



岩土工程设计计算与施工丛书 3

锚固工程设计计算与施工

主编 彭振斌

编者 陈昌富

中国地质大学出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

锚固工程设计计算与施工/彭振斌主编;陈昌富编. —武汉:中国地质大学出版社, 1997. 8

(岩土工程设计计算与施工丛书 3)

ISBN 7-5625-1172-1

I. 锚…

Ⅱ. ①彭…②陈…

Ⅲ. ①锚固工程-设计计算②锚固工程 施工监测

IV. TU473

出版发行 中国地质大学出版社(武汉市喻家山·邮政编码 430074)

责任编辑 贾晓青 责任校对 熊华珍

印 刷 中国地质大学出版社印刷厂

经 销 湖北省新华书店

开本 850×1168 1/32 印张 5.125 插页 1 字数 140 千字

1997 年 8 月第 1 版 1997 年 8 月第 1 次印刷 印数 1—5 000 册

定价:8.00 元

岩土工程设计计算与施工丛书编写委员会

主 编：彭振斌

副主编：张可能 陈昌富

委 员：彭振斌 张可能 陈昌富 隆 威
王殿江 许宏武 胡焕校

编 者 的 话

近几年来,随着国民经济的高速增长,建筑工程、铁路公路工程、水利水电工程、桥涵码头工程等建设项目如雨后春笋般蓬勃兴起,迅速发展。岩土工程作为各种建设工程的前期和基础性工作,经过广大科技工作者和工程人员进行理论上的探讨、设计方面的创新、先进技术的推广和应用、施工经验的总结等,从勘察、设计到施工、监理和监测技术均已达到一个新的水平,工程质量也不断提高。但由于我们国家地域辽阔,地质条件复杂,建设工程多、分布面积广,施工队伍的素质、技术参差不齐,以及岩土工程本身具有多样性的特点,在工程实践中,仍然存在不少技术和质量问题,有的甚至造成了重大事故。因此,如何更好地总结已有的科研成果、总结施工经验、推广先进技术、提高工程质量,仍是摆在岩土工程工作者面前的一项艰巨任务。为此我们组织编写了岩土工程设计计算与施工丛书。

该丛书主要读者对象是从事岩土工程勘察、设计、施工、监理和监测的工程技术人员,也可作为相近专业人员和有关院校师生的参考书。

岩土工程设计计算与施工丛书共分六册,包括《灌注桩工程设计计算与施工》、《托换工程设计计算与施工》、《锚固工程设计计算与施工》、《深基坑开挖与支护工程设计计算与施工》、《注浆工程设计计算与施工》、《地基处理工程设计计算与施工》。其中:《灌注桩工程设计计算与施工》和《托换工程设计计算与施工》由中南工业

大学资源环境与建筑工程学院彭振斌同志编写;《锚固工程设计计算与施工》一书由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所陈昌富同志编写;《深基坑开挖与支护工程设计计算与施工》一书由中南工业大学张可能同志(现为湖南大学土木工程系土木·水利学科博士后科研流动站博士后)编写;《注浆工程设计计算与施工》一书的第一章“绪论”、第四章“注浆设计计算”和第五章“注浆施工工艺”和第六章“质量检查”由彭振斌同志编写,第二章“注浆材料”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所胡煥校同志编写,第三章“注浆设备及器具”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所许宏武同志编写;《地基处理工程设计计算与施工》一书的第一章“绪论”和第四章“桩基处理”由彭振斌同志编写,第二章“换填法处理”、第三章“强夯法处理”和第六章“排水固结处理”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所王殿江同志编写,第五章“深层搅拌法”由许宏武同志编写,第七章“土的加筋技术——加筋土挡墙”由张可能同志编写,第八章“地下连续墙”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所隆威同志编写,该册由王殿江同志负责编审。该套丛书由彭振斌同志任主编。

该套丛书得到了全国各有关专家的大力支持,并提供了许多资料和宝贵的意见,特别是中国地质大学出版社、中南工业大学出版社均给予了很多帮助。在编写过程中也参阅了许多书刊杂志。编者借此向所有为本套丛书做出贡献的同志致以衷心的感谢。

由于各册书各章节是分头编写,为了适应工程上的需要,争取早日与读者见面,难勉有不足之处,诚恳希望读者提出宝贵意见,谢谢。

岩土工程设计计算与施工丛书编写委员会

1996. 9.

目 录

第一章 绪论	(1)
第一节 锚固工程概述	(1)
第二节 锚固工程应用	(2)
第三节 锚固工程发展概况	(7)
第二章 岩土工程中常用锚杆及锚固原理	(10)
第一节 锚杆的含义	(10)
第二节 锚杆的锚固原理	(11)
一、悬吊作用原理	(12)
二、组合梁作用原理	(12)
三、挤压加固作用原理	(13)
第三节 岩土锚杆种类及其特点	(14)
第四节 常用锚杆的锚固力	(15)
一、粘结型锚杆	(15)
二、楔缝式锚杆	(21)
三、涨壳式锚杆	(22)
四、缝管式锚杆	(22)
第三章 锚固工程设计计算	(24)
第一节 锚固工程设计的一般原则和方法	(24)
第二节 岩土边坡锚固工程设计与计算	(25)
一、岩土边坡工程勘察	(25)
二、边坡稳定性分析和加固力计算	(27)
三、边坡锚固工程设计	(32)
第三节 深基坑开挖锚固工程设计与计算	(48)

一、作用于桩墙上的土压力	(49)
二、锚拉支挡结构锚固工程设计计算	(51)
第四节 斜坡挡土墙锚固工程设计计算	(58)
一、斜坡挡土墙的锚固结构形式	(59)
二、斜坡挡土墙土压力计算	(59)
三、斜坡上锚固挡土墙加固力设计计算	(63)
四、斜坡挡土墙锚固工程锚杆设计	(69)
五、斜坡挡土墙锚固工程挡土墙设计	(69)
第五节 混凝土坝锚固工程设计计算	(70)
一、概述	(70)
二、混凝土坝锚固工程设计	(71)
第六节 地下结构锚固工程设计计算	(75)
一、概述	(75)
二、锚喷支护设计的基本原则和方法	(76)
三、地下结构工程锚喷支护结构工程类比设计	(77)
四、地下结构工程锚喷支护理论设计法	(87)
第七节 其他锚固工程设计	(97)
一、锚固基础工程设计	(97)
二、抗浮锚固工程设计	(101)
三、现场试验加载装置的锚固	(103)
第四章 锚固工程施工	(105)
第一节 施工准备	(105)
一、施工前的调查	(105)
二、施工设计	(106)
第二节 钻孔	(109)
一、钻孔机械设备	(109)
二、锚固孔施工技术及工艺	(114)
第三节 锚杆杆体的组装与安放	(119)

一、锚杆(索)的制作.....	(119)
二、锚杆(索)的安放.....	(124)
第四节 锚杆的注浆.....	(124)
一、注浆设备的选择.....	(125)
二、注浆材料的选配.....	(125)
三、注浆.....	(127)
第五节 锚杆的张拉与锁定.....	(128)
一、外锚头施工方法.....	(128)
二、张拉锁定设备选择.....	(133)
三、张拉与锁定施工方法.....	(134)
第六节 锚固工程验收.....	(136)
第五章 锚固工程试验与监测.....	(139)
第一节 锚固工程试验.....	(139)
一、锚固工程试验的一般要求.....	(139)
二、基本试验.....	(140)
三、验收试验.....	(144)
四、蠕变试验.....	(146)
第二节 锚杆预应力的长期监测.....	(147)
一、影响锚杆预应力变化的因素.....	(148)
二、锚杆预应力长期监测仪器.....	(149)
三、锚杆预应力长期监测要求.....	(151)
主要参考文献.....	(153)

第一章 绪 论

第一节 锚固工程概述

岩土工程所面临的对象是复杂的地质体。这些复杂的地质体在漫长的地质年代里，由于经历了地质构造运动、自然风化和人类活动的作用，其中包含大量诸如层理、节理、断层、软弱夹层、溶沟、溶槽等各种地质缺陷。它们在一定的时间内和一定的条件下，可能处于相对稳定的平衡状态。但如果条件改变，原来的平衡状态就有可能遭到破坏，比如在岩土工程开挖与施工过程中，其原有应力场会重新分布，从而使岩土体发生变形，进而产生坍塌、塌陷、岩崩、滑坡、地面沉降等地质灾害。为预防和治理此类地质灾害，工程上常将一种受拉杆件埋入岩土体，用以调动和提高岩土体的自身强度和自稳能力。这种受拉杆件工程上称为锚杆，它所起的作用就是锚固，应用数学、力学和工程材料等科学知识来解决岩土工程中的锚固设计、计算、施工和监测等方面问题的技术和工艺就称为锚固工程。

为满足不同地质条件、不同岩土性质和不同工况条件下的工程结构的需要，人们研制了各种各样的锚杆，于是衍生出了各种类型的锚固技术和方法。工程上常按如下方法归类：

- (1) 按应用对象划分，有岩石锚杆、土层锚杆；

- (2) 按是否预先施加应力划分, 有预应力锚杆、非预应力锚杆;
- (3) 按锚固机理划分, 有粘结式锚杆、摩擦式锚杆、端头锚固式锚杆和混合式锚杆;
- (4) 按锚固体传力方式划分, 有压力式锚杆、拉力式锚杆和剪力式锚杆;
- (5) 按锚固体形态划分, 有圆柱型锚杆、端部扩大型锚杆和连续球型锚杆。

第二节 锚固工程应用

随着锚固技术的拓宽和发展, 锚固工程几乎遍及土木建筑领域的各个方面, 目前国内外广泛采用锚固技术加固临时和永久性建筑

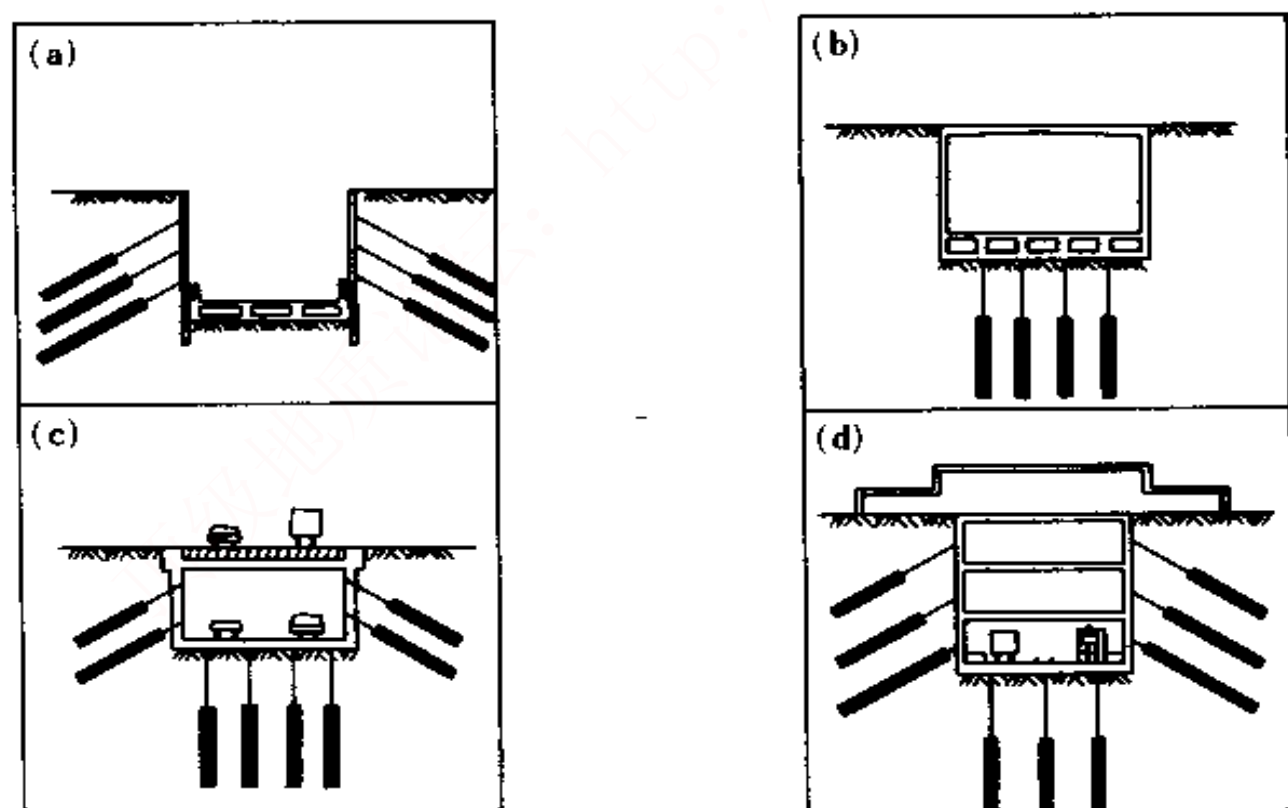


图 1-1 锚固技术在深基础工程中的应用

(a) 深基坑支挡; (b) 地下室抗浮; (c) 地下停车场; (d) 地下铁道或地下街

物结构，且其应用正在日益扩大，概括起来锚固工程主要有以下几个方面的用途：

(1) 深基础和地下结构工程支护 主要用在深基坑支挡〔图 1-1 (a)〕、高层建筑地下室抗浮〔图 1-1 (b)〕、地下结构工程支护与加固，如地下停车场〔图 1-1 (c)〕、地下铁道或地下街〔图 1-1 (d)〕、地下商场、地下工业用厂房等；

(2) 边坡稳固工程 主要有边坡加固〔图 1-2 (a)〕、斜坡挡土〔图 1-2 (b)〕、锚固挡墙〔图 1-2 (c)〕和滑坡防治〔图 1-2 (d)〕；

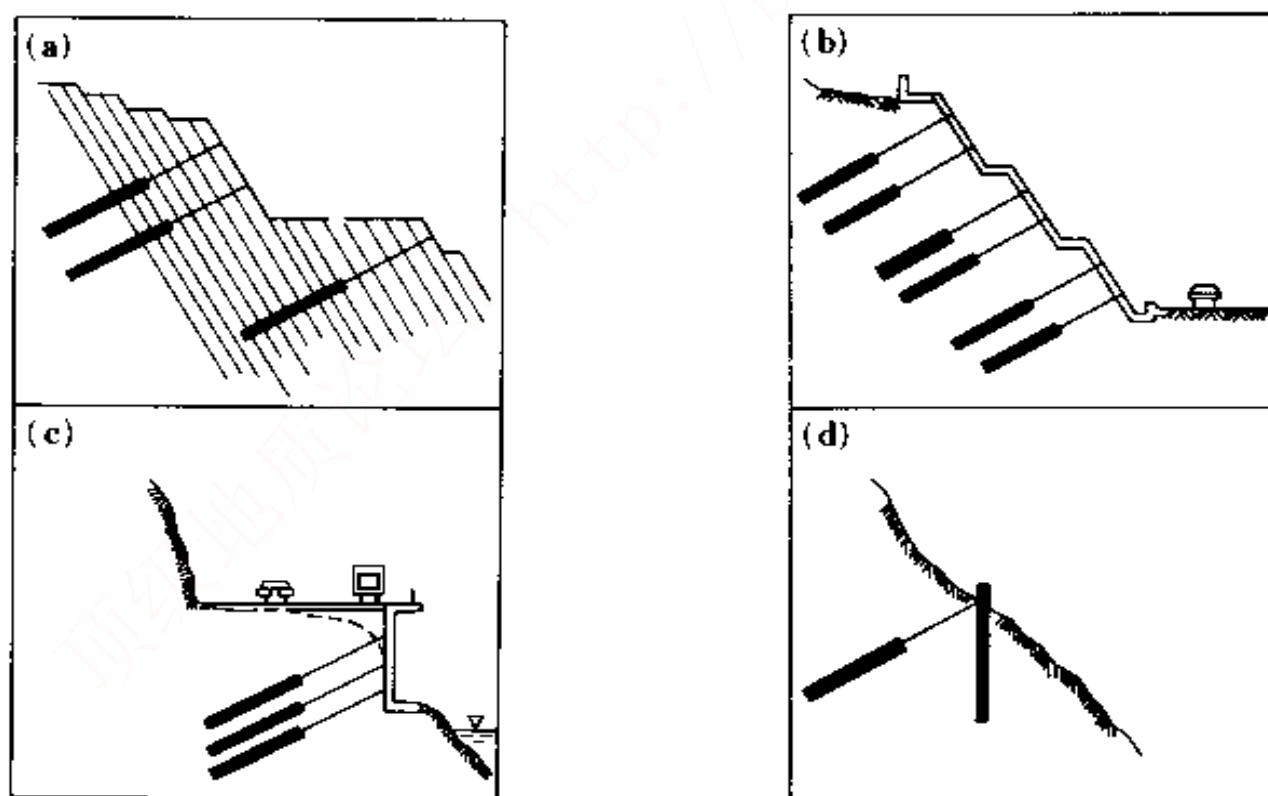


图 1-2 锚固技术在边坡稳定工程中的应用

(a) 边坡加固；(b) 斜坡挡土；(c) 锚固挡墙；(d) 滑坡防治

(3) 结构抗倾覆应用 如防止高塔倾倒〔图 1-3 (a)〕、防止高架桥倾倒〔图 1-3 (b)〕、防止坝体倾倒〔图 1-3 (c)〕、防止挡土墙倾覆〔图 1-3 (d)〕；

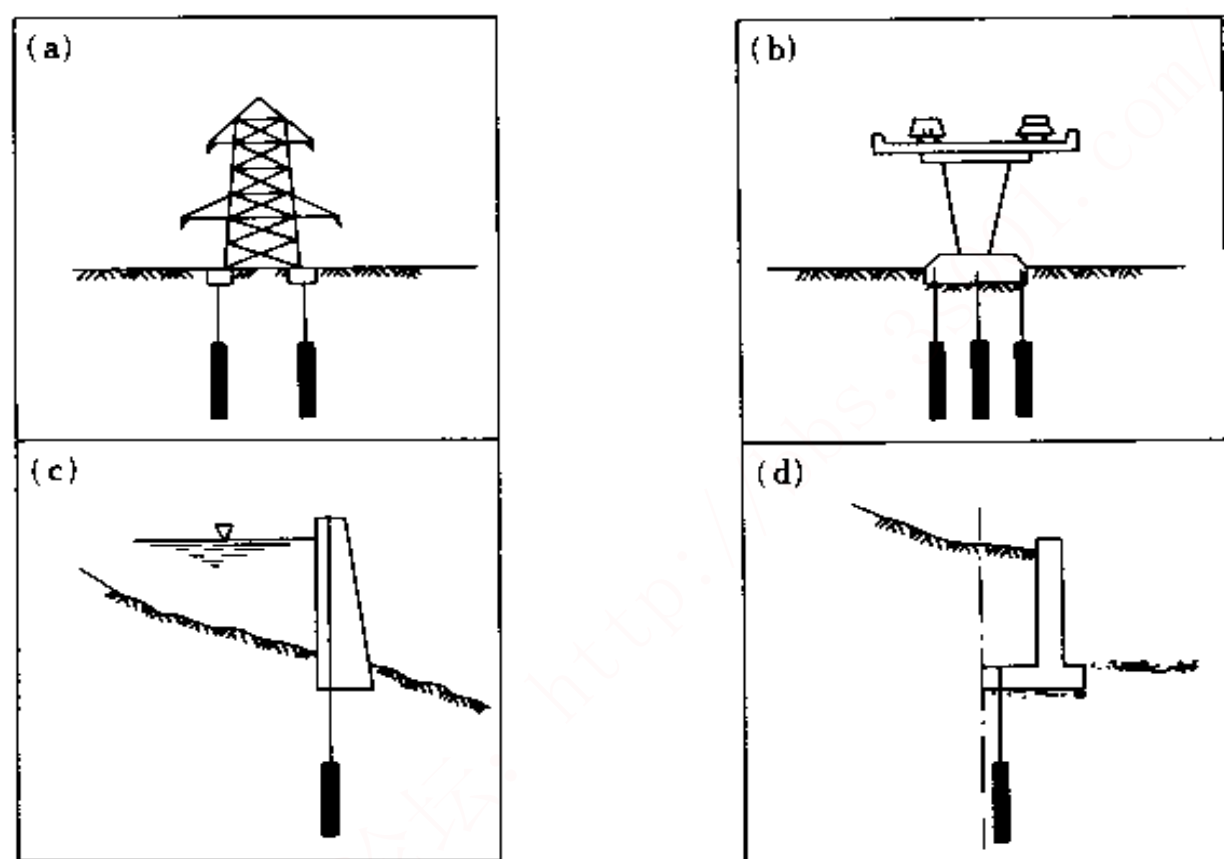


图 1-3 锚固技术在结构抗倾覆工程中的应用

(a) 防止高塔倾倒；(b) 防止高架桥倾倒；(c) 防止坝体倾倒；(d) 防止挡土墙倾覆

(4) 在加压装置中的应用 如桩的静荷载试验装置〔图 1-4 (a)〕、沉箱下沉加重〔图 1-4 (b)〕；

(5) 井巷及隧道工程支护 主要是用来防止隧道（井巷）坍塌〔图 1-5 (a)〕和控制隧道（井、巷）围岩变形〔图 1-5 (b)〕；

(6) 道桥基础加固 如防止桥墩基础滑动〔图 1-6 (a)〕、悬臂桥锚固〔图 1-6 (b)〕、吊桥桥墩锚固〔图 1-6 (c)〕，大跨度拱形结构物稳固〔图 1-6 (d)〕；

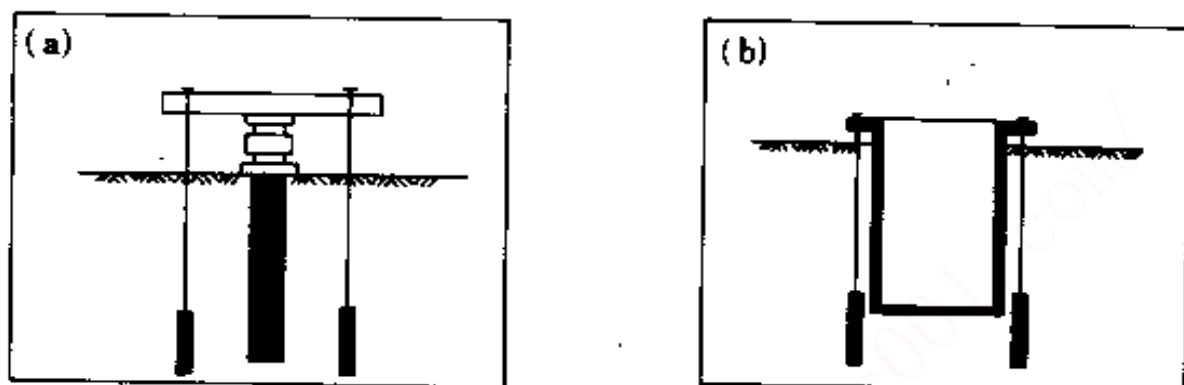


图 1-4 锚固技术在加压装置中的应用

(a) 桩的静荷载试验；(b) 沉箱下沉加重

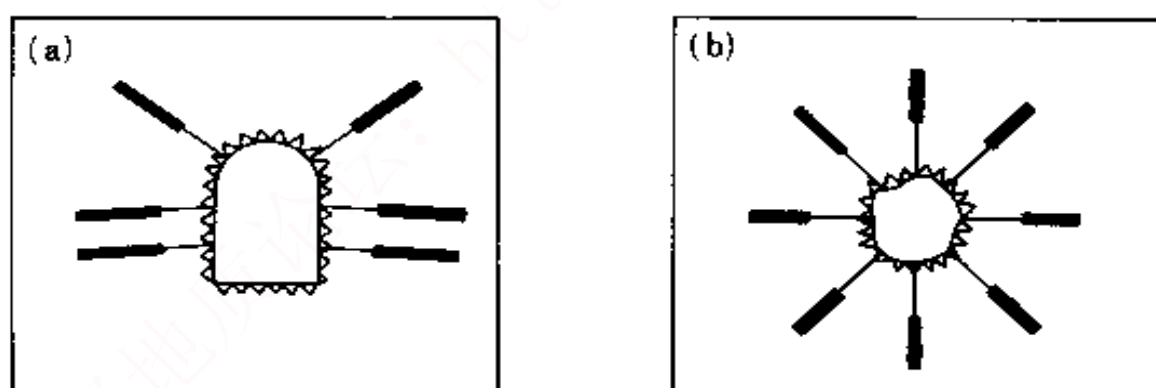


图 1-5 锚固技术在井巷及隧道围岩支护工程中的应用

(a) 防止隧洞塌坍；(b) 控制隧洞（竖井）围岩变形

(7) 现有结构物补强与加固 主要是指利用锚固技术对已产生裂缝、变形和滑移等破坏的现有结构物进行加固治理；

(8) 其他工程方面的应用 如对水坝下游冲击区〔图 1-7 (a)〕和排洪隧洞冲击区实施锚固保护〔图 1-7 (b)〕等。

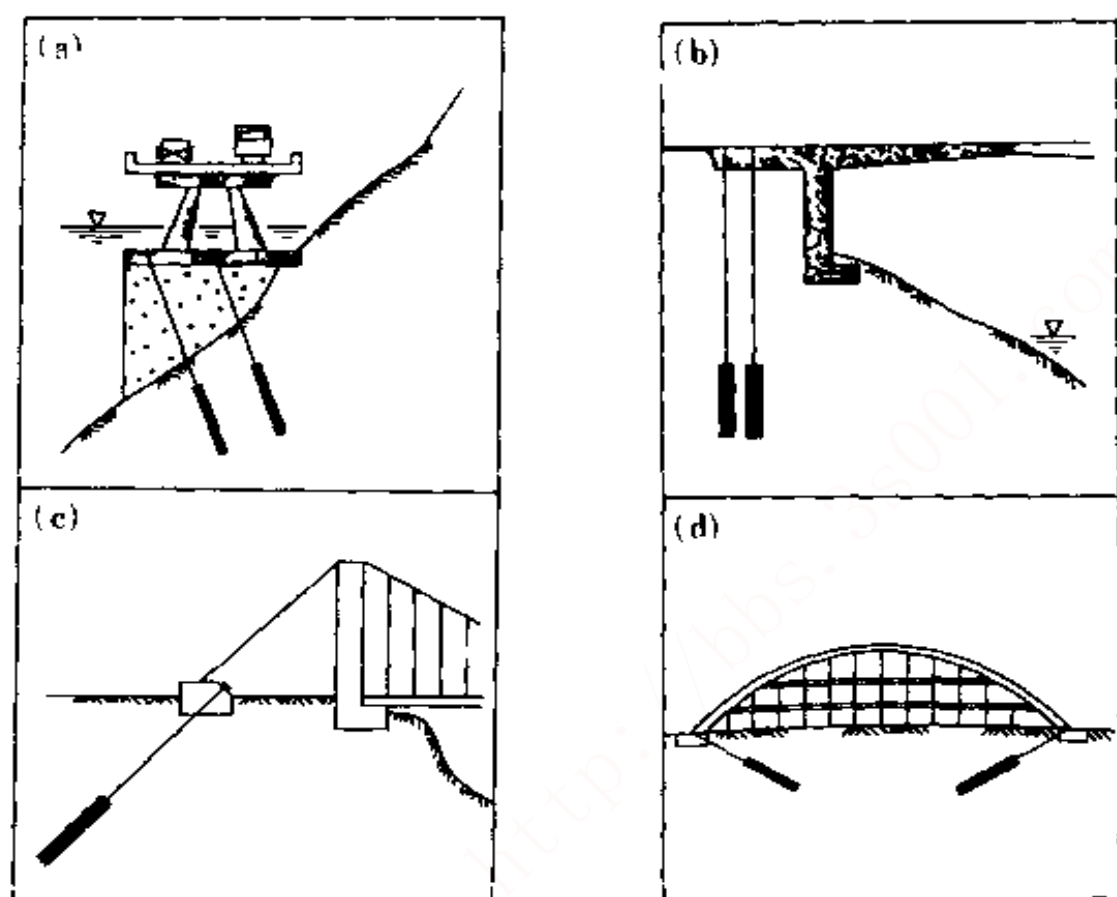


图 1-6 锚固技术在道桥基础加固工程中的应用

(a) 防止桥墩基础滑动；(b) 悬臂桥锚固；(c) 吊桥桥墩锚固；
(d) 大跨度拱形结构物稳定

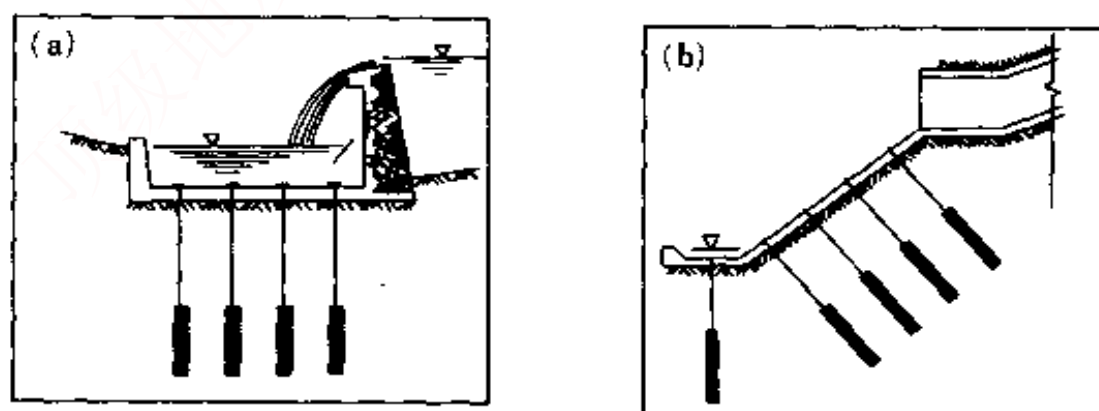


图 1-7 锚固技术在冲击区抗浮与防护工程中的应用

(a) 水坝下游冲击区保护；(b) 排洪隧洞冲击区保护

第三节 锚固工程发展概况

在各种土木建筑工程使用锚固技术距今已有 80 多年的历史。据记载, 美国于 1912 年首先在阿伯施莱辛 (Aberschlesin) 的弗里登斯 (Friedens) 煤矿使用锚杆支护顶板, 1915 年至 1920 年在金属矿山也开始使用锚杆, 并有所发展和推广。从 1934 年阿尔及利亚的舍尔法坝加高工程使用预应力锚杆及 1957 年前西德 Bauer 公司在深基坑中使用土层锚杆至今, 锚固技术在世界各地都得到了广泛应用。与此同时, 锚固技术的理论研究也引起了人们的重视。1952 年路易斯·帕内科 (Louis Panek) 等提出了悬吊作用理论, 雅可比 (Jacobio) 等提出了合成梁作用理论。1955 年由拉布希威兹 (Rabcewicz) 提出, 后由兰氏 (Lang) 等人发展得出拱形压缩带作用理论。后者成为块状岩体围岩隧道锚杆支护机理的经典理论。目前, 国外仅各类岩石锚杆就已达 600 余种, 每年使用的锚杆量达 2.5 亿根。日本土锚的用量逐年成倍增加。德国、奥地利的地下开挖工程, 已把锚杆作为施工的重要手段, 无论硬土层或软土层, 几乎没有不使用锚杆的。

50 年代后期, 我国先后在京西矿务局安淮煤矿、河北龙烟铁矿、湖南湘潭锰矿等单位开始使用楔缝式岩石锚杆支护矿山巷道。进入 60 年代, 普通砂浆锚杆与喷射混凝土支护开始在矿山巷道、铁路隧道和边坡整治等工程中大量应用。1964 年, 梅山水库的坝基加固采用了预应力锚索。70 年代, 北京国际信托大厦等基坑工程采用土层锚杆支护。近十余年来, 随着我国改革开放后工程建设项目不断增加, 岩土锚固技术也得到了突飞猛进的发展。高应力、大变形、大跨度、遇水膨胀等复杂情况下的地下工程建造技术有了新的突破。目前国内规模最大的云南漫湾水电站左岸边坡加固工程, 采用了 2 300 多根 1 000~6 000kN 级预应力锚索, 与锚固洞、锚固桩相结合, 使滑

坡得到了有效的控制。锚杆结构与工艺不断提高，用于水电站坝基稳定的预应力锚索最长达 90m，最大张拉载荷达 6 000kN。新型的锚固施工机具和锚固材料不断出现，如马鞍山矿山研究院等单位研制出了砂浆锚杆钻装机，使锚固成孔、注浆、插杆作业连续进行，速度快、工效高；冶金部建筑研究总院研制的风动型自进式缝管锚杆安装机，重 14.5kg，高 45cm，解决了低矮工作面缝管锚杆的安装问题；冶金部建筑研究总院与广西柳州建筑机械总厂、地质矿产部机械电子研究所与赤峰钻探机械厂，分别联合研制了 YTM87 型和土星-881 型系列全液压多功能钻机。此外，理论研究也取得了一定的进展，国内不少单位采用理论分析、模型试验、现场测试等方法，研究岩土工程锚杆的作用机理、加固效果以及相应的设计计算方法，为复杂地层中的锚杆设计与施工提供理论依据。与此同时，国家和有关部门颁布了相应的锚杆设计与施工规范。所有这些都表明我国岩土锚固技术正稳步向定量化、科学化和规范化方向迈进。

毋庸置疑，锚固技术将以其独特的效应、简便的工艺、广泛的用途、经济的造价在岩土工程中显示出重要的地位。为进一步满足各类岩土锚固工程的需要，锚固技术应着重开展以下几个方面的工作：

(1) 加大力度研制适合我国国情、优质高效、功能齐全的综合配套锚固施工机具，以便满足各种工况条件下的锚固施工需要；

(2) 在完善已有锚杆的同时，继续开发锚杆新品种、新工艺，以提高锚杆在各种岩土介质下的适应性和有效性；

(3) 开展永久性锚固工程中锚杆本身的可靠性和稳定性研究，主要是指锚杆的力学稳定性和化学稳定性。力学稳定性主要研究预应力锚杆的应力损失规律，并提出控制措施，化学稳定性主要研究锚杆的腐蚀性和防腐措施；

(4) 大力研制锚固工程检测仪表，为施工质量控制和工程可靠性检测提供可靠的手段；

(5) 紧密结合工程实际,大胆应用非确定性数学、非线性力学、人工智能等现代科学理论和技术,采用系统和优化的观点开展锚固设计计算和施工方面的理论研究,为工程实践提供可靠的理论依据;

(6) 大力推广现有锚固工程规范,并在实施过程中不断发展和完善,力争做到锚固工程设计与施工规范有序而科学合理。

第二章 岩土工程中常用锚杆及锚固原理

第一节 锚杆的含义

岩土工程中所使用的锚杆是一种安设在岩土层深处的受拉杆件，它的一端与工程构筑物相连，另一端锚固在岩土层中，必要时对其施加预应力，以承受土压力、水压力或风载荷等所产生的拉力，用以有效地承受结构载荷，防止结构变形，从而维护构筑物的稳定。

工程上所指的锚杆，通常是对受拉杆件所处的锚固系统的总称。它包含锚固体（或称内锚头）、拉杆及锚头（或称外锚头）三个基本部分组成，如图 2-1 所示。其各部分的功用如下述。

(1) 锚头 锚头是构筑物与拉杆的连结部分。它的功用是将来自构筑物的力有效地传给拉杆。通常拉杆是沿水平线向下倾斜方向设置，因此与作用在构筑物上的侧向土压力不在同一方向上，为能牢固地将来自结构物的力传给拉杆，一方面必须保证构件本身的材料有足够的强度，相互的构件能紧密固定，另一方面又必须将集中力分散开。为此，锚头由台座、承压板和紧固器等部件组成。在设计时，根据锚固目的，锚头应具有能够补偿张拉、松弛的功能。

(2) 拉杆 锚杆中的拉杆要求位于锚杆装置中的中心线上，其

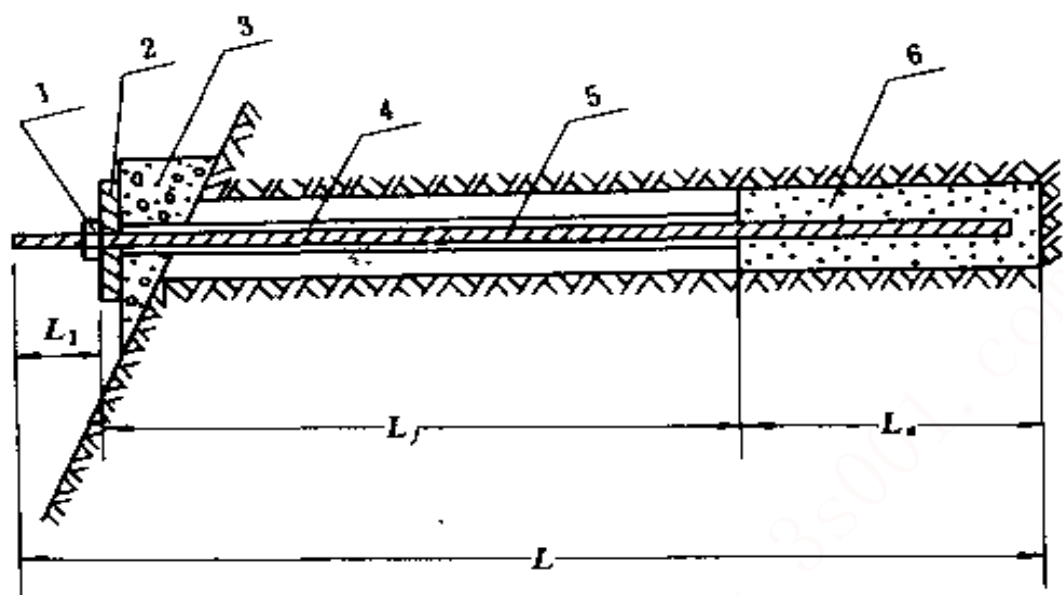


图 2-1 锚杆结构示意图

1—紧固器；2—承压板；3—台座；4—套管；5—拉杆；6—锚固体

作用是将来自锚头的拉力传递给锚固体。由于拉杆通常要承受一定的荷载，所以它一般采用抗拉强度较高的钢材制成。

(3) 锚固体 锚固体在锚杆的尾部，与岩土体紧密相连。它的功用是将来自拉杆的力通过摩阻抵抗力(或支承抵抗力)传递给稳固的地层。在岩土锚固工程中，锚固体的可靠性直接决定着整个锚固工程的可靠程度，因此，锚固体的设计是否合理将是锚杆支护的关键，它关系到锚固工程的成败，而内锚头装置的好坏，不能单纯从接合的破坏原理来判断，更主要的是从锚固装置是否适应该地层来决定。

第二节 锚杆的锚固原理

由于锚杆直接联系的对象是复杂多变的岩土体，加之，锚杆埋在岩土体中，这给锚杆的力学行为及锚固作用原理的观测和研究带来了很大的困难，现有的多数有关锚杆支护作用和效果的试验都是在限定条件下和理想化了的基础上进行的。因此，目前对锚杆锚固

原理了解还不够深入，但以下几种锚固作用机理是得到了工程和理论界的普遍认同的。

一、悬吊作用原理

悬吊作用理论认为，锚杆支护是通过锚杆将软弱、松动、不稳定的岩土体悬吊在深层稳定的岩土体上，以防止其离层滑脱。这种作用在地下结构锚固工程中，表现得尤为突出，如图 2-2 所示。

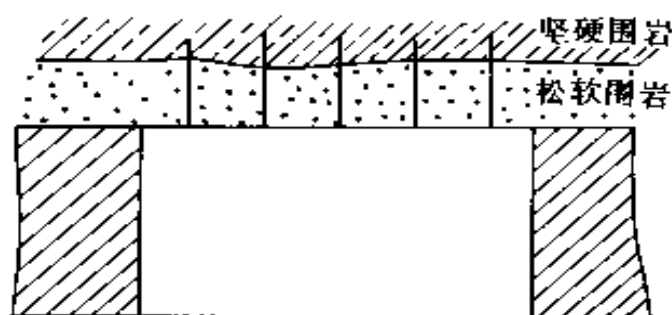


图 2-2 锚杆的悬吊作用

从图 2-2 可以看出，起悬吊作用的锚杆，主要是提供足够的拉力，用以克服滑落岩土体的重力或下滑力，来维持工程稳定。

二、组合梁作用原理

组合梁作用是比较早期提出来的，也是一般公认的支护作用原理之一。这种原理是把薄层状岩体看成一种梁（简支梁或悬臂梁），

在没有锚固时，它们只是简单地叠合在一起。由于层间抗剪力不足，在荷载作用下，单个梁均产生各自的弯曲变形，上下缘分别处于受压和受拉状态〔图 2-3 (a)〕。若用螺栓将它们紧固成组合梁，各

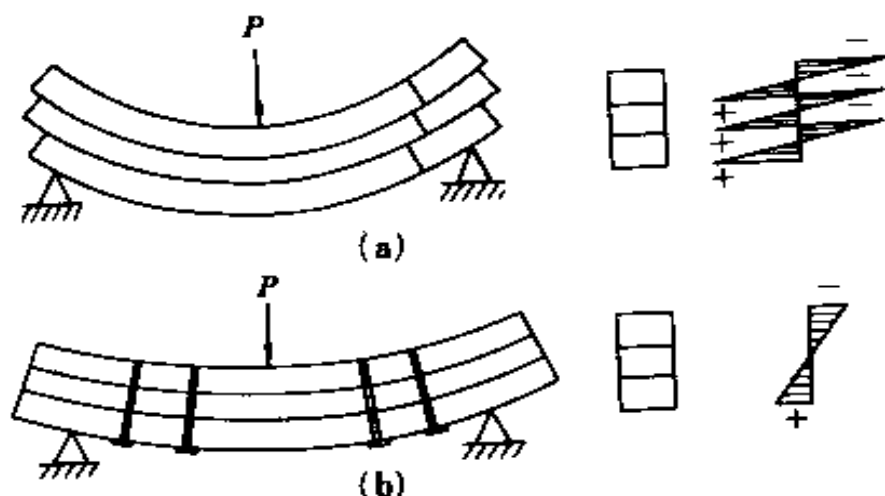


图 2-3 组合梁前后的挠度及应力对比

P—载荷；+—拉应力；—压应力

层板便相互挤压，层间摩擦阻力大为增加，内应力和挠度大为减小，于是增加了组合梁的抗弯强度〔图 2-3 (b)〕。当把锚杆埋入岩土体一定深度，相当于将简单叠合数层梁变成组合梁，从而提高了地层的承载能力。锚杆提供的锚固力愈大，各岩土层间的摩擦阻力愈大，组合梁整体化程度愈高，其强度也愈大。

三、挤压加固作用原理

兰格 (T. A. Lang) 通过光弹试验证实了锚杆的挤压加固作用。当他在弹性体上安装具有预应力的锚杆时，发现在弹性体内便形成以锚杆两头为顶点的锥形体压缩区，若将锚杆以适当间距排列，使相邻锚杆的锥形体压缩区相重叠，便形成一定厚度的连续压缩带 (图 2-4)。

为说明锚杆对破碎地层的支护作用，国外澳大利亚雪山地下工程、国内冶金建筑研究院等单位曾分别先后用碎石、混凝土碎块作材料模拟破碎地层，然后锚杆加固，结果发现加固后的模型承压能力大大提高。这就说明，通过锚杆的加固，即使毫无粘结力的碎石也能被加固成能承受相当大荷载的整体“结构”。工程上

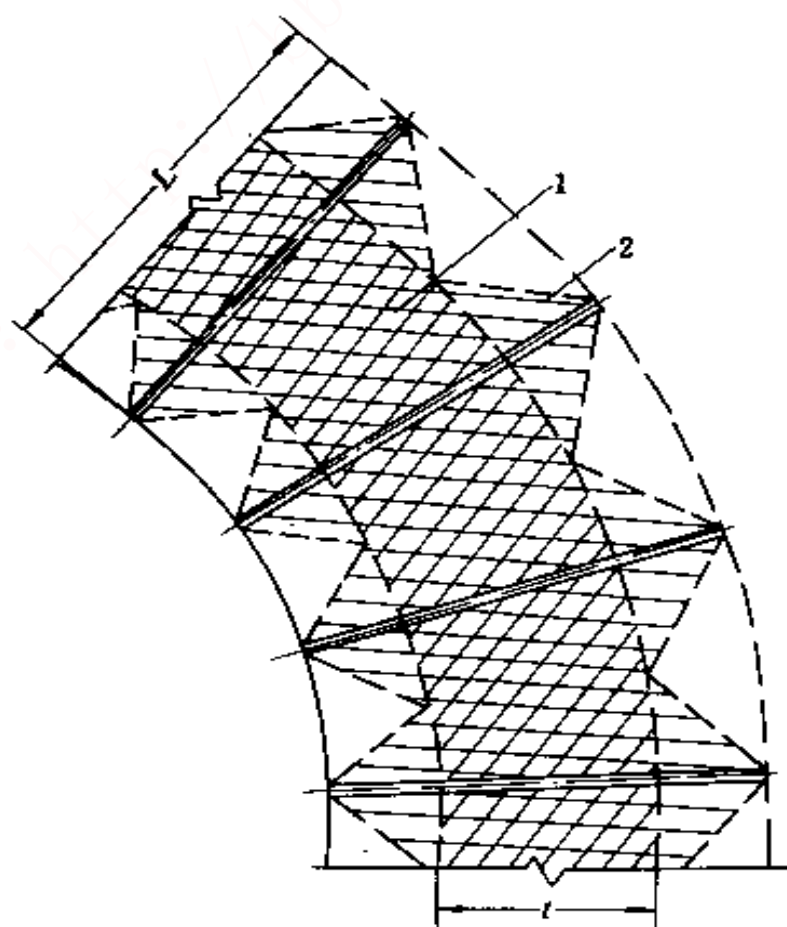


图 2-4 连续压缩带的形成

1—连续压缩带；2—锥形体压缩区

称这种现象为挤压加固作用。

上述锚杆的锚固作用原理在实际工程中并非孤立存在，往往是几种作用同时存在并综合作用，只不过在不同地质条件下某种作用占主导地位罢了。

第三节 岩土锚杆种类及其特点

前面第一节已提到划分岩土锚杆种类的方法较多，但目前国内外工程上多按锚固长度分类、按锚固方式分型。现有锚杆按锚固长度可划分为两大类，即集中（端头）锚固类锚杆和全长锚固类锚杆。锚固装置或杆体只有一部分和锚孔壁接触的锚杆，称为集中类锚杆；锚固装置或杆体全部和锚孔壁接触的锚杆，称之为全长类锚杆。上述两类锚杆分别按锚固方式又可分为两种型式，即机械锚固型和粘结锚固型。锚固装置或杆体直接和孔壁接触，以摩擦阻力为主起锚固作用的锚杆，称之为机械型锚杆。杆体部分或全长利用胶结材料把杆体和锚固孔孔壁粘结住，以粘结力为主起锚固作用的锚杆，称之为粘结型锚杆。

施工单位和厂商，一般以锚杆的某种主要材料和锚杆的外部形状给锚杆命名，如管缝锚杆是以锚杆的外形命名的，树脂锚杆是以树脂材料命名的。

按以上分类方法常用锚杆的种类如图 2-5 所示。

上述各种类型锚杆都是为满足一定工程要求而开发出来的。对于较复杂的锚固工程，工程中往往设计出混合式的锚杆，它同时具有多种功能。但其锚固机理只不过是各个单一类型锚杆的锚固机理的综合，因此只要了解常用的基本类型锚杆的锚固特点和性能，就可以触类旁通地了解岩土锚杆性能特点及锚固机理的全貌。表 2-1 列出了几种最常用的锚杆类型以及它们的性能特点，供读者在实际工作时设计、选型或开发研制时参考。



图 2-5 常用锚杆的种类

第四节 常用锚杆的锚固力

锚杆的锚固力是指锚杆的锚固体与岩土体紧密结合后抵抗外拉力的能力，或称抗拔力。锚杆的锚固力除了跟锚固体与孔壁的粘结力、摩擦角、挤压力等因素有关外，还与地层岩土的结构、强度、应力状态和含水情况以及锚固体的强度、外形、补偿能力和耐腐蚀能力有关。下面就几种常用锚杆的锚固力分析计算方法作简单的介绍。

一、粘结型锚杆

对于粘结型锚杆，有时为了提高锚杆的锚固能力，通常使锚杆

表 2-1 岩土工程

类型	结 构 特 点
楔 缝 式	<div data-bbox="288 533 1066 752" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1098 461 1442 786">杆径 22~25mm, 长度不超过 3m 为宜。楔缝长 140mm, 锥度 7°。钻孔孔径与锚杆直径的差值不大于 5~7mm; 孔深比杆长浅 100~150mm</p> <p data-bbox="272 819 1038 864">1—楔子; 2—杆体; 3—托板; 4—垫圈; 5—螺母</p>
水 泥 砂 浆	<div data-bbox="300 1014 1034 1227" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1098 913 1442 1384">用水泥砂浆将整根杆体胶结在钻孔中起全长锚固作用。要求钻孔孔径比锚杆直径大 15mm 以上; 砂浆标号 200 号以上, 配比为水泥: 砂: 水 = 1: 1~2: 0.38~0.45 (重量比), 稠度约 10cm</p> <p data-bbox="272 1312 1050 1402">1—水泥砂浆; 2—杆体; 3—托板; 4—垫圈 (有时可省去); 5—螺母 (有时省去)</p>
倒 楔 式	<div data-bbox="284 1518 1066 1727" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1098 1485 1442 1619">上楔被铸造在杆体上端, 坡度小于 5°, 适于钻孔 $\phi 40 \sim 46\text{mm}$</p> <p data-bbox="272 1765 1050 1854">1—上楔; 2—下楔; 3—杆体; 4—托板; 5—垫圈; 6—螺母</p>

常用锚杆简介

安 装	适用岩层及锚固力	优 缺 点
<p>将锚杆放入钻孔，用凿岩机套入卡套冲击，或用手锤锤打，使顶楔胀紧，最后套上托板并拧紧螺母</p>	<p>$f=3\sim 10$ 岩层 锚固力 70kN，最大 110kN</p>	<p>优点：制作简单，有预拉力，可及时受载 缺点：对孔径和孔深要求严格；人工拧螺母时劳动强度大；抗爆破能力差；价格较贵</p>
<p>可先注浆后插入杆体或反之。无预应力的砂浆锚杆应及时紧跟工作面施工才能起到好的支护效果</p>	<p>适用各类岩层。锚固力一般可达 80~100kN（施工数天后）</p>	<p>优点：对岩层的适用性很强；阻止围岩移动和变形的能力强；防锈；价廉；可作永久支护 缺点：施工繁杂；工人劳动条件差；施工后不能立即承载，一般要两天后才能达到足够的锚固力；注浆质量不便检查</p>
<p>绑好下楔后将锚杆送入孔底，用铁棍或管子顶住下楔并用大锤或凿岩机冲击下楔，使上下楔相对错开而楔紧，再上托板并拧紧螺母</p>	<p>国内 I~II 类岩石。锚固力 50kN 左右，最大 80kN</p>	<p>优点：制作简单，及时受载 缺点：对孔深要求严；安装下楔有时错位；抗爆破抗震能力欠佳；人工安装劳动强度大</p>

续表 2-1

类型	结 构 特 点
管 缝 式	<div data-bbox="316 577 1029 750" data-label="Image"> </div> <p>1—挡环；2—托板；3 管体（杆体）</p> <p>管体沿纵向开了一条长缝，挡环焊牢在管体外壁。管体常用 16Mn 或 20Mn 硅钢材，壁厚 2~2.5mm（A₃ 钢则厚 2.5~3.5mm），要求钻孔孔径比管径小 2mm 左右，孔深大于管长。这种锚杆靠管体全长紧压孔壁而达到锚固目的，长度 1.5~1.8m 为宜</p>
楔 管 式	<div data-bbox="284 1153 1061 1377" data-label="Image"> </div> <p>1—上楔；2—下楔；3—变径管；4—托板；5—挡环；6—直缝（上楔焊牢在管内壁，挡环焊牢在管外壁）</p> <p>综合了楔式点锚杆和管缝式锚杆的优点，长度可达 3~6m</p>
胀 管 式	<div data-bbox="359 1601 981 1892" data-label="Image"> </div> <p>1—顶端密封套；2—异形管；3—尾端密封套；4—高压水注入孔；5 托板</p> <p>为一异形断面的无缝钢管，两端密封，借助于高压水将异形钢管膨胀并贴紧孔壁而锚固岩石</p>

安 装	适用岩层及锚固力	优 缺 点
<p>将托板套在管体上，用凿岩机通过连结器将锚杆推入孔中，直至托板紧压岩面</p>	<p>适用于国内 I ~ III 类乃至 IV 类岩层。全长锚固力约 30~60kN</p>	<p>优点：安装简便，耗时 1~2min；对孔深无严格要求，超深即可；对岩石表面层的加固能力强；锚固力不受爆破震动、围岩移动及时间的影响，有让压性</p> <p>缺点：对钻孔孔径要求很严格；管壁薄，易锈蚀，不宜作永久支护；价格较贵</p>
<p>1. 套上托板后，将上半段自由地放入钻孔中，再用凿岩机（套接头）将下半段推入岩孔中直至托板压紧。</p> <p>2. 用一根长的钢钎通入管中反复冲击下楔，以楔紧顶锚锚头预拉力</p>	<p>$f > 2$ 岩层。顶锚力 120kN，缝管段锚固力约 50kN</p>	<p>优点：安装简便，耗时 1~2min，安装质量易检查，对表层加固能力强，抗爆抗震；对岩层适用性广；有让压性</p> <p>缺点：成本稍高，管壁薄易锈蚀，不宜作永久支护</p>
<p>套上托板后将管体放入岩孔接上接头和高压水泵并注入高压水（30MPa），使异形管胀大紧贴孔壁</p>	<p>适用于各类岩层抗断力 100kN（在不超过抗断力前提下，摩擦锚固力可达 100~200kN/m）</p>	<p>优点：安装方便迅速，耗时 1~2min；及时受载；对孔径、孔深无特殊要求；抗爆抗震性好</p> <p>缺点：价格太贵；安装需专用泵及其接头；搬运必须特别小心；管壁薄，易锈蚀，不宜作永久支护</p>

端部孔直径大于锚孔直径，形成端部扩大型锚杆（图 2-6），其锚固力的一般表达式为：

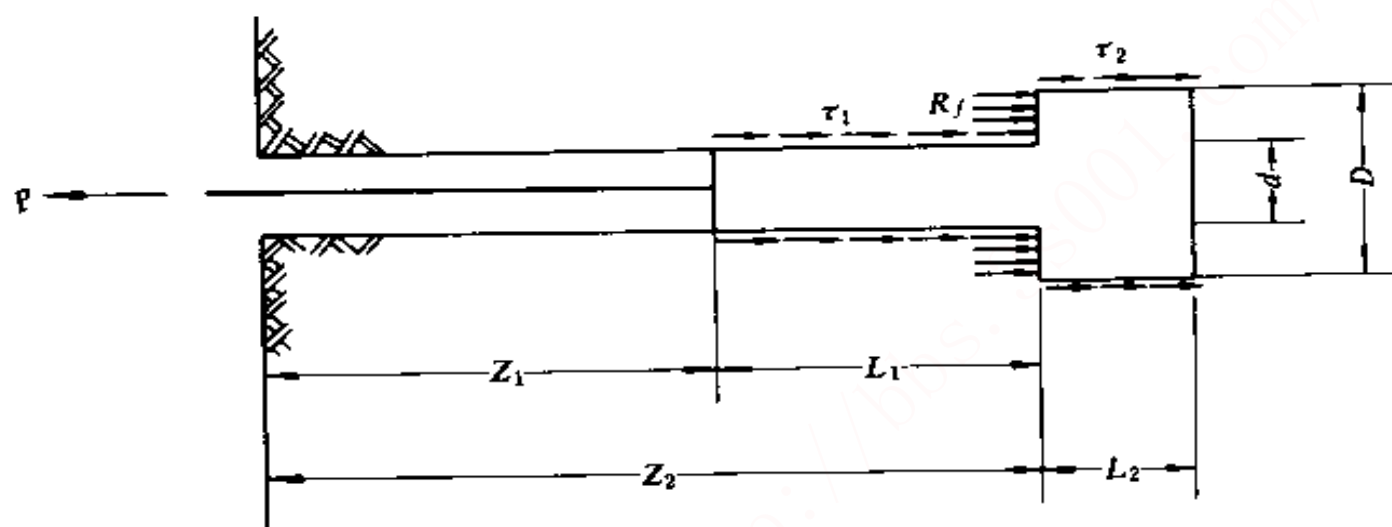


图 2-6 端部扩大头型锚杆锚固力计算示意图

$$P = \pi d \int_{Z_1}^{Z_1+L_1} \tau_1 \cdot dL + \pi D \int_{Z_2}^{Z_2+L_2} \tau_2 \cdot dL + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \cdot R_f \quad (2-1)$$

式中： P ——锚杆锚固力； R_f ——锚杆扩大头肩部土体单位面积支撑阻力； D 、 d ——分别为扩大头与锚固孔直径； L_1 、 L_2 ——分别为锚固体的非扩大头部分和扩大头部分长度； Z_1 、 Z_2 ——分别为锚固体非扩大头部分顶部和扩大头部分顶部距地表深度； τ_1 、 τ_2 分别为非扩大头与扩大头部分锚固体与土层间的抗剪强度，它与粘结材料性质、土层性质和应力状态以及施工工艺等因素有关，通常可看成为锚固体与土层间粘结力 C 、内摩擦角 φ 以及正压力 σ 的函数。

圆柱型锚杆可看成端部扩大型锚杆 $D=d$ 时的特殊，其锚固力

仍可由 (2-1) 式导得, 只是没有式中第二项。

二、楔缝式锚杆

楔缝式锚杆 (表 2-1) 的锚固力是从岩石的反力同岩石对锚杆材料的摩擦系数之积决定, 如果把摩擦系数作为定数, 如何增大岩石的反力就成为主要问题。关于这个问题已有理论公式和实验公式, 为了参考, 现介绍 Б. И. 斯特雷金 (Б. И. Стрыгин) 的理论公式。

前苏联学者 Б. И. 斯特雷金根据楔缝锚杆的工作原理从理论上导出了楔缝式锚杆楔锁承载力计算公式:

$$P = \frac{\pi}{135} D_w l_p R_c t \cdot \left(1 - \frac{D_c - D_w + b}{C_p}\right) \cdot (f_n + \operatorname{tg} \alpha) \quad (2-2)$$

式中: D_w ——锚杆的直径, 如图 2-7, 下同; l_p ——楔子的有效长度; R_c ——岩石的抗压强度; t ——锚杆与岩石接触角的 $1/2$; D_c ——锚固孔直径; C_p ——楔子的有效厚度; b ——锚杆切缝的宽度; f_n ——锚杆材料对岩石的摩擦系数; α ——楔子角度的 $1/2$ 。

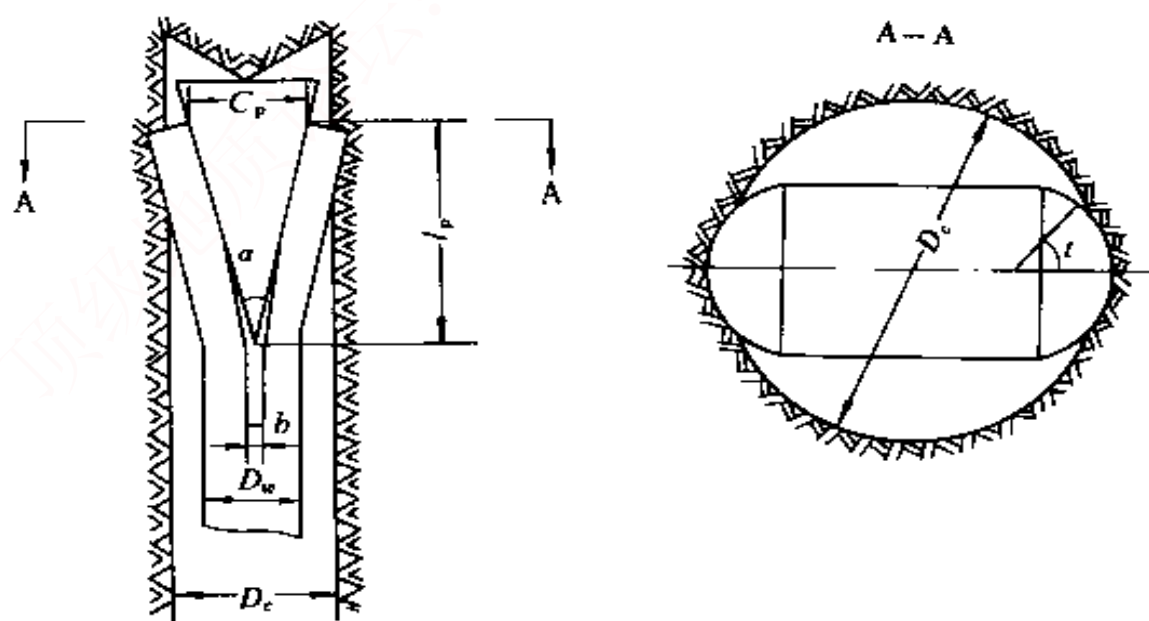


图 2-7 楔缝式锚杆锚固力计算图

三、涨壳式锚杆

这种型式锚杆是通过把带有楔梢的插头或是锥形螺母放入锚杆头部的涨壳内,使涨壳向外扩张,压紧岩层而产生锚固力,如表2-1。涨壳式锚杆锚固力的理论计算公式由 R. 斯蒂芬科 (R. Stefanko) 给出如下:

无表面摩擦时,

$$P = \frac{NnldC_0\{\lg(\beta + \alpha) + \lg(\beta - \alpha)\}\lg(\theta + \phi_1)\{\exp[2(\beta - \alpha)\lg\phi] - 1\}}{2\sin\phi\{1 + \lg(\beta + \alpha)\lg(\theta + \phi_1)\}} \quad (2-3)$$

有表面摩擦时,

$$P = \frac{NnldC_0\{\lg(\beta + \alpha) + \lg(\beta - \alpha)\} \cdot \{1 - \lg(\beta - \alpha)\lg(\theta + \phi_1)\}}{2\sin\phi\{1 + \lg(\theta + \phi_1) + \lg(\beta + \alpha)[\lg(\theta + \phi_1) - 1]\}} \cdot \{\exp[2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \beta - \alpha)\lg\phi] - 1\} \quad (2-4)$$

式中: P ——锚杆的锚固力; N ——涨壳的瓣数; n ——涨壳上的锯齿数; l ——锯齿的平均长度; d ——楔进深度; C_0 ——岩石的单轴抗压强度; β ——锯齿的半角, 弧度, $-10^\circ < \alpha < 10^\circ$; θ ——插头楔梢的半角, 弧度; ϕ_1 ——插头与涨壳之间的摩擦系数的反正切, 弧度; ϕ ——岩石内部的摩擦角, 弧度。

四、缝管式锚杆

缝管式锚杆的锚固力与锚杆的材质、构造尺寸、围岩条件、钻孔和锚管之径差和锚固长度等因素有关,其值可由温氏计算公式确定。

$$P = \frac{\pi}{1000} K \cdot \delta \cdot f \cdot M \cdot D \cdot L \quad (2-5)$$

式中: P ——锚杆锚固力; K ——围岩弹性抗力系数; δ ——压向围岩的变形量; M ——钻孔的弯曲率; f ——锚杆与孔壁的接触摩擦系数; D ——锚杆安装前的直径; L ——锚杆有效长度。

由于决定锚杆锚固力的因素复杂多变,往往同一种锚杆在不同

地层或不同锚杆在同一地层的锚固力都不相同,所以在实际工程中,锚杆的锚固力(或拉拔力)最好由现场拉拔力试验确定。

第三章 锚固工程设计计算

第一节 锚固工程设计的一般原则和方法

对于拟采用锚杆支护的岩土工程项目，在规划阶段应作技术经济分析，充分研究锚杆加固的安全性、经济性和施工的可行性。安全性包括锚固工程本身的可靠度、锚固对被支护构筑物及其邻近建筑物的危害性以及施工过程中的安全性。

锚固工程在设计前，应认真调查与工程有关的地形地貌、场地的工程水文地质条件、周围已有的建筑物、地下埋设物及障碍物、道路交通、气象和地震等情况，并进行必要的工程地质钻探及有关岩土物理力学性能试验，提供锚固工程范围内岩土性状、抗剪强度、水的浸蚀性等物理力学及化学性能参数。对于土层，则还应掌握标准贯入值、颗粒级配、含水量和塑限等指标。同时在深入分析上述调查研究资料的基础上，对所加固的工程的失稳类型、滑裂面位置和破坏范围、作用于构筑物上的荷载形式和大小应有较全面的了解。

锚杆按服务期限可分为临时性锚杆和永久性锚杆。使用期限在2年以内的，可按临时性锚杆设计，使用期限超过2年的，应按永久性锚杆设计。设计永久性锚杆时，必须先进行基本试验，并避免锚固段设置在未经处理的下列土层：

(1) 有机质上层 因为有机质土会引起锚固体腐蚀破坏。

(2) 液限 $W_L > 50\%$ 的高塑性上层 土层的高塑性会引起明显的徐变, 从而导致锚固力的损失或丧失。

(3) 相对密度 $D_r < 0.3$ 的松散地层 此类地层单位面积上的摩阻力极低, 难以达到工程所需的锚固力。

锚杆设计包括确定外载类型和大小, 决定锚杆布局 and 安设角度, 设计锚杆和锚固体的类型和尺寸大小, 验算锚杆稳定性和设计锚头等主要内容。其设计流程如图 3-1 所示。

第二节 岩土边坡锚固工程设计与计算

一、岩土边坡工程勘察

边坡按成因可分自然边坡和人工边坡; 按构成边坡体的介质可分为土质边坡和岩石边坡; 按坡高可分为低边坡 (土坡 $< 5\text{m}$, 岩坡 $< 8\text{m}$)、中高边坡 (土坡 $5 \sim 10\text{m}$, 岩坡 $8 \sim 15\text{m}$)、高边坡 (土坡 $10 \sim 15\text{m}$, 岩坡 $15 \sim 30\text{m}$)、超高边坡 (土坡 $> 15\text{m}$, 岩坡 $> 30\text{m}$); 按坡度可分为缓坡 ($< 15^\circ$)、中等坡 ($15^\circ \sim 30^\circ$)、陡坡 ($30^\circ \sim 60^\circ$)、急坡 ($60^\circ \sim 90^\circ$)、反向坡 ($> 90^\circ$); 按稳定性可分为稳定边坡、不稳定或临界稳定边坡、已失稳边坡。

岩土边坡的破坏形式通常有平面型破坏、圆弧型破坏、倾倒型破坏和楔型破坏。后两种破坏形式多发生于岩质边坡中。

影响岩土边坡稳定性的因素很多, 主要有岩土性质、岩体结构、水的作用、风化作用、地震、地应力、地形地貌和人为因素。为了准确地确定出边坡稳定性最主要和最直接的影响因素, 以便对边坡进行有效地维护或加固治理, 通常要对边坡进行必要的工程地质勘察。

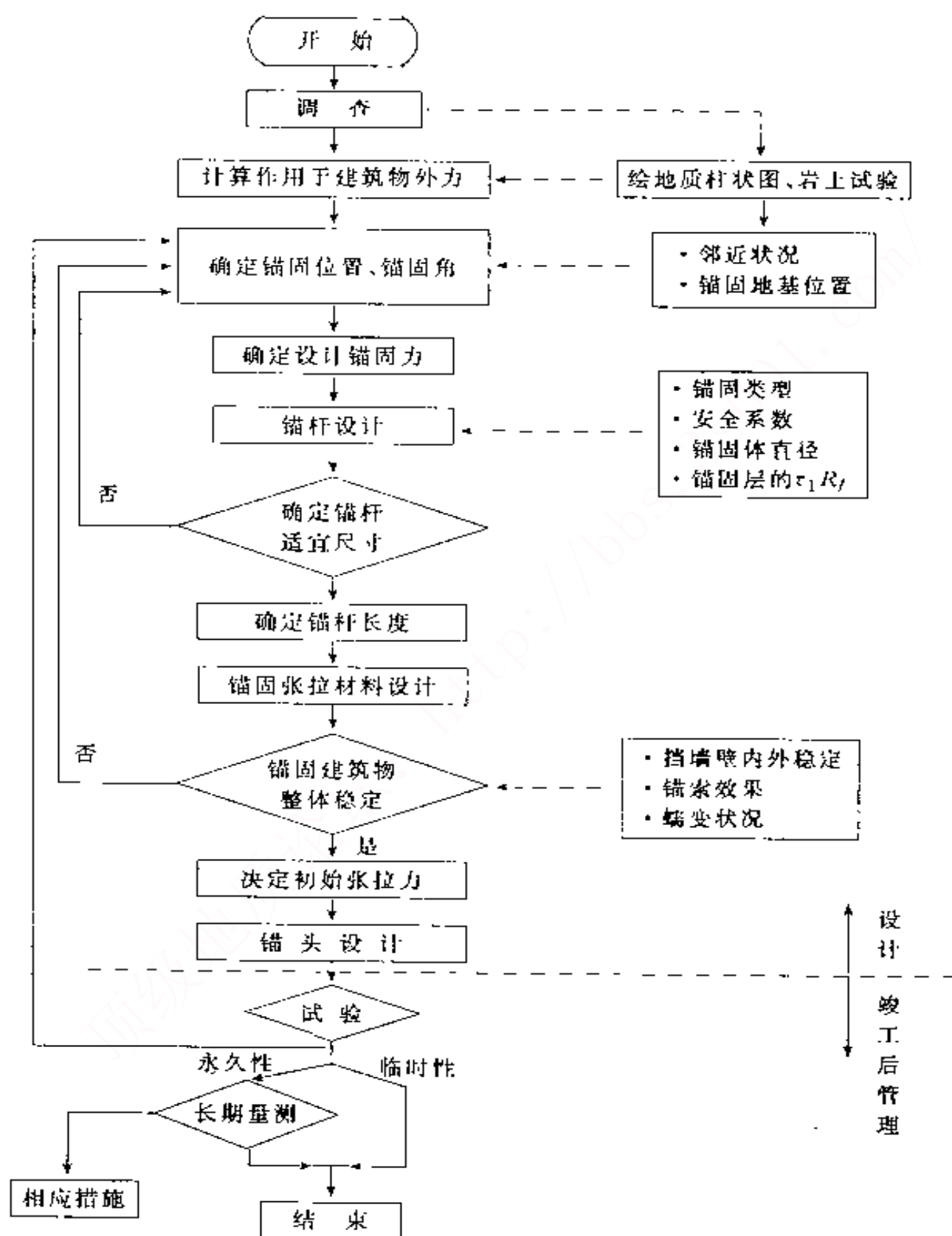


图3-1 锚杆设计流程图

工程勘察的目的主要是通过工程地质测绘、必要的钻探和试验查明边坡的工程地质条件，提出边坡稳定性计算参数，分析边坡稳定性，确定出边坡可能的破坏形式，并同时提出潜在不稳定边坡的整治与加固措施和监测方案。为此勘察阶段应查明下列问题：

(1) 边坡的地貌形态、发育阶段和微地貌特征。当存在滑坡、崩塌、泥石流等不良地质现象时，应查明其范围和性质。

(2) 构成边坡岩土层的种类、成因、性质和分布。有软弱夹层时，应查明其性状和分布，在覆盖层地区，应查明其厚度及下伏基岩形态和性质。

(3) 对岩质边坡需查明结构面的类型、产状、间距、延伸性、张开度、粗糙度、充填及胶结情况、组合关系和主要结构面产状与坡面的关系等。对有裂隙的土质需查明裂隙的性状。

(4) 地下水的类型、水位、水量、水压、水力坡降、补给和动态变化。

(5) 岩石风化程度、地区气象条件和地震烈度等因素对边坡稳定性的影响。

(6) 岩土的物理力学性质和软弱结构面的抗剪强度。

二、边坡稳定性分析和加固力计算

(一) 边坡稳定性许用安全系数值

边坡许用安全系数值 $[F_s]$ 是指边坡允许的最小安全系数值。其值大小直接关系到边坡工程的安全性和经济性，所以合理地取用 $[F_s]$ 是边坡锚固工程设计需首先解决的问题。 $[F_s]$ 可采用工程类比方法或参照有关规范确定。下面介绍有关规范的推荐值。

(1) 《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)规定：①新设计的边坡，对一级边坡工程 $[F_s]=1.3\sim1.5$ ，二级边坡工程 $[F_s]=1.15\sim1.30$ ，三级边坡工程 $[F_s]=1.05\sim1.15$ ；②验算已有边坡的稳定性时， $[F_s]$ 可采用 $1.10\sim1.25$ ，当需对边坡加荷、增大坡角或开挖

坡脚时，应按新设计的边坡选用 $[F_s]$ 值。

(2) 《建筑物地基基础设计规范》(GBJ7-89) 规定：滑坡推力安全系数应根据滑坡现状及其对工程的影响等因素确定，对一级建筑物取 1.25，二级建筑物取 1.15，三级建筑物取 1.05。

(3) 《上海市地基基础设计规范》规定：当用总应力法确定土体抗剪强度，并用固结快剪峰值指标时，用简单条分法（瑞典法）计算边坡稳定安全系数，对于一般构筑物进行复核算时， $[F_s]$ 可选用 1.25，进行设计时用 1.30；对于重要构筑物， $[F_s]$ 可相应提高 10%。

(二) 平面剪切破坏边坡稳定性分析及加固力计算

边坡平面型破坏多出现在岩质边坡中，分坡顶（面）有张拉裂缝和无张拉裂缝两种情况。但大多数平面破坏边坡在破坏前坡顶都会出现不同程度的张拉裂缝（图 3-2）。导致边坡发生平面破坏的前提是：有一组边坡脚软弱结构面，走向与坡面走向近似，其倾角小于边坡倾角但大于结构弱面摩擦角。

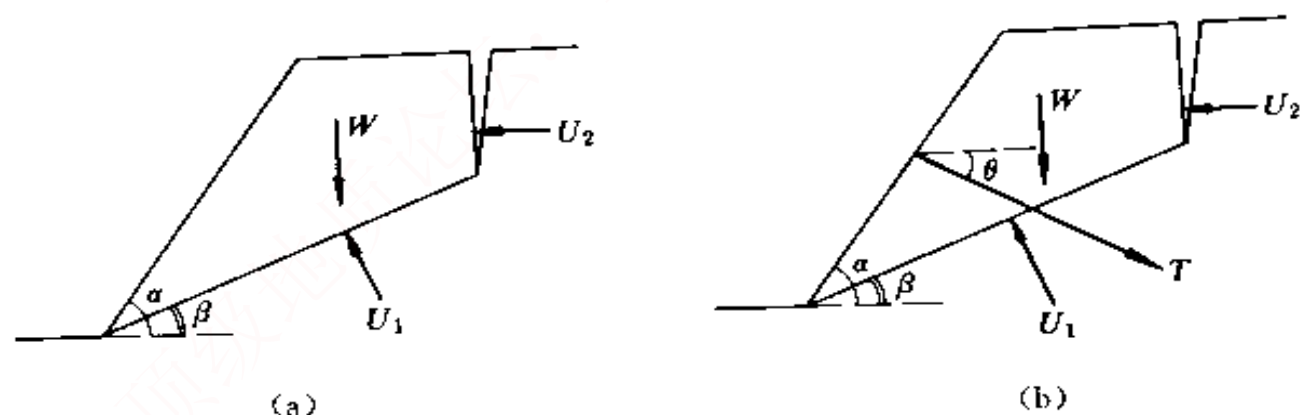


图 3-2 边坡平面破坏受力分析图

依图 3-2 (a)，沿边坡走向取单位宽度，根据极限平衡原理，平面破坏边坡安全系数计算式为：

$$F_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{下滑力}} = \frac{CL + [W \cos \beta - U_1 - U_2 \sin \beta] \tan \varphi}{W \sin \beta + U_2 \cos \beta} \quad (3.1)$$

式中： F_s ——边坡的安全系数值； C ——滑动面粘聚力； φ ——滑动面摩擦角； W ——滑块自重； L ——滑动面长度； U_1 ——作用在滑块底面上的水浮托力； U_2 ——张拉裂缝中的水压力； α ——边坡坡角； β ——滑动面倾角。

对于经验算不稳定的边坡，假如对滑块施加一加固力 T [图 3-2(b)]，则可得加固后边坡的安全系数计算公式为：

$$F_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{下滑力}} = \frac{CL + [W\cos\beta - U_1 - U_2\sin\beta + T\sin(\beta + \delta)]\text{tg}\varphi}{W\sin\beta + U_2\cos\beta - T \cdot \cos(\beta + \delta)} \quad (3-2)$$

式中： T ——作用于边坡滑体上的加固力； δ ——锚杆与水平面夹角。

由式 (3-2) 可求得使边坡稳定性安全系数达到许用值 $[F_s]$ 时所需施加的锚固力计算公式：

$$T = \frac{W(\sin\beta \cdot [F_s] - \cos\beta\text{tg}\varphi) + U_1\text{tg}\varphi + U_2(\cos\beta[F_s] + \sin\beta\text{tg}\varphi) - CL}{\cos(\beta + \delta)[F_s] + \sin(\beta + \delta)\text{tg}\varphi} \quad (3-3)$$

公式符号意义同上。

(三) 多滑块平面剪切破坏边坡稳定性分析及加固力计算

多滑块平面破坏模式中最常见的是双滑块破坏模式。这种破坏模式是岩质边坡或下伏有折线形状基岩土坡中比较常见的。图 3-3 给出了双滑块破坏边坡受力分析图。如不考虑所施加的加固力 T ，采用余推力法，假定主动滑块处于极限平衡状态，则可求得边坡安全系数为：

$$F_s = \frac{\text{被动滑块抗滑力}}{\text{被动滑块下滑力}} = \frac{C_1L_1 + [W_1 \cdot \cos\beta_1 + P\sin(\beta_2 - \beta_1) - U_1] \cdot \text{tg}\varphi_1}{W_1 \cdot \sin\beta_1 + P\cos(\beta_2 - \beta_1)} \quad (3-4)$$

式中： $P = W_2 \cdot (\sin\beta_2 - \cos\beta_2 \cdot \text{tg}\varphi_2) + U_2\text{tg}\varphi_2 - C_2L_2$ ； W_1 、 W_2 ——

分别为滑块 1 和滑块 2 的自重； U_1 、 U_2 ——分别为滑块 1 和滑块 2 的水压力； C_1 、 C_2 ——分别为滑块 1 和滑块 2 的粘聚力； φ_1 、 φ_2 ——分别为滑块 1 和滑块 2 的摩擦角； L_1 、 L_2 ——分别为滑块 1 和滑块 2 的滑面长； β_1 、 β_2 ——分别为滑块 1 和滑块 2 的滑面倾角。

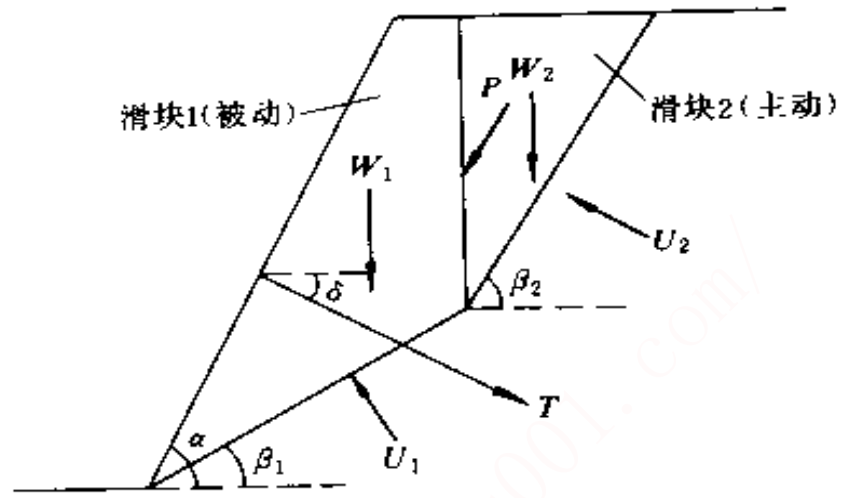


图 3-3 边坡双滑块破坏受力分析图

如考虑作用于边坡上的加固力 T ，则安全系数计算公式为：

$$F_s = \frac{C_1 L_1 + [W_1 \cos \beta_1 + P \sin(\beta_2 - \beta_1) - U_1 + T \sin(\delta + \beta_1)] \cdot \operatorname{tg} \varphi_1}{W_1 \sin \beta_1 + P \cos(\beta_2 - \beta_1) - T \cos(\delta + \beta_1)} \quad (3-5)$$

式中： T ——施加于边坡上的加固力； δ ——锚杆与水平面的夹角；其余符号意义同前。

于是，边坡达到许用安全系数值 $[F_s]$ 时所需加固力为：

$$T = \frac{W_1 (\sin \beta_1 \cdot [F_s] - \cos \beta_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi_1)}{\cos(\delta + \beta_1) \cdot [F_s] + \sin(\delta + \beta_1) \cdot \operatorname{tg} \varphi_1} + \frac{P \{ \cos(\beta_2 - \beta_1) \cdot [F_s] - \sin(\beta_2 - \beta_1) \operatorname{tg} \varphi_1 \} + U_1 \operatorname{tg} \varphi_1 - C_1 L_1}{\cos(\delta + \beta_1) \cdot [F_s] + \sin(\delta + \beta_1) \cdot \operatorname{tg} \varphi_1} \quad (3-6)$$

(四) 圆弧型破坏边坡稳定性分析及加固力计算

圆弧型破坏模式常发生在土质或破碎岩体边坡中。按瑞典条分法可得边坡安全系数计算公式为：

$$F_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{下滑力矩}} = \frac{CL + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sum (W_i \cos \alpha_i - U_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (3-7)$$

式中： C ——岩土体粘聚力； φ ——岩土体摩擦角； W_i ——第 i 条块自重； U_i ——第 i 条块滑面上的水压力； α_i ——第 i 条块滑面倾角。

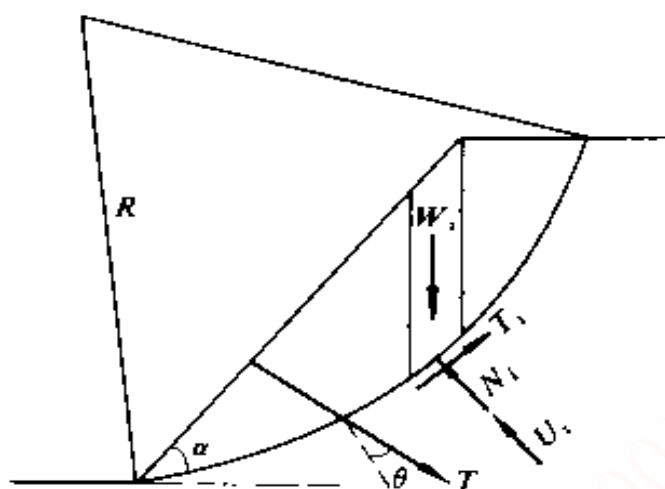


图 3-4 圆弧型破坏边坡锚固受力分析图

当施加一锚固力后（图 3-4），安全系数计算式变为：

$$F_s = \frac{CL + [\sum (W_i \cos \alpha_i - U_i) + T \cos \theta] \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\sum W_i \sin \alpha_i - T \sin \theta} \quad (3-8)$$

式中：T——作用于边坡上的加固力； θ ——锚杆轴线与滑动面的垂直线的夹角；其余符号意义同前式。

由此可推出边坡满足许用安全系数 $[F_s]$ 所需加固力计算公式为：

$$T = \frac{[F_s] \cdot \sum W_i \sin \alpha_i - \operatorname{tg} \varphi \sum (W_i \cos \alpha_i - U_i) - CL}{[F_s] \sin \theta + \cos \theta \operatorname{tg} \varphi} \quad (3-9)$$

公式符号意义同上。

必须提请注意的是：以式（3-3）、式（3-6）和式（3-9）计算得到的是单位厚度边坡所需的加固力。

（五）楔形体破坏边坡稳定性分析及加固力计算

楔形滑动块体是由两相交的结构面、边坡面和坡顶面切割而成，多发生在岩质边坡中。图 3-5 给出了边坡楔形体破坏下受力分析图，由此可得出安全系数计算式为：

$$F_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{下滑力}} = \frac{1}{W \sin \alpha} [N_a \operatorname{tg} \varphi_a + C_a A_a + N_b \operatorname{tg} \varphi_b + C_b A_b + T] \quad (3-10)$$

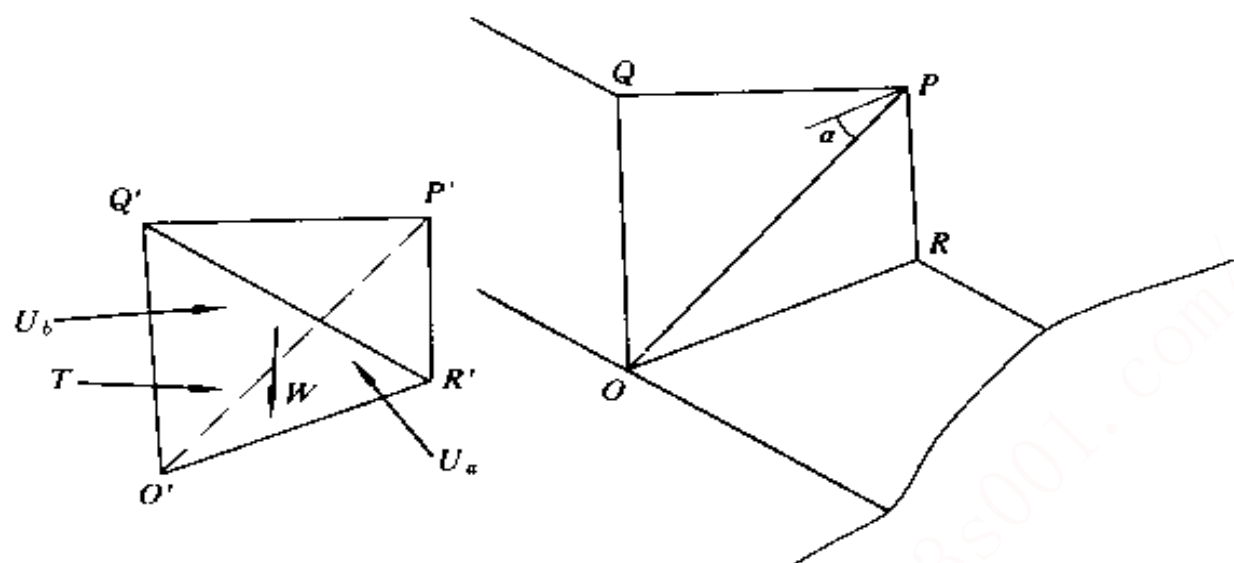


图 3-5 边坡楔形体破坏形式及受力状态

式中： T ——加在楔体上的加固力； W ——楔体的重力； α ——结构面 A 和 B 交线 OP 的倾斜角； C_a 、 C_b ——结构面 A 和 B 的内聚力； φ_a 、 φ_b ——结构面 A 和 B 的摩擦角； A_a 、 A_b ——结构面 A 和 B 的面积； N_a 、 N_b ——结构面 A 和 B 的法向反力，可以通过分析垂直于 OP 的平面 $QTRS$ 的力系来确定（如图 3-6）：

$$\left. \begin{aligned} N_a &= \frac{W \cos \alpha \cdot \cos \phi_b}{\sin(\phi_a + \phi_b)} - U_a + T_a \\ N_b &= \frac{W \cos \alpha \cdot \cos \phi_a}{\sin(\phi_a + \phi_b)} - U_b + T_b \end{aligned} \right\} \quad (3-11)$$

其中： T_a 和 T_b 为加固力 T 的分力，它们分别垂直于平面 A 和 B ； ϕ_a 和 ϕ_b 分别为 RS 和 QS 与过 OP 线铅垂面 PST 的夹角。

对于经稳定性验算〔在式 (3-10) 中令 $T=0$ 〕属不稳定的边坡，将许用安全系数值 $[F_s]$ 代入 (3-10) 式，联立 (3-11) 式便可求得所需锚固力 T 。

三、边坡锚固工程设计

(一) 锚杆的结构类型选择

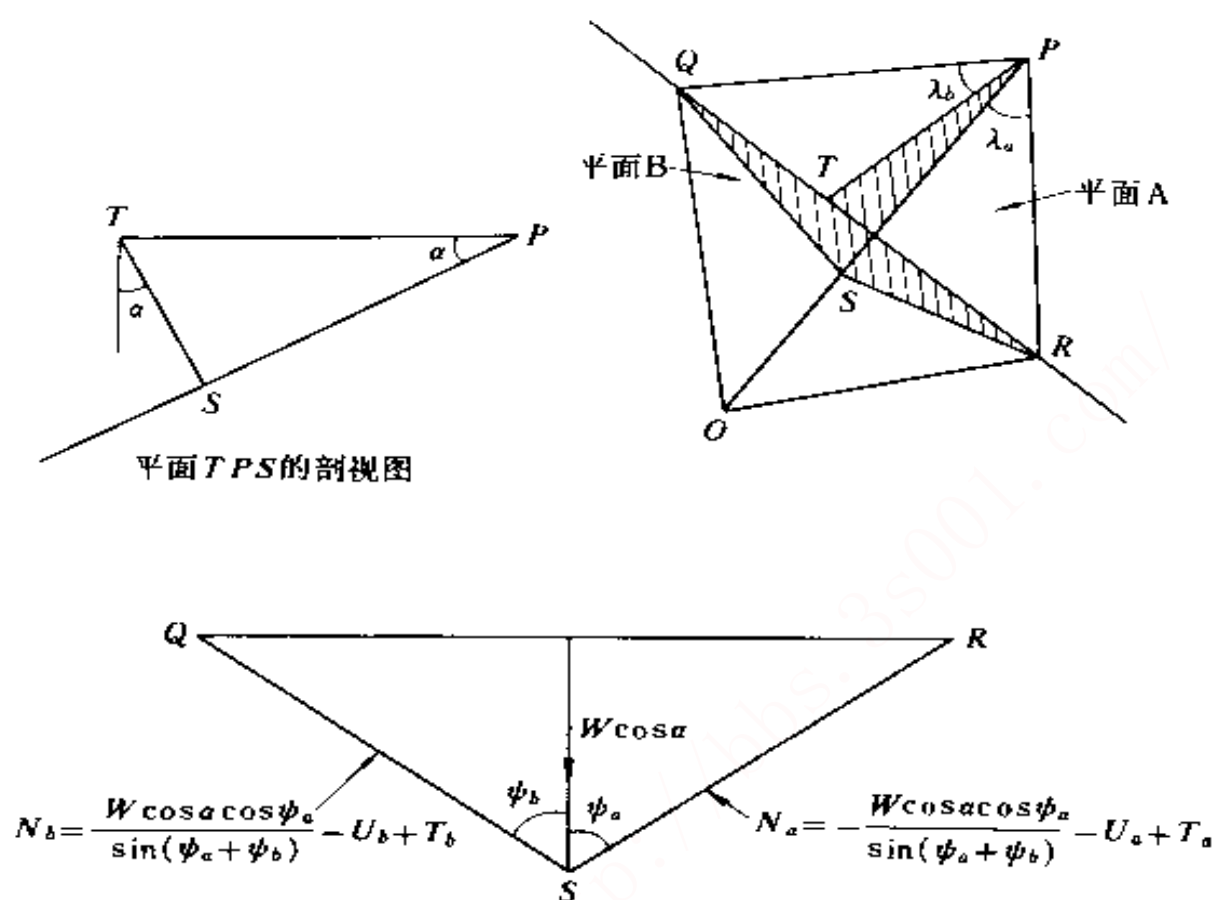


图 3-6 楔体几何形状和力系

锚杆的结构类型要根据锚固的地层性质来确定。边坡加固中,最常用的锚杆结构类型有圆柱型、端部扩大型、连续球型粘结式锚杆和机械内锚头式锚杆。

圆柱型粘结式锚杆(图 3-7),粘结材料通常为水泥或砂浆,适用于粘性土、砂土、粉砂土等相对密度较大而含水量小、抗剪强度相对较高的土层或者设计承载力不大的岩层。这种锚杆具有结构简单、制造安装方便等特点。

端部扩大头型锚杆的结构特点是在锚孔底部把孔径扩大,形如一倒埋的梢钉形(图 3-8)。由于它除了可提供粘结力外,其端头肩部还增加了岩土体对锚杆抗拔的阻力,从而提高了锚杆的锚固力和极限抗拔力。此类锚杆主要适用于松软土层,而且要求有较高承载力的情况。

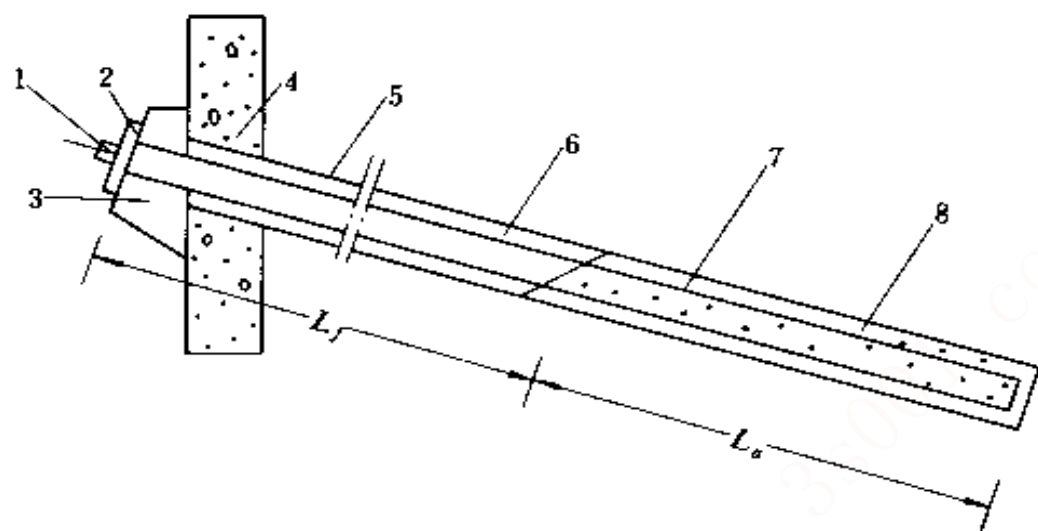


图 3-7 圆柱型锚固体锚杆

1—锚具；2—承压板；3—台座；4—支挡结构；5—钻孔；6—二次注浆防腐处理；7—预应力筋；8—圆柱型锚固体； L_f —自由段长度； L_a —锚固段长度

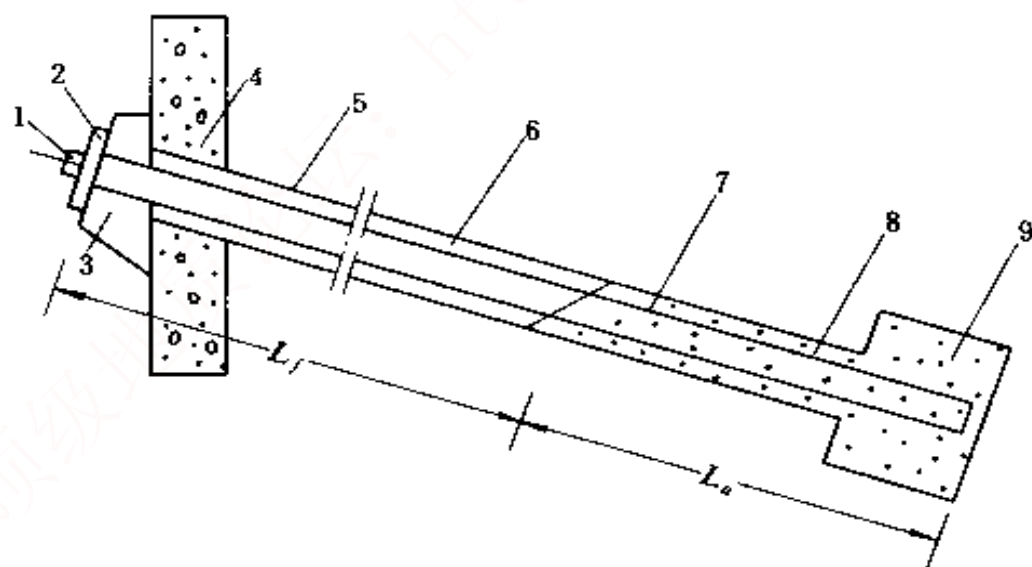


图 3-8 端部扩大头型锚杆

1—锚具；2—承压板；3—台座；4—支挡结构；5—钻孔；6—二次注浆防腐处理；7—预应力筋；8—圆柱型锚固体；9—端部扩大体； L_f —自由段长度； L_a —锚固段长度

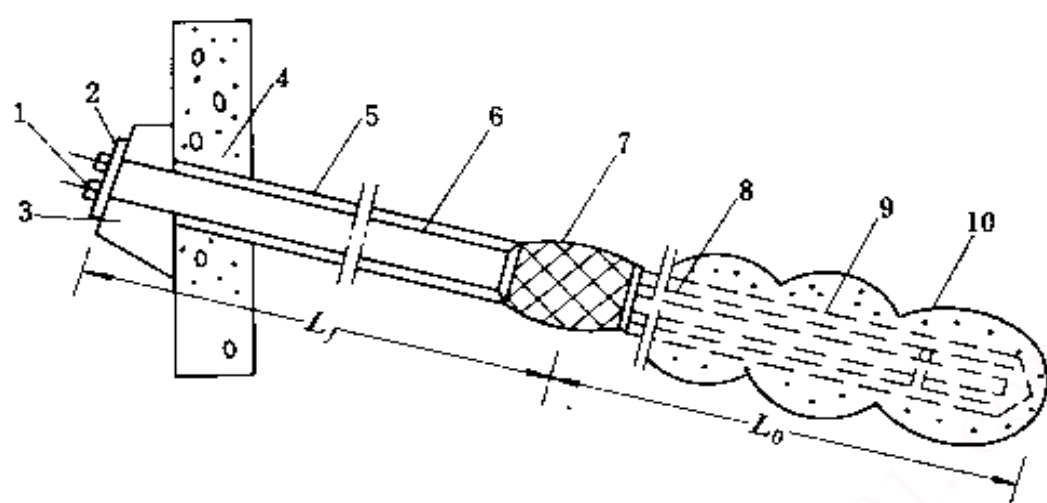


图 3-9 连续球体型锚杆

1—锚具；2—承压板；3—台座；4—支撑结构；5—钻孔；6—塑料套管；7—止浆密封装置；8—预应力筋；9—注浆套管；10—连续球体型锚固体； L_f —自由段长度； L_0 —锚固段长度

连续球型体锚杆是通过分段扩张法或分段高压注浆法使锚杆锚固段形成一连串球状体（图 3-9），使之与周围土体有更高的嵌固强度。此类锚杆适用于淤泥、淤泥质土层，并要求较高锚固力的情况。

用于边坡加固的机械式内锚头锚杆主要有楔头式锚杆和胀壳式锚杆（索），一般适用于中等以上硬质岩层中。其中胀壳式钢绞线预应力锚杆（索）被广泛地用于高陡边坡抢修和加固工程中。

（二）锚杆布设

岩土锚杆的布设一般应满足以下要求：

（1）锚杆的上覆地层厚不应小于 4.0m，以避免上部地表动、静荷载对锚杆的影响，同时也是为了防止高压注浆的上覆土隆起。

（2）锚杆的水平 and 垂直间距，一般不宜大于 4.0m，以避免单根锚杆承载力过大而应力集中；但也不得小于 1.5m，以免群锚效应而降低锚固力。

（3）锚杆的安设角度，对基坑或近于直立的边坡而言，需考虑邻近建筑物状况、锚固地层位置及施工方法。一般锚杆的倾角不小于 13° ，也不应大于 45° 。倾角愈大，锚杆提供的锚固力沿滑面的分

力愈小，抵抗滑体滑动的能力就相应地减弱，所以锚杆安设角以 $15^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 为宜。

(4) 锚杆锚固体应固定于较完整和较硬的地层中，并通过比较选择出与此地层相适应的内锚头。

(5) 锚杆数量 m 应根据锚固工程所需加固力 T 和锚杆设计锚固力 N_t 确定。即：

$$m = T/N_t \quad (3-12)$$

(三) 锚杆结构设计

1. 锚杆锚固力计算及锚固体长度设计

(1) 圆柱型锚杆的锚固力和锚固体长度的计算

圆柱型锚杆的极限锚固力可表示为：

$$P = \pi L_a \cdot d \cdot q_s \quad (3-13)$$

式中： P ——锚杆极限锚固力； L_a ——锚杆锚固段长度； d ——锚杆锚固体直径； q_s ——锚固体表面与周围岩土体间的粘结强度， q_s 值与钻孔方法、岩土性质、渗透性、抗剪强度、锚杆上覆地层厚度、灌浆压力等因素有关，工程上一般由试验确定。初步设计时也可参照表 3-1 推荐值选用。

表 3-1 锚固体与周围岩土间的粘结强度

岩土种类	岩土状态	q_s (kPa)
淤泥质土	—	20~25
粘性土	软 塑	30~40
	可 塑	40~50
	硬 塑	50~60
	坚 硬	60~70
粉 土	中 密	100~150
砂 土	松 散	90~140
	稍 密	160~200
	中 密	220~250
	密 实	270~400

续表 3-1

岩土种类	岩土状态	q_s (kPa)
岩 石	泥 岩	600~1 200
	风化岩	600~1 000
	软质岩	1 000~1 500
	硬质岩	1 500~2 500

注：表中 q_s 系采用 次常压灌浆时的粘结强度。

考虑到工程的安全性，令锚杆设计锚固力为：

$$N_t = P/K \quad (3-14)$$

式中： N_t ——为锚杆设计锚固力； K ——为锚杆安全系数值，可按表 3-2 确定。

表 3-2 锚杆安全系数

锚杆破坏后危害程度	安 全 系 数	
	临时锚杆	永久锚杆
危害轻微，不会构成公共安全问题	1.4	1.8
危害较大，但公共安全无问题	1.6	2.0
危害大，会出现公共安全问题	1.8	2.2

注：地层若有长期性徐变时，永久锚杆安全系数可提高至 3.5。

联立 (3-13) 式和 (3-14) 式解出 L_a ，可得锚固体长度设计值为：

$$L_a = \frac{K \cdot N_t}{\pi d q_s} \quad (3-15)$$

(2) 端部扩大头型锚杆的锚固力和锚固体长度计算

端部扩大头型锚杆结构示意图参见图 2-6。在砂土中锚固体扩大部分的面积力计算，可参考国外锚锭板抗拔力计算成果。

砂土中锚固力可依下式计算，即：

$$P = \gamma \cdot h \cdot \beta_c \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} + \pi D L_2 q_s + \pi d L_1 q_s \quad (3-16)$$

式中： P ——砂土中锚杆极限锚固力； D ——锚固体扩大部分直径；

d —— 锚固体非扩大部分直径;
 L_1 —— 锚固体非扩大部分长度;
 L_2 —— 锚固体扩大部分长度;
 γ —— 土体重度; h —— 扩大头上覆土层厚度; q_s —— 锚固体表面与周围土体粘结强度, 取值同前;
 β_c —— 锚固力因素。

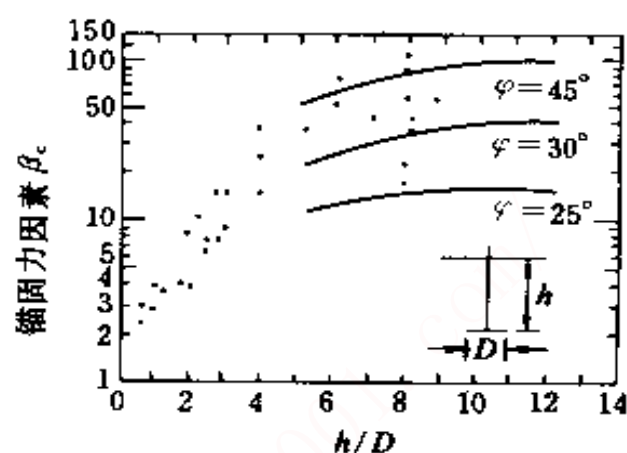


图 3-10 砂土中锚杆锚固力因素 β_c 与 h/D 关系曲线图

Mitsch 和 Clemence (1985) 从圆形锚锭板的试验结果得出, 埋入深度 h 与板径 D 之比值同锚固力因素 β_c 的曲线如图 3-10, 计算时可依 h/D 查图得 β_c 值。

假定在设计中, 考虑一定的安全储备, 则锚杆设计锚固力 $N_t = P/K$, 代入 (3-15) 式有:

$$dL_1 + DL_2 = \frac{1}{\pi q_s} \left[KN_t - \gamma h \beta_c \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \right] \quad (3-17)$$

式中: K —— 锚杆安全系数, 按表 3-2 取值; N_t —— 锚杆设计锚固力; 其余符号同 (3-16) 式。

锚固体长度 $L_a = L_1 + L_2$, 可依据实际情况按 (3-16) 式确定。在实际工程中, 如果扩孔段长度 L_2 较小, 扩孔直径变化不大, 忽略锚孔直径变化带来的摩阻力差异, 则锚固体长度 L_a 可近似按下式计算:

$$L_a = \frac{1}{\pi d q_s} \left[KN_t - \gamma h \beta_c \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \right] \quad (3-18)$$

粘性土中端部扩大头型锚杆的锚固力计算类似于其在砂土中的锚固力计算, 即:

$$P = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \beta_c \tau + \pi d L_1 q_s + \pi D L_2 q_s \quad (3-19)$$

式中: τ —— 土体不排水抗剪强度; β_c —— 锚固力因素, 可取 9.0; 其

余符号同前。

同理可得锚固体长度计算公式：

$$dL_1 + DL_2 = \frac{1}{\pi q_s} [KN_t - \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \beta_s \tau] \quad (3-20)$$

式中：\$K\$——锚杆安全系数，查表 3-2；\$N_t\$——锚杆设计锚固力。

设计中，锚固体长度 \$L_a = L_1 + L_2\$，可按 (3-19) 式和锚固工程条件综合确定。同样，有近似计算公式：

$$L_a = \frac{1}{\pi d q_s} [KN_t - \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \beta_s \tau] \quad (3-21)$$

以上是按锚杆锚固体与地层粘结强度来确定锚固力和设计有效锚固长度。然而，在一般较完整的岩层中灌注锚孔时（灌注的水泥砂浆强度不低于 30MPa），如果严格按照规定的灌浆工艺施工，岩层孔壁的摩阻力一般大于砂浆的握裹应力。因此，岩层锚杆的锚固力和最小锚固长度一般取决于砂浆的握裹能力。钢拉杆与砂浆间极限锚固力可写成：

$$P_s = \pi \cdot d_s \cdot \tau_s \cdot L_m \quad (3-22)$$

式中：\$P_s\$——钢杆与水泥砂浆的锚固力；\$d_s\$——钢拉杆直径，对钢绞线或钢线应采用表观直径；\$L_m\$——锚杆的有效锚固长度；\$\tau_s\$——砂浆对于钢拉杆的平均握裹力，其值取决于钢杆表面形状和水泥砂浆的粘结和抗剪强度，一般由实验确定。

为安全起见，对极限锚固力作一定折减，由 (3-22) 式可得依砂浆与拉杆的锚固能力为依据确定的锚固长度计算公式为：

$$L_m = \frac{K \cdot N_t}{\pi d_s \cdot \tau_s} \quad (3-23)$$

式中：\$N_t\$——锚杆设计锚固力，\$N_t = P_s / K\$；\$K\$——锚杆安全系数，按表 3-2 取值。

在锚固工程实际设计计算中，应分别按锚固体与地层及钢拉杆和水泥砂浆计算出锚固长度 \$L_a\$ 和 \$L_m\$，最后以大者作为锚固长度设计值。

2. 锚杆拉杆设计

锚杆的拉杆应采用高强度的材料，如钢绞线、高强度钢丝或高强螺纹钢筋等。当预应力较小（ $<500\text{kN}$ ）、长度不大（ $<20\text{m}$ ）时，拉杆通常采用Ⅱ级或Ⅲ级钢筋。在大预应力（ $\geq 500\text{kN}$ ）、长锚杆（ $\geq 20\text{m}$ ）或具有徐变的地层，宜采用钢绞线作为锚杆拉杆。因为采用钢绞线的锚杆的预应力损失量仅为普通钢筋的 $1/7$ 。由此可知，边坡及其他结构物稳定的有效锚固主要取决于使用具有高屈服点的预应力钢丝与钢绞线（或预应力钢筋）。低质钢通常只适用于制作使用寿命不长的短锚杆或不要求使用预应力的临时锚杆。

衡量锚杆拉杆材料的性能主要有强度、延展性、松弛性、屈服点，应力-应变特性、弹性模量和抗腐性等指标。最理想的拉杆材料是在具有高强度的同时也具有较少量的松弛损失，同时具有良好的抗腐蚀性能。

锚杆拉杆的截面面积应按下式确定：

$$A = \frac{K \cdot N_t}{f_{ptk}} \quad (3-24)$$

式中： A ——锚杆拉杆截面面积； N_t ——锚杆设计轴向力； K ——锚杆安全系数，查表 3-2； f_{ptk} ——钢丝、钢绞线、钢筋强度标准值，见表 3-3。

在实际工程设计时，对腐蚀地层的永久性锚杆，其锚杆钢筋直径应增大 $2\sim 3\text{mm}$ ，以增大锚杆的耐腐蚀性。

3. 锚杆自由段（张拉段）长度的确定

锚杆自由段（张拉段）长度应根据锚杆与滑裂面和边坡坡面的交点的距离而定。为了有利于被锚固地层的稳定性和锚固可靠性，自由段一般应超过破裂面 1.0m ，同时要求锚杆自由段（张拉段）长度不宜小于 5.0m 。

4. 锚杆拉杆对中器设计

锚杆拉杆设计对中器的目的是：①使拉杆处在锚固体砂浆的中

表 3-3 钢丝、钢绞线、钢筋强度标准值 (N/mm²)

种 类	f_{pk} 或 $f_{yk} \cdot f_{pyk}$
碳素钢丝	$\phi 4$ 1 670
	$\phi 5$ 1 570
刻痕钢丝	$\phi 5$ 1 470
冷 拔 低碳钢丝	I 组 I 组 700 650
	甲级 $\phi 4$ $\phi 5$ 650 600
	乙级 $\phi 3 \sim \phi 5$ 550
钢绞线	$d=9.0$ (7 $\phi 3$) 1 670
	$d=12.0$ (7 $\phi 4$) 1 570
	$d=15.0$ (7 $\phi 5$) 1 470
热 轧 钢 筋	I 级 (A2、AY2) 235
	I 级 [20MnSi、20MnNb (b)] $d \leq 25$ 335
	$d=28 \sim 40$ 315
	II 级 [25MnSi] 570
	IV 级 [40Si ₂ MnV、45SiMnV、15Si ₂ MnTi] 540
冷 拉 钢 筋	I 级 ($d \leq 12$) 280
	II 级 $d < 25$ 450
	$d=28 \sim 40$ 430
	III 级 500
	IV 级 700
热 处 理 钢 筋	40Si ₂ Mn ($d=6$) 48Si ₂ Mn ($d=8, 2$) 45Si ₂ Cr ($d=10$) 1 470
	高强精轧预应力 $d=25$ 7 500
	$d=32$ 9 000
	12 000

注：碳素钢丝系指国家标准《预应力混凝土用钢丝》(GB5223-85) 中的矫直
回火钢丝。

央,当拉杆受力时,锚固体能均匀受力;②使拉杆四周的砂浆厚度均匀分布且满足防腐要求(即杆体周围保护层厚度不得小于10mm)。

锚杆拉杆对中器的设计应保证两点:一是要能满足对中器如上所述的功能要求;二是要满足锚杆安装对中器能平顺地安放在锚固孔中。图3-11给出了钢筋拉杆几种常见的对中器,图3-12给出了一种钢绞线拉体的对中隔离架。在实际工作中,可根据现场条件,因地制宜地自行设计。

(四) 锚头设计及锚杆的锁定荷载

锚头的结构构造和形状尺寸应根据锚杆的设计荷载、岩土地层条件、支挡结构和施工条件而定,并保证有足够的强度和刚度,不得产生有害的变形,从而有效地保持锚杆预应力值的恒定。

锚杆头部一般由台座、承压板及紧固器三部分组成(图3-13)。台座通常由钢筋混凝土或加钢板组成,其中放置承压板的外表而必须设计成与锚杆垂直。承压板需用高强度钢板制成,不至因锚杆预拉应力而使之变形过大,导致台座表面不均匀受力而发生破坏。紧固器有时又称为锚具,对于预应力钢筋的锚具普遍使用的是螺母。螺母的尺寸应根据钢筋的直径、螺纹规格和预应力大小来确定。对于钢绞线锚具,国内常用的有JM和QM系列,根据使用钢绞线根数的多少可分为4孔、7孔、9孔、12孔、15孔等不同型式,也可以根据设计要求到厂家定做。JM和QM系列锚具及相应的QM锚具垫板见表3-4、表3-5和表3-6,供设计时参考。

锚杆头部的设计,根据现场施工条件不同、设计拉力不同,必

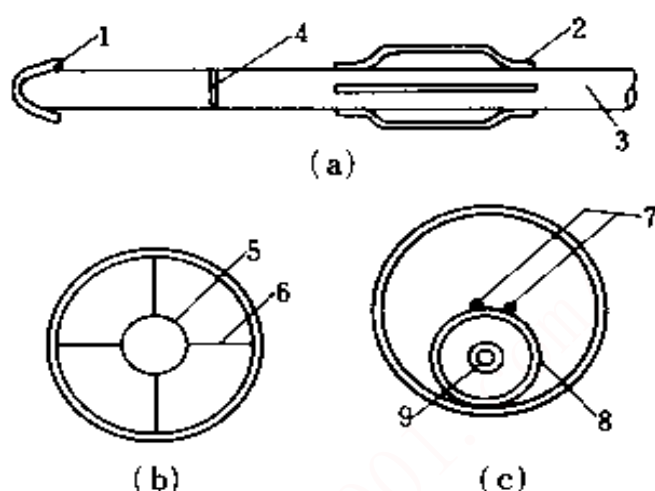


图 3-11 几种钢筋拉杆对中器

1—挡土板;2—支承滑条;3—拉杆;4—半圆环;5—锚杆通管;6—支撑条;7—拉杆;8—钢管;9—灌浆管

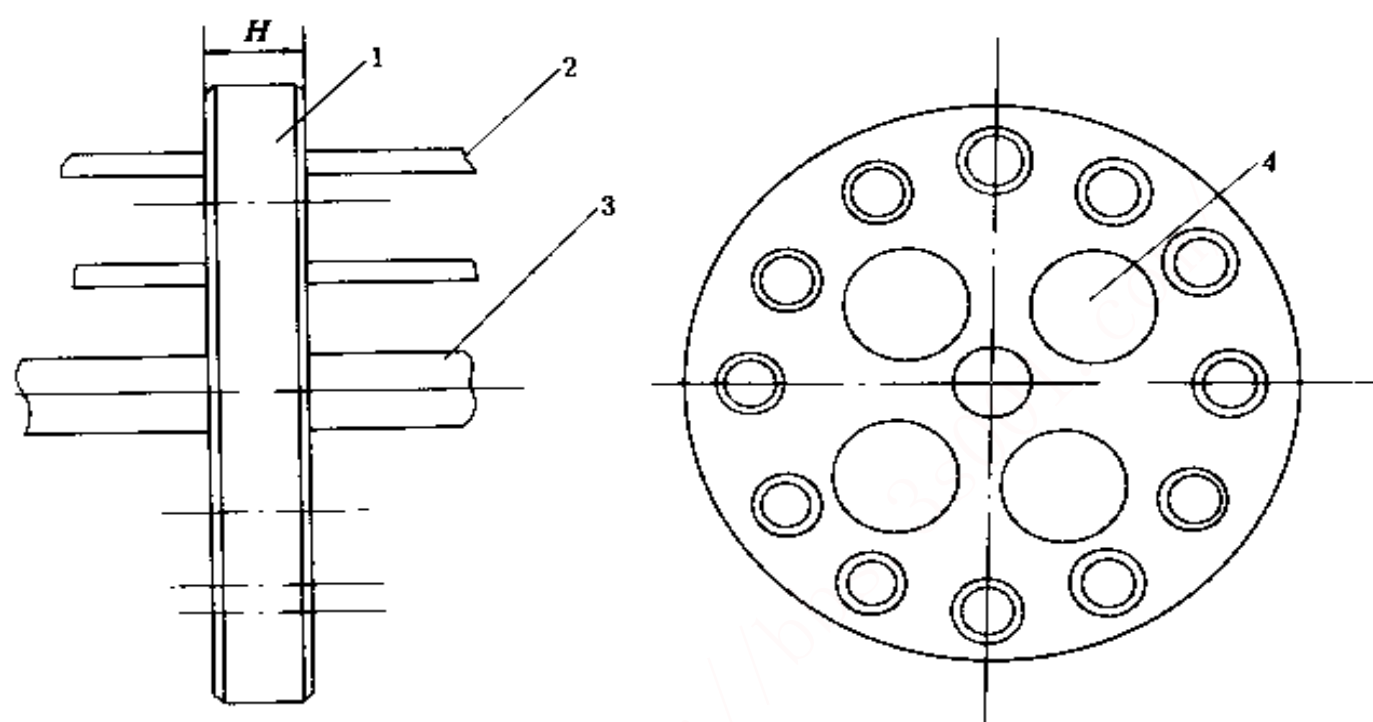


图 3-12 一种钢绞线对中隔离器

1 - 隔离架体；2—钢绞线；3—注浆管；4—减重孔

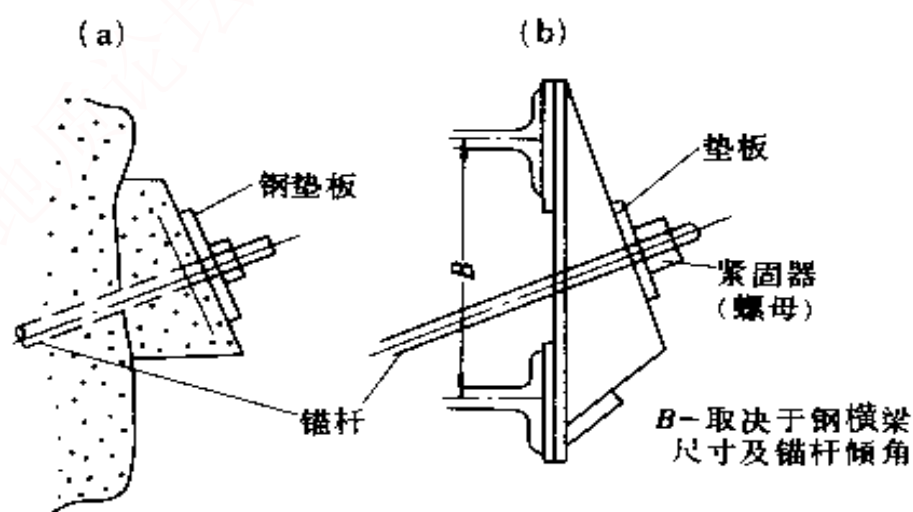


图 3-13 锚杆头部结构示意图

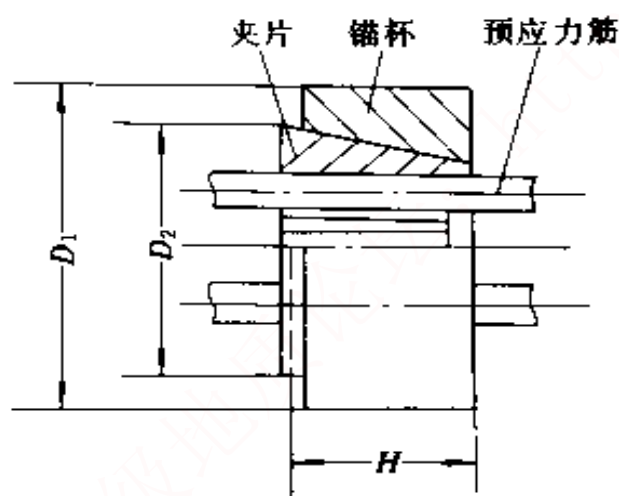
(a) 钢筋混凝土；(b) 钢板

须对每一个工点的不同情况进行个别设计。设计时，对台座应符合钢筋混凝土设计规范要求；紧固器或锚具和承压板应满足机械零件设计要求。

锚杆的锁定荷载是指进行锚杆锁定时，作用于锚头上的拉力，其大小原则上可按锚杆设计轴向拉力值（工作荷载）作为预应力值而加以锁定，但在具体工程中，锁定荷载应视锚杆的使用目的和地层性状而加以调整。岩体加固和边坡抗滑的锚固，因岩体松散而施加

表 3-4 JM 系列锚具（据《上层锚杆设计与施工规范》（CECS22-90））

型 号	外 形 尺 寸		
	D_1	D_2	H
JM12-3	$\phi 90$ ($\phi 100$)	$\phi 79$	50 (55)
JM12-4	$\phi 90$ ($\phi 100$)	$\phi 79$	50 (55)
JM12-5	$\phi 100$	$\phi 79$	50 (55)
JM12-6	$\phi 100$	$\phi 79$	50 (55)
JM12-7	$\phi 108$	$\phi 79$	50
JM15-3	$\phi 125$	$\phi 105$	74
JM15-4	$\phi 135$	$\phi 105$	74
JM15-5	$\phi 135$	$\phi 105$	74
JM15-6	$\phi 135$	$\phi 105$	74



注：因 JM12 系列锚具可夹持光圆及螺纹钢、钢绞线，故又可分为光 JM12、螺 JM12、绞 JM12。表中括号尺寸为绞 JM 尺寸。

表 3-5 QM 系列锚具 [据《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90)]

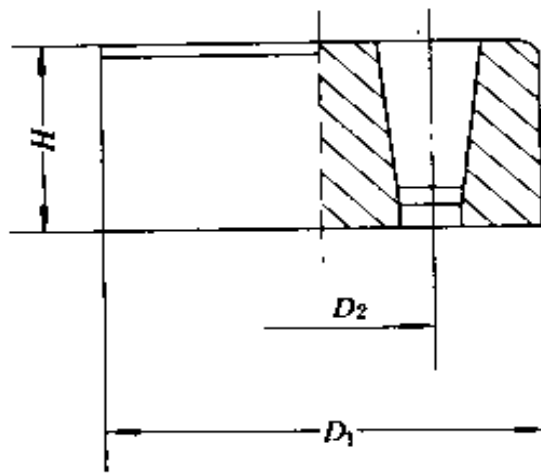
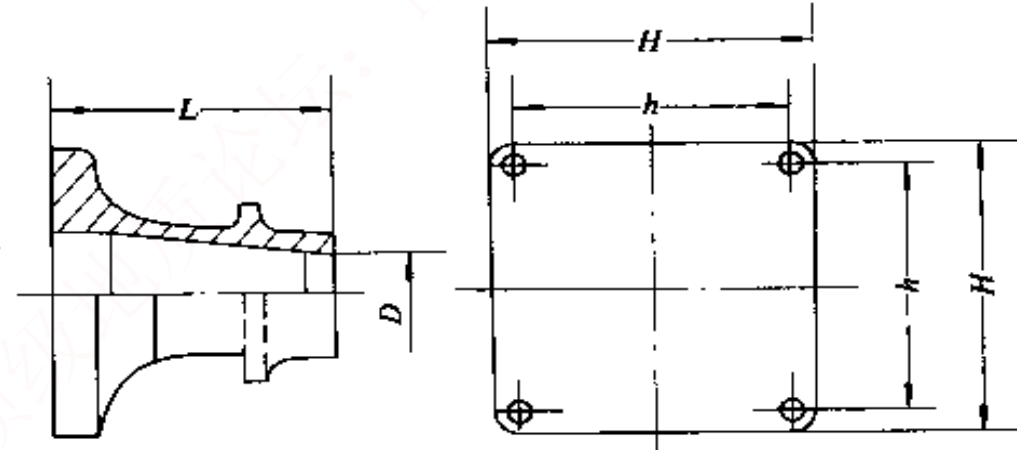
 工作锚板	型 号	外 形 尺 寸		
		H	D_1	D_2
	QM15-1	50	$\phi 16$	0
	QM15-3	55	$\phi 105$	$\phi 50$
	QM15-4	55	$\phi 105$	$\phi 50$
	QM15-5	55	$\phi 120$	$\phi 60$
	QM15-6, 7	60	$\phi 135$	$\phi 70$
	QM15-9	60	$\phi 160$	$\phi 70$
	QM15-12	70	$\phi 175$	$\phi 106$
	QM15-13	80	$\phi 195$	$\phi 120$
	QM15-19	80	$\phi 220$	$\phi 110$

表 3-6 QM 锚垫板 [据《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90)]

						
型 号		QM15-1	QM15-5	QM15-6, 7	QM15-9	QM15-12
外形尺寸	L	160	165	190	300	300
	H	160	190	215	240	265
	D	$\phi 60$	$\phi 75$	$\phi 75$	$\phi 88$	$\phi 95$
	h	130	160	190	210	225

的预应力，或为加固地基和抵抗滑动力而施作预应力的锚杆，以设计拉力值（工作荷载）作为锁定荷载为好。结构物背面地层为松散土质时，因土质松散，由张力引起的徐变和塑性变形较大，可由这些地点的张拉试验结果确定锁定荷载，或取锁定荷载为设计拉力值的 0.6~0.8 倍。对允许变形的结构物的锚固，锚杆不必按设计拉力值锁定，可取设计拉力值的 0.5~0.7 倍作为锁定荷载。预计地层有明显徐变的情况，可先将锚杆张拉到设计拉力值的 1.2~1.3 倍，然后再退到设计拉力值锁定，这样可减少地层的徐变量。

（五）锚杆的稳定性验算

边坡锚固工程锚杆的稳定性验算，通常是对其深部滑裂面整体稳定性进行验算。所采用的方法同本章第二节。如果验算满足要求则转入下步，否则再调查设计方案重新设计。

（六）锚杆的防腐设计

所谓腐蚀即是锚杆金属部分与其周围介质起化学或电化学反应从而导致金属的破坏。影响锚杆杆体腐蚀的因素除自身的物理化学性质、地下水和地层的水化和电学性质外，地层的化学成分对腐蚀的形成和发展具有重大的影响。特别当地层中存在钠盐、钙盐和镁盐（一般酸性的碳酸盐、硫酸盐或氯盐）时会大大加速腐蚀。由于这些盐的可溶性高，易于被土壤中的水分解，于是为锚杆金属与周围介质提供极有利于电化学反应的环境。

岩层中锚杆的使用寿命取决于锚具及杆体的耐久性，而影响其耐久性的最直接和最主要的因素是腐蚀，所以对锚固工程中的锚杆特别是永久性锚杆必须进行防腐设计。所设计的防腐系统必须满足以下要求：

（1）锚杆防腐系统的有效期应当等于锚杆的有效期，且不能影响和妨碍锚杆发挥所设计的功能；

（2）保证锚杆（索）在其全部自由长度上能自由移动，在锚杆（索）试验和加荷施工中，所有的荷载都向下传递到锚固区；

(3) 防腐系统必须足够牢固且具有韧性，在锚杆安装和加载过程中不致被损坏；

(4) 防腐材料必须具有良好的化学稳定性和热稳定性。在有效期内不与相邻材料发生反应，并保持其抗渗性，同时在预料的工作温度范围内保持不开裂、不变脆或成为流塑性。

防腐的方法分积极防腐法和消极防腐法两种。积极防腐方法如对锚杆产生一种电路进行电力阴极保护，从而使锚杆表面极化成阴极，并保持阻止发生腐蚀过程的电位。它通常是保护大批锚杆而采用的一种辅助性方法。这种方法因其设计施工复杂、造价较高，一般工程上不予采用。消极防腐方法即使用防水防腐材料涂层、包封或用外膜覆盖直接保护，以避免外部腐蚀介质的浸入，抑制腐蚀条件的形成。因其造价较低，且能基本满足工程要求，大多数工程上均采用此类防腐措施。

在对锚杆的防腐系统设计之前，应对锚杆，尤其是应对重要工程的永久性锚杆的腐蚀环境进行充分调查。调查内容包括：地层的化学成分和含水量、地层的有效电阻（率）、地下和地表水化学成分和导电性、可能存在的外来电场以及地表和地下水 pH 值、氧化还原电势等其他有利于腐蚀的有关介质物理化学性质。选择防腐方法必须适应锚杆的使用目的，对锚杆锚头、自由段和锚固段部分应分别对待。防腐方法的确定还必须使防腐材料在施工期间免受损伤，并保证防腐长期有效。永久性锚杆必须进行双层防腐，临时性锚杆可采用简单防腐，腐蚀环境特别严重者应采用双层防腐。

1. 锚固体防腐

一般腐蚀环境中的永久性锚杆，其锚固段内杆体可以采用水泥浆或水泥砂浆封闭防腐，但杆体一定要使用对中定位器使其居中，保证杆体周围水泥砂浆保护层最小厚度不小于 20mm。严重腐蚀环境中的永久性锚杆，其锚固段内杆体宜用波纹管外套，管内空隙用环氧树脂、水泥浆或水泥砂浆充填，套管周围保护层厚度不得小于

10mm。

临时性锚杆，因其服务时间不长，如无特殊要求或在特别严重腐蚀环境中，其锚固段一般采用水泥浆封闭防腐，杆体周围保护层厚度只要不小于 10mm 即可。

对于采用机械式内锚头的岩石锚杆，在干燥的岩层中可采取在内锚头各部件上涂防腐漆、沥青或润滑油等防腐材料来进行防腐。

2. 自由段防腐

防腐构造必须不影响锚杆杆体的自由伸长。临时性锚杆的自由段杆体可采用涂润滑油或防腐漆，再包裹塑料布等简易防腐措施。永久性锚杆自由段内杆体表面宜涂润滑油或防腐漆，然后包裹塑料布，在塑料布上再涂润滑油或防腐漆，最后装入塑料套管中，形成双层防腐。为防地表水进入锚杆，也可在经过以上防腐处理后，最后用水泥浆或水泥砂浆充填锚杆自由段的空隙。

3. 锚头的防腐

锚头部位是地表水进入锚杆内部的最危险通道，因此，除对锚头零部件进行防腐外，还应注意封堵和隔离地表水浸入锚杆。永久性锚杆的承压板一般要涂敷沥青，一次灌浆硬化后承压板下部残留空隙，要再次充填水泥浆或润滑油，如锚杆不需再次张拉，则锚头涂以润滑油、沥青后用混凝土封死，如锚杆需重新张拉，则可采用盒具密封，但盒具的空腔内必须用润滑油充填。临时性锚杆的锚头宜采用沥青防腐。

第三节 深基坑开挖锚固工程设计与计算

基坑和基槽的开挖宽度在 10m 以内，同时深度不大尚可采用支撑稳定边墙（坡）。但是，如果宽度超过 10m 的深基坑或是由于土方机械和施工机具的作业需要较大的自由空间，则多采用锚固支撑结构物来维持基坑稳定。

深基坑锚固支挡结构由挡土结构物和锚杆两部分组成。挡土结构物常用的形式有钢板桩、H型钢桩、钢筋混凝土灌注桩和地下连续墙等。它是靠锚固在稳定地层中的锚杆所提供的拉力来保证支挡结构的稳定。因其通常采用桩、墙作为支挡结构物，所以工程上又称其为锚拉桩墙。这是一种既有效又经济的深基坑支护方法。

锚拉支挡结构的设计首先必须依据场地工程和地质条件确定出支挡结构形式；然后根据作用于支挡结构上的土压力计算出锚固力和进行锚杆设计计算；最后进行稳定性评价。

一、作用于桩墙上的土压力

作用于桩墙的土压力取决于开挖深度、地层的物理性能和力学性质以及桩墙的变形（角变位和水平位移）等因素。根据角变位程度，桩墙承受荷载的范围，可能从结构偏离土体时的最小主动土压力到结构压向土体时的最大土压力，荷载的变化取决于破裂面剪切强度的作用程度。试验表明：如果支挡结构顶部偏离土体的水平位移达到结构物高度的0.001~0.005倍，土压力减至主动土压力值；如果支挡结构没有变形，则结构只承受静止的土压力；如果支挡结构压向土体一较大的变形值，则土压力增大至被动土压力值。在设计锚拉支挡结构时，一般不宜使其承受的土压力变成被动土压力。

对垂直的支挡结构，其地表面水平，若不计桩墙与土体间的摩擦，并取单位结构厚度（1m）分析（下同），则有土压力计算公式：

静止土压力

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0 \quad (3-25)$$

式中： E_0 ——静止土压力合力，作用于距墙底 $\frac{1}{3}$ 倍墙高处，且垂直墙背； γ ——土体容重； H ——桩墙高度； K_0 ——静止土压力系数。 $K_0 = \mu / (1 - \mu)$ ， μ 为泊松比， K_0 与土的种类、孔隙比、含水量、加压条件及压缩程度等因素有关，通常粘土 $K_0 = 0.5 \sim 0.7$ ，砂土 K_0

$=0.34 \sim 0.45$ ，也可根据以下半经验公式确定：

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (\text{墙后为一般性土}) \quad (3-26)$$

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \cdot \sqrt{\frac{p}{p_c}} \\ = (1 - \sin\varphi) / \sqrt{R} \quad (\text{墙后为超固结土}) \quad (3-27)$$

其中： φ ——土体内摩擦角； p_c ——土体的前期固结压力； p ——土体的目前自重压力； R ——超固结比。

主动土压力

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (3-28)$$

式中： E_a ——主动土压力合力，距墙底 $h/3$ 处，并垂直于墙背；

K_a ——主动土压力系数， $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ ；其余符号意义同前。

被动土压力

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (3-29)$$

式中： E_p ——被动土压力合力，距墙底 $h/3$ 处，并垂直于墙背；

K_p ——主动土压力系数， $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ 。

对于逐步开挖循序锚固的深基坑锚拉挡墙，其背后的土压力分析与前面的方法有所不同。当在下一排锚杆就位时，上一排锚杆就已经受到了应力的作用。实验研究证明，墙背土压力分布不是最大压力发生在墙底的那种三角形，而是最大土压力在向墙底的上方移动。泼克 (Peck) 和太沙基 (Terzaghi) 通过试验研究得出图 3-14 所示的压力分布图。前捷克斯洛伐克规范采用图 3-14 (a) 矩形土压力分布形式，瑞典规范则采用了类似图 3-14 (b) 和 (c) 的梯形土压力分布形式。

从图 3-14 (a) 可以看出，呈矩形分布的土压力比呈三角形分布的主动土压力要大 30%。此外，在选用单排锚杆支护时，按三角形分布计算主动土压力是合适的。

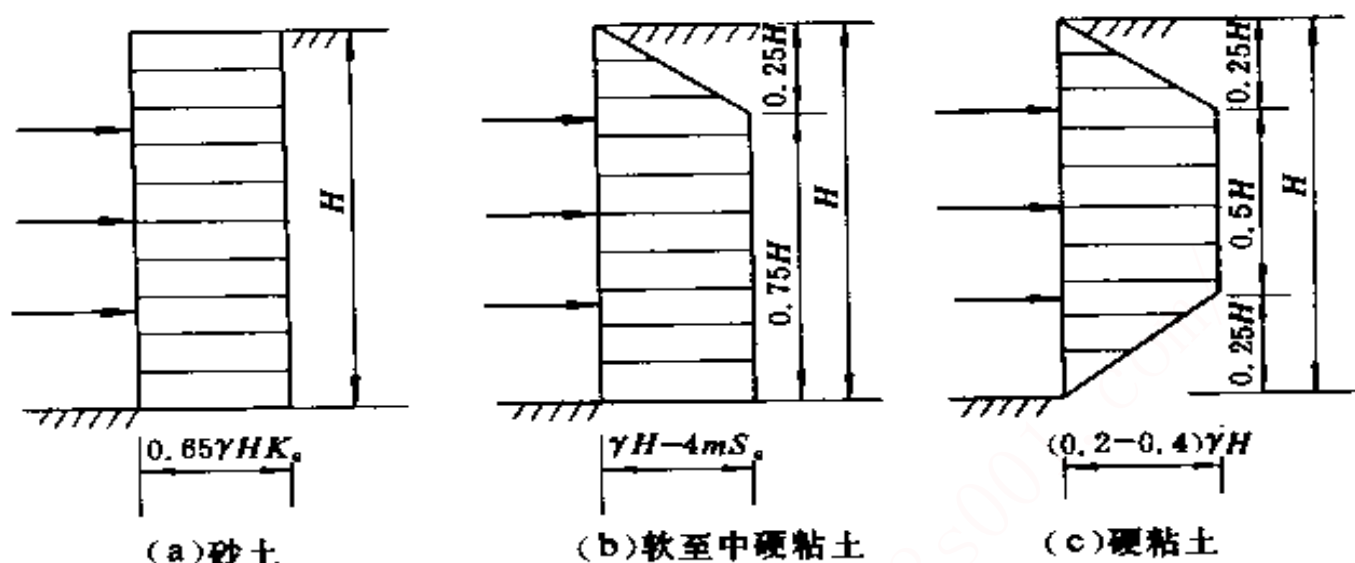


图 3-14 太沙基—波克提出的侧向土压力图

γ 为土容重； $K_0 = \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ ， φ 为内摩擦角； S_u 为用无侧限压缩试验

极限抗压强度求得的不排水抗剪强度； m 为系数（0.4~2）

二、锚拉支挡结构锚固工程设计计算

（一）支挡结构形式的选择

支挡结构的形式必须按照拟建工程基础的工程和地质条件，以及各类支挡结构物（如钢板桩、H 型钢桩、混凝土灌注桩、地下连续墙等）的特性和适用条件综合确定。

钢板桩是一种相对柔性桩，它能够防渗，且易于运输和施工，但刚度较小，难以在卵石层中使用，当强力打入时，会损坏锁口，并有一定噪音，所以此类桩适于深度不大、土体强度较低的基坑支护中使用。H 型钢桩刚度较大，由于现场工作量少，故施工速度快，施工工期短；但在卵石层中使用阻力太大，初次投资较高，并且墙身不防渗。如果结合采用深层水泥搅拌桩作挡水帷幕及其他降水措施，可获得较满意的工程效果。混凝土灌注桩，包括钻孔灌注桩和人工挖孔灌注桩，是目前我国采用最多的一种桩基形式。这种类型的桩

与预应力锚杆相结合，刚度大，位移小，施工简便，施工方法的可选性大，无噪音，很适合在周围建筑群密集的深开挖工程中使用，但墙身透水、地下水位较高时，须有降水措施。地下连续墙的刚度大，它既能防渗，又能支挡土压力，并可作为永久性建筑结构的一部分，但其造价高，需要专用设备施工，废浆处理量大，容易污染环境。

在进行支挡结构设计选择时，必须对可选方案作技术经济分析，从中选出最适合相应工程条件的最优方案。

（二）锚杆类型选择及锚杆布设

用于基坑支护的锚杆多为水泥砂浆型锚杆，按其锚固体形状通常有圆柱型、端部扩大圆柱型、多段扩大圆柱型或连续球型几种。锚杆类型选择原则参见本章第二节。

人们研究发现，当锚杆群的锚杆间距过小，群锚的承载力将低于各锚杆承载力之和。这就是所谓的群锚效应。这是由于锚杆群中任一根锚杆的工作性状明显不同于孤立锚杆，通过它们传递到土层中的张拉力，在上层中会产生应力重叠，互相干涉，从而降低了孔壁对锚杆的侧阻力的缘故。然而在基坑和深开挖工程中，需要支护的一般都是抗剪强度较低的土层，它们能提供的锚固能力较低，为满足深基坑稳定性的需要，通常要设置较密的锚杆，这就面临群锚效应问题。解决此类问题的方法是尽量错开各锚杆锚固段的作用域，为此可采取以下措施：

（1）采用不同倾角的锚杆，使锚杆的锚固体在土层深部张开；

（2）采用不同的锚杆长度，使锚杆的锚固段在土层深部前后错开；

（3）在不同平面上布设锚杆，特别是多排锚杆，上下排锚杆宜错开布置在不同平面上，以增大锚杆锚固体之间的间距。

对于锚杆的最小间距通常规定应大于 6 倍锚固体直径或大于 1.5m，并要求锚杆锚固段区域离各种设备和其他建筑物的距离应大于 3m。

(三) 加固力设计计算

深基坑支挡结构所需加固力的计算是根据作用于支挡结构上的力的平衡关系求得。计算方法与锚杆排数、桩墙嵌入基坑面以下深度以及支承状况和开挖工序有关。以下分别对单排和多排锚杆支护情况下的加固力计算方法分别予以讨论。

1. 单排锚拉支挡结构加固力计算

单排锚拉支挡结构，根据桩插入基坑面以下的深度不同，可作两种不同力学模型假设。当桩插入基坑面以下深度较浅时，可将其下端作固定铰支处理，当插入深度较深时，其下端可按固定支承处理，而锚杆连接处可视作为活动铰支。

(1) 单排浅埋锚拉桩加固力计算 这种结构可视为伸臂梁，其受力状态如图 3-15。对锚固点 D 取矩，应有 $\sum M_D = 0$ ，即：

$$E_p(h_i + \frac{2}{3}h_p) - E_q\left\{\frac{H + h_p}{2} - (H - h_i)\right\} - E_a\left\{\frac{2(H + h_p)}{3} - (H - h_i)\right\} = 0$$

由此可求出桩墙在基坑面以下最小入土深度 h_p 为：

$$h_p = \frac{(3E_p + 2E_a)H - 6(E_q + E_a - E_p)h_i}{3E_p + 4E_a - 4E_p} \quad (3-30)$$

式中： E_a —— AC 段主动土压力合力，由式 (3-28) 确定； E_q ——地表均布荷载在 AC 段引起的侧压力合力； E_p —— BC 段被动土压力合力，由式 (3-29) 确定； H ——基坑深度； h_i ——锚固处离基坑底面高度。

根据水平力合力 $\sum x = 0$ ，可求出作用在 D 点的水平加固力 T_h 为：

$$T_h = E_q + E_a - E_p \quad (3-31)$$

由图 3-15 可知， T_h 只是锚杆加固力 T 的水平分量，如果设定锚杆的安装角为 ϕ ，则有：

$$T = T_h / \cos\phi \quad (3-32)$$

$$N_t = T \cdot b = T_h b / \cos \psi \quad (3-33)$$

图 3-15 单排锚杆浅埋桩加固力计算

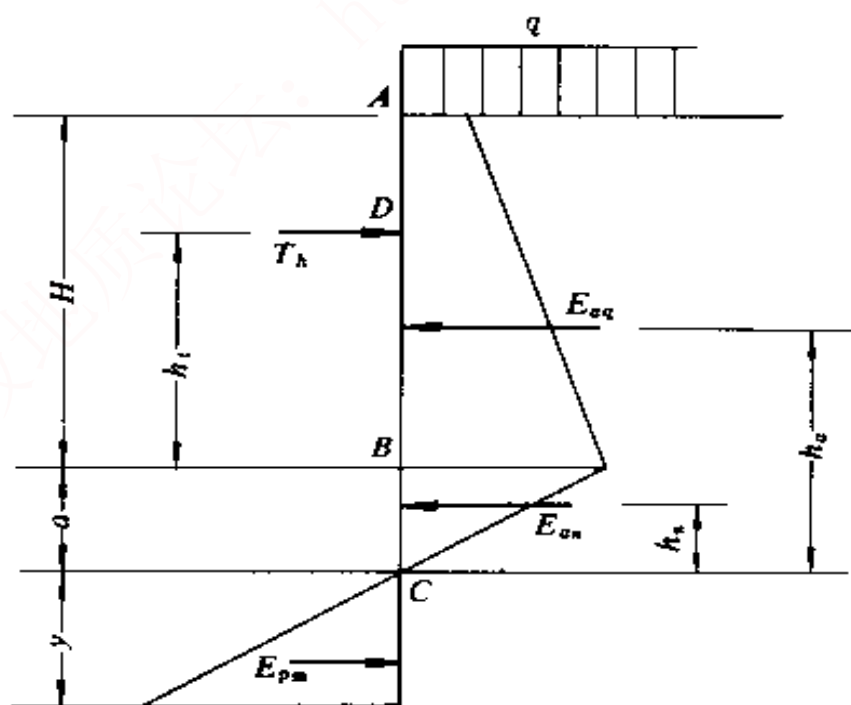


图 3-16 单排锚杆深埋桩受力分析图

$$\gamma \cdot a \cdot K_p = (q + \gamma H + \gamma \cdot a) \cdot K_a$$

于是可得：

$$a = \frac{(q + \gamma H) \cdot K_a}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (3-34)$$

式中： a ——反弯点 C 距基坑面高度； q ——地表均布荷载； γ ——土体容重； H ——基坑深度； K_a ——主动土压力系数，由 $C=0$ 时， $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ ； K_p ——被动土压力系数，当 $C=0$ 时， $K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ 。

依反弯点 C 以上诸力对 C 点取矩的平衡条件有：

$$E_{an} \cdot h_n + E_{aq} \cdot h_a - T_h \cdot (h_t + a) = 0$$

由此可推出水平加固力 T_h 计算式为：

$$T_h = \frac{E_{an} \cdot h_n + E_{aq} \cdot h_a}{h_t + a} \quad (3-35)$$

其中：

$$E_{aq} = (qH + \frac{1}{2}\gamma H^2) \cdot K_a \quad (3-36)$$

$$h_a = \frac{\frac{1}{3}HE_a + \frac{1}{2}HE_q}{E_{aq}} = \frac{\frac{1}{6}\gamma H^3 K_a + \frac{1}{2}H^2 q K_a}{E_{aq}} \quad (3-37)$$

$$E_{an} = \frac{1}{2}(q + \gamma H) \cdot a \cdot K_a \quad (3-38)$$

$$h_n = \frac{2}{3}a \quad (3-39)$$

将上述各式代入式 (3-35) 有：

$$T_h = \frac{2(q + \gamma H)a^2 K_a + (\gamma H + 3q)H^2 K_a}{6(h_t + a)} \quad (3-40)$$

式中： T_h ——水平锚固力； h_t ——锚固点离基坑面高度；其余符号意义同前。

将式 (3-40) 求得的 T_h 代入式 (3-33) 便可求出锚杆的锚固力

设计值。

由图 3-16 可知, 桩插入基面以下最小深度 $h_p = a + y$, 而 y 可由作用于结构上的诸力平衡条件 ($\sum x = 0$) 求得, 即:

$$T_h + E_{pm} - E_{aq} - E_{an} = 0 \quad (3-41)$$

其中:

$$E_{pm} = \frac{y}{2} \{ \gamma(a + y) \cdot K_p - [q + \gamma(H + a + y)] K_a \} \quad (3-42)$$

以上计算均假设基坑处于均质地层中, 若穿过不同性质的土层时, 则土压力应分层计算, 其加固力及其他参数计算方法和原理同前面一样。

2. 多排锚拉支挡结构加固力的计算

当基坑较深、土质较差、单排锚拉结构不能满足基坑支挡的强度和稳定性要求时, 可考虑采用多排锚拉支挡结构。

对多排锚拉支挡结构, 可根据勃克和太沙基方法计算土压力 (图 3-14), 然后按等弯矩分配法或等锚杆拉力的原则布置锚杆并进行有关工程参数计算, 也可根据分层挖土深度与每层锚杆设置的实际情况, 按等值梁法分层进行计算, 并假定下层挖土不影响上层锚杆的水平加固力。其计算步骤只是逐层套用前面单排深埋锚拉桩计算方法。

(四) 锚杆设计计算

深基坑锚拉支挡结构中锚杆结构设计及防腐设计同本章第二节。

(五) 锚拉支挡结构桩墙的设计计算

深基坑锚拉支挡结构中桩墙的设计, 首先根据作用于桩墙上所有的力求出剪力为零的点; 再依据梁中剪力为零点有最大力矩求出桩墙所受的最大弯矩值 $M_{\max}$; 然后按照最大弯矩值 $M_{\max}$ 来设计桩墙的截面。

(六) 锚拉支挡结构稳定性验算

锚拉支挡结构稳定性验算包括外部稳定性和内部稳定性验算。所谓外部稳定性是指挡土结构、锚杆与被支护土体的整体抗滑稳定性〔图 3-17 (a)〕。一般可按圆弧滑动法验算，其计算方法参见本章第二节。所谓内部稳定性，是锚杆锚固段与挡土结构嵌入基坑土体下端假想支点之间的深部滑裂面抗滑稳定性〔如图 3-17 (b)〕。一般可用克劳斯 (Kranz) 的等效锚墙方法验算。单排锚杆锚拉支挡结构内部稳定性分析计算简图如图 3-18。图中 ab 为挡墙， bc 为深部破裂面，其中 c 为锚固体中点； cd 为等效锚墙，它过 c 点垂直于地表面。于是， bcd 构成滑裂面，作用于块体 $abcd$ 上有重力 W 、支护结构对土体的主动土压力反力 E_a 、作用于 cd 面上主动土压力 E_1 、作用于 bc 面支承力 F 以及为保持土体平衡锚杆所承受的最大拉力 $T_{\max}$ 。 $T_{\max}$ 可由图 3-18 (b) 所示的力多边形求得，它与锚杆设计轴向拉力之比即为稳定性安全系数，即：

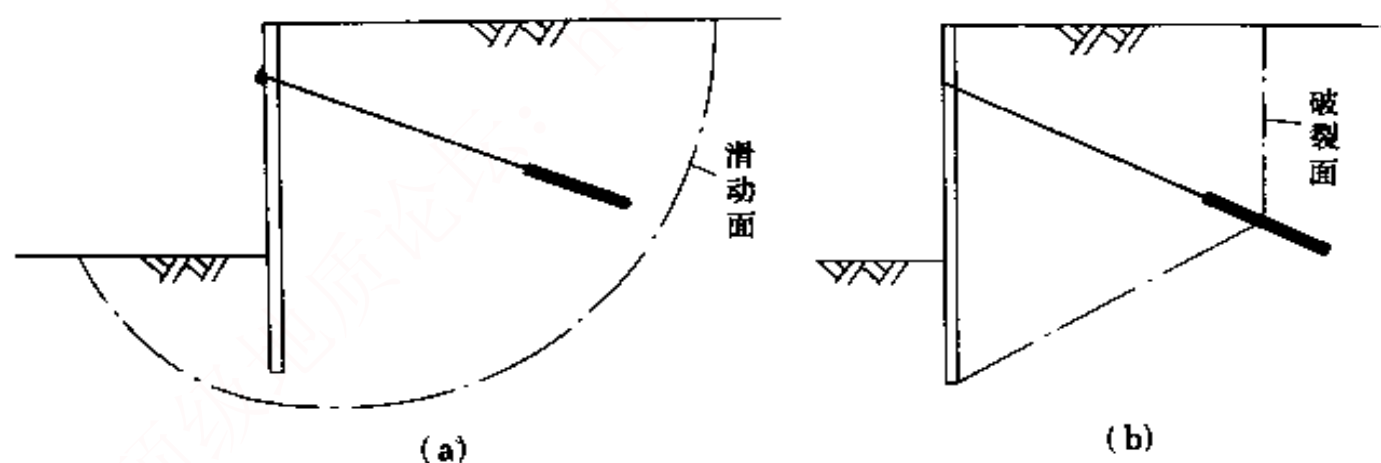


图 3-17 锚拉支挡结构失稳形式

$$F_s = \frac{T_{\max}}{N_t} \quad (3-43)$$

一般要求 $F_s \geq 1.5$ 。如不满足，则要调整锚杆设计参数（如加长锚杆长度或加大倾角等）。

对于多排锚杆锚拉支挡结构内部稳定性分析，与单排锚杆计算

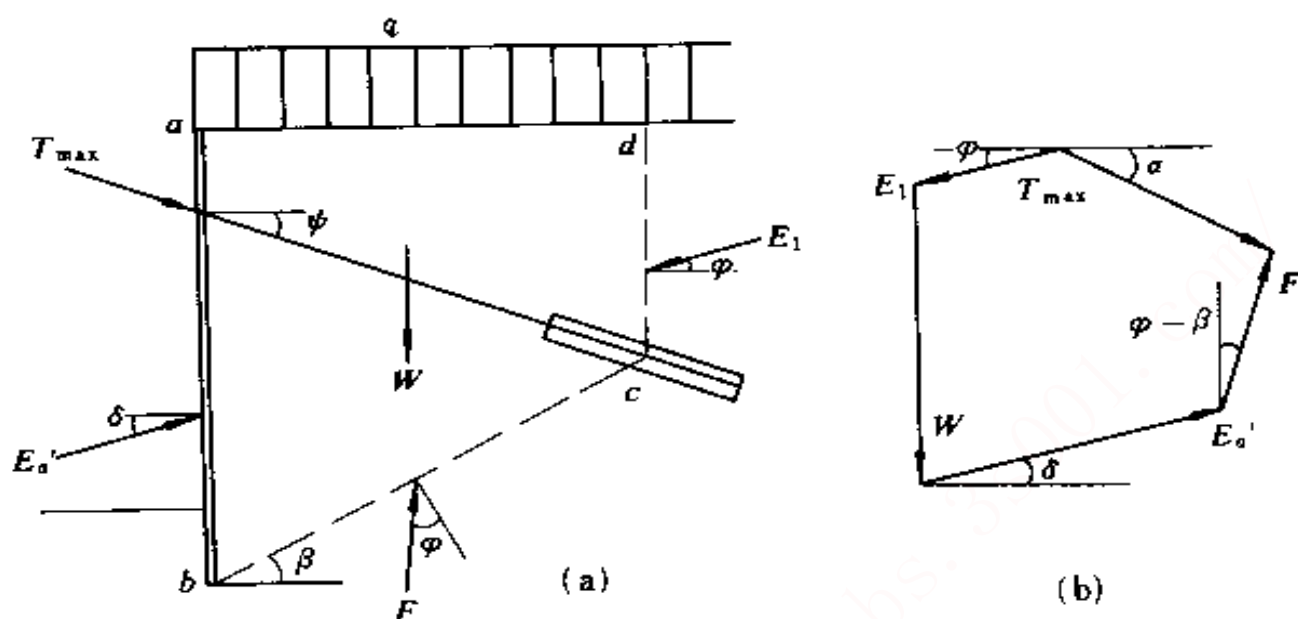


图 3-18 锚拉支挡结构内部稳定性验算

方法相同，只不过要对各层锚杆单独验算，即根据各层锚杆位置取不同的滑裂面进行验算，对于上排锚杆比下排长的锚拉系统，还应验算支挡结构最下端与锚固体中点依次连接组成的滑裂面的抗滑性，并要求都要满足稳定性验算要求。其具体计算方法和步骤参见《基础工程学》(陈仲颐、叶书麟主编，中国建筑工程出版社出版，1990年)。

第四节 斜坡挡土墙锚固工程设计计算

挡土墙通常起阻止滑块从自然斜坡滑下的作用(静力效应)。这些垂直或稍有倾斜度的挡土墙是为各种道路、桥梁、仓库、码头、港口及其他工业民用建筑的基础提供水平表面而设置的挡土结构。挡土墙的功用是把岩土侧压力连同墙体重量及其作用于它上面的任何其他荷载安全地传递给承载地基。当挡土墙自重力矩不能有效地抵抗外力矩，或者墙底的摩阻力不能有效地抵抗滑动力时，对于高

度不大的挡土墙，凭借增大墙体自重、增加墙底面积或改善墙体结构形成还可以满足工程要求。但对于高度较大或可利用空间较小的挡土墙，仅凭上述措施难以收到满意的效果。此时，如果综合利用锚固技术，把作用于墙体上的一部分载荷通过锚杆传递到深度较稳定的地层，将不失为一种行之有效，且较为经济的办法。

一、斜坡挡土墙的锚固结构形式

斜坡挡土墙锚固工程中锚杆的设置和布局与其他锚固工程比较有较为广泛的选择范围。锚杆安设方向可以是垂直的〔图 3-19(c)、(d)〕、倾斜的〔图 3-19(a)、(b)〕、水平的〔图 3-19(a)中 $\phi=0$ 时〕甚至上仰〔图 3-19(a)中 ϕ 为负值时〕；锚杆安设位置可以在墙身〔图 3-19(a)、(b)〕、墙顶〔图 3-19(c)〕和墙趾处〔图 3-19(d)〕。挡土墙中的锚杆的功能也是多样的：图 3-19(a) 中的锚杆主要是用来增强挡土墙的抗倾覆稳定性；图 3-19(c)、(d) 结构形式主要是用来阻止挡土墙的滑移；而图 3-19(b) 中锚杆的功能则两者兼有之。

二、斜坡挡土墙土压力计算

如本章第三节所述土体作用于挡土结构上的压力有三种形式：一种是被动土压力，它作为对锚固的一种反力，通常不允许在被锚固的挡土墙后面出现；一种是主动土压力，只有当挡土墙发生线位移或角变位（挡土墙顶部的位移为其高度的 0.001~0.005 倍）时，土体的压力才逐渐降至主动土压力值；另一种是介于主动与被动土压力之间的静止土压力，它只有当设计的支承结构（包括锚固系统在内）不产生任何微小的变形，同时挡土墙背后的土体仍然保持原来位置的情况下，才会出现。

斜坡挡土墙锚固工程设计时，应尽量避免因加固力或锚杆的预应力值设计过大而致土体出现被动土压力，这样对整个锚固工程来说显然是不经济的，最适宜的设计是，使土体作用在锚固挡土墙上

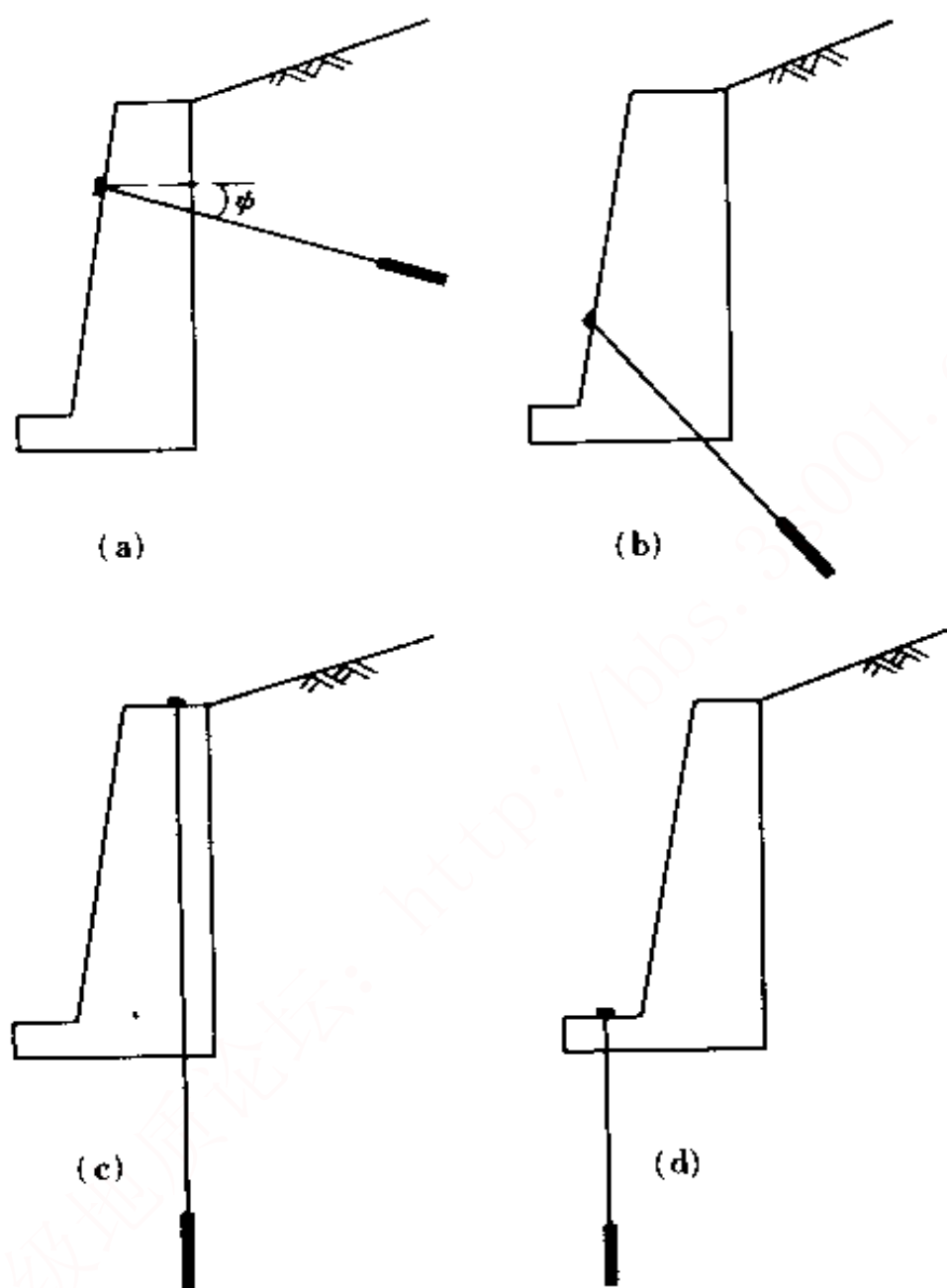


图 3-19 斜坡挡土墙的锚固结构形式

的最大压力是静止土压力。因此，建议在设计锚杆时，应允许锚杆，尤其是挡土墙上部的锚杆，有一些必要的微小拉伸变形，以保证挡土墙能产生微小的角变位。

斜坡挡土墙静止土压力可按式 (3-28) 计算。主动土压力，因其墙后为斜坡，墙背有坡度且与土体尚存在不同程度的摩擦力，故可

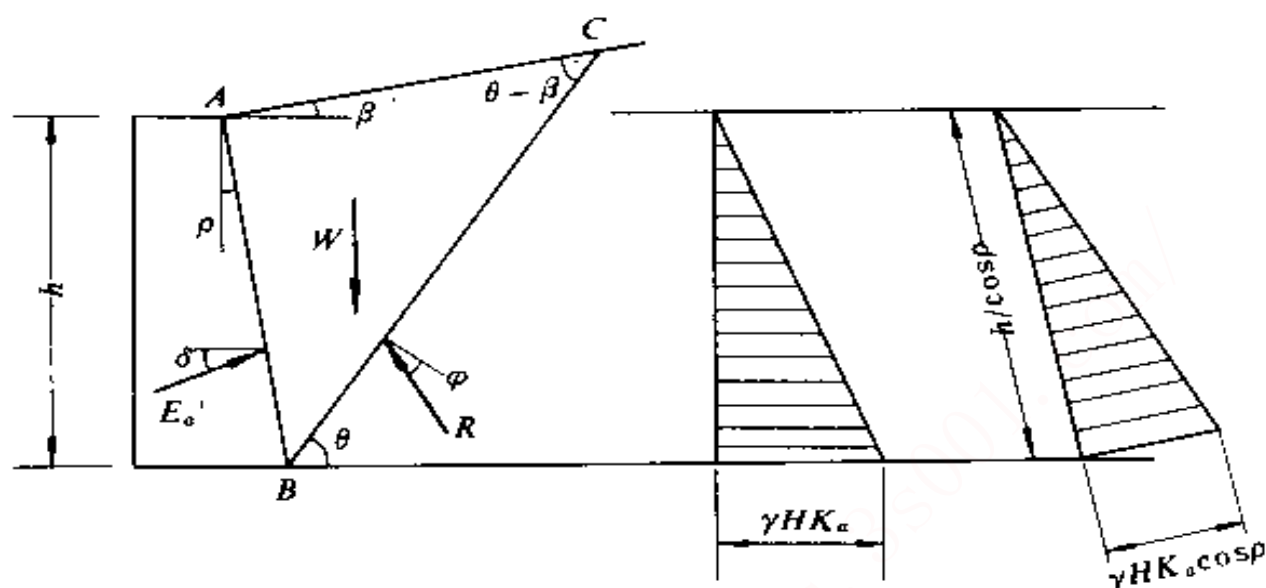


图 3-20 库伦土压力计算图式

按库伦主动土压力公式计算。库伦主动土压力理论计算简图如图 3-20，滑楔 ABC 作用有重力 W 、滑面反力 R 和墙背反力 E_a （主动土压力 E_a 的反作用力），依静力平衡条件可求得：

$$E_a = \frac{\gamma}{2} h^2 \cdot K_a \quad (3-44)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \rho)}{\cos^2 \rho \cdot \cos(\delta + \rho) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \rho) \cdot \cos(\rho - \beta)}} \right\}^2} \quad (3-45)$$

式中： h ——挡土墙高； γ ——填土重度； φ ——填土内摩擦角； ρ ——墙背倾角，即墙背铅垂线之间夹角，反时针为正（俯斜）； β ——墙背地表面倾角； δ ——墙背与土体之间的摩擦角，其值可按表 3-7 查得； K_a ——库伦主动土压力系数。

以上土压力公式是在土体 $C=0$ 的砂性土情况下导出的，对于 $C \neq 0$ 的粘性土，《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) 推荐了如下粘性土主动土压力系数计算公式（参见图 3-21）：

表 3-7 土对挡土墙墙背的摩擦角

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑, 排水不良	$^*(0 \sim 0.3) \varphi$
墙背粗糙, 排水良好	$(0.33 \sim 0.5) \varphi$
墙背很粗糙, 排水良好	$(0.5 \sim 0.67) \varphi$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.0) \varphi$

注: φ 为墙后土体的内摩擦角。

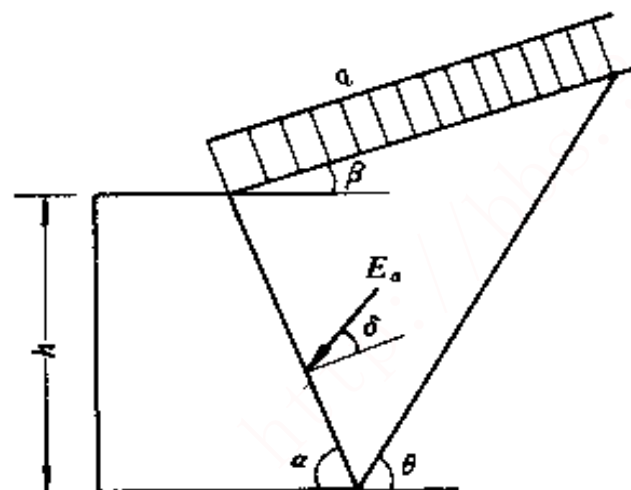


图 3-21 粘性土主动土压力计算简图

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \cdot \{k_q [\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cdot \cos \varphi \cdot \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) - 2[(k_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \alpha \cdot \cos \varphi) \times (k_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cdot \cos \varphi)]^{\frac{1}{2}}\} \quad (3-46)$$

式中: q ——地表均布荷载; α ——墙背与水平面夹角; η ——考虑土体粘聚力系数, 即

$$\eta = \frac{2C}{\gamma h} \quad (3-47)$$

k_q ——考虑地表均布超载影响系数, 即

$$k_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma h \sin(\alpha + \beta)} \quad (3.48)$$

式(3.46)用起来较繁杂,为方便起见,该规范规定对于排水条件符合规范要求,挡土墙高度不大的 K_0 可按图3-22查得。

由于挡土墙、锚杆以及土体的相互作用,影响土压力因素很多,通过现场实测和模型试验表明:挡土墙所受土压力值微大于库伦主动土压力计算值。为此,国外有的学者,在计算土压力时,将 K_a 加上 $\frac{2}{3} \times (K_0 - K_a)$,即作用于挡土墙背的土压力计算式变为:

$$E_a^* = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a^*,$$

$$K_a^* = K_a + \frac{2}{3} (K_0 - K_a) \quad (3.49)$$

式中: K_0 ——静止土压力系数; K_a ——库伦主动土压力系数。

国内有的学者,根据锚定板挡土墙实测结果,得到如下公式:

$$p_a^* = m_e K_a \gamma h \quad (3.50)$$

式中: p_a^* ——作用于挡土墙上的土压力强度; m_e ——增大系数,取1.05~1.20; K_a ——库伦主动土压力系数。

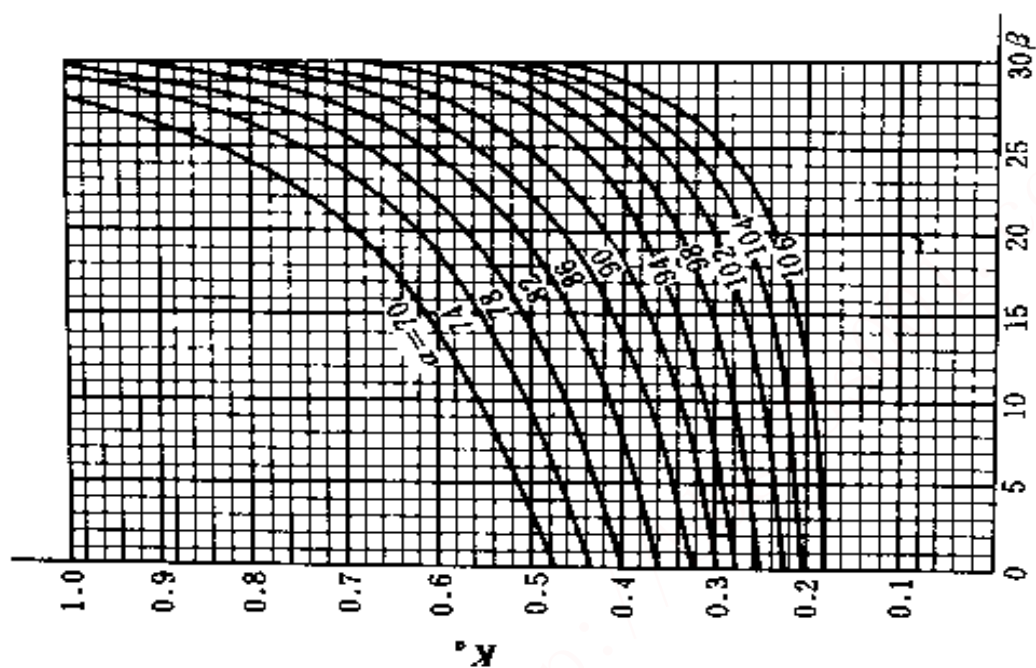
同时得出多排锚杆锚固挡土墙土压力沿墙背的分布规律如图3-23所示。

三、斜坡上锚固挡土墙加固力设计计算

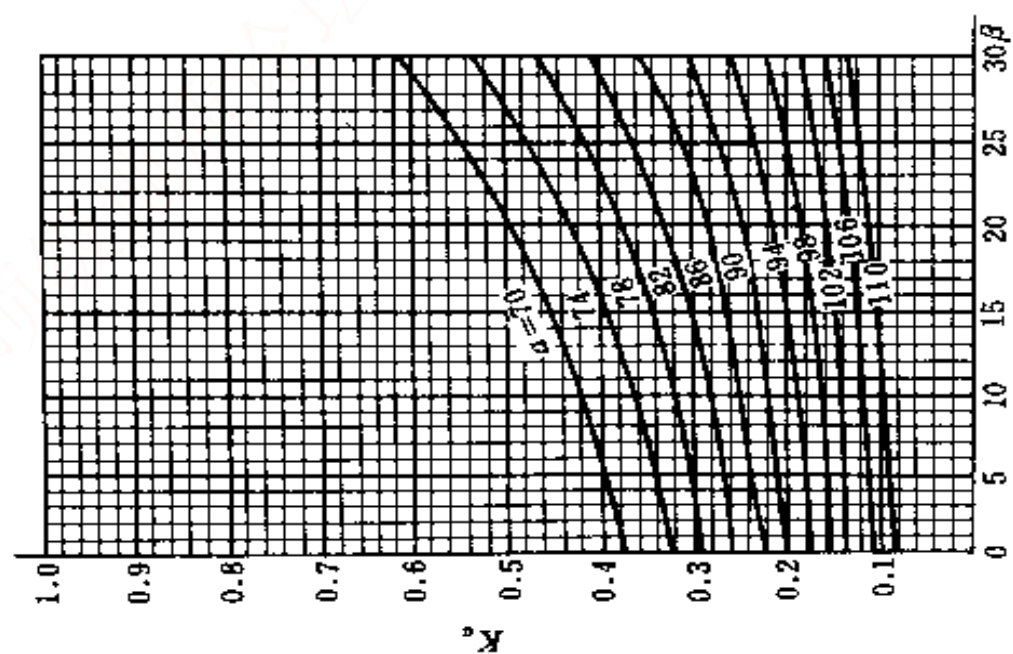
挡土墙的稳定性主要从以下三个方面评价:

- (1) 作用在挡土墙上抗倾覆力矩与致倾覆力矩之比应大于或等于1.5;
- (2) 作用在挡土墙底面的抗滑力与滑动力之比应大于或等于1.3;
- (3) 挡土墙下卧地层应满足地基承载力要求。

斜坡挡土墙加固力通常综合以下两方面情况确定:如果挡土墙抗倾覆稳定性不够,一般是根据按墙的外侧较低端为支点的各种力



II类土土压力系数($\delta = \varphi/2, q = 0$)



I类土土压力系数($\delta = \varphi/2, q = 0$)

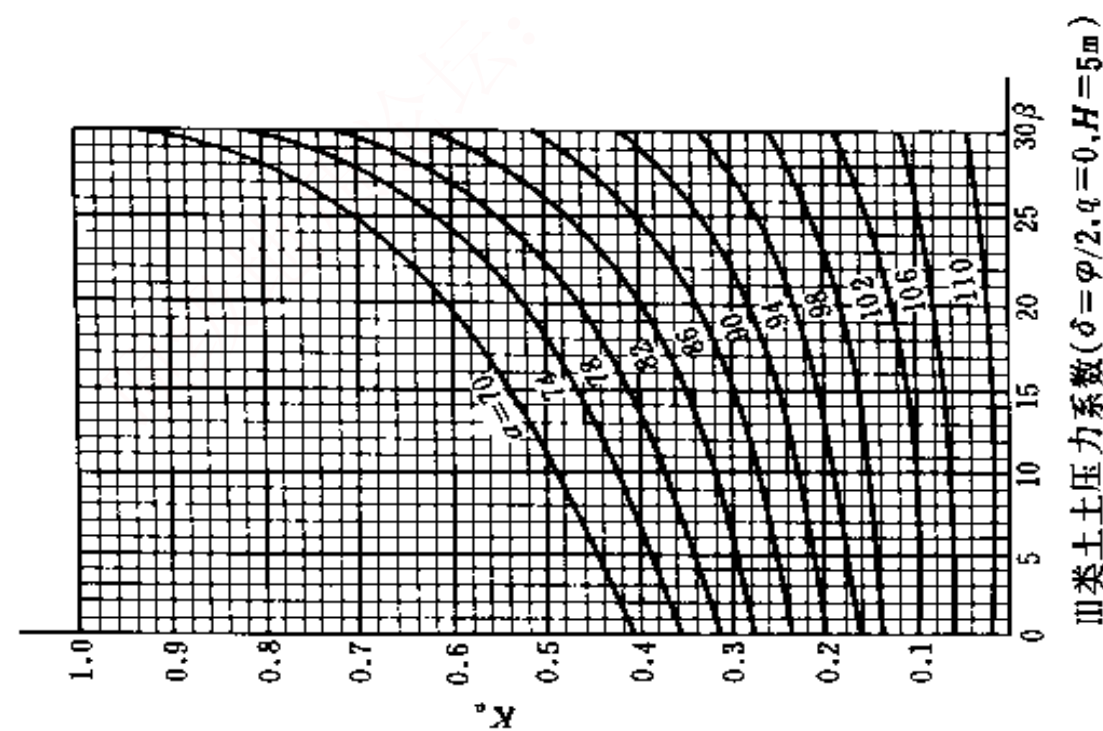
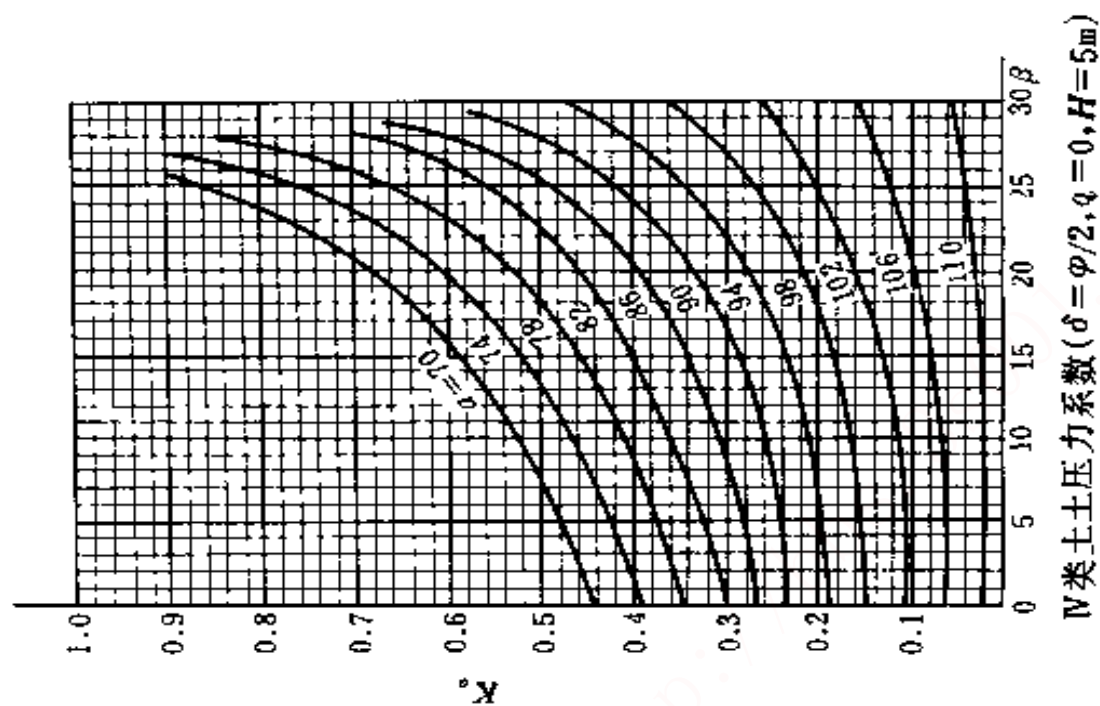


图 3-22 粘性土挡土墙土压力系数 K_a 计算图

I类土—碎石土, 密实度为中密, 干密度大于或等于 $2.0t/m^3$; II类土—砂土, 包括砾砂、粗砂、中砂, 其密实度为中密, 干密度大于或等于 $1.65t/m^3$; III类土—粘土夹块石土, 干密度大于或等于 $1.90t/m^3$; IV类土—粉质粘土, 干密度大于或等于 $1.65t/m^3$

矩平衡条件求得；如果墙体抗滑稳定性不够，则可依据作用于墙的静力平衡条件求得。很明显，不能利用哪种方法求加固力，其前提条件是，挡土墙在加上锚杆后，其墙基要能满足地基承载力要求，否则，就应改变挡墙基础形式以增大基底面积，或者将其置于有足够承载力的地层上去。

斜坡挡土墙为抗倾覆而加锚所需加固力的计算，参照图 3-24。将作用于挡土墙上所有力对 A 点取矩，使其抗倾覆力矩与倾覆力矩之比达到设计要求有：

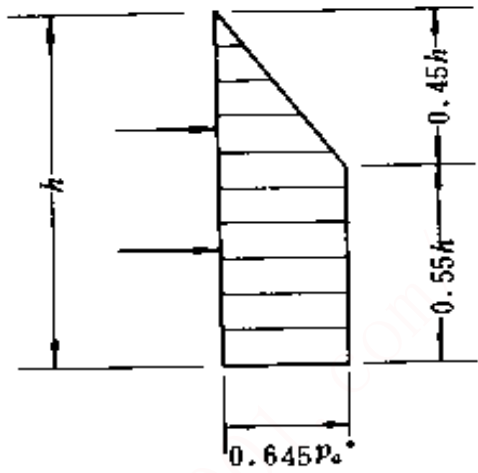


图 3-23 多排锚杆锚固挡土墙土压力分布图

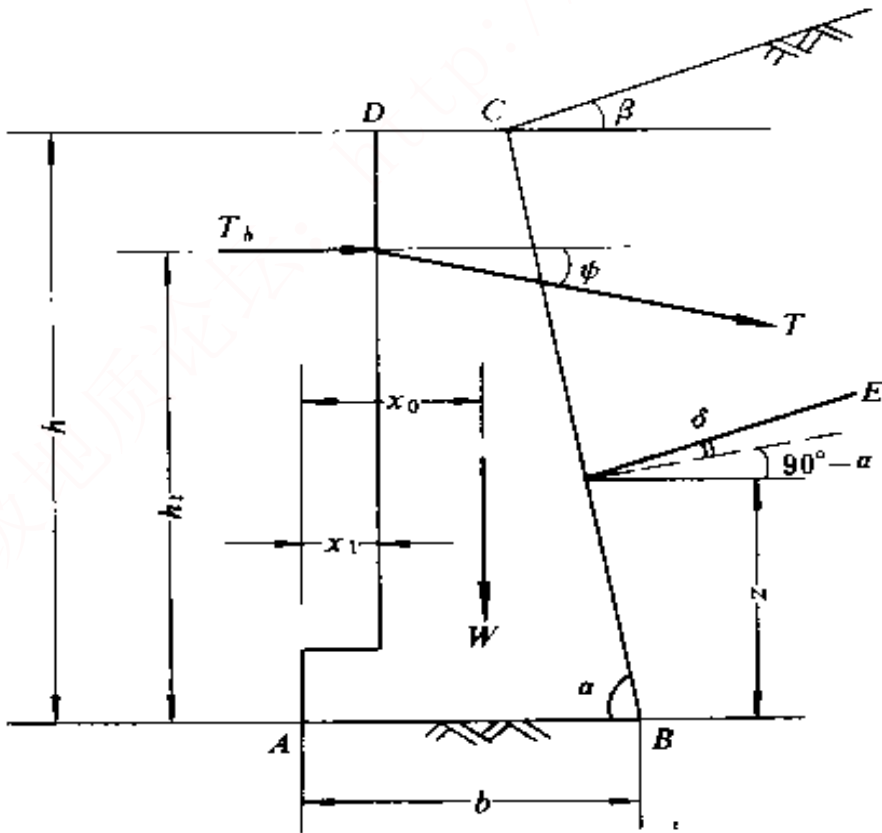


图 3-24 抗倾覆加锚挡土墙加固力计算图

$$\frac{T \cdot \cos \phi \cdot h_t + T \cdot \sin \phi \cdot x_1 + W x_0 - E \sin(\delta + 90^\circ - \alpha) \cdot (b - z \operatorname{ctg} \alpha)}{E \cdot \cos(\delta + 90^\circ - \alpha)}$$

$$= [K_t]$$

解上式可得抗倾覆所需最小加固力为：

$$T = \frac{[K_t] E \cdot \sin(\alpha - \delta) - E \cos(\alpha - \delta) - W x_0}{h_t \cos \phi + x_1 \sin \phi} \quad (3-51)$$

式中：[K_t]——挡土墙抗倾覆许用安全系数值，《建筑地基基础设计规范（GBJ7-89）》，取 [K_t] = 1.5；W——挡土墙每延米自重；x₀——挡土墙重心离墙趾 A 点的水平距离；α——挡土墙的墙背倾角；δ——土对挡土墙墙背的摩擦角；b——挡土墙基底水平宽度；h_t——加固力作用点离墙趾 A 点的高度；x₁——加固力作用点与墙趾 A 点的水平距离；φ——锚杆安装角，即锚杆倾角；E——墙背土压力合力，对于单排锚杆，可按式（3-49）或式（3-50）确定，对于多排锚杆，可按土压力分布图（图 3-23）求得；z——土压力作用点离墙底的高度，单排锚杆时，土压力按三角形分布求得，则 z 为墙高的 $\frac{1}{3}$ ，多排锚杆，土压力可按土压力分布图（图 3-23）求得，则 z 由等效力偶原理求得（z ≈ 0.4h），也可参考图 3-24 土压力分布图确定。

斜坡挡土墙为抗滑而加锚所需加固力的计算，参照图 3-25。加锚后，使基底抗滑力与滑动力之比值达到抗滑稳定性许用安全系数值 [K_s] 有：

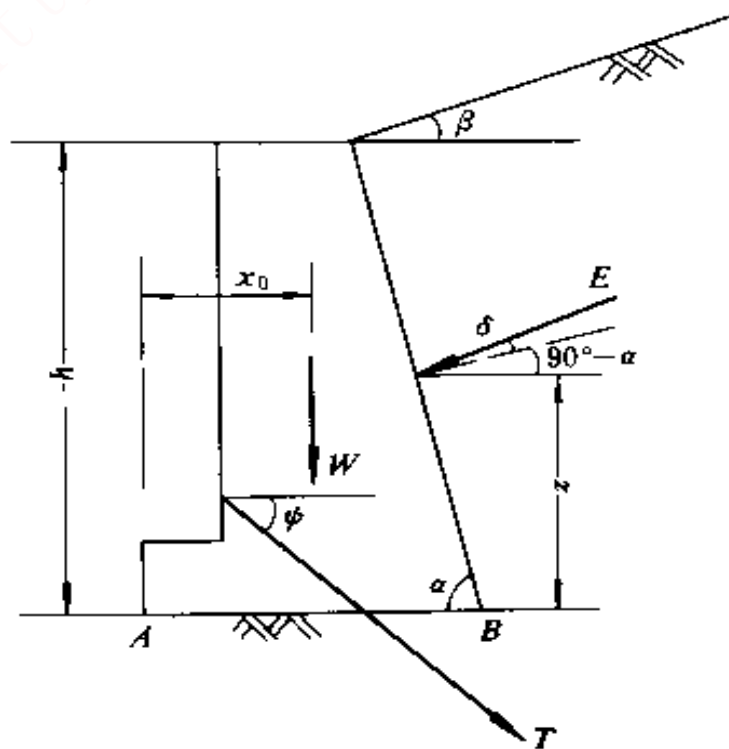


图 3-25 抗滑加锚挡土墙加固力计算图

$$\frac{[W + E \cdot \sin(\delta + 90^\circ - \alpha) + T \cdot \sin\phi] \cdot \mu}{E \cdot \cos(\delta + 90^\circ - \alpha) - T \cdot \cos\phi} = [K_s]$$

由此可求得抗滑所需的最小加固力为：

$$T = \frac{[K_s] \cdot E \cdot \sin(\alpha - \delta) - [W + E \cos(\alpha - \delta)] \mu}{\mu \sin\phi + [K_s] \cos\phi} \quad (3-52)$$

式中：[K_s] —— 为挡土墙抗滑许用安全系数值，《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) 取 [K_s] = 1.3；μ —— 土对挡土墙基底的摩擦系数，宜由试验确定，也可按表 3-8 [据《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)] 确定；其余符号意义同前。

表 3-8 土对挡土墙基底的摩擦系数

土的类别		摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土	S _r ≤ 0.5	0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩石		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩石		0.65~0.75

注：①对易风化的软质岩石和塑性指数 I_p 大于 22 的粘性土，基底摩擦系数应通过试验确定；

②对碎石土，可根据其密实度、填充物状况、风化程度等确定。

在粘性土中，对于挡土墙后坡度较大斜坡土体的土压力和加固力，可通过分析潜在的剪切面来确定，分析的方法常用众所周知的土力学中的斜坡稳定性分析法，诸如费伦纽斯 (Fellenius) 圆弧法、瑞典条分法 (参阅本章第二节二)。如果挡土墙后面是坚硬岩层，则根据岩体弱面发育程度、产状及相互关系，判定其破坏形式，然后按本章第二节方法评价斜坡稳定性和计算加固力。

四、斜坡挡土墙锚固工程锚杆设计

斜坡挡土墙锚固工程设计中所采用的锚杆型式、锚固参数以及锚固结构稳定性验算方法基本上与边坡锚固工程和深基坑锚拉支挡工程类似，其具体设计计算方法详见本章第二节和本章第三节。

五、斜坡挡土墙锚固工程挡土墙设计

为确保挡土墙安全可靠，墙身应具有足够的强度。为此，在确定挡土墙形式和几何参数后，须对墙身截面承载力进行验算。对于一般地区挡土墙，应选取 1~2 个控制截面进行强度验算。

锚拉挡土墙多采用混凝土或钢筋混凝土墙身。对于混凝土灌注的挡土墙，当墙身偏心距较大，截面的拉应力超过混凝土抗拉强度设计值，就应设置钢筋来承受拉力。同样，墙趾板也应根据弯距大小而决定是否设置钢筋。

如果荷载偏心距 e_0 （如图 3-26）满足下式

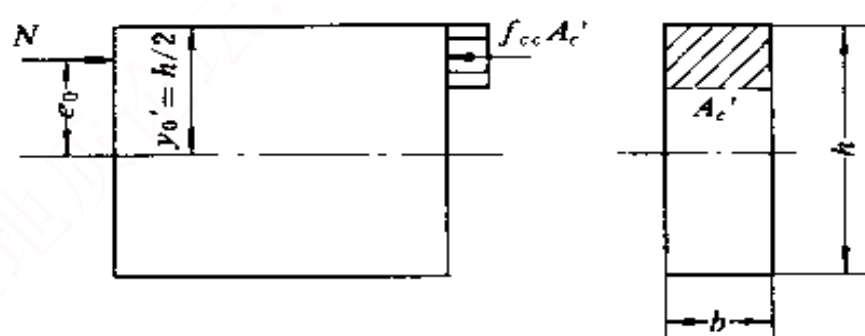


图 3-26 矩形截面素混凝土承载力计算图式

$$e_0 < 0.45y_0' \quad (3-53)$$

式中： e_0 ——混凝土受压区合力点至截面重心的距离，即轴向力至截面重心的距离； y_0' ——截面重心至受压区边缘的距离。则截面偏心承载力可按下式验算：

$$N \leq f_c b(h - 2e_0) \quad (3-54)$$

式中：\$N\$——轴向力设计值；\$f_c\$——素混凝土的轴心抗压强度值，其值由表 3-9 查得 \$f_c\$ 乘以系数 0.95；\$b\$——截面宽度，挡土墙计算取每延米长，即取 1.0；\$h\$——截面高度，即挡土墙墙厚。

表 3-9 混凝土强度设计值

强度种类	符号	混凝土强度等级											
		C7.5	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	\$f_c\$	3.7	5	7.5	10	12.5	15	17.5	19.5	21.5	23.5	25	26.5
抗拉	\$f_t\$	0.55	0.65	0.9	1.1	1.3	1.5	1.65	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2

如 \$e_0 \geq 0.45y_0^1\$，又能满足下式也可不设置钢筋：

$$N \leq \frac{r_m f_{ct} b h}{\frac{b e_0}{h} - 1} \quad (3-55)$$

式中：\$f_{ct}\$——素混凝土抗拉强度设计值，其值由表 3-9 查得 \$f_t\$ 乘以系数 0.6；\$r_m\$——截面抵抗矩塑性系数，取 \$r_m = 1.75\$，否则，必须在混凝土受拉边配置构造钢筋，其设计计算方法可参考《混凝土设计规范》(GBJ10-89)。

第五节 混凝土坝锚固工程设计计算

一、概述

各种类型的大坝通常建筑在峡谷地段，峡谷的形状和岩层的力学性能对坝体的结构形式有决定作用。在狭窄的峡谷，筑造拱形坝可以有效地利用岩石材料，而且可以利用拱形坝的静力效应，减少坝体重量。对于较开阔的峡谷，可将坝体设计成重力坝，当峡谷有宽广的底面时，则可修建各种形式的连拱坝。

在混凝土坝的建筑过程中，如果利用锚杆将其锚固在稳定基岩上，就可以有效地提高坝体稳定性，并可明显地减轻坝体重量，减少坝材用量，从而降低成本，提高经济效益。例如：在苏格兰一座高 22m 的 Autnalirige 重力坝上，使用锚固技术，使混凝土用量减少了 50%，施工费用降低了 17%；法国在 St. Michel 地区的一座新设计的坝上首次使用锚固技术，结果平均每吨锚固材料（钢材）能节省 340m³ 混凝土，使总施工费用降低 20% 左右。我国在大坝补强和加固中使用预应力锚杆加固技术，也取得了良好的工程和经济效果。

二、混凝土坝锚固工程设计

混凝土坝的锚固应采用预应力锚固技术，因为这样才能有效地利用锚固力充分调动坝基上的抗剪强度。如果使用非预应力锚杆，锚杆在起锚固作用时，坝体就已经发生了局部剪切破坏，岩石失去了粘结力，动摩擦系数 f_d 代替了静摩擦系数 f （通常 $f_d < f$ ），岩石自身的抗剪强度有所降低。因此，非预应力锚杆只能用于高度在 6.5m 以下的坝体。

（一）重力坝的锚固设计

坝体加固力的计算，首先应考虑坝基抵抗水平位移的稳定性，因为坝的失稳多发生于此；其次才是评价坝体抵抗倾倒或抵抗沿临界面剪切破坏的稳定性。在锚固设计计算中，应注意调整加固力的大小、方向和作用点，以保证坝体抵抗任何破坏的能力。

按考虑坝基抵抗水平位移的稳定性来设计加固力，可用下述方法计算（图 3-27）。

坝体抵抗水平滑移的安全系数计算公式为：

$$\begin{aligned}
 K_s &= \frac{\left(\frac{ih^2}{2} \gamma_b - \frac{ih^2}{2} \cdot \frac{u}{h} + G \right) \operatorname{tg} \varphi}{10 \times \frac{h^2}{2}} \\
 &= \left[i \left(\gamma_b - \frac{u}{h} \right) + \frac{2G}{h^2} \right] \frac{\operatorname{tg} \varphi}{10}
 \end{aligned} \tag{3-56}$$

式中： K_s ——坝体抵抗水平滑移的安全系数；
 h ——坝的静力三角形高度； γ_b ——混凝土重度；
 i ——细长比， $i=S/h$ ，而 S 为坝底宽度； u ——上举压力（取决于岩床质量和灌浆帷幕的作用）； G ——混凝土坝脊重量； φ ——摩擦角。

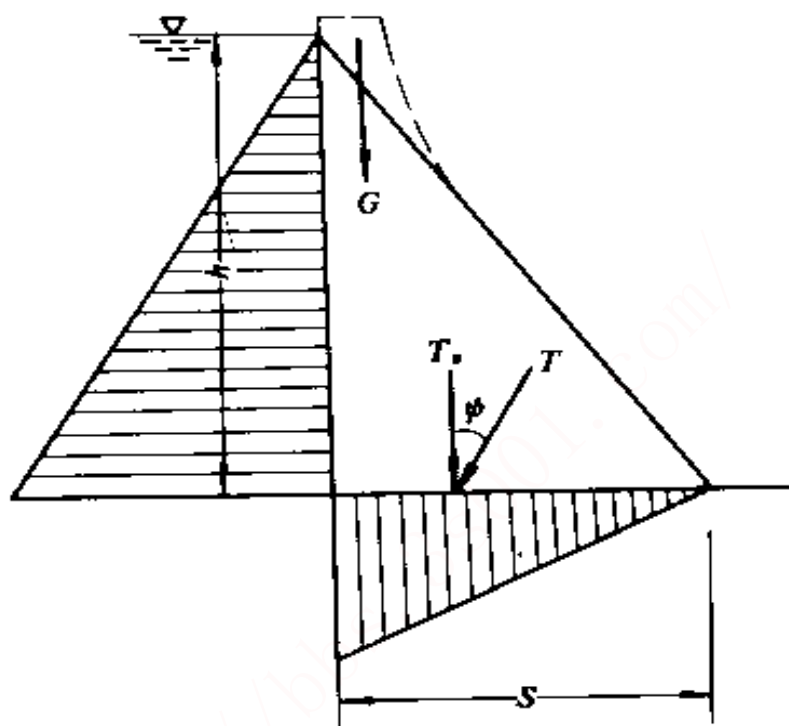


图 3-27 重力坝提高水平抗滑能力
所需加固力计算图

如果按上式验算得到的 K_s 值没能达到工程稳定许用安全系数值 $[K_s]$ ，则应引入垂直加固力 T_v 以提高 K_s 来满足工程要求，于是有：

$$[K_s] = \left[i \left(\gamma_b - \frac{u}{h} \right) + (T + G) \frac{2}{h^2} \right] \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi}{10}$$

由此可解得：

$$T_v = \frac{h^2}{2} \left[i \left(\frac{u}{h} - \gamma_b \right) + \frac{10[K_s]}{\operatorname{tg} \varphi} \right] - G \quad (3-57)$$

若锚杆与坝底垂直线成 ψ 角，则所需加固力为：

$$T = \frac{\frac{h^2}{2} \left[i \left(\frac{u}{h} - \gamma_b \right) + \frac{10[K_s]}{\operatorname{tg} \varphi} \right] - K}{\frac{10[K_s]}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \sin \psi + \cos \psi} \quad (3-58)$$

式中： $[K_s]$ ——坝体满足抗水平滑移要求的许用安全系数值； ψ ——锚杆与垂直线的夹角。

以上的计算尚未考虑坝体对抵抗倾倒的安全度，这是因为通过设计一个合适的转动中心就可解决这一问题，这种方法甚至还可以

在锚固结构中减少混凝土用量。

用于混凝土坝锚固的锚杆均属岩石锚杆，并且所加预应力往往很高（大都在 $0.8 \sim 10\text{MN}$ 之间），因此多用高强度预应力锚索加固。由于锚杆深植于含有丰富地下的岩层中，这对内锚头的设计施工和防腐处理提出了更高的要求。关于混凝土坝锚固工程中的锚杆设计计算可参见本章第二节。

（二）连拱坝的锚固设计

在基岩内的锚固技术，可经济地设计各种形式的连拱坝。借助锚固方法，连拱坝可提高抵抗水平位移的能力，能够使坝基最大应力降低，并使应力趋于均匀分布。同时，锚固方法可以降低连拱坝挡水帷幕坡度，减小静水压力的垂直分力。

以上用于设计重力坝的加固力计算公式也可用来估计连拱坝的加固力。锚杆的设计也同重力坝类似，其设计计算方法同样可参见本章第二节。

（三）混凝土坝锚固工程实例

使用锚固技术的第一个坝是 1934 年改建的阿尔及利亚的舍尔法重力坝。该坝建于 1880~1882 年间，坝高 30m，基岩为砂岩（图 3-28）。1934 年改建时将坝加高了 3m，用 37 根锚索进行加固，每根由 630 根直径为 5mm 的优质钢丝组成，对其施加的预应力达 10MN （锚固力的总和相当于坝体重量的三分之一）。钢筋混凝土锚头设置在加高的坝顶上（间距为 6.0m），锚索的下端固定在成对的锚固孔穴中。20 年以后检查，预应力损失仅为 3%。使用 30 年后，于 1965 年再次对该坝进行检查发现，总的预应力损失为 9%，这是由于两根锚杆在杆体与锚头连接处腐蚀损坏所造成的。第二次改建时，增设 30 根新锚杆，锚杆由 54 根直径为 7mm 的钢丝组成，围绕着中心灌浆管编排成三层，由内到外层的根数分别为 12、18 和 24 根。锚索直径为 70mm，锚孔直径为 146mm。锚杆长度 55~60m，深入坝基以下 25m，用塑化水泥砂浆对最下部段 10m 进行灌浆。每根锚杆施

加预应力达 2MN。锚固体固定于基岩内，用重沥青油保护锚杆杆体，重油是在钻孔孔壁已经用化学剂灌注密封后灌入钻孔的。重沥青油还保护了锚头及其上部。这种布置方法便于检查钢丝和锚头的覆盖，必要时可以加厚顶部的封闭介质材料。

我国安徽梅山水库连拱坝建成于 1958 年，最大坝高 88.24m。1962 年 6 月，右岸坝基突然大量漏水，同时发现某些垛墙出现裂缝，岸坡基岩节理裂隙张开。坝基出现一条长 101m 连续裂缝，最大宽度 17mm。1964 年，采用预应力锚索对该坝基进行加固，共同锚索 102 根，锚索长分别为 30~47m。每根锚索由 123 根 $\phi 5$ 钢丝或 165 根 $\phi 5$ 钢丝组成。预应力值分别为 2.4~3.24MN。加固后，坝基抗滑稳定系数由 0.95 提高到 1.05，并减少了剪切变形，保证了大坝的正常工作。

广西岩滩电站大坝。建成于 1992 年，坝高 110m，坝顶长 525m。沿坝轴分 28 个坝段，其中 12~19 号坝段为溢流坝段（7 个溢流孔，8 个闸墩），长为 159.35m。在水库正常高水位 223m 高程时，弧形闸门承受的水平推力为 46 320kN。为平衡弧形门的支铰水平推力，改善闸墩应力状态，1~8 号闸墩在设计上均采用预应力锚固结构。每个闸墩均布有预应力主锚索、斜锚索和水平次锚索。总共设锚索

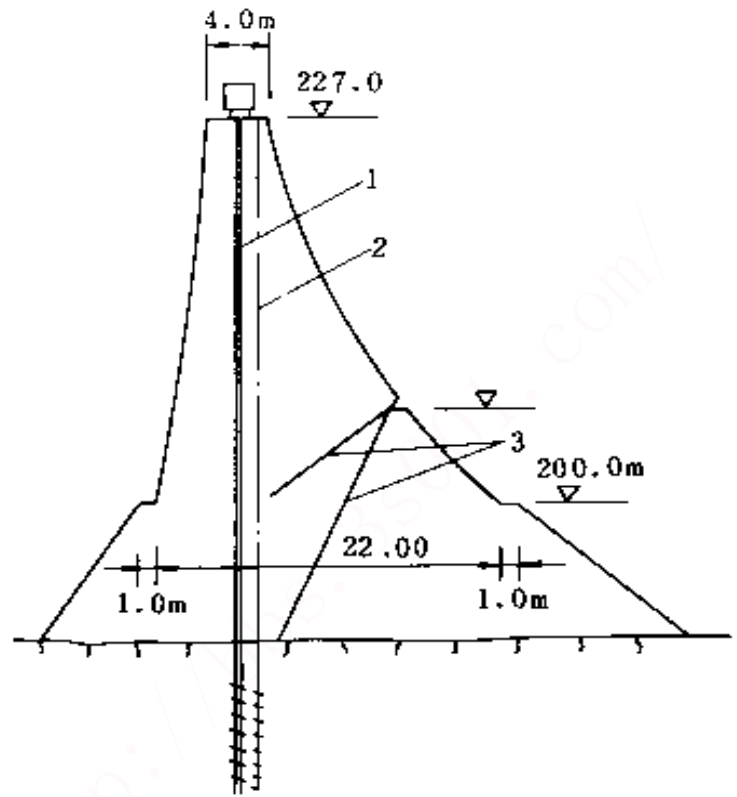


图 3-28 世界上第一座锚固坝——阿尔及利亚舍尔法水坝

1 锚杆 (10MN); 2 1967 年安装的锚杆 (2MN); 3—排水孔

344 束，其中主锚索 220 束，斜锚索 28 束，水平次锚索 96 束。主锚索和斜锚索每束由 84 根，水平次锚索每束由 49 根 $\phi 7\text{mm}$ 高强钢丝组成，设计张拉力主斜锚索为 3 295kN，水平次锚索为 2 118kN。锚头形式原设计采用瑞典 BBRV 锚形式，后于 1991 年施工时改用 DVF-Z 锚形式。加固后的大坝，有效地平衡了弧形闸门传给闸墩的水平推力，改善了闸墩的应力分布状态，从而提高坝体的稳定性。

第六节 地下结构锚固工程设计计算

一、概述

锚固技术最早是用在地下洞室的围岩支护上。促使锚固技术长足发展的动力，主要是由于日益拓宽的地下建筑工程对实用可靠的支护结构的需要。地下工程支护结构设计的一个重要问题是如何确定作用在支护结构上的地压荷载。根据地压计算方法，地下工程支护结构设计的发展大致可分为三个阶段：①本世纪 20 年代以前主要是基于一些简单假设而提出的古典压力理论阶段。②本世纪 20 年代至 60 年代的松散体理论阶段。这一理论是把岩体视作为松散体，认为作用在支护结构上的荷载是围岩塌落拱内的松动岩体重量。有代表性的是太沙基和普氏压力拱理论。③60 年代前后发展起来的支护与围岩共同作用的现代支护理论。这一理论的突出特点是把锚杆、喷射混凝土与现场监控量测、信息反馈技术有机地结合起来，从而充分调动围岩的自承能力，以达到洞室稳固的目的。早期有代表性的地压计算公式有基于弹塑性理论发展起来的芬纳 (Fenner) 和卡柯 (aquot) 公式。随着计算机技术的发展，有限元、边界元等数值解法，从 60 年代中期就开始应用于支护结构设计上来，至今已发展成为锚喷支护设计计算的主要手段。70 年代末，日本樱井春辅提出了基于现场量测结果的反分析数值算法，经过 10 多年充实和发展，这一

方法正在逐步走向实用阶段。

二、锚喷支护设计的基本原则和方法

用于地下结构工程支护的锚固技术，一般应在洞室内表面加喷混凝土。锚杆的作用是支承和加固内部围岩，限制约束围岩变形，使一定深度内的围岩处于挤压状态，从而调动围岩的自承能力；喷射混凝土主要是对洞室内表面起加固作用，并同时起到防渗漏、防掉块以及防止锚杆头部腐蚀的作用。这就是所谓的锚喷支护结构。

锚喷支护的总要求是做到技术上可靠、经济上合理。为此，在具体工程设计与施工中，应遵循如下基本的原则：

(1) 在选址、洞室断面设计以及施工过程中，采取各种方法确保围岩不出现有害松动；

(2) 合理有效调节控制围岩变形，使其在不进入有害松动的条件下适度发展，以便最大限度地发挥围岩自承能力；

(3) 在设计施工中要求保证实现围岩、喷层和锚杆之间具有良好的粘结和接触，使三者共同受力，确保锚喷支护与围岩形成共同体；

(4) 选择合理的支护类型与参数并充分发挥其功效；

(5) 合理设计施工方法和施工工序，避免采用对围岩扰动大的开挖方法和可能导致延误支护时机的施工顺序；

(6) 随时根据现场监测资料指导设计施工。

地下结构工程锚喷支护的设计方法主要是在围岩分类的基础上，根据拟建工程的围岩质量（即类级）和工程尺寸等参数，与已建类似的工程类比，来确定洞室围岩锚喷支护结构和参数的方法。理论计算设计法是在测得岩体和支护力学参数的前提下，根据围岩力学特征建立数学模型，通过计算确定支护结构和参数的方法。现场监控法又称信息设计法，是新近发展起来的一种以现场量测为手段的设计方法，其特点是在施工时，一边进行各种量测，一边把量测

的结果反馈到设计施工中，使规划时的设计、施工变得更符合现场实际，最终确定支护参数。

以上三种设计方法各有利弊，单凭哪种方法都有其局限性，实际运用时，应相互供鉴、相互补充。目前引起国内外广泛注意的反分析设计计算法，就是监控设计法与理论设计法的相互渗透的产物。在具体设计中，根据围岩地质、力学特点和设计施工条件不同，三种方法可结合运用，也可有所侧重，但应做到互补互校，综合确定出最优锚喷支护设计与施工方案。图 3-29 是地下结构工程锚喷支护设计的流程图。

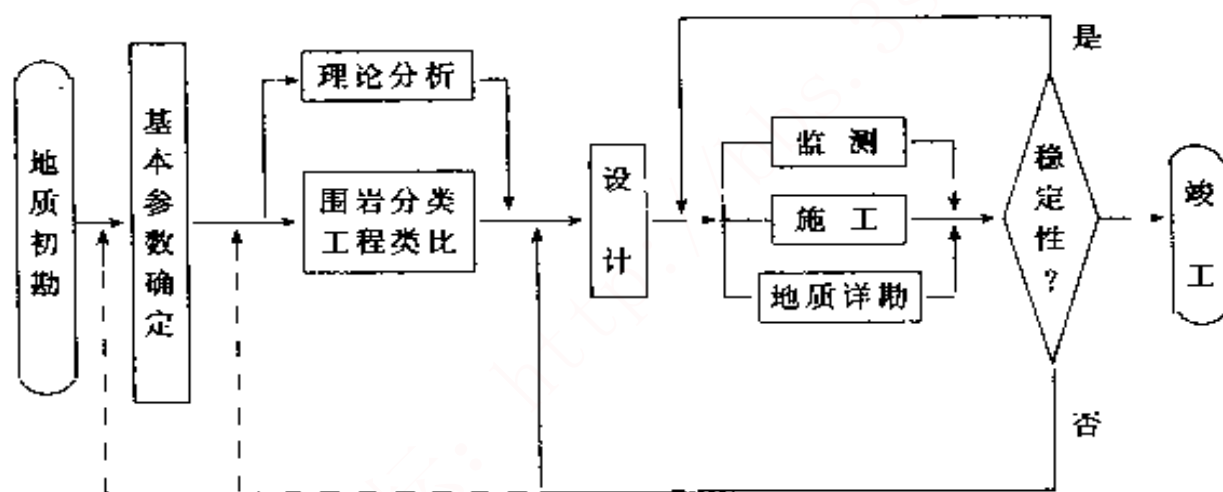


图 3-29 地下结构锚喷支护设计流程图

三、地下结构工程锚喷支护结构工程类比设计

目前国内一些锚喷支护设计规范都明确规定，锚喷支护设计应采用工程类比法为主，必要时辅以监控量测法和理论验算法。尤其是对在中硬以上岩类地层中修建中小跨度的地下工程，一般按工程类比法就可最终确定锚喷支护的类型和参数。此外，当需要进行理论法设计和监控法设计时，工程类比法仍是工程设计的重要依据。

工程类比法通常有直接类比法和间接类比法两种。直接类比法一般是以围岩的岩体强度和岩体完整性、地下水影响程度、洞室埋

深、可能受到的地应力、工程的形状与尺寸、施工的质量以及使用要求等方面因素，将设计的工程与上述条件基本相同的已建工程进行对比，由此确定锚喷支护的类型与参数。间接类比法一般是根据现行锚喷支护技术规范，按其围岩类别表及锚喷支护设计参数表确定拟建工程的锚喷支护类型与参数。以下仅介绍利用技术规范的间接工程类比方法，对于直接工程类比法限于篇幅不予介绍，有兴趣者可参阅《地下工程锚喷支护设计指南》（郑颖人主编，中国铁道出版社，1987年）。

间接类比法的第一步是判定拟建地下工程围岩类别，然后再按相应技术规范确定支护类型和参数。国家和有关部门颁布的主要技术规范有：国家标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GBJ86-85）；中国人民解放军总后勤部颁布的《军用物资洞库锚喷支护技术规定（试行）》；中国人民解放军总参谋部颁布的《国防工程锚喷支护技术暂行规定》以及铁道、交通等部门制订的相应技术规范。

在工程类比设计法中，围岩分类是技术的关键，它直接关系到支护的成败，因此，国内外提出了许多种围岩分类方法，力求较客观、较全面地评价洞室围岩岩体质量和稳定性。此处仅列出国颁标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GBJ86-85）中围岩分类方法，如表 3-10。其他分类方法可参阅有关资料。

根据围岩分类级别，参照相应的技术规范便可进行锚喷支护设计。水平洞室的锚喷支护类型和设计参数表分别如表 3-11、表 3-12 和表 3-13；竖井的锚喷支护类型和设计参数如表 3-14。

上述各表虽然给出了锚喷支护设计的依据，但在实际运用时仍要具体情况具体分析，可能的话，可参照类似已有工程经验配合适当的理论验算，尽量客观合理地定出各设计参数。对于膨胀性岩体、未胶结的松散岩体、有严重湿陷性的黄土层、严寒地区的冻胀岩体、能引起严重腐蚀的地段和大面积淋水地段不宜套用以上诸表进行锚喷支护设计，宜采用其他技术规定和设计方法设计。

表 3-10 《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GBJ86-85)围岩分类表

围岩类别	主要工程地质特点						
	岩体结构	构造影响程度, 结构面发育情况和组合状态	岩石强度指标		岩体声波指标		岩体强度应力比
			单轴抗压强度 (MPa)	点荷载强度 (MPa)	岩体纵波速度 (km/s)	岩体完整性指标	
I	整体状及层间结合良好的厚层状结构	构造影响轻微, 偶有小断层。结构面不发育, 仅有两到三组, 平均间距大于 0.8m, 以原生和构造节理为主, 多数闭合, 无泥质充填, 不贯通。层间结合良好, 一般不出现不稳定块体	>60	>2.5	>5	>0.75	毛洞跨度 5~10m 时, 长期稳定, 一般无碎块掉落
I	同 I 类围岩结构	同 I 类围岩特征	30~60	1.25~2.5	3.7~5.2	>0.75	毛洞跨度 5~10m 时, 围岩能较长时间 (数月或数年) 维持稳定, 仅出现局部小块掉落
	块状结构和中厚层状或厚层状结构	构造影响较重, 有少量断层。结构面较发育, 一般为三组, 平均间距 0.4~0.8m, 以原生和构造节理为主, 多数闭合, 偶有泥质充填, 贯通性较差, 有少量软弱结构面。层间结合较好, 偶有层间错动和层面张开现象	>60	>2.5	3.7~5.2	>0.5	

续表 3-10

主要工程地质特点							
围岩类别	岩体结构	构造影响程度、结构面发育情况和组合状态	岩石强度指标		岩体声波指标		岩体强度应力比
			单轴饱和抗压强度 (MPa)	点荷载强度 (MPa)	岩体纵波速度 (km/s)	岩体完整性指标	
I	同 I 类围岩结构	同 I 类围岩特征	20~30	0.85~1.25	3.0~4.5	>0.75	>2
	同 I 类围岩块状结构和中厚层状结构	同 I 类围岩块状结构和中厚层状结构特征	30~60	1.25~2.5	3.0~4.5	0.5~0.75	>2
	层间结合良好的薄层和较硬的互层结构	构造影响较重, 结构面发育, 一般为三组, 平均间距 0.2~0.4m, 以构造节理为主, 节理面多数闭合, 少有泥质充填。岩层为薄层或以硬岩为主的软硬岩互层, 层间结合良好, 少见软弱夹层、层间错动和层面张开现象	>60 (软岩, >20)	>2.5	3.0~4.5	0.3~0.5	>2
	碎裂镶嵌结构	构造影响较重。结构面发育, 一般为三组以上, 平均间距 0.2~0.4m, 以构造节理为主, 节理面多数闭合, 少数有泥质充填, 块体间牢固咬合	>60	>2.5	3.0~4.5	0.3~0.5	>2
			毛洞跨度 5~10m 时, 围岩能维持一个月以上的稳定, 主要出现局部掉块、塌落				

续表 3-10

主要工程地质特点									
围岩类别	岩体结构	构造影响程度, 结构面发育情况和组合状态	岩石强度指标		岩体声波指标		岩体强度与应力比	毛洞跨距	毛洞跨距
			单轴抗压强度 (MPa)	点荷载强度 (MPa)	岩体纵波速度 (km/s)	岩体完整性指标			
IV	同 I 类围岩块状结构, 较厚的中厚层或厚层状结构	同 I 类围岩块状结构, 较厚的中厚层或厚层状结构特征	10~30	0.42~1.25	2.0~3.5	0.5~0.75	>1	毛洞跨距 5m 时, 围岩能维持数月到几个月的稳定, 主要失稳形式为冒落或片帮	毛洞跨距 5m 时, 围岩能维持数月到几个月的稳定, 主要失稳形式为冒落或片帮
	散块状结构	构造影响严重, 一般为风化卸荷带。结构面发育, 一般为三组, 平均间距 0.4~0.8m, 以构造节理、卸荷、风化裂隙为主, 贯通性好, 多数张开, 夹泥、夹泥厚度一般大于结构面的起伏高度, 咬合力弱, 构成较多的不稳定块体	>30	>1.25	>2.0	>0.15	>1		
	层间结合不良的薄层、中厚层和坚硬层状结构	构造影响严重。结构面发育, 一般为三组以上, 平均间距 0.2~0.4m, 以构造、风化节理为主, 大部分微张 (0.5~1.0mm), 部分张开 (>1.0mm), 有泥质充填, 层间结合不良, 多数夹泥, 层间错动明显	>30 (软岩, >10)	>1.25	2.0~3.5	0.2~0.4	>1	毛洞跨距 5m 时, 围岩能维持数月到几个月的稳定, 主要失稳形式为冒落或片帮	毛洞跨距 5m 时, 围岩能维持数月到几个月的稳定, 主要失稳形式为冒落或片帮

续表 3-10

主要工程地质特点						
围岩类别	岩体结构	构造影响程度、结构面发育情况和组合状态	岩石强度指标		岩体声波指标	
			单轴饱和抗压强度 (MPa)	点荷载强度 (MPa)	岩体纵波速度 (km/s)	岩体完整性指标
IV	碎裂状结构	构造影响严重,多数为断层影响带或强风化带。结构面发育,一般为三组以上。平均间距 0.2~0.4m,大部分微张(0.5~1.0mm),部分张开(>1.0mm),有泥质充填,形成许多碎块体	>30	>1.25	2.0~3.5	0.2~0.4
V	散体状结构	构造影响很严重,多数为破碎带、全强风化带、破碎带交汇部位。构造及风化节理密集,节理面及其组合杂乱,形成大量碎块体。块体间多数为泥质充填,甚至呈石状土状或土夹石状			<2.0	
						岩体强度应力比
						毛洞跨度 5m 时,围岩能维持数日到一 个月的稳定、 主要失稳形式 为冒落或片帮
						毛洞跨度 5m 时,围岩稳定时间很短, 约数小时至数 小时

- 注: 1. 围岩按定性分类与定量指标分类有差别时,一般应以低者为准;
 2. 本表声波指标以孔测法测试值为准,如果用其他方法测试时,可通过对比试验,进行换算;
 3. 层状岩体按单层厚度可划分为: 厚层 大于 0.5m, 中厚层 0.1~0.5m, 薄层 小于 0.1m;
 4. 一般条件下,确定围岩类别时,应以岩石单轴饱和抗压强度为准;当洞跨度小于 5m,服务年限小于 10 年的工程,确定围岩类别时,可采用点荷载强度指标代替单轴饱和抗压强度指标,可不做岩体声波指标测试;
 5. 测定岩石强度,做单轴抗压强度后,可不做点荷载强度;
 6. 对 I、II 类围岩,当洞轴线与主要断层或软弱夹层夹角小于 30° 时,应适当降级;
 7. 对 II、IV 类围岩,当地下水较发育时,应根据地下水类型、水量大小、软弱结构面多少及其危害程度,适当降级;
 8. 本分类适用于矿山、铁路、水电、建工和军工等部门的地下结构工程。

表 3-11 巷道 (隧洞)、洞室和斜井锚喷支护类型和设计参数 (GBJ86-85)

毛洞跨度 $B(m)$ 围岩类别	$B \leq 5$	$5 < B \leq 10$	$10 < B \leq 15$	$15 < B \leq 20$	$20 < B \leq 25$
I	不支护	50mm 厚喷射混凝土	(1) 80~100mm 厚喷射混凝土; (2) 50mm 厚喷射混凝土, 设置 2.0~2.5m 长的锚杆	100~150mm 厚喷射混凝土, 设置 2.5~3.0m 长的锚杆, 必要时, 配置钢筋网	120~150mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置 3.0~4.0m 长的锚杆
I	50mm 厚喷射混凝土	(1) 80~100mm 厚喷射混凝土; (2) 50mm 厚喷射混凝土, 设置 1.5~2.0m 长的锚杆	(1) 120~150mm 厚喷射混凝土, 必要时, 配置钢筋网; (2) 80~120mm 厚喷射混凝土, 设置 2.0~3.0m 长的锚杆, 必要时, 配置钢筋网	120~150mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置 2.5~3.5m 长的锚杆	150~200mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置 3.0~4.0m 长的锚杆
II	(1) 80~100mm 厚喷射混凝土; (2) 50mm 厚喷射混凝土, 设置 1.5~2.0m 长的锚杆	(1) 120~150mm 厚喷射混凝土, 必要时, 配置钢筋网; (2) 80~100mm 厚喷射混凝土, 设置 2.0~2.5m 长的锚杆, 必要时, 配置钢筋网	100~150mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置 2.0~3.0m 长的锚杆	150~200mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置 3.0~4.0m 长的锚杆	

续表 3-11

毛洞跨度 $B(m)$ 围岩类别	$B \leq 5$	$5 < B \leq 10$	$10 < B \leq 15$	$15 < B \leq 20$	$20 < B \leq 25$
Ⅳ	80~100mm 厚 喷射混凝土, 设 置 1.5~2.0m 长 的锚杆	100~150mm 厚钢 筋网喷射混凝土, 设 置 2.0~2.5m 长的锚 杆, 必要时, 采用仰拱	150~200mm 厚钢 筋网喷射混凝土, 设 置 2.5~3.0m 长的锚 杆, 必要时, 采用仰拱		
Ⅴ	120~150mm 厚钢筋网喷射混 凝土, 设置 1.5~ 2.0m 长的锚杆, 必要时, 采用仰 拱	150~200mm 厚钢 筋网喷射混凝土, 设 置 2.0~3.0m 长的锚 杆, 采用仰拱, 必要 时, 加设钢架			

注: 1. 表中的支护类型和参数, 是指隧洞和倾角小于 30° 的斜井的永久支护, 包括初期支护与后期支护的类型和参数;

2. 服务年限小于 10 年及洞跨小于 3.5m 的隧洞和斜井, 表中的支护参数, 可根据工程具体情况, 适当减小;

3. 复合衬砌的隧洞和斜井, 初期支护采用表中的参数时, 应根据工程的具体情况, 予以减小;

4. 急倾斜岩层中的隧洞或斜井易失稳的一侧边墙和缓倾斜岩层中的隧洞或斜井顶部, 应采用表中第 (2) 种支护类型和

参数, 其他情况下, 两种支护类型和参数均可采用;

5. Ⅰ、Ⅱ类围岩中的隧洞和斜井, 当边墙高度小于 10m 时, 边墙的锚杆和钢筋网可不予设置, 边墙喷射混凝土厚度可

取表中数据的下限值; Ⅲ类围岩中隧洞和斜井, 当边墙高度小于 10m 时, 边墙的锚喷支护参数可适当减小。

表 3-12 军用物资洞库锚喷支护设计参数表

围岩类别	不同毛洞跨度锚喷支护参数									
	$L_{\text{毛}} \leq 8\text{m}$		$8\text{m} < L_{\text{毛}} \leq 12\text{m}$		$12\text{m} < L_{\text{毛}} \leq 16\text{m}$		$16\text{m} < L_{\text{毛}} \leq 20\text{m}$		$20\text{m} < L_{\text{毛}} \leq 25\text{m}$	
	拱顶	边墙	拱顶	边墙	拱顶	边墙	拱顶	边墙	拱顶	边墙
I	50mm 喷混凝土	30 ~ 50mm 混凝土	50 ~ 80mm 混凝土	30 ~ 50mm 混凝土	80 ~ 100mm 混凝土 必要时 配 $\phi 18 \sim 20$ 、 长 2 ~ 2.5m 系统锚杆	50mm 喷 混凝土	100 ~ 150mm 喷 混凝土。配 $\phi 18 \sim 20$ 、 长 2.5 ~ 3m 系统锚 杆	50 ~ 80mm 喷 混凝土	120 ~ 150mm 喷 混凝土。配 $\phi 18 \sim 20$ 、 长 3 ~ 4m 系统锚杆 和网	80 ~ 100mm 喷混凝土
I	50 ~ 80mm 混凝土	30 ~ 50mm 混凝土	80 ~ 100mm 混凝土	30 ~ 50mm 混凝土	100 ~ 120mm 混凝土 必要时 配 $\phi 18 \sim 20$ 、 长 2 ~ 2.5m 系统锚杆	50 ~ 80mm 混凝土	120 ~ 150mm 喷 混凝土。配 $\phi 18 \sim 20$ 、 长 2.5 ~ 3m 系统锚 杆和网	80 ~ 100mm 混凝土	150 ~ 200mm 喷 混凝土。配 $\phi 18 \sim 22$ 、 长 3 ~ 4m 系统锚杆 和网	100 ~ 120mm 喷混凝土

续表 3-12

围岩类别	不同毛洞跨度锚喷支护参数									
	$L_e \leq 8m$		$8m < L_e \leq 12m$		$12m < L_e \leq 16m$		$16m < L_e \leq 20m$		$20m < L_e \leq 25m$	
	拱顶	边墙	拱顶	边墙	拱顶	边墙	拱顶	边墙	拱顶	边墙
I	80 ~ 100mm 喷混凝土, 必要时配	50 ~ 80mm 喷混凝土	100 ~ 120mm 喷混凝土, 必要时配	50 ~ 80mm 喷混凝土, 必要时配	120 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2.5 ~ 3m 系统锚杆, 必要时加网筋	80 ~ 100mm 喷混凝土, 必要时配系统锚杆	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 22、长 2.5 ~ 3.5m 系统锚杆和网	100 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2 ~ 3m 系统锚杆和网	待 定	待 定
	100 ~ 120mm 喷混凝土, 必要时加网	100 ~ 120mm 喷混凝土, 必要时加网	120 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2.5 ~ 3m 系统锚杆和网	120 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2.5 ~ 3m 系统锚杆和网	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 22、长 2.5 ~ 3.5m 系统锚杆和网	80 ~ 100mm 喷混凝土, 必要时配系统锚杆	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 22、长 2.5 ~ 3.5m 系统锚杆和网	100 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2 ~ 3m 系统锚杆和网	待 定	待 定
IV	100 ~ 120mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ 、长 2 ~ 2.5m 系统锚杆, 必要时加网	100 ~ 120mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ 、长 2 ~ 2.5m 系统锚杆, 必要时加网	120 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2 ~ 3m 系统锚杆和网	120 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2 ~ 3m 系统锚杆和网	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 22、长 2.5 ~ 3.5m 系统锚杆和网	80 ~ 100mm 喷混凝土, 必要时配系统锚杆	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 22、长 2.5 ~ 3.5m 系统锚杆和网	100 ~ 150mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2 ~ 3m 系统锚杆和网	待 定	待 定
V	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2.5 ~ 3m 系统锚杆和网, 必要时设仰拱	150 ~ 200mm 喷混凝土, 配 $\phi 18$ ~ 20、长 2.5 ~ 3m 系统锚杆和网, 必要时设仰拱	待 定	待 定	待 定	待 定	待 定	待 定	待 定	待 定

表 3-14 竖井锚喷支护类型和设计参数表 (GBJ86-85)

竖井口径 D(m) 围岩类别	$D < 5$	$5 \leq D < 7$
I	100mm 厚喷射混凝土, 必要时局部设置长 1.5~2.0m 的锚杆	100mm 厚喷射混凝土, 设置长 2.0~2.5m 的锚杆; 或 150mm 厚喷射混凝土
II	100~150mm 厚喷射混凝土, 设置长 1.5~2.0m 的锚杆	100~150mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置长 2.0~2.5m 的锚杆, 必要时, 加设混凝土圈梁
III	150~200mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置长 1.5~2.0m 的锚杆, 必要时, 加设混凝土圈梁	150~200mm 厚钢筋网喷射混凝土, 设置长 2.0~3.0m 的锚杆, 必要时, 加混凝土圈梁

锚喷支护中锚杆的类型选择, 既要适合地层条件和满足工程要求, 又要做到经济可靠。锚杆间距宜在杆体长度一半以内, IV、V 类围岩中的锚杆宜为 0.5~1.0m, 且不得大于规范规定的最大间距。锚杆长度按以上各表酌情选用。锚杆布局, 对大跨度洞室工程, 可采用长短相间的布设方式, 以便节约钢材用量。锚杆其他参数设计参见本章第二节及第二章第四节。

四、地下结构工程锚喷支护理论设计法

地下结构工程锚喷支护理论设计法可分为解析解法和数值解法。解析解法是指, 借助于用经典力学或弹塑性力学理论在一些基本假设的基础上而建立起来的地压荷载计算公式来进行支护设计计算的方法。数值解法是指以电子计算机为工具, 利用有限元、边界元、离散元及微分流形法等数值方法来计算地压和支护参数的设计方法。由于介绍数值解法需要大量的篇幅, 所以本书仅介绍经典的理论解析解法。

(一) 围岩荷载计算

洞室开挖前，岩体因自重和地质构造而形成的固有应力为初始应力。处于初始应力状态的岩体在漫长的地质年代形成了一种平衡状态，当在岩体深部开挖洞室时，这种平衡状态被打破，岩体内应力会发生重新分布，即所谓的二次应力。当二次应力超过岩体强度时就会产生较大的塑性变形。塑性变形进一步发展，就会与原岩脱离变成松动圈，形成作用于支护结构上的荷载。习惯上泛称的围岩压力包括松动圈产生的松动压力、弹塑性岩体产生的塑性变形压力和松散体产生的散体压力。

1. 普氏压力拱理论

普氏压力拱理论认为，对于松散体围岩水平洞室顶部会形成一个自然平衡拱（或称坍落拱），拱顶具有抛物线形状。这个拱内岩体重量即为作用在支护结构上的压力。如图 3-30 所示，压力拱的高度 h_0 由下式确定：

$$h_0 = \frac{b_1}{f_k} = \frac{b + h \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{f_k} \quad (3-59)$$

式中： f_k ——岩石坚固性系数，按下式计算，即

$$f_k = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi + C}{\sigma} \quad (3-60)$$

或 $f_k = \frac{f_r}{10} \quad (3-61)$

其中： C 、 φ ——岩土体的粘聚力和内摩擦角； σ ——岩土体中剪切面上的正压力； f_r ——岩石饱和单轴抗压强度（MPa）。

普氏理论计算 f_k 的公式中未计岩体节理等影响因素，因而与实际常有一定的出入。国内应用的经验是将（3-61）式根据地质条件进行一定的修正后采用（见表 3-15）。

作用于支护结构上的垂直荷载和侧向主动压力按下式计算：

$$\begin{aligned}
 q_2 &= \gamma \cdot h_0 \\
 \Delta q_e &= \gamma(h' + f) - \gamma h_0 \\
 e_1 &= \gamma h' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_k/2) \\
 e_2 &= \gamma(h + h') \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_k/2)
 \end{aligned}
 \tag{3-62}$$

式中符号意义见图 3-30 和表 3-15。

这一理论可以应用于各种坚实岩体和裂隙岩体，以及各种软弱岩体，甚至土壤。对层状岩体也是如此，岩梁破坏时，孔洞上方就会形成一阶梯式的自然拱。

2. 围岩塑性形变压力的计算

圆形洞室开挖后会形成如图 3-31 所示的 3 个区域，其

中Ⅱ为应力增高区的承载环。如果应力增高的程度超过岩体的弹性比例极限，则该区域的承载环就变成塑性圈。若令塑性圈与弹性圈Ⅲ之间的交界处达到极限平衡条件，则可求得在达到塑性区开展半径为 r_p 的情况下洞室内壁必须提供的支护应力 p_i 的表达式：

$$p_i = -C \cdot \operatorname{ctg} \varphi + (C \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \gamma H)(1 - \sin \varphi) \cdot \left(\frac{r}{r_p} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}
 \tag{3-63}$$

式中： C 、 φ 分别为岩体的粘聚力和内摩擦角； γ 为岩体容重； r 为洞室半径； r_p 为塑性圈半径。这就是修正的芬纳（Fenner）公式。

上式中令 $p_i = 0$ （即洞内无支护力），则得到最大塑性圈半径 $r_{p \max}$ 计算公式：

$$r_{p \max} = r \left[\frac{(\gamma H + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi)(1 - \sin \varphi)}{C \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \right]^{\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi}}
 \tag{3-64}$$

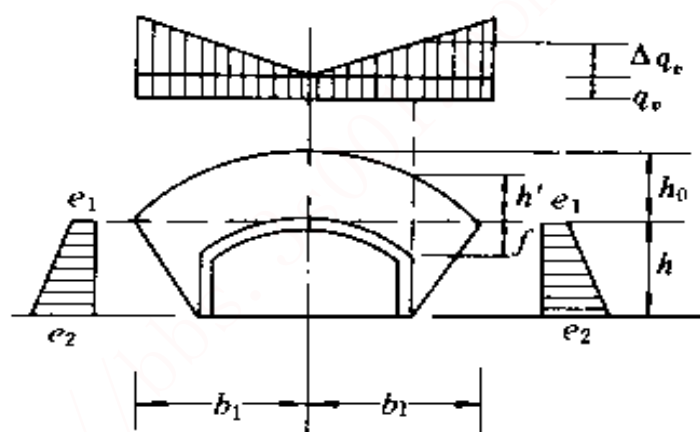


图 3-30 普氏卸荷拱下围岩压力计算

表 3-15 各种岩石的坚固系数 f 、重度 γ 和折算内摩擦角 φ 的数值表

等 级	类 别	f	γ (kN/m ³)	φ (°)
极坚硬的	最坚硬的、致密的及坚硬的石英岩和玄武岩, 非常坚硬的其他岩石	20	27.5~29.4	87
	极坚硬的花岗岩、石英岩、砂质片岩、最坚硬的砂岩及石灰岩	15	25.5~26.5	85
	致密的花岗岩、极坚硬的砂岩及石灰岩、坚硬的砾岩、极坚硬的铁矿	10	24.5~25.5	82.5
坚硬的	坚硬的石灰岩、不坚硬的花岗岩、坚硬的砂岩、大理石、黄铁矿、白云岩	8	24.5	80
	普通砂岩、铁矿	6	23.5	75
	砂质片岩、片岩状砂岩	5	24.5	72.5
中等的	坚硬的粘土质片岩、不坚硬的砂岩、石灰岩、软的砾岩	4	25.5	70
	不坚硬的片岩、致密的泥灰岩、坚硬的胶结粘土	3	24.5	70
	软的片岩、软的石灰岩、冻土、普通的泥灰岩、破坏的砂岩、胶结的卵石和砂砾, 掺有土的	2	23.5	65
	碎石上、破坏的片岩、卵石和碎石、硬粘土, 坚硬的煤	1.5	17.5~19.6	60
	密实的粘土、普通煤、坚硬冲积土、粘土质土、混有石子的土	1.0	17.6	15
	轻砂质粘土、黄土、砂砾、软煤	0.8	15.7	10
较软的	湿砂、砂壤土、种植土、泥炭、轻砂壤土	0.6	14.7	30
不稳定的	散砂、小砂砾、新积土、开采出来的煤、流砂、沼泽土	0.5	16.7	27
	含水的黄土及其他含水的土 ($f_s=0.1\sim0.3$)	0.3	14.7~17.6	9

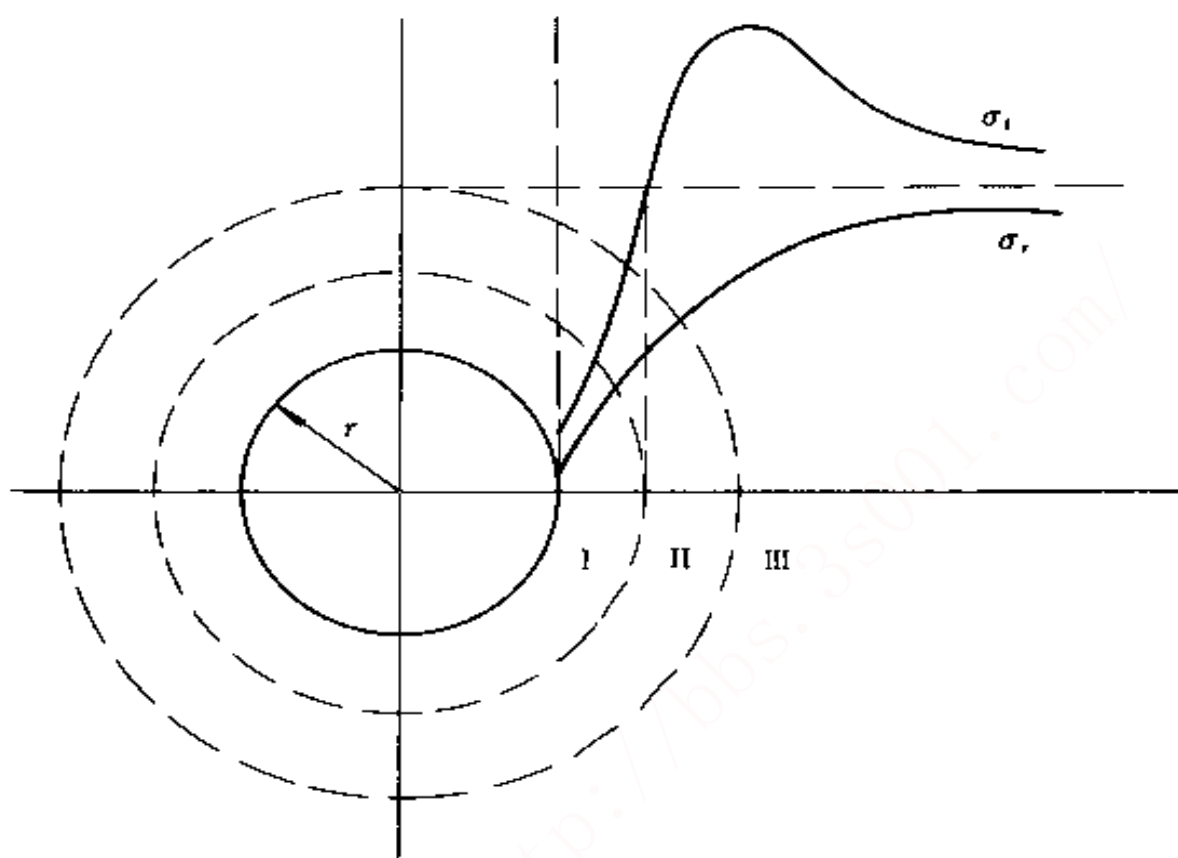


图 3-31 洞室开挖后应力状态

I 松动圈；II 承载环；III 原始应力区

H. Kastner 也导出了类似的最大塑性圈半径计算公式：

$$r_{p\max} = r \cdot \left\{ \frac{\gamma H (K_p - 1) + f_r}{f_r} \cdot \frac{2}{K_p - 1} \right\}^{K_p^{-1}} \quad (3-65)$$

$$\text{式中：} \quad K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (3-66)$$

必须提出，用修正芬纳公式计算支护压力时，必须知道塑性圈半径 r_p 值， r_p 需通过测试或经验方法确定。

3. 围岩松动压力计算

芬纳公式没有考虑塑性区的岩石自重，卡柯等人把塑性区与弹性区分离并计算塑性区的岩石自重，从而求得圆洞顶点处支护结构上的塑性松动压力 p_a ：

$$p_r = -C \cdot \operatorname{ctg} \varphi + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \left(\frac{r}{r_p} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} + \frac{\gamma \cdot r(1 - \sin \varphi)}{3 \sin \varphi - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{r_p} \right)^{\frac{3 \sin \varphi - 1}{1 - \sin \varphi}} \right]$$

同样，应用卡柯公式时，首先要知道塑性圈半径 r_p 。可认为塑性松动圈已充分发挥，以至 $r_p = r_{p\max}$ ， $r_{p\max}$ 可按式 (3-64) 和式 (3-65) 计算。

4. 围岩压力经验公式

(1) 我国《铁路工程技术规范》推荐的经验公式

$$q_v = 1.5 \times 2^{b \cdot S} \gamma \omega \quad (3-67)$$

式中： S ——围岩类别（参见《铁路工程技术规范》，最高为Ⅵ级）； γ ——岩体重度； ω ——宽度影响系数， $\omega = 1 + i(B - 5)$ ，其中， B 为隧道宽度， i 为围岩压力系数，当 $B < 5\text{m}$ 时取 0.2，当 $B > 5\text{m}$ 时取 0.1。

(2) 我国《水工隧洞暂行规范》公式

$$\left. \begin{aligned} q_v &= S_y \gamma B \\ q_h &= S_x \gamma H \end{aligned} \right\} \quad (3-68)$$

式中： q_v ——均匀垂直岩石压力强度； q_h ——均布侧向水平岩石压力强度； B ——隧洞宽度； H ——隧洞深度； γ ——岩石容重； S_x 、 S_y ——分别为水平和垂直岩石压力系数，可在规范中查表得到。

(3) 乌纳尔 (Unal) 经验公式

$$p = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B \quad (3-69)$$

式中： RMR ——宾尼雅夹斯基 (Z. T. Bieniawski) 岩石分类评分值； p ——支护载荷；其余符号意义同上。

(4) Wikham 经验公式

$$q_v = 0.5202 \cdot D \cdot \left[\frac{6000}{RSR + 8} - 70 \right] \quad (3-70)$$

式中： D ——隧道开挖直径； RSR ——岩体结构评价，可按 $RSR = 0.77RMR + 12.4$ 经验公式换算近似得出。

(二) 锚杆支护参数设计

锚喷支护参数的设计，主要根据所需锚固力的大小来确定锚杆直径、长度、间距和锚杆安装时间以及布置方式等。

锚杆支护参数分经验公式法和理论公式计算法。

1. 经验公式设计法

依据国内外锚喷支护的经验和实例，对跨度小于 10m 的洞室，可按下述经验公式确定锚杆参数。

(1) 锚杆长度 L 取下两式较大者

$$L = n(1.1 + \frac{B}{10}) \quad (3-71)$$

$$L > 2S \quad (3-72)$$

式中： B ——洞室跨度； n ——围岩稳定性系数，对于Ⅱ类稳定性较好的岩石， $n=0.9$ ，对于中等稳定的Ⅲ类岩石 $n=1.0$ ，对于稳定性较差的Ⅳ类岩石， $n=1.1$ ，对于不稳定的Ⅴ类岩石， $n=1.2$ ； S ——围岩中节理间距。

(2) 锚杆间距 D 取下两式较小者

$$D \leq 0.5L \quad (3-73)$$

$$D < 3S' \quad (3-74)$$

式中： S' ——围岩裂隙间距，是规定锚杆间距极重要的因素； D ——锚杆间距，一般为 0.8~1.0m，最大不超过 1.5m。

(3) 锚杆直径 d_0 主要依锚杆的类型和锚固力而定，一般为 $d_0 \approx \frac{L}{110}$ 。

必须指出，上述经验公式中忽视了一个重要的参数——锚固力，在实际设计时还应考虑地压荷载，对锚杆锚固力进行校验。

2. 理论设计计算法

(1) 悬吊加固的计算 悬吊加固通常是针对洞室顶部“危岩”或压力拱内的岩体。对于“危岩”加固，锚杆提供的悬吊力（加固力）应大于危岩重量，锚固体要穿过危岩深入稳定岩层。按需提供

的加固力大小、危岩空间形状和所选锚杆的锚固力来确定锚杆的数量、间距和锚杆长度。

对于按压力拱理论来进行悬吊加固设计的洞室，锚杆的作用是悬吊压力拱内松散岩体，防止岩体进一步松散。因此，如果知道自然拱的理论高度，就可以粗略地估算出锚杆的最优长度和间距。通常锚杆的长度 L 应大于或等于压力拱下缘到上限的距离 h_r ，再加上锚杆在稳定拱区中的固定长度（锚固段长度） l_r ，即

$$L \geq h_r + l_r \quad (3-75)$$

而锚杆的数量和间距应根据锚杆设计轴拉力和压力拱内岩石的重量合理确定。

(2) 侧锚加固的计算 侧锚加固通常是针对洞室侧墙或与其与顶部转角处的危岩。每米隧洞所需加固力（图 3-32）为：

$$T = \frac{W(n \cdot \sin\beta - \cos\beta \tan\varphi) - CA}{\cos\theta \tan\varphi + n \sin\theta} \quad (3-76)$$

式中： W ——每米隧洞滑体重量；
 n ——安全系数，取 1.5~2（同前）； β ——滑移面倾角； θ ——滑移面法线与锚杆方向夹角；
 C ——滑移面粘聚力； φ ——滑移面摩擦角； A ——每米隧洞滑面面积； T ——每米隧洞所需加固力。

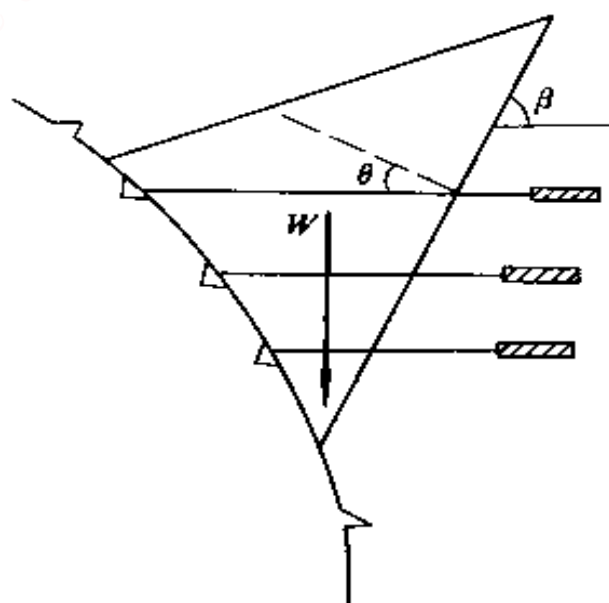


图 3-32 用锚杆加固侧墙危岩

侧锚加固机理同岩质边坡类似，所采用的锚杆类型和锚杆参数设计以及锚杆防腐措施等均与边坡锚固工程相同。但锚杆选型

时必须注意：地下工程常用的管缝式锚杆的全长锚固力，不能视为能够提供的加固力，因为该锚杆每米长度的锚固力仅 40kN，按一般

锚杆的内锚头长度 0.3~0.4m 计,其提供的加固力仅为 12~16kN,远比一般点锚提供的加固力 60~80kN 为小。

(3) 按组合梁原理设计 对于层状围岩,锚杆的组合梁作用是明显的。若不支护,顶板会逐渐塌落,最终塌落成梯形。梯形底角一般为 60°~80°,高度超过工程跨度之半。若用锚杆支护,则平顶式顶板得以维持(如图 3-33)。

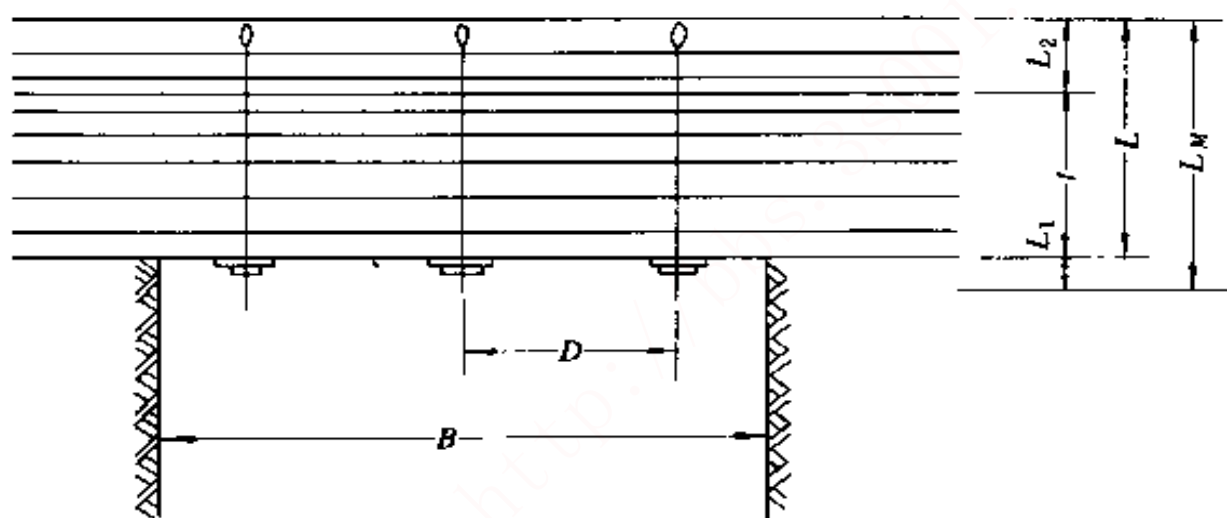


图 3-33 按组合梁原理进行锚固设计

组合梁的有效组合厚度 t 可由下式求得:

$$t = 0.612B \cdot \sqrt{\frac{n_1 p}{\phi \eta \sigma_t}} \quad (3-77)$$

式中: B ——洞室跨度; n_1 ——安全系数,掘进机掘进取 2~3,爆破法掘进取 3~5,受采动影响时取 5~6; p ——组合梁所受垂直荷载(侧压忽略),可取锚固深度 L 内单位岩体重力; η ——抗压强度折减系数,取 0.6~0.8; σ_t ——顶板表层岩体抗拉强度; ϕ ——与组合岩层数有关的系数,组合岩层数为 1 时 ϕ 取 1,组合岩层数为 2 时, ϕ 取 0.75,组合岩层数为 3 时, ϕ 取 0.7,组合岩层数大于或等于 4 时, ϕ 取 0.65。

锚杆长度应满足:

$$L_M \geq L_1 + t + L_2 \quad (3-78)$$

式中： L_1 ——锚杆外露长度； t ——有效组合梁厚度； L_2 ——锚固段长度，一般取 0.3~0.4m。

锚杆间距应满足：

$$D \leq 1.63 M_1 \sqrt{\frac{\eta_1 \sigma_{1r}}{n_2 \gamma_1 M_1}} \quad (3-79)$$

式中： σ_{1r} ——顶板表层抗拉强度； η_1 ——顶板表层抗拉强度折减系数，取 0.3~0.4； γ_1 ——顶板表层容重； M_1 ——顶板表层厚度； n_2 ——安全系数，取 8~10； D ——锚杆间距。

锚杆所设计的锚固力应大于或等于被悬吊软弱岩层重量，即：

$$Q \geq \gamma L D^2 \quad (3-80)$$

式中： γ ——被加固岩层平均容重； Q ——每根锚杆设计轴拉力（锚固力）。

依据地质条件，锚杆通常按方形或梅花形布置，方形排列适用于较稳定岩层，梅花形适用于稳定性较差的围岩。

(4) 锚杆挤压作用加固设计 一般认为，为了发挥锚杆的支护效能，锚杆的锚固部分应伸到松动圈围岩之外的稳定岩层中去。但根据锚杆挤压加固作用原理，锚杆长度不一定非要遵循上述原则，即不要求锚杆一定要伸到稳定坚固岩层之中，只要在锚杆群作用下，在破碎围岩中能形成足够厚的挤压加固拱（如图 3-34），即可起到支护作用。加固拱厚度、锚杆长度和间距以及锚固力应充分考虑洞室围岩塑性松动圈半径、塑性形变压力荷载和松动压

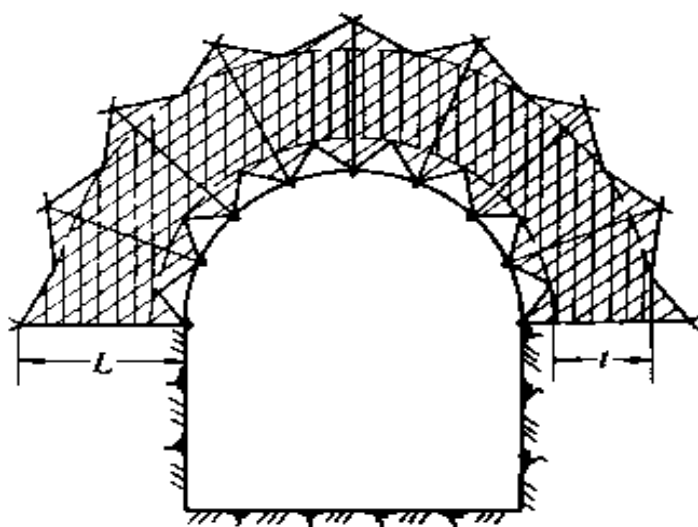


图 3-34 锚杆的挤压加固作用

力荷载来确定。实验研究表明,加固拱厚度 t (锚杆自由段长度)与 m 值(锚杆长度 L 和间距 D 之比)有如下关系:

$$m = \frac{L}{D} = 3 \text{ 时, } t = \frac{2}{3}L$$

$$m = \frac{L}{D} = 2 \text{ 时, } t = \frac{1}{3}L$$

$$m = \frac{L}{D} = 1.33 \text{ 时, } t = \frac{1}{10}L$$

也有人提出可按经验公式(3-71)至式(3-74)设计锚杆长度和间距。

第七节 其他锚固工程设计

一、锚固基础工程设计

所谓锚固基础就是由锚杆和钢筋混凝土组合形式的基础。它是利用锚杆将上部建筑物传递来的荷载有效地传给稳定的地层。锚固基础由于具有重量轻、承载大、适用性广、施工简便等优点,越来越广泛地用于各种基础工程中,特别是用于场地狭窄而承载力要求较大的基础工程中。

(一) 房屋建筑地基岩石锚杆基础设计

岩石锚杆基础可用于直接建造在基岩上的柱基,以及承受拉力和水平力较大的建筑物基础。锚杆基座应与基岩连成整体,并应符合下列要求(《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)):

(1) 锚杆孔直径,宜取3倍锚杆直径,但不应小于1倍锚杆直径加50mm,锚杆基础的构造要求,可按图3-35采用;

(2) 锚杆插入上部结构的长度,必须符合钢筋的锚固长度要求;

(3) 锚杆宜采用螺纹钢筋,水泥砂浆(或细石混凝土)强度等级不宜低于M30,灌浆前,应将锚杆孔清理干净。

锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力设计值,应按下列公式验算:

$$Q_{\max} \leq R_i \quad (3-81)$$

$$Q_i = \frac{F + G}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (3-82)$$

式中： Q_i ——第 i 根锚杆所承受的拔力设计值； $Q_{\max}$ ——所有锚杆中最大的拔力设计值； R_i ——单根锚杆的抗拔力； F ——作用于岩锚基础上的竖向力设计值； G ——岩锚基础承台自承设计值和承台上的土自重标准值； n ——锚杆数； M_x 、 M_y ——作用于岩锚群上的外力对通过锚群重心的 x 、 y 轴的力矩设计值； x_i 、 y_i ——锚杆 i 至通过锚杆群重心的 y 、 x 轴线的距离。

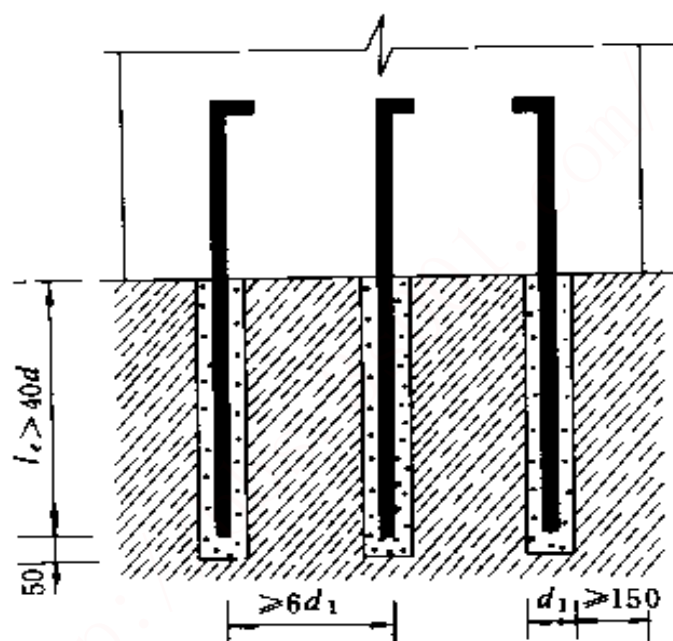


图 3-35 锚杆基础

d_1 ——锚杆孔直径； l_e ——锚杆的有效锚固长度；
 d ——锚杆直径

对一级建筑物，单根锚杆抗拔力应通过现场试验确定；对于其他建筑物可按下式计算：

$$R_i \leq \pi \cdot d_1 \cdot l_e \cdot f \quad (3-83)$$

式中： d_1 ——锚固孔直径； l_e ——锚杆有效锚固段长度； f ——砂浆与岩石间的粘结强度设计值，水泥砂浆可取 M30， f 值可按表 3-16 选用。

表 3-16 砂浆与岩石间的粘结强度 f 设计值 (MPa)

岩石种类	灰 岩	白云岩、石灰岩	砂岩、花岗岩
f 设计值	0.1~0.18	0.3	0.45

(二) 高耸结构地基锚固工程设计

高耸结构，如电视塔、拉绳桅杆、发射塔、微波塔、石油化工

塔、大气污染监测塔、烟囱、排气塔、水塔、矿井架、输变电线路塔架、高架管道支座等，其使用期间主要受倾覆力矩的作用。这些力矩是由作用在结构顶部的水平力产生的。在一般情况下，是将这类结构的基底固定在大体积混凝土基础中而取得稳定的，而基础则是利用其自重和埋设在地层中的阻力来抵抗上部结构的倾覆力矩。但是这种方法需要为基础进行大开挖，灌注大量的混凝土，特别在不易施工的场地，这种方法很不经济。

锚固技术可以解决这类问题。大块体混凝土基础可以由基础板或基础梁并用预应力锚杆将它们锚固于下卧地层所形成的基础代替。这些就地灌注或是预制安装的梁或板经锚固作用就同下部稳定地层形成一稳定的整体结构。

锚杆的布设，单根锚杆宜布置在梁板的中心，多根锚杆宜沿梁板周边布设，锚固方向应使锚固力与主拉力荷载方向相反（图 3-36）。

锚杆的设计锚固力可按式（3-81）至式（3-83）确定，锚杆的类型和几何尺寸应根据下卧地层的性质、钻凿设备、锚固力大小等因素确定。具体设计方法参见本章第二节。

（三）承受切向力基础的锚固设计

在拱桥和拱顶等类似结构的支座上都有产生横向力的倾向。作用于支座上的力比较容易确定，因此，为抵抗基底剪切破坏所需的加固力可以通过静力分析求得。对于基础设置在坚实基岩上的结构，锚杆一般倾斜布设，以便得到一个与剪切应力的大小相等、方向相反的锚固分力（图 3-37）。这种方法可以降低对支座的加固力，其值可由下式确定：

$$T = \frac{F - N \tan \varphi}{\sin \psi + \cos \psi \cdot \tan \varphi} \quad (3-84)$$

式中：\$T\$——支座所需加固力；\$N\$——结构物对支座荷载设计值的垂直分量；\$F\$——结构物对支座荷载设计值的水平分量；\$\varphi\$——支座底

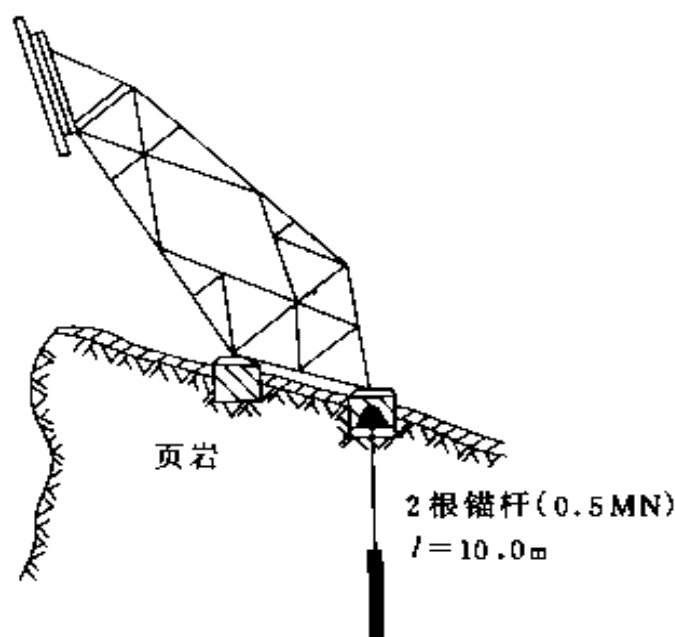


图 3-36 瑞士 Capellis 反射
天线底脚的锚固

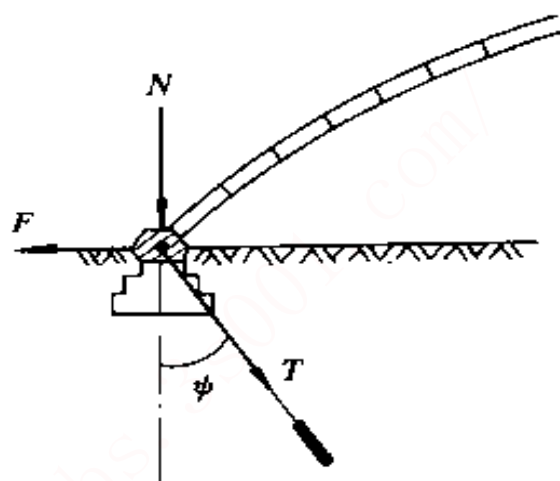


图 3-37 承受切向力基础
加固力计算图式

面与地层摩擦角； ψ ——锚杆与垂直线夹角。

依据上式可求得最小加固力下锚杆与垂直线的最优夹角 ψ^* 为：

$$\operatorname{tg} \psi^* = \operatorname{ctg} \varphi \quad (3-85)$$

或

$$\psi^* = 90^\circ - \varphi \quad (3-86)$$

对于设置在不太坚实地基上的基础，不宜使锚固力增加另外的垂直荷载，因为这样可能会超过地基承载力。这种基础最好建造辅助性底脚进行加固，然后将底脚与主体基础用拉杆连结在一起（图 3-38）。

（四）预先固结基础下卧地层的锚固工程

对拱形桥梁基础和重量集中在有限面积的其他结构基础，由于下卧地层的塑性徐变而使地基产生位移和沉降，这种现象在严重的情况下会造成整个结构的损坏。用锚固力使基础预先加载，由于地基在承受结构重量之前就已经发生了变形，从而可以减小结构物建

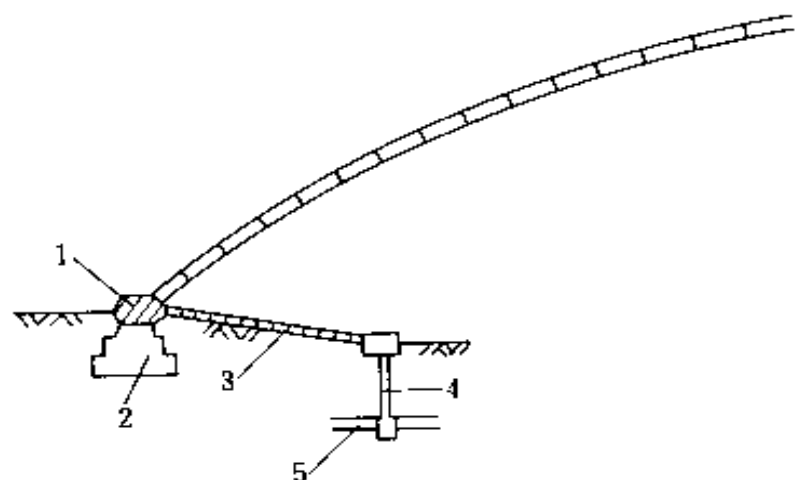


图 3-38 巴黎展览厅的基础

用辅助锚杆加固

1—主体基础；2 锚固底脚；3—拉筋；
4—锚杆；5 石灰岩层

成后地基的变形。英国哥伦比亚 Fraser 河上跨长 246m 的拱形钢桥建造时，曾采用过上述方法，结果有效地防止了支座的沉降。

另外，经常引用的一个例子是应用超载调平结构基础的不均匀沉降。如图 3-39，在沉降量小的一边加锚杆使其增加沉降，从而使建筑物返回垂直位置。

置。

二、抗浮锚固工程设计

对于大型水池、船坞以及其他地下水位较高场地中的坑洼式结构物，其承受的荷载是复杂多变的。它除了要承受结构重量、上压力等恒荷载外，还要承受因地下水位高于基坑底面而带来的浮托力。这种浮托力通常会随季节地下水位的变化而变化。浮托力的大小取决于坑洼式结构物所排开地下水的体积的大小。当浮托力大

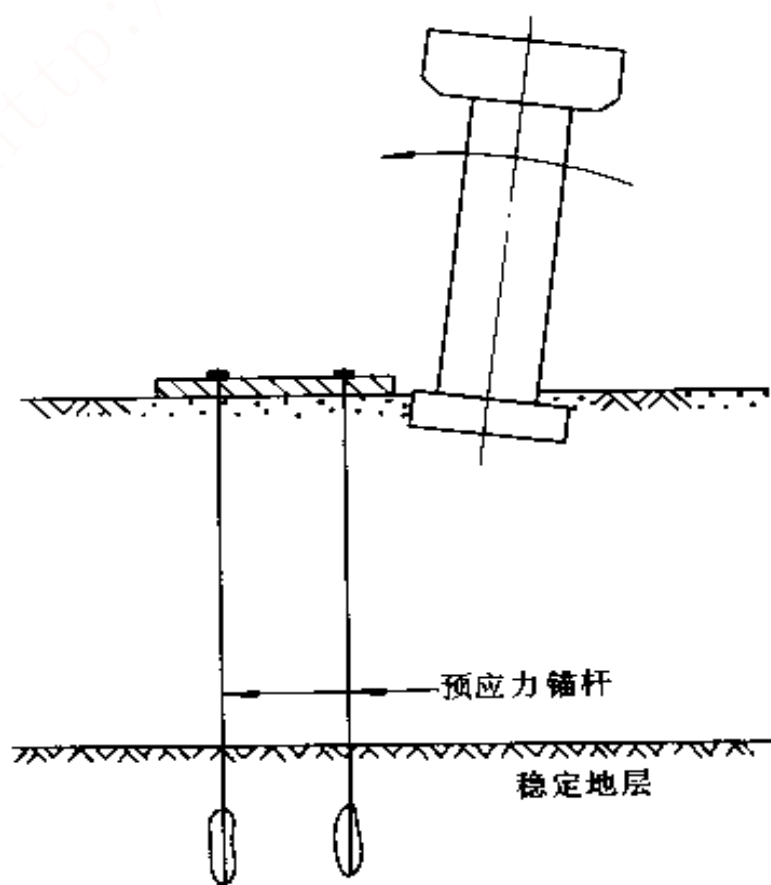


图 3-39 利用预应力锚杆纠偏

到足以克服结构物重量时，那么结构物就会发生上漂、倾斜和破坏。因此在结构设计必须有效地控制因浮托力带来的有害竖向位移。如果完全依靠基础重量来抵抗浮托力的影响，那么基础的厚度必须增加一个数值 t' 〔如图 3-40 (a)〕。但这样又会使基底下陷 t' ，从而又增大了浮托力 U 。于是增大了结构物重量的作用又会部分地被增大体积所排开的水所引起的浮托力抵消。

如果采用锚固技术，将结构物基底用锚杆与稳定地层相连，使作用于结构物上的浮托力通过锚杆传递给稳定地层，就会有效地控制住结构物的竖向位移，同时会大大减小坑洼式结构的体积。抵抗浮托力所需的加固力可由下式计算：

$$T = U - N_b = h_w \cdot A_b - V_b \cdot \gamma_b \quad (3-87)$$

式中： T ——坑洼结构物抗浮所需加固力； U ——地下水对结构物浮托力的设计值； N_b ——结构物重量； h_w ——基底以上地下水位设计最大高度； A_b ——基底面积； V_b ——结构物体积； γ_b ——结构物容重。

在以上结构静力分析中，是把锚固力当作作用于锚头所在位置

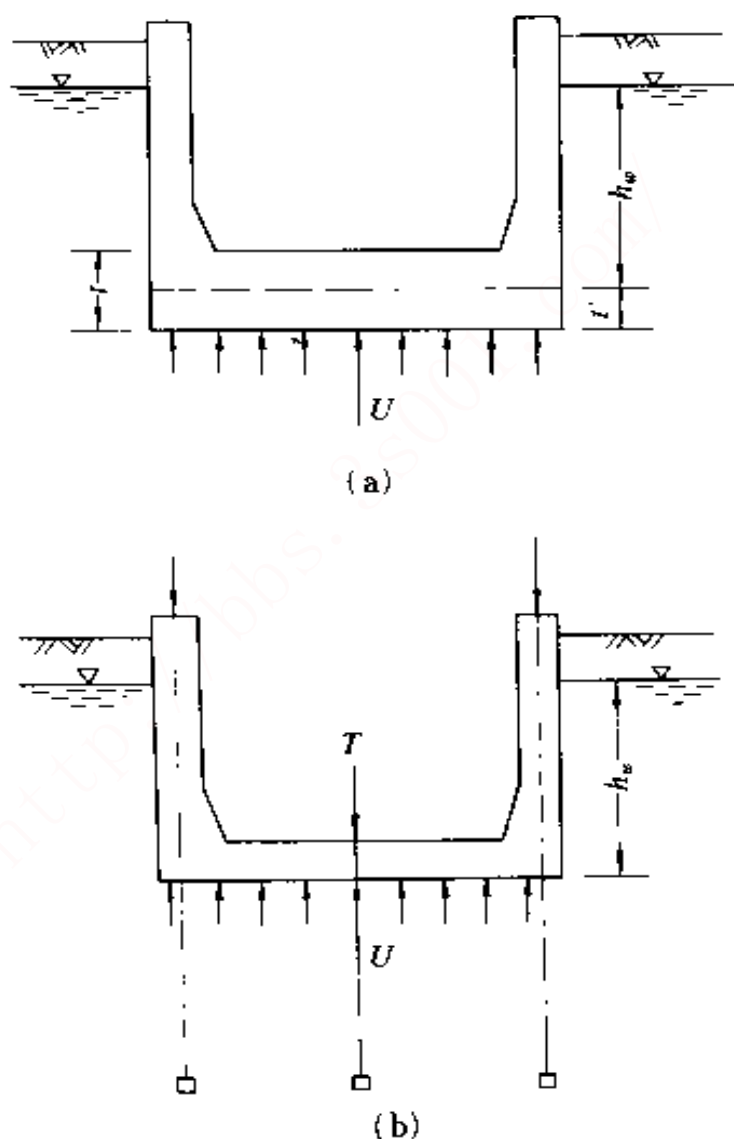


图 3-40 洼坑式结构物

抵抗浮托力方法

(a) 增加底部体积；(b) 基底加预应力锚杆

上的单独荷载来考虑。可以看出,为使底板免受弯曲应力,最好使用小锚杆,因为这样就可以在整个底板面积上以小间距来布置锚杆,从而可降低底板的加筋费用。但较小的锚杆又需要钻凿较多的锚孔,这样又会增加施工费用,所以,在是否加筋和是否减少锚孔数上,应确定一个经济合理的方案。工程上通常采用的方法是,在基底上加网格式的肋条,在交点处设置锚杆,这样就可以设计较大的预应力锚杆。

国外有大量坑洼结构物锚固抗浮实例,这一技术在国内也有较广泛的应用。上海龙华污水处理厂为日处理污水 10.5 万吨的大型污水处理工程,其二次沉淀池采用 4 只内径为 40m、池深为 4.70~5.18m 现浇整体式钢筋混凝土圆形水池,池底在地下水位以下 3.0~3.5m。由于二次沉淀池直径较大,埋置深度较深,地下水位高,地基土持力层允许承载力低,因此若仍采用以往压载抗浮措施,不仅在池内需浇筑大量的压载混凝土,而且因压载加深了水池的深度,造成大面积深基坑的开挖,同时压载会引起地基变形增加。为此,此工程采用土锚技术抗浮。共用锚杆 1 039 根,锚杆长 22m,锚固体直径 180mm,比加载方案工程节约投资 50%。竣工后测试,满水时水池仅下沉 5mm,放空后仅回升 2mm,锚固效果很好。天津某污水厂也采用了类似锚固技术作为沉淀池抗浮。其中共用 12~13m 长的锚杆 1 388 根,大大地减少了池底板厚度,节约了工程投资。

三、现场试验加载装置的锚固

现代地基现场试验和基础构件(如桩)的试验需要很大的反作用力,一种行之有效的提供反作用力的装置是锚固加载装置。根据所做现场试验的性质,需要提供的反作用力可以是水平的、垂直的或倾斜的。

一种最普通的岩石现场试验是确定岩石的变形模量。通常将一块加载板放置于事先准备好的岩石表面上,然后对其加载,如图 3-41。反作用锚杆布置在加载板足够远的地方,以便使它们的影响区

不致互相作用。为了使锚杆周围的影响区离开试验地基足够远，可采用倾斜锚杆。这样的试验区可以在试坑底面进行，或者在钻孔底部进行，其地基板和钻孔直径相同，通过支柱和地面上的反作用框架联接。

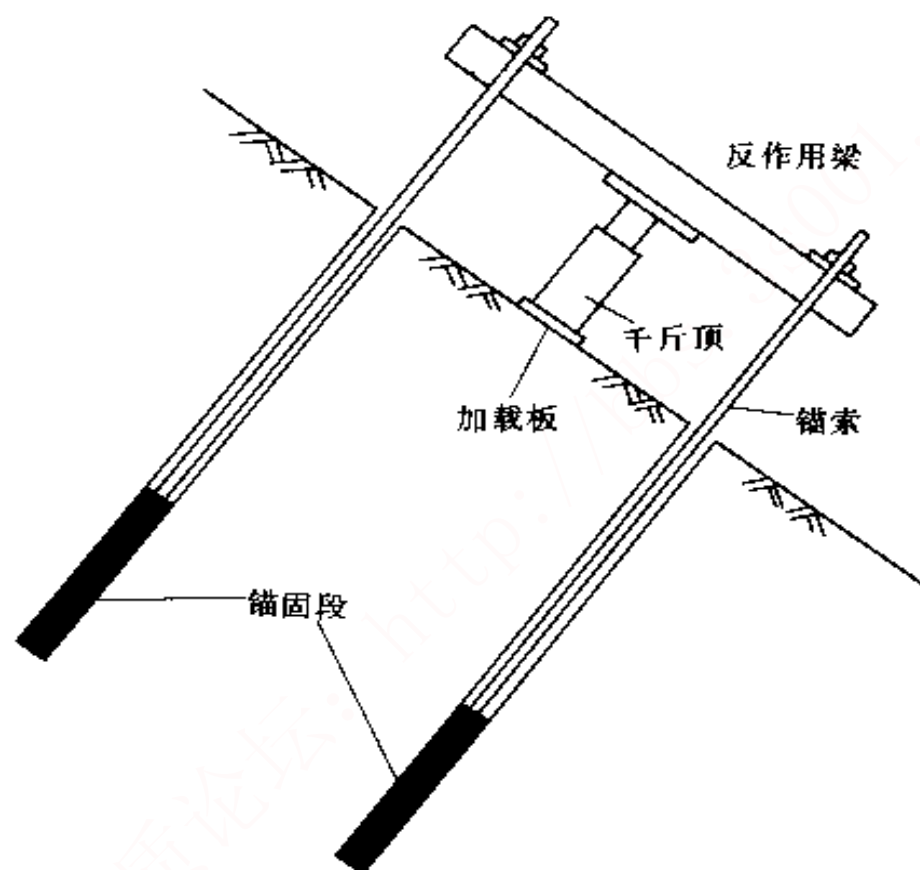


图 3-41 为斜面上岩石变形试验提供反作用力的锚杆

锚固加载装置另一普通的用途是为现场桩的静荷载试验提供反力。这种装置提供的反力，到 1970 年，就可达 8MN，目前可施加更大的反作用力。该法比压铁或者拉桩等常规的提供反作用力方法要经济得多。但应注意固定锚杆与试桩要保持一定距离（通常大于 4 倍桩径且不小于 2.0m），以避免桩锚互相影响和干扰。

第四章 锚固工程施工

锚固工程施工是锚固工程中重要的步骤之一，是实现设计者意图的关键环节。好的施工工艺和方法、严密的组织和管理以及有效的质量控制措施都是保证锚固工程质量的必要条件。因此，施工前必须对施工场地、锚固工程设计资料、使用材料和设备进行充分研究，在此基础上制订出合理的施工方案后，方可组织施工。在施工过程中，如果出现与开始规划、设计的诸条件不同时，施工技术人员应及时报告设计人员并进行处理。

锚固工程施工主要内容有：施工准备、造孔、锚杆的制作和安放、注浆、锚杆张拉和锁定以及竣工验收等。

第一节 施工准备

一、施工前的调查

在锚固工程施工前，应对下列有关事项进行调查研究：

(1) 认真核对设计条件，详细研究设计内容、设计要求、地层条件和环境条件，必要时还应实地考察核实；

(2) 对于地下水位较高的场地，应调查地下水状态及水质条件，并查明地下水对锚固工程的施工及以后运作有什么影响，其中包括

地下水作造孔和洗孔用水和灌浆搅拌用水是否合适；造孔过程中是否会出现涌水情况。对可能出现涌水的地区，应提出相应的止水措施，以防锚固孔孔壁坍塌和灌浆浆液稀释；

(3) 对设计阶段考虑到的地下埋设物、障碍物应做进一步核查，并进一步确定其位置、形状、尺寸和数量，同时提出排除和防护处理等措施；

(4) 掌握锚固工程周围状况、建筑物状态及其影响，预测可能出现的问题并提出相应的对策；

(5) 对造孔和洗孔后污水、搅拌机排水、灌浆材料的析释水等废弃物的处理，应确定适当的处理措施；

(6) 对施工空间、工地进出道路和供电情况进行调查研究，并拿出保证措施，以求施工能顺利进行；

(7) 认真检查原材料及仪器设备的型号、品种、规格和锚杆各部件的质量，并检查它们的主要技术性能是否符合设计要求；

(8) 宜取两根锚杆进行钻孔、注浆、张拉与锁定的试验性作业，考核施工工艺和施工设备的适应性。

二、施工设计

施工设计包括施工技术设计、施工组织设计和附件三部分。在锚固工程施工前，应对施工中的施工方法、施工工艺流程、劳动组织和安全质量管理给出详细的设计，并制订相应的施工设计书。设计书中的内容一般包括以下项目：

(1) 工程目的；

(2) 工程概况，包括工程名称、工程地点、工程单位、设计施工单位、工程量、工期以及工程场地地质情况等；

(3) 规划、设计条件；

(4) 工程进度；

(5) 组织安排表；

- (6) 使用的机械设备的型号、规格及主要性能特点；
- (7) 使用材料的生产厂家、规格尺寸及主要性能参数；
- (8) 临时性设施，如临时性工棚、配电间、材料房等设施；
- (9) 作业程序，如图 4-1；

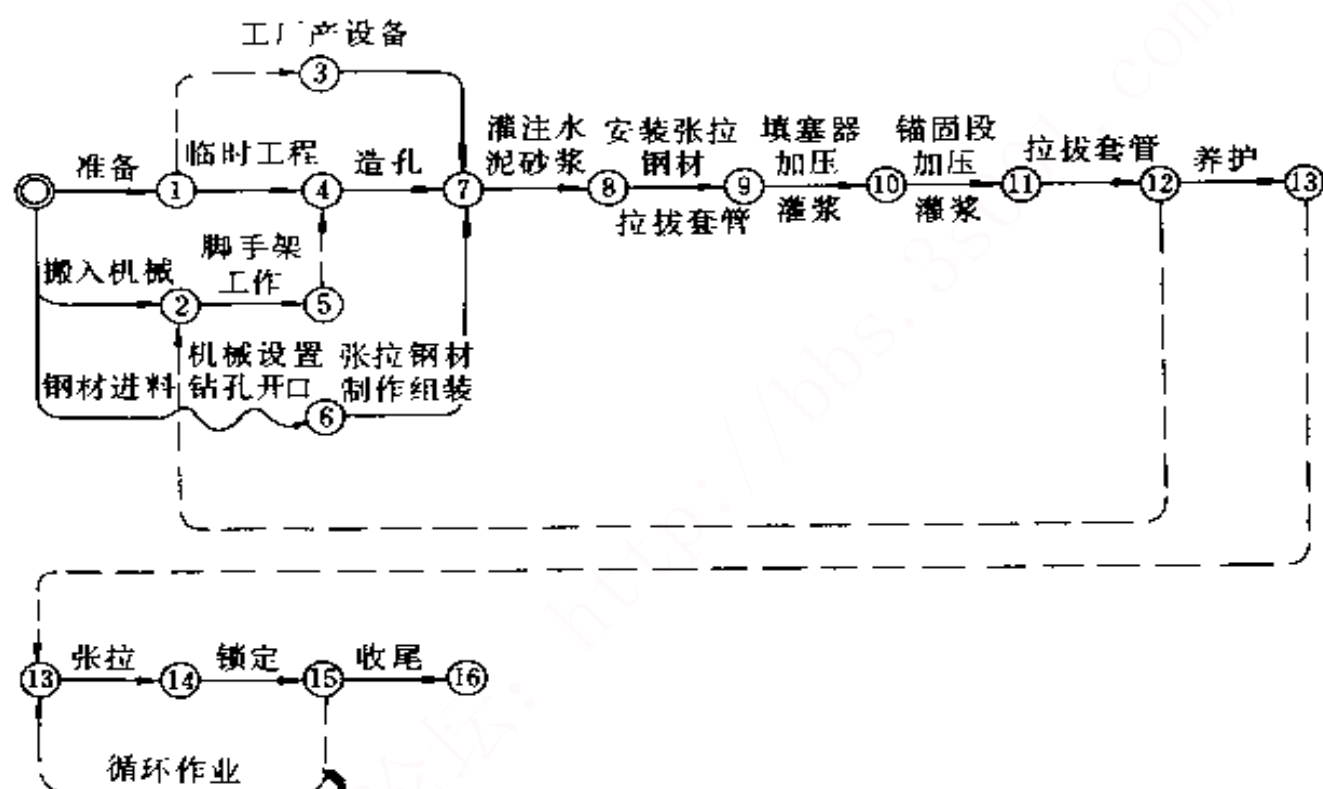


图4-1 作业程序(转盘式锚固)

- (10) 施工管理、安全质量管理以及人员组织安排和管理计划；
- (11) 技术资料、成果一览表；
- (12) 附件，包括锚固工程设计文件及图纸、施工委托书、施工单位执照、工程费用概算、施工合同书等。

上述内容为一般情况，施工设计者在充分了解工程实际情况的基础上，可作适当的调整（补充或删减）。

锚固工程施工管理标准程序如图 4-2 所示。

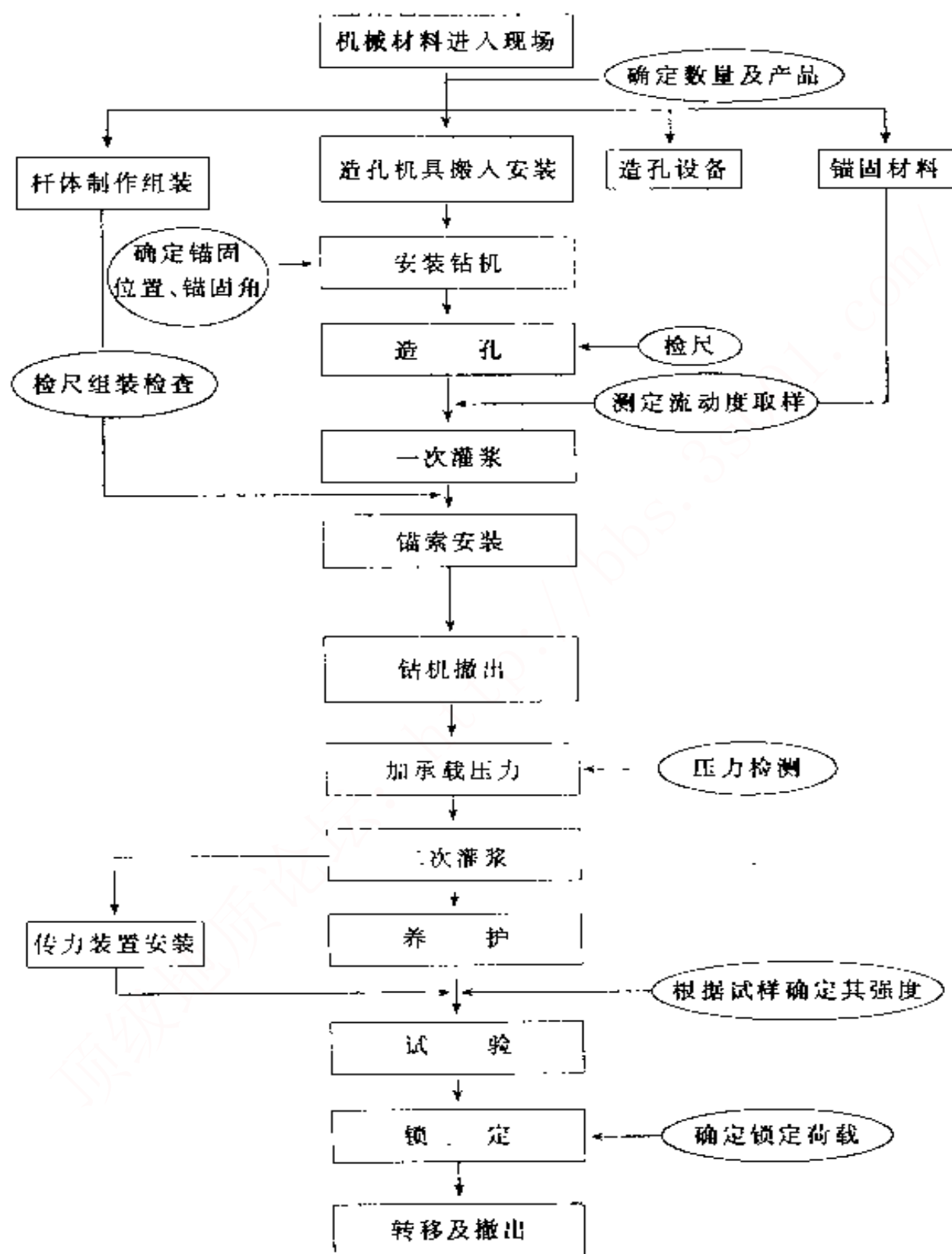


图4-2 锚固工程施工管理程序(标准)

第二节 钻 孔

造孔是锚固工程施工中至关重要的一环，如果造孔速度慢，会直接影响到工程成本和经济效益；如果造孔质量差，则会影响到锚杆的安装、水泥砂浆的灌注质量，进而影响到锚杆与砂浆以及砂浆与孔壁的粘结力，致使锚杆达不到设计要求。因此，在锚固孔的钻凿过程中，必须严格按设计要求施工，以确保锚固孔成孔质量。

一、钻孔机械设备

钻孔机具必须根据锚固工程钻孔要求和施工单位现有设备的实际情况进行选择。

锚杆孔一般可分两类：一类是荷载较小的短锚杆的钻孔（孔径小于 45mm，长度小于 4.0m）；一类是传递较大拉力的长锚杆钻孔（直径在 60~168mm 间，长度在 5~50m 间）。

井巷中钻凿小直径浅孔，使用普通手动冲击式钻机即可。钻机可以是气动或电动的，并且在于钻凿过程中能够清除钻孔中的粉尘垃圾。在地下大型洞室进行锚固孔施工时，因其可利用空间较大，便可以使用高效移动式钻机来钻凿。这种钻机有一只或两只钻臂，通过安装在台架上的控制板进行操作。

对于大直径长锚杆的钻孔，可以用回转钻、冲击钻或冲击——回转钻钻进。可用的钻机有专门为岩土锚固孔施工而设计的锚孔钻机，也可借用工程地质和地质勘探中常用的轻型钻机。钻机的选用应根据所钻凿的地层性质、钻孔直径和深度、冲洗钻孔方式和钻机安放空间条件等因素来确定。

国外用于岩土锚固工程的钻机很多，但国内引进的国外钻机主要有以下几种：

（1）日本矿研株式会社 RPD 型钻机（如图 4-3）。该钻机为全液

压多功能钻机，配有液压凿岩机；适用于各类岩土中钻孔，有履带行走机构，可采用干式麻花钻钻进，也可采用清水循环护壁套管钻进。该机曾用于上海展览中心二期工程锚固孔施工。

(2) 德国克虏伯公司的 DHR80A 钻机(如图 4-4)。其性能与日本 RPD 型钻机相似。北京许多深基坑锚固孔钻凿中都曾采用该机型。

(3) 意大利 WORTHINGTON 公司 WD101 钻机(如图 4-5)。该机可实现钻杆与套管同步回转。其轴压力作用力配以坚固的合金钻头可以对付各种复杂的地层，在上海太平洋饭店基坑土锚工程中使用效果良好。

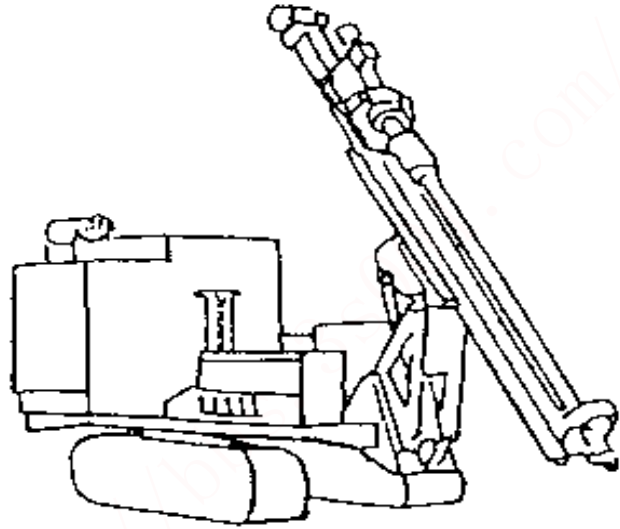


图 4-3 日本矿研株式会社 RPD 型钻机

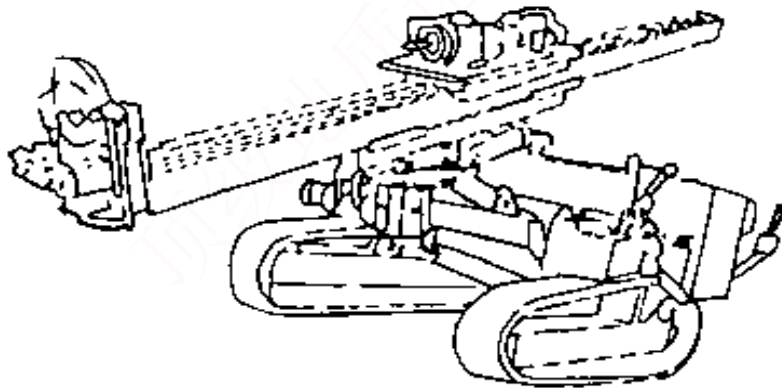


图 4-4 德国 DHR80A 钻机

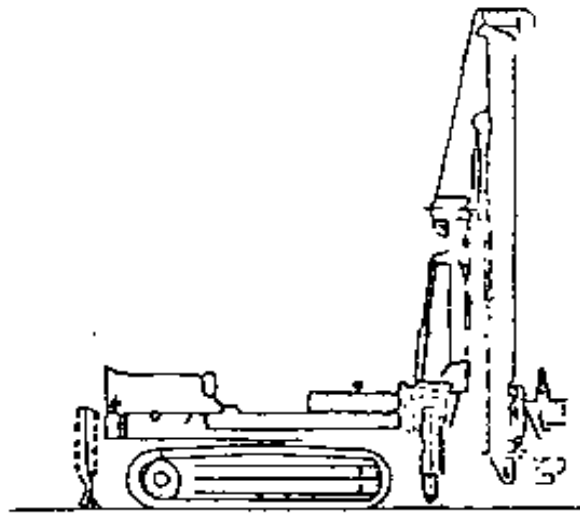


图 4-5 意大利 WD101 钻机

表 4-1 列出了几种国外钻机的主要性能参数。

表 4-1 几种国外锚孔钻机性能参数

性能参数	钻机类型				
	日 本 RPD-65LC	日 本 RPD-65HC	德 国 HB101	德 国 HB105	意大利 WD101
钻孔直径(mm)	101~137	60~80	64~127	由锚固要求定	168
钻 孔 深(m)	10~60	0~150	950	6 000	最大 9 300
扭 矩(N·m)	4 000	1 000	1 800	1 800	0~212
冲击次数(次/min)	1 350	2 000	0~140	0~55	
进 给 力(kN)	40	40	最大 25	最大 25	60
钻 臂 长(mm)	2 600	2 600	6 250	6 250	最长 9 550
发动机功率(kW)	50	50	74	74	74
重 量(t)	6.8	6.6	8.3	8.3	12.95
外型尺寸(长× 宽×高)(mm)	5 700×2 100 ×2 250	5 700×2 100 ×2 330	6 610×2 300 ×2 200	6 610×2 300 ×2 200	6 300×2 050 ×2 750

国内专门为土锚研制的钻机主要有冶金部建筑研究总院研制的 YTM87 型土锚钻机和地质矿产部机械电子研究所研制的土星-881L 型钻机。YTM-87 型土锚钻机是轮胎式底盘、电力驱动的全液压钻机。它既可使用螺旋钻杆的干式钻孔,也可使用带护壁套管的湿式钻孔,并可钻任意角度倾角的钻孔。此机结构形状如图 4-6。地质矿产部机械电子研究所土星-881L 型钻机是卧式底盘,在轨道上行驶,电动机功率为 50kW,钻孔直径为 150mm,成孔采用干护壁套管与内螺旋钻杆同时钻进,钻孔深度可达 30m 以上。

另外,对硬质岩层特别有效的有 YQ-100 型潜孔钻机。该机需配大于 $10\text{m}^3/\text{min}$ 的空气压缩机。钻机可安装在能够行走的拖拉机上,或可移动的框架上,以便于对孔就位。潜孔钻功率大,用气动冲击将岩块打碎,并利用高压风将岩屑吹出孔外,效率也较高,每小时能钻 6m 以上。钻头直径为 $\phi 100\sim 180\text{mm}$ 。如遇有局部的风化软弱层,则可利用钻机上旋转取芯的环形钻头和岩芯管,并用其电机部分进行回转钻进。

国内用于锚固工程施工的一些钻机的性能特点如表 4-2 所示。

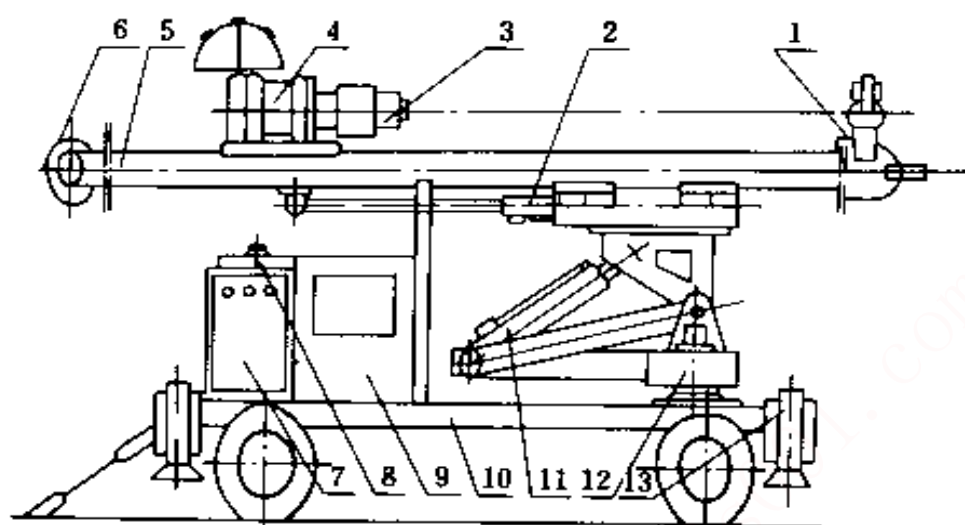


图 4-6 YTM-87 型土锚钻机

- 1—卡头；2—主梁伸缩油缸；3—进排水接头；4—动力头；5—主梁；
6—进给液压马达；7—配电箱；8—液压油箱；9—泵；10—底盘；
11—主梁俯仰油缸；12—立轴；13—液压支腿

表 4-2 常用国内锚固孔钻机性能特点

钻机型号	技 术 性 能	适用土层	研制单位
YTM-87	钻孔角度： $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 钻孔直径：100~200mm 钻孔深度：30~60m，可带套管	各种土层	冶金部 建筑研 究总院
七星-881L	钻孔角度： $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 钻孔直径：100~150mm 钻孔深度：50m，可带套管	各种土层	地质矿产 部机械电 子研究所
SGZ-Ⅰ	钻孔角度： $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 钻孔直径：100~200mm 钻孔深度：40m	不塌孔土层	杭州钻 探设备厂
岩芯钻机 (XY-3、 XY-4、XU-600、 XJ-100 等)	钻孔角度： $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 钻孔直径：100~150mm 钻孔深度：30~50m	不塌孔 土层	
DYY-50	钻孔角度： $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 钻孔直径：100~150mm 钻孔深度：50m	各种土层 基岩土层	长春地质 学院钻探 机具试验 工厂

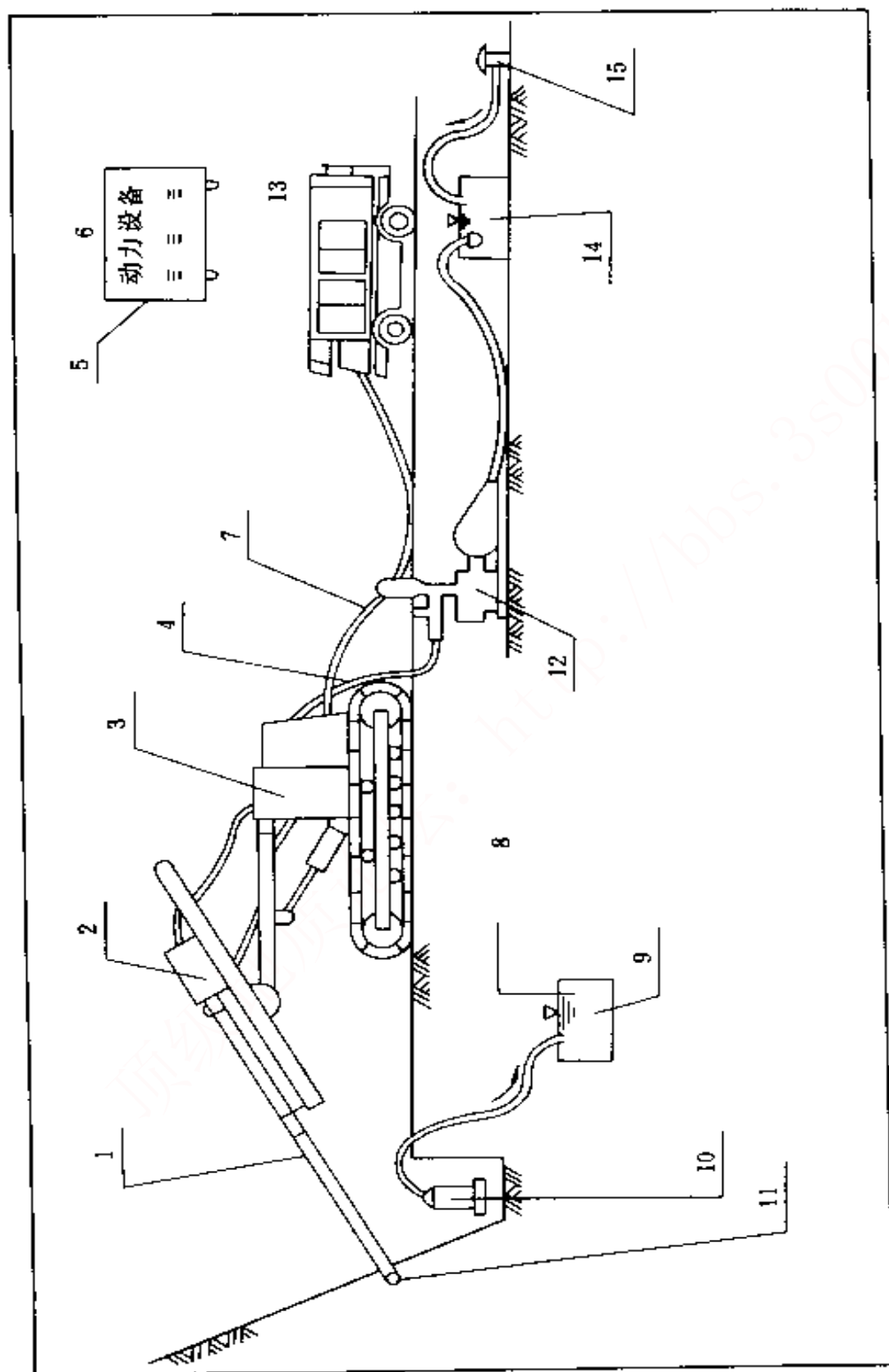


图 4-7 使用冲击回转钻机钻进的钻探设备配置图

1—钻杆；2—冲锤；3—钻机；4—送水软管；5—电线；6—动力设备〔配电设备或发电机（防噪音型）〕；

7--风管; 8—泥浆处理; 9—水箱或集水坑; 10—潜水砂泵; 11—冲击钻头或环形钻头; 12—水泵;

13—空压机(防噪音型); 14—水箱; 15 取水口或给水泵

注：个液压钳机，不用空压机

锚固孔钻探设备的配置随钻进方法不同虽有差异，但大部分设备基本上是相同的。此处仅给出冲击回转钻机钻进的钻探设备配置图（图 4-7），供施工时参考。

二、锚固孔施工技术及工艺

（一）钻孔结构

钻孔结构应按岩土地层条件设计。锚固孔结构通常有一级结构（图 4-8（a））、二级结构（图 4-8（b））和三级结构（图 4-8（c））3 种，大多数为二级结构。

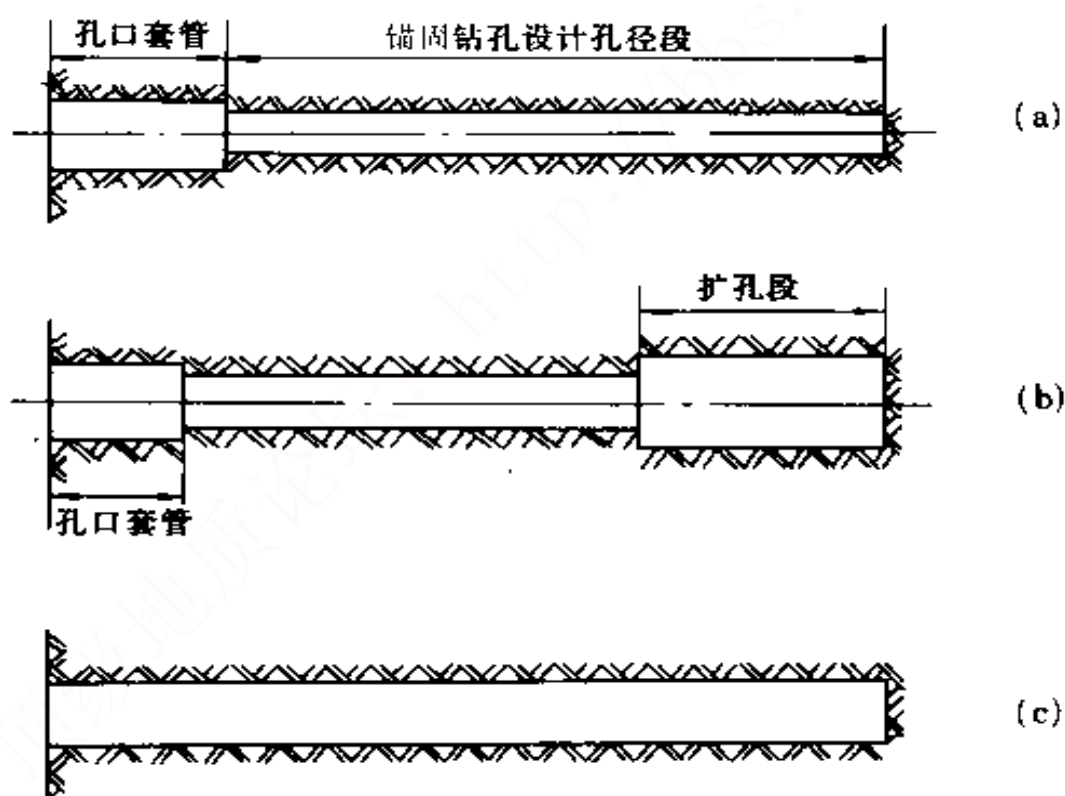


图 4-8 常见锚固钻孔结构示意图

一级口径结构多用在完整岩层、胀壳式内锚头的锚固工程和小
型预应力锚杆施工中。二级口径结构多用在完整岩层的粘结型的内
锚固体的锚固工程和土层锚杆工程中；三级口径多用在表层风化较

严重，需要下表层套管，且地层较软，为增强锚固力需要在锚固段扩孔的情况。

（二）钻机就位和安装调试

根据设计，测量人员在施工前将锚固钻孔的孔位、钻孔方位给定，打入标桩，注明钻孔编号。开钻前还需对钻机安装进行复测检查。

由于钻机安装质量不仅影响钻孔质量，同时还会影响施工速度和人员安全。因此，钻机安装应做到“正、平、稳、固”要求，确保钻机受力后不摇摆、不移位。钻机安装好后，应进行全面质量检查，并用测量方法检查钻机方位、倾角、水平度和开孔钻头落点差。检查合格后再进行试车检查。

钻孔开孔角度误差不超过 2° 。钻机定点就位后应使锚杆水平方向孔距误差不大于 50mm，垂直方向孔距误差不大于 100mm。

（三）钻进方法

钻进方法主要根据地层岩土性质兼顾钻机性能择定。目前在岩土锚固孔施工中的钻进方法有长螺旋干钻、冲击回转挤密钻进、常规的冲洗液全面钻进和风动潜孔锤冲击回转钻进等几种。

在深基坑中施工锚固孔不宜采用冲洗液钻进，应采用长螺旋干孔钻进和冲击回转挤密法钻进。在松软可塑粘性土中以挤密法成孔最佳。在风化岩层和硬质岩层中钻进一般采用风动冲击回转钻进方法较经济，也可以采用冲洗液牙轮钻进。

各种钻进方法的适用地层条件可参考表 4-3。

钻进中所用钻头应根据岩石可钻性等级、钻进方式和钻孔倾角决定。一般原则是：可钻性 6 级以下的岩石宜用合金钻头或牙轮钻头；可钻进 6 级以上的岩石可用钢粒和金刚石钻头钻进。钢粒钻进宜用于倾角大于 60° 的钻孔，金刚石钻进不仅可适用于各种角度、各种硬度的岩层钻进，而且钻孔质量也好。

（四）钻进参数

锚固孔钻进参数基本上与地质常规岩芯钻探相同，只在冲洗液、

表 4-3 常见锚固孔钻进方法适用地层情况

钻 进 方 法	地 层 条 件
长螺旋干孔钻进	粘性土、砂质土层、粉土层、砾径小于 5mm 的砂层、淤泥质土层
冲击回转挤密钻进	粘性土中的可塑、软塑、硬塑、淤泥质土层、粉土、砂质土、砾径小于 50mm 的砂层
冲洗液全面回转钻进	粘性土、砂质土、粉土、砂层、风化岩层及各类基岩地层
风动潜孔锤冲击回转钻进	风化岩层、基岩地层、砾径大于 50mm 以上的砂砾石层

冲洗液流量方面略有区别。在完整岩层，常用清水大泵量钻进，如系金刚石钻进，必要时可加适量润滑剂减摩减阻；在易水化剥落的水敏岩层中钻进，应使用小失水量的优质泥浆钻进；在有滑动面的地层钻进，应严禁带水钻进；破碎带应采用钻一段、固结灌浆一段、再透孔钻进一段的方法钻进；在土层应该使用无泵干式作业法钻孔。

必须提请注意：在锚固孔钻进中使用冲洗液的原则是，能不用冲洗液，应尽量不用；能用清水冲洗钻进，应尽量用清水。因为，采用泥浆或润滑剂作冲洗液，留在孔壁上的泥皮和润滑剂残留液会减弱锚杆的锚固力。如使用了泥浆或润滑剂，完孔后必须进行清洗工作，可用清水（或高压空气）洗孔，直到孔口流出的水是清水为止。

（五）扩大头施工方法

一般大型、巨型预应力锚杆和在土层中施工的土层锚杆，为增大锚固力，其锚固段要施工成扩大头型。扩大头直径一般比非锚固段钻孔直径大 30~50mm，也有更大的。扩大头端长度一般为 2~6m 不等。扩体施工方法比较多，如使用钢粒钻进时，可以多投钢粒磨扩锚固孔；在土层中可采用水射法、爆破法、伞形钻头扩孔法和离心扩头法。这里介绍中国有色金属工业总公司西北勘测工程公司设

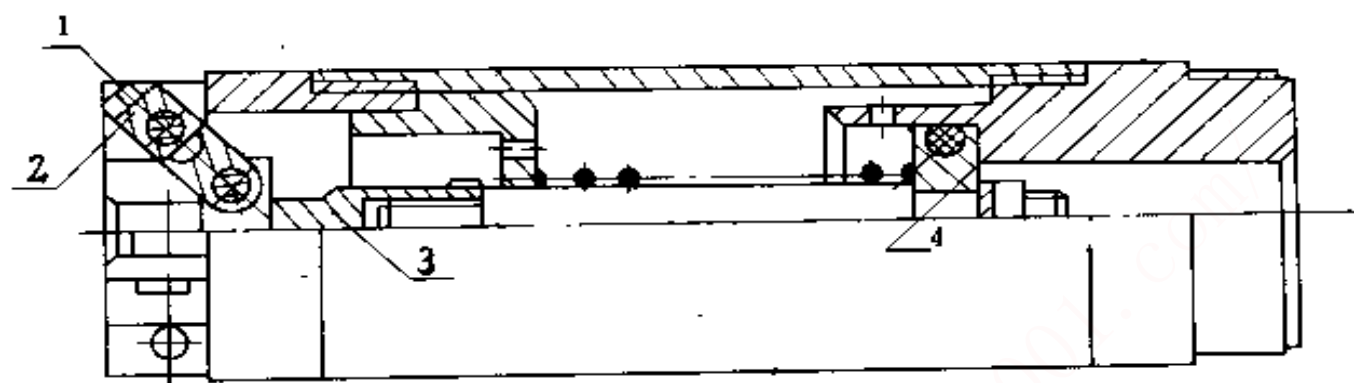


图 4-9 液压伸缩式扩孔钻具构造示意图

① 刀头；②—扩孔刀；③—推盘；④—活塞

计的一种液压伸缩式扩孔钻具。

该钻具结构如图 4-9 所示。主要由活塞 4、推盘 3、扩孔刀 2、刀头 1、复位弹簧等组成。其工作原理是，水泵将冲洗液泵入钻具上腔，活塞受液体压力压缩弹簧下行，连接在活塞杆上的推盘亦随之下行。推盘推动扩孔刀杆转动一个角度，使刀头伸出接触孔壁岩石开始扩孔。随着钻孔直径逐步扩大，刀杆逐步伸至水平位置达到最大扩孔尺寸而继续下行扩孔。此时活塞下行到设计的下死点位置，露出泄水孔，于是活塞所受压力不再增加，刀杆在自锁状态下保持恒压工作，直到扩体长度达到设计要求为止。

(六) 钻孔质量控制

锚固孔钻孔质量指标主要是钻孔弯曲率，对于岩石锚杆还包括岩芯采取率。

1. 岩芯采取率

岩芯采取率是准确划分层位、确定不稳定岩土体厚度、判断断裂破碎带、滑动面、软弱层结构面位置和厚度的直接依据。所以，要求回次采取率应达到 90%。为此，操作者要精心操作，合理配置钻

具，必要时可采取相应的保芯措施。对于钢粒钻进可使用喷射式反循环钻具，如孔不漏还可采用全孔反循环工艺；对于合金钻进可采用双管反循环钻具或用无泵反循环钻具钻进；对于金刚石钻进可采用双管单动取芯钻具。

2. 孔斜控制

锚固孔要求圆直，不得弯曲。为此，首先要保证钻机安装质量，把孔开正，然后使用圆直、刚性好的粗径钻具、锋利的钻头，配以合理参数钻进。在易斜地层要采取特殊的防斜保直措施，如方位控制器、保直器等方法实现稳斜钻进。

钻孔施工中，要及时测斜。在易斜岩层中钻进要加密测点，必要时每 5m 测一次，如发现孔斜应立即纠治。由于锚固孔一般比较浅，采用套管楔纠治效果颇为满意。

锚固孔的质量必须符合规范要求。我国工程建设标准化协会编制的《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90) 规定：

(1) 锚杆水平方向孔距误差不应大于 50mm，垂直方向孔距误差不应大于 100mm；

(2) 钻孔底部的偏斜尺寸不应大于锚杆长度的 3%；

(3) 锚固孔深不应小于设计长度，也不宜大于设计长度的 1%。

国际预应力混凝土协会 (FIP) 编制的注浆锚杆规范 (1982 年) 提出的钻孔质量要求如下：

(1) 钻孔入口点的允许误差为 $\pm 75\text{mm}$ ；

(2) 钻孔入口点孔轴线与设计孔轴线夹角允许误差为 2.5° 以下；

(3) 锚固孔任何长度上孔轴线与设计孔轴线的允许误差不大于锚杆长度的 $1/30$ 。

作为钻孔质量监控的一项措施，施工人员必须认真填写钻孔钻进中原始记录表，详细记录每个孔的进尺情况、地层变化、施工时间及其他特殊情况。记录表形式如表 4-4。

表 4-4 锚杆钻孔施工记录表

(据《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90))

工 程 名 称: _____ 施 工 单 位: _____								
设计钻孔长度: _____ 设计钻孔直径: _____								
钻 机 型 号: _____ 钻 孔 日 期: _____								
锚杆编号	地层类别	钻孔直径 (cm)	套管外径 (cm)	钻孔时间	钻孔长度 (m)	套管长度 (m)	钻孔倾角 (°)	备注

技术负责人: _____ 工长: _____ 质检员: _____ 记录员: _____

注: ①备注栏记录钻孔过程中出现的情况, 如坍孔、缩颈、地下水及相应的处理方法。

②扩大头锚杆钻孔可增加实测扩大头直径一栏。

第三节 锚杆杆体的组装与安放

锚杆杆体或预应力锚索的制作与安放是土层锚杆施工中的第二道工序。杆体制作的质量直接影响到锚杆的可靠性, 采用不同材料作杆体, 其制作方法也有不同。

一、锚杆(索)的制作

(一) 高强精轧螺纹钢筋锚杆体的制作

高强精轧螺纹钢具有较高的抗拉强度, 设计锚固力在 600kN 以下的锚杆中经常使用。其制作方法较简单, 如图 4-10 所示。

(二) 普通Ⅱ、Ⅲ级螺纹钢锚杆体的制作

采用Ⅱ、Ⅲ级钢筋作锚杆杆体时, 杆体的组装应遵守以下规定(《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90)):

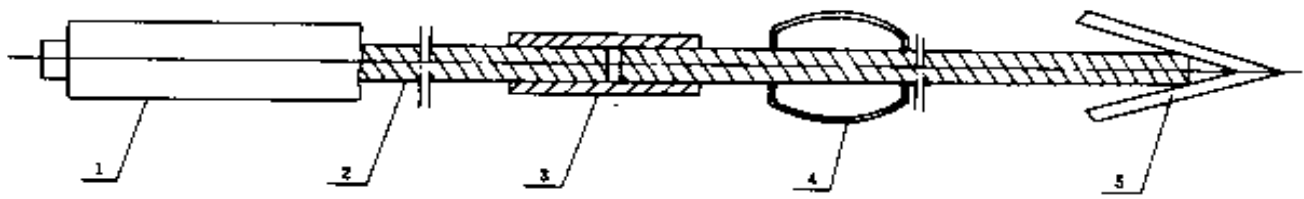


图 4-10 螺纹钢筋杆体锚杆示意图

1—塑料套管；2—杆体；3 联接器（可以是螺纹联接或焊接）；
4—对中导向器（每隔 1.0~2.0m 一个）；5—锚尖

- (1) 组装前钢筋应平直、除油和除锈；
- (2) II、III 级钢筋的接头应采用焊接的搭接接头，焊接长度为钢筋直径的 30 倍，但不少于 500mm，并排钢筋的联接也应采用焊接；
- (3) 沿杆体轴线方向每隔 1.0~2.0m 应设置一个对中支架，排气管应与锚杆杆体绑扎牢固；
- (4) 杆体自由段应用塑料布或塑料管包裹，与锚固体联接处用铅丝绑牢；
- (5) 杆体应按防腐要求进行防腐处理；
- (6) 组装扩大头型锚杆体时，处于扩大头处的杆体应局部加强。

(三) 钢丝及钢绞线杆体的制作

由钢丝或钢绞线编制成锚束拉杆多用在中型以上的预应力锚固工程中。它往往是由数十根、甚至数百根高强钢丝编成集束作为拉杆，也有由数股钢绞线集束编制而成的。下面将详细介绍锚束式杆体制作技术要求及工艺过程。

1. 锚束制作技术要求

制作钢丝锚束杆体时，应满足以下要求：

- (1) 钢丝必须经过严格质量检验、校直、除油和除锈。如果钢丝盘直径较大，散盘后又没有留有残余变形，一般可不进行校直。因为钢丝经过一次校直，其抗拉强度要损失 2%~5%。如果钢丝无出

厂质量检验证书，应该采取 3 种试样进行材料力学试验；

(2) 锚束中各钢丝必须平顺，不能相互交叠，防止因张拉时受力不均匀，应力过分集中而将钢丝拉断；

(3) 锚束沿轴线方向每隔 1.0~1.5m 设置一隔离架，并使钢丝间有一定间隙，以保证灌浆时，浆液能将锚束内空隙充填密实，钢丝得到充分握裹和保护，锚束杆体的保护层不小于 20mm；

(4) 锚束（包括排气管）必须捆扎牢固，且捆扎材料不宜用镀锌材料，防止在运输、吊装和安放过程中散束；

(5) 锚束应按防腐设计要求进行防腐处理，杆体自由段应用塑料管包裹，与锚固段相交处的塑料管口应密封并用铅丝绑紧；

(6) 采用二次高压注浆形成连续球体型锚杆，在编排钢绞线和高强钢丝时，应同时安放注浆套管和止浆密封装置。止浆密封装置应设置在自由段与锚固段的分界处，并具有良好的密封性能。宜用密封袋作止浆密封装置，密封袋两端应牢固绑扎在杆体上。被密封袋包裹的注浆管上至少应有一个进浆阀。

2. 锚束式杆体制作工艺

(1) 下料 锚束钢丝下料长度应根据锚杆设计长度、锚固体类型、外锚头型式和内外层钢丝的位置不同而确定。下料可留有一定余地，一般实际长度应大于计算长度 0.3~0.5m，但不可下得过短，以至无法张拉锁定或者给施工带来不便。

(2) 编帘 将下好的钢丝料用尼龙绳或 20 号不镀锌铁线像编竹帘一样分层编织，以便编束和保证钢丝顺直、不交叉、不扭曲、不散不乱。由于使用了尼龙绳和铁线交叉编扎，钢丝之间可预留一定间隙，便于注浆时浆液渗入。尼龙绳或铁线捆扎间隔为 3~4m。整个编排操作宜在平台上进行。

(3) 编束 钢丝帘编扎成束大多采用如图 4-11 所示的(a)、(b)两种型式的同心圆排列。锚束中心有衬管；衬管既是钢丝束的绑扎支架，又是灌浆时进浆管的插入通道。锚束杆体每隔 1.0~2.0m 布设

衬管隔离架一个(图 4-12),它起到编束方便、保证钢丝顺直、不散不乱和分隔钢丝便于渗进浆液的作用。钢丝编扎成束操作方法是,先将最内一层钢丝帘子平铺于工作平台上,按设计间隔放好

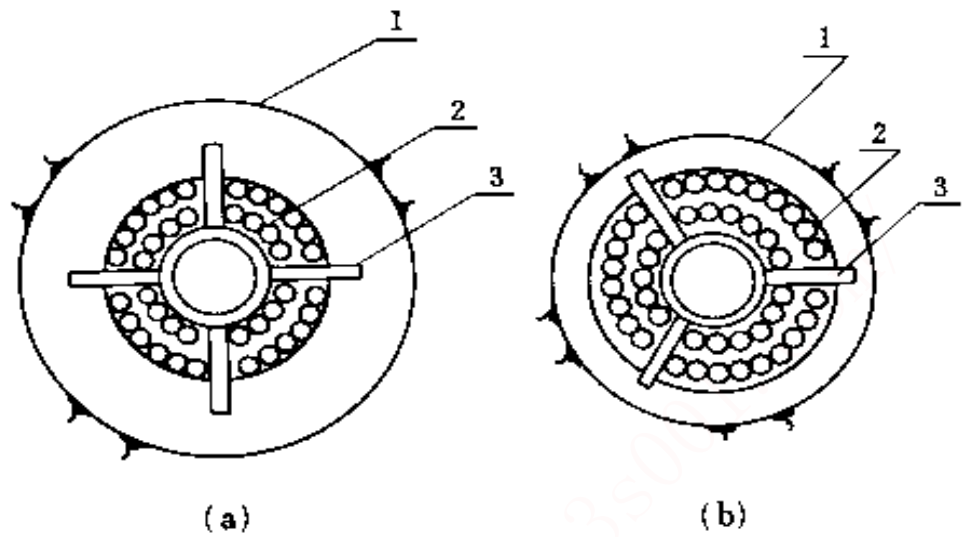


图 4-11 钢丝排列型式

1 锚索钻孔;2 铁线;3—中心导正衬管隔离架

中心导正衬管隔离架,使帘子上钢丝等分,并顺直地分布在隔离架滑板之间。然后将帘子卷起,用尼龙绳或不镀锌铁线绑扎结实。依上述方法逐层捆扎直至将锚束编成,最后用不镀锌铁线将锚束捆牢。

(4) 粘结式锚固段制作 粘结式锚固段不仅用于岩层加固工程,更广泛用于土层锚杆。这种类型的锚固段型式很多,常用的有:①弯钩型粘结式锚固段。这是中型以上岩层预应力锚杆使用最多的一种型式,其结构如图 4-13。

为提高锚固段钢丝与砂浆的握裹力,将锚固段锚束上的钢丝末端按不同层次和高度逐层逐根弯成 180° 弯钩。弯曲半径上小下大,每层钢丝弯完钩后,用铁丝绑扎好。②扩散段型锚固段制作。扩散段型锚

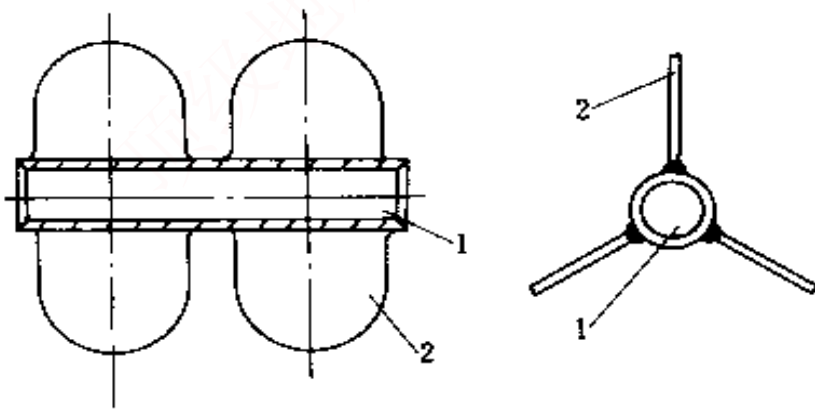


图 4-12 中心衬管隔离架构造示意图

1—衬管;2—隔离架



图 4-13 弯钩型粘着式锚固段结构示意图

1—封孔灌浆进浆管底口；2—锚固段顶面；3—锚固部分扩散段

固段特别适合钢绞线锚拉杆。该种型式锚固段制作工艺简单，加工方便，由不同直径的隔离架放在锚束中心绑扎而成。如图 4-14，扩散段型锚固段的衬管隔离架直径一般为 30~50mm，长约 150mm。

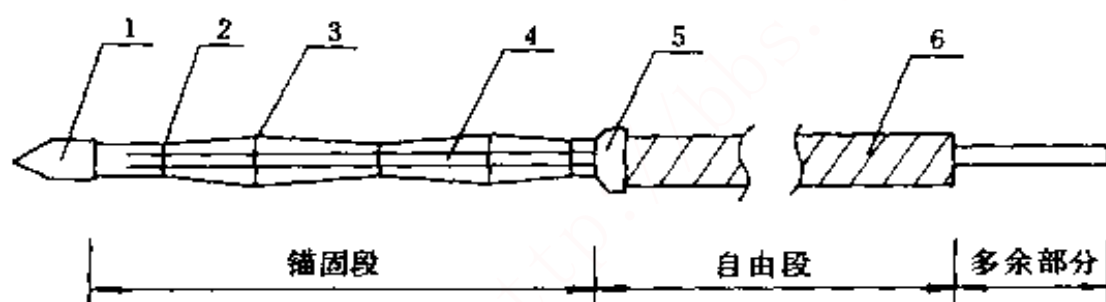


图 4-14 锚杆制作概图

1—锚尖；2—钢环（防隔离架脱落）；3—隔离架；4—注浆管；5—止浆塞；6—套管

制作锚固段的方法是，将编扎成的锚束放在平台上，从锚固段上部开始，先装入一个细衬管隔离架（也可以是钢环），用铁线绑扎牢固，作为扩散段的起点。然后向下 0.5m 安装一个粗径衬管隔离架并绑扎牢固，作为扩散段的膨胀点。如此往复直到最后，则锚束锚固段便制成了。③墩头型锚固段制作。为提高锚拉杆在锚固体中与砂浆的握裹力，采用墩头型内锚头补强。墩头型锚固段与墩头型外锚头制作方法相同，但其锚具外径应比钻孔直径小，以便锚束顺利入孔。④锥型锚盘锚固段制作。这种锚固段的型式和规格应根据锚束材料和锚杆安装预应力大小决定。如小型预应力钢丝锚束，选用一副锥型锚具即可固定；对钢绞线为锚束的中型预应力锚杆，可用一块锚

板将钢绞线分散锚固在几个锥型孔中制成锥型锚盘锚固段。⑤浇铸型锚杯锚固段制作。它是将锚束末端整齐装入一只锚杯中，然后向锚杯中注入熔化的铅锡合金等低熔点金属，或环氧树脂、水泥砂浆等粘结材料，将锚束与锚杯铸成一个整体。浇铸成的锚固段要对其粘结力进行逐个检查，并进行少量破坏性试验，试验其破坏荷载能否达到最大荷载的 1.5 倍。锚杯加工、选材用料和热处理均按 JM 型锚具技术要求进行。

二、锚杆（索）的安放

锚杆杆体的安放应遵守下列规定《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90)：

(1) 杆体放入钻孔之前，应检查杆体的质量，确保杆体组装满足设计要求。

(2) 安放杆体时，应防止杆体扭压、弯曲，注浆管宜随锚杆一同放入钻孔，注浆管头部距孔底宜为 50~100mm，杆体放入角度应与钻孔角度保持一致。在安放锚束式杆体时尤其要小心。对大、巨型锚固工程的锚拉体一般采用偏心夹管器、推送器与人工相结合的方式，平顺缓缓推送。推送时，严禁上下左右抖动、来回扭转和串动，防止中途散束和卡阻，造成安装失败。

(3) 杆体插入孔内深度不应小于锚杆长度的 95%，杆体安放后不得随意敲击，不得悬挂重物。

第四节 锚杆的注浆

粘结式锚杆一般用水泥浆或水泥砂浆作为锚固粘结剂，并由它将锚杆与地层固定并对锚杆拉杆进行保护。因此，注浆材料的性能、拌制质量以及施工工艺会直接影响到锚杆的粘结强度和防腐效果。

一、注浆设备的选择

注浆设备包括注入水泥净浆和砂浆的灌注泵、搅拌设备、高压输送浆液管路。注浆要根据所注浆材性质和注浆量选择，可选的泵型较多，现列出几种，如表 4-5 所示，供配备注浆泵时参考。

表 4-5 几种常见的锚固孔注浆泵

设 备 型 式	技 术 性 能	适用条件	生产厂家
ZTGZ-60h10	工作压力 $P=6\sim 21\text{MPa}$ 排浆量 $Q=60\sim 180\text{L/min}$	高压注浆	辽宁锦西 注浆泵厂
HB6-3	工作压力 $P=0\sim 1.5\text{MPa}$ 排浆量 $Q=50\text{L/min}$	普通灌注 水泥砂浆	济南山泉 机械厂
UBJ2 挤压 式灰泵泵	工作压力 $P=0\sim 1.5\text{MPa}$ 排浆量 $Q=30\text{L/min}$	灌注水泥 砂 浆	杭州建筑 机械厂
BW200/50	工作压力 $P=0\sim 5\text{MPa}$ 排浆量 $Q=10\sim 200\text{L/min}$	高压水泥 净 浆	无锡探矿 机械厂

浆液搅拌应使用普通搅拌机，不可用人工搅拌。搅拌机的一次搅拌水泥浆量不得小于 $0.3\text{m}^3/\text{次}$ ，搅拌时间不应小于 2min 。输送管路宜使用耐压不小于 50MPa 的高压胶管，管口连接采用快速接头以保证注浆速度。

二、注浆材料的选配

用于锚杆的注浆材料通常有水泥砂浆和化学浆材，但在岩土锚固工程中，最常用、也用得最多的是水泥砂浆，所以，以下仅介绍水泥砂浆选配方法。对于化学浆材，可按设计要求配制。详细情况参见《注浆工程设计计算与施工》一书。

(一) 注浆原材料选择

1. 水泥

应采用标号不低于 325 号的新鲜普通硅酸盐水泥。水泥必须具

有抵制水和土侵蚀的化学稳定性。为了防止钢质杆体的腐蚀，氯盐的总含量不应超过 0.1%（永久锚杆）和 0.15%（临时锚杆）。必要时可采用抗硫酸盐水泥，不宜采用干缩性大的火山灰水泥和泌水性高的矿渣水泥。

(2) 水

一般情况下，凡适合于饮用的水均可作为拌合水。对于硫酸盐含量超过 0.1%，氯盐含量超过 0.5%，并且含有糖分或有悬浮有机质的水不能作为拌合水。

(3) 砂

锚固工程中水泥砂浆中用砂以中砂（平均粒径 0.3~0.5mm）较好，并要求含泥量不应大于 3%（以质量计），砂中有害物质（如云母、轻物质、有机质、硫化物等）含量应低于 1%~2%。

(4) 外加剂

用于锚固灌浆用的外加剂有早强剂、缓凝剂、减水剂、膨胀剂和抗泌剂等，可根据工程需要合理选用。

(二) 注浆浆液的配制

水灰比对水泥浆的质量有重要影响，过量的水会使拌合料发生泌水并降低其强度，同时也会产生较大的收缩，结果降低锚固体的耐久性。《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90) 规定：注浆材料水灰比宜为 0.40~0.45，必要时可加入一定量外加剂或掺和料。水泥浆常用外加剂及掺量如表 4-6。

表 4-6 水泥浆常用外加剂

外加剂类型	名 称	掺量(占重量百分比)	说 明
早强剂	三乙醇胺	0.02%~0.05%	加速水泥硬化,提高早期强度
减水剂	木质素磺酸钙	0.2%~0.3%	降低拌合用水量,增大流动度
膨胀剂	铝 粉	0.005%~0.02%	膨胀量可达 15%
抗泌剂	纤维素醚	0.2%~0.3%	相当于拌合水的 0.5%,起防泌作用

当浆材为水泥砂浆时，一般宜选用灰砂比 1:1~1:2，水泥比 0.38~0.48，且砂子粒径不得大于 2mm。

二次高压注浆形成的连续球体型锚杆的浆材宜选用水灰比 0.45~0.50 的纯水泥浆。

三、注 浆

锚固孔注浆操作程序大致如下：

- (1) 对锚孔用风、水冲洗，排尽残渣和污水；
- (2) 将组装好的杆体（包括注浆管）平顺，缓缓推送至孔底；
- (3) 从注浆管注入拌合好的水泥浆或水泥砂浆。对于锚索杆体，采用高压注浆时，先在锚固段上界面处设置一个隔离塞，在孔中插入一根排气管，然后进行有压注浆。注浆完后静置待凝。

浆液在灌注过程中应遵守如下规定（《土层锚杆设计与施工规范》（CECS22-90））：

(1) 注浆浆液应搅拌均匀，随搅随用，浆液应在初凝前用完，并严防石块、杂物混入浆液；

(2) 注浆作业开始和中途停止较长时间，再作业时宜用水或稀水泥浆润滑注浆泵及注浆管线；

(3) 注浆管的插入深度要求见第四章第三节的“锚杆（索）的安放”；

(4) 孔口溢出浆液或排气管停止排气时，可停止注浆；

(5) 浆体硬化后不能充满锚固体时，应进行补浆；

(6) 二次高压注浆形成的连续球体型锚杆的注浆还应注意：①一次常压注浆作业应从孔底开始，直至孔口溢出浆液；②止浆密封装置的注浆应待孔口溢出浆液后进行，注浆压力不宜低于 2.5MPa；③一次常压注浆结束后，应将注浆管、注浆枪和注浆套管清洗干净；④对锚固体的二次高压注浆应在一次注浆形成的水泥结石体强度达到 5.0MPa 时进行，注浆压力和注浆时间可根据锚固体的体积确定，

并分段依次由下至上进行。

(7) 注浆必须作严格纪录，记录表格式如表 4-7 所示。

表 4-7 锚杆注浆施工记录表

工程名称：_____			施工单位：_____					
注浆设备：_____			注浆日期：_____					
锚杆编号	地层类别	注浆部位	注浆材料及配合比	注浆开始时间	注浆终止时间	注浆压力 (MPa)	注浆量 (L)	备注

技术负责人：_____ 工长：_____ 质检员：_____ 记录员：_____

注：浆注材料及配合比应包括外加剂的名称及掺量。

第五节 锚杆的张拉与锁定

一、外锚头施工方法

外锚头是锚杆张拉时的直接受力构件，所以，应保证台座的承压面平整，并与锚杆的轴线方向垂直。外锚头的类型很多，目前常用的有混凝土柱状锚头，有墩型、锥型、螺杆式和夹片式钢锚头等。

(一) 混凝土柱状外锚头

混凝土柱状外锚头广泛用在锚固工程中，其构造如图 4-15。其制作方法是：

(1) 安装支柱座垫 支柱座垫的作用有：①由于混凝土柱状外锚头尺寸大、重量也大，张拉时采用顶升式千斤顶，因此，在施工外锚头时，从孔口承压墩上台面到外锚头下端面之间必须预留有安

装千斤顶的净空高度，而这个高度是靠支柱预留的；②在浇筑外锚头时，支柱起支撑模子的作用；③张拉时，升垫高度，回缩千斤顶时，支柱起临时顶支作用。支柱安装位置，应保证支柱在孔口承压墩台上必须等分，均匀分布安装，各支柱轴线要垂直承压墩台面且要与锚孔轴线平行。支柱尺寸应根据超张拉应力大小和支柱选用材料计算确定，必须保证支柱具有足够的抗压强度。在超张拉时不变形，不破裂损坏。在工程中，支柱大多用钢材制作或用混凝土浇制。

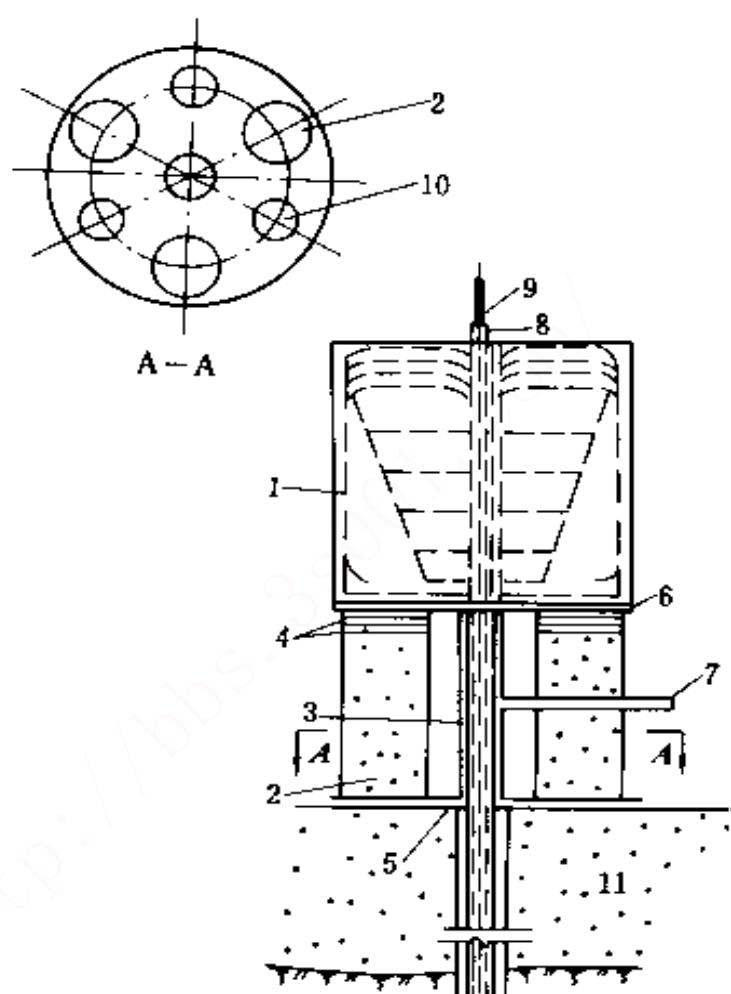


图 4-15 混凝土柱状外锚头构造示意图

1—混凝土外锚头；2—支柱；3 封孔灌浆钢管；
4—调整钢垫板；5 封孔前砂浆堵塞物；6—锚头底钢垫板；7 回浆管；8—钢管；9—进浆管；
10—千斤顶；11—混凝土上层

(2) 安放外锚头底钢板
为保证外锚头底端面平整光滑，在千斤顶顶升时，不至产生应力集中损坏锚头，因

此应在模子底部也放置一圆形、厚约 10~15mm 的钢板。钢板外径与模子外径相同，板中心留一与钻孔直径相等的圆孔，并焊接一节外径略小于承压墩台中预埋的导向管内径的钢管，该钢管的长度要大于支柱高度与锚拉杆张拉总引伸长度之和。设置这一节钢管的目的是便于进行有压灌浆时，在孔口进行密封。钢板加工图见图 4-16。

(3) 钢丝弯钩 根据外锚头设计高度，将锚束中的钢丝分层逐根弯钩，扎成如图 4-15 所示的蘑菇状大弯钩，使弯钩后的钢丝末端

应力接近于零。每弯好一层，用一环形箍将其固定好。

(4) 安放钢筋 模子底部要安放放射状的主钢筋。为了防止中心部位钢筋密度过大，可将钢筋焊在一个钻有很多孔的厚圆环上。在钢筋中适当增加弯起的主钢筋和环形钢丝箍筋，以保证外锚头的强度。

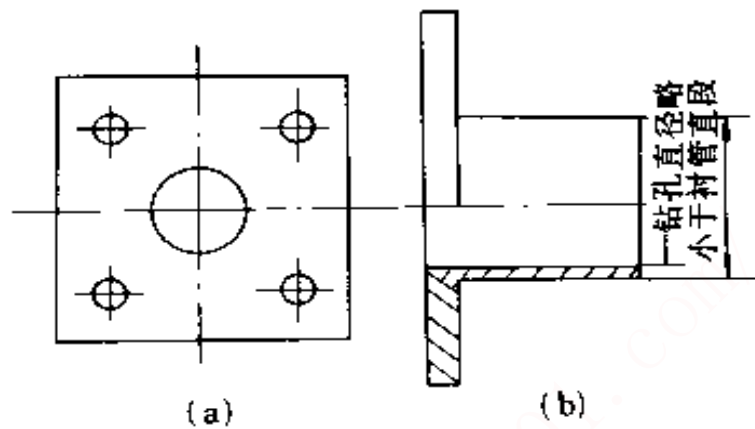


图 4-16 钢板加工示意图

(a) 钢质外锚头用；(b) 混凝土外锚头用

(5) 安装模板 钢模子由 4~6 块弧面钢板块组成，拼装缝应严密，立放端正，支撑要牢固。

(6) 注浆导管和锥形套管安装 在浇筑外锚头前，从锚束中心插入一节长度大于外锚头高度的 $\phi 38$ 水管作为注浆管插入时的导管。导管安装要与钻孔轴线基本一致。

锚束在外锚头中的弯钩过程是一个从集束到分散的突变过程。所以在锚束进入外锚头部位套进一个钢性较好的短锥形套管或钢筋箍以平衡侧向分力，使钢丝成渐变过渡关系。

(7) 外锚头浇筑所用水泥为 425 号以上的高标号水泥，水泥储存期不超过 3 个月，而且没有受潮结块。混凝土骨架材料选用二级级配。为了防止钢丝腐蚀和发生氢脆，拌合混凝土时，不得掺入氯化物、硫酸盐类物质成分。拆模和养护技术参照混凝土施工规范。

(二) 镢头型钢质外锚头制作

镢头型钢质外锚头是中、小型预应力锚固工程中应用较多的一种外锚头。该锚头体积小，承载能力大，制造精度要求高，材料要求严。

(1) 镢头型钢质外锚头外形与特性。镢头型钢质外锚头由锚杯

锚环、锚帽构成。锚杯为穿放锚头钢丝的钢件，其结构尺寸随钢丝根数多少而定。常用的几种锚头型锚具尺寸见表 4-8，其结构如图 4-17 所示。

表 4-8 墩头锚具的外形尺寸

钢丝根数× 直径(mm)	张拉应力 (kN)	锚 具 尺 寸				灌浆孔直 径(mm)	热处理硬 度(HRC)
		锚杯直径	锚环直径	锚具高度	孔距		
168× $\phi 5$	3 260	140	200	95	9	16	22~24
84× $\phi 7$	3 360	140	200	95		16	38±3
66× $\phi 7$	2 440	140	200	90		30, 4	38±3
24× $\phi 5$	600	60	120	40		14	55~60

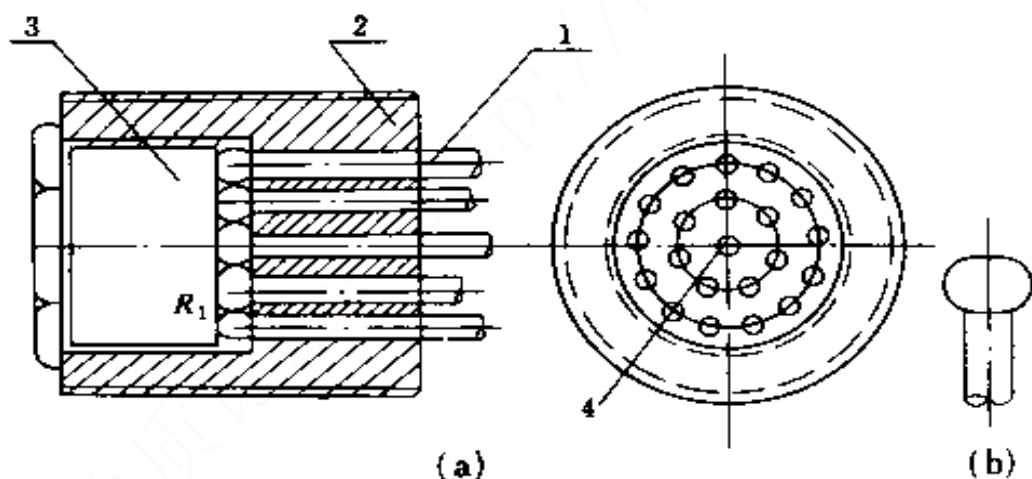


图 4-17 墩头型钢质外锚头构造示意图

1 钢丝；2—锚杯；3—锚帽；4—排气孔

(2) 钢丝墩头 钢丝下料时切口要平直，然后用冷墩机将钢丝头墩成如图 4-17 (b) 所示的形状。墩头时，钢丝预留长度以其直径的 2 倍最佳。墩头的机具很多，如 DLD-9 型、TLD-7 型、LD-10 型和 YLD-45 型等，均可供参考选择。

(3) 锚具装配 活动锚具由锚杯、锚环组成一体，锚头外壁有

梯形公螺纹可与张拉机连接。墩过头的钢丝从锚杯中穿过，用锚帽压紧在锚杯上，参见图 4-17。锚杯、锚环、锚帽三者组成一个完整的锚头型钢质锚具。

(三) 锥型钢质外锚头

锥型钢质外锚头多用在钢绞线或钢筋为拉杆的中、小型预应力锚固工程中。该锚具主要由锥形的内锚塞和外锚圈组成。锚塞外锥面上开有卡夹拉杆的槽，锚塞的锥度和外锚圈的内孔锥度一致。其材料为 45 号钢，零件加工精度较高，且经过热处理。属于这类锚具的有如图 4-18 所示的 GZ 型外锚具和图 4-19 所示的 KT-Z 型锚具。KT-Z 型锚具由可锻铸铁制造。

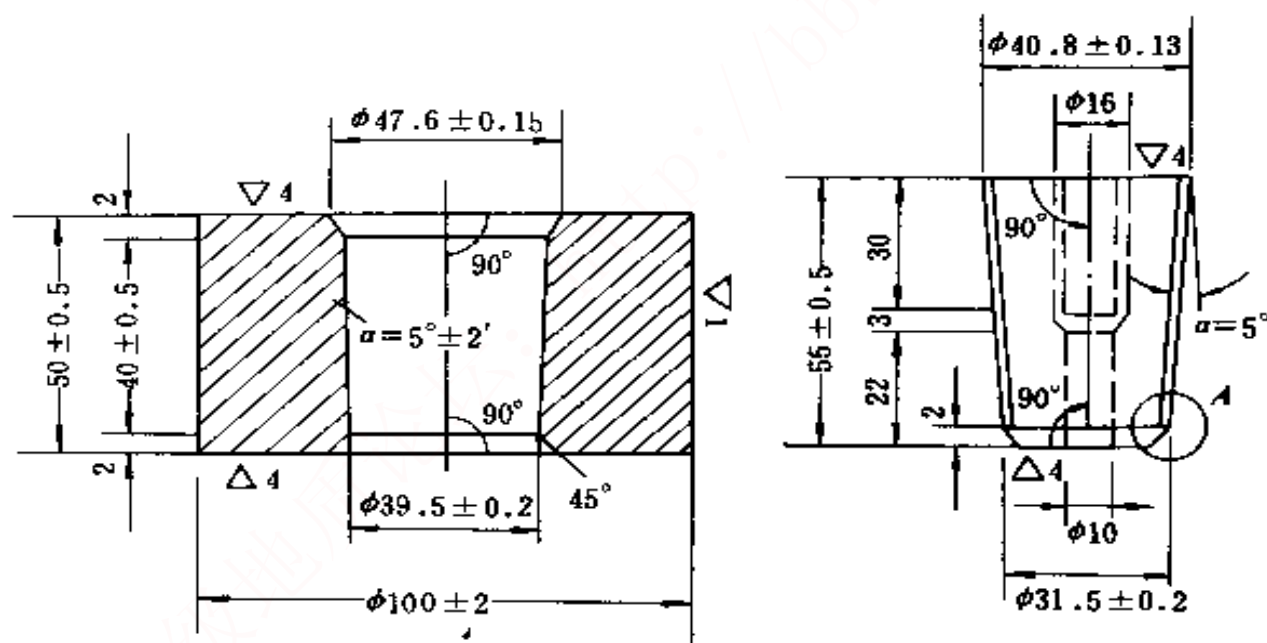


图 4-18 GZ 型外锚具构造示意图

(四) 夹片式钢质外锚头

夹片式钢质外锚头是中、小型预应力锚杆中以钢绞线或钢筋为拉杆时常用的定型锚具。该锚具卡夹拉杆的是具有较高硬度的分片带齿的锥形夹片。其结构如图 4 20 所示。

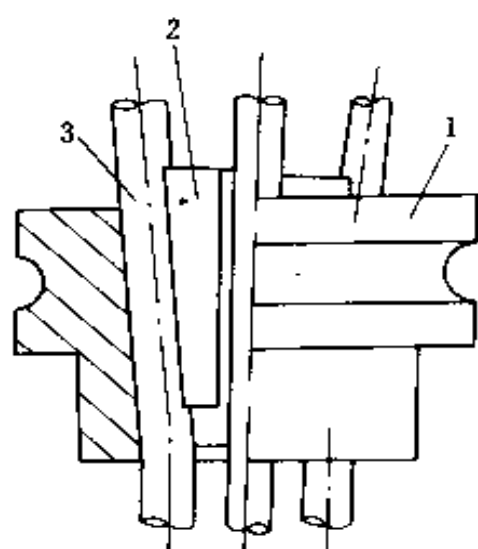


图 4-19 KT-Z 型锚具
构造示意图

1—锚杯；2—锚塞；3 钢绞线

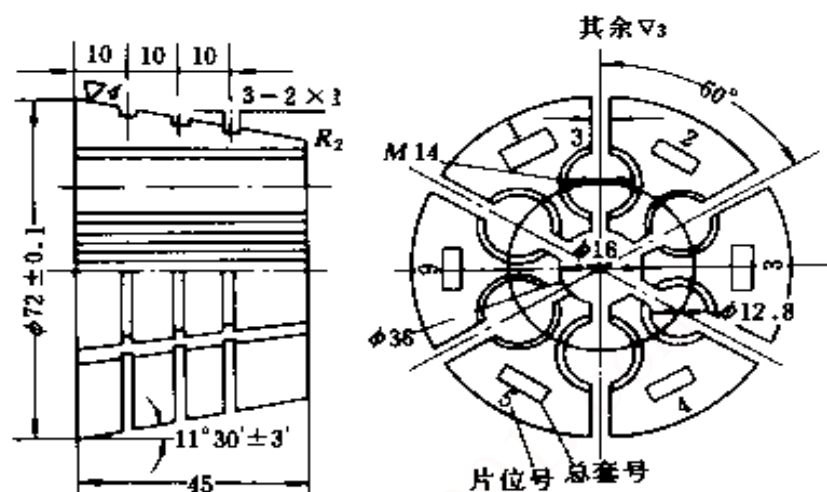


图 4-20 JM₁₂型锚具图

除了上面介绍的几种外锚头外，还有 QM 系列外锚头、锥型螺杆连接外锚头等。

二、张拉锁定设备选择

张拉锁定设备要根据杆体的材料和锁定力的大小选择。主要的张拉锁定设备是油泵和千斤顶。油泵有电动油泵和手摇油泵；千斤顶有顶升式和穿心式。顶升式千斤顶适用于大型钢丝束混凝土柱状锚头的锚索张拉；穿心式千斤顶主要适用于钢绞线，钢筋为拉杆的中、小型预应力锚杆张拉。表 4-9 和表 4-10 给出一些主要的千斤顶和电动油泵的型号和性能参数，供选用时参考。

表 4-9 千斤顶主要型号和性能

千斤顶	型 号	张拉力 (kN)	张拉行程 (mm)	工作油压力 (MPa)
普 通 千斤顶	YC-15	150	250	50
	YC-60	600	150	40
	YC-60A	600	200	40

续表 4-9

千斤顶	型 号	张拉力 (kN)	张拉行程 (mm)	工作油压力 (MPa)
普通千斤顶	YL-60	600	150	40
	YCL-120	1 200	300	50
	YD-200	2 000	100 500	66.5
	YDG-400	4 000	50 400	50
	YC·YCT-300	3 000	100 500	50
	YZ-85	850	25 300 100 500 600	46
液压水平 千斤顶	YPD-60	600	500	36
	YPD-60S	600	500	36
群 锚 千 斤 顶	YCQ-100	1 380	150	63
	YCQ-200	2 080	150	63
	YCQ-350	3 460	150	63
	YCQ-500	4 960	200	63

表 4-10 电动油泵型号和主要技术性能

型 号	额定压力 (MPa)	额定流量 (mL/min)
ZB ₄ -500	50	4 (2×2)
ZB ₄ -500S	50	4
ZB10/320-4/800	一级 32 二级 80	一级 10 二级 4

三、张拉与锁定施工方法

原则上,张拉与锁定工作应在注浆后,孔内水泥浆液完全凝结并达到最大强度值时进行。而常温常压下水泥需养护 28d 才能达到最大强度值,长时间待凝必将延长工期,因此,实际施工时,水泥浆中都加有早强剂,以促使水泥提前凝结牢固。实践表明,水泥浆中按规范要求加入早强剂,对于 425 号水泥净浆可在 10d 时间内达到最大强度的 80%,在 15~20d 达到 100%。由于张拉锁定力只是设计的轴拉力 N_t ,而不是极限锚固力 P (通常 $P=1.5\sim 2.5N_t$),所以实际施工多在注浆后 8~10d (即水泥强度达到 80%) 开始张拉锁

定。

(1) 锚杆在张拉前必须把承压支撑构件的面整平，将台座、锚具安装好，并和锚杆轴线方向垂直。安装千斤顶时注意千斤顶轴线应与锚杆轴线尽量在一条直线上，而且不可压弯锚头部分。

(2) 安装前应对千斤顶和电动油泵进行标定，按标定的数据进行张拉。张拉时，事前检查油泵各阀门的工作情况、油管的畅通情况，以免在张拉时油泵工作不正常而造成张拉失败。

(3) 锚杆张拉应按一定程序进行，锚杆张拉顺序，应考虑邻近锚杆的相互影响。

(4) 正式张拉前必须对锚杆进行预张拉二次，张拉力为 $0.1 \sim 0.2N_t$ ，使锚杆各部位接触紧密、杆体完全平直，以消除杆体的隐蔽变形量。拉直后再进行张拉时，其变形量起点以此状态为零记起。

(5) 锚杆张拉控制应力，对于永久性锚杆 $\sigma_{con} \leq 0.60f_{ptk}$ ；对于临时性锚杆 $\sigma_{con} \leq 0.65f_{ptk}$ 。 f_{ptk} 为锚拉杆强度标准值，参见表 3-3。

(6) 锚杆张拉荷载要分级逐步施加，不能一下加至锁定荷载。分级施加荷载和观测变形的时间按表 4-11 执行。当荷载加到 $1.1 \sim 1.2N_t$ 时，对砂质土应观测 10min，对粘性土应观测 15min，如果变形无变化、锚杆保持原状、油泵上压力表指针无返回现象，方可卸荷到 N_t 值进行锁定作业。

表 4-11 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 质 土	粘 性 土
$0.10N_t$	5	5
$0.25N_t$	5	5
$0.50N_t$	5	5
$0.75N_t$	5	5
$1.00N_t$	5	10
$1.10 \sim 1.20N_t$	10	15
锁定荷载	10	10

注： N_t 为锚杆设计轴拉力，即最终锁定荷载。

(7) 锁定作业必须严格执行规范,使用标准锚具。如使用螺母,必须使用专用工具将螺母拧紧,至压力表指针向上稍有摆动为止。不得用手拧或随意拧上。锚杆锁定后,若发现有明显预应力损失时,应进行补偿张拉。

(8) 锚杆张拉和锁定施工记录按表 4-12 整理。

表 4-12 锚杆张拉与锁定记录表

工程名称: _____ 施工单位: _____							
锚杆编号: _____ 锚具型号: _____							
张拉设备: _____ 张拉日期: _____							
张拉荷载 (kN)	油压表读数 (MPa)	测定时间	锚头位移读数(mm)			锚头位移增量 (mm)	备 注
			1	2	3		
锁定荷载 (kN)							

技术负责人: _____ 工长: _____ 质检员: _____ 记录员: _____

第六节 锚固工程验收

锚杆张拉锁定完毕后,必须进行验收试验。通过验收试验后,方可提交工程验收报告,工程验收必须以设计要求和质量合格条件为依据进行。

对于土层锚杆和一般岩石锚杆的锚固工程验收时,应提供下列资料:

(1) 提交锚杆设计任务书、施工设计方案等资料和原材料出厂合格证、工地材料试验单、代用材料试验报告及监理公司批复文件;

(2) 提交锚固工程施工记录, 包括钻孔施工记录、锚杆拉体制作及安装记录、注浆记录、张拉锁定记录;

(3) 提交验收试验和蠕变试验 (详见第五章) 报告;

(4) 锚固工程范围内的地质报告, 包括锚杆实际位置分布图及文字说明;

(5) 隐蔽工程检查验收报告;

(6) 施工中设计变更报告或通知单, 工程重大问题处理文件;

(7) 竣工图;

(8) 对设计要求进行锚杆预应力长期监测的工程, 验收时应提交相应的报告。

对于地下结构锚杆支护工程, 按照《锚杆喷射混凝土支护规范》(GBJ86-85) 第 8.1.5 条, 锚杆支护质量的检查应遵守下列规定:

(1) 检查锚杆质量必须做抗拔力试验。试验数量, 每 300 根锚杆必须抽样一组, 设计变更或材料变更时, 应另做一组, 每组锚杆不得少于 3 根 (拱顶、拱肩和边墙各 1 根)。

(2) 锚杆质量的合格条件为:

① $\bar{P}_{An} \geq P_A$;

② $P_{Amin} \geq 0.9P_A$ 。

式中: n 为每批锚杆抽样试验的试件组数; $\bar{P}_{An}$ 为同批 n 组试件抗拔力的平均值; P_A 为锚杆设计锚固力; P_{Amin} 为同批 n 组试件抗拔力的最低值。

(3) 锚杆抗拔力不符合要求时, 可用加密锚杆予以补强。

(4) 当设计对锚杆有特殊要求时, 可增做相应的试验。

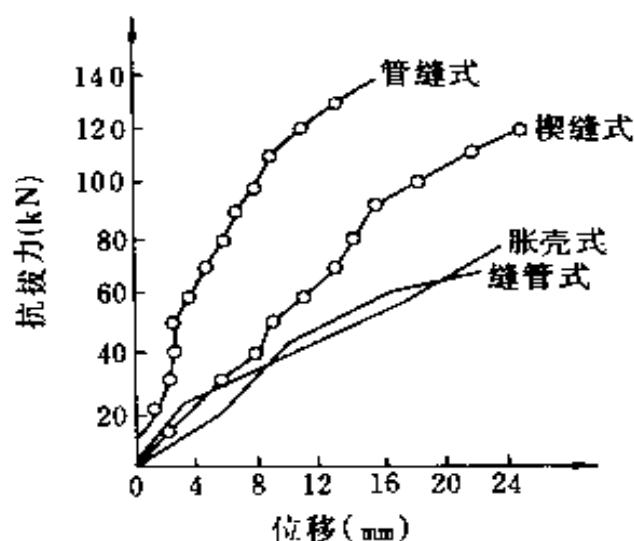


图 4-21 几种锚杆拔拉力-位移曲线

(5) 检查锚杆抗拔力（即锚固力）时应注意：①所有检测设备（千斤顶、油泵、测力计和位移计）均应定期标定；②安装千斤顶时，其拉力线应与锚杆轴线同心；③加载速度 $5\text{kN}/\text{min}$ ，加载至设计吨位为止；④待拉力和位移稳定后，读取读数，最后绘制锚杆拉力-位移曲线（例如如图 4-21）；⑤锚杆质量检查除了上述的抗拔力外，还包括长度、间距和方向等，均应达到设计要求。

第五章 锚固工程试验与监测

第一节 锚固工程试验

锚固工程试验主要有基本试验、验收试验、蠕变试验等。其目的是为了确定锚杆的极限承载力，验证锚杆设计参数，施工方法和工艺的合理性，检验锚固工程施工质量或者了解锚杆在软弱地层中工作的变形特性，同时亦为积累材料，以利于提高设计水平或开发更经济可靠的锚杆及施工工艺和方法。

一、锚固工程试验的一般要求

对于各种类型的锚固工程试验，均应满足如下的一般规定：

(1) 对于土层锚杆，锚固体及混凝土墩台的强度均应大于15.0MPa时，方可进行锚杆试验；对于嵌入岩层中的粘结型水泥砂浆锚杆，其锚固体、相应的混凝土台座和外锚头的强度应大于20.0MPa才能进行锚杆试验。

(2) 锚杆试验用的加载装置（包括千斤顶、油泵及相应的输油管路）的额定压力必须大于试验压力。

(3) 锚杆试验用的反力装置在最大试验荷载作用下应保持足够的强度和刚度。

(4) 锚杆试验用检测装置(测力计、位移计、计时表)应满足设计要求的精度。

二、基本试验

(一) 试验目的

锚杆基本试验的目的是确定任何一种新型锚杆或已有锚杆用于未曾用过地层时的极限抗拔力,了解锚杆抵抗破坏时和承受荷载后的力学性状,为锚固工程设计或设计后锚杆结构参数调整和施工方案设计提供可靠的依据。

(二) 试验数量

基本试验数量不应少于3根。用作基本试验的锚杆参数、材料及施工工艺必须和拟设计的或已设计的锚固工程锚杆相同,同时锚固体必须植于对应的地层中。为此,要求基本试验应于施工前在工地上地质条件相同的地层中进行。

(三) 试验最大荷载

在基本试验过程中,应保证最大试验荷载($Q_{\max}$)不应超过钢丝、钢绞线、钢筋强度标准值(f_{ptk})的0.8倍。

(四) 加载方式

基本试验加载方式应根据地层性质来确定。

(1) 对于砂质土、硬粘土中锚杆基本试验加载等级与观测时间应遵守如下规定:①采用循环加载,初始荷载宜取 $A \cdot f_{\text{ptk}}$ (A 为锚杆钢质杆体的截面积, f_{ptk} 为钢材的强度标准值)的0.1倍,每级加载增量宜取 $A \cdot f_{\text{ptk}}$ 的 $1/10 \sim 1/15$;②砂质土、硬粘土中锚杆加载等级与观测时间见表5-1;③在每级加载等级观测时间内,测读锚头位移不应少于3次;④在每级加载等级观测时间内,锚头位移量不大于0.1mm时,可施加下一级荷载,否则要延长观测时间,直至锚头位移增量 $2.0h$ 小于2.0mm时,再施加下一级荷载。

(2) 对于淤泥及淤泥质土中锚杆基本试验加载等级与观测时间

应遵守如下规定：①初始荷载宜取 $A \cdot f_{ptk}$ 的 0.1 倍，每级加载增量宜取 $A \cdot f_{ptk}$ 的 1/10~1/15，加载等级为 $A \cdot f_{ptk}$ 的 0.5 和 0.7 倍时，采用循环加载，循环加载分级与观测时间同表 5-1；②锚杆各加载等级的观测时间见表 5-2；③在每级加载等级观测时间内，测读锚头位移不少于 3 次；④荷载等级小于 $A \cdot f_{ptk}$ 的 50% 时，每分钟加载不宜大于 20kN；荷载等级大于 $A \cdot f_{ptk}$ 的 50% 时，每分钟加载不宜大于 10kN；⑤当加载等级为 f_{ptk} 的 0.6 倍和 0.8 倍时，锚头位移增量在观测时间内（2.0h）小于 2.0mm，才可施加下一级荷载。

表 5-1 砂质土、硬粘土中锚杆基本试加载等级与观测时间

加 载 增 量 $A \cdot f_{ptk} (\%)$	初始荷载		—	—	10	—	—	—
	第一循环	10	—		30	—	—	10
	第二循环	10	20	30	40	30	20	10
	第三循环	10	30	40	50	40	30	10
	第四循环	10	30	50	60	50	30	10
	第五循环	10	30	50	70	50	30	10
	第六循环	10	30	60	80	60	30	10
观测时间 (min)		5	5	5	10	5	5	5

注：A 为锚杆杆体断面积； f_{ptk} 为锚杆杆体钢材强度标准值。

表 5-2 淤泥及淤泥质土中锚杆基本试验各加载等级的观测时间表

加载等级	初始荷载	第一级	第二级	第三级	第四级	第五级	第六级
$A \cdot f_{ptk} (\%)$	10	30	40	50	60	70	80
观测时间 (min)	15	15	15	30	120	30	120

（五）锚杆破坏标准

做基本试验时，如果满足下列条件之一者，可认为锚杆已经破坏，可终止试验：

（1）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位移增量的 2 倍；

(2) 锚杆位移不收敛；

(3) 锚头总位移超过设计允许位移值。

(六) 试验结果的整理与分析

1. 试验结果图表

试验报告应按照表 5-3 所示格式整理,并绘制锚杆荷载-位移($Q-S$)曲线、锚杆荷载-弹性位移($Q-S_e$)曲线、锚杆荷载-塑性位移($Q-S_p$)曲线。 $Q-S$ 曲线、 $Q-S_e$ 曲线和 $Q-S_p$ 曲线形式分别如图 5-1 和图 5-2 所示。

表 5-3 锚杆试验记录表

锚杆编号: _____ 试验类别: _____ 注浆日期: _____ 试验日期: _____									
土层类别	锚杆资料	注浆资料	检验荷载(kN)	油压表读数(MPa)	锚头位移读数			锚头位移增量(mm)	备注
					1	2	3		
	锚杆类型	注浆材料							
	杆体材料	配合比							
	杆体截面积	外加剂							
	杆体弹性模量	注浆方式							
	锚固段长度								
	自由段长度								
	钻头倾角								

注:此表对锚杆的基本试验、验收试验、蠕变试验均适用。

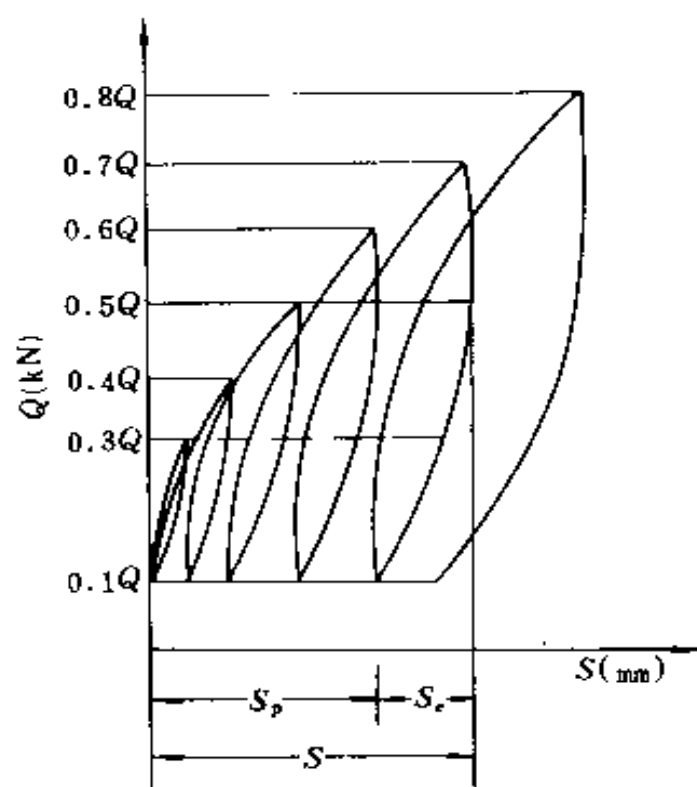


图 5-1 基本试验 Q - S 曲线

注: $Q = A \cdot f_{pk}$

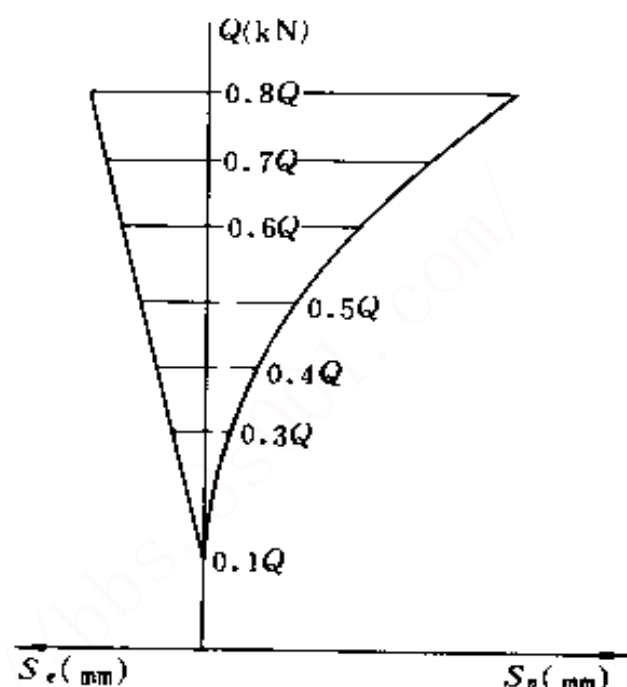


图 5-2 基本试验的 Q - S_e 及 Q - S_p 曲线

注: $Q = A \cdot f_{tk}$

2. 试验结果取用

基本试验所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 锚固段长度之和的理论弹性伸长。否则，说明试验锚杆的实际锚固段长及自由段长与设计值有较大的误差，试验结果不能被采用。

3. 锚杆安全系数 K_0 计算

由试验得到的锚杆安全系数 K_0 值按下式确定：

$$K_0 = \frac{R_n}{N_t} \quad (5-1)$$

式中： R_n 为锚杆极限承载力，取破坏荷载的 95%； N_t 为锚杆设计轴拉力。

三、验收试验

(一) 试验目的

验收试验，即在较短的时间内对工程锚杆施加较大的力，其目的是为了检验锚杆在超过设计拉力并接近极限拉力条件下的工作性能，及时发现锚杆设计施工中的缺陷，并鉴别工程锚杆是否符合设计要求。

(二) 试验数量

验收试验锚杆的数量应取锚杆总数的 5%，且不得少于最初施工的 3 根。

(三) 最大试验荷载

验收试验最大试验荷载不应超过预应力筋 $A \cdot f_{pk}$ 值的 0.8 倍，并应满足以下规定：

- (1) 永久性锚杆的最大试验荷载为锚杆设计轴向拉力值的 1.5 倍；
- (2) 临时性锚杆的最大试验荷载为锚杆设计轴向拉力值的 1.2 倍。

(四) 试验加载方式

验收试验对锚杆施加荷载与测读锚头位移应遵守以下规定：

- (1) 初始荷载宜取锚杆设计轴向拉力值的 0.1 倍；
- (2) 加载等级与各等级荷载观测时间应满足表 5-4 的规定；
- (3) 在每级加载等级观测时间内，测读锚头位移不应少于 3 次；
- (4) 最大试验荷载观测 15min 后，卸荷至 0.1N，量测位移，然后加荷至锁定荷载锁定。

(五) 试验结果整理

试验结果按表 5-3 整理，并根据试验结果绘制锚杆验收试验荷载-位移 (Q-S) 曲线图 (如图 5-3 所示)。

表 5-4 验收试验锚杆的加载等级与观测时间表

加 载 等 级	测 定 时 间 (min)	
	临时锚杆	永久锚杆
$Q_1 = 0.10N_t$	5	5
$Q_2 = 0.25N_t$	5	5
$Q_3 = 0.50N_t$	5	10
$Q_4 = 0.75N_t$	10	10
$Q_5 = 1.00N_t$	10	15
$Q_6 = 1.20N_t$	10	15
$Q_7 = 1.50N_t$	—	15

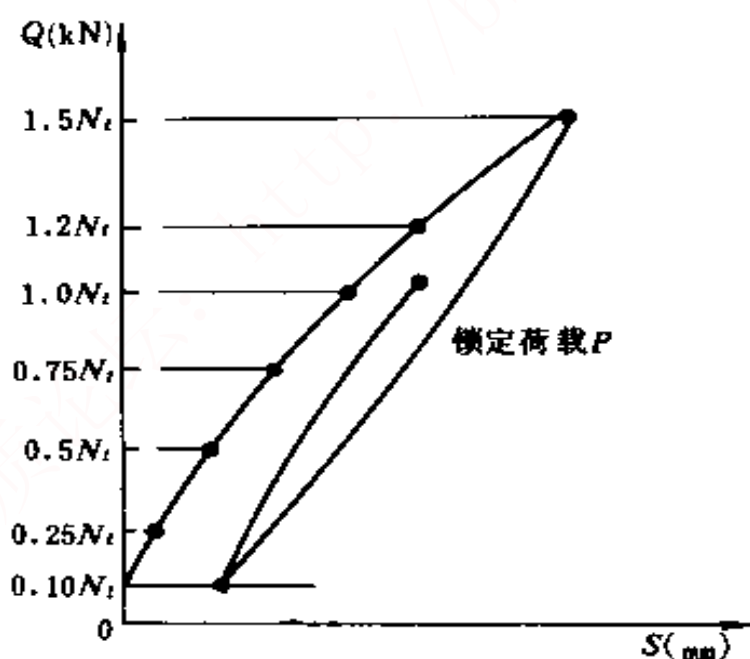


图 5-3 验收试验 Q-S 曲线

(六) 锚杆验收合格标准

锚杆验收试验满足以下条件者，即合格：

(1) 验收试验所得的总弹性位移超过自由段长度理论弹性伸长

的 80%，但小，自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的理论弹性伸长；

(2) 在最大试验荷载作用下，锚头位移趋于稳定。

四、蠕变试验

(一) 蠕变试验要求

在软弱地层中设置锚杆，尤其是预应力锚杆，由于通过锚杆对锚固段地层有一较大的长期荷载，该地段会产生较大的蠕变。为了了解锚杆在可能发生蠕变地层的工作特性，按我国《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90) 规定：对于塑性指数大于 17 的淤泥及淤泥质土层中的锚杆应进行蠕变试验，并要求试验的锚杆数不应小于 3 根。

(二) 蠕变试验方法

(1) 蠕变试验加载等级与观测时间应满足表 5-5 的规定，并要求在观测时间内荷载必须保持恒定。

(2) 每级荷载按时间间隔 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 75, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300, 330, 360min 记录蠕变量。

表 5-5 蠕变试验的加载等级与观测时间

加 载 等 级	观 测 时 间 (min)	
	临时锚杆	永久锚杆
$Q_1=0.25N_t$	—	10
$Q_2=0.50N_t$	10	30
$Q_3=0.75N_t$	30	60
$Q_4=1.00N_t$	60	120
$Q_5=1.20N_t$	90	240
$Q_6=1.33N_t$	120	260

(三) 蠕变试验结果整理和分析

(1) 试验结果按表 5-3 格式整理, 并绘制蠕变量-时间对数 (S - $\lg t$) 曲线 (如图 5-4) 所示。

(2) 反映不同荷载作用下各观测时间内蠕变曲线的斜率值称为蠕变系数 K_t 。 K_t 值根据实验结果由下式求得:

$$K_t = \frac{S_2 - S_1}{\lg t_2 - \lg t_1} \quad (5-2)$$

式中: S_1 为 t_1 时所测得的蠕变量; S_2 为 t_2 时所测得的蠕变量。

锚杆蠕变试验测得的最后一级荷载作用下的蠕变系数不应大于 2.0mm。

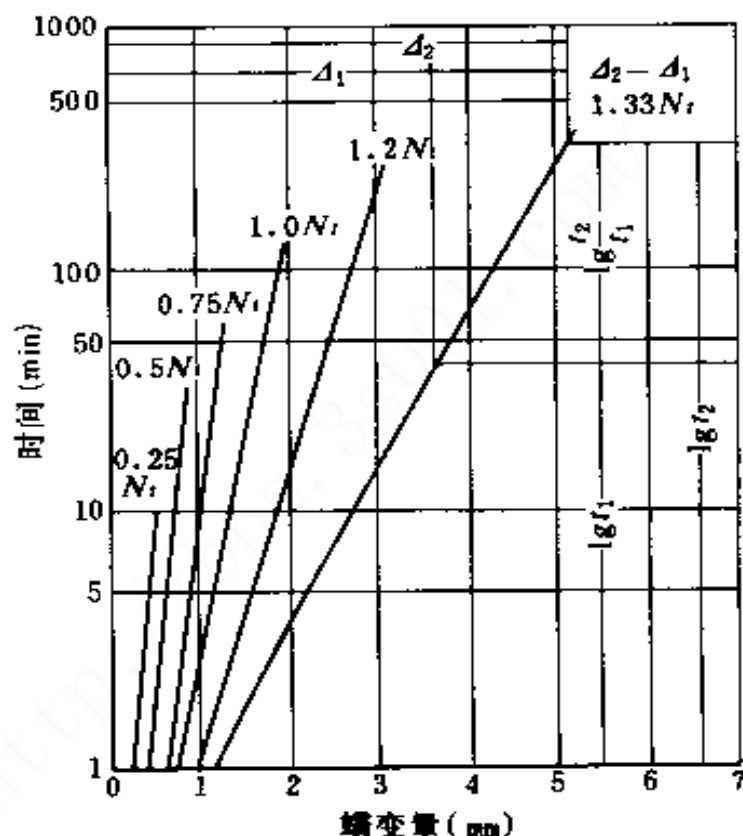


图 5-4 蠕变试验的蠕变量-时间对数曲线

第二节 锚杆预应力的长期监测

锚杆设置后, 如果对锚杆连续监测超过 24h 就可称为锚杆的长期观测。这种监测的目的是记录锚杆的预应力或位移产生的任何变化, 这类变化是由温度波动、各种冲击作用、锚固结构的荷载变化以及岩层应力状态的变化等引起的。

对预应力锚杆进行的长期观测能够为短期锚杆试验提供重要的补充资料, 同时也能提供有关锚固结构和地层的有价值的资料。但

至今有关这方面的资料仍然较少。

一、影响锚杆预应力变化的因素

随着时间的推移，锚杆的初始预应力总是会有所降低，而其影响因素极其复杂，这里有锚杆结构内部材质的原因，也有地层力学性质及外部影响因素的原因。但预应力损失最直接最主要的原因是锚杆钢材的松弛和受荷地层的蠕变共同作用造成的。

（一）钢材的松弛

长期受荷的钢材预应力松弛损失量通常为 5%~10%。根据对各类钢材进行的试验发现：受荷 100h 后的松弛损失约为受荷 1h 所发生损失的两倍，约为受荷 1000h 后应力损失量的 80%，约为受荷 30a 之后损失量的 40%。

这种松弛损失量随着钢材的受荷状况而变化。当对钢材施加的应力等于其强度的 50% 时，这种松弛损失量可以忽略不计；但是，随着荷载的增大，这种松弛损失量会迅速加大，而且在 20℃ 以上的温度条件下，这种损失量更会明显地增大。

（二）地层的蠕变

地层在受荷条件下的蠕变，是由于岩体或土体在受荷影响区域内的应力作用下产生的塑性压缩或破坏造成的。对于预应力锚杆，蠕变主要发生在应力集中区，即靠近锚根和锚固结构表面以下的锚固头等部位。蠕变量的大小取决于岩土层的强度和弹塑性性质。所以，对塑性指数大于 17 的土层必须做蠕变试验，以检核锚杆的可靠性。

图 5-5 给出了固定在亚黄土中，深度达 11m、爆扩成球形底座并灌有混凝土的钢索锚杆（永久荷载力为 345kN）的长期观测结果。由图可见，地层蠕变在锚杆张拉锁定后初期（40~50d 以前）变化较快，越往后其变化趋于平缓。

影响锚杆预应力损失除上述两个主要因素外，还有外界冲击震动，结构荷载变化或波动、温度变化、地层平衡力系变化等。

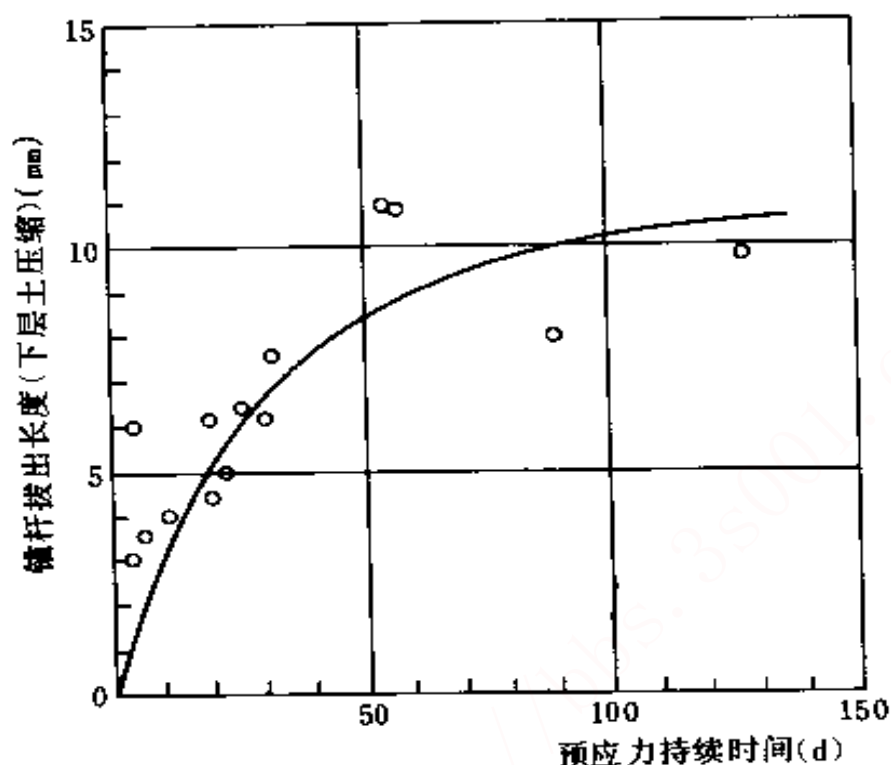


图 5-5 持久力为 345kN 时锚杆拔出距离与时间的关系
(锚杆设置在亚黄土中, 深度达 11m, 球形底座的直径为 35cm)

二、锚杆预应力长期监测仪器

对预应力锚杆荷载变化进行长期或短期观测, 可采用按机械、液压、振动、电气和光弹原理制作的各种不同类型的测力计。这些测力计通常都布置在传力板与锚具之间, 必须始终保证测力计中心受荷, 并定期检查测力计的完好程度。

1. 机械测力计

该类测力计是根据各种不同钢衬垫或钢弹簧的弹性变形进行工作的。尽管这类测力计的量测范围较小, 但它们坚固耐用。将标定的弹簧垫圈置于紧固螺母之下, 就能对短锚杆的应力进行简单的监测, 测得的这些垫圈的压力变化可以表示锚杆的应力变化。

法国 Bachy 公司利用一组弹簧垫圈来检验大荷载 (10MPa) 作

用下的锚杆预应力变化。用封套把垫圈连同锚固头一起覆盖起来,该封套内装有传感器,可以自己记录超过允许量值的锚杆变形(见图5-6)。

2. 液压测力计

这类测力计主要由有压力表的充油密闭压力容器组成。其主要优点是:可直接由压力表读出压力值,体积小,重量轻,除压力表外,不容易损坏。这种测力计制作也较容易,只需要制作一个小型压力容器,并在该容器上备有能安装压力表的出口。

德国的 F. GLOETZL 公司生产了一种测量锚杆荷载的精密液压测力计,可测得 250~5 000kN 范围的荷载(见图 5-7)。这类测力计的重量为 4~125kg,其精度可达 $\pm 1\%$,在温度差为 20℃下测量范围的热误差也只有 1.2%。还可以在压力表上安装触点信号灯,当压力达到规定的极限值时,该信号灯就会发亮。

3. 弦式测力计

弦式测力计是最可靠和最精确的荷载传感器。我国丹东市三达测试仪器厂生产的 GMS 测力计就是一种弦式测力计。该测力计选用钢弦作传感元件,采用双圈连续激振的工作原理。它由中孔的承载环和钢弦式压力传感器组成,能测定 250~3 000kN 的锚杆应力变化。长期稳定性(年) $\leq \pm 0.5\%$,分辨率为 0.15%,可在-40~60℃温度下工作。该测力计采用液体传递压力的方法,一套传感器,可一次完成数据测读。

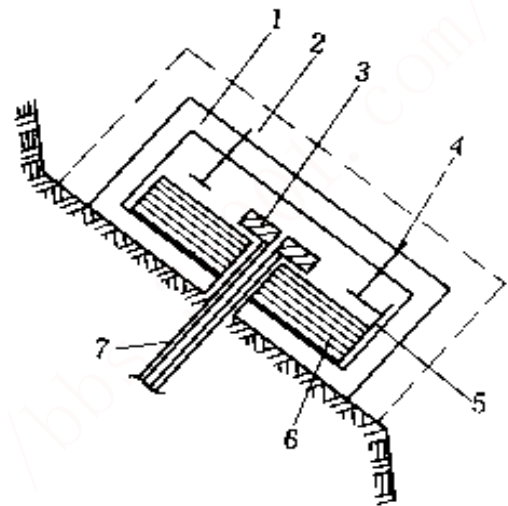


图 5-6 Resplat 弹簧垫圈

1—活动封套; 2—混凝土; 3—锚杆头; 4—传感器; 5—固定传感器的调节距离; 6—弹簧垫; 7—锚杆

4. 引伸式测力计

采用应变计或应变片对预应力锚杆的荷载进行测试能获得满意的结果，这些应变计或应变片固定在受荷的钢制圆筒壁上，然后记录下这些片的变形。我国东北勘测设计院科研所与燕山大学合作研制成的

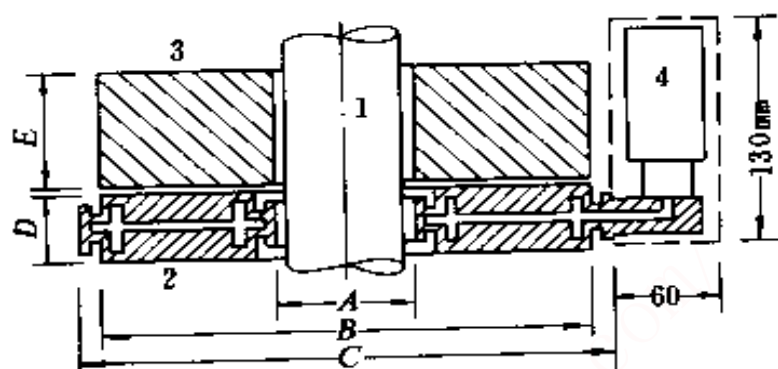


图 5-7 液压测力计

1—锚杆；2—盛有液体的高压容器；

3—均衡垫圈；4—压力表

LC-6 000kN 级轮辐式测力计，就是将差动电阻丝式的应变计固定在带有内外环的轮辐上进行工作的。该测力计可测得的最大荷载为 6 000kN，适应的工作温度范围为 $-25\sim 60^{\circ}\text{C}$ 。该测力计还可在有一定水压和各种电磁场干扰的条件下长期工作。它在丰满电站大坝 51 号坝段预应力锚固工程中应用，为正确评价大坝锚固效果提供了实用资料。

5. 光弹测力计

这类测力计装有一种会发生变形的光敏材料。在荷载作用下把光敏材料图形与压力线的标准图形加以对比，即可获得锚杆的拉力值。这类测力计的精度可达 $\pm 1\%$ ，测试范围是 $20\sim 6\,000\text{kN}$ ，价格较便宜，应用方便，而且不受外界干扰。

三、锚杆预应力长期监测要求

对锚杆预应力的长期监测和控制应遵守以下规定《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22-90)：

(1) 永久性锚杆及用于重要工程的临时性锚杆，应对锚杆预应力变化进行长期监测；

(2) 对长期监测预应力值的永久性锚杆的数量不应少于锚杆总

数的 5%~10%，监测时间不宜少于 12 个月；

(3) 锚杆预应力监测宜采用钢弦式压力盒、应变式压力盒、液压式压力盒进行测量；

(4) 预应力变化值，在最初 10d 每天记录一次，第 11d 至第 30d 每 10d 记录一次，第 31d 至第 12 个月每 30d 记录一次；

(5) 预应力变化值不宜大于锚杆设计轴向拉力值的 10%，必要时可采取重复张拉或适当放松以控制预应力变化。

主要参考文献

- (苏) A. П. 希罗科夫等著, 王秀容等译, 1992, 锚杆支护手册。北京: 煤炭工业出版社。
- 北京煤炭科学研究所等编译, 1976, 煤矿掘进技术译文集(第一集)——锚杆支护。北京: 煤炭工业出版社。
- 《采矿手册》编写组, 1990, 采矿手册(第2卷)。北京: 冶金工业出版社。
- 陈昌富、彭振斌, 1995, 高陡边坡稳定性分析与计算方法。西部探矿工程, 7(4)。
- 陈昌富、彭振斌, 1995, 高陡边坡加固现代设计方法。中国有色金属学报, 5(增刊3)。
- 陈昌富、彭振斌, 1996, 沿坡厂房多功能地基挡墙锚固技术。地质与勘探, (5)。
- 陈仲颐等, 1990, 基础工程学。北京: 中国建筑工业出版社。
- 程良奎、张作璠、杨志银, 1994, 岩土加固实用技术。北京: 地震出版社。
- 加拿大矿物和能源技术中心编, 祝玉学、邢修祥译, 1984, 边坡工程手册(上册)。北京: 冶金工业出版社。
- (英) 汉纳, T. H. 著, 胡定等译, 1987, 锚固技术在岩土工程中的应用。北京: 中国建筑工业出版社。
- 黄强, 1995, 深基坑支护工程设计技术。北京: 中国建材工业出版社。
- 王继良等, 1990, 矿井支护论文集。北京: 煤炭工业出版社。
- 尉希成, 1995, 支挡结构设计手册。北京: 中国建筑工业出版社。
- (苏) 斯特列佐夫, E. B. 等著, 赵义译, 1981, 煤矿井巷锚喷支护。北京: 煤炭工业出版社。
- 《岩土工程手册》编写委员会, 1994, 岩土工程手册。北京: 中国建筑工业出版社。
- 冶金建筑研究总院, 1991, 土层锚杆设计与施工规范(CECS22-90)。北京: 中国计划出版社。
- 郑颖人等, 1988, 地下工程锚喷支护设计指南。北京: 中国铁道出版社。
- 中华人民共和国原城乡建设环境保护部, 1989, 建筑地基基础设计规范(GBJ7-89)。北京: 中国建筑工业出版社。
- 中国岩土锚固工程协会, 1992, 岩土工程中的锚固技术。北京: 地震出版社。
- 中国岩石力学与工程学会岩石锚固与注浆技术专业委员会, 1995, 中国锚固与注浆工程实录选。北京: 科学出版社。
- 中国岩石力学与工程学会岩石锚固与注浆技术专业委员会等, 1995, 全国首届岩石锚固与注浆学术会议论文集。乌鲁木齐: 新疆科技卫生出版社。
- 中国有色金属工业总公司《岩土工程施工方法》编写组, 1990, 岩土工程施工方法。沈阳: 辽宁科技出版社。
- Hobst, L., Zape, J., 1983, Anchoring in Rock and Soil. New York: Elsevier Scientific Publishing company.