$k_R = \frac{3E_s E_c A_p A b_a}{(3E_c A l_f + E_s A_p l_a) s} \quad (6.2.7-2)$$

$$E_c = \frac{E_s A_p + E_m (A - A_p)}{A} \quad (6.2.7-3)$$

式中 E_s ——锚杆杆体的弹性模量(kPa)；

E_c ——锚杆的组合弹性模量(kPa)；

A_p ——锚杆杆体的截面面积(m²)；

A ——锚杆固结体的截面面积(m²)；

l_f ——锚杆的自由段长度(m)；

l_a ——锚杆的锚固段长度(m)；

E_m ——锚杆固结体的弹性模量(kPa)。

6.2.8 锚杆的轴向拉力标准值应按下列公式确定：

$$N_k = \frac{R_h s}{b_a \cos \alpha} \quad (6.2.8)$$

式中 N_k ——锚杆的轴向拉力标准值(kN)；

R_h ——计算宽度内锚杆和内支撑对排桩的水平支点力(kN)；

s ——锚杆间距(m)；

b_a ——结构计算宽度(m)；

α ——锚杆倾角。

6.2.9 对支撑式支挡结构，支点刚度系数 k_R 宜通过对支撑体系整体进行线弹性结构分析得出的支点力与水平位移的关系确定。对水平对撑，当支撑腰梁或冠梁的挠度可忽略不计时，计算宽度内支点刚度系数 k_R 可按下列公式计算：

$$k_R = \frac{\alpha_R E A b_a}{\lambda l_0 s} \quad (6.2.9)$$

式中 λ ——支撑不动点调整系数：支撑两对边基坑的土性、深度、周边荷载等条件相近，且分层对称开挖时，取 $\lambda = 0.5$ ；支撑两对边基坑的土性、深度、

周边荷载等条件或开挖时间有差异时，对土压力较大或先开挖的一侧，取 $\lambda = 0.5 \sim 1.0$ ，且差异大时取大值，反之取小值；对土压力较小或后开挖的一侧，取 $(1-\lambda)$ ；当基坑一侧取 $\lambda=1$ 时，基坑另一侧应按固定支座考虑；对竖向斜撑构件，取 $\lambda=1$ ；

α_R ——支撑松弛系数，对混凝土支撑和预加轴向压力的钢支撑，取 $\alpha_R=1.0$ ，对不预加支撑轴向压力的钢支撑，取 $\alpha_R=0.8 \sim 1.0$ ；

E ——支撑材料的弹性模量(kPa)；

A ——支撑的截面面积(m²)；

s ——水平对撑间距(m)；

l_0 ——受压支撑构件的长度(m)。

6.2.10 内支撑各构件的内力应按本标准第 11 章的规定计算。对等间距水平对撑和竖向斜撑，当支撑腰梁或冠梁的高度与支撑间距之比不小于 1/12 时，可按下列简化公式计算：

1 水平对撑

$$N_k = \frac{R_h s}{b_a} \quad (6.2.10)$$

2 竖向斜撑可按本标准式(6.2.8)计算， α 应取斜撑与水平面之间的夹角。

6.2.11 悬臂式支挡式结构的嵌固深度 (h_d) 应满足抗倾覆要求，对于一、二、三级基坑的支挡式结构，其嵌固稳定安全系数应分别不小于 1.25、1.2、1.15。嵌固稳定安全系数应按下列公式验算 (图 6.2.11)：

$$K_{em} = \frac{E_{pk} z_{pl}}{E_{ak} z_{a1}} \quad (6.2.11)$$

式中 K_{em} ——嵌固稳定安全系数；

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

z_{a1} 、 z_{p1} ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力对挡土构件底端的力臂(m)。

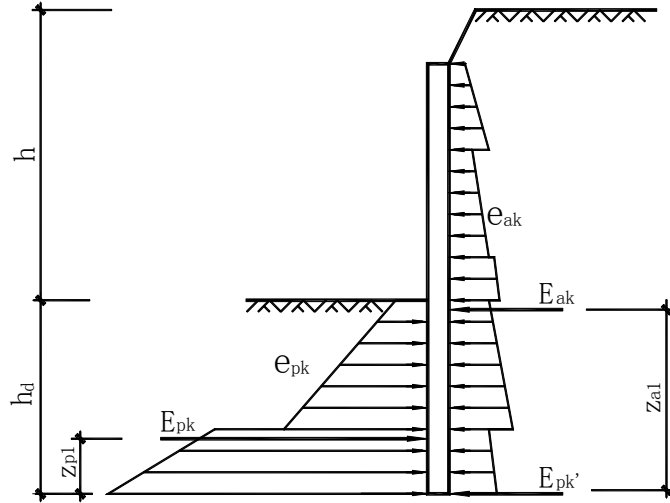


图 6.2.11 悬臂式排桩嵌固稳定性验算

6.2.12 单支点支挡式结构的嵌固深度应满足以支点为轴心转动的嵌固稳定性要求，对于一、二、三级基坑的支挡式结构，其嵌固稳定安全系数应分别不小于 1.25、1.2、1.15。嵌固稳定安全系数应按下列公式验算（图 6.2.12）：

$$K_{em} = \frac{E_{pk} z_{p2}}{E_{ak} z_{a2}} \quad (6.2.12)$$

式中 K_{em} ——嵌固稳定安全系数；

z_{a2} 、 z_{p2} ——基坑外侧主动土压力合力、基坑内侧被动土压力合力对支点的力臂 (m)。

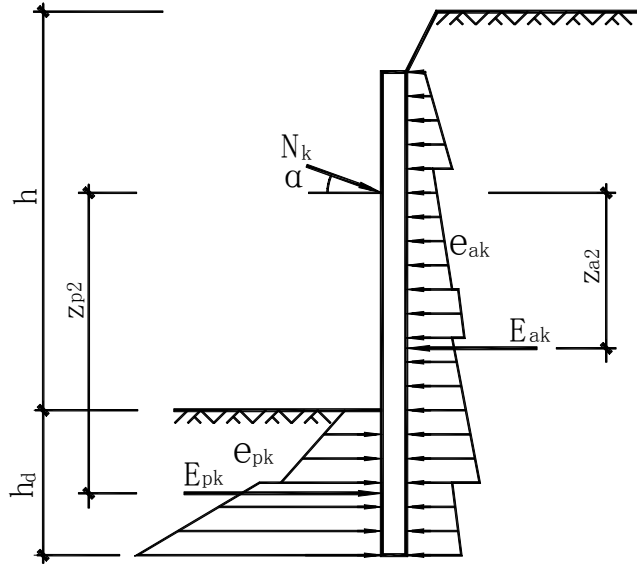


图 6.2.12 单支点排桩嵌固稳定性验算

6.2.13 锚拉式、悬臂式和双排桩支挡结构应按下列规定进行基坑整体滑动稳定性验算：

1 基坑整体滑动稳定性验算可采用圆弧滑动条分法。对于一、二、三级基坑的支挡式结构，圆弧滑动稳定安全系数应分别不小于 1.35、1.3、1.25。圆弧滑动稳定安全系数应按下列规定计算（图 6.2.13）：

$$K_s = \min \{K_1, K_2, \dots, K_i, \dots\} \quad (6.2.13-1)$$

$$K_i = \frac{\sum \{c_j b_j / \cos \theta_j + [(q_j b_j + \Delta G_j) \cos \theta_j - u_j b_j / \cos \theta_j] \tan \varphi_j\} + \sum [N_{\dot{u}_i} \cos (\theta_j + \alpha_k) + \psi_N N_{\dot{u}_i}]}{\sum (q_j b_j + \Delta G_j) \sin \theta_j} \quad (6.2.13-2)$$

式中 K_s ——圆弧滑动稳定安全系数，应取所有潜在滑动体中抗滑力矩与滑动力矩比值的 minimum 值；圆弧滑动稳定安全系数宜通过搜索不同圆心、半径的潜在滑动圆弧确定；

K_i ——任一滑动圆弧抗滑力矩与滑动力矩的比值。

c_j 、 φ_j ——第 j 土条在滑弧面上的粘聚力(kPa)、内摩擦角($^\circ$)；按本标准第 3.1.9-4 条的规定取值；

b_j ——第 j 土条的宽度(m)；

q_j ——作用在第 j 土条上的附加分布荷载标准值(kPa)；

ΔG_j ——第 j 土条的自重，按天然重度计算(kN)；

u_j ——第 j 土条在滑弧面处的孔隙水压力(kPa)；对地下水位以下的砂土、碎石土、粉土，当地下水是静止的或渗流水力梯度可忽略不计时，可取 $u_j = \gamma_w(z - z_{wa})$ ；在地下水位以上或对地下水位以下的黏性土，取 $u_j = 0$ ；

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

$N_{u,k}$ ——第 k 层锚杆在圆弧滑动面以外部分的极限抗拔承载力标准值(kN)；应取锚杆在滑动面以外锚固体的极限抗拔承载力值与锚杆杆体受拉承载力标准值 $N_{u,k} = f_{yk} A_s$ 的较小值，锚杆锚固体的极限抗拔承载力标准值应按本标准式 (10.2.7-2) 计算确定，但锚固段应取圆弧滑动面以外的锚杆长度；对悬臂式、双排桩支挡结构，不考虑 $\sum [N_{u,k} \cos(\theta_j + \alpha_k) + \psi_N N_{u,k}] / s_{x,k}$ 项；

α_k ——第 k 层锚杆的倾角($^\circ$)；

$s_{x,k}$ ——第 k 层锚杆的水平间距(m)；

ψ_N ——计算系数；可取 $\psi_N = 0.5 \sin(\theta_k + \alpha_k) \tan \varphi_k$ ；

φ_k ——第 j 土条在滑弧面与第 k 层锚杆相交处土的内摩擦角($^\circ$)；按本标准第 3.1.9 条的规定取值。

2 当挡土构件底端以下存在软弱下卧土层时，尚应对圆弧与软弱土层面组成的复合滑动面进行整体滑动稳定性验算。

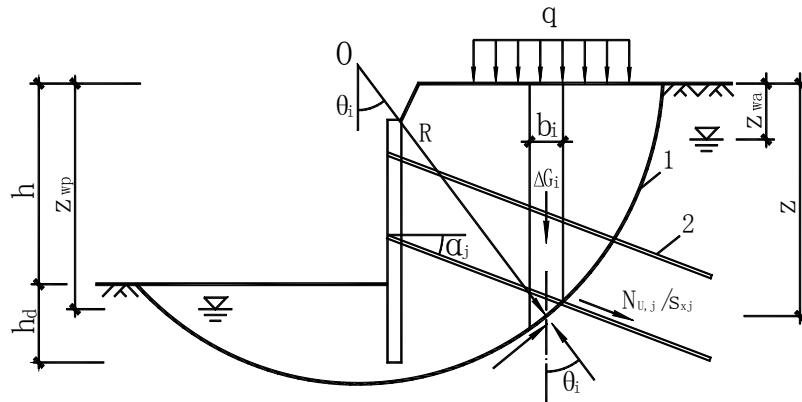


图 6.2.13 圆弧滑动条分法整体稳定性验算

1-圆弧滑动面； 2-锚杆

6.2.14 当排桩底面以下有饱和软黏性土时,应按附录 H 进行基坑抗隆起稳定性验算。当基坑较深而需要计算坑底的开挖回弹量时,可按国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011 中第 5.3.10 条的规定进行计算。

6.2.15 当基坑底有承压含水层时,尚应按本标准附录 J 进行抗突涌稳定性验算。

6.2.16 双排桩结构的前、后排桩可采用间距相等或间距不相等的布置形式(图 6.2.16),也可采用桩顶低于地面,并在桩顶连梁上部连接悬臂挡土结构的“h”形双排桩。前、后排桩与桩顶连梁之间的连接应按刚架进行设计。

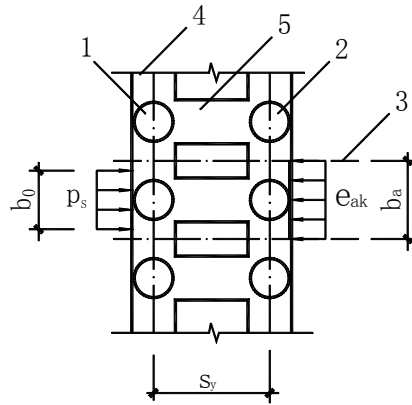


图 6.2.16 双排桩桩顶连梁布置

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

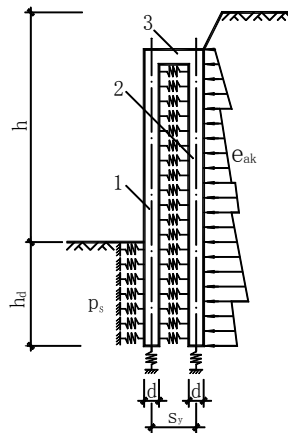


图 6.2.17 双排桩计算

1—前排桩; 2—后排桩; 3—刚架梁

6.2.17 矩形和三角形布置的双排桩可采用图 6.2.17 的结构模型进行计算。后排桩上的土压力应按本标准第 3.1.11 条的规定计算，前排桩嵌固段上的土反力应按本标准第 6.2.3 条的规定确定。前、后排桩的桩间土体对桩侧的压力可按下式计算：

$$p'_s = k'_s \Delta v + p'_{s0} \quad (6.2.17-1)$$

式中 p'_s ——前、后排桩间土体对桩侧的压力(kPa)；可按作用在前、后排桩上的压力相等考虑；

k'_s ——桩间土的水平刚度系数(kN/m³)；

Δv ——前、后排桩水平位移的差值(m)；当其相对位移减小时为正值；当其相对位移增加时，取 $\Delta v=0$ ；

p'_{s0} ——前、后排桩间土体对桩侧的初始压力(kPa)。

桩间土的水平刚度系数 k_c 可按下列公式计算：

$$k_c = \frac{E_s}{s_y - d} \quad (6.2.17-2)$$

式中 E_s ——计算深度处，前、后排桩间土体的压缩模量；当为成层土时，应按计算点的深度取相应土层的压缩模量；当双排桩深度范围内为软土且将前、后排桩间土加固成水泥土时，应按加固后土的压缩模量取值；

s_y ——双排桩的排距(m)；

d ——桩的直径(m)。

前、后排桩间土体对桩侧的初始压力 p'_{s0} 可按下式计算：

$$p'_{s0} = (2\alpha - \alpha^2) e_{ak} \quad (6.2.17-3)$$

$$\alpha = \frac{s_y - d}{h \tan(45 - \varphi_m / 2)} \quad (6.2.17-4)$$

式中 e_{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)；

h ——基坑深度(m)；

φ_m ——基坑底面以上各土层按土层厚度加权的内摩擦角平均值(°)；

α ——计算系数，当计算的 α 大于 1 时，取 $\alpha=1$ 。

前排桩间距与后排桩间距不等的双排桩可按结构刚度相等的原则，先将双排桩筒

化成矩形布置后再按图 6.2.17 的结构模型进行计算。

6.2.18 双排桩的嵌固深度应满足抗倾覆稳定性要求，对于一、二、三级基坑的支挡结构，其嵌固稳定安全系数应分别不小于 1.25、1.2、1.15。嵌固稳定安全系数应按下列公式计算（图 6.2.18）：

$$K_{em} = \frac{E_{pk}z_p + Gz_G}{E_{ak}z_a} \quad (6.2.18)$$

式中 K_{em} ——嵌固稳定安全系数；

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；

z_a 、 z_p ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力至前排桩底端的距离；

G ——双排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和；

z_G ——双排桩、桩顶连梁和桩间土的重心至前排桩边缘的水平距离。

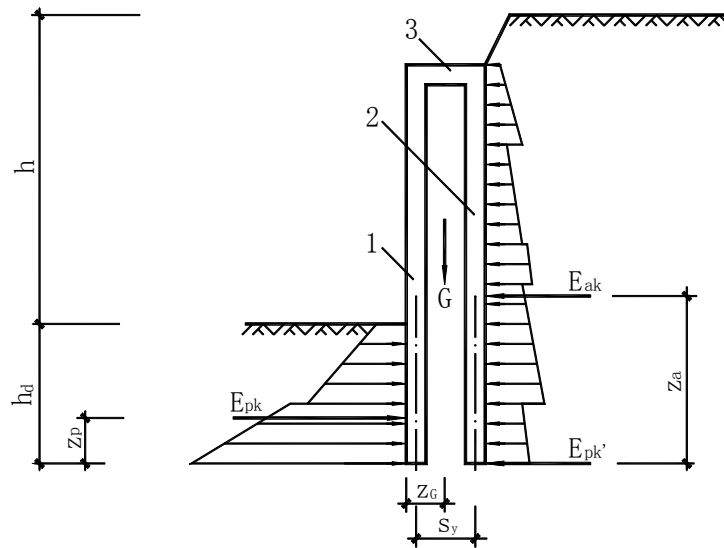


图 6.2.18 双排桩抗倾覆稳定性验算

1—前排桩；2—后排桩；3—连梁

6.2.19 双排桩排距宜取桩径的 2~5 倍。刚架梁的宽度不应小于桩径，高度不宜小于桩径的 0.8 倍，且不应小于 600mm，刚架梁高度与双排桩排距的比值宜取 1/6~1/3。

6.2.20 双排桩结构的嵌固深度对一般黏性土、砂土，不宜小于基坑深度的 0.6 倍，对于淤泥、淤泥质土，应予穿透至稳定地层内一定深度。前排桩桩端宜处于桩端阻力高的土层，采用泥浆护壁灌注桩时，施工时的孔底沉渣厚度不宜大于 50mm，或宜采用桩底后注浆加固沉渣。双排桩的桩间土为软土、松散砂层时，宜采用搅拌桩、灌浆

等对桩间土进行加固。

6.2.21 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。

6.2.22 双排桩与刚架梁节点处，桩与刚架梁受拉钢筋的搭接长度不应小于受拉钢筋锚固长度的1.5倍，双排桩与刚架梁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。

6.2.23 排桩的桩型应按下列原则选取：

1 应根据桩所穿越土层的性质、地下水条件、桩的施工环境条件等因素，选择满足基坑周边环境条件要求的桩型和成桩施工工艺；当桩的施工影响范围内存在对地基变形敏感、结构性能差的建（构）筑物或地下管线时，不应采用挤土效应严重、易塌孔、易缩径或有较大震动的桩型和施工工艺；

2 宜选择受弯和受剪性能强、施工质量稳定的桩型和施工工艺。

6.2.24 排桩的桩径、间距、嵌固深度应符合下列规定：

1 桩的直径应根据基坑深度、土层性质、锚杆或支撑层数和施工场地条件等因素，按其承受的弯矩和剪力值确定；采用混凝土灌注支护桩时，桩径不宜小于800mm；

2 排桩的中心距不宜大于桩直径的2倍；

3 桩的嵌固深度除应满足本标准第6.2.11~6.2.15条、第6.2.18条的规定外，悬臂式排桩支护结构的嵌固深度不宜小于 $1.0h$ ，单层支点排桩支护结构的嵌固深度不宜小于 $0.6h$ ，多层支点排桩支护结构的嵌固深度不宜小于 $0.3h$ ，此处， h 为基坑深度；

4 当基坑底部处于饱和软黏土层时，排桩应穿过软土层进入下卧力学性能较好的土层深度不小于2.0m；

5 对多层支点排桩支护结构，当基坑开挖范围内完整的微风化花岗岩、片麻岩、灰岩等坚硬岩石已经出露时，可将桩端置于微风化层顶面以下0.5m，并应在桩端设置锁脚锚杆。

6.2.25 混凝土灌注支护桩的配筋、桩身混凝土强度等级和钢筋保护层厚度应符合下列规定：

1 排桩的纵向受力钢筋宜选用 HRB400、HRB500 级钢筋，根数不宜少于 8 根，净间距不应小于 60mm；排桩顶部设置钢筋混凝土构造冠梁时，纵向钢筋锚入冠梁的长度宜取冠梁高度；冠梁按结构受力构件设置时，桩身纵向受力钢筋伸入冠梁的锚固长度应符合现行《混凝土结构设计规范》GB50010 对钢筋锚固的有关规定；

2 箍筋宜采用螺旋式箍筋，宜选用 HRB400 级钢筋，当箍筋直径小于 10mm 时，可选用 HPB300 级钢筋，箍筋直径不宜小于 6mm，间距宜取 100mm~200mm，对桩身剪力较大的部位，尚应符合本标准第 6.2.2 条受剪承载力的要求；

3 沿桩身配置的加强筋应满足钢筋笼起吊安装要求，加强筋宜选用 HPB300、HRB400 级钢筋，加强筋直径不宜小于 16mm，间距宜取 1000mm~2000mm；

4 桩身混凝土强度等级不应低于 C25；

5 纵向受力钢筋的保护层厚度不应小于 35mm；采用水下灌注混凝土工艺时，不应小于 50 mm；

6 当沿截面周边配置非均匀纵向钢筋时，受压区的纵向钢筋根数不应少于 5 根；采用水下灌注混凝土工艺且钢筋笼顶端低于泥浆面或钢筋笼顶端低于桩的孔口且不能保证纵向钢筋位置的偏转允许偏差时，应采用沿截面周边均匀配置纵向钢筋的形式；

7 当沿桩身分段配置纵向受力主筋时，分段配置的纵向钢筋的锚固长度应符合现行《混凝土结构设计规范》GB50010 的相关规定。

6.2.26 排桩支护采用素混凝土桩与钢筋混凝土桩间隔并搭接布置的钻孔咬合桩时，排桩桩径可取 800mm~1500mm，相邻桩搭接不宜小于 200mm。结构计算时，桩径应取钢筋混凝土桩的直径，不应计入素混凝土桩截面面积。钻孔咬合桩垂直度的偏差不宜大于 1/300。

6.2.27 排桩支护采用预应力混凝土管桩或预应力混凝土方桩时，尚应符合下列规定：

1 桩的纵向钢筋宜选用预应力钢筋和普通钢筋混合配筋；

2 采用管桩时，直径不宜小于 600；

3 当采用多节桩时，接桩位置不宜设在桩的最大弯矩或最大剪力处；桩的接头数量不宜多于 1 个，且接头的连接应采用端面板焊接；对于管桩，宜在端面板焊接后再设置连接套箍；桩的接头应满足与桩身截面受弯、受剪承载力等强度的设计要求，且桩的接头处按荷载效应标准组合计算的弯矩应符合下式要求：

$$\gamma_0 M_k \leq M_{cr} \quad (6.2.27)$$

式中 M_{cr} ——不考虑非预应力钢筋作用的管桩桩身开裂弯矩，由所选用预应力桩产品的力学性能表得出；

γ_0 ——支护结构重要性系数，不应小于 1.0；

M_k ——接桩处按荷载效应标准组合计算的弯矩值。

4 采用悬臂式排桩时，宜选用单节的管桩或方桩。

6.2.28 混凝土灌注支护桩的正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

1 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面支护桩，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定进行正截面受弯承载力计算；

2 沿受拉区和受压区周边局部均匀配置纵向钢筋的圆形截面支护桩，其正截面受弯承载力应按图 6.2.28 和式(6.2.28-1)~式(6.2.28-5)计算：

$$M \leq \frac{2}{3} f_c A r \frac{\sin^3 \pi \alpha}{\pi} + f_y A_{sr} r_s \frac{\sin \pi \alpha_s}{\pi \alpha_s} + f_y A'_{sr} r_s \frac{\sin \pi \alpha'_s}{\pi \alpha'_s} \quad (6.2.28-1)$$

$$\alpha f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi \alpha}{2\pi \alpha} \right) + f_y (A'_{sr} - A_{sr}) = 0 \quad (6.2.28-2)$$

混凝土受压区圆心半角的余弦应符合下列要求：

$$\cos \pi \alpha \geq 1 - \left(1 + \frac{r_s}{r} \cos \pi \alpha_s \right) \xi_b \quad (6.2.28-3)$$

式中 α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值；

α_s ——对应于周边均匀受拉钢筋的圆心角(rad)与 2π 的比值； α_s 值宜在 1/6~1/3 之间选取，通常可取 0.25；

α'_s ——对应于周边均匀受压钢筋的圆心角(rad)与 2π 的比值，宜取 $\alpha'_s \leq 0.5\alpha$ ；

A ——构件截面面积；

A_{sr} 、 A'_{sr} ——沿周边均匀配置在圆心 $2\pi\alpha_s$ 角、 $2\pi\alpha'_s$ 内的纵向受拉、受压钢筋截面面积；

r ——圆形截面的半径；

r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

ξ_b ——矩形截面的相对界限受压区高度，应按现行《混凝土结构设计规范》

GB50010 的规定取值。

计算的受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值 α 应符合下列条件：

$$\alpha \geq 1/3.5 \quad (6.2.28-4)$$

当不符合上述条件时，其正截面受弯承载力可按下列式计算：

$$M \leq f_y A_{sr} \left(0.78r + r_s \frac{\sin \pi \alpha_s}{\pi \alpha_s} \right) \quad (6.2.28-5)$$

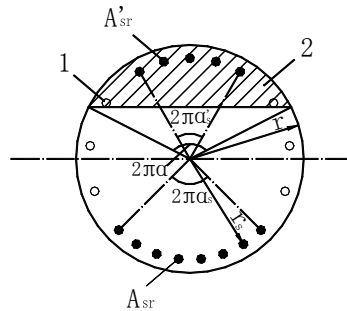


图 6.2.28 沿受拉区和受压区周边局部均匀配置纵向钢筋的圆形截面

1—构造钢筋；2—混凝土受压区

注：本条适用于截面受拉区内纵向钢筋不少于 3 根的圆形截面的情况。

3 沿圆形截面受拉区和受压区周边实际配置的均匀纵向钢筋的圆心角应分别取为 $2\left(\frac{n-1}{n}\right)\pi\alpha_s$ 和 $2\left(\frac{m-1}{m}\right)\pi\alpha'_s$ ， n 、 m 为受拉区、受压区配置均匀纵向钢筋的根数。

配置在圆形截面受拉区的纵向钢筋的按全截面面积计算的最小配筋率不宜小于 0.2% 和 $0.45f_t/f_y$ 中的较大者，此处， f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值。在不配置纵向受力钢筋的圆周范围内应设置周边纵向构造钢筋，纵向构造钢筋直径不应小于纵向受力钢筋直径的二分之一，且不应小于 10mm；纵向构造钢筋的环向间距不应大于圆截面的半径和 250mm 两者的较小值，且不得少于 1 根。

6.2.29 混凝土桩的斜截面受剪承载力应按现行《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算，但其剪力设计值应按本标准第 6.1.7 条确定。

6.2.30 其它材料、截面形状的支护桩，其受弯、受剪承载力的计算应按国家现行有

关规范的规定执行。

6.2.31 排桩结构应按下列规定对桩间土采取防护措施：

1 当采用内置钢筋网或钢丝网的喷射混凝土护面时，喷射混凝土面层厚度不宜小于 80mm，混凝土强度等级不宜小于 C20，混凝土面层内配置的钢筋网的纵横向间距不宜大于 200mm，钢筋网应配置横向拉筋，拉筋直径不宜小于 12mm；采用混凝土灌注桩时，拉筋可采用植筋或膨胀螺栓与桩身连接，钢筋网宜采用桩间土内打入直径不小于 12mm 的钢筋钉固定，钢筋钉打入桩间土中的长度不应小于排桩净间距的 2.0 倍且不应小于 1000mm；

2 对不设置帷幕截水的支护结构，当桩间有产生地下水渗流的含水层时，应在地下水渗流部位设置泄水管；泄水管的长度不宜小于 300mm，其内径不宜小于 40mm，泄水管外壁应包裹土工布并根据含水土层的粒径采取反滤措施。

6.2.32 排桩桩顶低于自然地面时，排桩顶面以上的支护应符合本标准对相应支护结构形式的有关规定。

6.2.33 排桩顶部应设置冠梁。混凝土冠梁的宽度不宜小于桩径，高度不宜小于桩径的 0.6 倍，且应符合构造配筋要求。冠梁作为支撑或锚杆的传力构件或按空间结构设计时，尚应按受弯梁进行截面设计。冠梁纵向钢筋的保护层厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

6.3 施工

6.3.1 除本标准另有规定外，支护桩应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 对相应桩型的有关施工规定进行施工。

6.3.2 当支护桩桩位附近存在既有地下管线、建（构）筑物时，桩的施工不得对其造成损害。

6.3.3 当支护桩桩位邻近对变形敏感的既有建（构）筑物或地下管线时，排桩施工时应根据相邻建（构）筑物的结构和基础状况、相邻地下管线的类型、位置、走向和埋藏深度及场地的工程地质和水文地质特性等因素，按其变形控制的要求采取下列相应

的防护措施:

1 宜采取间隔成桩的施工顺序;对混凝土灌注桩,应在混凝土浇注 24h 后,方可进行相邻桩的成孔施工;

2 对松散或稍密的砂土、稍密的粉土、软土等软弱土层,钻孔灌注桩应采取改善泥浆性质等措施,人工挖孔桩应采取减小每节挖孔和护壁的长度、加固孔壁等措施;出现流砂、流土等塌孔情况时,应暂停成孔施工并及时采取防止继续塌孔的针对性措施;

3 采用挤土桩时,宜采取引孔、间隔成桩等措施。

6.3.4 采用挖孔桩并利用桩孔或管井降水时,应按挖孔桩施工的降水深度和降水条件进行周边建(构)筑物、重要地下管线的沉降分析。挖孔桩施工时应采取防止降水对周边环境造成不良影响的保护措施。当挖孔桩施工期降水引起的地层沉降不能满足周边建(构)筑物和重要地下管线的沉降要求时,不得采用挖孔桩施工工艺。

6.3.5 采用混凝土灌注桩时,支护桩的纵向受力钢筋位于同一连接区段内的焊接、机械连接、绑扎搭接接头面积百分率应分别符合国家现行有关标准对梁类构件的规定。

6.3.6 对采用沿桩纵向分段配置不同钢筋数量的混凝土灌注桩,钢筋笼制作和安放时应严格控制非通长钢筋的标高和钢筋配置方向。

6.3.7 混凝土灌注桩采用沿桩截面周边非均匀配置纵向受力钢筋时,应按设计的钢筋配置方向进行安放,其偏转角度不得大于 10° 。

6.3.8 当混凝土灌注桩内设有受力预埋件时,应根据预埋件的用途和受力特点控制其安装位置及钢筋笼安放标高和方向。

6.3.9 混凝土灌注桩的成孔、钢筋笼制作安装的允许偏差应符合下列要求:

1 成孔

(1) 桩位允许偏差为 50mm;

(2) 桩的垂直度允许偏差为 0.5%;

(3) 对需考虑桩的竖向承载力的支护桩,桩底沉渣应符合现行《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定;

2 钢筋笼制作安装

(1) 主筋长度允许偏差为 $\pm 50\text{mm}$;

- (2) 主筋间距允许偏差为±10mm;
- (3) 箍筋间距允许偏差为±50mm;
- (4) 预埋件安装允许偏差为±20mm。

6.3.10 排桩支护采用咬合桩时，硬法切割施工宜采用全套管全回转钻机，软法切割施工宜采用全套管钻机。当能够满足设计要求的桩垂直度时，钻孔咬合桩施工也可采用旋挖钻机。咬合桩施工应符合下列要求：

- 1 桩顶应设置混凝土导墙，导墙宽度宜取 3.0m~4.0m，导墙厚度宜取 0.3m~0.5m;
- 2 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；
- 3 钻机就位及吊设第一节套管时，应采用两个贴附在套管外壁的测斜仪控制垂直度并应同时用经纬仪复核，其垂直度偏差不应大于 3%；
- 4 软法切割的素混凝土桩采用超缓凝混凝土时，混凝土强度等级不宜小于 C15，混凝土初凝时间不应小于 60h，且应在施工前通过试验确定，水下浇注的混凝土坍落度宜取 180±20mm，干作业成孔的混凝土坍落度宜取 120±20mm；钢筋混凝土桩应在素混凝土桩初凝前进行成孔切割；
- 5 硬法切割的素混凝土桩的混凝土强度等级不宜大于 C20；钢筋混凝土桩的施工应在相邻素混凝土桩的混凝土终凝后进行；
- 6 管内抓斗取土时，套管底部应始终位于抓土面下方，抓土面与套管底的距离应大于 1.0m；
- 7 孔内虚土和沉渣应清理干净，并用抓斗夯实孔底；
- 8 灌注混凝土时，套管应随混凝土浇注逐段提拔；套管应垂直提拔，阻力过大时应转动套管同时缓慢提拔。

6.3.11 排桩支护采用预应力混凝土管桩时，管桩的施工应满足下列规定：

- 1 施工宜采用静压法或植入法；
- 2 当用静压法压桩困难或邻近建（构）筑物或地下管线受挤土效应的影响敏感时，可采用引孔后压桩的工艺，并应采用间隔成桩的顺序进行施工，但引孔的孔径不应大于管桩直径的 0.8 倍；
- 3 填芯混凝土出露的钢筋笼长度应满足设计计算要求；
- 4 施工前应检查管桩外观质量；当采用多节管桩时，施工中应检查接头的焊接

质量，焊接质量检查合格后，方可进行压桩。

6.3.12 冠梁的施工应符合下列规定：

- 1** 绑扎冠梁钢筋前应对混凝土灌注桩桩头的浮浆和不满足设计强度要求的混凝土凿除；
- 2** 冠梁两侧浇注混凝土的模板宜选用钢模板或木模板；冠梁底面采用土面作为模板时，应对土面进行修整、清平，对凹面应填平夯实；
- 3** 冠梁的施工除应符合上述要求外，尚应符合现行《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 的有关规定。

6.4 质量检验和检测

6.4.1 支护桩施工过程的质量检验和检测应包含以下内容：

- 1** 桩位、桩径、桩顶与桩底标高、嵌固深度或入岩深度的检验；
- 2** 原材料（混凝土灌注桩包括水泥、钢材、砂石、水及外加剂等）的质量检验；
- 3** 采用混凝土灌注桩时，支护桩配筋数量、直径、配筋方向性、保护层厚度的检验；
- 4** 桩的垂直度、混凝土冠梁尺寸与配筋的检验；
- 5** 采用混凝土灌注桩、混凝土冠梁时，应进行现场浇注混凝土试块的抗压强度试验，每 100m³ 混凝土的取样数量应不少于 3 组；受力纵向钢筋应进行接头抽样检验；
- 6** 桩的成孔、钢筋笼制作和安装应按本标准第 6.3.9 条对施工偏差的规定进行质量检验。

6.4.2 采用混凝土灌注桩时，其质量检测内容、方法和数量应符合下列规定：

- 1** 应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** 咬合桩宜采用超声法检测。临时性咬合桩的检测数量不宜少于配筋桩数的 10%，且不得少于 3 根；二墙合一的咬合桩抽检数量不应少于配筋桩数的 20%，且不得少于 3 根，埋设超声管的桩数不宜少于检测数量的 1.5 倍；

3 当根据低应变动测法或超声法判定的桩身完整性类别有Ⅲ类、Ⅳ类时，应采用钻芯法补充检测，检测数量不宜少于总桩数的 1%，且不得少于 3 根。

7 钢板桩与型钢水泥土桩支护

7.1 一般规定

7.1.1 钢板桩支护适用于基坑开挖深度小于 7.0m，且邻近无重要建（构）筑物或重要地下管线的建（构）筑、市政工程的基坑工程。适用的地层为黏性土、粉土、砂土、素填土和薄层的淤泥及淤泥质土层，含有碎石、卵石及漂石、块石的地层，密实的圆砾、角砾、砾砂地层以及标贯击数大于 25 击的土层，不宜采用钢板桩支护。

7.1.2 锁口联结的钢板桩围护应用于地下水量丰富的砂层和粉砂层时，截水的可靠性较差，应评估基坑开挖后地下水位下降对周边环境的影响。

7.1.3 当截水要求高时，可选用型钢水泥土桩围护结构，型钢水泥土桩支护一般适用于开挖深度不超过 13.0m 的基坑工程，适用地层为填土、淤泥质土、黏性土、粉土、砂性土，对含有机质淤泥、泥炭土、有机质土应通过现场试验确定其适用性。

7.1.4 钢板桩和型钢水泥土桩可与支撑或拉锚配合使用。拉锚可选锚杆（索）或锚碇。钢板桩支撑通常选用钢支撑，多道支撑时，第一道支撑与钢板桩的联结节点应考虑能同时承受拉压荷载。

7.1.5 钢板桩的打、拔施工和型钢水泥土桩型钢的拔除回收，对周边地层有不同程度的扰动，应事先调查分析评估其对周边环境的影响。

7.2 设计

7.2.1 钢板桩支护和型钢水泥土桩支护体系由钢板桩或型钢水泥土桩、支撑（拉锚）、腰梁等组成，见图 7.2.1，其设计应包括以下内容：

- 1 作用于支护结构的土压力、水压力计算；
- 2 钢板桩和型钢的选型及桩内力和变形计算；
- 3 采用型钢水泥土桩时，与型钢相配套的水泥土桩（墙）选型；
- 4 钢板桩和型钢水泥土桩嵌固深度的计算，桩长的设计；
- 5 支点力计算及支撑或拉锚设计；

- 6 基坑底部抗隆起稳定性和抗渗流稳定性验算；
- 7 整体稳定验算；
- 8 施工技术要求，土方开挖要求和监测要求。

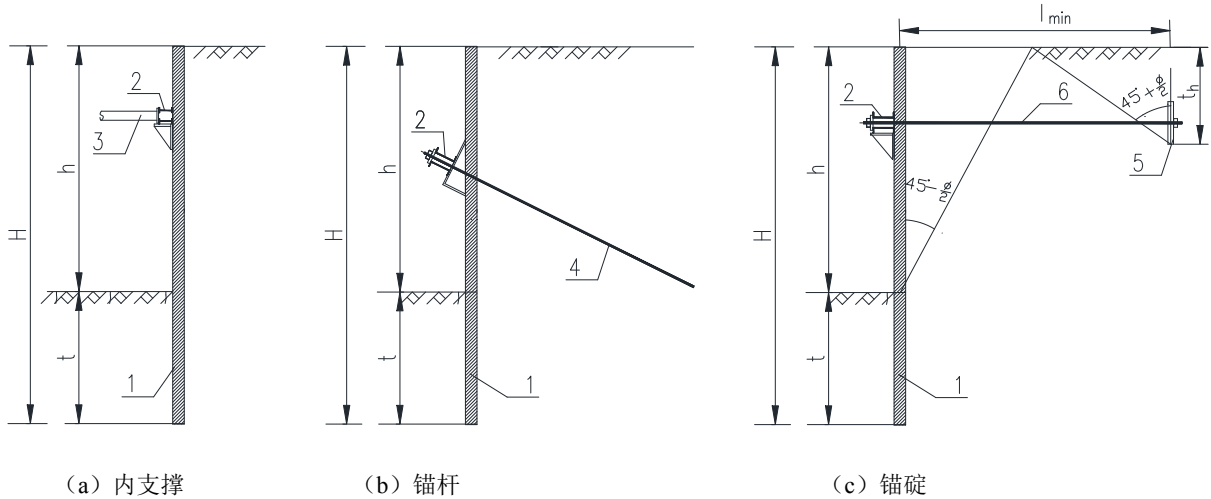


图 7.2.1 钢板桩和型钢水泥土桩支护示意图

1-钢板桩或型钢水泥土桩 2-腰梁 3-支撑 4-锚杆（索） 5-锚碇 6-拉杆

7.2.2 钢板桩、型钢水泥土桩支护结构的内力和变形，可按本标准第 6 章，采用平面结构弹性支点法计算，截面刚度只计钢材的截面刚度，不考虑水泥土对截面刚度的有利影响。

7.2.3 钢板桩和型钢水泥土桩支护的基坑抗隆起、抗突涌、抗渗流破坏和整体稳定性验算应满足下列要求：

1 在进行基坑抗隆起、抗倾覆、整体稳定性等各项稳定性分析时，支护结构的深度应取钢板桩和型钢的插入深度，不应计入钢材端部以下水泥土桩的作用；

2 嵌固稳定性和整体稳定（圆弧滑动）验算，应符合本标准第 6.2.11、6.2.12 和 6.2.13 条的规定，对窄基坑的整体稳定性验算宜考虑基坑宽度的影响；

3 基坑抗隆起、抗突涌和抗渗流破坏稳定性验算，应符合本标准附录 H 和附录 J 规定；

4 型钢水泥土桩支护中水泥土桩的入土深度，除应满足型钢的插入要求之外，尚应满足基坑止水和抗渗流稳定性的要求。

7.2.4 计算围护结构后侧土压力时，地面活荷载应取最不利布置。

7.2.5 钢板桩与型钢水泥土桩的截面承载力验算应符合以下规定：

1 钢板桩和型钢水泥土桩的弯矩全部由钢材承担，并满足式（7.2.5-1）：

$$[W_x] \geq W_x \quad (7.2.5-1)$$

式中 $[W_x]$ ——钢板桩或型钢设计截面模量（ mm^3 ），钢板桩按附录 D 实际选用钢板桩的截面模量，型钢水泥土桩按所选型钢截面尺寸确定。

W_x ——钢板桩或型钢的计算截面模量（ mm^3 ），由式（7.2.5-2）计算：

$$W_x = \frac{M}{f_y} \quad (7.2.5-2)$$

式中 f_y ——钢板桩或型钢的设计强度（ N/mm^2 ）。

M ——设计截面弯矩，按式（7.2.5-3）计算：

$$M = 1.25\gamma_0 M_k \quad (7.2.5-3)$$

式中 γ_0 ——基坑支护结构重要性系数；

M_k ——计算截面弯矩标准值（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）。

2 型钢水泥土桩应进行抗剪承载力验算，其剪力全部由钢材承担，并应满足式（7.2.5-4）要求：

$$\frac{1.25\gamma_0 V_k S}{I_w} \leq f_v \quad (7.2.5-4)$$

式中 V_k ——作用于型钢水泥土桩的剪力标准值（ N ）；

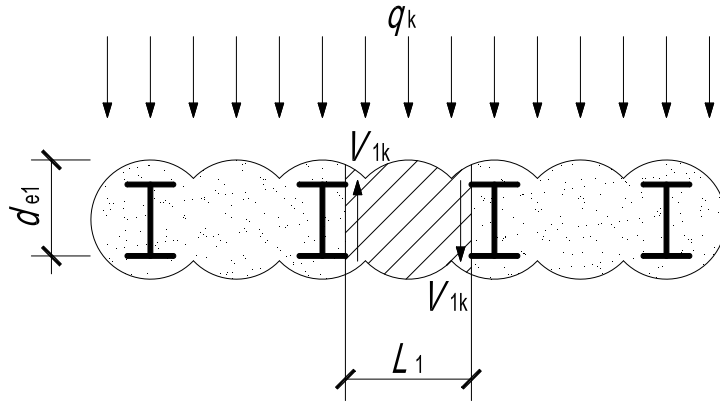
S ——型钢计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩（ mm^3 ）；

I ——型钢沿弯矩作用方向的毛截面惯性矩（ mm^4 ）；

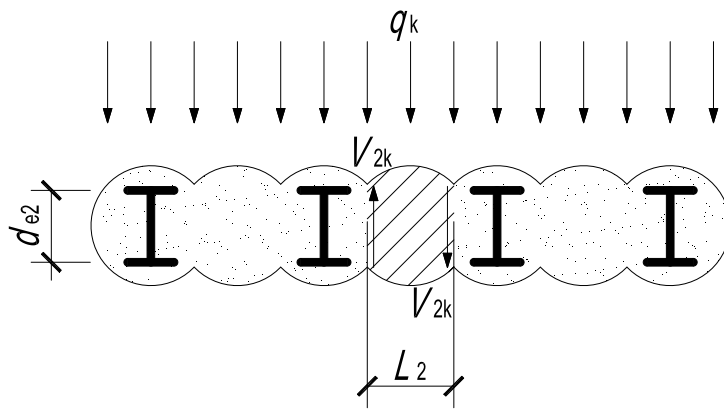
t_w ——型钢腹板厚度（ mm ）；

f_v ——型钢的抗剪强度设计值（ N/mm^2 ）。

7.2.6 型钢水泥土桩应对水泥土桩桩身局部受剪承载力进行验算。局部受剪承载力应包括型钢与水泥土之间的错动受剪承载力和水泥土最薄弱截面处的局部受剪承载力，并按以下规定进行验算：



(a) 型钢与水泥土间错动受剪承载力验算图



(b) 水泥土最薄弱截面局部受剪承载力验算图

图 7.2.6 型钢水泥土桩桩身局部受剪承载力验算

1 型钢与水泥土之间的错动受剪承载力应按下列公式进行计算：

$$\tau_1 \leq \tau \quad (7.2.6-1)$$

$$\tau_1 = \frac{1.25\gamma_0 V_{1k}}{d_{e1}} \quad (7.2.6-2)$$

$$V_{1k} = q_k L_1 / 2 \quad (7.2.6-3)$$

$$\tau = \frac{\tau_{ck}}{1.6} \quad (7.2.6-4)$$

式中 τ_1 —作用于型钢与水泥土之间的错动剪应力设计值 (N/mm²)；

V_{1k} —作用于型钢与水泥土之间单位深度范围内的错动剪力标准值 (N/mm)；

q_k —作用于型钢水泥土桩计算截面处的侧压力强度标准值 (N/mm²)；

L_1 —相邻型钢翼缘之间的净距 (mm)；

d_{e1} —型钢翼缘处水泥土桩体的有效厚度 (mm);

τ —水泥土抗剪强度设计值 (N/mm²);

τ_{ck} —水泥土抗剪强度标准值 (N/mm²), 可取水泥土桩 28d 龄期无侧限抗压强度的 1/3。

2 在型钢间隔设置时, 水泥土桩最薄弱截面的局部受剪承载力应按下列公式进行计算:

$$\tau_2 \leq \tau \quad (7.2.6-5)$$

$$\tau_2 = \frac{1.25\gamma_0 V_{2k}}{d_{e2}} \quad (7.2.6-6)$$

$$V_{2k} = q_k L_2 / 2 \quad (7.2.6-7)$$

式中 τ_2 —作用于水泥土最薄弱截面处的局部剪应力设计值 (N/mm²);

V_{2k} —作用于水泥土最薄弱截面处单位深度范围内的剪力标准值 (N/mm);

L_2 —水泥土相邻最薄弱截面的净距 (mm);

d_{e2} —水泥土最薄弱截面处桩体的有效厚度 (mm)。

7.2.7 锚杆拉力 (或支撑力) 设计值按式 (7.2.7) 计算:

$$N_{dj} = 1.25\gamma_0 N_{kj} S_m \quad (7.2.7)$$

式中 N_{dj} —锚杆轴向拉力 (或支撑力) 设计值 (kN);

S_m —锚杆或支撑水平间距 (m);

N_{kj} —按荷载标准组合计算的支点单位宽度水平力标准值 (kN), 按第 7.2.2 条确定。

7.2.8 背拉锚碇设计应满足下列要求:

1 钢板桩锚碇结构可采用锚碇桩或锚碇板。当受地形条件限制时, 锚碇板与板桩间的最小净距 l_{\min} 应满足式(7.2.8-1)的要求:

$$l_{\min} \geq t_h \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + h \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (7.2.8-1)$$

式中 t_h —锚碇板底部到地面的深度 (m);

h —钢板桩顶到基坑底的深度 (m)。

- 2 拉杆宜采用高强度低松弛钢绞线, 其设计应符合本标准第 10 章的有关规定。
- 3 拉杆采用钢筋时, 钢筋面积宜按式 (7.2.8-2) 确定:

$$A_s \geq \frac{N_d}{\xi f_y} \quad (7.2.8-2)$$

式中 f_y ——锚杆杆体抗拉强度设计值 (N/mm²);

ξ ——拉杆工作条件系数, 三级基坑取 0.9, 二级基坑取 0.8。

- 4 锚碇宜施加预应力, 预应力值可取拉杆设计拉力值的 0.6~0.8 倍。
- 5 背拉锚碇结构线刚度宜参照附录 E 锚杆基本试验和公式 (6.2.7-1) 确定。

7.2.9 锚碇板前的被动土压力 E_p 应满足式 (7.2.9) 的要求:

$$E_p \geq K(N_{kj} + E_a) \quad (7.2.9)$$

式中 E_p ——锚碇板前被动土压力合力 (N);

E_a ——锚碇板后主动土压力合力 (N);

K ——锚碇板安全系数, 取 1.8。

7.2.10 钢板桩和型钢水泥土桩支护采用支撑或锚拉时, 应在支撑平面或锚拉处设置腰梁。钢板桩腰梁宜采用型钢结构, 应有足够的刚度, 腰梁应满足锚杆或支撑集中荷载作用下的局部受压稳定与受扭稳定的构造要求; 型钢水泥土桩可采用型钢腰梁或钢筋混凝土腰梁, 腰梁应采用牛腿和吊筋与内插型钢连接, 水泥土搅拌桩、型钢与钢腰梁之间的空隙应用钢楔块或高强度细石混凝土填实。钢板桩和型钢水泥土桩支撑和锚拉设计还应符合本标准第 10 章和第 11 章的有关规定。

7.2.11 型钢水泥土桩设计应满足如下要求, 未及之处参照行业标准《型钢水泥土搅拌墙技术规程》JGJ/T199 执行。

- 1 型钢水泥土桩钢材的水泥土保护层厚度不宜小于 75mm;
- 2 内插型钢宜采用 H 型钢, H 型钢规格和型号及有关要求宜按现行国家标准《热轧 H 型钢和部分 T 型钢》GB/T11263 和行业标准《焊接 H 型钢》YB3301 选用;
- 3 水泥土桩 28 天龄期无侧限抗压强度不应低于设计要求且不宜低于 0.5MPa, 水泥宜采用强度等级不低于 P·O 42.5 级的普通硅酸盐水泥;

4 搅拌桩的入土深度宜比型钢的插入深度深不少于 0.5m，且还应满足基坑止水和抗渗流稳定性要求；

5 型钢水泥土桩围护的转角部位宜插型钢；

6 型钢水泥土搅拌桩的顶部应设置封闭的钢筋混凝土冠梁。冠梁宜与第一道支撑的腰梁合二为一。型钢需回收时，冠梁与型钢需采用不易压缩材料隔离。

7.3 施工

7.3.1 钢板桩宜采用振动法打桩和拔桩，应保证锁口紧密，周边环境要求高时可采用静压植桩机压入并采用液压千斤顶拔除，并根据监测情况控制施工速率，减少对环境的影响。

7.3.2 对深度较大、垂直度和截水有较高要求的钢板桩施工，施打钢板桩前应在地面设置导向架或钢筋混凝土导槽；型钢水泥土桩施工前应设置定位型钢，并应在定位型钢上标出搅拌桩和型钢插入位置，型钢定位导向架和竖向定位的悬挂构件应根据内插型钢的规格尺寸制作。

7.3.3 钢板桩的断面形式可采用槽形、H 形等，常用的钢板桩规格可按附录 D 选用。

7.3.4 钢板桩应在桩尖前进方向侧削角，其坡度可取 1:2~1:4；为消除锁口处摩阻力，锁口内可充填油脂等润滑油。

7.3.5 钢板桩沉桩前宜先进行调直和防锈处理，防锈可采用涂环氧煤沥青漆等保护措施；型钢水泥土桩沉桩前应清灰除锈，当需拔除回收时需在干燥条件下涂刷减摩剂。

7.3.6 型钢水泥土桩中型钢以及钢板桩的接长宜采用双面坡口焊和设置加强钢板，对接焊缝的坡口形式和要求应符合现行行业标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ81 的有关规定，焊缝质量等级不应低于二级。

7.3.7 每根型钢和钢板桩的接头不宜超过 2 个，相邻桩接头应错开不少于 2.0m。

7.3.8 型钢水泥土桩的水泥土桩可采用大直径搅拌桩、三轴搅拌桩、高压旋喷桩等，也可采用渠式切割水泥土搅拌墙（TRD 工法）和铣削深搅水泥土搅拌墙（CSM 工法）。

7.3.9 型钢水泥土桩中的型钢宜在搅拌桩施工结束后 30min 内插入，型钢的插入必须采用牢固的定位导向架，在插入过程中应采取措施保证型钢垂直度。型钢插入到位

后应采用悬挂构件控制型钢顶标高。

7.3.10 基坑土方开挖的要求，应符合本标准第 13 章规定。

7.3.11 地下建（构）筑物结构施工完成后，应首先对基坑肥槽根据设计要求回填密实，然后拔除钢板桩或型钢，拨出后留下的空隙应采用石屑或中粗砂充填密实，必要时采用充填注浆加固。型钢水泥土型钢拔除宜采用液压千斤顶配以吊车进行。

7.4 质量检验和检测

7.4.1 钢板桩支护质量应符合以下要求：

- 1 锁口应紧密，如局部渗漏水，可在墙后注浆堵漏；
- 2 钢板桩墙垂直度允许偏差为 1/150；沿基坑轴线方向墙面左右允许偏差为 100mm；
- 3 钢板桩桩底标高允许偏差为 300mm。

7.4.2 型钢水泥土桩采用的焊接 H 型钢焊缝质量应符合设计要求和现行行业标准《焊接 H 型钢》YB 3301 和《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 的有关规定，H 型钢的允许偏差应满足表 7.4.2 的规定。型钢水泥土桩采用的其他钢材应按现行国家产品标准进行验收。

表 7.4.2 H 型钢允许偏差

序号	检查项目	允许偏差 (mm)	检查数量	检查方法
1	截面高度	±5.0	每根	用钢尺量
2	截面宽度	±3.0	每根	用钢尺量
3	腹板厚度	-1.0	每根	用游标卡尺量
4	翼缘板厚度	-1.0	每根	用游标卡尺量
5	型钢长度	±50	每根	用钢尺量
6	型钢挠度	L/500	每根	用钢尺量

注：标中 L 为型钢长度

7.4.3 型钢水泥土桩支护中型钢插入偏差应满足如下要求:

- 1 型钢垂直度偏差应小于 1/200;
- 2 型钢位置偏差为平行于基坑方向小于 50mm 和垂直基坑方向小于 10mm;
- 3 桩底标高偏差为向上不大于 30mm;
- 4 型心转交偏差不大于 3 度。

7.4.4 钢板桩和型钢水泥土桩支护变形监测及周边环境监测要求应符合本标准第 13 章的有关规定。

7.4.5 应根据基坑等级按本标准的要求对钢板桩和型钢水泥土桩的锚拉杆或内支撑进行应力或变形监测, 锚拉杆的实测拉应力不应超过锚杆杆体抗拉强度设计值 f_y , 锚杆或锚碇应做验收张拉试验。锚杆验收试验数量应取锚杆数量的 5%, 且不少于 3 根。

7.4.6 型钢水泥土桩围护结构应在基坑开挖前检验水泥土强度, 宜采用钻孔取桩芯, 进行实验室无侧限抗压强度试验。搅拌桩钻孔取样时间应满足设计要求且不少于施工后 28 天, 抽检数量不应少于总桩数的 1%, 且不得少于 3 根。每根桩的取芯数量不宜少于 3 组, 每组不宜少于 3 件试块。

8 地下连续墙支护

8.1 一般规定

8.1.1 地下连续墙适用于较复杂的周边环境、对基坑变形要求较严格和对基坑截水要求较高的基坑支护工程。

8.1.2 地下连续墙作为基坑支护结构可采用悬臂式、内支撑式及锚拉式等支护体系。

8.1.3 地下连续墙作为深基坑支护结构时，可兼作地下建筑物侧壁的一部分。地下连续墙主要承受侧向水平荷载，当地下连续墙兼作承重结构时，尚应考虑上部建筑物等的竖向荷载。

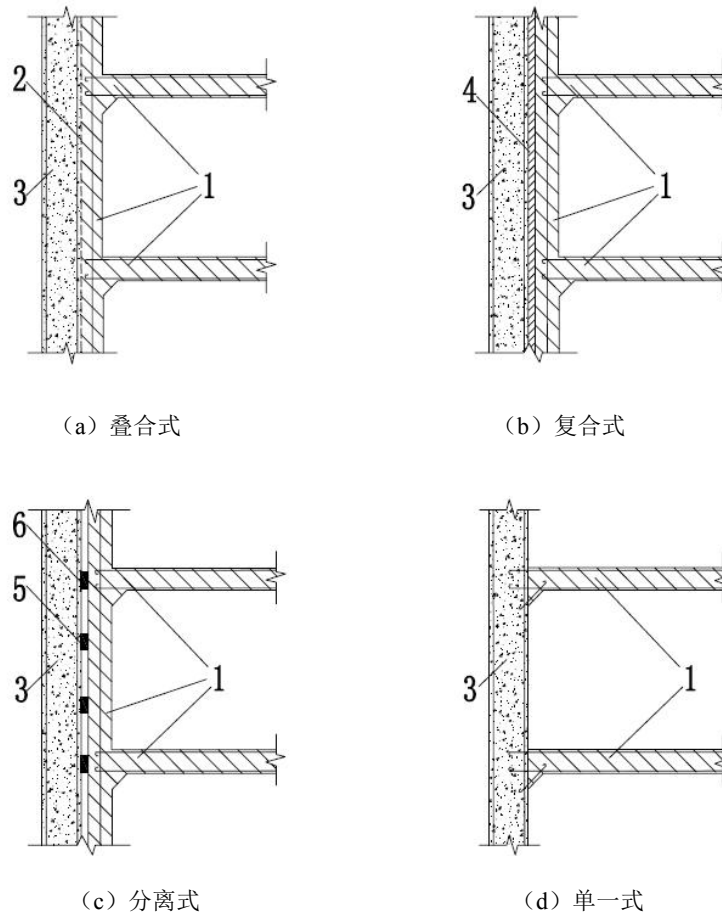


图 8.1.5 地下连续墙形式图

1-主体结构 2-结合部 3-地下连续墙 4-衬垫材料 5-中间支点 6-支点

8.1.4 地下连续墙单元槽段的平面形状和尺寸，应根据基坑开挖深度、墙段位置、基坑开挖时的支撑条件以及邻近环境状况等因素确定。单元槽段的平面形状有一字形、L形、T形等，单元槽段也可组合成格形或圆筒形等形式。

8.1.5 地下连续墙与主体结构连接形式有：叠合式（或整体式）、复合式、分离式和单一式，见图 8.1.5。其中叠合式、复合式、分离式通称复合型。

8.1.6 地下连续墙有现浇钢筋混凝土地下连续墙和预制钢筋混凝土地下连续墙，本标准适用于现浇混凝土地下连续墙。当采用预制钢筋混凝土地下连续墙时，可参照执行。

8.2 设计

8.2.1 地下连续墙设计的内容应包括：

- 1 土压力、水压力计算；
- 2 墙体的入土深度及基坑边坡的整体稳定性验算；
- 3 结构内力及变形计算，结构尺寸及配筋计算；
- 4 基坑支撑（锚拉）体系计算和设计；支撑平面及竖向布置设计；
- 5 基坑底部抗隆起稳定性和抗管涌、抗渗流破坏稳定性验算；
- 6 周边环境影响分析；
- 7 槽壁稳定性验算；
- 8 兼作承重结构的地下连续墙尚应进行竖向承载力、沉降、变形计算和裂缝验算；
- 9 导墙设计；
- 10 提出支护体系的监测方案。

8.2.2 土压力、水压力计算应符合本标准第 3 章的有关规定。

8.2.3 基坑内侧土抗力及支点反力计算，地下连续墙墙身内力及变形计算应符合本标准第 6.2 节的有关规定。

8.2.4 地下连续墙的厚度应通过计算并结合成槽机械的规格确定，常用的墙体厚度一般为 600mm~1500mm。

8.2.5 地下连续墙嵌入坑底以下的有效深度，应满足基坑抗隆起稳定要求、抗渗流稳

定要求和整体稳定性要求，对于多支点的支护体系，可不进行抗倾覆稳定验算。

1 当基坑底面下有淤泥、淤泥质土时，地下连续墙嵌入坑底以下的深度，应按本标准附录 H 进行抗隆起稳定性验算；

2 当基坑底面下有承压水或基坑底部附近具有产生渗透变形条件时，地下连续墙墙身宜形成落底式帷幕；

3 地下连续墙嵌入坑底面以下的深度，尚应按本标准第 6.2.11 条～6.2.13 条进行墙体及土体整体稳定验算；

4 对于悬臂式地下连续墙，应进行抗倾覆稳定验算。

8.2.6 地下连续墙成槽时，应进行槽壁稳定性验算，在非承压地下水位及槽段长度不超过 6m 的情况下，对黏性土，可按式 (8.2.6-1) 验算；对砂性土，可按式 (8.2.6-2) 验算：

1 当为黏性土时：

$$K_s = \frac{4c_u}{H_1\gamma_1 - H_2\gamma_2 + q} \quad (8.2.6-1)$$

式中 K_s ——槽壁稳定性安全系数，取 >1.05 ；

H_1 、 H_2 ——分别为槽壁深度和泥浆深度 (m)；

γ_1 、 γ_2 ——地下水位以上黏性土地基时，分别为黏性土天然重度和泥浆重度，
水下黏性土地基时，分别为黏性土浮重度和泥浆浮重度；

q ——地面荷载；

c_u ——破裂面深度部位土体的三轴不排水抗剪强度 (kPa)，淤泥和淤泥质土采用十字板抗剪强度 c_u 。

2 当为砂性土时：

$$K_s = \frac{2\sqrt{(\gamma_1 + 2q/H) \cdot \gamma_2 \cdot \tan \varphi'}}{\gamma_1 - \gamma_2 + 2q/H} \quad (8.2.6-2)$$

式中 K_s ——槽壁稳定性安全系数，取 >1.05 ；

H ——槽壁深度 (m)；

γ_1 、 γ_2 ——地下水位以上砂性土地基时，分别为砂性土天然重度和泥浆重度，

水下砂性土地基时，分别为砂性土浮重度和泥浆浮重度；

q ——地面荷载，考虑到砂性土槽壁失稳是突发式的，一般一倍基坑深度范围内不应堆载；

φ' ——砂土有效内摩擦角。

8.2.7 地下连续墙作为地下室外墙（如单一式）或作为地下室外墙的一部分（如叠合式）时，尚应满足主体结构设计要求，墙体混凝土抗渗等级应满足现行国家标准《地下工程防水技术规范》（GB 50108）等相关标准的要求。

8.2.8 当地下连续墙与锚杆或内支撑结构组成联合支护体系时，锚杆或内支撑结构的设计计算、构造与施工技术要求、质量检验与检测技术要求以及监测技术要求，应符合本标准第 10 章、第 11 章和第 13 章的相关要求和规定。

8.2.9 地下连续墙计算采用的地基水平抗力系数的比例系数 m ，可按本标准第 6.2.3 条计算确定。

8.2.10 地下连续墙墙段之间常用的纵向连接形式有工字形型钢接头、V 形钢板接头、圆形锁口管接头等柔性接头形式（图 8.2.10）。当对墙段接头防渗要求较高时，宜采用工字形型钢接头。

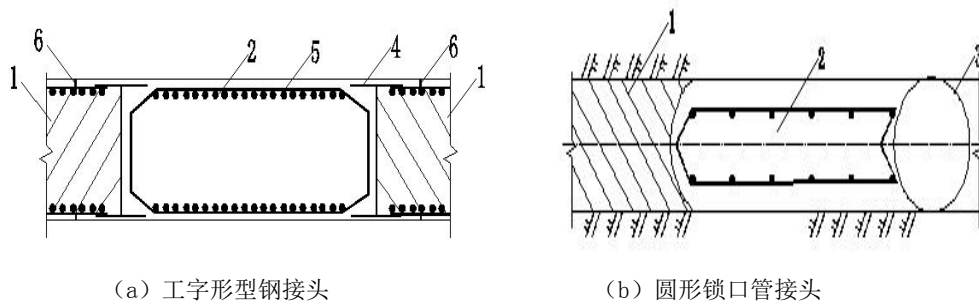
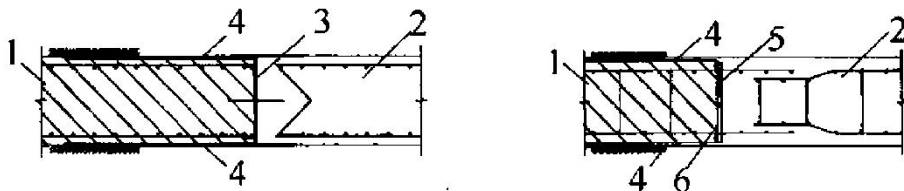


图 8.2.10 地下连续墙柔性接头

1-先行槽段 2-后续槽段 3-圆形锁扣管 4-工字钢接头 5-地下连续墙钢筋 6-止浆板

8.2.11 当根据结构受力特性需形成整体时，槽段间宜采用刚性接头。常用的刚性接头形式有一字形或十字形穿孔钢板接头、钢筋承插式接头等（图 8.2.11）。



(a) 十字形穿孔钢板刚性接头

(b) 钢筋承插式接头

图 8.2.11 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

8.2.12 地下连续墙应按现行的《混凝土结构设计规范》(GB50010) 验算墙截面的承载力及裂缝宽度；如仅作为临时性支护结构可不作裂缝宽度验算。

8.2.13 地下连续墙顶部应设置足够刚度的钢筋混凝土冠梁以增强地下连续墙墙段之间的横向整体性。冠梁的宽度不宜小于地下连续墙厚度，冠梁的高度不宜小于 500mm，冠梁的总配筋率不应小于 0.4%。冠梁按构造设置时，纵向钢筋伸入冠梁的长度宜取冠梁厚度。冠梁按结构受力构件设置时，墙身纵向受力钢筋伸入冠梁的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对钢筋锚固的有关规定。当不能满足锚固长度的要求时，钢筋末端可采用机械锚固措施。

8.2.14 地下连续墙的混凝土、钢筋及其构造应符合下列要求：

1 水下浇筑的地下连续墙混凝土的强度等级不宜低于 C30，抗渗等级不宜小于 P6；

2 钢筋笼制作时，纵向受力钢筋的接头不宜设置在受力较大处。受力钢筋宜采用 HRB400 级以上，直径不宜小于 20mm；构造钢筋可采用 HPB300 级钢筋，也可采用 HRB335 级钢筋，直径不宜小于 14mm；纵向钢筋的净距不宜小于 75mm，构造钢筋的间距不应超过 300mm；纵向受力钢筋中至少应有一半数量的钢筋通长配置，钢筋笼下端 500mm 长度范围内宜按 1:10 收拢；钢筋笼的下端与槽底之间宜留有不小于 500mm 的间隙；单元槽段的钢筋笼宜装配成一个整体；

3 地下连续墙中钢筋保护层厚度不宜小于 70mm，作为临时性支护结构时可取 50mm；

4 钢筋笼应根据吊装的要求，设置纵横向起吊桁架，桁架主筋宜采用 HRB400 级钢筋，直径不宜小于 20mm，且应满足吊装和沉放过程中钢筋笼的整体性及钢筋笼骨架不产生塑性变形的要求；

5 地下室底板、楼板在地连墙上的预埋插筋直径不宜大于 20mm，并应采用 HRB335 级和 HRB400 级钢筋；当预埋插筋直径大于 20mm 时，宜采用机械连接。

8.2.15 地下连续墙 L 形、T 形槽段宜采用长短肢，L 形槽段水平钢筋锚入对边墙体

内应满足锚固长度要求，且宜与对边水平钢筋焊接，转角处宜设置斜向加强钢筋；T形槽段外伸腹板宜设置在迎土面一侧，外伸腹板长度不宜小于成槽设备最小成槽长度，外伸腹板与翼板之间宜设置加强筋。

8.2.16 承受竖向荷载的地下连续墙，应验算其墙底地基承载力及沉降量。如不能满足设计要求，应增加地连墙的深度至良好持力层，或采用注浆方法加固地基。

8.2.17 地下连续墙应通过在墙内预埋受拉、受剪钢筋、连接螺栓或连接钢板等与主体结构连接，且其强度应满足受力计算要求。

8.3 施工

8.3.1 地下连续墙成槽前应沿地下连续墙延伸方向通长设置导墙，导墙的形式应考虑表层土的特性、荷载情况等因素。

8.3.2 导墙厚度宜为 150mm~200mm，导墙埋深不宜小于 1.5m，导墙之间的净空宜为地下连续墙厚加宽 30mm~50mm。导墙纵轴线允许偏差±10mm。导墙墙基应置于较好土层上，如土层较软，应采取加固措施。导墙配筋应进行专门设计，一般可采用竖向和水平向均为 $\phi 12@200$ 的均匀配筋，水平向钢筋应连成整体。导墙混凝土的强度等级不宜低于 C20，浇筑时应振捣密实。导墙拆模后，应做好墙间支撑，宜在墙间每隔 1m 左右加设上、下两道对顶木撑。导墙后地面应避免重型设备及材料堆放，施工机械行走应根据土质情况考虑是否采取垫钢板的措施，防止导墙位移和变形。

8.3.3 地下连续墙单元槽段长度划分应根据地下连续墙的平面布置、场地地质条件、邻近建（构）筑物的分布状况等因素综合设计确定，一般长度宜为 4m~6m，当邻近有重要建筑、管线以及粉细砂层时，宜取下限，并宜跳槽段施工，从成槽完毕到混凝土浇筑完成的累计槽壁暴露时间不宜超过 24 小时。

8.3.4 地下连续墙施工前应通过试成槽确定合适的成槽机械、护壁泥浆配比、施工工艺、槽壁稳定等技术参数。一般地层可采用液压抓斗式成槽工艺，基岩层宜双轮铣成槽机或先用冲孔桩机冲槽、潜孔锤等引孔，再用液压抓斗式成槽机清渣。

8.3.5 成槽护壁泥浆宜选用优质膨润土或粘粒含量大于 50%、塑性指数大于 20、含

砂率小于 5%的优质黏土，使用前应进行配比试验。施工过程中应控制泥浆比重、粘度、含砂率及胶体率等指标，定时观测，防止槽壁失稳。槽内泥浆面宜高于地下水位 0.5m 以上，不宜低于导墙顶面以下 0.3m。

8.3.6 当成槽施工可能对周边环境产生不利影响或当泥浆护壁无法满足槽壁稳定性时，宜采用水泥深层搅拌桩等水泥土桩对槽壁进行加固。

8.3.7 采用水泥深层搅拌桩等水泥土桩对槽壁进行加固时，应注意机架的平整和导向架的垂直度，垂直度允许偏差为 1%，桩位的允许偏差为±20mm，桩径的允许偏差为±10mm。

8.3.8 成槽清底时，沉渣的厚度对承重墙不应大于 100mm，对非承重墙不应大于 200mm。永久性地下连续墙在钢筋笼安放后，应作二次清孔，沉渣厚度不应大于 100mm。

8.3.9 钢筋笼的加工和安放应符合下列要求：

1 单元槽段钢筋笼应焊接成空间骨架，当配筋较少时应增加纵骨架 2~4 根，每根不宜少于三根竖向龙骨筋，其直径不宜小于 16mm，面层剪刀筋直径不宜小于 20mm，骨架纵横钢筋交点应有 50%以上采用焊接，焊接交错布置，桁架处及吊点处应 100%焊接；钢筋笼内及两侧应有必要的净空，保证浇灌混凝土的导管及单元槽段接头管（箱）能顺利拔出；

2 当采用工字形型钢接头时，接头处钢筋笼宜外包止浆铁皮；

3 钢筋笼应确保有足够的刚度便于起吊，平稳入槽就位，如遇障碍应重新吊起，查明原因、清除障碍再下槽，严禁采用冲击、压沉方法下槽；钢筋笼入槽前应再一次检查所有预埋钢筋、连接器等的规格、数量及位置，预埋件的允许偏位除设计有规定外，应不得大于 25mm；

4 钢筋笼的下端与槽底之间 500mm 内，沿地下连续墙的厚度方向应作收口处理；钢筋笼两侧的端部与接头管（箱）或相邻墙段混凝土接头面之间应留有 100mm~150mm 的间隙。

8.3.10 混凝土的浇筑除应满足水下混凝土施工的基本规定外，尚应符合下列要求：

1 水下混凝土浇筑时，其级配强度应比设计强度提高一个等级；

2 永久性地下连续墙的混凝土，混凝土强度应达到设计要求，坍落度宜为

180mm~220mm，配合比应通过试验确定；混凝土应连续浇筑，浇筑速度不小于 2m/小时，中断时间不大于 30min；

3 一个单元槽段内浇筑混凝土的导管数量应通过计算确定，当在单元槽段内同时使用两根导管时，其间距不应大于 3m，导管距槽段端部不宜大于 1.5m；施工中应采取措施避免混凝土绕过接头管（或型钢）流注至相邻槽段；相邻槽壁混凝土接缝面应采用钢丝刷等清刷工具进行清刷；混凝土应连续快速浇筑，并应在初凝前结束浇筑作业，槽段过深时宜加缓凝剂；

4 墙段的混凝土浇筑标高应比墙顶设计标高高出 500mm，浇筑冠梁前应将高出部分凿去，并保证墙顶面嵌入冠梁底面内 50mm。

8.3.11 地下连续墙墙段接头处理应符合下列要求：

1 圆形锁口管、接头箱等接头，宜在混凝土浇筑 3h~5h 后开始第一次上拔，以后每 15min 上拔一次，每次上拔 50cm~100cm，宜在混凝土浇筑结束后 8h 内将接头全部拔出；

2 槽段接头防渗需做加强处理时，可采用高压喷射注浆；

3 单元槽段接头不宜设在拐角处，复合墙的内外接头宜错开。

8.4 质量检验和检测

8.4.1 地下连续墙应进行槽段成槽、清槽及泥浆配制、钢筋笼制作及安装、混凝土浇筑等施工过程的质量检验，检验标准应符合表 8.4.1 的规定。

表 8.4.1 地下连续墙施工过程质量检验标准

检验内容	检验标准
槽段的长度、厚度、深度及倾斜度	长度允许偏差±50mm；厚度允许偏差±10mm；深度允许偏差±100mm；倾斜度不大于 1/200。
清槽及泥浆	新拌制的泥浆应储放 24 小时后方可使用；一般新配制的泥浆比重 1.03~1.10；循环泥浆比重 1.05~1.20；清渣后残渣厚度对永久性承重墙小于 100mm，对非承重墙小于 200mm，并应满足设计要求。

钢筋笼的制作及安装	预埋件位置允许偏差±25mm；钢筋笼竖向长度允许偏差±50mm；钢筋笼水平长度允许偏差±20mm；钢筋笼竖向主筋间距允许偏差±10mm；主筋净保护层厚 70mm，允许偏差±20mm；钢筋笼焊接牢固，起吊安放过程中不变形、不散架，下放平稳不出现沉阻现象。
混凝土浇筑	混凝土强度和坍落度不得小于设计要求；钢筋笼入槽后至浇筑混凝土总停置时间不应超过 6 小时。
地下连续墙开挖外观	基坑土方开挖后，墙体表面质量：永久墙不宜大于 50mm，临时墙不宜大于 100mm；墙体垂直度允许偏差：永久墙 1/200，临时墙 1/150；墙顶中心线的偏差：永久墙±30mm，临时墙±50mm；墙体、墙段接缝间不应有夹泥和严重漏水现象。

8.4.2 墙身混凝土抗压强度试块每 100m³ 混凝土不应少于 1 组，且每幅槽段不应少于 1 组；墙身混凝土抗渗试块每 5 幅槽段不应少于 1 组。

8.4.3 地下连续墙应采取抽芯试验和超声波检验方法进行墙体混凝土强度、墙底沉渣厚度、墙底岩土层性状和墙身完整性检测，检测数量应符合下列规定：

1 当地下连续墙作为永久性结构，每个工程抽芯试验不少于总墙段数的 15%且不少于 10 个槽段，每个槽段不少于 3 个孔；超声波检验不少于总墙段数的 30%且不少于 3 个槽段，每个槽段预埋超声波管不少于 5 根；

2 当地下连续墙作为临时性结构，抽芯试验每个工程不少于总墙段数的 5%且不少于 3 个槽段，每个槽段不少于 3 个孔；超声波检验不少于总墙段数的 10%且不少于 3 个槽段，每个槽段预埋超声波管不少于 5 根；

3 当抽芯试验有不满足设计要求的，应按不满足设计要求的槽段加倍扩大抽检；若扩大抽检中仍有不满足设计要求的槽段，应对该批次槽段全部检测；

4 当超声波检验有不满足设计要求的，应对不满足设计要求的槽段进行抽芯试验，当抽芯试验有不满足要求的，应对该批次槽段全部检测；

5 地下连续墙抽检后，应就墙体混凝土强度、墙底沉渣厚度、墙底岩土层性状和墙体完整性作出判定，判定方法参照深圳市标准《建筑基桩检测规程》（SJG09）的有关规定。根据判定结果，提出处理措施。

9 水泥土挡墙支护

9.1 一般规定

9.1.1 水泥土挡墙支护适用于基坑开挖深度不大于6m的淤泥和淤泥质土以及素填土、黏土、粉质黏土、粉土、砂土等土层；但不适用于泥炭土，对于有机质土和泥炭质土，宜通过试验确定其适用性。

9.1.2 水泥土挡墙支护设计前，必要时应采取现场的软土试样，通过室内配比试验选择合适的固化剂与外掺剂，提供各种水泥掺入比的水泥土强度参数。

9.1.3 水泥土挡墙支护宜采用相互搭接的水泥土搅拌桩形成的挡土结构，水泥搅拌应采用喷浆法施工。

9.2 设计

9.2.1 作用在水泥土挡墙上的土压力和水压力计算以及抗剪强度参数试验方法的选择，应符合本标准第3.1.8、3.1.9条和第3.1.11条的规定。

9.2.2 水泥土挡墙支护结构应通过稳定性验算确定设计桩长及挡墙宽度。可根据基坑开挖深度和地质条件，初步设定挡墙宽度和长度，挡墙宽度宜取0.6h~1.0h，挡墙的长度应穿透软土层，不宜悬挂于淤泥或淤泥质土之中，且挡墙的嵌固深度不宜小于0.8h。

9.2.3 水泥土的抗压、抗剪、抗拉强度标准值应通过现场试验确定。初步设计时各强度设计值可按以下各式估算：

$$q_{pd} = (0.33 \sim 0.50)f_{cu,28} \quad (9.2.3-1)$$

$$q_{vd} = 0.33q_{pd} \quad (9.2.3-2)$$

$$q_{ld} = 0 \quad (9.2.3-3)$$

式中 q_{pd} ——水泥土28天抗压强度设计值

q_{vd} ——水泥土28天抗剪强度设计值

q_{1d} ——水泥土 28 天抗拉强度设计值

$f_{cu,28}$ ——与桩身水泥土配方相同的室内水泥土试块(边长为 70.7mm 的立方体,也可采用边长 50mm 的立方体),在标准养护条件下,28 天龄期的单轴极限抗压强度标准值,在淤泥和淤泥质土层中,其标准值不宜小于 0.6MPa。7 天龄期抗压强度 $f_{cu,7}$ 可根据下式估算:

$$f_{cu,7} = 0.4f_{cu,28} \quad (9.2.3-4)$$

9.2.4 挡墙支护结构应进行抗滑稳定和抗倾覆稳定验算,其计算简图见图 9.2.4;当墙体下部为软土时,尚应进行整体稳定和抗隆起稳定验算;当墙体底部为砂土地层或墙体悬挂于砂土地层中时,尚应进行抗渗流稳定验算。

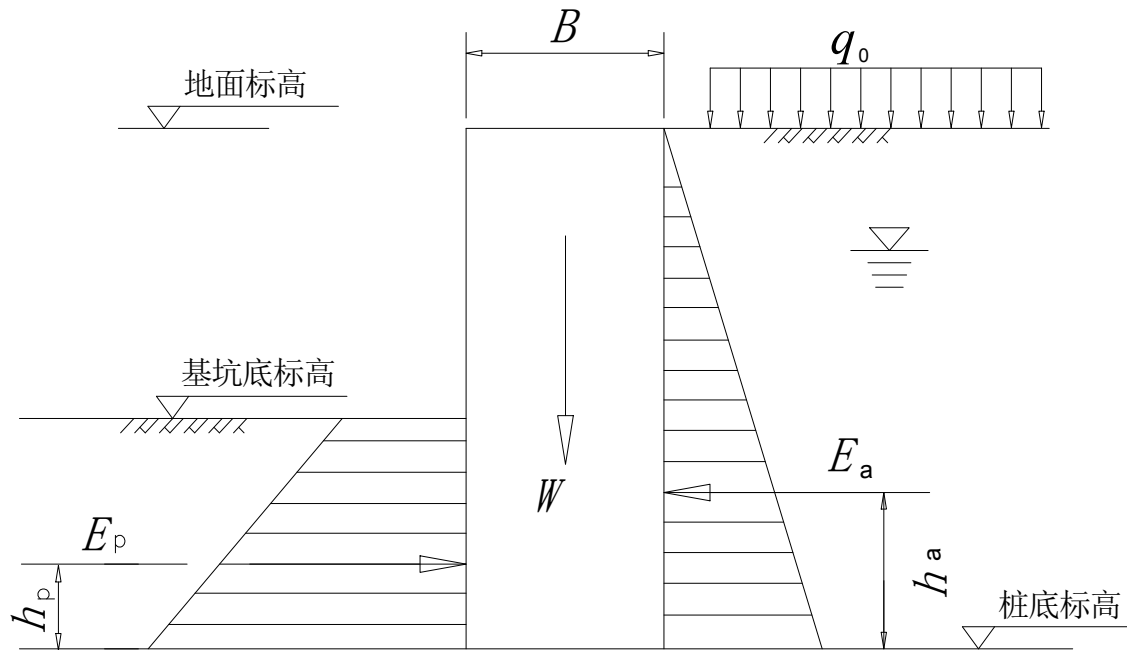


图 9.2.4 抗滑、抗倾覆稳定计算简图

1 支护结构抗滑稳定性应按式 (9.2.4-1) 验算

$$K_s = \frac{E_p + W\mu}{E_a} \quad (9.2.4-1)$$

式中 K_s ——抗滑安全系数,取 1.2;

E_p ——被动土压力合力,按本标准第 3.1.11 条计算确定;

E_a ——主动土压力合力，按本标准第 3.1.11 条计算确定；

W ——水泥土挡墙重力（包括地面附加均布压力所换算的重力）；

μ ——墙体基底与土的摩擦系数，当无试验资料时，可根据下列土类分别取值：

淤泥质土： $\mu=0.20\sim 0.25$

粘性土： $\mu=0.25\sim 0.40$

砂土： $\mu=0.40\sim 0.50$

2 支护结构抗倾覆稳定性应按式（9.2.4-2）验算：

$$K_{ov} = \frac{E_p h_p + Wb/2}{E_a h_a} \quad (9.2.4-2)$$

式中 K_{ov} ——抗倾覆安全系数，取 1.3；

h_a ——主动土压力合力点至桩底的距离；

h_p ——被动土压力合力点至桩底的距离；

b ——水泥土挡墙的宽度。

3 整体稳定验算应符合本标准第 3.1.10.2 条的规定。

4 抗隆起稳定和抗渗流稳定的验算应分别符合本标准附录 H 和附录 J 的规定。

9.2.5 进行水泥土挡墙强度验算时，主要验算挡墙控制截面的正应力和剪应力。

1 正应力应按式（9.2.5-1~3）进行验算，当计算结果 $\sigma_{\min}<0$ 时，应调整挡墙宽度或采用插筋等措施。

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{W_i}{B_i} \left(1 \pm \frac{6e_i}{B_i}\right) \quad (9.2.5-1)$$

$$\sigma_{\max} < q_{pd} \quad (9.2.5-2)$$

式中 e_i ——荷载作用于验算截面上的偏心距 $e_i = M_i / W_i$ ；

M_i ——验算截面以上土压力合力在该截面上产生的弯矩；

B_i ——验算截面宽度；

W_i ——验算截面以上墙体重力（包括地面附加均布压力所换算的重力）。

2 弯曲时的剪应力 τ 应按式（9.2.5-3）进行验算：

$$\frac{E_{aki} - \mu G_i - E_{pki}}{B} \leq \frac{1}{6} f_{cs} \quad (9.2.5-3)$$

式中 E_{aki} 、 E_{pki} ——分别为验算截面以上的主动土压力标准值、被动土压力标准值；

G_i ——验算截面以上的墙体自重；

μ ——墙体材料的抗剪断系数，取 0.4~0.5；

B ——验算截面处水泥土挡墙的宽度。

9.2.6 水泥土挡墙深层搅拌桩的平面布置应相互搭接，消除搅拌盲区，搭接厚度不宜小于 150mm。平面布置可根据基坑开挖深度采用格栅状或壁状等布桩形式(图 9.2.6)，可根据受力要求采用变截面、变掺量、变搅喷次数设计。

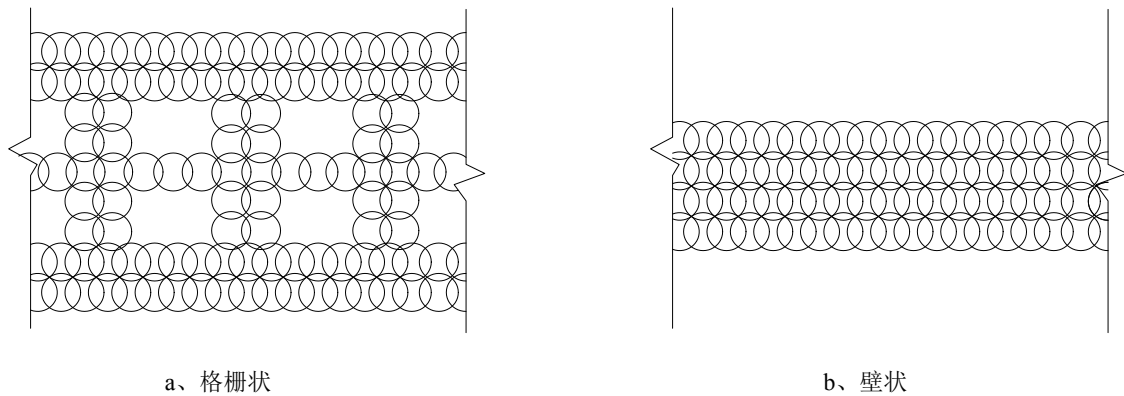


图 9.2.6 格栅状搅拌桩布桩示意图

9.2.7 水泥土挡墙截面呈格栅状布置时，每个格栅内的截面面积应满足下式：

$$F \leq (0.5 \sim 0.7) \frac{cU}{\gamma} \quad (9.2.7)$$

式中 F ——格栅内的截面面积；

U ——格子周长，格仓内各距连心线 $d/4$ (d 为桩径) 围成的格子周长，该格子各边平行于格仓内侧搅拌体的连心线；

c ——格子内土体固结快剪粘聚力；

γ ——格子内土体的天然重度，多层土时取墙身范围内各土层按厚度加权的平均重度。

9.2.8 水泥土挡墙顶面宜设置钢筋混凝土面板，板厚不宜小于 200mm，混凝土强度等级不低于 C20，宜用钢筋与桩体连接，钢筋插入桩体的长度不宜小于 2m，直径不

小于 12mm；当需要提高桩身抗拉、抗剪能力时，宜在挡墙两侧的搅拌桩中插入钢筋、钢管等材料，所插入材料下端应深于基坑底面，上端应锚入面板中；当基坑边长较长或抗隆起稳定不能满足要求时，可在坑底用搅拌桩或做换土垫层等作为被动区加固措施。

9.2.9 水泥土挡墙兼作截水帷幕时，应至少有 2 排相互搭接的单轴搅拌桩或 1 排三轴搅拌桩穿过砂层，进入相对不透水土层的长度宜为 1.5m~2.0m，并符合本标准第 12.3.5 条关于截水帷幕嵌固深度的规定，相邻桩搭接厚度宜为 200mm。

9.2.10 水泥搅拌桩桩体的固化剂宜采用 42.5 级普通硅酸盐水泥，对于淤泥和淤泥质土，单轴搅拌桩水泥掺入比可取 18%~22%，且不应小于 15%，三轴搅拌桩水泥掺入比 20%~22%。外加剂可根据工程需要选用，但应避免污染环境，不应采用缓凝型外掺剂。

9.3 施工

9.3.1 搅拌桩施工场地应事先予以平整，且必须清除地上、地下障碍物。场地低洼时，应回填黏性土、石粉、砂石、砂性土、砖渣等整平场地。不得回填杂填土或生活垃圾。

9.3.2 搅拌桩施工应注意机架的平整和导向架的垂直度，垂直度允许偏差为 1%，桩位的允许偏差为±20mm，桩径的允许偏差为±10mm。

9.3.3 施工前应根据设计要求进行工艺性成桩试验确定施工工艺，试桩数量不宜少于 3 根。

9.3.4 搅拌桩施工可按下列步骤进行：

- 1 搅拌机械就位，并调平、调直；
- 2 喷浆搅拌下沉至设计桩端位置；
- 3 喷浆搅拌提升至桩顶预定停浆面；
- 4 重复喷浆搅拌下沉至设计桩端位置；
- 5 重复喷浆搅拌提升直至桩顶预定停浆面；
- 6 移到下一个桩位，重复上述 1~5 步骤。

9.3.5 使用的水泥应过筛，制备好的浆液不得离析，泵送必须连续；拌制浆液的罐数、水泥和外掺剂的用量、泵送浆液的时间、搅拌机每米下沉或提升的时间等应有记录。深度记录允许误差 50mm，时间记录允许误差为 5s。

9.3.6 当浆液达到出浆口后，桩底喷浆搅拌应不小于 30s，使水泥浆与桩端土充分搅拌后，再开始提升搅拌头，成桩要控制搅拌机的下沉及提升速度和次数，连续均匀，并控制注浆量，保证搅拌均匀，同时泵送必须连续。

1 单轴搅拌桩水泥浆水灰比可取 0.45～0.55，搅拌下沉速度宜控制在 0.5-1.0m/min，提升速度宜控制在 0.5-0.8m/min。

2 三轴搅拌桩水泥浆水灰比可取 0.8～1.5，搅拌下沉速度宜控制在 0.4m/min～0.5 m/min，提升速度宜控制在 0.8m/min～1.0m/min。

9.3.7 搅拌机预搅下沉时不宜冲水，当遇到较硬土层下沉困难时，可适量冲水，但应考虑冲水成桩对桩身强度的影响。

9.3.8 施工时如因故停浆，宜将搅拌机下沉至停浆点以下 0.5m，待恢复供浆时再喷浆提升；若停机超过 3h，宜先拆卸、清洗输浆管路。

9.3.9 相邻桩施工的搭接时间不应大于 24h，如因特殊原因超过 24h，应对最后一根需要搭接的桩先进行空钻留出榫头以待下一批桩搭接；如间歇时间太长，与第二根无法搭接，应征得设计单位认可后，采取局部补桩或注浆等处理措施。

9.3.10 当墙体施工深度较深或墙深范围内的土层以软土及砂土为主时，可采用三轴水泥土搅拌桩或大直径搅拌桩工艺。

9.3.11 钢管、钢筋或型钢的插入宜在水泥土搅拌桩成桩后 30min 内施工，并采用可靠的定位措施。

9.3.12 水泥土应有 28 天以上龄期的试件，水泥土强度达到 70%设计强度时或成桩时间不少于 14 天后方能进行基坑开挖。在基坑开挖时应保证不损坏桩体，软土层应严格分段、分层开挖并符合本标准第 13.1.2 条的关于土方开挖的规定，分段宽度应小于 15.0m，分层高度应小于 2.0m。

9.4 质量检验和检测

9.4.1 施工过程中必须随时检查施工记录,并按照规定施工工艺对每根桩进行质量检查,检查内容包括水泥用量、桩长、制桩过程中有否断桩现象、搅拌提升时间和复搅次数等。对于不合格的桩应根据其位置、数量等具体情况,分别采取补桩或加强邻桩等措施。

9.4.2 成桩 14 天后,可采用浅部开挖桩头,目测搅拌桩的均匀性,量测桩直径和搭接长度等,初步检查搅拌桩成桩质量,检查数量为总桩数的 5%。

9.4.3 水泥石搅拌桩的桩身强度宜采用钻芯取样测定强度的试验方法确定。并选择有代表性的桩体进行钻探取芯(芯样直径应大于 80mm),用双管单动取样器钻取芯样作单轴极限抗压强度试验,对每个支护工程钻探取芯数量不宜少于总桩数的 5%并不少于 6 根桩,异常部位宜加取芯样。

10 锚杆

10.1 一般规定

10.1.1 深基坑支护的锚杆可与排桩、地下连续墙或其他围护结构联合使用。当锚杆拉力较大或锚杆长度受到场地限制时，可采用扩孔锚杆。当锚杆可能影响后续地下空间开发建设时，宜采用可回收锚杆。

10.1.2 用于安全等级为一、二级的基坑工程或缺乏经验的地层中的锚杆，施工前应进行基本试验，并根据试验结果对设计参数和施工工艺进行调整。基本试验方法见附录 E。

10.1.3 锚杆锚固段不宜设置在未经处理的下列土层中：

- 1 淤泥和有机质土层；
- 2 深厚填石层及松散的新近堆填土层；
- 3 含承压水砂层。

10.2 设计

10.2.1 锚杆设计应包括以下内容：

- 1 锚杆的选型和布置；
- 2 锚杆承载力计算；
- 3 锚杆杆体材料选择及截面计算；
- 4 锚头结构、自由段、锚固段、锚固体及锚杆总长度设计；
- 5 确定锚杆锁定拉力值；
- 6 必要时应进行稳定性验算；
- 7 提出施工技术、试验及监测要求。

10.2.2 根据使用要求、土层性质和周边环境等因素，锚杆可选用拉力型锚杆、压力型锚杆和扩孔型锚杆，亦可选用其它型式锚杆。对于杆体处置，可采取回收和不回收方式。

10.2.3 锚杆杆体材料选择应符合下列规定：

1 锚杆杆体材料宜选用高强度低松弛的钢绞线，也可采用高强度精轧螺纹钢和玻璃纤维增强筋；杆体材料的性能应符合国家相关标准的规定，预应力钢绞线的抗拉强度参数应按附录 F 表 F.0.1 选用，高强度精轧螺纹钢的抗拉强度参数应按附录 F 表 F.0.2 选用，玻璃纤维增强筋的抗拉强度参数应按附录 F 表 F.0.5 选用；

2 压力型锚杆和可回收的扩孔型锚杆杆体应采用无粘结钢绞线，其相关的技术参数应按附录 F 表 F.0.3 选用；

3 轴向拉力设计值较低的锚杆或全长粘结型锚杆，可以采用 HRB335、HRB400 和 HRB500 普通钢筋，钢筋的抗拉强度参数应按附录 F 表 F.0.4 选用。

10.2.4 锚杆的布置应符合下列规定：

1 锚杆的布置应避免对相邻建（构）筑物的基础及管线产生不利影响，锚固段应设置在潜在破裂面以外的稳定地层中；

2 锚杆的上下排间距不宜小于 2.5m，对于扩孔型锚杆的竖向净距尚不宜小于扩孔直径的 6 倍；

3 锚杆的水平间距不宜小于 1.5m，对于扩孔型锚杆的水平净距尚不宜小于扩孔直径的 4 倍；

4 第一排锚杆锚固段最小上覆土层厚度不宜小于 4.0m，对于扩孔型锚杆不宜小于 7.0m；

5 锚杆倾角以 15°~25°为宜，不应小于 10°，当大于 25°时，应考虑锚杆竖向分力对支护结构的影响；

6 当锚杆间距较小时，应调整相邻锚杆倾角或加大锚杆长度，将锚固段合理错开布置。

10.2.5 锚杆杆体截面积的确定应符合下列规定：

$$N_d = 1.25\gamma_0 N_k \quad (10.2.5-1)$$

$$A \geq \frac{N_d}{f_{py}} \quad (10.2.5-2)$$

$$\text{或 } A \geq \frac{N_d}{f_y} \quad (10.2.5-3)$$

式中 γ_0 ——基坑支护结构重要性系数；

N_d ——锚杆轴向拉力设计值；

N_k ——锚杆轴向拉力标准值，按本标准第 6.2.8 条确定；

A ——锚杆杆体截面面积；

f_{py} 、 f_y ——钢绞线、钢筋的抗拉强度设计值。

10.2.6 锚杆自由段的长度 L_f 应按图 10.2.6 及式(10.2.6)计算确定：

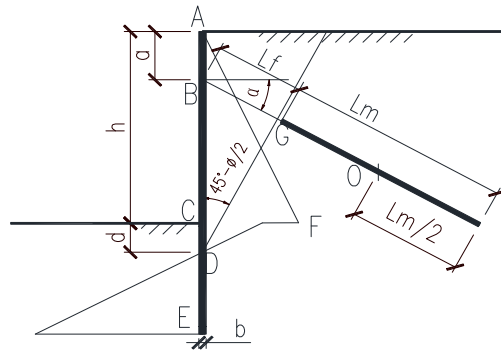


图 10.2.6 锚杆自由端长度计算简图

$$L_f \geq (h + d - a) \frac{\sin(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{\sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \alpha)} + L'_f + \frac{b}{\cos \alpha} \quad (10.2.6)$$

式中 L_f ——锚杆自由段长度；

h ——基坑开挖深度；

d ——土压力零点至基坑底面的距离；

a ——锚杆开孔位置至地面的距离；

φ ——土层内摩擦角标准值，对于多层土，取土层厚度加权的内摩擦角平均值；

α ——锚杆与水平面的夹角；

b ——挡土构件的水平尺寸；

L'_f ——自由段穿过潜在破裂面的长度，拉力型及压力型锚杆取 1.5m，扩孔型锚杆取 3m。

拉力型、压力型锚杆自由段长度不宜小于 5m，扩孔型锚杆的自由段长度不宜小

于 10m。

10.2.7 锚杆锚固段长度 L_m 和轴向极限抗拔承载力标准值 N_{uk} 的确定应符合下列规定：

1 锚杆轴向极限抗拔承载力标准值和锚固段长度可按以下公式计算：

$$N_{uk} \geq K_t N_k \quad (10.2.7-1)$$

$$N_{uk} = \pi D_m \sum q_{sik} L_i + D_k \pi \sum q_{sjk} L_j + \sum F_j \quad (10.2.7-2)$$

$$L_m = \sum L_i + \sum L_j \quad (10.2.7-3)$$

式中 N_{uk} ——轴向极限抗拔承载力标准值 (m)；

K_t ——锚杆锚固体的抗拔安全系数，根据工程的安全等级一、二、三级，分别取 1.8、1.6、1.4；

L_m ——锚杆锚固段长度 (m)；

L_i ——非扩孔段锚杆在第 i 层土层中的锚固段长度 (m)；

L_j ——扩孔段在第 j 层土中的长度 (m)；

D_m ——非扩孔段锚固体直径 (m)；

D_k ——扩孔段锚固体直径 (m)；

q_{sik} ， q_{sjk} ——锚固段注浆体与第 i 、 j 层土层间的极限粘结强度标准值 (kPa)，

应通过试验确定，当无试验资料时可按表 10.2.7 选用；

F_j ——第 j 扩孔段在土层中的挤压承载力，软塑黏性土及松散砂层中不计此项，其他情况可按式 (10.2.7-4) 计算：

$$F_j = k_\alpha \pi \sum p_j (D_k^2 - D_m^2) / 4 \quad (10.2.7-4)$$

式中 k_α ——钻孔倾角影响系数，当倾角 $\leq 15^\circ$ 时，取 0.6；当倾角为 25° 时，取 0.8；

当倾角 $\geq 36^\circ$ 时，取 1.0；中间可内插取值；

p_j ——第 j 扩孔段端部土体极限承载力标准值，初步设计可按钻孔灌注桩桩端极限承载力标准值的 0.8 倍取值 (kPa)。计算距离潜在滑裂面最近的扩孔段挤压承载力 F_j 时，当 $F_j > \pi (D_k - D_m) l_e q_{sjk}$ ，取 $F_j = \pi (D_k - D_m) l_e q_{sjk}$ ，

l_0 为潜在滑裂面与最近的扩孔段之间的杆体长度，且不小于 3m。

表 10.2.7 土层与锚固段注浆体间的极限粘结强度标准值

土层种类	土的状态	极限粘结强度标准值 q_{sik} 、 q_{sjk} (kPa)
素填土	可塑	20~30
淤泥质土	软塑	15~25
黏性土	可塑	50~65
	硬塑、坚硬	65~100
砂土	松散	60~80
	稍密	80~100
	中密	100~160
	密实	160~200
花岗岩	可塑	60~80
残积土	硬塑、坚硬	80~120

注：1 素填土系指填积时间在 5 年以上；

2 对于砂土，在密实度相同的情况下，粉细砂可取较低值、中砂可取中值、粗砾砂可取较高值；

3 此表为二次注浆后的极限粘结强度值。

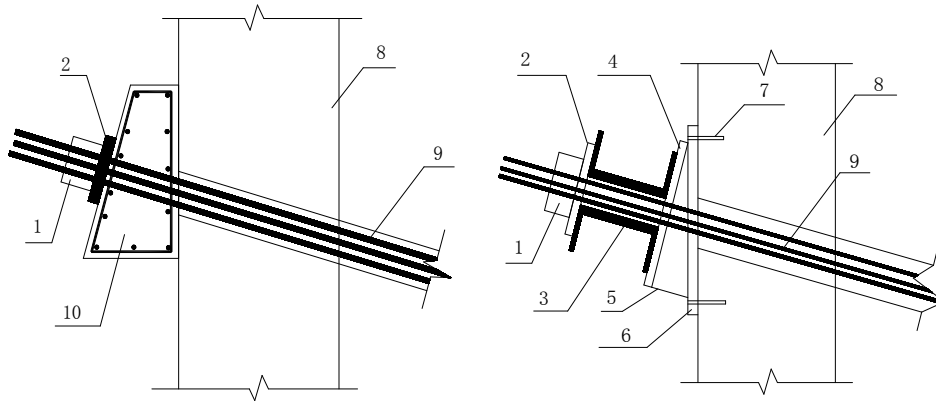
2 拉力型锚固段长度不应小于 8m，也不宜大于 18m；

3 对于扩孔型锚杆，其扩孔段长度宜为 2m~6m。

10.2.8 锚头结构设计应符合下列规定

1 锚头结构主要由锚具、承压板、腰梁等组成，锚具可选择夹片式张拉端锚具、精轧螺纹锚具或螺丝端杆锚具，锚具的强度、刚度等性能应与锚杆杆体材料的性能匹配，并应符合国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》(GB/T 14370)的规定；

2 腰梁宜优先采用钢筋混凝土腰梁，也可采用型钢腰梁，可按简支梁或连续梁进行设计计算。钢筋混凝土梁主要对正截面和斜截面承载力进行验算；钢梁一般采用双拼槽钢或工字钢，主要对抗弯、抗剪强度和整体稳定性、局部抗压和抗扭稳定性进行验算。钢筋混凝土腰梁的混凝土强度不应低于 C25，腰梁的构造见图 10.2.8；



(a) 钢筋混凝土腰梁构造 (b) 钢结构腰梁构造

图 10.2.8 腰梁构造示意图

- 1—锚具 2—垫板 3—槽钢腰梁 4—斜铁盖板 5—斜铁 6—斜铁垫板
7—膨胀螺栓 8—护坡桩(墙) 9—钢绞线 10—钢筋混凝土腰梁

3 腰梁与支护结构之间的连结应牢固、可靠，能满足腰梁自重及锚杆垂直分力作用下的抗剪要求。

10.2.9 锚杆的构造应符合以下规定：

1 锚杆杆体外露段长度应满足腰梁等传力装置的构造和张拉锁定的要求；宜对外露段采取防腐措施，满足后期可能的拉拔试验或二次张拉的需求；

2 锚杆隔离架（定位架）应沿锚杆长度方向每隔 1.0m~1.5m 设置一个，且能确保锚固段的保护层不少于 20mm；

3 拉力型及压力型锚杆孔径以 130mm~180mm 为宜，扩孔型锚杆孔径以 300mm~500mm 为宜。

10.2.10 锚杆注浆宜用水泥浆或水泥砂浆，拉力型锚杆和扩孔型锚杆的浆体设计抗压强度标准值不宜低于 20.0MPa，压力型锚杆的浆体设计抗压强度标准值不宜低于 30.0MPa。

10.2.11 锚杆锁定拉力根据地质条件及使用要求确定，可取轴向拉力标准值的 0.7 倍~0.9 倍。

10.2.12 压力型锚杆的承载体应符合下列规定：

1 压力型锚杆的单元锚杆的端部可采用高分子聚酯纤维增强塑料承载体或钢板承载体。采用高分子聚酯纤维增强塑料承载体时，无粘结钢绞线宜绕承载体弯曲成

U形，采用钢板承载体宜采用锚板和挤压锚固件；

2 承载体应具有与锚杆极限抗拔承载力相适应的力学性能。

10.2.13 可回收锚杆宜采用压力型或扩孔型锚杆，锚杆杆体与承载体的结合方式可采用U型锚。

10.2.14 可回收锚杆的回收应在地下室肥槽回填至锚头设计标高或在地下室外墙与维护结构之间设置传力结构后进行拆除回收。

10.3 施工

10.3.1 锚杆成孔应符合下列规定：

1 钻孔前，根据设计要求定出孔位，作出标记；

2 孔距水平方向允许偏差为 $\pm 100\text{mm}$ ，垂直方向允许偏差为 $\pm 50\text{mm}$ ；

3 钻孔倾斜度允许偏差为 $\pm 2^\circ$ ；

4 孔深宜超过锚杆设计长度 $0.5\text{m}\sim 1.0\text{m}$ ；

5 湿式钻孔终孔后应清孔，并立即置入杆体并灌浆；

6 宜采用专用锚杆钻机，在易塌孔土层或易受钻孔扰动导致水土流失而危及周边建（构）筑物的安全时，应采用套管护壁钻孔；

7 扩孔尚应符合下列规定：

（1）扩孔的施工参数应根据土质条件和设计要求通过试验确定，应作 1~2 根扩孔锚杆开挖试验，以验证扩孔技术的可行性及有关参数；

（2）宜采用喷射切割式扩孔或机械式扩孔，不宜采用爆破式扩孔；

（3）在喷射切割扩孔过程中出现压力骤然下降或上升时，应查明原因并及时采取措施；

（4）机械扩孔时，宜先以普通钻头施工至孔底，然后改用扩孔钻头施工扩孔段；

（5）扩孔段施工完成后，宜采用扩孔钻头边旋转提升，边注水清孔。清孔结束后，利用扩孔钻头从孔底开始注浆，边注浆边旋转拔出钻头，然后下锚筋；

（6）扩孔施工工艺应稳定可靠，具有相应的扩孔检测方法，确保扩孔效果满足设计要求。

10.3.2 锚杆的制作和安装应符合以下规定：

1 锚杆应按施工图进行制作，并应符合以下规定：

(1) 严格按设计长度的要求，同时也要考虑张拉设备所需的长度下料，杆体的长度允许误差为+100mm，-30mm；

(2) 组装前应清除钢材表面的油污和膜锈；

(3) 普通钢筋接长宜采用双面帮条焊或机械连接方式，其中帮条焊的焊缝长度不应小于 $5d$ (d 为钢筋直径)，杆体接长或杆体与螺杆焊接都必须按设计要求使用焊条；精轧螺纹钢采用专用连接器；钢绞线不得接长；

(4) 采用粘结钢绞线的锚杆，自由段应涂黄油等润滑剂，并套塑料管，确保自由段锚杆杆体与注浆体之间无粘结；

(5) 采用无粘结钢绞线的锚杆，无粘结钢绞线与承载体之间的连接应牢靠，并不得损坏钢绞线的外包材料，确保钢绞线与注浆体之间无粘接；

(6) 承载体采用聚酯纤维材料时，无粘结钢绞线应绕承载体弯曲成 U 形，并用钢带与承载体捆绑牢固。采用钢板承载体时，挤压锚固件应与钢板连接可靠；

(7) 沿杆体轴线方向每隔 1.0m~1.5m 设置一个对中支架，注浆管应与杆体绑扎牢固，绑扎材料不宜采用镀锌材料。

2 锚杆的安装应符合下列规定：

(1) 安装之前应检查杆体质量，确保符合设计要求；

(2) 安装杆体时，应避免杆体扭压或过度弯曲；

(3) 注浆管应和杆体一起置入钻孔内，注浆管底端距孔底宜为 50mm~100mm，二次注浆管的出浆孔和端头应密封，保证一次注浆时浆液不进入二次注浆管内，扩孔型锚杆采用扩孔钻头在完成扩孔后从孔底开始进行一次注浆时，可取消一次注浆管；

(4) 杆体插入孔内深度不应小于锚杆设计长度的 98%，亦不得超深，以免外露长度不足。

10.3.3 锚杆的注浆应符合下列规定：

1 水泥浆体材料应符合下列规定：

(1) 水泥宜使用普通硅酸盐水泥；

(2) 细骨料应使用粒径小于 2.5mm 的中、细砂，砂的含泥量按重量计不得大于

3%，砂中所含云母、有机物、硫化物及硫酸盐等有害物质的含量，按重量计不得大于 1%；

(3) 混合水中不应含有影响水泥正常凝结和硬化的有害物质，不得使用污水；

(4) 必要时水泥浆可掺外加剂，但一次灌浆不宜使用膨胀剂。水泥浆中氯化物的总含量不得超过水泥重量的 0.1%。

2 拌浆、注浆应采用专用搅拌桶和注浆泵，注浆泵的工作压力应满足设计要求；

3 浆体按设计配制，宜选用灰砂比 1：0.5~1:1 的水泥砂浆或水灰比 0.45~0.50 的纯水泥浆；二次高压注浆宜使用水灰比为 0.45~0.50 的纯水泥浆；

4 浆液应搅拌均匀，并过筛，随拌随用，浆液应在初凝前用完；

5 应采取措施保证自由段与注浆体之间无粘结，确保自由段不对锚杆提供锚拉力；

6 二次高压注浆应在一次注浆形成的水泥结石强度达到初凝后进行，注浆压力不宜小于 2.0MPa，二次注浆时间可根据注浆工艺通过试验确定。

10.3.4 锚杆张拉和锁定应符合以下规定：

1 张拉机具及仪表应由专人使用和管理，并定期维护和校验；

2 张拉设备应配套校验，压力表的精度不应低于 1.5 级；校验张拉设备用的试验机或测力计精度不得低于 $\pm 2\%$ ；校验时千斤顶活塞的运行方向应和实际工作状态一致；

3 张拉设备的校验期限不应超过 6 个月，当张拉设备出现反常现象或在千斤顶检修后应重新校验；

4 所选张拉设备的量程应和锚杆的锁定荷载相适应；

5 腰梁及台座等传力装置的承压面应平整，并与锚杆轴线方向垂直；

6 锚杆张拉时，腰梁及台座的混凝土抗压强度和锚固体抗压强度均不应低于设计强度的 80%；

7 锚杆正式张拉前，应取 0.1~0.2 倍轴向拉力标准值进行预张拉；

8 锚杆张拉顺序应考虑对锚杆的相互影响；

9 锚杆张拉荷载分级及观测时间应按表 10.3.4 进行；

表 10.3.4 锚杆张拉荷载分级及观测时间

张拉荷载分级	观测时间(min)	
	砂土	黏性土
$0.10 N_k$	5	5
$0.50 N_k$	5	5
$0.75 N_k$	5	5
$1.0 N_k$	5	10
$1.1 N_k$	10	15

10 锚杆张拉至 $1.1N_k$ 时，保持 10min(砂土)或 15min(黏性土)，观察其变位趋于稳定时，然后卸荷至零后，重新张拉至锁定荷载进行锁定。

10.4 质量检验和检测

10.4.1 锚杆的质量检验应符合以下规定：

1 锚杆的质量检验，除常规材质检验外，还应进行注浆体强度检验和锚杆验收试验，且符合表 10.4.1 的规定；

2 注浆体强度检验试块数量每 30 根锚杆不少于一组，每组试块数量砂浆为 3 块，水泥净浆为 6 块；

3 锚杆验收试验应在锚固体强度达到设计强度的 80%以后进行；

4 锚杆验收试验检验数量应取锚杆总数的 5%，且不得少于 3 根；

5 验收试验锚杆的确定应具有代表性，并遵守随机抽样的原则；

6 最大验收试验荷载取锚杆轴向拉力标准值的 1.2 倍；

7 验收试验方法见附录 E。

表 10.4.1 锚杆工程质量检验标准

项目	序号	检查项目	允许偏差或允许值	检查方法
主控项目	1	锚杆杆体长度 (mm)	+100 -30	用钢尺量
	2	锚杆拉力标准值 (kN)	设计要求	现场抗拔试验
	3	浆体强度 (MPa)	达到设计要求	试样送检
一般项目	1	锚杆位置 (mm)	水平: ±100mm; 垂直: ±50mm	用钢尺量
	2	钻孔倾斜度 (°)	±2	测斜仪等
	3	浆体量 (L)	不小于理论计算浆量	检查计算数据
	4	扩孔压力 (MPa)	±10%	钻机自动监测记录或现场监测
	5	喷嘴给进和提升速度 (cm/min)	±10%	钻机自动监测记录或现场监测
	6	扩孔长度 (mm)	±100mm	钻机自动监测记录或现场监测
	7	扩孔直径 (mm)	≥设计直径	钻机自动监测记录
	8	杆体插入钻孔长度 (m)	不小于设计长度的 98%	用钢尺量

10.4.2 锚杆验收时应提供以下资料:

- 1 原材料出厂合格证及送检试验报告;
- 2 锚杆钻孔、注浆、张拉和锁定记录;
- 3 锚杆验收试验报告;
- 4 隐蔽工程验收记录;
- 5 设计变更报告;
- 6 工程重大问题处理文件;
- 7 锚杆监测点布置图、锚杆拉力测量原始记录、拉力—时间曲线;
- 8 竣工图。

11 内支撑结构

11.1 一般规定

11.1.1 采用内支撑结构必须形成稳定的结构体系，有可靠的连接构造并满足强度、变形和稳定性要求。支撑的强度和稳定计算及构造措施等，除满足本章规定外，还应满足现行相关结构设计规范的要求。

11.1.2 内支撑结构设计包括：结构体系的平面和竖向布置、支撑体系结构的内力和变形计算、构件的强度和稳定验算、构件节点强度验算和构造设计，以及支撑构件安装和拆除、检测监测设计等。

11.1.3 内支撑结构体系的选型和布置应考虑以下因素：

- 1 支撑体系应受力明确，充分发挥各杆件的力学性能；
- 2 在稳定性和变形控制方面满足对周边环境保护的要求；
- 3 方便土方开挖，满足地下主体结构的快速施工要求；
- 4 以往工程经验和材料供应情况；
- 5 合理选择支撑材料和受力体系以优化综合技术经济指标。

11.1.4 利用内支撑结构作为施工平台、盖挖法施工以楼板兼用支撑体系的，应对支撑或楼板结构进行验算。

11.2 结构设计

11.2.1 内支撑有平面支撑或竖向斜支撑等形式。支撑体系由支撑、腰梁和立柱三部分构件组成。内支撑设计应符合下列规定：

1 支撑材料可选择钢管、型钢或钢筋混凝土。钢支撑应采用 Q235 钢及其它焊接性能良好的低合金钢，一级基坑或周边地质环境复杂、变形要求高的基坑，第一道支撑结构应采用钢筋混凝土支撑；腰梁材料可选择型钢或钢筋混凝土；立柱材料可选择钢管、型钢格构或钢筋混凝土。

2 内支撑平面设计,应根据基坑平面形状、尺寸和施工要求,可选用单向对撑、双向对撑、角撑、环型撑、水平桁架撑等平面布置型式。

3 基坑面积大不宜设置对撑且又开挖深度不大,可选用竖向斜支撑形式。采用竖向斜支撑的基坑深度不宜超过 10m,支撑层数不宜超过 2 层。竖向斜支撑可设计成单杆型、桁架型和立体格构型。

11.2.2 平面支撑体系的平面布置,应符合下列规定:

1 长条形基坑,宜设置沿短边方向的单杆式对撑或桁架式对撑,基坑端部可设置水平角撑;相邻支撑水平距离:钢筋混凝土支撑不宜小于 6 米,钢管或型钢支撑不宜小于 3 米。

2 基坑平面为较规则的方形、长方形或近似圆形时,可采用圆环形支撑或椭圆形支撑;

3 基坑形状不规则、环境保护要求高、变形限制严格、坑外荷载不均衡时,宜采用桁架式支撑,可设置边桁架和集中对撑桁架;

4 基坑平面有向坑内折角(阳角)时,应设置可靠的双向约束结构,宜根据结构变形与位移方向设置水平支撑,必要时采取坑外土体加固措施;

5 支撑的水平间距应由计算确定,且应考虑土方开挖施工方便。钢筋混凝土支撑的主支撑水平间距较大时,可在主支撑端部设置八字撑,八字撑宜左右对称布置,八字撑与腰梁之间的夹角宜为 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$;

6 内支撑的平面长度,不宜大于 150m,水平角支撑应设置可靠的传递水平力构造;

7 内支撑兼作施工栈桥使用时,应根据栈桥使用荷载对支撑结构和立柱承载结构进行专门设计。

11.2.3 平面支撑体系的竖向布置,应符合下列规定:

1 基坑竖向平面内,水平支撑与腰梁的层数应根据基坑开挖深度、地下结构布置、土方开挖施工、围护结构型式以及工程经验等综合计算确定。采用顺作法施工地下结构时,水平支撑与腰梁的层数宜与地下结构的层数及高度相协调;

2 各层水平支撑与腰梁的轴线标高宜在同一平面上,且不得妨碍地下结构的施

工。水平支撑构件与地下结构楼板净距不宜小于 300mm，与底板间净距不宜小于 600mm，且应满足地下结构墙板预留插筋高度的要求；

3 首道水平支撑和腰梁的布置宜与围护墙结构的冠梁相结合。设置多道水平支撑时，最下道支撑的布置在不影响主体地下结构施工和土方开挖条件下，宜尽量降低；

4 平面支撑的竖向间距不宜小于 4m；

5 地下结构顺作法施工中，分层拆除支撑与腰梁前，地下结构应达到设计强度，并设置传力装置。对地下结构有错层、楼板局部缺失等部位的支撑转换，宜采取换撑等措施，并由计算确定；

6 平面支撑的立柱布置应避开地下结构的梁、柱及承重墙位置，宜布置在水平支撑构件的节点处。立柱桩宜利用工程桩。立柱桩直径应与立柱构件截面相匹配。采用钻孔灌注桩做立柱桩时，立柱构件截面不宜小于 400mm×400mm；

7 支撑立柱的间距，应根据支撑强度、变形与稳定性要求、立柱与立柱桩的强度与稳定性要求，并考虑适应土方开挖施工等因素由计算确定，且应符合下列规定：混凝土支撑立柱间距不宜大于 15m，钢支撑立柱间距不宜大于 20m。立柱埋入开挖面深度不宜小于 4m。

11.2.4 竖向斜支撑体系设计，应符合下列规定：

1 竖向斜支撑体系由斜撑、冠梁或腰梁、斜撑基础、立柱与立柱桩等组成，构件可采用型钢或型钢组合截面，腰梁宜采用混凝土结构。斜撑顶部与冠梁或腰梁的连接，以及冠梁或腰梁与围护结构的连接均宜采用刚接，并应满足抗斜撑水平分力与竖向分力的要求。

2 竖向斜支撑，宜均匀对称布置，水平间距由计算确定，不宜大于 6m。基坑角部可辅以水平直撑。斜撑坡度宜与土坡坡度一致，不宜大于 1:2，斜撑基础边缘与围护结构间距离，不小于围护结构嵌固深度的 1.5 倍。

3 当斜撑长度大于 15m 时，宜在斜撑中部设置立柱，并在立柱和斜撑节点处设置纵向连系杆。

4 在斜撑底部宜设计专用的基础或平台，地下结构桩基承台和底板可兼作斜撑基础，两边对撑的斜撑基础间应另设压杆或用毛石混凝土填实。

11.2.5 支撑结构设计荷载及内力计算原则：

1 支撑水平荷载，除围护桩（墙）外传来的地层、地面超载、水压力外，尚应考虑支撑的温度变化引起的温度应力对支撑轴力的影响；对于钢支撑，当支撑实际建立的预加力大于地面荷载和水土压力所引起的水平力的 50%时，应考虑预加力对支撑轴力的影响。

2 支撑竖向荷载，除自重、立柱沉降引起的应力外，尚应考虑一定的施工荷载，一般取 4kPa，当利用支撑结构兼做施工平台或施工栈桥时，应考虑其施工活荷载并作专项设计。

11.2.6 内支撑结构的内力和变形计算，宜采用平面杆系有限元模型进行计算。若考虑挡土围护结构与支撑结构之间的相互作用，可近似将挡土围护结构对支撑结构的作用简化为弹性支座，弹性支座的弹簧刚度取挡土围护结构的侧向刚度。当内支撑结构复杂或基坑各侧壁荷载相差较大且不适宜按平面问题分析时，应考虑内支撑结构、挡土围护结构和土的相互作用，应采用合理的空间计算模型进行深基坑结构的整体分析。

11.2.7 支撑杆件的计算

1 轴力设计值可按公式（11.2.7-1）计算：

$$N_d = 1.25\gamma_0\xi N_k \quad (11.2.7-1)$$

式中 N_d ——支撑杆件轴力设计值；

γ_0 ——支护结构重要性系数，按第 3 章的有关规定取值。

ξ ——内力分布不均匀及温度变化影响系数，可取 1.1~1.2；

N_k ——支撑杆件轴力标准值。

2 弯矩计算：支撑杆件应按压（拉）弯杆件进行设计。支撑的平面内外弯矩标准值均可取安装偏心矩 $e=l_0/1000$ 产生的弯矩和自重及其它竖向荷载产生的弯矩标准值之和， l_0 为杆件计算长度，按 11.2.11 条规定计算。弯矩设计值按公式（11.2.7-2）计算：

$$M_d = 1.25\gamma_0\xi M_k \quad (11.2.7-2)$$

式中 M_d ——支撑杆件弯矩设计值；

M_k ——支撑杆件弯矩标准值。

11.2.8 对支撑结构杆件应进行抗压、抗拉、抗剪及局部承压验算。对偏心受压杆件，

尚需进行平面内和平面外的稳定计算。对钢支撑还应进行局部稳定和节点连接验算。

11.2.9 内支撑结构体系中立柱设计应符合以下要求：

1 立柱一般按轴心受压柱验算，如基坑开挖过程中立柱还承受侧向荷载，则应按偏心受力构件计算；

2 立柱轴力设计值按式（11.2.10）计算

$$N_{zd} = 1.25\gamma_0\xi N_{zk} \quad (11.2.10)$$

式中 N_{zd} ——立柱轴力设计值；

N_{zk} ——立柱轴力标准值；

3 钢立柱尚应考虑附加弯矩的作用，其设计值为按立柱所承受的轴向力设计值的 1/50 作为横向力所产生的弯矩；

4 立柱与支撑、立柱与立柱桩之间应采取可靠的连接措施，并考虑立柱作为支撑杆件的平面外约束而产生向上附加拉力的可能性。

11.2.10 冠梁或腰梁可按以支撑点为支座的多跨连续梁计算，或采用有限元法进行计算。对冠梁或腰梁应进行抗弯、抗剪和局部承压验算。如冠梁或腰梁与支撑斜交时，还应按偏心受压（拉）构件进行承载力和变形验算。

11.2.11 支撑结构构件的计算长度应符合下列要求：

1 在竖向平面内的受压计算长度为相邻两立柱的中心距，在水平平面内的受压计算长度取与该支撑相交的横向水平支撑的中心距。当支撑交汇点不在同一水平面时，其受压计算长度应取与该支撑相交的相邻横向水平支撑或连系构件中心距的 1.5 倍；

2 平面支撑交汇点未设置立柱时，在支撑平面外，现浇混凝土支撑取支撑全长，钢结构支撑取支撑全长的 1.2 倍；在水平面内取与计算支撑相交的相邻横向水平支撑或连系杆中心距的 1.0~1.2 倍；

3 各层水平支撑的立柱受压计算长度可按各层水平支撑间距计算；最下层水平支撑的立柱受压计算长度可按底层高度加 2~5 倍立柱直径或边长计算；

4 平面斜角撑或八字撑的受压计算长度在两个平面内均取支撑全长，当平面斜角撑中间设有立柱或水平联系杆时其受压计算长度应按本条上述规定取值。

11.2.12 采用钢结构支撑时，应根据周边环境条件及变形控制要求，对支撑结构施加

预压力，对预压力施加装置和预压力的限值应在设计文件中注明。预加力值宜取支撑设计轴力的 20%~70%。当环境对基坑变形控制要求严格时，可采用支撑伺服系统，实时监测控制支撑轴力和基坑支护结构变形。

11.2.13 支撑在竖向平面的挠度宜小于其计算跨度的 1/800~1/600；腰梁、边桁架及主支撑的水平挠度宜小于其计算跨度的 1/1500~1/1000。

11.2.14 钢支撑的构造应符合下列规定：

- 1 钢支撑构件的长细比不宜大于 100，连系构件的长细比不应大于 120，立柱长细比不应大于 25；
- 2 钢结构支撑构件的连接应采用焊接或高强度螺栓连接，构件拼接应按等强拼接；
- 3 水平钢支撑构件可采用 H 型钢、工字钢、槽钢以及型钢组合截面，其截面宽度宜大于 300mm，也可采用圆钢管，常用钢管直径为 300mm~800mm；
- 4 水平支撑的现场安装节点应设置在纵横支撑的交汇点附近，相邻水平支撑之间的另一方向支撑的安装拼接节点数不宜多于 2 个；
- 5 纵向和横向水平支撑的交汇点宜在同一标高上连接，宜采用整体性好、连接可靠的十字节点，避免采用整体性差的重叠连接节点；
- 6 钢支撑各节点及与桩、墙预埋件需要焊接连接时，设计应提出焊接参数和焊缝质量等要求。

11.2.15 钢腰梁的构造应符合下列规定：

- 1 钢腰梁的现场拼装节点位置应设置在支撑点附近弯矩较小的部位，并不超过支撑点间距的三等分点。应加大坑内安装段的长度，减少安装节点数量。组合钢腰梁在钢支撑支顶部位腹板处应设加劲板；
- 2 钢腰梁安装前，应用砂浆或细石混凝土抹平桩墙基面，缝宽较大时，缝内宜放置钢筋网；
- 3 支撑与腰梁斜交时，在腰梁与围护结构之间需设置剪力传递装置。

11.2.16 现浇钢筋混凝土支撑体系构造应符合下列规定：

- 1 支撑杆件截面高度不应小于其竖向平面计算跨度的 1/20；钢筋混凝土支撑结构截面高度不应小于 600 mm；连系杆结构尺寸应小于支撑结构尺寸，且结构截面高度不宜小于 300 mm。

2 钢筋混凝土支撑混凝土强度等级不宜低于 C25;支撑纵向钢筋宜采用 HRB400 钢筋,直径不宜小于 16mm,沿截面四周纵向钢筋最大间距不应大于 200mm,箍筋直径不宜小于 8mm,间距不应大于 250mm,纵向受力钢筋在腰梁内锚固长度不宜小于 35d;

3 钢筋混凝土支撑的交汇点,宜设置腋角,腋角外缘距立柱外缘距离不宜小于 200 mm。

11.2.17 钢筋混凝土冠梁构造应符合下列规定:

1 冠梁与竖向围护结构的连接必须可靠,围护结构的主筋锚入冠梁内的长度应大于 35d;

2 当冠梁与支撑构件均为钢筋混凝土结构时宜同时施工;当支撑为钢结构时,则应在冠梁的支撑连接位置预埋铁件或设置必要的混凝土支座。

11.2.18 钢筋混凝土腰梁构造应符合下列规定:

1 腰梁截面的水平宽度宜为其水平方向计算跨度的 1/8~1/15,腰梁截面的竖向高度不应小于支撑截面的竖向高度;

2 腰梁应通过在竖向围护结构上设牛腿或植筋,并且在竖向设钢筋吊杆来保持腰梁的平衡;

3 腰梁的纵向受力钢筋直径不宜小于 16mm,沿截面四周纵向钢筋的间距不应大于 200mm,箍筋直径不宜小于 8mm,间距不应大于 250mm。

11.2.19 支撑的立柱构造应符合下列规定:

1 立柱在基坑底面以上部位宜采用格构式钢柱,也可以采用 H 型钢、钢管柱或混凝土柱;

2 钢柱与灌注桩整体连接时,插入桩的长度宜大于立柱截面长边的 4 倍,且埋入开挖面下不小于 4.0m。钢柱底宜加锚栓或与桩中钢筋相焊;

3 立柱应均匀布置,可利用工程桩兼作立柱的基础。立柱仅支承单向支撑杆时,在立柱无支撑的方向宜设连系杆件。

4 立柱桩沉降应符合现行桩基施工标准规定的要求,且不超过 30mm。

11.2.20 混凝土支撑构件的构造,尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010)的有关规定;钢支撑构件的构造,尚应符合现行国家标准《钢结构设计

标准》(GB50017)的有关规定。

11.3 内支撑施工

11.3.1 采用内支撑的基坑必须按“由上而下，先撑后挖”的原则施工。施工工况必须和设计计算工况一致，支撑结构的安装和拆除顺序必须符合设计要求，并与土方开挖和降水密切配合。内支撑施工前，施工单位应做好各种应急预案。

11.3.2 钢支撑、钢腰梁的加工、焊接与安装应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》(GB50205)的有关规定。现浇混凝土支撑的施工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB50204)的有关规定。

11.3.3 钢格构柱安装应注意以下事项：

1 立柱桩施工按《建筑桩基技术规范》(JGJ94)的有关规定进行施工和验收；

2 钢格构柱制作加工、焊接与安装应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》(GB50205)的有关规定，安装偏差应满足规范和设计要求；

3 桩孔回填料宜采用粗砂，并保证均衡回填，防止挤偏。

11.3.4 采用竖向斜撑的基坑应在围护结构内侧留一定高度和宽度的护壁土，基坑中部则挖至设计标高，浇灌加厚垫层或承台，然后分段间隔开挖出斜撑位置，安置斜撑，再挖该斜撑所在段的护壁土，浇灌垫层。在斜撑穿越底板及外墙部位，必须先焊好止水片，或采用其它止水措施。

11.3.5 钢支撑应设置预加力装置。钢支撑安装后所施加的预顶力应满足设计要求，偏差值不大于设计值的5%。

11.3.6 钢支撑的安装和工作期间应注意以下事项：

1 有立柱时先焊好立柱支撑托架，再依次安装角撑、短方向水平支撑、长向水平支撑；

2 支撑就位后用钢楔或特制的带千斤顶的工具式支撑头，使支撑与腰梁紧密接触，锁紧支撑连接螺栓；

3 在钢支撑施工与使用过程中均应考虑温度变化对支撑工作状态的影响，应对钢

支撑内力进行监控，随时调整钢楔或支撑头，使支撑与腰梁保持紧密接触，并防止因温度变化引起附加应力而造成破坏。

11.3.7 钢筋混凝土支撑应按下列顺序施工：

1 开挖至混凝土支撑下垫层标高；

2 平整、压实支撑部位的地基土，浇灌混凝土垫层或者砌筑混凝土支撑的胎膜；

3 施工钢筋混凝土支撑时，冠梁或腰梁宜与混凝土支撑一起灌注；混凝土支撑应一次灌注成型，较长凝土支撑如要分次灌注，应采取设企口并保证混凝土接缝连续不形成冷缝或采取其它保证支撑受力可靠措施；

4 养护时间不少于 7 天且应达到设计强度 70%，在对混凝土支撑妥善保护的条件下开挖至下一层混凝土支撑的垫层标高；

5 重复以上工序，直至土方开挖完毕。

11.3.8 应待结构完成换撑后，方可进行立柱的拆除。当支撑体系的立柱（混凝土柱、钢格构柱）穿过地下结构的底板时，应采取可靠的防水措施，钢格构柱与底板连接部位应设置止水钢板等防水措施。

11.3.9 支撑拆除前，应安装好替代支撑系统，替代支撑的截面和布置应通过计算确定。当利用主体结构作为替代支撑时，对地下结构构件应进行换撑工况的验算，且其实际强度应满足计算要求，并应在地下结构与挡土围护结构间预设可靠的换撑传力装置。

11.4 质量检验和检测

11.4.1 用于检查支撑结构混凝土强度的试件，应在混凝土的浇筑地点随机抽取；取样与试件留置应符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》（GB 50204）的要求；钢支撑的安装应符合《钢结构工程施工质量验收规范》（GB 50205）的要求。

11.4.2 立柱基础标高，腰梁和冠梁连接预埋件位置与标高等应在构件安装前进行测量。

11.4.3 支撑结构安装允许偏差应符合表 11.4.3 的规定。

表 11.4.3 支撑结构安装允许偏差

序号	项目	允许偏差 (mm)
1	钢筋混凝土支撑构件截面尺寸	+8, -5
2	同层支撑中心标高高差	±30
3	支撑构件两端标高差	1/600 支撑长度且不大于 20
4	支撑构件挠度	不大于 1/1000 支撑长度
5	立柱垂直度	不大于 1/100 基坑开挖深度
6	支撑与立柱轴线偏差	不大于 50
7	支撑水平轴线偏差	不大于 30
8	立柱桩底沉渣	不大于 50

12 地下水控制

12.1 一般规定

12.1.1 基坑工程的设计与施工中，应采取合理的方法对地下水进行有效的控制，防止地下水渗入基坑造成渗流破坏或坑壁坍塌，防止地下水大幅度波动对基坑周围环境造成危害，为基坑开挖与基础工程施工提供作业条件。

12.1.2 地下水的控制方法应根据场地工程地质、水文地质和周边环境条件并结合基坑支护和基础施工方案综合分析、确定，常用的地下水控制方法有下列四种：排水、截水、降水和回灌。

12.1.3 当基坑周边道路、地下管线、邻近建（构）筑物因地下水位下降引起的沉降可能超越其允许值时，应采取截水措施；当基坑周边空旷，地下水位下降不会危及到周边道路、地下管线及邻近建（构）筑物的安全时，可采取降水措施；当地下水下降已影响基坑周边环境安全时，可采取回灌措施。

12.1.4 当基坑底面下有承压水时，或基坑底部附近具有产生渗透变形的条件时，应按附录 J 进行抗突涌、抗渗流破坏稳定性验算；当基坑外地下水位下降，可能对周边环境造成不良影响时，应按附录 K 进行地下水下降引起的地面沉降计算，必要时可采用数值分析方法预测。

12.1.5 位于岩溶发育地区的基坑工程，应根据溶（土）洞的分布和充填情况、岩溶地下水的承压性质等，进行抗渗稳定性分析、施工安全性评估。对影响施工安全的土洞、无充填或半充填溶洞采取袖阀管注浆、素混凝土灌注等充填措施。当抗渗稳定性不能满足要求时，应对基底溶（土）洞充填或对基底土补强，补强方法可选择深层搅拌桩或高压喷射注浆。当坑壁、坑底出现渗漏、涌冒现象时，应及时封堵，避免诱发地面塌陷灾害。

12.2 排水

12.2.1 基坑内排水适用于开挖深度较浅的基坑，当周围土体稳定、渗透性小或基坑壁虽有局部地下水渗出但不会形成流土、管涌时，可采用明沟排水；当基坑底部为软土或松散砂土时可采用盲沟排水。

12.2.2 基坑明沟排水宜设在基坑周边的坑顶和坑底。基坑底部明沟应布置在地下室外墙轮廓线以外，明沟边线应距坡脚 0.3m~0.5m，明沟底宽大于 0.3m，沟底比基坑底低约 0.3m~0.5m，排水沟每隔 30m~50m 应设置一个直径为 0.6m~1.2m 的集水井，集水井应比排水沟底低约 0.5m~1.0m，集水井的井壁宜用混凝土滤水管或其它透水材料制作。

12.2.3 采用盲沟排水时，宜沿基坑底周边和坑内布设盲沟，坑内盲沟间距可按 30m~50m 纵横布设。宜在盲沟交叉处以及坑底四角或每隔 30m~50m 设一集水井。盲沟应采用土工织物裹碎石和中粗砂混合料制成。

12.2.4 在坑顶周边应布设排水沟，在适当位置设沉淀池。坑内地下水抽排到地面排水沟，经三级沉淀后，有组织地排入市政雨水管内。基坑周边应考虑地表水的截排措施。

12.3 截水

12.3.1 基坑截水帷幕可分为两大类：水泥土截水帷幕和混凝土截水帷幕。水泥土截水帷幕可采用深层搅拌、高压喷射注浆、灌浆、铣削式水泥土地下连续墙、渠式切割水泥土连续墙等施工工艺。混凝土截水帷幕可采用地下连续墙、素混凝土墙、咬合桩等施工工艺。

12.3.2 基坑截水帷幕可采用以下四种形式，必要时可组合使用：

1 在支护结构外侧采用连续搭接的深层搅拌桩、高压喷射注浆体、铣削式水泥土地下连续墙、渠式切割水泥土连续墙、素混凝土墙等形成截水帷幕；

2 支护结构采用排桩时，可采用桩间高压喷射注浆与排桩相互咬合形成截水帷幕；

3 地下连续墙、咬合桩、水泥土挡墙、钢板桩、型钢水泥土搅拌墙等支护结构可兼作截水帷幕；

4 在基坑底面以下风化岩土层中的灌浆帷幕。

12.3.3 截水帷幕方案确定后，对重大工程或无经验地区的基坑应进行现场围井试验或试验性施工，调整设计方案。

12.3.4 水泥土截水帷幕渗透系数应小于 10^{-4}m/d 。

12.3.5 截水帷幕宜采用沿基坑周边闭合的平面布置形式。当采用沿基坑周边非闭合的平面布置形式时，应对地下水沿帷幕两端绕渗引起的基坑周边建筑物、地下管线、地下构筑物的沉降进行分析。

12.3.6 当坑底以下存在连续分布、埋深较浅的隔水层时，应采用落底式截水帷幕。落底式截水帷幕进入下卧隔水层的深度应满足下式要求，且不宜小于 1.5m：

$$d \geq 0.2h_w - 0.5b \quad (12.3.6)$$

式中 d —截水帷幕进入隔水层的深度 (m)；

h_w —基坑内外的水头差 (m)；

b —截水帷幕的厚度 (m)。

12.3.7 当坑底以下透水层厚度大时可采用悬挂式截水帷幕。悬挂式截水帷幕的深度按本标准附录 J 通过抗渗流破坏稳定验算确定，并宜采取与基坑封底截水或坑内井点降水相结合的截水方案。

12.3.8 截水帷幕厚度的确定应符合下列要求：

1 地下连续墙、咬合桩、水泥土挡墙、钢板桩、型钢水泥土搅拌墙等支护结构兼作截水帷幕时，应按照本标准第 3.1.5 条的要求进行支护结构计算；

2 水泥土截水帷幕的厚度宜通过抗剪强度验算确定，截水帷幕厚度应大于 500mm；

3 灌浆帷幕厚度可根据渗流计算和工程经验综合确定，灌浆帷幕厚度应大于 800mm。

12.3.9 深层搅拌桩截水帷幕设计与施工应符合下列规定：

1 深层搅拌桩帷幕适用于淤泥、淤泥质土、粉土、黏性土、素填土以及标贯击数

小于 25 击的砂土等土层；

2 根据机械轴数类型不同，常用的有单轴搅拌桩、三轴搅拌桩、五轴搅拌桩等；

3 搅拌桩直径宜取 400~850mm，有效搭接宽度宜取 150~300mm，桩长长时搭接宽度取大值；

4 深层搅拌桩垂直度偏差应小于 1.0%，桩位平面偏差应小于 50mm；

5 深层搅拌桩施工工法、工艺和机具的选择，应符合本标准第 9 章的有关规定。

12.3.10 高压喷射注浆截水帷幕的设计和施工应符合下列规定：

1 高压喷射注浆帷幕适用于碎石土、杂填土、密实的砂土等土层，也可用于 12.3.9 条第 1 款所述的土层；

2 高压喷射注浆的注浆形式分为旋喷注浆和摆喷注浆等类型；根据工程的需要和机具设备条件，高压喷射注浆可分别采用单管法、二重管法和三重管法；

3 高压喷射注浆的有效直径应通过现场试验确定；在初步设计阶段，当无现场试验资料时，也可根据相似土质条件按表 12.3.10 选用；

表 12.3.10 旋喷注浆有效直径经验值（mm）

土类 \ 方法		单管法	二重管法	三重管法
		黏性土	500~800	600~1000
	0<N<5	500~800	600~1000	800~1500
	6<N<10	400~700	500~900	600~1400
	10<N<20	300~600	400~800	500~1200
砂土	0<N<10	600~1000	800~1200	1000~1500
	11<N<20	500~900	600~1000	800~1200
	21<N<30	400~800	500~900	600~1000

注：N 为标准贯入试验锤击数。

4 可采用单排或多排连续搭接的旋喷桩形成截水帷幕，帷幕搭接宽度宜取 150mm~350mm，注浆孔深度深时搭接宽度取大值；对排桩和桩间旋喷桩共同构成的截水帷幕，旋喷桩与排桩的交圈长度不得小于 200mm；

5 可采用摆喷形成板墙状帷幕，板墙状帷幕宜采用折线连接，当水头较高和防渗要求较高时，可设置双墙折线连接形式；

6 单管法高压喷射注浆施工时，钻孔和插管同时完成。二重管法和三重管法高

压喷射注浆施工时应分成两道工序，第一道工序是钻机引孔，第二道工序是插管喷射注浆。高压喷射注浆孔垂直度偏差应小于 1.5%，平面位置偏差应小于 50mm；

7 高压喷射注浆单管及二重管法的高压水泥浆液压力应大于 20MPa；三重管法高压水射流压力应大于 35MPa，低压水泥浆液流压力宜大于 1.0MPa，气流压力宜取 0.7MPa，提升速度可取 0.10m/min~0.25m/min；

8 高压喷射注浆的主要材料为水泥，根据需要可加入适量的促凝、悬浮或早强等外加剂；水泥浆液的水灰比可取 1.0~1.5，注入水泥浆液的比重宜取 1.5~1.6；

9 高压喷射注浆的施工顺序应采用隔孔分序方式，相邻孔喷射注浆间隔时间不宜小于 24h；采用排桩与桩间高压喷射注浆形成截水帷幕时，应先进行排桩施工，后进行高压喷射注浆施工。喷射注浆时，由下而上均匀提升注浆管，注浆管分段提升的搭接长度不得小于 100mm；对需要扩大喷射注浆范围或提高强度的工程，可采取复喷措施；

10 施工中应认真记录实际孔位、孔深和每个钻孔内的地下障碍物、洞穴、涌水、漏水及与勘察报告不符等情况，并采取相应的补救措施；

11 当高压喷射注浆帷幕邻近已有建筑基础时，应采取速凝浆液或大间距隔孔喷射等措施。

12.3.11 采用铣削式水泥土地下连续墙作为截水帷幕时，应符合下列规定：

1 适用于填土、有机质土、黏性土、粉土、砂土、碎石土、风化岩等地层；

2 水泥土地下连续墙厚度宜为 800mm~1500mm，墙深不宜大于 80m；单元墙体平面长度宜为 2.8m，单元墙体间搭接尺寸不小于 200mm；

3 水泥宜采用强度等级不低于 P.O.42.5 级普通硅酸盐水泥，根据工程要求的水泥土强度及土质条件确定水泥用量，水泥用量宜为 300kg/m³~350kg/m³，水灰比宜为 0.7~1.3；

4 水泥土地下连续墙的垂直度偏差应小于 1/300；

5 当在水泥土地下连续墙内植入刚性芯材时，可用于挡土和止水于一体的支护结构墙体。

12.3.12 采用渠式切割水泥土连续墙作为截水帷幕时，应符合下列规定：

1 适用于人工填土、黏性土、淤泥和淤泥质土、粉土、砂土、碎石土等地层，

对于复杂地质条件，应通过试验确定其适用性；

2 水泥土连续墙厚度宜为 550mm~850mm，墙深不宜大于 50m；

3 水泥宜采用强度等级不低于 P.O.42.5 级普通硅酸盐水泥，根据工程要求的水泥土强度及土质条件确定水泥用量，水泥掺入比不小于 20%，水灰比宜为 1.0~2.0，水泥土 28d 无侧限抗压强度标准值不宜小于 0.8MPa；

4 水泥土地下连续墙的垂直度偏差应小于 1/250；

5 当在水泥土连续墙内插入芯材时，可结合内支撑或锚杆等用于支护结构。

12.3.13 采用灌浆帷幕工艺时，应符合下列规定：

1 当基坑底出现地下水渗流或基坑内挖孔桩作业抽排地下水将造成周边地面、地下管线、建（构）筑物发生沉降时，可在基坑底四周布置灌浆帷幕；

2 灌浆帷幕正式施工前应进行现场灌浆试验。根据现场试验结果，确定帷幕的布置（排距、孔距、深度、厚度）、灌浆压力、灌浆材料、水灰比、灌浆设备、灌浆方法、施工工艺等；宜通过检查孔验证是否达到预期的截水效果。

12.3.14 基坑周边设置封闭式截水帷幕后，在土方开挖期间可在基坑内布设疏干井。疏干井间距宜为 30m~50m，疏干井结构可与降水井结构一致。

12.4 降水

12.4.1 当环境许可或设计有要求时可设置在基坑外，降水井宜沿基坑周边封闭式布置，在地下水补给方向可适当加密；当基坑面积大、开挖深度深、基坑内涌水量大时，也可在基坑内增加布置降水井。当深基坑中基础桩或支护桩施工需要降水时，应将基坑降水和为保证基础桩或支护桩的施工降水统一考虑。

12.4.2 基坑内的降水深度宜控制在开挖面以下 1.0m~1.5m。按基坑地下水位的降深确定降水井的间距和其水位降深时，基坑内地下水位降深应满足下式规定：

$$s_0 \geq s_d \quad (12.4.2)$$

式中 s_0 —基坑内地下水位降深（m）；

s_d —基坑内地下水水位的设计降深值（m）。

12.4.3 基坑涌水量的计算，按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》（JGJ120）、《建筑与市政工程地下水控制技术规范》（JGJ111）的有关规定执行。

12.5 回灌

12.5.1 当周边环境发生沉降时，可采用井点回灌。

12.5.2 回灌系统由回灌井点、回灌水箱、闸阀和水表、地下水位观测孔等组成。

12.5.3 井点回灌应符合下列规定：

1 回灌井平面位置应靠近被保护建（构）筑物；当基坑采用井点降水时，回灌井数量应根据降水井数量确定，且回灌井与降水井的距离不宜小于 6.0m。

2 回灌井深度宜进入稳定水面以下 3.0m，且位于渗透性较好的砂土层中。

3 从自然水位以下直至井点管底部应为回灌井过滤器工作部分的长度；当基坑采用井点降水时，回灌井点过滤器长度应比降水井过滤器深 2m~3m。

4 当需加压回灌时，回灌水箱高度可根据灌入水量配置。

12.5.4 回灌系统管理应符合下列规定：

1 地下水位观测孔应布置在回灌保护区内，定时观测及时分析，以便调整回灌水量；

2 回灌水宜采用清水。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。

12.6 质量检验和检测

12.6.1 采用地下连续墙、素混凝土墙、咬合桩等施工工艺形成的混凝土截水帷幕的质量检验，应进行现场混凝土试块抗压强度试验、墙（桩）身钻芯法检测，按本标准第 6.4 节、第 8.4 节的规定执行。

12.6.2 采用深层水泥搅拌、高压喷射注浆等施工工艺形成的水泥土截水帷幕的质量检验，应符合下列规定：

1 施工结束 14d 后，截水帷幕可采用开挖检查、钻芯法检测、抽水试验和压水试验等方法进行检验；

2 检验点应布置在下列部位：帷幕中心线上；有代表性的桩位；施工过程中出现异常情况的部位；地质情况复杂，可能对帷幕质量产生影响的部位；

3 钻孔取芯点数量不宜少于总桩数（孔数）的 0.5%，且不宜少于 3 点；芯样直径应大于 80mm；应进行 28d 无侧限抗压强度试验；

4 在无经验地区或对于重要工程，施工结束后对桩式帷幕应进行压水试验，对板墙状帷幕应进行抽水试验，检验数量不宜少于 3 个点；

5 帷幕中的钻孔在试验后应立即用水泥浆或水泥砂浆填充；

6 开挖后应对止水帷幕质量和截水效果进行检查。

12.6.3 渠式切割水泥土连续墙、铣削式水泥土地下连续墙的质量检验，应进行水泥土浆液试块抗压强度试验、钻芯法检测。水泥土浆液试块用成墙过程中搅拌完成尚未凝固的水泥土连续墙浆液制作试块，钻芯法检测钻取墙体 28d 龄期的水泥土样制作试块。检验数量按《渠式切割水泥土连续墙技术规程》（JGJ/T303）等有关行业标准的规定执行。

12.6.4 在基坑降水期间应进行水位观测和沉降观测，并应符合下列规定：

1 在基坑内外侧布设地下水位观测孔，其布置原则应以基坑为中心，沿着地下水的流向相平行及垂直的两个方向各布置一排观测孔，从基坑中心到基坑降水区外延伸 2~3 倍降水深度的范围内，每排观测孔不宜少于 3 个。若基坑邻近有建筑物，应在其附近设置适当的水位观测孔。

2 水位观测孔的深度应大于地下水位最大降深 1m~2m，随着离基坑距离增大，孔深可以适当减小。观测孔直径不宜小于 110mm，井体材料可采用塑料管，过滤器长度宜为 2m~3m。

3 在基坑开挖和降水的同时，对邻近已有建（构）筑物、地下工程、道路等应进行沉降观测，评价降水造成的影响，以便采取必要的防治措施。

13 基坑开挖与监测

13.1 基坑开挖

13.1.1 基坑开挖前，除应编制好施工组织设计外，尚应做好下列工作：

1 对周边建（构）筑物、地下管线和道路进行调查，对周边建筑可能发生影响或争议的部位保留影像资料，或布设标记，并做好记录；

2 收集勘察报告、支护结构设计、降排水要求、周边环境、工期、气候和地面荷载等资料，制定土方开挖及运输施工方案；

3 对已经完成的支护结构须有质量检测合格报告；

4 完成基坑及周边环境的监测布点和初始值测量工作；

5 基坑周围边界地表应进行硬地化处理，对邻近基坑的上下水管道、箱涵渗漏情况应进行调查；当基坑采用封闭截水方案时，在基坑土方开挖前对截水帷幕质量和截水效果应进行检查或检测；

13.1.2 基坑土石方开挖应按以下要求进行：

1 基坑开挖过程中，应采取有效措施使支护结构、工程桩及其它设施不受损坏；

2 应自上而下分层开挖，每层开挖深度、放坡坡率应根据地质情况和设计要求确定，每层开挖深度严禁大于土钉或锚杆（或支撑）的垂直向间距；开挖过程中禁止采用挖空底脚的方法挖土；每层开挖后应保护好坡脚，避免坡脚长时间浸水；

3 宜采用分段挖土方法，基坑较大时可采用分段跳槽开挖，分段长度宜为20-30m，当在软土中开挖或周边有对变形敏感建筑和管线时应适当减少分段长度；

4 采用土钉、锚杆支护的基坑，应在喷射混凝土面层的养护时间和锚杆灌浆结束大于48小时后才能开挖下层土方，预应力锚杆（索）应在张拉锁定并检测合格后才能开挖下层土方，严禁超挖；

5 采用内支撑支护结构的基坑工程，应分层分段、先撑后挖，严禁支撑尚未完成即开挖下层土方。

6 根据现场实际情况，若基坑开挖有特殊要求时，可按经设计确认的开挖方案施工。

13.1.3 基坑周边严禁超载，周边要设置材料堆场或建设临时设施时，其荷载不得超过设计要求；基坑挖出的土应及时运离基坑，如需要临时堆土或留作回填时，应按设计要求进行堆土；当设计没有要求时，堆土坡脚至基坑上部边缘距离不宜少于 1.5 倍基坑深度，弃土堆置高度不宜超过 1.5m，否则应复核基坑的安全性；滨海软土地区基坑周边三倍基坑深度范围内严禁堆土。

13.1.4 基坑开挖施工应采取信息化施工方法，对地质条件和地下水条件变化及未知管线或地下构筑物的信息应及时进行反馈；对开挖过程中支护结构、坑顶地表和周边建（构）筑物外观变化及变形、应力等监测信息应及时进行反馈。施工单位应对出现的异常情况及时处理，待恢复正常后方可继续施工。

13.1.5 基坑开挖至设计标高后，应在坑底四周设置排水沟和集水井，并及时进行施工垫层和基础工程施工。为保护坑底土可预留不少于 30cm 厚覆盖土层，待基础垫层施工时人工挖除。

13.2 基坑监测

13.2.1 开挖深度大于等于 5m 或者开挖深度小于 5m 但是现场地质情况和周边环境较复杂的基坑工程以及其他需要监测的基坑工程应实施基坑工程监测。基坑监测应以仪器监测为主，以现场巡查为辅。

13.2.2 基坑工程监测项目、监测频率和监测报警值等监测技术要求应由设计单位提出。当设计无具体要求时，沉降及水平位移的控制值应按本标准第 3.1.6 条规定确定。

13.2.3 基坑工程施工前，应由建设方委托具备相应资质的第三方对基坑工程实施现场监测。监测单位应编制监测方案，监测方案应包括工程及基坑概况、场区工程地质及水文地质条件、周边环境状况、监测目的和依据、监测方法及精度要求、基准点及测点的布置和保护、监测仪器、控制与预警标准、观测频率、观测资料整理分析及监测结果反馈制度等。

13.2.4 监测方案需经过建设方、设计方、监理方等认可，必要时还需与基坑周边环境涉及的有关单位协商一致后方可实施。下列基坑工程的监测方案应进行专门论证：

- 1** 地质和环境条件复杂的基坑工程；

2 临近重要建筑和管线，以及历史文物、优秀近现代建筑、地铁、隧道等破坏后果很严重的基坑工程；

3 已发生严重事故，重新组织施工的基坑工程；

4 采用新技术，新工艺、新材料、新设备的一、二级基坑工程；

5 其他需要论证的基坑工程。

13.2.5 监测范围宜到达基坑边线以外 3 倍以上基坑深度，基坑开挖影响范围内的所有重要建（构）筑物，尤其是古文物保护点应列入监测范围内。特殊地质条件下（如软土和岩溶地区），监测范围应适当增大。在基坑开挖施工过程中，若基坑突发异常情况，如严重的涌砂、漏水、冒水、支护结构及临近建（构）筑物、地下管线严重变形等，应扩大监测范围；在进行管井降水时，应将监测范围扩大到降水影响半径范围内。

13.2.6 基坑监测项目应根据基坑支护安全等级、设计要求、支护结构形式、施工工艺、周边环境保护要求以及变形控制等要求确定。各监测项目可参照表 13.2.6 选择。

表 13.2.6 基坑监测项目选择及测点布置原则表

序号	监测项目	基坑支护安全等级			测点布置原则
		一级	二级	三级	
1	支护结构顶部水平位移	√	√	√	间距 10m~20m
2	支护结构顶部沉降	√	√	√	间距 10m~20m
3	支护结构深层水平位移	√	√	○	水平间距 20m~50m，每边监测点数目不应少于 1 个
4	坑壁土体深层水平位移	○	○	△	水平间距不大于 50m，具体数量视施工场地确定
5	基坑底部位移和隆起量	○	○	△	间距 20~30m，若基坑下方有重要构筑物时为应测项目
6	支撑轴力	√	√	△	每层支撑的内力监测点不应少于 3 个
7	锚杆（索）拉力	√	√	○	不少于锚杆（索）总数的 3%，且不少于 5 根
8	支撑立柱沉降	√	√	△	不少于立柱总数的 5%，逆作法施工的基坑不应少于 10%，且均不少于 3 根
9	基坑周围地表沉降	√	○	△	根据需要

10	周围建（构）筑物沉降	√	√	√	每个建（构）筑物不少于 3 点
11	周围建（构）筑物水平位移	○	△	△	每个建（构）筑物不少于 3 点
12	周围建（构）筑物倾斜	√	○	△	根据需要
13	重要地下设施沉降和位移	√	√	○	根据需要
14	支护结构的裂缝	√	√	○	根据需要
15	周围建（构）筑物的裂缝	√	√	○	根据需要
16	支护结构侧土压力	○	△	△	宜布置在受力、土质条件变化较大或其他有代表性部位，平面布置上基坑每边不宜少于 2 个监测点，竖向间距宜为 2m~5m，下部宜加密
17	孔隙水压力	○	△	△	宜布置在基坑受力、变形较大或有代表性的部位，竖向间距宜为 2m~5m，数量不宜少于 3 孔
18	地下水位	√	√	○	孔间距 15m~25m，埋设深度最低设计于水位之下 3m~5m

注：1 √为应测项目，○为宜测项目，△为选测项目；

2 测点间距和数量应根据基坑支护安全等级而定。三级基坑或周长较长、地质条件相似的情况下，测点间距可适当加大；

3 有特殊要求基坑的测点布置和精度要求可根据实际需要而定。在关键部位监测点应加密。

13.2.7 支护结构、相邻建（构）筑物和道路及管线的水平位移和沉降观测点布置应符合下列要求：

1 测量点应分为基准点、工作基点和监测点。基准点应在施工前埋设，数量不宜少于 3 个，设置在施工场地影响范围外；

2 施测应符合国家标准《工程测量规范》（GB50026）和行业标准《建筑变形测量规范》（JGJ8）等的规定，精度不宜低于上述规范二等（二级）的要求；

3 支护结构的水平位移和沉降观测点应沿基坑周边布设；在凸角等变形较大部位及邻近重要建筑、管线旁，应重点加密监测；

4 基坑周边建（构）筑物变形监测内容应包括垂直位移、水平位移、倾斜、裂缝等，观测点应布设在建筑物角点、中点，沿周边布置间距宜为 6m~20m，或每隔 2~3 个柱基设点，布点范围应能充分反映建筑物各部分的不均匀沉降，每栋建（构）筑

物的变形监测点不宜少于 3 个；

5 地下管线的变形监测内容应包括垂直、水平位移等，观测点可布设在管线接头、端点、转弯处等重要部位；

6 立柱变形观测点可直接布设在立柱上方的支撑面上，对基坑中多个支撑交汇或受力复杂处的立柱应重点观测。

13.2.8 支护结构、支撑和锚杆的应力应变和轴力观测应符合下列要求：

1 观测点应布置在每侧边的中间部位、受力较大、支撑间距较大且有代表性的部位；应力监测数据宜自动连续采集；

2 支撑轴力与桩墙内力可通过在受力钢筋中串连钢筋应力传感器等方法测定；

3 钢支撑轴力可通过串连压力传感器，或在支撑侧面安装应力传感器或贴应变片等方法测定；

4 锚索轴力应通过安装在其端部的测力计测定，锚杆（土钉）拉力可通过安装钢筋应力传感器测定。

5 采用内支撑支护的基坑工程，当上部第一道支撑出现拉应力或基坑底部土体出现向坑内位移或隆起变形时，应及时通知有关各方并采取有效的应急措施。

13.2.9 桩墙和坑壁土体的深层水平位移观测应符合下列要求：

1 可在桩墙内或坑壁土体中预埋测斜管，用测斜仪观测；

2 测斜管应布设在基坑每边中部及关键部位，其埋设深度应大于支护结构入土深度并进入稳定坚硬的岩土体中；

3 测斜管内测点间距宜为 0.5m~1.0m。

13.2.10 当基坑底部附近有软弱土层、基坑可能发生隆起或整体失稳时，应在坑底设置监测点，监测坑底的位移和隆起量。

13.2.11 土压力、孔隙水压力及地下水位观测等项目的观测点，应设在基坑四周有代表性的部位，其观测结果与其它监测项目结果互为补充，互相印证。

13.2.12 在基坑降水期间，应进行水位观测和沉降观测。其设置和观测要求应符合本标准 12.6.4 条的规定。

13.2.13 裂缝观测应包括基坑周围地表裂缝、建（构）筑物裂缝和支护结构裂缝观测等，可选择其中裂缝宽度较大且具有代表性的部位作为重要观测对象，详细记录裂缝

形状、宽度、长度及其变化。

13.2.14 各监测项目的监测周期应根据施工进度确定，并符合下列要求：

- 1 基坑监测应从基坑围护结构施工开始，直至基坑回填至地面标高为止；
- 2 各监测项目在基坑开挖前应测得稳定的初始值，且不得少于两次；
- 3 基坑开挖以及开挖后桩基施工期间应测项目宜为 1 天观测一次，宜测项目宜为 2~3 天观测一次。当遇台风雨季、监测项目变化速率较大或监测数据接近预警值时，应适当加密观测；当出现事故征兆时应进行连续监测，并及时向有关部门提交监测结果；
- 4 基坑开挖间歇或底板浇筑后，且变形趋于稳定时，观测时间可为 7 天 1 次。

13.2.15 基坑开挖期间，每天应有专人进行现场巡查；对基坑顶部地表裂缝等现象和基坑周边堆载状况等应做好详细的记录；特别是对基坑周围下水管、水渠、排污管、化粪池等渗漏状况应进行认真调查。

13.2.16 监测数据的整理分析和监测报告的编写应符合以下要求：

- 1 监测技术成果文件应包括监测过程中提供的监测日报表、监测中间报告和最终报告。监测日报表中应说明天气、工况等基本情况，并包括各监测项目的日变化量、累计变化量以及发展和变化情况的评述；监测中间报告可根据工程重要性和工期以周报或月报的形式进行小结，并绘制沉降—时间关系曲线图、水平位移—时间关系曲线图、水平位移—距离关系展开曲线图等；工程结束时应提交完整的监测总结报告，报告内容应包括：工程概况、监测项目、监测点布设、监测仪器、监测方法及其精度、监测数据的整理、监测结果分析和评价等；

- 2 沉降观测报表要求计算出各观测点的本次沉降量、累计沉降量、沉降速率等；水平位移观测报表要求计算出各测点的本次位移量、累计位移量和位移速率等；支护结构的受力观测、土压力和孔隙水压力观测成果，应以力与时间、力与开挖深度等关系曲线和相关表格表示；地下水观测，应绘制地下水随时间变化的图表。

13.2.17 监测人员应及时提交监测结果，并综合分析各种监测资料，当监测数据达到预警值时必须立即通报有关单位和人员。

13.3 基坑自动化监测

13.3.1 对地质条件及周边环境复杂，邻近重要建（构）筑物、地下轨道、地下管线分布，需要实时、连续监测其动态的基坑工程，或人工监测难以实施的基坑工程，宜实施基坑自动化监测。

13.3.2 自动化监测方法的选取应按照表 13.3.2 执行。

表 13.3.2 基坑自动化监测方法选取表

序号	监测对象	监测内容	监测设备（或方法）
1	支护结构	顶部水平位移、沉降	自动化全站仪、激光位移计
2	支护结构	深部水平位移	电动测斜仪、固定式测斜仪
3	坑壁土体	深部水平位移	电动测斜仪、固定式测斜仪
4	内支撑	轴力	应力计、应变计
5	锚杆（锚索）	拉力	应力计、应变计
6	支撑立柱	竖向位移、水平位移	自动化全站仪、静力水准仪、激光位移计、三维扫描
7	基坑地面	沉降	自动化全站仪、静力水准仪
8	周围建（构）筑物	水平位移	自动化全站仪、激光位移计
9	周围建（构）筑物	沉降	自动化全站仪、静力水准仪、激光位移计、三维扫描
10	周围建（构）筑物	倾斜	倾斜传感器、静力水准仪、自动化全站仪
11	裂缝（隙）	裂缝（隙）	裂缝计、裂缝测宽仪
12	孔隙水	水压力	渗压计
13	地下水	水位	水位计、液位计

13.3.3 基坑自动化监测点的布置应最大程度地反映监测对象总体工作状态，监测点的数量不宜少于人工监测数量的 30%，且可以与人工监测点对比监测。具体布置要求可参考本标准表 13.2.6 原则执行。

13.3.4 基坑工程自动化监测频率的确定应考虑基坑类别、开挖深度、支护结构类型、施工工况及现有基坑监测规范对监测频率的要求等因素，监测频率建议值可参照表 13.3.4 选择。

表 13.3.4 基坑自动化监测频率建议值

监测指标	频 率
表面位移（水平位移、沉降）	每 2h 一次或根据需要
深部位移（水平位移、沉降）	
建筑物、管线沉降	
建筑物倾斜	
支护结构应力（弯矩、支撑轴力、锚杆拉力）	
土压力	
裂缝	
地下水水位	
孔隙水压力	
降雨量监测	
视频监控	随时触发

注：如遇特殊情况（如暴雨、台风天气等），监测频率可调整至 5min~30min 一次。

13.3.5 基坑自动化监测应符合《工程测量规范》（GB50026）及《建筑变形测量规范》（JGJ8）的有关规定，精度不宜低于上述规范二等（二级）的要求。

13.3.6 基坑工程中，数据采集应具备数据单点采集，批量采集，定时采集等能力，在进行数据采集时，应满足以下要求：

1 数据采集应确保获得高精度、高品质、不失真数据，数据采集的软硬件研发与选型应满足传感器监测要求；

2 传感器数据应能设置按照 10s~5min 进行连续采集，每隔 10min~30min 将采集到的数据存储到数据库；采集设备应能在任何时候被唤醒进行数据采集；采集设备应保证在无市电或者太阳能供电的情况下至少连续工作 15 天；

3 数据采集设备应根据传感器输出信号类型、匹配性、兼容性、精度和分辨率等要求进行选型。

13.3.7 数据处理与信息反馈应满足下列要求：

1 自动化监测应做到监测数据快速采集、传输及处理；

2 当监测数据出现异常（变化量较大或速率加快等），应及时分析原因并采取应对措施；

3 监测数据的处理应由监测预警系统平台自动进行，宜采用图、表及文字综合表述，表述方式及内容应与人工监测输出成果相一致；

4 监测成果应按要求做到实时、定时及阶段性输出，输出成果应由监测预警平台自动生成及必要的人工辅助说明。

13.3.8 监测预警应满足下列要求：

1 基坑工程自动化监测控制值由基坑工程设计方确定，监测预警值（控制值的80%）应以监测项目的累计变化量和变化速率值两个值控制；

2 周边建（构）筑物预警值应结合建（构）筑物裂缝观测结果综合确定，并应考虑建（构）筑物原有变形与基坑开挖造成的附加变形的叠加；

3 当监测数据达到预警值时，应立即报警，预警系统平台通过短信、网络等方式自动发送报警信息给相关单位及责任人；

4 当出现监测数据超过控制值时，应加密监测数据采集，直到监测数据趋势稳定后，方可调整监测数据采集频率。

附录 A 不同滑面形态的边坡稳定性计算方法

A.0.1 圆弧形滑面的边坡稳定性系数可按下列公式计算（图 A.0.1）：

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{m_{\theta_i}} \left[c_i l_i \cos \theta_i + (G_i + G_{bi} - U_i \cos \theta_i) \tan \varphi_i \right] \right\}}{\sum_{i=1}^n \left[(G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + Q_i \cos \theta_i \right]} \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$m_{\theta_i} = \cos \theta_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \theta_i}{F} \quad (\text{A.0.1-2})$$

$$U_i = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{w,i} + h_{w,i-1}) l_i \quad (\text{A.0.1-3})$$

式中 F_s —边坡稳定性系数；

c —第 i 计算条块滑面黏聚力（kPa）；

φ_i —第 i 计算条块滑面内摩擦角（°）；

l_i —第 i 计算条块滑面长度（m）；

θ_i —第 i 计算条块滑面倾角（°），滑面倾向与滑动方向相同时取正值，滑面倾向与滑动方向相反时取负值；

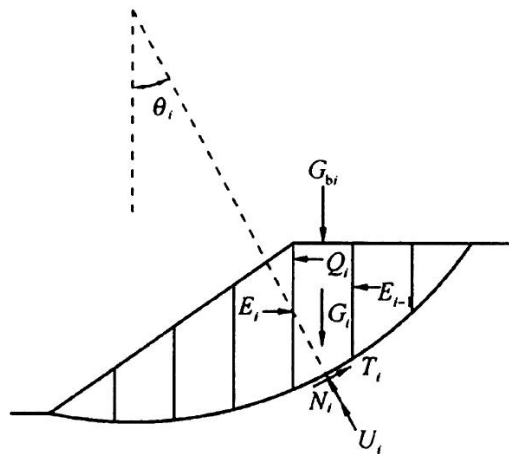


图 A.0.1 圆弧形滑面边坡计算示意图

U_i —第 i 计算条块滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

G_i —第 i 计算条块单位宽度自重（kN/m）；

G_{bi} —第*i*计算条块单位宽度竖向附加荷载 (kN/m); 方向指向下方时取正值, 指向上方时取负值;

Q_i —第*i*计算条块单位宽度水平荷载 (kN/m); 方向指向坡外时取正值, 指向坡内时取负值;

$h_{w,i}, h_{w,i+1}$ —第*i*及第*i+1*计算条块滑面前端水头高度 (m);

γ_w —水重度, 取 10kN/m³;

i—计算条块号, 从后方起编;

n—条块数量。

A.0.2 平面滑动面的边坡稳定性系数可按下列公式计算 (图 A.0.2):

$$F_s = \frac{R}{T} \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$R = [(G + G_b) \cos \theta - Q \sin \theta - V \sin \theta - U] \tan \varphi + cL \quad (\text{A.0.2-2})$$

$$T = (G + G_b) \sin \theta + Q \cos \theta + V \cos \theta \quad (\text{A.0.2-3})$$

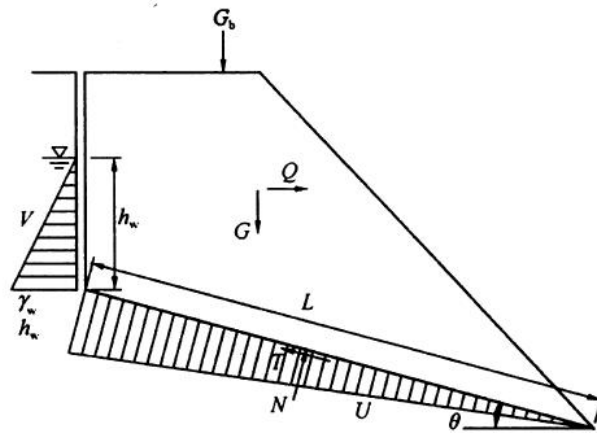


图 A.0.2 平面滑动面边坡计算简图

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w h_w \quad (\text{A.0.2-4})$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w h_w L \quad (\text{A.0.2-5})$$

式中 T —滑体单位宽度重力及其他外力引起的下滑力 (kN/m);

R —滑体单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力 (kN/m);

c —滑面的黏聚力 (kPa);

φ —滑面的内摩擦角 ($^{\circ}$);

L —滑面长度 (m);

G —滑体单位宽度自重 (kN/m);

G_b —滑体单位宽度竖向附加荷载 (kN/m); 方向指向下方时取正值, 指向上方时取负值;

θ —滑面倾角 ($^{\circ}$);

U —滑面单位宽度总水压力 (kN/m);

V —后缘陡倾裂隙面上的单位宽度总水压力 (kN/m);

Q —滑体单位宽度水平荷载 (kN/m); 方向指向坡外时取正值, 指向坡内时取负值;

h_w —后缘陡倾裂隙充水高度 (m), 根据裂隙情况及汇水条件确定。

A.0.3 折线形滑动面的边坡可采用传递系数法隐式解, 边坡稳定性系数可按下列公式计算 (图 A.0.3):

$$P_n=0 \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - \frac{R_i}{F_s} \quad (\text{A.0.3-2})$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \frac{\sin(\theta_{i-1} - \theta_i) \tan \varphi_i}{F_s} \quad (\text{A.0.3-3})$$

$$T_i = (G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + Q_i \cos \theta_i \quad (\text{A.0.3-4})$$

$$R_i = c_i l_i + [(G_i + G_{bi}) \cos \theta_i - Q_i \sin \theta_i - U_i] \tan \varphi_i \quad (\text{A.0.3-5})$$

式中 P_n —第 n 条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m);

P_i —第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m); 当 $P_i < 0$ 时取 $P_i = 0$;

T_i —第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的下滑力 (kN/m);

R_i —第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力 (kN/m);

ψ_{i-1} —第 $i-1$ 计算条块对第 i 计算条块的传递系数；其他符号同前。

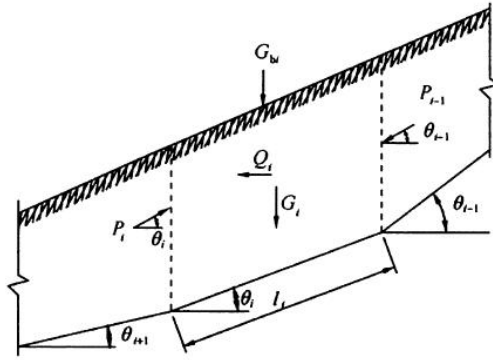


图 A.0.3 折线形滑面边坡传递系数法计算简图

注：在用折线形滑面计算滑坡推力时，应将公式（A.0.3-2）和公式（A.0.3-3）中的稳定系数替换成安全系数 F_s ，以此计算的 P_n ，即为滑坡的推力。

附录 B 土钉抗拔试验要点

B.0.1 采用现场的土钉抗拔试验方法，间接地确定土钉与土体之间的粘结强度和土钉抗拔承载能力，为土钉设计和验收提供依据。土钉抗拔试验分为基本试验和验收试验。

B.0.2 土钉注浆体强度达到设计强度的 70%或达到 10MPa 时方可进行土钉抗拔试验。

B.0.3 加载装置（千斤顶、压力表）试验前应检查并在有效标定期内。

B.0.4 计量仪表（测力计、位移计等）应满足测试要求的精度。

B.0.5 验收试验的土钉应与面层混凝土完全脱开，基本试验的土钉应设大于 1m 的非粘结段，试验装置应保证土钉与千斤顶同轴。

B.0.6 基本试验最大荷载宜取土钉杆体抗拉承载力标准值，验收试验最大荷载宜取土钉抗拔承载力设计值的 1.1 倍。

B.0.7 土钉抗拔力试验采用逐级加荷的方法，加荷等级、测读位移和观测时间应符合下列规定：

- 1 初始荷载宜取试验荷载的 0.1 倍；
- 2 加荷等级与观测时间宜按表 B.1 和 B.2 规定进行；

表 B.1 土钉基本试验加荷等级与观测时间

加荷等级	0.1 T_u	0.3 T_u	0.5 T_u	0.7 T_u	0.8 T_u	0.9 T_u	1.0 T_u	……	破坏
观测时间	3	3	5	5	10	10	10	5	

注： T_u —土钉杆体抗拉承载力标准值，等于 $A_{f_{yk}}$ 。

表 B.2 土钉验收试验加荷等级与观测时间

加荷等级	0.1 T_d	0.3 T_d	0.5 T_d	0.7 T_d	0.9 T_d	1.0 T_d	1.1 T_d	0.1 T_d
观测时间	2	2	2	5	5	10	10	2

注： T_d —土钉抗拔承载力设计值， $T_d = T_{uk}/1.3$ 。

- 3 在每级加荷等级观测时间内，测读土钉头位移不应少于 3 次；
- 4 验收试验达到要求试验荷载后，观测 10min，卸荷到 0.1 T_d 并测读土钉头位移；
- 5 基本试验加荷到试验荷载后，以每级 10%试验荷载继续加荷至破坏（终止试验标准）。

B.0.8 试验结果宜按每级荷载对应的土钉头位移制表整理，并绘制土钉荷载-位移($Q-s$)

曲线。

B.0.9 土钉终止试验标准：

- 1 第二级以后，每级荷载产生的位移量达到或超过前一级产生位移量的 3 倍；
- 2 土钉头位移不稳定（在观测时间内位移变化大于 1mm，延长观测时间一小时内位移速率大于 0.1mm/min）；
- 3 土钉杆体断裂或土钉被拔出；
- 4 加载至最大试验荷载且位移稳定。

B.0.10 土钉基本试验数量不应少于 3 根，极限抗拔力取破坏时的前一级荷载；按土钉极限抗拔力推算土钉与土体之间的极限粘结强度 q_{sk} 。

B.0.11 土钉验收试验数量应为土钉总数的 1%，且不少于 3 根；验收试验合格标准为：土钉试验抗拔力平均值应大于土钉抗拔承载力设计值，土钉试验抗拔力最小值应大于土钉抗拔承载力设计值的 0.9 倍。验收不合格时，可抽取不合格数量 2 倍的样本扩大检验。将扩大抽检结果计入总样本后如仍不合格，则判断该检验批不合格。

附录 C 钢板桩等值梁法计算要点

C.0.1 等值梁法按图 C.0.1 进行计算，图 C.0.1(a)中，ab 代表一端固定，一端简支的受荷梁，图 C.0.1(b)弯矩图中 c 点为反弯点，ac 即为 ab 梁上 ac 段的等值梁。

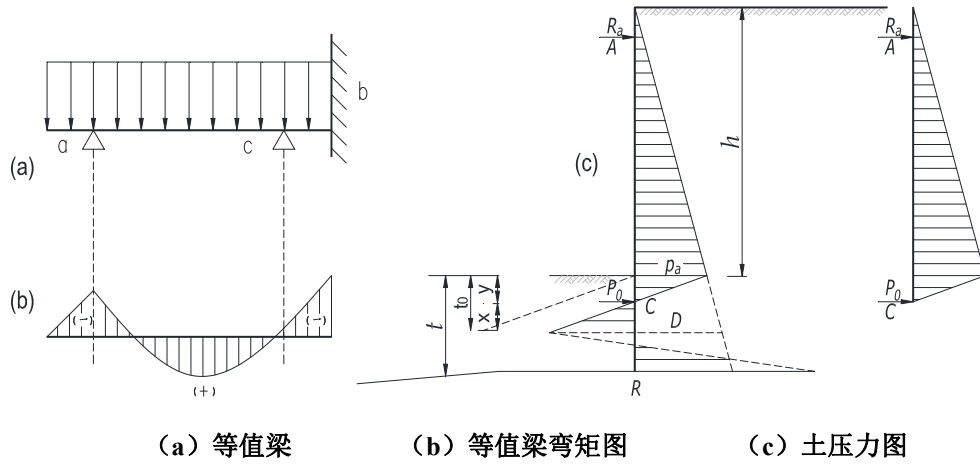


图 B.0.1 等值梁法计算示意图

C.0.2 宜按本标准第 3 章的规定，计算作用在钢板桩上的主动土压力强度和被动土压力强度，并绘制土压力曲线。由于板桩变形、土与板桩之间有相对位移，考虑板桩与土之间的摩擦系数，板桩前的被动土压力宜乘以增大系数 k_{pb} ，板桩后的被动土压力宜乘以折减系数 k_{pa} ，板桩前后的被动土压力系数可分别按式 (C.0.2-1) 和式(C.0.2-2) 计算。

$$\text{板桩前 } k_p = k_{pb} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{C.0.2-1})$$

$$\text{板桩后 } k'_p = k_{pa} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{C.0.2-2})$$

式中 k_p 、 k'_p ——分别为板桩前和板桩后修正后的被动土压力系数；

k_{pb} 、 k_{pa} ——分别为钢板桩被动土压力墙前增大系数和墙后折减系数，可按表 C.0.2 取值。

表 C.0.2 钢板桩被动土压力墙前，墙后的修正系数 k_{pb} 和 k_{pa}

φ	增大系数 k_{pb}	折减系数 k_{pa}
40°	2.3	0.35
35°	2.0	0.41
30°	1.8	0.47
25°	1.7	0.55
20°	1.6	0.64
15°	1.4	0.75
10°	1.2	1.00

注： φ ——内摩擦角，按本标准 3.1.9-1 条取值。

C.0.3 板桩墙上土压力强度值等于零点离基坑底面的距离 y 可按式(C.0.3)求得：

$$y = \frac{P_a}{\gamma(k_p - k_a)} \quad (\text{C.0.3})$$

式中 y ——土压力零点距基坑底面处的距离；

P_a ——基坑深度 h 处主动土压力强度；

k_a 、 k_p ——分别为板桩前主动土压力系数和修正后的被动土压力系数。

C.0.4 可按以 a 和 c 为支点的简支等值梁计算其弯矩和 P_0 以及反力 R_a ， R_a 即相当于支撑力或锚杆拉力。

C.0.5 根据 P_0 和墙前被动土压力对钢板桩底端 D 的力矩相等，可按图 C.0.1 和式(C.0.5) 计算钢板桩的最小入土深度 t_0

$$t_0 = y + \sqrt{\frac{6P_0}{\gamma(k_p - k_a)}} \quad (\text{C.0.5})$$

C.0.6 实际钢板桩墙系位于 x 深度之下（图 C.0.1），其入土深度按式（C.0.6）计算：

$$t = t_0 k_2 \quad (\text{C.0.6})$$

式中 t ——钢板桩墙实际入土深度；

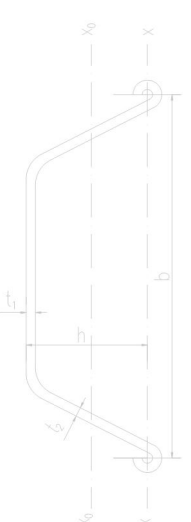
k_2 ——经验系数，取 1.1~1.2，一般取 1.2。

C.0.7 用等值梁法计算所得跨中弯矩偏大，应乘以折减系数来修正所算求得的 M_{\max} ，该系数可取 0.6~0.8，即 $M_c = (0.6 \sim 0.8)M_{\max}$ 。

附录 D 常用钢板桩规格

D.0.1 常用拉森式钢板桩

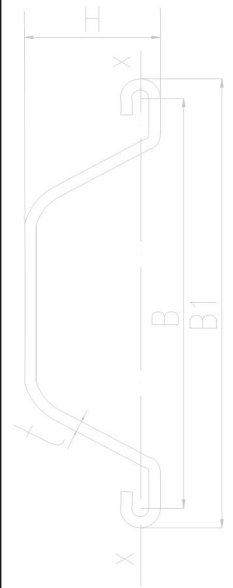
表 D.0.1 常用拉森式钢板桩规格

简图	型 号	尺寸(mm)				理论重量		惯性 半径	每延米板桩			
		b	h	t_1	t_2	N/m	N/m ²	cm	截 面 面积	截面模量(cm ³)		板桩壁 惯性矩 (cm ⁴)
									cm ²	对板桩 中和轴 x_0	对板桩壁中 和轴 x	
	0	275	150	5	4.5	154	560			60	121	453
	I	400	150	8	7	380	960		127	224	500	3750
	8				400	1000						
	II	400	200	10.2	8.7	488	1220	7.37	156	381	850	8500
	10.5			8.0	490	849						
	III	400	247	14.2	9.2	620	1550	9.18	198	508	1350	18200
	14.5			8	1363							
	IV	400	310	15.5	9	750	1870				788	2037
360	13.0		9	690	1720	936	2000				36000	
V	420	360	20.5	12	10000	23800	13.35	303	1007	3000	54000	
344		22.0	11	2962								
VI	420	440	22	14	1218	2900	15.80	370		4200	92400	
VII	460	460	26	14	1426	3100	17.10	394		5000	11500	

D.0.2 常用国产冷弯钢板桩规格

表 D.0.2 常用国产冷弯钢板桩规格

冷弯钢板桩外形尺寸及截面特性										
型号	厚度 t (mm)	公称宽度 B (mm)	截面宽度 B_1 (mm)	高度 H (mm)	惯性半径 (mm)	单根材				
						截面面积 S_a (cm ²)	理论质量 M (kg/m)	惯性矩 I_x (cm ⁴)	截面模量 W_x (cm ³)	
BU400×8.0	8.0	400	460	85	3.04	45.21	35.5	598	88	
BU400×9.2	9.2	400	460	120	5.15	55.01	43.2	1 460	160	
BU500×6.5	6.5	500	552	150	8.40	49.30	39.5	1 342	157	
BU500×8.0	8.0	500	552	150	8.40	60.50	47.5	1 641	192	
BU500×9.0	9.0	500	552	150	8.40	68.10	53.5	1 850	216	
BU500×10.0	10.0	500	552	150	8.40	75.90	59.6	2 060	241	
BU575×9.0	9.0	575	627	210	12.05	80.50	63.3	4 730	400	
BU575×9.5	9.5	575	627	210	12.05	85.00	66.8	4 992	422	
BU575×10.0	10.0	575	627	210	12.05	89.50	70.2	5 255	445	
冷弯钢板桩力学性能										
钢种牌号	屈服强度等级		屈服强度 R_{eH} (N/mm ²)			延伸率 δ_5 (%)				
Q235A	235		≥ 235			≥ 26				
Q345A	345		≥ 345			≥ 21				



注：钢板桩的屈服强度 R_{eH} 与设计强度 f_y 的关系为： $f_y = \frac{R_{eH}}{1.1}$ 。

D.0.3 常用国产热轧 U 型钢板桩规格

表 D.0.3 常用国产热轧 U 型钢板桩规格

 热轧U型钢板桩	热轧 U 型钢板桩的外形尺寸及截面特性											
	型号 (宽度×高度)	有效 宽度 W_1 (mm)	有效 高度 H_1 (mm)	腹板 厚度 t (mm)	单根材				每米板面			
					截面 面积 S_a (cm^2)	理论 重量 M (kg/m)	惯性 矩 I_x (cm^4)	截面 模量 W_x (cm^3)	截面 面积 S_a (cm^2)	理论 重量 M (kg/m)	惯性 矩 I_x (cm^4)	截面 模量 W_x (cm^3)
400×85	400	85	8.0	45.21	35.5	598	88	113.0	88.7	4 500	529	
400×100	400	100	10.5	61.18	48.0	1 240	152	153.0	120.1	8 740	874	
400×125	400	125	13.0	76.42	60.0	2 220	223	191.0	149.9	16 800	1 340	
400×150	400	150	13.1	74.40	58.4	2 790	250	186.0	146.0	22 800	1 520	
400×170	400	170	15.5	96.99	76.1	4 670	362	242.5	190.4	38 600	2 270	
500×200	500	200	24.3	133.8	105.0	7 690	520	267.6	210.1	63 000	3 150	
500×225	500	225	27.6	153.0	120.1	11 400	680	306.0	240.2	86 000	3 820	
600×130	600	130	10.3	78.70	61.8	2 110	203	131.2	103.0	13 000	1 000	
600×180	600	180	13.4	103.9	81.6	5 220	376	173.2	136.0	32 400	1 800	
600×210	600	210	18.0	135.5	106.2	8 630	539	225.5	177.0	56 700	2 700	
750×205	750	204	10.0	99.2	77.9	6 590	456	132	103.8	28 710	1 410	
	750	205.5	11.5	109.9	86.3	7 110	481	147	115.0	32 850	1 600	
	750	206	12.0	113.4	89.0	7 270	488	151	118.7	34 270	1 665	
750×220	750	220.5	10.5	112.7	88.5	8 760	554	150	118.0	39300	1 780	

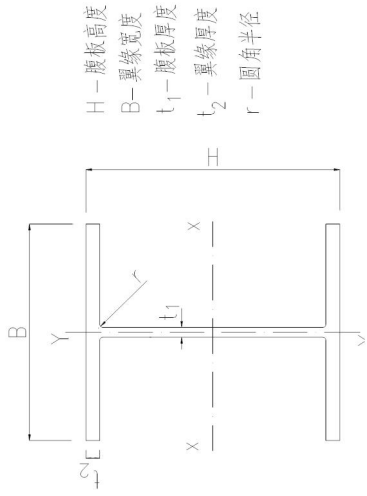
	750	222	12.0	123.4	96.9	9 380	579	165	129.2	44 440	2 000
	750	222.5	12.5	127.0	99.7	9 580	588	169	132.9	46 180	2 075
750×225	750	225	14.5	140.6	110.4	10 390	601	188	147.2	56 240	2 500
热轧 U 型钢板桩的力学性能											
钢种牌号	屈服强度 ReH(N/mm ²)							延伸率 δ_0 (%)			
Q295bz	≥295							≥23			
Q390bz	≥390							≥20			
Q420bz	≥420							≥19			

注：钢板桩的屈服强度 R_{eH} 与设计强度 f_y 的关系为： $f_y = \frac{R_{eH}}{1.1}$ 。

D.0.4 常用国产热轧 H 型钢规格

表 D.0.4 常用国产热轧 H 型钢规格

热轧 H 型钢的外形尺寸及截面特性													
型号 (高度 × 宽度) (mm × mm)	截面尺寸					惯性半径		截面面积	理论重量	惯性矩		截面模量	
	高度 H (mm)	宽度 B (mm)	腹板厚度 t_1 (mm)	翼缘厚度 t_2 (mm)	圆角半径 r (cm)	i_x	i_y	S_a	M	I_x	I_y	W_x	W_y
100 × 100	100	100	6	8	8	4.23	2.49	21.59	16.9	38.6	134	77.1	26.7
125 × 125	125	125	6.5	9	8	5.30	3.13	30.00	23.6	843	293	135	46.9
150 × 150	150	150	7	10	8	6.39	3.77	39.65	31.1	1620	563	216	75.1
175 × 175	175	175	7.5	11	13	7.53	4.37	51.43	40.4	2918	983	334	112
200 × 200	200	200	8	12	13	8.62	5.02	63.53	49.9	4717	1601	472	160
250 × 250	250	250	9	14	13	10.81	6.32	91.43	71.8	10689	3648	855	292
300 × 300	300	300	10	15	13	13.00	7.55	118.45	93.0	20010	6753	1334	450
350 × 350	350	350	12	19	13	15.19	8.89	171.89	134.9	39637	13582	2265	776
400 × 400	400	400	13	21	22	17.43	10.12	218.69	171.7	66455	22410	3323	1120
150 × 100	148	100	6	9	8	6.15	2.39	26.35	20.7	995.3	150.3	134.5	30.1
200 × 150	194	150	6	9	8	8.24	3.65	38.11	29.9	2586	606.6	266.5	67.6



250×175	244	175	7	11	13	10.32	4.21	55.49	43.6	5908	983.5	484.3	112.4
300×200	294	200	8	12	13	12.36	4.75	71.05	55.8	10858	1602	738.6	160.2
350×250	340	250	9	14	13	14.48	6.05	99.53	78.1	20867	3648	1227	291.9
400×300	390	300	10	16	13	16.75	7.35	133.25	104.6	37363	7203	1916	480.2
450×300	440	300	11	18	13	18.74	7.26	153.89	120.8	54067	8105	2458	540.3
500×300	482	300	11	15	13	20.13	6.92	141.17	110.8	57212	6756	2374	450.4
	488	300	11	18	13	20.66	7.14	159.17	124.9	67916	8106	2783	540.4
550×300	544	300	11	15	13	22.49	6.76	147.99	116.2	74874	6756	2753	450.4
	550	300	11	18	13	23.09	6.99	165.99	130.3	88470	81066	3217	540.4
600×300	582	300	12	17	13	23.98	6.73	169.21	132.8	97287	7659	3343	510.6
	588	300	12	20	13	24.55	6.94	187.21	147.0	112827	9009	3838	600.6
	594	302	14	23	13	24.68	6.98	217.09	170.4	132179	10572	4450	700.1
热轧 H 型钢的力学性能													
钢种 牌号	屈服强度 R_{eH} (N/mm ²)						延伸率 δ_0 (%)						
	翼缘厚度 (mm)						翼缘厚度 (mm)						
	≤16		>16~40		>40~60		≤16		>16~40		>40~60		
Q235	≥235		≥225		≥215		26		25		24		

注：钢板桩的屈服强度 R_{eH} 与设计强度 f_y 的关系为： $f_y = \frac{R_{eH}}{1.1}$

附录 E 锚杆试验

E.1 一般规定

- E.1.1** 试验锚杆的地层条件、材料、参数和施工工艺应与工程锚杆相同。
- E.1.2** 试验锚杆应保证自由段杆体与注浆体之间无粘结，确保试验的拉力值能真实反映锚固段所能提供的拉力。
- E.1.3** 锚杆锚固体达到设计强度的 80%后方可进行试验。
- E.1.4** 试验用计量仪表（压力表、测力计、位移计）应满足测试要求的精度。
- E.1.5** 试验用加荷装置（千斤顶、油泵）的额定压力必须大于试验压力。
- E.1.6** 锚杆试验检测装置应具有承受最大试验荷载的足够的强度与刚度。

E.2 基本试验

- E.2.1** 同一条件下的基本试验的锚杆数量不应少于 3 根。
- E.2.2** 锚杆的最大试验荷载不宜超过锚杆杆体极限承载力的 0.85 倍。为得出锚固体的极限抗拔力，必要时可加大杆体的截面面积。
- E.2.3** 对砂土、液性指数 $I_L \leq 0.75$ 的黏性土，锚杆基本试验加荷及测读位移按下列要求进行：

表 E.2.3 砂土、硬黏土中锚杆基本试验的加荷等级和观测时间表

加 荷 增 量 Af_{pk} (%)	初始荷载	—	—	—	10	—	—	—
	第一循环	10	—	—	30	—	—	10
	第二循环	10	30	—	40	—	30	10
	第三循环	10	30	40	50	40	30	10
	第四循环	10	30	50	65	50	30	10
	第五循环	10	30	65	75	65	30	10
	第六循环	10	30	65	85	65	30	10
观测时间 (min)	5	5	5	10	5	5	5	

注：1 五循环速率为 100kN/min，第六循环的加荷速率为 50kN/min；

2 在每级加荷等级观测时间内，测读位移不应少于 3 次；

3 在每级加荷等级观测时间内，锚头位移增量小于 0.1 时，可施加下一级荷载，否则应长观测

时间，直至锚头位移增量在 2h 内小于 2.0mm 时，方可施加下一级荷载。

E.2.4 淤泥质土中锚杆基本试验的加荷及位移观测按以下要求进行：

1 淤泥质土中锚杆基本试验应采用分级加荷，加荷等级和位移观测时间应符合表 E.2.4 的规定。

表 E.2.4 淤泥质土中锚杆基本试验的加荷等级和观测时间表

加荷等级	初始荷载	第一级	第二级	第三级	第四级	第五级
Af_{pk} (%)	10	30	50	65	75	85
观测时间 (min)	15	15	30	120	30	120

2 荷载等级小于的 Af_{pk} 50%时，每分钟加荷不宜大于 20kN；荷载等级大于 Af_{pk} 的 50%时，每分钟加荷不宜大于 10kN；

3 荷载等级为 Af_{pk} 的 0.50 和 0.75 倍时，采用循环加载。荷载分级和观测时间同表 E.2.3；

4 荷载等级为 Af_{pk} 的 0.65 和 0.85 倍时，锚头位移增量在观测时间 2h 内小于 2.0mm，才可施加下一级荷载；

5 在每级加荷等级观测时间内，测读位移不应少于 3 次。

E.2.5 锚杆基本试验出现下列情况之一时，可判断锚杆破坏：

1 从第二级加载开始，后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生的位移增量的 5 倍；

2 锚头位移持续增长；

3 锚杆杆体破坏。

E.2.6 锚杆基本试验结果宜按荷载与对应的锚头位移列表整理，并绘制锚杆荷载-位移 ($P-S$) 曲线图 E.2.6-1、锚杆荷载-弹性位移 ($P-S_e$) 曲线和锚杆荷载-塑性位移 ($P-S_p$) 曲线图 E.2.6-2。

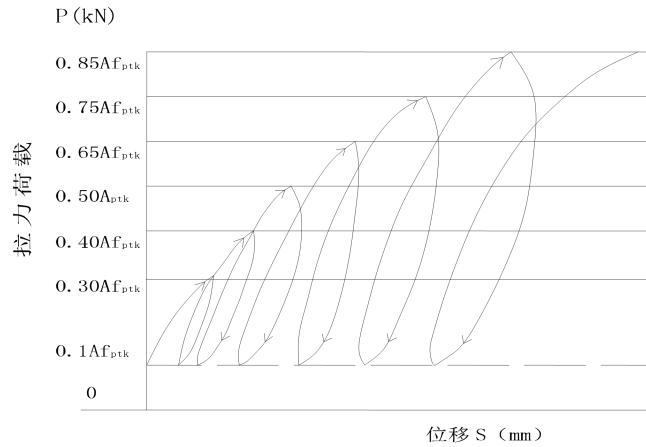


图 E.2.6-1 锚杆基本试验荷载-位移曲线

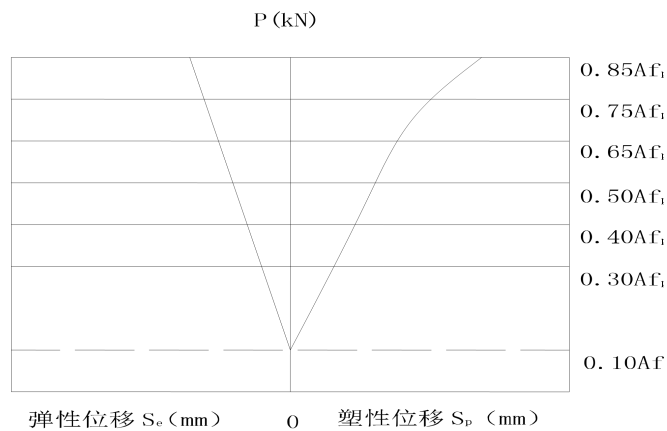


图 E.2.6-2 锚杆基本试验荷载-弹性位移、荷载-塑性位移曲线

E.2.7 锚杆极限抗拔承载力应按下列方法确定：

1 当出现 E.2.5 条第 1、2 款规定时，锚杆极限抗拔承载力应取破坏荷载的前一级荷载。在最大试验荷载下未达到第 E.2.5 条规定的破坏标准时，锚杆的极限抗拔承载力应取最大试验荷载；

2 当出现 E.2.5 条第 3 款规定时，锚杆极限抗拔承载力取破坏荷载；

3 当最大试验荷载下未破坏时，锚杆极限抗拔承载力取最大试验荷载。

E.2.8 当每组试验锚杆极限抗拔承载力的最大差值不大于 30%时，应取最小值作为锚杆的极限抗拔承载力标准值。当最大差值大于 30%时，应增加试验锚杆数量，且按 95%保证概率计算锚杆的极限抗拔承载力标准值。

E.3 验收试验

E.3.1 验收试验锚杆数量和最大试验荷载按 10.4.1 条执行。

E.3.2 验收试验加载应符合下列规定：

- 1 初始荷载宜取锚杆轴向拉力标准值的 0.1 倍；
- 2 加荷等级及观测时间应按表 E.1 进行；

表 E.3.2 锚杆验收试验加荷等级与观测时间

加荷等级	0.10N _k	0.25N _k	0.50N _k	0.75N _k	1.0N _k	1.2N _k
观测时间(min)	5~10	5~10	5~10	10	10	10

3 每级加荷等级观测时间内，测读锚头位移不少于 3 次，如在 1min~10min 的观察时间内锚头位移增量超过 1.0mm，该级荷载应再维持 50min，并在 15、20、25、30、45、60min 时记录锚头位移增量。10min 内锚头位移增量小于 1.0mm 或 60min 内小于 2.0mm 时，可视为合格；

4 加至最大试验荷载，观测 10min 待位移稳定后卸荷至 0.10N_k，然后加至设计锁定荷载锁定。

E.3.3 验收试验应绘制荷载-位移 (P-S) 曲线 (图 E.3.3)。

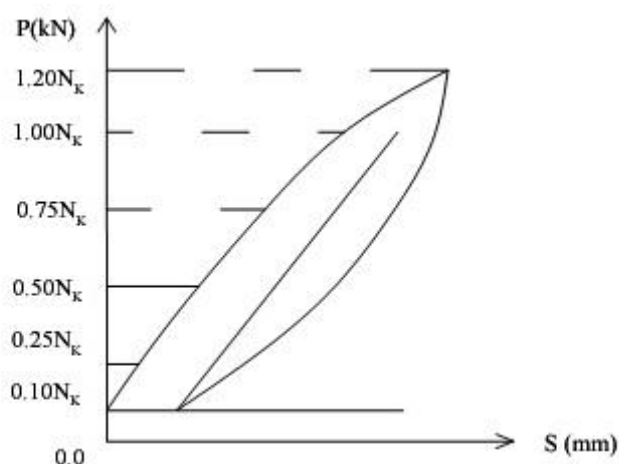


图 E.3.3 锚杆验收试验荷载-位移曲线

E.3.4 锚杆验收试验符合下列规定的可判定为合格：

1 拉力型锚杆和扩孔型锚杆在最大试验荷载下所测得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长的 80%，且小于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和理论弹性伸长值。

- 2 最大验收荷载作用下，锚头位移趋于稳定。

附录 F 锚杆杆体材料力学性能

F.0.1 钢绞线抗拉强度标准值、设计值应符合表 F.0.1 的规定:

表 F.0.1 钢绞线抗拉强度标准值、设计值

种类	符号	直径 d (mm)	抗拉强度标准值 f_{pk} (N/mm ²)	抗拉强度设计值 f_{py} (N/mm ²)	弹性模量 E_s (N/mm ²)
7 股	ϕ^s	9.5、12.7、 15.2	1720	1220	1.95×10^5
			1860	1320	
			1960	1390	

F.0.2 精轧螺纹钢筋抗拉强度标准值、设计值应符合表 F.0.2 的规定:

表 F.0.2 精轧螺纹钢筋抗拉强度标准值、设计值

种类	符号	直径 d (mm)	抗拉强度标准值 f_{pk} (N/mm ²)	抗拉强度设计值 f_{py} (N/mm ²)	弹性模量 E_s (N/mm ²)
精轧 螺纹 钢筋	ϕ^T	18、25、	785	650	2.0×10^5
		32、40、	930	770	
		50	1080	900	

F.0.3 无粘结钢绞线主要技术参数应符合表 F.0.3 的规定:

表 F.0.3 无粘结钢绞线主要技术参数

公称直径 (mm)	公称横截面积 (mm ²)	防腐润滑脂含 量 (g/m)	护套厚度 (mm)	K	μ
9.5	54.8	≥ 32	≥ 1.0	≤ 0.004	≤ 0.09
12.7	98.7	≥ 43			
15.2	140.0	≥ 50			

注: K 为考虑无粘结钢绞线护套壁局部偏差对摩擦的影响系数;

μ 钢绞线与护套壁之间的摩擦系数。

F.0.4 普通螺纹钢筋的抗拉强度标准值、设计值应符合表 F.0.4 的规定:

表 F.0.4 普通螺纹钢筋的抗拉强度标准值、设计值

牌号	直径 d (mm)	抗拉强度标准值 f_{yk} (N/mm ²)	抗拉强度设计值 f_y (N/mm ²)	弹性模量 E_s (N/mm ²)
HRB335	6~50	335	300	2.0×10^5
HRB400		400	360	
RRB500		500	435	

F.0.5 玻璃纤维增强筋的抗拉强度标准值应符合表 F.0.5 的规定:

表 F.0.5 玻璃纤维增强筋的力学性能

直径 d (mm)	抗拉强度标准值 f_{yk} (N/mm ²)	剪 切 强 度 f_v (N/mm ²)	极限拉应变 ε (%)	弹性模量 E_s (N/mm ²)
$d < 16$	600	110	1.2	4000
$16 \leq d < 25$	550			
$25 \leq d < 34$	550			
$d \geq 34$	400			

注：抗拉强度设计值可取标准值除以 1.4。

附录 G 深圳地区各类土（岩）渗透系数及影响半径经验值

G.0.1 深圳地区各类土（岩）渗透系数，可通过抽水试验用稳定流或非稳定流求出，如无抽水试验可根据经验值确定，见表 G.0.1。

表 G.0.1 深圳地区各类土（岩）渗透系数及影响半径经验值

土的名称	渗透系数 (k)		影响半径 R (m)	
	cm/s	m/d		
淤泥	$2.00 \times 10^{-8} \sim 1.90 \times 10^{-7}$	$1.73 \times 10^{-5} \sim 1.64 \times 10^{-4}$		
淤泥质黏土	$1.50 \times 10^{-7} \sim 2.30 \times 10^{-5}$	$1.29 \times 10^{-4} \sim 1.99 \times 10^{-2}$		
黏性土	$3.30 \times 10^{-7} \sim 1.15 \times 10^{-4}$	$2.85 \times 10^{-4} \sim 9.94 \times 10^{-2}$		
砂质黏性土、 砾质黏性土	$1.30 \times 10^{-5} \sim 6.00 \times 10^{-5}$	$1.12 \times 10^{-2} \sim 5.18 \times 10^{-1}$	30~60	花岗岩及片麻岩 类的残积层
粉土	$5.80 \times 10^{-4} \sim 1.15 \times 10^{-3}$	$5.01 \times 10^{-1} \sim 9.94 \times 10^{-1}$	20~40	
细砂	$2.30 \times 10^{-3} \sim 9.00 \times 10^{-3}$	$1.88 \times 10^0 \sim 7.78 \times 10^0$	40~90	
中砂	$8.00 \times 10^{-3} \sim 3.20 \times 10^{-2}$	$6.91 \times 10^0 \sim 2.77 \times 10^1$	80~160	
粗砂	$2.40 \times 10^{-2} \sim 7.80 \times 10^{-2}$	$2.07 \times 10^1 \sim 6.74 \times 10^1$	100~300	
砾砂、圆砾	$5.60 \times 10^{-2} \sim 1.00 \times 10^{-1}$	$4.84 \times 10^1 \sim 8.64 \times 10^1$	220~400	
卵石	$9.00 \times 10^{-2} \sim 8.10 \times 10^{-1}$	$7.71 \times 10^1 \sim 6.99 \times 10^2$	300~1000	
强、中风化岩	$6.10 \times 10^{-4} \sim 2.60 \times 10^{-3}$	$5.30 \times 10^{-1} \sim 2.22 \times 10^0$	150~800	花岗岩及片麻岩 类的风化带
微风化岩	$7.52 \times 10^{-5} \sim 6.00 \times 10^{-4}$	$6.50 \times 10^{-2} \sim 5.18 \times 10^{-1}$	10~30	

注：1 影响半径 R 适用于地下水位降深 s 为 8m~10m 条件，当 s 大于 10m，可用抽水试验方法确定。

2 裂隙多的岩体，渗透系数大于 60m/d，影响半径可达数百米。

G.0.2 降水影响半径 R 宜通过试验确定，或根据当地经验确定（见表 G.0.1），当基坑支护安全等级为二、三级时，可按下列经验公式计算：

1 潜水含水层：

$$R = 2s\sqrt{kH} \quad (\text{G.0.2-1})$$

式中 R —降水影响半径 (m)；

s —降水井内水位降深 (m)；

k —渗透系数 (m/d)；

H —含水层厚度 (m)。

2 承压含水层:

$$R = 10 s \sqrt{k} \quad (\text{G.0.2-2})$$

G.0.3 基坑等效半径 r_0 可按下列规定计算:

1 长宽比 $L/B > 2.5$ 的矩形基坑

$$r_0 = \eta(L+B)/4 \quad (\text{G.0.3-1})$$

2 不规则块状基坑

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}} \quad (\text{G.0.3-2})$$

式中 r_0 — 基坑等效半径 (m);

L — 基坑长度 (m);

B — 基坑宽度 (m);

η — 修正系数, 按表 G.0.3 取用;

F — 基坑面积 (m^2)。

表 G.0.3 修正系数 η

B/L	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
η	1.0	1.12	1.16	1.18	1.18	1.18

附录 H 基坑抗隆起稳定验算

H.0.1 当基坑底面或支护桩、地下连续墙底面以下分布有淤泥、淤泥质土，泥炭土和泥炭质土等饱和软黏性土地层时，应进行抗隆起稳定验算。

H.0.2 对采用坡率法，土钉墙、搅拌桩（旋喷桩）、复合土钉墙及水泥土档墙支护，且基坑深度浅于 8m 的三级基坑，应按图 H.0.2 和式 (H.0.2-1) ~ (H.0.2-6) 进行抗隆起稳定性验算：

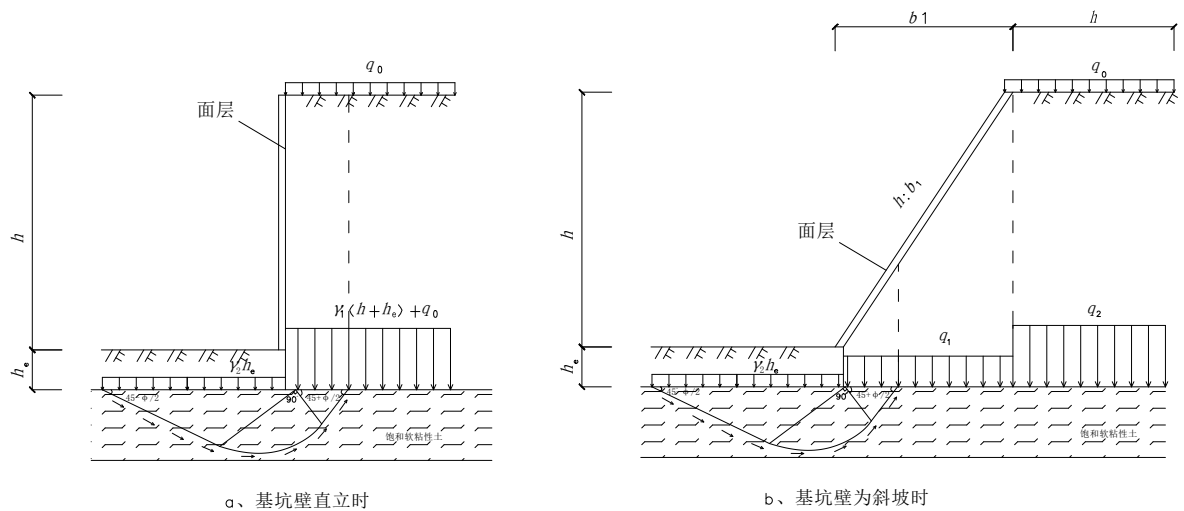


图 G.0.2 浅基坑抗隆起稳定验算简图

当基坑壁直立时：

$$K_r \geq \frac{\gamma_2 h_e N_q + c_k N_c}{\gamma_1 (h + h_e) + q_0} \quad (\text{H.0.2-1})$$

当基坑壁为斜坡时：

$$K_r \geq \frac{\gamma_2 h_e N_q + c_k N_c}{(q_1 b_1 + q_0 h + q_2 h) / (b_1 + h)} \quad (\text{H.0.2-2})$$

当采用十字板剪切试验时，式 (H.0.2-1) 和式 (H.0.2-2) 的分子可改写为：

$$\gamma_2 h_e N_q + 5.14 c_u$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) e^{\tau \tan \phi_k} \quad (\text{H.0.2-3})$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi_k \quad (\text{H.0.2-4})$$

$$q_1 = 0.5 \gamma_1 h + \gamma_1 h_e \quad (\text{H.0.2-5})$$

$$q_2 = \gamma_1 (h + h_e) \quad (\text{H.0.2-6})$$

式中 γ_1 —基坑外侧饱和软黏性土层顶面以上各土层，按厚度加权平均的重度；

γ_2 —基坑内侧饱和软黏性土层顶面以上各土层,按厚度加权平均的天然重度;
 h_e —基坑底面至饱和软黏性土层顶面的距离;
 N_q 、 N_c —饱和软黏土极限承载力系数,按本标准第 3.1.9-3 条取值计算;
 q_0 —地面超载的平均压力,由设计根据工程具体情况确定;
 c_k 、 φ_k —饱和软黏性土层的粘聚力和内摩擦角标准值,按本标准第 3.1.9-3 确定;
 c_u —由十字板剪切试验求得的不排水抗剪强度;
 K_r —抗隆起稳定安全系数,对三级基坑,取 $K_r = 1.2$;

H.0.3 对采用排桩,地下连续墙、微型桩复合土钉墙支护,且基坑深度为大于 8m 的基坑,应按图 H.0.3 和式 (H.0.3~1) ~ (H.0.3~5) 进行抗隆起稳定性验算。

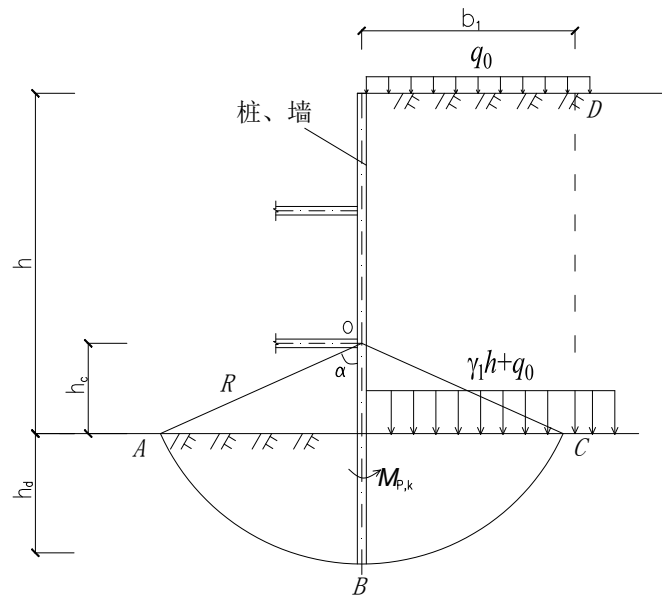


图 H.0.3 桩、墙支护的较深基坑抗隆起稳定验算简图

$$K_r \geq \frac{M_p + c_u \cdot \widehat{ABC} \cdot R}{(q_0 + \gamma_1 h) b_1^2 / 2} \quad (\text{G.0.3-1})$$

$$\widehat{ABC} = 4\pi R \alpha / 360 \quad (\text{G.0.3-2})$$

$$R = h_c + h_d \quad (\text{G.0.3-3})$$

$$b_1 = (R^2 - h_c^2)^{0.5} \quad (\text{G.0.3-4})$$

$$\alpha = \cos^{-1}(h_c / R) \quad (\text{G.0.3-5})$$

式中 M_p —基坑最下一道支撑处，排桩或地下连续墙横截面抗弯弯矩标准值；

R —最下一道支撑至排桩或地下连续墙底的距离；

h_c —最下一道支撑至基坑底面的距离；

\widehat{ABC} —以最下一道支撑 O 点为圆心，以 R 为半径，交于基坑底面处的圆弧；

b_1 — BC 圆弧上对应的荷载宽度；

α — AB 或 BC 圆弧对应的圆心角；

K_T —抗隆起稳定安全系数，对一、二级基坑可分别取 1.4、1.3。

H.0.4 经验算和综合分析后，确认抗隆起稳定不能满足要求时，对三级基坑可采取坑内局部换填、搅拌桩被动区加固、坑底搅拌桩对称等措施；对一、二级采取排桩、地下连续墙支护的较深基坑可采取全部或间隔加深桩、墙长度，穿过饱和软黏性土，使桩、墙底置于稳定层中。

附录 J 抗突涌、抗渗流破坏稳定性验算

J.0.1 当基坑底有承压含水层或基坑底部附近具有产生渗透变形条件时，应进行抗突涌和抗渗流破坏稳定性验算。

J.0.2 当基坑底部为相对不透水层，而其下某深度处有承压含水层时，宜按图 J.0.2 和式 (J.0.2) 进行抗突涌稳定性验算：

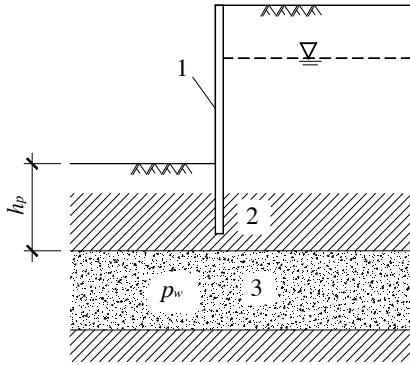


图 J.0.2 承压水抗突涌稳定性验算简图

- 1-桩、墙或截水帷幕；2-相对不透水层；
3-承压含水层

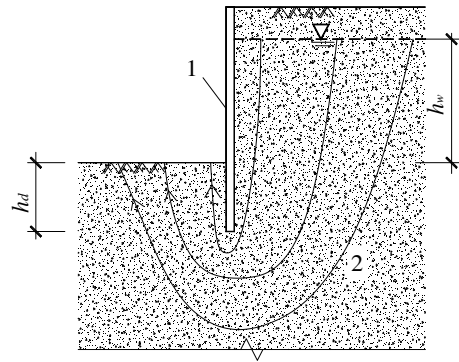


图 J.0.3 抗流土、抗管涌稳定性验算简图

- 1-截水帷幕；2-细粒土，或粗、细颗粒不均的土

$$K_h = \frac{\gamma_m h_p}{p_w} \quad (\text{J.0.2})$$

式中 γ_m —相对不透水层的平均饱和重度；

h_p —承压含水层顶面距离基坑底面的距离；

p_w —承压含水层的平均水压力强度；

K_h —抗突涌稳定安全系数，取 1.1。

J.0.3 当基坑内外存在水头差、基坑底可能出现流土时，宜按图 J.0.3 和式 (J.0.3-1) ~ (J.0.3-3) 进行抗流土稳定性验算：

$$K_f = \frac{i_{\text{crf}}}{i} \quad (\text{J.0.3-1})$$

$$i_{\text{crf}} = \frac{d_s - 1}{1 + e} \quad (\text{J.0.3-2})$$

$$i = \frac{h_w}{l_{\text{min}}} \quad (\text{J.0.3-3})$$

式中 $i_{cr,f}$ —流土临界水力梯度；

i —水流逸出处水力梯度；

d_s —土颗粒的密度与水的密度之比，根据试验确定；

h_w —基坑内外水头差；

l_{min} —水流溢出处的最短渗流长度，可按 $l_{min} = h_w + 2h_d$ 计算；

h_d —基坑底面至截水帷幕底的距离，对一、二、三级基坑， h_d 宜分别取 $0.7 h_w$ 、
 $0.6 h_w$ 和 $0.5 h_w$ ；

K_f —抗流土稳定安全系数，对一、二、三级基坑，分别取 2.0、1.8 和 1.6。

J.0.4 当基坑内外存在水头差，基坑底可能出现管涌时，可按图 J.0.3 和式 (J.0.4-1) ~ (J.0.4-2) 进行抗管涌破坏稳定性验算：

$$K_p = \frac{i_{cr,p}}{i} \quad (J.0.4-1)$$

$$i_{cr,p} = \frac{d_s - 1}{1 + e} + 0.5n \quad (J.0.4-2)$$

式中 $i_{cr,p}$ —管涌临界水力梯度；

n —土的孔隙率，根据试验确定；

K_p —抗管涌破坏稳定安全系数，对于一、二、三级基坑，可分别取 1.9、1.7 和 1.5。

水流溢出处的水力梯度，仍宜按式 (J.0.3-3) 计算，但其中涉及的 h_d ，对一、二、三级基坑，宜分别取大于 $0.4h_w$ 、 $0.3h_w$ 和 $0.2h_w$ 。

J.0.5 当抗突涌稳定验算不能满足要求时，宜采取坑内降水，降低承压水头等措施；当抗流土、抗管涌破坏稳定验算不能满足要求时，宜采取增加截水帷幕长度或者坑外适当降水等措施。

附录 K 地下水下降引起的地面沉降计算

K.0.1 降水引起的地层压缩变形量可按下式计算：

$$s = \psi_w \sum \frac{\Delta\sigma'_{zi} \Delta h_i}{E_{si}} \quad (\text{K.0.1-1})$$

式中 s ——计算剖面的地层压缩变形量 (m)；

ψ_w ——沉降计算经验系数，应根据地区工程经验取值，无经验时，宜取

$$\psi_w = 1;$$

$\Delta\sigma'_{zi}$ ——降水引起的地面下第 i 土层的平均附加有效应力 (kPa)；

Δh_i ——第 i 层土的厚度 (m)；

E_{si} ——第 i 层土的压缩模量 (kPa)，应取土的自重应力至自重应力与附加有效应力之和的压力段的压缩模量。

地基压缩变形的计算深度，应按渗流分析或实际土层分布情况综合确定。计算深度可按下式计算求取；估算时，计算剖面处的整个受压土层厚度可取初始地下水位以下3.0倍地下水降深值，当计算深度范围内遇硬岩或不可压缩层时可作为计算深度的底界。

$$\frac{\Delta\sigma'_{zi}}{\Delta\sigma_{zi}} \leq 0.2 \quad (\text{K.0.1-2})$$

式中 $\Delta\sigma_{zi}$ ——地基土中第 i 土层的平均自重应力 (MPa)。

K.0.2 基坑外土层中各点降水引起的附加有效应力宜按地下水稳定渗流分析方法计算；当符合非稳定渗流条件时，可按地下水非稳定渗流计算。附加有效应力，可按下列公式计算（图 K.0.2）：

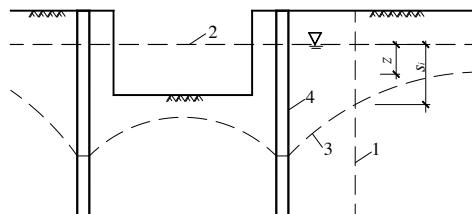


图 K.0.2 降水引起的附加应力计算

1-计算剖面 1； 2-初始地下水位；
3-降水后的水位； 4-降水井

1 第 i 土层位于初始地下水位以上时

$$\Delta\sigma'_{zi} = 0 \quad (\text{K.0.2-1})$$

2 第 i 土层位于降水后水位与初始地下水位之间时

$$\Delta\sigma'_{zi} = \gamma_w z \quad (\text{K.0.2-2})$$

3 第 i 土层位于降水后水位以下时

$$\Delta\sigma'_{zi} = \gamma_w s_i \quad (\text{K.0.2-3})$$

式中 γ_w —— 水的重度 (kN/m^3);

z —— 第 i 层土中点至初始地下水位的垂直距离 (m);

s_i —— 计算剖面对应的地下水位降深 (m)。

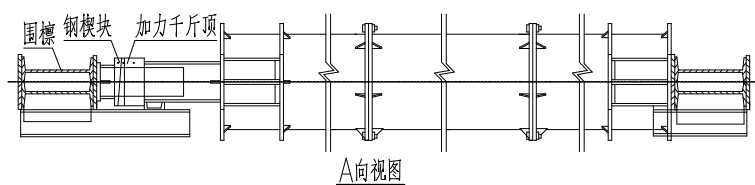
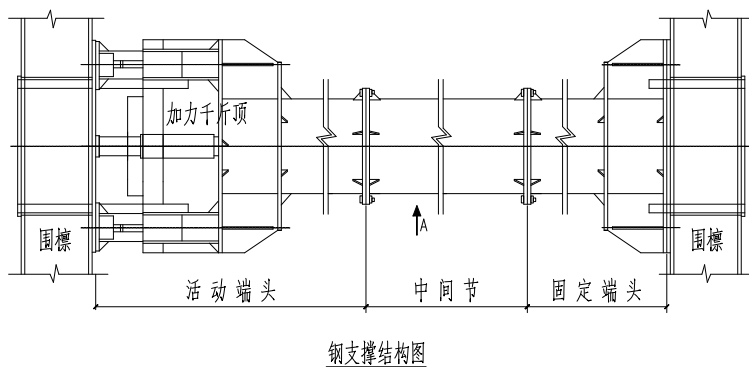
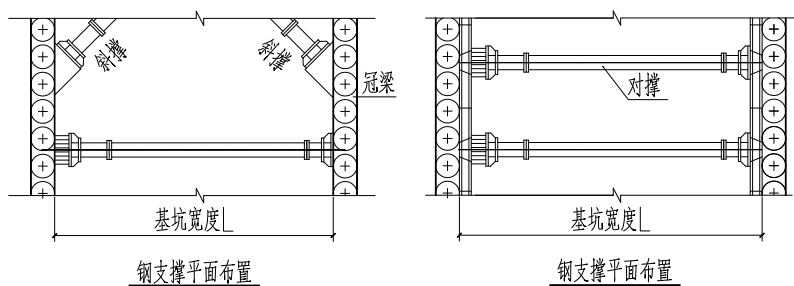
K.0.3 根据本地区经验, 结合计算与工程类比综合确定地下水位下降引起的地层变形量和分析对周边建筑物的影响。

附录 L 内支撑构造图及要求

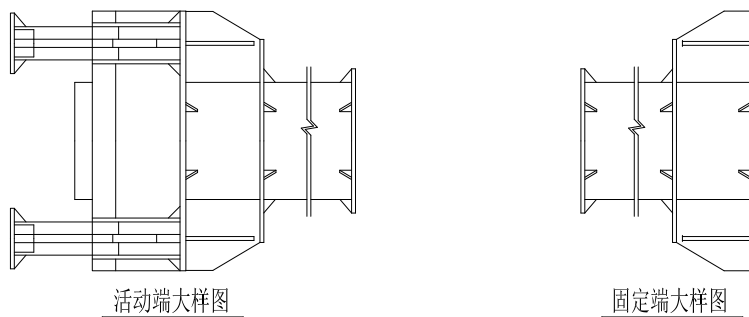
L.1 钢支撑

L.1.1 钢支撑系统示意图

1 钢支撑平面布置图

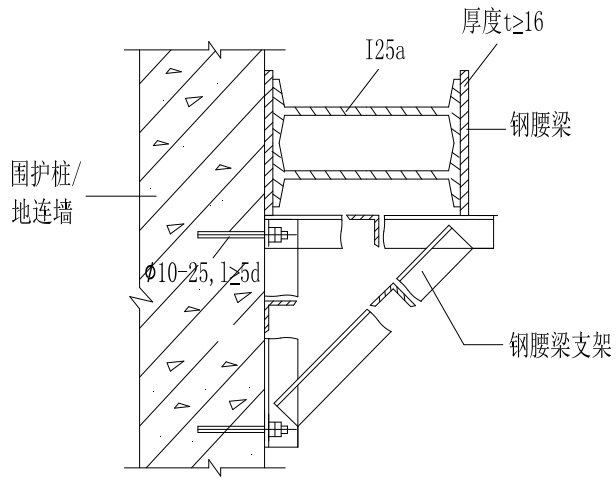


2 端头示意图

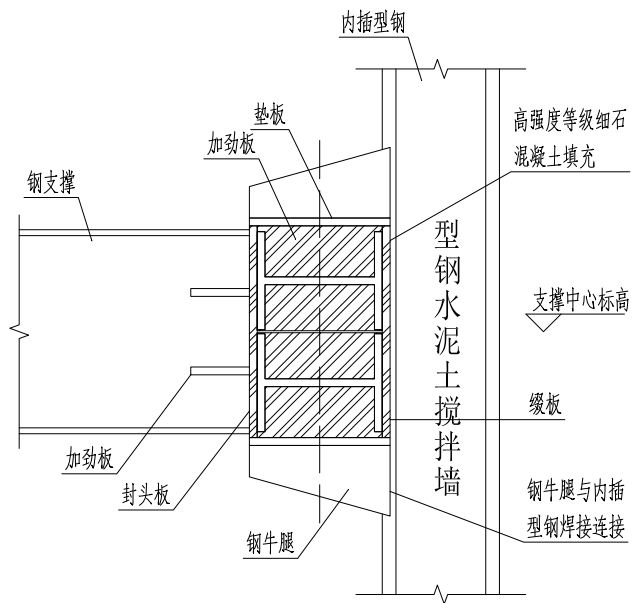


说明：钢管壁厚 t 根据受力不同，厚度 t 设计不同。

L.1.2 钢围檩示意图

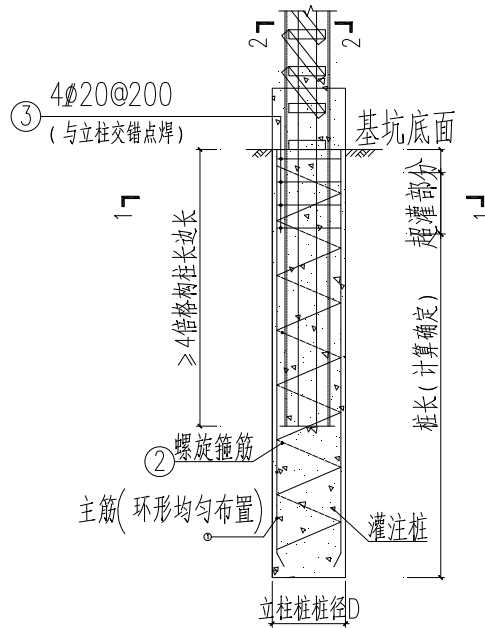


L.1.3 钢围檩及支撑与型钢水泥土搅拌墙连接示意图



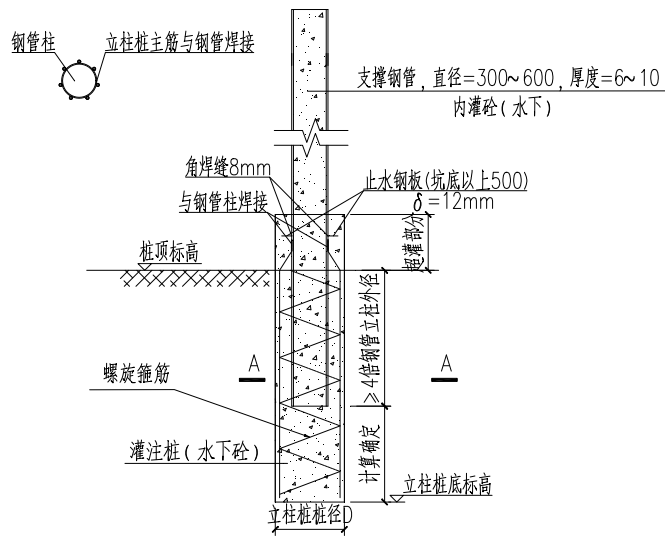
L.2 临时立柱及桩构造要求

L.2.1 型钢立柱构造图

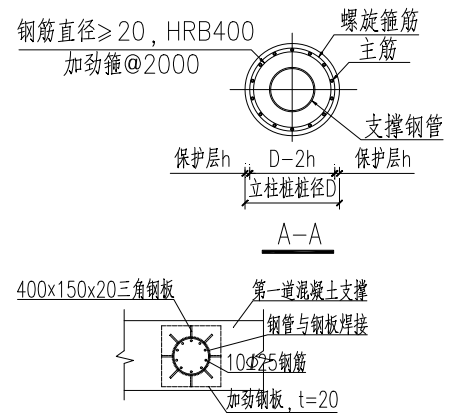


立柱桩与格构柱连接构造

L.2.2 钢管立柱构造配筋要求



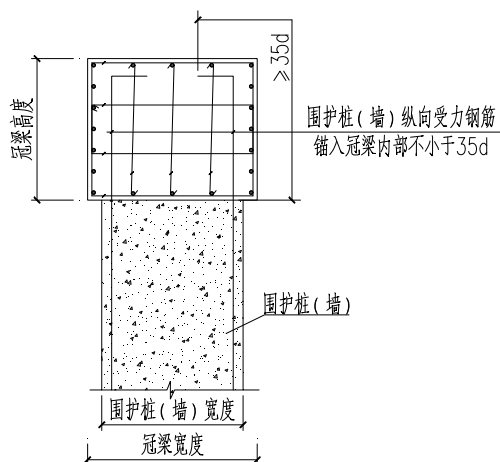
立柱桩与钢管连接构造



立柱顶与支撑连接构造平面图

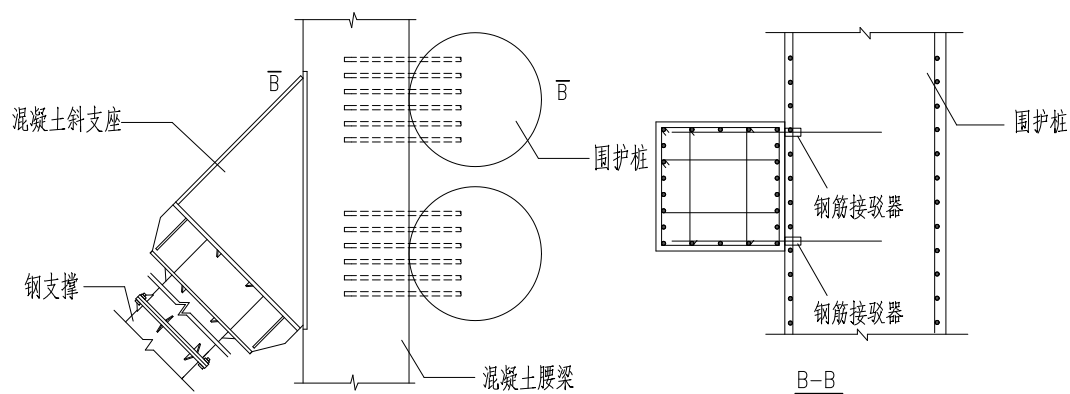
L.3 混凝土支撑

L.3.1 混凝土冠梁与地下连续墙连接节点构造

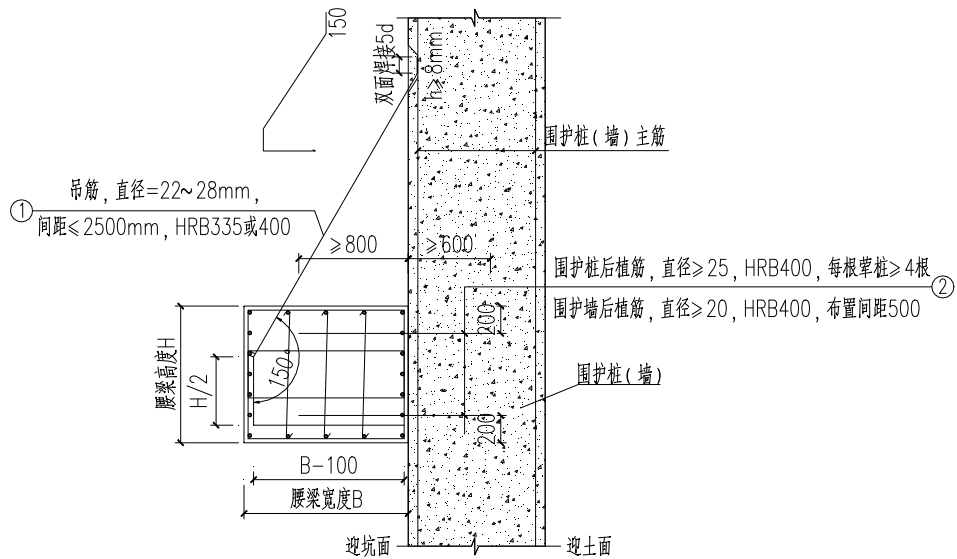


冠梁与围护桩(墙)连接构造

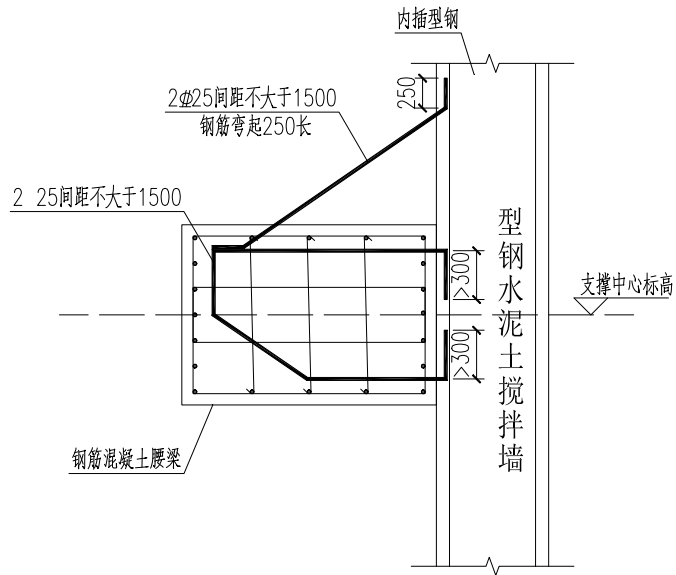
L.3.2 混凝土腰梁与围护桩连接节点示意图



L.3.4 混凝土腰梁与围护桩连接节点构造图

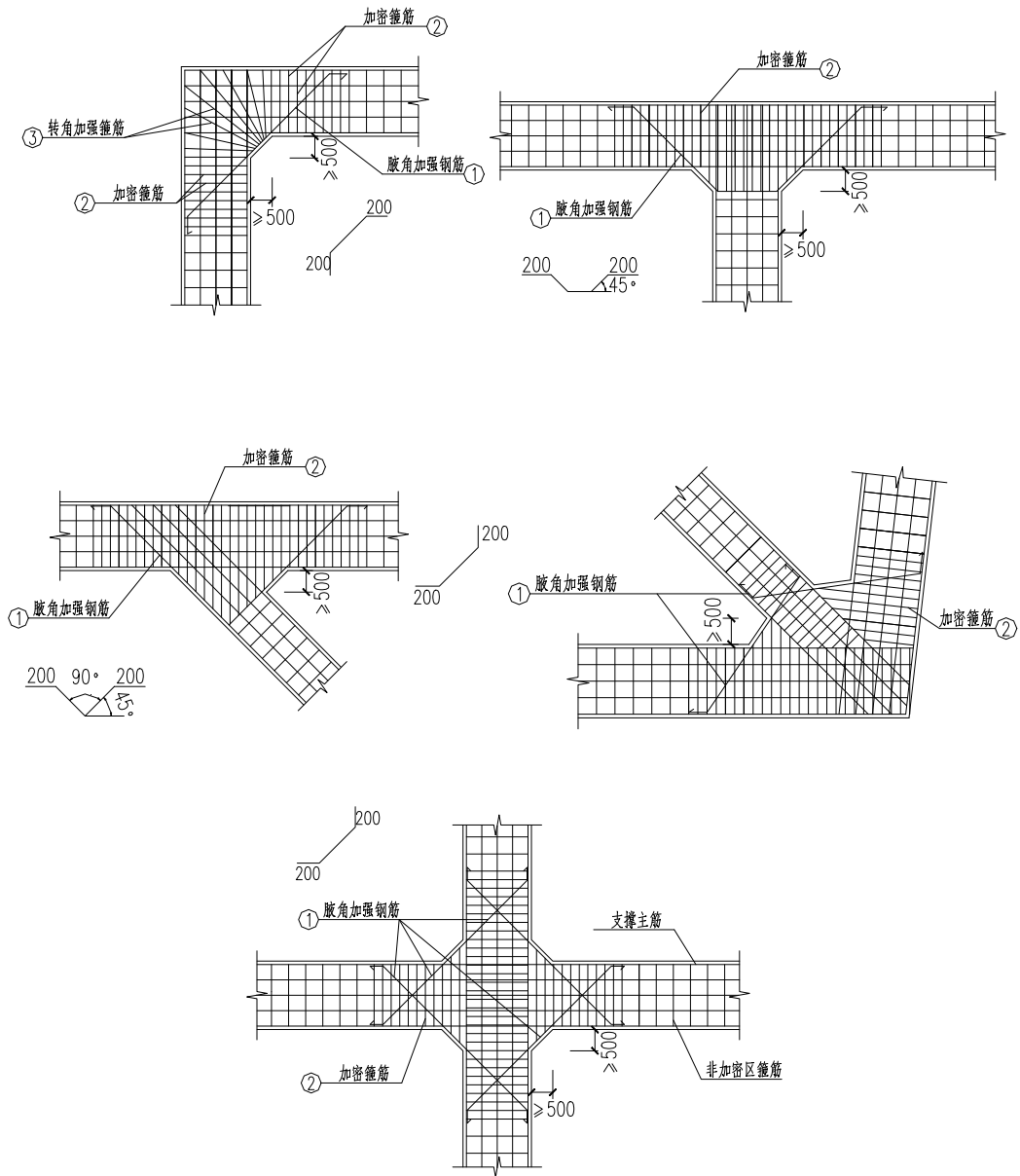


混凝土腰梁与围护桩（墙）连接构造



混凝土腰梁与型钢水泥土搅拌墙连接构造

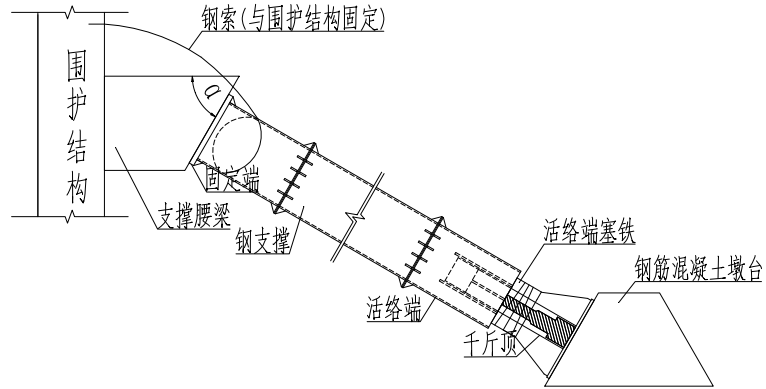
L.3.5 混凝土支撑加腋节点构造图



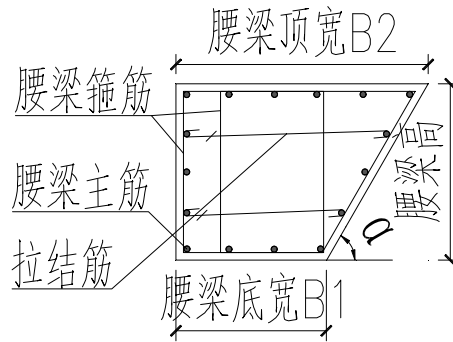
配筋	①	②
钢筋直径 (mm)	≥ 20	6~12
钢筋直径 (mm)	≤ 200	≤ 100
钢筋种类	HPB400 HRB335	HPB400 HRB335

L.4 竖向斜撑

L.4.1 竖向斜撑系统示意图

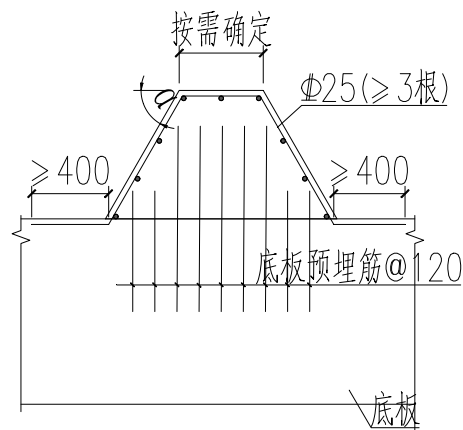


L.4.2 竖向斜撑腰梁



钢管支撑腰梁大样图

L.4.3 竖向斜撑与底（楼）板连接



附录 M 深圳地区主要土层物理力学参数统计表

土的成因 类型及土名		统计 内容	经验值		统计指标		天然含 水量	天然密 度	孔隙比	液限	塑性指 数	液性指 数	压缩模 量	直剪试验 (快剪)		直剪试验 (固快)		不固结不 排水剪		固结不排 水剪	
			粘聚力	内摩擦 角	粘聚力	内摩擦 角								粘聚力	内摩擦 角	粘聚力	内摩擦 角				
																		粘聚力	内摩擦 角	粘聚力	内摩擦 角
海相	淤泥	统计件数	666	577	571	629	674	674	385	55	55	26	26	23	23	11	11				
		最小值	50	1.38	1.5	23.5	10.2	0.976	0.83	4.0	1.5	11.8	3.9	2.0	0.6	6.0	11.2				
		最大值	110.8	1.80	3.063	78.1	33.4	4.782	3.71	9.6	4.0	26.0	9.7	4.5	1.7	14.0	16.4				
		平均值	71.9	1.55	1.991	52.8	22.2	1.877	1.87	6.6	2.5	19.2	7.1	3.1	1.2	9.5	14.0				
		标准差	11.22	0.07	0.33	6.06	3.61	0.55	0.39	1.62	0.62	3.68	1.82	0.81	0.33	2.74	1.48				
		变异系数	0.16	0.04	0.17	0.11	0.16	0.29	0.21	0.25	0.25	0.19	0.26	0.26	0.29	0.29	0.11				
		标准值	72.7		2.015				1.84	6.2	2.3	18.0	6.5	2.9	1.0	8.0	13.2				
海陆交互 相	淤泥质 黏性土	统计件数	63	60	49	69	65	55	44	7	7	10	10	9	9	6	6				
		最小值	36.3	1.10	1.141	30.9	10.5	0.849	1.85	15.4	1.6	15.5	5.8	3.6	1.5	6.0	9.4				
		最大值	98.9	1.81	1.495	57.9	26.0	2.995	4.81	26.4	3.4	28.2	17.6	14.3	4.8	23.9	16.5				
		平均值	51.2	1.68	1.348	44.5	18.3	1.434	2.64	21.8	2.4	20.7	12.2	8.4	3.5	13.9	13.0				
		标准差	10.67	0.10	0.09	7.74	4.20	0.42	0.60	4.57	0.66	5.19	3.30	2.35	0.87	3.62	2.78				
		变异系数	0.21	0.06	0.07	0.17	0.23	0.29	0.23	0.21	0.28	0.25	0.27	0.28	0.25	0.26	0.21				
		标准值	53.5		1.371				2.48	18.4	1.9	17.6	10.3	6.9	2.9	10.9	10.7				

冲积洪积相	黏性土	统计件数	706	649	584	805	792	697	376	209	209	59	59	21	21	6	6
		最小值	20.0	1.60	0.561	12.5	0.3	0.10	2.80	18.6	1.4	14.5	5.1	6.9	2.5	13.0	6.3
		最大值	49.3	2.10	2.72	69.3	35.0	0.667	7.89	48.0	29.2	50.0	30.3	28.0	22.4	35.1	18.3
		平均值	29.1	1.9	0.864	41.0	16.8	0.361	5.24	32.0	12.2	35.3	15.1	18.0	5.3	23.4	13.1
		标准差	5.89	0.1	0.19	8.51	3.88	0.09	1.15	10.78	3.42	9.18	3.32	7.59	1.47	6.31	3.53
		变异系数	0.2	0.05	0.22	0.21	0.23	0.26	0.22	0.29	0.28	0.26	0.22	0.25	0.28	0.27	0.27
		标准值	29.5		0.883				5.09	30.9	11.8	33.2	14.3	16.3	4.7	18.2	10.2
湖沼沉积相	淤泥质黏性土	统计件数	85	42	30	88	88	88	10	7	7	6	6	16	16	7	7
		最小值	37.1	1.59	1.012	26.4	11.6	0.752	2.24	6.6	1.3	4.1	2.7	2.7	1.1	9.0	9.4
		最大值	60.2	1.84	1.488	57.5	24.9	1.374	3.44	19.0	6.9	37.3	9.9	18.3	4.9	23.9	14.3
		平均值	46.2	1.74	1.206	44.1	19.3	1.088	2.71	12.7	4.5	23.1	5.8	9.3	2.5	15.4	11.5
		标准差	5.13	0.06	0.13	5.60	2.36	0.11	0.40	3.43	1.25	6.69	1.28	2.23	0.6	0.37	2.20
		变异系数	0.11	0.03	0.11	0.13	0.12	0.10	0.15	0.27	0.28	0.29	0.22	0.24	0.24	0.24	0.19
		标准值	47.2		1.248				2.48	10.2	3.5	17.5	4.8	8.3	2.2	12.7	9.9
冲积洪积相	杂色黏性土	统计件数	174	165	137	145	157	157	81	63	63	26	26	11	11	11	11
		最小值	15.2	1.70	0.441	22.3	8.0	0.01	3.70	6.3	6.0	4.4	4.6	12.0	1.6	14.0	6.1
		最大值	37.2	2.10	2.602	57.0	25.0	0.990	8.70	50.0	29.8	63.0	29.3	29.0	17.0	34.2	19.6
		平均值	27.0	1.91	0.816	37.8	15.9	0.403	5.10	31.0	14.7	42.0	14.9	22.0	7.5	28.4	10.3
		标准差	5.95	0.12	0.23	7.54	3.31	0.11	1.3	8.38	3.97	9.25	3.29	11.33	2.02	6.95	2.57
		变异系数	0.22	0.06	0.28	0.2	0.21	0.28	0.26	0.27	0.27	0.22	0.22	0.27	0.27	0.24	0.25
		标准值	27.7	1.90	0.849	38.9	16.3	0.435	4.85	29.2	13.9	38.9	13.8	18.7	6.4	24.6	8.9
坡残积相	黏性土	统计件数	123	123	123	123	123	123	59	64	64	10	10	7	7	7	7
		最小值	20.6	1.63	0.689	32.0	13.0	0.054	3.20	12.0	9.0	23.0	14.9	8.0	9.0	13.0	10.2

		最大值	34.1	1.95	1.571	89.0	38.0	0.161	6.83	70.0	24.9	79.0	31.7	33.0	20.8	49.8	27.7
		平均值	26.5	1.90	0.83	44.8	18.8	0.143	5.37	41.0	18.4	54.9	24.9	25.0	14.1	30.0	20.7
		标准差	3.86	0.07	0.12	6.09	2.57	0.02	0.72	9.76	2.03	14.82	4.59	9.03	4.23	6.30	4.75
		变异系数	0.15	0.04	0.14	0.14	0.14	0.17	0.13	0.19	0.11	0.27	0.18	0.29	0.29	0.21	0.23
		标准值	27.1		0.849				5.21	39.3	17.9	46.2	22.2	19.6	11.1	25.3	17.2
残积相	砂质或 砾质黏土 (花岗岩风 化)	统计件数	524	498	493	536	536	536	259	185	185	62	62	14	14	9	9
		最小值	15.2	1.60	0.512	23.5	5.0	0.01	3.50	16.0	5.60	20.8	7.9	12.0	5.0	20.0	17.7
		最大值	30.1	2.06	1.899	60.0	25.0	0.25	8.53	54.1	34.0	52.2	34.7	25.8	8.9	39.6	27.7
		平均值	28.4	1.82	0.902	43.7	17.2	0.118	4.14	30.2	22.7	31.5	24.4	16.9	6.7	28.4	22.1
		标准差	5.00	0.09	0.15	8.10	4.38	0.03	1.07	8.62	5.05	8.57	4.05	4.84	1.40	7.48	3.11
		变异系数	0.18	0.05	0.17	0.19	0.26	0.29	0.26	0.29	0.22	0.27	0.17	0.29	0.21	0.26	0.14
		标准值	28.8		0.914				4.03	29.1	22.1	29.6	23.6	14.6	6.0	23.7	20.2
残积相	黏性土 (变质岩风 化)	统计件数	446	432	432	232	435	435	238	157	157	57	57				
		最小值	12.1	1.56	0.480	24.7	7.4	0.010	3.40	10.0	0.2	18.0	12.9				
		最大值	32.1	2.09	1.613	65.0	28.0	0.603	7.07	55.3	36.6	57.0	34.2				
		平均值	29.5	1.82	0.928	41.1	17.4	0.315	4.48	25.0	22.9	28.2	24.7				
		标准差	7.41	0.09	0.19	9.09	3.86	0.08	0.94	13.43	5.31	6.78	3.34				
		变异系数	0.25	0.05	0.21	0.22	0.22	0.27	0.21	0.42	0.23	0.24	0.14				
		标准值	30.1		0.943				4.33	23.6	22.2	26.7	24.0				
残积相	黏性土 (沉积岩风 化)	统计件数	225	224	224	224	224	224	99	107	107	7	7				
		最小值	12.7	1.59	0.368	26.0	11.0	0.010	3.30	15.3	10.2	21.0	22.1				
		最大值	34.3	2.22	1.568	75.0	30.0	0.733	7.42	65.0	39.9	66.0	32.1				
		平均值	25.7	1.94	0.773	42.8	18.1	0.165	6.78	29.7	21.5	40.1	27.4				

	标准差	4.88	0.03	0.06	2.74	1.08	0.05	0.93	7.37	2.36	11.63	4.19				
	变异系数	0.19	0.02	0.08	0.06	0.06	0.29	0.14	0.13	0.11	0.29	0.15				
	标准值	25.9		0.780				6.62	29.0	21.1	31.5	24.3				

说明：1. 资料来源：根据深圳地区勘察单位在 2000 年~2007 年间完成的 80 项岩土工程勘察报告统计（包括深圳市勘察测绘院有限公司、深圳市勘察研究院有限公司、深圳市地质建设工程公司等）。

2. 岩土参数统计的计算公式为：

$$\phi_m = \left(\sum_{i=1}^n \phi_i \right) / n; \sigma_j = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left[\sum_{i=1}^n \phi_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n \phi_i)^2}{n} \right]}; \delta = \frac{\sigma_f}{\phi_m}; \phi_k = \gamma_s \times \phi_m; \gamma_s = 1 \pm \left\{ \frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right\} \delta。$$

式中： ϕ_i 为岩土参数的测试值， ϕ_m 为岩土参数的平均值， σ_f 为岩土参数的标准型差， δ 为岩土参数的变异系数， ϕ_k 为岩土参数的标准值， γ_s 为岩土参数的修正系数。式中“ \pm ”号按不利组合选取，其中天然含水量、孔隙比、液性指数的修正系数取“+”号，压缩模量、抗剪强度指标的修正系数取“-”号。

3. 统计时舍去部分异常值，使其变异系数 $\delta < 0.3$ 。

4. 表中土名下的编号，为深圳地区各地层的统一编号。

5. 本表仅提供基坑设计取值的参考，不得用此代替勘察报告的试验数据。

本标准用词用语说明

- 1 为了便于在执行本标准条文时区别对待，对于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，在条件允许时首先应这样做的：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。
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、规范执行的，写法为“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。

深圳市工程建设标准

基坑支护技术标准

SJG 05-2020

条文说明

目 次

1	总则.....	178
2	术语和符号.....	180
2.1	术语.....	180
2.2	符号.....	180
3	基本规定.....	181
3.1	设计原则.....	181
3.2	岩土工程勘察要求.....	194
3.3	支护结构选型.....	195
4	坡率法.....	196
4.1	一般规定.....	196
4.2	设计.....	196
4.3	施工.....	198
4.4	质量检验和监测.....	199
5	土钉墙与复合土钉墙支护.....	200
5.1	一般规定.....	200
5.2	设计.....	201
5.3	施工.....	203
5.4	质量检验和检测.....	203
6	排桩支护.....	205
6.1	一般规定.....	205
6.2	设计.....	208
6.3	施工.....	213
6.4	质量检验和检测.....	214
7	钢板桩与型钢水泥土桩支护.....	216
7.1	一般规定.....	216
7.2	设计.....	217

7.3	施工.....	218
7.4	质量检验和检测.....	219
8	地下连续墙支护.....	221
8.1	一般规定.....	221
8.2	设计.....	222
8.4	检测.....	226
9	水泥土挡墙支护.....	228
9.1	一般规定.....	228
9.2	设计.....	229
9.3	施工.....	231
9.4	质量检验和监测.....	233
10	锚杆.....	234
10.1	一般规定.....	234
10.2	设计.....	236
10.3	施工.....	240
10.4	质量检验和检测.....	242
11	内支撑结构.....	244
11.1	一般规定.....	244
11.2	结构设计.....	244
11.3	施工.....	252
12	地下水控制.....	253
12.1	一般规定.....	253
12.2	排水.....	253
12.3	截水.....	254
12.4	降水.....	255
12.5	回灌.....	256

12.6	质量检验及检测.....	257
13	基坑开挖与监测.....	259
13.1	基坑开挖.....	259
13.2	基坑监测.....	260
13.3	基坑自动化监测.....	261
附录 H	基坑抗隆起稳定验算.....	261
附录 J	抗渗流稳定性验算.....	263

1 总则

1.0.1 本标准是在《深圳市基坑支护技术规范》(SJG05-2011)(以下简称《2011规范》)基础上修订而成的。《2011规范》执行以来,对保证深基坑工程安全、促进支护技术发展起到了重要的作用。本次修订保留了原来的总体框架和编排方式,对本标准前言所述的内容作了修订和增减。考虑到深圳城市发展状况和城市综合实力,本次按从前的思想进行修订。

技术先进,是要求基坑工程的设计理念、设计方法、施工设备和方法,应采用既先进又比较成熟的方法;经济合理是要求在保证安全、保证质量的前提下,合理地节约投资、节省工期、争取综合经济效益最佳;保护环境是指基坑工程的设计、施工要密切注意保护周边建筑、地铁、道路和管线的安全;节约资源,主要是指节约土地资源、地下水资源和节省建筑材料。

1.0.2 《2011规范》适用基坑深度为5~25m,但近年来,深圳超高层建筑和地铁工程出现大量深度超过25m,个别还有超过40m的基坑,本次修订将适用基坑深度定为30m以内,是因为对这个深度范围内的基坑在深圳已有较多工程经验。设计师应该注意到超深基坑的土压力计算和支护结构计算与常规的基坑工程不同;对基坑深度超过30m的基坑仍需专题分析研究,但本标准中其它相关规定仍可参照执行。

本标准有关土压力和支护结构等的计算主要针对土质基坑,如果基坑是岩质或以岩质为主,采用坡率法时可参照第4章有关规定;岩质基坑的计算和设计及施工等可参照《建筑边坡工程技术规范》(GB50330)的有关规定。

1.0.3 本条强调了深基坑支护设计与施工的特点,鉴于地质条件的复杂性和周边环境条件的重要性,要求精心勘察设计、精心施工、严格监控、确保基坑和周边建筑、地铁、道路和管线等的安全。

1.0.4 由于规范的分工,本标准不可能把基坑工程中可能遇到的所有技术问题全部包括进来。因此,基坑工程设计与施工等技术人员还需遵守其它有关规范的规定。

尚应符合的国家标准,主要是指现行的《岩土工程勘察规范》(GB50021)、《建筑地基基础设计规范》(GB50007)、《混凝土结构设计规范》(GB50010)、《建筑边坡工程技术规范》(GB50330)等;

尚应符合的行业标准,主要是指现行的《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ72)、《建筑桩基技术规范》(JGJ94)、《建筑基坑支护技术规范》(JGJ120)等;

尚应符合的地方标准,主要是指现行的广东省标准《建筑地基基础设计规范》(DBJ15-31)和《建筑基坑工程技术规程》(DBJ/T 15-20)、深圳市标准《地基基础勘察设计规范》(SJG01)等。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 深圳城市地下空间的利用已得到广泛认同，出现大量明挖基坑。本标准所指的基坑工程主要针对建筑基础与地下室的施工所开挖的地下空间，其它深挖支护工程可参照执行

2.1.2 基坑周边环境在本标准中属专门用语，用来泛指受基坑开挖影响的既有建(构)筑物、道路、地铁、管线及岩土体等。

2.1.16~2.1.20 由于基坑工程中的地下水问题至关重要，处理不好容易导致工程事故，故本节中特增加了地下水控制、截水帷幕、突涌、管涌和流土等四个术语，以统一认识，作好防治。

2.2 符号

本节仅对各章节所用公式中常用的或相同的主要符号进行说明。

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.1 基坑支护属临时性支护结构，其正常使用年限由设计师在设计文件中明确规定。本条规定使用年限不少于一年，是考虑到地下室施工一般需要一年左右的时间，而且一年也刚好经历一个水文年周期。由于土钉和锚杆随时间增加作用会有所减小，截水帷幕的渗漏量也会随时间增加而增加，如果基坑开挖形成后超过一年，需对土钉、锚杆（索）和截水帷幕等的作用进行评估，必要时进行检测或加固。

近年来，基坑深度越来越深，土方运输越来越困难，尤其是采用内支撑的基坑，工期越来越长。考虑到内支撑的可靠性和耐久性较好，因此规定对于采用支护桩或地下连续墙结合内支撑的基坑工程，其正常使用年限应不少于二年。基坑工程具体的使用年限由设计师根据工程的实际情况进行分析决定。

水务工程以及大型、超深的复杂基坑，如果预计基坑的使用期较长，在支护结构的选型及设计、施工中应考虑其耐久性，并提出相应的监测与检测措施。

3.1.2 考虑到行标和省标的基坑规范近期均已经修改，本次修编对基坑支护结构的安全等级划分作了相应的修改。深圳城市发展非常快，基坑邻近建（构）筑物道路、管线等可能受到的影响和可能产生的损失越来越大，从严的要求符合深圳经济发展现状。另外随着地铁的大量修建，基坑对地铁工程的影响也成为焦点，如果基坑距离已经运行的地铁较近，即使基坑开挖深度较地铁埋藏深度更浅也应该从严要求，因为支护桩和基坑开挖施工引起的水土体扰动或流失可能对地铁产生不利影响；相反，如果基坑与地铁距大于 50m，则基坑开挖对其影响较小，限制可以适当放宽；针对前海填海区及其他的软土地区，如果基坑与地铁的距离大于 50m 但小于 100m，基坑设计师还是要注意基坑工程可能对地铁隧道造成的影响。

表 3.2.2 一级基坑中第 3 条“基坑开挖影响范围内，有重要的、对变形很敏感的建（构）筑物”，是指基坑开挖影响范围内有浅基础、人工地基、复合地基或桩端埋置深度小于 $1.3h$ 的摩擦桩的建筑物，或者有重要的管线。深圳有许多摩擦桩基础的建筑物因邻近开挖基坑而产生过大沉降导致建筑物开裂、倾斜的情况，本次修编特别对桩长较短的摩擦桩基础建筑物列入重点保护对象。另外虽然深圳地

区采用复合地基的建（构）筑物不多，但最近已经遇到该类工程，但没有引起设计师注意，给基坑工程带来了一定的隐患，因此本次修编也将其列入保护对象。对新近堆填的松散填土也列入软弱土层是出于偏安全考虑的，如果填土有五年以上时间且标贯击数较高，可不作为软弱土层。

3.1.4、3.1.5 从原则上规定了基坑支护设计内容和支护结构的计算内容。本次修订对基坑稳定性问题给予高度重视，这主要是因为近期曾发生一些事故，如深圳保税区某工程倒塌事故、深圳某浅基坑土钉墙下软土隆起失稳事故、珠海某广场基坑失稳事故、杭州某地铁基坑失稳+事故等，这些事故都与设计和施工中对基坑稳定性问题重视不够、处理不当有关，故本标准特别强调基坑的稳定性。其中被动区抗力稳定性计算是指排桩、地下连续墙和钢板桩等支护形式中，由于被动区抗力不足而产生的所谓“踢脚”破坏。当支护结构和土体变形过大可能引起邻近建（构）筑物安全使用时，需要核算其变形是否超过预警。

3.1.6 在城市建成区做基坑工程，基坑支护的设计往往受制于基坑周边环境的变形要求。本次修编，特别明确了基坑工程变形的控制应按周边环境要求和支护结构安全分别考虑，并且在本条的前 2 款中，明确了首先要满足周边环境的变形要求（比如基坑临近地铁时，地铁运管部门就有临近基坑引起地铁结构的变形的限制值，基坑设计师应了解这些规定，并满足其要求）；当周边环境要求较宽松时，才按第 3 款要求对基坑支护结构的变形进行控制。

本次修编也明确了支护结构的变形，首先控制支护结构顶部（比如采用排桩或者地连墙时，顶部是指冠梁处）的变形。当支护结构采用排桩或者地连墙时，还要控制排桩或者地连墙的弯曲变形。由于排桩或者地连墙相当于结构杆件的梁，所以支护桩（墙）身的弯曲变形应符合钢筋混凝土梁的允许挠度值，且不大于 $L/300$ ， L 为各种工况下相邻支座最大的桩（墙）的长度、或者最下边支座到桩端的长度。此规定也符合现行的钢筋混凝土结构规范的要求。

邻近建（构）筑物的允许变形这次明确了以现行《建筑地基基础设计规范》（GB50007）中相关规定为主；由于邻近建（构）筑物已经发生的沉降量绝对值往往难以获得，故规定以**基坑开挖后实测的**沉降差、局部倾斜、整体倾斜或高耸结构的基础倾斜来衡量是否超过规范允许值来判断基坑开挖对邻近建筑物的影响。设计人员应充分了解邻近建筑物的地基与基础形式和结构形式，评估建筑物当前的安全状况，必要时应在开挖前实测建筑物的现有倾斜值和可能已有的裂缝宽度，

决定是否要对邻近建筑物基础进行预加固，并采取可靠的基坑支护方案以减小基坑开挖引起的变形和水土流失引起的附加变形，根据评估结果和基坑支护形式综合决定周边建筑物的允许变形值。

邻近道路的允许变形很难用统一标准去规定。比如道路，城市干道、次干道和小区路要求就不一样。同样是主干道，深南大道的标准显然要高于其它干道。管线就更加复杂。设计人员应根据周边环境具体情况，通过业主方与道路和主要管线（如煤气、供水、电力和通信等）的主管单位协商决定其变形预警值，也可参考表 3.1 确定：

表 3.1 各种管道的变形预警值

序号	管道类型	变形预警值	预警速率值
1	中压燃气管道 钢管（刚性管）变形差 聚乙烯管（柔性管）变形差	0.001L—0.002L 0.002L—0.003L 适用于管径为 100—400mm， 管径越大，允许变形越小，反之越大。	3mm/d
2	通信管道： 水泥管块、变形差 塑料管道变形差	0.33L 0.015L	10mm/d
3	供电电缆管道，综合电缆沟 局部倾斜	中低压缩性土 0.002， 高压压缩性土 0.003	5mm/d
4	供排水管道，局部倾斜 承接式接口管道 焊接接口管道	0.0015 0.0025	5mm/d

注：1 变形差值为两节管道的接头处的沉降或水平位移的差值；

2 局部倾斜为相邻两根管道 6—10m 内接头处两点的变形值（沉降或水平位移）与其距离之比；

3 L 为管节长度。

深圳目前使用的管道燃气主要是天然气。按输送压力大小，燃气管道分为低压、中压、次高压、高压、超高压。室外燃气管道一般没有低压，只有入户管道为低压。深圳目前燃气管道材质主要有钢管、聚乙烯（PE）管两大类。燃气管道允许变形与管道材质、管道直径、输气气压等因素有关。根据调查，深圳地区中压管道一般为钢管和聚乙烯（PE）管，基本没有球墨铸铁管，这与其它城市不同。钢管的管径一般为 50~400mm，PE 管一般管径为 60~400mm。深圳高压、次高压管道多沿高速（快速）路敷设，一般建筑基坑施工遇到较多的是中压管道。表 3.1 只给出了中压燃气管道的变形预警值，对于次高压、高压及超高压燃气管道变形预警值，应另行专门研究。

通信管道主要有水泥管道和塑料管道两种。水泥管道通信管块长度为 600mm，每块容量为 4 孔或 6 孔，管径为 90mm；如果管块错位 20mm 以上，则该管孔将

无法使用。因此水泥管块通信管道水平位移及沉降预警值均为 20mm，换用变形差表示，则为 $20/600=0.033L$ 。塑料通信管道的单根长度为 6000mm，铺设连接长度为 100mm，如果 6000mm 范围内错位 100mm，则该管孔将无法使用。因此塑料管通信管道水平位移及沉降预警值 6000mm 范围为 100mm，换用变形差表示为 $100/6000=0.0166$ ，取 0.015L。

供电电缆管道和综合电缆沟的变形预警值，根据深圳供电局的回复意见，按现行《建筑地基基础设计规范》（GB50007）中“砌体承重结构的局部倾斜”控制标准确定。供排水管道的变形预警值，是根据深圳市水务集团公司的回复意见和专家讨论会意见确定的。

由于在基坑工程施工中，难以确定已建成管道曾发生了多少沉降和水平位移，故本标准不采用绝对沉降量的控制标准，而采用相对变形的变形差（即沉降差和水平位移差）和局部倾斜两种标准，在开挖施工前必须取得初始数据。

由于《2011 规范》修编时对相关管线的变形已经做出了相应的规定，实际使用没有发现不妥之处，所以本次修编还是采用了原来的规定，未作出其他修改。

第 2 款中的管线，是指除第 1 款中燃气管线、高压电缆、供水干管等重要管线之外的其他管线，如排水管、通讯管线等；

当支护结构变形控制值与周边环境变形允许值有矛盾时，按严格的数值确定。基坑变形的控制值应该由设计人员综合以上因素进行判断和确定，并承担相应的责任。

3.1.7 基坑工程对周边环境的影响除基坑支护结构变形所引起的影响外，地下水位的变化也是主要原因。由于基坑开挖，坑内地下水位下降，如果基坑外的地下水位也同步下降，势必导致基坑周边土体的固结沉降，从而引起周边环境的变形；即使采用截水帷幕也不能完全阻断坑周地下水的渗漏。因此，周边环境要求较高，采用搅拌桩或旋喷桩的帷幕可能效果不好时，应该采用咬合桩或地下连续墙来截水；同时，应在基坑周边设置水位观测井，必要时应进行回灌，以保证坑周地下水水位动态平衡。如果邻近建筑物和重要管线需特别保护，还可以采用基础托换或注浆加固等措施进行预防。

如果场地的强透水层很厚，截水帷幕很深时，也可以考虑悬挂帷幕结合基坑内降水减压的方案，但此类方案对周边环境的影响较难把握。深圳也采用过悬挂帷幕结合水平封底帷幕的工程案例，如果周边环境要求较高，还是应该采用全长

封闭式帷幕。

3.1.8 本条是关于作用于支护结构上的土压力、水压力如何计算以及其相应计算参数如何选取的规定。现说明如下：

1 不同的试验方法，可以得出不同的抗剪强度指标 c 、 φ 值。造成此不同结果的主要原因之一是试验过程的排水情况不同。三轴不固结不排水 UU 试验是在完全不排水条件下进行试验，其结果只能用总应力法表示；三轴固结排水 CD 试验是在完全固结排水条件下，故应用有效应力法表示；只有三轴固结不排水 CU 试验才既可以用总应力法又可以用有效应力法表示。因而仅从试验时的排水条件来看，只有完全不排水试验条件下的总应力抗剪强度 c 、 φ 指标和完全固结排水条件下的有效应力抗剪强度 c' 、 φ' 两套指标。土体破坏面上的抗剪强度 τ_f 用总应力表示时为 $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$ ；用有效应力表示时为 $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u_f) \tan \varphi'$ ，式中 u_f 为土体破坏时的超孔隙水压力；

2 由于黏土、粉质黏土渗透性低，如果基坑开挖速度快，开挖卸荷后土体中的剪应力很快产生，没有充分时间进行固结排水，因而规定应用不排水条件下的土、水合算总应力法的抗剪强度 c 、 φ 值参数。由于是土水合算，其土压力中已包括了水压力的影响。

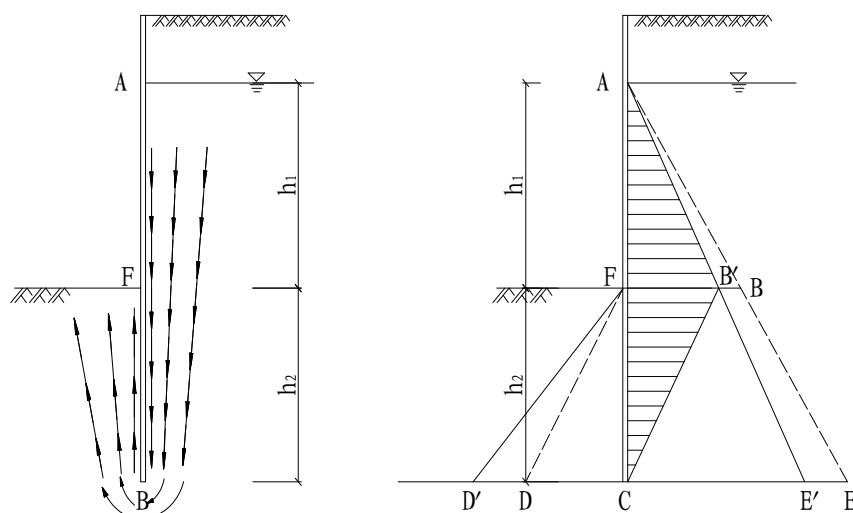
3 由于砂土、碎石土、渗透性强，排水条件好，开挖卸荷后，土体很快排水，故规定应用排水条件下，土水分算、有效应力的抗剪强度 c' 、 φ' 参数。由于是土水分算故还应单独按静水压力计算水压力。

本次修定时，有的专家提出，当基坑截水帷幕未穿透含水层时，宜考虑渗流对静水压力的影响，此意见从理论上看是对的。若考虑渗流力的影响，如图 3.1，截水墙后的水压力由于系由上向下渗流，将有水头损失，作用于截水墙后的水压力为静水压力减去渗流水头损失，即墙后某一深度的水压力强度 $e_{wai} = h_{ai} \gamma_w - i h_{ai}$

（式中 h_{ai} 为墙后计算深度 i 处的水头高度， i 为水力梯度， $i = \frac{h_1}{h_1 + 2h_2}$ ），截水墙

前面，由于水压力是由下向上渗流，作用于截水墙上的水压力为静水压力加上渗流水头损失，即墙前某一深度的水压力强度 $e_{wvi} = h_{vi} \gamma_w + i h_{vi}$ （或中 h_{vi} 为墙前由基坑底算起的地下水水头高度）这样，考虑渗流力后，主动区的水压力实际是降低，

被动区水压力将增大。当为均匀土层时，可以证明截水墙底部、墙前、墙后的水压力是相等的。为此本标准提出，当基坑截水帷幕未穿透含水层时，宜考虑渗流对静水压力的影响，而不考虑渗流影响，完全按静水压力计算是偏于安全的，但当水头差很大时，会使静水压力对土压力强度的贡献过大，致使主动土压力偏大，被动土压力偏小，且在桩墙底，水压力不能平衡（如下图），概念上不合理。



(a) 渗流简图 (b) 虚线为按静水压力计算，实线为考虑渗流力后的水压力

图 3.1 均质土层水压力分布图

当考虑孔隙中渗流力的土水分算时，由于渗流力是在土体的孔隙中进行的，且渗流力是体积力，故应考虑孔隙体积因素。渗流力的作用有两部分，一部分作用于土颗粒骨架上，宜乘孔隙率 n ，即为 $n\gamma_w i$ ，此竖向应力乘 k_a 后变为作用于桩、墙上的水平力；另一剩余部分是减去作用于土颗粒骨架上的渗流力后的孔隙水压力，但作为力的平衡，还应加上其反力。故 e_{ai} 、 e_{pi} 可按下式表示：

$$\begin{aligned} e_{ai} &= h_{ai} (\gamma'_i + n_i \gamma_w i) k_{ai} - 2c_i \sqrt{k_{ai}} + h_{ai} \gamma_w (1 - n_i i) - n_i h_{ai} \gamma_w \\ &= h_{ai} (\gamma'_i + n_i \gamma_w i) k_{ai} - 2c_i \sqrt{k_{ai}} + h_{ai} \gamma_w (1 - 2n_i i) \end{aligned}$$

$$\text{同理 } e_{pi} = h_{pi} (\gamma'_i + n_i \gamma_w i) k_{pi} - 2c_i \sqrt{k_{pi}} + h_{pi} \gamma_w (1 + 2n_i i)$$

关于考虑渗流力的土水分算更详细的讨论、分析及实例计算对比，可参见张旷成、刘吉福“关于水土合算和水土分算的讨论分析”一文（载于《中国建筑学会工程勘察分会，第六届学术交流会论文选集》2000年8月北京.地质出版社和张旷成、丘建金主编《深圳地区岩土工程的理论和实践》2000年10月北京.中国建筑工业出版社）

3.1.9 本条是关于不同计算目的时，抗剪强度试验方法选择的规定，总的原则是：抗剪强度的试验方法和参数取值应尽可能与实际工程中的受力情况相一致。

1、基坑开挖是竖向压力保持不变、侧向进行卸荷的过程，侧向压力逐渐降低也就是墙后土体剪应力逐渐增加的过程。由于卸荷，地下水下降，土体将有一排水固结的过程。剪应力增加到一定程度后，形成破裂面发生剪切，但由于基坑开挖一般是机械化施工，卸荷快，即剪切过程快，超孔隙水压力来不及消散，实际是一个不排水的剪切过程。三轴 CU 试验的试验过程是 σ_1 保持不变， σ_3 逐步增加进行排水固结，然后关闭孔隙水阀门进行不排水剪切，直剪 c_q 试验是在排水固结后，以快速率进行剪切，让其不排水，此试验过程和应力途径，与现场工况相符，故本标准对黏性土（包括淤泥、淤泥质土）的土压力计算规定采用直剪固结快剪或三轴固结不排水剪试验。

对于含水率很高的海相淤泥(含水量标准值按 73%计)，在计算主动、被动土压力时，采用直剪固结快剪或三轴固结不排水 CU 试验所测求的 c 、 φ 中值是否偏高或不安全的问题，现以一较极端的算例来考证其合理性。设 40m 以内全为淤泥，基坑深度为 12m，以直剪快剪 c_q 、 φ_q 、直剪固快 c_{cq} 、 φ_{cq} 、直剪固快 $c_{cq} \times 0.75$ 、 $\varphi_{cq} \times 0.75$ 、三轴 c_{cu} 、 φ_{cu} 和三轴 $c_{cu} \times 0.75$ 、 $\varphi_{cu} \times 0.75$ 等五种情况，按本标准附录 M、海相淤泥，用以上各种试验方式所统计的标准值，计算其主动、被动土压力强度进行对比如表 3.2，主动、被动土压力合力对比如表 3.3。

从表 3.2、3.3 可看出：

(1) 按直剪快剪 c_q 、 φ_q 得出各深度的土压力强度 e_{aq} 最高，被动土压力强度 e_{pq} 最低，虽然偏于安全，但会过于安全。尤其是在基坑底面下，其被动土压力强度 e_{pq} 的压力强度始终小于相应深度的主动土压力强度 e_{aq} ，直至基坑地面下 $2h$ 的 36m 深度处仍是如此， e_{pq}/e_{aq} 的比值由 $1h$ 处的 0.65 到 $2h$ 处 0.83，这样嵌固深度 h_d 再深，也难以满足抗倾覆稳定要求，显然是不合理的。三轴 UU 试验的 $c_{uu}=2.9\text{kPa}$ 、 $\varphi_{uu}=1.0^\circ$ ，较 c_q 、 φ_q 更小，其结果更是如此。另对淤泥质土，在修订《高层建筑岩土工程勘察规范》(JGJ72-2004) 时，曾专门对三个场地的淤泥质土，用三轴 UU、三轴 CU、直剪快剪三种参数计算其 e_a 、 e_p 作过试算对比，证明在浅部三轴 UU 所得 e_{ai} 小于三轴 CU 和直剪固快所得 e_{ai} 值，偏于不安全，而用三轴 CU 和直剪固快是合理的。

(2) 从表 3.2 还可以看出，在 4m~36m 的深度内，直剪 c_q 与三轴 CU 所算

得的 e_a 值比较接近, 其 e_{acq}/e_{aq} 或 e_{acu}/e_{aq} 的平均值分别为 0.675 和 0.649, 但其被动土压力强度却有较大的差异, 三轴 CU 所算的 e_p 值偏大, 其 e_{pcu}/e_{pq} 值达 1.47, 偏于不安全; 直剪固快 $cq \times 0.75$ 与三轴 $CU \times 0.75$ 所得 e_p 值也比较接近。4m~36m 深度内, e'_{acq}/e_{aq} 或 e'_{acu}/e_{aq} 的比值平均值分别为 0.793 和 0.764, 但前者被动土压力强度 e'_{pcq} 值偏小, 其 $1h$ 和 $1.5h$ 深度处的 e_{pi} 值均分别小于其主动土的压力强度, 不合理。再从表 3.3 的主动与被动压力合力来分析, 直剪 cq 与三轴 $CU \times 0.75$ 所算的主动、被动土压力强度合力 E_a 、 E_p 值比较接近, 其 E_p/E_a 的比值分别为 0.518~0.691 和 0.548~0.780, 而直剪 $cq \times 0.75$ 的 E'_{pcq}/E'_{acq} 比较偏小, 三轴 CU 值 E_{pcu}/E_{acu} 偏大。

表 3.2 淤泥不同参数主动、被动土压力强度对比

h_i	$\gamma_i h_i$ γ 取 15.5	直剪快剪 q $c_q = 6.2, \varphi_q = 23^\circ$ $k_a = 0.92, \sqrt{k_a} = 0.96$ $k_p = 1.084, \sqrt{k_p} = 1.041$			直剪固快 cq $c_{cq} = 18.0, \varphi_{cq} = 6.5^\circ$ $k_a = 0.79, \sqrt{k_a} = 0.89$ $k_p = 1.24, \sqrt{k_p} = 1.12$				直剪固快 $cq \times 0.75$ $c_{cq} \times 0.75 = 13.5,$ $\varphi_{cq} \times 0.75 = 4.9^\circ$ $k_a = 0.85, \sqrt{k_a} = 0.92$ $k_p = 1.19, \sqrt{k_p} = 1.09$				三轴 CU $c_{cu} = 8.0, \varphi_{cu} = 13.2^\circ$ $k_a = 0.63, \sqrt{k_a} = 0.79$ $k_p = 1.59, \sqrt{k_p} = 1.26$				三轴 CU $\times 0.75$ $c_{cu} \times 0.75 = 6.0,$ $\varphi_{cu} \times 0.75 = 10^\circ$ $k_a = 0.71, \sqrt{k_a} = 0.84$ $k_p = 1.42, \sqrt{k_p} = 1.19$			
		e_{aq}	$\gamma \cdot h_d$	e_{pq}	e_{acq}	$\frac{e_{acq}}{e_{aq}}$	e_{pcq}	$\frac{e_{pcq}}{e_{pq}}$	e'_{acq}	$\frac{e'_{acq}}{e_{aq}}$	e'_{pcq}	$\frac{e'_{pcq}}{e_{pq}}$	e_{acu}	$\frac{e_{acu}}{e_{aq}}$	e_{pcu}	$\frac{e_{pcu}}{e_{pq}}$	e'_{acu}	$\frac{e'_{acu}}{e_{aq}}$	e'_{pcu}	$\frac{e'_{pcu}}{e_{pq}}$
2	31	16.6			-7.6	/		1.51	0.09			6.9	0.42			11.9	0.72			
4	62	45.1			16.9	0.37		27.9	0.62			26.4	0.58			33.9	0.75			
6	93	73.7			41.4	0.56		54.2	0.74			45.9	0.63			56.0	0.76			
8	124	102.2			65.9	0.64		80.6	0.65			65.5	0.64			78.0	0.76			
10	155	130.7			90.4	0.69		106.9	0.82			85.1	0.65			100.0	0.76			
12	186	159.2	0	0	114.9	0.72	0	133.3	0.84	0		104.5	0.66	0		122.0	0.77	0		
24	372	4330.3	(1.0h) 186	214.5	261.8	0.79	271.0	1.26	291.4	0.88	250.8	1.17	221.7	0.67	315.9	1.47	254.0	0.77	278.4	1.30
30	465	415.9	(1.5h) 279	315.3	335.3	0.81	386.3	1.23	370.4	0.89	361.4	1.15	280.3	0.68	463.8	1.47	320.1	0.77	414.5	1.31
36	558	501.5	(2.0h) 372	416.2	408.9	0.82	501.6	1.21	449.5	0.90	472.1	1.13	338.9	0.68	611.6	1.47	386.1	0.77	254.5	1.30
4m~36m 各种试验算得 e_a 值与 e_{aq} 值比值的平均值						0.675				0.793				0.649			0.764			

表 3.3 淤泥不同参数主动、被动土压力合力计算对比

h_i	h_d	直剪快剪 q			直剪固快 cq			直剪固快 $cq \times 0.75$			三轴 CU			三轴 CU $\times 0.75$		
		E_{aq}	E_{pq}	$\frac{E_{pq}}{E_{aq}}$	E_{acq}	E_{pcq}	$\frac{E_{pcq}}{E_{acq}}$	E'_{acq}	E'_{pcq}	$\frac{E'_{pcq}}{E'_{acq}}$	E_{acu}	E_{pcu}	$\frac{E_{pcu}}{E_{acu}}$	E'_{acu}	E'_{pcu}	$\frac{E'_{pcu}}{E'_{acu}}$
24	12	3964	1287	0.325	3142	1626	0.518	3497	1505	0.430	2660	1895	0.712	3048	1670	0.548
30	18	6239	2938	0.455	5030	3477	0.691	5556	3253	0.585	4205	4174	0.993	4802	3731	0.780

(3)《2011 规范》根据以上计算分析,对含水率标准值较高的海相淤泥土,其主动、被动土压力强度及抗倾覆计算建议采用直剪固快所得参数 c_{cq} 、 φ_{cq} 或三轴 c_{cu} 、 $\varphi_{cu} \times 0.75$ 。此规定实际使用时,很多设计师还是担心偏高了,因此本次修编将内摩擦角的折减系数降低为 0.50~0.75,给设计师更多的选择,也有利于工程的安全。但粘聚力是否折减,由设计师根据工程需要和自身经验去决定。

对于砂土和碎石土,3.1.8 条条文说明已论证,应用有效强度的 c' (粉土)、 φ' 值,但目前的实际工程中,还没有办法取得真正不扰动的砂土土样进行室内试验,且一般情况下,没有条件进行水下的抗剪强度原位试验,故推荐按水下休止角试验和标准贯入试验的实测击数来估算砂土内摩擦角。大崎(日)提出的关系式为 $\varphi = \sqrt{20 \times N} + 15^\circ$, 式中 N 为标准贯入试验击数(《工程地质手册》第三版)、Peck 建议的关系式中 $\varphi = 0.3N + 27^\circ$ (《工程地质手册》第三、第四版)两者的计算结果比较接近,见下表 3.4 可综合选用。

表 3.4 N 值与 φ ($^\circ$) 的关系

N	<4	4-10	10-30	30-50	>50
大崎	<24	24-29	29-40	40-47	>47
Peck	<28	28-30	30-36	36-42	>42

由于抗倾覆和被动区稳定(“抗踢脚”)验算均是以主动土压力合力和被动土压力合力的力矩的静力平衡计算确定其安全系数,故应采用计算主动、被动土压力相同的抗剪强度参数。

2、关于抗隆起稳定验算的抗剪强度参数,本标准规定应采用直剪快剪的 c_q 、 φ_q 三轴不固结、不排水试验的 c_{uu} 或十字板剪切试验的 c_u 参数,其原因有以下几点:

(1) 抗隆起稳定验算的主体是饱和软性黏性土,包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土(在深圳龙岗文化中心场地软塑状态的泥炭质土土层顶埋深达 5m~24m,厚度由 0.3m~22.3m)从这类土的应力历史看,均属欠固结-正常固结状态。而三轴 UU 的试验和十字板剪板实验的结果,正是代表正常固结状态土层的天然强度和总强度。

(2) 基坑的隆起往往是基坑内侧、基坑底面以上土层全部卸除后产生的,即基坑法向应力 σ_1 大大减少,甚至 $\sigma_1=0$,在这种状态下基坑底面以下的饱和黏性土将会产

生隆起或从坑壁底部挤出，因此实验时不应该加上应力进行固结，且饱和软黏土排水条件差，卸载施工速度快，故应采用不固结不排水的方法，不宜采用考虑土层强度增长的固结不排水试验方法。

(3) 直剪快剪实验，三轴 UU 试验的抗剪强度参数 < 直剪固结快剪、三轴 CU 试验强度参数 < 直剪慢剪、三轴排水剪强度参数，从偏于安全出发，也宜采用前者。直剪快剪试验在深圳做的很多，有较多应用经验，其实验结果也比较稳定，作为抗隆起、抗滑移验算来说，都是可以采用的。

(4) 饱和黏性土的三轴 UU 试验和十字板剪切实验，从理论上讲，其 ϕ 角都为零，但前者由于取土过程的扰动和卸荷后试样膨胀，试样中含有气泡，饱和度降低，试验时，试样虽然饱和，但饱和不充分，致使 ϕ 角不等于零。而十字板剪切实验是在原位条件下进行的，且它所得 c_u 值随深度的增加而增加，比较好地反映所处部位的天然强度。而从严格意义上讲，三轴 UU 试验中所获得的 c_{uu} 值并不是土的抗剪强度指标。因而，对这种饱和软黏性土应尽可能采用十字板剪切实验。采用十字板剪切实验所得 c_u 值计算时，应考虑其随深度增加而增高的因素，宜按一定深度范围内的平均值取值。

3、关于整体稳定、局部稳定及抗滑稳定验算的抗剪强度参数：验算整体稳定性时，一般均采用圆弧法计算。由于最危险滑动面可能经过不同的土层，因而本款按最危险滑动面所穿过不同土层，规定其宜采用的抗剪强度参数，即遇一般黏性土时宜采用固结快剪或固结不排水剪，遇粉土、砂土、碎石土时，宜采用有效强度。但在整体稳定、局部稳定及抗滑稳定验算中起控制作用的往往是饱和软黏性土，包括淤泥和淤泥质土，从偏于安全出发，遇这类土，宜采用直剪快剪或三轴不固结、不排水 UU 试验参数或十字板剪切实验的不排水强度 c_u 值。

3.1.10 本条是关于支护结构及其构件的强度、稳定性和变形计算中应采用何种极限状态及何种荷载效应组合的规定，与现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB50009) 一致。

3.1.11 对土压力计算，本次修订时仍采用朗肯土压力计算方法，是因为自《96 规范》开始采用朗肯土压力计算方法十多年来并未发现不安全问题，只要参数选取适当，计算结果是可用的。本次修订时取消了无支护直立高度 h_0 的计算式，认为土压力强度

为负值时，仍从地面算起是偏于安全的做法，符合本次修编从严的思想。

3.1.12 本条是邻近建筑时，所产生的竖向均布压力对桩、墙支护结构的影响及所引起的主动土压力如何考虑及计算的问题。本次修订，基本上按照“96规范”的思路，先计算清楚这些荷载所产生的这些竖向均布压力，然后按朗肯理论计算其作用于桩、墙上的侧向（水平）主动土压力，但在一些细节上作以下适当修改：

原“96规范”规定扩散角 θ ，对条形基础取 $\theta=45^\circ$ ，对矩形基础取 $\theta=30^\circ$ ，是根据布氏（Boussinesq）公式与假想的扩散角公式（即现行国标《建筑地基基础设计规范》（GB50007）核算软弱下卧层的应力分布公式）对比拟合后得到的。但扩散角的大小应当与持力层土质好坏即内摩擦角 φ 有关，而布氏应力分布系数 α 不能反映此关系（ α 只与基础形状有关，而与土性无关）。本次修订将应力扩散角的概念改为破裂角的概念，按莫尔—库伦破坏准则来考虑此角度的取值。当三轴压缩试验中在极限平衡状态下的最大主应力 σ_1 和极限平衡状态下的最小主应力 σ_3 作用下，将出现一对剪切破裂面，如图3.1所示，破裂面与最小主应力作用方向（水平）的夹角 $\alpha_1=45^\circ+\varphi/2$ ，破裂面与最大主应力作用方向（垂直）的夹角 $\alpha_2=45^\circ-\varphi/2$ 。为此取基础边缘破裂线与垂直线的夹角为 $45^\circ-\varphi/2$ 。此破裂线与支护桩、墙的交点以上可不考虑基础附加压力的影响，以下则需考虑。

另竖向附加压力 p_0 随深度的衰减，改为根据计算基础的不同形式—矩形、条形、圆形，直接按布氏公式计算；按基础中心点应力系数 α 。计算是出于偏于安全考虑。

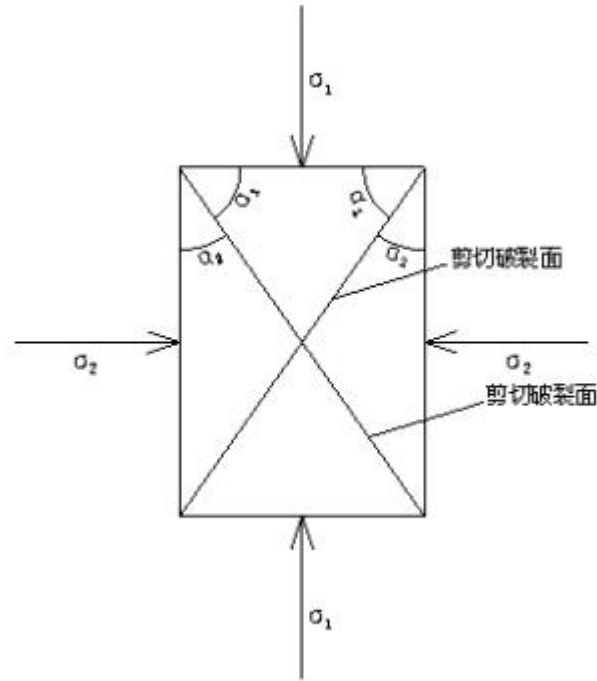


图 3.1 极限平衡状态时的一对剪切破裂面

3.1.13 本条是针对上部为边坡，下部为桩、墙支护时土压力的计算方法。由于深圳地区地下水埋深较浅，大部分均在 5.0m 以内，地下水位以下不适宜采用坡率法，故本款的计算方法，适用于 5m 以内。

除上部边坡本身按坡率法设计、计算外，本计算是将上部边坡的土重简化成 q_1 、 q_2 两部分的竖向均布压力，分布在桩、墙顶平面上，然后再乘以 K_a 系数，变为侧向压力作用于桩、墙之上。并设定在三角形荷载 q_1 的端点，破裂线与水平面的夹角取 φ 角，而矩形荷载 q_0 、 q_2 端点的破裂线与水平线的夹角按图 3.1 取 $45^\circ + \varphi/2$ 。

由于荷载宽度很大，故竖向均布压力不衰减，一直计算至桩、墙底。

3.2 岩土工程勘察要求

3.2.1 由于大多数基坑工程未作专门勘察而引起因地质资料不准导致支护不合理现象普遍存在，一些城市如广州、东莞等已要求做专门的基坑勘察，本次修订时，特别强调进行基坑工程的专门勘察对基坑工程安全是有利的。

第 3 款将勘察孔的深度增加一项要求，是因为现在基坑越来越深，当基坑深达到

30.0m~40.0m 时，如果要求勘察孔深为基坑深的 2.0 倍，那勘察孔深将达到 60.0m~80.0m，有可能太深了，没必要。

3.2.2 深圳龙岗区的岩溶地区地下水较发育，基坑开挖若发生岩溶水突涌，会对基坑周边环境产生很大影响，此时有必要进行专项岩溶地下水勘察，并提醒设计师注意相关的风险。

3.2.5 勘察报告中应明确有代表性的地质剖面 and 预估地下水位变化对周边环境的影响，这将有助于设计人员更好地选择支护方案。

3.3 支护结构选型

3.3.2 本文仅列出常用的支护结构型式，实际工程中根据设计人员的经验也可采用其它支护结构，或者将多种支护技术综合使用，达到因地制宜、就地取材、经济合理的目的。

本次修编仅对表 3.3.2 中的文字进行了一些修改。表中，较厚的软土层是指基坑开挖深度范围内软土层单层厚度大于 3.0m 或总厚度大于基坑深度的一半。

4 坡率法

4.1 一般规定

4.1.1、4.1.2 坡率法即一般所说的放坡开挖，它是基坑开挖中最为简单和经济的方法。其适用条件，首先是施工场地开阔，周边环境条件简单，开挖对周边建筑、管线等需保护对象影响较小，有放坡的可能；其次是地下水位较深，土性较好。这两条件具备的情况下，基坑开挖首先应考虑放坡开挖。“周围环境特别要求”是指基坑周边在基坑开挖影响范围内没有存在对变形敏感的建（构）筑物、道路、地铁、地下管线。深圳市建设工程活动产生了大量的包括土石方在内的建筑垃圾，对环境和城市安全造成很大压力，因此在基坑工程设计施工时应充分考虑减少土石方排放的问题。坡率法施工会产生较大量土石方，基坑回填时又需要压实处理，深圳地区土石方开挖、运输、处理成本较高，开挖深度较大时与其他支护方式相比经济上并不合算，所以放坡开挖深度不宜过大。当开挖深度超过 6m 时，即使验算满足稳定性要求，建议结合其他支护形式组合使用，如土钉、锚杆等支护形式，以减少土石方开挖量。

4.1.3 淤泥或淤泥质土等软土场地一般不能直接放坡开挖，需要对土质进行处理后可以放坡开挖，或结合其他支护形式使用，如土钉墙等。

4.2 设计

4.2.1 本条规定了在任何情况下的边坡要进行整体或局部稳定性验算，对于黏性土边坡，验算方法主要有：整体圆弧法、条分法、不平衡推力传递法及有限元法，现对这些方法的假设条件和适用条件说明如下：

1 整体圆弧法：通常，假定土坡失稳破坏时滑动面为一圆柱面，将滑动面以上的土体视为刚体，并以其为脱离体，分析在极限平衡条件下其土作用的各种力，而以整个滑动面上最大抗滑力矩与滑动力矩之比来定义土坡的稳定安全系数。该方法简单，但计算出的安全系数偏大。

2 条分法：假定滑坡体和滑面以下土体均为不变形的刚体，滑面为连续面，滑面上各点的法向应力采用条分法获得，分析每一土条受力，根据滑块刚体极限平衡条件，

假定整个滑面上各点的安全系数相等,确定安全系数。主要有瑞典条分法、简化 Bishop 条分法、Janbu 条分法和摩根斯坦-普赖斯 (Morgenstern-Price) 法。其中,瑞典条分法:假设滑动面为圆弧,不考虑条间力;简化 Bishop 条分法:假定划定面为圆弧面,考虑了土条侧面的法向作用力而忽略各土条之间的切向条间力,假定各土条底部滑动面上的抗滑安全系数相同,即等于滑动面的平均安全系数。Janbu 条分法:Janbu 普遍条分法(或称严格 Janbu 法)是第一个基于任意形状滑面且考虑滑体所有平衡条件的边坡稳定性计算方法;摩根斯坦-普赖斯(Morgenstern-Price)法:极限平衡法(LEM)是分析边坡稳定性的主要方法,摩根斯坦-普赖斯法是 LEM 中最严格的方法,适用于求解任意形状滑裂面的安全系数。

3 不平衡推力传递法:对于层状土中含薄层软弱土的基坑边坡,土坡失稳多数沿软弱面发生,形成折线滑动面,对于这类边坡的稳定分析可采用不平衡推力传递法。假定条间力的合力与上一土条底面平行,这样就确定了条间力的作用方向,然后根据各分条力的平衡条件,逐条向下推求,直至最后一条土条的作用力为零。使用不平衡推力法计算时,抗剪强度指标可根据土的性质和当地经验,采用试验和反算相结合的方法确定;分条之间不能承受拉力,所有任何土条的推力如果为负,则推力不再向下传递,而对下一土条取推力为零。

4 有限元法:随着计算机软件、硬件的飞速发展,采用理论体系更为严格的方法进行边坡稳定性分析已经成为可能。有限元法全面满足了静力许可、应变相容和应力、应变之间的本构关系。同时,因为是采用数值分析方法,可以不受边坡几何形状的不规则和材料的不均匀性限制,因此,是比较理想的分析边坡稳定性的手段。

设计人员可根据边坡地质条件和工程经验自主选择合适的计算方法,如参考《建筑边坡工程技术规范》(GB50330)的有关章节,并对计算结果负责。

4.2.3、4.2.4 基坑开挖的边坡坡率允许值是根据深圳地区以往经验并结合国内有关规范值确定的,现列于表 4.2.3-1、4.2.3-2 供设计使用。坡高大于 6m 的土质边坡可在坡面中部,土岩边坡在土岩结合面处,设 1.0m~1.2m 的过渡平台(或叫马道),做法可按图 4.1 所示。

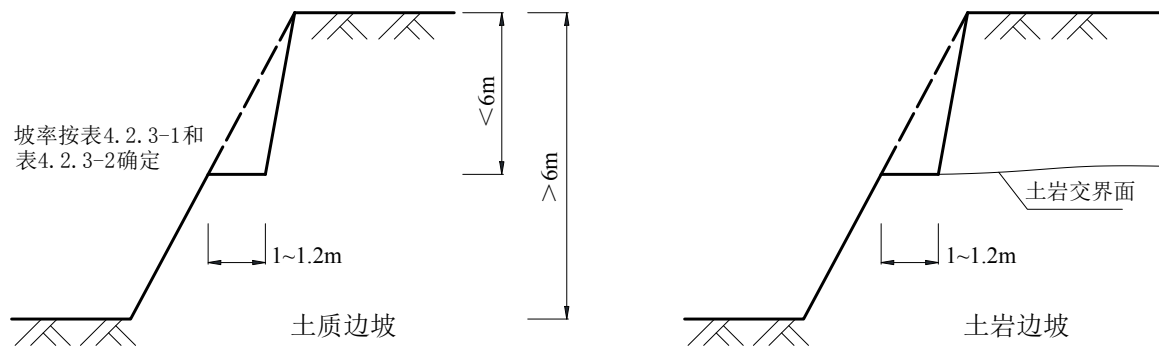


图 4.1 设置马道示意图

4.2.5 对于基坑较深，有时会上部放坡，下部设置其他支护结构形式（如排桩支护）；对于中、微风化岩层埋深较浅，基岩面明显高于基坑底面的基坑，其支护形式有时会采用上部设置其他支护结构形式，下部放坡的组合支护形式。采用这些支护形式时应考虑下部支护结构对上部放坡或上部支护结构对下部放坡部分的稳定及变形控制的不利影响。

4.3 施工

4.3.1 采用放坡开挖的基坑要严格防止地面或四周生活用水流入基坑或浸湿坑壁，当基坑深度低于地下水位时，特别是遇有粉土、粉细砂层时，应采用井点降水处理。深圳地区由于地下水的原因造成土坡坍塌已有许多实例，故本标准专门对此做了规定。

4.3.2 根据深圳地区 45 例边坡失稳的调查，发现 42% 是由于残积黏性土中存在着原生的软弱结构面（即母岩中构造应力或风化应力所产生的节理、裂隙或软弱岩脉，经风化作用而保留于残积黏性土中的结构面）导致土坡失稳，故而规定在开挖过程中应特别注意。鉴于此类滑塌的土体有较强的整体性，也就是说软弱结构面分隔的土体整体性较好，故而土钉加固有明显的效果。

4.3.3 从基坑开挖开始直至基坑回填完成期间，为确保基坑安全，应严格限制坑顶地面临时堆放的材料、机械设备的重量以及车辆行驶等临时荷载。

4.3.5 鉴于有些工程基坑开挖完成后立即停工，而且几经变换业主，仍然不能进行地下工程施工，因此开挖的基坑变成一个大水坑，对周围建筑的安全和以后再建时底板下的地基都是十分不利的，故而要求一旦停工时一定要做好保护措施，必要时进行回填。

4.4 质量检验和监测

4.4.1、4.4.2 从土石方开挖开始，直至基坑回填完成期间，应进行坑顶位移监测。基坑施工过程中，应对坡面护面和排水系统进行检查。如发现坑顶位移超出设计警戒值或坡面、坑顶地面出现裂缝，应及时通知建设、监理、设计和施工单位，采取必要的应对措施。基坑施工完成后，应对基坑深度、坡率进行测量，确保符合设计要求。

5 土钉墙与复合土钉墙支护

5.1 一般规定

5.1.1 适用于土钉墙支护的土体必须具有临时的自稳能力，以避免在分层开挖施工土钉时失稳。位于地下水位以上或经人工降水后的填土、黏性土和砂性土能够保持在开挖时边坡切割面的短时间稳定，适合采用土钉墙进行支护。大量工程经验表明，土钉墙支护深度超过 12m 的基坑时，由于变形较大，影响周边环境，所以也不宜采用。

5.1.2 含水丰富的粉细砂层、砂砾卵石层和淤泥质土以及饱和软土层和淤泥由于不具备临时自稳能力，施工过程中容易塌方，所以不能采用土钉墙进行支护。

5.1.3 复合土钉墙是由土钉墙和截水帷幕、微型桩、预应力锚杆等组合形成的基坑支护技术，工程中使用的组合形式很多很复杂，主要有下列 6 种：①土钉墙+预应力锚杆；②土钉墙+截水帷幕+预应力锚杆；③土钉墙+截水帷幕；④土钉墙+微型桩+预应力锚杆；⑤土钉墙+截水帷幕+微型桩+预应力锚杆；⑥土钉墙+截水帷幕插筋+预应力锚杆。标准推荐了三种常用的且技术上比较成熟的组合形式，其适用的情况也有所区别，但由于基坑深度超过 15m 后坡脚应力集中明显，且出现事故后很难修复，破坏后果严重，因此，复合土钉墙不宜在超过 15m 深度的基坑中使用。

5.1.4 复合土钉墙由于综合了几种支护型式的优点，所以适用范围非常广泛，但根据大量的工程经验表明：深度超过 12m 且无放坡条件时，容易出现安全事故且补救困难；当地内埋藏地层有厚层淤泥时，土钉和锚杆成孔困难，锚杆及土钉锚固力较低；当基坑侧壁有承压水作用时，就易出现流砂、流土，引起地面沉降；当坡脚存在软土地层时，容易产生整体失稳，这种事故教训很多。所以，这几种情况均不宜采用复合土钉墙进行基坑支护。

5.1.5 由于锚杆和土钉是在土体产生一定位移的情况下才充分发挥作用，所以采用土钉墙或者复合土钉墙支护的基坑，基坑变形和位移相对于采用其它支护型式如桩加内支撑时要大，因此对变形有严格要求的深基坑，如果要采用土钉墙和复合土钉墙进行支护，应采用工程经验类比或数值分析方法对其变形进行预测，当变形预测值满足要求时方可采用。

5.1.6 基坑阳角部位应力集中，土钉相互交叉，互相影响，是基坑支护的薄弱环节，设计时应尽量避免出现 $\leq 90^\circ$ 的阳角，必要时应修成钝角或予以加强。

5.2 设计

5.2.1 土钉墙和复合土钉墙支护设计一般包括条文中 9 个方面的内容，可根据工程类比和经验确定，并进行土钉抗拔承载力和整体稳定性验算。由于岩土工程的复杂性，使用总安全系数表达比较直观，便于应用，所以土钉抗拔承载力和整体稳定性验算均使用统一安全系数 K 表达式，所有荷载、强度参数均采用极限标准值，土钉和预应力锚杆均采用极限抗拔承载力，在整体稳定性验算中按基坑安全等级对应的安全系数进行折减，与相关规范安全度保持一致。

土钉墙和复合土钉墙变形计算目前还没有成熟的方法，对于对变形有严格要求的工程，可根据工程类比法或数值分析方法进行预估，然后通过严密的监测手段来确认，并进行信息化施工。

5.2.2 土钉墙和复合土钉墙支护设计计算的附加荷载，可按实际荷载情况取值，如无法确定实际值时，则宜按 15kPa 的均布荷载计取。

5.2.3~5.2.4 在土钉墙和复合土钉墙设计中，必须验算单根土钉杆体抗拉强度和土钉抗拔力。土钉抗拔力验算是一种简化的验算方法，假定直线型破裂面后，由土钉提供的有效抗拔力来平衡面层所承受的侧压力，侧压力的分布、破裂面的形状对计算结果影响很大。根据深圳地区大量工程实例，土钉墙中下部变形较大，设计时经常对土钉墙中下部予以加强。

土钉长度沿基坑深度的变化型式有下列四种：上长下短型、上短下长型、上下等长型和中部加长型。根据实际工程的测试，土钉墙中部变形往往较大，所以中部加长型土钉符合实际的工程状态。按标准进行土钉抗拔力验算可得到这种土钉布置型式，并同时满足整体稳定性验算的要求，两种验算同时满足，缺一不可。

需要特别说明的是，土钉抗拔力验算仅是确定土钉长度的一种方法，由简化的土压力计算的土钉拉力并不代表土钉实际受到的最大拉力，土钉的最大拉力是由整体稳定验算决定的。所以土钉应力监测的结果不一定与由简化的土压力计算的土钉拉力相

对应。

假定单根土钉所承受的荷载为相应分摊面积对应的侧压力。侧压力由土体自重和附加荷载两部分组成，土体自重引起的侧压力分布根据经验和实测结果研究简化为梯形分布，其总合力与采用朗肯理论及其分布形式计算结果等效，这样计算简单且确定的土钉长度和分布比较合理，与实际工程相一致。

由于预应力锚杆比土钉长得多，承载力大得多，抗拔验算容易满足，其施加预应力主要作用是控制复合土钉墙的水平位移，所以预应力锚杆可不进行该项验算。

5.2.5 土钉的破坏形式包括土钉锚固力不足被拔出和土钉杆体被拉断两种。式（5.2.5-1）是对土钉在滑裂面后的有效锚固力的要求，满足该式可满足土钉不被拔出。为了保证土钉不出现杆体被拉断的破坏模式，本标准提高了土钉杆体的安全度，土钉杆体抗拉强度要求等于或大于土钉极限抗拔承载力。土钉的极限抗拔承载力一般应通过土钉现场抗拔试验确定，通过试验结果计算获得土钉锚固体与土体之间界面（单位长度或单位面积）的粘结强度。初步设计或选择方案时可采用表 5.2.5 的经验数据。土钉和锚杆与土层之间粘结强度与很多因素有关，主要是包括地层条件、注浆量及成孔施工工艺等，表中数据根据统计深圳地区 43 项工程，约 660 多个试验数据，并结合已有的资料给出的。当注浆效果和工艺可靠时，取上限值，否则取下限值。尤其对于打入钢管土钉，注浆量很小时，应通过抗拔试验确定土钉承载力。

5.2.6 土钉墙的整体稳定性分析方法较多，标准中给出的是一个半经验半理论公式，形式比较简单，使用较为方便。考虑到土钉拉力对滑裂面的正压力并不能全部发挥作用，故根据经验对其进行折减。土钉墙是随着土方的开挖逐渐形成的，所以施工阶段基坑的稳定性尤为重要，因此必须对不同开挖阶段进行整体稳定性验算。

5.2.8 复合土钉墙整体稳定性分析方法与土钉墙一致，只是在抗滑力矩中考虑截水帷幕、微型桩和预应力锚杆的作用。

5.2.9 靠近基坑底部的土钉，由于滑裂面内侧的土钉长度小于滑裂面外侧的长度，所以有可能发生滑裂面内侧土体和喷射混凝土面层脱离土钉滑出的破坏形式，所以土钉抗拔力应验算这种破坏形式的发生。

5.2.10 复合土钉墙整体稳定性分析中考虑截水帷幕、微型桩和预应力锚杆的作用时，应分别进行折减，尤其当这几项同时起作用时，应根据工程经验选取较大的折减系数。

当基坑底面下有较软土层或当止水帷幕和微型桩伸入基坑底面以下小于 2m 时, 应验算通过桩底端的复合土钉墙整体稳定性。标准给出的公式是一个半理论半经验公式, 虽使用简单方便, 但要根据工程经验选择合理的组合折减系数。在公式中系数均取上限的情况下, 进行了深圳地区十余实际工程的试算, 验证了计算公式可行性。

5.2.12 当基坑底部存在软弱土层时, 易发生坑底隆起破坏, 应按本标准附录 H 的公式进行验算, 验算不满足要求时, 可采取加深加强截水帷幕及增加微型桩等措施加以解决。

5.2.13~5.2.22 对土钉墙和复合土钉墙的构造要求, 本标准给出的均是实际工程中总结的经验数据, 可根据具体工程情况选用和调整。

5.3 施工

5.3.1 土钉墙与复合土钉墙施工均是随着土方开挖分层分段施工, 由于土钉注浆体终凝以后才能提供土钉的抗拔承载力, 随着注浆体强度增长, 土钉抗拔力提高, 但土钉养护时间过长时影响施工工期, 根据工程经验规定上层土钉墙施工完成养护 2 天后方可开挖下一层土方, 是安全和工期的协调后选取的。土钉墙工程中由于开挖过快, 土钉抗拔力不足, 引起了许多塌方事故, 故统一规定各层养护时间为两天。

5.3.2~5.3.5 土钉、喷射混凝土、预应力锚杆及微型桩的施工要求均是多年来施工经验的总结, 按此规定操作进行, 可保证施工的质量与安全。

5.4 质量检验和检测

5.4.2 1 土钉(锚杆)的基本抗拔试验是为设计提供参数, 所以对没有类似经验的基坑支护工程, 施工前应进行土钉(锚杆)的基本试验, 以便及时修正设计, 确保设计合理、经济安全。

2 土钉的验收抗拔试验是作为工程竣工验收依据, 所以规定了试验数量与合格标准, 由于土钉工程是作为整体起作用的, 因此, 对单个土钉要求的严格程度较锚杆为低一些。

3 抗压强度是喷射混凝土的主要指标, 一般能反映其它物理力学性能的优劣, 因

此检查验收时只作抗压强度试验即可，并规定了试块的数量。

喷射混凝土试块制作的方法宜采用喷大板后再切割的方法，它与实际工程比较接近。但目前有不少单位不具备切割加工的条件，因此，也可使用 150mm 的立方体无底试模喷射成型，制作试块。

4 喷射混凝土厚度是质量控制的主要内容，喷射混凝土厚度检查可以在施工中随时检查，也可完成后统一检查。

5 用作截水帷幕的搅拌桩和旋喷桩质量主要以施工过程控制，因为截水效果目前还没有简便可行的检测方法，且截水是一个整体的效果要求。抽芯检测只是一个间接的方法，很难根据抽芯的一孔之见判断整体截水帷幕的效果，所以对于重要的工程及环境保护要求高的工程可利用抽芯作为截水帷幕质量检查的一个补充手段，最终截水帷幕的质量是要通过开挖后的截水效果来检验。

6 预应力锚杆作为复合土钉墙中一个重要的受力构件，施工质量必须得到保证，除进行常规的材质检验外，应进行锚杆抗拔力验收检验，检验方法和合格标准与桩(墙)锚支护中的预应力锚杆要求相同。

7 由于微型桩作为复合土钉墙中一个加强的措施，其施工质量以过程控制为主，施工可借鉴钻孔灌注桩的施工经验，事后检测较难评价其效果，可不进行检测，对重要的工程，可采用小应变对桩身完整性和桩长进行检测。

6 排桩支护

6.1 一般规定

6.1.1 本条列出了排桩支护结构的几类形式。本条在上一版规范中对悬臂桩的规定是“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，可采用悬臂式排桩结构。”本次修订将对支护结构位移限制不严格时才能采用悬臂桩的条件取消。因为，对于可以采用较短的悬臂桩的基坑工程，其桩顶位移是可以控制在允许范围的，此时限制悬臂桩的使用就不合理了。对于较深基坑、桩的悬臂段较长的情况，因计算的位移自然会较大，自然不满足本标准第三章关于位移控制的要求。因此，也就可以控制悬臂桩的误用。

6.1.2 锚杆——因杆体通常采用钢绞线，也称为锚索——利用钢绞线的高强度特性能承受很大拉力。只需要锚杆承受较小拉力时，杆体有时也采用普通钢筋。锚杆不能承受压力。锚杆的锚固段一般在高应力下工作，使周围的岩土层剪切应力很大，所以，锚杆一般用在变形性能较好的土层。锚杆外端与挡土构件连接形成的锚拉结构，是一种传统的支护方法，最早用于边坡锚固工程。锚杆应用在基坑工程中会产生一些新的问题，如：基坑处于软土层时，如锚杆的锚杆段不能避开软弱土层，软弱土层在高应力下会产生蠕变，使锚杆拉力不能维持不变，这种情况下就不能采用锚杆；锚杆成孔时会对地层产生一定的扰动，在基坑周边有建筑物、地下管线时，可能会因锚杆孔的变形、塌孔而对临近建筑物、地下管线造成危害；当基坑周边有地下建（构）筑物且妨碍锚杆成孔，使其不能达到合理的长度时，为此减小锚杆长度，虽然也能提供一定拉力，但容易形成沿锚杆端部的深层滑裂面，产生整体失稳形式的破坏；对于存在承压水、高水位潜水含水层，且采用帷幕截水的基坑，如锚杆成孔过程需要穿透帷幕，此时孔口的水力坡度很大，容易造成锚杆孔瞬时出现涌砂，使土体内部产生空洞而对周边环境产生影响，或因地下水沿锚杆孔的渗流影响锚杆注浆固结体的质量，使锚杆承载力不能达到设计要求。所以，锚杆用在基坑工程中会受到上述条件的限制，应引起特别注意。

6.1.4 支挡式结构应根据具体形式与受力、变形特性等采用下列分析方法：

第1~4款方法的分析对象为支护结构本身，分析对象不包括土体。土体对支护结构的作用视作荷载或约束。这种分析方法将支护结构看作杆系结构，是目前最常用和成熟的支护结构分析方法，适用于大部分支挡式结构。

本条第1款针对排桩—锚杆结构，是对如何将空间结构分解为两类平面结构的规定。排桩结构采用杆系结构弹性支点法进行分析时，首先将挡土结构（排桩）取作分析对象，按直立的梁计算。由于排桩端部嵌入土中，土对结构变形的约束作用与通常结构支承不同，土的变形影响不可忽略，不能看作固支端。锚杆作为梁（支护桩）的支承，其变形的影响同样不可忽略，也不能作为铰支座或滚轴支座。因此，排桩按梁计算时，土和锚杆对挡土结构的支承应分别简化为弹性支座，应采用本节规定的弹性支点法计算简图（图6.2.2）。经计算分析比较，用弹性支点法和铰支座计算的排桩内力和位移相差较大，说明按非弹性支座进行简化是不合适的。

腰梁、冠梁的计算较为简单，以腰梁、冠梁作为分析对象，根据腰梁、冠梁的实际约束情况和尺寸，以挡土结构分析时得出的支点力作为荷载，以各锚杆作为支座按简支梁或连续梁算出其内力和锚杆提供的支座反力。支座反力即为锚杆水平分力，需将其转化为轴向力。一般情况下，同一剖面支护桩和锚杆是等间距的，为简化计算，此时锚杆的水平分力也可取腰梁、冠梁长度范围内支点力合力分配给各锚杆的平均值。

本条第2款针对排桩—内支撑结构，其结构的分解简化原则与排桩—锚杆结构相同，排桩结构按杆系结构弹性支点法进行分析时，同样，首先将挡土结构（排桩）取作分析对象，按梁计算。分解出的内支撑结构按平面结构进行分析，将排桩结构分析时得出的支点力作为荷载反向加至内支撑外框架（腰梁、冠梁）上，内支撑计算分析的具体要求见本标准第11.2节。值得注意的是，将排桩—内支撑结构分解为挡土结构和内支撑结构并分别独立计算时，在其连接处应满足变形协调条件。当计算的变形不协调时，应调整在其连接处简化的弹性支座的弹簧刚度等约束条件，直至基本满足变形协调。

本条第3款悬臂式排桩结构可看作排桩—内支撑或排桩—锚杆结构没有支点的特例，只是将锚杆或支撑化作的弹性支座取消即可。双排桩支挡结构按平面刚架简化，具体计算模型见本标准第6.2节相应条款。

本条第4款规定当排桩结构不符合平面变形和受力条件时，应该采用空间结构体

系分析方法。因为空间结构的分析方法相对复杂，所以，对于大多数支护结构，都基本满足平面受力和变形状态，一般来说可以将实际结构分解为简单的平面结构进行分析，本规程有关支挡式结构计算分析的具体内容也主要是针对平面结构的。但遇到一些特殊情况时，按平面结构简化难以反映实际结构的工作情况，则需要按空间结构模型分析。但采用空间结构的分析方法时，不同问题简化的计算模型不同，难以作出细化的规定。通常需要在有结构计算的经验和较高的水平，才能构建出合理的空间结构模型，如果空间模型建的不好，反而还不如用平面模型计算的准确。按空间结构分析时，应使结构的边界条件与实际情况足够接近，往往还需要考虑结构与土的相互作用，这就需要设计人员在结构和岩土设计方面有较强的经验和较高的水平。考虑结构与土相互作用的分析方法是岩土工程中的先进计算方法，是岩土工程计算理论和计算方法的发展方向，但需要可靠的理论依据和试验参数。目前，该类方法用于支护结构计算分析和工程设计尚不成熟，实际应用其计算成果时，需要与已有成熟方法的计算分析结果进行分析比较，并确认计算结果符合实际受力与变形状态，不能滥用。

6.1.5 支护结构简化为竖向平面结构模型计算时，沿基坑周边的各个竖向平面的设计条件常常是不同的。除了各部位基坑深度、周边环境条件及附加荷载可能不同外，地质条件的变异性是支护结构不同于上部结构的一个很重要的特殊性。自然形成的成层土，各土层的分布及厚度往往在基坑尺度的范围内就存在较大的差异。因而，当基坑深度、周边环境及地质条件存在差异时，这些差异对支护结构的土压力荷载的影响不可忽略。本条从设计计算的原则上强调了按基坑周边的实际条件划分设计与计算剖面的要求，具体划分为多少个剖面，应根据工程的实际情况来确定，每一个剖面也应取最不利情况下的参数进行设计计算。

6.1.6 锚拉式和支撑式结构的设计应规定各设计工况的要求在设计文件中应明确提出每层锚杆或支撑施工完成后的最深开挖深度，以防施工时超挖而使支护结构受力和位移超出设计状态。当需要在地下结构施工过程中拆除锚杆或支撑并以主体地下结构构件作为替换构件时，也应在设计文件中明确提出每次结构替换后对应的锚杆或支撑拆除层次，以防结构替换尚未施工完成就拆除了锚杆和支撑或未按设计的层次拆除。基坑支护结构的有些构件，如锚杆与支撑，是随不同基坑深度的开挖过程逐步设置的，基坑各设计工况是指每层锚杆或支撑逐层设置后基坑开挖至下一深度时，支护结构处

于的受力与变形状态。一般情况下，基坑开挖到基底时受力与变形最大，但也会出现开挖中间过程的某种内力大于开挖到基底时的内力值。因此，可能会出现按基坑开挖的某一中间过程的受力状态进行支护结构构件的截面设计或锚杆设计。特别应强调的是，在地下室结构施工过程，当用结构楼板替代锚杆或内支撑时，支护结构的受力和位移可能是最大的。

6.1.7 公式(6.1.7-1)~公式(6.1.7-3)中，弯矩值 M_k 、剪力值 V_k 及轴向力值 N_k 按荷载标准组合计算。对于作用在支护结构上的土压力荷载的标准组合，当按朗肯方法计算时，土性参数粘聚力 c 、摩擦角 φ 及土的重度 γ 按本标准第3.1.8~3.1.9条的规定取值，朗肯土压力荷载的标准组合按本标准第3.1.11条的各公式计算。

6.1.10 本条的规定，是希望设计师设置冠梁标高时，要考虑将来地下室有许多管线要铺设，冠梁太高会给管线施工带来很大麻烦。

6.2 设计

6.2.2~6.2.10 这几条是对弹性支点法计算方法的规定。弹性支点法的计算主要应注意以下问题：

1、支护结构迎土侧荷载采用三角形土压力分布模型与基坑面以下采用矩形分布土压力相比，嵌固段土反力的公式不同。土的反力项为 $p_s = k_s v_s + p_{s0}$ ，含有常数项 p_{s0} 。矩形土压力分布荷载是由不考虑基坑面以下土的自重的条件得到的。这两种荷载模型中，在挡土结构嵌固段两侧的土压力之和是相同的。按朗肯土压力计算时，基坑外侧基坑面上方和下方均采用主动土压力荷载，形式上直观、与其他章节表达统一、计算上简化。更重要的是，对于复杂的基坑剖面形状，更方便于设计者根据实际情况建立适宜的荷载模型。

2、排桩嵌固段的土反力上限值应满足控制条件 $P_s \leq E_p$ 。由于土反力与土的水平反力系数的关系采用线弹性模型，计算出的土反力将随位移 v 增加线性增长。但实际上土的抗力是有限的，根据摩尔-库仑强度准则，则不应超过被动土压力。

3、土的水平反力系数的比例系数 m 值的计算公式(6.2.4)，是根据单桩水平载

荷试验, 按公式 $m = \left[\frac{H_{cr}}{x_{cr}} \right]^{5/3} / b_0 (EI)^{2/3}$, 经与土层的 c 、 φ 值进行统计建立的经验公式。该经验公式在统计拟合时, 所选用样本有限, 并未包括每种性质, 尤其是特殊性质土类的试验数据, 所以, 不是在所有条件下该公式都能给出满意的结果。本次修订, 对该公式的适应条件, 增加了适应于非软土的条件。实际工程的设计计算时, 最好还是以基坑工程中积累经验的支护结构设计和监测数据, 通过反演和对比的方法, 做出合理的判断后再确定 m 值。

4、计算模型中, 锚杆或内支撑是随基坑分层开挖过程逐步施加的, 应按开挖工况的顺序逐工况进行计算。每层锚杆或支撑做为结构计算中的弹性支点, 在相应的计算工况下, 因施加前支护结构已在上一工况产生了水平位移, 所以, 支点的弹簧变形零点应是以上一工况支护结构已产生位移后的该点位置做为基准零点。这一要求由公式 (6.2.6) 的表达式 $R_h = k_R (v_R - v_{R0}) + Pb_a \cos \alpha / s$ 体现。

6.2.11、6.2.12 这两条是对嵌固深度验算的规定, 控制的是挡土构件嵌固段的踢脚稳定性, 对悬臂结构, 是按绕挡土构件底部转动的整体平衡稳定性, 对带支点的结构, 是按绕支点转动的整体平衡稳定性。

6.2.13 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所有圆心及圆弧半径的滑动体完成搜索, 所以不提倡采用只通过在某些线段某些点上确定最危险滑弧的经典方法。搜索的滑弧应包括通过坡脚的所有滑弧及通过基底下的所有滑弧, 也应包括圆心在地面下方的所有滑弧。

6.2.14、本次修订增加了在需要时进行基坑回弹计算的有关规定。

6.2.16、6.2.17 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。与常用的单排悬臂桩结构、排桩—锚杆结构、排桩—内支撑结构相比, 双排桩刚架结构有以下特点:

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，其安全可靠性和经济合理性优于单排悬臂桩。

2 与排桩—内支撑结构相比，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排桩—内支撑支挡结构。

3 与排桩—锚杆结构相比，在某些情况下，双排桩刚架结构可避免排桩—锚杆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（有隔水帷幕），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) 拟设置锚杆的工程，地方法律、法规规定支护结构不得超出用地红线。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、排桩—内支撑结构、排桩—锚杆结构条件下，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。

本标准根据以往的双排桩工程实例总结及通过模型试验与工程测试的研究，提出了一种双排桩的设计计算的简化实用方法。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。

6.2.18 双排桩的整体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公式（6.2.18）中，是将双排桩与桩间土看作整体并将其作为力的平衡分析的对象，并且考虑了桩与桩间土自重的抗倾覆作用。

6.2.19 双排桩的排距、刚架梁高度是双排桩设计的重要参数。根据相关专项研究及文献的报道，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。

6.2.20 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单桩与单排桩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。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。因为目前尚难以解决考虑前、后排桩底竖向位移差的计算模型参数取值问题，一般还是按前、后排桩底竖向位移差为零，也就是桩底按滚轴约束考虑，实际工程设计施工也就应该更加重视桩底变形的控制。

6.2.21 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，应按照连续梁考虑。

6.2.22 双排桩结构是由相隔一定间距的前、后排桩及桩顶梁构成的刚架结构，即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。

6.2.23 目前国内实际基坑支护工程中，排桩的桩型采用混凝土灌注桩的占绝大多数，但有些情况下，适合采用工字钢桩、钢管桩或预制桩等。这些桩型与混凝土灌注桩的结构受力类型是相同的，可以按相同的方法进行设计。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。

6.2.24 该条是对排桩桩径、间距、嵌固深度及桩端土层条件等的要求。本条虽然规定排桩桩径不宜小于 800mm，但桩径的选取主要还是应按弯矩大小与变形要求确定，以达到受力与经济合理的要求，同时还要满足施工条件的要求。

6.2.25 该条对混凝土灌注桩的构造规定，通常情况下应满足此构造要求，以保证排桩作为混凝土构件的受力性能。因国家有关政府部门规定，停止生产、销售 HRB335 螺纹、HPB235 热轧钢筋，本次修订调整了混凝土支护桩受力钢筋、箍筋和加劲箍的

钢筋牌号。

6.2.27 预应力管桩的设计要求是本标准新增的内容。之前，预应力管桩较少用于基坑支护结构，其主要问题是预应力管桩的脆性破坏特性和接头施工质量问题。随着预应力管桩产品的技术进步，目前，国内市场已生产出受弯、受剪性能较强和桩的延伸性能较好新型管桩，且在桩的接头方式上做了一些改进，因此，这种新的桩型可用于支护桩。在深圳地区，某些基坑工程已成功采用了预应力管桩支护技术，初步积累了一些工程经验。

根据一些试验结果，预应力管桩的破坏模式基本上为受压区混凝土受压破坏类型，这种破坏模式使得桩破坏时的延性相对较好。

本条对管桩接头处的抗弯控制作出了明确的规定。支护桩主要承受水平力产生的弯矩和剪力，其接头所承受的弯矩和剪力远高于用于建筑桩基础的管桩接头。管桩的接头连接质量直接影响到桩的抗弯、抗剪强度，是管桩用作支护桩的关键部位。一旦管桩接头的连接强度不足，易造成支护桩失效，甚至发生基坑坍塌等严重安全事故。管桩与灌注桩不同，管桩的连接主要通过端板焊接、机械连接或端板焊接与机械连接的组合等方式，这些不同连接方式的接头抗弯、抗剪性能也不同。不同的连接方式对施工质量控制的要求不一样。接头连接时采用端板对端板的焊接容易实现与桩身的等强度。如果质量控制的严格，也可采用套箍连接。

用作支护桩的管桩原则上宜用单节桩，当需要接桩时应严格控制接头数量。接桩处的桩身强度往往因制作、连接等过程的现场条件及人为因素，可能会造成一定程度的损失，设计时宜考虑这些因素的影响，对接头处强度作折减。

6.2.28 构件的正截面承载力包括受弯承载力、受压承载力和受拉承载力。支挡式结构承受的荷载主要是水平力，一般不产生轴向力或轴向力可忽略。因此，排桩通常按受弯构件考虑。当排桩承受较大竖向荷载或对轴向力较大的双排桩，则可能需要按偏心受压或偏心受拉构件考虑。排桩通常是圆形截面，也可能会采用矩形截面等其它截面，对沿截面周边均匀配置纵向受力钢筋的圆形截面和其它各种截面的混凝土桩，都可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》（GB50010）计算正截面受弯承载力，本标准对此内容不再重复，仅直接引用上述规范的有关规定。

在混凝土排桩截面设计时，沿截面受拉区和受压区周边局部均匀配筋这种非对称

配筋形式有时是需要的，可以提高截面的受弯承载力及减少用钢量。但对沿截面周边非均匀配置纵向受力钢筋的情况，《混凝土结构设计规范》（GB50010）未作规定，因此，本标准给出了沿受拉区和受压区周边局部均匀配筋时的正截面受弯承载力的计算方法。

6.2.29 由于现行国家标准《混凝土结构设计规范》（GB50010）中没有对圆形截面的斜截面承载力进行规定，所以采用了将圆形截面等代成矩形截面，然后再按上述规范中矩形截面的斜截面承载力公式计算。

6.2.31 泄水管的构造与规格应根据土的性状及含水情况确定。通常情况下泄水管的常规作法，是采用长度不小于 300mm，内径不小于 40mm 的塑料或竹制泄水管，泄水管外壁包裹土工布。

6.2.32 该条是从后期主体结构施工上的考虑。因为，当排桩及冠梁高于后期主体结构各种地下管线的标高时，会给后续的施工造成障碍，需将其凿除，所以，排桩桩顶的设计标高，在不影响基坑的稳定及基坑外环境变形的要求时，宜避开主体建筑地下管线通过的位置。一般情况，主体建筑各种管线引出接口的埋深不大，是容易做到的。但如果将桩顶降至管线以下，影响了支护结构的稳定或变形要求，则应首先按满足稳定或变形要求考虑桩顶的设计标高。

6.2.33 构造性冠梁与按传力构件设计的冠梁的作用不同，构造冠梁的作用是将排桩连成整体，调整各个桩受力的不均匀性。构造冠梁的受力无法通过计算得出，需要按构造配筋。传力冠梁按梁进行设计和计算，除需满足构造要求外，应按梁计算内力，并根据所承受的内力确定梁的承载力。

6.3 施工

6.3.1 基坑支护中排桩的常用桩型与建筑桩基的基桩基本相同，主要桩型的施工要求在现行行业标准《建筑桩基技术规范》（JGJ94）中已作规定。因此，本规程仅对桩用于基坑支护时的一些特殊施工要求进行了规定，对桩的常规施工要求不再重复。对于《建筑桩基技术规范》（JGJ94）中未涉及的特殊桩型，当难以参照此标准时，则应根据相关标准的要求进行施工。

6.3.3 本条规定的是当桩的附近存在既有建筑物、地下管线等环境且需要保护时，桩的施工应采取保护措施的要求。施工保护不当经常会引起对环境造成危害的工程事故。因具体工程的条件不同，应具体问题具体分析，结合实际情况采取相应的有效保护措施。

在有地下水的情况下采用挖孔桩基础时，挖孔桩成孔时地下水位会随挖孔的深度下降。挖孔桩在浇注混凝土前，实际上相当于一口大直径降水井在降水。此时的基坑降水深度远大于基坑深度，特别是挖孔桩较长时，地下水降深会更大。降深越大，地下水下降引起的地面沉降量及影响范围也就越大。因此，降水对周边环境的影响不能仅按地下水降至基坑面以下考虑，还应考虑挖孔桩降水对基坑周边地基沉降的影响并对此进行降水沉降分析。

6.3.10 相互咬合形成竖向连续体的排桩是一种新型的排桩结构。排桩采用咬合的形式，其目的是使排桩既能作为挡土构件，又能起到截水作用，替代了截水帷幕。由于需要达到截水的效果，对咬合排桩的施工垂直度就有严格的要求，否则，当桩与桩之间产生间隙，将会影响截水效果。通常咬合排桩是采用钢筋混凝土桩与素混凝土桩相互搭接，由配有钢筋的桩承受土压力荷载，钢筋混凝土桩与素混凝土桩共同用于截水。目前，这种兼作截水的支护结构型式已在一些工程上采用，在保证施工质量的前提下，其截水效果是良好的。

6.3.12 冠梁施工质量的重要性有时受到一些人的忽视，实际上冠梁的作用还是很大的。冠梁通过传递剪力调整桩与桩之间力的分配，当锚杆或支撑设置在冠梁上时，更是通过冠梁将排桩上的土压力传递到锚杆与支撑上。由于冠梁与桩的连接处是混凝土两次浇注的结合面，当该结合面混凝土强度不够或钢筋锚固力不够时，冠梁与桩的连接可能会达不到传递剪力的设计要求。

6.4 质量检验和检测

6.4.2 咬合桩的检测数量应根据工程重要性、规模大小等因素综合确定。当咬合桩作为永久性结构或桩数较少时，检测数量取高值，反之取低值。咬合桩的素桩的检测方法和检测数量，由设计师根据工程需要，参照排桩桩间截水帷幕的要求进行检测。

7 钢板桩与型钢水泥土桩支护

7.1 一般规定

7.1.1 钢板桩支护是一种施工简便、经济与快捷的支护方法，深圳地区通常在市政工程管沟、基坑坑中坑等深基坑和基坑等级较低且较浅的建筑基坑中采用。由于钢板桩本身抗弯刚度小，一般会有较大的变形，因此当软土层较厚、深度大于 7.0 米以及对周边环境影响、变形限制严格的基坑不宜采用钢板桩支护。当采用 H 型钢、或者较大截面钢板桩，且有多排可靠的支撑或拉锚时，支护深度可以大于 7.0 米。一般认为标贯实测击数 $N \geq 25$ 击的地层，施打钢板桩困难，不宜采用钢板桩支护。

7.1.2 钢板桩打入时，每片相扣，形成的板桩墙具有一定的截水作用。实际施工时，很难保证钢板桩每一片相扣的效果，漏水较为普遍，所以对地下水丰富的砾砂层，或者易发生流砂的粉砂层，不宜直接作为截水结构。

7.1.3 型钢水泥土桩围护结构（包括 SMW 工法）发挥了水泥土和型钢的物理力学特性，具有较为经济、施工周期短、截水性和对周边环境影响小的优点。地下室施工完成后，条件允许时，可以将型钢从水泥搅拌桩中拔出再利用。该工法对于搅拌桩和旋喷桩适用的场地均可以采用，一般适用于填土、淤泥质土、黏性土、粉土、砂性土。在深圳填海区广泛分布碎石和建筑垃圾，应充分论证搅拌桩加型钢的适用性，或采用有效措施挖除影响施工的块体。根据上海等地工程经验，SMW 工法常用于基坑深度不大于 13.0 米的基坑，结合内支撑形成支护体系，目前已有采用该工法结合多道支撑体系用于深度超过 13 米基坑的案例。

型钢水泥土桩围护结构中的水泥土桩不限于三轴搅拌桩，也可采用单轴大直径搅拌桩或旋喷桩，渠式切割水泥土搅拌墙（TRD 工法）和铣削深搅水泥土搅拌墙（CSM 工法）等技术也在推广应用。

当 SMW 工法用于止水要求高的深基坑时，为保证工程质量，可采用三轴搅拌桩和套接一孔法施工，水泥搅拌桩墙施工质量和截水效果较易保证。套接一孔法示意如下图所示，

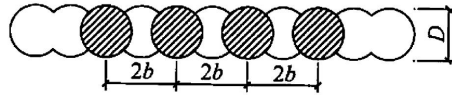


图 7-1 套接一孔法示意图

7.1.4 钢板桩为柔性结构，抗弯刚度小，基坑开挖过程中钢板桩变形复杂，首道支撑可能先后承受压力和拉力，因此钢板桩的首道支撑与钢板桩连接设计需考虑既承受压力也承受拉力作用。

7.2 设计

7.2.2 钢板桩属柔性结构，其在受力后呈复杂的曲线形状，从而使作用于板桩的土压力分布比较复杂，目前相关土压力强度和分布理论不完善，钢板桩结构内力计算分析较为常用的方法有：

(1) 平面结构弹性支点法

该方法即弹性地基梁法，为目前基坑支护结构内力普遍采用的方法。该法将钢板桩嵌固部分假定为弹性地基上的梁，水平向基床系数 K 假定随入土深度和土层的特性而变化，一般采用 m 法。板桩后侧土压力为主动土压力，支撑点为弹性支点。可采用结构力学或杆系有限元法求取支点力和钢板桩内力。这是本标准推荐采用的方法。

(2) 等值梁法

对于无支撑（或拉锚）和单支撑（或拉锚）的钢板桩支护结构，可采用等值梁法计算。该法假定板桩后为主动土压力，板桩前为被动土压力，入土段土压力强度为零点作为假想支点，将拉锚或支撑作为另外一个支点。采用类似于梁内力求解方法计算出板桩的内力和支点力，再用支护体系的 $\sum F=0$ 和 $\sum M=0$ 求出板桩需要嵌固的深度。该法不考虑墙体和支撑变形以及墙体与土体的相互作用，计算相对较为简便，当有一道支撑（或拉锚）时，可以手算。经验表明，该法计算出的板桩最大弯距与实际相比偏大，一般采用 0.6~0.8 的系数修正。另外，由于板桩的变形较大，土和板桩之间的摩擦力分布对土压力的影响也较大，因此，在实用上采用土压力折减和增大系数

予以考虑。需要指出的是，当在软土层支护时，不宜对主动土压力予以折减或被动土压力乘以增大系数调整。

对于多支撑（多道拉锚）的钢板桩支护结构，钢板桩结构为超静定结构，可采用力矩分配法计算板桩的弯矩和反力，此外还可以采用 Terzaghi 法（塑性铰法）计算板桩内力，具体可参见相关文献。

型钢水泥土桩中的型钢和水泥土相互作用较为复杂，目前还在探讨中，为保证基坑安全，目前型钢水泥土搅拌桩仅考虑型钢承受全部荷载，不考虑水泥土的作用。

（3）数值方法

即采用地层结构模式，采用包括有限元、有限差分等数值方法，建立包括围护结构、支撑（锚）、外加荷载和地层等要素的数值仿真模型进行计算，可以得到围护结构内力和变形，也可以得到周边场地的变形。有充分经验时，采用数值方法是一种较好的计算方法。

7.2.5 公式（7.2.5-3）和（7.2.5-4）中的 1.25 为荷载分项系数。钢板桩在深圳地区主要应用于深度为 7.0 米以下基坑，一般不用验算钢板桩抗剪承载力，特殊情况下承受较大剪力时，可参考式（7.2.5-4）验算其抗剪承载力。

7.2.6 在基坑外侧水土压力作用下，型钢水泥土搅拌桩的素水泥土段需要承担局部剪应力，应进行型钢边缘之间素水泥土段的错动受剪承载力和受剪最薄弱面受剪承载力验算。

7.3 施工

7.3.1 常用的钢板桩沉桩机械有冲击式打桩机械、振动式打桩机械和压桩机械。振动打桩施工速度快，操作简单，冲击式打桩锤（柴油锤或蒸汽锤）施工会产生烟雾，但对于硬土层（砂质土：标贯击数 $N \geq 50$ ；黏性土：标贯击数 $N \geq 30$ ）贯入性较差。另外，从日本引进的静压植桩机（或称压桩机）在钢板桩施工中陆续得到推广应用，该工法是采用静压植桩机夹住数根已经压入地下的前序桩，利用其抗拔力作为反力，将后续桩顺序压入地下的工作原理，连续施工，该法具有功效快、对环境影响小的优点。

7.3.3 钢板桩的型号和规格有很多，以前以日本、卢森堡等国进口为主，型号和规格

很杂。近年国内许多厂家生产了多种型号的钢板桩，而且较快普及应用。在附录 D 分别列出了拉森型钢板桩、国内具有代表性的冷扎和热轧钢板桩的型号和规格可供实际选用。在无地下水要求时，可采用 H 型钢桩等，其作用类似于钢板桩。

7.3.4 钢板桩沉桩前应调直，锁口内涂润滑油脂，以方便锁口沉桩。拔桩后应清除泥污，刷环氧沥青漆保护。钢板桩一般不宜接长使用，不得已时应采用坡口对焊，并在内外侧贴焊钢板的方式连接，要保证顺直。

7.3.11 在软土地层，钢板桩拔出时，对周边场地和建筑物会有较大的影响，工程经验表明沉桩和拔桩均有影响，但拔桩的影响大过沉桩。拔桩之前要经充分论证，当对重要管线或已有建筑物产生较大的影响时，可不拔除钢板桩，或加固后拔除。拔桩时，应将基坑基本回填到位，地面板桩两侧放石粉或中粗砂，使得在振拔时回填入空隙。必要时充填水泥砂浆、或回填后补充注浆加固。

许多钢板桩出现的问题与拔出方法不当有关。常用的拔桩方法有静力拔桩，振动拔桩和液压拔桩。振动拔桩效率高，操作简便，为经常采用的方法，实用振动频率为 8.3Hz~25Hz。静力拔桩需注意事项包括：①操作人员技能要求高；②拔桩反力大，地面承载力满足桩架和拔桩设备承载要求，防止沉降过大，必要时在桩架和拔桩设备下铺设钢板等扩散荷载；③拔桩设备需经常检查、更换，防止拔桩过程中突然破坏；④拔桩过程宜缓慢，切忌一次性启动卷扬机，引起设备损坏，发生事故。

7.4 质量检验和检测

7.4.2 常用的钢材应按现行国家产品标准进行核准验收，主要有关标准有：

《碳素结构钢》(GB/T700)；

《低合金高强度结构钢》(GB/T1591)；

《厚度方向性能钢板》(GB/T5313)；

《焊接结构用耐候钢》(GB/T4172)；

《热轧工字钢》(GB/T706)；

《热轧槽钢》(GB/T707)；

《热轧等边角钢》(GB/T9787)；

《热轧不等边角钢》(GB/T9788);
《热轧圆钢和方钢》(GB/T702);
《热轧钢板和钢带》(GB/T709);
《花纹钢板》(GB/T3277);
《无缝钢管》(GB/T8162);
《螺旋焊钢管》(GB/T9711);
《直缝电焊钢管》(GB/T13793);
《热轧 H 型钢和剖分 T 型钢》(GB/T11263);
《高层建筑结构用钢板》(YB4104);
《通用冷弯开口型钢》(GB/T6723);
《建筑用压型钢板》(GB/T12755)。

8 地下连续墙支护

8.1 一般规定

8.1.1、8.1.2 地下连续墙最早出现的是 1950 年在意大利的 Santa Maria 大坝下深达 40m 的防渗墙以及 Venafro 附近的储水池及引水工程中深达 35m 的防渗墙等两项工程中。我国在 20 世纪 50 年代末采用排桩式地下连续墙作为大坝防渗墙，在 20 世纪 70 年代中采用排桩式地下连续墙建造煤矿竖井。但是，壁板式地下连续墙在我国主体结构的应用是 1976 年唐山地震后，在天津修复一受损的岸壁工程中实施的。由于地下连续墙具有整体刚度大、整体性好、耐久性及抗渗性好，施工振动少、噪音低、逆作法施工安全性高等优点，已经越来越多地被广泛应用。而且随着施工技术和施工设备性能的提高，地下连续墙虽然大多为水下浇筑，但完全可以作为主体结构或主体结构的一部分。深圳地区于 20 世纪 80 年代初，在深圳水库防渗墙中采用了地下连续墙，20 世纪 90 年代初，地下连续墙作为挡土及防渗结构被广泛应用于深基坑支护工程，21 世纪初地下连续墙又被大量应用于深圳地铁工程。

8.1.3 地下连续墙作为临时性支护结构时，可不考虑水平向地震力。

8.1.4 目前在工程中应用的地下连续墙结构形式主要有一字形、L 形、T 形和 II 形，其中一字形在工程中应用得最多。

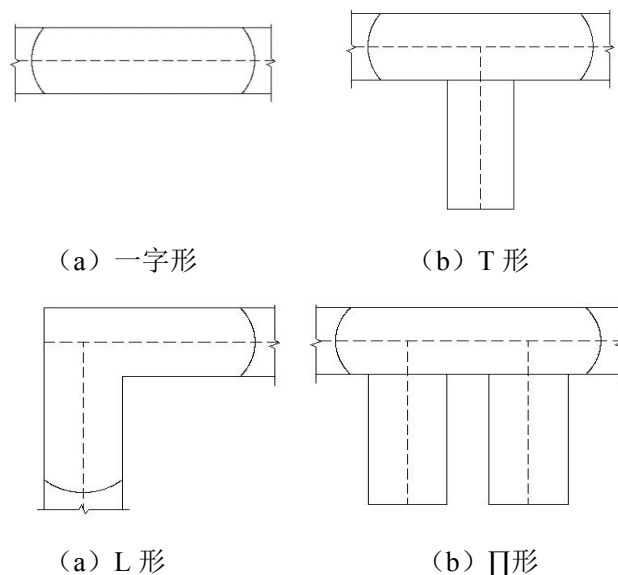


图 8-1 地下连续墙平面结构形式

8.1.5 地下连续墙与主体结构的连接形式有叠合式（也有称为整体式）、复合式、分离式和单一式等四种型式，其中叠合式、复合式、分离式通称复合型。叠合式是在地下连续墙内侧另加上一层钢筋混凝土内墙，两墙完全结合成整体，结合处能传递剪力。复合式是在地下连续墙内侧另加上一层钢筋混凝土内墙，但在两墙之间填充隔绝材料，使之不能传递剪力。分离式是在地下连续墙内侧另加上一层钢筋混凝土内墙，在两墙之间设置支点，使之仅起着水平支撑的作用。单一式是直接将地下连续墙作为主体结构外墙。工程中多采用单一式，此时基坑内部槽段接缝位置应设置钢筋混凝土壁柱，并留设隔潮层、设置砖衬墙。

8.2 设计

8.2.1 地下连续墙的设计内容应包括支护结构受力计算和支护结构尺寸及强度设计、地下水控制设计及监测方案设计等内容。对临时性的地下连续墙可不必进行墙体裂缝验算、竖向承载力验算及沉降计算。对既作为基坑开挖时的支护结构又兼作为主体结构一部分的地下连续墙，除了承受基坑施工期间的水平土压力，还要承受竣工后主体结构自重及附加荷载，墙体应力大小及形式取决于地下连续墙与主体结构的连接形式。

当基坑采用地下连续墙支护时，一般都应采用各侧边全封闭的地下连续墙。当不是全封闭或与其他支护形式配合使用时，应充分考虑未封闭处，或其他支护形式抗力和稳定性差异等不利影响。深圳曾发生过因新、老连续墙未全封闭，而造成持续漏水从而引起基坑渐进性失稳破坏的事故，应吸取这一教训。

兼作主体结构一部分的地下连续墙，设计时还必须考虑主体结构底板、楼板纵横构件与地下墙的连接构造，如钢筋的连接方法及地下连续墙与主体结构之间不均匀沉降产生的应力等。

8.2.3 地下连续墙墙身内力及变形计算，基坑内侧土抗力及支点反力计算，应符合本标准第 6.2 节的有关规定，土抗力计算宽度按 1m 考虑。

8.2.4 地下连续墙的厚度，由支撑（锚杆）或主体结构物水平构件的间距、防渗要求

等计算确定，同时还要考虑成槽机械的规格确定。目前，在深圳地区常用的墙厚度在600mm~1500mm 之间。

8.2.5 对地下连续墙插入基坑底以下的有效深度，首先进行基坑抗倾覆稳定性验算，在满足要求后，再进行基坑整体稳定性、基坑底抗隆起及基坑抗渗流稳定性验算。

8.2.6 目前，在地下连续墙槽壁开挖时都采用泥浆护壁，如果施工过程中不加强泥浆的补充和相对密度控制，就会造成槽壁坍塌。如果泥浆向槽壁地层中渗透，泥浆面就会下降，需及时向槽内补充泥浆，否则会导致槽壁坍塌。泥浆中的膨润土浓度不够、比重太小、粘度不大时，难以形成泥皮、起不到护壁作用，也会导致槽壁坍塌。因此，除应及时补充泥浆外，还应就影响槽壁稳定性的因素，土层类型、槽中泥浆液位高度、泥浆浓度（比重或重度）、地下水位、槽边荷载大小、单元槽段长度及槽深进行不同因素组合时槽壁的稳定性验算。根据经验，公式（8.2.6-1）适合于槽段长度小于6m的黏性土地层；对于砂性土层可采用公式（8.2.6-2）进行初步估算，对于松散砂层不宜采用该式。

8.2.7 当采用水泥深层搅拌桩对槽壁土体进行加固处理时，宜进行槽壁土体稳定性和水泥搅拌桩加固体抗滑稳定性、抗倾覆稳定性和截面受弯承载力验算，槽壁土体稳定性验算简图见图8-2；水泥搅拌桩加固体抗滑稳定性、抗倾覆稳定性和截面受弯承载力验算简图见图8-3。由于对搅拌桩的工作状态以及搅拌桩施工缺陷可能带来的隐患，目前还不是十分清楚，可以进行成槽、清槽和混凝土灌注全过程对搅拌桩桩后土压力、桩身和桩后土体的位移监测，并利用监测数据对各项安全系数的合理取值进行修正。

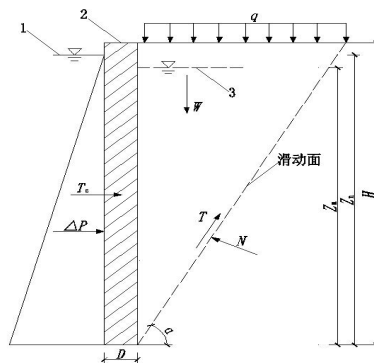


图 8-2 槽壁稳定计算简图

1-泥浆液面 2-水泥土搅拌桩 3-地下水水位

1 槽壁土体稳定性应按式（8-1）验算：

$$K_s = \frac{N \tan \varphi + cHL \csc \alpha + (\Delta P + T_c) \cos \alpha + 2A_3 \cot \alpha}{(W + Q) \sin \alpha} \quad (8-1)$$

式中 K_s ——抗滑安全系数，应大于 1.5，当不考虑失稳体两端面的摩擦力时，应大于 1.05；

T_c ——搅拌桩水平抗剪力，可按 $T_c = 2\tau DH_p$ 计算；

N ——滑动面法向反力，可按 $N = (W + Q) \cos \alpha + (\Delta P + T_c) \sin \alpha$ 计算；

Q ——失稳体范围地面荷载，可按 $Q = qHL \cot \alpha$ 计算；

W ——失稳体自重；

A_3 ——失稳体端面的摩擦力，可按

$$A_3 = \int_0^{H-Z_m} (c + \sigma_{h1} \tan \varphi)(H - z) dz + \int_{H-Z_m}^H (c + \sigma_{h2} \tan \varphi)(H - z) dz \text{ 计算，其中}$$

$$\sigma_{h1} = K_0(q + \gamma_1 z), \quad \sigma_{h2} = K_0 \{ [q + \gamma_1 (H - Z_m)] + \gamma_1' [z - (H - Z_m)] \};$$

ΔP ——槽内泥浆压力 P_m 与地下水压力 P_w 合力；

α ——滑动面倾角，一般取 $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$ ；

L ——失稳体长度(可取槽段长度)；

H ——失稳体高度；

Z_n ——泥浆面距失稳体底线距离；

Z_m ——地下水位距失稳体底线距离，且 $Z_m < Z_n$ ；

γ_1 ——土体重度；

γ_1' ——土体浮重度；

γ_2 ——泥浆重度；

γ_w ——地下水重度；

c ——土体粘聚力；

φ ——土体内摩擦角；

K_0 ——土体静止土压力系数；

H_p ——搅拌桩深度；
 D ——搅拌桩咬合厚度；
 τ ——搅拌桩抗剪强度。

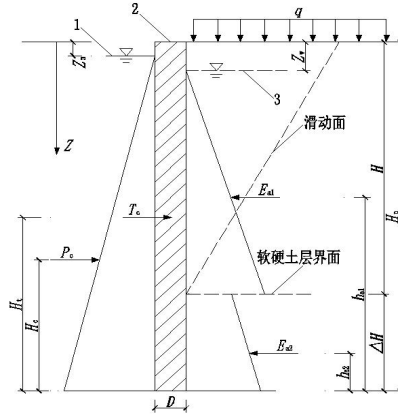


图 8-3 水泥土搅拌桩加固体稳定计算简图

1-泥浆液面 2-水泥土搅拌桩 3-地下水水位

2 水泥土搅拌桩加固体抗滑稳定性验算应按式 (8-2) 验算：

$$K_h = \frac{P_c + T_c}{E_{a1} + E_{a2}} \quad (8-2)$$

式中 K_h ——抗滑安全系数，应大于 1.20；

T_c ——搅拌桩水平抗剪力，可按 $T_c = 2\tau DH_p$ 计算；

P_c ——槽内泥浆压力合力。

3 水泥土搅拌桩加固体抗倾覆稳定性验算应按式 (8-3) 验算：

$$K_q = \frac{P_c h_c + T_c h_t}{E_{a1} h_{a1} + E_{a2} h_{a2}} \quad (8.2.7-3)$$

式中 K_q ——抗滑安全系数，应大于 1.20；

h_c ——槽内泥浆压力合力点至桩底的距离；

h_t ——搅拌桩水平抗剪力至桩底的距离；

h_{a1} ——失稳土体主动土压力合力点至桩底距离；

h_{a2} ——稳定土体主动土压力合力点至桩底距离。

4 水泥土搅拌桩加固体截面受弯承载力验算应按式 (8.2.7-4) 验算:

$$M \geq 1.25M_k \quad (8.2.7-4)$$

式中 M ——水泥土搅拌桩截面抗弯力矩, 可按 $M = \frac{L}{6} \gamma_2 (Z - Z_n)^3 + \tau D Z^2$ 计算;

M_k ——水泥土搅拌桩截面力矩, 可按 M_k

$$= \frac{L}{6} [(q + \gamma_1 Z) K_a - 2c\sqrt{K_a}] (Z - Z_0)^2 \text{ 计算;}$$

Z_0 ——主动土压力临界深度, 可按 $Z_0 = \frac{1}{\gamma_1} \left(\frac{2c}{\sqrt{K_a}} - q \right)$ 计算。

8.2.11 地下连续墙由于施工工艺的特殊性, 槽段之间必须设置竖向接头, 目前国内外已出现许多种接头形式, 不管采用何种形式, 均应保证槽段之间具有良好的整体性、防水性、经济性及施工便利性, 具体工程的槽段接头形式应结合地下室的使用功能、地质条件和施工技术水平综合确定。

8.2.14 地下连续墙的构造:

1 现在已全面推广使用商品混凝土, 可采用 C30~C60 的商品混凝土浇筑, 设计采用的地下连续墙混凝土强度按 C30 控制。

2 桁架主筋作为吊点, HPB335 级及以上的钢筋韧性差, 焊接过后容易折断, 发生的安全事故不少, 所以桁架主筋宜采用 HPB300 级钢筋。

8.2.17 地下连续墙与主体结构的楼板、梁、柱的结构连接形式, 常用的有预埋连接钢筋法、连接螺栓或连接钢板法; 对于较粗的钢筋宜采用预埋连接套筒法。

8.4 检测

8.4.1 由于地下连续墙的混凝土是在泥浆中浇筑的, 钢筋对泥浆有吸附能力, 且泥浆越浓吸附能力越强, 钢筋在泥浆中浸放时间越长吸附能力越强。吸附在钢筋周围的泥浆直接影响钢筋与混凝土的握裹能力, 吸附的泥浆越多, 握裹力越低。因此, 设计方

案中应明确各施工阶段槽内的泥浆相对密度,确保混凝土的浇筑质量和钢筋与混凝土的握裹力。

8.4.3 地下连续墙应进行墙体混凝土强度、墙底沉渣厚度、墙底岩土层性状和墙身完整性检测,一般采用抽芯试验和超声波检验两种方法。

9 水泥土挡墙支护

9.1 一般规定

9.1.1 根据国内数千个工程实例表明，水泥土搅拌桩作为地下临时支护结构时，基坑开挖深度不宜大于 6m，这主要由技术和经济两个方面因素决定，搅拌桩体介于刚性桩和柔性桩之间，它的抗拉强度比抗压强度小得多，其按重力式挡墙计算就是利用结构本身自重和抗压不抗拉的特点，当基坑开挖深度加大时，其承受水平向的荷载加大，必然要大幅度增加桩身和墙体宽度，致使采用此工法显得不够经济合理。对土体性状差，被动区土压力较小时，加大桩的嵌入深度是有效方法之一，但水泥土搅拌法而言，还具有一种其它方法不能比拟的优点，就是在被动区进行深层搅拌，形成水泥土，以改善被动区的土性，提高 c 、 φ 值，从而有效提高被动土压力，此法往往比加大桩的嵌入深度更经济、有效。

当用于处理泥炭土时，单独用水泥处理效果较差，因为有机质使土层具有较大的水容量、塑性、膨胀性、低渗透性和一定的酸性，从而阻碍水泥水化反应的进行，影响水泥土强度增长。

9.1.2 水泥土是水泥与地基土的拌和物，所以它的强度与地基土的性状、水泥掺入比、龄期、水泥标号，外掺剂等因素有关，取决于水泥土的物理化学反应，深圳地区经过 40 年的发展，搅拌桩得到了广泛的应用，对各种类型的地质条件，搅拌桩的水泥掺入量都有一定的经验，因此通常情况下不需做现场试验，但是对于大型、重点工程，特别是地质条件复杂的项目、有机质、泥炭质含量高的工程要根据现场软土试样确定合适的外加剂和水泥掺入比。

试验资料表明，水泥土的强度随龄期的增长而增大。一般情况下，7d 时水泥土强度可达标准强度的 30%~50%；30d 可达标准强度的 60%~75%；90d 为 180d 的 80%；而 180d 以后，水泥土强度增加仍未终止。另外，根据电子显微镜的观察，水泥土的硬凝反应也需要 3 个月才能完成。此外，水泥强度等级直接影响水泥土的强度，一般当水泥强度等级提高 10，水泥土的标准强度可提高 20%~30%。因水泥土挡墙支护对水泥土强度要求高，考虑施工，开挖时间等对水泥土强度的影响，储备一定的

安全系数是必要的，因此，取 28d 龄期的单轴极限抗压强度，不小于 0.6MPa，作为水泥土挡墙支护结构体应达到的强度标准。

9.1.3 水泥土搅拌桩的施工方法有喷浆和喷粉两种，喷浆施工的桩体比较均匀，强度较高，抗渗性能较好，对用作既挡土又截水的桩墙支护结构，要求较高，而深圳地区未进行过粉喷桩施工，故宜选用喷浆法施工。

9.2 设计

9.2.1 水泥土搅拌桩是一种具有一定刚度的脆性材料，其抗拉强度比抗压强度小得多，按重力式挡墙计算就是利用结构本身自重和抗压不抗拉的特点，经工程验证，是符合实际的。水泥土搅拌桩两侧土压力应按本标准第 3.1.8、3.1.9 条和第 3.1.11 条计算。水泥土搅拌桩挡墙基本符合墙背直立、光滑和墙后土层水平的假定条件，因此可按朗肯理论计算作用于挡墙的主动土压力 E_s 和被动土压力 E_p ，然后再分别验算滑动稳定性、倾覆稳定性等。因此按计算要求必须假设桩长和挡墙宽度，软土地区，根据大量工程实践表明桩长 $L_0=(1.6\sim 2.0)h$ ，墙宽 $B_0=(0.6\sim 1.0)h$ ， h 为基坑开挖深度，一般能满足工程要求亦比较经济合理，对此值范围验算尚不能满足工程要求，又必须采用水泥土搅拌桩方案时，可加大 B_0 和 L_0 ，进一步验算，直至满足工程需要。

9.2.3 为验算桩体和墙体的强度，需要水泥土的抗压、抗剪和抗拉强度的设计值，在标准养护条件下，对于支护结构常采用 28d 龄期的单轴极限抗压强度标准值的 0.33~0.5 倍作为抗压强度的设计值。根据大量抗剪强度、抗拉强度与抗压强度试验资料，并经工程经验校准，获得抗剪强度设计值 $q_j=q_w/3$ ，为安全计，抗拉强度宜取 0。

9.2.4 水泥土搅拌桩墙的抗滑稳定性和抗倾覆稳定性验算，一般都沿用重力式挡墙的计算公式，但考虑墙体下部位移不大，被动区土体达不到极限状态，出于更安全考虑，常将被动土压力 E_p 折半计入，工程实践表明，对水泥土搅拌桩而言，随着桩入土深度的增加，抗倾安全系数增加幅度，随之减小，抗滑安全系数增长幅度也很小，因此，式(9.2.4-1)、式(9.2.4-2)均未考虑被动土压力 E_p 的折减问题，而是采取提高安全度办法解决。当坑底存在软弱土层时，应验算水泥土墙整体稳定性和抗隆起稳定性，当基坑底有砂土，尤其是粉、细砂地层时，应验算抗渗透稳定性。

当基坑较浅时，挡墙采取壁状形式，浮力不计；基坑较深时，挡墙形式为格栅状分布，也不计浮力。

9.2.5 由侧向土压力对墙身产生的弯矩，将会使墙体形成偏心受压状况，本条主要限制墙身任意截面上，偏心荷载所引起的最大边端压力 σ_{\max} ，最小边端压力 σ_{\min} 和剪应力不致超过墙身允许的强度值。水泥土挡墙的各稳定性验算是基于重力式结的假定进行的，应保证墙为整体。墙体满足抗拉、抗压和抗剪要求是保证墙为整体条件。

9.2.6 水泥土搅拌法支护的特点是桩与桩之间可以相互搭接，可消除搅拌盲区，形成壁状或格栅状的水泥土墙，搭接宽度宜不小于 150mm。水泥土搅拌桩的支护形式对支护效果有一定影响，宜根据场地的工程地质特点和上部结构要求采用壁状、格栅状以及长短桩相结合等不同支护形式。壁状布桩形式适用于土层条件较好，开挖深度较浅的基坑，否则，壁太厚不经济。格栅状布桩形式适用于不同开挖深度且经济合理。长短桩相结合的水泥土搅拌支护结构主要凭借其足够的厚度所提供的抗剪力和自重抗倾覆力矩来平衡侧向土压力，在满足总厚度的前提下，根据受力情况，可采用上小下大的变截面形式，这样将会使墙体设计更为经济合理。

9.2.7 本条所列验算式，主要是保证格栅状支护结构的整体作用，限制格栅内空仓面积不致过大，因为过大会使空仓内未加固土的质量大于侧壁的摩阻力而下沉，丧失格栅状支护结构的整体作用。格栅中间的土体对四周水泥土隔墙的压力称为谷仓压力，可用调整格栅面积的方法使谷仓压力控制在水泥土隔墙所能承受的范围內。

9.2.8 当挡墙初步设计出现拉应力时，应增加挡墙厚度，消除拉应力，当拉应力很小时，可采取插筋等措施。

基坑开挖后，其变形较大，为了减少变形，应增强支护结构的整体刚度，一般可在桩中插入工字钢或钢管等劲性材料，并且宜在水泥土挡墙顶面设置钢筋混凝土面板，加强支护结构的整体性，对支护结构的位移起一定控制作用。亦可加固坑底被动土以减小支护结构变形。

9.2.9 水泥土搅拌桩体具有良好的密封性和不透水性，可作为截水帷幕。在设计时，桩的长度应大于工程所要求的截水深度并能满足抗渗流验算要求，并且应考虑桩的垂直度和定位偏差，保证相邻桩的搭接。

9.2.10 水泥土搅拌桩桩体常选用 P.O.42.5 强度等级的水泥，也可选用其他的固化剂。

作为基坑支护工程，宜选用水泥。当其他条件相同，在同一土层中水泥掺入比不同时，水泥土强度也不同。当水泥掺入比大于 12%时，标准强度可达 0.5Mpa~2Mpa。但因场地土质与施工条件的差异，掺入比的提高与水泥土强度增加的百分比并非完全一致。根据深圳地区情况，软土含水量较大，淤泥层较厚，且对用于支护的水泥土强度要求比地基加固的水泥强度高，因此，宜选用水泥掺入量为被加固土重的 18%~22%。

9.3 施工

9.3.1 国产的深层搅拌机，搅拌头多采用双层(或多层)十字杆型。这类搅拌头切削搅拌软土很合适，但对粒径大于 10mm 的碎石土、树根、生活垃圾等的切割能力较差，即使对搅拌头作了加强处理，能穿过碎石层，施工效率也低，机械磨损也很严重，因此，要求事前清除地表和地下障碍物、杂填土，增加的工程量不大，但施工机具寿命和效率大大提高。

9.3.2 为了保证水泥土桩的垂直度，施工场地应较平整，在保证水泥土桩的垂直度、桩位允许偏差、桩径允许偏差满足标准要求的前提下，方可保证相邻的水泥土搅拌桩有良好的搭接。

9.3.3 每一个搅拌施工现场，由于地基处理要求、环保要求和工程地质条件不同，对搅拌桩质量的要求不同，施工工艺和参数也不同；即使要求相同，使用同样的工艺和参数，因场地的位置不同，搅拌桩的质量也有较大差别。因此，搅拌桩施工前应按施工组织设计确定的搅拌桩施工工艺打设数根工艺性试桩，以确定泵送时间、搅拌机提升速度、复搅深度和水泥浆的水灰比等各种施工参数和施工工艺。

9.3.4 水泥土搅拌法施工，当水泥掺入量一定时，搅拌次数越多，拌和越均匀，水泥土的强度越高，但是搅拌次数越多，施工时间也越长，工效就降低。经大量成桩工艺试验，本条所述的施工步骤，可以达到搅拌均匀、施工速度快的目的。就位对中，就是搅拌机到达指定桩位对中。预搅下沉速度由电流监测表控制，工作电流不应大于额定值。

9.3.5 为了保证制桩质量，浆液的质量、数量都必须严格控制。浆液倒入集料斗时应加筛过滤，以免浆内结块损坏泵体，施工使用的固化剂和外掺剂必须通过加固土室内

试验检验后方可使用。固化剂浆液要严格按预定的配比拌制。

9.3.6 浆液经输浆管到达喷浆口的时间应在施工前作实际标定，为保证桩端的施工质量，当浆液到达出浆口后，还应座底喷浆不少于 30s，使浆液完全到达桩底，然后喷浆搅拌提升。国内以往的规范均强调搅拌桩施工时最后一次提升宜用慢速，速度不大于 0.5m/min，一方面是为了保证桩身水泥石搅拌更均匀，但另一方面主要是为了防止提升过快引起浆液从孔口流失。工程实践表明，首次搅拌下沉采用慢速的重要性不亚于最后一次，原因是首次搅拌下沉（特别是在标贯击数较高的土层中搅拌下沉）时，过快的下沉速度易使钻头跑偏导致桩身发生过大的偏斜，因此，首次下沉也宜采用慢速，且速度不大于 0.5m/min。为防止下沉速度较慢时孔口跑浆，注浆泵应采用慢档输送较小的流量。

9.3.7 搅拌机预搅下沉时应尽量不用冲水下沉，当遇到较坚硬的表层土而使下沉速度太慢(超过 30min / m)，可适量加水下沉，凡经输浆管冲水下沉的桩，喷浆提升前必须将输浆管内的水排清，经试验表明，在水泥掺量相同的情况下，土层的含水量增加 10%，水泥石的强度会降低 10%~15%，但考虑到搅拌桩设计中一般是按最软的土层来确定水泥掺量的，因此，当表层硬土强度较高，经加水搅拌后的强度只要不低于下部软土的强度时，最终的水泥石强度还是能够满足设计要求的。因此，应注意严格控制冲水量，而且在将要穿过表层硬土时，应立即停止冲水。

9.3.8 当施工工艺确定后，确保制桩质量的重要条件是保持水泥浆定量不间断的供应。当因故停浆时，为了防止断桩，搅拌桩重新启动时，均应将搅拌桩机下搅 0.5m 再继续制桩，中间停止输浆 3h 以上，将会使水泥浆在整个输浆管路中凝固，因此必须排除全部水泥浆，清洗管路。

9.3.9 水泥石搅拌桩施工完毕后，经过 24h 就会产生硬凝，桩排与桩排的搭接，或桩与桩之间搭接，相邻桩施工间隔时间如超过 24h，就不可能搭接良好，因此需要钻留出榫头，以保证搭接良好，如无法搭接，必须采取局部补桩或注浆措施。

9.3.10 三轴搅拌机有螺旋式和螺旋叶片式两种搅拌机头，砂性土及砂砾性土中施工时宜采用螺旋式搅拌机头，黏性土中施工时宜采用螺旋叶片式搅拌机头。水泥石搅拌桩的施工深度取决于三轴搅拌桩机的施工能力，一般情况下施工深度不超过 45m 为了保证施工安全，当搅拌深度超过 30m 时，直采用钻杆连接方法施工(加接长杆施工的

搅拌桩水泥用量可根据试验确定)。国内常用三轴水泥土搅拌桩施工的功率为 90kW~270kW。

9.3.11 钢管、钢筋或型钢的插入必须采用牢固的定位导向架，在插入过程中应采取措施保证型钢垂直度。型钢插入到位后应用悬挂构件控制型钢顶标高，并与已插好的型钢牢固连接。

9.3.12 因水泥土搅拌体的强度，在 28 天龄期时的单轴极限抗压强度已达 0.6MPa 以上，水泥土搅拌体的强度达到 70%的设计强度后，才可进行基坑开挖。在基坑开挖时，为了保证安全、不损坏桩体，应分段分层开挖，必要时，在局部部位，应采用人工开挖。具体开挖方法参照本标准 13.1.2 条款执行。

9.4 质量检验和监测

9.4.1 对每根制成的搅拌桩质量检查的重点是水泥用量和水泥质量，喷浆时水泥浆拌制的罐数是否足够，压浆过程中有否断浆现象和喷浆搅拌提升时间以及复搅次数。对于不合格桩的补救措施应取得设计人员的同意。

9.4.2 成桩 14d 后方可浅部开挖基坑，直观检查搅拌桩的均匀性、开挖面桩身质量及桩体搭接情况。在基坑开挖后，能直观地对桩位、桩数和桩顶质量进行分析和确定补救措施。因此，搅拌桩的施工验收工作宜在开挖基坑后进行。

9.4.3 应选择部份桩孔进行抽芯检验，为保证有代表性，其数量为每个支护工程不宜少于 5%根。为保证试块尺寸不小于 50mm×50mm×50mm，钻孔直径不宜小于 110mm。双管单动取样器对采取原状土试样有保证，取样时，必须保证钻机平稳回转钻进。

10 锚杆

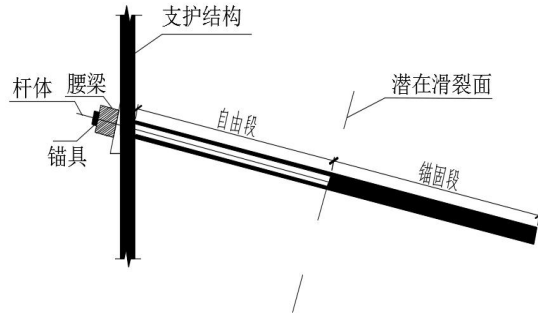
10.1 一般规定

10.1.1 锚固支护是一种岩土主动加固和稳定技术，作为其技术主体的锚杆，一端锚入稳定的岩土体中，另一端与各种形式的支护结构相连接，通过杆体的受拉作用，调用深部地层的潜能，达到基坑和建筑物稳定的目的。锚杆应根据土层条件、周边环境、工程经验等因素选用拉力型锚杆或压力型锚杆。当对变形控制较严，锚杆轴向拉力较大，或建设场地不允许常规锚杆的长度时，可考虑采用扩孔锚杆，以满足要求。

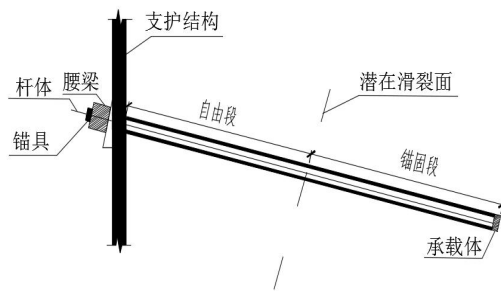
锚杆的使用应满足主管部门的相关要求。根据《深圳市深基坑管理规定》，锚杆严禁进入天然地基或浅基础建（构）筑物基础之下，以及其他周边相邻设施对变形控制要求特别严格的地段和部位。当锚索需伸入相邻建（构）筑物红线范围、地铁安保区、燃气管道及综合管廊等安全保护范围内时，应经相关物权人或管理运营单位的认可。特别是地铁线路建设区内，以前施做的锚杆对地铁的建设造成了很大的影响。因此，当锚杆可能对后续地下空间的开发建设造成影响时，宜采用可回收锚杆。

拉力型锚杆、压力型锚杆和扩孔型锚杆如图 10.1(a)、10.1(b)、10.1(c)所示。拉力型锚杆的锚固段中的杆体与注浆体直接粘结，压力型锚杆的杆体与注浆体不直接粘结，它是通过锚杆底端的承载体使锚固段注浆体受压来传递拉力。在深圳地区，目前使用的预应力锚杆基本上都是拉力型预应力锚杆，压力型锚杆在深圳地区目前应用较少，以后仍需积累工程经验及数据。扩孔型锚杆采用高压流体或机械扩孔，在锚孔底部，按设计长度对土体进行切割扩孔并灌注水泥浆，形成直径较大的圆柱状注浆体。可回收锚杆指在达到设计使用期后可从地层中收回杆体的锚杆。

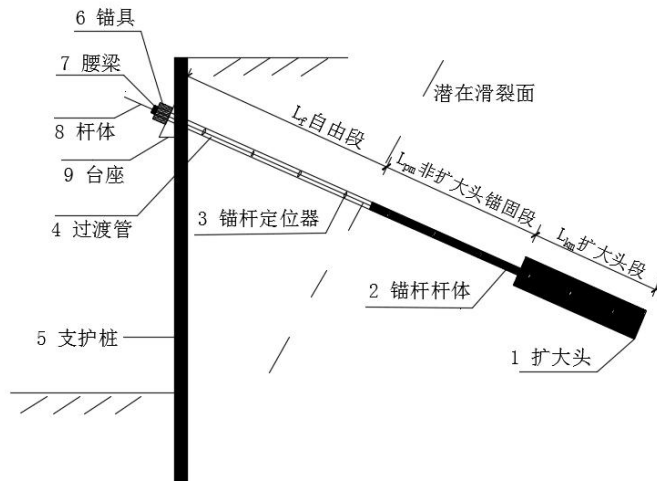
鉴于深基坑支护的特点和目前的工程实践经验，本章的有关规定主要是针对拉力型预应力土层锚杆及压力型预应力土层锚杆提出的，锚杆的应用对象主要是各类土层，对岩石中的锚杆，可根据具体工程情况参照本标准执行。



(a) 拉力型锚杆



(b) 压力型锚杆



(c) 扩孔型锚杆

图 10-1 锚杆类型

10.1.2 锚杆基本试验是确定锚杆极限承载力，并为设计提供依据的一种极为重要的试验。锚杆在各种地层中的抗拔力，目前深圳地区虽已积累了一些资料，但由于地质条件的多变性以及施工条件、施工技术的差异，对支护工程安全等级为一、二级的工程，

应进行基本试验，对于三级工程，如果确有工程经验可供参考可以免做，否则亦应进行基本试验。试验锚杆数量不得少于 3 根，并必须在正式施工前完成。

10.2 设计

10.2.1 该条是锚杆设计的基本内容，其中锚杆轴向拉力标准值由本标准第 6.2.8 条计算得出，其它各款可根据本章以下各条确定。

10.2.2 按锚固体的受力特性，锚杆可分为拉力型锚杆和压力型锚杆。拉力型锚杆受拉时，通过锚杆与锚固体之间的粘结将锚杆的拉力传递给锚固体，使锚固体处于受拉状态；压力型锚杆受拉时，通过与锚杆连接的承载体将锚杆的拉力传递给锚固体，使锚固体处于受压状态。至于采用哪一种锚杆型式，设计中可根据土层性质，锚固力大小，使用条件及技术可行性等因素综合考虑确定。

可回收锚杆种类很多，应根据不同的需要选择工作稳定可靠、金属残留少、回收速度方便的可回收锚杆技术。可回收锚杆的换撑、拆锚施工应控制对周边环境的影响，采取必要的安全措施。

10.2.3 本条对杆体选材的规定主要成果来自最新颁布的国家标准和行业标准。

1 锚杆杆体材料的选择受限于其抗拉强度设计值、地层强度、施工环境等条件。当锚杆的抗拉力设计值较大时，杆体可选择钢绞线或高强精轧螺纹钢，当锚杆抗拉力设计值低于 300kN 时，杆体可选择 HRB335、HRB400 和 HRB500 普通钢筋；当施工场地空间狭小时，可采用钢绞线制作杆体；当锚固地层的强度较高时，宜选用钢绞线或高强精轧螺纹钢制作杆体。

2 当锚杆的抗拉力设计值较高时，应优先选用钢绞线。原因包括：(1)其抗拉强度远远高于普通钢筋，相同承载能力下的钢材用量少，可大幅度地减少钢材用量，可有效减少钻孔、安装、张拉等工作量；(2)施工所必需的锚具、张拉机具等配套产品已成熟，有定型产品供应，并且供货方便；(3)钢绞线产生的弹性伸长量高于普通钢筋，由锚头松动、钢筋松弛等原因引起的预应力损失值较小；(4)便于运输和安装，在狭窄的场地也可以施工。因此，应优先选用。

3 钢绞线的指标引自国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GT/T5224)，该标准列

出了两根钢丝(1×2)、三根钢丝(1×3)和七根钢丝(1×7)捻制的钢绞线。目前深圳地区工程实践中常用的是7根钢丝捻制成的抗拉强度为1860MPa的钢绞线，因此本次仅摘录了7根钢丝捻制成的钢绞线的指标，其截面面积和质量如表10-1所示：

表 10.1 锚杆杆体常用材料的公称截面面积和公称质量

种类		d (mm)	截面面积(mm ²)	公称质量(kg/m)
钢绞线	1×7	12.7	98.7	0.774
		15.2	139.0	1.101
精轧螺纹钢		18	254.5	2.1
		25	490.9	4.1
		32	804.2	6.6
		40	1247.0	10.3

4 高强度精轧螺纹钢的强度指标引自行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)。该钢筋的规格较少，常用规格及其截面积和单位长度重量如表10.1所示。整根钢筋上轧有外螺纹，在任意截面处都可以拧上带有内螺纹的连接器进行连接或拧上带螺纹的螺帽进行锚固。

5 普通钢筋的物理力学指标参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010)。

10.2.4 对锚杆间距下限的规定，主要是考虑不致因间距太小引起群锚效应，影响锚固效果。此一最小值的确定，是根据国内外现有的试验资料和工程经验得出的。德国的技术标准规定，当锚固体的间距小于1.0m时，应对几根锚杆同时施加荷载，通过试验确定其承载力。美国的研究表明，锚杆间距大于6倍锚固体直径时即可忽略其相互影响。

锚杆锚固体埋设深度是影响土体摩阻力和锚杆单位长度锚固力的主要因素之一，对锚杆锚固体上覆土层厚度的最小规定，一方面可使地层对锚杆产生一定量级的粘结强度，确保锚杆产生较大的锚固力；另一方面可以平衡二次注浆产生的较高压力，提高二次高压注浆的效果；此外还可减少地面车辆等重复荷载的不利影响。

关于锚杆向下倾角的规定，主要从施工的可行性，并产生较大的锚固力和水平分力等方面考虑的。一般来说，为获得较高的成孔质量，并确保灌浆密实，向下倾角以15°~25°为宜。在此范围内，较小的倾角可获得较大的水平分力，以减小锚固长度。上部地层较差，单位长度锚固力过低时，则可取较大倾角，以使锚固段处于较好的地

层中，但此时有效锚固力，即水平分力将减小，故一般以不超过 35° 为宜，并需进行经济技术效果综合比较后确定。

10.2.5 锚杆，特别是预应力锚杆，通常和其它支护结构组合使用，锚杆轴向力设计值应根据满足支护结构的位移、强度、稳定等要求来确定。锚杆杆体截面积的计算，按照本标准 3.1.10 条第 1 款，采用承载能力极限状态下荷载效应的基本组合设计值和结构构件承载力的设计值，即分项系数法计算。

10.2.6 基坑开挖潜在破裂面的计算是一个复杂的土力学问题，其形状、位置与断面形式、开挖方式和速度、支护结构的刚度、土层分布和性质等因素密切相关。锚杆锚固段必需设置在稳定地层内，基坑边坡才能安全和稳定。式 10.2.6 是深圳地区多年来基坑支护设计经验的一个总结。

锚杆自由段是施加和保持预应力的必要条件，自由段长度的最小值规定有利于保持预应力的正常发挥。按理论分析，锚杆自由段长度超过潜在破裂面即可，此条规定超过 1.5m（扩孔型锚杆为 3m），是为了保证锚固作用的更好发挥，避免对潜在破裂土体产生不利影响。杆体总长度由自由段长度，锚固段长度和外露长度三部分组成，其中外露长度包括台座(横梁)，垫板(三角形垫板与平垫板)，千斤顶、锚具等厚度及必要的超量，设计时应根据各部分的具体尺寸确定。

10.2.7 锚杆锚固体设计是锚杆设计最重要的内容之一，本条给出的锚固段长度计算公式是根据深圳地区目前的实际情况，并参考广东省《建筑基坑工程技术规程》(DBJ/T 15-20) 提出的，力求应用公式时简便、明确、实用，具体考虑如下：

1 公式 (10.2.7) 的出发点是以土层单位面积极限粘结强度标准值来计算锚固长度， q_{sik} 作为一个综合指标是由多种因素决定的。例如，钻孔方法，土层性状，注浆方法和土层的吸浆量，锚杆上覆土层厚度等。表 10.2.7 的经验值是根据深圳地区现有工程的实践经验和试验值提出的，但由于目前系统的针对性很强的试验资料尚显不足，因此，该表的应用还须根据各工程的具体情况选取和调整。需要说明的是，由于岩土工程的复杂性和多变性，上述两个计算公式的计算结果都只能作为初步设计时使用，而最终锚固长度应按本标准第 10.1.2 条通过试验确定。

2 锚固段长度的最小值规定为 8m 是根据土层预应力锚杆的受力特点和实际工程的要求提出的，锚固段小于 8m 的预应力锚杆在工程上没有实际意义，而且也是不经

济的。

3 对于锚固段长度上限的规定，是根据现场实测结果及粘结型锚杆的荷载传递机理提出的。对拉力型锚杆，大量的研究资料(包括理论研究和现场试验研究)均表明：锚杆受力后，粘结应力沿锚固长度上的分布是极不均匀的，锚固段近坡面端存在着严重的应力集中现象，若锚固段过长，随着荷载的增加并在荷载传至锚固段长度最远端之前，灌浆体和地层间的界面就会首先发生“粘脱”破坏，而锚杆的承载能力增加很少。由此可见，能有效发挥锚固作用的粘结应力分布长度是有一定限度的，锚固体和土层之间的粘结强度平均值随锚固段长度的增加而减小，锚杆抗拔力并不与锚固长度成正比。因此，增加锚固段长度，并不能显著地提高锚杆的极限承载能力，用公式 10.2.7-1 或 10.2.7-2 计算出的锚固长度必需加以限制。对于土层锚杆，当锚固段长度达到 8m~10m 时，锚固段长度的增加，其承载力的增加很小。目前深圳地区的拉力型锚杆在实际工程应用中锚固段的长度大于上述的长度界限值，但在工程实践中取得了较好的效果，因此本标准规定锚固段的长度以不大于 18m 为宜。

10.2.8 当采用钢绞线作为杆体时，应选择夹片式张拉端锚具，锚具可选择类型较多，具体包括 JMF、XM、QM、OVM 型锚具。当采用 HBR335、HRB400 或 HRB500 普通钢筋作为杆体时，应选择螺丝端杆锚具。当采用精轧螺纹钢筋作为杆体时，应选择精轧螺纹钢筋外锚具。深圳市曾发生因夹片质量问题而导致锚索崩开失效的案例，为避免此种因小失大的情况，应保证夹片的性能与钢绞线匹配，必要时可进行试验验证。

当腰梁尺寸较大，特别是锚杆倾角较大时，因腰梁自重和锚杆拉力的竖向分力产生较大的对腰梁向下的剪力，设计时应进行腰梁与支护结构之间连接的抗剪验算，保证连接措施牢固可靠。

10.2.9 因基坑变形较大而需要对锚杆二次张拉锁定，或基坑超过设计使用时间，需要评估锚杆受力情况时，都需要对锚杆进行张拉，如果杆体外露段腐蚀严重，很可能由于强度不足导致张拉无法实施，因此本条规定宜对外露段采取防腐措施。对隔离架(定位架)的规定，目的在于保证锚筋具有必要的保护层厚度，特别是黏土层中，该规定是确保锚固作用的重要措施之一，设计与施工中不可任意加大隔离架的间距。

10.2.10 锚杆一次灌浆可采用水泥净浆或水泥砂浆，二次高压注浆应采用水泥净浆。根据工程实践经验，考虑到地下工程的复杂因素，本标准规定浆体抗压强度对于拉力

型锚杆不宜低于 20.0MPa，对于压力型锚杆不宜低于 30.0MPa。

10.2.11 锚杆的锁定荷载应根据地层性状和使用要求确定。一般来说，坚硬地层取高值，软弱的和塑性变形大的地层取低值；对支护结构变形要求严格时取高值，反之，取低值。

10.2.13 锚杆的使用应符合行政管理部门的相关要求，未经允许的情况下，锚杆一般不应进入其他业主建筑用地红线。当锚杆影响后续地下空间开发建设时，宜采用可回收锚杆。

10.2.14 可回收锚杆的换撑、拆锚设计应满足基坑的强度和变形要求。

10.3 施工

10.3.1 钻孔位置直接影响锚杆的安装质量和力学效果，因此钻孔前应由技术人员按设计要求定出孔位，作出明确标志，不可由钻机司机目测定位。为了保证安装质量和良好的受力状态，对孔位的误差作了明确规定。此外，钻孔的过大偏斜将使锚固段的间距变小，甚至出现应力集中，影响锚固效果。因此，施工时应严格控制钻孔的倾斜度。

钻机应根据地质条件和使用要求选取。应优先选用专用锚杆钻机，它性能先进，适应能力强，施工速度快，易于保证质量，特别是设计抗拔力较高的锚杆，原则上应采用这种钻机。

钻孔工艺和钻孔质量是影响锚固力的主要因素之一，采用湿式钻孔工艺，终孔后必须认真供水清洗，以清除孔壁上粘附的泥浆。由于泥浆会显著降低锚杆锚固段注浆体与土层之间的粘结力，故规定不宜采用泥浆护壁。对于易塌孔土层应采用套管护壁钻孔并在套管内下锚及一次注浆后拔出套管。对于压力型锚杆为了保证锚固段注浆体的抗压强度以及承载体与注浆体之间受力不偏心，应采用套管护壁钻进并在套管内下锚及一次注浆后拔出套管。

扩孔型锚杆应根据工程性质、岩土层情况选择操作稳定可靠的扩孔技术，且具有相应的扩孔效果检测方法，确保扩孔效果满足设计要求。机械式扩孔适用范围较广，但应用于软土地层时，存在钻孔缩径问题；水力喷射切割式扩孔可应用于软土地层或松散土地层，但不宜应用于坚硬密实的地层或含较多砾石、卵石的地层。

10.3.2 对于拉力型锚杆，为了保证锚杆杆体与胶结材料之间的握裹力，安装前应认真清除表面油污和锈膜，并把施工中表面粘结的泥浆冲洗干净。

自由段是锚杆将锚拉力传递到稳定土层的关键部位。对于拉力型锚杆，在工程实践中由于锚杆在制作及施工上的原因，经常出现“自由段不自由”的现象，即自由段的锚杆杆体与注浆体之间出现粘结，其后果：一是锚杆在基本试验及验收试验时，提供的拉力值是“伪拉力”，即试验的拉力值包含了自由段提供的拉力；二是由于锚杆自由段杆体与注浆体之间出现粘结，当对锚杆施加拉力时，首先使破裂面内的土体受到拉力的作用，并未将拉力传递到稳定土层中。因此，对于拉力型锚杆必须强调在锚杆的制作过程中对自由段的杆体应进行包裹，防止自由段杆体与注浆体之间出现粘结。而对于压力型锚杆，由于杆体采用的是无粘结材料，与注浆体之间没有粘结，其受力主要是通过锚杆杆体传递到承载体来实现，因此，在压力型锚杆的制作过程中，锚杆杆体与承载体之间的连结应牢靠且不得损坏无粘结杆体的外包材料。

关于锚筋的搭接问题，鉴于锚杆的受力特点，钢绞线一般按锚杆长度下料，不得接长；钢筋锚杆的接长可采用双面搭接焊或采用专用连接器，而不宜采用对焊方法。

10.3.3 推荐选用普通硅酸盐水泥，是由于其早期强度发展较快，且收缩小，泌水性低，能较好适应锚杆支护的需要。根据工程经验，高吨位锚杆及压力型锚杆宜采用 P.O42.5R 早强型普通硅酸盐水泥。

细骨料使用中细砂，是为了防止在注浆过程中发生机械故障和管路堵塞。

关于砂中含泥量和有害物质以及水泥浆中氯化物含量的规定是为了保证浆体强度，防止对预应力锚筋产生腐蚀作用。

为保证浆液和注浆质量，除把好水泥质量关外，还必须严格控制水灰比、恰当确定二次注浆时间和注浆压力。根据深圳地区的工程实践，当浆液为砂浆时，灰砂比为 1: 0.5~1: 1；当浆液为水泥净浆时，水灰比为 0.45~0.5，二次注浆一般应在一次注浆后注浆体强度达到 5.0MPa 时进行，具体注浆时间可根据各个工程的具体情况适当调整。对于二次注浆的注浆压力，其与注浆体的强度、锚杆周围的土层有关，一般情况下，当注浆体达到初凝后，二次注浆的初始注浆压力需要 2.0MPa 以上，而后的注浆压力增加或减少主要取决于锚杆周围的土层，当周围的土层密实、强度高及空隙小时，注浆压力可能需要维持初始的注浆压力；当周围的土层不密实、强度较低及空隙

大是，注浆压力可能会下降；一般情况下，对于土层锚杆，锚杆周围的土层都比达到初凝后的注浆体强度低、空隙大，因此，土层锚杆的二次注浆的注浆压力呈初始注浆压力大而后逐渐降低的趋势。

条文中的灰砂比和水灰比均为重量比，其中水灰比 0.45~0.50，为 0.45: 1~0.50: 1 之简化。

10.3.4 锚杆张拉控制应力是参照国内外有关规范确定的。在锁定过程中，由于多种因素的影响，杆体回缩难于避免，为了建立准确的预应力值，则必须适当超张拉，其值一般为设计轴向拉力的 1.0~1.2 倍，然后卸荷至锁定荷载进行锁定。为了防止因浆体强度不足引起预应力松弛，张拉锁定时锚固体强度应达到设计强度的 80% 以上。

目前常用的张拉机具由电动高压油泵、穿心液压千斤顶和压力表组成，通过压力表表盘读数来确定张拉荷载的大小。为了确保张拉值的准确无误，需对张拉机具精心维护和定期校验。另外，在实际施工中，施工单位为了省事，经常出现“大马拉小车”的现象，即使用大量程、大吨位的千斤顶来张拉小吨位的锚杆，使锚杆内建立的内力忽大忽小，影响结构安全。因此，要合理选择张拉机具的吨位及量程。

可回收锚杆张拉锁定后，应注意保护伸出支护结构的锚筋，防止损坏和影响回收操作。

10.4 质量检验和检测

10.4.1 预应力锚杆的质量检验是确保锚杆达到设计要求和工程验收的重要环节，它包括钢材和水泥等材质检验，浆体强度检验和锚杆抗拔力检验。锚杆抗拔力检验的基本出发点是对锚杆施加大于设计轴向拉力值(小于极限拉力)的短期荷载，以检验锚杆是否具有与设计要求相近的安全系数，其试验数量、最大检验荷载、加荷等级、观测时间和位移测定等项规定是参考国内外的有关规范并根据深基坑支护临时锚杆的特点作出的。按照本条规定的试验步骤完成后，绘出荷载一位移曲线，由图可得出弹性位移量。在最大检验荷载下，锚头的位移及总弹性位移量应满足附录 E.3.4 的验收条件，否则，必须找出原因，予以改进。为了及早发现问题，及时采取措施，锚杆抗拔力检验应根据工程进度分期分批进行。

目前在工程实践中,无论是锚杆的基本实验或是锚杆的验收实验均出现采用游标卡尺量测千斤顶套筒的位移作为锚杆的张拉位移的做法是不准确的,原因一是量测锚杆位移的精度不够,二是由于试验时试验锚墩的刚度不够,在锚杆张拉时锚杆产生位移的同时锚墩也产生位移,三是量测千斤顶套筒的位移是锚杆的相对位移并非是锚杆的绝对位移,因此,在锚杆的基本试验及验收试验中,不应采用游标卡尺量测千斤顶套筒的位移来确定锚杆的位移,而应采用固定支架及百分表来量测锚杆杆体的位移。

10.4.2 预应力锚杆锁定后,由于荷载增加,地层蠕变,钢材松弛等因素的影响,锚杆预应力值将发生变化,有时甚至危及锚固工程的安全。因此,国内外的有关规范都对锚杆受力监测作了明确规定。本标准规定,对采用锚杆支护的重要工程,应进行预应力变化和位移监测。这种预应力变化主要发生在锁定初期及外界条件变化时,故本标准对监测间隔和次数作了不同规定。考虑到深基坑支护中锚杆的特点和实际需要,监测锚杆的数量要少于永久性工程。例如,国际预应力协会(PIP)规定,应对 10%的锚杆进行长期监测。为了确保监测数据的准确可靠,建设单位应委托有经验的专业人员承担监测任务。

11 内支撑结构

11.1 一般规定

11.1.1~11.1.4

1 当基坑较深，周边环境条件不允许设置锚杆时，可采用内支撑式支护结构。内支撑的布置和计算，涉及面广，影响因素多，计算方法尚不够完善。内支撑的设计计算大多属结构力学和结构设计内容，本节强调结构体系的稳定性、节点构造设计的可靠性，并应满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求。

2 常用的支撑结构材料有钢和钢筋混凝土。钢结构支撑的优点为自重轻，安装和拆除方便，可重复使用，随挖随撑，能很好地控制基坑变形；缺点为安装节点多，构造不合理或施工不当时节点易变形，施工的技术水平要求高。钢筋混凝土结构优点为平面刚度大，适合各种复杂形状的基坑，节点不易松动，不易造成基坑变形，施工技术水平要求不高；缺点为材料不能重复使用，施工周期较长，拆除时噪声大，影响环境。设计人应根据上述特点和工程的实际情况选用合适的支撑型式。支撑的计算和构造应满足相关结构规范、规程的要求。

11.2 结构设计

11.2.1 支撑的布置形式很多，归纳起来常见的有4大类：1.单向平面对撑，包括单杆型、桁架型；2.双向平面支撑，包括双向单杆型和双向桁架形；3.环形支撑或桁架型角撑；4.竖向斜撑。本次修编对竖向斜支撑的基坑深度作了规定不宜超过10m。基坑支撑几种常见的布置形式如下图示。

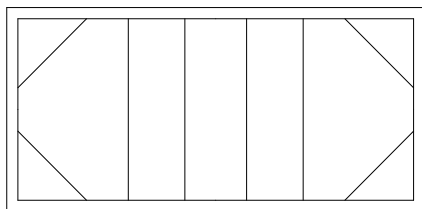


图 11-1 对顶支撑图

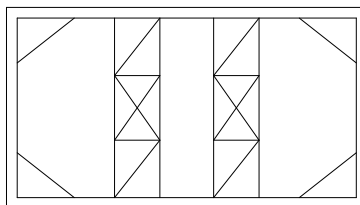


图 11-2 桁架支撑

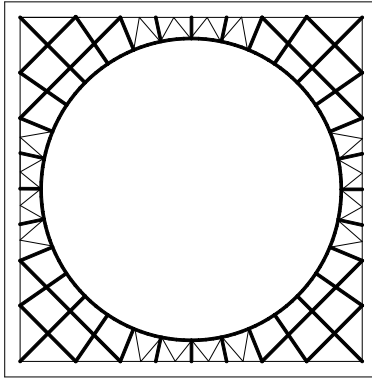


图 11-3 环形支撑

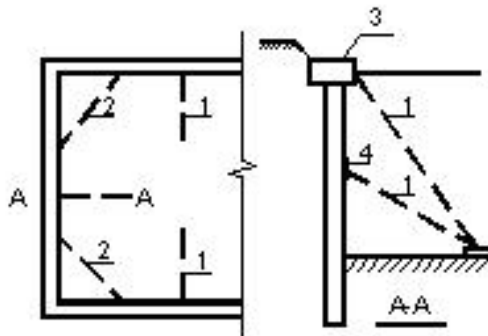


图 11-4 斜支撑及平面角撑

1—竖向斜支撑 2—平面角撑 3—冠梁 4—腰梁

对于支撑节点的设计，根据深圳基坑工程经验，提供以下图示作参考。

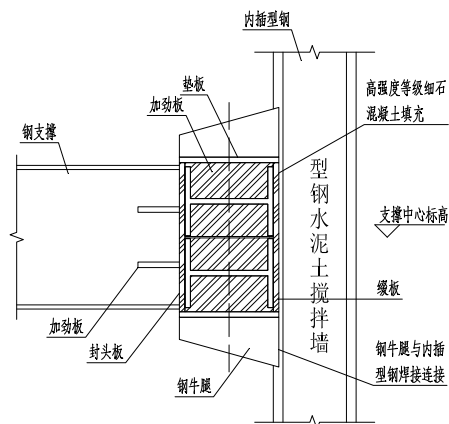


图 11-5 钢围檩及支撑与型钢水泥土搅拌墙连接大样图

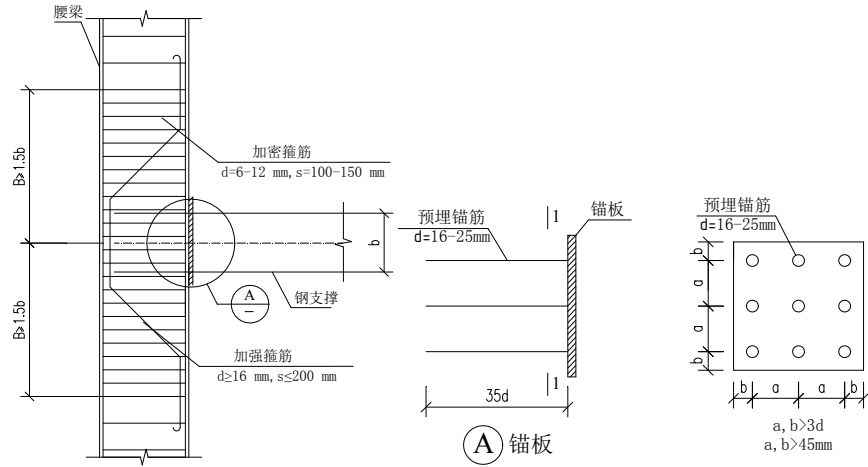


图 11-6 钢支撑和混凝土腰梁节点构造图节点大样图

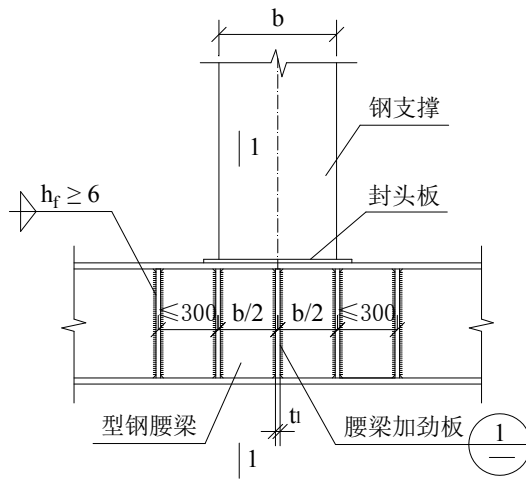


图 11-7 钢腰梁与钢支撑节点

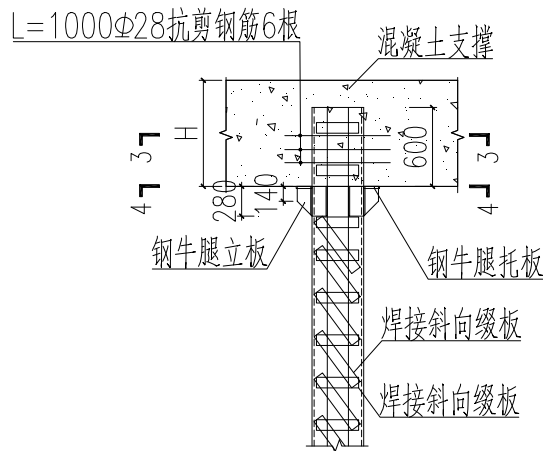
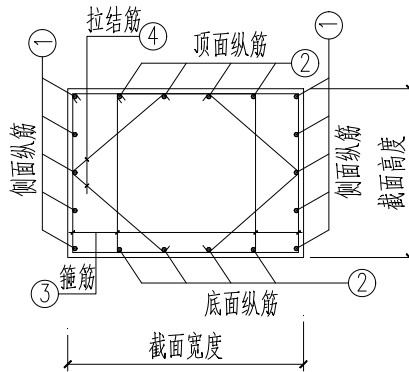
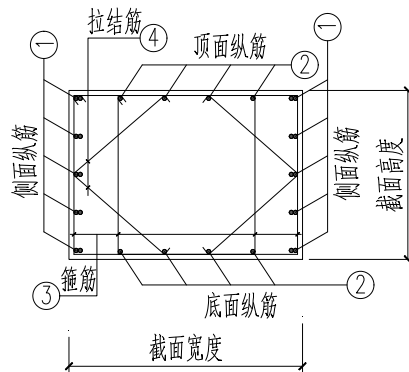


图 11-8 立柱与支撑连接构造图



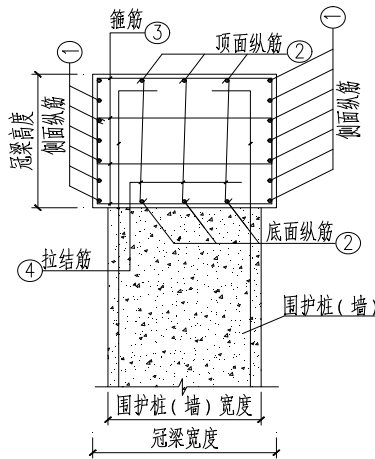
配筋	①	②	③	④
钢筋直径 (mm)	≥ 20	≥ 20	≥ 8	6~12
钢筋间距 (mm)	≤ 200	≤ 200	≤ 200	≤ 400
钢筋种类	HRB335 HRB400	HRB335 HRB400	HRB300 HRB335	HRB300 HRB335

图 11-9 支撑压杆配筋图



配筋	①	②	③	④
钢筋直径(mm)	≥ 20	≥ 20	≥ 8	6~12
钢筋间距 (mm)	≤ 200	≤ 200	≤ 200	≤ 400
钢筋种类	HRB335 HRB400	HRB335 HRB400	HRB300 HRB335	HRB300 HRB335

图 11-10 支撑压杆配筋图



配筋	①	②	③	④
钢筋直径 (mm)	≥ 20	≥ 20	≥ 8	6~12
钢筋间距 (mm)	≤ 200	≤ 300	≤ 240	≤ 500
钢筋种类	HRB335 HRB400	HRB335 HRB400	HRB300 HRB335	HRB300 HRB335

图 11-11 冠梁配筋图

11.2.2 内支撑结构纵横两方向土压力和变形不完全相等。当内支撑结构采用可变体系时，容易发生整体失稳。常用的单向水平对顶撑，为不稳定结构，使用时应慎重，注意加强端部的连接构造。

内支撑的平面长度亦应有所限制，过长对位移控制不利。按深圳地区和国内其它城市的经验，不宜大于 150m。本次修编对支撑的平面、竖向布置、构造措施等作了一些细节规定。

11.2.3 设置多层平面支撑时，上下层杆件宜位于同一竖直面，有利于立柱的设置，也有利于施工。上下层内支撑的竖向间距也应考虑施工要求，采用机械开挖及运输时，不宜小于 4m。当基坑面积较大时，平面支撑在垂直方向变位较大，宜加立柱以保证水平支撑垂直方向的稳定性。

11.2.4 竖向斜撑需要在坑内设置可靠的支撑点，当利用桩、承台或基础作为支点时，应经验算并征得主体结构设计单位同意。一般情况下，可将支点设置在大基础及群桩

承台上，或将相邻承台加以连结以抵抗水平推力。

11.2.5 除杆件自重外，支撑主要承受水平力，为了安装、检查等方面的需要，应考虑适当的竖向荷载。国内有的地方规程建议施工活荷载取 4kPa ，其中包括施工人员通道，混凝土运输管道等荷载，不包括支撑上堆放其它材料和运行施工机械等情况。因此，设计中宜根据杆件的部位及实际情况，考虑 $1\text{kN/m} \sim 2\text{kN/m}$ 的竖向施工活荷载。如内支撑上部需要堆土或运行挖土机械时，则应按实际荷载进行专门设计。

11.2.6 基坑围护结构一般由围护体系和支撑体系两部分组成，严格地讲，封闭支撑体系与挡土围护结构共同组成一空间结构体系，两者共同承受土体的约束及荷载的作用，因此支撑体系的水平位移包括两部分：第一部分是荷载作用下，支撑体系的变形；第二部分是刚体位移（包括刚体平移及转动），该部分是由于基坑开挖过程中，基坑各侧壁上的荷载不同而发生的（坑壁上的荷载包括土压力，水压力和地面附加荷载三部分），由于刚体位移的发生使得基坑各侧壁上的荷载重新调整，直至平衡。当基坑各侧壁荷载相差不大时，调整量很小，即刚体位移非常小，这时挡土围护结构的平衡是介于主动极限平衡和被动极限平衡之间的一种平衡形式。在不考虑支撑体系刚体位移的前提下，为了简化计算，可以将围护体系和支撑体系在考虑相互作用后分别单独计算，围护体系沿基坑周边取单位长度围护（桩）墙为计算单元，建立如下图所示的计算模型，图中 q 为地面附加荷载， R_{c1} 、 R_{c2} 为钢筋混凝土支撑对围护体系的支撑力， K_{c1} 、 K_{c2} 是钢筋混凝土支撑的水平变形刚度， δ_1 、 δ_2 是钢筋混凝土支撑点的水平位移。

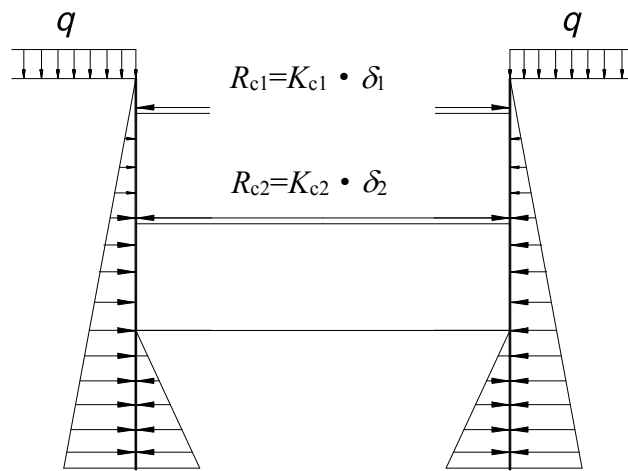


图 11-12 结构计算简图

钢筋混凝土支撑体系按平面封闭框架结构设计, 其外荷载由围护体系直接作用在封闭框架周边与围护体系连接的腰梁上, 在封闭框架的周边约束条件视基坑形状、地基土物理力学性质和围护体系的刚度而定。设定的约束节点处算出的不平衡力和力矩愈小愈好, 说明设置的约束既满足了求解的需要又没有对体系的变形造成人为的限制。根据经验, 约束点最好选择在边中点附近 (一条边只能设一个约束点), 只需设置与边平行方向的位移, 而不限与边垂直方向位移。

对这个封闭框架结构, 要计算它在最不利荷载作用下, 产生的最不利内力组合和最大水平位移, 因此依据基坑的挖土方式及挖土的不同阶段考虑多种不同工况, 对每一种工况的不利荷载, 分别计算围护体系和支撑体系的内力及水平位移, 计算要点包括:

- 1 选择合适的结构几何参数, 计算支撑的水平变形刚度;
- 2 求得刚度后根据地质勘察报告供的有关数据, 计算围护 (桩) 墙结构的内力和基坑边缘的最大水平位移, 并求支撑对围护 (桩) 墙结构的支撑力;
- 3 判别基坑边缘的最大水平位移是否满足设计要求。若不满足, 则重新调整支撑的几何参数并重复 1、2 步骤直到满足;
- 4 进行支撑杆件的设计验算。

如果考虑围护 (桩) 墙结构与内支撑结构之间的相互作用, 并且仍将围护 (桩) 墙结构与水平支撑结构分别进行计算, 则可将围护 (桩) 墙结构对支撑结构的作用简化为弹性支座, 加在支撑结构的周边, 弹性支座的弹簧刚度等于围护墙体结构的侧向刚度, 这样既近似考虑了围护 (桩) 墙结构与支撑结构的相互作用, 又使计算工作得到简化。特别对于传力较为复杂的支撑结构, 采用考虑围护 (桩) 墙结构与内支撑结构之间的相互作用的平面框架法计算后, 结果将更加合理。

当基坑各侧壁荷载相差较大时, 如相邻基坑同时开挖, 基坑坑外附近有相邻工程在进行预制桩施工等, 这时基坑侧壁的不平衡荷载可能引起整个基坑向一侧“漂移”, 支撑体系的刚体位移很大, 此项因素不可忽略。为此, 要考虑围护体系外围土体的约束作用, 可根据地层特性, 采用适当刚度的弹簧模拟。为了计算该刚体位移, 必须将支撑体系与挡土结构一同视为空间结构进行分析, 如采用钻孔灌注桩作为挡土结构, 可将围护 (桩) 墙沿基坑周边按“刚度等效”进行连续化, 这样, 整个结构体系可简化

为带内撑杆的薄壁结构，按薄壁结构有限元进行内力位移计算。由于土体约束条件非常复杂，空间结构的计算方法还有待进一步研究。

11.2.7

1 在支撑体系的设计计算中，应考虑支撑预加力和温度变化的影响。支撑杆件内力分布不均匀及温度影响系数 ξ_t 取 1.1~1.2，是根据近年来国内一些省市的工程经验，该系数对深圳气候条件下的工程是否合理，还须在今后的工程实践中进一步积累资料并予以完善。

2 考虑到允许的施工误差不利影响，在平面钢支撑杆件和钢立柱的弯矩计算中应叠加附加弯矩，且应按压弯或拉弯构件进行强度和稳定验算。

11.2.12 钢支撑由于安装和变形控制的原因，一般均要施加初始预压力，预压力的大小往往与工程经验有关，很难规定一个统一的值，根据深圳经验，最大不超过 70%，最小不低于 20%。太小起不到应有的作用，太大也会损坏腰梁与围护结构甚至影响坑外环境。考虑到施工中施加的压力值应与设计计算中的取值要相吻合，本条规定预压力的限值应在设计文件中注明。

支撑伺服系统是一种新型的基坑支护安全技术方案，由补偿节（千斤顶）、无线分布式数控泵站、液压油路、控制软件等组成，可实现对千斤顶油压和行程进行实时双控。当环境对基坑变形控制要求严格时，可采用支撑伺服系统，24 小时实时监测控制支撑轴力和基坑支护结构变形，从而保证基坑安全，并减少对环境的影响。

11.2.14 钢支撑构件的稳定验算是支撑结构计算的最重要内容。本次修编根据国家和行业标准，结合深圳地铁的施工实践，对长细比进行了规定：不宜大于 100，连系构件的长细比不应大于 120，立柱长细比不应大于 25。

内支撑杆件和节点的构造要求是以往工程经验的总结，目前的计算方法还不完善，构造要求是对计算的补充，因此正确的构造设计非常重要。本标准较详细地列出了钢结构和钢筋混凝土结构的主要的一些构造要求，同时，在附录中还给出了一些常用的钢结构节点大样作为参考。对于复杂的支撑结构构造设计，建议岩土工程师与结构工程师配合进行设计。一些工程事故表明，当采取钢支撑时，由于节点的焊接没有做好，甚至没有作，以致造成事故，故在 11.2.14 条第 6 款规定，当节点需要焊接连接时，设计应提出焊接质量要求。

11.3 施工

11.3.1 为保证支撑的受力与设计相符，施工中应保证开挖工况与设计计算工况一致。特别要注意土方开挖的对称性，以保证坑周土压力的对称性。

11.3.2 强调钢支撑的焊接应符合国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》（GB50205）和设计要求。

11.3.8 拆撑时，当利用地下结构作为替代支撑时，其方案应经负责地下结构设计的结构工程师认可。

12 地下水控制

12.1 一般规定

12.1.1 地下水对基坑工程的安全及基坑周围环境的影响很大，如果控制不好，会给基坑工程和周围环境带来严重危害。

12.1.2 基坑排水属重力排水，基坑降水属强制排水。基坑截水是指用水泥土截水帷幕、混凝土截水帷幕或者其他板式帷幕（如钢板桩），阻止地下水流入基坑。

12.1.3 基坑地下水控制，首先应考虑采用截水方案，其次是排水方案；降水方案应经过充分论证后才能使用。在深基坑支护范围内，如遇到可溶岩（石灰岩、大理岩、白云岩等）含水层，采取降水措施时应特别慎重，在抽水过程中可能会造成地面塌陷。龙岗区分布有隐伏型岩溶，基坑降水或人工挖孔桩降水应特别关注地面塌陷地质灾害问题。

12.1.4 地下水位下降引起的地面沉降计算公式，采用行业标准《建筑基坑支护技术规范》（JGJ120）中的公式，计算深度可按 3.0 倍地下水位降深估算。

12.1.5 在覆盖型岩溶发育地区的基坑工程，往往出现砂土层直接覆盖在岩面上，在砂土层与岩层直接接触处，搅拌桩只能到达岩面为止，接触处往往会漏水，因此应在该处加强止水措施，如采用高压喷射注浆、注浆等工艺补强。当坑底覆盖层薄或发育岩溶深槽，发生岩溶承压水涌冒时，地下水位下降会引发地面塌陷，因此应及时封堵。

12.2 排水

12.2.1 明沟排水主要用于收集坑底和坑壁局部渗出的地下水和施工期间的降雨等。盲沟排水是在坑底周边及坑内纵横向布设盲沟和集水井抽排地下水，基坑底为软土层时常采用。

12.2.2 明沟和集水井均属临时工程，应采用灰砂砖砌筑，沟内侧壁抹水泥砂浆。

12.2.3 盲沟尺寸可参照明沟尺寸，并应通过计算基坑涌水量的大小来复核。土工织物技术指标可按《铁路路基土工合成材料应用设计规范》（TB10118）执行。

12.2.4 在坑顶周边应布设排水沟，在适当位置设沉淀池。坑内地下水抽排到地面排水沟，经三级沉淀后，有组织地排入市政雨水管内。对基坑周边集水区面积大或位于山地的建筑物，基坑周边应考虑地表水的截排措施。

12.3 截水

12.3.1 基坑支护结构设计应与截水措施同时考虑，以节省造价。深层搅拌桩和高压旋喷桩都是常规的水泥土截水帷幕，地下连续墙、咬合桩是常用的混凝土截水帷幕。近年来，水泥土截水帷幕有新工艺推广，如铣削式水泥土地下连续墙、渠式切割水泥土连续墙等。

铣削式水泥土地下连续墙（英文名称 Cutter Soil Mixing wall，简称 CSM 工法），通过两组铣轮绕水平轴向旋转铣削地基土，注入固化剂并充分搅拌混合形成矩形单元墙体，单元墙体间套铣拼接成具有连续性、抗渗性、等厚的水泥土地下墙体。

渠式切割水泥土连续墙（英文名称 Trench cutting Re-mixing Deep wall，简称 TRD 工法），通过链状刀具的转动和横向移动，对地基土进行渠式切割与搅拌，并与注入的固化液混合形成的水泥土地下墙。

12.3.2 深层搅拌桩、高压喷射注浆形成的水泥土截水帷幕造价低廉，但是应根据地质条件、周边环境条件等资料来综合选取。近年来，地下连续墙、咬合桩等混凝土截水帷幕因止水效果好，在城市密集区的基坑工程中常被采用。

当土钉、锚杆或锚索施工钻穿帷幕时，应做好孔口封堵，减少渗漏。

当基坑止水帷幕深度有限，或在坑底挖孔桩施工时，易发生地下水绕渗，此时可在基坑底四周设置灌浆帷幕。

12.3.3 现场试验或试验性施工应选择在典型地质条件的位置，特别是在淤泥、淤泥质土或密实的砂卵石层中的成桩效果，应通过现场试验确定。浅层情况下可开挖检查施工效果，深层情况下用钻孔取样法较为可靠。

12.3.4 按现行基坑技术标准，深层搅拌桩、高压喷射注浆形成的水泥土截水帷幕，渗透系数应小于 10^{-6}cm/s ；铣削式水泥土地下连续墙、渠式切割水泥土连续墙，渗透系数应小于 10^{-7}cm/s 。将渗透系数的单位统一为 m/d ，即水泥土截水帷幕渗透系数应小

于 10^{-4}m/d 。

12.3.6、12.3.7 竖向截水帷幕的形式有两种，一种是插入隔水层，另一种是不透水层相对较深，帷幕悬挂在透水层中。前者作防渗计算时，只需计算通过防渗帷幕的水量，后者还需考虑绕过帷幕涌入基坑的水量，可采用数值分析计算。

12.3.8 水泥土截水帷幕的厚度确定，目前暂无成熟计算公式。

12.3.9 控制深层搅拌桩的桩位偏差、垂直度偏差，目的是防止搅拌桩分叉。设计时应特别关注在允许偏差发生的情形下，按设计要求的搭接宽度是否会发生分叉现象，否则应调整桩间距或排数。其它形式的截水帷幕也同样应考虑上述情形。

12.3.10 本条所列表中的“旋喷注浆有效直径经验值”参照了《工程地质手册》第四版表 8.5.28，并结合深圳地区多年工程经验做了适当调整。

12.3.11 铣削式水泥土地下连续墙设备可施工厚度为 640mm~1500mm 的墙体，墙体厚度与铣轮厚度规格相对应，常规铣轮铣削形成的墙体厚度为 800、1000 和 1500mm。正式施工前，应开挖导向沟槽，应尽量开挖到正常沉积土层，清除地下障碍物，并使用素土回填压实。成型的导向沟槽深度接近为 1.5m 为宜，宽度大于墙体厚度 400mm 为宜。

12.3.12 渠式切割水泥土连续墙的平面布置应简单、规则，宜采用直线布置，减少转角；墙体常用厚度取 550mm、700mm、850mm；施工前根据定位控制线开挖导向沟槽，采用现浇钢筋混凝土导墙时，导墙宜筑于密实的土层上，并高出地面 100mm，导墙净距比墙体设计厚度宽 40mm~60mm；未采用钢筋混凝土导墙时，沟槽两侧应铺设路基箱或钢板。

12.3.14 坑内布设疏干井，是地铁基坑常使用的疏干降水方法。

12.4 降水

12.4.1 深圳地区的深基坑降水，常用管井井点降水或大口径井降水。人工挖孔桩基础施工或基坑支护桩需降水时，也常采用管井井点降水。

降水井应布置在基坑边线 1m 以外，基坑范围较大时，允许在坑内增设降水井和观察孔。

基岩裂隙水地区降水应符合下列要求：设计井位应能控制风化层带和构造破碎带厚度；出水量、水位预测应采用裂隙水有关公式计算，还需经实际抽水试验验证；降水水位水量预测时，应同时预测和观测是否沟通区域构造和含水层。

12.4.3 基坑内任意点的地下水位降深和单井流量计算除了应当考虑各种形状因素外，还应当根据地下水的类型（潜水、承压水或混合类型）、降水井的完整性（完整井、非完整井）和地下水补给、排泄的边界条件以及布井的方式来合理的选择计算公式。计算公式可以参考有关水文地质、工程地质手册或者相关的基坑支护技术标准。

12.5 回灌

12.5.1 基坑开挖降排水或人工挖孔桩降水，不可避免要造成周围地下水位的下降。即使采用了截水帷幕，也会因地下水渗漏使坑外地下水位下降。地下水位下降后会使得邻近基坑的建筑物或地下构筑物因不均匀沉降而受到不同程度的损失。为减少这类不利影响，可对保护区内采取回灌措施。对于受降水影响不大严重的建筑物，可采取快速施工、缩短降水时间，减轻降水影响；或者设截水帷幕，以减缓地下水的渗透速度；或对已有建筑物基础与上部结构进行加固处理。

12.5.3 井点回灌是工程中常用的回灌方法。回灌井与抽水井之间应保持一定距离，当距离过小时水流彼此干扰，透水通道易贯通，很难使水位恢复到天然水位附近；根据工程经验，当两者距离大于等于 6m 时，可保证良好的回灌效果。为防止截水帷幕渗漏引起地下水位下降而采用井点回灌时，井点位置应根据被保护物的平面位置确定。

基坑降排水采取井点回灌措施时，回灌井的埋设深度应根据降水层深度和降水曲面的深度确定。为防止基坑截水帷幕渗漏而采取井点回灌措施时，回灌井的埋设深度应根据预估水位下降面和含水层深度综合确定。

回灌井点系统的工作条件与抽水井点系统相反，将水注入井点后，水从井点向四周土层渗透，在井点周围形成一个和抽水相反的倒转漏斗。回灌井点系统应按照水井理论进行计算、设计与优化。

根据回灌水量确定采用有压回灌或无压回灌。有压回灌可采取调整回灌水箱高度实现，一般高度为 5m~10m。

由于回灌水时会有 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 沉淀物、活动性的锈蚀及不溶解的物质集聚在注水管内，在注水期间需不断增加注水压力才能保持稳定的注水量。对注水期较长的大型工程可以采用涂料加阴极保护的方法，并在储水箱进出口处设置滤网，以减轻注水管被堵塞的现象。

12.5.4 注水过程中应保持回灌水的清洁。回灌水宜使用自来水，井点抽出的水经沉淀处理后也可用于回灌。

12.6 质量检验及检测

12.6.2 截水帷幕的质量检验常用开挖检查和钻孔取芯检查。开挖检查直观，但检查深度受限制。深层搅拌桩和高压喷射注浆帷幕钻孔取芯时，应对不同的土层取样，观察水泥浆固结体的浆液混合情况、凝结情况。必要时，芯样应取样做渗透试验。

防渗要求严格的工程可采用现场抽水试验或压水试验。抽水试验可在帷幕两侧进行，即在帷幕一侧布抽水井，并同时观察帷幕前后的观察孔的水位变化。压水试验是在帷幕中心钻孔注水，求出渗透系数。

12.6.3 采用铣削式水泥土地下连续墙工艺（CSM 工法）的基坑，开挖前应应检验墙身水泥土的强度和抗渗性能，强度和抗渗性能指标符合下列规定：

- 1 浆液试块强度试验应取刚搅拌完成而尚未凝固的水泥土浆液制作试块，每台班应抽检一个单元墙体，每个单元墙体不应少于 3 个取样点，每个取样点应制作 3 件试块；

- 2 钻芯法强度试验应采用地质钻机并选择可靠的取芯钻具，钻取铣削式水泥土地下连续墙施工 28d 龄期的水泥土芯样，钻取的芯样应立即密封并及时进行无侧限抗压强度试验；抽检不应少于单元墙体总数的 2%，且不得少于 3 个单元墙体。每个受检单元墙体的取芯数量不宜少于 5 组，每组不宜少于 3 件试块；

- 3 墙体渗透性能应通过浆液试块或现场取芯试块的渗透性试验结果判定。

采用渠式切割水泥土连续墙工艺（TRD 工法）的基坑，根据现行行业标准《渠式切割水泥土连续墙技术规程》（JGJ/T303）第 6.2.4 条的要求，基坑开挖前应检验墙身水泥土的强度和抗渗性能，强度和抗渗性能指标符合下列规定：

1 浆液试块强度试验，一延米墙身计为一个单元墙段，用刚切割搅拌完成尚未凝固的水泥土制作试块，每台班抽查一个单元墙段，每个单元墙段制作 3 组水泥土试块，可根据土层分布和墙体所在位置的重要性在墙身不同深处的三点取样，采用水下养护测定 28d 无侧限抗压强度；

2 钻芯法强度试验，钻取渠式切割水泥土连续墙施工 28d 龄期的水泥土芯样，抽检数量不应少于单元墙段总数的 1%，且不得少于 3 个单元墙段。每个受检单元墙段的取芯数量不宜少于 5 组，每组不宜少于 3 件试块；

3 墙体渗透性能应通过浆液试块或现场取芯试块的渗透性试验结果判定。

12.6.4 沿着地下水流向和垂直流向的两个方向布置地下水位观测孔，有利于将同一时间的地下水位观测资料绘制成基坑降水过程地下水位下降漏斗的各种分析图件（如地下水等水位图，地下水降深等值线图）。

地下水位的观测方法有人工法和自动记录两类，无论哪种观测，均需定时连续观测，在由于机械故障或其它原因造成停泵、停工时，地下水位观测仍需进行，并注明其原因。各降水井流量观测应与地下水位观测同步进行。

13 基坑开挖与监测

13.1 基坑开挖

13.1.1 经验表明，基坑土方开挖条件的审查是基坑安全控制的重要工作。本条文中的内容是基坑开挖前准备工作的要求，也可作为基坑土方开挖条件审查的内容。基坑开挖前各点要求的原因和目的有：

1 许多基坑工程施工过程中，周边建筑发生变形、开裂，由于开挖前没有记录和标记，其变形、开裂产生原因容易引起相关单位和个人的争议。为此，规定基坑开挖前对周边建筑可能发生影响或争议的部位保留影像资料，或布设标记，并做好记录。

2 根据地质条件、支护结构设计、降排水要求、周边环境、工期、气候和地面荷载等资料制定的土方开挖及运输施工方案，是土方开挖前准备工作的重点。只有具备科学合理的方案，才能保证基坑的安全。

3 为防止基坑土方开挖后由于支护结构质量不合格产生基坑安全问题，要求土方开挖前对已经施工完成的结构工程进行质量检测和中间验收，验收不合格的不得开挖。

4 土方开挖是引起基坑及周边建筑物、构筑物、地下管线和道路变形的主要原因，有关基坑和周边环境的监测必须在土方开挖前完成布点和初测，取得起始基础数据。

5 基坑工程的安全险情或事故大多与水有关，在基坑土方开挖前切实做好地面水和地下水的排水和截水措施对基坑工程安全至关重要。对于周边有对地下水位影响敏感的重要管线或浅基础时，本点要求采用封闭截水方案的基坑，在土方开挖之前应对截水帷幕质量和截水效果进行检查或检测。

13.1.2 鉴于国内一些重大基坑工程事故和深圳基坑工程实践经验，本次修订对土方开挖方法以及土方开挖中与管线、支护结构等相关问题提出了明确要求，并特别要求在软土中开挖内支撑基坑时，必须采用先支撑后开挖的方法，基坑内临时边坡稳定安全系数应大于 1.1。

对于坡率法、逆作法和沉井等基坑支护形式，“对称、平衡”土方开挖原则不适

用，故本次修订增加第 6 条款。

13.1.3 一些重大基坑工程事故中，堆载不当往往是其中主要原因之一，故对堆载提出了明确要求，特别是对施工过程中的土方堆载提出了较具体的要求。

13.1.4 岩土性质的不确定性、地面和地下水位的变化以及各种施工质量问题的出现都可能危及基坑的安全。为防止基坑出现安全险情或事故，在施工过程中必须采用信息化施工方法，将勘察、设计、施工、监测的信息进行相互反馈，根据反馈的信息及时调整设计和施工参数，对异常情况及时采取处理措施。可由监理单位牵头，建立信息反馈制度，信息反馈的主要内容应包括施工过程中的地质变化、地下水变化、基坑和周边环境监测变化等内容。

13.2 基坑监测

13.2.1-13.2.5 根据深圳市住房和建设局颁布的《深圳市深基坑管理规定》（深建规〔2018〕1号），基坑监测范围宜达到基坑边线以外 3 倍以上基坑深度。不同开挖面积、不同地质条件、不同围护形式其影响范围很难定量化，根据深圳地区一般工程经验，其影响范围一般不大于 3 倍基坑深度，但在滨海软土地区，其影响范围甚至可达 6~8 倍的基坑深度。作为前期调查，其影响范围宜达到基坑边线以外 3 倍以上基坑深度，并符合工程保护范围的规定或按工程设计要求确定。基坑监测报警值应当由设计单位给出，通常为设计控制值的 80%。合理的监控报警值应有两部分组成，即变化量绝对值和变化速率。由于变化速率的报警值缺少实践经验，也没有统一的共识，实践中可由设计单位结合工程实际确定和使用。

13.2.6 监测项目的选择关系到基坑工程的安全，也关系到监测费的大小，任意增加监测项目是对工程费用的浪费，但盲目减少监测项目则很可能因小失大，造成严重的后果。表 13.2.6 的规定就是在这样的原则指导下，结合目前深圳的基坑监测技术水平和工程应用现状提出的。

13.2.7-13.2.13 支撑结构轴力的测点一般设置在主撑跨中部位；锚杆拉力测试应与其质量检测结合起来，每层锚杆应选择有代表性的点进行测试，观测点的布置数量一般以设计要求为准；桩墙内力测点应选择基坑每侧受力最大处布置，垂直断面方向以

1m~3m 间隔为宜；土压力的监测有土拱效应，影响测量精度，一般应加压力囊，以减少土拱效应，国内有成功先例的埋设方法有：挂布法、顶入法、弹入法、钻孔法等；裂缝的观测方法可参照《建筑变形测量规范》（JGJ 8）。

13.3 基坑自动化监测

13.3.1 基坑自动化监测，是指基坑监测的数据采集、数据传输、数据处理和数据显示等全部通过监测平台自动完成。因自动化监测具有实时、在线、连续和不受气候、操作环境影响的特点，所以，对重要的、需连续监测的以及人工监测不易实施的基坑工程，建议采用自动化监测技术。

13.3.2 表 13.3.2 中监测设备是推荐的常用设备，监测单位可选择具相同功能的其他设备。

13.3.3 深圳市基坑自动化监测工作于 2017 年开始试点，目前处于推广阶段，由于多种原因，基坑工程全面实行自动化监测存在困难，因此，本标准建议目前基坑工程的自动化监测点的数量宜取人工监测点数量的 30%，监测点的布置要求可参考本标准表 13.2.6。

附录 H 基坑抗隆起稳定验算

H.0.1 本条主要说明在什么情况下要进行抗隆起稳定性验算。国内不少工程实践证明，虽然基坑深度不大，采用坡率法，土钉墙、搅拌桩（旋喷桩）复合土钉墙、水泥土挡墙支护的工程，但基坑底面下有饱和软黏性土—包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土存在，常有发生基坑隆起、失稳的情况；对于开挖深度较大的一、二级基坑，虽然采用了桩、墙支护，但当基坑底至桩、墙底面或其以下存在饱和软黏性土时，亦曾有基坑底面发生隆起、被动区抗力不足、局部性破坏后渐进性发展，导致基坑边整体滑移的重大工程事故。为此，设计时对基坑的抗隆起稳定、深部失稳问题应足够重视，并应作相应的验算。

H.0.2、H.0.3 作以下几点说明：

1 关于抗隆起稳定验算的公式，经考查国内的有关规范（程）大致有两类：一类是按浅基础验算饱和软黏性土的极限承载力能否满足，另一类是以坑底或最下一道支撑点为圆心，以圆心至桩、墙底为半径的半圆滑弧，对圆心 o 点取力矩，以抗滑力矩与滑动力矩的比值作为稳定系数。极限承载力的公式很多，但都是以条形浅基础的假设条件而推导出的，故显然不适用于深度达 20m~30m 的排桩、地下连续墙基础，故 H.0.2 条规定了浅于 8m 的三级基坑应按极限承载力公式验算，H.0.3 条规定了对排桩、地下连续墙应按圆弧法进行验算。

2 关于浅基础极限承载力的公式经考证，本标准选用比较经典的以普朗特（L.prandtl）公式为基础、后经雷斯诺（H.Reissner）和泰勒（D.W.Taylor）等补充的公式，即极限承载力 $f_u = \frac{1}{2}\gamma bN_r + qN_q + cN_c$ 。当 $\varphi = 0$ 时， $N_r = 2(N_q + 1)\tan\varphi = 0$ ，故没有宽度的第一项。当 $\varphi = 0$ 时， N_c 将成不定形式，因此要用数学中的罗彼塔（L'Hopital）解，解之得 $N_c = 5.14$ ；但应指出，普朗特的极限承载力公式是以条形基础宽度为 b 而推到的，而条形基础宽度一般小于 6m，现将此式用于大于 6m 的基础宽度，并不完全适合；计算中未考虑侧面的摩阻力，偏于安全。

当基坑壁为斜坡时，对作用于饱和软黏性土层面上平均压力的计算，即式（G.0.2—2）的分母部分，规定按荷载分布宽度的加权平均计算，并规定 q_0 、 q_2 的作用宽度为 1 倍基坑深度，以使 q_0 、 q_2 荷载宽度的权较大，偏于安全。

3 对排桩、地下连续墙等较深的一、二级基坑，本标准是取最下一道支撑点 O 为圆心，而非取基坑底为圆心，是因施工期间，基坑底板尚未形成，不能作为支点，而较深基坑的隆起事故往往都发生于基坑底板尚未浇注完成的基坑施工期间；同样，计算中未考虑 CD 面上的侧摩阻力，偏于安全。

4 有关抗剪强度参数的取值，本规程第 3.1.9—3 条规定，对抗隆起稳定计算，应采用直剪快剪或三轴不固结不排水 UU 试验，或十字板剪切试验的不排水强度 C_u 值，详见该条文说明。

5 有关安全系数应与所用公式和强度参数配套，经多个失稳和不失稳工程实例计算，对基坑工程安全等级一、二级的基坑，由于验算公式中有桩、墙抗弯弯矩 M_p ，

故应用 $\gamma_0 K_r, K_r$ 分别取 1.4、1.3；而三级基坑，与建筑材料强度无关，故不乘 γ_0 ，其 K_r 取 1.2，详见本标准专题研究报告：“关于抗隆起稳定的计算公式和安全系数取值的考证和研究”。

H.0.4 当经验算和综合分析后不能满足要求时，提出了一些措施供设计选用，但强调要经综合分析，不能单靠计算。

附录 J 抗渗流稳定性验算

J.0.2 在深圳大部分地区，都具有两种类型的地下水，一为上部冲积、冲洪积地层中砂砾含水层的潜水，另一类为基岩裂隙水。而基岩裂隙水往往都具有一定的承压性，承压水头的大小决定于基岩的裂隙发育程度和构造条件，深圳大部分地区均为花岗岩，花岗岩风化带以上都有厚度不等的残积层，此层往往被看成为相对不透水层。花岗岩地区（如福田区）的基岩裂隙水大都赋存于强、中风化带中，水量不大，承压水头不高；而罗湖地区大都为变质岩地区、受深圳大断裂构造的影响，基岩裂隙水的水量及承压性则相对较大，且比较复杂，其水量、承压水头随场地所在地段而异；而在龙岗石灰岩岩溶地区，则基岩裂隙水和岩溶水则更为复杂。在这些地区的基坑工程设计施工中应充分注意承压水冲破底板带来的危害和影响，应进行必要的验算。

J.0.3 关于流土的临界水力梯度的计算公式，本次修定沿用了原“96规范”的计算式，据查该式为 1948 年太沙基提出的，（武汉水电学院冯国栋主编高等学校教材《土力学》第三章土的渗透性—屈智炯编写 p.43，水利电力出版社，1986 年 5 月第一版）。

对于粉砂、细砂当 $e < 0.7$ 为密实， $e > 0.95$ 为松散，现取 $e = 0.6$ 和 $e = 1.0$ ， $G_s = 2.66$ 计，密实状态时其流土的临界水力坡度 $i_{cr,f}$ 为 1.04，松散状态时 $i_{cr,f}$ 为 0.83，即其范围值约为 0.8~1.0。

关于逸出处的水力梯度 i ，对永久性工程，按水力学原理，应以流网计算，对临时性基坑工程通常按 $i = \frac{h_w}{l_{\min}}$ 计算。按流网计算的 i 要比后者小，故 $\frac{i_{cr}}{i}$ 的安全系数要大，

现从深圳各安全等级基坑工程常遇情况，取较不利数据，如深度取各等级较深者，地

下水取地面下 1.0m，砂层取松散状态等，按这些数据核算安全系数的合理取值如 J-1 表：表 J-1 不同支护等级抗流土的 i 、 $i_{cr,f}$ 和 K_f 计算结果；

基坑等级		一级			二级			三级		
条件	计算值									
基坑深度 h (m)		16			12			8		
内外水头差 h_w (m)		15			11			7		
截水帷幕嵌入深度 h_d (m)	参数 h_d	i	$i_{cr,f}$	K_f	i	$i_{cr,f}$	K_f	i	$i_{cr,f}$	K_f
	0.5 h_w 时	0.50	0.8	1.60	0.50	0.8	1.60	0.50	0.8	1.60
	0.6 h_w 时	0.45	0.8	1.78	0.45	0.8	1.78	0.45	0.8	1.78
	0.7 h_w 时	0.40	0.8	2.00	0.40	0.8	2.00	0.40	0.8	2.00

从上表计算结果可看出，一、二、三级基坑抗流土稳定安全系数可分别取 2.0、1.8、1.6。当帷幕嵌入深度分别取 0.7 h_w 、0.6 h_w 和 0.5 h_w 或穿过砂层时，可以满足上述安全系数要求。

J.0.4 抗管涌的临界水流梯度 $i_{cr,p}$ 计算公式经过多个公式试算，最后选择了与抗流土的临界水流梯度 $i_{cr,f}$ 相似的公式，只是在其后多加了一个 0.5 n 的公式（该式选自《简明工程地质手册》1998 年 2 月第 1 版 P.507、P.505）同样取较不利数据核算安全系数的合理取值如 J-2 表：

表 J-2 同支护等级抗管涌的 i 、 $i_{cr,p}$ 和 K_p 计算结果；

基坑等级		一级			二级			三级		
条件	计算值									
基坑深度 h (m)		16			12			8		
内外水头差 h_w (m)		15			11			7		
截水帷幕嵌入深度 h_d (m)	参数 h_d	i	$i_{cr,p}$	K_p	i	$i_{cr,p}$	K_p	i	$i_{cr,p}$	K_p
	0.20 h_w 时	0.714	1.08	1.51	0.714	1.08	1.51	0.714	1.08	1.51
	0.30 h_w 时	0.625	1.08	1.73	0.625	1.08	1.73	0.625	1.08	1.73
	0.40 h_w 时	0.556	1.08	1.94	0.556	1.08	1.94	0.556	1.08	1.94

从上表计算结果可看出一、二、三级基坑抗管涌稳定安全系数可分别取 1.90、1.70 和 1.50。当截水帷幕嵌入坑底深度分别取 0.4 h_w 、0.30 h_w 和 0.2 h_w 或穿过砂层时，可以满足上述安全系数的要求。

据查一些资料，对永久性工程，当水流逸出处水力梯度 i 按水力学流网计算时，对抗流土稳定的安全系数一般取 2.0~2.5，而抗管涌稳定安全系数一般取 1.5~2.0。且流土从开始至破坏的历时较管涌为短，破坏突然，故前者的安全系数大于后者是合理的；对临时基坑工程，其安全系数较永久性工程为小、管涌小于流土是合适的。

J.0.3 抗流土稳定性计算和 J.0.4 抗管涌稳定性计算均是假定基坑底面下 h_d 和 h_d 以下一定深度范围内全是粉土、粉砂、细砂等最不利的情况下来考证其安全系数取值的合理性，从两者计算结果可看出，当截水帷幕嵌入深度 h_d 对安全等级一、二、三级分别取 $0.7h_w$ 、 $0.6h_w$ 和 $0.5h_w$ 时，一般情况下即可分别满足抗流土稳定安全系数 2.0、1.8 和 1.6 的要求，且在相同底层条件下只要满足了抗流土稳定要求，亦可满足抗管涌稳定的要求。