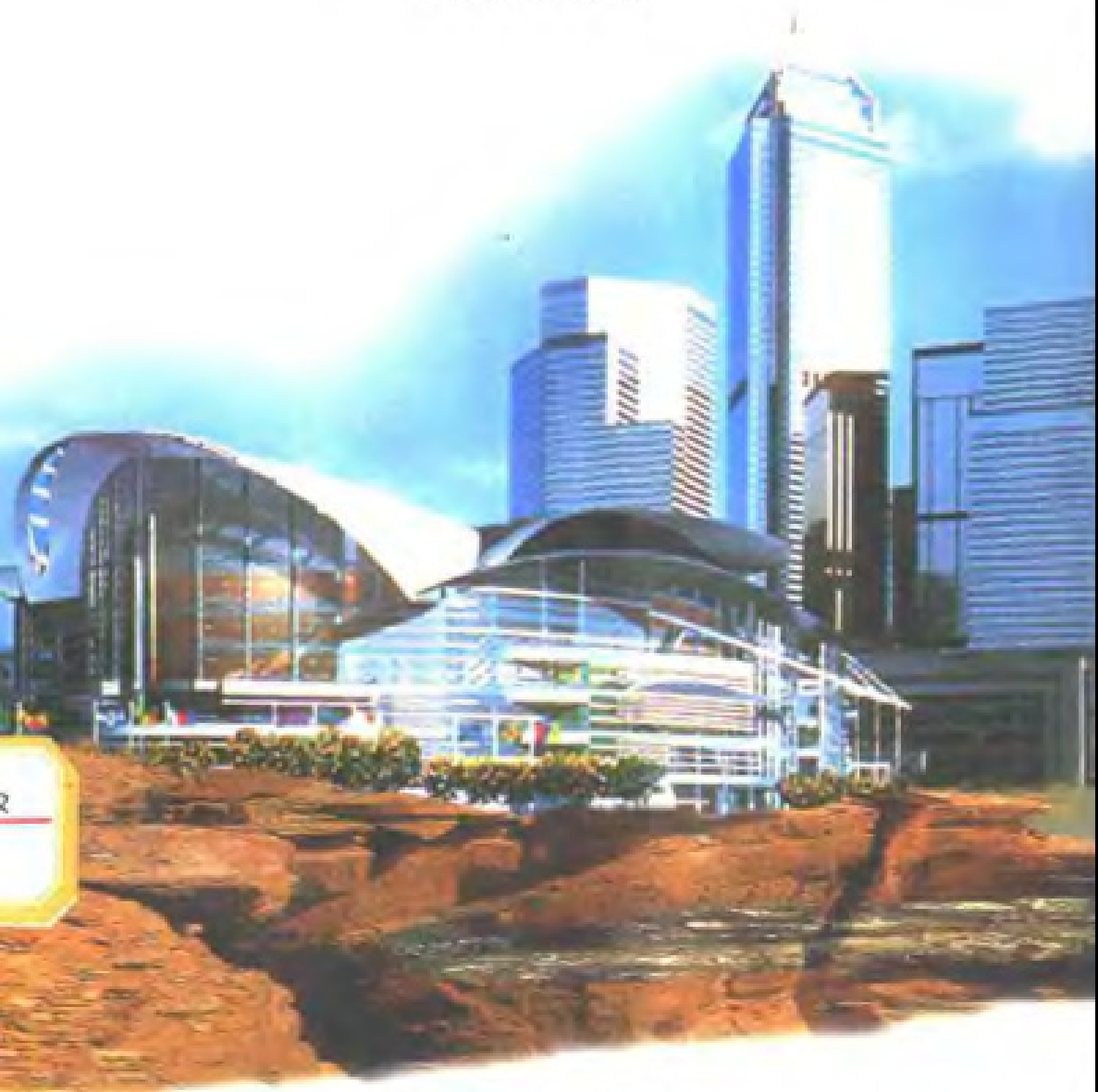


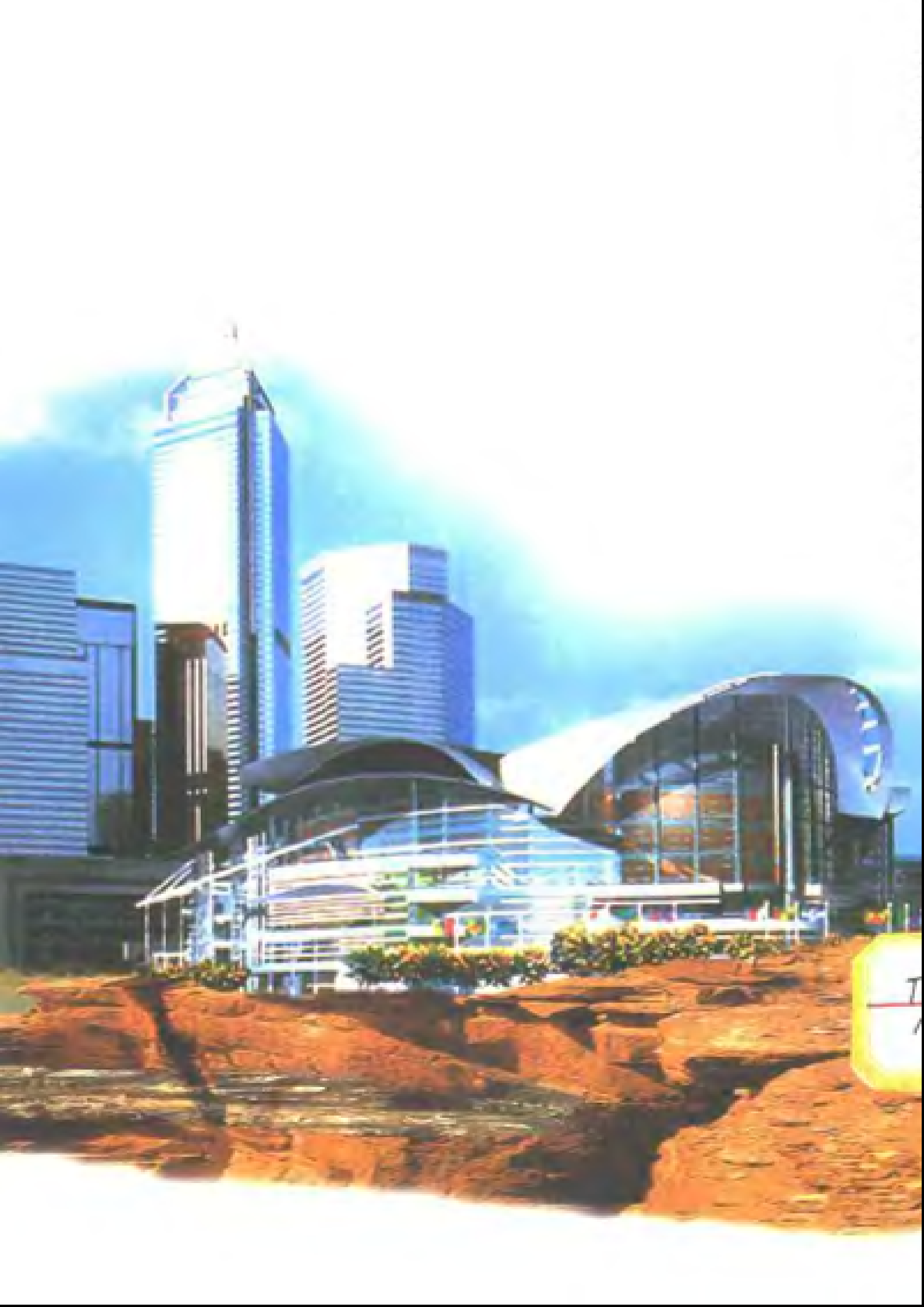
岩土工程设计计算与施工丛书 5

深基坑开挖与支护工程 设计计算与施工

彭振斌 主编



中国地质大学出版社



岩土工程设计计算与施工丛书 5

深基坑开挖与支护工程设计 计算与施工

中国地质大学出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

深基坑开挖与支护工程设计计算与施工/彭振斌主编;张可能编.
—武汉:中国地质大学出版社,1997. 7

(岩土工程设计计算与施工丛书·5)

ISBN 7-5625-1161-6

I. 深…

II. ①彭…②张…

III. ①深基础-清除开挖②深基础-围堰

IV. TU473

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (97) 第 11713 号

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 吴巧生 责任校对 杨霖

印 刷 湖北省地质图印刷厂

经 销 湖北省新华书店

开本 850×1168 1/32 印张 4.5 字数 120 千字

1997 年 7 月第 1 版 1997 年 7 月第 1 次印刷 印数 1 5000 册

定价: 6.50 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“土的结合技术——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 概述	(1)
第一节 深基坑支护工程的发展及一般特点	(1)
第二节 深基坑支护工程的结构型式	(4)
一、悬臂式支护结构	(4)
二、混合式支护结构	(5)
三、重力式挡土墙结构	(5)
四、拱圈式支护结构	(7)
第三节 深基坑支护工程设计与施工技术的应用与发展	(8)
第二章 土压力理论与侧向土压力计算	(11)
第一节 基坑支护结构、位移与土压力状态分析	(11)
第二节 库伦土压力理论	(14)
一、一般公式	(14)
二、粘性填土、超载和地下水对土压力的影响	(18)
第三节 朗肯土压力理论	(21)
一、基本理论	(21)
二、一般公式	(23)
三、朗肯土压力理论计算土压力的一些特殊情况	(27)
第四节 静止土压力计算	(30)
第五节 分层土压力计算	(31)
第三章 悬臂式支护结构	(33)
第一节 一般特点及适应性	(33)
第二节 布鲁姆算法	(34)
第三节 悬臂板桩的一般数解法	(36)

第四节	悬臂桩的“ m 法”计算	(10)
附表	换算系数表	(18)
第四章	混合支护结构	(54)
第一节	单支点混合支护结构	(54)
一、	支点设于桩顶处的支护结构	(54)
二、	上部支点在任意处, 下部简支挡土桩支护结构	(57)
第二节	多支点混合支护结构	(58)
一、	等值梁法	(59)
二、	二分之一分割法 (近似法)	(60)
第五章	双排桩支护结构	(62)
第一节	双排桩支护结构的一般要求	(62)
第二节	设计计算	(63)
一、	计算模型	(63)
二、	侧向土压力	(64)
三、	内力计算	(77)
第六章	重力式挡土墙支护结构	(80)
第一节	水泥土挡墙支护结构	(80)
第二节	土钉支护结构	(84)
一、	概述	(84)
二、	土钉的类型、特点及适用性	(85)
三、	土钉与加筋土挡墙、土层锚杆的比较	(87)
四、	加固机理	(90)
五、	设计计算	(92)
六、	施工技术	(100)
第七章	基坑稳定性分析与计算	(105)
第一节	地基稳定验算法	(106)
第二节	地基强度验算法	(106)
第三节	同时考虑 c 、 φ 的抗隆起验算法	(109)

第四节	Caguot 验算基坑稳定性公式	(110)
第五节	管涌验算	(111)
第六节	基坑周围土体变形计算	(113)
第八章	深基坑开挖地下水处理	(116)
第一节	地下水处理方法与基本要求	(116)
一、	地下水处理方法	(116)
二、	深基坑地下水处理设计应具备的资料	(116)
三、	方案的选择与设计	(117)
四、	地下水处理工程复杂程度的划分	(117)
第二节	基坑明沟排水设计施工	(118)
第三节	降水设计施工要点	(119)
一、	降水的目的	(118)
二、	降水种类	(119)
三、	深井降水的工作程序	(122)
第四节	隔渗设计	(123)
一、	隔渗的一般规定	(123)
二、	落底式竖向隔渗设计施工要点	(123)
三、	悬挂式竖向隔渗设计施工要点	(124)
四、	水平封底设计施工要点	(124)
第九章	深基坑支护工程的监测与维护	(126)
第一节	深基坑支护工程的监测	(126)
第二节	深基坑支护工程的维护与加固	(129)
主要参考文献	(131)

第一章 概 述

近年来，城市高层建筑愈来愈多。大多数高层建筑的基础埋置深度较大，以满足抗震设计的要求，同时利用地下空间，建造地下车库、商场、仓库和人防设施等，从而，建筑深基坑的开挖和支护便成了一个突出的问题。

深基坑的支护，不仅要保证基坑内能正常安全作业，而且要防止基底及坑外土体移动，保证基坑附近建筑物、道路、管线的正常运行。近年来，随着我国大量兴建的高层建筑深基坑的成功施工，深基坑支护工程的技术水平得到了迅速提高，积累了比较丰富的经验，但也有不少教训。当前迫切需要解决的问题是：如何以比较低的经济代价，在比较短的时间内实现安全的基坑开挖；加快支护技术的开发，为更深的多层地下室施工提供新的技术和安全保证。

第一节 深基坑支护工程的发展及一般特点

近几十年来，世界上很多国家，如美国、日本、法国、意大利、德国和瑞典等，先后发展了多种深基坑开挖支护的施工技术、专用设备或专门工艺，对此类工程问题制定了国家级的规程规范。一些国家先后成功地进行过在各种复杂的环境条件下深度较大（有些深度大于30m）的基坑开挖，取得了宝贵的经验。近年来，随着城市

建设的发展，在我国的若干大城市中，也先后进行了一些不同类型的深基坑的开挖与支护工程，有些地区，如武汉、上海、深圳等城市的建设主管部门还编制出了一些适合于本地特定工程地质条件下的规范或指南。国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021--94)，也编入了有关的内容。

最早提出分析方法的是太沙基(Terzaghi)和佩克(Peck)等人，他们早在40年代就提出了预估挖方稳定程度和支撑荷载大小的总应力法。这一方法一直沿用至今，只不过有了许多改进与修正。50年代，Bjerrum和Eidr给出了分析深基坑底板隆起的方法。60年代开始在奥斯陆和墨西哥城软粘土深基坑中使用了仪器进行监测，此后的大量实测资料提高了预测的准确性，并从70年代起，产生了相应的指导开挖的法规。从80年代初开始我国逐步涉入深基坑设计与施工领域，在深圳市的一个深基坑支护工程率先应用了信息施工法，大大节省了工程造价。进入90年代后，为了总结我国深基坑支护设计与施工经验，开始着手编制深基坑支护设计与施工的有关法规。

在建筑密集的城市中兴建高层建筑、地下车库、地下铁道或地下车站时，往往需要在狭窄的场地上进行深基坑的开挖。由于场地的局限性，在基坑平面以外没有足够的空间安全放坡，人们不得不设计规模较大的开挖支护系统，以保证施工的顺利进行。这种开挖与支护工程虽然也属于土木工程、岩土工程的范畴，但是，它具有以下一些基本特点：

(1) 主要高层、超高层建筑都集中在市区。市区的建筑密度很大，人口密集，交通拥挤，施工场地狭小，因此，其施工的条件往往很差。

(2) 为了节约土地，在工程建设中要充分利用基地面积，地下建筑物一般占基地面积90%，紧靠邻近建筑，还要充分利用地下空间，设置人防、车库、机房、仓库等各种设施。基础深度越来越大，地下基坑的开挖深度由一层发展到二层，甚至三层，越来越深。因

此，深基坑开挖与支护工程的施工难度往往比较大。

(3) 深基坑的施工，对周围环境势必有所影响。因此，除了确保深基坑的自身安全外，还要尽量减小对周围环境的影响，这是深基坑施工中的一个很大的难题；不单要考虑对邻近建筑物的影响，还要考虑对周围地下的煤气、上水、下水、电讯、电缆等管线的影响。

随着旧城改造工程的推进，对深基坑开挖技术提出了更高、更严的要求，即不仅要确保边坡的稳定，而且要满足变形控制的要求，以确保深基坑周围的建筑物、地下管线、道路等的安全。为了准确估计由于开挖引起的土体和支护系统的变形，一方面依赖于成功应用有限元等现代分析工具，一方面依赖于土的计算参数的准确性。常规的室内试验方法已不足以确定预估位移关键参数——土的刚度，只有把室内试验与原位测试技术结合起来才能解决这个问题。

与分析计算方法的进步相对应的是基坑开挖技术，特别是支护技术的日趋完善，并出现了许多新的支护结构形式与稳定边坡的方法。传统的做法是板桩支撑系统或板桩锚拉系统。这些方法的优点是支撑材料可以回收，但却存在许多致命弱点，诸如支撑往往是在开挖之后施加的以致变形难以避免；拔出板桩时仍然会引起边坡土体的进一步变形等。因此，在建筑物密集的城区或周围有建（构）筑物及地下设施的场地，选用传统方法受到许多限制，处之不当还常会酿成事故。

(4) 深基坑支护工程大多为临时性支护工程。因此，在实际处理这个问题时，常常得不到建设方应有的重视。

因此，我们可以认为：深基坑开挖与支护工程是一个系统工程，不仅涉及到工程地质和水文地质、工程力学与工程结构、土力学与基础工程，还涉及工程施工与组织管理，是融多种学科知识于一体的综合性科学。

第二节 深基坑支护工程的结构型式

支护结构的型式多样。为适应不同的地质及环境条件，设计者针对不同的工程实际，往往会根据当地建筑材料、施工条件等设计出不同的结构型式。根据支护结构受力特点，考虑设计计算模式，本书将基坑支护结构主要分为四大类：悬臂式支护结构、混合支护结构、重力式挡土墙结构、拱圈式支护结构。

一、悬臂式支护结构

悬臂式支护结构是利用基坑底面以下土体提供的土压力来维持支护体系的平衡的一种结构。它类似于悬臂梁，一般用于深度不太大的基坑支护工程，其主要结构型式有下列几种：

（一）桩排支护结构

1. 稀疏桩排

当边坡土质较好，地下水位较低时，可利用土拱作用，以稀疏桩排支挡边坡。

2. 连续桩排

对于不能形成土拱作用的软土边坡，支护桩必须连续密排。密排的钻孔桩可以互相搭接，或在桩身混凝土强度尚未形成时在相邻桩之间做一根素混凝土和树根桩把钻孔桩排连接起来，从而形成一种既能挡土又能防渗的简易连续墙。

3. 双排桩

当土质软弱或开挖深度较大时，单排桩的横向刚度往往不能满足控制变形的要求。这时，可采用双排桩通过桩顶盖梁联成门式刚架式的整体，这种框架式桩排具有较大的侧向刚度，可以有效地限制边坡的侧向变形。

4. 组合式桩排

(1) 主桩与挡板组合：这实际上也是一种稀疏桩排支挡，只是桩距较大，利用挡板把桩间土的侧压力传递给主桩，同时起到一定的防渗作用。

(2) 主桩与水泥土拱组合：以水泥搅拌桩相互搭接组成平面拱代替挡板，把侧压力传递给主桩。这种支挡具有较好的防渗效果，施工更方便，适用于更深的基坑。

(3) 桩排与水泥土防渗墙组合：在地下水位高的软土地区，防渗是保证基坑支护成功的重要一环。采用稀疏桩排（单排或双排）挡土，水泥搅拌桩排防渗的组合结构被证明是经济有效的一种支护形式。

（二）地下连续墙

地下连续墙的优点是对周围环境影响小、对地层条件适应性强、墙体长度可任意调节。它适用于各种深度的基坑开挖，即可将地下连续墙作为支护结构，又可作为主体结构，从而大大降低工程造价，还可采用逆作法施工，减少对环境和地面交通等的影响。地下连续墙作为支护结构，具有抗弯刚度、防渗性能和整体性好等优点，开挖深度可达 30m。目前用于支护的地下连续墙，已从单一的一字型发展出折板型和Ⅱ型等多种形式，以获得更大的侧向刚度。

二、混合式支护结构

在基坑开挖深度较大且对边坡变形要求较高时，应对悬臂式支护结构增加支撑，从而形成混合式支护结构。支撑形式可采用锚杆拉接或者采用内支撑形式。

三、重力式挡土墙结构

（一）水泥搅拌桩加固法

水泥搅拌桩是软土加固的一种有效方法，国内用于开挖支护工程首先是在上海四平路地下车库的基坑支护工程，获得成功后很快

在上海推广开来，之后又推广到江、浙、闽等许多软土地区应用。其突出优点表现为：施工无环境污染（无噪声、无振动、无排污）、造价低廉及防渗性能好。

加固原理是：利用具有一定强度的水泥搅拌桩相互搭接组成结构体系，从而使边坡滑动棱体范围内的土体得以加固，保持边坡稳定。加固体按重力式挡土墙验算，当稳定性不足时，可增加加固体的厚度和深度，直到满足稳定性。

粉喷水泥搅拌桩也开始用于基坑支护，上海医药工业研究院新楼基坑深约 6m，采用粉喷桩获得成功。证明粉喷桩同样可以用于边坡加固支护。

（二）高压旋喷桩加固法

高压旋喷桩也是加固软弱地基的方法，由于其水泥含量高，强度比水泥搅拌桩高得多，因此，加固边坡时其厚度可以较薄。当基坑为圆形时，可利用拱效应进一步减小加固厚度。

（三）注浆加固法

其基本原理是：用气压、液压或电化学方法，把水泥浆或其它化学溶液注入土体孔隙中，改善地基土的物理力学性质，达到加固土体和防渗的目的。

（四）网状树根桩加固法

其原理是：使边坡破坏棱体范围内的土体与树根桩网构成一个桩土复合体，它具有良好的整体稳定性，足以抵御土压力、水压力和地面超载。

（五）土钉支护，亦称插筋补强法，也称之为挂网喷锚支护

土钉支护技术是通过在边坡土体中插入一定数量抗拉强度较大，并具有一定刚度的插筋锚体，使之与土体形成复合土体。这种方法可提高边坡土体的结构强度和抗弯刚度，减小土体侧向变形，增强边坡整体稳定性。在工作机理及施工工艺上，它明显不同于在填土中铺设板带的加筋土技术，也不同于护坡支撑中的锚杆技术。土

钉支护技术是吸取了上述某些工艺技术的特点而发展起来的一种以主动制约机制为基础的新型边坡稳定技术。它以发挥上钉与上体相互作用形成复合上体的补强效应为基本特征，以上钉作为补强的基本手段。与其它护坡技术相比，它不需要大型施工机械，几乎不需单独占用场地，而且具有施工简便，适用性广泛，费用低，可以竖直开挖等优点，因而在我国已大量使用并有广泛的应用前景。

四、拱圈式支护结构

拱圈式支护结构充分利用了基坑的弧状及拱式结构受力特点，使以受弯距为主的支护结构由于拱式受力特性而改变为受压为主，大大改善了结构受力状态。其主要型式如下：

（一）圆形拱圈支护

根据建筑物地下室为圆形或接近于圆形，支护结构可按地下室的轮廓近似地做成圆形结构。此时，支护结构主要承受压应力。

（二）椭圆形支护结构

当基坑周边条件允许，且建筑物地下室接近于椭圆形状时，支护结构可做成椭圆形结构。支护结构的受力状态根据椭圆形的长短轴比值而变化。长短轴比值越大，则在长轴方向上愈趋于悬臂式支护结构状态，反之长短轴比值越小，则愈类似于圆形受力状态。

（三）曲线形支护结构

建筑物地下室往往是不规则的，其曲线形状无法满足理想圆形或椭圆形，但大多具有一定的曲线形状，或基坑周边条件允许做成某一曲线形状。这样，就可充分利用拱圈形的良好受力特性，将支护结构设计成主要承受压应力的曲线支护结构。

第三节 深基坑支护工程设计与施工技术的应用与发展

深基坑支护工程是基础施工所必须的临时结构，深大基坑支护的施工造价与设计的合理紧密相关，合理的设计是影响整个工程施工的关键所在。由于地基土的不定性，周围环境条件不同等，尤其是各个设计者的经验，往往是影响基坑支护设计合理性的因素，不同的设计方案可能会使同一个支护工程花较少的费用而获得更安全的结果。如何选择经济与安全、进度之间的合理平衡，是每个设计者首先必须意识到的问题。

为了保证基坑设计的合理性与经济性，基坑支护设计与施工时，须注意：

(1) 建立可靠的设计质量管理办法。由于基坑支护设计与工程地质及水文地质条件密切相关，地基土参数的试验方法、取值、地下水的影响等往往是确定基坑支护结构设计的主要因素。同时如打桩、降水施工过程中也可能改变地基土的性质；大型建筑物场地基坑周边地质条件与环境条件不尽相同。这些复杂因素都要求设计者依靠自己的岩土工程实践经验来决定不同的设计方案。因此，要求设计人员除具备结构设计知识还应具有一定的岩土工程经验。以深圳为例，根据前些年来高层建筑基坑设计经验总结，市政府有关部门明文规定，深基坑支护设计单位必须经过专门审查合格后才具备设计资质，完善了设计管理，使深圳高层建筑的深基坑支护结构设计水平有了明显的提高。

(2) 采用动态设计信息施工技术法，保证深基坑安全施工。岩土工程的设计在大多数情况下通常是与实际工程实践紧密不可分的，尤其是基坑支护这种临时结构，其受力的不确定因素很多，为了保证较为经济地实现安全施工，有些设计意图将贯彻于具体工程

实际条件的应用与处理中。在基坑开挖与支护的施工过程中，预知可能引起局部或全部破坏的先兆，并及时相应修改设计，采取有效措施往往可以弥补原设计的不足，从而达到节省工程造价的目的。

从我国目前深基坑施工成功实例所见，凡是事前重视，采取预防措施，在施工过程中严格进行施工监控者，即采用前述所谓“信息施工技术”，工程效果大都是成功的，对于开挖自身和对于邻近对象，都会取得良好反应。因而对于环境效应问题（岩土工程施工对周围或邻近的影响问题）需要强调的仍然是：对于岩土工程师的要求是需要设法与结构工程师、施工工程师直至建设单位在这一问题协商上以取得共识与重视。有了统一的认识就有可能未雨绸缪防患于未然。实践表明：对于环境效应，事前有共识和采取工程预防措施，其所产生的危害是可以避免的。

工程监测的必要性、它的作用和在岩土工程中的地位应从两方面来认识。它既是防止产生环境影响的必不可少的环节和手段，更重要的是要从改革和发展方法的高度来认识。动态设计方法与信息施工技术要求人们随时注意和掌握岩土工程施工过程中的信息反馈和资料积累，而工程监测是其不可缺少的手段，由这样的高度来认识施工监控，它的重要性和作用便将使工程监测作为岩土工程实施的一个阶段（勘察—设计—施工—监控与反馈）常规化和固定下来，而不至于成为可有可无的措施。

（3）加强深基坑支护技术的科研工作，促进技术进步。深基坑支护工程投入的建设基金尤为可观，但在这方面所进行的系统科学研究工作却甚少。为了在这方面获得较大的技术进步，在认真总结经验、教训的同时，除具有信息施工中所得到的的一些常规数据外，还必须对支护结构工程的变形与内力，包括作用于不同支护结构上的荷载（主动土压力和被动土压力）进行系统的实测。众所周知，岩土工程的科研成果优劣在很大程度上依赖于试验数据的数量与精确度，只有积累了一定的实测结果后才能使深基坑支护设计、施工的

技术水平得以提高。同时各地应认真总结当地实践经验作法，并形成自己的一套设计施工技术，只有这样，我们才能将目前已有的一些定性经验逐步形成定量的计算分析方法，使深基坑支护设计、施工水平获得真正的提高。

第二章 土压力理论与侧向土压力计算

深基坑的开挖改变了施工场地土的原始应力平衡状态，因而需要采用各种不同类型的支护结构来恢复、平衡原来的应力状态。因此，深基坑支护设计的一个重要问题首先是分析场地在深基坑开挖前、开挖过程中及开挖后的一段时期维持土体原有应力状态的变化情况，而侧向土压力是设计的一个重要参数。挡墙和板桩墙、支撑和不支撑的开挖，筒仓壁和储箱上的谷物压力，隧道墙以及其它地下结构物上的土或岩石压力都需要对构件的侧向压力有定量的估算来做设计或稳定性分析。

第一节 基坑支护结构、位移与土压力状态分析

从广义上来说：土压力是土作用在工程结构上的或作用在被土所包围的结构物表面上的压力或那些压力的合力。这些压力是由土的自重、土所承载的恒荷载和活荷载所产生，其大小由土的物理、力学性质、土和结构之间的物理作用、绝对位移、相对位移以及变形值与特性所决定。

图 2-1 所示为有关几种支护工程结构土压力的实例，其基本不同点在于位移的类型和数值。图 2-1 (a) 为重力式挡土墙支护结构类型，当基底考虑为不动时，位移体现在墙身绕基底转动；图 2-1

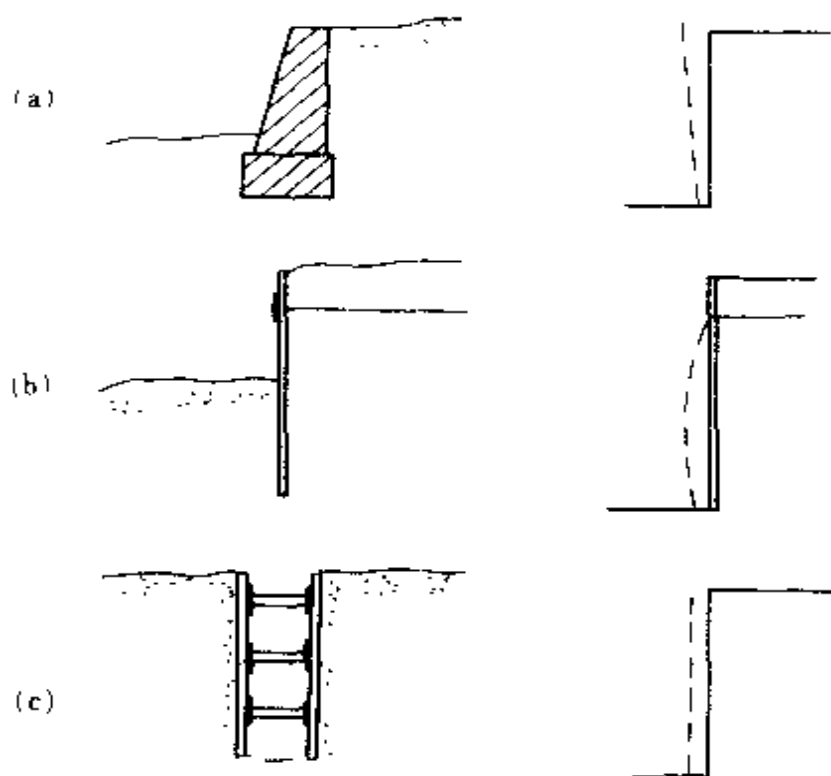


图 2-1 与土压力有关的支护结构问题
(a) 重力式挡墙；(b) 拉锚板桩；(c) 支撑

(b) 为柔性拉锚板桩支护结构，其变形主要表现在支护结构本身（与土体协调）；图 2-1 (c) 为用支撑围护的护壁水平移动。

土压力的大小和分布是超静定问题，首先是因为位移和变形的作用，其次是由于各单个颗粒产生的压力以及颗粒间作用力的绝对值仍然不清楚，颗粒间的孔隙通常被空气或水所填充。

根据墙的移动情况，作用在挡土墙墙背上的土压力可以分为静止土压力、主动土压力（往往简称土压力）、被动土压力（往往简称土抗力）三种，其中静止土压力值则介于两者之间，它们与墙的位移关系见图 2-2。

如果墙体的刚度很大，墙身不产生任何移动或转动，这时墙后

填土对墙背所产生的土压力称为静止土压力，其值可以根据直线变形体无侧向变形理论或近似方法求得，土体内相应的应力状态称为弹性平衡状态。

试验表明：如刚性墙身受墙后填土的作用绕墙背底部（即墙踵）向外转动〔如图 2-3 (a)〕或平行移动，作用在墙背上的土压力从静止土压力值逐渐减小，直到填土内出现滑动面。在滑动面以上的土体（滑动楔体）将沿着这一滑动面向下向前滑动。在这个滑动楔体即将发生滑动的一瞬间，作

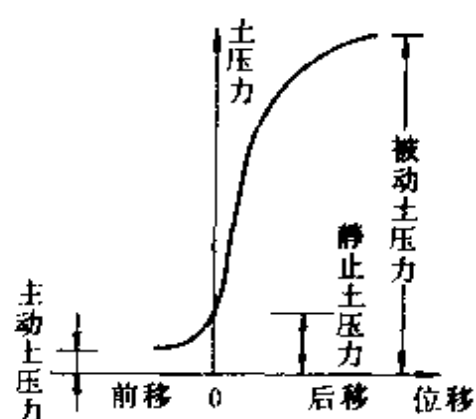


图 2-2 墙身位移与土压力关系

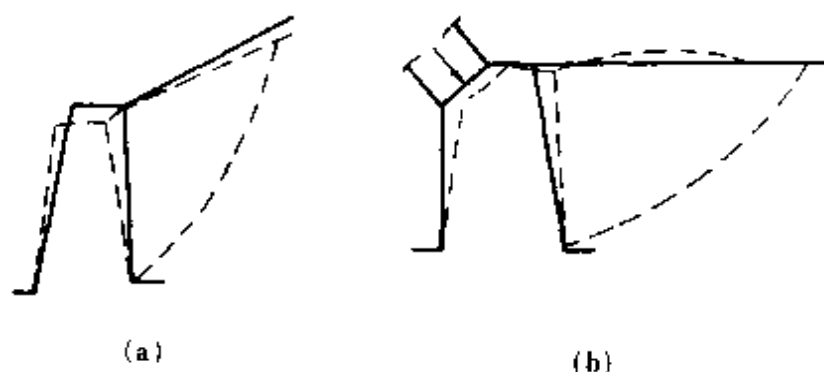


图 2-3 产生主动 (a) 或被动 (b) 土压力的情况

用在墙背上的土压力减少到最小值，称为主动土压力，而土体内相应的应力状态称为主动极限平衡状态。相反，如墙身受外力作用而挤压墙后的填土〔如图 2-3 (b)〕，则土压力从静止土压力值逐渐增大，直到填土内出现滑动面，滑动楔体将沿某一滑动面向上向后推出，发生破坏。在这一瞬间作用在墙背上的土压力增加到最大值，称为被动土压力，而土体内相应的应力状态称为被动极限平衡状态。所以，主动土压力和被动土压力是墙后填土处于两种不同极限平衡状

态时作用在墙背上并且可以计算的两个土压力：至于介于这两种极平衡状态间的情况，除静止土压力这一特殊情况以外，由于填土处于弹性平衡状态，是一个超静定问题，目前还无法计算其相应的土压力。

设计时应根据支护挡土结构的实际工作条件，主要是墙身的位移情况，决定采用哪一种土压力作为计算依据。一般基坑支护结构上部分由于它受到墙后土的作用和地基变形，总要转动向前移动，这些微小的转动或移动将足以使作用在墙背上的土压力接近主动土压力，所以设计时多按主动土压力计算。在此同时，基坑支护结构的下部分，由于结构向坑内的可能位移，使土体处于被动受压状态，产生了被动土压力以维持结构的平衡作用。

计算土压力的理论主要有库伦 (G. A. Coulomb) 理论 (1773) 和朗肯 (W. J. M. Rankine) 理论 (1857)。

第二节 库伦土压力理论

库伦土压力理论假定：(1) 挡土墙是刚性的，墙后填土是无粘性砂土；(2) 当墙身向前或向后移动以产生主动土压力或被动土压力时的滑动楔体是沿着墙背和一个通过墙踵的平面发生滑动；(3) 土压力楔体可视为刚体。库伦土压力理论是从滑动楔体处于极限平衡状态时的静力平衡条件出发而求解主动土压力或被动土压力的。分析时和分析上坡稳定性一样，也当作平面问题来考虑。

一、一般公式

(一) 主动土压力的计算

当墙身向前转动或平移使得墙后无粘性填土楔 ABC (图 2-4) 沿墙背 AB 和通过墙踵 A 点的滑动面 AC 向下向前滑动时，在这破坏的瞬间，滑动楔体 ABC 处于主动极限平衡状态。取 ABC 为隔离体，其

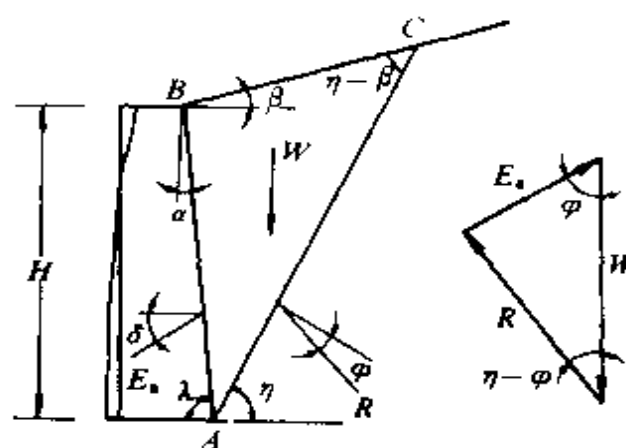


图 2-1 主动土压力计算

自重为 W ，则墙背对滑动楔体的反力为 E ，其作用线与墙背的法线成 δ 角 (δ 为墙背与土体间的摩擦角，称为墙摩擦角或外摩擦角)，滑动面 AC 与水平面的夹角为 η ， AC 面上的反力为 R ，其作用方向与 AC 面上的法线成 φ 角 (φ 为土的内摩擦角)，并位于法线的下方，如图 2-4。因此，

作用在滑动楔体 ABC 上的力一共有 W 、 E 和 R 三个力，其中 W 的大小及方向、 E 和 R 的方向都为已知，由此可绘出封闭力三角形。根据静力平衡条件，由力的正弦定律，可得：

$$\frac{E}{W} = \frac{\sin(\eta - \varphi)}{\sin[180^\circ - (\eta + \varphi - \psi)]} = \frac{\sin(\eta - \varphi)}{\sin(\eta + \varphi - \psi)}$$

$$\text{即：} E = W \frac{\sin(\eta - \varphi)}{\sin(\eta + \varphi - \psi)}$$

式中： $\psi = \lambda - \delta$ ；其它符号如图 2-4 所示。

由于滑动面 AC 是任意选择的，所以，它不一定是真正的滑动面，因而由上式计算得出的土压力 E 也只是相应于滑动面 AC 时的土压力，而不一定是所求的主动土压力。选用不同的滑动面，土压力 E 值也将随之不同。但是，挡土墙破坏时，土体内只能有一个真正的滑动面（即最危险的滑动面），与这个滑动面相应的土压力才是所求的主动土压力 E_a 。那么，怎样来确定这个滑动面呢？可以把 E 看作是滑动楔体自重作用下克服了滑动面 AC 上的摩擦力以后而向前滑动的力，可见 E 值愈大，楔体向下滑动的可能性也愈大，所以产生最大 E 值的滑动面就是实际发生的真正的滑动面，相应最大的 E 值就是主动土压力 E_a 。所以，求真正滑动面的条件是： $dE/d\eta = 0$ ，由此确定

η 值,也就是真正滑动面的位置。求得 η 值后,再代入上式,就可得出主动土压力 E_a :

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2-1)$$

$$\text{令: } K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2-2)$$

则式(2-1)可写成:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2-3)$$

式中: γ 、 φ ——分别为填土的容重(kN/m^3)和内摩擦角($^\circ$);

H ——挡土墙高度(m);

α ——墙背的倾斜角,即墙背与垂线的夹角($^\circ$)。以垂线为准,反时针为正(叫俯斜),顺时针为负(叫仰斜);

β ——墙后填土表面的倾斜角($^\circ$);

δ ——墙背与填土间的摩擦角($^\circ$),它与填土性质、墙背粗糙程度、排水条件、填土表面轮廓和它上面有无超载等有关,应由试验确定。一般情况下可取下列数值:

墙背粗糙和排水良好,取 $\delta = (1/3 \sim 1/2)\varphi$; 墙背很粗糙且排水良好,取 $\delta = (1/2 \sim 2/3)\varphi$; 墙背光滑且排水不良,取 $\delta = (0 \sim 1/3)\varphi$;

K_a ——主动土压力系数。

所以,主动土压力 E_a 与 γ 、 H 和 K_a 有关,而 K_a 又与一系列因素 φ 、 δ 、 α 、 β 等有关。 φ 角越大,则 K_a (或 E_a) 值越小; δ 角越大,则 K_a (或 E_a) 值越小; α 角为负(即仰斜墙),且其值越小,则 K_a (或 E_a) 值越大; β 角越大,则 K_a (或 E_a 值) 越大,而当 $\beta > \varphi$ 时,则 K_a 将得出虚根,表明式(2-1)已不再适用,因此,必须控制使 $\beta \leq \varphi$ 。了解上述这些关

系,将有助于在支护结构设计中如何减小主动土压力。

当墙高为 z 时, $E_a = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_a$, 则沿墙高 z 的主动土压力强度 e_{az} 为:

$$e_{az} = dE_a/dz = \gamma z K_a \quad (2-4)$$

可见,当 $z = 0$ 时, $e_{a0} = 0$; $z = H$ 时, $e_{aH} = \gamma H K_a$, 沿墙高主动

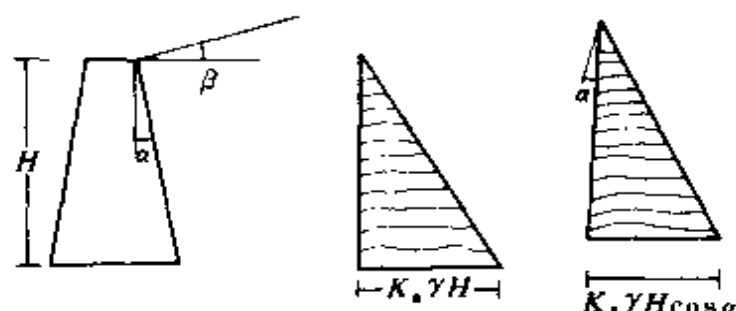


图 2-5 主动土压力强度沿墙高和墙背分布图

土压力强度是按直线分布的,其强度分布图形为三角形,如图 2-5 所示,而主动土压力 E_a 的作用点明显地就在距墙底为 $H/3$ 处。

对于最常见的情况,即墙背垂直($\alpha = 0$),墙表面光滑($\delta = 0$),填土表面水平($\beta = 0$)且与墙齐高时,式(2-1)可简化成:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-5)$$

(二) 被动土压力的计算

当墙在外力作用下向后推压填土,最终使滑动楔体沿墙背 AB 和滑动面 AC 向上滑动时,如图 2-6,在破坏的瞬间,滑动楔体 ABC 处于被动极限平衡状态。取 ABC 为隔离体,可见

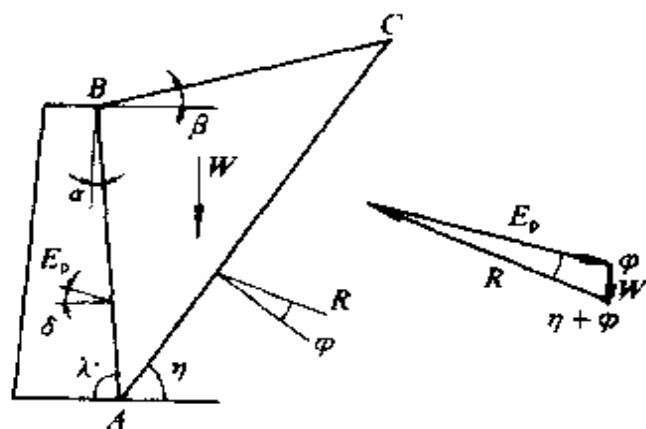


图 2-6 被动土压力的计算

除自重 W 外,作用在楔体上的反力 E 和 R 的方向与求主动土压力时相反,都应位在法线的另一侧,按上述求主动土压力时同样的道理和方法,可求得被动土压力 E_p 的一般表达式,如式(2-6)所示。但要注意到与求主动土压力不同的地方,就是相应于 E 为最小值时的滑动面才是真正的滑动面,因为楔体在这时所受的阻力最小,最容易被向上推出。

被动土压力 E_p 的计算公式为:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2-6)$$

$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

式中: K_p ——被动土压力系数;其它符号意义同前。

被动土压力 E_p 的作用点在距墙底等于 $H/3$ 处。

当墙背垂直($\alpha = 0$)、墙表面光滑($\delta = 0$)、填土表面水平($\beta = 0$)且与墙齐高时式(2-6)可简化成:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-7)$$

二、粘性填土、超载和地下水对土压力的影响

(一) 粘性填土

式(2-1)和式(2-6)都是按无粘性填土推导而得出的。但有时填土可能是粘性土,这时可以用三种不同方法计算土压力:

(1) 认为粘性土的内聚力是其抗剪强度的一部分,并在楔体滑动时起了抵抗滑动的作用,而且沿着滑动面上均匀分布。因此,在考虑滑动楔体的静力平衡时,除了前述 W 、 E 及 R 三个力以外,又增加了一个沿着滑动面并与滑动方向相反而作用着的总内聚力 c ,它的大小(等于单位内聚力与滑动面长度的乘积)和方向都是已知的。

根据前述同样的求解方法,就可求得主动或被动土压力。对于墙背垂直、光滑而填土表面水平且与墙齐高的情况,作用在墙背上的主动和被动土压力分别为:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2cH \tan(45^\circ - \varphi/2) + 2c^2/\gamma \quad (2-8)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2cH \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-9)$$

式中: c ——土的内聚力(kN/m^2);其它符号意义同前。

(2) 把填土的内聚力折算成为所谓等值内摩擦角 φ_a ,也就是说,适当加大土的内摩擦角,把内聚力概括进去,而后按式(2-1)和式(2-6)计算土压力,这样,计算比较简单。等值内摩擦角的确定对一般粘性土,地下水位以上常设 35° 或 40° ,地下水位以下用 $30^\circ \sim 25^\circ$ 。但是,等值内摩擦角并非一个定值,随墙高而变化,墙高越小,等值内摩擦角越大。如墙高为定值,则等值内摩擦角将随内聚力的增加而迅速递增。计算表明:对于高墙而填土土质较差时,用 $\varphi_a = 35^\circ$ 计算,偏于不安全;对于低墙而填土土质较好时,用 $\varphi_a = 35^\circ$ 计算,却又偏于安全。可见用一个等值内摩擦角来代替填土的实际抗剪强度,不能很好地符合实际情况,也并不都偏于安全。最妥当的办法还是根据土的 c, φ 值来计算相应的 φ_a 值,而后加以选用。每一种挡土墙的边界条件都可以求出一个等值内摩擦角 φ_a 值。如设挡土墙的边界条件是墙背垂直光滑,填土表面水平与墙齐高,则:

按内聚力计算时:

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2cH \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2c^2/\gamma$$

按等值内摩擦角计算时:

$$E_{a_2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_a}{2})$$

令 $E_{a_1} = E_{a_2}$,就可求得等值内摩擦角 φ_a ,如下式所示:

$$\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \sqrt{\frac{\gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 4cH \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + \frac{4c^2}{\gamma}}{\gamma H^2}} \quad (2-10)$$

(3) 不考虑土的内聚力, 仍按无粘性填土计算, 这样计算的主动土压力值偏大, 偏于安全。

(二) 连续均布超载的作用

当表面上作用连续均布超载 q_0 (kN/m²) 时, 可把 q_0 的作用换算成一个高度为 h (m), 重度为 γ (kN/m³) 的等代土层来考虑, 即:

$$h = \frac{q_0}{\gamma} \quad (2-11)$$

然后按墙高为 $(H + h)$ (m) 来计算土压力 (如图 2-7)。但实际上, 在填土表面并无高度为 h 的上层, 而是连续均布的超载 q_0 , 这超载只给墙顶以下实际墙高以压力, 所以, 在确定作用在墙背上的土压力时, 不应考虑 h 高度上的土压力。

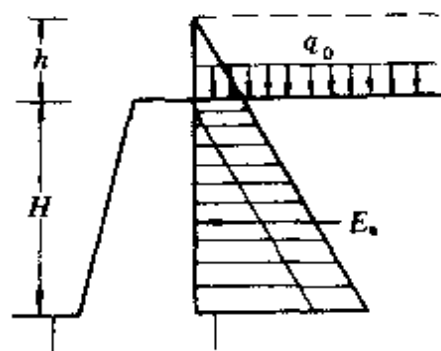


图 2-7 连续均布荷载作用下土压力的计算

当墙背垂直光滑、填土面水平与墙齐高并作用有连续均布超载 q_0 时, 主动土压力 E_a 可按下式计算:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma (H + h)^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \\ &= \frac{1}{2} \gamma (H + q_0/\gamma)^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - \frac{1}{2} \gamma (\frac{q_0}{\gamma})^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) + q_0 H \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \end{aligned} \quad (2-12)$$

同理, 可得被动土压力 E_p :

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + q_0 H \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-13)$$

可见, 连续均布超载对土压力的增量是一个定值, 等于

$q, H \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$, 它的土压力强度分布是一个矩形。

(三) 地下水的作用

如墙后填土因排水不良而积有地下水, 则在计算土压力时, 应在考虑水对土的减重作用的同时, 再计算作用在墙背上的静水压力(一般情况下不考虑动水压力的作用)。所以, 作用在墙背上的总压力将是土压力和静水压力之和。同时, 由于水的存在, 土的抗剪强度将有所降低(但粗粒土的内摩擦角受浸水的影响很小, 一般可认为不变)。所以, 为了保证挡土墙的安全, 应做好填土内的排水工作, 如隔一定距离在墙身上留泄水孔等。

第三节 朗肯土压力理论

朗肯土压力理论假定墙背和填土间没有摩擦力(即 $\delta = 0$)。然后按墙身的移动情况, 根据墙后土体内任一点处于主动或被动极限平衡状态时最大和最小主应力间的关系求得主动或被动土压力强度, 以及主动和被动土压力(它等于土压力强度分布图形的面积)。由于没有考虑摩擦力, 这样求得的主动土压力值偏大, 而被动土压力值则偏小。因此, 用朗肯土压力理论来设计挡土墙总是偏于安全的; 而且公式简单, 便于记忆, 所以也被广泛应用。

一、基本理论

朗肯研究了无限均质土体中任意点的应力状态, 导出了土压力理论。

在图 2-8 中, AB 为无粘性半无限土体的水平表面, 由于其中任何垂直截面都是对称的, 作用在垂直截面的剪应力等于零, 而法向应力就成为主应力。设 G 是横截面面积等于 1, 高度为 z 的一个砂柱, 其高度为 l , 则作用在它的垂直和水平截面上的剪应力也都等于零, 相应截面上的法向应力则成为主应力。因此, 在它水平底面上的竖向应

力 σ_z 为主应力, 并等于其自重应力, 即:

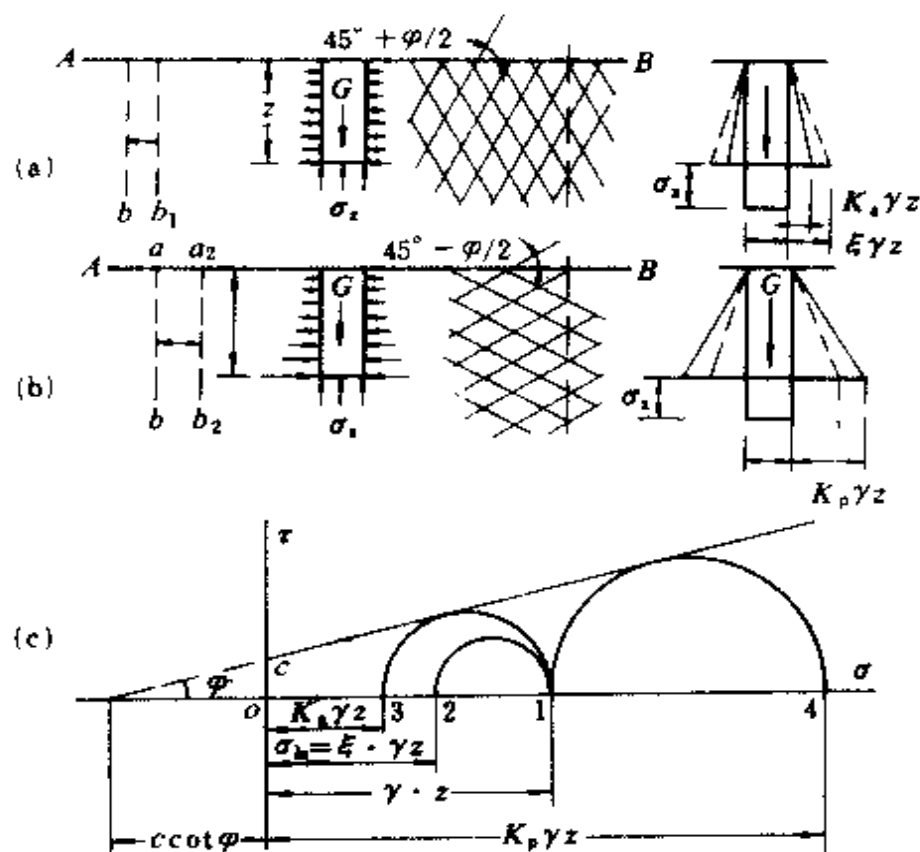


图 2-8 朗肯极限平衡状态

(a) 主动; (b) 被动; (c) 应力图

$$\sigma_z = \gamma z$$

而水平应力, $\sigma_h = \xi \gamma z$ 则是另一个主应力, 这时土应力状态如图 2-8(c) 中的应力圆弧 12 所示, 则侧向水平应力 σ_h 由于土的侧胀而减小时, 点 2 就逐渐左移, 最后到达点 3 的位置, 这时, 应力圆正好与抗剪强度线相切, 这时的状态叫做主动极限平衡状态。反之, 当水平应力由于土受到侧向挤压而挤紧时, 应力圆 12 上的点就要向右方移动, 一直移到图中的点 4 的位置而与抗剪强度线相切, 这时的状态叫做被动极限平衡状态。当土体处于极限平衡状态时, 土中任一点的最

大主应力 σ_1 与最小主应力 σ_3 间存在着如下关系:

$$\text{无粘性土: } \sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-14)$$

$$\text{或 } \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-15)$$

$$\text{粘性土: } \sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-16)$$

$$\text{或 } \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-17)$$

而滑动面(即破裂面)与最大主应力平面之间的夹角等于 $45^\circ + \varphi/2$ 。

当整个土体在水平方向有机会侧向膨胀伸展而达到主动极限平衡状态(或主动朗肯状态时),在深度 z 处任一点所受的竖向应力 γz 是最大主应力,而水平应力是最小主应力,也就是该点的主动土压力强度 e_a ,由式(2-15)和式(2-16)可得:

$$\text{无粘性土: } e_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-18)$$

$$\text{粘性土: } e_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-19)$$

因为最大主应力是竖向的,也即最大主应力作用面是水平的,所以滑动面和水平面成夹角 $45^\circ + \varphi/2$ 。

当整个土体在水平方向受挤压压缩而达到被动极限平衡状态时,在深度 z 处任一点所受的竖向应力 γz 是最小主应力,水平应力是最大主应力,也就是该点的被动土压力强度 e_p ,由式(2-14)和(2-16),可得:

$$\text{无粘性土: } e_p = \gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-20)$$

$$\text{粘性土: } e_p = \gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-21)$$

因为最大主应力是水平的,亦即最大主应力作用是竖向的,所以滑动面与水平面成夹角 $45^\circ - \varphi/2$ 。

二、一般公式

上述分析相应于整个或无限土体全部受拉或受压的情况,它属于连续性平衡状态

朗肯认为可以用挡土墙来代替半无限土体的一部分,而替换的

结果并不影响土体其它部分的应力状态,即作用在墙背上的土压力强度等于达到主动朗肯状态或被动朗肯状态时半无限土体中某个与墙背方向一致而高度相等的截面上的应力。这样,朗肯土压力理论的极限平衡问题只有半无限土体界面情况这一个边界条件,而没有考虑墙背和填土之间的摩擦力。

考虑最简单的情况:墙背垂直、光滑,填土面水平与墙齐高,这样,就可直接用式(2-18)至式(2-21)来确定作用在挡土墙墙背上的土压力。

(一) 主动土压力的计算

如图 2-9 所示,当挡土墙向外移动或转动时,墙后的填土就逐渐变松,土压力从静止土压力逐渐减小。如果墙身继续外移,等墙后填土处于主动朗肯状态,并出现与水平面成 $(45^\circ + \varphi/2)$ 夹角的滑动面时,这时在填土表面以下深度 z 处任一点的竖向应力是最大主应力,并等于该点的土自重压力 γz ,而水平应力是最小主应力,也就是主动土压力强度 e_a 。

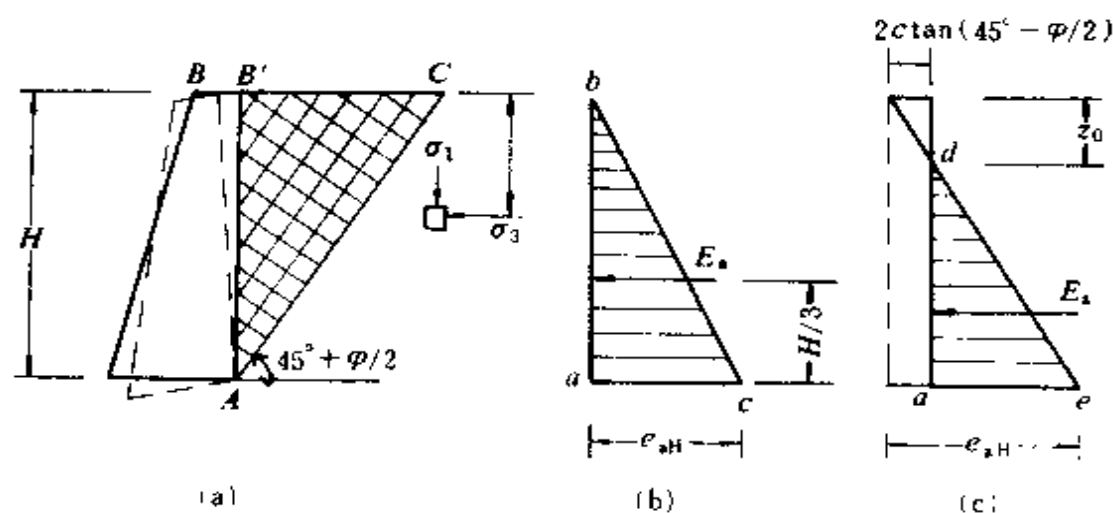


图 2-9 主动土压力的计算

(a) 主动土压力; (b) 无粘性土; (c) 粘性土

当土为无粘性土时,由式(2-18)得:

$$e_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

可见 e_a 与 z 成正比。 $z = 0$ 时, $e_a = 0$; $z = H$ 时, $e_a = \gamma H \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$, 它的主动土压力强度分布图形是一个三角形, 如图 2-9 所示, 这个三角形压力强度分布图形的面积就等于作用在墙背上的主动土压力 E , 即:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-22)$$

它的作用点位于土压力强度分布图形的形心, 即距墙底以上 $H/3$ 处。

当填土为粘性土时, 由式(2-19), 得:

$$e_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

可见, 当 $z = 0$ 时, $e_a = -2c \tan(45^\circ - \varphi/2)$ 。负值表示拉应力。当深度 z 增加时, e_a 逐渐由负值变小而等于零, 这个主动土压力强度 e_a 等于零时的相应深度 z_0 , 如下式表示:

$$z_0 = 2c / \gamma \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-23)$$

当 $z = H$ 时, 则

$$e_a = \gamma H \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

主动土压力强度分布如图 2-9 所示。

实用上通常不考虑填土与墙背之间的拉应力, 也就是略去不计 z_0 高度内的负值部分, 所以作用在墙背上的主动土压力等于图 2-9(c) 所示主动土压力强度分布图形的三角形 ade 面积所代表的压力, 即:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H \tan^2(45^\circ + \varphi/2) - 2Hc \tan(45^\circ - \varphi/2) + 2c^2/\gamma \quad (2-24)$$

它的作用点在墙底以上 $\frac{1}{3}(H - z_0)$ 处。

(二) 被动土压力的计算

当墙后填土因墙背向后移动或转动而逐渐受到挤压时, 土压力

从静止土压力逐渐增大。如果墙身继续后移,待墙后填土达到被动朗肯状态并出现与水平面成 $(45^\circ + \varphi/2)$ 夹角的滑动面时,这时在填土表面以下深度 z 处任一点的竖向应力是最小主应力,并等于该点的土自重压力 γz ,而水平应力是最大主应力,也就是被动土压力强度 e_p 。

当填土为无粘性土时,由式(2-20)得:

$$e_a = \gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\text{和 } E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-25)$$

当填土为粘性土时,由式(2-21),得:

$$e_p = \gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\text{和 } E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2cH \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-26)$$

它们的压力分布图形如图 2-10 所示,作用点也就是它们的形心。

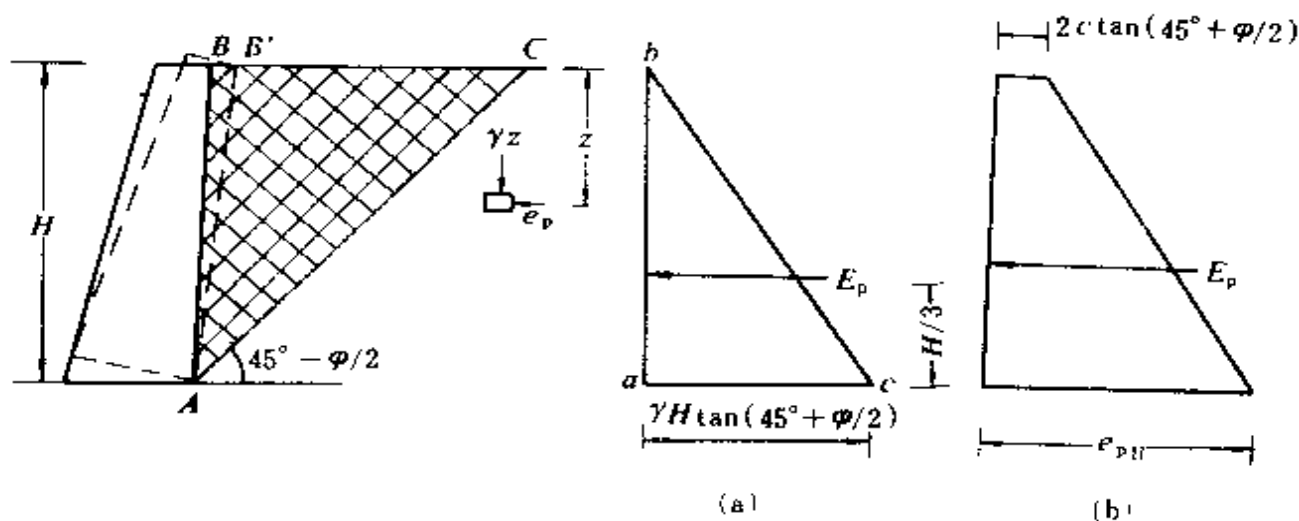


图 2-10 被动土压力的计算

(a) 无粘性土; (b) 粘性土

与库伦土压力理论公式比较,可以看出,当墙背垂直、光滑、填土表面水平且与墙齐时,用朗肯土压力理论求得的土压力值和用库伦土压力理论求得的土压力值是完全一致的,所以,也可以这样说:土

述朗肯土压力公式是库伦土压力理论的一个特例。

(三) 超载对土压力的影响

当填土表面作用均布超载 q_0 (kN/m²) 时, 则深度 z 处的竖向应力将为 $\gamma z + q_0$, 因而, 以粘性土为例, 由式(2-19) 和式(2-21), 可分别得出主动和被动土压力强度 e_a 和 e_p :

$$e_a = (\gamma z + q_0) \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (2-27)$$

$$e_p = (\gamma z + q_0) \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2-28)$$

可见超载所产生的被动和主动土压力强度沿墙背是一个常数, 即:

$q_0 \tan^2(45^\circ \pm \varphi/2)$, 它们的分布图形都是一个矩形。

三、朗肯土压力理论计算土压力的一些特殊情况

(一) 水平填土表面上有局部均布超载作用

考虑两种荷载分布情况: 第一种情况是距墙顶 l 处开始作用连续均布超载 q_0 (kN/m²), 如图 2-11(a)、(b) 所示; 第二种情况是距墙顶 l 处作用 l_1 宽的均布超载, 如图 2-11(c)、(d) 所示。

对于第一种情况可用两种方法确定主动土压力。如图 2-11(a), 从超载起点 O 引 OC 直线与水平线成 $(45^\circ + \varphi/2)$ 角, 交墙背于 C 点。设 c 点以下不考虑均布超载的作用, 其主动土压力只是由于填土的自重所引起, 土压力强度分布如图中之 ABa 所示。 C 点以下考虑均布超载的作用, 由此所引起的主动土压力分布图形如图中之 $acde$ 所示。最后, 作用在挡土墙上主动土压力强度分布图形如图中之 $ABcde$ 所示。

另一种方法如图 2-11(b) 所示, 从 O 点引 OC 及 OD 分别与水平线成 φ 及 $45^\circ + \varphi/2$ 角, 交墙背于 C 、 D 点。 C 点以下均不考虑均布超载 q 的作用, D 点以下全部考虑 q 的作用, 而 C 、 D 间的土压力强度为直线变化。最后的主动土压力强度分布图形如图 2-11(b) 中之 $ABcde$ 所示。

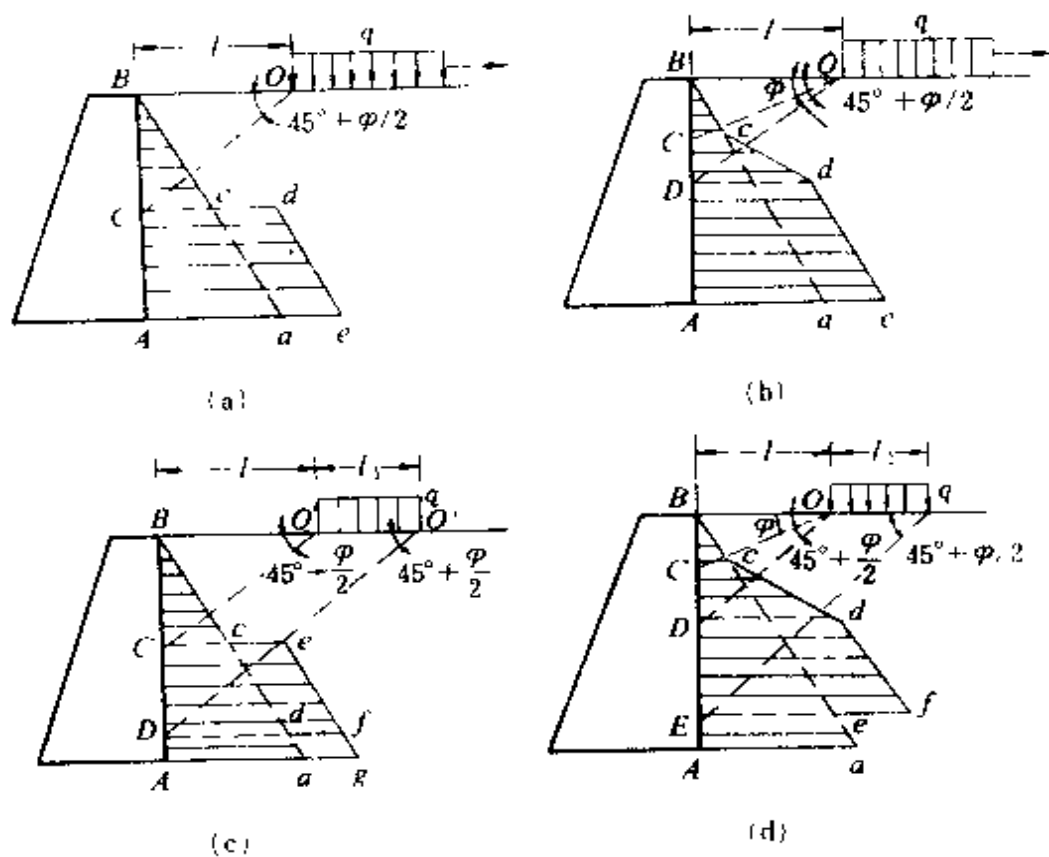


图 2-11 局部均布超载时土压力计算

对于第二种情况,亦可用两种方法确定主动土压力。如图 2-11(c),先设超载是连续分布,按第一种情况的方法求出主动土压力强度分布图形如 $ABceg$ 。从局部均布载荷另一端 O' 点引直线与水平线成 $45^\circ - \varphi/2$ 角,并交墙背于 D 点。设只有 O' 点右侧才作用有连续均布超载,则墙背 DA 段因此所产生附加的主动土压力分布图形应在 $ABceg$ 中减去 $adfg$ 而如图中 $ABcefd a$ 所示。另一种求解方法如图 2-11(d) 所示。

(二) 集中荷载

图 2-12 表示在水平填土表面上沿纵向作用着连续集中荷载 $P(\text{kN} \cdot \text{m})$,从荷载作用点 O 引两直线 OC' 及 OD 分别与水平线成 φ 及

$45^\circ + \varphi/2$ 角, 墙背于 C 点及 D 点。设集中荷载仅作用在 CD 段范围内, 由此所引起的上压力增量为 ΔE_a , 可按图 2-12 近似计算。并认为它的压力分布图形系按等腰三角形分布, 如图 2-12 所示。

(三) 不规则的填土表面

实际上, 挡土墙后面的填土表面往往不是由单一的水平或倾斜面所组成, 而可能是如图 2-13 所示的几种情况。这时, 就不能按前述简单的填土表面情况直接套用公式来计算

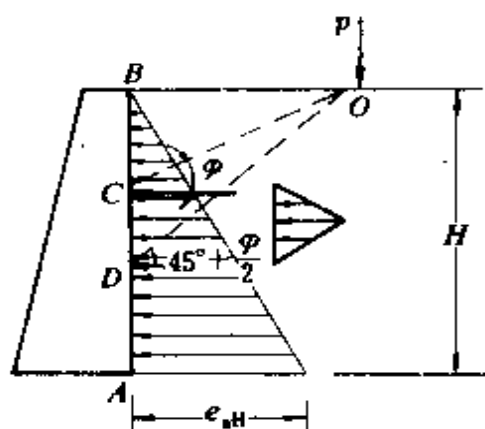


图 2-12 集中荷载作用时主动土压力计算

上压力, 而要分别按填土表面为水平或倾斜的情况近似计算, 而后再进行组合。

也有其它近似算法。例如, 假设一个滑动面(它与水平面成 $45^\circ + \varphi/2$ 的夹角), 而后根据滑动楔体的静力平衡求出主动土压力 E_a 。图 2-13(a) 是一种情形, 在墙背后先有一段水平的填土表面, 然后与斜面相连。计算时, 可延长倾斜面交墙背于 C 点, 分别计算墙背为 AB 而填土表面水平时主动土压力强度的分布图形 BAd 以及当墙背为 AC 而填土表面倾斜时主动土压力强度的分布图形 CAe , 这两个图形交于 f 点, 则实际主动土压力强度分布图形可近似认为如 $BAef$ 所示, 它的面积就是主动土压力 E_a 的近似值。

当填土表面如图 2-13(b) 所示时, 可分别计算墙背 AB 在填土表面为倾斜时的主动土压力强度分布图形 BAe 以及虚设墙背 AC 在填土表面水平时的主动土压力强度分布图形 CAd , 这两个图形相交 f 点, 则 $BAdf$ 就是实际主动土压力强度的近似分布图形。

根据上述两种不规则填土表面情况下主动土压力的计算方法, 不难得到如图 2-13(c) 中所示填土表面情况的主动土压力强度分布

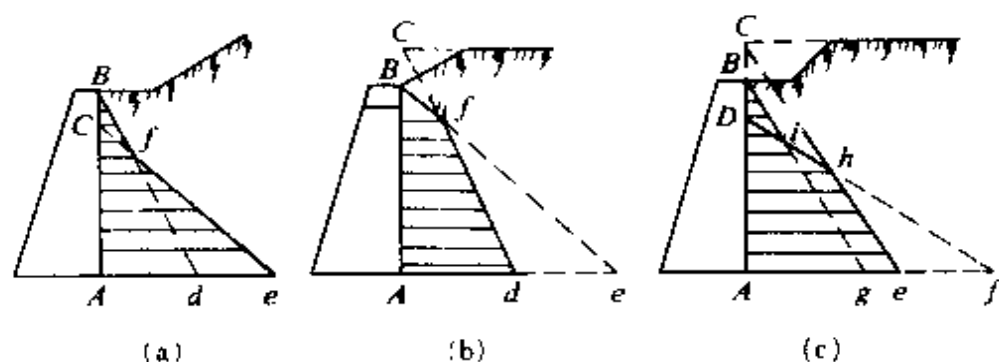


图 2-13 填土表面不规则时近似计算

图形 $BAehi$ 。

第四节 静止土压力计算

当挡土墙绝对不动时,墙后填土因土的侧限作用而处于弹性平衡状态,这时,填土作用在墙背上的土压力叫做静止土压力 E_0 。

设 K_0 为土的静止土压力系数, e_0 为作用在墙背上填土表面下任意深度 z 处的静止土压力强度, E_0 为作用在墙高为 H 的墙背上的静止土压力。

$$e_0 = \sigma_x = \xi \gamma z = K_0 \gamma z$$

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (2-29)$$

静止土压力系数应通过对填土的试验测定。在无可靠的试验资料时,实用上还可按下述方法来近似计算:

(一) 近似方法

如丹麦《基础工程实用规范(DS415—1965)》建议,对正常压密土:

$$K_0 = 1 - \sin \bar{\varphi} \quad (2-30)$$

式中: $\bar{\varphi}$ ——用有效应力表示的土内摩擦角。

而日本《建筑基础结构设计规范(1972)》建议: $K_0 = 0.5$,

(二) 经验方法

我国习惯上按主动土压力计算,即令 $K_0 = K_a$ 。这样求出的 K_0 值偏小,比其它方法求得的 K_0 值要小 30% 左右。

第五节 分层土压力计算

在实际工程中,基坑周边土层一般为成层土结构,分层土的土压力计算一般以分层土的重力密度 γ_i ,内摩擦角 φ_i ,内聚力 c_i 应用下式计算(如图 2-14):

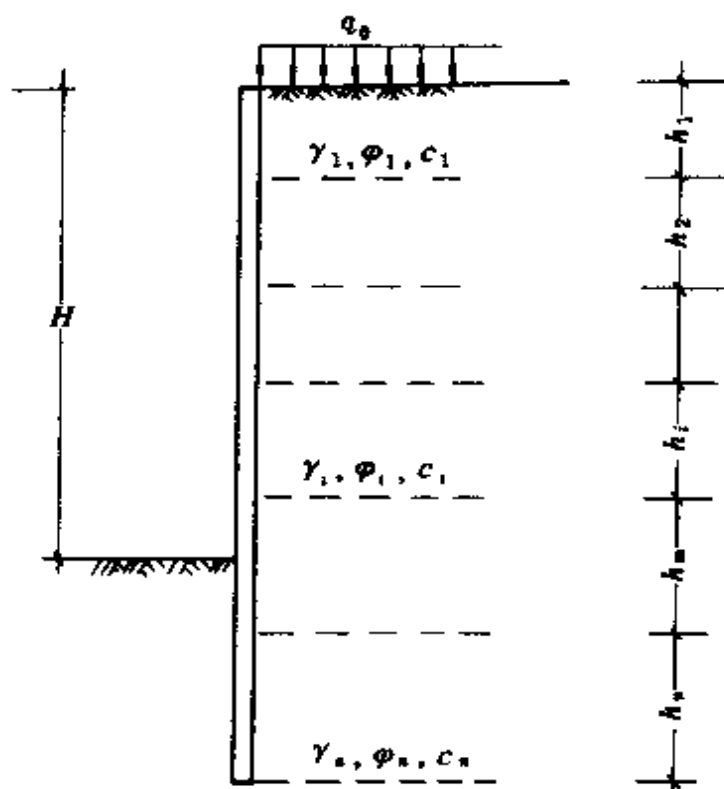


图 2-14 分层土压力计算示意图

第 n 层土底面对墙的主动土压力强度为:

$$e_{an} = (q_n + \sum \gamma_i h_i) \tan^2(45^\circ - \varphi_n/2) - 2c_n \tan(45^\circ - \varphi_n/2) \quad (2-31)$$

式中: q_n ——地面附加荷载传递到 n 层土底面的垂直荷载 (kN/m);

γ_i ——第 i 层土的天然重力密度 (kN/m³);

h_i ——第 i 层土厚度 (m);

φ_n ——第 n 层土的内摩擦角 (°);

c_n ——第 n 层土的内聚力 (kN/m²)。

第 n 层土底面对墙的被动土压力强度为:

$$e_{pm} = \sum \gamma_i h_i \tan^2(45^\circ - \varphi_n/2) + 2c_n \tan(45^\circ + \varphi_n/2) \quad (2-32)$$

对于不同支护结构土压力的合理计算及实际分布,将在以后各章相应内容中介绍。

第三章 悬臂式支护结构

第一节 一般特点及适应性

悬臂式支护结构主要是依靠支护结构中嵌入基坑底面以下土内的深度提供的桩前被动土压力和桩后被动土压力来平衡上部土压力、水压力及地面载荷。悬臂式支护结构可以是地下连续墙、木桩、钢筋混凝土桩、钢板桩等。

悬臂式支护结构的设计过程一般是首先选定初步尺寸，然后按稳定性和结构要求进行计算分析，并根据需要修改。

在设计过程中，插入深度是关键。有了插入深度，就可以计算弯矩和位移。在土内固定的板桩墙按悬臂固定端易于计算。但弹性嵌固的板桩（如在砾石、砂或粉砂中），其桩脚部分在某一固定点上旋转，同时被动土压力形成一对力偶如图 3-1 所示。这种结构的合力大小及位置都是未知数，求板桩插入深度、弯矩就难了。打入土内的无拉结自由板桩受到桩顶地面荷载连同它所围护的土的主动土压力发生向外倾斜，同

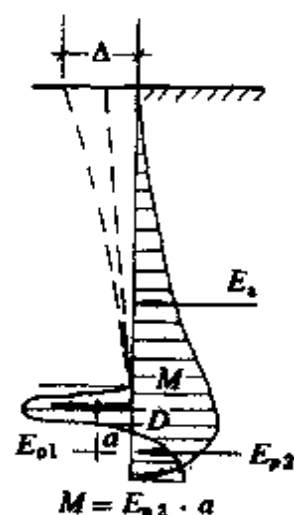


图 3-1 弹性嵌固板桩

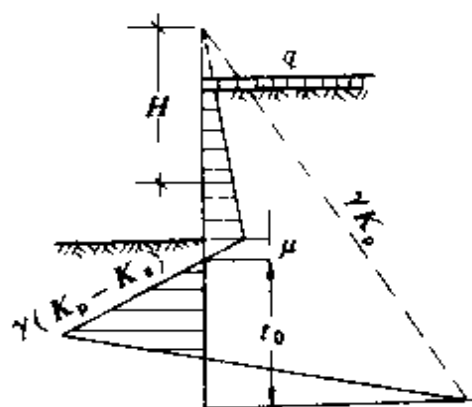


图 3-2 板桩荷载示意图

时板桩在桩底地面下受到周围土的影响，即从桩底地面到反弯点 D 产生一种向右的，而从 D 到桩脚产生一种向左的被动土压力。由于这种影响，板桩维持了它的垂直地位，但主动土压力 E_a 在推动板桩的同时，在桩脚上中产生一种力，它的大小等于被动土压力和主动土压力之差，即 $E_p - E_a$ ，形成按土的深度成线形增加的主动土压力 e_a 及被动土压力 e_p ，其板桩荷载图形如图 3-2。

以下介绍几种设计计算方法。

第二节 布鲁姆算法

布鲁姆计算方法适用于无粘性土，而对于粘性土可采用等代内摩擦角进行计算。

根据布鲁姆 (H. Blum) 理论，如图 3-3 所示，假定原来在另一面出现的土的阻力部分，可以近似地在桩反弯点下面即这部分阻力重心处用一个 R_c 代替，而图 3-2 中的 t_0 可用 x 来表示它。同时必须满足围绕 C 点使 $\Sigma E_c = 0$ ， $\Sigma M_c = 0$ 的条件。由于土的阻力是向板桩脚方向逐渐增加的，采用 $\Sigma M_c = 0$ 等式时，会得到一个较小的插入深度，因此，布鲁姆建议按图 3-3 算出 x 后，把 x 增加 20%，即作为选择的插入深度 $t = \mu + 1.2x$ 。布鲁姆的计算方法如图 3-4 所示，图中 ΣE 是桩墙承受土压力的总和，它包括地面均布、集中载荷以及水平的荷载。在 C 点假定以 R_c 代替相反一部分被动土压力，而被动土压力是左面三角形面积，其底 e_p 即为被动土压力，等于 $\gamma' x (K_p - K_a)$ 。

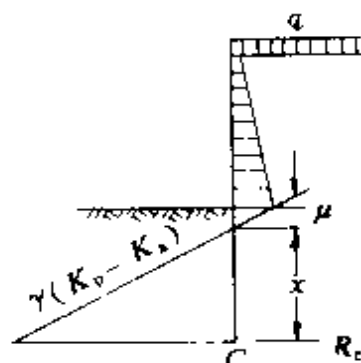


图 3-3 布鲁姆假定

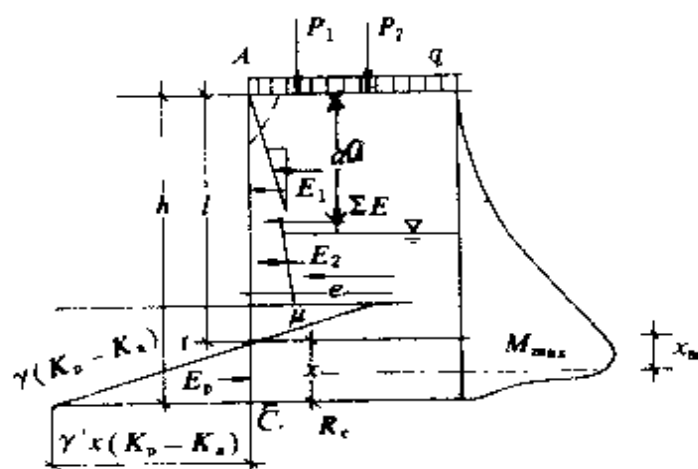


图 3-4 布鲁姆算法

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma' x^2 (K_p - K_s) \quad (3-1)$$

由 $\Sigma M_c = 0$,

$$\Sigma E(l + x - a) - \frac{1}{2} \gamma' x^2 (K_p - K_s) \cdot \frac{x}{3} = 0 \quad (3-2)$$

$$\text{即: } \Sigma E(l + x - a) = \frac{1}{6} \gamma' x^3 (K_p - K_s)$$

$$\begin{aligned} x^3 &= \frac{6 \Sigma E}{\gamma' (K_p - K_s)} \cdot (l + x - a) \\ &= \frac{6 \Sigma E \cdot x}{\gamma' (K_p - K_s)} + \frac{6 \Sigma E (l - a)}{\gamma' (K_p - K_s)} \end{aligned} \quad (3-3)$$

上式 γ' 为换算后的土重度,若 q 为均布载荷,可折合为上柱高 $h' = \frac{q}{\gamma}$, $\gamma' = \frac{h + h'}{h} \cdot \gamma$ 。如 $h' = 0$,可得 $\gamma' = \gamma$ 。

x 值的求解,布氏做一曲线,如图 3-5。

令: $\xi = x/l$, 即 $x = \xi \cdot l$, 代入公式(3-3), 即有:

$$\xi^3 = \frac{6 \Sigma E (1 + \xi)}{(K_p - K_s) \gamma' l^2} - \frac{6 \Sigma E \cdot a}{(K_p - K_s) \gamma' l^3}$$

$$\text{再令: } m = \frac{6 \Sigma E}{(K_p - K_s) \gamma' l^2}, n = \frac{6 \Sigma E \cdot a}{(K_p - K_s) \gamma' l^3}$$

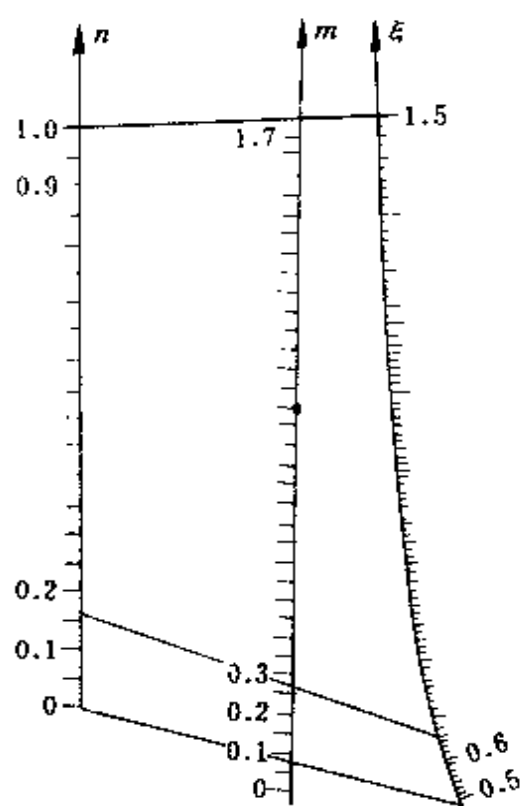


图 3-5 布鲁姆理论计算曲线

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

式中 m 及 n 很容易求得, 它与载荷及板桩长度有关。

从计算中得出的 m 及 n 值的直线延长可得 ξ 值 (亦可由式 (3-1) 经验式求得 ξ 值), 由 $x = \xi l$, 即得出 x 值。

μ 值可从 $\mu = \frac{e_a}{(K_p - K_a) \cdot \gamma'}$ 得到, $t = \mu + 1.2x$, 求出板桩插入土中总深度。

最大弯矩在板桩剪力等于 0 处, 即 $\Sigma Q = 0$ 。

$$\text{由 } \Sigma E = \frac{x_m^2 (K_p - K_a) \cdot \gamma'}{2}$$

$$x_m = \sqrt{\frac{2 \Sigma E}{(K_p - K_a) \cdot \gamma'}}$$

$$M_{\max} = \Sigma E (l + x_m - a) - \frac{(K_p - K_a) \cdot \gamma' \cdot x_m^3}{6}$$

按上述公式及图表, 可求得插入深度及最大弯矩。布鲁姆提供的图表, 为简化计算提供方便。电子计算机的应用, 使直接解方程更为便利。应用时土与板桩墙的摩擦角, 即 δ 值可考虑为 $\varphi/3 \sim 2\varphi/3$ 。

注意: 布鲁姆理论计算中的被动土压力系数 K_p 为:

$$K_p = \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{\cos \delta} - \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}} \right]^2$$

第三节 悬臂板桩的一般数解法

悬臂板桩的一般数解法计算的方法和步骤如下 (图 3-6):

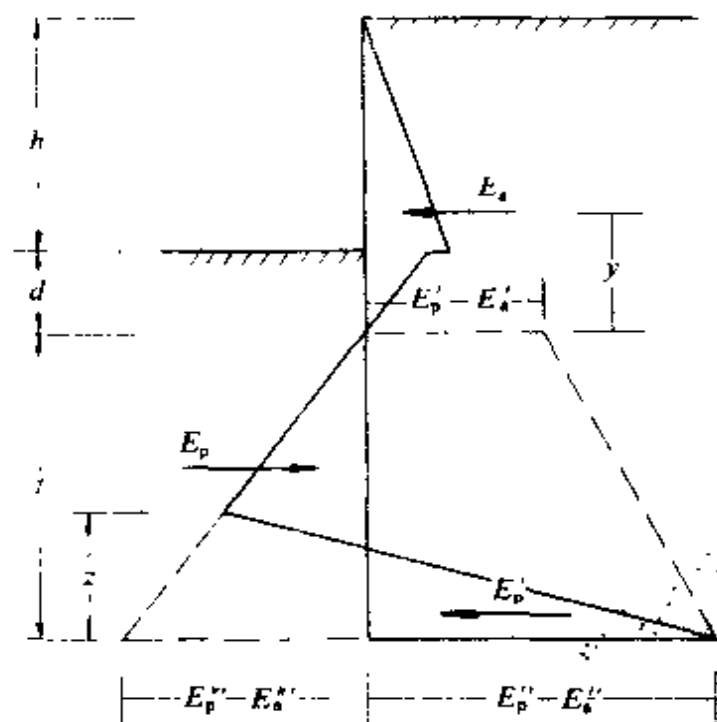


图 3-6 悬臂板桩计算简图

(一) 土压力计算

板桩墙后主动土压力 E_a^* 、板桩墙前土压力 E_p^* 分别按下述公式计算：

第 n 层土底面对板桩墙的土压力为：

$$E_{an} = \left(q_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) - 2C_n \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (3-5)$$

第 n 层土底面对板桩墙的被动土压力为：

$$E_{pn} = \left(q_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2} \right) + 2C_n \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (3-6)$$

式中： q_n ——地面附加荷载传递到第 n 层土底面的垂直荷载；

γ_i —— i 层土的天然重力密度 (kN/m^3)；

h_i —— i 层土的厚度(m);

φ_n —— n 层土调整后的内摩擦角($^{\circ}$);

C_n —— n 层土调整后的内聚力(kN/m²)。

地面附加荷载,邻近建筑物基础底面附加荷载 q_0 ,对 n 层土底面传递的垂直荷载 q_n ,根据荷载 q_0 情况分别计算:

(1) 地面满布均布荷载 q_0 时,任何土层底面处 $q_n=q_0$;

(2) 与板桩墙平行的宽度为 B 的条列荷载 q_0 ,离开板桩墙距离为 a ;

当 n 层土底面深度 $\sum_{i=1}^n h_i \leq a$ 时, $q_n = 0$,

当 $\sum_{i=1}^n h_i > a$ 时, $q_n = q_0 \frac{B}{B + a + \sum_{i=1}^n h_i}$;

(3) 作用在面积为 $b_1 \times b_2$ (b_2 与板桩墙平行)的荷载 q_0 ,离开板桩墙距离为 a ;

当 n 层土底面深度 $\sum_{i=1}^n h_i \leq a$ 时, $q_n = 0$,

当 $\sum_{i=1}^n h_i > a$ 时, $q_n = q_0 \frac{b_1 \times b_2}{(b_1 + a + \sum_{i=1}^n h_i)(b_2 + z \sum_{i=1}^n h_i)}$;

如图 3-6,计算出 E_a' 和 E_p' 后,进行叠加,寻找第一个土压力为零的点 d 。图中符号含义为:

E_a ——墙后主动土压力合力(kN);

E_p ——墙前被动土压力合力(kN);

E_p' ——墙后被动土压力合力(kN);

h ——基坑开挖深度;

d ——土压力为零的点在坑基面下的深度;

t ——板桩嵌入 d 点以下的需要深度;

z ——被动土压力墙前墙后转折点高度;

E'_a —— d 点处板桩前主动土压力,按坑底下 d 深度,用式(3-5)计算;

E'_p —— d 点处板桩后被动土压力,按照地面下 $h+d$ 深度用式(3-6)计算;

E'_a ——板桩后主动土压力,按全深用式(3-5)计算;

E'_p ——板坑前被动土压力,按坑底下深度用式(3-6)计算;

E'_a ——板桩底处板桩前主动土压力,按坑底下深度用式(3-5)计算;

E'_p ——板桩底处板桩后被动土压力,按全深用式(3-6)计算;

y ——主动土压力合力 E_a 到 d 点的距离。

(二) 计算 d 点以上土压力合力 E_a 到 d 点距离

(三) 计算桩长

根据作用在板桩墙上水平力平衡,各水平力对板桩底力矩平衡条件,建立联立方程,求解板桩嵌入 d 点以下深度小值。如果嵌入 d 点以下部分处于同一土层时,联立方程解得的结果为:

$$t^4 + \frac{E'_p - E'_a}{B} \cdot t^3 - \frac{8E'_a}{B} t^2 - \left[\frac{bE'_a}{B^2} (2yB + E'_p - E'_a) \right] \cdot t - \frac{6E'_a y (E'_p - E'_a) + 4E'^2_a}{B^2} = 0 \quad (3-7)$$

$$\text{式中: } B = \gamma_n \left[\operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2}) - \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}) \right] \quad (3-8)$$

为安全起见,实际选用嵌入 d 点下的深度应为 $1.2t$,即板桩的总长度为:

$$L = h + d + 1.2t \quad (3-9)$$

(四) 计算板桩最大弯矩

最大弯矩在剪应力等于零处从上往下计算。

(五) 验算板桩强度

为控制板桩变形,板桩应力应满足:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_n} \leq \frac{1}{2} [\sigma]$$

(六) 计算板桩顶端的变形值

可按在最大弯矩处为固定端的悬臂梁进行计算,由于土体的变形,其结果应再乘 2~3,变形值控制在 $h/100 \sim h/200$ 。

(七) 其它要求

悬臂板桩顶端需设通长横梁,防止个别板桩发生过大变形。

第四节 悬臂桩的“ m 法”计算

利用“ m 法”进行悬臂桩的设计计算时,主要的特点是可以进行桩身位移计算。其主要计算步骤如下:

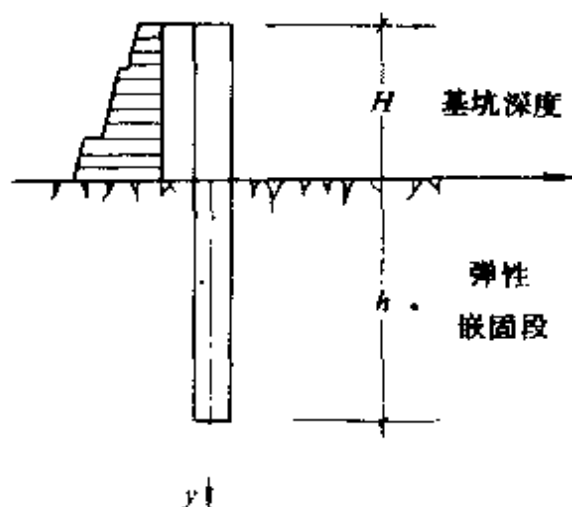


图 3-7 “ m 法”假定

(一) 外力计算

按第二章有关情况,结合工程条件,分层计算支挡深度范围内主动土压力的水平分力,平移至基坑底部,得力矩 M 和水平力 HH_0 。

计算包括土、水压力和地面超载,不计地震力。

(二) 将整个桩分为两个部分,基坑底面以上视为悬臂梁计算;基坑底面以下视为弹性地基梁计算

如图 3-7。

(三) 计算单位力作用于基坑底面时,桩在该处的水平位移及转角

见图 3-8。

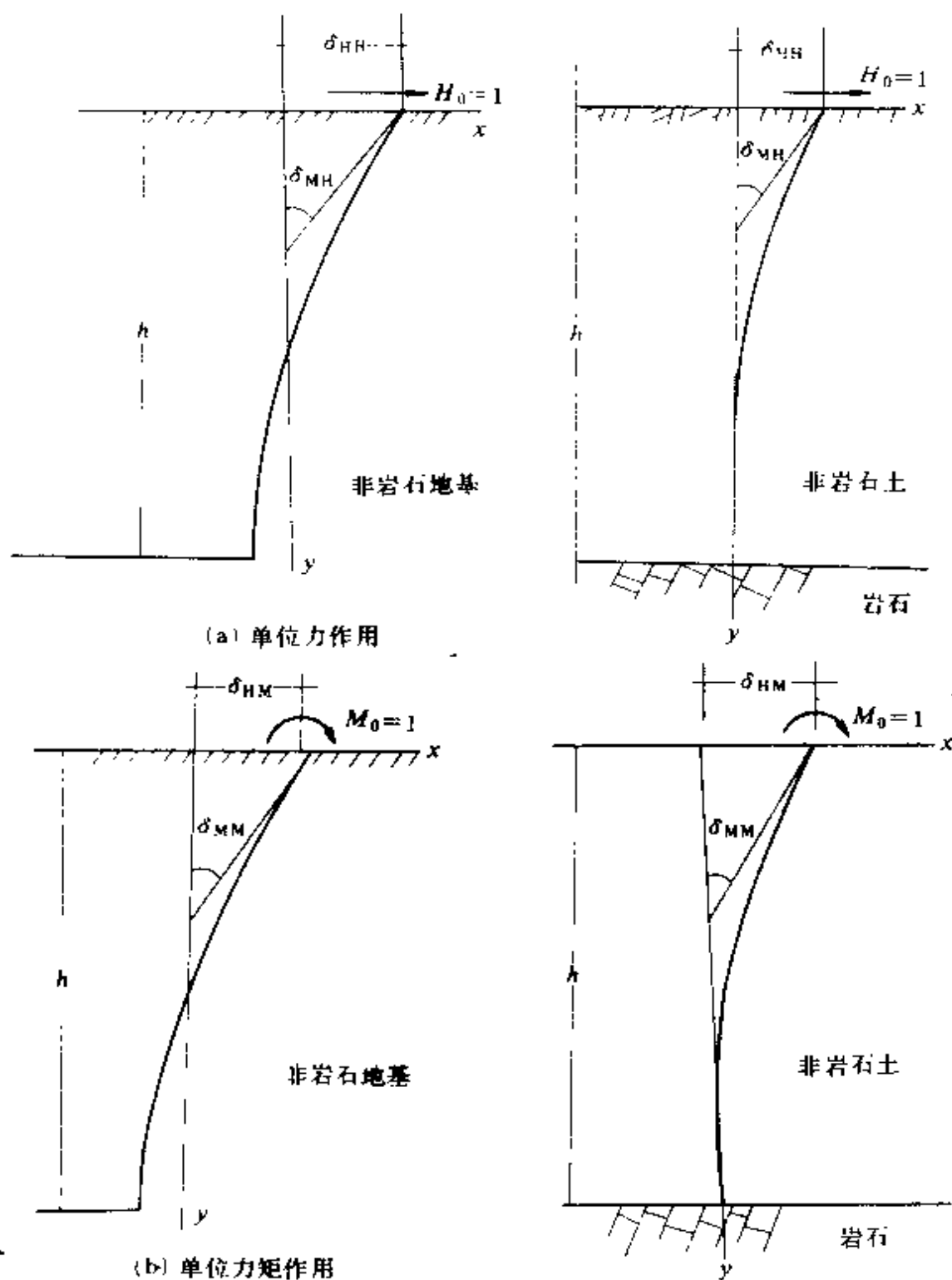


图 3-8 桩位移与转角计算示意图

(1) 基坑底面作用单位力 $H_0=1$ 时, 桩在基坑底面处的水平位

移 δ_{HM} 和转角 δ_{MH} 为:

桩底置于非岩石地基中:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(B_3 D_1 - B_4 D_2) + Kh(B_2 D_4 - B_1 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + Kh(A_2 B_4 - A_1 B_2)}$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{(A_3 D_1 - A_4 D_2) + Kh(A_2 D_4 - A_1 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + Kh(A_2 B_4 - A_1 B_2)}$$

桩底置于岩石内:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

(2) 基坑底面作用单位力矩 $M_0 = 1$ 时, 桩在基坑底面处的水平位移 δ_{HM} 和转角 δ_{MM} 为:

桩底置于非岩石地基中:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(B_3 C_4 - B_4 C_3) + Kh(B_2 C_4 - B_1 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + Kh(A_2 B_4 - A_1 B_2)}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{(A_3 C_4 - A_4 C_3) + Kh(A_2 C_4 - A_1 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + Kh(A_2 B_4 - A_1 B_2)}$$

桩底置于岩石内:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

式中: α ——桩的变形系数, $\alpha = \sqrt[5]{(mb_0)/EI}$;

m ——地基土水平抗力比例系数(kPa/m²), 取值见表 3-1;

b_0 ——桩侧土的抗力计算宽度(m), 取值见本节第六条; b_0 的取值;

EI ——桩身抗弯刚度取 $0.8 \cdot E_c I$, I 为桩惯性矩(m⁴), E_c 为混凝土抗压弹性模量(kPa);

Kh ——桩底转动对基坑底面处桩变形的影响系数:

$$Kh = \frac{C_0}{\alpha E_c} \cdot \frac{I_0}{I}$$

其中 I, I_0 分别为桩身和桩底断面惯性矩, C_1 为桩底处竖向地基系数, 见表 3-2.

当 $h \geq 2.5/\alpha$ 时, $Kh = 0$,

当桩位于岩层面上且 $h \leq 3.5/\alpha$ 时, $Kh = 0$;

$A_1, B_1, C_1, D_1 \dots$ 诸系数根据桩插入基坑底部的换算深度 $h = \alpha y$, 查本章附表(一)和(二)。

(四) 计算在 M_0 和 H_0 作用下, 弹性固定于地基内的桩的内力、变位和土的弹性抗力

(1) 基坑底面处桩的水平位移 x_0 :

$$x_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM}$$

(2) 基坑底面处桩转角 φ_0 :

$$\varphi_0 = -(H_0 \delta_{HM} + M_0 \delta_{MM})$$

(3) 桩侧弹性抗力 σ_y :

$$\sigma_y = m \cdot y \left(x \cdot A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} \cdot B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} \cdot C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} \cdot D_1 \right)$$

(4) 基坑底面以下桩身弯矩 M_y :

$$M_y = \alpha EI (\alpha x_0 A_3 + \varphi_0 B_3) + M_0 \cdot C_3 + \frac{H_0}{\alpha} \cdot D_3$$

(5) 基坑底面以下桩身剪力 V_y :

$$V_y = \alpha^2 EI (\alpha x_0 A_4 + \varphi_0 B_4) + \alpha^2 M_0 C_4 + H_0 D_4$$

(6) 桩顶水平位移:

$$\Delta = x_0 + \varphi_0 L + \Delta_0$$

以上各式中:

$\delta_{HH}, \delta_{MH}, \delta_{HM}, \delta_{MM}$ —— 分别为“单位力”作用于基坑底面, 桩在该处的变位;

y —— 从基坑底面起算至计算处的深度(m);

$A_1, B_1, C_1, D_1 \dots$ 诸系数, 根据桩插入基坑底部的换算深度 $h = \alpha \cdot y$ 查本章附表(三);

Δ_1 ——为支持深度 L 范围内主动土压力产生的位移仅为 g_a 作用时,

$$\Delta_1 = (g_a \cdot a^3) / (8EI) \quad (a \leq L);$$

仅为 g_b 作用时,

$$\Delta_2 = (g_b \cdot b^3) / (30EI) \quad (b \leq L);$$

g_a, g_b, a, b 示意于图 3-9。

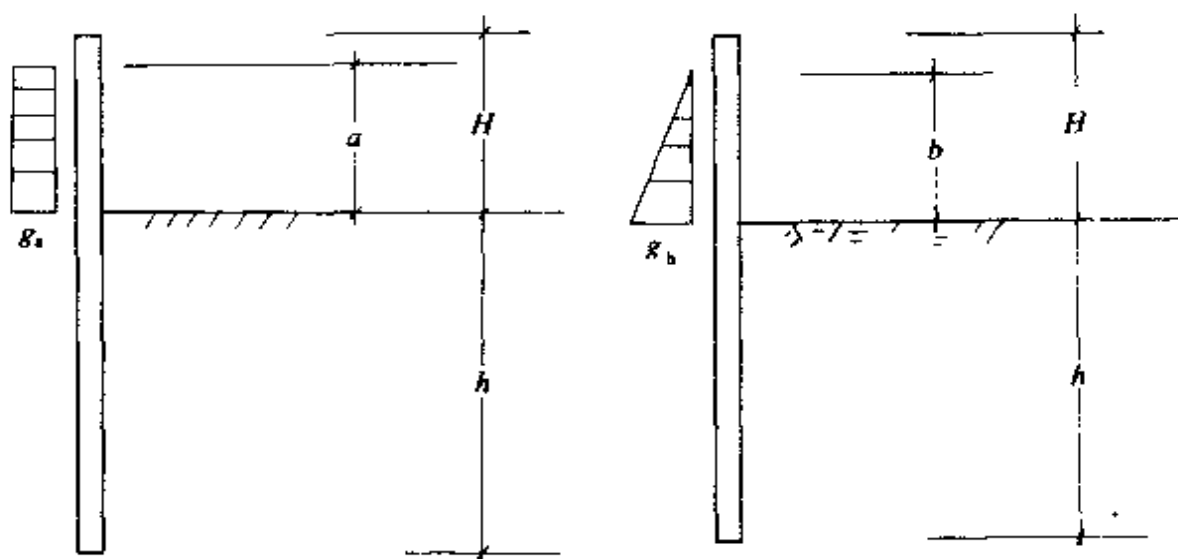


图 3-9

(五) 验算桩侧土的承载力

当桩侧土弹性抗力最大值 $\sigma_{y \max}$ 发生在 $y \leq h/3$ 时, 应满足下列条件:

$$\sigma_{y \max} \leq [\gamma y (\eta \xi K_p - K_s) + 2c (\eta \xi \sqrt{K_p} + \sqrt{K_s})]$$

当桩侧土弹性抗力最大值发生在 $y > h/3$ 时, 只要验算 $y = h/3$ 处的桩侧土弹性抗力 $\sigma_{h/3}$, 其条件为:

$$\sigma_{h/3} \leq \frac{\gamma h}{3} \cdot (\eta \xi K_p - K_s) + 2c (\eta \xi \sqrt{K_p} + \sqrt{K_s})$$

式中: γ ——土的重力密度 (kN/m^3), 对于透水性土应考虑浮力;

x —— 计算位置处从基坑底面算起的深度(m)；

K_p, K_a —— 土压力系数；

η —— 计算宽度 b_0 和桩的实际宽度 b 或桩径 d 之比, $\eta = b_0/b$ 或 $\eta = b_0/d$ ；

ξ —— 被动土压力折减系数, 取 0.75~0.80。

(六) b_0 的取值

桩承受水平推力后, 桩体侧面产生的土抗力实际为空间情况, 桩体为矩形或圆形时力的效应也不一样。通过实验认为, 考虑上述因素, 将空间受力转换成平面受力, 计算桩侧面上的抗力时, 土抗力计算宽度 b_0 取值如下:

(1) 单桩时

桩径(或桩宽)	矩形桩	圆形桩
$d(b) \leq 1\text{m}$	$b_0 = 1.5b + 0.5$	$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$
$d(b) > 1\text{m}$	$b_0 = b + 1$	$b_0 = 0.9(d + 1)$

(2) 对于 n 个桩组成的桩排, 其侧面上抗力计算宽度显然为 nb_0 , 但不得大于 $D' + 1(\text{m})$, 且其中的每一个 b_0 , 应满足:

$$b_0 \leq 0.5(L_1 + L_2)$$

如图 3-10 所示。

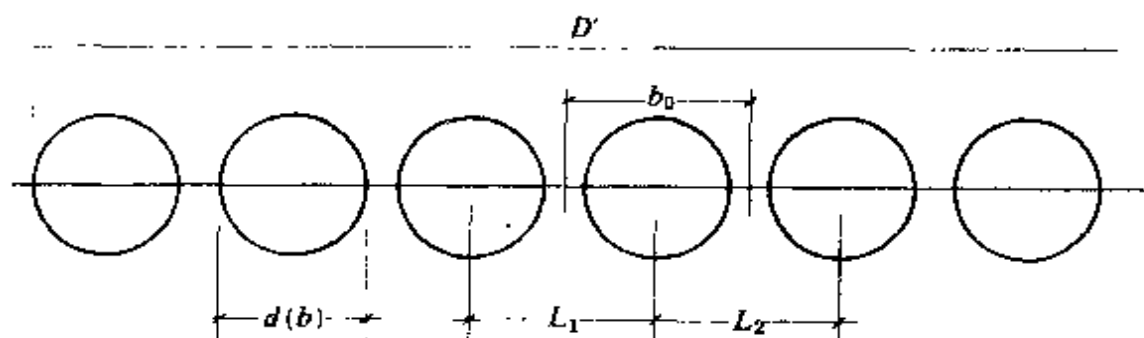


图 3-10

(七) 桩底处竖向地基系数 C_0 和地基系数随深度变化的比例系数 m 和 m_0 的确定

(1) 上的地基抗力的比例系数 m (kPa/m^2), 见表 3-1。

表 3-1 地基土水平抗力比例系数 m

土的名称及状态	基坑底面水平位移 大于 6mm 小于 10mm	基坑底面水平位移 小于等于 6mm
$I_L > 1$ 的粘性土、淤泥	1000~2000	3000~5000
$I > I_L \geq 0.5$ 的粘性土、粉砂	2000~4000	5000~10000
$0.5 > I_L \geq 0$ 的粘性土、细砂、中砂	4000~6000	10000~20000
$I_L \leq 0$ 的粘性土、粗砂	6000~10000	20000~30000
砾砂、角砾、圆砾、碎石、卵石	10000~20000	30000~80000
块石、漂石		80000~120000

注: 表中的粘性土指 I_p 在 3 以上的粘性土及粉土, 基底面水平位移超过表列数值时, m 的值应降低, 或通过水平荷载试验实测。

(2) 当基坑底面以下范围内由数种不同土层组成时, 应以主要影响深度 h_m 范围内平均值作为 m 的计算值:

$$h > 2.5/\alpha \text{ 时, } h_m = 2(d+1)$$

$$h \leq 2.5/\alpha \text{ 时, } h_m = h$$

h_m 深度范围内存在两种不同土层时,

$$m = \frac{m_1 h^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2}{h m^2}$$

h_m 深度范围内存在三种不同土层时(如图 3-11),

$$m = \frac{m_1 h^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2 + m_3 (2h_1 + 2h_2 + h_3) \cdot h_3}{h^2 m}$$

(3) 岩石地基的竖向地基系数 C_0 由岩石的饱和单轴极限抗压强度 f_{ck} 确定, 不随岩层埋深而增长, 其值按表 3-2 采用。

(4) 桩底处土的竖向地基系数 $C_0 = mh$, 当 $h < 10\text{m}$ 时, 取 $C_0 = 10\text{m}$ 。

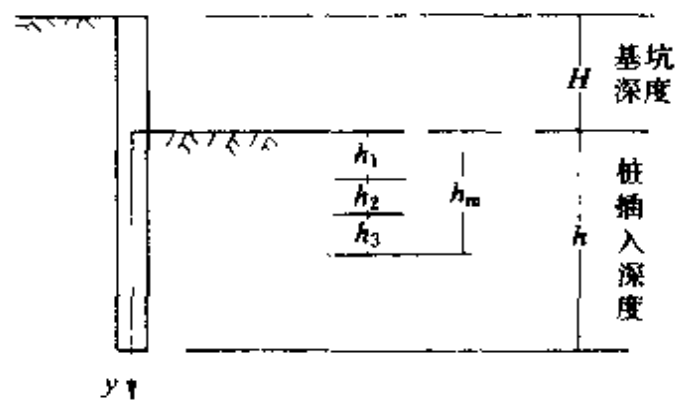


图 3-11 坑底多层土时 m 平均值的计算

表 3-2 竖向地基系数 C_0

f_{ak} (kPa)	C_0 (kPa/m)
1000	300000
>25000	15000000

附表 换算系数表(一)

换算深度 $h-u$	B_3D_3	B_1D_3, A_7B_4	A_1B_5	$B_2D_5-B_4D_2$	$A_2B_4-A_4B_2$	$A_5D_4-A_4D_5$ $=B_3C_4-B_4C_3$	$A_3D_4-A_4D_3$ $=B_2C_4-B_4C_2$	$A_5C_4-A_4C_5$
0	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00002	0.00000	0.00000	1.00000	0.00500	0.00033	0.00003	0.00500
0.2	0.00010	0.00000	0.00000	1.00004	0.02000	0.00267	0.00033	0.02000
0.3	0.00203	0.00000	0.00000	1.00029	0.04500	0.00900	0.00169	0.04500
0.4	0.00640	0.00006	0.00006	1.00120	0.07999	0.02133	0.00533	0.08061
0.5	0.01563	0.00022	0.00022	1.00365	0.12504	0.04167	0.01303	0.12505
0.6	0.04240	0.00065	0.00065	1.00917	0.18013	0.07203	0.02701	0.18016
0.7	0.06405	0.00100	0.00100	1.01962	0.24530	0.11142	0.05991	0.24530
0.8	0.10218	0.00365	0.00365	1.03821	0.32091	0.17094	0.08539	0.32130
0.9	0.16426	0.00738	0.00738	1.06893	0.40709	0.27374	0.13685	0.40842
1.0	0.25062	0.01399	0.01399	1.11679	0.50436	0.33507	0.20873	0.50714
1.1	0.46747	0.02484	0.02484	1.18923	0.61351	0.44729	0.30600	0.61893
1.2	0.52356	0.04156	0.04156	1.29112	0.73565	0.58346	0.43412	0.74562
1.3	0.62007	0.06721	0.06721	1.43196	0.87244	0.71656	0.59940	0.86991
1.4	0.97310	0.10004	0.10004	1.63125	1.02612	0.94032	0.80887	1.05350
1.5	1.28938	0.15916	0.15916	1.89349	1.19981	1.16960	1.07061	1.24752

续附表(一)

换算深度 $h-\alpha y$	B_3D_1	B_4D_1	A_1B_1	A_1B_3	B_3D_1	B_4D_1	$A_2B_1 + A_4B_2$	$A_3D_1 - A_4D_2$ $= B_3C_4 - B_4C_3$	$A_3D_1 - A_4D_2$ $= B_3C_4 - B_4C_3$	$A_3D_1 - A_4D_2$ $= B_3C_4 - B_4C_3$
1.6	1.68091		0.23497		2.23497		1.39441	1.44015	1.35375	1.47277
1.7	2.16145		0.33904		2.68269		2.62522	1.75394	1.75918	1.74019
1.8	2.74734		0.47931		3.25134		3.88946	2.13634	2.25936	2.06117
1.9	3.45833		0.66632		3.96945		4.19944	2.58362	2.84503	2.45113
2.0	4.31831		0.91158		4.85824		2.56664	3.11583	3.54638	2.92905
2.2	6.61044		1.63962		7.36356		3.53366	4.51846	5.38409	1.24806
2.4	9.95510		2.82366		11.13130		4.95288	6.57004	8.92219	6.28800
2.6	14.86800		4.70118		16.74660		7.07178	9.62890	11.82060	9.46294
2.8	22.15710		7.62658		25.06510		10.26420	14.25710	17.33620	14.40320
3.0	33.08790		12.13530		37.38070		15.09220	21.32850	25.12750	22.06800
3.5	92.20900		36.85800		101.36900		41.01820	60.47600	67.49820	64.76960
4.0	266.06100		109.01200		114.72200		114.72200	176.70600	185.99600	190.83400

附表 换算系数表(二)

换算深度 $h = \alpha \gamma$	$A_2 C_1 - A_4 C_2$	$B_3 D_4 - B_4 D_3$ $A_3 B_4 - A_4 B_3$	$A_3 D_4 - A_4 D_3$ $A_3 B_4 - A_4 B_3$	$A_3 C_4 - A_4 C_3$ $A_3 B_4 - A_4 B_3$	$B_2 D_1 - B_1 D_2$ $A_2 B_1 - A_1 B_2$	$B_2 C_1 - A_4 D_2$ $A_2 B_1 - A_1 B_2$	$A_2 C_1 - A_1 C_2$ $A_2 B_1 - A_1 B_2$
0	0.00000	∞	∞	∞	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00050	3770.400	54098.400	819672.000	0.00033	0.00500	0.10000
0.2	0.00400	424.771	2807.280	21028.600	0.00269	0.02000	0.20000
0.3	0.01350	196.135	869.565	4347.970	0.00900	0.04500	0.30000
0.4	0.03200	111.936	372.930	1399.070	0.02133	0.07999	0.39999
0.5	0.06251	72.102	192.214	576.825	0.04165	0.12455	0.49445
0.6	0.10804	50.012	111.179	278.134	0.07192	0.17893	0.59662
0.7	0.17161	36.740	70.001	150.236	0.11406	0.24448	0.69999
0.8	0.25632	28.108	46.884	83.179	0.16985	0.31867	0.79783
0.9	0.36533	22.245	33.009	55.312	0.24092	0.40199	0.89562
1.0	0.50191	18.626	24.102	36.480	0.32855	0.49374	0.99179
1.1	0.66965	14.915	18.260	25.122	0.43351	0.59294	1.08560
1.2	0.87232	12.559	14.939	17.941	0.55589	0.69811	1.17635
1.3	1.11429	10.716	11.102	13.230	0.69448	0.80737	1.26199
1.4	1.40059	9.265	8.952	10.049	0.84855	0.91831	1.34213

续附表(二)

换算深度 $h = ay$	$A_2C_1 \cdots A_4C_2$	$\frac{B_3D_4}{A_3B_4} \cdot \frac{B_1D_4}{A_1B_3}$	$\frac{A_1D_4 - A_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$ $= \frac{B_3C_4 - B_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4}{A_3B_4 - A_4B_3} \cdot \frac{A_4C_3}{A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1}{A_2B_1} \cdot \frac{B_3D_2}{A_3B_3 - A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1}{A_2B_1} \cdot \frac{A_4D_2}{A_1B_2}$ $-\frac{A_2D_1}{A_2B_1 - A_1B_2}$	$\frac{A_4C_1}{A_2B_1 - A_1B_2} \cdot \frac{A_1C_2}{A_2B_2}$
1.5	1.73720	8.101	7.349	7.838	1.01382	1.02816	1.41516
1.6	2.13135	7.154	6.129	6.268	1.18632	1.13380	1.47990
1.7	2.59200	6.375	5.189	5.133	1.36088	1.23219	1.53540
1.8	3.13039	5.730	4.456	4.300	1.53179	1.32058	1.58115
1.9	3.76049	5.190	3.878	3.680	1.69343	1.39688	1.61718
2.0	4.49999	4.737	3.418	3.213	1.84091	1.43979	1.64405
2.2	6.40196	4.032	2.756	2.591	2.08041	1.54549	1.67490
2.4	9.09220	3.526	2.327	2.227	2.23974	1.58566	1.68520
2.6	12.97190	3.161	2.048	2.013	2.32965	1.59617	1.68665
2.8	18.66360	2.905	1.869	1.889	2.37119	1.59262	1.68717
3.0	27.12570	2.727	1.758	1.818	2.38547	1.58606	1.69051
3.5	72.04850	2.502	1.641	1.757	2.38891	1.58435	1.71100
4.0	200.04700	2.441	1.625	1.751	2.40074	1.59979	1.73218

附表 換

換算深度 $h = \alpha y$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2
0	1.00000	0.10000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	1.00000	0.10000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
0.2	1.00000	0.20000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.3	0.99998	0.30000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
0.4	0.99991	0.39999	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.5	0.99974	0.49996	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.6	0.99935	0.59987	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
0.7	0.99869	0.69967	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.8	0.99777	0.79927	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
0.9	0.99658	0.89852	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.0	0.99516	0.99792	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1.1	0.99358	1.09508	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.2	0.99187	1.19171	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1.3	0.98998	1.28660	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.4	0.98793	1.37910	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1.5	0.98568	1.46839	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.6	0.98328	1.55346	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1.7	0.98068	1.63307	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.8	0.97793	1.70675	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1.9	0.97507	1.77472	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2.0	0.97202	1.82291	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
2.2	0.96491	1.88709	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2.4	0.95691	1.94150	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
2.6	0.94815	1.98743	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2.8	0.93848	2.02537	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
3.0	0.92809	2.05679	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3.5	0.90270	2.17172	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
4.0	0.86533	2.31597	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

算系数表(三)

C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000
1.00000	0.10000	-0.00500	-0.00033	-0.00001	1.00000
0.99999	0.20000	-0.02000	0.00267	0.00020	0.99999
0.99991	0.30000	0.04500	0.00900	-0.00101	0.99992
0.99974	0.39998	-0.08000	-0.02133	-0.00320	0.99966
0.99922	0.49991	0.12499	0.04167	0.00781	0.99896
0.99806	0.59974	0.17997	-0.07199	-0.01620	0.99741
0.99580	0.69935	-0.24490	-0.11433	-0.03001	0.99440
0.99181	0.79854	-0.31975	-0.17060	-0.05120	0.98908
0.98524	0.89705	0.40443	-0.24284	-0.08198	0.98032
0.97501	0.99445	-0.49881	0.33298	-0.12493	0.96667
0.95975	1.09016	0.60268	-0.44292	-0.18285	0.94643
0.93783	1.18342	0.71573	-0.57450	0.25886	0.91712
0.90727	1.27320	0.83753	-0.72950	-0.35631	0.87638
0.86575	1.38521	-0.96747	-0.99954	-0.47883	0.82102
0.81051	1.43080	1.10468	-1.11609	-0.63027	0.74745
0.73859	1.50695	-1.24808	1.35042	0.81466	1.65156
0.64637	1.56621	-1.39623	1.61346	-1.03616	2.52871
0.52997	1.61162	1.54728	1.90577	-1.29909	4.37368
0.38593	1.63969	1.69889	-2.22745	-1.60770	6.18071
0.20676	1.64628	-1.84818	-2.57798	-1.96620	-0.05652
0.27087	1.57538	2.12481	3.35952	-2.84858	-0.69158
-0.94885	1.35201	-2.33901	-4.22811	-3.97323	-1.59159
1.87731	0.91679	2.43695	-5.14023	5.35541	2.82106
3.10792	0.19729	2.34558	-6.02299	-6.99607	-4.44191
1.68788	0.89126	-1.96928	6.76460	8.84029	6.51972
-10.34040	5.85402	-1.07408	-6.78895	-13.69240	-13.82610
-17.91860	15.07650	9.21368	-9.35762	15.61050	-23.14040

第四章 混合支护结构

当基坑开挖深度较大时,使用悬臂结构会大大增加支护结构的工程量和造价,在这种情况下,往往需要给悬臂结构以支撑而形成混合支护结构,以便减少工程量和控制位移。混合支护结构就是由挡墙和固定挡墙就位的组合式挡土结构体系。

混合支护结构中挡墙可采用以下方法:

- (1) 板桩(钢,混凝土或木桩);
- (2) 挡板或无挡板的立柱(或桩);
- (3) 钢筋混凝土灌注桩(或墩);
- (4) 地下连续墙。

固定挡墙的方法主要有:

- (1) 内支撑:包括撑梁和支撑或斜撑;
- (2) 上层锚杆:加或不加预应力的锚杆或锚索。

第一节 单支点混合支护结构

一、支点设于桩顶处的支护结构

对于如图 4-1 所示的支点设于桩顶处的支护结构,一般假定 A 点为铰接,埋在地下,桩也无移动,则可按平衡理论计算。其基本步骤

为：

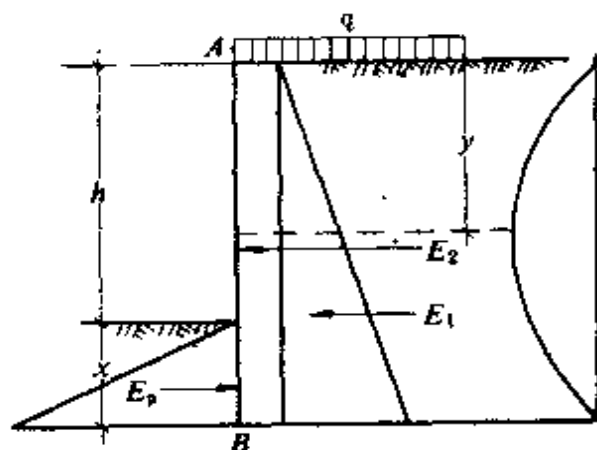


图 4-1 顶部支点挡上桩计算简图

(1) 求埋深 x ：

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma (h+x)^2 K_s$$

$$E_2 = q(h+x) K_s$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma x^2 K_p$$

$\Sigma M_A = 0$, 则：

$$\frac{2}{3} (h+x) E_1 + \frac{1}{2} (h+x) E_2 - (h + \frac{2}{3} x) E_p = 0$$

将 E_1 、 E_2 及 E_p 代入上式：

$$\frac{\gamma K_s (h+x)^3}{3} + \frac{q K_s x^2 (h+x)^2}{2} - \frac{\gamma K_p (h + \frac{2}{3} x)}{2} = 0 \quad (4-1)$$

上式是 x 的三次方程式, 解方程则可求出埋入深度, 一般可用电算解, 如无电算时可用图表计算, 方法如下：

令 $\zeta = \frac{x}{h}$, 则 $x = \zeta h$, 将 x 代入式(4-1)得：

$$\frac{\gamma K_s(h+\zeta h)^3}{3} - \frac{qK_s(h+\zeta h)^2}{2} - \frac{\gamma K_p(h+\zeta h) - (h - \frac{2}{3}\zeta h)}{2} = 0$$

地面荷载与 γh 的关系:

令 $\lambda = \frac{q}{\gamma h}$, 上式可简化为:

$$\frac{K_s}{K_p} = \frac{(1.5 + \zeta)\zeta^2}{(1 + \zeta)^2(1 + \zeta + 1.5\lambda)}$$

如地面荷载为 $q=0$, 则 $\lambda=0$,

$$\frac{K_s}{K_p} = \frac{(1.5 + \zeta)\zeta^2}{(1 + \zeta)^3}$$

据此可制成如表 4-1 所示的附表。

表 4-1 顶部拉接下部简支计算附表

ζ	K_s/K_p						
	$\lambda=0$	$\lambda=0.25$	$\lambda=0.50$	$\lambda=0.75$	$\lambda=1.00$	$\lambda=2.00$	$\lambda=3.00$
0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.01202	0.00896	0.00715	0.00594	0.00509	0.00323	0.00236
0.2	0.03935	0.02998	0.02422	0.02031	0.01749	0.01143	0.00828
0.3	0.07330	0.05723	0.04676	0.03953	0.03423	0.02229	0.01653
0.4	0.11078	0.08733	0.07214	0.06142	0.05348	0.0325	0.02629
0.5	0.14814	0.11851	0.09876	0.08465	0.07407	0.04938	0.05704
0.6	0.18507	0.14952	0.12566	0.10837	0.09526	0.06120	0.04841
0.7	0.21941	0.17976	0.15224	0.12203	0.11656	0.07936	0.06162
0.8	0.25210	0.20888	0.17816	0.15522	0.13767	0.0965	0.07211
0.9	0.29327	0.23658	0.20310	0.17792	0.15830	0.10984	0.08410
1.0	0.31250	0.26315	0.22545	0.20000	0.17857	0.12500	0.09615
1.1	0.33873	0.28740	0.24259	0.22056	0.19759	0.13947	0.10778
1.2	0.36513	0.31196	0.27230	0.24159	0.21710	0.15448	0.11989
1.3	0.39883	0.33352	0.29427	0.26203	0.23619	0.16931	0.13498
1.4	0.41116	0.35560	0.31326	0.27994	0.25302	0.18274	0.14301
1.5	0.43200	0.37565	0.33230	0.28790	0.27000	0.19636	0.15428

根据 K_s, K_p, q 与 γh 的比值 λ , 求出 ζ 值。由 $x = \zeta h$, 可求出插入深度。

(2) 求 T_A 及最大弯矩:

已经求出桩的埋入深度 x , 仍按图 4-1, 求拉力 T_A 。设 B 点无移动, 则 $M_B = 0$

$$(h+x)T_A + \frac{1}{3}xE_p = \frac{1}{3}(h+x)E_1 + \frac{1}{2}(h+x)E_2$$

$$T_A = \frac{\frac{1}{3}(h+x)E_1 + \frac{1}{2}(h+x)E_2 - \frac{1}{3}xE_p}{(h+x)} \quad (4-2)$$

求出 T_A 后, 再求最大弯矩。

最大弯矩应在剪力为零处(见图 4-1 中 y 所示)。

从顶部往下计算:

$$\frac{y}{2}\gamma K_s + qK_s y - T_A = 0$$

解 y 的二次方程:

$$y = \frac{-qK_s \pm \sqrt{(qK_s)^2 + 2\gamma K_s T_A}}{\gamma K_s}$$

$$M_{\max} = T_A y - q \frac{K_s y^2}{2} - \frac{\gamma K_s y^3}{6} \quad (4-3)$$

二、上部支点在任意处, 下部简支挡土桩支护结构

如图 4-2, 设拉杆离地面距离为 a 的 A 点, 拉杆处为铰结, 引入常数 $\varphi = a/h$,

令 $x = \zeta h, \lambda = q/(\gamma h)$

则得下式:

$$\frac{K_s}{K_p} = \frac{\zeta^2(3+2\zeta-3\varphi)}{(1+\zeta)^2 \cdot (2+2\zeta-3\varphi) + 3\lambda(1+\zeta)(1+\zeta-2\varphi)}$$

简化上式得未知数 ζ 的三次方程式

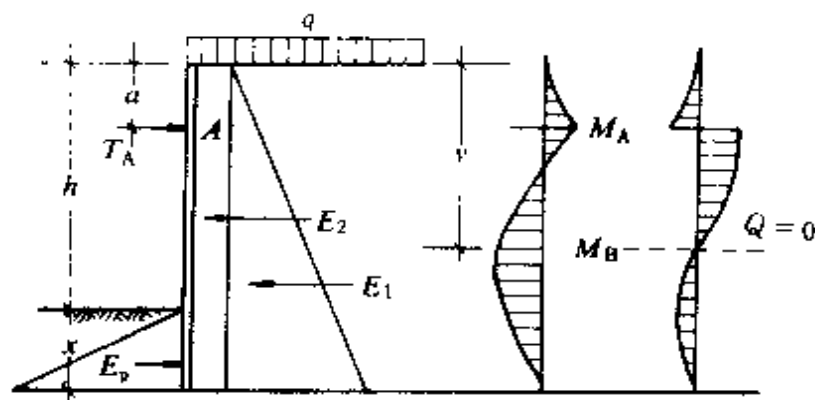


图 4-2 上支点在任意处计算简图

$$2(1 - \frac{K_a}{K_p})\xi + 3 \left[(1 - \varphi) - (2 - \varphi - \lambda) \frac{K_a}{K_p} \right] \xi (1 - \varphi) (1 - \lambda) \frac{K_a}{K_p} \xi - [(2 - 3\varphi) + 3(1 - 2\varphi)\lambda] \frac{K_a}{K_p} = 0 \quad (1-4)$$

式中: $K_a, K_p, \varphi, \lambda$ 皆为已知数, 解三次方程式可求得 ξ , 由 $x = \xi h$, 可求出插入深度。但上述公式较繁琐。

第二节 多支点混合支护结构

多支点挡土结构的土压力分布图多采用 Terzaghi 和 Peck 实测包络线近似梯形分布图。库伦朗肯理论计算的三角形分布由于施工条件和引起的变形不完全附合库伦朗肯土压力条件, 很少采用。

多支点挡土结构, 一般在挡土墙完成后, 先挖土到第一道锚杆(支撑能施工的深度)。这个深度要满足挡土桩、墙的自立(悬臂)条件, 即强度和位移要满足, 钢板桩、H 型钢桩一定要考虑其位移, 因此设计第一道锚杆(支撑)时一定要考虑其临界深度。

多支点支护结构的计算方法有: 等值梁法, 克兰茨代替墙计算法, 太沙基法, 三分之一分割法等。本节只介绍等值梁法和三分之一

分割近似计算法,其它有关方法可查阅有关资料。目前多支点支护结构常采用计算机编程,从而可以减少复杂的手算工作量。

一、等值梁法

如图 4-3,将土压力、水压力及地面超载视为载荷,多支点为连续梁支座。人工部分支座是关键,因而进行假设:

- (1) 入土部分弯矩为零点处是假想铰点,可作支座;
- (2) 假设土压力为零点处为假想铰点。

根据这些假设,确定方法有两种:

其一是根据 φ 值与假想铰关系作图确定,如图 4-1。

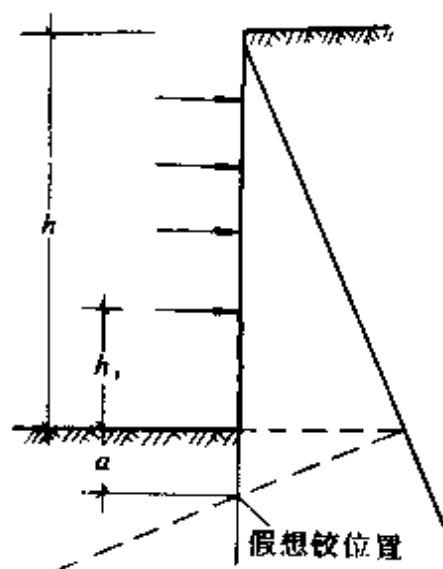


图 4-3 等值梁法计算简图

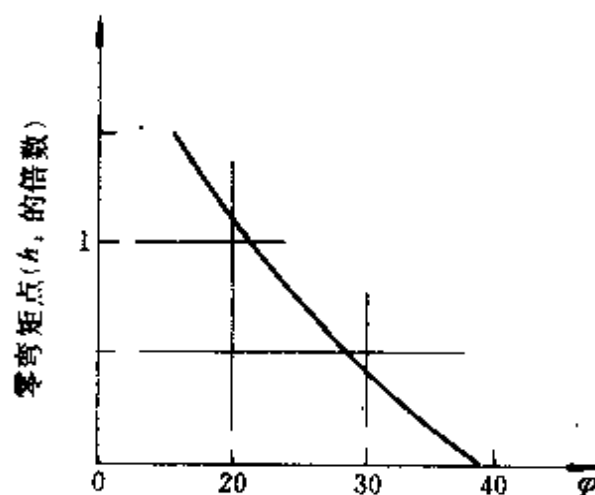


图 4-4 假想铰位置的确定

另外一种认为假想铰位置与标准贯入度 N 有关,根据贯入度确定,见表 4-2。

有了假想铰,可按连续梁三弯矩法求出最大弯矩及多支点反力,即可配置锚杆或支撑,当墙体弯矩相差较大时应调整各支点距离或按优选法进行优选。

表 4-2 假想铰距离计算参考值表

砂 质 土	假 想 铰
$N < 15$	$a = 0.3h_t$
$15 < N < 30$	$a = 0.2h_t$
$N > 30$	$a = 0.1h_t$

二、二分之一分割法(近似法)

二分之一分割法是一种近似计算方法,如图 4-5。

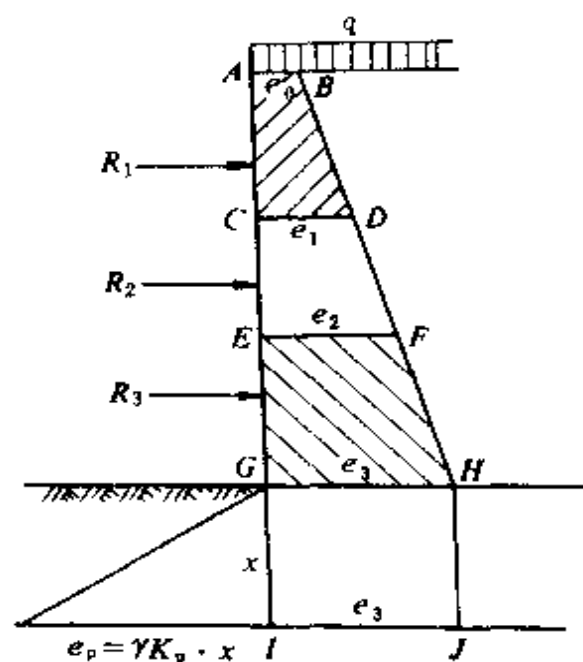


图 4-5 多拉顶杆的近似计算

(一) 基本假定

(1) 假定地面超载是矩形分布,上压力是三角形分布, AB 处土压力为 e_0 , CD 处为 e_1 ,上部分为矩形,被动土压力为三角形分布;

(2) 假定 $ABCD$ 的土压力被 R_1 承担, $CDEF$ 为 R_2 承担, E -

FGH 为 R_3 承担。

(二) 入土嵌固埋深 x

可令被动土压力等于 $GHIJ$ 而求出。

$$\frac{1}{2} \gamma K_p x^2 = e_3 \cdot x$$

$$\text{则: } x = \frac{2e_3}{\gamma K_p} \quad (4-5)$$

第五章 双排桩支护结构

双排桩支护结构是沿基坑边缘按梅花形或矩形设置双排钢筋混凝土桩，插入基坑底一定深度，桩顶设置钢筋混凝土锁口梁，整体承受推力的刚架式支护结构。

第一节 双排桩支护结构的一般要求

双排桩支护结构各构件应按具体工程条件规定：

(1) 钢筋混凝土桩类型应按受力大小、地质条件、施工设备以及工程环境选用；

(2) 在桩间布置止水桩，防止渗水和土体从桩间流失。也可在基坑开挖过程中逐步砌筑砖拱，或采用其它经济有效的手段，达到上述目的；

(3) 钢筋混凝土锁口梁的厚度在 500mm 以上，平面上应外包桩体并空出 50mm，沿基坑周边形成封闭结构。还可在锁口梁转折处加角撑增强结构的刚度。

钢筋混凝土桩之间的止水桩或砖拱等除防渗外，其强度和构造应保证能可靠地将土、水压力传递给桩身。

为增加双排桩的支护可靠性，结构设计时还应做到：

(1) 桩和锁口梁之间的节点应按刚性构造设置，使双排桩通过

锁口梁连接，形成门式刚架；

(2) 两排桩之间应有较大净距。嵌固于软土地基中的双排桩结构，两排桩净距应在 $(2d+1)m$ 以上(d 为桩径或桩宽)；

(3) 纵向锁口梁应配置抵抗水平面内正负弯矩的钢筋，配筋中不小于 0.4%；

(4) 在门式刚架计算中，视支撑强度范围内的土、水压力为荷载，刚架柱（桩）弹性嵌固于基坑底面以下的地基中，有利于铰接或刚接于基础中的刚架。此种弹性嵌固刚架，建议参照“ m 法”或参照下一节的计算方法计算。

第二节 设计计算

一、计算模型

图 5-1 所示为目前双排桩计算分析中大多数学者意见较为一

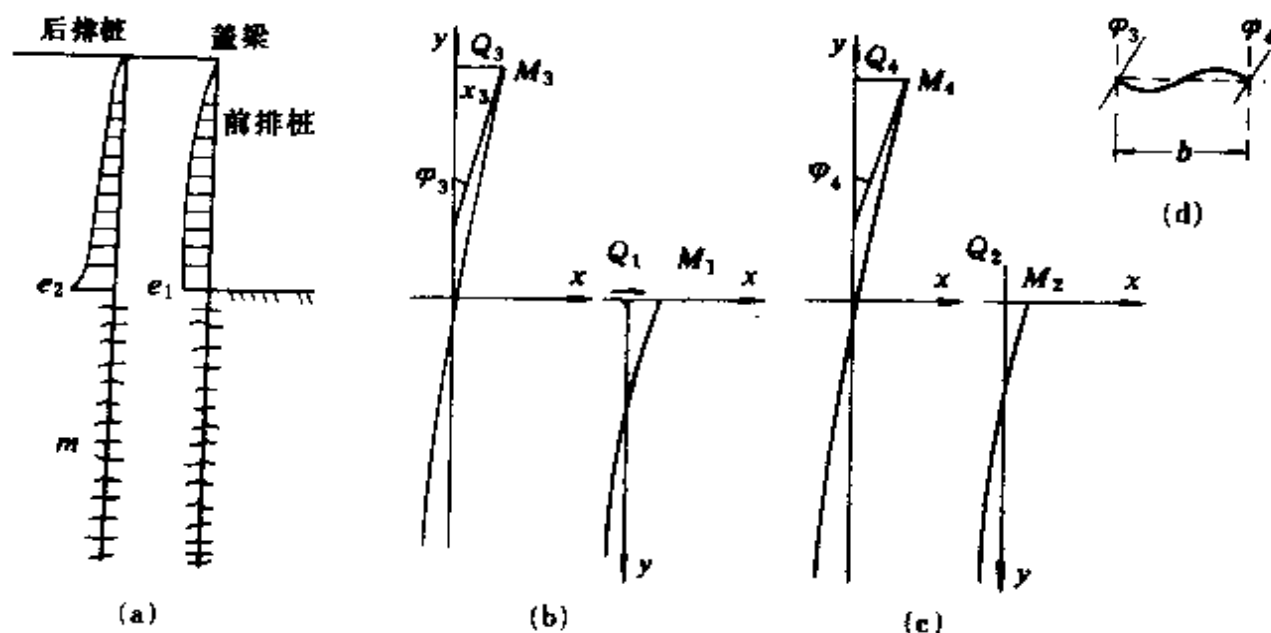


图 5-1 双排支护桩计算模型
(a) 双排桩模型；(b) 后排桩分解；(c) 前排桩分解；(d) 盖梁

致的分析计算模型，该模型以结构受力内力分析所采用的门式框架分析基本方法为基础，考虑了土与结构的共同作用。

图 5-1 将双排支护结构分割成前、后排桩及连梁三部分，前排桩在开挖面以上作用荷载 q_1 、连梁作用力及开挖面以下土体弹性支撑下工作。后排桩则在后排土压力 q_2 、连梁作用力及开挖面下的弹簧支点下工作。

从图 5-1 (a) 计算简图所示，一旦确定了 q_1 、 q_2 及地基土刚度系数 m 值后，按弹性地基梁及结构力学方法即可方便地求出结构受力。但从实用角度出发，应用弹性地基梁解答在此显得较为复杂，一般工程则将图 5-1 假定为开挖面某一深度为弯矩最大值作用点为固端梁的简化计算模型（图 5-2）。

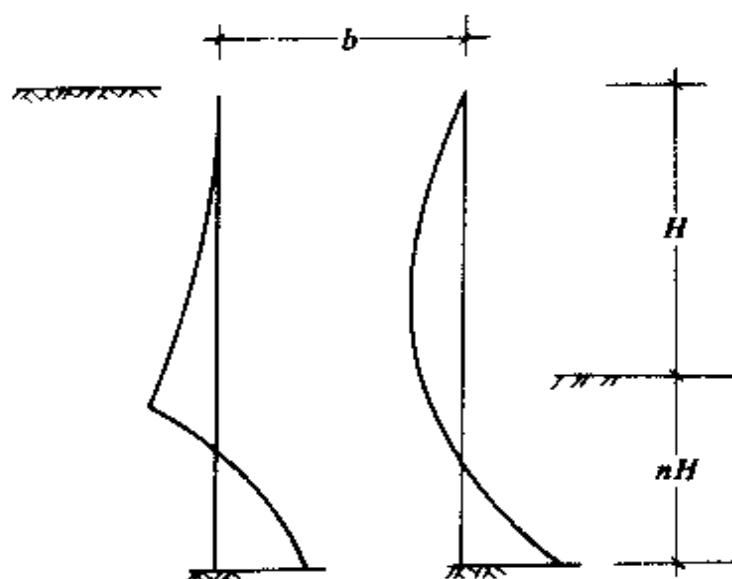


图 5-2 简化模型

根据以上分析可知，在计算双排护坡结构时，首先必须确定的是土压力分布情况及嵌固端位置。

二、侧向土压力

(一) 主动土压力

双排桩的侧向土压力计算至今国内外尚未见详尽的资料报道，假定后排桩连续分布，根据经典的朗肯土压力理论，我们把所研究的桩间土作为独立的刚塑性体进行分析，前后排桩间的土体及受力状态如图 5-3 所示。

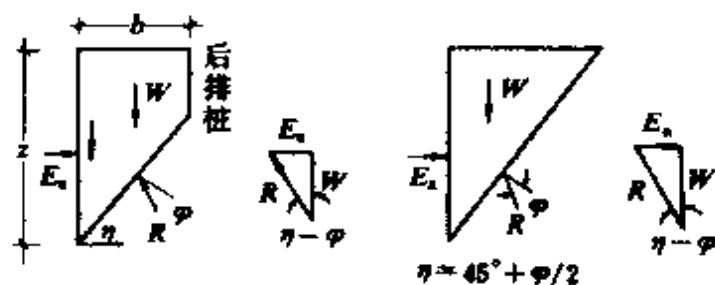


图 5-3 双排桩内土体受力分析

对有后排桩影响的土体和没有后排桩影响的土体进行分析比较可知，两者相同之处有：①土体均为刚塑性，并不考虑土体与墙体及桩间的摩阻力；②主动土压力的计算方法相同，均按极限平衡原理。两者的不同之处在于：①剪切破坏面不同，由于后排桩的影响将使剪切角 η 增大；②桩间距 b 对 η 值的影响而导致主动土压力的变化影响是显著的。

1. 基本方程

根据极限平衡原理，每延米土体的总重为（图 5-3）：

$$W = \gamma b \left(z - \frac{b}{2} \tan \eta \right) = \gamma b z - \frac{1}{2} \gamma b \cdot b \tan \eta \quad (5-1)$$

土体主动土压力合力 E_a 为：

$$E_a = \gamma \cdot b \left(z - \frac{b}{2} \tan \eta \right) \cdot \tan(\eta - \varphi) \quad (5-2)$$

沿墙体的主动土压力分布 e_a ，当墙高为 z 时，主动土压力分布强度为：

$$e_a = dE_a/dz \quad (5-3)$$

式中： γ ——土的重度 (kN/m^3)；

b ——前排桩与后排桩的距离 (m)；

z ——计算点深度 (m);

η ——滑动破坏面与水平面间夹角 ($^{\circ}$) (η 值见表 5-1);

φ ——土的内摩擦角 ($^{\circ}$)。

2. 破坏面

极限平衡理论解土压力问题的关键是确定破坏面, 按极限平衡原理导出的破坏面是从墙脚开始的, 沿 $\eta = 45^{\circ} + \frac{\varphi}{2}$ 开展的剪切面, 土压力强度沿剪切面线性分布, 其合力为 R 。当墙后填土处于主动朗肯状态时, 桩间土表面以下深度 z 处任一点的竖向应力是最大主应力, 等于 $\gamma \cdot z$, 而水平应力是最小主应力, 也就是水平主动土压力强度

$e_{a, \eta}$ 为:

$$e_{a, \eta} = \gamma z \cdot \tan\left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5-4)$$

当考虑到排桩共同作用时, 上体的边界条件已改变, 亦即剪切破坏面发生了变化, η 改变, 其变化从式 (5-3) 可知其直接影响着主动土压力 E_a , 为了求得 η 的解, 根据极限平衡原理, 将式 (5-2) 对 η 求极值:

$$\begin{aligned} \frac{dE_a}{d\eta} &= 0 \\ \text{即: } \frac{dE_a}{d\eta} &= \gamma \cdot b \left(z - \frac{b}{2} \tan\eta \right) \frac{1}{\cos^2(\eta - \varphi)} \\ &\quad - \gamma b \tan(\eta - \varphi) \frac{b}{\cos^2\eta} = 0 \end{aligned} \quad (5-5)$$

$$\text{经整理得: } \frac{z}{b} = \frac{1}{2} \left[\tan\eta + \tan(\eta - \varphi) \frac{\cos^2(\eta - \varphi)}{\cos^2\eta} \right] \quad (5-6)$$

从式 (5-6) 给出的方程可见, 剪切面与水平面的夹角 η 是很难求得的。求 η 的解, 可以应用数值解的方法, 对给定的不同 z/b 通求近似解求得 η , 定义式 (5-6) 左边的填土深度与其宽度之比为深宽比 ξ :

$$\xi = \frac{z}{b} \quad (5-7a)$$

从图 5-3 的几何关系可知, 当 $\xi \leq \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ 时填土不受护桩影响。因此, 前排桩主动土压力计算完全与式 (5-4) 给出的经典土压力计算公式一致; 当深度比 $\xi > \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ 时, 后排桩影响起作用。可见 $\xi = \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ 为考虑后排桩影响或不考虑后排桩影响的分界线, 称此深度比为临界深宽比 ξ_c :

$$\xi_c = \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (5-7b)$$

对于不同填土性质 $\varphi = 5^\circ \sim 50^\circ$, 从临界深宽比 ξ_c 开始分别以不同的 ξ 值代入式 (5-6), 近似解的方法可求得 ξ - φ - η 关系如表 5-1 所示。

3. 侧向土压力分布强度

由于土体形状的改变, 滑动体的破坏面夹角 η 不再是一般朗肯土压力理论所给出的定值 $\eta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, 而是不变量, 其变化规律如表 5-1 所示, 一般表达式为:

$$\eta = f(\xi, \varphi) \quad (5-8)$$

η 随深度变化使得主动土压力强度 e_a 不再随深度线性分布了, 从式 (5-7a) 微分可得:

$$dz = b \cdot d\xi \quad (5-9)$$

代入式 (5-3) 与式 (5-2) 可得:

$$\begin{aligned} e_a &= \frac{dE_a}{dz} = \frac{1}{b} \cdot \frac{dE_a}{d\xi} \\ \text{即 } e_a &= \gamma b \left[\left(1 - \frac{1}{2\cos^2\eta} \cdot \frac{d\eta}{d\xi} \right) \tan(\eta - \varphi) \right. \\ &\quad \left. + \left(\xi - \frac{1}{2}\tan\eta \right) \frac{1}{\cos^2(\eta - \varphi)} \frac{d\eta}{d\xi} \right] \end{aligned} \quad (5-10)$$

由式 (5-6) 知, 函数 $\eta = f(\xi, \varphi)$ 的解析式很难获得, 那么式 (5-10) 中的 $d\eta/d\xi$ 也就无法求得, 因此, 按上述一般方法是不容易得到土压力分布强度 e_a 值的。故应用导数, 将式 (5-2) 写成增量形式:

表 5-1 滑动破坏面与水平面的夹角 η

$\xi \backslash \eta \backslash \varphi$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
1.0913	47.55									
1.1918	49.85	50.05								
1.3032	52.15	52.15	52.55							
1.4287	54.45	54.30	54.50	55.00						
1.5697	56.75	56.45	56.50	56.90	57.55					
1.7321	59.05	58.60	58.55	58.80	59.30	60.00				
1.9210	61.40	60.80	60.60	60.70	61.10	61.70	62.55			
2.1445	63.75	63.00	62.65	62.65	62.90	63.40	64.15	65.05		
2.4142	66.10	65.25	64.75	64.65	64.80	65.20	65.80	66.55	67.50	
2.7475	68.45	66.90	66.90	66.70	66.70	67.00	67.50	68.15	69.00	70.00
3.0000	69.90	68.90	68.30	68.00	67.95	68.15	68.60	69.20	70.00	70.00
3.5000	72.35	71.20	70.50	70.10	70.00	70.10	70.40	70.90	71.60	72.40
4.0000	74.20	73.00	72.25	71.80	71.60	71.65	71.90	72.30	72.90	73.65
4.5000	75.70	74.45	73.65	73.15	72.90	72.90	73.10	73.45	73.95	74.65
5.0000	76.90	75.65	74.80	74.30	74.00	73.95	74.10	74.40	74.85	75.45
6.0000	78.70	77.50	76.65	76.10	75.75	75.65	75.70	75.95	76.80	76.85
7.0000	80.05	78.85	78.00	77.40	77.05	76.90	76.95	77.10	77.45	77.90
8.0000	81.05	79.90	79.05	78.45	78.10	77.95	77.90	78.05	78.85	78.75
9.0000	81.85	80.70	79.90	79.30	78.95	78.75	78.70	78.85	79.05	79.45
10.0000	82.55	81.40	80.06	80.00	79.65	79.45	79.40	79.45	79.70	80.00
12.0000	83.50	82.45	81.65	81.10	80.75	80.55	80.49	80.50	80.65	81.70
14.0000	84.25	83.20	82.43	81.95	81.55	81.35	81.25	81.30	81.45	82.25
16.0000	84.80	83.80	83.10	82.60	82.20	82.00	81.90	81.90	82.05	82.25
18.0000	85.25	84.20	83.60	83.10	82.75	82.55	82.45	82.45	82.55	82.75
20.0000	85.60	84.65	84.00	83.95	83.95	82.95	82.85	82.85	82.95	83.15

$$e_{a|z} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{\Delta E_a}{\Delta z} = \frac{E_{a|z_1 - z_2} - E_{a|z - z_1}}{z_2 - z_1} \quad (5-11a)$$

$$\text{或 } e_{a|\xi} = \frac{\xi_1 + \xi_2}{2} = \frac{1}{b} \cdot \frac{\Delta E_a}{\Delta \xi} = \frac{E_{a|\xi - \xi_2} - E_{a|\xi - \xi_1}}{b(\xi_2 - \xi_1)} \quad (5-11b)$$

将不同的 ξ_2 、 ξ_1 分别代入式 (5-6) 求得 η_2 、 η_1 后即可从式 (5-

2) 求 $E_{a|\xi=\xi_2}$ 及 $E_{a|\xi=\xi_1}$, 则主动土压力强度 e_a 可从式 (5-11b) 求得。

上述土压力分布强度计算方法在实用中极不方便, 它仅为解的可行性提供了依据, 为此引用没有后排桩影响的主动土压力计算公式, 以便于设计人员套用一般土压力计算的基本概念与公式, 引用后排桩影响系数。土压力强度后排桩影响系数为 i_e , 定义为:

$$i_e = e_a / e_{a0} \quad (5-12)$$

将式 (5-11b) 及式 (5-4) 代入式 (5-12), 并整理得:

$$i_e(\xi = \frac{\xi_1 + \xi_2}{2}) = \left[(\xi_2 - \frac{1}{2} \tan \eta_2) \tan(\eta_2 - \varphi) - (\xi_1 - \frac{1}{2} \tan \eta_1) \tan(\eta_1 - \varphi) \right] \div \left[0.5 \times (\xi_1 + \xi_2) \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \right] \quad (5-13)$$

对于不同的 ξ 、 φ 值应用式 (5-13) 计算得 i_e 如表 (5-2) 所示。

从表 5-2 所列数据可知土压力强度后排桩影响系数 i_e 与深宽比 ξ 近似于双曲线形状, 其双曲线函数表达式设为:

$$i_e = 1 - \frac{\xi - \xi_c}{a + c(\xi - \xi_c)} \quad (5-14)$$

对于不同 φ 值, 将表 5-2 所列 i_e - ξ 对应数据代入上式, 经过数理统计结果给出了不同 φ 值时的回归常数 a 、 c 及线性相关系数 r (表 5-3), 从表 (5-3) 所列相关系数 r 可见方程 (5-14) 很好地表达了 i_e 与 ξ 之间的关系。

综合上述分析结果, 可得前后排桩间土至动土压力计算公式为:

$$e_a = \begin{cases} k\xi_c & \xi \leq \xi_c \\ k \cdot i_e \cdot \xi & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-15a)$$

$$\text{式中: } k = \gamma b \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (5-15b)$$

$$i_e = 1 - \frac{\xi - \xi_c}{a + c(\xi - \xi_c)} \quad (5-15c)$$

$$\xi_c = \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (5-15d)$$

表 5-2 土压力强度后排桩影响系数 i_e

$i_e \backslash \varphi$ ξ	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
1.0913	1.0000									
1.1415	0.9962									
1.2475	0.9879	0.9929								
1.3657	0.9784	0.9776	0.9899							
1.4989	0.9674	0.9601	0.9684	0.9877						
1.6509	0.9547	0.9402	0.9431	0.9598	0.9844					
1.8265	0.9401	0.9174	0.9161	0.9287	0.9513	0.9816				
2.0327	0.9231	0.8915	0.8846	0.8935	0.9137	0.9426	0.9786			
2.2734	0.9032	0.8618	0.8490	0.8538	0.8711	0.8981	0.9332	0.9752		
2.5808	0.8797	0.8277	0.8086	0.8091	0.8232	0.8477	0.8811	0.9226	0.9712	
2.9987	0.8487	0.7841	0.7580	0.7536	0.7638	0.7851	0.8160	0.8367	0.9038	0.9602
3.5000	0.8144	0.7377	0.7061	0.6962	0.7027	0.7203	0.7487	0.7859	0.8322	0.8881
4.0000	0.7828	0.6965	0.6591	0.6470	0.6508	0.6660	0.6913	0.7259	0.7699	0.8242
4.5000	0.7536	0.6597	0.6189	0.6043	0.6057	0.6189	0.6419	0.6711	0.7158	0.7679
5.0000	0.7265	0.6268	0.5834	0.5669	0.5667	0.5780	0.5990	0.6291	0.6685	0.7183
5.8750	0.6832	0.5762	0.5301	0.5115	0.5001	0.5185	0.5361	0.5629	0.5937	0.6440
7.0000	0.6357	0.5231	0.4753	0.4553	0.4511	0.4578	0.4731	0.4965	0.5284	0.5699
8.0000	0.5988	0.4837	0.4355	0.4150	0.4098	0.4150	0.4284	0.4495	0.4286	0.5167
9.0000	0.5662	0.4501	0.4021	0.3814	0.3757	0.3798	0.3971	0.4108	0.4374	0.4726
10.0000	0.5371	0.4209	0.3735	0.3631	0.3469	0.3502	0.3609	0.3784	0.4029	0.4856
11.7500	0.4928	0.3783	0.3325	0.3125	0.3060	0.3083	0.3173	0.3325	0.3541	0.3831
14.0000	0.4466	0.3355	0.2910	0.2729	0.2663	0.3676	0.3761	0.2882	0.3069	0.3323
16.0000	0.4125	0.3050	0.2636	0.2454	0.2389	0.2397	0.2462	0.2578	0.2746	0.2974
18.0000	0.3834	0.2798	0.2404	0.2231	0.2167	0.2172	0.2230	0.2333	0.2485	0.2692
20.0000	0.3586	0.2586	0.2210	0.2046	0.1984	0.1987	0.2038	0.2132	0.2270	0.2461
22.0000	0.3367	0.2405	0.2047	0.1890	0.1830	0.1831	0.1877	0.1963	0.2091	0.2266
24.0000	0.3174	0.2248	0.1906	0.1757	0.1699	0.1689	0.1740	0.1820	0.1938	0.2101
26.0000	0.2004	0.2111	0.1785	0.1641	0.1586	0.1584	0.1622	0.1696	0.1806	0.1958
28.0000	0.2850	0.1991	0.1678	0.1541	0.1487	0.1485	0.1520	0.1588	0.1691	0.1835
30.0000	0.2715	0.1881	0.1583	0.1452	0.1400	0.1397	0.4300	0.1494	0.1591	0.1726

a 、 c 值根据 φ 值由表 5-3 查得，当实际 φ 值不在表 5-3 所列时，

可用直线内插法求得。

表 5-3 k_c 公式中的回归系数

φ	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
a	11.2823	6.828	5.467	4.899	4.669	4.631	4.736	4.951	5.291	5.780
i	0.9569	0.9831	0.9896	0.9921	0.9932	0.9935	0.9934	0.9933	0.9928	0.9916
r	0.9962	0.9991	0.9996	0.9997	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999

4. 主动土压力及其作用点

前已述及，主动土压力 E_a 可由式 (5-2) 求得。但在实际应用中式 (5-2) 必须对不同的深宽比 ξ 求解式 (5-2) 得 η 后才能获得，这样计算十分不便。为了直接计算 E_a ，我们应用主动土压力强度 e_a 的表达式 (5-15) 根据深宽比 ξ 通过求积分直接求得主动土压力 E_a ：

$$E_a = \int_0^z e_a dz = \int_0^{z_c} e_a dz + \int_{z_c}^z e_a dz \quad (5-16)$$

式中： $z_c = b\xi_c = b \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$

将式 (5-9) 及式 (5-15) 代入上式并换积分上下限得：

$$E_a = b \left[\int_0^{\xi_c} k \cdot \xi \cdot d\xi + \int_{\xi_c}^{\xi} k \cdot i_c \cdot \xi \cdot d\xi \right] = A_1 + A_2 \quad (5-17)$$

$$\text{积分得：} A_1 = b \int_0^{\xi_c} k \cdot \xi \cdot d\xi = \frac{b}{2} \cdot k \xi_c^2 \quad (5-18)$$

$$\text{令 } a_c = (a - c \cdot \xi_c) / c \quad (5-19)$$

$$\begin{aligned} \text{则 } A_2 &= b \int_{\xi_c}^{\xi} \xi k \left[1 - \frac{\xi - \xi_c}{(c a_c + \xi)} \right] d\xi \\ &= \frac{1}{2} b k \xi_c^2 \frac{1}{c \xi_c^2} \left\{ c(\xi^2 - \xi_c^2) - \left[\xi^2 - \xi_c^2 - 2(\xi_c + a_c) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. (\xi - \xi_c - a_c \ln \frac{\xi + a_c}{\xi_c + a_c}) \right] \right\} \end{aligned} \quad (5-20)$$

故式 (5-17) 为：

$$\begin{aligned}
E_a &= A_1 + A_2 \\
&= \frac{1}{2}bk\xi_c^3 \left\{ 1 - \frac{1}{c\xi_c^2} \left[\xi_c^2 - \xi_c^2 - 2(\xi_c + a_c)(\xi_c - \xi_c) \right. \right. \\
&\quad \left. \left. - a_c \ln \frac{\xi_c + a_c}{\xi_c + a_c} \right] \right\} \quad (5-21)
\end{aligned}$$

如图 5-4 所示, 设桩间主动土压力的作用点深度为 z , 则依静力平衡条件可知:

$$E_a \bar{z} = \int_0^z e_a z dz \quad (5-22)$$

$$\begin{aligned}
\text{或 } E_a \bar{z} &= b^2 \int_0^{\xi_c} k \xi^2 d\xi + b^2 \int_{\xi_c}^{\xi} k_{lc} \xi^2 d\xi \\
&= A_3 + A_4 \quad (5-23)
\end{aligned}$$

式中(5-23)右边的两项积分为:

$$\begin{aligned}
A_3 &= b^2 \int_0^{\xi_c} k \xi^2 d\xi = \frac{1}{3} b^2 k \xi_c^3 \\
&\quad (5-24)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_4 &= b^2 k \int_{\xi_c}^{\xi} \left[1 - \frac{\xi - \xi_c}{a_c + c(\xi - \xi_c)} \right] \xi^2 d\xi \\
&= \frac{1}{3} b k \xi^3 - \frac{1}{c \xi^3} \left\{ c(\xi^3 - \xi_c^3) - \left[\xi^3 - \xi_c^3 - (\xi_c + a_c) \left(1.5 \xi^2 - \xi_c^2 \right) \right. \right. \\
&\quad \left. \left. - 3a_c(\xi - \xi_c) + 3a_c^2 \ln \frac{\xi + a_c}{\xi_c + a_c} \right] \right\} \quad (5-25)
\end{aligned}$$

将式中(5-24)及式(5-25)代入式(5-23)整理得:

$$\begin{aligned}
E_a \bar{z} &= \frac{1}{3} b^2 k \xi_c^3 \left\{ 1 - \frac{1}{c \xi_c^3} \left[\xi_c^2 - \xi_c^2 - (\xi_c + a_c) \left(1.5(\xi_c^2 - \xi_c^2) \right) \right. \right. \\
&\quad \left. \left. - 3a_c(\xi_c - \xi_c) + 3a_c^2 \ln \frac{\xi_c + a_c}{\xi_c + a_c} \right] \right\} \quad (5-26)
\end{aligned}$$

5. 护坡桩影响系数

以上为了计算方便曾引入了主动土压力强度影响系数 i_c , 通过对主动土压力强度的积分得出了主动土压力表达式及重心作用点的解析式(5-2)及式(5-26)。为使前排桩土压力计算完全套用无后排

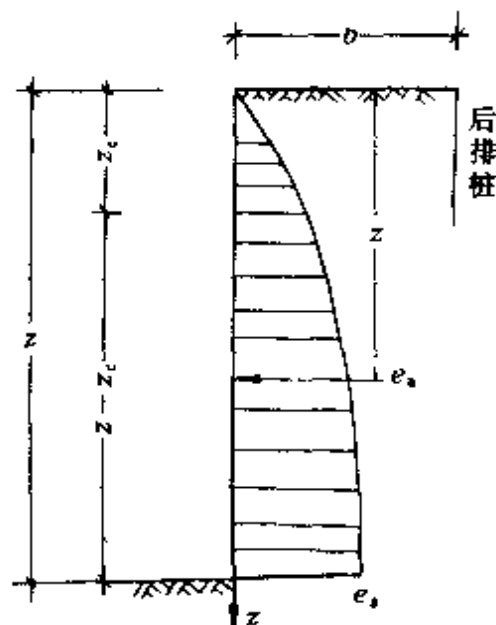


图 5-4 土压力分布图

桩土压力计算的基本概念与公式，我们还可以定义主动土压力后排桩影响系数 i_E ，重心作用点后排桩影响系数 i_z 及弯矩后排桩影响系数 i_M 。

(1) 主动土压力强度影响系数 i_e ：

由式 (5-12) 及式 (5-14) 可得：

$$i_e = \begin{cases} 1 & \xi \leq \xi_c \\ 1 - \frac{\xi - \xi_c}{a + c(\xi - \xi_c)} & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-27)$$

(2) 主动土压力影响系数 i_E ：

将式 (5-7a) 及 (5-15b) 代入式 (5-21) 得：

$$E_a = \frac{1}{2} z^2 \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \left\{ 1 - \frac{1}{c\xi^2} \times \left[\xi^2 - \xi_c^2 - 2(\xi_c + a_c) \right. \right. \\ \left. \left. (\xi - \xi_c - a_c) \times \ln \frac{\xi + a_c}{\xi_c + a_c} \right] \right\}$$

$$\text{即：} E_a = E_{a\text{简}} \cdot i_E \quad (5-28)$$

从式 (5-28) 可得主动土压力影响系数 i_E ：

$$i_E = \begin{cases} 1 & \xi \leq \xi_c \\ 1 - \frac{1}{c\xi^2} \left[\xi^2 - \xi_c^2 - 2(\xi_c + a_c) \right. \\ \left. \times (\xi - \xi_c - a_c \ln \frac{\xi + a_c}{\xi_c + a_c}) \right] & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-29)$$

(3) 重心作用点影响系数 i_z ：

土压力合力重心作用点后排桩影响系数的计算也是土压力计算的基本问题之一，将式 (5-7a)、(5-15b) 及式 (5-28) 代入式 (5-26) 整理得：

$$\bar{z} = \frac{2}{3} z \left\{ 1 - \frac{1}{c\xi^3} \left\{ \xi^2 - \xi_c^2 - (\xi_c + a_c) \times \left[1.5(\xi^2 - \xi_c^2) - 3a_c \right. \right. \right. \\ \left. \left. (\xi - \xi_c) + 3a_c \ln \frac{\xi + a_c}{\xi_c + a_c} \right] \right\} \right\} \quad (5-30)$$

$$\text{或 } z = z_{\text{简}} \cdot i_z$$

则重心作用点影响系数 i_z 为：

$$i_s = \begin{cases} 1 & \xi \leq \xi_c \\ 1 - \frac{1}{\xi_c^3} \left[\xi^3 - \xi_c^3 - (\xi_c + a_c) \times \left[1.5(\xi^2 - \xi_c^2) - 3a_c(\xi - \xi_c) + 3a_c \ln \frac{\xi - a_c}{\xi_c + a_c} \right] \right] & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-31)$$

(4) 弯矩影响系数 i_M :

由图 (5-3) 知, 沿前排深度上某一点 z 上压力对前排桩产生的弯矩 M_n 为:

$$M_n = E_n(z - \bar{z}) \quad (5-32)$$

将式 (5-28) 及 (5-30) 代入上式得:

$$\begin{aligned} M_n &= E_{n\text{前}} i_E \cdot (z - z_{n\text{前}} i_z) \\ &= E_{n\text{前}} i_E \cdot z \left(1 - \frac{2}{3} i_z \right) \\ &= \frac{1}{3} E_{n\text{前}} \cdot z \cdot i_M (3 - 2i_z) \end{aligned}$$

$$\text{因为 } M_{\text{前}} = \frac{1}{3} E_{n\text{前}} \cdot z \quad (5-33)$$

$$\text{故 } M_n = M_{\text{前}} \cdot i_M$$

则弯矩影响系数为:

$$i_M = \begin{cases} 1 & \xi \leq \xi_c \\ i_E(3 - 2i_z) & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-34)$$

(5) 双排桩土压力计

算:

实际工程中的双排桩结构, 其后排桩往往布桩不连续, 因此土压力计算与以上分析假定连续布桩有区别。考虑这个影响, 如图 5-5 所示为双排桩的平面布置图, 桩身直径为 d ,

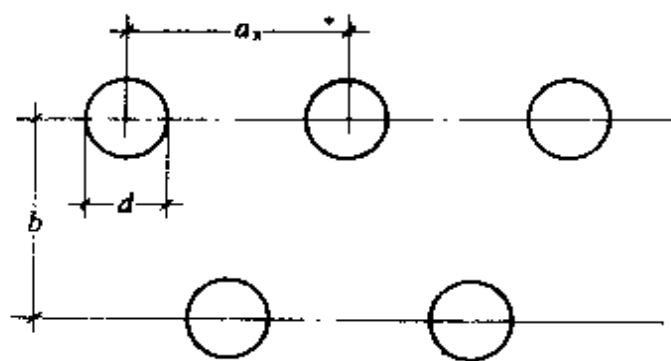


图 5-5 双排桩平面布置图

桩间距为 a_x ，显然后排桩布桩间距直接影响前后排桩的计算主动土压力。为近似考虑后排桩间距的影响，假定前、后排桩的作用土压力之和为朗肯主动土压力，即：

$$e_{a\text{朗}} = e_{a\text{前}} + e_{a\text{后}} \quad (5-35)$$

并以 β_1 、 β_2 分别考虑非连续布桩的影响：

$$e_{a\text{朗}} = \beta_1 \cdot i_c \cdot e_{a\text{朗}} \quad (5-36)$$

$$e_{a\text{后}} = \beta_2 \cdot (1 - i_c) e_{a\text{朗}} \quad (5-37)$$

根据以上分析，当后排桩为连续分布时，亦即 $d/a_x = 1$ 时，前排桩主压力分布与上述分析一致，即 $\beta_2 = 1$ ，当桩间距趋于无限大，即 $a_x \rightarrow \infty$ 时，土压力分布类似于无后排桩的作用，即 $\beta_2 = 0$ ，因此假定后排桩布桩间距影响系数 β_2 为：

$$\beta_2 = \frac{d}{a_x} \quad (5-38)$$

将式 (5-38)、(5-36)、(5-37) 代入式 (5-35) 得：

$$\beta_1 = \frac{1 - \frac{d}{a_x} (1 - i_c)}{i_c} \quad (5-39)$$

①前后排桩主动土压力分布：

将上式代入式 (5-36) 及式 (5-37) 得考虑前后排桩布桩间距时主动土压力分布：

$$e_{a\text{前}} = \begin{cases} e_{a\text{朗}} & \xi \leq \xi_c \\ \left[\left(1 - \frac{d}{a_x}\right) + \frac{d}{a_x} i_c \right] \cdot e_{a\text{朗}} & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-40)$$

$$e_{a\text{后}} = \begin{cases} 0 & \xi \leq \xi_c \\ (1 - i_c) \cdot \frac{d}{a_x} \cdot e_{a\text{朗}} & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-41)$$

其中 i_c 由式 (5-27) 计算。

②前后排桩主动土压力对式 (5-40)、式 (5-41) 沿深度积分可得主动土压力 $E_{a\text{前}}$ 及 $E_{a\text{后}}$ 为：

$$E_{a前} = \begin{cases} E_{a前} & \xi \leq \xi_c \\ E_{a前} \cdot i_{E前} & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-42)$$

$$E_{a后} = \begin{cases} 0 & \xi \leq \xi_c \\ i_{E后} \cdot E_{a前} & \xi > \xi_c \end{cases} \quad (5-43)$$

$$\text{式中: } i_{E前} = \left(1 - \frac{d}{a_x}\right) + \frac{d}{a_x} i_E \quad (5-44)$$

$$i_{E后} = (1 - i_E) \cdot \frac{d}{a_x} \quad (5-45)$$

其中 i_E 由式 (5-29) 计算。

③前后排桩主动土压力合力作用点:

同理对按式 (5-40)、式 (5-41) 分布的土压力在桩身断面 (深度 z 处) 取矩可求出合力的重心位置。

$$\bar{z}_{前} = z_{前} \cdot i_{z前} = \frac{2}{3} z \cdot i_{z前} \quad (5-46)$$

$$\bar{z}_{后} = z_{前} \cdot i_{z后} = \frac{2}{3} z \cdot i_{z后} \quad (5-47)$$

$$i_{E前}^2 = \left(1 - \frac{d}{a_x}\right) + \frac{d}{a_x} i_E i_z \quad (5-48)$$

$$i_{E后}^2 = \frac{d}{a_x} (1 - i_E i_z) \quad (5-49)$$

其中 i_E 由式 (5-31) 计算。

④前后排桩任一断面弯矩:

由图 5-4 可见任一深度由于前后排桩主动土压力产生的弯矩 $M_{前}$ 及 $M_{后}$ 为:

$$M_{前} = i_{M前} \cdot M_{前} \quad (5-50)$$

$$M_{后} = i_{M后} \cdot M_{前} \quad (5-51)$$

式中:

$$i_{M前} = i_{E前} (3 - 2i_{z前}) \quad (5-52)$$

$$i_{M后} = 1 - i_{M前} \quad (5-53)$$

桩间土的被动土压力分布是一个比较复杂的问题, 类似于主动土压力分配计算的方法, 为简化计算起见, 假定前后排桩的被动土

压力分配系数根据主动土压力合力影响系数确定：

$$e_{E,前} = i_{E,前} \cdot E_{E,前} \quad (5-54)$$

$$e_{E,后} = i_{E,后} \cdot E_{E,后} \quad (5-55)$$

综上所述，双排桩支护结构的前后排桩土压力分布如图 5-6 所示。

三、内力计算

根据图 5-6 可知，当有地面连梁时，双排桩支护结构内力可按结构力学的方法通过数值解积分求得桩身内力，但这种解法工程上应用不便，为此，考虑采用简化分析方法，根据双排桩模型试验结果认为固定端可取在开挖面以下 $1/5 \sim 1/3$ 开挖深度，我们即假定某一固定端位置，以此首先求得连梁弯矩及轴向力，然后再计算弯矩最大值所在断面，这样则简化了计算，同时又不乏计算精度。

计算连梁作用弯矩：

如图 5-7 所示，假定固定端位于基坑开挖面下 $n_2 H$ 深度。图 5-7 所示门式框架的桩长 $L = H(1 + n_2)$ ，前排桩的刚度为 $(EI)_{前}$ ，后

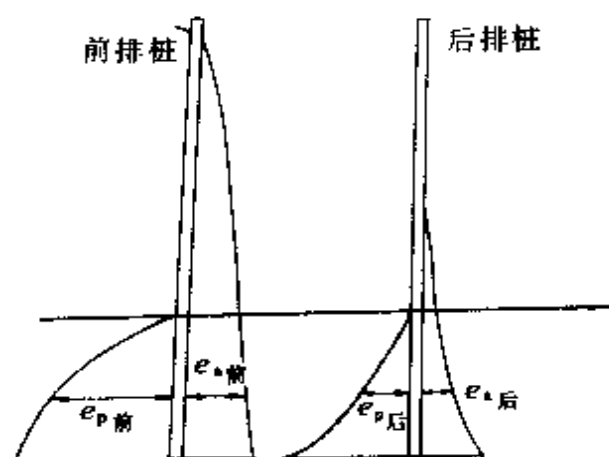


图 5-6

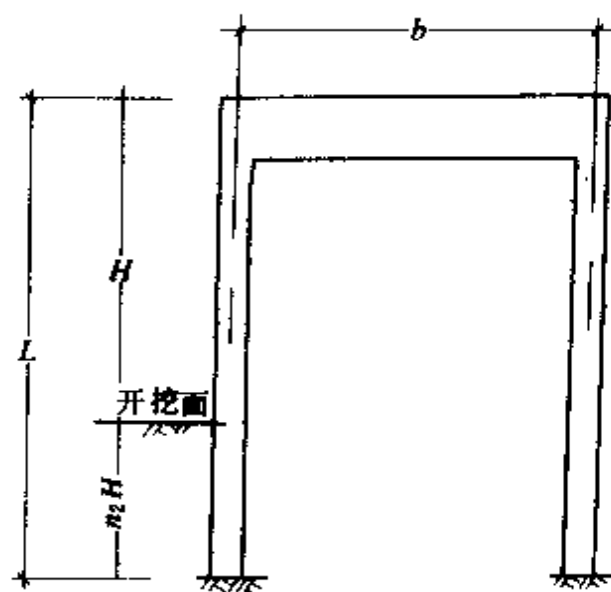


图 5-7

排桩的刚度为 $(EI)_{后}$ ，这种双排桩支护结构的连梁刚度一般均大于柱刚度，并由于桩间距 b 比柱子长度 L 小得多，因此可认为横梁的线刚度远大于柱子的线刚度，这样即假定横梁只有水平位移而不产生转角。

作用于前后排桩上的荷载可将图 5-6 所示的分布荷载简化为等效三角形荷载分布考虑。其值为：

$$q_{前} = z i_{E前} E_{土前} / L \quad (5-56)$$

$$q_{后} = z i_{E后} E_{土后} / L \quad (5-57)$$

将两柱取脱离体，前后柱受力如图 5-8 所示，根据前后柱水平位移协调条件有：

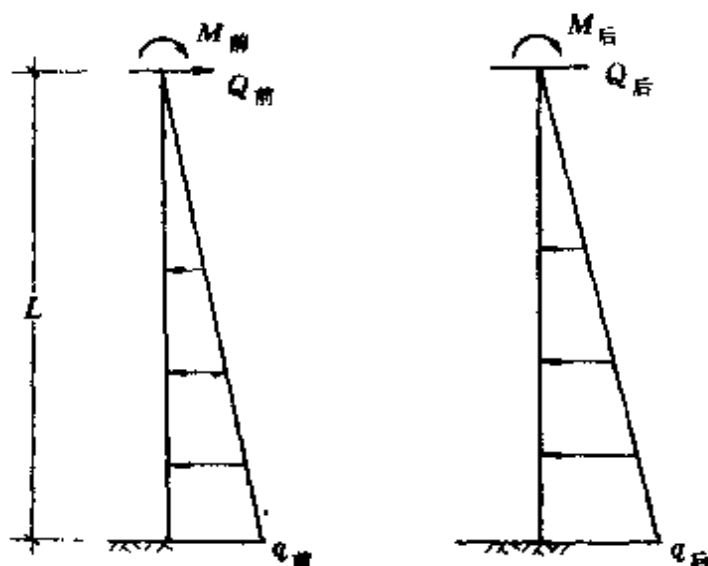


图 5-8

$$\frac{1}{(EI)_{后}} \left[\frac{q_{后} L^4}{30} - \frac{Q_{后} L^3}{3} - \frac{M_{后} L^2}{2} \right] = \frac{1}{(EI)_{前}} \left[\frac{q_{前} L^4}{30} - \frac{Q_{前} L^3}{3} - \frac{M_{前} L^2}{2} \right]$$

整理得：

$$\frac{(EI)_{前}}{(EI)_{后}} (q_{后} L^2 - 10Q_{后} L - 15M_{后}) - (q_{前} L^2 - 10Q_{前} L - 15M_{前}) = 0 \quad (5-58)$$

根据横梁上轴向力平衡条件得：

$$Q_{后} = -Q_{前} \quad (5-59)$$

由于横梁线刚度无限大，则两柱上的转角为零，故：

$$\frac{1}{(EI)_{后}} \left(\frac{q_{后} L^3}{24} - \frac{Q_{后} L^2}{2} - M_{后} L \right) = 0 \quad (5-60)$$

$$\frac{1}{(EI)_{\text{前}}} \left(\frac{q_{\text{前}} L^4}{24} - \frac{Q_{\text{前}} L^3}{2} - M_{\text{前}} L \right) = 0 \quad (5-61)$$

求解方程 (5-60)、(5-61) 得:

$$(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) L^3 - 12(Q_{\text{前}} - Q_{\text{后}}) L - 24(M_{\text{前}} - M_{\text{后}}) = 0 \quad (5-62)$$

对于前后排桩刚度相同时, 式 (5-58) 可写为:

$$(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) L^3 - 10(Q_{\text{前}} - Q_{\text{后}}) - 15(M_{\text{前}} - M_{\text{后}}) = 0 \quad (5-63)$$

解式 (5-62) 及 (5-63):

$$Q_{\text{前}} - Q_{\text{后}} = \frac{(q_{\text{前}} - q_{\text{后}})(24 - 15)L^3}{(24 \times 10 - 12 \times 15)L} = \frac{3L^2}{20}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-64)$$

$$M_{\text{前}} - M_{\text{后}} = \frac{(q_{\text{前}} - q_{\text{后}})(12 - 10)L^3}{60L} = \frac{L^2}{30}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-65)$$

由式 (5-59) 及 (5-64) 得:

$$Q_{\text{前}} = \frac{3L^2}{40}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-66)$$

将式 (5-66) 及式代入 (5-61) 得:

$$M_{\text{前}} = \frac{q_{\text{前}} L^3}{24} - \frac{3L^3}{80}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-67)$$

$$M_{\text{后}} = \frac{q_{\text{后}} L^3}{24} - \frac{17L^3}{240}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-68)$$

$$Q_{\text{前}} = \frac{3L^2}{20}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-69)$$

$$Q_{\text{后}} = -\frac{3L^2}{20}(q_{\text{前}} - q_{\text{后}}) \quad (5-70)$$

最终内力计算可根据式 (5-67) ~ (5-70) 所示 M 、 Q 值与主动、被动土压力值的对应弯矩按悬臂梁方法计算双排支护结构内力。

对于成层土, 以上分析主动及被动土压力强度影响系数 i_c 可以近似应用, 其它则采用分段积分法计算。

第六章 重力式挡土墙支护结构

在深基坑支护结构中，加固基坑周边土体可形成重力式挡土结构。它类似于重力式挡土墙。

重力式挡土结构主要有以下几种方式：

- (1) 水泥搅拌桩加固法（水泥土挡墙）；
- (2) 高压旋喷加固法；
- (3) 注浆加固法；
- (4) 网状树根桩加固法；
- (5) 插筋补强法（土钉墙）。

本章主要介绍水泥土挡墙和土钉墙。

第一节 水泥土挡墙支护结构

水泥土挡墙是由深层搅拌（浆喷、粉喷）或高压旋喷桩与桩间土组成的复合支挡结构，具有挡土和隔渗的双重作用。水泥土挡墙一般适用于开挖深度不大于 6m 的基坑支护工程。多采用格构式，如图 6-1，也可采用实腹式。图 6-1 中仅给出轴对称的结构形式，但也可设计成非轴对称形式，而且可以采用不同的桩长。水泥土挡墙支护结构主要适用于承载力标准值小于 140kPa 有软弱粘性土及厚度不大的砂性土中。为保证墙体的刚性，置换率宜大于 0.7。连体桩应

采用梅花形布置。相邻桩之间搭接不宜小于100mm。墙肋净距不宜大于2.0m。

根据当前各种水泥土桩的技术经济指标,宜优先选用深层搅拌水泥土桩(浆喷工艺)。

水泥土挡墙应按照重力式挡墙的设计原则进行验算,包括抗滑动、抗倾覆稳定性、墙底地基土承载力、墙体强度和变形的验算。墙体宽度的设计可根据基坑土质的好坏,取开挖深度的0.6~0.9倍(土

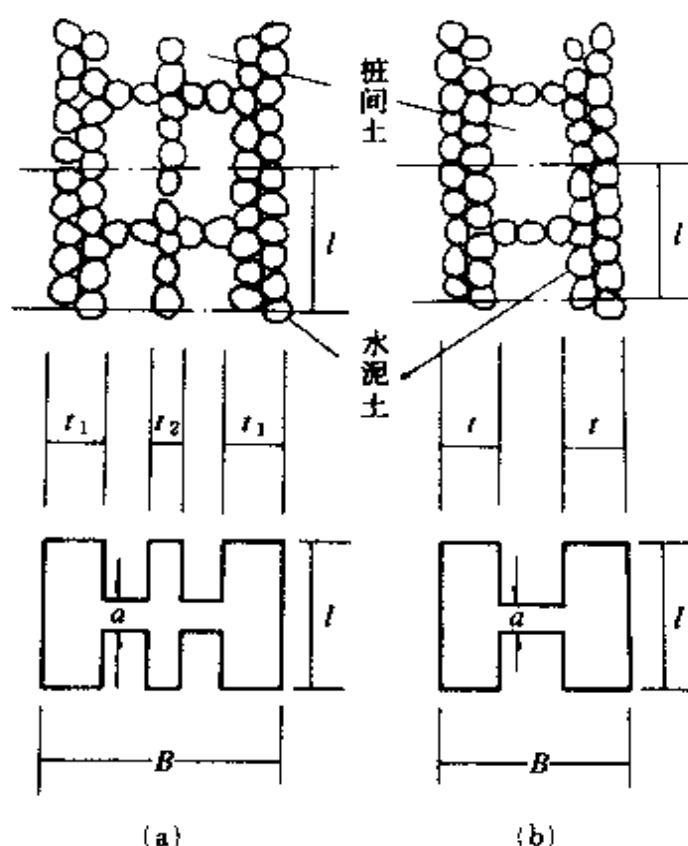


图 6-1 水泥土挡墙布置及简化模型图
(a) 桩墙实际; (b) 经概化的单元墙

质好的取小值)。为满足上述验算,应优先考虑加大墙体宽度。

墙体的入土深度应根据开挖深度、工程水文地质情况拟定,并通过上述验算。墙底宜置于承载力较高的土层上。

计算格构式水泥土挡墙时,墙体重度取土的天然重度;计算空腹式挡墙时,重度取土的天然重度的1.03~1.05倍。

计算格构式墙体强度时,采用图6-1的计算简图,不计格构中土的抗剪能力。

水泥土的抗压、抗剪、抗拉强度宜通过试验确定。当无试验资料时,可按以下各式估算:

$$q_u = (1/2 \sim 1/3) f_{cu,k}$$

$$q_s = \frac{1}{3} q_u$$

$$q_t = 0.15q_u$$

式中： q_u ——水泥土抗压强度设计值 (kPa)；

q_t ——水泥土抗剪强度设计值 (kPa)；

q_l ——水泥土抗拉强度设计值 (kPa)，不得大于 200kPa；

$f_{cu,k}$ ——与搅拌桩身水泥土配比相同的室内水泥土试块（边长 70.7mm 的立方体或边长为 50mm 的立方体）龄期 90 天的无侧限抗压强度标准值。也可用 7 天龄期强度 $f_{cu,7}$ 推算 $f_{cu,k}$ ， $f_{cu,k} = f_{cu,7} / 0.3$ 。

水泥土挡墙抗滑稳定性按下式验算：

$$K_h = \frac{W \cdot \mu + E_p}{E_a} \geq 1.3$$

式中： K_h ——抗滑稳定安全系数；

W ——墙体自重 (kN/m)；

E_a ——主动土压力合力 (kN/m)；

E_p ——被动土压力合力 (kN/m)；

μ ——墙体基与土的摩擦系数，参考下列数值选取：

淤泥质土： $\mu = 0.20 \sim 0.25$

一般粘性土： $\mu = 0.25 \sim 0.40$

砂类土： $\mu = 0.40 \sim 0.50$

岩石： $\mu = 0.50 \sim 0.70$ 。

水泥土挡墙抗倾覆稳定性按下式验算（如图 6-2）：

$$K_n = \frac{W \cdot b + E_p \cdot h_p}{E_a \cdot h_a} \geq 1.5$$

式中： K_n ——抗倾覆稳定性安全系数；

b, h_p, h_a —— W, E_p, E_a 对墙趾的力臂 (m)。

水泥土挡墙墙体应力按下式验算：

正应力：

$$\sigma_{m,x} \text{ 或 } \sigma_m = \frac{W}{l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right)$$

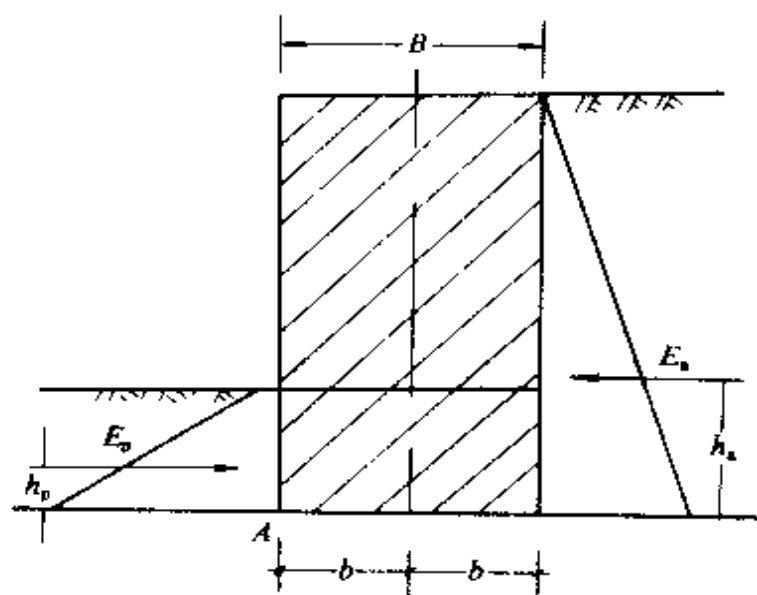


图 6-2 混凝土挡墙抗倾覆稳定性计算简图

$$\sigma_{\max} = q_1/2$$

$$|\sigma_{\min}| \leq q_1/2 (\sigma_{\min} < 0 \text{ 时})$$

式中： e_1 ——荷载作用于验算截面上的偏心距 (m)；

B_1 ——验算截面宽度 (m)；

W_1 ——验算截面以上墙体重 (kN/m)。

剪应力：

$$\tau = \frac{E_{a1} - W_1 \mu_1}{B_1} < q_1/2$$

式中： E_{a1} ——验算截面以上的主动土压力 (kN/m)；

W_1 ——验算截面以上墙体重量 (kN/m)；

B_1 ——验算截面宽度 (m)；

μ_1 ——墙体材料抗剪断系数，取 0.4~0.5。

挡墙基底地基承载力按下式验算：

$$\sigma_{\max} \text{ 或 } \sigma_{\min} = \frac{W}{B} (1 \pm \frac{6e}{B})$$

$$\sigma_{\max} \leq 1.2 f, \sigma_{\min} > 0$$

式中： e ——荷载在墙基面上的偏心距（m）；

f ——经深度（宜按实际开挖深度）修正后地基土承载力（kPa）；

W ——墙体自重（kN/m）；

B ——墙体宽度（m）。

在进行设计计算时，还应注意：

（1）当坑底存在软弱上层时，应进行坑底抗隆起稳定性验算；

（2）当坑底存在软弱土层时，宜按圆滑动面法验算挡墙的整体稳定性；

（3）水泥土挡墙的墙顶水平位移可采用“ m 法”计算；

（4）水泥土挡墙的所用水泥标号不宜低于 425 号，水泥掺量不应小于 15%。设计前应取得土质参数和有关配合比强度的室内试验数据；

（5）在成桩过程中要求喷搅均匀。在含水量大、土质软弱的土层中，应增加水泥的掺入量。在淤泥中水泥掺入量不宜小于 18%，经过试验可掺入一定量的粉煤灰；

（6）水泥土挡墙顶部宜设置 0.1~0.2m 的钢筋混凝土压顶。压顶与挡墙用插筋连接，插筋长度不宜小于 1.0m，直径不宜小于 $\phi 12\text{mm}$ ，每桩 1 根。

（7）水泥土挡墙应有 28 天以上的龄期方能进行基坑开挖。

第二节 土钉支护结构

一、概 述

土钉（Soil Nailing）是将拉筋插入土体内部，常用钢筋做拉筋，尺寸小，全长度与土粘结，并在坡面上喷射混凝土，从而形成土体加固区带，其结构类似于重力式挡墙，用以提高整个边坡的稳定性，

适用于开挖支护和天然边坡加固,是一项实用的原位岩上加筋技术。

1972年法国 Bouoygues 在法国凡尔塞 (Versailles) 附近铁道拓宽线路的边坡中首次应用了土钉。其后,土钉法作为稳定边坡与深基坑开挖的支护方法在法国得到广泛应用。德国、北美在 70 年代中期开始应用此项技术。我国从 80 年代开始进行土钉的试验研究和工程实践,于 1980 年在山西柳湾煤矿边坡稳定中首次在工程中应用土钉技术。目前,土钉这一加筋新技术在我国已应用了几十项基坑支护工程,正在进一步推广。

二、土钉的类型、特点及适用性

按施工方法,土钉可分钻孔注浆型土钉、打入型土钉和射入型土钉三类。其施工方法及原理、特点和应用状况见表 6-1。

表 6-1 土钉的施工方法及特点

土钉类别 (按施工方法)	施工方法及原理	特点及应用状况
钻孔注浆型土钉	先在土坡上钻直径为 100~200mm 的一定深度的横孔,然后插入钢筋、钢杆或钢绞索等小直径杆件,再用压力注浆充实孔穴,形成与周围土体密实粘合的上钉,最后在土坡坡面设置与土钉端部联结的联系构件,并用喷射混凝土组成土钉面层结构,从而构成一个具有自撑能力且能够支撑其后来加固体的加筋锚。	土钉中应用最多的型式,可用于永久性或临时性的支挡工程。
打入型土钉	将钢杆直接打入土中。欧洲多用等翼角钢 (50×30×5~60×60×5) 作为钉杆,采用专门施工机械,如气动土钉钉机,能够快速、准确地将钉打入土中。长度一般不超过 6m,用气动土钉机每小时可施工 15 根。其提供的摩阻力较低,因而要求的钉杆表面积和设置密度均大于钻孔注浆型土钉。	长期的防腐工作难以保证,目前多用于临时性支挡工程。
射入型土钉	由采用压缩空气的射钉机依任意选定的角度将直径为 25~38mm、3~6m 的光直钢杆 (或空心钢管) 射入土中。土钉可采用镀锌或环氧防腐套。土钉头通常配有螺纹,以附设面板。射钉机可置于一标准轮式或履带式车辆上,带有专门的伸臂。	施工快速、经济,适用于多种土层,但目前应用尚不广。有很大的发展潜力。

土钉适用于地下水位低于上坡开挖段或经过降水使地下水位低于开挖层的情况。为了保证土钉的施工，土层在分阶段开挖时，应能保持自立稳定。为此，土钉适用于有一定粘结性的杂填土、粘性土、粉性土、黄土类土及弱胶结的砂土边坡。此外，当采用喷射混凝土面层或坡面浅层注浆等稳定坡面措施能够保证每一切坡台阶的自立稳定时，也采用土钉支挡体系作为稳定边坡的方法。

对标准贯入击数低于 10 击或相对密实度低于 0.3 的砂土边坡，采用土钉法一般是不经济的；对不均匀系数小于 2 的级配不良的砂土，土钉法不可采用；对塑性指数 I_p 大于 20 的粘性土，必须仔细评价其蠕变特性后，方可将土钉用作永久性支挡结构；土钉法不适用于软土边坡，这是由于软土只能提供很低的界面摩阻力，假如采用土钉稳定软土边坡，其长度与密度均需提得很高，且成孔时保护孔壁的稳定也较困难，技术经济综合效益均不理想；同样，土钉法不适用于侵蚀性土（如煤渣、矿渣、炉渣、酸性矿物废料等）中作为永久性支挡结构。

土钉作为一种施工技术，具有以下特点：

（一）对场地邻近建筑物影响小

由于土钉施工采用小台阶逐段开挖，且在开挖成型后及时设置土钉与面层结构，使面层与挖方坡面紧密结合，土钉与周围土体牢固粘合，对土坡的土体扰动较少。土钉一般都是快速施工，可适用开挖过程中土质条件的局部变化，易于使土坡得到稳定。实测资料表明：采用土钉稳定的土坡只要产生微小变形，就可使土钉的加筋力得到发挥，因而实测的坡面位移与坡顶变形很小（图 6-3），对相邻建筑物的影响小。

（二）施工机具简单、施工灵活

设置土钉采用的钻孔机具及喷射混凝土设备都属可移动的小型机械，移动灵活，所需场地也小。此类机械的振动小、噪声低，在城市地区施工具有明显的优越性。土钉施工速度快，施工开挖容易

成型，在开挖过程中较易适用不同的土层条件和施工程序。

(三) 经济效益好

据西欧统计资料，开挖深度在10m以内的基坑，土钉比锚杆墙方案可节约投资10%~30%。在美国，按土钉开挖专利报告(ENNR, 1976)所指出的，可节省投资30%左右。国内土钉工程的经济分析也表明，可比传统支护方式节约投资30%~40%。

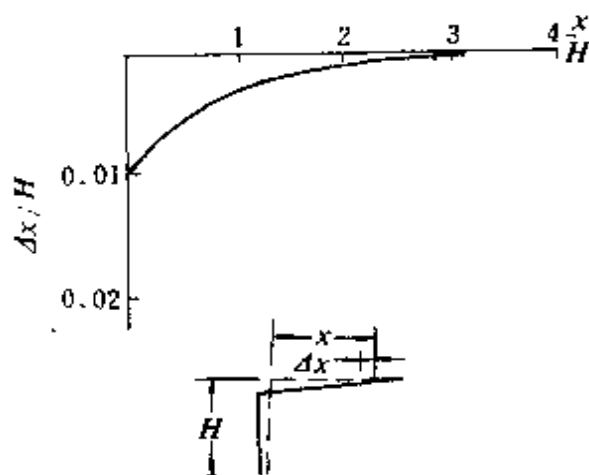


图 6-3 土钉加筋后坡面的位移

诚然，上钉技术在其应用上也有一定的局限性，主要是：

(1) 土钉施工时一般要先开挖土层1~2m深，在喷射混凝土和安装上钉前需要在无支护情况下稳定至少几个小时，因此土层必须有一定的天然“凝聚力”。否则需先行处理（如进行灌浆等）来维持坡面稳定，但这样会使施工复杂和造价加大。

(2) 上钉施工时要求坡面无水渗出。若地下水从坡面渗出，则开挖后坡面会出现局部坍塌，这样就不可能形成一层喷射混凝土面。

(3) 软土开挖支护不宜采用土钉。因软土内摩擦力小，为获得一定的稳定性，势必要求土筋长、密度高。这时采用抗滑桩或锚杆地下连续墙较为适宜。但国内已有在软土（淤泥）地层成功运用土钉支护的工程，技术方面尚应总结提高。

三、土钉与加筋土挡墙、土层锚杆的比较

(一) 土钉与加筋土挡墙比较

尽管土钉技术与前述的加筋土挡墙技术有一定的类同之处，但仍有一些根本的差别需要重视。

主要相同之处为：

(1) 加筋体（拉筋或土钉）均处于无预应力状态，只有在土体产生位移后，才能发挥其作用。

(2) 加筋体抗力都是加筋体与土之间产生的界面摩阻力提供的，加筋土体内部本身处于稳定状态，它们承受着其后外部土体的推力，类似于重力式挡墙的作用。

(3) 面层（加筋土挡墙面板为预制构件，土钉面层是现场喷射混凝土）都较薄，在支挡结构的整体稳定中不起主要作用。

主要不同之处为：

(1) 虽然竣工后两种结构外观相似，但其施工程度却截然不同。土钉施工是“自上而下”，分步施工。面加筋土挡墙的施工则是“自下而上”（图 6-4）。这对筋体应力分布有重大影响，施工期间尤甚。

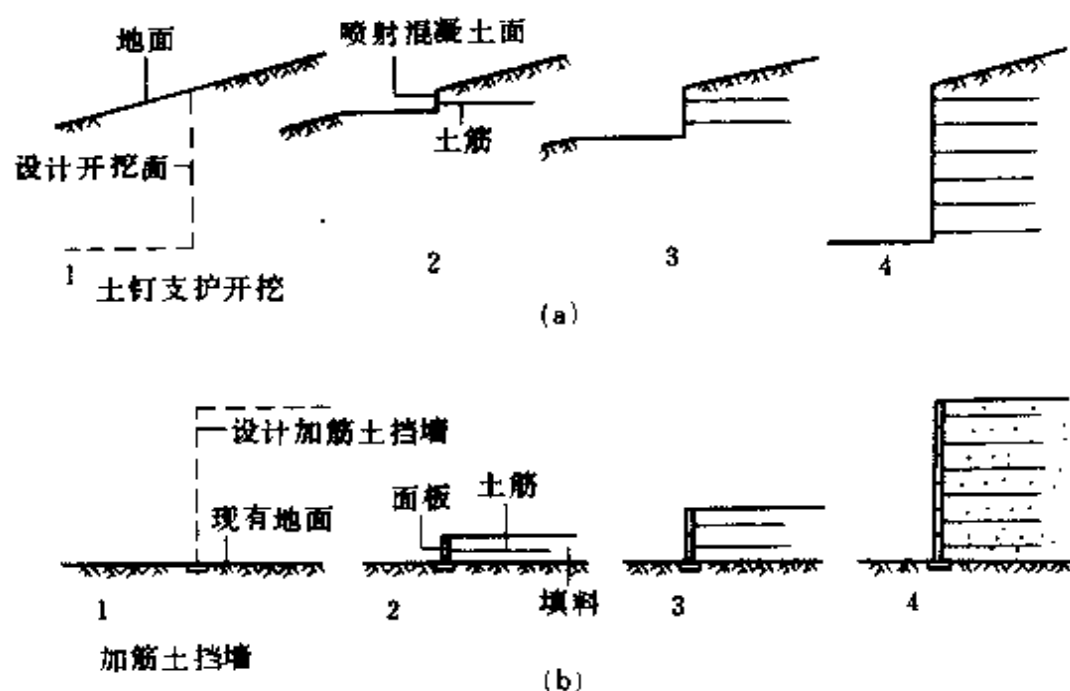


图 6-4 土钉与加筋土挡墙施工程序比较

(a) “自上而下”土钉结构；(b) “自下而上”加筋土挡墙

(2) 土钉是一种原位加筋技术，是用来改良天然土层的，不像

加筋土挡墙那样，能够预定和控制加筋土的性质。

(3) 土钉技术通常包含使用灌浆技术，使筋体和其周围土层粘结起来，荷载通过浆体传递给土层。在加筋土挡墙中，摩阻力直接产生于筋条和土层间。

(4) 土钉既可水平布置，也可倾斜布置。当其垂直于潜在滑裂面设置时，将会充分地发挥其抗力。而加筋土挡墙内的拉筋一般为水平设置（或很小角度的倾斜布置）。

(二) 土钉与土层锚杆比较

表面上，当用于边坡加固和开挖支护时，土钉和预应力土锚杆间有一些相似之处。的确，人们很想将土钉仅仅当做一种“被动式”的小尺寸土层锚杆。尽管如此，两者仍有较多的功能差别，如：

(1) 土层锚杆在安装后便于张拉，因此在运行时能理想地防止结构发生各种位移。相比之下，土钉则不予张拉，在发生少量（虽然非常小）位移后才可发挥作用。

(2) 土钉长度（一般为 3~10m）的绝大部分和土层相接触，而土层锚杆则是通过末端固定的长度传递荷载。其直接后果是在支挡土体内产生的应力分布不同。

(3) 由于土钉安装密度很高（一般每 $0.5 \sim 4.0\text{m}^2$ 一根），因此单筋破坏的后果未必严重。另外，土钉的施工精度要求不高，它们是以相互作用的方式形成一个整体。

(4) 因锚杆承受荷载很大，在锚杆的顶部需安装适当的承载装置，以减小出现穿过挡土结构面发生“刺入”破坏的可能性。而土钉则不需要安装坚固的承载装置，其顶部承担的荷载小，可由安装在喷射混凝土表面的钢垫来承担。

(5) 锚杆往往较长（一般为 15~45m），因此需要用大型设备来安装。锚杆体系常用于大型挡土结构，如地下连续墙和钻孔灌注桩挡墙，这些结构本身也需要大型施工设备。

四、加固机理

土钉是由较小间距的加筋来加强土体，形成一个原位复合的重力式结构，用以提高整个原位土体的强度并限制其位移，这种技术实质是“新奥隧道法”的延伸，它结合了钢丝网喷射混凝土和岩石锚栓的特点，对边坡提供柔性支挡。其加固机理主要表现在以下几个方面：

（一）提高原位土体强度

由于土体的抗剪强度较小，因而自然土坡只能以较小的临界高度保持直立。而当土坡直立高度超过临界高度，或坡面有较大超载以及环境因素等的改变，都会引起土坡的失稳。为此，过去常采用支挡结构承受侧压力并限制其变形发展，这属于常规的被动制约机制的支挡结构。土钉则是在土体内增设一定长度与分布密度的锚固体，它与土体牢固结合而共同工作，以弥补土体自身强度的不足，增强土坡坡体自身的稳定性，它属于主动制约机制的支挡体系。国内学者通过模拟试验表明，土钉在其加强的复合土体中起着箍束骨架作用，提高了土坡的整体刚度与稳定性；土钉墙在超载作用下的变形特征，表现为持续的渐进性破坏。即使在土体内已出现局部剪切面和张拉裂缝，并随着超载集度的增加而扩展，但仍可持续很长时间不发生整体塌滑，表明其仍具有一定的强度。然而，素土（未加筋）边坡在坡顶超载作用下，当其产生的水平位移远低于土钉加固的土坡时，就出现快速的整体滑裂和塌落（图 6-5）。

此外，在地层中常有裂隙发育，当向土钉孔中进行压力注浆时，会使浆液顺着裂隙扩渗，形成网状胶结。当采用一次压力注浆工艺时；对宽度为 1~2mm 的裂隙，注浆可扩成 5mm 的浆脉，如图 6-6 所示。它必然增强土钉与周围土体的粘结和整体作用。

（二）土与土钉间相互作用

类似于加筋土挡墙内拉筋与土的相互作用，土钉与土间的摩阻

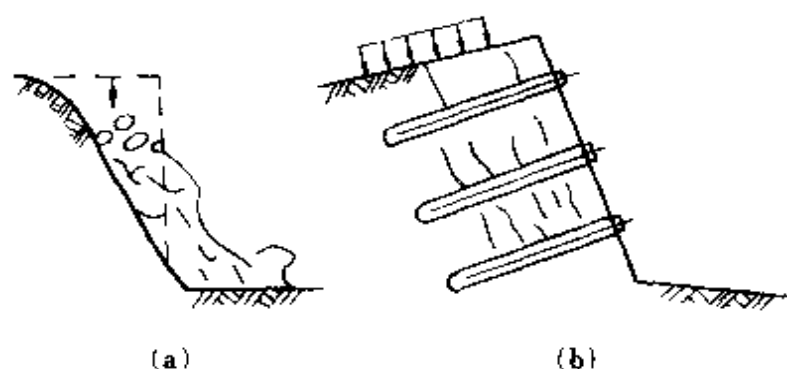


图 6-5 素土边坡和土钉加筋边坡的破坏型式

(a) 素土边坡；(b) 土钉加筋边坡

力的发挥，主要是由于土钉与土间相对位移而产生的。在土钉加筋的边坡内，同样存在着主动区和被动区（图 6-7）。主动区和被动区内土体与土钉间摩阻力发挥方向相反，而被动区内土钉可起到锚固作用。

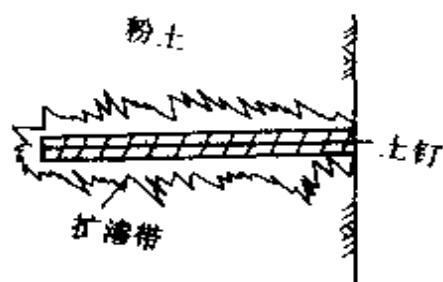


图 6-6 土钉浆液的扩渗

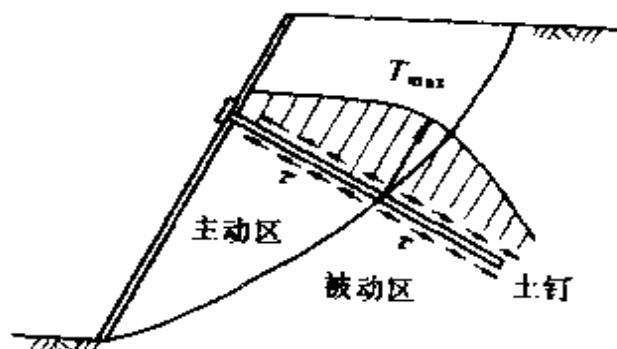


图 6-7 土与土钉间相互作用

土钉与周围土体间的极限界面摩阻力取决于土的类型、上覆压力和土钉的设置技术。美国 Elias 和 Juran (1988) 在试验室做了密砂中土钉的抗拔试验，认为“加筋土挡墙内拉筋与土钉的设置方法不同，它的极限界面摩阻力也不相同。因此，加筋土挡墙的设计原

则不能完全用来设计土钉结构。应对土钉做抗拔试验为最后设计提供可靠数据”。目前，土钉的极限界面摩阻力问题尚有待进行深入的理论和试验研究。

(三) 面层土压力分布

面层不是土钉结构的主要受力构件，而是面层土压力传力体系的构件，同时起保证各土钉不被侵蚀风化的作用。由于它采用的是与常规支挡体系不同的施工顺序，因而面层上土压力分布与一般重力式挡土墙不同。山西省太原煤矿设计研究院曾对山西某黄土边坡土钉工程进行原位观测（图 6-8）。试验指出，实测面层土压力随着土钉及面层的分阶段设置，而产生不断变化，其分布型式不同于主动土压力，王步云等认为可将其简化为图 6-8 中曲线 3 所示的型式。

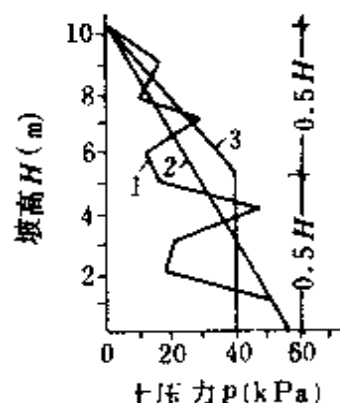


图 6-8 土钉面层土压力分布

1 — 实测土压力；2 — 主动土压力；3 — 简化土压力

(四) 破裂面型式

对均质土陡坡，在无支挡条件下的破坏是沿着库伦破裂面发展的，这已为许多试验和实际工程所证实。对原位加筋土钉复合陡坡的破坏型式，太原煤矿设计研究院对此进行了原位试验及理论分析，并获得了如图 6-9 所示的结果，试验土坡的土质为黄土类粉土与粉质粘土。实测土钉复保陡坡的破裂面不同于库伦破裂面，王步云等建议采用如图 6-9 (b) 中的简化破裂面型式。

五、设计计算

如同重力式挡土墙的设计一样，土钉结构的稳定必须经受外力和内力的作用。

关于外部稳定方面的要求：

(1) 加筋区必须能抵抗其后面的非加筋区的外推力而不能滑动；

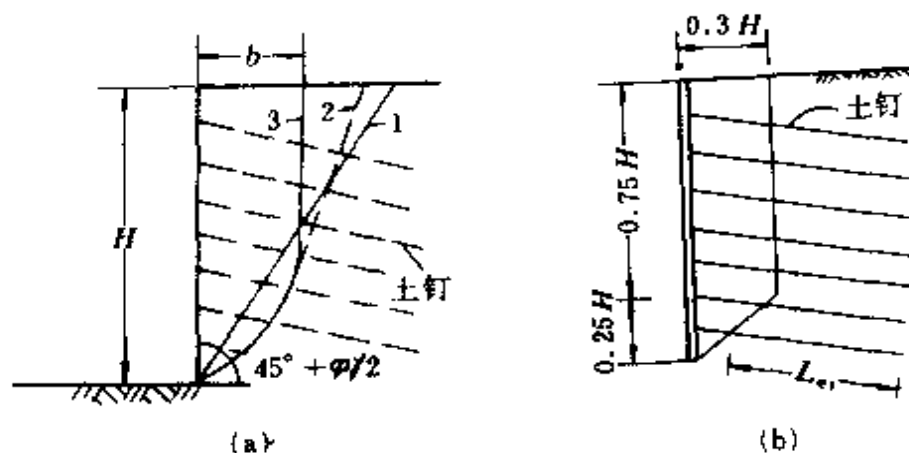


图 6-9 土钉复合陡坡破裂面型式

1 --- 库伦破裂面；2 --- 有限元解；3 --- 实测值

(2) 在加筋区自重及其所承受侧向土压力共同作用下，不能引起地基失稳；

(3) 挡土结构的稳定，必须考虑防止深层整体破坏。

关于内部稳定，土钉必须安装紧固，以保证加筋区内土钉与土有效的相互作用。土钉应具有足够的长度和能力以保证加筋区的稳定。因此设计时必须考虑：

(1) 单根土钉必须能维持其周围土体的平衡，这一局部稳定条件控制着土钉的间距；

(2) 为防止土钉与土间结合力的不够，或土钉断裂而引起加筋区整体滑动破坏，因此要求控制土钉的所需长度。

为此，土钉支挡体系的设计一般应包括以下几个步骤：

(1) 根据土坡的几何尺寸(深度、切坡倾角)、土性和超载情况，估算潜在破裂面的位置。

(2) 选择土钉的型式、截面积、长度、设置倾角和间距。

(3) 验算土钉结构的内外部稳定性。

具体设计计算如下：

(一) 土钉几何尺寸设计

在初步设计阶段, 首先应根据上坡的设计几何尺寸及可能潜在破裂面的位置等做初步选择, 包括选择孔径、长度与间距等基本参数。

1. 土钉长度

已有工程的上钉实际长度 L 均不超过上坡的垂直高度。抗拔试验表明, 对高度小于 12m 的土坡采用相同的施工工艺, 在同类土质条件下, 当上钉长度达到一倍土坡垂直高度时, 再增加长度对承载力提高不明显。Schlosser (1982) 认为, 当土坡倾斜时, 倾斜面使侧向上压力降低, 这就能使土钉的长度比垂直高度加筋土挡墙拉筋的长度短。因此, 常采用土钉的长度约为坡面垂直高度的 60%~70%。Bruce 和 Jewell (1987) 通过对十几项土钉工程分析表明, 对钻孔注浆型上钉, 用于粒状土陡坡加固时, 其长度比 (土钉长度与坡面垂直高度之比) 一般为 0.5~0.8; 用于冰碛物或泥灰岩边坡时, 长度比一般为 0.5~0.6。

2. 土钉孔径及间距布置

上钉孔径 d_h 可根据成孔机械选定。国外对钻孔注浆型土钉钻孔直径一般为 76~150mm; 国内采用的土钉钻孔直径一般为 100~200mm。

土钉间距包括水平间距 (行距) 和垂直间距 (列距)。王步云等认为: 对钻孔注浆型土钉, 应按 6~8 倍土钉钻孔直径 d_h 选定土钉行距和列距, 且应满足:

$$S_x \cdot S_y = K \cdot d_h \cdot L \quad (6-1)$$

式中: S_x 、 S_y ——土钉行距、列距;

K ——注浆工艺系数, 对一次性压力注浆工艺, 取 1.5~2.5。

Bruce 和 Jewell (1987) 统计分析表明, 对钻孔注浆型土钉用于加固粒状土陡坡时, 其粘结比 $d_h \cdot L / (S_x \cdot S_y)$ 为 0.3~0.6; 用于冰碛物和泥灰岩时, 其粘结比为 0.15~0.20。对打入型土钉, 用于加

固粒状土陡坡时，其粘结比为 0.6~1.1。

3. 土钉主筋直径 d_b 的选择

为了增强土钉中筋材与砂浆（细石混凝土）的握裹力和抗拉强度，打入型土钉一般采用低碳角钢；钻孔注浆型土钉一般采用高强度实心钢筋，筋材也可采用多根钢绞线组成的钢绞索。王步云等建议，土钉的筋材直径 d_b 可按下式估算：

$$d_b = (20 \sim 25) \times 10^{-3} \sqrt{S_x \cdot S_y} \quad (6-2)$$

但国外的统计资料表明（Bruce 和 Jewell, 1987），对钻孔注浆型土钉，用于粒状土陡坡加固时，其布筋率 $d_b^2/(S_x \cdot S_y)$ 为 $(0.4 \sim 0.8) \times 10^{-3}$ ；用于冰碛物和泥灰岩时，其布筋率为 $(0.10 \sim 0.25) \times 10^{-3}$ ；对打入型土钉，用于粒状土陡坡时，其布筋率为 $(1.3 \sim 1.9) \times 10^{-3}$ 。

（二）内部稳定性分析

土钉结构内部稳定性分析，国内外有几种不同的设计计算方法，国外主要有：美国的 Davis 法、英国的 Bridle 法和德国法及法国法，国内有王步云所提的方法。这些方法的设计计算原理都是考虑土钉被拔出或被拔断。以下只介绍二种设计方法。

1. 国内方法

（1）抗拉断裂极限状态：

在面层上压力作用下，土钉将承受抗拉应力，为保证土钉结构内部的稳定性，应使土钉主筋具有一定安全系数的抗拉强度。为此，土钉主筋的直径 d_b 应满足公式：

$$\frac{\pi \cdot d_b^2 \cdot f_y}{4E_i} \geq 1.5 \quad (6-3)$$

式中： E_i ——第 i 列单根土钉支承范围内面层上的土压力，可按下式计算：

$$E_i = q_i \cdot S_x \cdot S_y$$

q_i ——第 i 列土钉处的面层土压力，可按正式计算：

$$q_i = m_e \cdot K \cdot \gamma \cdot h_i \quad (6-4)$$

其中， h_i ——土压力作用点至坡顶的距离，当 $h_i > H/2$ 时， h_i 取 $0.5H$ ；

H ——土坡垂直高度；

γ ——土的重度；

m_e ——工作条件系数。对使用期不超过二年的临时性工程，

$m_e = 1.0$ ；对使用期超过二年的永久性工程， $m_e = 1.2$ ；

K ——土压力系数，取 $1/2(K_0 + K_a)$ 。其中 K_0 、 K_a 分别为静止、主动土压力系数；

f_y ——主筋抗拉强度设计值。

(2) 锚固极限状态：

在面层土压力作用下，土钉内部潜在滑裂面的有效锚固段应具有足够的界面摩阻力而不被拔出。为此，应满足下式：

$$\frac{F_i}{E_i} \geq K \quad (6-5)$$

式中： F_i ——第 i 列单根土钉的有效锚固力，

$$F_i = \pi \cdot \tau \cdot d_h \cdot L_{ei}$$

表 6-2 不同土质中土钉的极限

界面摩阻力 τ 值

土 类	τ (kPa)
粘土	130~180
弱胶结砂土	90~150
粉质粘土	65~100
黄土类粉土	52~55
杂填土	35~40

注：适用于一次注浆的土钉。

工程取大值。

L_{ei} ——土钉有效锚固段长度，计算

断面如图 6-9 (b) 所示；

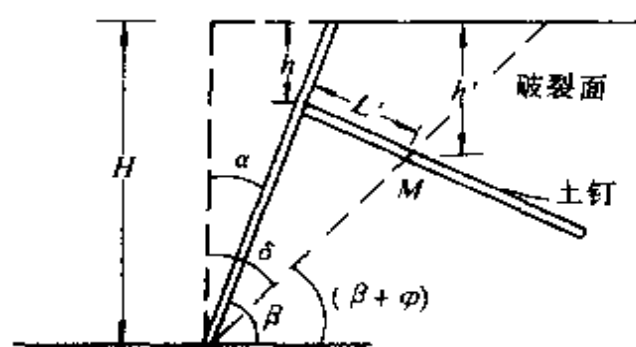
τ ——土钉有与土间的极限界面摩阻力，应通过抗拔试验确定。在无实测资料时，可参考表 6-2 取值；

K ——安全系数，取 1.3~2.0，对临时性土钉工程取小值，永久性土钉工程取大值。

2. Schlosser 方法

(1) 上钉与土间的界面摩阻力:

对没有超载或均匀超载情况, 上钉结构可能产生破裂面与垂线的倾角为 $\delta = 90^\circ - \frac{1}{2}(\beta + \varphi)$ (φ 为土的摩擦角),



如图 6-10 所示。考虑作用于图 6-10 上钉结构破裂面与垂线倾角上钉侧面的水平应力, 上钉与土间的界面摩阻力为:

$$F_{Ni} = L_{ei} \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot h_i' \cdot [2 + (\pi - 2)K_0] \quad (6-6)$$

式中: F_{Ni} ——土钉与土间的界面摩阻力;

L_{ei} ——上钉有效锚固长度;

φ ——土与土钉间摩擦角;

K_0 ——静止土压力系数, $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$, 其中 φ 为土的摩擦角;

h_i' ——土钉有效锚固长度以上的土层厚度。

计算单位宽度内若干土钉的总摩阻力 ΣF_{Ni} 及侧向总压力 E :

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (6-7)$$

式中: K_a ——主动土压力系数, 可按下式计算:

$$K_a = \left[\frac{\sin(\beta - \varphi)}{(\sin \beta)^{1.5} + \sin \varphi (\sin \beta)^{0.5}} \right]^2$$

γ ——土的重度;

H ——土坡垂直高度。

上钉结构的安全系数为 $K = \Sigma F_{Ni} / E$, 考虑到目前为止已建土钉工程的数量有限, 建议 K 取 2.5。

(2) 上钉承受的拉力:

每根土钉中产生的拉力可假定为作用于土钉所控制坡面面层上

的侧向上压力。由于面层上的侧向土压力是随着土钉设置深度的增大而增大。为此，最低层的土钉上的拉力将是最大，其值可按式计算：

$$T = K_a \cdot \gamma \cdot h_m \cdot S_x \cdot S_y \quad (6-8)$$

式中： T ——土钉的拉力；

h_m ——最低层土钉的深度；

S_x, S_y ——土钉间的水平间距和垂直间距。

当土钉主筋具有极限强度 f_u 时，材料抗拉安全系数为：

$$K' = \frac{f_u \cdot \pi \cdot d_b^2}{4 \cdot T}$$

(三) 外部稳定性分析

土钉加筋土体形成的结构可看作为一个整体。为此，其外部稳定性分析可按重力式挡墙考虑，包括土钉结构的抗倾覆稳定、抗滑移稳定以及地基强度等验算。

(四) 设计计算实例（按国内方法）

某工程的办公楼南侧有一高于建筑物室外标高 3.5m 的黄土陡坡，在其下再开挖基坑深度 4.0m，即整个边坡高度为 7.5m，边坡坡度 $\alpha = 80^\circ$ 。边坡土质为黄土状粉质粘土，天然重度 $\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$ ，粘聚力 $c = 30 \text{ kN/m}^2$ ，内摩擦角 $\varphi = 27^\circ$ 。计算表明，天然边坡不能满足稳定性要求，因而采用土钉墙支挡。

1. 选取各设计参数

土钉的长度取边坡高度的 70%，即 5.25m，最后选取为 6m。

土钉钻孔直径 d_h ，由施工机械而定，本工程 $d_h = 120 \text{ mm}$ 。

土钉间距可由式 (6-1) 确定，本工程中采用一次灌浆工艺，取 $K = 1.5$ ，并选用 $S_x = S_y = 1.0 \text{ m}$ 。

土钉主筋直径 d_b 可按式 (6-2) 确定，本例选用 $d_b = 22 \text{ mm}$ 。

2. 土钉结构的内部稳定性验算

(1) 根据原位抗拔试验的结果，土钉与土间的界面摩阻力 $\tau =$

30kPa。

(2) 土钉结构面层上的土压力分布可由式 (6-4) 计算求得, 其结果如图 6-11 所示。

(3) 土钉结构内部潜在破裂面简化形式如图 6-12 所示。

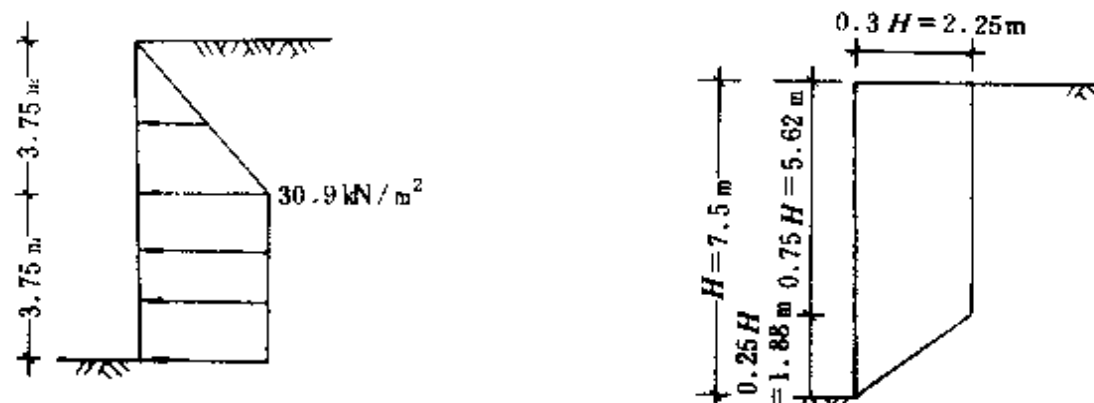


图 6-11 土钉结构面层上的土压力值 图 6-12 土钉结构破裂面计算简图

(4) 土钉锚固力验算。土钉锚固力按最危险情况验算, 即:

$$F_l = \tau \cdot \pi \cdot d_h \cdot L_{ea} = 30 \times 3.14 \times 0.12 \times (6 - 2.25) = 42.39 \text{ (kN)}$$

$$E_l = q \cdot S_x \cdot S_y = 30.9 \times 1.0 \times 1.0 = 30.9 \text{ (kN)}$$

抗拔安全系数为: $F_l/E_l = 1.37 > 1.30$ (满足要求)。

(5) 土钉抗拉强度验算。土钉主筋选用热轧钢筋 I 级, 其抗拉强度设计值 f_y 为 310 kN/mm^2 。为此, 在最危险情况时, 土钉抗拉安全系数为:

$$\frac{\pi \cdot d_h^2 \cdot f_y}{4E_l} = \frac{3.14 \times 0.022^2 \times 310 \times 10^3}{4 \times 30.9} = 3.8 > 1.5 \text{ (满足要求)}$$

(6) 土钉结构外部稳定性验算。经验算, 土钉结构的抗倾覆稳定性、抗滑移稳定性以及地基强度均满足要求, 此处计算从略。

六、施工技术

(一) 开挖和护面

基坑开挖应分步进行，分步开挖深度主要取决于暴露坡面的“直立”能力。另外，当要求变形必须很小时，可视工地情况和经济效益将分步开挖深度降至最低。在粒状土中开挖深度一般为 0.5~2.0m，而对超固结粘性土则开挖深度可较大。

考虑到土钉施工设备，分步开挖至少要 6m 宽。开挖长度则取决于交叉施工期间能保持坡面稳定的坡面面积。当要求变形必须很小时，开挖可按两段长度分先后施工，长度一般为 10m。

使用的开挖施工设备必须能挖出光滑规则的斜坡面，最大限度地减小支护土层的扰动。任何松动部分在坡面支护前必须予以清除。对松散的或干燥的无粘性土，尤其是当坡面受到外来振动时，要先进行灌浆处理，在附近爆破可能产生的影响也必须予以考虑。

一般坡面支护必须尽早地进行，以免土层出现松弛或剥落。在钻孔前一般须进行安装钢筋网和喷射混凝土工作。对打入型土钉，通常使用角钢做土钉，在安装钢筋网和喷射混凝土前先将角钢打入土层中。

对临时工程，最终坡面面层厚度为 50~150mm；而对永久工程，则面层厚为 150~250mm。根据土钉类型、施工条件和受力过程的不同，表层可做一层、两层或多层。在喷射混凝土前可将一根短棒打入土层中，以作为混凝土喷射厚度的量尺。最后一道建筑装饰工序是在最后一层大约 50mm 厚的混凝土上调色，或制成大块的调色板。

根据工程规模、材料和设备的性能，可进行“湿式”或“干式”喷射混凝土。通常规定最大粒径 10~15mm，并掺入适量外加剂以利加速固结。少数情况下还可降低固态混凝土的塑性。

一般水泥最小含量控制为 $300\text{kg}/\text{m}^3$ ，并建议每 100m^2 设置一个

控制“格”或“盒”，以控制现场质量，速凝喷射混凝土 8h 无侧限抗压强度应达 5MPa，最好在养护 24h 后再投入工作，当不允许产生裂缝时进行适当养护尤为重要。

喷射混凝土通常在每步开挖的底部预留 300mm，这样会有利于下步开挖后安装钢筋网，和下步 45°倒角的喷射混凝土层施工浇接。

（二）排水

应提前沿坡顶挖设排水沟排除地表水，并在第一步开挖喷射混凝土期间可用混凝土做排水沟覆面。一般对支挡土体有以下三种主要排水方式：

1. 浅部排水

使用 300~400mm 长的管子可将坡后水迅速排除。这些管子直径通常为 100mm，其间距依地下水条件和冻胀破坏的可能性而定。

2. 深部排水

用开缝管做排水管，长度通常比土钉长，管径 500mm，上斜 5°或 10°。其间距决定于土体和地下水条件，一般坡面每大于 3m² 布置一个。

3. 坡面排水

在喷射混凝土坡面前，贴着坡面按一定的水平间距布置竖向排水设施；其间距决定于地下水条件和冻胀力的作用，一般为 1~5m。这些排水管在每步开挖的底部有一个接口，贯穿于整个开挖面。在最底部由泄水孔排入集水系统。排水道可用土工聚合物预制，并要保护以防止喷射混凝土时渗入混凝土。

（三）土钉设置

在多数情况下，土钉施工可按土层锚杆技术规范和条例进行。钻孔工艺和方法与土层条件、装备和施工单位的手段与经验有关。

1. 成孔

当前国内采用多节螺纹钻头干法成孔。钻机采用 YTN-87 型土锚钻机。这种钻机成孔直径为 100~150mm，钻孔深度最大可达

60m,可在水平与垂直方向间任意角度钻进,在粘土、粉质粘土夹粉质层条件下平均钻进速度为 0.5m/min。

国外最常见的钻孔方法有:

(1) 复合钻进:这种回转或冲击顺转方法就是在钻进的同时,使用外管和内钻杆(Bruce, 1984),并通常使用气或水冲洗液,在城市作用气体吹洗要小心。在修复工程中当遇到岩石或用混凝土做护面的结构时开始用金钢石钻头钻进。

(2) 螺旋钻进:这种回转方法通常使用于不含块石的粘土或胶结砂层。在土层不稳定情况下,可在提钻时将土钉和浆液通过“空心钻具”导入。

依据土层锚杆的经验,孔壁“抹光”会降低浆土的粘结作用,建议不要采用膨润土或其它悬浮泥浆做钻进护壁。

显然,在用打入法土钉设置时,不需进行预先钻孔。在条件适宜时,安装速度是很快的。直接打入土钉的办法对含块石粘土或很密的胶结的土不适宜。在松散的弱胶结粒状土中应用时要小心,以免引起土钉周围土体局部结构破坏而降低土钉与土间粘结应力。

2. 清孔

采用 0.5~0.6MPa 压缩空气将孔内残留及松动的废土清除干净。当孔内土层的湿度较低时,需采用润孔花管由孔底向孔口方向逐步湿润孔壁,润孔花管内喷出的水压不宜超过 0.15MPa。

3. 置筋

放置钢杆件,一般多用 I 级螺纹钢筋或 IV 级精轧螺纹钢筋,尾部设置弯钩。为确保钢筋放置居中,在钢筋上每隔 3m 焊置一个对中托架。

4. 注浆

注浆是保证土钉与周围土体紧密粘合的关键步骤。在孔口处设置止浆塞(图 6-13)并旋紧,使其与孔壁紧密贴合。在止浆塞上将注浆管插入注浆口,深入至孔底 0.5~1.0m 处。注浆管连接注浆泵,

边注浆边向孔口方向拔管，直至注满为止。保证水泥砂浆的水灰比在 0.4~0.5 范围内，注浆压力保持在 0.4~0.6kPa，当压力不足时，从补压管口补充压力。

放松止浆塞，将注浆管与止浆塞拔出，用粘性土或水泥砂浆（细石混凝土）充填孔口。

为防止水泥砂浆（细石混凝土）在硬化过程中产生干缩裂缝，提高其防腐性能，保证浆体与周围土壁的紧密粘合，可掺入一定量的膨胀剂。具体掺入量由试验确定，以满足补偿收缩为准。

另外，为提高水泥砂浆（细石混凝土）的早期强度，加速硬化，可掺速凝剂，常用的有红星一号速凝剂（711 型速凝剂），掺入量为 2.5% 左右。

当前，国外报道了具有高速度的土钉施工专利方法——“喷枪”系统（图 6-14）。它是利用高达 20MPa 的高压力，通过钉尖的小孔进行喷射，将土钉安装或打入土中，喷出的浆液如同润滑剂一样有利于土钉的贯入，在其凝固后还可提供较高的土钉粘结力，曾报道过在松砂或软土中用于处理钉间土，但定量并不具体。据称，喷

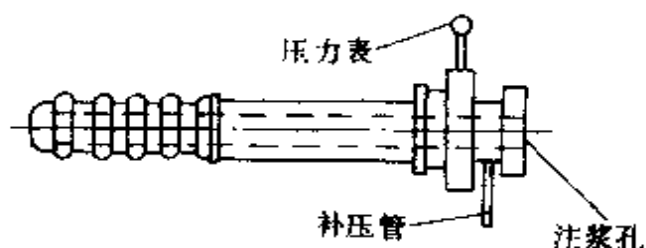


图 6-13 压力注浆示意图

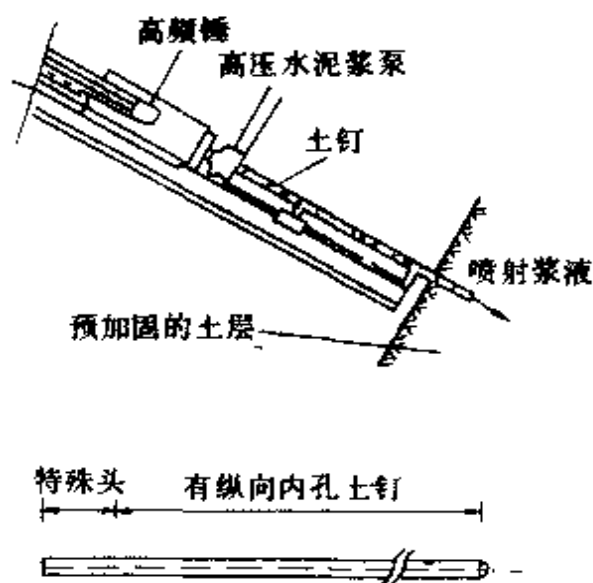


图 6-14 国外土钉施工专利方法——喷枪系统

栓系统除法国南部以外，其它地区还未获得广泛应用。

（四）土钉防腐

在标准环境里，对临时支护工程，一般仅由灌浆做锈蚀防护层，有时在钢筋表面加一环氧涂层。对永久性工程要在筋外加一层至少有 5mm 厚的环状塑料护层，以提高锈蚀防护的能力。

（五）检验和监测

与上层锚杆不同，对土钉不必逐一检查。这表明土钉的整体效能是主要的。在每步开挖阶段，必须挑选土钉进行拉拔试验，以检验设计假定的土钉与土的粘结力。Louis (1986) 建议在工程施工前，对工程中的每一类别土必须安装 4~5 个短的上钉进行拉拔试验。

用应力计可以量测单钉应力分布及其变化规律，这对设计者是一个必不可少的信息反馈。土钉顶部埋设压力盒可获得有益的数据。

对支护系统整体效能最为主要的观测是对墙体或斜坡在施工期间和竣工后的变形观测。对土体内部变形的监测，可在坡面后不同距离的位置布置测斜管进行观测。而坡面位移可直接测出。

第七章 基坑稳定性分析与计算

开挖较深的软粘土基坑时，如果桩背后的土柱重量超过基坑底面以上地基的承载力时，地基中的平衡状态受到破坏，就会发生坑壁土流动、坑顶下陷、坑底隆起的现象，如图 7-1 (a) 所示。为防止这种现象发生，需验算地基是否会产生隆起。以下介绍常用的验算方法。

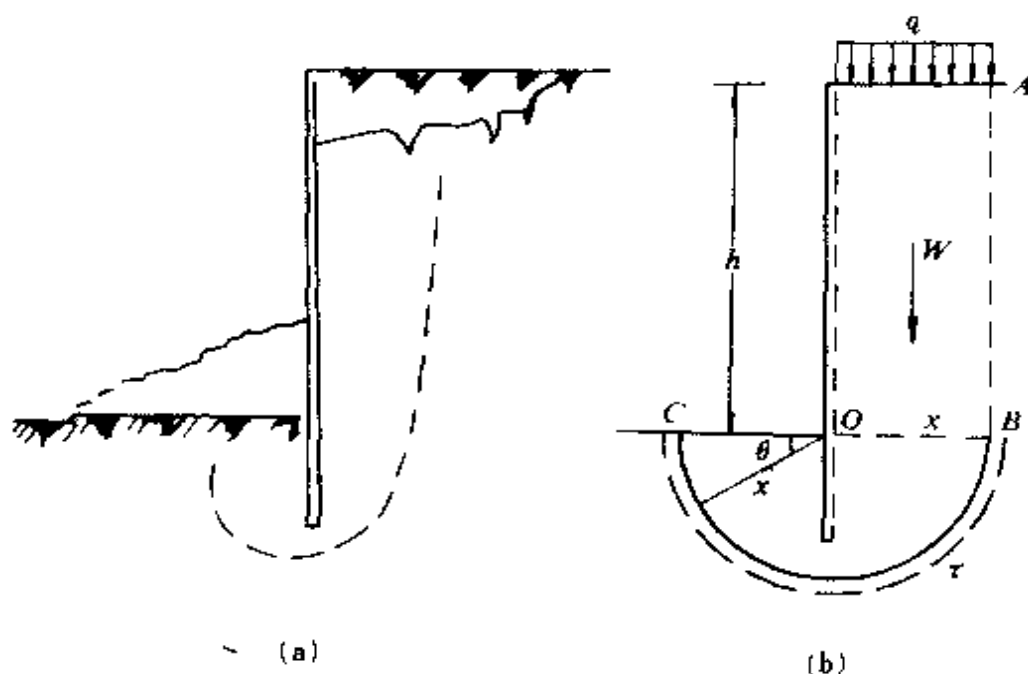


图 7-1 地基的隆起与验算

(a) 地基隆起现象；(b) 验算地基隆起的计算简图

第一节 地基稳定验算法

假定在重量为 W 的坑壁土作用下，其下的软土地基沿圆柱面 \widehat{BC} 发生破坏和产生滑动，失去稳定的地基绕圆柱面中心轴 O 转动。此时，

$$\text{转动力矩: } M_d = W \frac{x}{2}$$

$$W = (q + \gamma h)x$$

$$\text{稳定力矩: } M_r = x \cdot \int_0^\pi \tau(x d\theta)$$

当土层为均质土时，则：

$$M_r = \pi \cdot \tau \cdot x^2$$

式中： τ ——地基土不排水抗剪强度，在饱和软粘土中， $\tau = c$ (c 为内聚力)。

要保证不发生隆起，则要求抗隆起安全系数：

$$K = \frac{M_r}{M_d} \geq 1.20 \quad (7-1)$$

上述验算方法中，未考虑土体与板桩间的摩擦力，也未考虑垂直面 AB 上土的抗剪强度对土体下滑的阻力，所以是偏于安全的。

第二节 地基强度验算法

此法的计算简图如图 7-2 所示。在饱和性软粘土中，内摩擦角 $\varphi = 0$ ，地基土不排水剪切的抗剪强度 $\tau = c$ ，土的单轴抗压强度 $q_u = 2c$ ，地基土的极限承载能力 $q_d = 5.7c$ 。

无板桩时，在坑壁上柱重量 W 的作用下，下面的软土地基沿圆柱面 BD 及斜面 DO 产生滑动。

此时，坑底平面 OB 上的总压力 p_v 为：

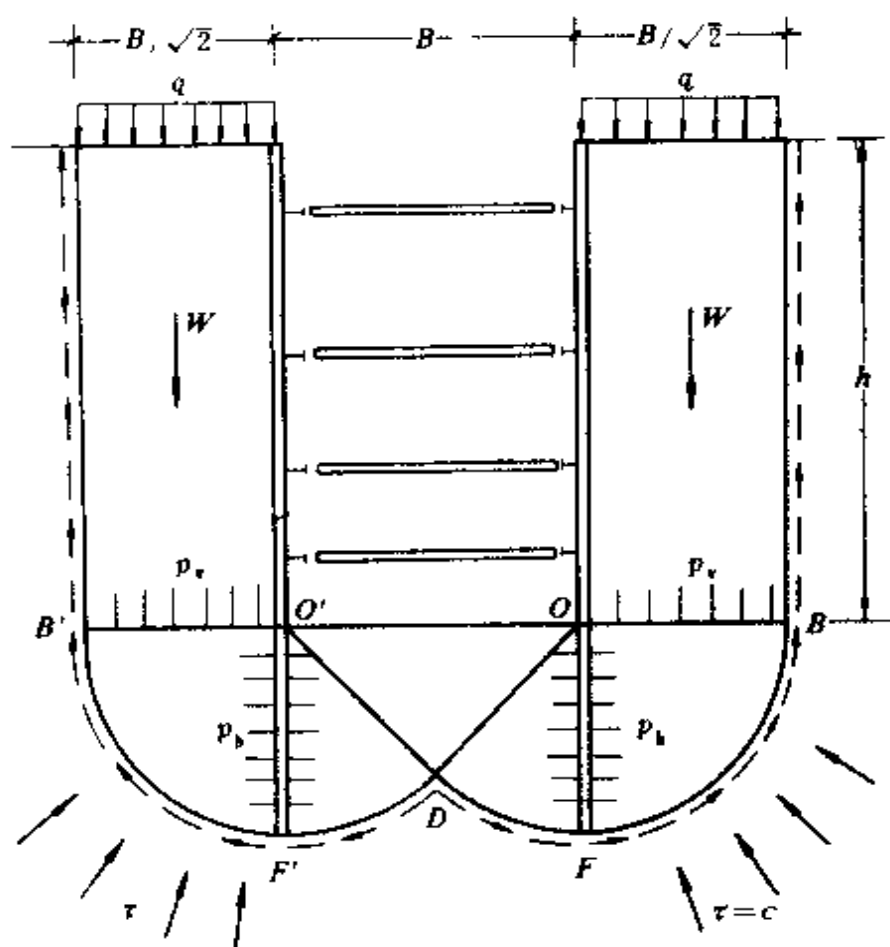


图 7-2 地基强度验算法的计算简图

$$p_v = W - \tau h = (q + \gamma h) \frac{B}{\sqrt{2}} - ch$$

单位面积上的压力 p_d 为：

$$p_v = \frac{p_v}{B \sqrt{2}} = q + \gamma h - \frac{\sqrt{2}ch}{B}$$

此压力与地基土的极限承载能力的比值即抗滑动安全系数 K ，如 K 满足下式，则地基土稳定，不会产生滑动和隆起：

$$K = \frac{q_d}{p_v} \geq 1.5 \quad (7-2)$$

因为 $q_d = 5.7c$ ，所以保证不产生隆起，则要求：

$$p_v \leq \frac{q_d}{K} = \frac{5.7c}{1.5} = 3.8c$$

有板桩时，则地基土的破坏和滑动会受到板桩的阻碍和土体抗剪的阻止。取扇形土体 OBF 为自由体，对 O 点取矩，因此，滑动力矩为：

$$p_v \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}}$$

而稳定力矩则由板桩阻止滑动的力矩和土体抗剪阻止滑动的力矩两部分组成：

$$p_h \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} \cdot c \cdot \frac{B}{\sqrt{2}}$$

其平衡条件为：

$$p_h \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} = p_v \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} \cdot c \cdot \frac{B}{\sqrt{2}}$$

$$\text{即： } p_h = p_v - \pi c \quad (7-3)$$

$$\text{作用在板桩上的总压力： } p_h = (p_v - \pi c) \frac{B}{\sqrt{2}}$$

如板桩的入土深度 $t < \overline{OF}$ ($\overline{OF} = \frac{B}{\sqrt{2}}$)，则水平压力 p_h 一部分由板桩承受，另一部分由板桩下面的土层承受。

如板桩的入土深度 $t \geq 2/3 \overline{OF}$ ，由于板桩的刚度较大，作用在板桩下面土层上的水平压力将大部分转移到板桩上，因此可以认为板桩承担了全部的水平压力 p_h 。

如板桩的入土深度 $t \leq 2/3 \overline{OF}$ ，则假定板桩承受的水平压力为：

$$p_h = 1.5t(p_v - \pi c) \quad (7-4)$$

此部分水平压力，可以认为是均匀分布在入土部分的板桩上。

作用在板桩上的水平压力 p_h ，由基坑底下面位于板桩前面的土体的抗压强度和板桩入土部分的抗弯强度来平衡。即入土部分的板桩承受的荷载为：

$$p_t = p_h - q_u \cdot t = p_h - 2ct \quad (7-5)$$

入土部分呈悬臂状态的板桩，如在 p_v 作用下受弯破坏，则坑底以下的土体也将破坏而发生隆起，否则，上体就不会隆起。

如果板桩下端打入硬土层内，则由于硬土层对板桩底端的支承会使其最大弯矩减小，这对防止板桩受弯破坏是有利的。

如果硬土层位于坑底之下深度为 D 的位置（图 7-3），且 $D < B/\sqrt{2}$ ，则滑动面应与硬土层相切，此时：

$$p_v = q + \gamma h - \frac{ch}{D} \quad (7-6)$$

由于 $D < B/\sqrt{2}$ ，所以 p_v 将减少，同时，板桩承受的水平压力 p_h 和 p_v 也将减小，这对防止坑底的上体隆起是有利的。

第三节 同时考虑 c 、 φ 的抗隆起验算法

对于粘性土，土体抗剪强度指标应包括 c 和 φ 。将支护结构底平面作为求极限承载力的基准面，如产生滑动，其滑动曲线形状如图 7-4 所示。参照 Prandtl 和 Terzaghi 地基承载力公式，未考虑 AC 面上土抗剪强度的作用，可采用下式验算抗隆起安全系数：

$$K_s = \frac{\gamma D N_q + c N_c}{\gamma(H+D) + q} \quad (7-7)$$

式中： γ ——土重度（ kN/m^3 ）；

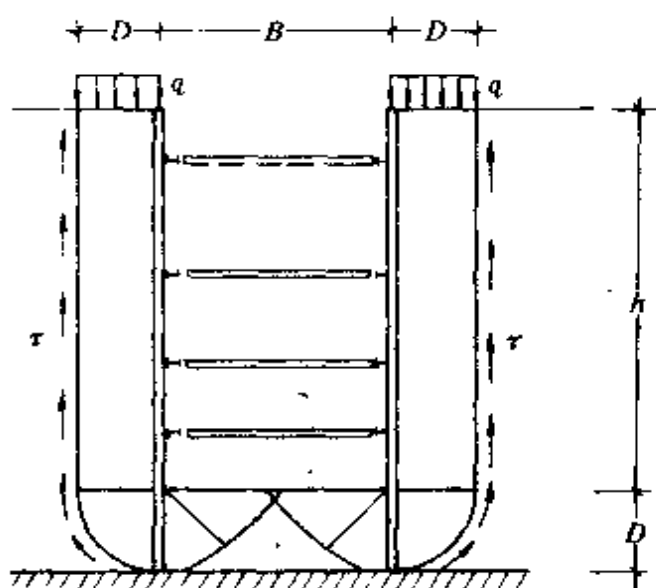


图 7-3 板桩打入硬土层时地基稳定验算的计算简图

c ——土内聚力 (kN/m^2);

q ——地面超载 (kN/m^2);

N_c 、 N_q ——地基承载力系数。

用 Prandtl 公式时, N_c 、 N_q 按下式计算, 此时要求 $K_s \geq 1.1 \sim 1.2$ 。

$$N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \cdot e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\text{tg} \varphi} \quad (7-8)$$

用 Terzaghi 公式时, N_c 、 N_q 按下式计算, 此时要求 $K_s \geq 1.15 \sim 1.25$ 。

$$N_q = \frac{1}{2} \left[\frac{e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \text{tg} \varphi\right)}}{\cos \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^2 \quad (7-9)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\text{tg} \varphi}$$

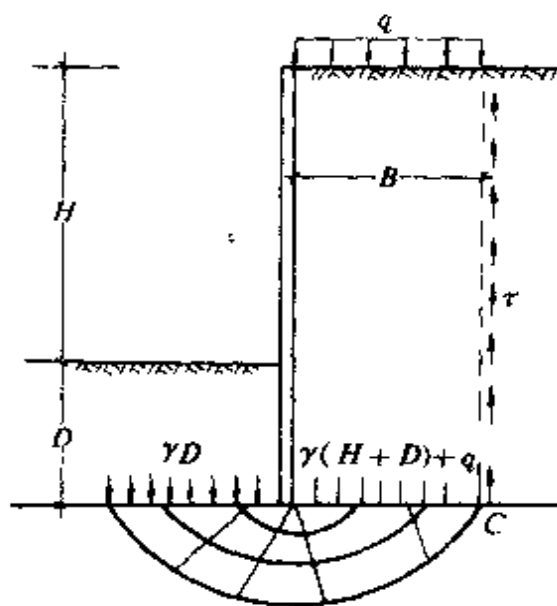


图 7-4 考虑 c 、 φ 的抗隆起示意图

第四节 Caguot 验算基坑稳定性公式

Caguot 等人认为坑底土沿

图 7-5 所示的曲线滑动, 致使基底隆起。如以支护结构底的水平面为基准面, 非开挖侧面上的竖向应力 $q_1 = \gamma_1 H + q$, 开挖侧面上的竖向应力 $q_2 = \gamma_2 D$, 根据滑动线理论, 可推得:

$$q_1 = q_2 \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

或 $\gamma_1 (h+D) + q$

$$= \gamma_2 D K_p \cdot e^{\pi \gamma \varphi}$$

由此可得入土深度 D 的计算公式为：

$$D = \frac{\gamma_1 h + q}{\gamma_2 K_p \cdot e^{\pi \gamma \varphi} - \gamma_1} \quad (7-10)$$

式中： D ——使坑底不隆起需要的支护结构入土深度 (m)；

γ_1 、 γ_2 ——非开挖侧土的重度、开挖侧基坑底以下土的重度 (kN/m^3)；

h ——基坑开挖深度 (m)；

q ——地面超载 (kN/m^2)；

φ ——土的内摩擦角 ($^\circ$)；

K_p ——被动土压力系数。

坑底稳定与支护结构的入土深度有关，支护结构的入土深度还与支护结构的变形有关。但只要能保证坑底不失稳和入土深度满足需要即可，过多的增加入土深度，对支护结构变形和内力并无有利影响，试验已证明了这一点。另外，对被动土体进行加固（注浆、做深层搅拌水泥土桩），能有效地保证坑底稳定和减少支护结构的变形。

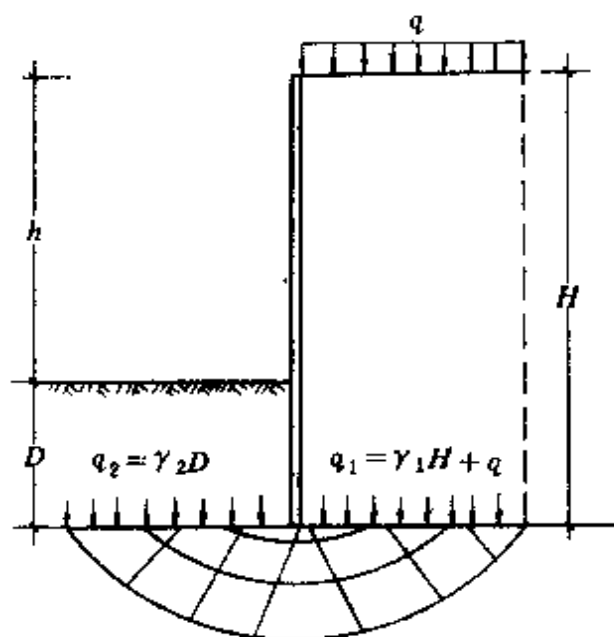


图 7-5 Caguot 基坑稳定计算图式

第五节 管涌验算

基坑开挖后，地下水形成水头差 h' ，使地下水由高处向低处渗

流。因此，坑底下的土浸在水中，其有效重量为浮重力密度 γ' 。

基坑管涌计算简图见图 7-6。当地下水的向上渗流力（动水压力） $j \geq \gamma'$ 时，上粒则处于浮动状态，于是坑底产生管涌现象。要避免管涌现象产生，则要求：

$$\gamma' \geq Kj$$

式中： K ——抗管涌安全系数， $K = 1.5 \sim 2.0$ 。

试验证明，管涌首先发生在离坑壁大约等于板桩入土深度一半的范围内。为简化计算，近似地按紧贴板桩的最短路线来计算最大渗流力：

$$j = i \cdot \gamma_w = \frac{h'}{h' + 2t} \cdot \gamma_w \quad (7-11)$$

式中： i ——水头梯度；

t ——板桩的入土深度；

h' ——地下水位至坑底的距离；

γ_w ——地下水的重力密度。

不发生管涌的条件，应为：

$$\gamma' \geq K \frac{h'}{h' + 2t} \gamma_w \quad (7-12a)$$

也可改写为：

$$t \geq \frac{Kh' \gamma_w - \gamma' h'}{2\gamma'} \quad (7-12b)$$

即板桩入土深度如满足上述条件，则不会产生管涌。

如坑底以上的土层为松散填土、多裂隙土层等透水性好的土层，

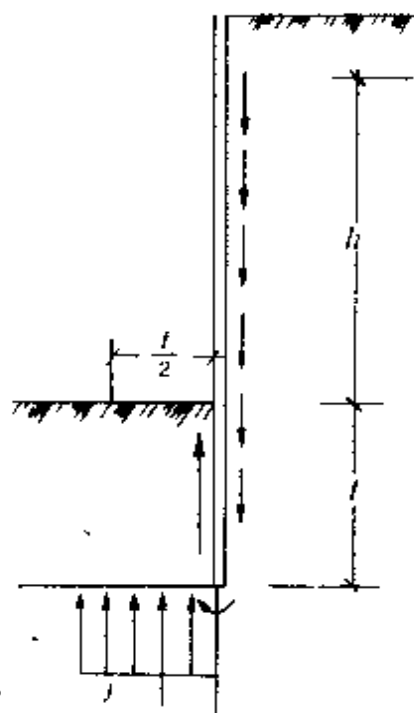


图 7-6 基坑管涌的计算简图

则地下水流经此层的水头损失很小，可略去不计，此时不产生管涌的条件为：

$$t \geq \frac{Kh' \gamma_w}{2\gamma'} \quad (7-13)$$

或

$$\frac{2\gamma' t}{h' \gamma_w} \leq K \quad (7-14)$$

在确定板桩入土深度时，也应符合上述条件。

第六节 基坑周围土体变形计算

在大、中城市内建筑物密集地区开挖深基坑，周围土体变形是不容忽视的问题。周围土体变形（沉降）过大，必然引起附近的地下管线、道路和建筑物产生过大的或不均匀的沉降，带来危害，在我国及其它国家这种事已屡有发生。

基坑周围土体变形与支护结构横向变形、施工降低水位都有关。如开挖基坑时支护结构的支撑（拉锚）加设及时或施加预顶（拉）力，则支护结构横向变形较小，基坑周围地面沉降也就小，如图 7-7（a）所示；如开挖基坑时，支撑（拉锚）加设不及时、顶部无支撑（拉锚）或坑边有重大的地面荷载等，则支护结构横向变形较大，对周围地面沉降的影响亦大，如图 7-7（b）所示。一般情况下，周围地面沉降与支护结构横向变形是成正比的。经过实测证明，在上海地区，如基坑刚开挖，土体中尚存在较高的孔隙水压力时，两者的关系如式（7-15）所示；开挖后经过一定时间，待孔隙水压力消散后，两者的关系则如式（7-16）所示。

$$\frac{F_s}{F_w} \approx 0.50 \quad (7-15)$$

$$\frac{F_s}{F_w} \approx 0.85 \quad (7-16)$$

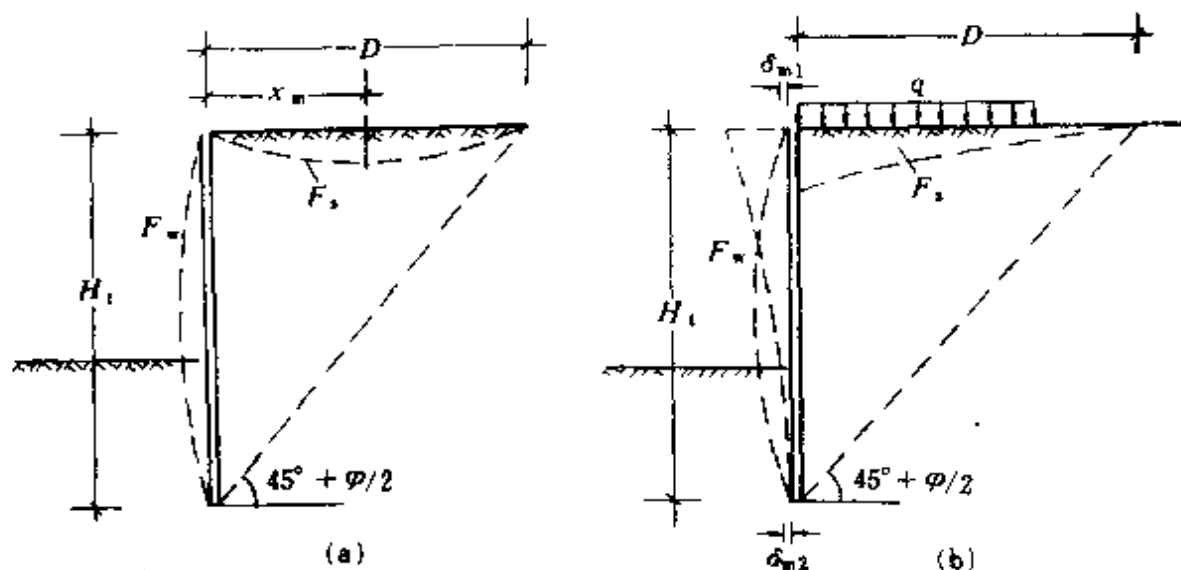


图 7-7 支护结构横向变形引起的基坑周围土体变形

(a) 小变形者；(b) 大变形者

式中： F_w ——支护结构及其横向变形曲线包围的面积；

F_s ——地面及其沉降曲线包围的面积。

关于支护结构横向变形引起的地面沉降值 $\delta_{w(x)}$ 的计算，Peck, E. B. 教授于 1969 年即提出简化计算方法，其计算程序如下：

- (1) 计算支护结构的横向变形曲线；
- (2) 以积分方法求出支护结构及其横向变形曲线包围的体积 V_w ；

- (3) 按下式计算地面沉降影响的距离 D ：

$$D = H_t \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7-17)$$

式中： D ——地面沉降影响距离；

H_t ——支护结构长度；

φ ——土的内摩擦角。

- (4) 按下式计算基坑边处的地面沉降值：

$$\delta_{sv(0)} = \frac{4V_w}{D} \quad (7-18)$$

式中： $\delta_{sv(0)}$ ——基坑边处地面沉降值；

其它符号同前。

(5) 按下式计算沉降影响范围内（距离坑边 x 处）的地面沉降值：

$$\delta_{sv(x)} = \delta_{sv(0)} \cdot \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (7-19)$$

上述计算方法并非完美无缺，还值得做进一步的研究和探讨。目前，国内外都有人在这方面做深入的研究，已有部分成果。

至于因施工降水而引起的地面沉降值，从理论上讲可以按下式计算：

$$\delta_{su(x)} = \sum_{i=1}^n E_{su_i} \cdot \Delta u(x)_i \cdot \Delta h_i \quad (7-20)$$

式中： $\delta_{su(x)}$ ——施工降水引起的地面沉降值；

E_{su_i} ——第 i 层土的压缩模量；

$\Delta u(x)_i$ ——距离基坑边 x 处第 i 层土内孔隙水压力变化量；

Δh_i ——第 i 层土的厚度。

由此，开挖深基坑时基坑周围地面沉降值

$$\delta_{s(x)} = \delta_{sv(x)} + \delta_{su(x)} \quad (7-21)$$

式中： $\delta_{s(x)}$ ——由于支护结构横向变形和施工降水引起的地面沉降值；

其它符号同前。

第八章 深基坑开挖地下水处理

第一节 地下水处理方法与基本要求

在地下水位较高的地区开挖深基坑时，上的含水层被切断，地下水会不断地渗入到深基坑内。为提供地下工程作业条件，防止与地下水有关的涌砂、边坡失稳及地面变形、地基承载力下降等造成的危害，必须对地下水进行处理。

一、地下水处理方法

深基坑工程中地下水的处理方法，应根据基坑开挖深度、周围环境及场地水文地质条件选取。一般可供选用的方法有：

- (1) 基坑明沟排水；
- (2) 降水：包括轻型井点降水和深井降水；
- (3) 隔渗：包括竖向隔渗（悬挂式竖向隔渗帷幕和落底式竖向隔渗帷幕）和水平封底隔渗。

二、深基坑地下水处理设计应具备的资料

- (1) 含水层的性质；
- (2) 含水层的厚度及顶底板高程；

(3) 地下水位标高及其动态规律以及各层水之间的水力联系状况；

(4) 各含水层的渗透系数值。在采用深井井点降水和水平封底隔渗方法时，必须取得深部砂、卵、砾石层的渗透系数；

(5) 含水层的补给条件，深基坑与附近大型地表水源的距离关系及其水力联系；

(6) 深基坑开挖深度、尺寸范围，深基坑周围建筑物与地下管线的基础情况，深基坑支挡结构类型；

(7) 深基坑工程维持时间，以及在此季节内的气象资料。

三、方案的选择与设计

深基坑工程中地下水处理方案的选择与设计，应满足以下三项原则：

(1) 保证深基坑在开挖期间能获得干燥的作业空间；

(2) 保证深基坑边坡的稳定和基坑底板的稳定；

(3) 保证临近深基坑的建（构）筑物及地下管线的正常使用。

为达到上述要求，地下水处理设计中，必须包括变形观测设计、信息施工制度、信息反馈处理程序以及应急应变措施。

四、地下水处理工程复杂程度的划分

编制地下水处理方案时，应考虑降水的复杂程度。一般可按基坑面积、降水深度和深基坑工程的安全等级分为简单、中等、复杂三个等级。表 8-1 所列数值可作参考。

深基坑地下水处理的设计应与边坡支护结构的设计统一考虑，对降水引起的地面变形和支护结构水平位移引起的地面变形应有综合的预计，并判断其是否在允许限度内。

一般而言，隔渗所需代价较高，实施难度较大，但能较好地保护环境。降水则相反，费用相对较低，实施较易，对环境的影响较

大，选择降水或隔渗应通过技术经济指标的全面权衡，作出抉择。

表 8-1 地下水处理工程复杂程度系数表

分 类	基坑形状和大小 (m ²)				降水深度 (m)				深基坑工程的安全等级		
	500~	2000~	5000~	>5000	<6	6~10	10~16	>16	三 级	二 级	一 级
复杂程度系数	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	4

注：表中三个分项系数之和称为“复杂程度系数”，该系数小于等于 5 者为简单，6~8 者为“中等”，大于等于 9 者为“复杂”。

第二节 基坑明沟排水设计施工

明沟排水属重力降水，是在基坑内沿坑底周围设置排水沟和集水井，用抽水设备将基坑中水从集水井排出，以达到疏干基坑内积水的目的。

在人工填土及浅层粘性土中赋存的上层滞水水量不大，或放坡开挖边坡较平缓，或坑壁被覆较好的条件下，一般可采用明沟排水方法。

排水沟和集水井就设置在地下室基础边线 0.4m 以外，沟底至少比基坑底低 0.3~0.4m，集水井底比沟底低 0.5m 以上。随基坑开挖逐步加深，沟底和井底均保持这一深度差。沟、井平面布置和是否砌筑，视工程条件而定。

基坑明沟排水尚应重视环境排水，必须调查基坑周围地表水是否可能对基坑边坡产生冲刷潜蚀作用，必要时宜在基坑外采取截水、封堵、导流等措施。

第三节 降水设计施工要点

一、降水的目的

(1) 当基坑底面深入到含水层中时, 将基坑范围内的地下水位降低到基坑底面以下, 保持基坑干燥;

(2) 当基坑底面下有一定厚度的隔水层时, 将承压水降低一定高度, 以减小承压水头压力, 防止产生突涌。

二、降水种类

降水包括轻型井点降水和深井降水。

人工填土及浅层粘性土中赋存的上层滞水量不大, 可采用轻型井点降水; 当地层为砂、卵、砾石层, 一般含丰富的层间承压水, 承压水头超过含水层顶板 8~10m, 在此种条件下, 宜采用深井降水。

轻型井点降水应按下述要求进行:

(1) 基坑开挖要求降低水位深度达 5~6m 时, 宜慎重选用; 要求降低水位超过 6m 时, 不宜采用此法。

(2) 根据浅部地层性质, 选择合适的泵抽水, 如射流泵、隔膜泵、真空泵等。

(3) 轻型井点降水井的结构必须能防止涌砂。

深井降水工作应按以下要求进行:

(1) 当选取深井降水方案时, 可根据水文地质条件、降深要求和环境保护要求采用完整井或非完整井。单井出水量一般为 30~80m³/h。

(2) 管井的施工按《供水管井设计施工与验收规范》(JJ10—86) 的有关技术规定进行。井管与孔壁间的环状间隙顶部的 15~20m 段, 必须用优质粘土球封堵。管井抽水时的含砂量在开泵后 30min

取样测试，其含砂量应小于五万分之一；长期运行时的含砂量应小于十万分之一，否则，应停抽或采取措施减小水中的含砂量。

(3) 在管井降水时，基坑的总降水量可以用大井法进行估算，其公式如下：

$$Q = 2\pi K_0 SR$$

$$K_0 = \frac{(S - 0.8L)}{H} K \quad (8-1)$$

式中： K_0 ——含水层概化渗透系数 (m/d) (如图 8-1)；

R_0 ——基坑等效圆半径 (m)， $R_0 = 0.565 \sqrt{F}$ ；

F ——基坑面积 (m^2)；

S ——承压水水位下降设计值 (m)；

K ——完整井，过滤器设在底部 20m 求算的渗透系数 (m/d)；

H 、 L ——如图 8-1 表示值 (m)。

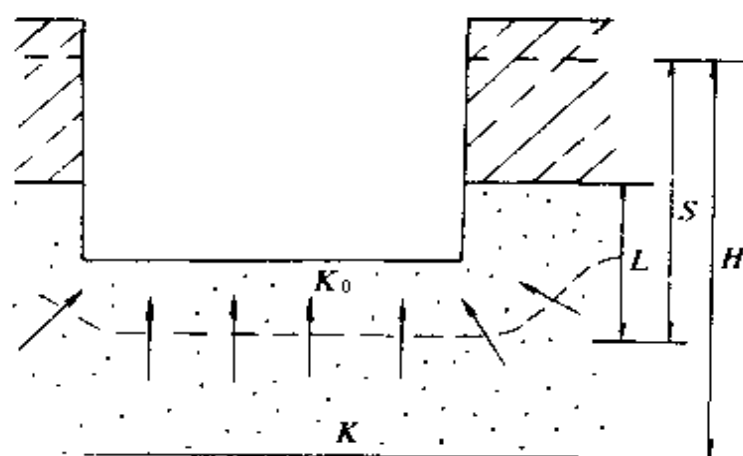


图 8-1 K_0 计算简图

(4) 必须根据基坑的形状、地下水处理和复杂程度以及场地承压水层的有关参数，编制出选择不同方案降水后承压水位的等值线图及基坑周边地面沉降预测图。

①对承压含水层的完整井，可运用稳定流公式，求算基坑内外

任意点的水位降 S ，然后按承压水干扰值之和计算并绘制等值线图。在有回灌的条件下，也可按其相应的回灌压力、回灌量以及回灌时含水层的各种参数，并计算绘制等值线图。

$$S = \frac{0.366}{MK} \sum_{i=1}^n Q_i (\lg R - \lg r_i) \quad (8-2)$$

当有 n' 个回灌井进行回灌时，在任意点处将使承压力的水位增加，此时 S 将为负值，写为 S' ，即代表水位升高，其计算公式为：

$$S' = \frac{0.366}{MK'} \sum_{i=1}^{n'} Q_i (\lg R' - \lg r_i') \quad (8-3)$$

以上式中： M ——含水层厚度（m）；

S, S' ——任意点因 n, n' 口井抽水或回灌引起的水位下降或上升值（m）；

R, R' ——抽水或灌水时承压水的引用影响半径（m）；

r_i, r_i' ——任意点距抽水或回灌井的平面距离（m）；

K, K' ——分别为抽水或回灌时含水层的渗透系数（m/d）；

Q_i ——抽水或灌水井的单井水量（m³/d），此时 $S_n = S + S'$ ；

S_n ——抽水和回灌时的任意点水位降（m）。

②在按规定计算和绘制承压水位等值线图和流网图的基础上，绘制降低承压水时的地面附加沉降等值线预测图。

某点地面沉降量的计算公式如下：

$$\Delta S_n = M_s \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{wi} \frac{\Delta h_i}{\Delta E_{si}} \quad (8-4)$$

式中： ΔS_n ——承压水水位下降引起的地面沉降（cm）；

M_s ——经验系数（0.5~0.9）；

σ_{wi} ——承压水水位下降引起的各计算分层有效应力增量（kPa）；

Δh_i ——受降水影响地层的分层厚度（cm）；

E_s ——各分层的压缩模量 (kPa);

n ——计算分层数。

(5) 回灌井的设置应因地制宜,避免因回灌形成局部反漏斗,增加基坑壁外侧的水头高度。

(6) 当选取管井降水方案时,基坑支护结构水平位移如果超过基坑安全等级要求,必须采取限制支护结构位移的措施。

三、深井降水的工作程序

(1) 搜集资料。

(2) 工程降水水文地质勘察。

(3) 编制降水方案,除按有关规范执行外,尚应注意:

①多种方案的技术经济效益对比及其选择;

②降水对周围环境影响的预测;

③降水与护坡、支撑系统的相互影响的预测;

④变形观测布置;

⑤应急应变措施。

(4) 编制和审查工作纲要(施工组织设计)和实施细则。

(5) 施工、安装各项设施并验收。

(6) 按降水设计要求持续降水。在此期间必须保证:

①降水设施正常运行,动力源不中断;

②对基坑和环境的变形持续监控;

③各项应变措施到位。

(7) 提交工程降水成果,除按规范及质检要求提供所需资料外,降水工程结束后,尚需对周围建(构)筑物持续一段时间的沉降观测,直至确认不会因降水产生的滞后地面沉降而影响环境安全为止。

第四节 隔渗设计

用高压旋喷、深层搅拌或高压灌浆法形成具有一定强度和抗渗性能的水泥土墙或底板，阻止地下水渗入基坑的方法，称之为隔渗。

一、隔渗的一般规定

(1) 采用隔渗应因地制宜，对场区及邻近场地的地层结构、水文地质特征需有足够的确切资料。

(2) 在获得正确资料后，宜计算和绘制流网图，直观了解场地地下水渗透规律，较准确地预估基坑涌水量、隔渗帷幕内外的水压力差和坑底浮托力，以此作为隔渗帷幕或封底底板厚度计算的依据。

(3) 隔渗体抗压强度宜等于大于 5MPa，渗透系数宜小于等于 $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。

(4) 隔渗能否达到预期目的，只能在基坑开挖施工中予以检验，因此必须备有应急措施。对竖向帷幕隔渗，应备有灌浆补漏和明沟排水措施；对水平封底，应在坑内设置减压井（孔）。

(5) 隔渗体的厚度和密度应经过计算确定，并综合考虑环境安全。

二、落底式竖向隔渗设计施工要点

(1) 设置竖向隔渗帷幕一直深入到含水层底且进入下卧不透水层深度不大者，称为落底式隔渗帷幕。这一般适用于下卧不透水层深度不大者。

(2) 设置落底式帷幕，会形成墙内外较大的水压力差。因此，对帷幕结构强度，水平方向变形及整体稳定性等，均需验算。

(3) 在含水埋深大，厚度大的情况下，落底式竖向隔渗帷幕的施工难度大，难以完全隔绝地下水入渗，故应在帷幕内设置一定数

量的抽水井，抽排透过帷幕入渗的地下水流。

三、悬挂式竖向隔渗设计施工要点

(1) 竖向隔渗帷幕未穿透含水层者，称为悬挂式隔渗帷幕，一般用于隔断上层滞水（潜水），或延长承压水的渗透路径。

(2) 采用桩排支护结构，又需要隔渗时，需在支挡结构外侧设置旋喷桩，或垂向连续注浆充填桩间孔缝。

(3) 在场地条件允许时，宜使竖向隔渗帷幕自成体系，与基坑支护系统分离，设置在支护系统主动土压力区以外，使帷幕只承受静水侧压力。

(4) 在场地狭窄且环境条件严峻时，宜选用既挡土又挡水且可纳入永久性地下工程的支护结构，如地下连续墙等。

四、水平封底设计施工要点

(1) 以高压旋喷或其它合适的方法在基坑开挖深度以下一定位置形成足够强度的水泥土隔渗底板，以水平隔渗体自重、工程桩与底板之间的摩擦力和底板与坑底之间一定厚度的土自重，来平衡地下水的浮托力，以防止坑底产生突涌，这种方法称为水平封底隔渗。

(2) 水平封底一般与悬挂式竖向隔渗墙结合，形成五面隔渗（或称周底隔渗）的“浮箱”式建（构）筑物，其受力状况需进行预估和验算，包括：

- ①底板抗弯和抗冲切性能的验算；
- ②底板抗渗性能的检验；
- ③底板与工程桩结合处的摩阻力允许值验算；
- ④按下列推荐式进行底板厚度验算：

$$H \geq \frac{P_b \cdot A_c}{A_c \cdot \gamma_c + \mu \cdot f_{sp}}$$

式中：H——底板厚度（m）；

A_i —— 每桩所负担的抗浮力面积 (m^2);

γ_c —— 旋喷水泥土混合体重度 (kN/m^3);

μ —— 单桩周长 (m);

f_{sp} —— 桩与旋喷体之间的摩擦力 (kPa);

P_b —— 单位面积承受的浮托力 (kPa)。

(3) 对水平封底可采用以下加强措施:

①在场区内均匀布设减压孔(井)。封底与导渗相结合,减少底板受力。

②在工程桩与底板接触的桩段设置对鞘螺旋锚杆,加强工程桩的抗拉强度,从而增加底板浮托力。

③水平封底的顶板低于基底标高,使封底体有一定厚度的土层,以增加抗浮能力。

④底板与支护系统结合处宜增加封底厚度,加强水平封底与垂直帷幕之间的紧密结合,以堵塞该部位易于留下的漏洞,并增加抗变形能力。

在工程地质水文条件合适的场地可以采用悬挂式隔渗与坑内井点抽水相结合的方法,可一定程度地减少对环境的影响。

第九章 深基坑支护工程的 监测与维护

第一节 深基坑支护工程的监测

深基坑支护工程的监测工作应根据设计要求和场地情况事先制定方案。监测方案应具备下列基本内容：

- (1) 监测项目及其监测方法与精度要求；
- (2) 各监测项目的实施细则，包括仪器设备、观测周期、工序管理和记录制度等；
- (3) 信息反馈体系。

监测内容包括下列三个方面：

- (1) 变形监测；
- (2) 应力、应变监测；
- (3) 地下水动态监测。

各种监测的具体对象、方法见表 9-1。各种监测技术均应符合有关专业的规范、规程的规定。

深基坑工程监测应以获得定量数据的专门仪器测量或专用测试元件监测为主，同时辅以现场目测检查。采用仪器监测的项目的选择应根据工程的安全等级而定。可分为必需进行的项目和有条件（或为专门研究）进行的项目两类，下表（表 9-2）可作为参考。

表 9-1 监测对象、方法与要求

项目	对 象	方 法
变形	地面、边坡、坑底土体，支护结构（桩、锚、内支撑、连续墙等）、建（构）筑物（房屋、构筑物、地下设施等）	目测巡检，对倾斜、开裂、鼓凸等迹象进行丈量、记录、绘制图形或摄影； 精密水准、导线测量水平和垂直位移，经纬仪投影测量倾斜； 埋设测斜管、分层沉降仪测量深层土体变形
应力应变	支护结构中的受力构件、土体	预埋应力传感器、钢筋应力计，电阻应变片等测量元件； 埋设土压力盒
地下水动态	地下水位、水压，抽（排）水量、含砂量	设置地下水位观测孔；埋设孔隙水压力计；对抽水量、含砂量定期观测、记录

表 9-2 监测项目的选择

监 测 项 目	工程安全等级		
	一 级	二 级	三 级
边坡土体位移观测（用测量仪器）	a	a	a
边坡土体位移观测（用测斜仪）	a	b	b
支护结构位移观测（用测量仪器）	a	a	a
支护结构位移观测（用测斜仪）	a	b	b
边坡土体沉降观测	a	b	b
支护结构沉降观测	a	a	a
边坡土体内部沉降观测	b	c	c
相邻建（构）筑物变形观测	a	a	c
支护结构受力状态观测	b	c	c
土体的土压力及孔隙水压力观测	b	b	c
地下水动态观测	深层降水时必须进行		

注：a 表示必须进行的项目；b 表示有条件时可进行的项目；c 表示可不进行的项目。

在建筑密集的城区开挖深基坑，其四邻建筑物的变形的观测是必不可少的。基坑影响范围随其开挖深度的增加而增大，一般从基坑边缘 30~50m 范围内的建（构）筑物应是监测的主要考虑目标。至

于监测对象，则须视建（构）筑物的重要性及其可能受影响的程度恰当确定。监测要求如下：

- (1) 观测内容包括沉降、水平位移与倾斜；
- (2) 因变形产生裂缝时监测裂缝的变化；
- (3) 降水及开挖阶段应重点进行观测。

在基坑开挖施工过程中，如基坑突然发生异常情况（如严重的涌砂、冒水），以及支护结构或邻近地面建（构）筑物与地下管线出现严重变形或其它突发事件时，应及时进行专门监测。

在进行深层降水的情况下，有形成大面积地面沉降的可能，监测范围有必要扩大到降水影响半径以外，观测对象以地面沉降和地下水动态为主，有条件时可设置若干分层沉降观测孔，采用分层沉降仪进行观测，或分层设置深层沉降标，用水准仪进行观测。

对上体和支护结构的沉降观测可按以下要求进行：

(1) 在基坑周边按一定间距布置观测点，数量不少于 6 个，采用精密水准仪按有关规范要求要求进行观测。

(2) 观测基准点要求稳固，应设在开挖和降水影响范围以外，数量不得少于 2 个。

(3) 观测精度分二等、三等两种。二等水准测量闭合差应小于 $\pm 0.5 \sqrt{n} \text{ (mm)}$ (n 为观测站数)，三等水准测量的闭合差应小于 $\pm 1.0 \sqrt{n} \text{ (mm)}$ 。

(4) 工程有特殊要求时，应按相应要求进行观测。

(5) 沉降观测资料整理：

① 每次观测要求记录各个观测点的高程，本次沉降量，累计沉降量，沉降速率等；

② 根据各阶段观测成果绘制沉降(S)-时间(T)关系曲线图、沉降(S)-水平位移(L)-距离(H)关系展开曲线图。

深层土体内部的位移可利用钻孔测斜仪进行观测。具体作法是

先设置所需数量的钻孔将专用柔性测斜管垂直埋设于土层中，定期量测不同深度处的土体位移，绘制不同时间不同标高（深度）处的位移曲线。

支护桩的水平位移可通过埋设于桩体内的测斜管进行观测。观测点间距为 0.5~1.0m。并应进行相应资料整理。

土体应力与孔隙水压力应按下列要求监测：

(1) 土压力可通过预埋压力盒或直接使用应力铲进行测试，以土压力为纵坐标，时间为横坐标绘制土压力变化曲线。

(2) 孔隙水压力可用钻孔法或压入法埋设孔隙水压力计进行测试。

(3) 观测成果以压力与时间，压力与荷载关系曲线表示。

各项监测的时间间隔应根据施工进程确定。在开挖卸载急剧阶段，间隔时间不宜超过 3~5 天，其余情况可延长至 5~7 天，运行维护阶段可为 10~15 天。此外，监测频率尚应根据变形（或其它观测测量）的发展趋势及时调整。当变形超过规定的或预估的标准时，应加密监测。如认为有发生危险事故的征兆，则须 24 小时连续监测，并向有关部门发出警报。

第二节 深基坑支护工程的维护与加固

深基坑开挖后，土体与地下水的自然平衡状态会发生巨大的变化，对环境或多或少造成不可避免的影响，基坑自身的稳定程度则会随着暴露时间的延长而降低。因此应做好整个地下工程的计划安排，尽量缩短工期，减少暴露时间，及早回填。

必须重视科学管理、文明施工。土方开挖和地下结构施工时，不得碰撞损伤支护构件及降排水设施和观测标志、测量元件等。土方随挖随运，不得随意堆置于基坑周边。施工用料必须放置于坑边的应均匀堆放，不得超过规定的荷载值。施工机械的行驶路线和停放

位置与坑边应保持一定的安全距离。

应做好基坑周边地表水的排泄和地下水的疏导，防止水对坑壁的冲刷、浸润。雨季可采取一定措施将坡面覆盖。

当基坑支护状况恶化时，应果断地采取加固措施。加固的方法有撑、拉、压、灌、堵、减等，以增加被动区压力，减少主动区荷载为原则。

当支护结构变形过大，明显倾斜时，可在坑底与坑壁之间加设斜撑。如基坑外缘有足够空间，可设置拉锚，因拉锚不占用坑内空间，故较坑内支撑有利。

如发现边坡上体严重变形，坑顶有连续裂缝且变形有加速趋势，则应视为整体滑移失稳的前兆，应立即采取紧急处理措施。可用土包或其它材料反压坡脚，同时尽可能在坡顶削载或削坡，保持稳定之后再作妥善处理。

当坑壁漏水流砂时，可用粘土或水泥土阻塞夯实再加混凝土封砌。情况严重时应灌注速凝浆液，阻止水土流失。

当基坑周边建（构）筑物严重开裂、倾斜以至成为危房时，应立即补强、加固或拆除，以确保人身和施工安全。

主要参考文献

1. 陈希哲编著, 1989, 土力学地基基础 (第二版)。北京: 清华大学出版社。
2. 胡世德主编, 1991, 高层建筑施工。北京: 中国建筑工业出版社。
3. 黄强编著, 1995, 深基坑支护工程设计技术。北京: 中国建筑工业出版社。
4. 金同鲁主编, 1995, 地基基础实用设计手册。北京: 中国建筑工业出版社。
5. 林宗元主编, 1992, 国内外岩土工程实例和实录选编。沈阳: 科学技术出版社。
6. 秦惠民、叶政育, 1992, 深基础工程实例。北京: 中国建筑工业出版社。
7. 叶书麟、韩杰、叶观宝编著, 1994, 地基处理与托换技术 (第二版)。北京: 中国建筑工业出版社。